



Ministère de l'enseignement supérieure
et de la recherche scientifique

Université Mohamed Boudiaf - M'sila

Faculté de technologie



Département de GENIE CIVIL

MEMOIRE

Présenté pour l'obtention du diplôme de
MASTER

FILIERE : Génie Civil

SPECIALITE : STRUCTURE

THEME

*Méthodes simplifiées
d'analyse sismique en
performance*

Dirigé par :

Mr. BOULAOUAD ABDERRACHID

Présenté par :

HAITOUMI AMINA

Promotion : 2014/2015.

Remerciement

Tout d'abord, je remercie ALLAH, de nous avoir donné le courage de mener à bien ce modeste travail de fin d'étude.

Nos plus grands remerciements vont à notre promoteur Mr A.BOULAOUAD qui nous avoir guidé pour la réalisation de cette étude et le soutien scientifique et moral qu'il nous a apporté.

Et je remercie les membres de Jury qui ont accepté

De juger avec sagesse et honnêteté le

Présent travail de fin d'étude.

Je n'oublie pas ma mère qui m'a donné plein soutien.

Dédicace

Je dédie ce modeste travail à :

Ma mère et Mon père

Mon Mari

Ma sœur

Et toute ma famille

*Mes chers collègues de la Faculté de génie civil surtout
promotion 2015.*

Sommaire

Sommaire

Introduction générale	1
------------------------------------	---

CHAPITRE-I : Notions préliminaires

I-1- Sismologie	4
I- 1-1-Les séismes	4
I-1-2-Origine des tremblements de terre.....	4
I-1-3-Tectonique des plaques et sismicité associée aux limites entre plaques	5
I- 1-4-Les différents types d'ondes	6
I-1-5-Représentation du signal sismique	8
I-1- 5-1-Notions de période et d'amplitude d'une onde	8
I-1-5-2-Définition du signal sismique	8
I-1-5-3-Enregistrement du signal sismique	9
I-1-5-3-1-Les accélérogrammes	9
I- 2-Calcul de la réponse	10
I- 2-1-calcul linéaire	10
I- 2-1-1-Intégrale de Duhamel.....	10
I- 2-2-Calcul non linéaire	11
I-2-2-1-Sources des non linéarités	11
I- 2-2-2-Méthode de calcul non linéaire	11
I- 2-2-2-1-Exposé de la méthode "pas à pas".....	11
I-2-3-Ductilité	13
I-3-Réglementation parasismique	13
I-3-1-Méthode statique équivalente	14
I-3-2-Méthode dynamique modale spectrale	17
I-3-3-Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.....	18

Chapitre –II : Fondements des nouvelles tendances d'évaluation de l'effet sismique

II-1-Spectre de réponse non-linéaire	21
II-1-1-Nécessité du spectre de réponse non-linéaire	21
II-2-Demande sismique	21
II-3- déplacement cible de la structure	22



Sommaire

II-4-La méthode push over	22
II-4-1-Définition de l'analyse push over.....	22
II-4-2-Origine de l'analyse push over	24
II-4-3-But de l'analyse push over	24
II-5-Spectre de capacité	25
II -6-Niveaux de performance selon les codes parasismiques.....	26
II-6-1-Niveau de performance	26
II-6-2-Evaluation des codes parasismiques EC8, NBCC, et RPA.....	26
II-7-Etat de dommage d'une structure	27
II-7- 1-Indices de dommage	27

Chapitre- III : Revue des différentes méthodes simplifiées d'analyse en performance

III-1-Méthode de capacité spectrale "ATC 40"	29
III -2-Approche du code ATC 40	29
III -2-1-Conversion de la courbe de capacité en spectre de capacité	29
III -2-2-Conversion du spectre de la demande au format accélération-déplacement.....	30
III -2-Méthode de FEMA 356	32
III-2-1-FEMA-356 Méthode de coefficient	32
III-3-Méthode N2.....	33
III-4-Transformation du système à plusieurs degrés de liberté en un système équivalent à un seul degré de liberté	36

Chapitre – IV : Comparaison, critique et recommandations

IV-1-Application numérique	39
IV-1-1-Description de la structure	39
IV-1-2-Diagramme des moments (méthode approchée)	40
IV-1-3-Mécanisme de ruine	40
IV-1-4- Etude du système	41
IV-1-5-Construction de la courbe idéalisée (hypothèses du FEMA)	46
IV-1-6-Transformation du système à 2 degré de liberté en un système à 1degré de liberté équivalent	46
IV-1-7-Résultats	47

Sommaire

IV-1-8-Comparaison entre les différentes méthodes	51
IV-1-8-1- Points communs	51
IV-1-8-2- Divergences	51
Conclusion	53

Références bibliographiques



Liste des figures

Liste des figures

Figure I.1 : Origine des tremblements de terre	5
Figure I.2 : Types de frontières entre plaques (Document Université de Laval-Québec).....	6
Figure I.3 : Ondes sismiques.....	7
Figure I.4 : Mouvement ondulatoire.....	8
Figure I.5 : L'addition d'oscillations simples plus ou moins énergétiques.....	8
Figure I.6 : Exemple d'accélérogramme (en cm/s^2).....	9
Figure I.7 : Variation linéaire, quadratique et cubique d'accélération, de vitesse et de déplacement.....	13
Figure II.1 : Spectre de réponse définis dans l'Eurocode 8, selon le zonage sismique français, pour un sol de classe A (rocher).....	22
Figure II.2 : Signification physique de la courbe de capacité.....	23
Figure II.3 : Niveaux d'endommagement décrits par une courbe de capacité.....	23
Figure II.4 : Spectres de capacité.....	25
Figure III.1 : Conversion de la courbe de capacité en spectre de capacité.....	30
Figure III.2 : Conversion du spectre élastique (S_a-T) au format (S_a-S_d).....	31
Figure III.3 : Représentation schématique de la méthode.....	35
Figure III.4 : Caractéristique d'un système à un degré de liberté équivalent.....	36
Figure IV.1 : Structure étudiée.....	39
Figure IV.2 : Diagramme des moments.....	40
Figure IV.4 : La phase élastique.....	43
Figure IV.5 : La phase élasto-plastique.....	45
Figure IV.6 : la phase élasto-plastique	46

Liste des figures

Figure IV.7 : courbe push over	47
Figure IV.8 : courbe idéalisée	48
Figure IV.9: Courbe de capacité Sa-D*	49
Figure IV.10 : Courbe finale Sa-Sd	50

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
- η** : Facteur de correction d'amortissement
- $\xi(\%)$** : Le pourcentage d'amortissement critique
- T** : La période fondamentale
- Q** : Facteur de qualité
- T_1, T_2** : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site
- P_q** : pénalité à retenir dans la détermination du coefficient Q
- R** : Coefficient de comportement global de la structure
- W** : Poids total de la structure
- W_i** : Poids sismique au niveau « i »
- W_{Gi}** : Poids dû aux charges permanentes
- WQ_i** : Charges d'exploitation
- β** : Coefficient de pondération
- F_t** : Partie de l'effort tranchant à la base, appliquée au niveau « n » en plus F_n
- F_i** : Force horizontale appliquée au niveau « i »
- h_i, h_j** : Hauteurs des niveaux « i », « j »
- S_{a/g}** : Accélération spectrale
- g** : Accélération de la pesanteur
- ω** : pulsation
- M** : La masse
- C** : Amortissement
- K** : La rigidité
- F(t)** : Le chargement dynamique extérieur
- $\ddot{X}(t)$** : L'accélération

Notations et symboles

$\ddot{X}_s(t)$: représente l'accélérogramme

$\dot{X}(t)$: La vitesse

$\Delta X(t)$: L'accroissement de déplacement

$\Delta \dot{X}(t)$: L'accroissement de vitesse

$\Delta \ddot{X}(t)$: L'accroissement d'accélération

$X_{max}(t)$: la déformation maximale sous charge sismique

X_{max} : Le déplacement limite sous charge monotone

R_y : La charge de limite élastique

(Sa–Sd) : Format accélération spectrale-déplacement spectrale

PF1 : Facteur de participation modale du premier mode

α_1 : Coefficient de masse modal du premier mode

Φ_{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

α : Le rapport de rigidité de post-production

κ : Le facteur d'ajustement

μ : Le facteur de ductilité

Te : Période fondamentale efficace

Ki : La raideur élastique de bâtiment

Ke : Fa 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

Notations et symboles

- 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_μ** : Le facteur de réduction
- T_c** : Période caractéristique du sol
- {P}** : Vecteur de forces
- {Φ}** : Vecteur modal
- [M]** : Matrice de masse
- M*** : Masse
- Q*y** : Effort à la base de l'oscillateur équivalent
- Γ** : Le facteur de participation modale
- D1(t)** : Déplacement au sommet à un instant t.
- Ø1**: 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
- Φ*** : Valeur correspond au système à 1 degré de liberté.
- Φ** : 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
- λ**: l'incrément
- ATC** : Applied Technology Council
- EC8** : Eurocode 8
- RPA** : Règles Parasismiques Algériennes

Introduction-Synthèse bibliographique

L'analyse basée sur la performance est une procédure relativement récente qui a fait des progrès considérables ces dernières années et commence à inspirer les codes de construction à travers le monde.

Initialement prévue pour l'évaluation parasismique des constructions existantes (ex FEMA178, 1992), elle s'étend de plus en plus aux structures nouvelles (ex EC8, 2001).

L'idée de base est de vérifier la capacité de la structure vis-à-vis de certains objectifs de performance (prévention de ruine, contrôle de dommage, ..). Cela conduit à combiner une analyse statique équivalente non linéaire (dite "Push-over") d'un système à plusieurs degrés de liberté avec l'approche par spectre de réponse d'un système équivalent à un degré de liberté sur la base d'un déplacement cible.

Plusieurs méthodes ont été proposées à cette fin. Elles diffèrent plus ou moins par leur fondement théorique, leur domaine d'application ou leur précision.

Les exemples d'une telle approche sont la méthode du spectre de capacité appliquée dans l'ATC 40 (ATC, 1996) dans le manuel Trisevices (Freeman, 1998) et dans les normes Japonaises de construction (Otani et al 2000), la procédure statique non linéaire, appliquée dans FEMA 356 (FEMA, 2000), la méthode N2 développée à l'Université de Ljubjana (Fajfar, 2000) et appliquée dans le projet de l'Eurocode 8 (EC8, 2001), et l'analyse modale Pushover (Chopra and Goel, 2001 a). Toutes les méthodes combinent l'analyse Pushover d'un modèle à plusieurs degrés de liberté avec l'analyse du spectre de réponse d'un système à degré de liberté équivalent. Elles utilisent les spectres inélastiques ou bien les spectres élastiques avec amortissement et période équivalents. D'autres procédures simplifiées fondées sur la notion de déformation contrôlée ont été développées, par exemple les approches présentées par Priestley (Priestley, 1997, Priestley 2000) et par Panagiotakos et Fardis (Panagiotakos and Fardis, 1998).

La conception, le dimensionnement et la vérification des ouvrages au séisme a largement évolué au cours des dernières décennies. A une approche simplifiée, linéaire et basée sur la méthode des forces de remplacement, ont succédé des méthodes plus modernes qui prennent en compte de manière explicite le comportement élastoplastique des structures. L'analyse dynamique complète dans le temps – universellement reconnue comme étant celle reproduisant au mieux le comportement d'un ouvrage sous sollicitation sismique peut enfin être appliquée avec succès sur des maillages de grande envergure, en raison de l'évolution de la performance des logiciels de calcul par éléments finis, mais aussi de celle des machines sur lesquelles ils fonc-

Introduction-Synthèse bibliographique

tionnent. Toutefois, elle reste délicate à mettre en œuvre, puisqu'elle dépend fortement d'un input sismique cohérent (série d'accélérogrammes), d'un choix correct de conditions aux limites et de lois constitutives adaptées.

Une alternative intéressante est d'utiliser une méthode pseudo-statique, basée sur les déformations, usuellement appelée push-over. Cette approche, recommandée par les EuroCodes 8 et depuis 2004 en Suisse par la SIA (« Vérification de la sécurité parasismique des bâtiments existants », CT2018), l'OFROU et l'OFEV, consiste à comparer la capacité de déformation propre de la structure avec un « déplacement cible » issu du Push-over. Ce déplacement cible correspond d'ailleurs au déplacement maximal prédit sur la structure au cours d'un tremblement de terre d'intensité donnée, dépendant de la classe de l'ouvrage, de son sol de fondation et de son emplacement. L'avantage par rapport à la méthode basée sur les forces de remplacement réside dans la prise en compte explicite de la non linéarité des matériaux, et par conséquent la mobilisation des réserves cachées dans le coefficient de comportement q (ou R) présent dans le calcul des forces de remplacement.

Cette méthode est particulièrement recommandée pour les ouvrages existants, ce d'autant plus que les nouvelles normes considèrent des intensités de séisme plus fortes suivant les zones. Ainsi, par exemple, un ouvrage dimensionné dans les années 1970 sur la base de la méthode des forces de remplacement pourrait ne plus être conforme avec les nouvelles normes. Dans ce cas, le recours à la méthode basée sur les déformations est conseillé afin de mobiliser les réserves cachées pour la vérification de l'ouvrage, et éventuellement éviter le recours à des mesures d'assainissement coûteuses.

Cependant, il est à noter que malheureusement, l'approche par niveaux de performance ne fait pas l'objet des Règles Parasismiques Algériennes actuelles (R.P.A. 2003). La seule allusion "timide" qui est faite à ce propos concerne les éléments non structuraux pour lesquels on peut lire dans le paragraphe (6.2.2 Exigences de comportement) : "Aussi, ils doivent supporter sans dommages inacceptables les déformations de la structure à laquelle ils sont liés."

L'objectif du sujet est de présenter ces méthodes de manière claire et simple, de les comparer par application sur des structures simples et d'en faire les critiques objectives pour faire ressortir les recommandations jugées nécessaires à leur amélioration.

Ce travail peut donc servir à l'amélioration des Règles Parasismiques Algériennes dans ce domaine.

CHAPITRE I

Notions Préliminaires

Chapitre I: Notions préliminaires

I-1- Sismologie :

La sismologie est l'étude de la naissance, de la propagation et de l'enregistrement des ondes sismiques dans la terre.

Bien qu'un savant chinois ait déjà inventé un détecteur sismique vers l'an 132 de notre ère, la sismologie est une science relativement jeune. Le premier instrument d'enregistrement des ondes sismique a été fabriqué par Filippo Cecchi en Italie en 1875 mais c'est en 1889, à Potsdam, qu'un séisme, survenu au Japon, a été enregistré pour la première fois. 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^e siècle.

La sismologie permet la connaissance de la structure profonde de la terre. L'observation sismique est la méthode principale de prospection du sous-sol en profondeur ; rappelons, en effet, que les plus profonds forages n'atteignent pas 15Km, une distance infime par rapport aux 6400 Km du rayon de la terre. L'importance de la sismologie ne se réduit pas à l'étude des profondeurs terrestres. Elle permet également de mieux cerner les phénomènes à l'origine de catastrophes. [1]

I- 1-1- Les Séismes :

Les séismes ou tremblements de terre constituent un phénomène géologique qui de tout temps a terrorisé les populations qui vivent dans certaines zones du globe. [2]

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 dégagée le long de ces failles cause des séismes (tremblements de terre). Si les contraintes se poursuivent dans cette même région, l'énergie va à nouveau s'accumuler et la rupture consécutive se fera dans les plans de faille déjà existants. A cause des forces de friction entre les deux parois d'une faille, les déplacements le long de cette faille ne se font pas de manière continue et uniforme, mais par coups successifs, dégageant à chaque fois un séisme. Dans une région donnée, des séismes se produiront à plusieurs reprises le long d'une même faille, puisque cette dernière constitue un plan de faiblesse dans la lithosphère. 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. [2]

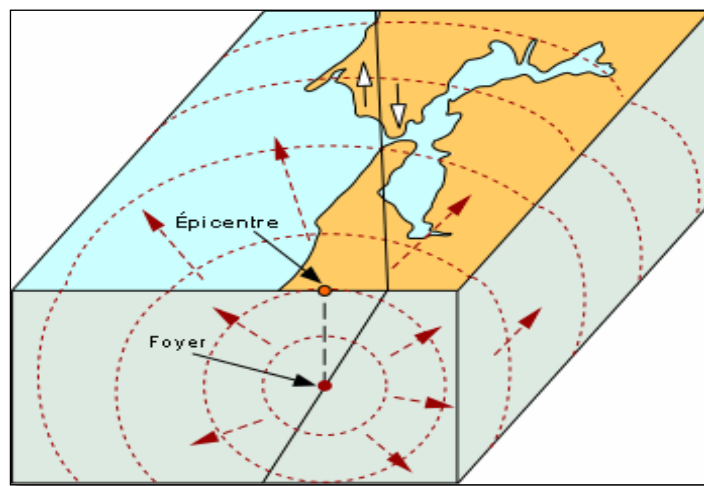


Figure I.1 : origine des tremblements de terre.

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.[3]

Les mouvements des plans de faille sont différents. On peut classer les failles en fonction des types de rupture [1] :

- Faille normale
- Faille inverse ou chevauchement,
- Faille décrochement.

I-1-3-Tectonique des plaques et sismicité associée aux limites entre plaques :

Ainsi, les séismes n'ont pas une répartition aléatoire à la surface de la planète, mais sont localisés pour leur immense majorité sur les frontières des plaques lithosphé-

riques. L'étude de ces déplacements, et de la sismicité associée s'appelle la tectonique des plaques. Elle permet la mise en place de politiques de prévention [3].

Les plaques tectoniques sont en général « mixtes » et de tailles très variables : les plaques continentales sont souvent associées dans leurs déplacements à un « morceau » de plaque océanique.

C'est le long des limites entre plaques que l'activité sismique est la plus importante et que la caractérisation des domaines tectoniques doit être réalisée. Il existe trois types de limites [3] :

- Les zones d'expansion océanique, dans lesquelles naît de 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 couissent des plaques ou des fragments de plaques sans création ni résorption de croûte.

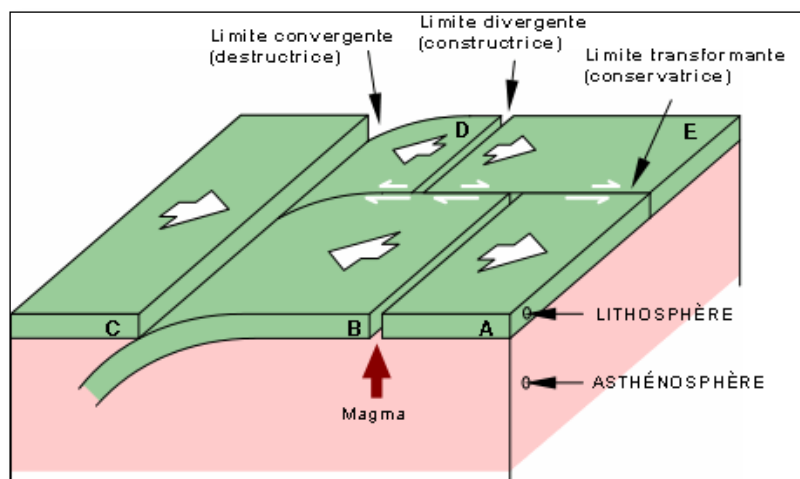


Figure I.2 : Types de frontières entre plaques (Document Université de Laval - Québec)

I- 1-4- Les différents types d'ondes :

On distingue deux grands types d'ondes émises par un séisme: les ondes de fond, celles qui se propagent à l'intérieur de la terre et qui comprennent les ondes S et les ondes P, et les ondes de surface, celles qui ne se propagent qu'en surface et qui comprennent les ondes de Love et de Rayleigh [2].

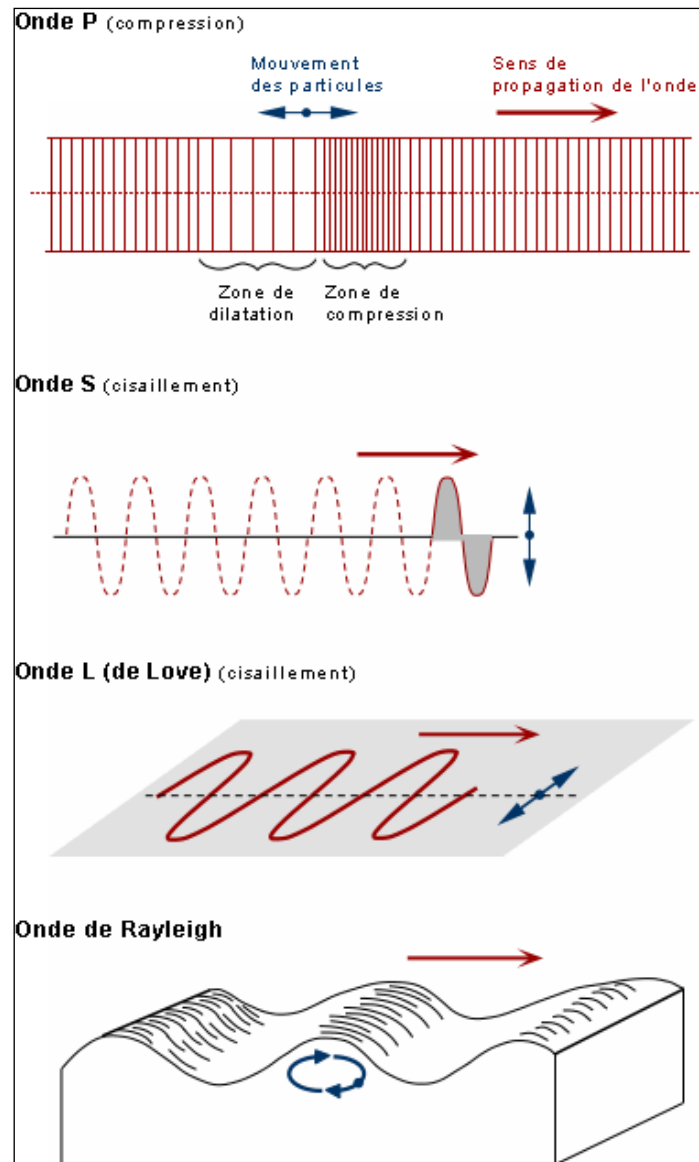


Figure I.3: ondes sismiques

Les ondes P sont des ondes de compression assimilables aux ondes sonores et qui se propagent dans tous les états de la matière. Les particules se déplacent selon un mouvement avant-arrière dans la direction de la propagation de l'onde. Les ondes S sont des ondes de cisaillement qui ne se propagent que dans les solides. Les particules oscillent dans un plan vertical, à angle droit par rapport à la direction de propagation de l'onde. Les ondes de love ou ondes L sont des ondes de cisaillement, comme les ondes S, mais qui oscillent dans un plan horizontal. Elles impriment au sol un mouvement de vibration latéral. Les ondes de Rayleigh sont assimilables à une vague; les particules du sol se déplacent selon une ellipse, créant une véritable vague qui affecte le sol lors des grands tremblements de terre [2].

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.4). Pour les séismes, il peut s'agir de caractériser le déplacement des particules du sol, leur vitesse de déplacement et leur accélération. Les caractéristiques du mouvement ondulatoire dépendent de l'action des ondes sismiques sur les constructions [4].

- 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. La notion de périodicité d'une sollicitation dynamique d'origine sismique sera fondamentale pour la compréhension du comportement dynamique des structures.
- L'amplitude d'onde traduit « l'énergie du mouvement ondulatoire »

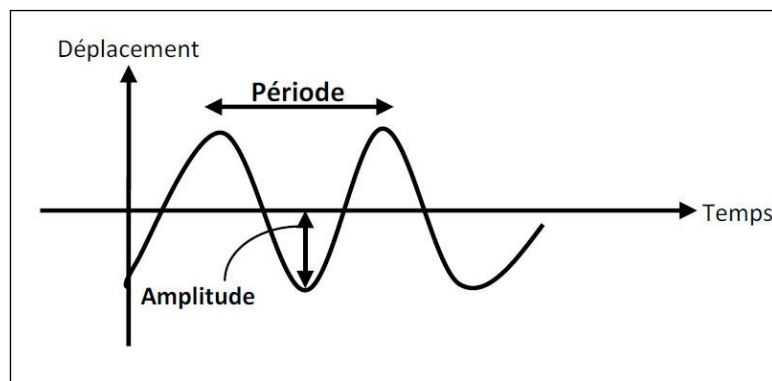


Figure I.4 : Mouvement ondulatoire

I-1-5-2- Définition du signal sismique :

Le signal sismique est complexe et aléatoire. Il peut être représenté comme la superposition d'ondes (des différents types) de fréquences variées dont l'amplitude est plus ou moins importante [4] (figure I.5).

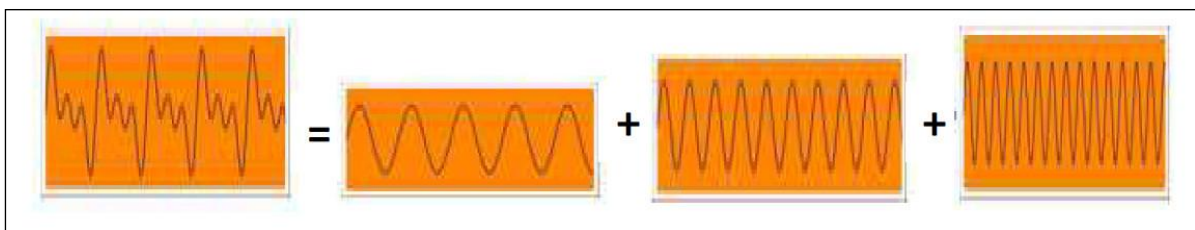


Figure I.5 : L'addition d'oscillations simples plus ou moins énergétiques.

I-1-5-3- Enregistrement du signal sismique :

Le signal sismique peut être introduit de deux manières différentes dans le calcul des structures [4]:

- Accélérogramme ;
- Spectres de réponse.

I-1-5-3-1-Les accélérogrammes :

Notre compréhension des forces ou déformations induites par les séismes s'est développée de manière considérable conséquemment à des mouvements de sol dus aux séismes, ou à la réponse des structures enregistrée sous forme d'accélérogrammes.

Les mouvements du sol enregistrés lors d'un séisme s'écrivent principalement sous la forme d'accélérogramme qui représente la variation de l'accélération dans une direction donnée en fonction du temps (figure I.6) ; nous pouvons de même enregistrer la vitesse ou le déplacement des particules du sol [4].

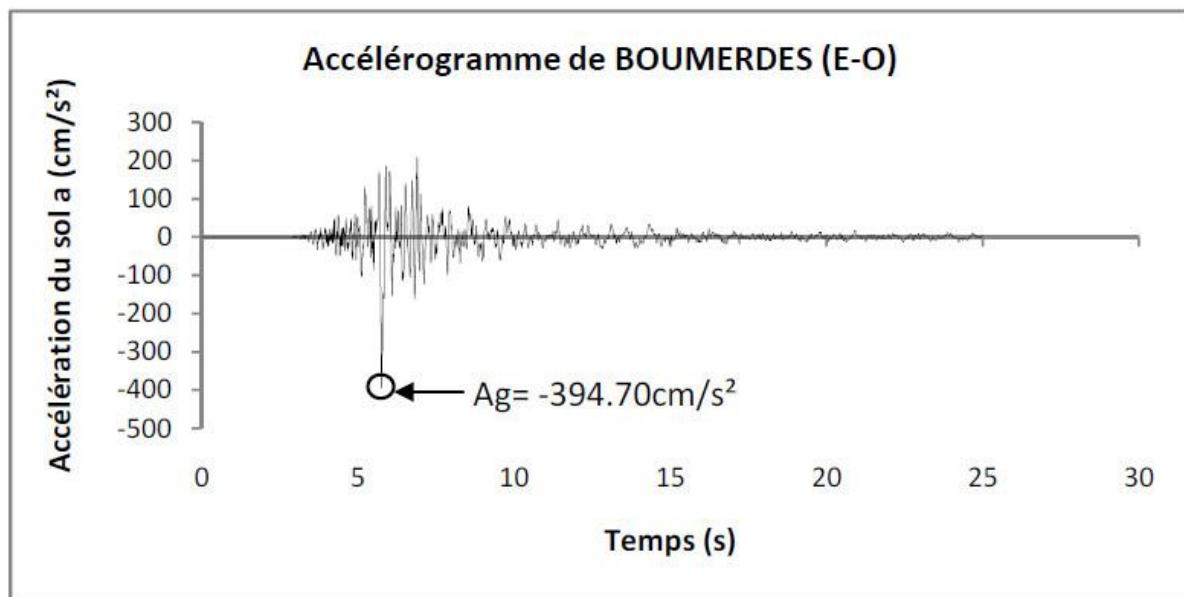


Figure I. 6 : Exemple d'accélérogramme (en cm/s^2)

Il convient de noter qu'en un point donné du sol, les mouvements des particules lors d'un séisme s'effectuent dans toutes les directions à l'horizontale comme à la verticale. C'est-à-dire, 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.6) sont:

- **L'amplitude:** généralement définie par la valeur du pic d'accélération ;
- **La fréquence:** une fréquence moyenne est déterminée en comptant le nombre de fois que l'accélérogramme coupe l'axe des abscisses par unité de temps ;
- **La durée:** c'est 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 [4].

I-2-Calcul de la réponse

I-2-1-Calcul linéaire :

I-2-1-1-Intégrale de Duhamel [17] :

$$X(t) = \frac{1}{M\omega} \int_{\tau_1}^{\tau_2} F(\tau) \sin \omega(t - \tau) d\tau$$

$$X(t) = \sin \omega t \frac{1}{M\omega} \int_{\tau_1}^{\tau_2} F(\tau) \cos \omega \tau d\tau - \cos \omega t \frac{1}{M\omega} \int_{\tau_1}^{\tau_2} F(\tau) \sin \omega \tau d\tau$$

$$X(t) = \frac{1}{M\omega} \left[\sin \omega t \int_{\tau_1}^{\tau_2} F(\tau) \cos \omega \tau d\tau - \cos \omega t \int_{\tau_1}^{\tau_2} F(\tau) \sin \omega \tau d\tau \right]$$

$$X(t) = \frac{1}{M\omega} [A(t) \sin \omega t - B(t) \cos \omega t]$$

$$\text{Avec : } A(t) = \int_{\tau_1}^{\tau_2} F(\tau) \cos \omega \tau d\tau \text{ et } B(t) = \int_{\tau_1}^{\tau_2} F(\tau) \sin \omega \tau d\tau$$

Intégration numérique (Méthode de Newton par exemple)

$$A(t_i) = A(t_{i-1}) + \left[F(t_{i-1}) - t_{i-1} \frac{DF_i}{Dt_i} \right] \frac{\sin \omega t_i - \sin \omega t_{i-1}}{\omega} + \frac{DF_i}{\omega^2 Dt_i} [\cos \omega t_i - \cos \omega t_{i-1} + \omega(t_i \sin \omega t_i - t_{i-1} \sin \omega t_{i-1})]$$

Et :

$$B(t) = B(t_{i-1}) + \left[F(t_{i-1}) - t_{i-1} \frac{DF_i}{Dt_i} \right] \frac{\cos \omega t_i - \cos \omega t_{i-1}}{\omega} + \frac{DF_i}{\omega^2 Dt_i} [\sin \omega t_i - \sin \omega t_{i-1} - \omega(t_i \cos \omega t_i - t_{i-1} \cos \omega t_{i-1})]$$

$DF_i = F_i - F_{i-1}$, $Dt_i = t_i - t_{i-1}$, $DA(t) = A(t_i) - A(t_{i-1})$ et $DB(t) = B(t_i) - B(t_{i-1})$

I-2-2- Calcul non linéaire :

I-2-2-1- Sources des non linéarités :

Elles appartiennent à l'une des deux classes suivantes [11]:

- *Non linéarités géométriques (cinématiques):*

Elles interviennent quand les déplacements et éventuellement les déformations sont suffisamment importantes. Dans ce cas les caractéristiques de rigidité de la structure sont non linéaires. En effet, lorsque les déplacements sont grands, les équations d'équilibre basées sur la géométrie initiale ne sont plus valides et doivent être modifiées pour prendre en compte les

Variations géométriques. Ceci affecte les relations FORCES-DEPLACEMENTS, car des forces internes supplémentaires sont générées, si ces déplacements causent de grandes déformations alors les termes non linéaires de déformation doivent être pris en compte.

- *Non linéarités constitutives (matérielle ou rhéologique):*

Elles se produisent dans le cas où le comportement du matériau ne peut plus être considéré comme élastique linéaire. Ces non linéarités sont propres au matériau et les paramètres physiques supposés indépendants des déplacements.

I- 2-2-2-Méthode de calcul non linéaire :

- Méthodes d'intégration pas à pas
- Méthode de Newmark

I- 2-2-2-1- Exposé de la méthode "pas à pas" [6]:

L'intégration pas à pas est fondée sur l'intégration, sur chaque pas de calcul, du vecteur accélération pour obtenir le vecteur vitesse et l'intégration de la vitesse qui donne le vecteur déplacement.

Pour cela, on choisit une forme de la fonction d'accélération sur l'intervalle de temps ou sur un intervalle plus étendu, soit : $\ddot{X}(t+\tau) = \ddot{X}_t + F(\tau)$

A noter que : $\ddot{X}(t+\tau)$ défini sur $]t, t+h]$ diffère de $\ddot{X}_{t+\tau}$ défini en $(t+\tau)$

$$\text{Alors : } \dot{X}(t+\tau) = \dot{X}_t + \ddot{X}_t \cdot \tau + \int_0^\tau F(\bar{\tau}) \cdot d\bar{\tau}$$

$$\text{Et: } X(t+\tau) = X_t + \dot{X}_t \cdot \tau + \ddot{X}_t \cdot \frac{\tau^2}{2} + \int_0^\tau \int_0^\tau F(\bar{\tau}) \cdot d\bar{\tau} \cdot d\bar{\tau}$$

$$\text{Si } F \text{ est de la forme : } F(\tau) = \alpha (\ddot{X}_{t+h} - \ddot{X}_t) \cdot \left(\frac{\tau}{h}\right)^n$$

$$\text{Alors : } \dot{X}_{t+h} = \dot{X}_t + \ddot{X}_t \cdot h + \frac{\alpha}{n+1} \cdot (\ddot{X}_{t+h} - \ddot{X}_t) \cdot h$$

$$\text{Et : } X_{t+h} = X_t + \dot{X}_t \cdot h + \ddot{X}_t \cdot \frac{h^2}{2} + \frac{\alpha}{(n+1) \cdot (n+2)} \cdot (\ddot{X}_{t+h} - \ddot{X}_t) \cdot h^2$$

Dans le cas particulier d'une accélération linéaire : $\alpha = 1, n=1$

$$F(\tau) = (\ddot{X}_{t+h} - \ddot{X}_t) \cdot \left(\frac{\tau}{h}\right)$$

$$\text{Alors : } \ddot{X}(t+\tau) = \ddot{X}_t + (\ddot{X}_{t+h} - \ddot{X}_t) \cdot \left(\frac{\tau}{h}\right)$$

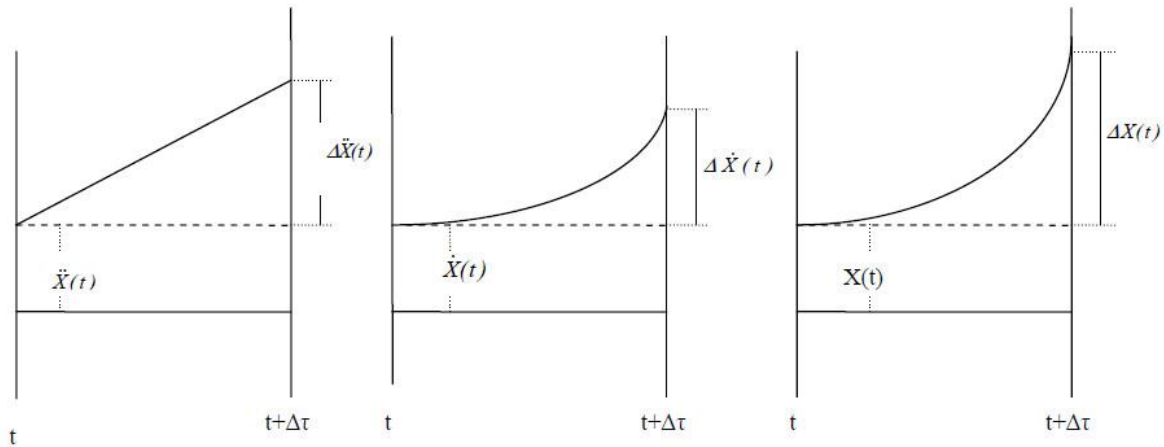
$$\text{Ou : } \ddot{X}(t+\tau) = \ddot{X}_t + \frac{\Delta \ddot{X}}{\Delta t} \cdot \tau$$

Cette hypothèse simplificatrice qui consiste à considérer la variation de l'accélération relative de la structure, linéaire sur chaque intervalle de temps, est à la base de la méthode que nous exposons ici. Le mouvement de l'oscillateur sur l'incrément de temps Δt , durant lequel la rigidité du système reste constante est caractérisé par les schémas de la (figure I.7). Ces schémas montrent les variations, respectivement quadratique et cubique de la vitesse et du déplacement, comme conséquence d'une variation linéaire de l'accélération.

L'évaluation des expressions de la vitesse et du déplacement (figure I.7) à la fin du pas, pour $\tau = \Delta t$, conduit aux relations suivantes pour l'accroissement de vitesse et de déplacement pendant un intervalle Δt :

$$\Delta \dot{X}(t) = \dot{X}(t) \cdot \Delta t + \Delta \ddot{X}(t) \cdot \frac{\Delta t}{2} \quad (\text{I.1})$$

$$\Delta X(t) = \dot{X}(t) \cdot \Delta t + \ddot{X}(t) \cdot \frac{\Delta t^2}{2} + \Delta \ddot{X}(t) \cdot \frac{\Delta t^2}{6} \quad (\text{I.2})$$



Accélération linéaire :

Vitesse quadratique :

Déplacement cubique :

$$\frac{\Delta\ddot{X}}{\Delta t} = c^{te}$$

$$\dot{X}(t + \tau) = \dot{X}(t) + \ddot{X}(t) \cdot \tau + \frac{\Delta\ddot{X}}{\Delta t} \cdot \frac{\tau^2}{2}$$

$$X(t + \tau) = X(t) + \dot{X}(t) \cdot \tau + \ddot{X}(t) \cdot \frac{\tau^2}{2} + \frac{\Delta\ddot{X}}{\Delta t} \cdot \frac{\tau^3}{6}$$

$$\ddot{X}(t + \tau) = \ddot{X}(t) + \frac{\Delta\ddot{X}}{\Delta t} \cdot \tau$$

Figure I.7 : Variation linéaire, quadratique et cubique d'accélération, de vitesse et de déplacement.

La poursuite du procédé permet d'évaluer la réponse complète de la structure dans le domaine non-linéaire, sur une période quelconque de temps [6].

I-2-3- Ductilité

• Rôle de la ductilité :

Les séismes de forte magnitude sollicitent la structure en dehors du domaine d'élasticité. Celle-ci doit être en mesure de résister en absorbant de grandes énergies de déformation, sans se ruiner.

La ductilité offerte par les matériaux de construction, l'acier en particulier, constitue un facteur important de résistance aux actions sismiques. En effet, les déformations inélastiques jouent un rôle très important dans le mécanisme d'absorption de l'énergie transmise à la structure par ces charges exceptionnelles [6].

I-3- Réglementation parasismique :

Les normes de construction parasismique 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 dans toutes les zones sauf les zones de sismicité négligeable.

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[8].

Selon le RPA 99 le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes [7] :

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

I-3-1-Méthode statique équivalente :

- **Principe :**

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

Le mouvement du sol peut se faire dans une direction quelconque dans le plan horizontal. Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies par le projeteur. Dans le cas général, ces deux directions sont les axes principaux du plan horizontal de la structure [7].

- **Modélisation :**

- Le modèle du bâtiment à utiliser dans chacune des deux directions de calcul est plan avec les masses concentrées au centre 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 (2) directions puissent être découplés.
- 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.
- Seul le mode fondamental de vibration de la structure est à considérer dans le calcul de la force sismique totale [7].

- **Conditions d'application de la méthode statique équivalente :**

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes :

- Le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation prescrites au chapitre III, paragraphe 3.5 (RPA 99/V 2003) avec une hauteur au plus égale à 65m en zones I et II et à 30m en zones III [7].

• **Calcul de la force sismique totale à la base [7].**

La force sismique totale V , appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

$$V = \frac{A.D.Q}{R} W \quad (I.3)$$

A : Coefficient d'accélération de zone.

A : Donné par le tableau 4.1 (RPA 99/V 2003) suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

D : Facteur d'amplification dynamique moyen.

D : En fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(T_2/T)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(T_2/3.0)^{\frac{2}{3}}(3.0/T)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3.0s \end{cases} \quad (I.4)$$

η : facteur de correction d'amortissement donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0.7 \quad (I.5)$$

Où ξ (%) est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

T_2 période caractéristique, associée à la catégorie du site et donnée par le tableau 4.7 (RPA 99/V2003).

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.

Q : Facteur de qualité.

Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

- la redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent

- la régularité en plan et en élévation
- la qualité du contrôle de la construction

La valeur de Q est déterminée par la formule : $Q = 1 + \sum_1^5 P_q$ (I.6)

P_q est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q " est satisfait ou non".
Sa valeur est donnée au tableau 4.4 (RPA 99/V2003).

R : Coefficient de comportement global de la structure.

Sa valeur unique est donnée par le tableau 4.3 (RPA 99/V2003) en fonction du système de contreventement.

W : Poids total de la structure.

W est égal à la somme des poids W_i , calculés à chaque niveau (i) :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{avec} \quad W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi} \quad (\text{I.7})$$

W_{Gi} : poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure.

W_{Qi} : charges d'exploitation.

β : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné par le tableau 4.5. (RPA 99/V2003).

- ***Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur :***

La résultante des forces sismiques à la base V doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon les formules suivantes [7]:

$$V = F_t + \sum F_i \quad (\text{I.8})$$

La force concentrée F_t au sommet de la structure permet de tenir compte de l'influence des modes supérieurs de vibration. Elle doit être déterminée par la formule :

$$F_t = 0,07 TV$$

Où T est la période fondamentale de la structure (en secondes). La valeur de F_t ne dépassera en aucun cas $0,25 V$ et sera prise égale à 0 quand T est plus petite ou égale à $0,7$ secondes.

La partie restante de V soit $(V - F_t)$ doit être distribuée sur la hauteur de la structure suivant la formule :

$$F_i = \frac{(V - F_t) W h_i}{\sum_{j=1}^n W_j h_j} \quad (I.9)$$

Fi : Effort horizontal revenant au niveau i.

hi : Niveau du plancher où s'exerce la force Fi.

wi : Poids revenant aux planchers i.

- **Distribution horizontale des forces sismiques :**

L'effort tranchant au niveau de l'étage k [7]:

$$V_k = F_t + \sum_{i=k}^n F_i \quad (I.10)$$

I -3-2-Méthode dynamique modale spectrale :

- **Principe**

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure [7].

- **Modélisation**

- 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.
- Pour les structures irrégulières en plan, sujettes à la torsion et comportant des planchers rigides, elles 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 (03) DDL (2 translations horizontales et une rotation d'axe vertical).
- Pour les structures régulières ou non comportant des planchers flexibles, elles sont représentées par des modèles tridimensionnels encastrés à la base et à plusieurs DDL par plancher.
- 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 [7].

• *Spectre de réponse de calcul :*

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant [7].

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0s \end{cases} \quad (I.11)$$

A: coefficient d'accélération de zone (tableau 4.1)

η: Facteur de correction d'amortissement (quant l'amortissement est différent de 5%)

$$\eta = \sqrt{7 / 2 + \xi} \geq 0.7 \quad (I.12)$$

ξ: Pourcentage d'amortissement critique (tableau 4.2)

R : coefficient de comportement de la structure (tableau 4.3)

T1, T2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site (tableau 4.7)

Q : facteur de qualité (tableau 4.4)

I-3-3- 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 [7].

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

$$M \cdot \ddot{X} + C \cdot \dot{X} + K \cdot X = -M \cdot \ddot{X}_s \quad (\text{I.13})$$

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

$$\ddot{X} + 2 \cdot \omega \cdot \xi \cdot \dot{X} + \omega^2 \cdot X = -\ddot{X}_s(t) \quad (\text{I.14})$$

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

CHAPITRE II

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

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

II-1-Spectre de réponse non-linéaire:

Introduction:

La plupart des notions et paramètres ,considérés pour les systèmes linéaires, se retrouvent dans l'analyse des spectres non-linéaires.

Toutefois, deux paramètres importants caractérisent les spectres non-linéaires: la ductilité et la dissipation d'énergie par déformations plastiques[6].

II-1-1- Nécessité du spectre de réponse non-linéaire:

La prise en considération du facteur de ductilité dans les calculs sismiques de structures exige des méthodes d'analyse dynamique dans le domaine non-linéaire. Cette analyse dynamique, bien que simple dans son principe, entraîne des calculs longs et volumineux même pour les structures relativement simples.

Vu la quantité de calculs des analyses dynamiques complètes d'une part et la simplicité d'application des spectres de réponse en élasticité d'autre part, il est assez logique de s'orienter vers la recherche d'une méthode simple de calcul en élasto-plasticité, basée sur l'idée de spectre de réponse; ce dernier devra interpréter directement la réponse dynamique maximale d'un oscillateur simple, ayant un comportement élasto-plastique, pour un séisme donné[6].

II-2- 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 défini dans l'Eurocode 8[EURO_8] (figure II.1), ou d'un spectre de réponse réel issu d'un séisme particulier [10].

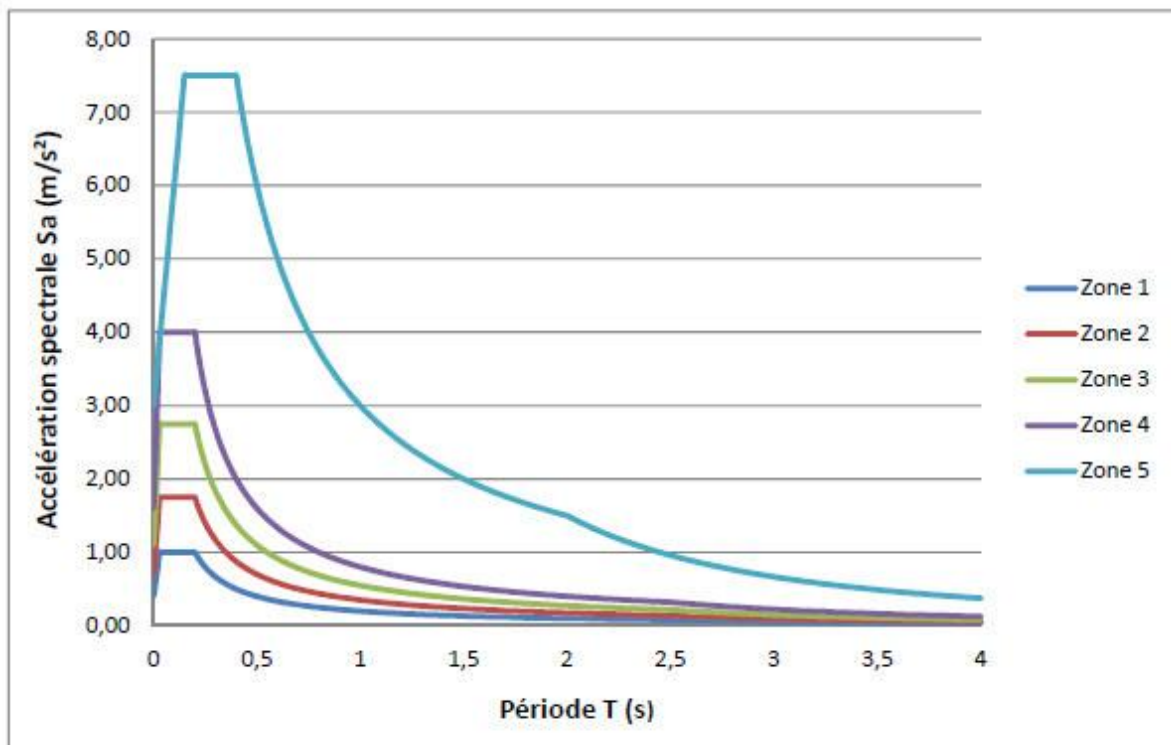


Figure II.1. Spectre de réponse défini dans l'Eurocode 8, selon le zonage sismique français, pour un sol de classe A (rocher)

II-3-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 [16].

II-4-La méthode push over :

II-4-1- Définition de l'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,

Les résultats de cette analyse sont représentés sous forme de courbe (voire figure II.2) qui relie l'effort tranchant à la base en fonction du déplacement du sommet de la structure [5].

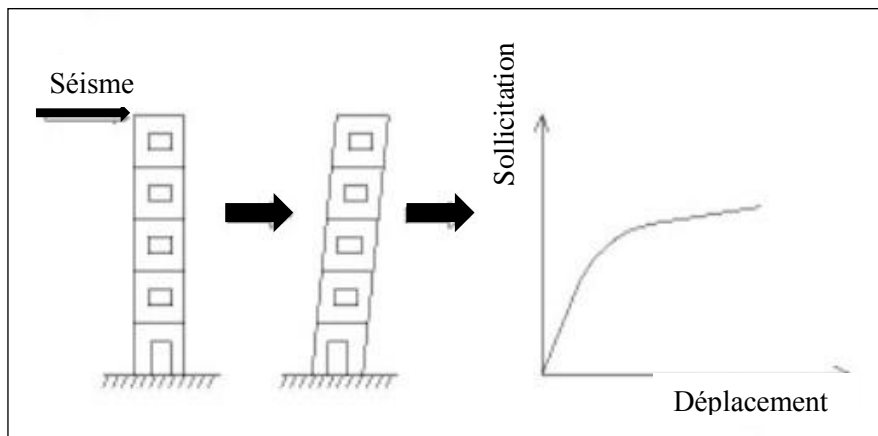


Figure II.2 : Signification physique de la courbe de capacité

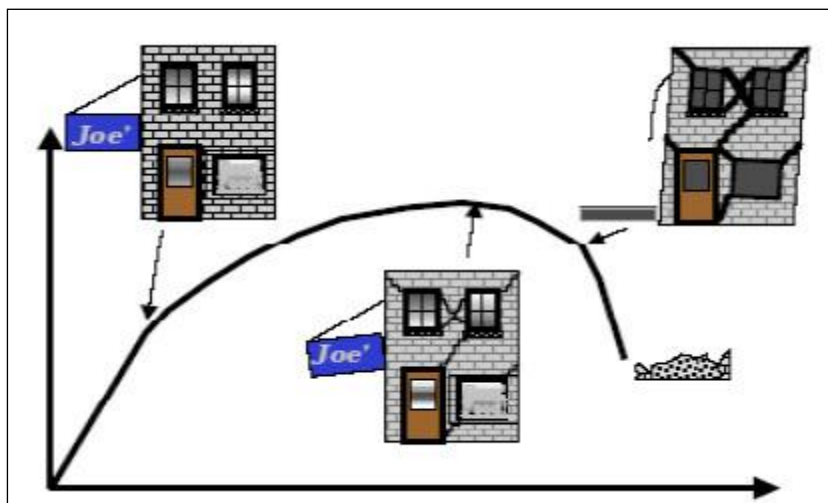


Figure II.3 : niveaux d'endommagement décrits par une courbe de capacité

D'après la (figure II.3) on remarque que la courbe est composée de quatre segments, chaque segment correspond à une étape d'endommagement.

Le premier niveau correspond au comportement élastique de la structure et représente le niveau de conception parasismique habituel. Il indique par conséquent un état d'endommagement superficiel (ou bien de non endommagement).

Le deuxième niveau d'endommagement correspond à un niveau de dommage contrôlé. La stabilité de la structure n'est pas en danger, mais toutefois un endommagement mineur est susceptible de se développer.

Le troisième niveau représente un état d'endommagement avancé, sa stabilité étant en danger. Au-delà de ce niveau, la structure est susceptible à l'effondrement, ne présentant aucune capacité de résistance [5].

II-4-2-Origine de l'analyse push over :

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 maximale) donnée par le premier mode de vibration de la structure simulé à un système linéaire équivalent [5].

II-4-3- But de l'analyse push over :

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

L'analyse push over est supposée fournir des informations sur plusieurs caractéristiques de la réponse qui ne peuvent être obtenues par une simple analyse élastique, on cite [5]:

L'estimation des déformations dans le cas des éléments qui doivent subir des déformations inélastiques afin de dissiper de l'énergie communiquée à la structure par le mouvement du sol.

La détermination des sollicitations réelles sur les éléments fragiles, telles que les sollicitations sur les assemblages de contreventements, les sollicitations axiales sur les poteaux, les moments sur les jonctions poteaux-poutre, les sollicitations de cisaillement.

Les conséquences de la détérioration de la résistance des éléments sur le comportement global de la structure ce qui permet de déterminer les points forts et les points faibles de notre structure.

L'identification des zones critiques dans lesquelles les déformations est supposée être grandes.

L'identification des discontinuités de résistance en plan et en élévation qui entraînent des variations dans les caractéristiques dynamiques dans le domaine inélastique.

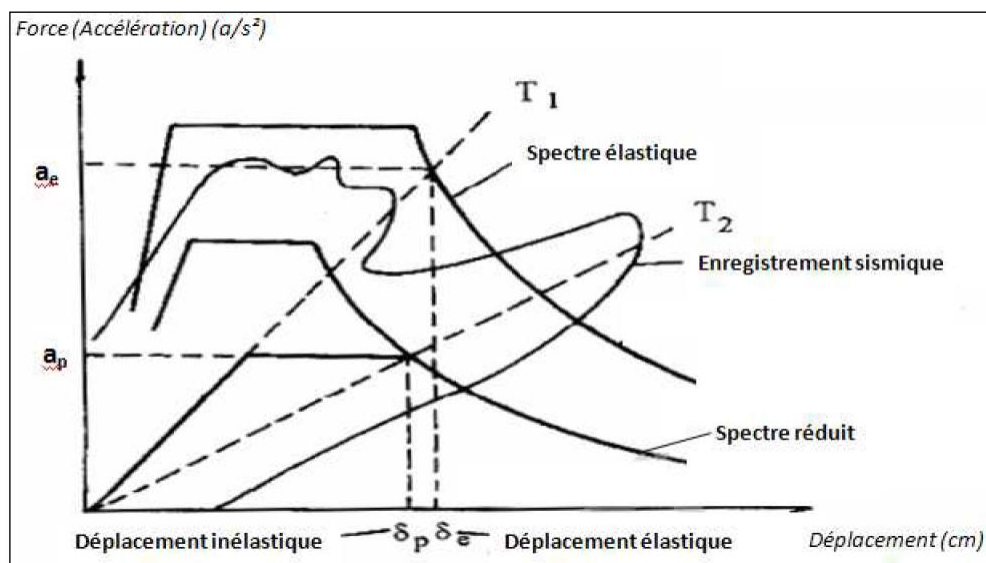
II-5- Spectre de capacité :

L'une des étapes primordiales dans la procédure d'évaluation de la capacité parasismique (performance sismique) des structures, consiste en l'estimation inélastique max "demande" sous un niveau d'excitation sismique donné. Des méthodes simplifiées ont été proposées afin d'éviter l'analyse temporelle non linéaire. Les plus utilisées sont la méthode du spectre de capacité et la méthode du coefficient de déplacement.

Le spectre de capacité est une autre alternative de représentation du spectre inélastique. Au lieu d'utiliser le graphe accélération-période, une courbe force-capacité (accélération-déplacement) est tracée (figure II.4). L'avantage de cette représentation est l'illustration conjuguée de la force et de la demande de déplacement. Pour les forces élastiques la demande du déplacement élastique et la période élastique peuvent être déterminées.

Pour le comportement inélastique la demande du déplacement inélastique est obtenue au niveau de la branche horizontale de la courbe de capacité avec un spectre inélastique réduit; et la période concordante avec le déplacement inélastique peut être déterminée.

La méthode du spectre de capacité incluse dans la procédure ATC 40 est basée sur la méthode de linéarisation équivalente, dans laquelle le déplacement inélastique max est évalué en utilisant une méthode itérative nécessitant l'analyse d'une série de systèmes linéaires équivalents [4].

**Figure II.4 : Spectres de capacité**

II -6- Niveaux de performance selon les codes parasismiques :**II-6-1-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 [4]:

- **Sécurité des vies** : exigence fondamentale.
- **Réparation de l'endommagement** : une distinction est faite entre endommagement structurel réparable et endommagement structurel non réparable.
- **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.

II-6-2-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 égale à 10 % sur 50 ans, 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 égale à 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 [9].

II-7-Etat de dommage d'une structure :**II-7- 1- Indices de dommage :**

Les indices de dommage et de ruine proposés par les chercheurs sont nombreux et variés et peuvent être définis pour chaque élément (indice local) ou reliés à la structure entière (indice global). Tout d'abord, la ductilité cinématique ou cyclique, μ , fut choisie comme paramètre de mesure de dommage structural, ce qui équivaut à supposer que la ruine est escomptée pour un déplacement plastique maximal indépendamment du nombre de cycles ou de l'énergie dissipée. Ensuite, plusieurs formules basées sur l'énergie dissipée, E_H , ont été développées. Une autre approche, basée sur l'accumulation de dommage due aux charges cycliques, est d'habitude modélisée par la loi du "cycle-bas de fatigue" (low-cycle fatigue law). D'autres indices sont basés sur la combinaison de la demande de ductilité et d'énergie dissipée (Cosenza et Manfredi, 2000).

Park, Ang et W en (1984) ont proposé une forme simple et largement utilisée de l'indice de dommage pour les structures en béton armé. Cet indice est défini comme une fonction linéaire du taux de déplacement maximal ($X_{max}(t)/X_{max}$) et du facteur de demande d'énergie ($\frac{E_H}{R_y \cdot X_{max}}$),

soit :

$$DI = \frac{X_{max}(t)}{X_{max}} + \beta \cdot \frac{E_H}{R_y \cdot X_{max}} \quad (II.1)$$

OÙ : $X_{max}(t)$ est la déformation maximale sous charge sismique, X_{max} le déplacement limite sous charge monotone et R_y la charge de limite élastique. La propriété de la structure est représentée par un nombre positif β reflétant la capacité relative d'absorption d'énergie de la structure et ne pouvant pas être indépendant de l'excitation (Brahimi, 1989 et Chopra, 2001) ; β varie en général, entre 0,05 et 1. Selon ce modèle, la ruine (effondrement) a lieu lorsque cet indice est égal à 1[6].

CHAPITRE III

Revue des différentes méthodes simplifiées d'analyse en performance

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

III-1-Méthode de capacité spectrale "ATC 40" :

La méthode de capacité spectrale "ATC 40" est une méthode, conçue pour les constructions en béton armé, publiée aux Etats-Unis en 1996 par "Applied Technology Council"[12].

III -2-Approche du code ATC 40 :

La méthode d'analyse proposée dans ATC 40 est désignée par la "méthode du spectre de capacité". Le principe de cette méthode consiste à superposer une courbe représentant la capacité résistante d'une structure issue d'une analyse statique non linéaire par push over avec une courbe représentative de la sollicitation apportée par le séisme dérivé du spectre de réponse élastique à 5% d'amortissement. L'intersection de ces deux courbes représente un point de fonctionnement (point de performance) permettant d'évaluer le déplacement maximal que la structure subira et subséquemment son degré d'incursion dans le domaine plastique ce qui permet d'évaluer l'amortissement équivalent correspondant [13].

III -2-1-Conversion de la courbe de capacité en spectre de capacité :

Pour utiliser la méthode du spectre de capacité, il est nécessaire de convertir la courbe de capacité, qui est en termes d'effort tranchant à la base et le déplacement en tête (V—d) en un spectre de capacité qui est la représentation de la courbe de capacité en format accélération spectrale-déplacement spectrale (Sa—Sd) (figure III.1). Les équations nécessaires pour faire la transformation sont les suivantes [13]:

$$S_a = \frac{V/W}{\alpha_1} \quad (\text{III.1})$$

$$S_d = \frac{d}{PF_1 \Phi N_1} \quad (\text{III.2})$$

OÙ :

PF_1 : Facteur de participation modale du premier mode.

α_1 : Coefficient de masse modal du premier mode.

W : poids total de la structure.

Φ_{N1} : Amplitude au sommet du premier mode.

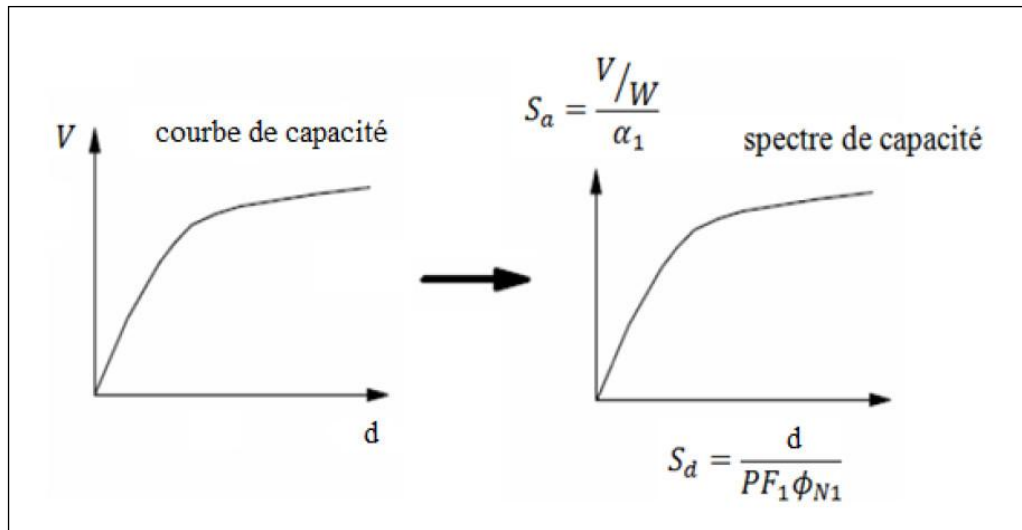


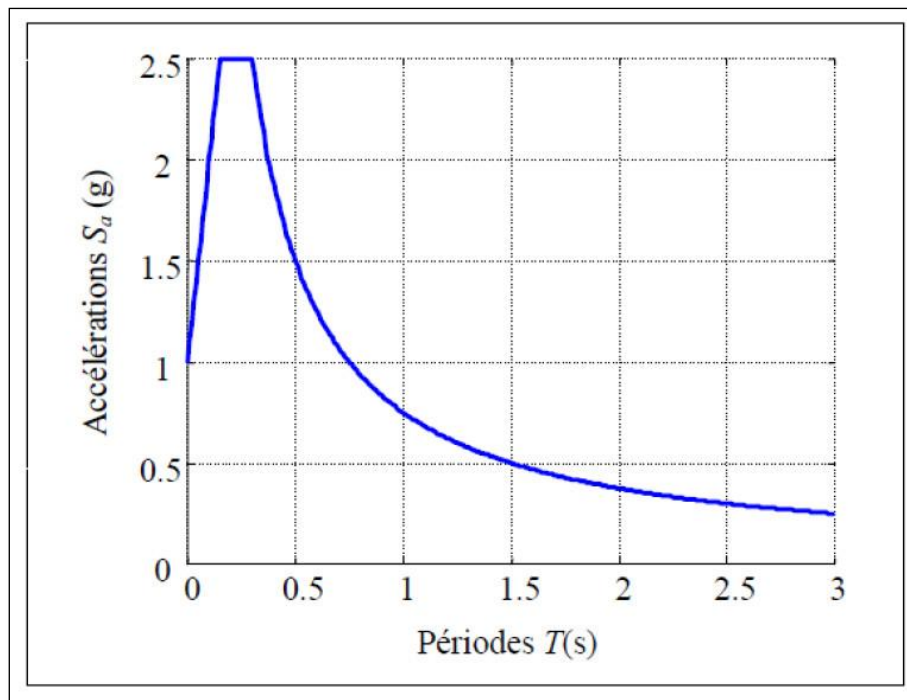
Figure III.1 : Conversion de la courbe de capacité en spectre de capacité.

III -2-2-Conversion du spectre de la demande au format accélération-déplacement

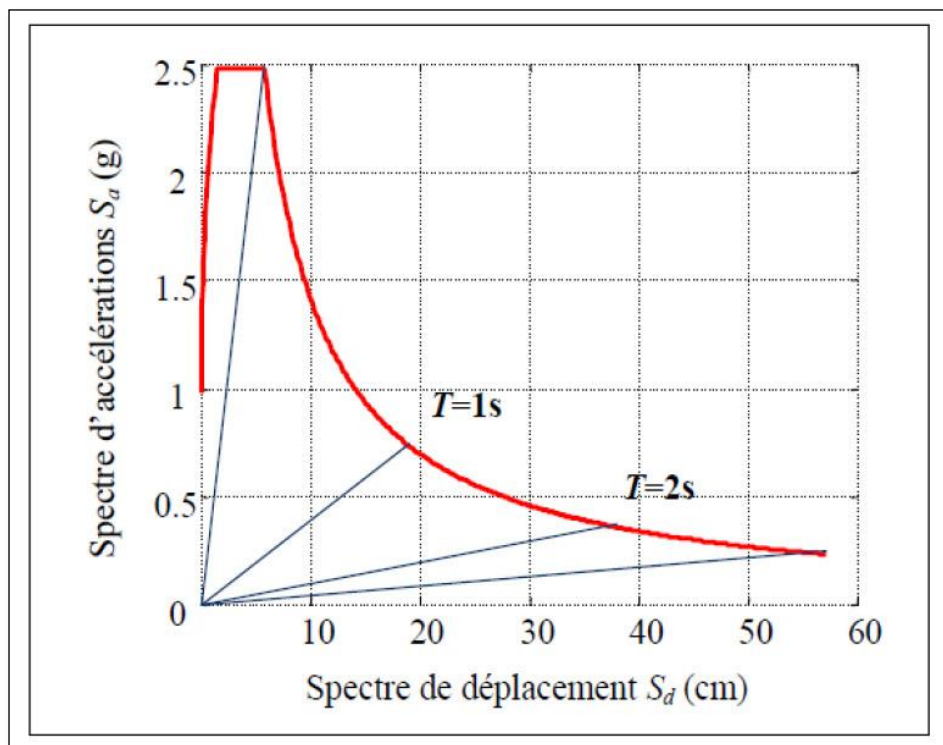
Le spectre de réponse élastique (figure III.2a) est transformé du format traditionnel accélérations-périodes (S_a-T) au format accélération –déplacements (S_a-S_d) en utilisant la relation suivante :

$$S_d = \frac{T^2}{4\pi^2} s_a \quad (III.3)$$

OÙ, S_a et S_d sont respectivement, l'accélération spectrale et le déplacement spectrale correspondant aux périodes T , avec une constante d'amortissement visqueux fixée à 5% (figure III.2b) [13].



a) Spectre de réponse dans le format traditionnel accélérations-période.



b) Spectre de réponse dans le format accélération—déplacement.

Figure III.2 : conversion du spectre élastique (S_a-T) au format (S_a-S_d)

Le déplacement cible dans l'ATC-40CSM est calculé comme le déplacement maximum d'un SDF linéairement élastique système avec une période équivalente, T_{eq} , et le rapport d'amortissement équivalent, ζ_{eq} donnée par [14]:

$$T_{eq} = T_0 \sqrt{\frac{\mu}{1+\alpha\mu-\alpha}} ; \zeta_{eq} = \zeta_0 + \kappa \frac{1}{\pi} \frac{(\mu-1)(1-\alpha)}{\mu(1+\alpha\mu-\alpha)} \quad (III.4)$$

Dans laquelle T_0 est la première période de vibration du système non linéaire,
 α est le rapport de rigidité de post-production,
 μ est le déplacement maximum rapport de ductilité,
et κ est le facteur d'ajustement pour tenir compte approximativement des variations de comportement hystérétique de la structure en béton armé.

III -2-Méthode de FEMA 356 :

III-2-1-FEMA-356 Méthode de Coefficient :

Le déplacement cible dans la FEMA CM-356 est calculé à partir de [14] :

$$\delta_t = C_0 C_1 C_2 C_3 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} g \quad (III.5)$$

S_a : une accélération du spectre de réponse

g : accélération due à la pesanteur

T_e : période fondamentale efficace du bâtiment dans la direction considérée calculé en modifiant la période de vibration fondamentale à partir de analyse dynamique élastique, par exemple, l'analyse valeur propre, T_i , par [14]:

$$T_e = T_i \sqrt{\frac{K_i}{K_e}} \quad (III.6)$$

Dans lequel **K_i** est la raideur élastique de bâtiment

Et **K_e** est la rigidité effective de la construction obtenue par idéaliser la courbe de push over comme une relation bilinéaire,

C_0 : facteur de modification qui concerne la réponse élastique d'un système à un seul degré de liberté pour le déplacement élastique multi-degrés-de-liberté bâtiment au niveau du nœud de commande pris comme étant le premier facteur de participation de mode ou choisi parmi les valeurs du tableau dans FEMA-356;

C1: facteur de modification qui concerne le déplacement maximum inélastique et élastique du Système à un seul degré de liberté calculée à partir de [14]:

$$C1 = \begin{cases} 1.0; & T_e \geq T_s \\ \frac{1.0 + (R-1)T_s/T_e}{R}; & T_e < T_s \\ 1.5; & T_e < 0.1s \end{cases} \quad (III.7)$$

Dans lequel **R** est le rapport des forces élastiques et de rendement ;

Et **Ts** : est la période de l'angle où le spectre de réponse transitions de pseudo- accélération constante de pseudo-vitesse constante ;

C2 : facteur de modification pour représenter les effets de la forme pincé hystérésis, dégradation de la rigidité et la force détérioration sélectionnés soit à partir de valeurs du tableau en fonction du système d'encadrement (voir FEMA-356 pour plus de détails des différents systèmes d'encadrement) et le niveau de performance ou pris comme un pour l'analyse non linéaire;

Et **C3** : facteur de modification pour représenter augmenté déplacement dû aux effets P-delta calculées à partir.

$$C3 = \begin{cases} 1.0; & \alpha \geq 0 \\ 1.0 + \frac{|\alpha|(R-1)^{3/2}}{T_e}; & \alpha < 0 \end{cases} \quad (III.8)$$

α est le rapport de la raideur post- production, raideur élastique efficace.

III-3-Méthode N2 :

La méthode N2 est une approche basée sur le déplacement, N désigne le comportement non-linéaire et 2 désigne deux modèles mathématiques [Fajfar 2001]. Le principe de cette analyse consiste à combiner entre deux modèles mathématiques [15]:

- L'analyse push over d'un système à plusieurs degrés de liberté.
- L'analyse de la réponse spectrale d'un système à seul degré de liberté.

La transformation du système à plusieurs degré de liberté en un système à un degré de liberté en 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 [15]:

$$S_{de} = \frac{T^2}{4\pi^2} S_{ae} \quad (III.9)$$

sae et **Sde** sont l'accélération et le déplacement élastique.

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 [15] :

$$S_a = \frac{S_{ae}}{R_\mu} \quad (III.10)$$

$$S_d = \frac{\mu}{R_\mu} S_{de} = \frac{\mu}{R_\mu} \frac{T^2}{4\pi^2} S_{ae} = \mu \frac{T^2}{4\pi^2} S_a \quad (III.11)$$

Sa, **Sd**, **μ** , **R_μ** : représentent respectivement l'accélération inélastique, 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_μ** . Parmi ces propositions nous présentons celle décrite dans la méthode N2 [Fajfar 2001] [15] :

$$R_\mu = (\mu - 1) \frac{T}{T_c} + 1 \quad T < T_c \quad (III.12)$$

$$R_\mu = \mu \quad T > T_c \quad (III.13)$$

T_c : période caractéristique du sol, **μ** : 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 (III.14) [15] :

$$\{P\} = [M]\{\Phi\} \quad (III.14)$$

$\{P\}$: Vecteur de forces, **$\{\Phi\}$** : Vecteur modal, **$[M]$** : matrice de masse,

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 [15] :

$$S_a = \frac{Q^*}{M^*} \quad (III.15)$$

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 (III.16) (M^* et Q_y^* : masse et effort à la base de l'oscillateur équivalent) et de la position de cette période par rapport à la période caractéristique du sol. On distingue deux cas [15] :

$$T_{eq} = 2\pi \sqrt{\frac{x_y^* M^*}{Q_y^*}} \quad (III.16)$$

$$1^{er} \text{ cas : } T_{eq} \geq T_c \quad S_d = S_{de} \quad (III.17)$$

$$\mu = R\mu \quad (III.18)$$

$$2^{ème} \text{ cas : } T_{eq} < T_c \quad S_d = \mu x_y^* = \frac{S_{de}}{R\mu} \left[1 + (R\mu - 1) \frac{T_c}{T_{eq}} \right] \quad (III.19)$$

Le déplacement du système à plusieurs degrés de liberté peut être calculé par l'équation (III.20) sachant que Γ est le facteur de participation modale donné par l'équation (III.21) [15] :

$$x_t = x^* \Gamma \quad (III.20)$$

$$\Gamma = \frac{\sum_{i=1}^N M_i \phi_i}{\sum_{i=1}^N M_i \phi_i^2} \quad (III.21)$$

La figure suivante montre schématiquement les différentes étapes de l'analyse [Chopra & Goel 1999].

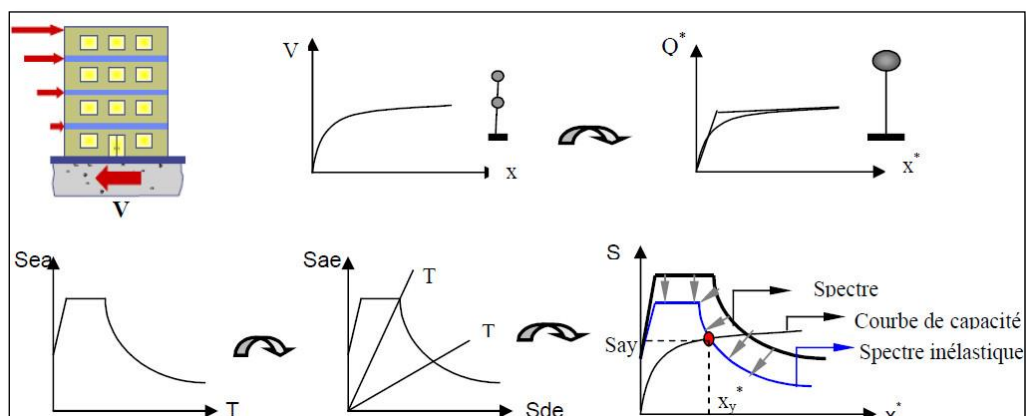


Figure III.3: Représentation schématique de la méthode

III-4-Transformation du système à plusieurs degrés de liberté en un système équivalent à un seul degré de liberté :

La structure à plusieurs degrés de liberté est modélisée par un oscillateur équivalent à un seul degré de liberté [18].

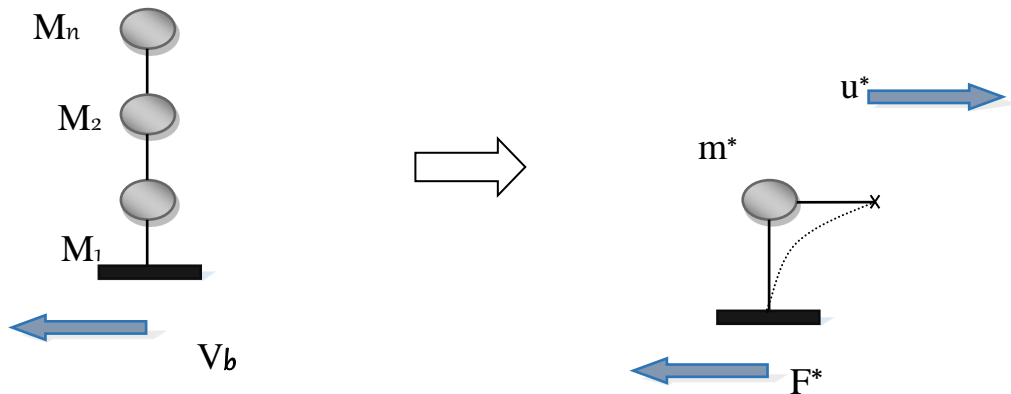


Figure III.4 : caractéristique d'un système à un degré de liberté équivalent.

Si on prend seulement le mode fondamental ; l'expression des déplacements de la structure en fonction des déplacements modaux est donnée par l'équation [18] :

$$d_t = \Gamma_1 \cdot \emptyset_1 \cdot D_1(t) \quad (\text{III.22})$$

Avec :

$D_1(t)$: Déplacement au sommet à un instant t .

Γ_1 :Facteur de participation modale correspondant au premier mode de vibration.

\emptyset_1 : Amplitude du premier mode de vibration au sommet.

Pour un instant donné ; la relation entre le déplacement au sommet (d_t) et le déplacement correspondant au premier mode du système équivalent (d^*) est :

$$d^* = \frac{d_t}{\Gamma} \quad (\text{III.23})$$

Ce qui permet de relier les déplacements du point de contrôle de la courbe push over (**d_t**) aux déplacements correspondant à un système à un seul degré de liberté (**d^***).

La relation entre l'effort tranchant à la base la structure et l'accélération correspondante du système équivalent à un seul DDL est exprimé par [18]:

Tel que
$$F^* = \frac{V}{\Gamma} \quad (\text{III.24})$$

$V = p\{\varnothing\}^T M\{I\} = p \sum_{i=1}^N m_i \varnothing_i$; L'effort tranchant à la base du système à plusieurs degrés de liberté ; et F^* la force équivalente du système à un seul degré de liberté.

La constante Γ habituellement appelée facteur de participation modale ; contrôle la transformation des quantités du système à plusieurs degrés de liberté au système à un seul degré de liberté et vice versa ; il est déterminé à partir de l'équation suivante [18] :

$$\Gamma = \frac{\varnothing^T M t}{\varnothing^T M \varnothing} = \frac{\sum m_i \varnothing_i}{\sum m_i \varnothing_i^2} = \frac{m^*}{\sum m_i \varnothing_i^2} \quad (\text{III.25})$$

CHAPITRE IV

Comparaison, critique et re- commandations

CHAPITRE IV: Comparaison, critique et recommandations

IV-1- Application Numérique :

IV-1-1-Description de la structure :

$H = 3\text{m}$, $L = 4\text{m}$, $\sigma_e = 240\text{ Mpa}$ et $E = 2(10)^5\text{Mpa}$

Poteau $(40 \times 40)\text{ cm}^2 \rightarrow I_{\text{poteau}} = 21,33 \cdot (10)^{-4}\text{ m}^4$

Poutre $(40 \times 30)\text{ cm}^2 \rightarrow I_{\text{poutre}} = 16 \cdot (10)^{-4}\text{ m}^4$

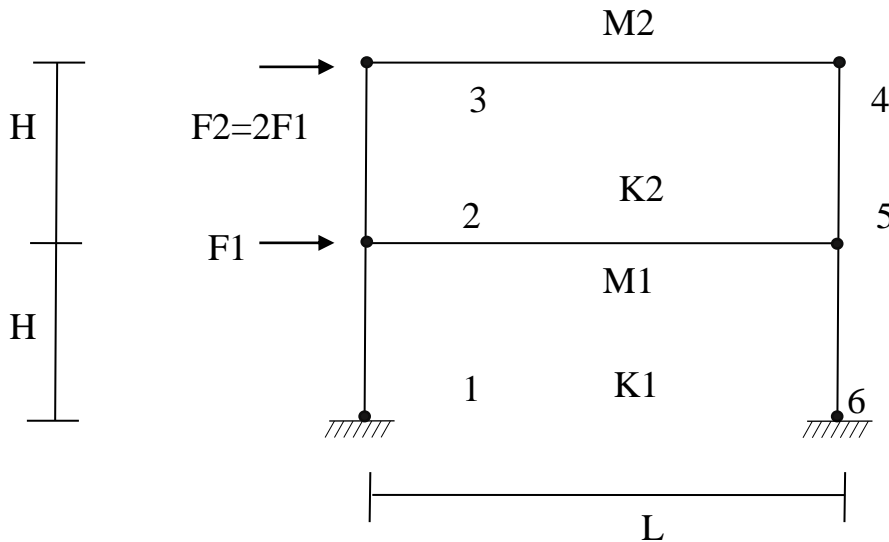


Figure IV.1 Structure étudiée

$$\text{Poteau} \left\{ \begin{array}{l} M_p(\text{pot}) = \frac{3\sigma_e I_{\text{poteau}}}{h_{\text{poteau}}} = 3839.4 \text{ KN.m, } (M_p = \text{moment plastique}) \\ M_{em}(\text{pot}) = \frac{M_p}{1.5} = 2559.6 \text{ KN.m, } (M_{em} = \text{moment élastique max}) \end{array} \right.$$

$$\text{Poutre} \left\{ \begin{array}{l} M_p(\text{pout}) = \frac{3\sigma_e I_{\text{pout}}}{h_{\text{pout}}} = 2880 \text{ KN.m} \\ M_{em}(\text{pout}) = \frac{M_p}{1.5} = 1920 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

IV-1-2- Diagramme des moments (méthode approchée) :

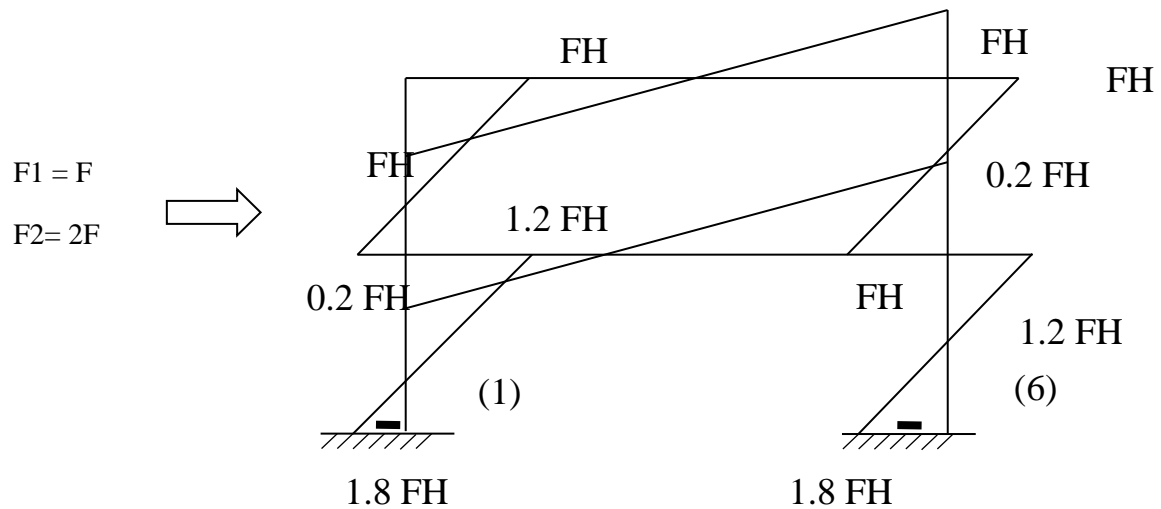


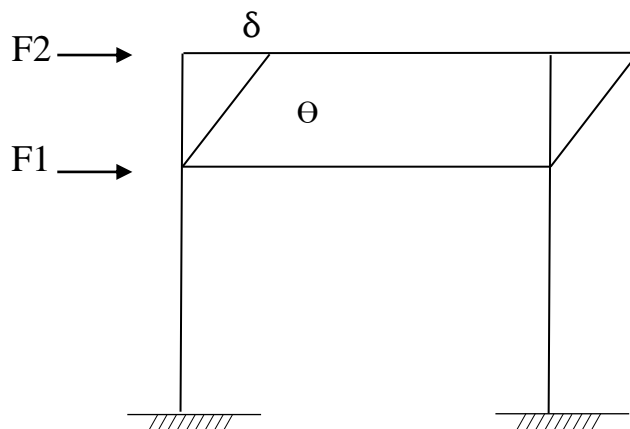
Figure IV.2 Diagramme des moments

IV-1-3- Mécanisme de ruine :

Nombre de mécanismes indépendants: $m = n - h = 6 - 3 = 3$

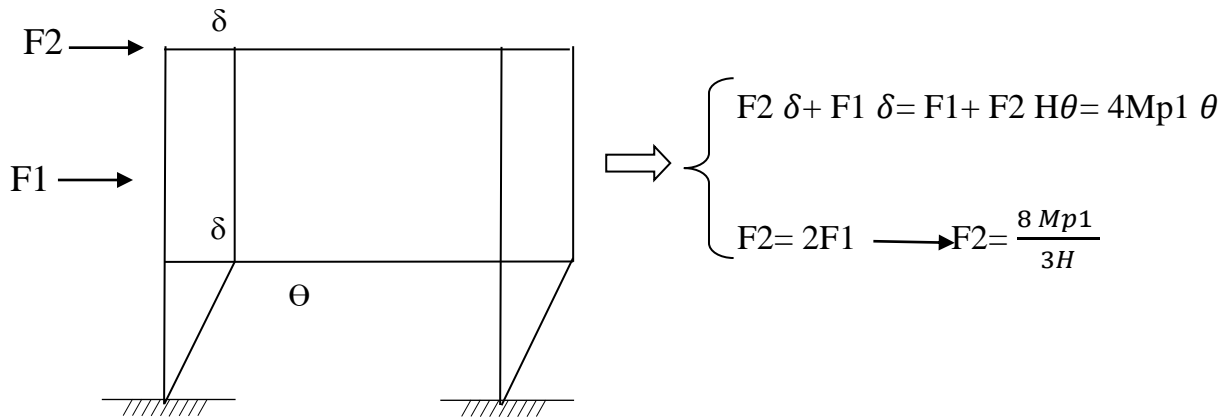
$I_{\text{poteau}} = 1.33 I_{\text{poutre}}$ (poteau fort, poutre faible) $\Rightarrow M_{\text{p poteau}} = 1.33 M_{\text{p poutre}}$.

a) Mécanisme a

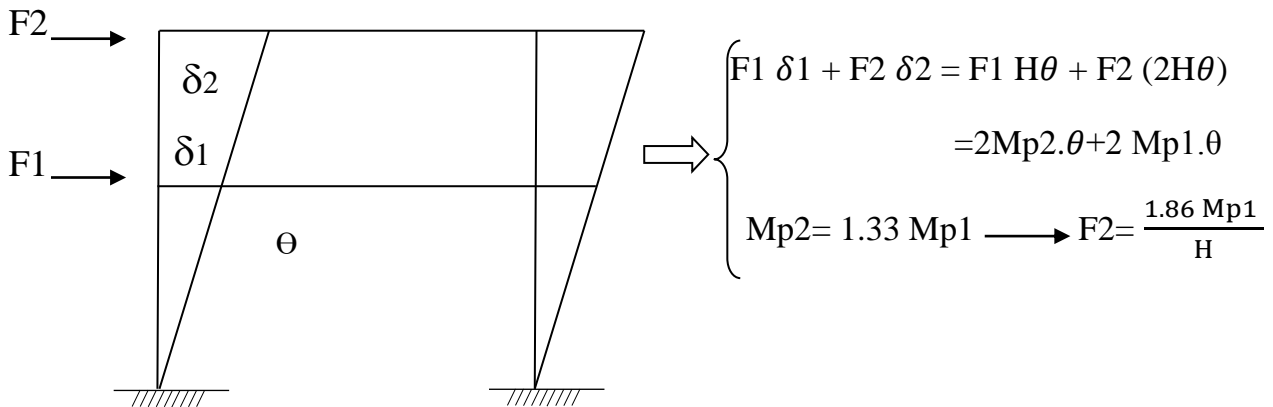


$$F_2 \delta = F_2 H \theta = 4 M_{p1} \theta \Rightarrow F_2 = \frac{4 M_{p1}}{H}$$

b) Mécanisme b



c) Mécanisme c



$F_2 (c) < F_2 (b) < F_2 (a)$. Donc : le mécanisme (c) est le mécanisme de ruine

La charge de ruine dans ce cas est: $F_2 = \frac{1.86 M_{p1}}{H} = 1790 \text{ KN}$

IV-1-4-Etude du système :

➤ Phase élastique ($M_{\max} \leq M_{\text{em}}$):

$$M_{p1} = 2880 \text{ kN.m} \longrightarrow M_{\text{em}1} = \frac{M_{p1}}{1.5} = 1920 \text{ kN.m}$$

$$M_{p2} = 3839.4 \text{ kN.m} \longrightarrow M_{\text{em}2} = 2559.6 \text{ kNm.}$$

Le moment max se trouve au niveau du pied de poteau (sections 1 et 6) :

$$M_{\max} = 1.8 F.H$$

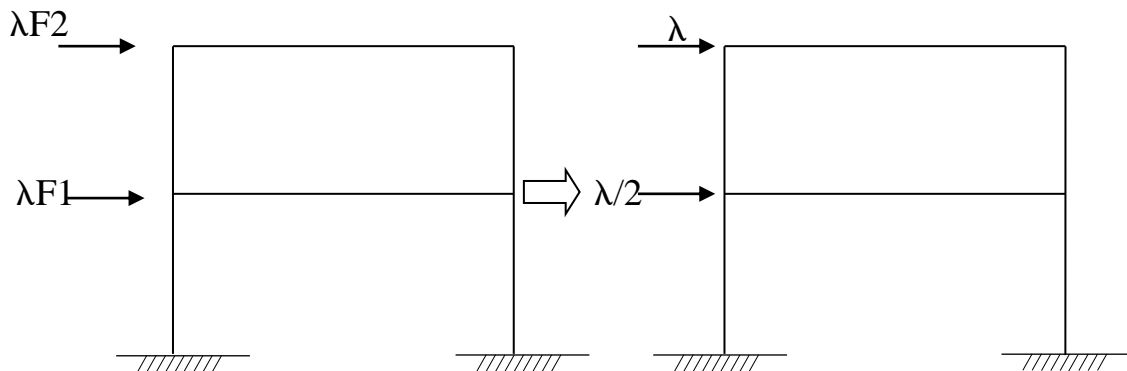
-Le comportement est élastique tant que $M_{max} \leq M_{em2}$

$$\longrightarrow 1.8 F.H \leq 2559.6 \text{ kN.m} \longrightarrow F \leq \frac{2559.6}{1.8 (3)} = 474 \text{ kNm}$$

$$F_2 = 2F \longrightarrow F \leq 948 \text{ KN}$$

F2 est normalisée à 1 $\longrightarrow F_1 = 1/2$

-Pour décrire l'accroissement de F2 (et F1), on utilise l'incrément λ , ($\lambda \geq 1$)



$$\text{Donc : } 1 \leq \lambda \leq 948 \text{ kN.}$$

$$V_b = \lambda + \lambda/2 = 3/2 \lambda \longrightarrow 3/2 \leq V_b \leq 1422 \text{ Kn}$$

$$\{X\} = [f]\{F\}; \text{ avec : } \begin{cases} \{X\}: \text{vecteur déplacement} \\ [f]: \text{matrice de flexibilit é} \\ \{F\}: \text{vecteur force} \end{cases}$$

$$\text{Donc, } \begin{Bmatrix} x_1 \\ x_2 \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{1}{k_1} & \frac{1}{k_2} \\ \frac{1}{k_1} & \frac{1}{k_1} + \frac{1}{k_2} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} F_1 \\ F_2 \end{Bmatrix}$$

En utilisant l'incrément λ et sachant que $F_2 = 1$

$$\begin{Bmatrix} x_1 \\ x_2 \end{Bmatrix} = \begin{pmatrix} \frac{1}{k_1} & \frac{1}{k_1} \\ \frac{1}{k_1} & \frac{1}{k_1} + \frac{1}{k_2} \end{pmatrix} \begin{Bmatrix} \lambda/2 \\ \lambda \end{Bmatrix}$$

En utilisant l'incrément λ et sachant que $F_2 = 1$

$$\begin{Bmatrix} x_1 \\ x_2 \end{Bmatrix} = \begin{pmatrix} \frac{1}{k_1} & \frac{1}{k_1} \\ \frac{1}{k_1} & \frac{1}{k_1} + \frac{1}{k_2} \end{pmatrix} \begin{Bmatrix} \lambda/2 \\ \lambda \end{Bmatrix}$$

-Comme on s'intéresse à X_2 (déplacement du 2ème étage) :

$$\text{On a : } X_2 = \frac{\lambda}{2K_1} + \lambda \left(\frac{1}{K_1} + \frac{1}{K_2} \right) = \frac{\lambda}{2K_1} + \lambda \frac{K_1 + K_2}{K_1 \cdot K_2} = \frac{\lambda}{K_1} \left(\frac{1}{2} + \frac{K_1 + K_2}{K_2} \right)$$

$$\text{Comme } K_1 = K_2 = \frac{2(12)EI(\text{POT})}{H^3} = 3792 \cdot 10^2 \text{ kN/m}$$

$$\text{Donc } X_2 = 2.5 \frac{\lambda}{K}$$

$$X_2 (\text{m}) = 6.6(10)^{-6} \lambda$$

$$\text{Finalement : } \left\{ \begin{array}{l} \lambda : 1 \longrightarrow 948 \text{ kN} \\ V_b : 3/2 \longrightarrow 1422 \text{ kN} \\ X_2 : 6.6 (10)^{-6} \longrightarrow 62.6 (10)^{-4} \text{ m} \end{array} \right.$$

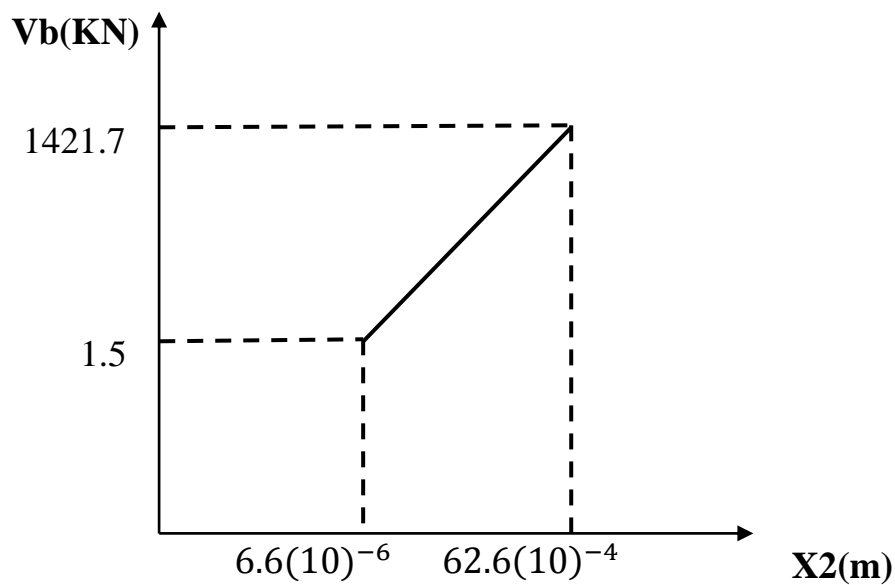
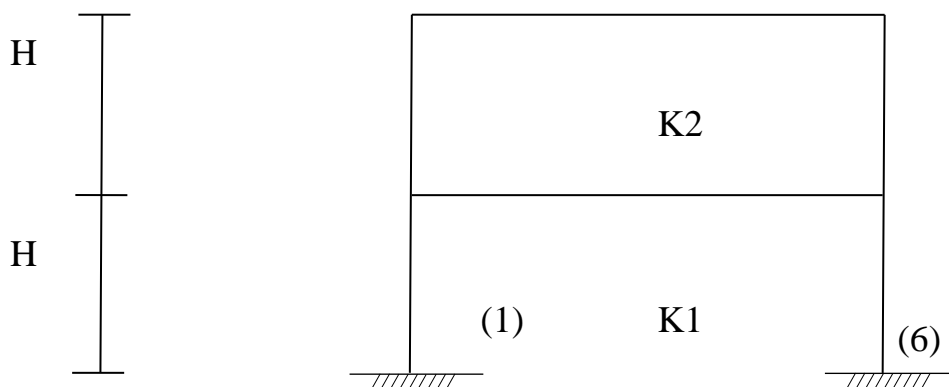


Figure IV.4 : La phase élastique

➤ Phase élasto-plastique :

a)Apparition des premières rotules plastiques en 1 et 6 (moment max) :



$$K1 = \frac{2(3)EI(pot)}{H^3}$$

$$K2 = \frac{2(12)EI(POT)}{H^3} = 3792(10)^2 \text{ kN/m}$$

$$K1 = \frac{K2}{4} \text{ et } K2 = 4 K1 \longrightarrow K1 + K2 = \frac{5}{4} K2$$

$$\begin{cases} M_{\max}(pot) = 1.8 FH \geq Mem(pot) = 2559.6 \text{ kN.m} \\ M_{\max}(pout) = FH \leq Mem(pout) = 1920 \text{ kN.m} \end{cases}$$

Par application du principe : poteau fort –poutre faible par les codes (RPA) on considère que la 2^{ème} rotule va apparaître au niveau des poutres du 2^{ème} étage.

$$\text{Donc : } \frac{Mem(pot)}{1.8 H} \leq F \leq \frac{Mem(pout)}{H}$$

$$474 \text{ kN} \leq F \leq 640 \text{ kN}$$

$$\text{Donc : } 948 \text{ kN} \leq F2 \leq 1280 \text{ Kn} \quad \text{C à d : } 948 \leq \lambda \leq 1280$$

$$\text{Donc : } 1422 \text{ kN} \leq Vb \leq 1920 \text{ kN}$$

$$\hat{X}_2 = \frac{\lambda}{K1} \left(\frac{1}{2} + \frac{K1+K2}{K2} \right)$$

$$\hat{X}_2 = \frac{7\lambda'}{K2} = 1.84(10)^{-5} \lambda' \longrightarrow X_2(m) = 2.46(10)^{-5} \lambda$$

$$\lambda: 948 \longrightarrow 1280$$

$$\lambda' : 0 \longrightarrow 332.$$

Donc :

$$\hat{X}_2 = 2.46(10)^{-5} \lambda' \longrightarrow \hat{X}_2 = 611(10)^{-5} \text{ m}$$

$$\text{et } X2 = \hat{X}_2 + 0.63(10)^{-2} = 1.24(10)^{-2} \text{ m}$$

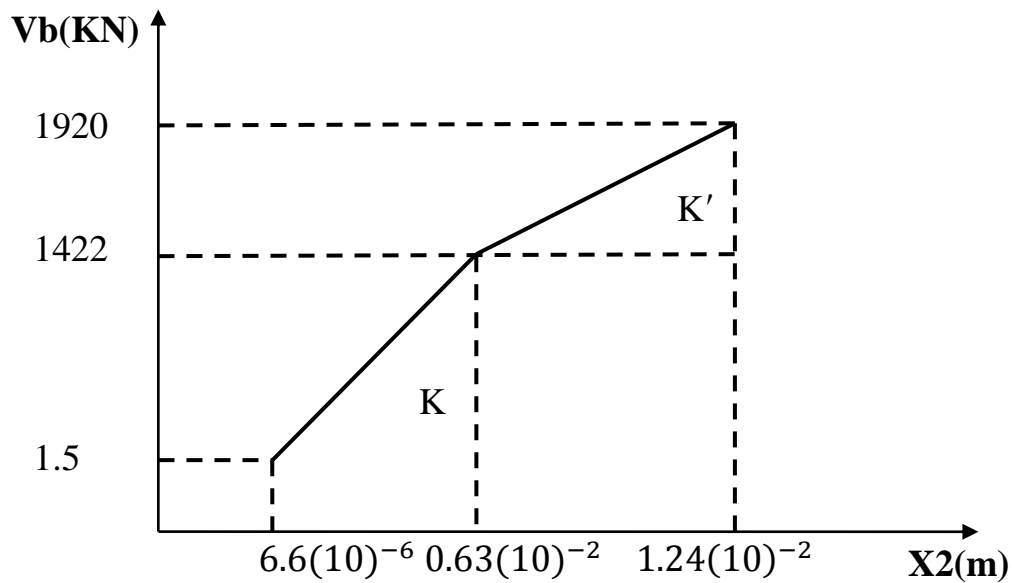


Figure IV.5 : la phase élasto-plastique

b) 2^{ème} rotule en 3 et 4:

$$F \geq \frac{M_{em} (pout)}{H}$$

$$F2 \geq \frac{2M_{em} (pout)}{H} = 1280 \text{ kN}$$

Donc : $F2 \leq F_{ruine} = 1790 \text{ kN}$

$1280 \text{ kN} \leq F2 \leq 1790 \text{ kN}$

Et : $1280 \leq \lambda \leq 1790$

Donc : $1920 \text{ kN} \leq Vb \leq 2685 \text{ kN}$

$$K = K1 = K2 = \frac{2.3.EI (pot)}{H^3} = 948 (10) 2 \text{ kN/m}$$

$$X''2 = 2.5 \frac{\lambda''}{K} = 2.26 (10) - 4\lambda''$$

Finalement: $\lambda: 1280 \longrightarrow 1792$

$\lambda'': 0 \longrightarrow 512$

$X''2: 0 \longrightarrow 1.33 (10) - 2 \text{ m}$

Donc $X2 = 1.24 (10) - 2 + 1.33 (10) - 4$

$X2 = 2.57 (10) - 2 \text{ m}$

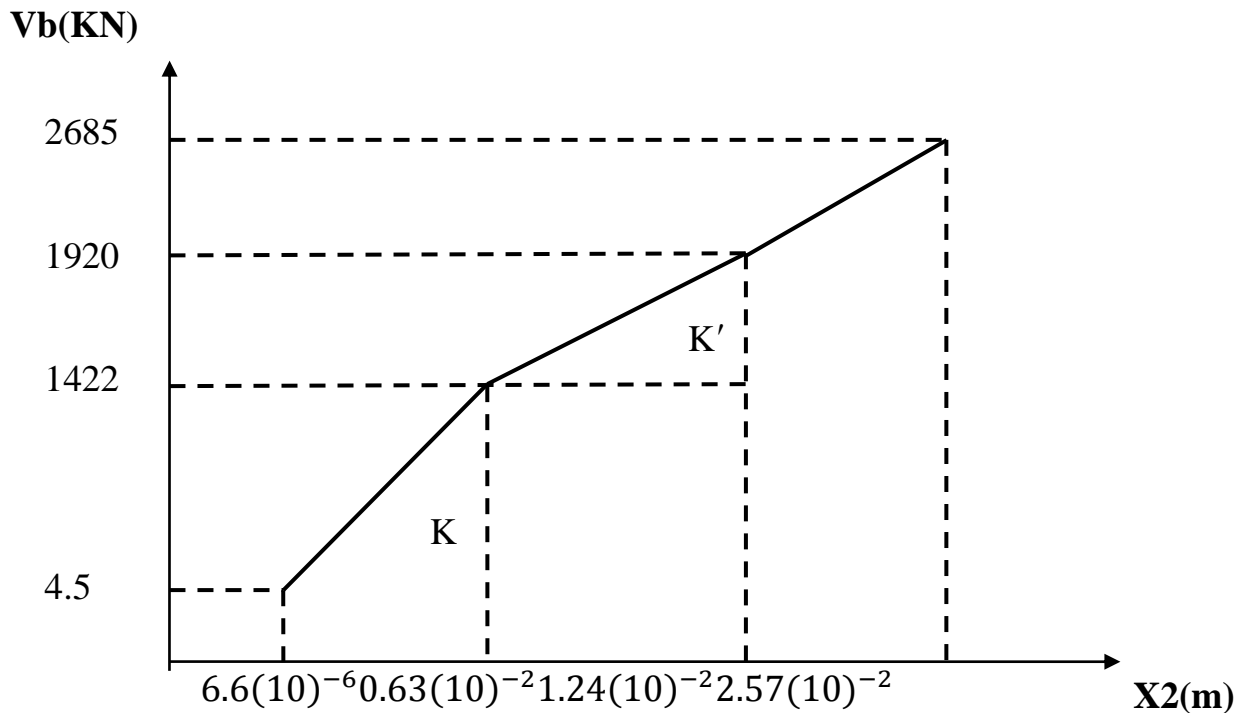


Figure IV.6 : la phase élasto-plastique

IV-1-5-Construction de la courbe idéalisée (Hypothèse du FEMA) :

1. Phase poste élastique \longrightarrow Nous avons: $K = 0$ ligne parallèle à X_2
2. l'intersection des deux courbes correspond à une force = 60% de la force de ruine comme suit :

$$F(60\%) = 2685 \cdot (0.6) = 1611 \text{ KN}$$

3. Les surfaces sous les deux courbes sont égales (application du critère de l'égalité des énergies)

IV-1-6-Transformation du système à 2 degré de liberté en un système à 1 degré de liberté équivalent:

➤ Constante de transformation:

$$\Gamma = \frac{\sum_{i=1}^2 m_i \cdot \Phi}{\sum_{i=1}^2 m_i \cdot \Phi^2} = 1.2$$

$$(M) = \begin{pmatrix} 40 & 0 \\ 0 & 40 \end{pmatrix}^t, \text{ donc : } m_1 = 40t \quad \text{et} \quad m_2 = 40t$$

$$(\Phi) = \begin{pmatrix} 0.5 \\ 1.00 \end{pmatrix} \longrightarrow \begin{pmatrix} F1 \\ F2 \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} m1 \cdot \Phi1 \\ m2 \cdot \Phi2 \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} F1 \\ F2 \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 20 \\ 40 \end{pmatrix}$$

➤ Masse équivalente :

$$m^* = \sum_{i=1}^2 m_i \cdot \Phi_i = (m_1 \cdot \Phi_1) + (m_2 \cdot \Phi_2)$$

$$m^* = (40 \cdot 0.5) + (40 \cdot 1)$$

$$m^* = 60 \text{ t}$$

➤ Période équivalente :

$$T_{eq} = 2\pi \sqrt{m^* \frac{D^* y}{F^* y}} = 0.108 \text{ s.}$$

$$\Phi = \Gamma \Phi^* \longrightarrow \Phi^* = \frac{\Phi}{\Gamma}, \text{ avec:}$$

Φ^* : valeur correspond au système à 1 degré de liberté.

Φ : valeur correspond au système à 2 degrés de liberté

IV-1-7-Résultats

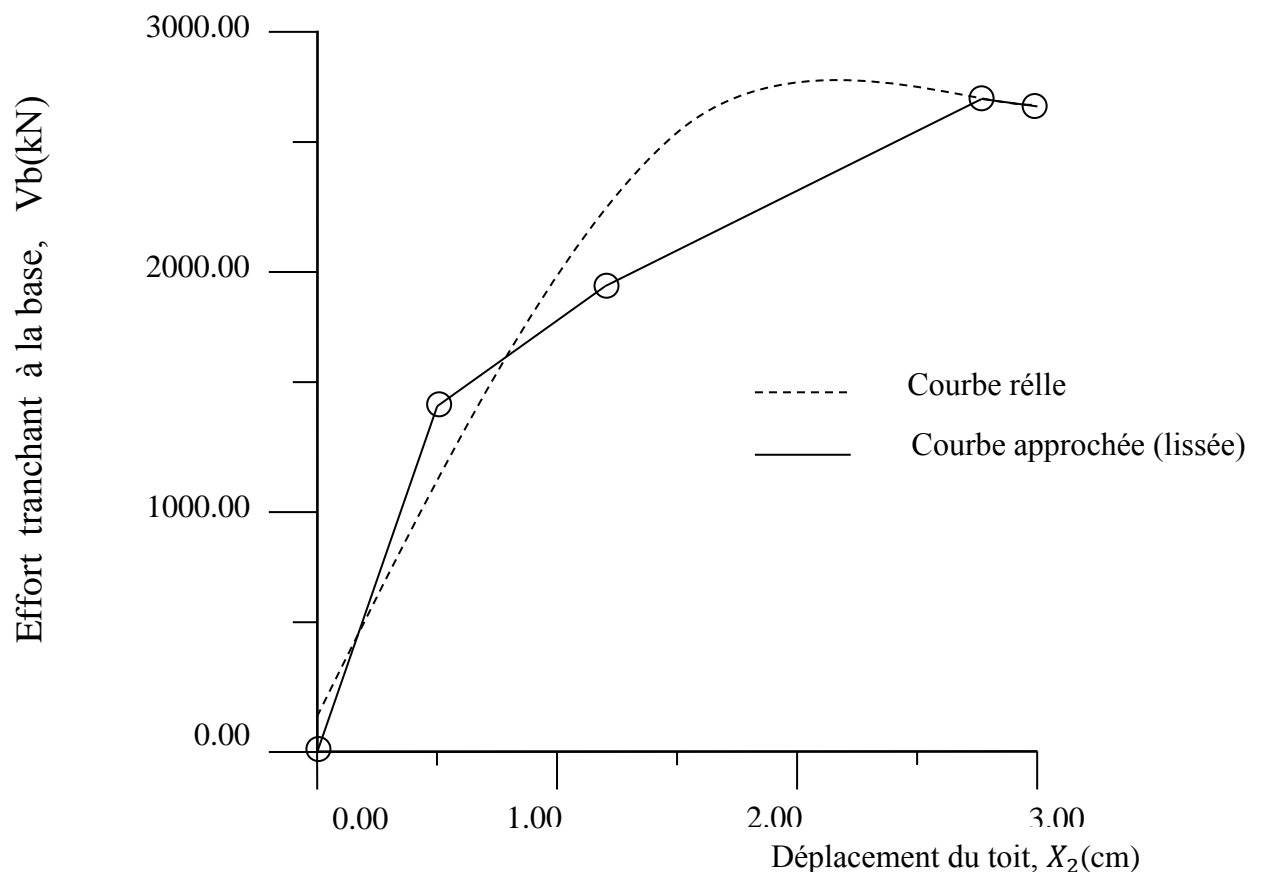


Figure IV.7: Courbe Push over

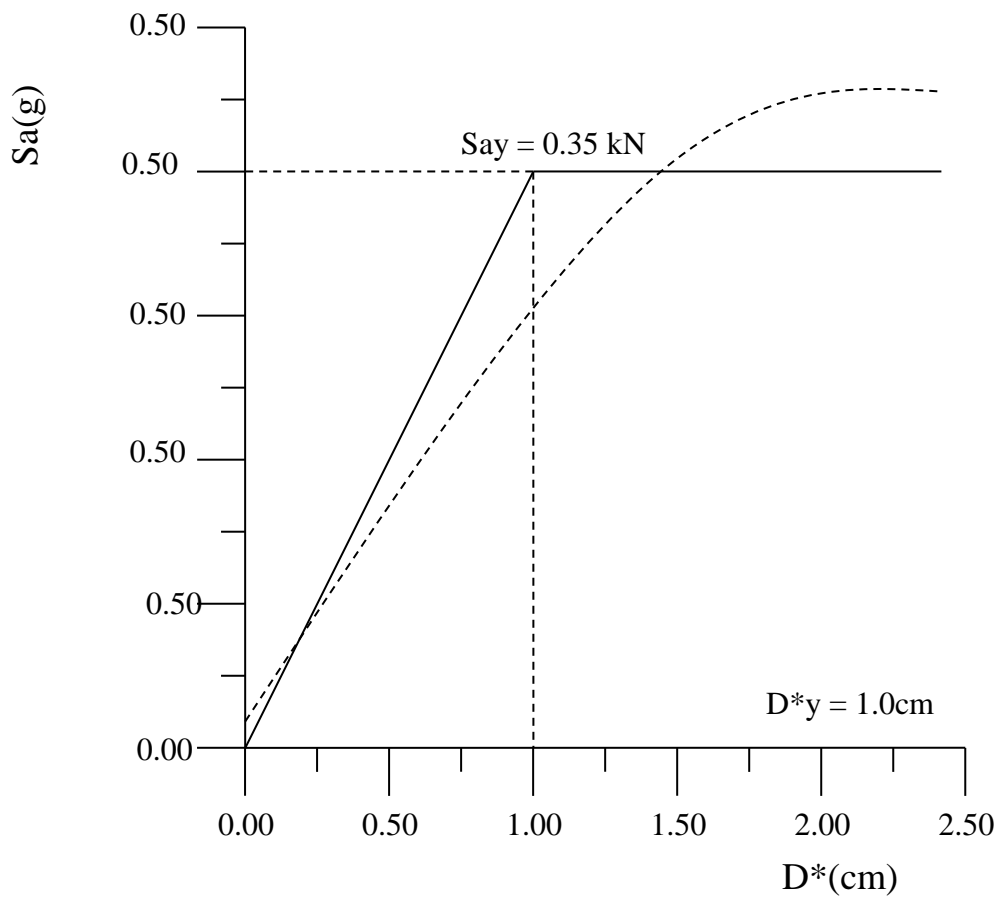
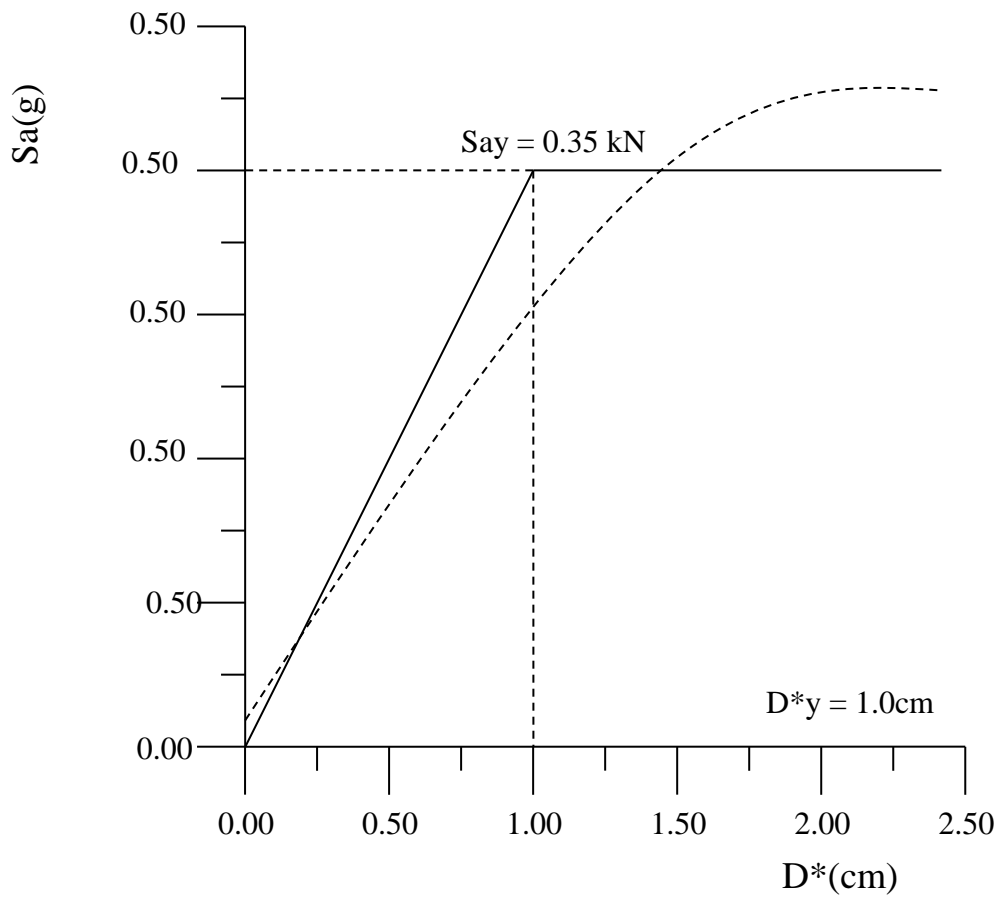


Figure IV.8: Courbe idéalisée

Figure IV.9: Courbe de capacité S_a - D^*

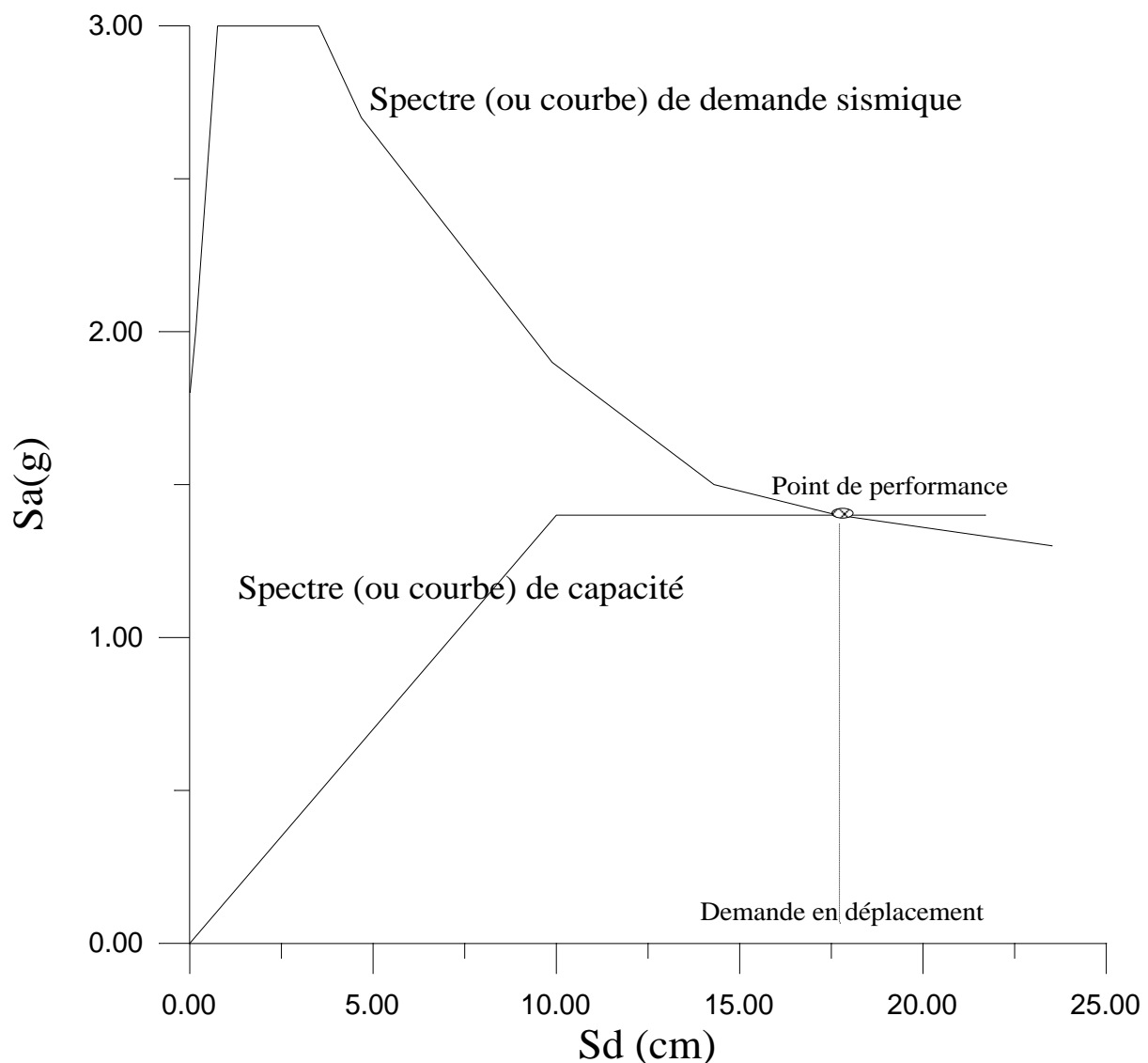


Figure IV.10 : Courbe finale Sa-Sd

Remarques :

- 1) La notion "poteau fort-poutre faible" favorise la formation de rotules dans les poutres plutôt que dans les poteaux, ce qui évite l'effondrement prématuré de la structure (§7.6.2 des R.P.A.)
- 2) Sur la courbe finale (Sa-Sd): la demande en déplacement est égale à 17.7 cm pour le système à un degré de liberté équivalent.

Pour revenir au système à 2 d.d.l. initial, on utilise la formule: $Q = \Gamma \cdot Q^*$

Alors, la demande pour le système initial est égale à $1.2 \times 17.7 = 21.24$ cm

IV-1-8-Comparaison entre les différentes méthodes**IV-1-8-1- Points communs**

- Utilisation de l'analyse Push-over et choix d'une distribution appropriée des charges latérales.
- La relation caractéristique (loi de comportement) Force-déplacement est déterminée sous forme: Effort tranchant à la base-Déplacement au sommet (dernier étage).
- La demande sismique est déterminée à l'aide des spectres de réponse
- La structure est modélisée par un système à un degré de liberté équivalent.
- Le mode de déformation du système est supposé constant
- L'idéalisation bilinéaire de la courbe de capacité est nécessaire
- Le déplacement cible du système équivalent est déterminé à l'aide des spectres élastiques équivalents ou bien à l'aide des spectres inélastiques.

IV-1-8-2- Divergences

Méthode	Point de divergence		
ATC 40	La distribution de la charge latérale est déterminée d'après le 1 ^{er} mode	Le déplacement cible est déterminé graphiquement à l'aide du spectre élastique	Représentation graphique sous forme de spectre A-D
FEMA 356	La distribution est uniforme	Le déplacement cible est déterminé à l'aide du spectre inélastique	Pas de représentation graphique
N2	La distribution est directement liée au mode de déplacement considéré	De la même manière que pour FEMA 356	Représentation graphique sous forme de spectre A-D



Conclusion

Conclusion

Résultats et Commentaires

Dans cette étude, nous avons essayé

- d'introduire les nouveaux concepts qui constituent les outils de base de l'analyse en performance (courbe de capacité, courbe de demande sismique, point de performance) de façon simple et pratique en utilisant les connaissances de base de Résistance Des Matériaux (diagrammes des moments dans un portique), de plasticité (rotules plastiques, charge de ruine) par application sur une structure à deux degrés de liberté soumise à un chargement triangulaire correspondant au chargement sismique.
- de présenter les principales méthodes simples qui utilisent ces concepts (méthode de l'ATC 40, méthode du FEMA 356 et méthode N2).

L'étude nous a permis d'aboutir aux résultats suivants:

1. Résultats numériques et Commentaire:

- 1 Sur la courbe finale $S_a(g)$ - S_d , la demande en déplacement élastique est égale à 17.7 cm pour le système à un degré de liberté équivalent.

Pour revenir au système à 2 d.d.l. initial, on utilise la formule: $Q = \Gamma \cdot Q^*$

Ainsi, la demande pour le système initial est égale à $1.2 \times 17.7 = 21.24$ cm

- 2 Pour obtenir la demande en déplacement inélastique, on divise par le coefficient de comportement R : $S_d = S_{de}/R$.
- 3 La démarche suivie peut être généralisée à n'importe quel nombre de degrés de liberté.
- 4 La méthode de calcul est un peu plus compliquée mais nous l'avons simplifiée au maximum pour des raisons de clarté, car notre travail se résume à une introduction de cette méthode nouvelle de conception.

2. Comparaison entre les différentes méthodes et commentaire

Les trois méthodes étudiées (ATC40, FEMA356 et N2) ont plusieurs points communs et quelques divergences. Elles sont toutes simples et pratiques avec certains points faibles spécifiques à chaque méthode et demandent donc à être améliorées.

Conclusion et recommandations:

Conclusion

Ce travail de recherche m'a permis:

- De m'initier à la recherche (bibliographique et autre)
- De mieux comprendre et d'approfondir certaines notions déjà acquises durant mon cursus universitaire, notamment en Dynamique des Structures (accélérogrammes, calcul dynamique, spectre de réponse, ...) et en plasticité (rotules plastiques, charge de ruine)
- De me familiariser avec l'outil informatique

La conclusion principale qu'on peut tirer de cette étude est la suivante:

L'analyse en performance est une méthode nouvelle assez simple dans l'ensemble et qui peut être utile et même nécessaire pour l'évaluation parasismique des constructions existantes comme celles qui sont en projet.

Pour mieux comprendre la méthode, nous recommandons de faire des applications numériques sur des structures plus compliquées et de comparer les résultats avec ceux trouvés en utilisant le logiciel SAP dont la dernière version se prête bien à l'utilisation de cette méthode.

Les méthodes simplifiées actuellement disponibles sont simples et pratiques mais demandent à être améliorées.

Des recherches plus poussées pourraient être menées dans le but de trouver une méthode dérivée pouvant être incorporée dans les Règles Parasismiques Algériennes.

Référence bibliographique :

Référence bibliographique :

- [1]. Livre ; Pierino Lestuzzi et Marc Badoux, génie parasismique, conception et dimensionnement des bâtiments avec la participation de souad sellami, 13,17.
- [2]. Drouna karima ; Mémoire de Magistère Evaluation des performances parasismiques des portiques en BA renforcés par chemisage en béton armé et par bandage en CFRP, Université Mentouri de Constantine Algeria. 25/11/2010,17-18-19.
- [3]. Patricia BALANDIER, COURS DE CONSTRUCTION PARASISMIQUE – VOLUME 1 SISMOLOGIE APPLIQUEE, SISMOLOGIE: ETUDE DES SEISMES
Eléments de sismologie appliquée à la construction à l'usage des techniciens du bâtiment, Juillet 2001, 6, 9-10.
- [4]. *M^r* 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.
- [5]. Hamou kada,Ramdane kheir eddine «Etablissement de la courbe de fragilité par la méthode pushover ».Département de génie civil U.S.T.O
U.S.T.O BPI 505 EL MNAOUER ORAN ALGERIA, 2-4.
- [6]. BOULAOUAD ABDERRACHID, Thèse de doctorat «DYNAMIQUE NON LINÉAIRE DES SYSTÈMES À PLUSIEURS DEGRÉS DE LIBERTÉ». Université Hadj Lakhdar DE BATNA, 5 Avril 2012, 27,35-37, 40,54.
- [7]. Règlement parasismique algérien (RPA 99/version 2003), Ministre De L'habitat Et De L'urbanisme, Document Technique Réglementaire DTR B C 2 48, Centre National de Recherche Appliquée en Génie Parasismique. 38-40, 42-44, 46-48.
- [8]. *M^{elle}* CHERTOUT ABLA ; Mémoire de Magistère« ÉVALUATION DU RAPORT DES MOMENTS ABOUTISSANTS AUX NŒUDS POTEAUX-POUTRES DES PORTIQUES AUTOSTABLES EN BÉTON ARMÉ», Université Mentouri-Constantine, 2010 ; 23.

Référence bibliographique :

[9]. Branci Taïeb¹, Tiliouine Boualem², Kadri Tahar³ «Evaluation du degré de performance des ossatures autostables en béton armé par les règlement parasismique»

,31^{èmes} Rencontres de l'AUGC, E. N. S. Cachan, 29 au 31 mai 2013, 2.

[10]. Fabien DUCO, Thèse de doctorat «Méthodologies d'évaluation de la vulnérabilité sismique de bâtiments existants à partir d'une instrumentation in situ». Université de Toulouse, Mardi 20 novembre 2012, 27.

[11]. ABDELMALEK Rida ; Mémoire de Magistère «Analyse dynamique non linéaire par éléments finis des voiles en béton armé avec prise en compte des conditions du sol», Université Hadj Lakhdar- Batna, 5-6.

[12]. Y. MENASRI*, M. S. NOUAOURIA* & M. GUENFOUD* «EVALUATION DE LA VULNERABILITE SISMIQUE A L'ECHELLE D'UNE STRUCTURE EN BETON ARME PAR L'ANALYSE STATIQUE NON LINEAIRE (PUSHOVER)», "SICZS_2010" Symposium International sur la Construction en Zone Sismique, Université Hassiba Benbouali de Chlef (Algérie), 26-27 octobre 2010, 2.

[13]. M^r ANKIK Djamel, Mémoire de Magister «Incidence des périodes fondamentales proposées par les différents règlements parasismiques sur la performance sismique des bâtiments», Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou, 58-60.

[14]. R. K. Goel¹ «EVALUATION OF CURRENT NONLINEAR STATIC PROCEDURES FOR REINFORCED CONCRETE BUILDINGS», The 14th World Conference on Earthquake Engineering October 12-17, 2008, Beijing, China.

[15]. M. Zoutat¹, S. M. Elachachi², M. Mekki³ «INFLUENCE DU MODE DE CHARGEMENT SUR LE COMPORTEMENT NON LINEAIRE D'UNE STRUCTURE EN BETON ARME», SBEIDCO- 1st International Conference on Sustainable Built Environment Infrastructures in Developing Countries, ENSET Oran (Algeria)- October 12-14, 2009, 61-63.

Référence bibliographique :

[16].M^{elle} HAMDANI Naima, Mémoire de Magister «INFLUENCE DE L'IRREGULARITE EN ELEVATION DE STRUCTURES EN PORTIQUE EN BETON ARME SUR LEUR COM-
PORTEMENT SISMIQUE», Université Mouloud Mammeri Tizi-Ouzou, 27 Juin 2012, 25.

[17]. Cours 1^{ère} année master, dynamique des structures et génie parasismique, « BOU-
LAOUAD ABDERRACHID », Faculté de Technologie, Département de génie civil, Universi-
té Mohamed Boudiaf- M'SILA.

[18].Hadjab Abdelkarim, Mémoire de Master, Evaluation parasismique en performance basée
sur la méthode push over, 2013/2014,50-60.

ملخص:

إن التحليل بواسطة "تحسين الأداء" طريقة حديثة تستعمل لتقييم المنشآت القديمة والتي في طور الإنجاز على حد سواء. وتعتمد على مفاهيم جديدة مثل الدفع المتزايد، منحنى التحمل، الطلب الزلزالي. كما أن الطرق الحسابية المتوفرة حاليا بسيطة وعملية ولكنها تحتاج إلى تطوير. ونحن في حاجة إلى مزيد من الأبحاث لإيجاد طريقة بديلة يمكن إدراجها ضمن القوانين الجزائرية المضادة للزلازل. الكلمات المفتاحية : الدفع المتزايد، منحنى التحمل، الطلب الزلزالي.

Résumé :

L'analyse en performance est une méthode nouvelle d'évaluation des constructions existantes ou celles en projet, qui repose sur de nouveaux concepts (méthode Push-over, courbe de capacité, courbe de demande sismique, point de performance). Les méthodes simplifiées actuellement disponibles sont simples et pratiques mais demandent à être améliorées. Des recherches plus poussées pourraient être menées dans le but de trouver une méthode dérivée pouvant être incorporée dans les Règles Parasismiques Algériennes.

Les mots clés : méthode Push-over, courbe de capacité, courbe de demande sismique.

Abstract :

Performance-based analysis is a new method used in assessment of existing or new constructions, which uses new concepts (push-over method, capacity spectrum, seismic demand). The simplified methods available at present are simple and useful but need to be improved. More research must be made to find a derived method which may be incorporated into the Algerian seismic code.

Key words: push-over method, capacity spectrum, seismic demand.