

# Université Mohamed Boudiaf - M'sila

FACULTÉ DE TECHNOLOGIE

DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL



Numéro de série : .....

Numéro d'inscription :

## Thèse

pour l'obtention du diplôme de

### DOCTORAT L.M.D.

**Spécialité: Génie Civil**

**Option: Structures**

sous le **THEME:**

## **Méthode Simplifiée d'Analyse Sismique en Performance Intégrable dans les Règles Parasismiques Algériennes**

**Présentée par**

**BERRA Ibrahim**

**Soutenue le: 28./ 01../ 2021..**

**Devant le jury composé de:**

<u>Nom &amp; Prénom</u>	<u>Grade</u>	<u>Etablissement</u>	<u>Qualité</u>
RAHMOUNI Zine El Abidine	Professeur	Université de M'sila	Président
BOULAOUAD Abderrachid	MCA	Université de M'sila	Rapporteur
TITOUUM Messaoud	Professeur	Université de M'sila	Examineur
MERDAS Abdelghani	MCA	Université de Sétif	Examineur

Année Universitaire : **2020/2021**

# Dédicaces

*Je dédie ce travail à:*

- ❖ *A mes chers parents.*
- ❖ *A ma femme*
- ❖ *A mes chères sœurs.*
- ❖ *A mon cher frère.*
- ❖ *A tous ceux que j'aime.*

## REMERCIEMENTS



TOUT D'ABORD, LOUANGE ET REMERCIEMENTS À ALLAH LE TOUT PUISSANT QUI M'A DONNÉ LA VOLONTÉ, LE COURAGE, LA FORCE ET LA PATIENCE POUR ÉLABORER CE TRAVAIL.

JE VOUDRAIS TOUT D'ABORD EXPRIMER MA PROFONDE GRATITUDE À MON ENSEIGNANT ET ENCADREUR, MONSIEUR BOULAOUAD ABDEERRACHID QUI M'A ACCORDÉ CONFIANCE, AIDE ET SOUTIEN DANS L'ÉLABORATION DE CE TRAVAIL.

JE TIENS ÉGALEMENT À REMERCIER VIVEMENT MONSIEUR BENCHEIKH MOHAMED, DIRECTEUR DU LABO "LDGM" DE L'UNIVERSITE DE M'SILA, AUQUEL JE SUIS AFFILIÉ, AINSI QUE TOUS LES AUTRES MEMBRES.

JE N'OUBLIERAI PAS DE REMERCIER CHALEUREUSEMENT MESSIEURS BOUAYÀ OUSSAMA, (BET) ET CHIKH AZIZ, (C G S) D'ALGER, AINSI QUE L'ENSEMBLE DU PERSONNEL POUR LEUR PRÉCIEUSE

MES SINCÈRES REMERCIEMENTS VONT AU PRÉSIDENT ET AUX MEMBRES DU JURY DE SOUTENANCE QUI M'ONT FAIT L'HONNEUR D'EXAMINER CE TRAVAIL.

JE NE SAURAI OUBLIER DE REMERCIER TOUS LES ENSEIGNANTS DU DÉPARTEMENT DE GÉNIE CIVIL, AINSI QUE TOUTE PERSONNE AYANT CONTRIBUÉ DE PRÈS OU DE LOIN À L'ACCOMPLISSEMENT DE MON TRAVAIL.

## ملخص

من أجل تطوير القانون الجزائري المضاد للزلازل، قمنا بمعالجة بعض نقائصه. فبعد استعراض أهم الطرق المستعملة في التقييم الزلزالي، استنتجنا أن طريقة "التحليل بالجودة" أفضل في تتبع التصرف غير الخطي للجملة، وهذا ما حثنا على اقتراح طريقة بديلة عن الطريقة التقليدية، تجمع بين منهجية القوانين الأمريكية والقوانين الجزائرية ويمكن إدراجها بسهولة في هذه الأخيرة. بالإضافة إلى ذلك قمنا باقتراح طيف تجاوب خاص بالجزائر العاصمة نظرا لخصوصيتها. **كلمات مفتاحية:** القوانين الجزائرية المضادة للزلازل، الطريقة التقليدية، التحليل بالجودة، طيف التجاوب

### Abstract :

As a contribution to the improvement of the Algerian seismic regulation (RPA), we have treated some important deficiencies, particularly those related to seismic evaluation.

The review of the main methods used in seismic evaluation permitted us to observe that "Performance-based" procedure is more suitable to track the nonlinear behavior of the structure step by step until collapse. This fact incited us to propose an alternative method to the classical one. This method, which combines the ATC and FEMA methodology with that of RPA, can be easily integrated in the RPA.

Furthermore, due to its particularity, a design spectrum specific to Algiers City has been proposed. This idea may be extended to other sensible regions in the country.

**Keywords:** RPA, classical method, performance-based method, design spectrum.

### Résumé :

Dans le but de l'amélioration du code sismique algérien (RPA), nous avons traité certaines lacunes de ce code, en particulier celles relatives aux méthodes d'évaluation sismique.

La revue des principales méthodes d'évaluation sismique nous a permis de constater que la nouvelle procédure dite "en performance" est mieux adaptée à traduire le comportement non linéaire de la structure étape par étape jusqu'à la rupture.

Cela nous a poussés à proposer une méthode alternative à la méthode classique. Cette méthode qui combine la méthodologie de l'ATC 40 et du FEMA avec celle du RPA, est facilement intégrable dans les Règles Parasismiques Algériennes.

Comme le spectre du RPA présente en lui-même une anomalie tout en étant complexe, nous avons procédé à son amélioration par la correction de cette anomalie et la réduction du nombre d'équations, ce qui le rend plus performant.

En outre, étant donnée sa particularité, un spectre de calcul spécifique à la province d'Alger a été proposé, l'idée pouvant être étendue à d'autres localités sensibles du pays.

**Mots clés:** RPA, méthode classique, conception en performance, spectre de calcul.

# SOMMAIRE

---

---

## SOMMAIRE

<b>Introduction générale</b> .....	01
<b>Première partie: Recherche bibliographique</b>	
<b>Chapitre 1: Notions préliminaires:</b>	
Introduction.....	05
Notions de Sismologie.....	05
Calcul non linéaire...../.....	13
Réglementation parasismique.....	16
Conclusion.....	26
<b>Chapitre 2: Méthodes d'évaluation de l'effet sismique:</b>	
Introduction.....	27
Méthode classique.....	27
Nouvelles tendances (Méthode de conception en performance) .....	33
Conclusion.....	38
<b>Deuxième partie: Nouvelles tendances d'évaluation sismique:</b>	
<b>Chapitre 3: Fondements des nouvelles tendances d'évaluation de l'effet sismique:</b>	
Introduction.....	39
Analyse Push-over .....	39
Spectre de capacité.....	43
Niveaux de performance selon les codes parasismiques .....	49
Conclusion.....	50
<b>Chapitre 4: Revue des différentes méthodes simplifiées d'analyse en performance:</b>	
Introduction.....	51
Méthode de FEMA 356.....	51
Méthode de l'ATC 40.....	55
Méthode N2.....	61
Résumé des principaux points concernant les trois méthodes .....	64
Comparaison des méthodes simplifiées .....	66
Conclusion.....	67

# SOMMAIRE

---

## Troisième partie: Critique et Proposition

### Chapitre 5: Applications numériques:

Introduction.....	68
Données dynamiques .....	68
Données sismiques .....	69
Analyse linéaire élastique .....	71
Analyse Non-linéaire .....	74
Résultats de l'analyse push over .....	78

### Chapitre 6: Critique de la méthode classique et proposition d'une méthode alternative

Critique de la méthode classique du RPA .....	84
Critique du spectre de calcul de la méthode AMS.....	84
Valeurs du facteur de comportement R .....	86
Propositions pour améliorer le code RPA.....	88
Facteur de comportement.....	88
Spectre de conception proposé.....	89
Définition du spectre proposé.....	93
Utilisation du spectre proposé dans une méthode non linéaire simplifiée .....	95
Conclusion.....	96
<b>Conclusion générale.....</b>	<b>97</b>

### Références

### Notations et symboles

### Liste des tableaux

### Liste des figures



# **INTRODUCTION**

## **GENERALE**

### INTRODUCTION GENERALE

Pour assurer le bien-être public, de nombreux pays ont développé leurs propres codes de construction, appliqués sous forme de norme légale et uniforme afin d'éviter les grandes divergences dans la conception ou la réalisation et offrir aux occupants des immeubles la protection nécessaire contre l'effondrement.

Au début, ces codes ne s'intéressaient qu'à la résistance des bâtiments à un séisme important sans effondrement structurel, mais cette attitude a évolué au fil du temps.

Au début du vingtième siècle, les codes de bâtiment à travers le monde ont commencé à exiger que les structures présentent la capacité suffisante pour résister à une force latérale spécifiée. Ces exigences sont toujours considérées dans la plupart des codes de bâtiment actuels comme méthode de conception de base et sont souvent appelées méthodes de la "force statique équivalente" (FSE).

Dans cette méthode, la résistance sismique était assurée par la disponibilité d'une résistance latérale égale à 10% du poids supporté par la structure tel que requis par le Règlement Japonais du bâtiment "Japanese Urban Building Law Enforcement Regulation" en vigueur après le violent séisme de Tokyo en 1923 et adopté par l'édition de 1927 du Code Américain uniforme du bâtiment (UBC).

Dans l'édition de 1958 de l'UBC, les concepts de réponse dynamique spectrale ont été introduits et la force latérale totale, actuellement appelée "effort tranchant à la base", était calculée par la formule:  $V = ZKCW$ , où Z est un coefficient de zone lié à sismicité régionale, K un coefficient de système structural, C un facteur d'amplification lié à la période fondamentale et W le poids total de la structure.

A la suite du tremblement de terre de Sylmar en 1971, l'Association des Ingénieurs de Structure de Californie (SEAOC) a formé le Conseil de Technologie Appliquée (ATC). Dans le rapport de l'ATC-3.06, les méthodes d'analyse par spectre de réponse ont été introduites comme technique préférable à la méthode de la force statique équivalente (FSE) sus citée.

## INTRODUCTION GENERALE

---

Pour les commodités de calcul, ce type d'analyse par spectre de réponse proposé par les codes utilise un spectre de calcul standard lissé. Ce dernier, qui est de nature statistique, est continuellement revu et sa forme de plus en plus perfectionnée afin de le rendre plus réaliste et plus pratique.

C'est ainsi qu'on s'attache à attirer l'attention sur les régions sensibles, telles que les grandes métropoles, afin de développer leurs propres spectres de calcul. Par exemple, Mexico a son propre spectre de calcul et un spectre de réponse spécifique a été proposé par A. Sil et TG Sitharam pour Tripura, capitale de la province d'Agartala, en Inde [1].

Concernant le code sismique Algérien (RPA) qui est revu en permanence depuis son élaboration en 1981 par l'Organisme Algérien de Contrôle Technique des Constructions (CTC) en collaboration avec l'Université de Stanford de Californie (USA), la révision la plus sérieuse a commencé après le séisme terrible qui a frappé la région d'Alger (Boumerdes) en Mai 2003, conduisant à la dernière et actuelle version de ce règlement connue sous le nom de "RPA 2003" avec des modifications fondamentales concernant de nombreux domaines importants tels que les règles de conception et la carte de zonage sismique. Néanmoins, beaucoup de points restent à revoir, en particulier ceux liés aux méthodes d'évaluation sismique.

En évaluation sismique, l'effort tranchant à la base et le déplacement sont d'une grande importance. Dans la méthode classique, l'effort tranchant est utilisé pour calculer la structure sur la base de critères de résistance définis alors que le déplacement n'est considéré qu'à la fin du processus pour vérifier qu'il ne pas dépasse pas une certaine limite. Une telle méthode permet d'atteindre des objectifs de sécurité, mais n'est pas économique. Par contre, les nouvelles procédures de calcul utilisent le déplacement comme paramètre clé du contrôle des dommages sur la base des objectifs de performances qui associent sécurité et économie.

Ces procédures sont très efficaces dans les opérations de réhabilitation des structures endommagées par les séismes et sont progressivement étendues à la conception des nouvelles structures. Donc, elles sont très appropriées pour l'évaluation du parc

## INTRODUCTION GENERALE

---

immobilier Algérien qui est constitué principalement de structures en portiques auto-stables en béton armé. Une grande partie de ce stock pourrait ne pas répondre aux exigences du règlement en vigueur, le code "RPA 2003" en l'occurrence, étant donné qu'elles ont été construites avant son avènement [2].

Un des objectifs du sujet est de présenter ces méthodes de manière claire et simple, de les comparer par application sur des structures courantes et d'en faire les critiques objectives pour faire ressortir les recommandations jugées nécessaires à leur amélioration. Ces mêmes recommandations peuvent servir à l'élaboration d'une méthode alternative dérivée susceptible d'être incorporée dans les Règles Parasismiques Algériennes qui sont en retard dans ce domaine, comme on vient de le souligner.

En effet, le RPA recommande uniquement la méthode classique malgré ses limites. C'est l'une des lacunes de ce code que nous essayons de combler par notre travail, en contribution à son amélioration.

Les investigations sont focalisées ici sur l'Analyse Modale Spectrale (AMS) communément utilisée pour l'évaluation sismique. Les applications sont faites sur des structures en BA dans les deux cas: structures en portiques auto-stables et structures mixtes (en portiques contreventées par des voiles). En outre, une comparaison est faite avec l'analyse exacte (temporelle) basée sur un certain nombre d'enregistrements sismiques récents qui concernent en fait, la région d'Alger, la capitale. Cette région est très particulière car d'une part, elle regroupe une grande partie de la population et des structures vitales de l'État et d'autre part, elle est souvent soumise à de forts mouvements sismiques. Donc, elle nécessite une réglementation sismique spécifique propre telle que le "Code Fédéral Mexicain de 1987" qui s'applique à Mexico. Dans cette perspective, un spectre de calcul spécifique à la province d'Alger est proposé ici. Toutes ces questions ont guidé notre démarche dans cette thèse présentée en trois parties et six chapitres.

## INTRODUCTION GENERALE

---

Après une synthèse bibliographique dans la première partie, la deuxième traite les nouvelles tendances d'évaluation sismique alors que la troisième englobe les principales critiques et propositions concernant la méthode du RPA

Il nous a paru utile, après l'introduction générale, de rappeler au chapitre I certaines notions préliminaires nécessaires à notre étude. Le chapitre II constitue un développement des principales méthodes d'évaluation sismique disponibles, à savoir la méthode classique des forces et la conception en performance, alors que le chapitre III expose les fondements des nouvelles tendances d'évaluation. La revue des différentes méthodes simplifiées communément utilisées fait l'objet du chapitre IV.

Afin de ne pas encombrer la thèse, la démarche des applications numériques faites avec le logiciel SAP a été exposée dans un chapitre à part, le chapitre V.

Enfin, le chapitre VI est consacré à la critique de la méthode RPA et la proposition d'une méthode alternative, le tout étant couronné par une conclusion générale.



**PREMIERE PARTIE:**

**RECHERCHE**

**BIBLIOGRAPHIQUE**



# **CHAPITRE I:**

## **Notions préliminaires**

## **Introduction**

Avant d'aborder le sujet de l'évaluation sismique et afin de mieux comprendre le phénomène sismique et son interprétation physique, il est nécessaire de présenter certaines notions préliminaires telles que la sismologie, le spectre de réponse, ...

## **I.1: Notions de Sismologie**

### **I.1.1:Définition**

La sismologie est l'étude des séismes (naissance, propagation et enregistrement). Cette science est relativement jeune (le premier enregistrement sismique date de 1889). Parallèlement, la connaissance du noyau terrestre s'est développée. La théorie de la tectonique des plaques, qui explique en partie la cause des tremblements de terre, a été émise dès 1910 par Wegener mais n'a pu être confirmée que dans la seconde moitié du XX<sup>e</sup> siècle.

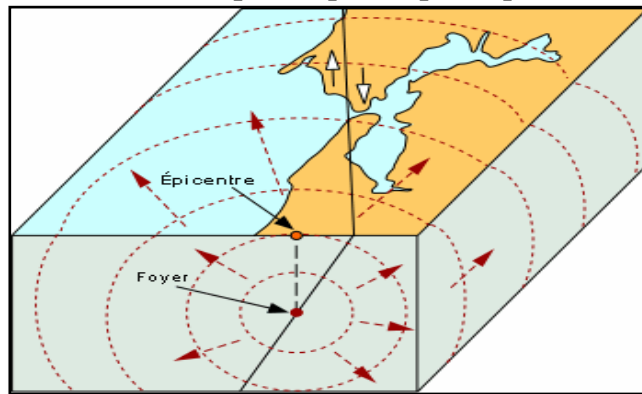
Un séisme ou tremblement de terre se traduit en surface par des vibrations du sol plus ou moins violentes et destructrices. Il provient de la fracturation des roches en profondeur. Celle-ci est due à l'accumulation d'une grande énergie qui se libère, en créant ou en activant des failles, au moment où le seuil de rupture mécanique des roches est atteint. Les dégâts observés en surface sont fonction de l'amplitude, la fréquence et la durée des vibrations.

Les tremblements de terre restent un phénomène imprévisible. Les séismes font chaque année des dizaines des milliers de victimes morts et blessés dans le monde et provoquent des dégâts considérables.

### **I.1.2 : Origine des tremblements de terre**

Lorsqu'un matériau rigide est soumis à des contraintes de cisaillement, il va d'abord se déformer de manière élastique, puis, lorsqu'il aura atteint sa limite d'élasticité, il va se rompre, en dégageant de façon instantanée toute l'énergie qu'il a accumulée durant la déformation élastique. C'est ce qui se passe lorsque la lithosphère est soumise à des contraintes. Sous l'effet des contraintes causées le plus souvent par le mouvement des plaques tectoniques, la lithosphère accumule l'énergie. Lorsqu'en certains endroits, la limite d'élasticité est atteinte, il se produit une ou des ruptures qui se traduisent par des failles. L'énergie brusquement dégagee le long de ces

failles provoque le séisme. A noter que les séismes ne se produisent que dans du matériel rigide. Par conséquent, les séismes se produiront toujours dans la lithosphère, jamais dans l'asthénosphère qui est plastique [3].



**Figure I.1 :** Origine des tremblements de terre [4].

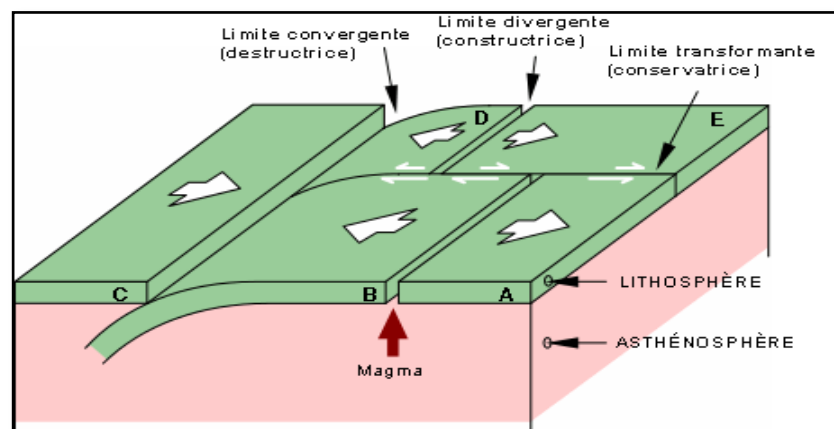
On nomme foyer le lieu du plan de faille où commence la rupture, alors que l'épicentre désigne le point de la surface terrestre à la verticale du foyer [4].

### I.1.3 : Tectonique des plaques et sismicité associée aux limites entre plaques :

L'étude des déplacements aux frontières des plaques lithosphériques et de la sismicité associée s'appelle la tectonique des plaques.

Il existe trois types de limites ou frontières entre plaques [4] :

- les zones d'expansion océanique, dans lesquelles naît la croûte océanique,
- les zones de subduction, dans lesquelles disparaît la croûte la plus dense qui retourne dans l'asthénosphère pour y fondre,
- les zones transformantes, le long desquelles coulisent des plaques ou des fragments de plaques sans création ni résorption de croûte.



**Figure I.2 :** Types de frontières entre plaques [4]

### I.1.4 : Les différents types d'ondes

Le foyer est le point d'où partent les ondes sismiques dans toutes les directions. On enregistre ces ondes (fréquence et amplitude) grâce à des sismographes.

On distingue: les ondes de **volume** et les ondes de **surface**.

#### I.1.4 .1: Les ondes de volume:

Les ondes de volume sont comparables à des rayons lumineux: à chaque changement de milieu, elles sont en partie réfléchies et réfractées. Leur vitesse varie en fonction du matériau qu'elles traversent. Il existe 2 types d'ondes de volume : les ondes P et les ondes S.

##### I.1.4.1.1: Les ondes P (Primaires):

Ce sont des ondes de compression (ou longitudinales) qui compriment puis dilatent successivement le sol, parallèlement à la direction de leur propagation. Ce sont les ondes les plus rapides pouvant atteindre jusqu'à 14 km/s.

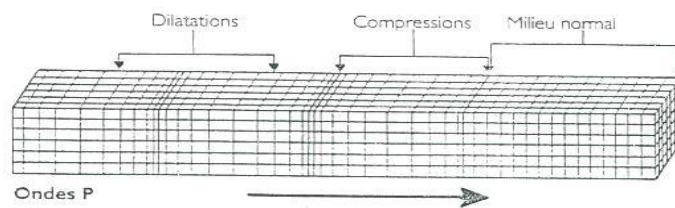


Figure I.3: ondes P sismiques [4]

##### I.1.4.1.2: Les ondes S :

Les ondes S ou ondes Secondaires sont des ondes de cisaillement (ou transversales). A leur passage, les mouvements du sol s'effectuent perpendiculairement au sens de propagation.

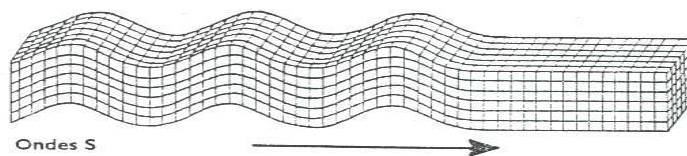


Figure I.4: ondes S sismiques [4]

## CHAPITRE I:Notions préliminaires

Ces ondes ne se propagent pas dans les milieux liquides, elles sont donc arrêtées par le noyau terrestre. Leur vitesse est plus lente que celle des ondes P (environ 1.7 fois plus lentes). Elles apparaissent en second sur les sismogrammes.

**Remarque:** La différence des temps d'arrivée des ondes **P** et **S** suffit, connaissant leur vitesse, à donner une indication sur l'éloignement du séisme. En confrontant les résultats de plusieurs stations, on peut alors localiser l'épicentre du séisme.

### I.1.4.2: Les ondes de surface :

Les ondes de surface ne sont pas créées au foyer comme les ondes de volume. En fait, lorsque les ondes de volume sont réfléchies sur les différentes discontinuités du globe, elles sont modifiées et deviennent des ondes de surface. Ces ondes ont la particularité de ne se propager que dans la croûte et le manteau supérieur. Les deux types les plus connus sont les ondes de **Love** et les ondes de **Rayleigh**.

#### I.1.4.2.1 :L'onde de Love :

Elle se propage seulement dans les solides non homogènes. C'est une onde transversale polarisée dans le plan horizontal. Le déplacement est essentiellement le même que celui des ondes S mais sans mouvement vertical. Les ondes de Love provoquent donc un ébranlement horizontal, cause de nombreux dégâts par cisaillement des fondations des édifices.

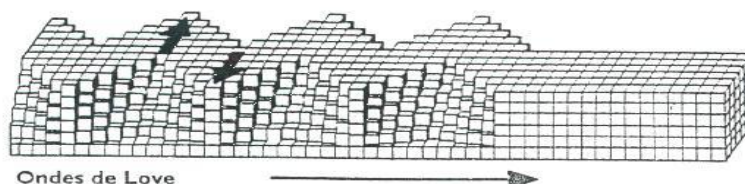


Figure I.5: ondes de Love sismiques [4]

#### I.1.4.2.2 :L'onde de Rayleigh (Figure I.6):

Elle résulte d'interférences entre les composantes verticales des ondes P et S et se propage au voisinage de la surface de milieux homogènes et non homogènes.

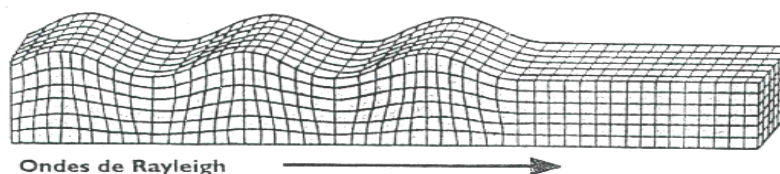


Figure I.6: Ondes sismiques de Rayleigh [4]

### I.1.5 : Représentation du signal sismique

#### I.1.5.1 : Notions de période et d'amplitude d'une onde

La période et l'amplitude caractérisent les phénomènes ondulatoires (Figure I.7).

- La période : c'est la durée d'un cycle d'oscillations, ou bien l'inverse de la fréquence, ou bien le nombre de cycles par seconde.
- L'amplitude d'onde traduit " l'énergie du mouvement ondulatoire "

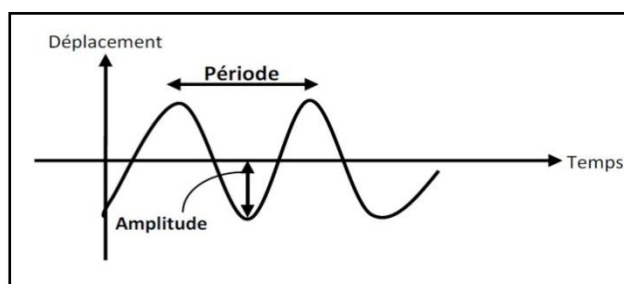


Figure I.7 : Mouvement ondulatoire [4]

#### I.1.5.2 : Définition du signal sismique :

Le signal sismique est complexe et aléatoire. Il peut être considéré comme la superposition d'ondes (des différents types) de fréquences variées dont l'amplitude est plus ou moins importante [5] (figure I.8).

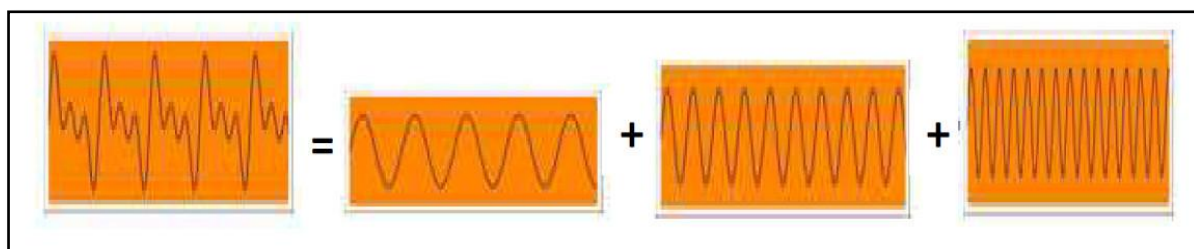


Figure I.8: Addition d'oscillations simples plus ou moins énergétiques [4].

#### I.1.6 : Enregistrement du signal sismique :

Le signal sismique peut être introduit dans le calcul des structures sous deux formes

- Accélérogrammes ;
- Spectres de réponse.

### I.1.6.1 : Accélérogrammes :

Les mouvements du sol enregistrés lors d'un séisme se traduisent principalement sous la forme d'accélérogramme qui représente la variation de l'accélération dans une direction donnée en fonction du temps (figure I.9) ; nous pouvons de même enregistrer la vitesse ou le déplacement des particules du sol [5].

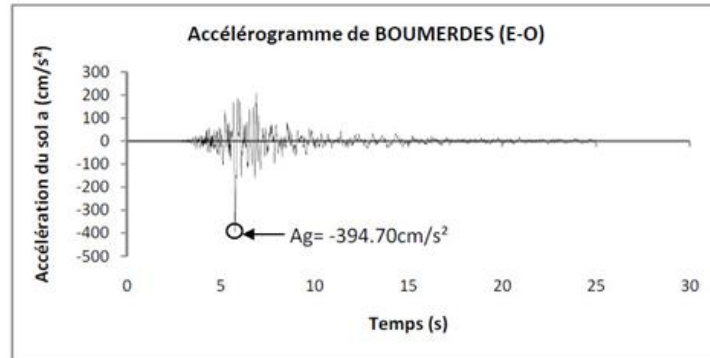


Figure I. 9: Exemple d'accélérogramme

Il convient de noter qu'en un point donné du sol, le mouvement des particules lors d'un séisme se fait dans toutes les directions à l'horizontale comme à la verticale.

Il est enregistré habituellement pour un même séisme trois accélérogrammes :

- Un accélérogramme de direction Nord-Ouest ;
- Un accélérogramme de direction Est-Ouest ;
- Un accélérogramme de direction verticale.

L'amplitude du mouvement vertical est nettement inférieure à celle du mouvement horizontal, il est généralement admis de prendre un rapport de 2/3 entre ces amplitudes.

Les trois données les plus importantes d'un accélérogramme sont (figure I.9) :

- **L'amplitude**: elle est généralement définie par la valeur du pic d'accélération ;
- **La fréquence** : la fréquence moyenne est déterminée en comptant le nombre de fois que l'accélérogramme coupe l'axe des abscisses par unité de temps ;
- **La durée** : elle est définie par le temps qui s'écoule entre le premier et le dernier pic au dessus d'un certain niveau où l'amplitude des accélérations est notablement plus élevée.

L'expérience a montré que la majorité des bâtiments ne peut pas supporter le un dixième (1/10) de l'accélération de la pesanteur lors d'un mouvement de direction horizontale. De ce fait l'accélération maximale atteinte en un point du sol constituerait un paramètre important lors du dimensionnement d'une structure [5].

**I.1.6.2 : Spectre de réponse [6] :**

Par définition, le "spectre de réponse" est une interprétation graphique de la réponse maximale (en déplacements, vitesses ou accélérations) d'un oscillateur simple lorsqu'il est soumis à un séisme donné, en fonction de la pulsation  $\omega$  ou de la période T de l'oscillateur. On sait que l'équation dynamique d'un oscillateur simple amorti soumis à un déplacement  $\ddot{X}_s$  du sol est de la forme:

$$\ddot{X} + 2\xi.\omega.\dot{X} + \omega^2 X = -\ddot{X}_s(t) \tag{I-1}$$

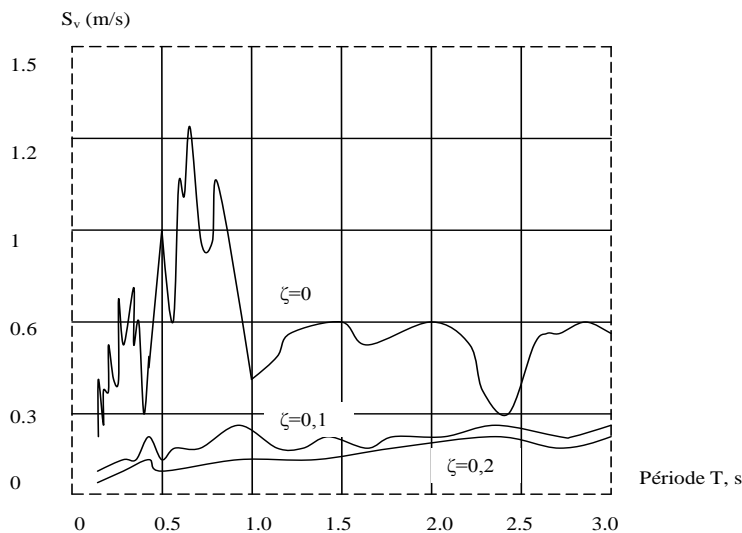
et que sa solution, pour un système élastique, est donnée par l'intégrale de Duhamel:

$$X(t) = -\frac{1}{\omega} \int_0^t \ddot{X}_s(\tau) \cdot e^{-\xi\omega(t-\tau)} \cdot \sin[\omega(t-\tau)] \cdot d\tau \tag{I-2}$$

Cette relation nous donne la valeur maximale du déplacement relatif X(t):

$$|X_{max}| = \frac{1}{\omega} S_v(\xi, \omega) \tag{I-3}$$

On désigne  $S_v$  par le terme: "vitesse spectrale" (de dimension  $LT^{-1}$ ); on constate que  $S_v$  est fonction de  $\omega$ , de  $\zeta$  et de  $\ddot{X}_s$ . Pour un accélérogramme donné et pour différentes valeurs de  $\zeta$ , on peut représenter les courbes de variation de  $S_v$  en fonction de  $\omega$ , ou de T, qui sont des spectres de réponse en pseudo-vitesse pour un séisme donné (Fig I-10).



**Figure I.10:** Spectre de "pseudo-vitesse" (Taft, N21E, 1952)

Pour chaque valeur de  $\omega$ , on calcule la valeur max de X qu'on notera  $S_d$ , puisque:

$$S_v(\zeta, \omega) = \omega \cdot S_d(\zeta, \omega) \tag{I-4}$$

$S_d$  est appelé le "déplacement spectral" (de dimension L).

A noter que  $S_d$  est pris égal au max des valeurs absolues des déplacements:

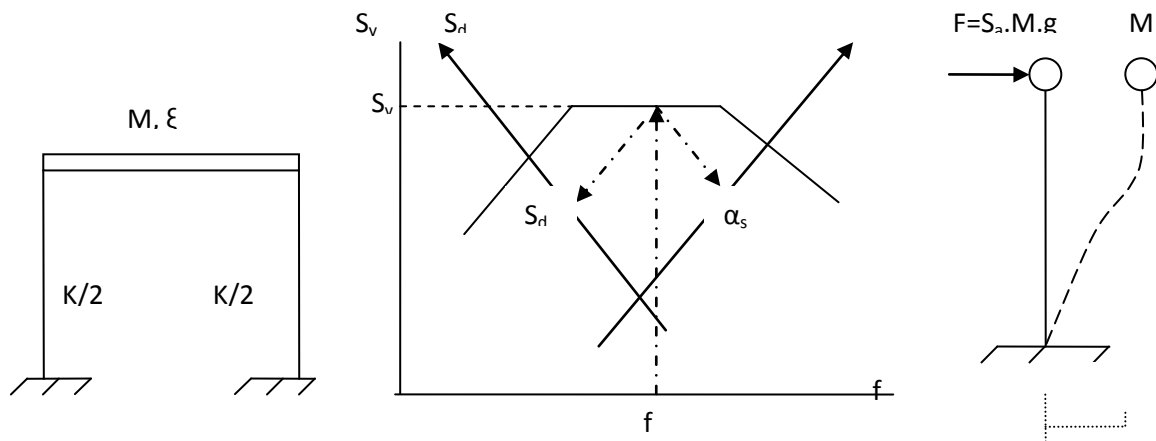
$$S_d = \max |X_i|$$

On peut également définir une "accélération spectrale" (de dimension  $LT^{-2}$ ) qui sera notée:  $S_a(\zeta, \omega)$  liée, par définition, à  $S_v$  ou à  $S_d$  par les relations:

$$S_a(\zeta, \omega) = \omega \cdot S_v(\zeta, \omega) = \omega^2 \cdot S_d(\zeta, \omega) \quad (I-5)$$

**I.1.6.3 : Application du spectre de réponse élastique:**

Le spectre de réponse défini pour un oscillateur simple peut être utilisé directement pour évaluer la réponse maximale d'une structure à un seul degré de liberté



(a) Oscillateur simple (b) Utilisation du spectre de réponse (c) Application statique

**Figure I.11:** Application du spectre de réponse à l'oscillateur simple

Considérons une telle structure, de masse  $M$ , de rigidité  $K$  et de taux d'amortissement critique  $\xi$ . La fréquence propre de la structure est, rappelons-le:

$$f = \frac{1}{T} = \frac{\omega}{2\pi} = \frac{1}{2\pi} \cdot \sqrt{\frac{K}{M}}$$

Si la structure est soumise à un séisme dont nous connaissons le spectre de réponse relatif à l'amortissement  $\xi$ , sa réponse maximale peut être lue directement sur le spectre pour la valeur d'abscisse  $f$  et présentée soit sous forme de déplacement maximal  $S_d$ , soit sous forme de force horizontale maximale (figure I-11b).

$$|F_{max}| = \alpha_s \cdot M \cdot g = K \cdot S_d$$

A partir de ( $S_d$ ) ou ( $F_{max}$ ) comme données du problème, les sollicitations maximales sont déterminées par un calcul classique de statique (Fig. I-11c).

### **I.1.6.4 : Spectre règlementaire de calcul :**

Les séismes sont des mouvements de sol essentiellement aléatoires. Comme il n'existe pas de méthode exacte valable pour prédire le mouvement particulier sur un site donné, il paraît raisonnable d'utiliser un spectre de réponse de calcul ayant une portée statistique résultant du lissage de plusieurs spectres correspondant à divers séismes d'une ou de plusieurs régions données. Ce spectre, tel qu'il est proposé par les réglementations de calcul parasismique, est de configuration simple (composé de segments rectilignes). Les détails de construction du spectre de base sont donnés par Newmark et Hall, dans "Procedures and criteria for earthquake resistant design".

Si le nombre de spectres est suffisant, on calcule, pour chaque période  $T$ , une ordonnée moyenne; ce qui donne, après lissage, le spectre moyen ou spectre caractéristique ou standard au sens de la théorie probabiliste qui est basée sur la considération d'états limites dont les probabilités d'occurrence doivent être maintenues au cours d'une certaine durée de référence (généralement 50 ans ou la durée de vie si elle dépasse 50 ans). Pour les calculs, on retient généralement la valeur correspondant à la moyenne plus un écart-type. Le spectre est "normalisé" à une accélération de 1.0 g. Les valeurs lues sur le spectre de base normalisé sont corrigées pour l'accélération de sol maximale correspondante (par exemple: 0.32 g pour le séisme d'El Centro) en les multipliant par cette dernière.

### **I.2 : Calcul non linéaire :**

Face aux forts séismes, la plupart des structures ont un comportement non linéaire et les matériaux peuvent présenter n'importe quelle forme de non linéarité.

De toutes les caractéristiques, c'est la rigidité qui traduit généralement la non linéarité. A noter que cette non linéarité peut également être de type géométrique due aux effets du second ordre (effet  $P-\Delta$ ).

#### **I.2.1: Calcul de la réponse:**

L'intégrale de Duhamel ne peut être utilisée que pour les systèmes linéaires pour lesquels les propriétés restent constantes pendant le séisme. En effet, le principe de superposition, qui est à la base de l'obtention de cette intégrale, n'est plus valable pour les structures non-linéaires.

### I.2.2: Spectre de réponse non-linéaire (Spectre de dimensionnement) :

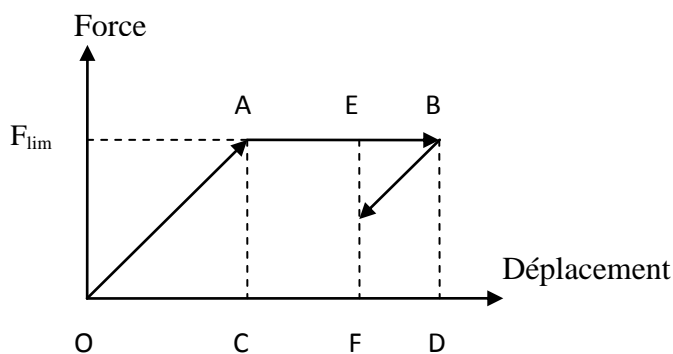
Bien que la tentation d'utiliser directement les spectres de réponse anélastiques soit grande, elle se heurte aux difficultés introduites par le fait que les principes de proportionnalité et de superposition ne sont plus valables. Néanmoins, la plupart des règlements admettent que les sollicitations post-élastiques sont égales à celles développées dans le modèle élastique fictif multipliées par un certain coefficient réducteur ( $< 1$ ) unique pour l'ensemble de la structure et dépendant des propriétés de cette dernière. Ce coefficient est le "facteur de comportement".

Etant donné que le spectre de réponse non-linéaire repose essentiellement sur un paramètre important qui est la "ductilité", nous devons commencer par le définir:

#### I.2.2.1 Ductilité

La "ductilité" d'un élément représente son aptitude à subir, avant la ruine, des déformations importantes. Elle est quantifiée par un "facteur de ductilité"  $\mu$ , ( $\mu \geq 1$ ). La définition la plus facile de ce facteur considère la "ductilité" comme étant le rapport entre la déformation de ruine et la déformation de fin de phase élastique.

Le facteur de ductilité est calculé donc non pas à partir de la courbe réelle résistance-déplacement mais à l'aide d'une courbe idéalisée élasto-plastique équivalente. Dans ce cas, la définition est plus simple. En effet, soit le schéma de la figure (I.12) qui représente le comportement élasto-plastique parfait "force-déplacement" d'une structure à un ddl supposée "ductile", en chargement statique:



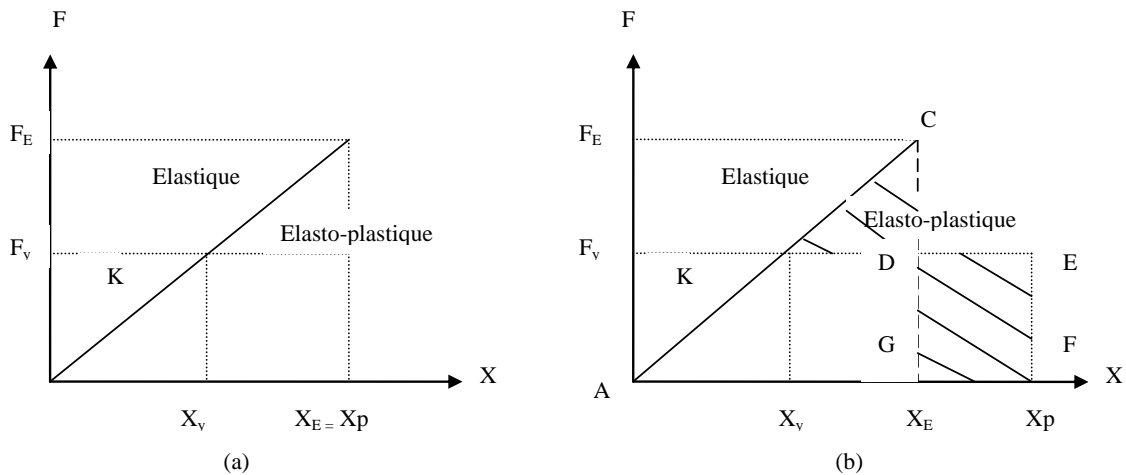
**Figure I.12:** Diagramme sollicitation-déformation définissant la ductilité

Le facteur de ductilité, du système considéré est mesuré par le rapport:

$$\mu = \frac{\overline{OD}}{\overline{OC}} \quad (\text{I-6})$$

### I.2.2.2. Critères de construction des spectres inélastiques à partir des spectres élastiques

En fait, les spectres de dimensionnement "réglementaires" sont construits à partir de spectres élastiques "lissés" moyennant certaines modifications. Cette technique, relativement simple dans son ensemble, n'est pas sans susciter de critique ou de commentaire. Elle suppose la possibilité d'introduire l'effet des déformations plastiques (ou celui de la ductilité) dans les spectres de réponse élastiques à partir de règles modificatrices basées sur certains critères plus ou moins représentatifs de la réalité physique du comportement non-linéaire. Deux critères sont utilisés à cette fin: le critère d'égalité des déplacements et celui de l'égalité des énergies:



**Figure I.12:** Critère d'égalité: des déplacements maximaux (a) et des énergies (b)

Selon ces critères, les valeurs spectrales élasto-plastiques sont directement obtenues en divisant les valeurs spectrales des oscillateurs élastiques correspondants par leur coefficient de ductilité  $\mu$  si le critère d'égalité des déplacements est valable, et par la quantité  $\sqrt{2\cdot\mu-1}$  si c'est le critère de l'égalité des énergies qui est valable.

Après plusieurs expériences et analyses effectuées sur des oscillateurs à un ou plusieurs degrés de liberté, les chercheurs ont abouti aux résultats suivants :

- Pour les systèmes à basses fréquences propres le critère qui doit être pris est celui d'égalité des déplacements.
- Pour les systèmes à fréquences situées entre 2 à 8 Hz, (constructions usuelles), le critère qui doit être pris est celui d'égalité des énergies [6].

### **I.3 :Réglementation parasismique :**

Les normes de construction parasismique, formulées sous forme de codes, sont un ensemble de règles à appliquer lors de la conception des bâtiments pour qu'ils résistent le mieux possible à un séisme. L'application de ces règles parasismiques actuelles en général concerne le calcul des charges sismiques et les dispositions constructives. Leur application est obligatoire pour toutes les constructions situées en zone sismique. Ces règles imposent la prise en compte d'actions accidentelles "E" sous forme de forces statiques équivalentes horizontales et verticales à chaque niveau du bâtiment pour le calcul statique ou sous forme d'un spectre de réponse pour le calcul dynamique.

Selon le RPA, le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes:

- Méthode statique équivalente.
- Méthode d'analyse modale spectrale.
- Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

### **I.3.1 : Méthode statique équivalente :**

#### **I.3.1.1 : Principe :**

- a) Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives
- b) Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies par le projeteur, qui sont en général les axes principaux du plan horizontal de la structure.
- c) Les forces et déformations obtenues par cette méthode sont inférieures à celles qui seraient observées sous les effets d'un séisme majeur. Ce dépassement est équilibré par le comportement ductile fourni par les détails de construction. D'où la nécessité de l'application rigoureuse des dispositions constructives garantissant à la structure la capacité de dissiper l'énergie transmise par des secousses sismiques majeures

## I.3.1.2 : Modélisation

- d) Le modèle du bâtiment à utiliser dans chacune des deux directions de calcul est plan avec les masses concentrées aux centres de gravité des planchers et un seul degré de liberté en translation horizontale par niveau sous réserve que les systèmes de contreventement dans les deux directions puissent être découplés.
- e) La rigidité latérale des éléments porteurs du système de contreventement est calculée à partir de sections non fissurées pour les structures en béton armé ou en maçonnerie.
- f) Seul le mode fondamental de vibration de la structure est à considérer dans le calcul de la force sismique totale.

## I.3.1.3 : Conditions d'application de la méthode statique équivalente:

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions exigées par le RPA, que nous schématisons par ce qui suit:

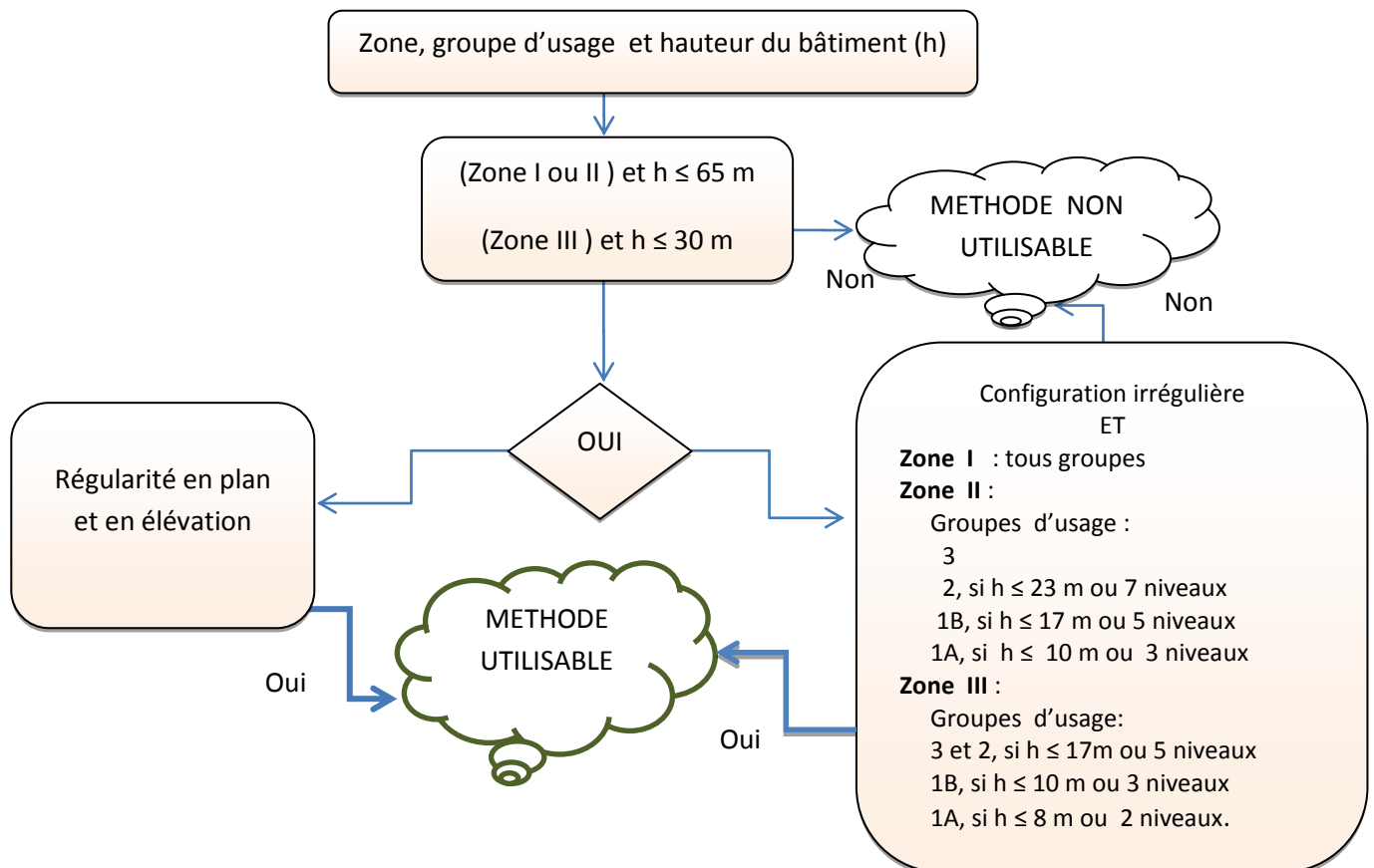


Figure I.13 : Schéma d'application de la méthode statique.

### I.3.1.4 :Calcul de la force sismique totale [2]:

$$V = \frac{A.D.Q}{R} W$$

(I-6)

**A: coefficient d'accélération de zone** : donné par le tableau I.1

**Tableau I-1** : Coefficient d'accélération de zone A

Groupe	Zone sismique			
	I	II-a	II-b	III
<b>1A</b>	0,15	0,25	0,30	0,40
<b>1B</b>	0,12	0,20	0,25	0,30
<b>2</b>	0,10	0,15	0,20	0,25
<b>3</b>	0.07	0.10	0.14	0.18

**D : facteur d'amplification dynamique moyen** : fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (  $\eta$  ) et de la période fondamentale (T).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(T_2/T)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(T_2/3.0)^{\frac{2}{3}}(3.0/T)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3.0s \end{cases} \quad (I-7)$$

$$T = C_T h_N^{\frac{3}{4}}$$

$h_N$ : hauteur mesurée en (m) à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau N.

$C_T$ : Coefficient, fonction du système de contreventement et du type de remplissage donné par le tableau I.2:

## CHAPITRE I:Notions préliminaires

**Tableau I-2 : valeurs du coefficient  $C_T$**

Cas n°	Système de contreventement	$C_T$
1	Portiques auto-stables en béton armé sans remplissage en maçonnerie	0,075
2	Portiques auto-stables en acier sans remplissage en maçonnerie	0,085
3	Portiques auto-stables en BA ou en acier avec remplissage en maçonnerie	0,050
4	Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé, des palées triangulées et des murs en maçonnerie	0,050

$T_1$  et  $T_2$ : périodes caractéristiques données par le tableau I.3

**Tableau I-3 : Valeurs de  $T_1$  et  $T_2$**

Site	S1	S2	S3	S4
$T_1$ (sec)	0,15	0,15	0,15	0,15
$T_2$ (sec)	0,30	0,40	0,50	0,70

$\eta$  : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0.7 \quad (\text{I-8})$$

où  $\xi$  (%) est le pourcentage d'amortissement critique (tableau I.4).

**Tableau I-4: Valeurs de  $\xi$  (%)**

	Portiques		Voiles ou murs
	Béton armé	Acier	Béton armé/maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

**Q : facteur de qualité**

Sa valeur est déterminée par la formule:  $Q = 1 + \sum_1^6 P_q$  (I-9)

$P_q$  est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité "Q" est satisfait ou non.

## CHAPITRE I:Notions préliminaires

**Tableau I-5:** valeurs des pénalités Pq

Critère Q	Pq	
	Observé	N/observé
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	0	0,05
2. Redondance en plan	0	0,05
3. Régularité en plan	0	0,05
4. Régularité en élévation	0	0,05
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0	0,05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0	0,10

W : poids total de la structure, égal à la somme des poids  $W_i$ , calculés à chaque niveau (i) :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{avec} \quad W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

- $W_{Gi}$ : Poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes
- $W_{Qi}$  : charges d'exploitation
- $\beta$  : Coefficient de pondération donné par le tableau I.6:

## CHAPITRE I:Notions préliminaires

**Tableau I-6 : valeurs du coefficient de pondération  $\beta$**

Cas	Type d'ouvrage	$\beta$
1	Bâtiments d'habitation, bureaux ou assimilés	0,20
2	Bâtiments recevant du public temporairement : - Salle d'exposition, de sport, lieu de culte, salle de réunion avec places debout. - salles de classes, restaurants, dortoirs, salles de réunions avec places assises	0,30 0,40
3	Entrepôts, hangars	0,50
4	Archives, bibliothèques, réservoirs et ouvrages assimilés	1,00
5	Autres locaux non visés ci-dessus	0,60

**R: coefficient de comportement global de la structure:**

Ce coefficient est plus connu sous le nom de "facteur de comportement". La définition de cet important facteur sera donnée ultérieurement. Pour l'instant, on se contente d'exposer ses valeurs telles que présentées au chapitre IV du RPA:

Sa valeur unique est donnée par le tableau I.7:

## CHAPITRE I:Notions préliminaires

**Tableau I-7** : valeurs du coefficient de comportement R

Cat	Description du système de contreventement	Valeur de <b>R</b>
<b><u>A</u></b>	<b><u>Béton armé</u></b>	
1a	Portiques auto stables sans remplissages en maçonnerie rigide	5
1b	Portiques auto stables avec remplissages en maçonnerie rigide	3,5
2	Voiles porteurs	3,5
3	Noyau	3,5
4a	Mixte portiques/voiles avec interaction	5
4b	Portiques contreventés par des voiles	4
5	Console verticale à masses réparties	2
6	Pendule inverse	2
<b><u>B</u></b>	<b><u>Acier</u></b>	
7	Portiques auto stables ductiles	6
8	Portiques auto stables ordinaires	4
9a	Ossature contreventée par palées triangulées en X	4
9b	Ossature contreventée par palées triangulées en V	3
10a	Mixte portiques/palées triangulées en X	5
10b	Mixte portiques/palées triangulées en V	4
11	Portiques en console verticale	2
<b><u>C</u></b>	<b><u>Maçonnerie</u></b>	
12	Maçonnerie porteuse chaînée	2,5

<b><u>D</u></b>	<b><u>Autres systèmes</u></b>	
13	Ossature métallique contreventée par diaphragme	2
14	Ossature métallique contreventée par noyau en béton armé	3
15	Ossature métallique contreventée par voiles en béton armé	3,5
16	Ossature métallique avec contreventement mixte comportant un noyau en béton armé et palées ou portiques métalliques en	4
17	façades Systèmes comportant des transparences (étages souples)	2

### **I.3.2 : Méthode dynamique modale spectrale :**

#### **I.3.2.1 : Principe :**

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont combinés pour obtenir la réponse de la structure.

#### **I.3.2.2 : Modélisation :**

- a) Pour les structures régulières en plan comportant des planchers rigides, l'analyse est faite séparément dans chacune des deux directions principales du bâtiment. Celui-ci est alors représenté dans chacune des deux directions de calcul par un modèle plan, encastré à la base et où les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec un seul DDL en translation horizontale.
- b) Les structures irrégulières en plan, sujettes à la torsion et comportant des planchers rigides, sont représentées par un modèle tridimensionnel, encastré à la base et où les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec trois 3 DDL (2 translations horizontales et une rotation d'axe vertical).

- c) Les structures régulières ou sans plancher flexible, sont représentées par des modèles tridimensionnels encastres à la base et à plusieurs DDL par plancher.
- d) La déformabilité du sol de fondation doit être prise en compte dans le modèle toutes les fois où la réponse de la structure en dépend de façon significative.
- e) Le modèle de bâtiment à utiliser doit représenter au mieux les distributions des rigidités et des masses de façon à prendre en compte tous les modes de déformation significatifs dans le calcul des forces d'inertie sismiques (ex : contribution des zones nodales et des éléments non structuraux à la rigidité du bâtiment).
- f) Dans le cas des bâtiments en béton armé ou en maçonnerie la rigidité des éléments porteurs doit être calculée en considérant les sections non fissurées. Si les déplacements sont critiques particulièrement dans le cas de structures associées à des valeurs élevées du coefficient de comportement, une estimation plus précise de la rigidité devient nécessaire par la prise en compte de sections fissurées.

**I.3.2.3: Spectre de réponse de calcul :**

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant [2].

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A \left( 1 + \frac{T}{T_1} \left( 2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta(1.25A) \left( \frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(1.25A) \left( \frac{Q}{R} \right) \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(1.25A) \left( \frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left( \frac{3}{T} \right)^{5/3} \left( \frac{Q}{R} \right) & T > 3.0s \end{cases} \quad (I.10)$$

Les coefficients utilisés ici ont été déjà définis précédemment.

**I.3.2.4: Résultante des forces sismiques  $V_t$ :**

Dans cette méthode, les réponses sismiques sont calculées pour un nombre approprié de modes, puis combinées selon la règle bien connue de la "racine carrée de la somme des carrés" ou "SRSS" (square root of the sum of squares):

a) cas où toutes les réponses modales retenues sont indépendantes).

$$E = \pm \sqrt{\sum_{i=1}^K E_i^2} \quad (\text{I.11})$$

avec: E : effet de l'action sismique considéré

E<sub>i</sub> : valeur modale de E selon le mode « i »

K : nombre de modes retenus

b) Dans le cas où deux réponses modales ne sont pas indépendantes, E<sub>1</sub> et E<sub>2</sub> par exemple, la réponse totale est donnée par :

$$E = \pm \sqrt{\left(\left|E_1\right| + \left|E_2\right|\right)^2 + \sum_{i=3}^K E_i^2} \quad (\text{I.12})$$

La résultante des forces sismiques à la base  $V_t$  obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80 % de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente  $V$  pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Si  $V_t < 0.80 V$ , il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,...) dans le rapport  $0.8 V/V_t$ .

### I.3.3 : Prescriptions communes aux méthodes "statique" et "dynamique"

Certaines prescriptions sont données parallèlement à l'application des deux méthodes précitées, nous nous intéressons seulement à celles relatives au calcul des déplacements:

#### I.3.3.1 Calcul des déplacements

Le déplacement horizontal à chaque niveau "k" de la structure est calculé comme suit:

$$\delta_k = R \delta_{ek} \quad (\text{I.13})$$

$\delta_{ek}$ : déplacement dû aux forces sismiques  $F_i$  (y compris l'effet de torsion)

R: coefficient de comportement

le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1} \quad (\text{I.14})$$

### I.3.4 : Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes :

La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes peut être utilisée au cas par cas par un personnel qualifié, ayant justifié auparavant les choix des séismes de calcul et des lois de comportement utilisées ainsi que la méthode d'interprétation des résultats et les critères de sécurité à satisfaire [2].

Cette méthode repose sur la résolution de l'équation du mouvement :

$$M \cdot \ddot{X} + C \cdot \dot{X} + K \cdot X = -M \cdot \ddot{X}_s \quad (\text{I.15})$$

En divisant par M et en remarquant que:  $K/M = \omega^2$  et  $C/M = 2 \cdot \xi \cdot \omega$ , on obtient :

$$\ddot{X} + 2 \cdot \omega \cdot \xi \cdot \dot{X} + \omega^2 \cdot X = -\ddot{X}_s(t) \quad (\text{I-16})$$

où  $\ddot{X}_s(t)$  : représente l'accélerogramme.

#### Remarque concernant la méthode statique équivalente:

Si la structure n'est pas régulière, les autres modes prennent de l'importance et la méthode peut sous-estimer les efforts maximaux notamment les efforts tranchants. Dans le cas des structures régulières, le même problème apparaît si la période est très élevée, les autres périodes se situant alors sur le plateau du spectre de réponse et devenant ainsi prépondérantes. Pour cette raison, les normes de construction limitent l'utilisation de la méthode statique équivalente à des structures dont la période fondamentale est inférieure à une période limite.

#### Conclusion

Les notions préliminaires introduites dans ce chapitre permettent de dire que le phénomène sismique complexe et imprévisible, peut être maîtrisé grâce à certains outils tels que l'interprétation sous forme de spectre de réponse et l'élaboration de codes fournissant des méthodes de calcul appropriées.



# **Chapitre II:**

## **Méthodes d'évaluation de l'effet sismique**

### Introduction

Les forces et les déplacements induits par le mouvement sismique peuvent franchir le seuil de l'élasticité des éléments structuraux dont le comportement devient non linéaire. Théoriquement, ce phénomène peut être pris en compte directement à l'aide de la méthode temporelle (méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes évoquée en (I.3.4) qui est plus exacte mais plus complexe. Pratiquement, on utilise en général deux méthodes approchées différentes: l'approche classique connue sous le nom de "méthode des forces" et l'approche récente connue sous l'appellation de "méthode de conception en performance".

### II.1 Méthode classique

Du point de vue de la conception, la façon traditionnelle pour la prise en compte de la non-linéarité de la structure est associée à une réduction des forces provenant d'une analyse élastique, les déplacements sont en suite vérifiés de façon approchée. C'est la méthode de conception basée sur les accélérations, couramment appelée "méthode des forces" et qui se traduit au niveau des règlements par l'utilisation du spectre accélération  $S_a$  ou  $S_a/g$ , selon la relation:  $F = M \cdot S_a = M \cdot g \cdot (S_a/g)$ .

Pour obtenir la réponse inélastique, cette force est divisée par le "coefficient de comportement" souvent noté  $R$  que nous décrivons ci après.

#### II.1.1 Coefficient de comportement

##### II.1.1.1 Définition

Les procédures conventionnelles spécifiées dans les codes parasismiques universellement établis utilisent l'analyse élastique pour évaluer les charges sismiques induites sur les bâtiments. Pour tenir compte du comportement inélastique, ces charges sismiques sont modifiées en introduisant le facteur de comportement structurel ou facteur de réduction de la force de calcul ( $R$ ), défini comme suit:

$$R = \frac{V_e}{V_i} \quad (\text{II-1})$$

où:  $V_e$  et  $V_i$  sont, respectivement, l'effort tranchant élastique et inélastique à la base

## CHAPITRE II: Méthodes approchées d'évaluation de l'effet sismique

Ce facteur a été initialement introduit vers la fin des années 70, et sert à réduire l'effort tranchant de base ( $V_e$ ) calculé à partir de l'analyse élastique en utilisant un spectre de réponse à 5% d'amortissement

Les recommandations du code NEHRP (FEMA 1997b) qualifient le facteur R de facteur empirique prenant en compte l'amortissement et la ductilité d'un système structurel pour des déplacements approchant le déplacement structurel max ( $S_{max}$ ). Comme le code sismique Algérien (RPA) a été initialement établi selon la philosophie et les directives du code Américain UBC-82, il en a hérité le caractère empirique du coefficient de comportement R.

### II.1.1.2 Formulation du facteur de comportement

Dans la moitié des années 80, un programme de recherche expérimentale conduit par l'université de Berkeley a permis de formuler le facteur de comportement R comme le produit de 3 facteurs tenant respectivement compte de la ductilité, de la réserve de résistance et de l'amortissement visqueux:

$$R = R_{\mu} \cdot R_s \cdot R_{\xi} \quad (\text{II-2})$$

Il a été constaté par Borzi et Elnashai [7] que le facteur d'amortissement peut être utilisé pour l'estimation du déplacement des structures inélastiques, mais ne pourra réduire proportionnellement la demande de résistance, de ce fait il a été pris égal à l'unité.

Des études récentes [ATC 1995a)] adoptent une formulation similaire:

$$R = R_{\mu} \cdot R_s \cdot R_R \quad (\text{II-3})$$

Où  $R_R$  est le facteur de redondance structurelle introduit dans le but de quantifier l'amélioration de la réserve de sécurité des systèmes en portiques utilisant la multiplication modulaire des travées et des niveaux dans chaque direction principale. Il est à noter que les composants de R sont interdépendants entre eux, spécialement le facteur de ductilité et celui de résistance. Cependant, la formulation de R ne prend pas en considération l'effet d'irrégularité plane ou verticale. L'irrégularité structurelle peut être introduite par un coefficient minorateur à l'instar de notre code sous forme de facteur de qualité, Q.

Selon le code RPA99 la force sismique de calcul est quantifiée comme suit :

## CHAPITRE II: Méthodes approchées d'évaluation de l'effet sismique

$$V = \frac{A.D.Q}{R} \cdot W = \frac{V_e}{R} \quad (\text{II-4})$$

Le terme  $W D A n$  n'est autre que la force élastique  $V_e$  et le terme  $R/Q$  exprime le coefficient caractérisant le comportement structurel et son niveau de sécurité.

### b) Facteur de réduction due à la ductilité ( $R_\mu$ ):

Le facteur  $R_\mu$  est une mesure de la réponse non linéaire globale d'un système de contreventement. Il est évalué pour un spectre inélastique à ductilité constante et il tient compte de la différence entre un chargement statique et un chargement dynamique réversible induit par l'action sismique. Le bâtiment est modélisé comme un système à un seul degré de

liberté (SDOF), où sa ductilité de déplacement  $U$  disponible est estimée, et les relations entre  $R_\mu$  et  $U$  sont développées. Ces relations ont constitué le sujet de recherche des 3 dernières décennies, et il a été trouvé qu'elles sont fonction des caractéristiques de la structure (ductilité, amortissement et période de vibration) ainsi que celles du mouvement du sol.

Deux critères sont utilisés à cette fin: le critère d'égalité des déplacements et celui de l'égalité des énergies (cf. § I.2.2).

C'est ainsi que Newmark et Hall [8] ont relié  $R_\mu$  au niveau de demande de ductilité de déplacement, fonction de la période par les expressions suivantes:

$$R_\mu = 1 \quad \text{pour} \quad T < 0.03 \text{ s} \quad (\text{Egalité des accélérations})$$

$$R_\mu = \sqrt{2 \cdot \mu - 1} \quad 0.1 \text{ s} < T < 0.5 \text{ s} \quad (\text{Egalité des énergies})$$

$$R_\mu = \mu \quad T > 0.5 \text{ s} \quad (\text{Egalité des déplacements})$$

### b) Facteur de réserve de résistance $R_s$ :

La capacité de résistance latérale  $V_u$  d'une structure dépasse généralement sa demande de résistance  $V$  calcul car ses éléments constitutifs sont dimensionnés de telle façon qu'ils aient des capacités substantiellement plus grandes que les efforts résultants. Ceci est attribuable au fait que la résistance des matériaux utilisés est généralement plus grande que la résistance nominale spécifiée, de plus le contrôle

## CHAPITRE II: Méthodes approchées d'évaluation de l'effet sismique

des déplacements résulte généralement en un surdimensionnement du coffrage et les exigences au niveau du détail conduisent le plus souvent à adopter des éléments plus résistants que ceux demandés.

Le code NEHRP-94 préconise  $R_s = 1.67$  alors que le code NZS92 le fixe à 1.5. Des études ont été faites dans ce domaine donnant lieu à des valeurs de  $R_s$  variant entre 1.5 et 2.7

### c) Facteur de redondance $R_R$

Malgré que la redondance structurelle soit fortement recommandée dans la conception parasismique de par le monde, les structures couramment utilisées se composent généralement d'un nombre réduit de portiques, les catégorisant comme ayant une redondance réduite. Afin de doter la structure d'une redondance adéquate, plusieurs chercheurs recommandent 4 files de portiques dans chaque direction comme minimum requis. Il devient donc possible de pénaliser les structures moins redondantes avec des forces latérales plus grandes comme indiqué au tableau suivant:

**Tableau II-1** Valeurs du facteur de redondance

Nombre de files	Facteur de redondance
2	0.71
3	0.86
4	1.0

### II.1.1.3 Le facteur de comportement dans le RPA

En observant les valeurs préconisées par le RPA, on constate qu'elles sont données sans justification et l'on n'y trouve aucune trace des facteurs précités qui entrent dans la formule génératrice, exception faite peut être pour le facteur de redondance  $R_R$  qui semble avoir été introduit implicitement par le biais du coefficient de qualité égal à 1.10 (majoration de l'effort tranchant de 10%) résultant en un coefficient  $R_R = 1/Q = 0.9$  très proche de la moyenne des valeurs du tableau II.1 ( $R_{R\text{moy}} = 0.875$ ).

En outre, les valeurs courantes de R sont en général plus grandes que les valeurs correspondantes de q choisies par l'EC8 pour une classe de ductilité moyenne (DCM) comme le montre la confrontation du tableau suivant:

## CHAPITRE II: Méthodes approchées d'évaluation de l'effet sismique

**Tableau II-2** Valeurs du facteur de comportement (R du RPA et q de l'Eurocode)

Description du système de contreventement	R	q
<b><u>Béton armé</u></b>		
Portiques auto-stables sans remplissages en maçonnerie	5	$\leq 4$
rigide	5	$\leq 4$
Mixte: portiques/voiles avec interaction		

Enfin, les différents cas de dommages observés lors du séisme de Boumerdes (Mai 2003), ont révélé la vulnérabilité des structures en portiques autostables avec remplissages en maçonnerie. En effet, cette typologie a connu beaucoup d'effondrements dus notamment à la surestimation de leur ductilité reflétée par le facteur de comportement R pris égal à 3,5 [8].

Notons pour terminer que la ductilité qui est à la base de ce facteur est présentée dans le RPA de façon imprécise, ce qui augmente encore le doute sur les valeurs attribuées à R.

### **Conclusion:**

L'identification du facteur de comportement à travers une formulation incluant la demande de ductilité, la réserve de résistance et la redondance structurelle permet de dire que d'une part, le RPA donne des valeurs arbitraires non justifiées du facteur de comportement R et que d'autre part, il s'est placé du côté non conservateur pour les structures appartenant aux plages de périodes courtes et intermédiaires où la force de calcul est inévitablement sous estimée, sachant que ces plages couvrent la majorité des structures usuelles.

### **II.1.2 Limites de la méthode classique**

Cette conception simple et pratique connaît pourtant des limites pouvant être résumées ainsi:

1. La période de la structure n'étant pas connue à priori, on doit estimer la période fondamentale  $T_e$  par des formules empiriques basées sur une description générale du système, ex: formule du RPA (ou de l'UBC):  $T_e = C_t (H_n)^{3/4}$ , où:  $H_n$ : hauteur d'étage et  $C_t$ : coefficient qui dépend du système de contreventement

## CHAPITRE II: Méthodes approchées d'évaluation de l'effet sismique

---

- et du type de remplissage. Par mesure de sécurité, ces périodes estimées sont intentionnellement plus faibles que celles mesurées (constructions plus rigides).
2. Le passage du spectre élastique à celui inélastique est mené de façon simple à l'aide du facteur de comportement:  $R = V_e/V_i$ , où:  $V_e$  et  $V_i$  sont, respectivement l'effort tranchant élastique et inélastique à la base. Les valeurs de ce facteur sont données par les codes sismiques en fonction du matériau de construction (béton, acier,...) et du type de structure utilisé (portiques, voiles,...). Ces valeurs paraissent arbitraires et difficiles à justifier.
  3. Enfin et surtout, les déplacements qui ne sont vérifiés qu'à la fin des calculs, sont traités de manière quelque peu superficielle. Ce manque d'intérêt se fait ressentir particulièrement pour les déplacements inélastiques qui se produisent lors des séismes majeurs. Les déformations excessives qui en découlent pourraient rendre les éléments structuraux et non structuraux insatisfaisants aux E.L.S. Aux E.L.U., ces déformations sont susceptibles de contribuer à l'instabilité de la structure (notamment par effet  $P.\Delta$ ) rendant ainsi le bâtiment partiellement ou complètement non fonctionnel ou même en état de ruine.

En outre, l'effet des charges sur les structures est ressenti directement sous forme de déformation. Il semble donc plus logique de se pencher sur les méthodes de calcul sismique où les déplacements sont considérés au début de la conception pour répondre aux exigences des différents états limites. L'importance du déplacement comme information sur la conception des structures réside également dans le fait qu'il est plus facile de relier la déformation au dommage. Ce lien est bien illustré par le dommage produit dans l'hôpital "Oliver View Hospital" durant le séisme de San Fernando en 1971.

Quelques années après, le terrible tremblement de terre de Northridge en 1994 et d'autres événements similaires, ont prouvé que l'approche classique des codes de conception est infructueuse dans la prévention des conséquences des tremblements de terre [9].

### **II.2 Nouvelle Tendence (Méthode de conception en performance)**

L'utilisation d'approches plus parfaites qui prennent clairement en compte les non-linéarités des structures est devenue nécessaire. Dans cette perspective, nous avons à choisir entre deux outils d'analyse qui diffèrent par leur complexité, leur précision et leur consommation de temps: le calcul temporel non linéaire et le calcul statique non linéaire.

#### **II.2.1 Calcul temporel**

La première procédure est théoriquement plus précise mais elle est pratiquement plus complexe et requiert un personnel qualifié, ayant justifié auparavant les choix des séismes de calcul et des lois de comportement utilisées ainsi que la méthode d'interprétation des résultats et les critères de sécurité à satisfaire [2].

Elle consiste à calculer la réponse sismique d'une structure par une méthode numérique sachant que la charge sismique n'est connue qu'à partir de données expérimentales. À cette fin, l'intégrale de Duhamel peut être évaluée numériquement, de façon approchée par une sommation utilisant une technique d'intégration numérique telle que la règle des trapèzes ou celle de Simpson. Néanmoins, l'intégrale de Duhamel n'est utilisée que pour les systèmes linéaires où le principe de superposition est applicable. Pour les systèmes non linéaires, dans lesquels les propriétés (masse, amortissement et en particulier rigidité) changent pendant le tremblement de terre, les schémas d'intégration numérique dits "pas à pas" sont les plus appropriés car ils permettent d'approximer le comportement non linéaire par une séquence de systèmes changeant successivement. Les méthodes d'intégration temporelle les plus populaires sont celles de la famille Newmark. Parmi elles, la méthode d'accélération linéaire s'est avérée donner d'excellents résultats avec relativement peu d'effort de calcul comme mentionné par Mario Paz dans "Structural Dynamics, Theory and Computation" [10], où l'on peut trouver cette méthode présentée en détail.

#### **II.2.2 Calcul statique non linéaire**

La seconde procédure consiste à comparer la capacité d'une structure avec un déplacement cible dérivé d'une analyse "Push-over" (P.O.). Ce déplacement cible

## **CHAPITRE II: Méthodes approchées d'évaluation de l'effet sismique**

---

correspond en fait au déplacement maximal prévu dans la structure lors d'un tremblement de terre. Les non-linéarités des matériaux sont prises en compte par une combinaison de l'analyse statique non linéaire (P.O.) et de l'approche par spectre de réponse [11].

Les applications d'une telle approche sont: la méthode du spectre de capacité de l'ATC 40 (Applied Technology Council 1996) [12], la procédure statique non linéaire de FEMA 356 (American Society of Civil Engineers 2000) [13], la méthode N2 (Fajfar 1999) [14] mise en application dans l'Eurocode8 [15]. Dans ces méthodes, l'analyse Push over d'un modèle à plusieurs degrés de liberté ou oscillateur multiple (O.M.) est combinée avec l'analyse du spectre de réponse d'un système équivalent à un degré de liberté ou oscillateur simple (O.S.).

Les étapes les plus importantes d'une telle méthode sont données ci-dessous:

- Un modèle plan O.M. est utilisé, vibrant principalement selon le premier mode.
- La demande sismique est définie par un spectre accélération élastique.
- Une courbe donnant la relation force / déplacement non linéaire du système (O.M.) est établie à l'aide d'une P.O. A cette fin, la force et le déplacement sont généralement représentés par l'effort tranchant à la base et le déplacement du toit, respectivement, pour différents types de distribution de charge latérale.
- La structure est modélisée comme un système SDF équivalent.
- Une relation accélération-déplacement bilinéaire simplifiée est déterminée par l'idéalisation de la courbe de poussée sur la base de certains critères comme règle d'énergie égale.
- Le déplacement cible du modèle SDF est déterminé par deux approches différentes. La première (ATC 40) utilise des systèmes élastiques équivalents avec une procédure itérative, tandis que la seconde (FEMA 356 et N2) est basée sur des spectres inélastiques dérivés d'une analyse temporelle non linéaire, ou un spectre de conception élastique typique réduit par des facteurs de comportement appropriés .
- Le déplacement cible pour le système OM est obtenu à partir de la demande de déplacement de l'OS en utilisant la procédure d'équivalence inverse O.M. à O.S.
- Enfin, la comparaison entre demande sismique et capacité donne la performance.

### II.2.3 Utilisation de la conception en performance en analyse de vulnérabilité

#### II.2.3.1 Introduction

Dans le cadre de la protection du bâti face au risque sismique, les techniques d'analyse simplifiées, basées sur des calculs quasi-statiques en poussée progressive (pushover) se sont fortement développées au cours des deux dernières décennies.

Deux facteurs sont principalement à l'origine de dommages importants observés sur les structures : la violence des tremblements de terre qui excède un niveau d'agression pour lequel les structures ont été dimensionnées, ainsi que la vulnérabilité particulière du bâti existant non dimensionné vis-à-vis des codes parasismiques modernes. Parmi cette population de bâtiments particulièrement exposés aux aléas sismiques, se trouvent les bâtiments construits avant 1983, date effective d'application des RPA en Algérie. Beaucoup de ces constructions anciennes qui constituent une grande partie du parc immobilier Algérien, nécessitent une réhabilitation (renforcement).

Afin de prédire les zones de dommage d'une structure pour la renforcer, il paraît important d'évaluer un indicateur de dommage pour déterminer le degré d'endommagement. L'évaluation du niveau de dommage ainsi que la localisation du dommage pour une structure sont les éléments nécessaires pour décider s'il convient de réhabiliter la structure [16].

Pour des raisons de facilité de prise de décision notamment, la variable d'endommagement est utilisée pour définir qualitativement des " degrés" de dommages. Par exemple, l'EMS 98 [GRUN\_98] qui sert de référence en Europe, compte 5 degrés de dommages aux constructions :

- Degré DG 1 : dégâts négligeables a légers avec  $0 \leq D < 0,2$  ;
- Degré DG 2 : dégâts modères avec  $0,2 \leq D < 0,4$  ;
- Degré DG 3 : dégâts sensibles a importants avec  $0,4 \leq D < 0,6$  ;
- Degré DG 4 : dégâts très importants avec  $0,6 \leq D < 0,8$  ;
- Degré DG 5 : effondrement partiel ou total (destruction) avec  $0,8 \leq D \leq 1$

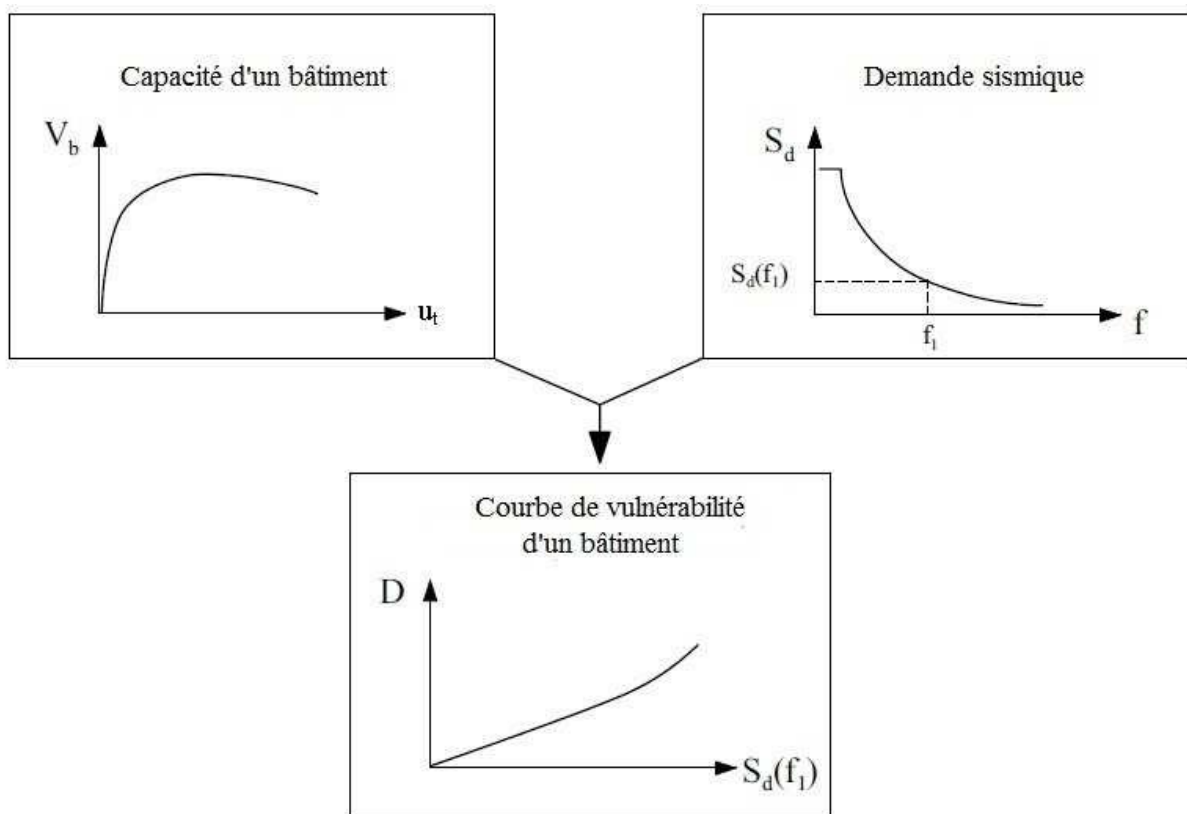
## CHAPITRE II: Méthodes approchées d'évaluation de l'effet sismique

### II.2.3.2 Méthodologie d'évaluation de la vulnérabilité d'un bâtiment [17]

Nous définirons ainsi la vulnérabilité sismique comme la relation entre les degrés de dommages conséquents et les différents niveaux d'agression sismique subis.

Plus précisément, la vulnérabilité sismique est la probabilité d'obtenir un certain dommage pour un système lors d'un séisme donné.

La méthodologie utilisée pour l'estimation de la vulnérabilité sismique à l'échelle d'un bâtiment se décompose en trois étapes, décrites sur la figure II.1. Les deux premiers éléments sont la capacité du bâtiment à résister aux contraintes (courbe de capacité) et les contraintes sur la structure dues à la sollicitation sismique (demande sismique) ; la courbe de vulnérabilité est obtenue à partir de la comparaison de la courbe de capacité et de la courbe de demande.



**Figure II.1.** Méthodologie d'évaluation de la vulnérabilité sismique d'un bâtiment

### II.2.3.3 Courbe de vulnérabilité

En faisant varier l'intensité du spectre de demande sismique, on peut construire point par point la courbe représentant le déplacement en toiture en fonction du spectre. Par association de la courbe de capacité et d'un "scénario de ruine", défini comme la relation entre déplacement de toiture et dommages, on peut porter les degrés de dommages sur la courbe représentée sur la figure II.2, que nous désignerons par le terme de "courbe de vulnérabilité". Le scénario de ruine dépend de la méthode utilisée [17].

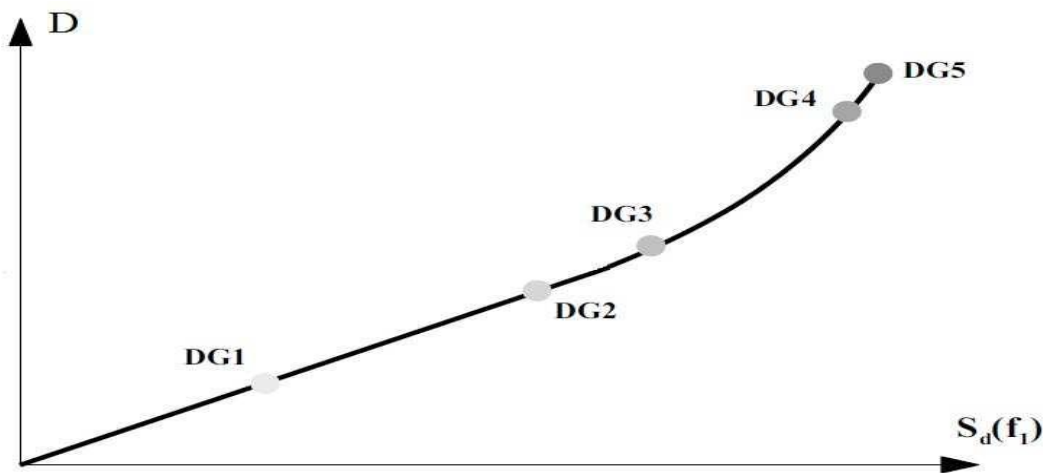


Figure II.2. Courbe de vulnérabilité [17]

### II.3 Intérêt de l'amélioration du facteur R pour les deux types de conception

Afin d'améliorer la pratique courante de la conception classique (méthode des forces) dans sa forme courante, une base scientifique reliant les valeurs de R s'avère nécessaire. Si la nouvelle formulation présentée, est à adopter afin d'améliorer la fiabilité des valeurs attribuées à R pour différents systèmes structurels, des études systématiques coordonnées deviennent alors nécessaires pour caractériser totalement l'interdépendance des facteurs de ductilité, de résistance et de redondance structurelle. Le facteur de comportement dans sa forme globale  $R = R_{\mu} \cdot R_s$  serait bien approprié pour être incorporé dans une procédure de dimensionnement en performance. Malgré que ces paramètres ne prennent pas en compte l'accumulation de l'endommagement des éléments structuraux, ils présentent plusieurs avantages à savoir qu'ils sont simples et familiers aux ingénieurs et chercheurs.

## **CHAPITRE II: Méthodes approchées d'évaluation de l'effet sismique**

---

Cependant leurs limites nécessitent d'être calibrées avec attention afin d'établir un contrôle adéquat de l'endommagement pour différents niveaux de performance, ils seront de ce fait plus adaptés pour permettre l'implantation de R dans la conception en performance. Les limites de demande de ductilité de niveau et de déplacement relatif de niveau varient avec le système structurel et le niveau de performance sélectionné: vie sauve (life safety), pré ruine (near collapse) et ruine (collapse).

### **Conclusion**

De la revue des différentes méthodes approchées pour l'évaluation de l'effet sismique, on peut tirer la conclusion suivante:

La méthode classique bien que simple, ne rend pas bien compte du comportement non linéaire de la structure. C'est pourquoi, la tendance actuelle est à l'utilisation de la conception en performance qui permet de suivre ce comportement étape par étape jusqu'à la rupture.



# **DEUXIEME PARTIE:**

## **Nouvelles tendances d'évaluation sismique**



**CHAPITRE III :**

**Fondements des nouvelles  
tendances d'évaluation de  
l'effet sismique**

### Introduction

L'analyse des structures en génie sismique est une tâche complexe car le problème est dynamique et généralement non linéaire, le système structurel est souvent complexe, et les données d'entrée (propriétés structurelles et mouvements du sol) sont aléatoires et incertaines. En principe, l'analyse temporelle non linéaire est la bonne approche. Cependant, pour le moment, une telle approche n'est pas pratique pour une utilisation quotidienne. Elle nécessite des données d'entrée supplémentaires (enregistrements temporels des mouvements du sol et comportement hystérétique détaillé des éléments structurels) qui ne peuvent pas être prédites de manière fiable. L'analyse dynamique non linéaire est, à l'heure actuelle, appropriée pour la recherche et pour la conception de structures importantes. Cela représente une tendance à long terme. En revanche, les méthodes appliquées dans la grande majorité des codes du bâtiment existants reposent sur l'hypothèse d'un comportement structurel élastique linéaire et ne fournissent pas d'informations sur la résistance réelle, la ductilité et la dissipation d'énergie. Elles ne permettent pas non plus de prévoir les dommages attendus en termes quantitatifs.

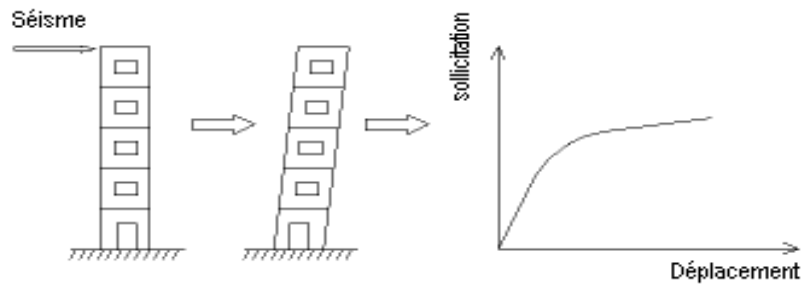
Les nouvelles tendances qui se veulent plus réalistes essaient de décrire le comportement non linéaire de la structure avec plus de détail en suivant l'évolution de la plastification (formation des rotules) élément par élément et en déterminant le degré de dommage, étape par étape.

Ces nouvelles tendances sont fondées sur les éléments suivants que nous décrivons:

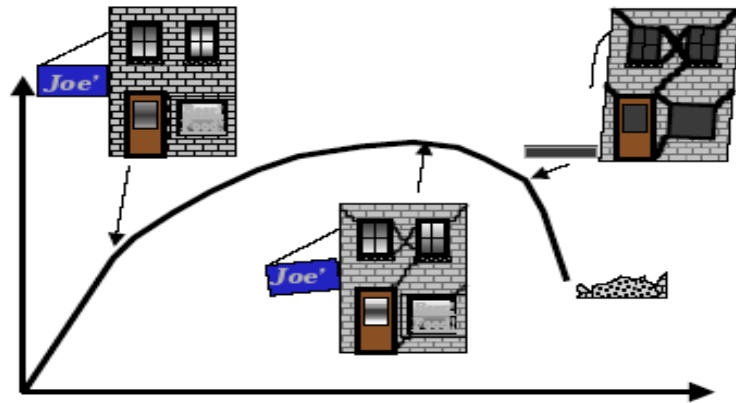
#### III.1: Analyse Push-over

L'analyse push-over est une procédure statique non linéaire dans laquelle la structure subit des charges latérales suivant un certain modèle prédéfini en augmentant l'intensité des charges jusqu'à ce que les modes de ruine commencent à apparaître dans la structure [H.Krawinkler1998].

Les résultats de cette analyse sont représentés sous forme de courbe (Figure III.1) qui relie l'effort tranchant à la base au déplacement du sommet de la structure [18].



**Figure III.1:** Signification physique de la courbe de capacité [19]



**Figure III.2 :** Niveaux d'endommagement décrits par une courbe de capacité [19]

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

- A: le premier niveau correspond au comportement élastique de la structure et représente le niveau de conception parasismique habituel. Il indique par conséquent un état d'endommagement superficiel (ou de non endommagement).
- B: le deuxième niveau d'endommagement correspond à un niveau de dommage contrôlé. La stabilité de la structure n'est pas en danger, mais toutefois un endommagement mineur est susceptible de se développer.
- C: le troisième niveau représente un état d'endommagement avancé, sa stabilité étant en danger. Au-delà de ce niveau, la structure est susceptible à l'effondrement, ne présentant aucune capacité de résistance [18].

L'analyse statique Push-over est basée sur l'hypothèse que la réponse de la structure qui peut être assimilée à la réponse d'un système à un seul degré de liberté équivalent, ce qui implique que la réponse est fondamentalement contrôlée par un

seul mode de vibration et la forme de ce mode demeure constante durant la durée du séisme.

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

Néanmoins, nous avons noté qu'elle se distingue par quelques approximations, ces approximations ont fait que ces procédures présentent certaines faiblesses comme ne pas prendre en considération les effets de mode supérieur et ne pas se baser sur un mode de chargement invariable. Pour cela, plusieurs chercheurs ont étudié cette faiblesse et ont essayé de l'améliorer, comme exemple Fajfar et Fischinger ont proposé l'utilisation de force de niveau invariable proportionnelle avec la forme de déviation de la structure.

Dans le même sujet Eberhard et Sozen ont offert des modes de chargement latéral basés sur les formes de mode (mode propre) extraite de la rigidité sécante à chaque étape de charge.

Dans une étude similaire Park et Eom ont offert une nouvelle procédure de conception qui utilise la rigidité sécante et ont démontré que cette nouvelle méthode calcule directement la résistance non linéaire et les demandes de déformation plus efficace, Moghaddam a étudié une méthode de détermination des effets de mode supérieur dans les constructions élevées, une suite d'analyse push-over est exécutée sur les constructions dans lesquelles les formes de modes élastiques sont utilisés comme mode de charge.

Sasaki, Freeman et Paret ont proposé un procédé multimodal pour prévoir les effets de mode supérieur, le procédé proposé serait réussi dans la prévision dans des effets de mode élevé mais il ne peut pas fournir la réponse sismique exacte de telles structures.

Différemment des procédures citées plus haut, Chopra et Goel ont élaboré une procédure d'analyse push-over nommée "Modal Push-over Analysis" (MPA). Les auteurs de cette procédure estiment qu'elle donne des résultats plus précis que ceux des autres méthodes d'analyse push-over dans l'estimation des déplacements

d'étage, des déplacements inter-étages, de la rotation des rotules plastiques et de leur emplacement alors que les autres méthodes sous-estiment les déplacements inter-étages et mènent à de grandes erreurs dans l'estimation des rotations de la rotule plastique. En outre, ils ont affirmé que les résultats MPA sont semblables aux résultats d'analyse temporelle [20]. Dans une autre étude, Chintanapakdee et Chopra ont évalué l'exactitude du procédé MPA et démontré que les résultats MPA étaient en bonne corrélation avec les analyses dynamiques non linéaires. Dans cette étude, le procédé MPA est également utilisé dans l'estimation des demandes sismiques pour les systèmes non élastique, la demande sismique étant définie au moyen du spectre élastique de conception. Les mêmes auteurs ont étudié l'exactitude du procédé d'analyse push-over des portiques irréguliers en essayant de prouver que le procédé MPA était plus fiable que celui du FEMA356.

Attard et Fafitis ont étudié une méthode MPA modifiée dans laquelle le mode de chargement est obtenu à partir de la forme de mode (mode propre) d'une limite élastique. Dans cette étude, après exécution de l'analyse temporelle, la méthode utilisée donne les mêmes résultats.

Dans une autre étude par Chopra et Goel le rôle des effets du mode supérieur dans l'analyse push-over est étudié, ils ont découvert que les courbes push-over du mode supérieur mènent aux mécanismes de rotule non détectés par le mode de chargement du premier mode effectif ou par la distribution des forces données par FEMA 356. D'autre part, ils affirment que ces mécanismes ne se développent pas pendant le séisme dans une construction régulière sans étage souple.

Gupta et Kunnath ont étudié les procédures FEMA-356 et présenté une nouvelle procédure appelée Procédure Push-over Adaptive (APM) pour expliquer les effets de mode supérieur et surmonter les points faibles du procédé FEMA356, ils ont constaté que le procédé FEMA-356 a échoué dans la détermination exacte des demandes de ductilité et que l'APM est plus précise dans la détermination des demandes sismiques.

Janv. et al ont proposé une nouvelle forme d'analyse push-over qui considère les effets de mode supérieur, appelés Upper Bound Push-over Analysis Procedure,

donnant de très bons résultats pour les constructions élancées, par contre dans les constructions peu élevées, l'analyse push-over avec le chargement triangulaire et l'analyse push-over MPA donnent les meilleurs résultats, comparativement avec les résultats de l'analyse dynamique non linéaire.

Additivement aux études sur les procédures statiques non linéaires push-over citées précédemment, d'autres études sur les différents modes de chargement ont été effectués.

Mwafy et Elnashai ont étudié l'application et l'exactitude de l'analyse push-over statique non linéaire dans la prédiction de la réponse sismique des constructions en béton armé, ils ont affirmé que si le mode de chargement est choisi soigneusement, le modèle peut représenter la réponse non élastique des constructions de basse ou moyenne élévation, pour les constructions élevées en raison des effets de mode supérieur, ils ont recommandé l'utilisation d'un grand nombre de mode de chargement. Comme ils font ressortir aussi que les résultats du chargement triangulaire sont très liés aux résultats d'analyse dynamique non linéaire, ces prédictions sont très conservateurs de la capacité, son estimation est raisonnable pour les déformations et sont suffisants pour la prédiction de la réponse des structures spécialement celles de basse et moyenne élévation [21].

Krawinkler et Seneviratna ont résumé les concepts fondamentaux sur lesquels peut se baser l'analyse Push-over. Additivement à cela, ils ont estimé l'exactitude des prédictions des procédures pushover et déterminé les conditions par lesquelles l'analyse pushover présente des informations suffisantes, comme ils ont déterminé les cas où les prédictions de l'analyse pushover sont insuffisantes et peuvent même tromper, et cela par l'exécution d'une étude détaillée qui discute les avantages et les inconvénients de l'analyse push-over, ils recommandent l'application de cette analyse avec prudence et sagesse car elle présente plusieurs limitations, vu que la méthode est de nature approximative [22].

#### **III.2: Spectre de capacité**

Dans la méthode du spectre de capacité, le programme Sap2000 travaille sur les principes des normes américaines pour l'obtention du point de performance, pour

cela, il devient obligatoire l'application des coefficients de calibrage  $C_a$  et  $C_v$ , pour se conformer à l'allure des spectres américains. Pour cela, dans notre étude, nous procéderons à la détermination du point de performance d'un bâtiment en béton armé de cinq étages, en soumettant la structure aux séismes réels de la région d'Alger (Boumerdes 2003). Suite à cela, nous déterminons le point de performance du modèle par l'utilisation du spectre de réponse du RPA 2003.

Cette méthode peut être résumée comme suit:

- 1) Analyse push-over du bâtiment
- 2) Tracer la courbe de capacité du bâtiment qui représenté par la relation entre l'effort tranchant à la base ( $V_b$ ) et le déplacement au sommet ( $\Delta$ ).
- 3) Transformation la relation ( $V_b$ ) d'un système à plusieurs degrés de liberté à la relation ( $S_a$ -  $S_d$ ) qui considèrent les caractéristiques dynamique d'un système à un seul degré de liberté équivalent, ou  $S_a$  et  $S_d$  sont la pseudo-accélération spectral et le déplacement spectral, respectivement.
- 4) Tracer la courbe de demande de l'excitation de séisme désiré représentée par son spectre de réponse dans le format (ADRS) de l'étape (3)  
Et finalement
- 5) L'intersection de la capacité et de la demande dans le format (ADRS) définit la demande de déplacement maximale d'un système à un seul degré de liberté qui est ensuite transformé pour évaluer la réponse prévue du bâtiment.

Les caractéristiques globales force-accélération de la structure sont définies par la courbe de capacité obtenue en traçant la relation entre l'effort tranchant ( $V_b$ ) et le déplacement au sommet ( $\Delta$ ) de la structure au cours de l'analyse push-over.

Les valeurs de l'effort tranchant à la base et les valeurs de déplacement au sommet sont converties à des valeurs de pseudo-accélération spectrale ( $S_a$ ) et des valeurs de déplacement spectrale ( $S_d$ ), respectivement par l'utilisation de certains facteurs déterminés à partir des caractéristiques dynamiques de la structure, dont les réponses sont supposées être dominées par un seul mode propre ( $\Phi$ )

La courbe de demande est représentée par le spectre de réponse du séisme de conception.

### Chapitre III : Fondements des nouvelles tendances d'évaluation de l'effet sismique

Généralement, le spectre de réponse de 5% de pourcentage d'amortissement est utilisé pour représenter la courbe de demande lorsque la structure a une réponse élastique. Les spectres de réponse pour un pourcentage d'amortissement de 10% et 20% sont utilisés pour représenter la demande réduite dans le domaine inélastique pour expliquer l'amortissement hystérétique et les effets non linéaires.

Le spectre de réponse est un diagramme montrant la variation de la pseudo-accelération spectral ( $S_a$ ) avec la période naturelle ( $T$ ) de la structure.

Dans le méthode du spectre de capacité, le spectre de réponse est transformé au format (ADRS) dans lequel ( $S_a$ ) est tracé en fonction des valeurs de déplacement spectral ( $S_d$ ).

Dans le format (ADRS), les périodes de vibration naturelles sont représentées par des lignes radiales comme indiqué dans la figure III.3:

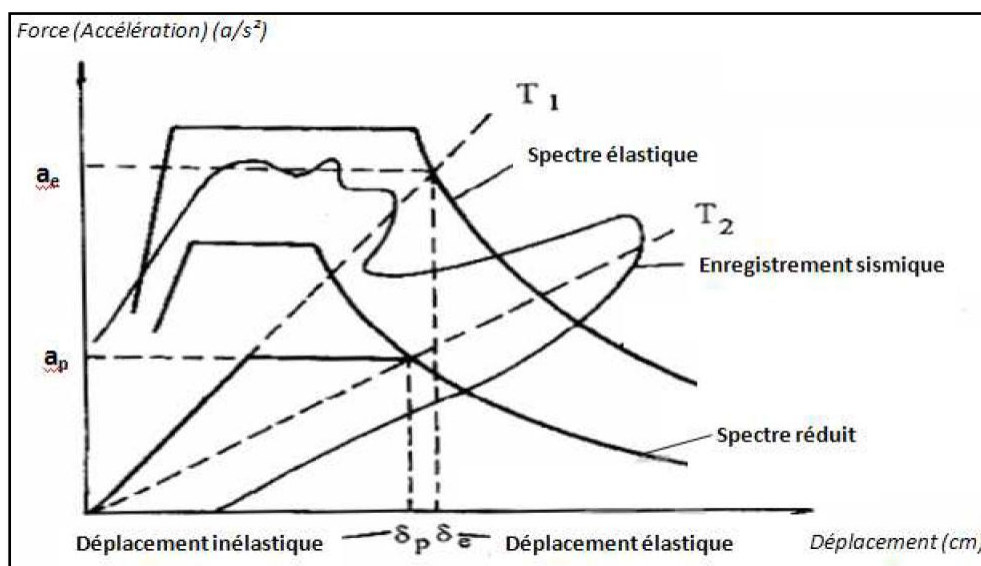


Figure III.3 : Spectres de capacité [12]

Finalement, l'intersection des courbes de capacité et de demande représente l'état auquel la performance du bâtiment est évaluée. Cet état de performance définit une estimation adéquate de l'accélération maximale et du déplacement maximal prévu pour être éprouvé par la structure durant le séisme de conception.

La méthode du spectre de capacité exige l'utilisation de spectres élastiques fortement amortis pour la détermination de la demande sismique.

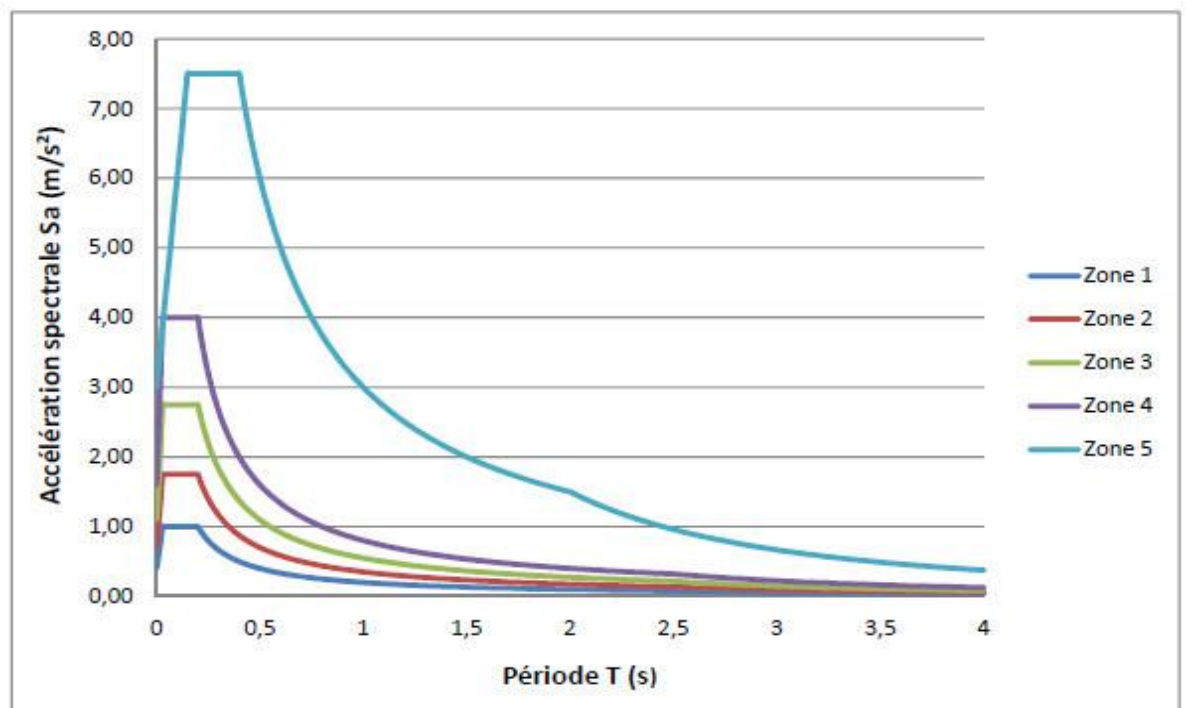
L'avantage principal de la méthode du spectre de capacité est la possibilité de visualiser la relation entre la capacité de la structure et la demande de séisme qui peut à son tour, mettre en évidence plusieurs concepts de comportement.

Les inconvénients incluent le manque d'un principe physique qui justifie la relation entre la dissipation d'énergie par hystérésis de la forme déformée limite et l'amortissement visqueux équivalent. Aussi la méthode du spectre de capacité implique une approche itérative pour évaluer l'amortissement visqueux équivalent du système linéaire qui consomme beaucoup de temps de calcul et n'est pas toujours convergente.

### III.3 : Demande sismique

La deuxième étape consiste à introduire la demande sismique, c'est-à-dire la répartition fréquentielle des niveaux d'accélération ou de déplacement imposés par le séisme.

Selon le contexte de l'étude, il peut s'agir d'un spectre de réponse réglementaire, par exemple celui défini dans l'Eurocode 8 (figure III.4) [15], ou d'un spectre de réponse réel issu d'un séisme particulier.



**Figure III.4** : Spectre de réponse définis dans l'Eurocode 8, selon le zonage sismique Français, pour un sol de classe A (rocher) [15]

### III.4: Déplacement cible de la structure

On définit un déplacement cible comme référence du déplacement attendu de la structure lors du séisme, de manière à associer les résultats de l'analyse push-over, qui caractérise la capacité de déformation de la structure à la "demande de déformation" correspondant au déplacement cible.

Le point de contrôle du déplacement peut être pris au centre de gravité de la structure ou à son point le plus haut. Dans notre analyse, il sera pris comme étant situé au niveau le plus haut du portique, c'est-à-dire en tête de ce dernier.

L'analyse Push-over est exécutée jusqu'à ce qu'on atteigne un déplacement cible auquel la performance sismique du bâtiment est évaluée. Le déplacement cible est comme une estimation du déplacement global prévu du bâtiment en vertu d'un tremblement de terre de conception.

Il peut être estimé en appliquant l'analyse temporelle (chronologique) non linéaire sur un système à un seul degré de liberté équivalent, ceci exige en premier lieu la construction de la demande de déplacement non élastique pour déterminer le déplacement cible, puisque l'analyse Pushover est un outil de conception. L'exécution de mouvement terrestre est représentée par un spectre de réponse élastique plutôt que par son véritable spectre de réponse. Dans ce cas, la demande de déplacement non élastique doit être déduite des données spectrales et de l'information auxiliaire qui expliquent les différences entre la demande de déplacement élastique et non élastique. Il existe plusieurs études qui se concentrent sur ce point et conçoivent des relations pratiques entre une demande de déplacement élastique et non élastique.

La demande de déplacement élastique  $S_d$  peut être directement déterminée à partir de la pseudo-accélération  $S_a$  du spectre de réponse comme suit :

$$S_d = \frac{T^2}{4\pi^2} S_a \quad (\text{III.1})$$

Dans lequel  $T$  est la période naturelle de vibration du système à un seul degré de liberté.

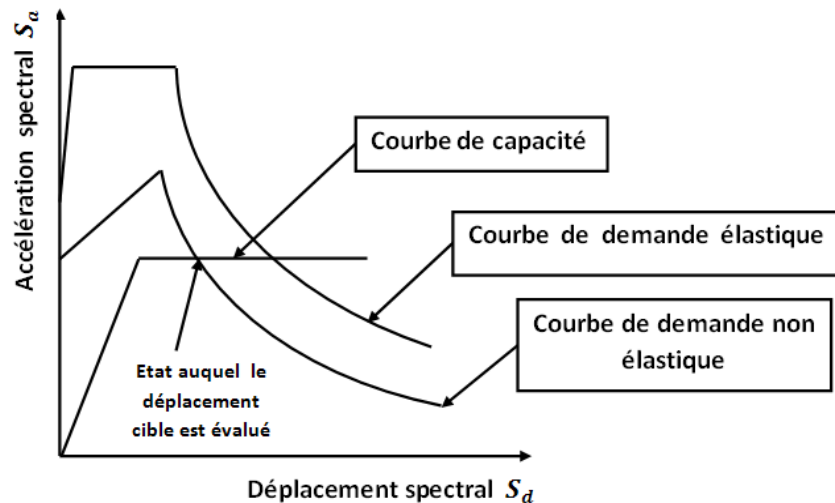
Cette demande de déplacement est la ligne de base pour prévoir la demande de déplacement non élastique, qui doit être accomplie avec la considération due à la résistance plastique et les caractéristiques hystérétique du système à un seul degré de liberté.

Alternativement, la réponse inélastique et les spectres des conceptions pour la demande de déplacement peuvent être construits en utilisant un système à un seul degré de liberté équivalent. Dans ce cas, la courbe de capacité du bâtiment représenté par la relation force-déplacement du système à un seul degré de liberté équivalent et la courbe de demande représentée par le spectre inélastique sont tracées sur le même graphe, en considérant le format (ADRS) Pseudo-accélération-déplacement comme illustré dans la figure (III.5).

Le point d'intersection de ces deux courbes représente une approximation adéquate du déplacement maximal du système à un seul degré de liberté équivalent qui, après la conversion, donne une évaluation raisonnable du déplacement cible de l'analyse Push-over pour le bâtiment.

Une fois que le déplacement cible est estimé, le bâtiment est poussé incrémentalement en utilisant un mode de chargement latéral prédéfini jusqu'à ce que le déplacement au sommet du bâtiment atteigne le déplacement cible.

A cet état, les réponses et les forces induites sont prévues à représenter en juste proportion les quantités de réponses du bâtiment sous l'excitation de tremblement de terre de conception.



**Figure III.5 :** Spectre de demande inélastique et courbe de capacité tracé dans le format (AD)

### III.5: Niveaux de performance selon les codes parasismiques

#### III.5.1 : Niveau de performance

Il n'existe pas de consensus sur la définition du niveau d'endommagement suite à un séisme spécifique, mais des critères acceptables pour caractériser ces performances :

- a) Sécurité des vies : exigence fondamentale
- b) Réparation de l'endommagement : une distinction est faite entre endommagement structurel réparable et endommagement structurel non réparable
- c) Effondrement à éviter : afin d'éviter les blessures et les pertes de vies humaines, la structure doit rester debout après un tremblement de terre.

Pour une performance structurelle définie en termes d'un état d'endommagement, l'état de la déformation reste le meilleur indicateur.

En terme de déplacement la réponse structurelle peut être reliée à un état limite de déformation, qui à son tour est supposé être directement lié à un certain niveau d'endommagement.

### **III.5.2 : Evaluation des codes parasismiques EC8, NBCC et RPA**

La conception parasismique des constructions vise à assurer, en cas de survenance d'un séisme, la protection des vies humaines, la limitation des dommages aux structures et la continuité opérationnelle des constructions importantes pour la sécurité civile. Ces objectifs sont traduits dans ces codes par des prescriptions mettant en avant des couples constitués d'un niveau d'action sismique associé à un objectif de comportement.

Les codes NBCC et EC8 définissent deux niveaux des forces sismiques. La force sismique de référence, dont le niveau d'agression correspond à une probabilité de dépassement sur 50 ans égale à 10 % est représentative des séismes les plus sévères. La structure doit en outre, après cet événement, conserver une capacité de résistance résiduelle notable. L'autre force sismique dont le niveau d'agression correspond à une probabilité de dépassement de 10% sur 10 et 95 ans pour L'EC8, 2% sur 50 ans pour le NBCC, est représentative des séismes modérés. Cependant, dans le code parasismique algérien RPA, aucune indication n'est mentionnée à ce sujet [23].

### **Conclusion**

Les nouvelles tendances sont fondées sur des concepts clairs, simples et efficaces.



# **CHAPITRE IV:**

## **Revue des différentes méthodes simplifiées d'analyse en performance**

## CHAPITRE IV: Revue des différentes méthodes simplifiées d'analyse en performance

---

### Introduction

La conception en performance regroupe une famille de méthodes simplifiées, nous avons choisi de présenter trois qui sont les plus utilisées, car elles sont les plus simples et les plus rationnelles, à savoir les méthodes FEMA-356, ATC 40 et N2.

### IV-1: Approche FEMA-356

La méthode des coefficients (CM) a été officialisée par sa publication dans le document FEMA-356. Elle utilise un procédé de modification de la réponse linéaire par l'intermédiaire de plusieurs facteurs déterminés de façon empirique et définit le point de performance en modifiant le déplacement élastique par une série de coefficients  $C_i$  (Equation IV-6);

1) Analyse statique non linéaire de l'ouvrage sous chargement latéral

\*La charge  $F_x$  appliquée à chaque niveau  $x$  est donnée par:

$$F_x = C_{v x} \cdot V$$

où :  $C_{v x}$  est le facteur de distribution verticale donné par [13]:

$$C_{v x} = \frac{W_x h_x^K}{\sum_{i=1}^N W_i h_i^K} \quad (\text{IV -1})$$

$W_i$  : fraction du poids assignée au niveau  $i$ .

$W_x$  : fraction du poids assignée au niveau  $x$ .

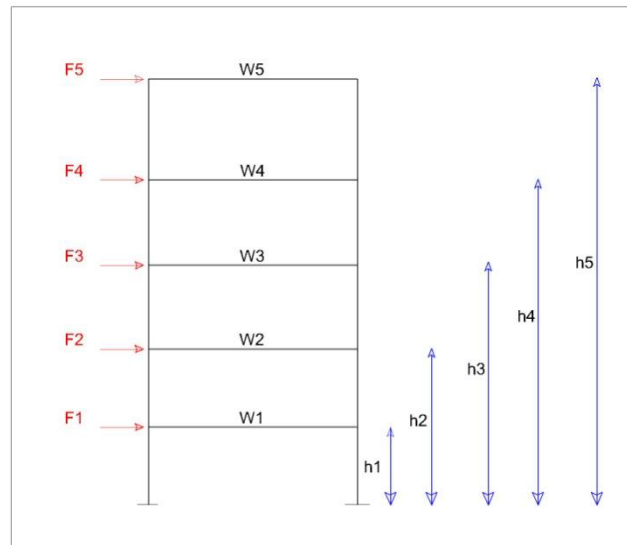
$h_i$  : hauteur de la base jusqu'au niveau  $i$ .

$h_x$  : hauteur de la base jusqu'au niveau  $x$ .

$K=1 \quad T \leq 0.5$

$K=2 \quad T \geq 2.5$

## CHAPITRE IV: Revue des différentes méthodes simplifiées d'analyse en performance

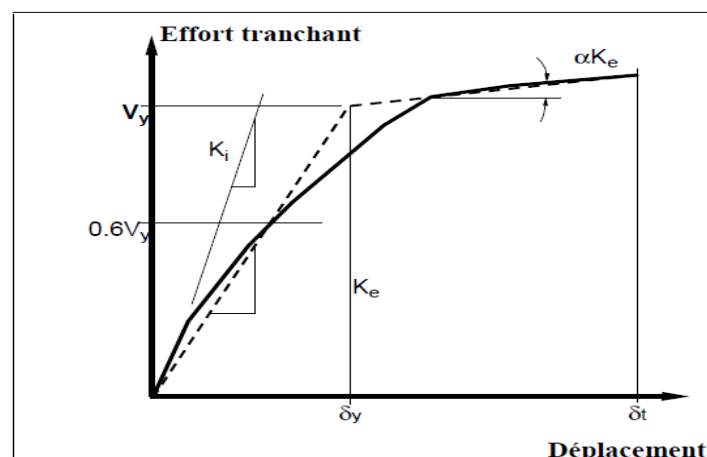


\*Distribution uniforme : Dans cette forme de distribution, la force est égale au poids du niveau considéré:  $F_x = W_x$

\*Distribution par la superposition quadratique (SRSS) : la distribution est définie par les forces latérales calculées à partir des efforts tranchant par niveaux déterminés par une analyse spectrale supposée être élastique et linéaire.

2) Etablir à partir d'un chargement croissant la courbe de capacité comprenant en ordonnée l'effort tranchant à la base de la structure et en abscisse le déplacement correspondant du niveau supérieur calculé par un logiciel tel que Robot ou Sap.

3) Bi linéarisation de la courbe Push-over:



**Figure IV -1:** bi-linéarisation de la courbe push-over

$K_i$  : rigidité latérale élastique dans le sens considéré

$K_e$  : rigidité latérale effective dans le sens considéré

$V_y$  : effort tranchant élastique

## CHAPITRE IV: Revue des différentes méthodes simplifiées d'analyse en performance

4) Calculer la période effective fondamentale  $T_e$ .

$$T_e = T_i \sqrt{\frac{K_i}{K_e}} \quad (\text{IV-2})$$

Avec  $T_i$  (en secondes): la période fondamentale élastique dans la direction considérée.

5)  $C_0$ : relie la réponse élastique du système à 1DDL à la réponse élastique en déplacement du système à  $n$  DDL dans le nœud de contrôle en considérant le facteur de participation du premier mode de vibration ou en utilisant les valeurs fournies par le tableau ci-dessous:

**Tableau : IV -1 : Coefficient  $C_0$**

Nombre d'étages	Coefficient $C_0$
1	1.0
2	1.2
3	1.3
5	1.4
$\geq 10$	1.5

6)  $C_1$ : Facteur de modification du déplacement inélastique calculé à partir du déplacement de réponse linéaire élastique

$$C_1 = 1 \quad \text{pour } T_e \geq T_s \quad (\text{IV-3})$$

$$C_1 = \frac{1 + (R-1) \cdot T_s / T_e}{R} \quad \text{pour } T_e < T_s$$

$T_e$ : La période fondamentale effective dans la direction considérée.

$T_s$ : Deuxième période caractéristique (correspondant à  $T_2$  du RPA).

$R$ : Le rapport de résistance pour le calcul du facteur de la limite élastique

## CHAPITRE IV: Revue des différentes méthodes simplifiées d'analyse en performance

$$R = \frac{S_a}{V_y / W} \cdot C_m \quad (\text{IV-4})$$

$S_a$  : accélération spectrale pour la période effective dans la direction de calcul.

$V_y$  : La limite élastique calculée à partir du diagramme bilinéaire.

$W$  : Poids total de la structure.

$C_m$  : Facteur de masse effective, toujours voisin de 1 et donné par le tableau suivant :

**Tableau : IV-2 : Coefficient  $C_m$**

Nombre d'étages	Système en portiques BA	Système en voiles BA
1-2	1	1
$\geq 3$	0.9	0.8

**N.B.** : doit être pris égal à 1 si la période fondamentale  $T \geq 1$  seconde

- 7)  $C_2$ : facteur de modification qui représente l'effet de la courbe d'hystérésis (dégradation de la rigidité) sur le déplacement maximal.

**Tableau : IV -3: Valeurs du coefficient  $C_2$**

	$T=0.1 \text{ s}$		$T > T_0$	
	Type 1	Type 2	Type 1	Type 2
<b>Occupation immédiate IO</b>	1.0	1.0	1.0	1.0
<b>Sécurité des personnes LS</b>	1.3	1.0	1.1	1.0
<b>Non effondrement ou Collapse Prevention (CP)</b>	1.5	1.0	1.2	1.0

Dans ce tableau, le type 1 se réfère aux structures pour lesquelles plus de 30% de l'effort tranchant à un niveau quelconque est repris par des éléments dont la résistance et la rigidité peuvent se détériorer au cours du séisme. Le type 2 couvre les autres structures.

- 8) Le coefficient  $C_3$  : coefficient de modification qui représente l'augmentation du déplacement dû à la dynamique de l'effet P- $\Delta$

## CHAPITRE IV: Revue des différentes méthodes simplifiées d'analyse en performance

---

$$C_3 = 1.0 + \frac{|\alpha|(R - 1)^{\frac{3}{2}}}{T_e} \quad (IV-5)$$

$C_3 = 1$  Pour les structures ayant une rigidité post-élastique positive.

$\alpha$  = le rapport entre la rigidité post élastique et la rigidité élastique effective.

9) Déplacement cible (Target displacement)  $\delta_t$  sous le séisme de dimensionnement :

$$\delta_t = C_0 C_1 C_2 C_3 S_a (T_e^2 / 4\pi^2) \cdot g \quad (IV -6)$$

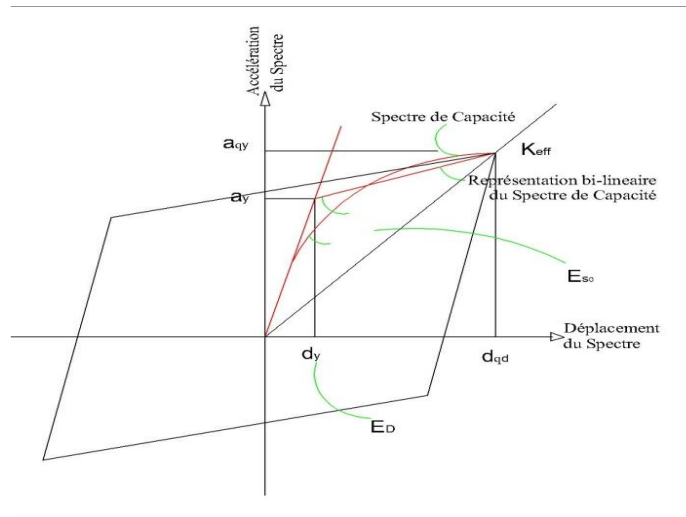
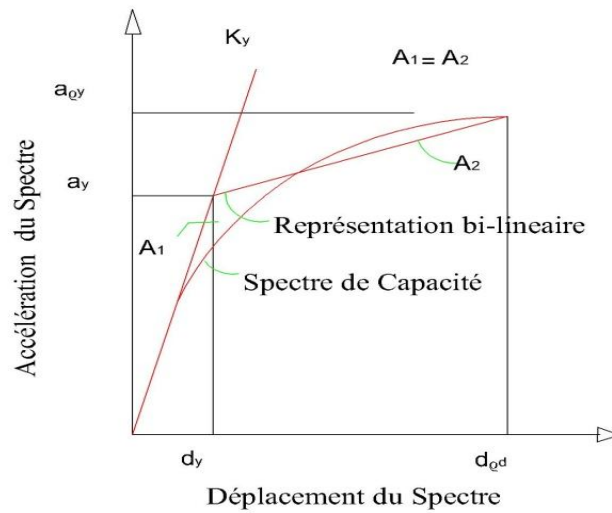
### IV -2: Approche ATC 40

Elle utilise la procède de linéarisation équivalente, cette technique emploie des relations empirique pour la période et 'amortissement de la structure en fonction de ductilité afin d'estimer la réponse d'un oscillateur a 1DDL linéaire équivalent. Pour obtenir le point de performance, elle utilise la réduction du spectre de réponse élastique a amortissement constant.

Le code ATC 40 spécifie trois types de méthodes pour estimer la déformation induite, toutes les trois basées sur les principes déjà exposés. Les procédures A et B sont analytiques et peuvent être implémentées directement. La méthode C est plutôt graphique. En général, la procédure A donne de meilleurs résultats [24].

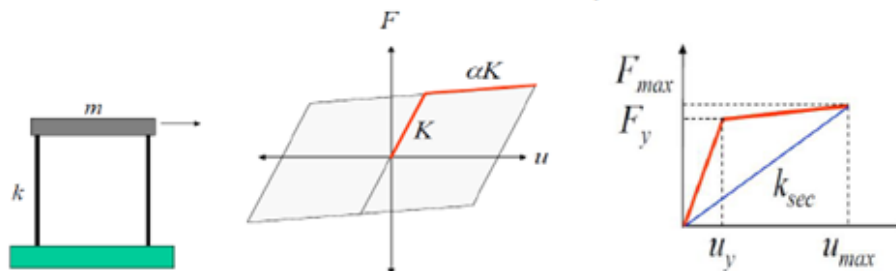
1) Ajustement de la courbe bilinéaire sur le diagramme de capacité par utilisation du principe d'égalité d'énergie

# CHAPITRE IV: Revue des différentes méthodes simplifiées d'analyse en performance



**Figure IV-2 :** Idéalisaton bi-linéaire de courbe de capacité selon l'ATC40 [12]

2) Calcul de l'amortissement hystérétique équivalent  $\xi_0$  du système à un seul degré de liberté équivalent obtenu par :



**Figure IV-3:** Amortissement hystérétique  $\xi_0$  du système à 1 ddl équivalent [12]

## CHAPITRE IV: Revue des différentes méthodes simplifiées d'analyse en performance

Système élastique équivalent

$$\xi_0 = \frac{1}{4} \frac{E_D}{\pi E_S} = \frac{2}{\pi} \cdot \left[ \frac{F_y}{U_y} - \frac{F_{max}}{U_{max}} \right] = \frac{2}{\pi} \cdot \frac{(\mu - 1)(1 - \alpha)}{\mu(1 + \alpha\mu_\alpha)} \quad (IV -7)$$

Sur la courbe de capacité bilinéaire (IV -8)

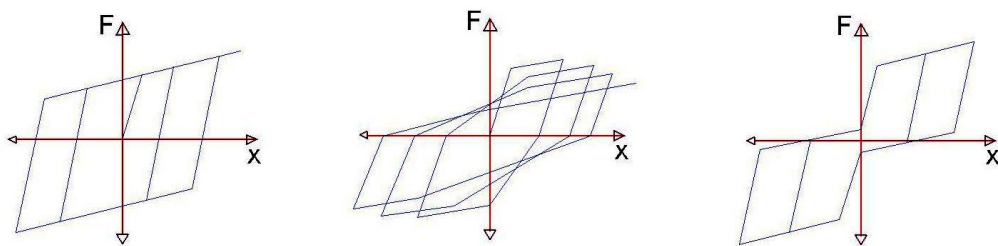
$$\xi_0 \approx \frac{2}{\pi} \cdot \frac{(a_y \cdot d_{pi} - d_y \cdot a_{pi})}{a_{pi} \cdot d_{pi}}$$

1) L'amortissement total du système  $\xi_{eq} (\%) = K\xi_0 + 5$  (IV-9)

K : Coefficient de la modification de l'amortissement.

**Tableau : IV-4:** types de comportement structuraux selon l'ATC 40

Durée de la secousse	Bâtiment neuf	Bâtiment Existant moyen	Bâtiment Existant faible
<b>courte</b>	Type A	Type B	Type C
<b>longue</b>	Type B	Type C	Type C



**Figure IV-4 :** Différents comportements des structures selon ATC40

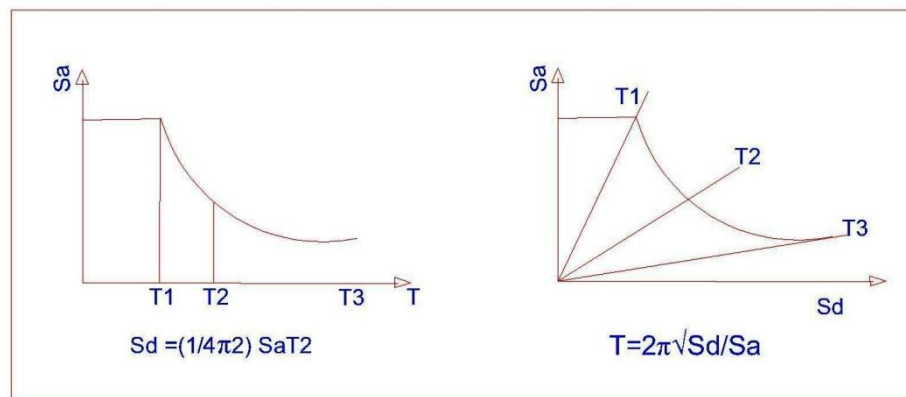
Les gammes et les limites assignées au coefficient K pour les trois types de comportement structuraux sont données dans le tableau suivant:

## CHAPITRE IV: Revue des différentes méthodes simplifiées d'analyse en performance

**Tableau : IV-5 : Valeurs du facteur de modification de l'amortissement K**

Type de comportement	$\xi_0(\%)$	K
Type A	$\leq 16.25$	1
	$> 16.25$	$1,13 \cdot \frac{0,51 \cdot (a_y \cdot d_{pi} - d_y \cdot a_{pi})}{a_{pi} \cdot d_{pi}}$
Type B	$\leq 25$	0.67
	$> 25$	$0,845 \cdot \frac{0,446 \cdot (a_y \cdot d_{pi} - d_y \cdot a_{pi})}{a_{pi} \cdot d_{pi}}$
Type C	Aucune valeur	0.33

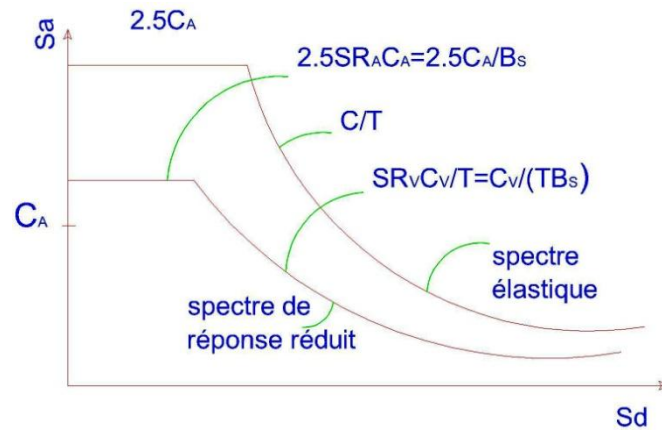
- 2) Construction du spectre de réponse élastique ou de conception dans le plan ADRS pour un taux d'amortissement visqueux de 5%



**Figure IV-5 : conversion du spectre de réponse au format ADRS [12]**

- 3) Réduction du spectre de réponse élastique à un spectre de réponse réduit avec un amortissement plus grand que l'amortissement 5%

## CHAPITRE IV: Revue des différentes méthodes simplifiées d'analyse en performance



**Figure IV-6 :** Réduction du spectre de réponse selon l'ATC40 [12]

**Tableau : IV-6 :** Valeurs du coefficient  $C_A$  selon l'ATC40

Intensité de secousse						
Profil de sol	0,075	0,15	0,2	0,3	0,4	>0,4
<b>SB</b>	0,08	0,15	0,2	0,3	0,4	1
<b>SC</b>	0,09	0,18	0,24	0,33	0,4	1
<b>SD</b>	0,12	0,22	0,28	0,36	0,44	1,1
<b>SE</b>	0,19	0,3	0,34	0,36	0,36	0,9
<b>SF</b>	Sol exigeant des investigations					

**Tableau : IV-7:** Valeurs du coefficient  $C_V$  selon l'ATC40

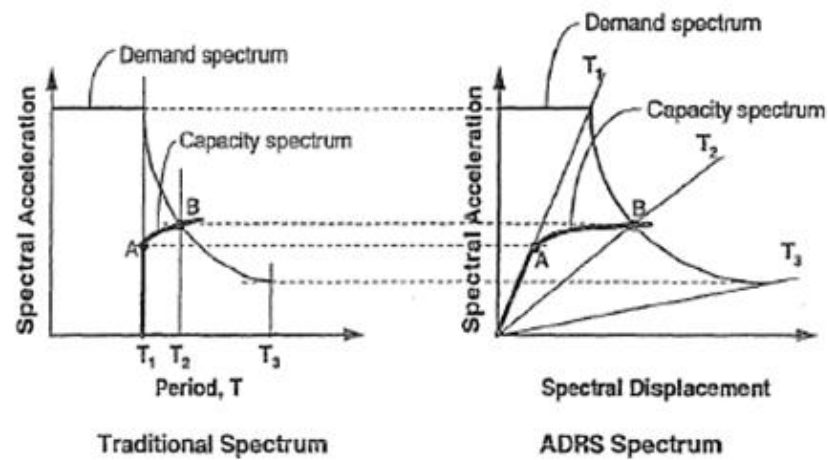
Intensité de secousse						
Profil de sol	0,075	0,15	0,2	0,3	0,4	>0,4
<b>SB</b>	0,08	0,15	0,2	0,3	0,4	1
<b>SC</b>	0,13	0,25	0,32	0,45	0,56	1,4
<b>SD</b>	0,18	0,32	0,4	0,54	0,64	1,6
<b>SE</b>	0,26	0,5	0,64	0,84	0,96	2,4
<b>SF</b>	Sol exigeant des investigations					

## CHAPITRE IV: Revue des différentes méthodes simplifiées d'analyse en performance

**Tableau : IV-8 : Valeurs du  $SR_A$  et  $SR_V$  selon l'ATC40**

TYPE DE COMPORTEMENT	$SR_A$	$SR_V$
Type A	0,33	0,5
Type B	0,44	0,56
Type C	0,56	0,67

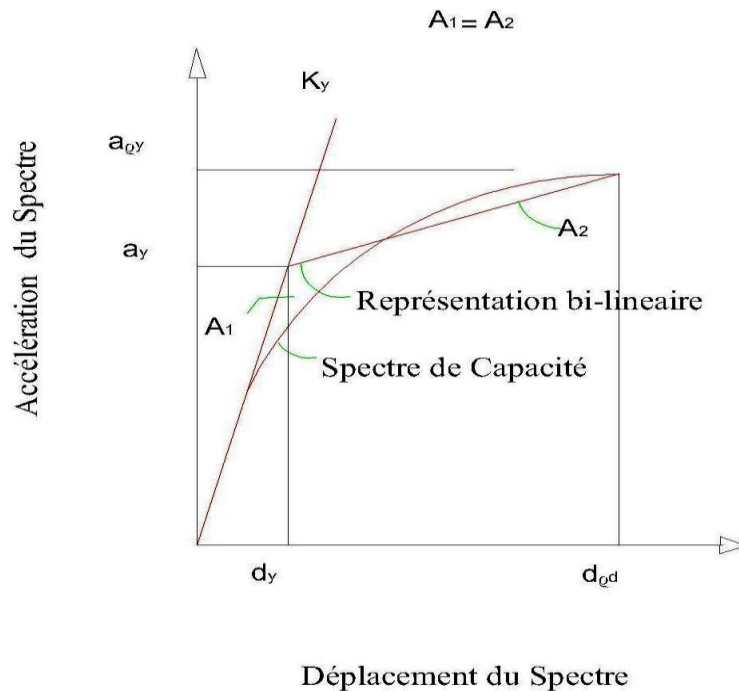
#### 4) Superposition de la courbe de capacité sur le spectre en format ADRS



**Figure IV-7 : Superposition de la courbe de capacité sur le spectre en format ADRS [12]**

5) Des itérations sur la valeur de  $d_i$  jusqu'à ce que la tolérance  $\frac{dpi - di}{dpi}$  soit inférieure a 5%

## CHAPITRE IV: Revue des différentes méthodes simplifiées d'analyse en performance



**Figure IV-8 :** Evaluation du point de performance selon l'ATC 40 [12]

### IV-3: La Méthode N2

La méthode N2 est une approche basée sur le déplacement, N désigne le comportement non-linéaire et 2 désigne deux modèles mathématiques. Le principe de cette analyse consiste à combiner deux modèles mathématiques : l'analyse Push-over d'un système à plusieurs degrés de liberté et l'analyse de la réponse spectrale d'un système à seul degré de liberté [11].

L'application de cette méthode se fait sur un modèle plan d'une structure à plusieurs degrés de liberté, avec un spectre élastique exprimé non pas dans un format traditionnel accélérations-périodes mais dans un format accélérations-déplacements obtenu par la relation suivante :

$$S_{de} = \frac{T^2}{4\pi^2} S_{ae} \quad (\text{IV -10})$$

$s_{ae}$  et  $S_{de}$  sont l'accélération et le déplacement élastique.

## CHAPITRE IV: Revue des différentes méthodes simplifiées d'analyse en performance

---

Ainsi le spectre inélastique pour un système à un seul degré de liberté est déduit à partir du spectre élastique en appliquant les expressions suivantes:

$$S_a = \frac{S_{ae}}{R_\mu} \quad (\text{IV -11})$$

$$S_d = \frac{\mu}{R_\mu} S_{de} = \frac{\mu}{R_\mu} \frac{T^2}{4\pi^2} S_{ae} = \mu \frac{T^2}{4\pi^2} S_a \quad (\text{IV -12})$$

$S_a$ ,  $S_d$ ,  $\mu$ ,  $R_\mu$  représentent respectivement: l'accélération, le déplacement inélastique, le facteur de ductilité et le facteur de réduction.

Plusieurs propositions ont été faites pour la détermination du facteur de réduction  $R_\mu$ .

Parmi ces propositions nous présentons celle décrite dans la méthode N2:

$$R_\mu = (\mu - 1) \frac{T}{T_0} + 1 \quad \text{pour } T \leq T_0 \quad (\text{IV -13})$$

$$R_\mu = \mu \quad \text{pour } T \geq T_0 \quad (\text{IV -14})$$

$T_0$ : période caractéristique du sol,  $T_0 = 0.65 \mu^{0.3} T_c$  et  $T_0 \leq T_c$

$\mu$ : Facteur de ductilité.

Un champ de forces latérales dont la forme est associée à un vecteur de déplacement modal est appliqué à la structure. La distribution des forces est donnée par la relation (IV -15):

$$\{P\} = [M]\{\Phi\} \quad (\text{IV -15})$$

$\{P\}$ : Vecteur de forces,

$\{\Phi\}$ : Vecteur modal,

$[M]$ : matrice de masse,

## CHAPITRE IV: Revue des différentes méthodes simplifiées d'analyse en performance

---

La détermination du spectre de réponse et la courbe de capacité accélérations-déplacements nécessite la conversion du système à plusieurs degrés de liberté à un système à un seul degré de liberté par le biais de la relation suivante:

$$S_a = \frac{Q^*}{M^*} \quad (\text{IV -16})$$

Le calcul du déplacement d'un système à un seul degré de liberté équivalent dépend de sa période élastique dont l'expression est donnée par l'équation (IV.16) ( $M^*$  et  $Q_y^*$ : masse et effort tranchant à la base de l'oscillateur équivalent) et de la position de cette période par rapport à la période caractéristique du sol. On a deux cas:

$$T_{eq} = 2\pi \sqrt{\frac{x_y^* M^*}{Q_y^*}} \quad (\text{IV -17})$$

$$1^{er} \text{ cas : } T_{eq} \geq T_c \quad S_d = S_{de} \quad (\text{IV -18})$$

$$\mu = R\mu \quad (\text{IV -19})$$

$$2^{ème} \text{ cas : } T_{eq} < T_c \quad S_d = \mu x_y^* = \frac{S_{de}}{R\mu} \left[ 1 + (R\mu - 1) \frac{T_c}{T_{eq}} \right] \quad (\text{IV -20})$$

Le déplacement du système à plusieurs degrés de liberté peut être calculé par l'équation (IV -20) sachant que  $\Gamma$  : facteur de participation modale donné par l'équation (IV -21):

$$x_t = x^* \Gamma \quad (\text{IV -21})$$

$$\Gamma = \frac{\sum_{i=1}^N M_i \phi_i}{\sum_{i=1}^N M_i \phi_i^2} \quad (\text{IV -22})$$

La figure suivante montre schématiquement les différentes étapes de l'analyse:

## CHAPITRE IV: Revue des différentes méthodes simplifiées d'analyse en performance

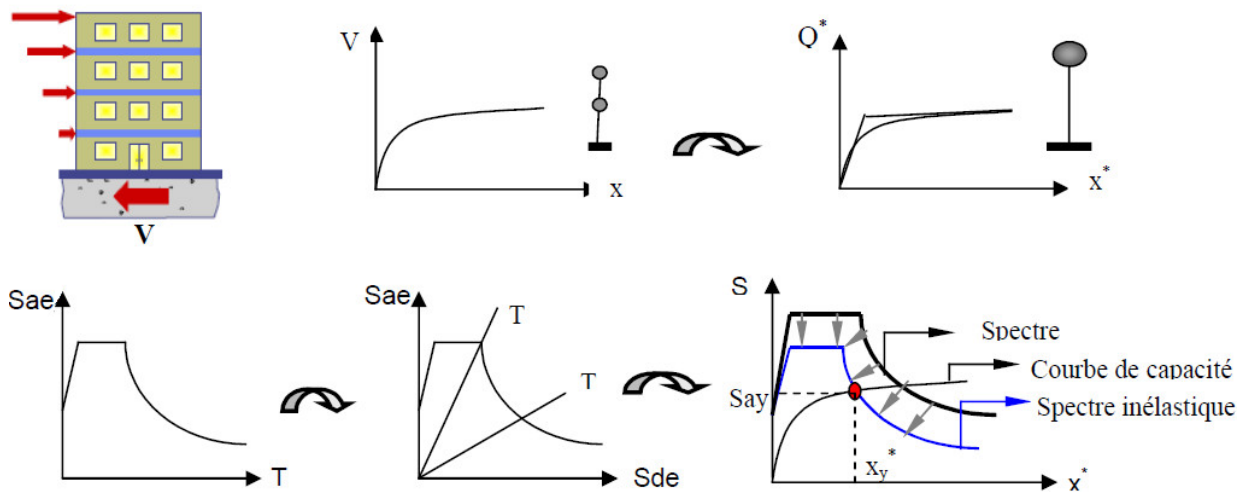


Figure IV-9 : Représentation schématique de la méthode [11]

### IV.4 : Résumé des principaux points concernant les trois méthodes

Ce résumé concerne:

- le spectre de réponse utilisé,
- la rigidité élastique des composants structuraux,
- la répartition des forces latérales de la Push-over,
- la forme de déplacement supposée,
- la transformation MDOF en SDOF, et
- l'idéalisation de la courbe Push-over.

#### N2 (Fajfar 1999, Fajfar 2000)

- La répartition des charges latérales est directement liée à la forme de déplacement supposée.

Sur le plan conceptuel, il n'y a pas de limites concernant la forme de déplacement. Néanmoins, deux formes à déplacement limite sont recommandées, la première basée sur la première forme modale et la deuxième basé sur le déplacement uniforme des étages.

- L'idéalisation bilinéaire est définie de telle manière que les zones sous les courbes force-déformation idéalisées sont égales. Pour simplifier, un modèle élastique parfaitement plastique est proposé. Selon la valeur du déplacement cible, l'itération peut être effectuée afin d'améliorer la précision.

## **CHAPITRE IV: Revue des différentes méthodes simplifiées d'analyse en performance**

---

- L'équivalence MDOF à SDOF est basée sur une dérivation mathématique et peut être dérivée pour toute forme de déplacement supposée.
- Le déplacement cible est déterminé à l'aide de spectres non linéaires simplifiés. Pour  $T > T_c$ , la règle de "l'égalité des déplacements" avec correction possible est utilisée. Pour  $T < T_c$ , le déplacement élastique est amplifié afin d'obtenir le déplacement cible inélastique.
- La présentation graphique peut être formulée dans le format accélération - déplacement (AD)

### **FEMA 356 - Lignes directrices pour la réhabilitation sismique des bâtiments**

- Deux distributions de charges latérales sont utilisées pour l'analyse Push-over. Le premier est basé sur les formes modales de la structure et l'autre sur la distribution uniforme.
- Une itération est nécessaire pour les règles d'idéalisation bilinéaire recommandées par le FEMA 356.

La rigidité initiale et la limite élastique dépendent du déplacement cible.

- Le déplacement cible est déterminé en utilisant des spectres non linéaires (les mêmes que dans la méthode N2).
- Aucune représentation graphique n'est fournie.

### **ATC 40**

- La répartition de la charge latérale et les coefficients de transformation MDOF en SDOF sont déterminés selon le premier mode élastique.
- Le déplacement cible (appelé point de performance) est évalué à l'aide d'un spectre élastique équivalent par une procédure itérative graphique.
- L'amortissement équivalent du spectre élastique est déterminé à partir de l'énergie dissipée basée sur des boucles hystérétiques idéalisées.
- Facteurs de réduction de Newmark-Hall pour les spectres inélastiques.

### **IV.5 : Limites des méthodes simplifiées**

Krawinkler et Seneviratna [24] et Elnashai [25] ont discuté en détail les méthodes simplifiées. Il ressort de cette discussion que ces méthodes, comme toute méthode approchée, présentent plusieurs limitations qui peuvent être résumées comme suit:

## CHAPITRE IV: Revue des différentes méthodes simplifiées d'analyse en performance

---

- Elles sont pour le moment appliquées uniquement aux structures planes
- Elles manquent de précision concernant:
  - les structures où l'effet des modes supérieurs est significatif.
  - la relation O.M.-O.S.
  - le déplacement cible (demande de déplacement).

### V.6 Comparaison des méthodes simplifiées

Malgré que les différentes méthodes peuvent conduire, dans plusieurs cas, à des résultats similaires, elles diffèrent en certains points [26]

Une étude menée par Zamfirescu et Fajfar sur des structures planes simples [27] montre que les procédures basées sur l'analyse pushover donnent généralement des résultats assez précis surtout pour les quantités globales telles que le déplacement au sommet. Néanmoins, elles diffèrent selon la simplicité et la clarté du fondement théorique. La différence essentielle est liée à la détermination de la demande de déplacement (déplacement cible). Si un spectre élastique équivalent est utilisé, une itération est nécessaire. L'utilisation de spectres élastiques fortement amortis pour la détermination de la demande sismique est une partie controversée de la méthode du spectre de capacité et des autres méthodes basées sur la linéarisation équivalente.

Les valeurs de l'amortissement équivalent proposées par les différents auteurs diffèrent considérablement.

Les méthodes simplifiées diffèrent également dans le modèle de chargement latéral utilisé pour l'analyse pushover et dans la forme de déplacement utilisée pour la transformation O.M.-O.S. (et vice versa).

L'idéalisation bilinéaire de la courbe pushover est exigée par les méthodes utilisant des spectres inélastiques.

La représentation graphique est très importante pour les applications à des fins didactiques. Dans ce contexte, l'emploi du format accélération-déplacement (ADRS) est très utile.

## CHAPITRE IV: Revue des différentes méthodes simplifiées d'analyse en performance

---

### IV-7 Conclusion

De cette comparaison brève, on peut tirer la conclusion suivante:

a) Points communs:

- Les méthodes sont toutes les trois approximatives
- Elles donnent des résultats assez précis
- Elles sont toutes basées sur la courbe Push-over.
- Elles sont toutes limitées aux systèmes plans
- Les caractéristiques du système à un degré de liberté équivalent sont identiques pour N2 et l'ATC 40 si la déformée adoptée pour N2 est prise selon la forme du premier mode.

De ce point de vue, les trois méthodes semblent à peu près équivalentes.

b) Divergences:

- Les méthodes FEMA et N2 utilisent des spectres inélastiques alors que la méthode ATC 40 utilise des spectres élastiques nécessitant par la suite une série d'itérations complexes.
- La méthode FEMA 356 nécessite également des itérations pour l'idéalisation de la courbe Push-over en courbe bilinéaire.
- La complexité due aux itérations introduites par FEMA 356 et l'ATC 40 conduit à des difficultés.

D'un point de vue purement didactique, la méthode N2 paraît plus simple et facile à comprendre.

Nous optons pour le choix des deux autres méthodes qui sont plus pratiques étant donné qu'elles sont incorporées dans le logiciel SAP bien connu de par le monde et très utilisé par les ingénieurs et les chercheurs Algériens. De plus, la difficulté due aux itérations évoquées et la consommation de temps qui en découle est surmontée par la puissance du matériel informatique disponible.



# **TROISIEME PARTIE:**

## **Critique et Proposition**



# **Chapitre V:**

# **Applications numériques**

### V.1 Introduction

L'analyse des structures par la méthode Push-over et la méthode temporelle (Time History) a été faite en utilisant le logiciel SAP2000 version 14,16 et 17.

La figure V.1 présente la vue 3D de la structure étudiée.

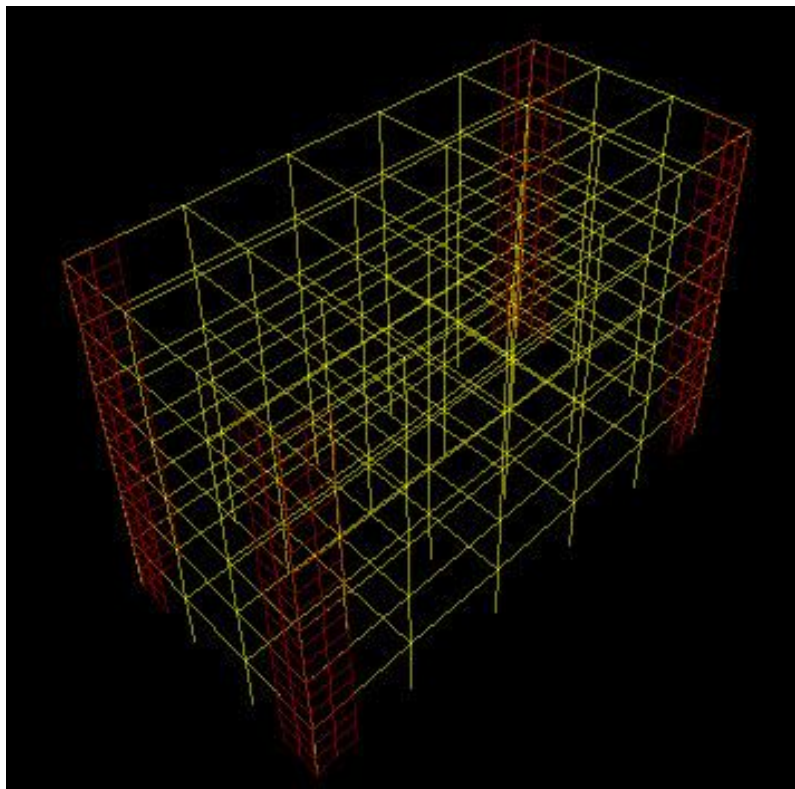


Figure V.1: Vue 3D de la structure (R+5).

### V.2 Données

#### V.2.1 Données dynamiques

Selon le RPA 99, V 2003, notre bâtiment est classé en zone sismique III, classe 1b.

Quant au sol, il est de type S3.

Concernant l'action sismique, elle est introduite sous forme de spectre de réponse (Figure V.2).

Les données dynamiques nécessaires au calcul sont résumées dans le tableau V.1.

Tableau V. 1 : Les caractéristiques dynamiques

Coefficient de comportement	Amortissement	Facteur de qualité
R = 4	$\xi = 10\%$	Q = 1

## CHAPITRE V: Applications Numériques

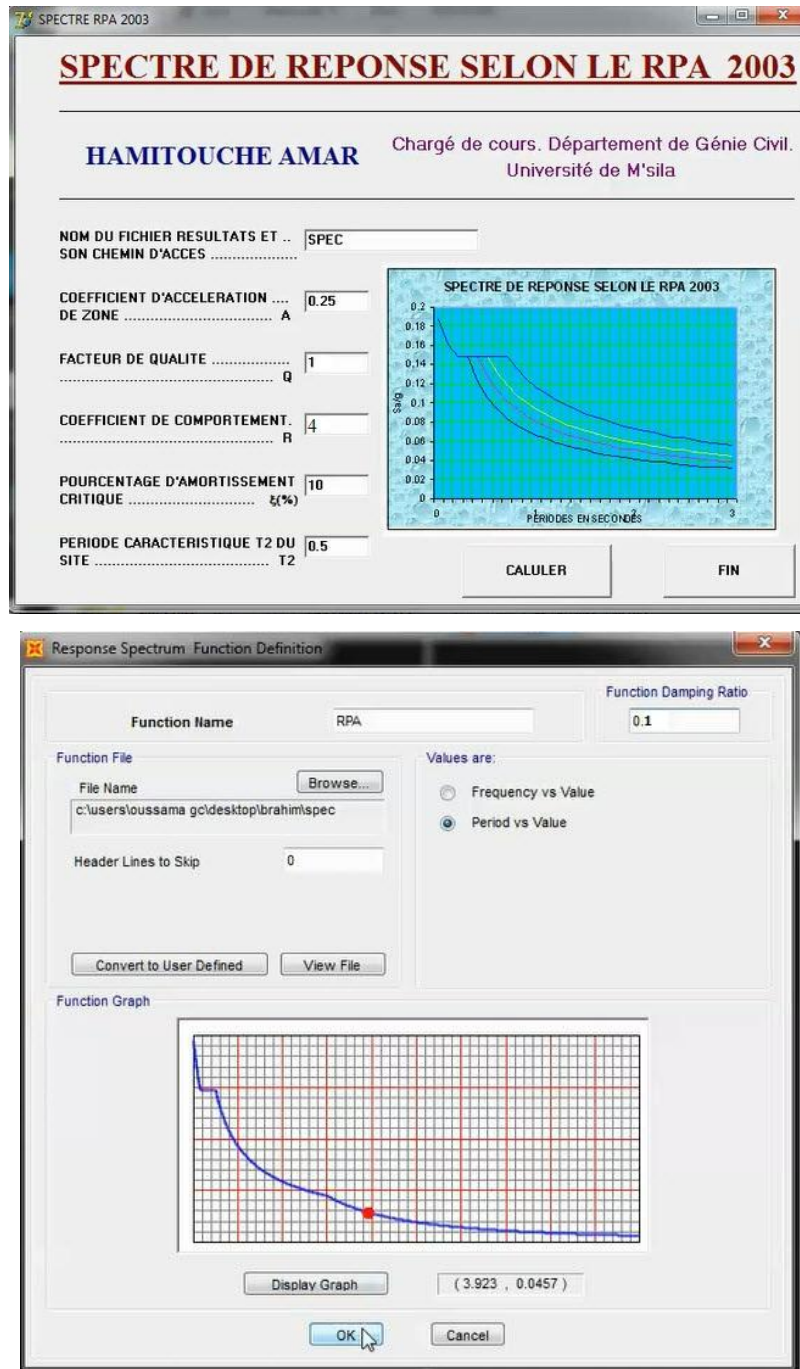


Figure V. 2: Forme du spectre de réponse de calcul du RPA [28].

### V.2.2 Données sismiques

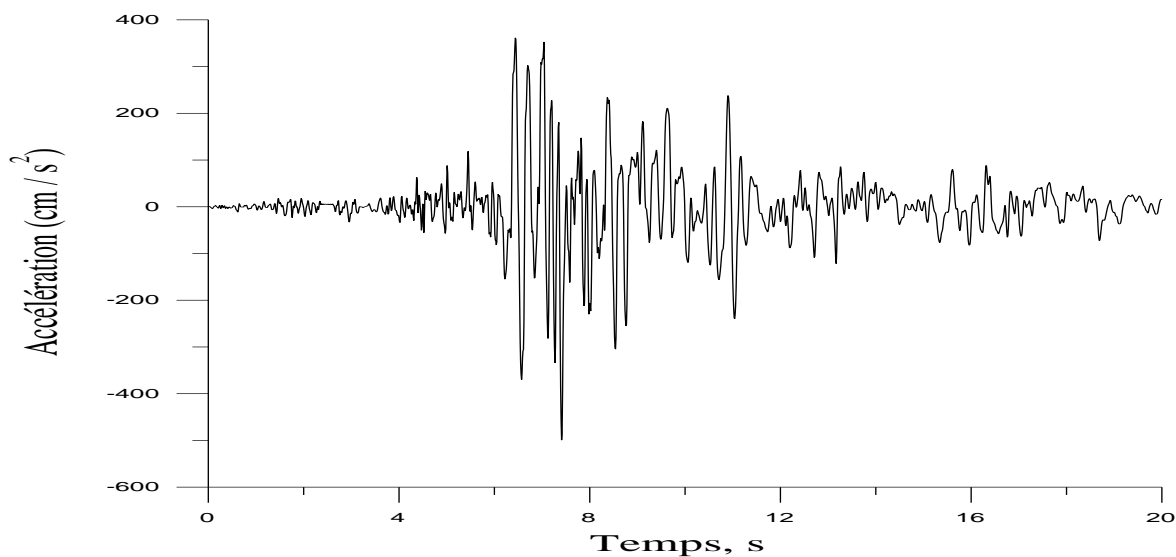
La méthode temporelle (Time history) repose sur la résolution de l'équation donnée au chapitre I :

$$\ddot{X} + 2 \cdot \omega \cdot \xi \cdot \dot{X} + \omega^2 \cdot X = -\ddot{X}_s(t) \quad (I.16)$$

$\ddot{X}_s(t)$  représente l'accélogramme, c'est-à-dire les accélérations en fonction du temps des séismes réels enregistrés. Dans notre cas, on a utilisé les 13 séismes de la

## CHAPITRE V: Applications Numériques

région d'Alger, dont les principales informations sont résumées au tableau V-2. La figure V.3 montre un type de ces enregistrements, celui de Dar El Beida (2003):



**Figure V-3:** Séisme de Dar El Beida (2003)

**Tableau V-2:** PGA, vitesse et déplacement du séisme de Boumerdes

Station / distance hypo centrale en km / distance d'Alger en km	Est-Ouest		
	A(g)	V (cm/s)	D (cm)
Keddara 1/20/25 Est	0.34	18.9	4.6
Keddara 2/20/25 Est	0.58	19.7	6.0
Dar El Beida /29/10 Est	0.52	27.5	9.1
Hussein Dey /36/0	0.27	16.5	3.9
Kouba /41/0	0.31	10.5	1.9
Tizi Ouzou /49/ 40 Est	0.20	9.0	2.0
Blida /72/ 35 Ouest	0.05	3.4	1.0
Azazga /75/ 60 Est	0.12	14.1	4.0
El Afroun /86/ 50 Ouest	0.16	5.0	0.4
Tipaza /100/30 Ouest Ville	0.03	2.5	0.7
Ham. Righa /110/50 West	0.10	10.2	1.3
Miliana /130/50 West	0.03	2.3	1.4
Ain Defla /151/60 West	0.03	1.6	0.9

### V.3 Analyse linéaire élastique

La modélisation avec le logiciel SAP2000 permet de ne considérer que les éléments structuraux. Quant aux éléments non-structuraux, ils sont modélisés, soit par masses concentrées aux nœuds, ou bien par des charges qui s'ajoutent au poids des éléments structuraux.

#### V.3.1 Définition des entrées

Nous résumons par la suite les étapes nécessaires pour notre modélisation. Tout d'abord, nous introduisons les données nécessaires :

##### 1) Définition des propriétés mécaniques des matériaux utilisés

**Define > Materials > Add New Material**

**Caractéristique de matériau Valeur**

Masse volumique du béton 2,5 KG/m<sup>3</sup> → Poids volumique du béton: 25 KN/m<sup>3</sup>

Module de Young: 32164295 KN/m<sup>2</sup>

Contrainte max du béton à la compression 25000 KN/m<sup>2</sup>

##### 2) Définition des sections « Poteaux et poutres »

Les poutres et les poteaux sont modélisés par des éléments linéaires de type

“Frame” en passant par le chemin suivant : **Define > Section properties > Frame sections > Add New Properties**

Tandis que les dalles et les voiles, ils sont modélisés par des éléments de type **Shell** en suivant le chemin suivant : **Define > section properties > area section > shell.**

##### 3) Définition du chargement statique de la structure

**Define>Load Patterns : G = 1 et Q = 0.**

##### 4) Définition du chargement sismique de la structure dans les deux sens X et Y

**Define>Load Patterns**

##### 5) Combinaisons

Afin de définir les différentes combinaisons nous empruntons le chemin suivant :

**Define>LoadCombinations.**

Le tableau suivant (V.3) résume les différentes combinaisons considérées.

## CHAPITRE V: Applications Numériques

**Tableau V. 3 :** Combinaison des charges.

Type de combinaison	Equation	
Fondamentale	ELU	$1,35G+1,5Q$
	ELS	$G+Q$
Accidentelle	$G+Q+E$ $0,8 G \pm E$ $G+Q+1.2E$	

### 6) Diaphragme

Le plancher est considéré comme étant un diaphragme rigide. Pour le définir, il faut passer par : **Define > Joint Constraints > Add New Constraints.**

### 7) Conditions aux limites

Concernant les conditions aux limites la structure est supposée encastree à sa base. Pour les définir il faut assigner les conditions d'appuis rigides à la base des poteaux, en passant par le chemin : **assign> joint >restraints**

### 8) Définition de la masse source : $G + 0,2 Q$

**Define > Mass source > Add New Mass Source.**

### 9) Application des charges

Application des charges statiques (G et Q) sur les éléments de la Structure:

Chargement des poutres : **Assign > Frame Loads>Distributed.**

Chargement des planchers : **Assign > area Loads> Uniform.**

### 10) Analyse spectrale

Le spectre de réponse de calcul est introduit en termes de périodes:

**Define > Functions > Response Spectrum > Add New Function**

**Exécution de l'analyse : Analyze > RunAnalysis.**

### V.3.2 Résultats de l'analyse linéaire

Les principaux résultats de l'analyse linéaire obtenus par le logiciel SAP 2000 sont résumés dans le tableau ci-dessous :

# CHAPITRE V: Applications Numériques

**Tableau V. 4 : Périodes et participation massique de chaque mode.**

OutputCase	StepType	StepNum	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ	SumRX	SumRY	SumRZ
	Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
MODAL	Mode	1	0.309443	0.73967	0	3.302E-05	0.73967	0	3.302E-05	0	0.08044	1.19E-20	0	0.08044	1.19E-20
MODAL	Mode	2	0.308224	1.472E-20	0.73381	1.267E-19	0.73967	0.73381	3.302E-05	0.17899	7.977E-20	1.493E-07	0.17899	0.08044	1.493E-07
MODAL	Mode	3	0.19718	8.19E-20	1.977E-07	6.824E-17	0.73967	0.73381	3.302E-05	1.497E-06	4.038E-17	0.71818	0.17899	0.08044	0.71818
MODAL	Mode	4	0.080806	0.15981	1.783E-18	0.00012	0.89328	0.73381	0.00015	1.355E-18	0.12913	8.574E-16	0.17899	0.20956	0.71818
MODAL	Mode	5	0.080473	3.988E-17	0.16182	6.555E-17	0.89328	0.89563	0.00015	0.29173	5.792E-15	7.638E-07	0.48872	0.20956	0.71819
MODAL	Mode	6	0.049472	6.211E-15	1.152E-06	5.047E-16	0.89328	0.89563	0.00015	6.895E-06	1.827E-13	0.17455	0.48872	0.20956	0.89273
MODAL	Mode	7	0.045884	2.309E-05	1.948E-14	0.4815	0.8933	0.89563	0.48185	8.028E-13	1.519E-05	2.861E-17	0.48872	0.20958	0.89273
MODAL	Mode	8	0.044782	2.088E-06	7.195E-15	7.822E-07	0.89331	0.89563	0.48165	1.011E-14	0.20005	1.412E-13	0.48872	0.40963	0.89273
MODAL	Mode	9	0.043589	1.905E-06	3.778E-14	0.031	0.89331	0.89563	0.51286	2.034E-15	4.408E-06	4.01E-14	0.48872	0.40963	0.89273
MODAL	Mode	10	0.043149	3.337E-15	1.293E-06	4.412E-15	0.89331	0.89563	0.51286	0.65885	1.091E-17	1.274E-05	0.52757	0.40963	0.89275
MODAL	Mode	11	0.04254	1.585E-06	8.561E-14	4.351E-07	0.89331	0.89563	0.51286	2.388E-12	0.01382	1.342E-13	0.52757	0.42345	0.89275
MODAL	Mode	12	0.042386	5.637E-15	3.089E-10	5.368E-15	0.89331	0.89563	0.51286	1.505E-07	9.888E-14	4.948E-06	0.52757	0.42345	0.89275
MODAL	Mode	13	0.04134	1.538E-13	5.12E-06	1.998E-14	0.89331	0.89563	0.51286	0.00369	2.09E-14	3.133E-07	0.53126	0.42345	0.89275
MODAL	Mode	14	0.04044	9.215E-15	3.54E-10	1.462E-15	0.89331	0.89563	0.51286	1.54E-07	9.439E-15	3.085E-06	0.53126	0.42345	0.89276
MODAL	Mode	15	0.037277	2.215E-13	0.85835	2.973E-13	0.89331	0.95399	0.51286	0.09139	1.839E-13	9.914E-06	0.62285	0.42345	0.89276
MODAL	Mode	16	0.036881	0.86047	5.574E-13	1.02E-05	0.95378	0.95399	0.51287	6.27E-14	0.06052	1.284E-13	0.62285	0.48397	0.89276
MODAL	Mode	17	0.031887	1.258E-05	1.732E-16	0.117149	0.95379	0.95399	0.63016	4.58E-16	7.761E-08	1.941E-15	0.62285	0.48397	0.89276
MODAL	Mode	18	0.031839	3.251E-15	5.123E-05	1.028E-14	0.95379	0.95404	0.63016	0.11238	1.135E-14	6.888E-07	0.73503	0.48397	0.89277
MODAL	Mode	19	0.030874	6.48E-05	6.71E-16	0.0514	0.95385	0.95404	0.68156	5.59E-16	0.0975	2.575E-14	0.73503	0.58148	0.89277
MODAL	Mode	20	0.030582	3.655E-06	7.359E-15	1.598E-05	0.95386	0.95404	0.68157	4.332E-15	0.01729	5.641E-14	0.73503	0.58148	0.89277
MODAL	Mode	21	0.030563	8.354E-16	5.248E-08	5.68E-14	0.95386	0.95404	0.68157	1.338E-05	1.85E-14	2.348E-06	0.73504	0.58148	0.89277
MODAL	Mode	22	0.030384	4.332E-09	6.887E-16	5.294E-06	0.95386	0.95404	0.68158	1.942E-14	3.888E-06	1.498E-13	0.73504	0.58148	0.89277
MODAL	Mode	23	0.029832	3.417E-10	5.752E-16	6.408E-08	0.95386	0.95404	0.68158	1.209E-13	5.248E-10	1.789E-13	0.73504	0.58148	0.89277
MODAL	Mode	24	0.02944	5.854E-14	0.00013	4.492E-13	0.95386	0.95417	0.68158	0.00782	1.023E-14	0.00119	0.74286	0.58148	0.89278

### V.4 Analyse Non-linéaire (push over)

#### V.4.1 Définition du comportement non-linéaire des éléments structuraux

##### a. Poteaux-poutres

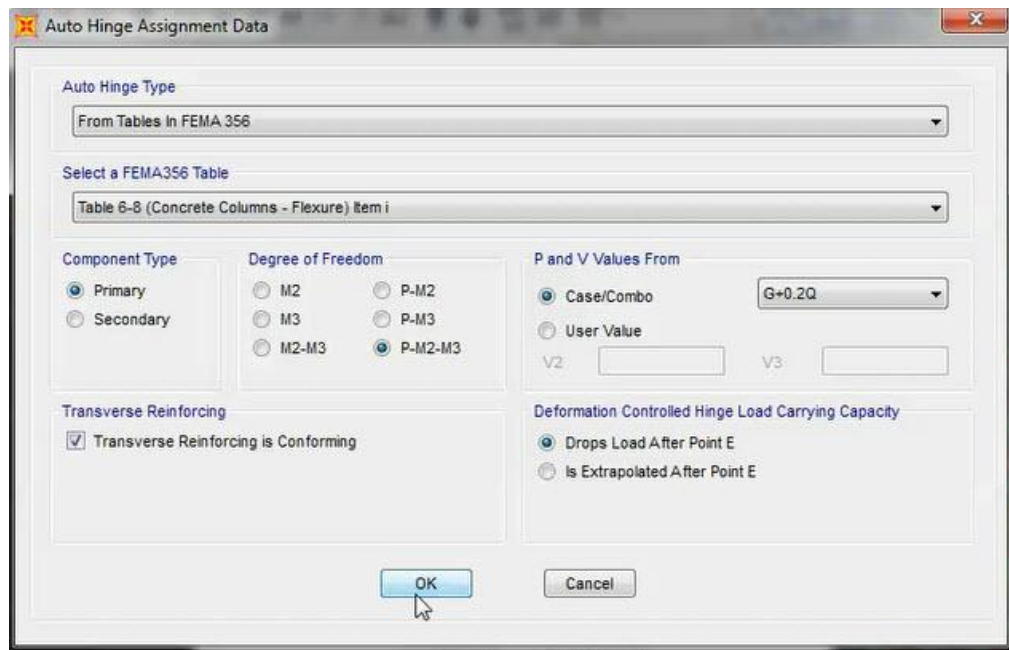
Pour notre modèle, nous allons introduire aux niveaux des poteaux et poutres des rotules plastiques avec des lois de comportements définies d'une façon automatique par le SAP2000 comme suit :

- Poteaux : Rotules de couplage effort normal-moment (Auto P-M2-M3).
- Poutres : Rotules de flexion (Auto M3).

Les rotules de flexion « Auto P-M2-M3 » sont introduites aux niveaux des zones nodales des poteaux comme suit : Sélection des poteaux, ensuite passer par le chemin :

**Assign> Frame > Hinges.** On introduit dans la case "**Relative Distance**" les valeurs 0 et 1 qui correspondent aux extrémités de chaque poteau (figure VI.3).

Concernant les poutres, les rotules de flexion « Auto M3 » sont introduites aux niveaux des zones nodales des poutres. Il faut sélectionner les poutres et choisir le même chemin que les poteaux : **Assign> Frame >Hinges.** Egalement, on introduit dans la case "**Relative Distance**" les valeurs 0 et 1 qui correspondent aux extrémités de chaque poutre (figure V.4).



# CHAPITRE V: Applications Numériques

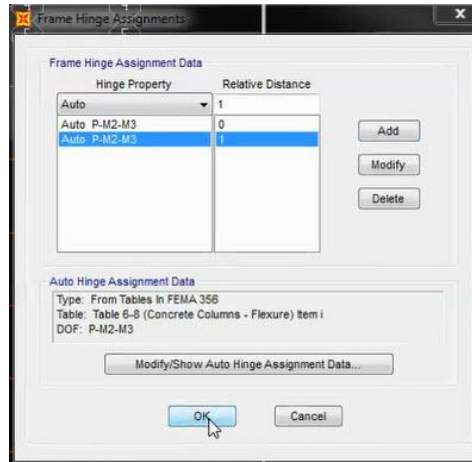


Figure V. 4 : Introduction des rotules plastiques des poteaux

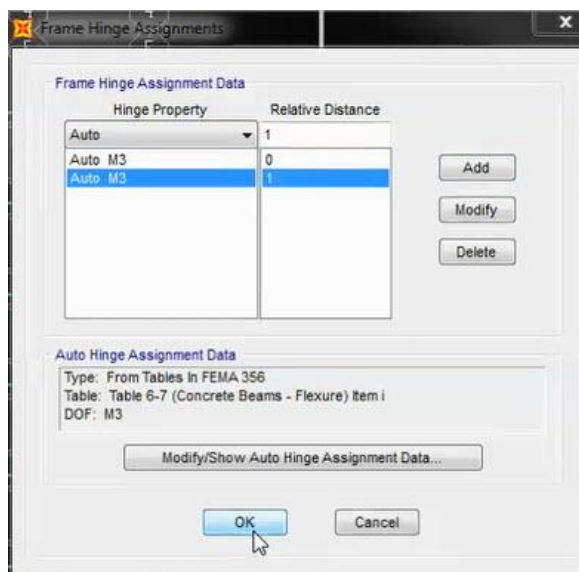
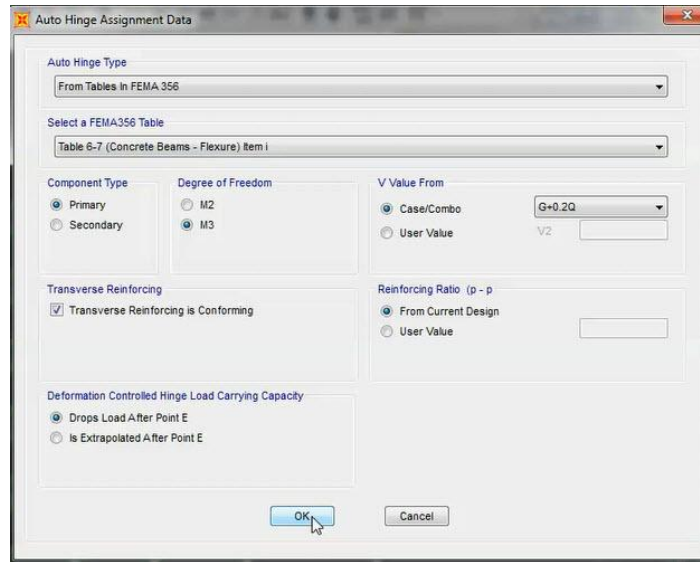
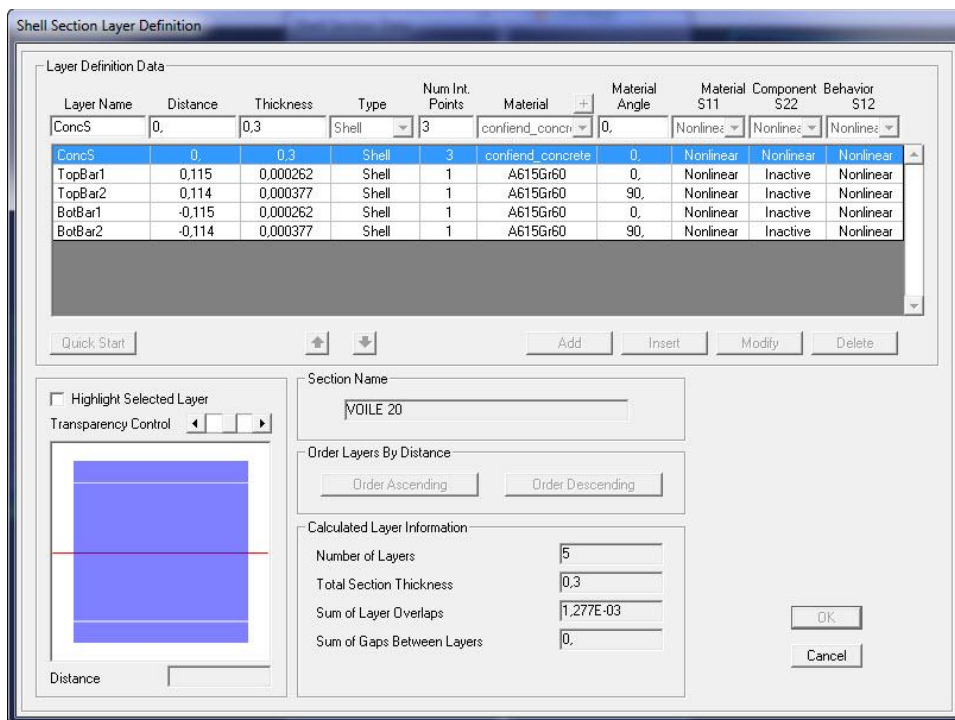
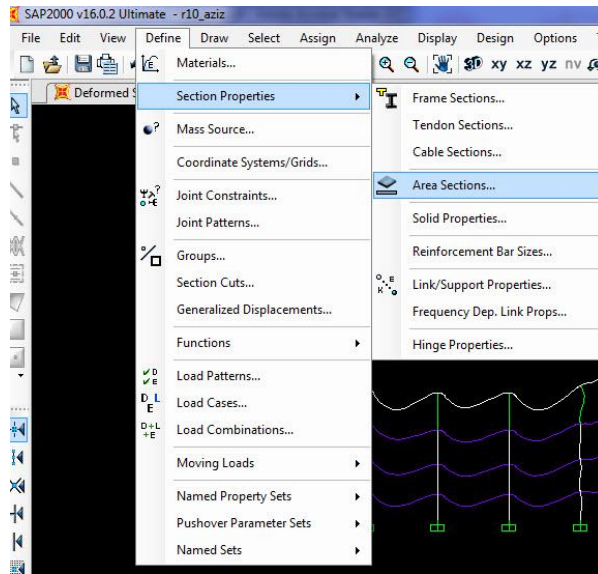


Figure V. 5 : Introduction des rotules plastiques des poutres

# CHAPITRE V: Applications Numériques

## b. Voile

Pour une structure (R+3) par exemple, la modélisation par SAP 2000 se fait ainsi:



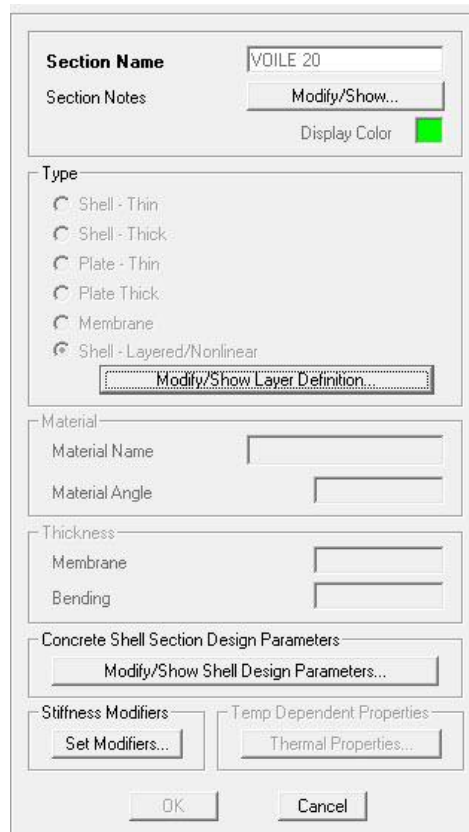


Figure V. 6 : modélisation du voile

## V.4.2 Définition du chargement de l'analyse push over

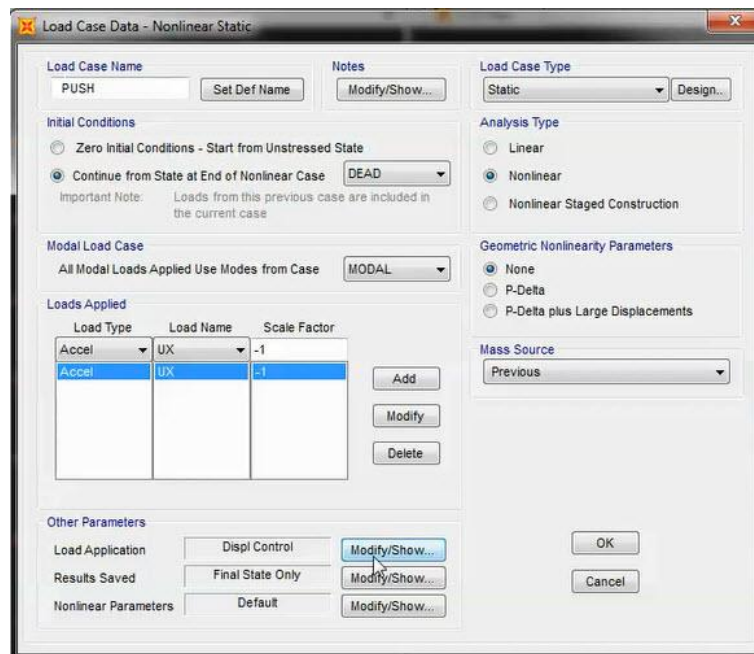


Figure V. 7 : Définition du chargement de l'analyse push over

# CHAPITRE V: Applications Numériques

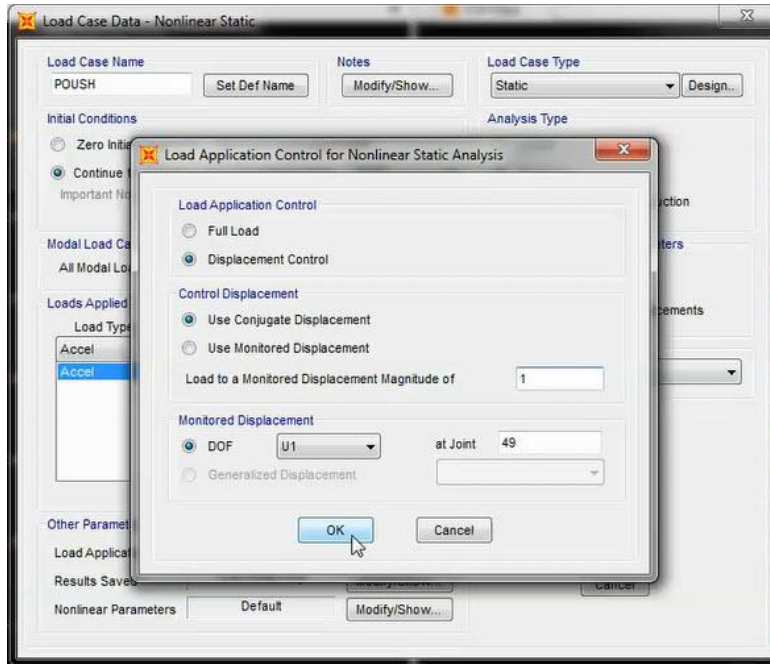


Figure V. 8 : Détermination du nœud de contrôle

## V.5 Résultats de l'analyse push over

### V.5.1 L'analyse push over dans le sens XX

Pour visualiser la courbe de capacité : **Display > Show Static Push Over Curve.**

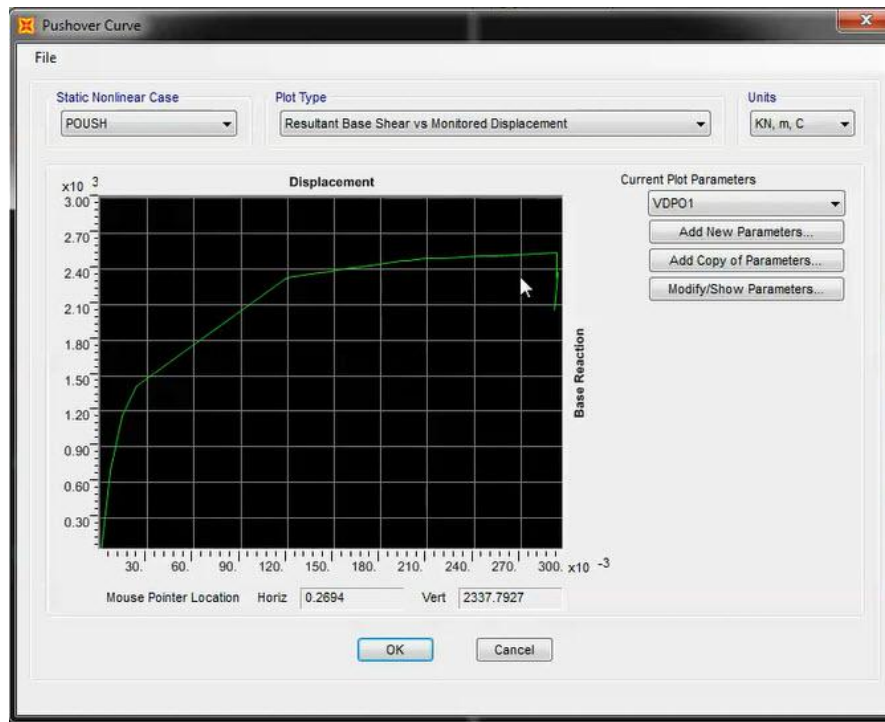


Figure V. 9: Courbe de Capacité.

# CHAPITRE V: Applications Numériques

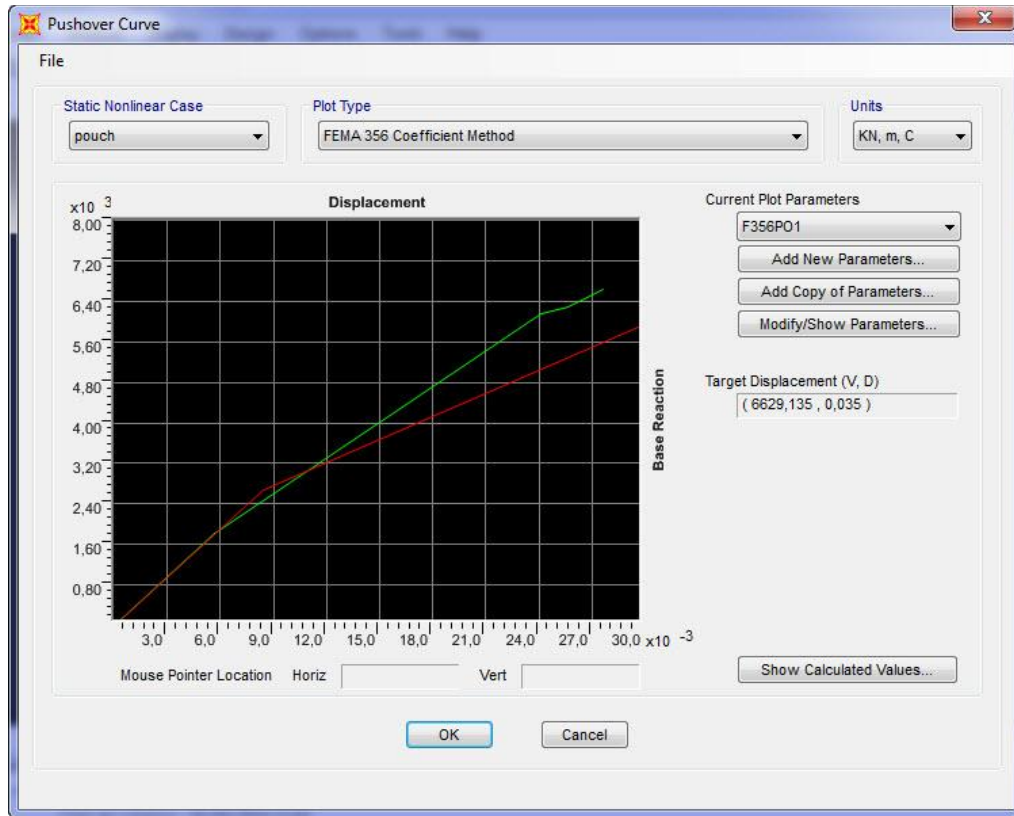


Figure V.10: Idéalisé de la courbe de Capacité

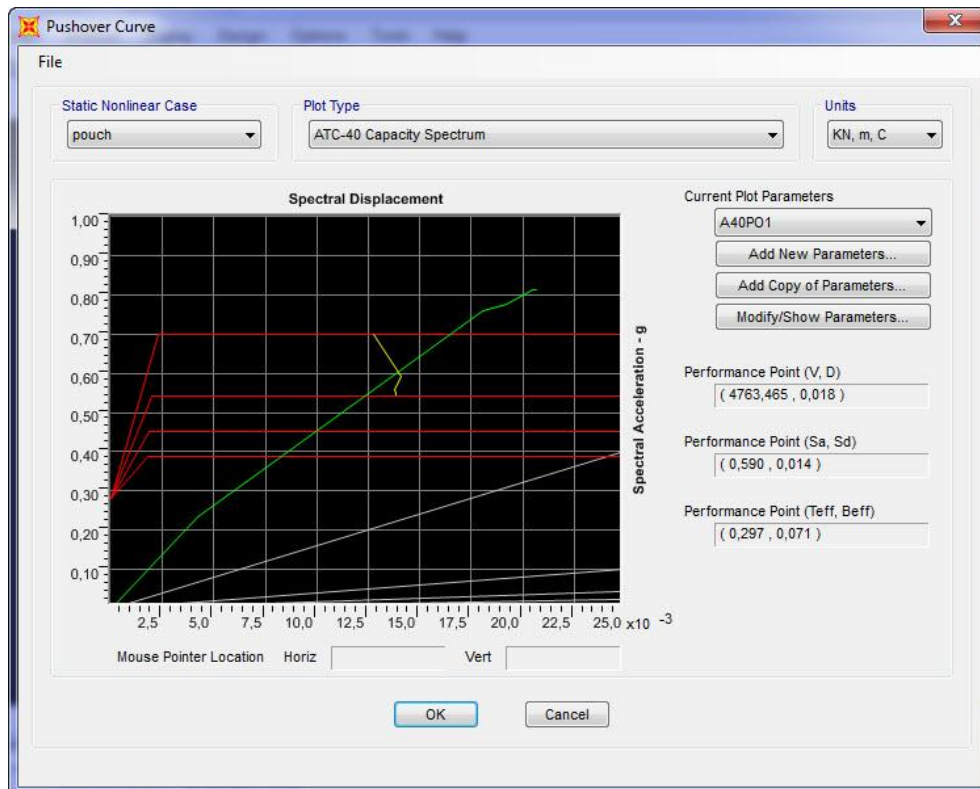
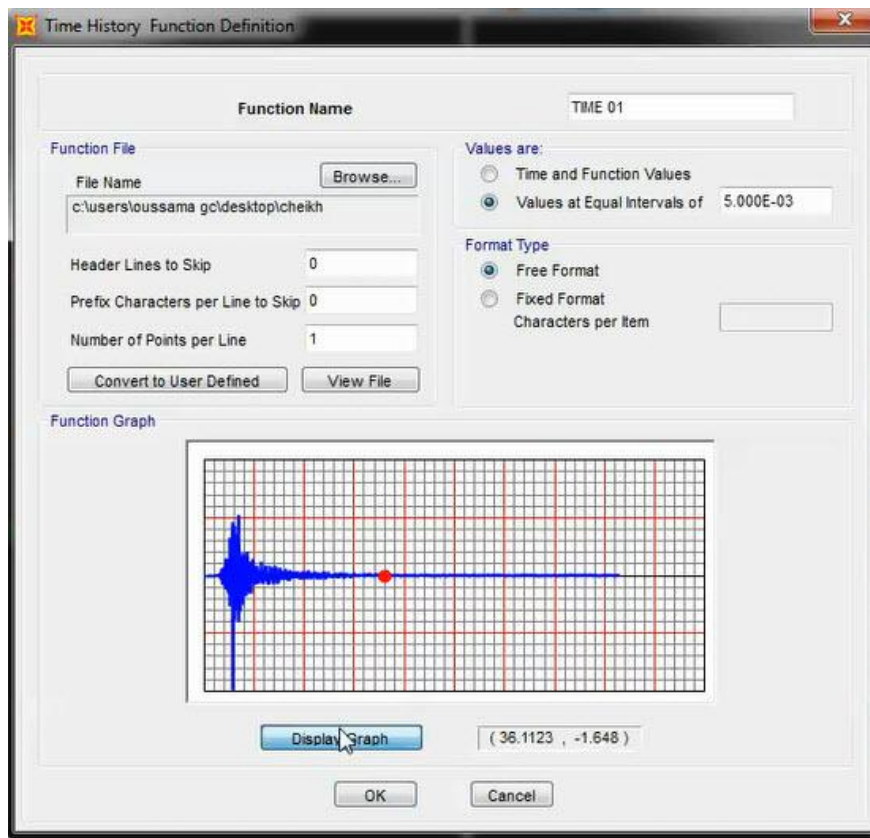
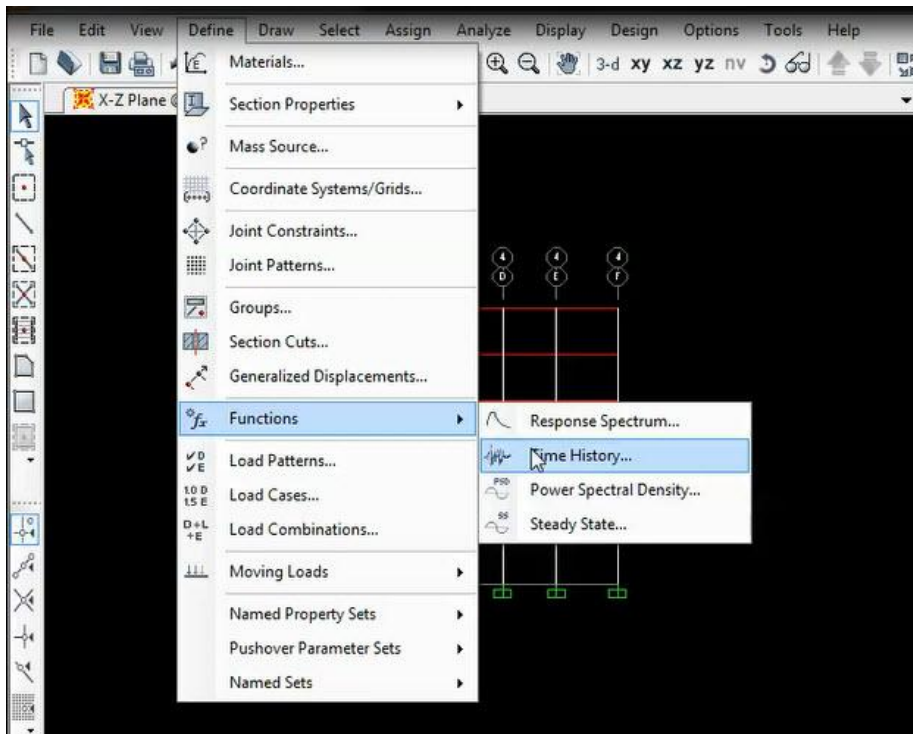
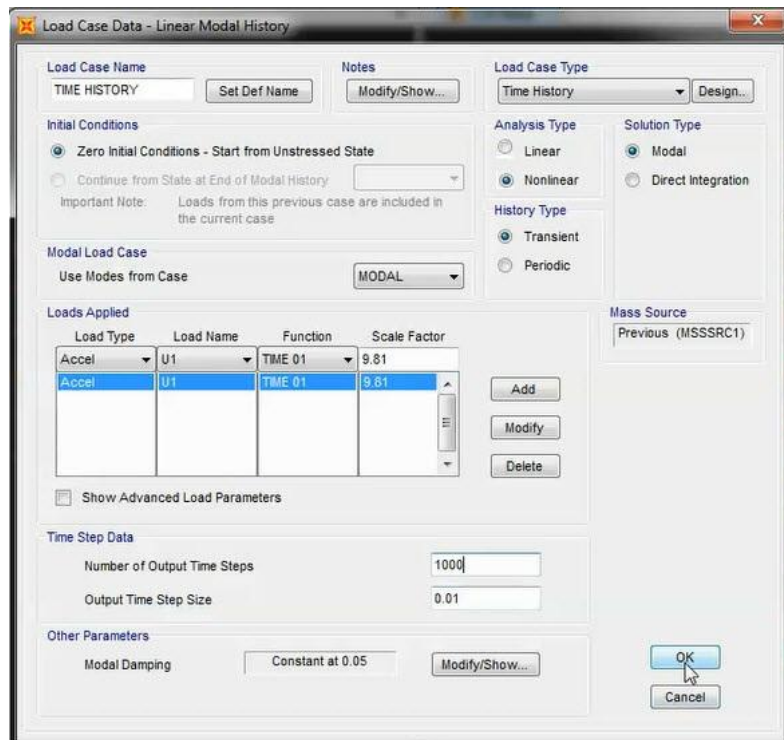
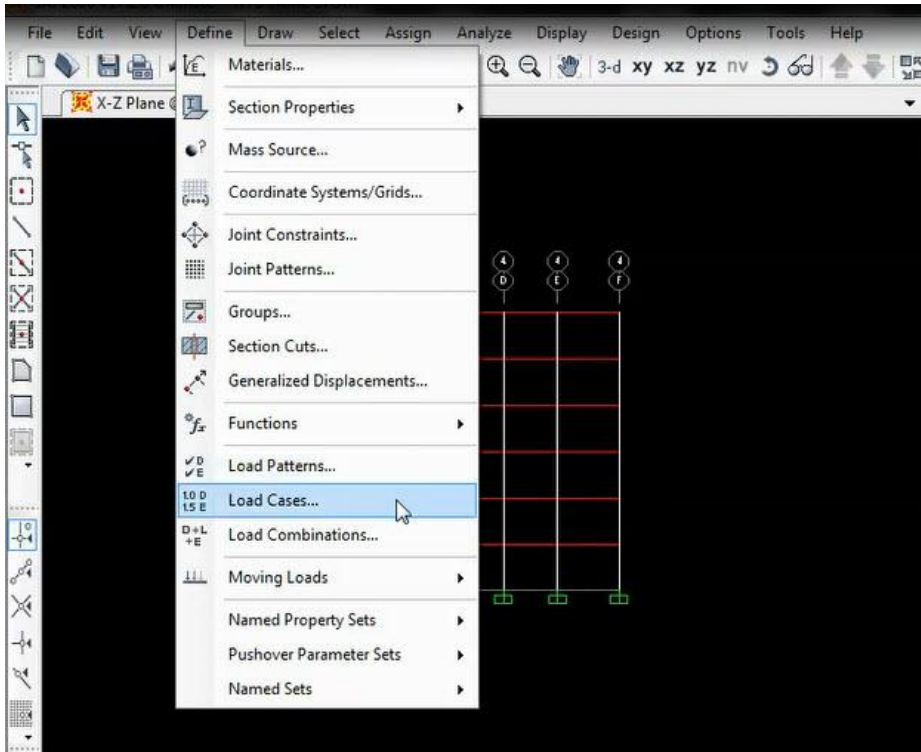


Figure V.11 : Détermination du point de performance

## Time History :

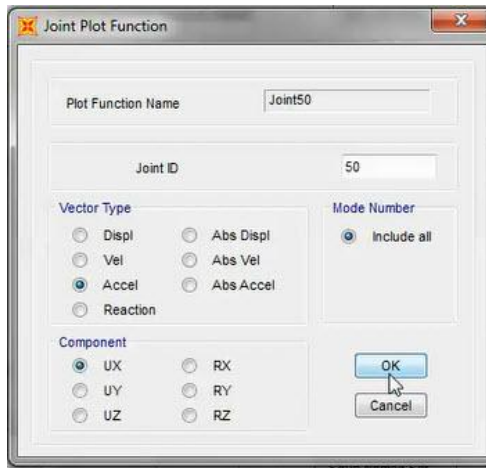
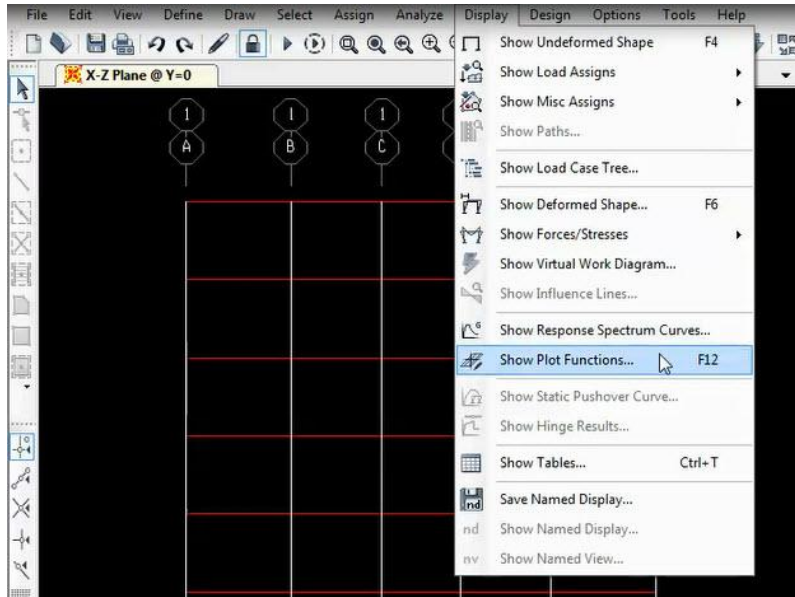


# CHAPITRE V: Applications Numériques

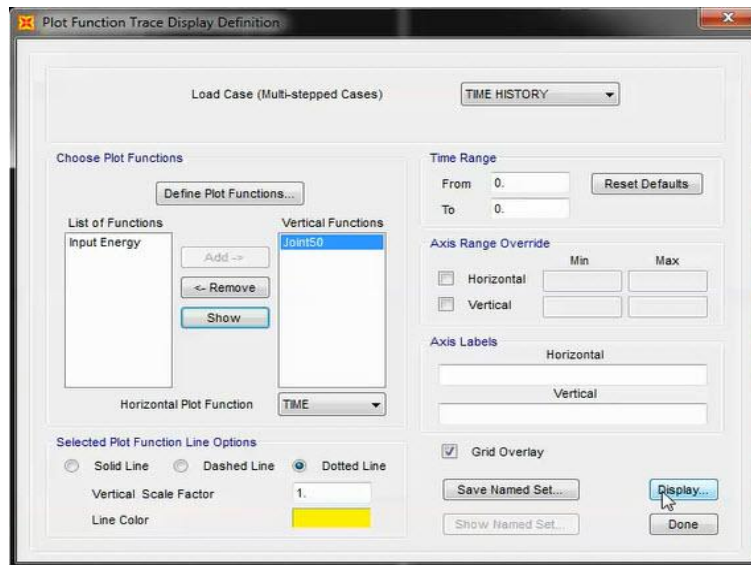


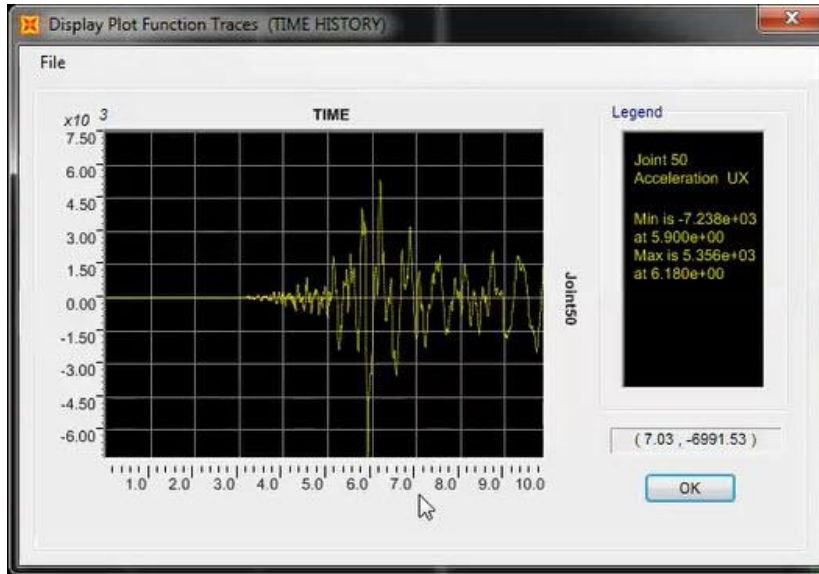
Figures V. 12: Définition du chargement de Time History

# CHAPITRE V: Applications Numériques



Figures V. 13: Détermination du nœud de contrôle





Figures V. 14: Détermination l'accélération du point choisi

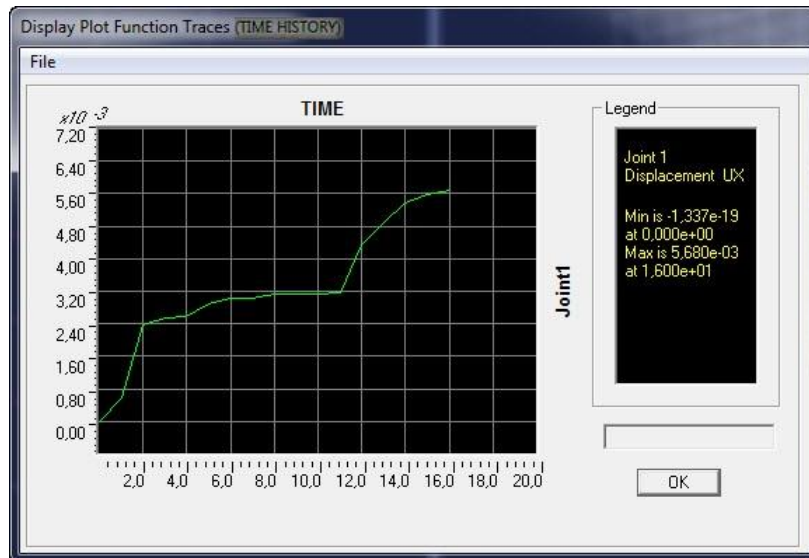


Figure V.15 : Détermination du déplacement du point choisi



## **Chapitre VI:**

**Critique de la méthode  
classique**

**et**

**Proposition d'une méthode  
alternative**

### VI-1: Critique de la méthode classique du RPA

Les Règles Parasismiques Algériennes présentent plusieurs points à revoir, notre travail s'intéresse aux méthodes de calcul proposées, particulièrement la méthode dite "analyse modale spectrale" (A.M.S.) et au facteur de comportement R qui reste un paramètre essentiel lié à cette méthode.

#### VI-1.1 : Brève description de la méthode "AM.S" proposée par le RPA

Dans cette méthode, les réponses sismiques sont calculées pour un nombre approprié de modes, puis combinées selon la règle bien connue de la "racine carrée de la somme des carrés" ou "SRSS" (cf. § I.3.2.4).

La réponse sismique, en terme d'effort tranchant à la base, par exemple, est proportionnellement liée au poids de la structure par le "spectre accélération normalisé"  $S_a / g$  donné par les équations suivantes:

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25.A \left[ 1 + \frac{T}{T_1} \left( 2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right] & \text{si } 0 \leq T \leq T_1 & \text{(a)} \\ 3.125 \eta A \frac{Q}{R} & \text{si } T_1 \leq T \leq T_2 & \text{(b)} \\ 3.125 \eta A \left( \frac{Q}{R} \right) \left( \frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} & \text{si } T_2 \leq T \leq 3.0s & \text{(c)} \\ 3.125 \eta A \left( \frac{Q}{R} \right) \left( \frac{T_2}{3} \right)^{\frac{2}{3}} \left( \frac{3}{T} \right)^{\frac{5}{3}} & \text{si } T \geq 3.0s & \text{(d)} \end{cases} \quad \text{(VI-1)}$$

où: A, T, T<sub>1</sub>, T<sub>2</sub>, Q, R et η ont les mêmes significations données au paragraphe I.3.1.

#### VI-1.2: Critique du spectre de calcul de la méthode AMS

La courte description de la méthode AMS dans le paragraphe précédent montre clairement qu'elle repose essentiellement sur le "spectre d'accélération normalisé" qui dépend de nombreux facteurs plus ou moins importants.

On peut facilement observer que tous ces facteurs sont empiriques et discutables.

Néanmoins, les discussions ne portent que sur deux de ces facteurs: les formules utilisées pour déterminer le spectre d'accélération et les valeurs attribuées au facteur de comportement R.

**VI-1.2.1 : Formules du "spectre d'accélération normalisé"**

Tout d'abord, on peut noter qu'ils sont d'une grande complexité par rapport aux formules utilisées dans d'autres codes tels que le Code Uniforme Américain du Bâtiment (UBC 94) et le code de Bâtiment du Canada (NBCC 95) par exemple. L'UBC 94 utilise trois équations simples (Eqs. VI-2 : a, b et c) et le NBCC 95 n'utilise que deux (Eqs. VI-3 : a et b) [29], alors que le RPA utilise quatre équations surchargées (Éq. VI-1: a, b, c et d).

De plus, la période caractéristique  $T_1$  est introduite dans les formules du RPA comme si elle était variable alors qu'elle est fixée à 0,15 s dans tous les cas [2].

Le spectre d'accélération  $A / g$  de UBC 94 (pour le profil de sol S1) et NBCC 95 (pour le rapport de vitesse zonale  $v = 0,4$ ) sont donnés respectivement, par les systèmes d'équations (VI-2) et (VI-3):

$$\frac{A}{g} = \begin{cases} Z + T_n & \text{si } 0 \leq T_n \leq 0.15 \text{ s} & \text{(a)} \\ 1 & \text{si } 0.15 \leq T_n \leq 0.39 \text{ s} & \text{(b) (VI-2)} \\ \frac{0.39}{T_n} & \text{si } T_n > 0.39 \text{ s} & \text{(c)} \end{cases}$$

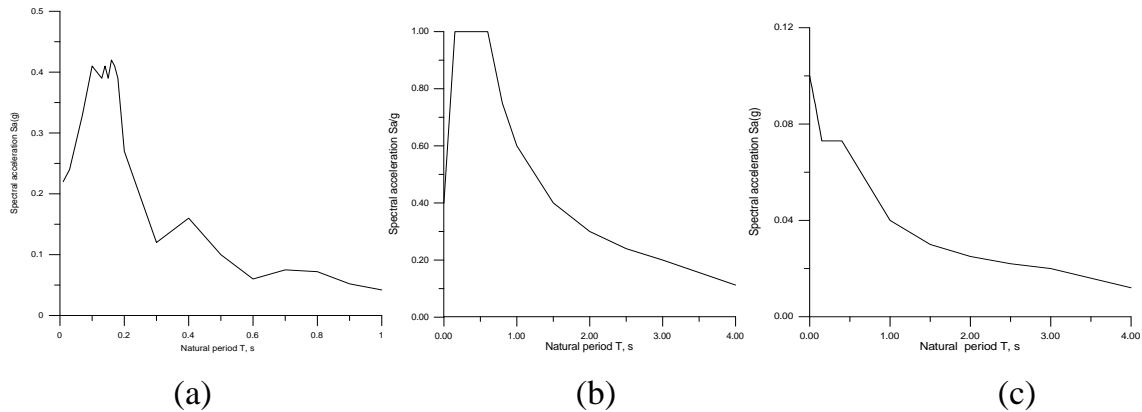
$$\frac{A}{g} = \begin{cases} 1.2 & \text{si } 0.03 \leq T_n \leq 0.427 \text{ s} & \text{(a)} \\ \frac{0.512}{T_n} & \text{si } T_n > 0.427 \text{ s} & \text{(b) (VI-3)} \end{cases}$$

Où  $Z$  est le facteur de zone sismique et  $T_n$  la période d'un système à un d.d.l. [29].

Deuxièmement, les formules actuelles du RPA mènent à deux défauts principaux:

- Pente négative de la première branche (intervalle des périodes courtes) alors qu'elle doit être positive comme c'est le cas dans les spectres règlementaires ou calculés (Fig.VI-1). Cette anomalie a déjà été soulignée par Boulaouad et Hamitouche [30].
- Très petites valeurs de l'effort tranchant à la base et du déplacement en comparaison avec les deux méthodes: exacte et simplifiée (Figures VI-2 et VI-3).

## Chapitre VI : Critique de la méthode classique et proposition d'une méthode alternative



**Figure VI-1:** Comparaison entre spectres: (a) calculé, (b) EC8 Type I et (c) RPA

### VI-1.2.2 : Valeurs du facteur de comportement R

Le facteur de comportement, noté R (ou q dans l'Eurocode 8), est un paramètre utilisé pour tenir compte du comportement inélastique de la structure en réduisant la charge sismique; d'où le nom de facteur de réduction aussi. Les valeurs adoptées dans les codes sismiques du monde dépendent de paramètres qui affectent la capacité de la structure à dissiper l'énergie (cf. § II.1.1.2).

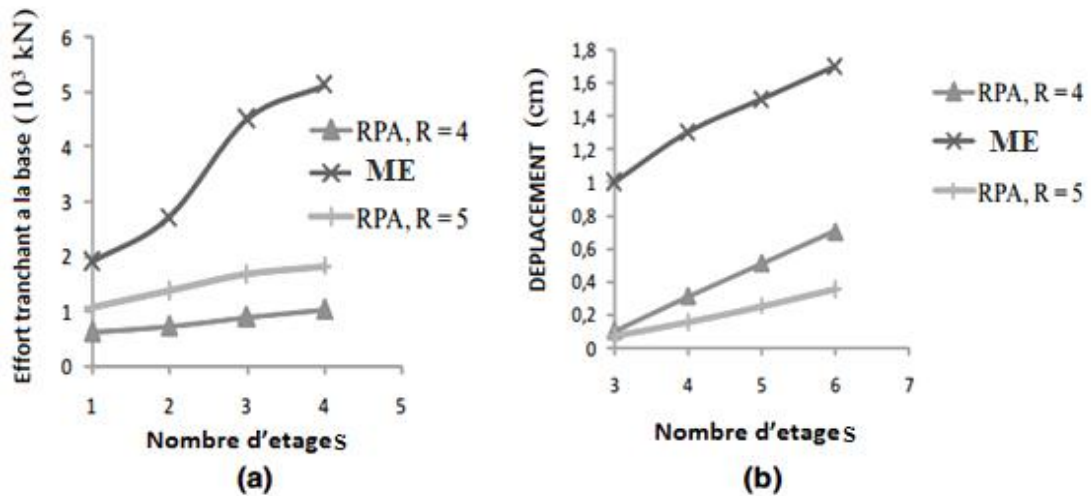
La ductilité est certainement le plus important de ces paramètres, de sorte que le facteur de réduction de la ductilité associé  $R_{\mu}$  a fait l'objet d'une attention considérable par rapport aux autres composants du facteur de comportement. Même s'il a été largement discuté dans la littérature, cet important facteur reste en quelque sorte empirique et soumis au jugement du concepteur.

De ce fait, les valeurs attribuées à R sont sujettes aux commentaires suivants:

- Elles ne dépendent que du type de contreventement du bâtiment.
- Elles sont données arbitrairement sans aucun fondement scientifique.
- Elles sont, dans de nombreux cas, supérieures à celles données par d'autres codes tels que l'Eurocode 8 comme il a été montré précédemment (cf. § II.1.1.3).
- La ductilité, dont elles dépendent beaucoup, est définie de manière vague.
- Elles sont surestimées d'après les résultats obtenus par certains auteurs tels que Lam et al [31].
- Ce fait est confirmé ici par la comparaison avec la méthode exacte (Figures VI- 2) ainsi qu'avec la méthode exacte et les méthodes simplifiées de l'ATC et du FEMA (Figures VI-3) pour évaluer l'effort tranchant et le déplacement.

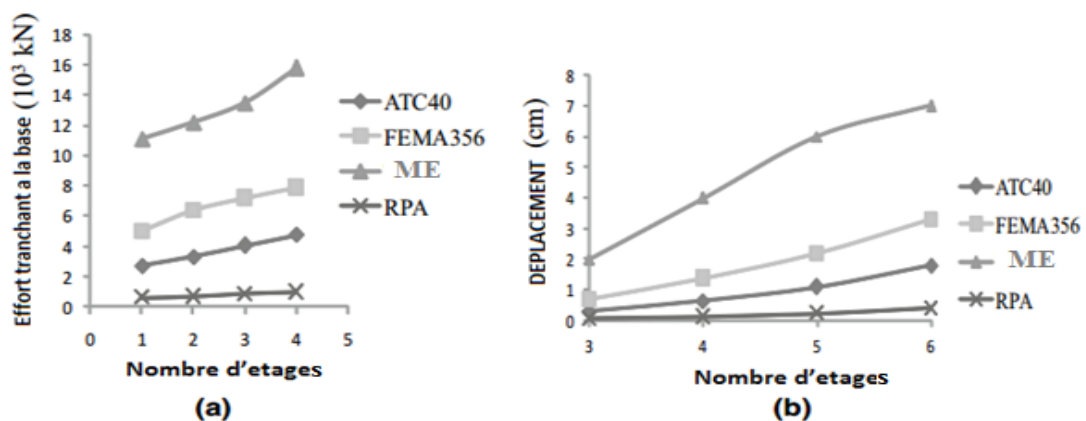
## Chapitre VI : Critique de la méthode classique et proposition d'une méthode alternative

• Enfin, elles ne tiennent pas compte de la particularité de certaines régions de grande sensibilité aux séismes, comme Alger, où le critère de sécurité des personnes doit avoir la priorité sur le critère de l'économie. Dans un tel cas, l'incursion dans le domaine plastique doit être strictement limitée et par conséquent R doit être réduit. En conclusion, on peut dire que les valeurs du facteur de comportement R préconisées par le RPA sont arbitraires et souvent surestimées. Elles nécessitent donc d'être réduites sur la base d'arguments fondés.



**Figure VI-2 : Méthode exacte et RPA : a-Effort tranchant - Nombre d'étages  
b-Déplacement - Nombre d'étages**

### VI-1.2.3 : Comparaison entre la Méthode RPA et les méthodes en performance



**Figure VI-3 : Comparaison entre : Méthode exacte, ATC40, FEMA 356 et RPA :  
a-Effort tranchant - Nombre d'étages  
b-Déplacement - Nombre d'étages**

**Nota bene:** ME: Méthode exacte (par accélérogrammes)

## Conclusion

Tout ce qui précède montre que la méthode AMS préconisée par le RPA est à revoir au niveau du spectre de calcul Sa/g et du facteur de comportement R.

## VI.2: Propositions

La critique précédente concernant la méthode "AMS" et le facteur de comportement nous permet de présenter les propositions suivantes:

### VI-2-1 : Facteur de comportement R

La discussion entamée au paragraphe (VI.1.2.2) s'est terminée par la conclusion suivante: "Les valeurs du facteur de comportement R préconisées par le RPA sont arbitraires et souvent surestimées. Elles nécessitent donc d'être réduites sur la base d'arguments fondés".

Les propositions que nous présentons ici sont basées sur la formule (II.3) du chapitre II et la définition des différents facteurs qui la composent ainsi que sur les nombreux travaux de recherche sur la ductilité qui ont abouti au constat suivant:

"Compte tenu de l'importance fondamentale du comportement à l'effort tranchant lors d'un séisme, on peut rarement compter -dans les structures en béton armé normalement dimensionnées- sur une ductilité qui serait suffisante pour faire face à ce séisme. Toutefois, il est possible d'augmenter la capacité de déformation plastique des structures en béton armé et d'atteindre des facteurs de ductilité de l'ordre de 2 à 3, moyennant le respect de certaines règles constructives, concernant surtout les armatures, telles que le soin particulier des nœuds et le confinement du béton partout où il peut être fortement comprimé [6].

Ainsi, nous utilisons pour le calcul de  $R_\mu$ , une ductilité moyenne  $\mu = 2.5$ . Alors,

$$R_\mu = \sqrt{2 \cdot \mu - 1} \quad 0.1 \text{ s} < T < 0.5 \text{ s} \quad (\text{Egalité des énergies})$$

$$R_\mu = \mu \quad T > 0.5 \text{ s} \quad (\text{Egalité des déplacements})$$

$$\mu = 2.5 \rightarrow \begin{cases} R_\mu = 2 & \text{pour } 0.1 < T < 0.5 \text{ s} \\ R_\mu = 2.5 & \text{pour } T > 0.5 \text{ s} \end{cases}$$

$$1.5 \leq R_s \leq 2.7 \quad R_s = 2$$

$$0.71 \leq R_R \leq 1 \rightarrow R_R = 0.86 \text{ (3 files au minimum par direction)}$$

## Chapitre VI : Critique de la méthode classique et proposition d'une méthode alternative

$$\rightarrow \begin{cases} R = 3.4 & \text{pour } 0.1 < T < 0.5 \text{ s} \\ R = 4.3 & \text{pour } T > 0.5 \text{ s} \end{cases}$$

Pour plus de sécurité, les résultats sont arrondis au chiffre inférieur; ce qui donne:

$$\begin{cases} R = 3 & \text{pour } 0.1 < T < 0.5 \text{ s} \\ R = 4 & \text{pour } T > 0.5 \text{ s} \end{cases}$$

Alors, nous prenons  $R = 3$  pour les structures souples telles que les portiques auto-stables sans remplissages en maçonnerie rigide et  $R = 4$  pour les structures rigides telles que les voiles porteurs.

Les valeurs de  $R$  que nous proposons sont regroupées dans le tableau suivant:

**Tableau VI-1** Valeurs RPA de  $R$  et celles proposées

Catégorie	Description du système de contreventement	Valeur RPA	Valeur Proposée
<b><u>A</u></b>	<b><u>Béton armé</u></b>		
1a	Portiques auto-stables sans remplissages en maçonnerie rigide	5	4
1b	Portiques auto-stables avec remplissages en maçonnerie rigide	3,5	3
2	Voiles porteurs	3,5	3
3	Noyau	3,5	3
4a	Mixte: portiques/voiles avec interaction	5	4
4b	Portiques contreventés par des voiles	4	3
5	Console verticale à masses réparties	2	2
6	Pendule inverse	2	2

### VI-2-2 : Spectre de conception proposé :

#### VI.2.2.1 Introduction

Les spectres de réponse élastique sont obtenus en calculant la réponse des systèmes à un seul degré de liberté par intégration linéaire et tracé la réponse maximale en fonction de la période (ou fréquence) pour un taux d'amortissement donné et

différents types de structures Ce processus est répété pour plusieurs séismes afin d'obtenir le spectre de réponse moyen.

Le spectre de réponse inélastique est obtenu soit par le même processus que pour le spectre de réponse élastique mais avec une intégration non linéaire et l'hypothèse d'un facteur de ductilité spécifié, soit par la dérivation du spectre de réponse inélastique du spectre élastique en réduisant ce dernier avec le facteur de réduction (ou facteur de comportement) [10].

Comme mentionné précédemment, les codes utilisent un spectre de conception lissé standard pour plus de commodité.

### **VI.2.2.2 Révisions du spectre de conception**

En ce qui concerne le code RPA, le "spectre accélération normalisé"  $S_a/g$  donné par l'équation VI-1 a été révisé en raison des lacunes signalées précédemment.

Les principales révisions peuvent être résumées comme suit: en plus de la période caractéristique  $T_1$  qui a été remplacée par 0,15 s dans la première équation, les équations ont été non seulement réduites en nombre, mais également corrigées par des coefficients. Ces coefficients ont été ajustés petit à petit jusqu'à ce qu'ils donnent des formes similaires et proches des spectres règlementaires (Fig. VI-1 b) et calculés (Fig. VI-1 a). Ces derniers ont été générés à l'aide des séismes réels enregistrés dans la région d'Alger qui présente la double particularité de la forte sismicité et la forte population. Les principales informations sur ces séismes, provenant du Centre National de Recherche Appliquée en Génie Sismique (C.G.S.), ont été résumées au tableau V-2.

Il faut noter que ce travail s'est inspiré des travaux de Hamdache et al [32], Chebihi et Laouami [33], des spectres d'accélération  $A/g$  de UBC 94 et NBCC 95 donnés respectivement, par les systèmes d'équations (VI-2) et (VI-3) ainsi que des lignes directrices du "Chapitre 1 Section. 1.6.15: Spectre de réponse général" du FEMA 356 [13], en particulier les équations de 1-8 à 1-10 (Equations VI-4) schématisées par la figure 1-1 de ce document standard (Figure VI-4).

Ainsi, la validité des équations rénovées est en quelque sorte renforcée.

Chapitre VI : Critique de la méthode classique et  
proposition d'une méthode alternative

---

$$S_a = \begin{cases} S_{XS} \left[ \left( \frac{5}{B_S} - 2 \right) \frac{T}{T_S} + 0.4 \right] & \text{si } 0 \leq T \leq T_0 & \text{(a)} \\ \frac{S_{XS}}{B_S} & \text{si } T_0 \leq T \leq T_S & \text{(b)} \\ \frac{S_{X1}}{B_1 \cdot T} & \text{si } T \geq T_S & \text{(c)} \end{cases} \quad \text{(VI-4)}$$

où:  $T_S$  et  $T_0$  sont donnés par les équations:

$$T_S = (S_{X1} \cdot B_S) / (S_{XS} \cdot B_1) \quad \text{(VI-5)}$$

$$T_0 = 0.2 T_S \quad \text{(VI-6)}$$

$B_S$  et  $B_1$  sont donnés par le tableau (VI-2)

et  $S_{X1}$ ,  $S_{XS}$  sont des coefficients d'ajustement donnés en fonction du site.

**Tableau VI-2** Valeurs de  $B_S$ ,  $B_1$  en fonction de l'amortissement visqueux effectif  $\beta$

Amortissement visqueux effectif $\beta$	$B_S$	$B_1$
$\leq 2$	0.8	0.8
5	1.0	1.0
10	1.3	1.2
20	1.8	1.5
30	2.3	1.7
40	2.7	1.9
$\geq 50$	3.0	2.0

## Chapitre VI : Critique de la méthode classique et proposition d'une méthode alternative

Le FEMA 356 donne le spectre suivant comme spectre horizontal général obtenu en utilisant les équations (VI-4) à (VI-6):

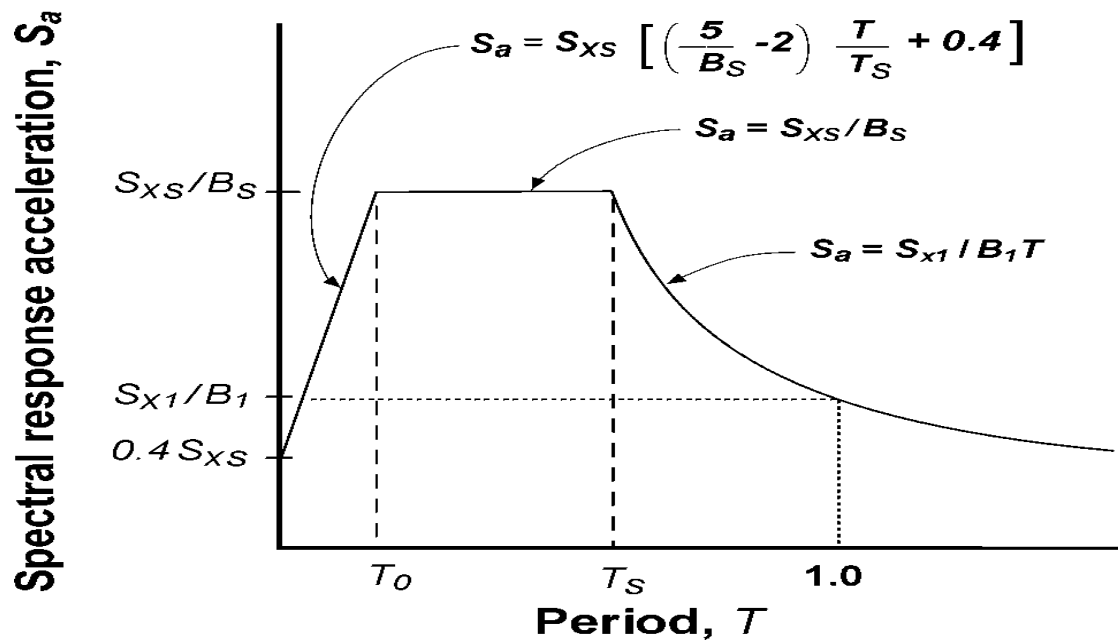


Figure VI-4: Spectre standard du FEMA [13]

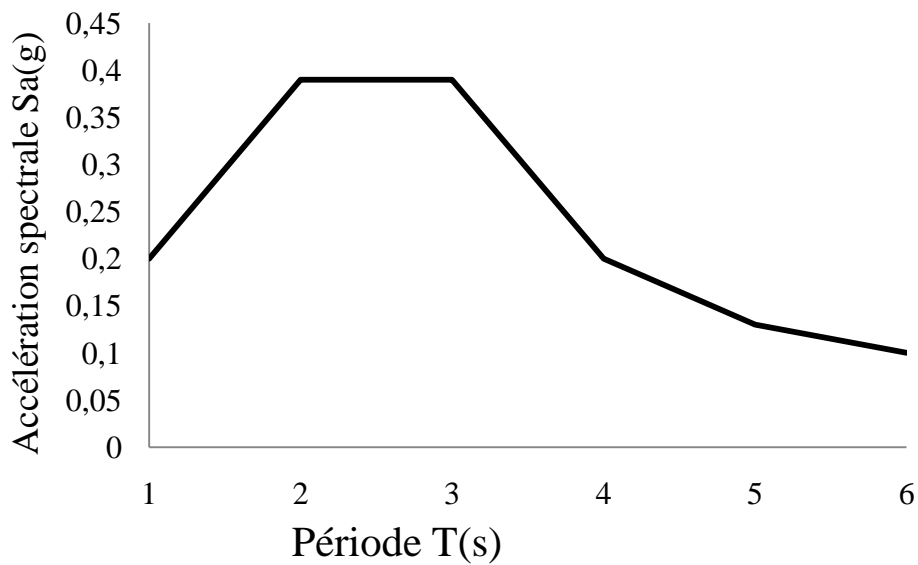
### VI-2-2.3 Définition du spectre proposé

Le "spectre d'accélération normalisé" proposé est défini par les équations suivantes :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 3.125 \cdot \eta \cdot \frac{A \cdot Q}{R} \cdot \left(1 + \frac{T}{0.15}\right) & \text{si } 0 \leq T \leq 0.15 \text{ s} & \text{a} \\ 6 \cdot 25 \cdot \eta \cdot \frac{A \cdot Q}{R} & \text{si } 0.15 \leq T \leq T_2 & \text{b} \\ 6 \cdot 25 \cdot \eta \cdot \frac{A \cdot Q}{R} \cdot \frac{T_2}{T} & \text{si } T \geq T_2 & \text{c} \end{cases} \quad (VI-7)$$

où les différents paramètres ont les définitions données précédemment.

Ce spectre, tracé dans le format  $S_a(g)$ - $T$ , est représenté par la figure (VI-5):



**Figure VI-5:** Spectre proposé

VI-2-2-4 Etude comparative

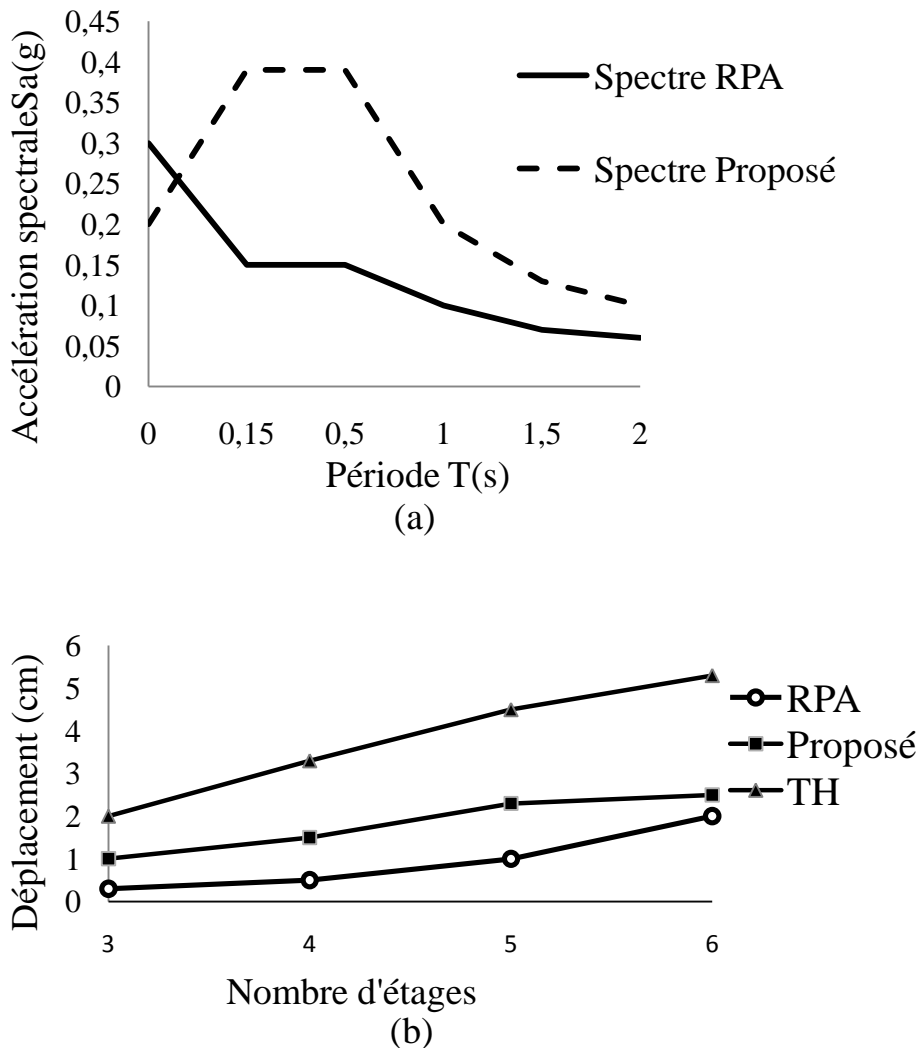


Figure VI-6 : Comparaison entre: a: Spectre de RPA et spectre proposé  
b: Méthode exacte (TH), Méthode RPA et méthode proposée

VI-2-2-5 Conclusion

Tout ce qui précède permet de dire que le spectre proposé est plus approprié, car:

- Ses équations sont plus simples.
- Sa première branche est une ligne ascendante comme dans tous les codes.
- Il ressemble beaucoup aux spectres de plusieurs pays.
- Les résultats donnés par ce spectre paraissent plus précis car plus proches de ceux de la méthode temporelle.

### VI.2.3: Utilisation du spectre proposé dans une méthode non linéaire simplifiée

Les méthodes simplifiées disponibles étant approximatives et assez équivalentes, le critère de choix parmi elle est la facilité d'utilisation. Les procédures ATC et FEMA semblent être pratiques dans ce sens car elles sont disponibles dans le logiciel programme informatique dit SAP2000 [34] qui est largement utilisé par les ingénieurs et chercheurs Algériens.

#### VI.2.3.1 Outils principaux

Les principaux outils nécessaires dans une procédure non linéaire simplifiée sont la courbe de capacité et la demande sismique.

La courbe Push over est obtenue en soumettant la structure aux séismes réels de la région d'Alger puis idéalisée selon la méthode FEMA pour donner la courbe de capacité. Cette dernière est comparée à la demande sismique dérivée du spectre de conception proposé pour évaluer les performances attendues.

#### VI.2.3.2 Exemple illustratif

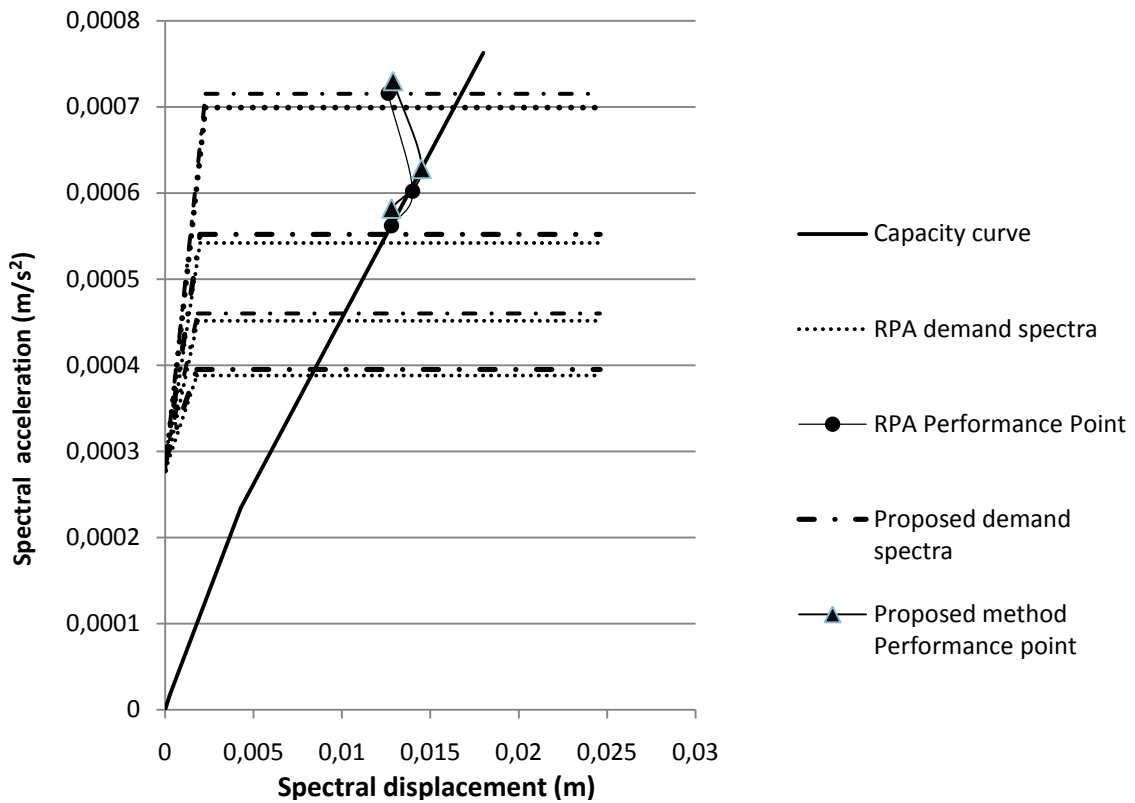
L'application est faite sur un bâtiment simple de cinq étages.

Les paramètres utilisés sont donnés dans le tableau VI-3.

#### Paramètres utilisés:

**Tableau VI-3:** Paramètres utilisés

Coefficient d'accélération de zone A	0.4
Facteur de qualité Q	1.35
Facteur de comportement R	4
Période $T_2$ (s)	0.7
Amortissement $\xi$ (%)	5
Facteur de correction $\eta$	0.88
Section poteau (cm × cm)	30 × 30
Section poutre (cm × cm)	30 × 40



**Figure VI-7 :** Point de performance selon les deux méthodes RPA et proposée

Dans cet exemple, les coordonnées du point de performance ( $S_a$ ,  $S_d$ ) pour la méthode RPA et celle proposée sont (0,70, 0,015) et (0,77, 0,017), respectivement. Ces valeurs, peuvent être utilisées pour évaluer la structure en termes de performance

### Conclusion

La méthode proposée repose sur un spectre simple et réaliste. De plus, elle est assez pratique puisqu'elle utilise un logiciel performant et disponible: le SAP 2000.



# **CONCLUSION**

## **GENERALE**

### CONCLUSION GENERALE

Dans le but de contribuer efficacement à l'amélioration du code sismique algérien (RPA) qui est revu en permanence depuis son élaboration et notamment après le séisme terrible de Boumerdes (Mai 2003), nous avons traité certaines lacunes de ce code qui nous semblent importantes, en particulier celles relatives aux méthodes d'évaluation sismique.

Pour cela, nous avons commencé par présenter les deux grandes familles de procédures utilisées dans l'évaluation de l'effet sismique sur les structures, à savoir la procédure classique dite "méthode des forces ou des accélérations" (méthode statique équivalente, méthode modale spectrale et méthode par accélérogrammes) et la nouvelle procédure dite "méthode en performance" basée sur la méthode Push over et qui regroupe plusieurs méthodes simplifiées, dont: la méthode de l'ATC, celle de FEMA et la méthode N2.

Cela nous a permis de conclure que la méthode classique bien que simple, ne rend pas bien compte du comportement non linéaire de la structure. C'est pourquoi, la tendance actuelle est à l'utilisation de la conception en performance. Cette méthodologie, qui est fondée sur des concepts simples (capacité, demande sismique et point de performance), vise en fait à déterminer les niveaux de performance, c'est-à-dire les niveaux d'endommagement qui seraient atteints par une structure sous l'effet d'un séisme donné.

Ces niveaux qui sont généralement traduits sous forme de "courbes de fragilité" ou de "vulnérabilité" permettent de quantifier l'état de la structure en se référant aux codes de construction tels que l'Eurocode, le FEMA ou HAZUS.

Le FEMA-356 (2000), par exemple, définit trois niveaux de performance relatifs à l'occupation immédiate (IO: Immediate Occupancy), à la sécurité des vies (LS : Life Safety) et à la prévention de l'effondrement (CP : Collapse Prevention).

Quant au code parasismique algérien RPA qui reste fidèle à la méthode classique, aucune mention ni même une simple allusion n'y est faite à ce sujet. Le retard de la

## CONCLUSION GENERALE

---

réglementation Algérienne dans ce domaine nous a poussés à focaliser notre attention et concentrer nos efforts sur l'introduction et la vulgarisation de cette nouvelle conception d'une part et la proposition d'une méthode alternative à la méthode classique d'autre part.

La revue des principales méthodes simplifiées disponibles nous a permis de faire le constat suivant:

- Elles sont toutes approximatives et assez équivalentes, le critère de choix parmi elle est donc la facilité d'utilisation.
- Les procédures ATC et FEMA semblent être plus pratiques dans ce sens car elles sont disponibles dans le logiciel SAP2000 qui est bien connu et largement utilisé par les ingénieurs et universitaires algériens.

Ainsi, les applications sur des structures simples et la comparaison des résultats de la méthode classique du RPA avec celles des nouvelles procédures nous ont permis de proposer une méthode simplifiée qui combine à la fois la méthodologie du FEMA (spectre capacité), du RPA (spectre demande) et de l'ATC 40 (point de performance).

Dans la méthode proposée, l'analyse se fait selon le canevas suivant :

- La courbe Push over est obtenue en soumettant la structure à une série de tremblements de terre puis idéalisée selon la méthode FEMA pour donner la courbe de capacité.
- La courbe de demande est dérivée du spectre de calcul Sa/g fourni par le RPA concernant l'Analyse Modale Spectrale souvent utilisée pour l'évaluation sismique.
- La comparaison de la courbe de demande avec celle de la capacité permet d'évaluer les performances de la structure.

Etant donné que le spectre du RPA présente en lui-même une anomalie tout en étant complexe et peu pratique, nous avons procédé à son amélioration par la correction de cette anomalie et la réduction du nombre d'équations ce qui le rend plus simple.

Par la même occasion, nous avons proposé des valeurs pour le coefficient de comportement R plus réalistes que celles recommandées par le RPA.

## CONCLUSION GENERALE

---

Les applications ont été faites sur des structures en BA: portiques auto-stables et structures mixtes (portiques contreventés par des voiles).

En outre, une comparaison a été faite avec l'analyse exacte (temporelle) basée sur un certain nombre d'enregistrements sismiques récents qui concernent en fait la région d'Alger, la capitale. Cette région est très particulière car d'une part, elle regroupe une grande partie de la population et des structures vitales de l'État et d'autre part, elle est souvent soumise à de forts mouvements sismiques. De ce fait, elle nécessite sa propre réglementation sismique. Dans cette perspective, un spectre de calcul spécifique à la province d'Alger a été proposé ici.

En conclusion, on peut dire que la méthode proposée est simple, réaliste et facilement incorporable dans les Règles Parasismiques Algériennes.

Cependant, nous pensons que ce travail doit être complété par un travail similaire pour améliorer davantage le spectre proposé, notamment par l'utilisation d'un plus grand nombre de séismes naturels ou artificiels.

Ainsi, il pourra servir de base à la réalisation d'un grand projet qui pourrait englober d'autres localités sensibles telles Constantine, Sétif ou M'sila.

## Références bibliographiques

---

### Références bibliographiques :

- [1] Sil A. and Sitharam TG. Site specific response spectrum proposed for the capital city of Agartala, Tripura, Geomatics, Natural Hazards and Risk, 7, 5 (2016), 1610-1630.
- [2] Ministère de l'Habitat, Règles Parasismiques Algériennes, C.G.S (2003), Algérie.
- [3] Pierino Lestuzzi et Marc Badoux, Livre, génie parasismique, conception et dimensionnement des bâtiments, 13-17.
- [4]. Patricia Balandier, cours de construction parasismique, volume 1 sismologie appliquée, Juillet 2001, 9-10.
- [5]. Hassani Karim, Mémoire de Magistère, Effet des séismes proches et lointains sur la performance sismique des structures auto-stables en béton armé, Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou, 1/12/2013, 19-20, 22-23, 30-32.
- [6]. Boulaouad Abderrachid, Thèse de doctorat "Dynamique non linéaire des systèmes à plusieurs degrés de liberté", Université H. Lakhdar de Batna, Avril 2012, 27,35-37, 40,54.
- [7] Borzi, B. and Elnashai, A. S. (2000). "Assessment of the inelastic response of buildings using force-and displacement-based approaches". Str. Design Tall Build., vol. 9, pp. 251-277.
- [8] BELKHEIR Mohammed Aghiles, "Influence de la disposition des voiles sur la performance sismique des structures mixtes" Mémoire de Magister, Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou, Juillet 2012
- [9] Boulaouad, A. and Amour, A.. A Displacement-Based Seismic Design for Reinforced Concrete Structures, KSCE Journal of Civil Engineering, 15, 3 (2010), p.508.
- [10] Paz M. (1985). Structural Dynamics, theory and computation. Van Nostrand Reinhold Company, New York
- [11] Fajfar, P. and Eeri M. A nonlinear analysis method for performance-based seismic design. Earthquake Spectra, N° 16, 3 (2000), pp. 573-592.
- [12] Applied Technology Council (ATC). Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings, ATC 40, Report N° SSC 96-01, prepared for the Seismic Safety Commission, State of California, Redwood City, CA, 1996.
- [13] American Society of Civil Engineers. Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings. FEMA-356. Federal Emergency Management Agency, Washington D.C., 2000, 519 p.
- [14] Fajfar, P. Capacity spectrum method based on inelastic demand spectra. Earthquake Engine Structural Dynamics, Vol. 28, (1999), pp. 979-993.

## Références bibliographiques

---

- [15] Euro Code 8. Design of structures for earthquake resistance (Draft n°6), prepared by European Committee for Standardization, Brussels, 2003.
- [16] TATAIE L. "Méthodes simplifiées basées sur une approche quasi-statique pour l'évaluation de la vulnérabilité des ouvrages soumis à des excitations sismiques", Thèse de Doctorat, INSA de Lyon, 2011.
- [17] DUCO F. "Méthodologies d'évaluation de la vulnérabilité sismique de bâtiments existants à partir d'une instrumentation in situ", Thèse de Doctorat, INP de Toulouse, 2012.
- [18]. Hamou K, Ramdane K. "Etablissement de la courbe de fragilité par la méthode Pushover".Département de génie civil U.S.T.O, ORAN ALGERIA, 2-4.
- [19] M.Inel, M.Erich, B.Edgar, F.Black, A. Mark. USEE 2001.Utility Software for Earthquake Engineering. Report and User's Manual .Civil and Environmental Engineering University of Illinois at Urbana.
- [20] Chopra, A.K. and Goel, R.K. (1999), "Capacity-demand-diagrams based on inelastic design spectrum", Earthq. Spectra, 15(4), 637-656.
- [21]. M .Zoutat , SM. Elachachi and M.Mekki "Influence du mode de chargement sur le comportement d'une structure en B. A.", SBEIDCO- International, ENSET Oran (Algeria)- Octobre 12-14, 2009,61-63.
- [22]. Branci Taïeb, Tiliouine Boualem, Kadri Tahar "Evaluation du degré de performance des ossatures autostables en béton armé par les règlements parasismiques" 31<sup>èmes</sup> Rencontres de l'AUGC, ENS, Cachan ,29 au 31 mai 2013, 2.
- [23]. R.K.Goel "Evaluation of current nonlinear static procedures for RC buildings", The 14th World Conference on Earthquake Engineering, October 12-17, 2008, Beijing, China.
- [24]. Krawinkler H, Seneviratna GDPK. Pros and cons of a pushover analysis for seismic performance evaluation. Engineering Structures 1998; 20: 452-64.
- [25]. Elnashai AS. Advanced inelastic static (pushover) analysis for earthquake applications. Structural engineering and mechanics 2001; 12(1): 51-69.
- [26]. P. Fajfar, "Structural Analysis in Earthquake Engineering –A Breakthrough of simplified nonlinear methods", 12th European Conference on Earthquake Engineering Paper Reference 843, University of Ljubljana, Faculty of Civil and Geodetic Engineering Ljubljana, Slovenia.
- [27]. Zamfirescu D, Fajfar P. Comparison of simplified procedures for nonlinear seismic analysis of structures. In: Proceedings of the 3rd US-Japan Workshop on performance-based earthquake engineering methodology for reinforced concrete buildings, Seattle, Washington, August 2001. 2002.

## Références bibliographiques

---

- [28]. Hamitouche A., Cours et Applications, Université de M'sila (Document interne).
- [29]. Chopra A. K. Dynamics of structures Theory and Applications to Earthquake Engineering, PRENTICE HALL Englewood Cliffs, 1995, 794 p.
- [30]. Boulaouad A, Hamitouche A. Review of the Algerian seismic design code spectrum, Journal of Civil Engineering and Construction Technology, 1, 2(2010) 19-26.
- [31]. Lam N., Wilson J. and Hutchinson G. The ductility reduction factor in the seismic design of buildings. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, V. 27 (1998), 749-769.
- [32] Hamdache M., Peláez J.A., Talbi A. and Mobarki M.. Evaluation of probabilistic seismic hazard in Northern Algeria. A contribution to the Algerian building code, "SICZS\_2010", Université Hassiba Benbouali de Chlef, Algeria, 2010.
- [33] Chebihi A. and Laouami N. Comparative seismic study between Algerian code (RPA99), European code (EC8) and American code (UBC97). 2<sup>nd</sup> European Conference on Earthquake Engineering and Seismology, Istanbul, Turkey, 2014.
- [34] SAP2000, web tutorial1-quick pushover analysis tutorial.computer and structures, Inc.Berkeley, California, 1999.

## Notations et symboles

## Notations et symboles

- V** : Force sismique totale appliquée à la base de la structure
- A** : Coefficient d'accélération de zone
- D** : Facteur d'amplification dynamique moyen
- $\eta$**  : Facteur de correction d'amortissement
- $\xi(\%)$**  : Le pourcentage d'amortissement critique
- T** : La période fondamentale
- Q** : Facteur de qualité
- T<sub>1</sub>, T<sub>2</sub>** : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site
- P<sub>q</sub>** : pénalité à retenir dans la détermination du coefficient Q
- R** : Coefficient de comportement global de la structure
- W** : Poids total de la structure
- W<sub>i</sub>** : Poids sismique au niveau « i »
- W<sub>Gi</sub>** : Poids dû aux charges permanentes
- W<sub>Qi</sub>** : Charges d'exploitation
- $\beta$**  : Coefficient de pondération
- F<sub>t</sub>** : Partie de l'effort tranchant à la base, appliquée au niveau « n » en plus
- F<sub>i</sub>** : Force horizontale appliquée au niveau « i »
- h<sub>i</sub>, h<sub>j</sub>** : Hauteurs des niveaux « i », « j »
- S<sub>a/g</sub>** : Accélération spectrale
- g** : Accélération de la pesanteur
- $\omega$**  : Pulsation
- M** : Masse
- C** : Amortissement
- K** : Rigidité
- F(t)** : Chargement dynamique extérieur
- $\ddot{X}(t)$**  : Accélération
- $\ddot{X}_s(t)$**  : **Accélération du sol** (accélérogramme)
- $\dot{X}(t)$**  : Vitesse
- $\Delta X(t)$**  : Incrément de déplacement

## Notations et symboles

$\Delta\dot{\mathbf{X}}(t)$  : Incrément de vitesse

$\Delta\ddot{\mathbf{X}}(t)$  : Incrément d'accélération

$\mathbf{X}_{\max}(t)$  : la déformation maximale sous charge sismique

$\mathbf{X}_{\max}$  : Le déplacement limite sous charge monotone

$\mathbf{R}_y$  : La charge de limite élastique

**(Sa Sd)** : Format accélération spectrale-déplacement spectral

**PF1** : Facteur de participation modale du premier mode

$\alpha$  : Coefficient de masse modal du premier mode

$\Phi_{N1}$  : Amplitude au sommet du premier mode

**(Sa T)** : Format accélérations-périodes

**Sa** : L'accélération spectrale

**Sd** : Le déplacement spectral

**To** : La première période de vibration du système non linéaire

$\alpha$  : Le rapport de rigidité de post-production

**K** : Le facteur d'ajustement

$\mu$  : Le facteur de ductilité

**Te** : Période fondamentale efficace

**Ki** : La raideur élastique de bâtiment

**Ke** : Facteur rigidité effective de la construction

**C0** : Facteur de modification qui concerne la réponse élastique d'un système à un seul degré de liberté

**C1** : Facteur de modification qui concerne le déplacement maximum inélastique et élastique du Système à un seul degré de liberté

**R** : Le rapport des forces élastiques et de rendement

**Ts** : La période de l'angle

**C2** : Facteur de modification pour représenter les effets de la forme pincé hystérésis

**C3** : Facteur de modification pour représenter augmenté déplacement dû aux effets P-delta

**R $\mu$**  : Le facteur de réduction

**Tc** : Période caractéristique du sol

**{P}** : Vecteur de forces

**{ $\phi$ }** : Vecteur modal

**[M]** : Matrice de masse

**M\*** : Masse

## Notations et symboles

**$Q^*y$**  : Effort à la base de l'oscillateur équivalent

**$\Gamma$**  : Le facteur de participation modale

**$D1(t)$**  : Déplacement au sommet à un instant  $t$ .

**$\emptyset 1$** : Amplitude du premier mode de vibration au sommet

**$F^*$**  : La force équivalente du système à un seul degré de liberté.

**$E$**  : Module d'élasticité

**$I$**  : l'inertie

**$\phi^*$** : Valeur correspond au système à 1 degré de liberté.

**$\phi$** : Valeur correspond au système à 2 degré de liberté

**$D^*y$** : Le déplacement du système à un seul degré de liberté

**$F^*y$** : La force équivalente du système à un seul degré de liberté

**ATC** : Applied Technology Council

**EC8** : Eurocode 8

**RPA** : Règles Parasismiques Algériennes

## Liste des tableaux

### Liste des tableaux

Tableau I-1: Coefficient d'accélération de zone $A$ .....	18
Tableau I-2 : valeurs du coefficient $C_T$ .....	19
Tableau I-3 : Valeurs de $T_1$ et $T_2$ .....	19
Tableau I-4: Valeurs de $\xi$ (%) .....	20
Tableau I-5: valeurs des pénalités $P_q$ .....	20
Tableau I- 6 : valeurs du coefficient de pondération $\beta$ .....	21
Tableau I-7 : valeurs du coefficient de comportement $R$ .....	22
Tableau II-1 Valeurs du facteur de redondance.....	30
Tableau II-2 Valeurs du facteur de comportement ( $R$ du RPA et $q$ de l'Eurocode).....	31
Tableau IV-1 : Coefficient $C_0$ .....	53
Tableau : IV-2 : Coefficient $C_m$ .....	54
Tableau IV-3: Valeurs du coefficient $C_2$ .....	54
Tableau IV-4: Types de comportement structuraux selon l'ATC 40.....	57
Tableau IV-5 : Valeurs du facteur de modification de l'amortissement $K$ .....	58
Tableau IV-6 : Valeurs du coefficient $C_A$ selon l'ATC40.....	59
Tableau IV-7: Valeurs du coefficient $C_V$ selon l'ATC40.....	59
Tableau IV-8 : Valeurs du $SR_A$ et $SR_V$ selon l'ATC40.....	60
Tableau V. 1 : Les caractéristiques dynamiques .....	68
Tableau V-2: PGA, vitesse et déplacement du séisme de Boumerdes.....	70
Tableau V. 3 : Combinaison des charges.....	72
Tableau V. 4 : Périodes et participation massique de chaque mode.....	73
Tableau VI-1: Valeurs RPA de $R$ et celles proposées.....	89
Tableau VI-2 Valeurs de $B_S$ , $B_1$ en fonction de l'amortissement visqueux effectif $\beta$ .....	91
Tableau VI-3: Paramètres utilisés.....	95

# Liste des figures

## Liste des figures

Figure I.1 : Origine des tremblements de terre .....	6
Figure I.2 : Types de frontières entre plaques (Document Université de Laval Québec) .....	6
Figure I.3 : Ondes sismiques: P .....	7
Figure I.4 : Ondes sismiques: S.....	7
Figure I.5 : Ondes sismiques: de LOVE .....	8
Figure I.6 : Ondes sismiques: de Rayleigh .....	8
Figure I.7 : Mouvement ondulatoire.....	9
Figure I.8 : Addition d'oscillations simples plus ou moins énergétiques.....	9
Figure I.9 : Exemple d'accélérogramme (en $\text{cm/s}^2$ ).....	10
Figure I.10 : Spectre de "pseudo-vitesse" (Taft, N21E, 1952) .....	11
Figure I.11 : Schéma d'application de la méthode statique équivalente.....	12
Figure I.12: Diagramme sollicitation-déformation définissant la ductilité.....	15
Figure I.12: Critère d'égalité: des déplacements maximaux (a) et des énergies (b).....	15
Figure I.13 : Schéma d'application de la méthode statique.....	18
Figure II.1. Méthodologie d'évaluation de la vulnérabilité sismique d'un bâtiment.....	36
Figure II.2. Courbe de vulnérabilité.....	37
Figure III.1 : Signification physique de la courbe de capacité .....	40
Figure III.2 : Niveaux d'endommagement décrits par une courbe de capacité.....	40
Figure III.3 : Spectres de capacité.....	45
Figure III.4 : Spectre de réponse de l'EC8 pour un sol de classe A (rocher) .....	46
Figure III.5 : Spectre de demande inélastique et courbe de capacité tracés dans le format (AD).....	49
Figure IV.1 : bi-linéarisation de la courbe push-over.....	52
Figure IV.2 : Idéalisation bilinéaire de courbe de capacité selon l'ATC40.....	56
Figure IV.3 : Amortissement d'hystérétique $\xi_0$ du système à 1 degré de liberté équivalent.....	56
Figure IV-4 : Différents comportements des structures selon ATC40.....	57

## Liste des figures

Figure IV-5 : Conversion d spectre de réponse au format ADRS.....	58
Figure IV-6 : Réduction du spectre de repense selon l'ATC40 .....	59
Figure IV-7 : Superposition de la courbe de capacité sur le spectre en format ADRS .....	60
Figure IV-8 : Evaluation du point de performance selon l'ATC 40 .....	61
Figure IV-9 : Représentation schématique de la méthode .....	64
Figure V.1: Vue 3D de la structure (R+5).....	68
Figure V. 2: Forme du spectre de réponse de calcul du RPA.....	69
Figure V.3: Séisme de Dar El Beida (2003).....	70
Figure V. 4 : Introduction des rotules plastiques des poteaux.....	75
Figure V. 5 : Introduction des rotules plastiques des poutres.....	75
Figure V. 6 : modélisation du voile.....	77
Figure V. 7 : Définition du chargement de l'analyse push over.....	77
Figure V. 8 : Détermination du nœud de contrôle.....	78
Figure V. 9: Courbe de Capacité.....	78
Figure V.10: Idéalisation de la courbe de Capacité.....	79
Figure V. 11 : Détermination du point de performance.....	79
Figures V. 12: Définition du chargement de Time History.....	81
Figures V. 13: Détermination du nœud de contrôle.....	82
Figures V. 14: Détermination l'accélération du point choisi.....	83
Figure V. 15 : Détermination du déplacement du point choisi.....	83
Figure VI-1: Comparaison entre spectres: de calcul, EC8 Type I et RPA.....	86
Figure VI-2 : Méthode exacte et RPA: effort tranchant et déplacement vs nombre d'étage.....	87
Figure VI-3: comparaison entre Méthode exacte, ATC40, FEMA 356 et RPA .....	52
Figure VI-4: Spectre standard du FEMA.....	92
Figure VI-5: Spectre proposé.....	93
Figure VI-6 : Comparaison entre: Spectre RPA et spectre proposé, Méthodes : exacte, RPA et proposée.....	94
Figure VI-7 : Point de performance selon les deux méthodes RPA et proposée.....	96