



جامعة محمد بوضياف - المسيلة  
Université Mohamed Boudiaf - M'sila

Ministère de l'enseignement supérieure  
et de la recherche scientifique

Université Mohamed Boudiaf - M'sila

Faculté de technologie



جامعة محمد بوضياف - المسيلة  
Université Mohamed Boudiaf - M'sila

Département de GENIE CIVIL

MEMOIRE

Présenté pour l'obtention du diplôme de  
MASTER

FILIERE : Génie Civil

SPECIALITE : STRUCTURE

THEME

**ANALYSE NON LINEAIRE D'UNE STRUCTURE  
EN VOILE**

Dirigé par :

Mr :BOULAOUAD ABDERRACHID

Présenté par :

MANSOURI SALIM

Promotion : 2015/2016.

A decorative border of repeating floral motifs surrounds the text.

## *Remerciements*

*Tout d'abord, nous remercions Dieu, le Tout Puissant, de nous avoir donné la volonté, le courage, la santé et la patience afin d'arriver à la finalité de ce modeste travail.*

*notre cher Prophète « sallallahou alaihi oua sallam », dit bien*

*".N 'a pas remercié Dieu, celui qui ne remercie pas les gens".*

*Nous remercions nos parents qui nous ont soutenus beaucoup pendant toute la vie et qui continueront à nous aider dans tous les projets de l'avenir. Ainsi que tous les membres de nos familles qui ont participé de près ou de loin à nous encourager et nous aider dans notre vie.*

*Sans oublier nos chers amis que nous avons rencontrés à l'école ou même à l'extérieur et précisément nos chers amis de notre promotion.*

*Nous remercions très sincèrement notre promoteur, Monsieur boulaouad abderrachid pour tous le savoir qui nous a apporté en master ainsi pour nous encadrer et diriger au cours de nos projet de fin d'étude.*

*Notre pensée va à tous les enseignants qui ont contribué à notre formation depuis le primaire.*

*Nos remerciements vont également aux membres du jury pour avoir accepté d'évaluer notre modeste travail.*

A decorative border of repeating floral motifs surrounds the text.

## *Dédicaces*

*Je dédie ce travail :*

*A ma très chère mère*

*A mon très cher père*

*A mes chers frères et mes chères sœurs*

*A la mémoire de ma grand-mère*

*A toute ma famille.*

*A tous mes amis surtout "de classe Génie Civil  
promotion 2016.*

Salim mansouri

## Sommaire

- Remerciements
- Dédicaces
- Sommaire
- Liste des figures
- Liste des tableaux
- ملخص
- Résumé
- Abstract
- Introduction générale .....1
- Synthèses bibliographiques .....2
- 1 ) Les études faites sur la méthode d'analyse push over .....2
- 2) Les études faites sur les voiles.....6
- **Chapitre I .....comportement linéaire et non linéaire .....9**
- I-1).Comportement linéaire du structure :.....9
- I-1.1) .Système Linéaire .....9
- I-1.2) .Définition:.....9
- I-1.3):la résolution dans le système linéaire:.....10
- I-2) : Comportement non linéaire de la structure: .....13
- I-2.1) : introduction : .....13
- I-2.2) : système non linéaire: .....13
- I-2.3) : Définition : .....13
- I-2.4) : Les causes des non linéarités .....13
- I-2.5) : Types de non linéarités .....14
- I-2.6) :La résolution du système non linéaire : .....15
- **Chapitre II :les différents types d'analyse non linéaire.....16**
- II-1) Introduction:.....16
- II-2) . Type I :Analyse dynamique non linéaire(calcul exacte ) .....16
- II-2.1) .introduction : .....16
- II-2.2) :Les méthodes d'analyse non linéaire .....17
- II-2.2.1) .Méthodes d'intégration pas à pas .....17
- II.3).Type II :Analyse Statique Non Linéaire (approximative) :.....22

• II.3.1).Introduction :	22
• II.3.2).Description de la méthode d'analyse Pushover	23
• II.3.3).Utilisation des résultats de Pushover	24
• II.3.4).Analyse Pushover (Push-over analysis)	24
• II.3.5).Analyse modal pushover : (Multimodel Pushover Analysis, MPA)	25
• II 4.1.- ATC Applied Technology Council ATC 40:	25
• II 4.2-FEMA Federal Emergency Management FEMA 356:	25
• II 4.3) Les règles parasismiques algériennes (RPA):	25
• <b>Chapitre III.....L'analyse Push over:</b>	<b>26</b>
• III-).Analyse statique non linéaire en poussée progressive(push-over)	26
• III-1).Généralités:	26
• III-2).Définition de l'analyse pushover :	26
• III-2.1).Origine de l'analyse Pushover :	27
• III-2.2).But de l'analyse Pushover:	27
• III-2.3).Déplacement cible.	28
• III-2.4) Distribution des charges latérales.	28
• III-2.5). les formulations de push over:	29
• III-2.5.1)Hypothèse : le 1 <sup>er</sup> mode est prépondérant.(fondamentale )	29
• III-2.5.2) la courbe de capacité (notations de l'annexe B de l'EC8-1)	29
• III-2.5.3) présentation de la phase élastique :	32
• III-2.5.4). Point de performance	33
• III-2.5.4.1) Les Critère de la performance	33
• III-2.6). L'utilisation du point de la performance	34
<b>Chapitre IV....Les Contreventements</b>	<b>36</b>
• IV-. Contreventement des bâtiments	36
• IV .1 ) généralité...	36
• IV.1.2. Les ossatures	36
• IV .2 ) .classification des systèmes de contreventement selon RPA 99/20003	39
• IV.2.1) Structures en béton armé remplissage en maçonnerie rigide.	39
• .IV.3 ). Système de contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé	40
• IV.3.1). Structure à ossature en béton armé contreventée entièrement par noyau en béton armé	40

• IV.3.2 ) Système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques -voiles .....	40
• IV .3.3 ) Système de contreventement de structures en portiques par des voiles en béton armé. ....	40
• IV .4 ) Murs et voiles de contreventement (RPA 99V2003) .....	40
• IV .4.1) Rôle des voiles : .....	41
• IV .4.2) . Emploi du voiles :.....	41
• IV .4.3) Coffrage : .....	41
• IV .4.4) L'épaisseur minimale : .....	42
• <b>Chapitre V Application numérique.....</b>	<b>43</b>
• V .1)La structure :.....	43
• V .2) Déterminations des moments .....	44
• V .3) Déterminations mécanismes :.....	45
• V .4) Détermination des moment fléchissant dans les poteaux et les poutres . ....	46
• 4.1) Les hypothèse de la méthode: .....	46
• V .5 )Détermination de la courbe de capacité :.....	<b>49</b>
• V .5.1) phase élastique:.....	49
• V .5.2)Calcul du déplacement de toit dû aux charges latérales : .....	49
• V .5.3)phase elasto-plastique .....	50
• V .5.3.4) Phase plastique ::.....	52
• V .6-Construction de la courbe idéalisée (Hypothèse du FEMA) :.....	53
• V .6.1) -Transformation du système de 3 degré de liberté ver un système à 1 degré de liberté équivalent: .....	54
• V .6.1.1). Spectre de réponse de calcul [18] .....	56
• V .6.1.2) La transformation de spectre réponse de ( $S_e - T$ ) ver ( $S_a - S_d$ ) .....	56
• V .6.1.3) La détermination du point de performance :.....	58
• V.7). Application II(SAP2000) de l'analyse statique non linéaire (pushover) .....	58
• V.7.1 )La forme du courbe de push over :.....	59
• V.7.2) Définition des points de la courbe .....	59
• Conclusion et Perspectives:.....	61
• Recommandation:.....	61
• Les références .	

## Liste des Tableaux

- Tableau III.1. Equivalence entre l'indice de dommages et l'état de dommages.
- Tableau (V .1) récapitulatif des résultats
- Tableau (V.2) : Caractéristiques des structures R+4
- Tableau (V.3) résultats obtenir par logiciel SAP2000

## Liste des figures

➤ Figure( I .1) comportement linéaire .....	9
➤ Figure ( I .2) mouvement sismique selon l'axe X .....	10
➤ Figure ( I .3) les types Oscillations .....	10
➤ Figure ( I .4) système dynamique élémentaire .....	10
➤ Figure (I.5) :Raideur d'un portique.....	11
➤ Figure (I.6) – Charge arbitraire.....	12
➤ Figure (I. 7): "Pas d'intégration .....	13
➤ Figure(II .1) Effet de changement de géométrie ( P - $\Delta$ ).....	14
➤ Figure(II. 2):. Diagrammes(Contraintes Déformations) .....	15
➤ Figure ( II .3) comportement non linéaire .....	17
➤ Figure II.4) Variation linéaire d'accélération.....	19
➤ Figure (I.5) Variation linéaire de vitesse.....	19
➤ Figure. (II.6): Variation linéaire de déplacement .....	20
➤ Figure (III-.1). Définition de $\alpha_1$ et $\alpha_u$ dans une analyse en poussée progressive.....	26
➤ Figure(III.2) signification physique de la courbe de capacité.....	27
➤ Figure(III.10) Endommagement correspondant .....	27
➤ Figure (III.3) Distribution de forces horizontales associées à diverses déformations élasto-plastiques de structures .....	29
➤ Figure (III.4): L'effort tranchant à la base .....	30
➤ Figure (III.5)Système équivalent 1ddl .....	31
➤ Figure (III.6):Transformation du spectre de réponse (réduction du spectre) .....	32
➤ Figure (III-7 ) point performance .....	34
➤ Figure (III-8) : Point de performance selon EC 8 et principe d'évaluation de la courbe de capacité .....	34
➤ Figure (III-29) Courbe de capacité représentée dans le plan ( $S_a-S_d$ ).....	35
➤ Figure(IV 1) Ossature par portique.....	37
➤ Figure(IV 2) : Ossatures par refends linéaires.....	37
➤ Figure (IV 3 : Ossature mixte refend intérieurs avec poteaux en façade de.....	38
➤ Figure( IV.4. Ossature avec noyau central.....	38
➤ Figure (IV.5.) Ossature contreventé par façades porteuses.....	39
➤ Figure IV. 6) quelques illustrations de banches pour couler des murs porteurs.....	41
➤ Figure(IV .7) Coupe de voile.....	42
➤ Figure ( V .1) : Vue en élévation .....	43

- Figure (V. 2) : Vue en plan.....43
- Figure(V .3) Vue 3D (SAP2000) R+2 contreventé par des voiles .....43
- Figure(V. 4) Vu en élévation de la structure étudiée .....44
- Figure(V. 5): le première mécanisme de ruine .....45
- Figure(V.6) La deuxième mécanisme de .....45
- Figure(V .7)la troisième mécanisme de ruine .....45
- Figure (V .8): La mécanisme 04 de ruine.....45
- Figure (V .9): La mécanisme 05 de ruine.....46
- Figure(V. 10) : definition des noeuds .....47
- Figure(V. 11)Les moments fléchissant dans les poteaux.....48
- Figure(V. 12)Moments fléchissant dans les poutres.....48
- Figure(V. 13)Moment aux extrémité des poutres.....48
- Figure(V. 14) Distribution des charges .....48
- Figure (V .15) La plastification de La RDC.....49
- Figure(V .18) La plastification du premier étage.....50
- Figure (V .16)La plastification de La 2<sup>eme</sup> étage .....51
- Figure((V .17) La plastification de La structure.....52
- Figure((V .19) l'apparition de la dernière rotule plastique .....52
- Figure (V .20) la courbe de pushover réellé .....53
- Figure(V .21) la courbe de pushover idéalisé.....53
- Figure (V .22- ) idéalisation de la courbe de capacité .....54
- Figure( V .23 )courbe de capacité idéalisée .....54
- Figure (V .24) La courbe de capacité équivalente 1DDL .....55
- Figure( V.25) . le spectre de capacité.....56
- Figure(V .26) le spectre de réponse RPA 99 V2003 (Se-T).....57
- Figure(V .27) le spectre de réponse réduit (Se-Sd).....57
- Figure(V .28) point de performance dans repere format (Sa-Sd).....58
- Figure ( V.31 ) Portique R+4 modélisations SAP2000.....59
- Figure (V.32) structure R+4 modélisations SAP2000.....59
- Figure (V .29) Courbe Force – Déformation.....59
- Figure (V.30 )la courbe de push over ( capacité et performance selon ATC40 )  
.(SAP2000).....60

## Notations et symboles

- $F_b$ : Force sismique totale appliquée à la base de la structure
- $D$  : Facteur d'amplification dynamique moyen
- $T$  : La période fondamentale
- $P_q$  : pénalité à retenir dans la détermination du coefficient  $Q$
- $F_i$  : Force horizontale appliquée au niveau « i »
- $H$ : Hauteurs des niveaux « i », « j »
- $S_a/g$  : Accélération spectrale
- $g$  : Accélération de la pesanteur
- $C$  : Amortissement
- $K$  : La rigidité
- $F(t)$  : Le chargement dynamique extérieur
- $\ddot{X}(t)$  : L'accélération
- $\ddot{X}_s(t)$  : représente l'accélerogramme
- $\dot{X}(t)$  : 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
- $d_{max}$ : Le déplacement limite sous charge monotone
- $(S_a - S_d)$  : Format accélération spectrale-déplacement spectrale
- $m_i$ : désigne la masse du plancher  $m_i$
- $m^*$  : masse modale
- $\alpha_1$ : Coefficient de masse modal du premier mode.
- $\Phi_{n1}$  : Amplitude au sommet du premier mode.
- $(S_a - T)$  : Format accélérations-périodes.
- $S_a$  : L'accélération spectrale.
- $S_e$  : L'accélération spectrale élastique.
- $S_d$  : Le déplacement spectral.
- $\alpha$  : Le rapport de rigidité de post-production.
- $\mu$  : Le facteur de ductilité.
- $T_e$  : Période fondamentale efficace.
- $R$  : Le rapport des forces élastiques et de rendement.
- $T_s$  : La période de l'angle.
- $D_i$  : L'indice de dommages.
- $T^*$  : La période équivalent a 1DDL.
- $\delta m$  : est le déplacement maximum dans la zone non linéaire (point de performance) .
- $\delta u$  : est le déplacement ultime (ruine totale) .
- $\delta y$  : est le déplacement correspondant au seuil de plastification.
- $\Delta_i$  : inter-étage .
- $F_y^*$  : Le déplacement du système à un seul degré de liberté.
- $D_y^*$  : La force équivalente du système à un seul degré de liberté.
- $\lambda$  : l'incrément.
- $\Gamma$  : Le facteur de participation modale.

- **F\*** : La force équivalente du système à un seul degré de liberté.
- **E** : Module d'élasticité.
- **I** : moment d'inertie.
- **POA** : pushover Analysis
- **THV** : l'effort tranchant
- **MLS**: moment fléchissant supérieur
- **MLA**: moment fléchissant inférieur
- **MLG**: moment fléchissant gauche
- **MLD**: moment fléchissant droite
- **J<sub>1</sub>**: nombre de travée
- **J** : nombre de nœuds
- **H<sub>k</sub>** : la charge horizontale
- **δ** : déplacement
- **W<sub>i</sub>**: travail intérieur
- **W<sub>e</sub>**: travail extérieur
- **M<sub>p</sub>** : moment plastique
- **M<sub>e</sub>** : moment élastique
- **h**: hauteur de section
- **[m]** matrice de masse
- **Ω** : Pulsation propre
- **F<sub>n</sub>** : fréquence propre
- **ω<sub>d</sub>** : La pulsation propre de système amorti
- **F(t)**: c'est la force quelconque
- **t** : temps total force (appliquée de 0 à t)
- **τ** : instant de l'impulsion élémentaire
- **dτ** : durée de l'impulsion élémentaire
- **A** : coefficient d'accélération de zone (tableau 4.1 RPA99/2003)
- **η** : facteur de correction d'amortissement (quand l'amortissement est différent de 5%)
- **ξ** : pourcentage d'amortissement critique (tableau 4.2 RPA99/2003)
- **R** : coefficient de comportement de la structure (tableau 4.3 RPA99/2003)
- **T<sub>1</sub>, T<sub>2</sub>** : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site (tableau 4.7 RPA99/2003)
- **Q** : facteur de qualité (tableau 4.4 RPA99/2003)
- **FEMA** : Federal Emergency Management
- **ATC** : Applied Technology Council.
- **EC8** : Eurocode 8.
- **RPA** : Règles Parasismiques Algériennes

## ملخص

إن التحليل غير الخطي أصبح ضروريا بالنسبة للمنشآت المتعرضة للزلازل وإن الطريقة المعروفة ب: "Push-over" هي طريقة بسيطة وعملية لرسم "منحنى القدرة" الذي يقارن ب "منحنى الطلب الزلزالي" لتحديد "نقطة الجودة" للمنشأ. وهذا ما يمثل أساس التصميم المضاد للزلازل المعروف ب: "التحليل بالجودة" معظم الأشغال المنجزة على هذه الطريقة أجريت على منشآت ذات هياكل. وفي دراستنا هذه قمنا بإضافة جدران متينة كما تنص عليه القوانين المضادة للزلازل في المناطق المتعرضة لها. **كلمات مفتاحية:** التحليل غير الخطي. التصميم المضاد للزلازل. الدفع المتزايد. جدران متينة

## Résumé

L'analyse non linéaire est devenue nécessaire pour les structures sujettes aux séismes. La méthode "Push-over" est une nouvelle méthode simple et pratique permettant de tracer la courbe de capacité qui est comparée à la courbe de demande sismique pour évaluer le point de performance de la structure. Cela constitue le fondement de la conception parasismique dite "conception en performance".

La plupart des travaux concernant cette méthode ont été menés sur des structures en portiques. Dans notre étude, nous avons introduit des voiles qui sont devenus obligatoires en zone sismique.

**Mots clés :** analyse non linéaire, parasismique, poussée progressive, voile

## **Abstract**

Non linear analysis is necessary for structures subjected to earthquakes.

" Push-over" analysis is a new method simple and practical used to plot the " capacity curve" which is compared to the "seismic demand" in order to evaluate the "performance point" of the structure. This procedure is the basis of the so called "performance conception"

Most of the works about this method were led on frame structures only. In our study, we have considered structures with rigid wall as mentioned by codes in seismic zone.

**Key words:** Non linear analysis, Push-over, performance conception. rigid wall .

## Introduction générale :

La nécessité de l'analyse non linéaire se fait de plus en plus ressentir surtout pour les structures sujettes aux séismes qui présentent un comportement non linéaire avant la rupture. Les méthodes utilisées pour le calcul de la réponse des systèmes linéaires (intégrale de Duhamel par exemple) ne sont plus valables pour les systèmes non linéaires. Il est donc nécessaire de mettre au point une méthode de calcul appropriée à ce type de système. Il existe plusieurs méthodes dans ce domaine plus ou moins exactes et plus ou moins simples.

La méthode la plus connue dans ce domaine est la méthode "pas-à-pas" de Newmark qui est basée sur l'hypothèse de l'accélération linéaire sur un intervalle de temps réduit. Cette méthode convient au calcul direct de la réponse d'une structure à un chargement donné (accélérogramme par exemple) par résolution de l'équation dynamique du système. Bien qu'apparemment plus exacte, elle est se heurte à des difficultés considérables telles que la disponibilité des accélérogrammes, la représentativité du modèle de comportement choisi, ...etc. C'est pourquoi, les codes sismiques sont réservés sur son emploi. Ainsi, on peut lire dans les Règles Parasismiques Algériennes: " 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." La recherche de méthodes simples et efficaces qui prennent en compte le comportement non linéaire des structures a conduit notamment à la méthode d'analyse non-linéaire statique développée originalement par Freeman et al et connue sous le nom de " méthode Push-over". Cette nouvelle méthode doit sa simplicité aussi bien que ses limites à deux hypothèses essentielles sur lesquelles elle repose:

- 1) la modélisation du séisme comme une action unidirectionnelle et la deuxième est que par une et qui est à la base de la conception en performance.
- 2) La réponse est fondamentalement contrôlée par un seul mode qui reste constant durant le séisme.

La " méthode Push-over" (littéralement " poussée progressive") permet de tracer la courbe de capacité donnée par la variation de l'effort tranchant de base en fonction du déplacement au sommet.

Elle est à la base d'une nouvelle procédure d'évaluation parasismique, "la conception en performance", qui commence à gagner du terrain en Génie civil et qui consiste essentiellement à comparer la demande sismique fournie par le spectre accélération à la capacité de la structure donnée par le spectre capacité pour en déduire le point de performance.

D'autre part, les dernières corrections apportées au Règlement Parasismique Algérien (RPA 99), suite au séisme de Boumerdes (Algérie) survenu en 2003, limitent la permission de construire en portiques autostables ( à 3 niveaux ou 11 m en zone IIb par exemple). Cela impose donc, dans les constructions en zone sismique, de prévoir des voiles qui augmentent la résistance et contribuent à la stabilité comme l'a montré l'expérience. Pour cette raison, nous avons choisi d'appliquer la conception en performance à une structure en voiles à 3 étages. Cela nous a permis de compléter une étude antérieure qui s'est limitée au cas d'un portique à deux étages seulement. La particularité de notre étude est qu'elle présente toutes les étapes de l'analyse de manière simple explicite et pratique, ce qui la rend compréhensible et facilement applicable par les débutants intéressés. Cette portée didactique a toute son importance pour l'Université Algérienne en général et notre Université en particulier où les études sur cette nouvelle méthode de conception sont rares et si elles existent, elles utilisent directement des logiciels de calcul (tels que SAP) qui ne permettent pas au lecteur non initié de bien comprendre la démarche et maîtriser ainsi la méthode de calcul.

Notre travail est présenté en cinq chapitres. Après une brève introduction-problématique, il nous a paru utile de rappeler dans le premier chapitre certaines notions préliminaires d'Elasticité Plasticité. Le second chapitre a été réservé à la présentation des différents types d'analyse non

linéaire. La conception en performance et l'analyse Push-over sur laquelle elle repose font l'objet du troisième chapitre. Le quatrième traite le sujet du contreventement par voiles et sa nécessité. Les résultats sont regroupés au cinquième chapitre et enfin, le tout est couronné par une conclusion et quelques recommandations.

### **Synthèses bibliographiques :**

#### **1 ) Les études faites sur la méthode d'analyse push over[43]**

La plupart des procédures de l'analyse non linéaire simplifiées utilisées pour l'évaluation de la performance sismique utilisent l'analyse Pushover et / ou représentation réelle de la structure équivalente SSDDL. Toutefois, l'analyse Pushover implique certaines approximations dont la fiabilité et l'exactitude de la procédure doivent être identifiées. à cet effet, les chercheurs ont étudié divers aspects de l'analyse Pushover pour identifier les limites et les faiblesses de la procédure et les procédures proposées pour l'amélioration de l'analyse Pushover, en tenant en compte les effets des modèles de charge latérale, les modes plus élevés et les mécanismes de défaillance, etc. Krawinkler et Seneviratna [29] ont mené une étude détaillée qui présente les avantages, les inconvénients et l'applicabilité de l'analyse Pushover en considérant divers aspects de la procédure. Les concepts de base et les principales hypothèses sur lesquelles l'analyse Pushover est fondée sont : l'estimation de déplacement cible de la structure SPDDL par le passage SSDDL équivalent et les facteurs de modification appliquée ; l'importance du modèle de charge latérale sur les prévisions de Pushover ; les conditions dans lesquelles les prévisions de Pushover sont adéquates ou non ; et les informations obtenues par l'analyse Pushover qui ont été identifiées. Les exactitudes des prévisions de Pushover ont été évaluées sur une 14 structure de 4 étages qui ont vu leurs périmètres en acier endommagé en 1994 (séisme de Northridge). Cela dit, la structure a été soumise à neuf enregistrements du mouvement du sol. Les demandes sismiques locales et globales ont été calculées à partir des résultats d'analyse Pushover au déplacement cible associée à des enregistrements individuels. La comparaison des résultats de l'analyse Pushover et l'analyse dynamique non linéaires a démontré que l'analyse Pushover fournit des bonnes prévisions de demande sismique des structures de faible hauteur ayant une distribution uniforme de comportement non élastique sur toute sa hauteur. Il a également été recommandé de mettre en œuvre l'analyse Pushover avec prudence en considérant ses nombreuses limites, puisque la méthode est approximative dans la réalité et elle englobe plusieurs questions non résolues qui doivent être étudiées. Mwafy et Elnashai [31] ont réalisés une série d'analyses Pushover et des analyses dynamiques d'effondrement progressive pour examiner la validité et l'applicabilité des structures (quatre structures de 8 étages irréguliers, quatre structures de 12 étages réguliers et quatre structures de 8 étages à double paroi), avec différentes accélérations de conception (0,15 g et 0,30 g) et avec différents niveaux de ductilité de conception (la base, moyenne et haute) ont été utilisés pour l'étude. L'analyse dynamique non linéaire utilise quatre séismes naturels et quatre séismes artificiels à une série d'enregistrements d'accélération du sol de 0,15 g et 0,30 g, qui ont été effectuées en détail sur les modèles des structures 2D compte tenu des limites prédéfinies d'effondrement local et global. Ensuite, Pushover complète les courbes force-déplacement sous la forme d'enveloppes de réponse supérieure et inférieure ainsi que le meilleur ajustement (enveloppe idéale) ont été obtenues pour chaque structure en effectuant des analyses de régression en utilisant les résultats des analyses dynamiques non linéaires. En outre, les analyses Pushover à l'aide de modèles de charge uniforme, triangulaire et multimodal ont été réalisées pour obtenir les courbes de Pushover. Les résultats ont démontrés que les résultats de modèle de la charge triangulaire ont été en bonne corrélation avec les résultats d'analyse dynamique, et la prévision conservatrice de la capacité et de

*Analyse non linéaire d'une structure en voile*

l'estimation raisonnable de la déformation ont été obtenues en utilisant le modèle de charge triangulaire. Il a été également noté que l'analyse Pushover est plus appropriée pour une faible hauteur et de courte période sur des structures où le chargement triangulaire est suffisant pour prédire la réponse de ces structures. D'autres 15 développements sur l'inélasticité des modèles de la charge latérale qui permettrait une analyse plus précise des gratte-ciel et des structures très irrégulières ont été recommandées. L'incapacité des modèles de charge latérale invariants pour tenir compte de la redistribution des forces d'inertie et de prévoir les effets des modes supérieurs dans le domaine non linéaire ont conduit plusieurs chercheurs à proposer des modèles de charge adaptative. Fajfar et Fischinger [23] ont suggéré d'utiliser les forces de chaque étage proportionnel à la forme de déformation de la structure, et Eberhard Sozen [24] a proposé d'utiliser des modèles de charge basés sur des modes dérivés de formes de la rigidité sécante à chacune étape. Bracci et al [25] ont proposé l'utilisation de la rigidité qui dépend de la répartition de la force latérale dans laquelle les forces de chaque étage sont proportionnelles à la résistance aux efforts de cisaillement sur chaque étage. Inel, Tjhin et Aschheim [35] ont mené une étude visant à évaluer la précision des différents modèles de la charge latérale utilisés dans les procédures actuelles de l'analyse Pushover. Le premier modèle, la charge triangulaire inversé, rectangulaire, "code", est adapté des modèles de charge latérale et l'analyse multimodal de Pushover. L'analyse Pushover utilise les modèles de charge latérale indiqués et effectuées sur quatre bâtiments. Ces derniers composés de 3 et 9 étages avec des portiques en acier suivant un moment résistant ordinaire, conçu comme une partie du SAC en participation (FEMA-355C) [22] et avec des versions de ces bâtiments modifiés dans le premier étage souple. Les Valeurs maximales de déplacement de l'étage, le déplacement relatif entre les étages, les forces de cisaillement et le moment de renversement sont obtenus à partir des analyses Pushover, à différentes valeurs de déplacement maximum de terrasse et des divers degrés de réponse non linéaire ont été comparés à ceux obtenus par l'analyse dynamique non linéaire. Les analyses dynamiques non linéaires ont été réalisées avec 11 enregistrements du mouvement du sol sélectionnés par le Centre de recherche Sismique Pacifique (Pacific Earthquake Research Center PEER), les données sont basées sur des mouvements du sol forts. Les limites supérieures approximatives de l'erreur pour chaque modèle de chargement latéral au moyen de réponses dynamiques signalées pour illustrer les tendances de l'exactitude des modèles de chargement. Les procédures non élastiques simplifiées ont été trouvées pour fournir des estimations de très bonnes réponses de déplacement maximum pour les bâtiments réguliers et les étages souples. Toutefois, les estimations de déplacement entre les étages, les efforts de cisaillement et le moment de renversement ont été généralement améliorées lorsque 16 plusieurs modes ont été considérés. Les résultats indiquent que les simplifications dans le modèle de chargement latéral du premier mode peuvent être effectuées sans une perte de précision. Sasaki, Freeman et Paret [33] ont proposés la procédure Multi-Mode Pushover (MMP) pour identifier les mécanismes de défaillance due à des modes plus élevés. La procédure utilise des modèles de chargements indépendants basés sur des modes plus élevés par rapport à celle fondée sur le mode fondamental. Une analyse Pushover est effectuée et une courbe de capacité est obtenue pour chaque modèle de chargement compte tenu des modes d'intérêt. La capacité de la structure pour chaque mode est comparée à la demande de séisme en utilisant la méthode de capacité du spectre [26]. Les courbes de capacité et de spectre de réponse sont tracées en format ADSR sur le même graphique et les intersections des spectres de la capacité avec le spectre de réponse représentent la demande sismique de la structure. La structure en acier de 17 étages endommagé en 1994 par le séisme de

*Analyse non linéaire d'une structure en voile*

Northridge et une autre structure en acier de 12 étages endommagés en 1989, par le tremblement de terre de Loma Prieta ont été évaluées à l'aide MMP. Pour les deux structures, l'analyse Pushover basée seulement sur le premier mode du modèle de chargement était insuffisante pour déterminer les dommages réels. Cependant, les résultats de Pushover des modes plus élevés et / ou l'effet combiné de premier mode et les modes plus élevés correspondent plus à la répartition des dommages réels. Il a été conclu que MMP peut être utile dans l'identification des mécanismes de défaillance due à des modes plus élevés pour les structures avec une réponse significative d'un modèle de chargement supérieur. Bien que MMP soit très utile pour identifier les effets des modes qualitativement supérieur, il ne peut pas fournir une estimation des réponses sismiques et leur distribution dans la structure. Moghadam [30] a proposé une procédure visant à quantifier les effets des réponses du mode plus élevé dans des grands bâtiments. Une série d'analyse Pushover est effectuée sur les bâtiments en utilisant des formes de mode élastique comme modèle de chargement. Les réponses sismiques maximales sont estimées en combinant les réponses individuelles des analyses Pushover. La règle de combinaison propose que la réponse pour chaque mode soit multipliée par le facteur de participation  $\Gamma$  pour le mode considéré et la contribution de chaque mode est résumée. La procédure a été appliquée à une structure en acier de 20 étages pour évaluer le moment résistant et l'exactitude de la procédure. La structure a été soumise à 17 six séismes et la moyenne des déplacements maximum de chaque étage et les rapports de déplacement relatif entre les étages ; de la structure ont été calculés en six analyses. En outre, les analyses Pushover pour les trois premiers modes ont été réalisées sur une structure et les réponses pour chaque mode ont été combinées pour estimer la réponse finale. La comparaison des déplacements estimés et les déplacements relatifs entre les étages avec la moyenne des réponses maximales ont résulté de six analyses dynamiques non linéaires qui ont indiqué une bonne corrélation. Gupta [27] a analysé les réponses réelles enregistrées de huit bâtiments que les accélérations du sol expérimentés dans l'excès du séisme de 0.25g en 1994. Quant à Northridge, il présente le comportement des structures réelles et l'évaluation de l'acceptabilité de l'analyse Pushover. Les bâtiments sélectionnés étaient de 5, 7, 10, 13, 14, 17, 19 et 20 étages et les structures ayant un moment résistant avec des systèmes de voile pour résister aux efforts de cisaillement instrumentés au moment du tremblement de terre. Le déplacement enregistré aux multiples étages, force d'inertie et les efforts de cisaillement aux différents instants du temps ont été évalués. Nous avons observé que la réponse des bâtiments a été sensiblement affectée par des modes plus élevés à l'exception des structures de faible hauteur et ces effets ont été mieux compris par l'analyse de la force d'inertie et les déplacements des étages. Ces observations indiquent que l'analyse Push over est insuffisante et non sécuritaires. Par conséquent, Gupta [27] a proposé la procédure modale adaptative de Push over qui tient compte des effets des modes plus élevés ainsi que les limitations d'analyse Push over. La méthode proposée à n'importe quelle étape, est identique à l'analyse du spectre de réponse. Une analyse statique incrémentielle des forces à chaque étage de la structure correspondant à chaque mode est effectuée de façon indépendante. L'ensemble des réponses est calculé par une combinaison de SRSS de quantités modales respective. On répète la procédure avec une nouvelle structure créée en modifiant la raideur de la performance d'élément (s). Le processus est réitéré jusqu'à l'atteinte d'un déplacement global spécifié. N'importe quel nombre de mode peut être considéré par la procédure proposée. L'applicabilité et la précision de la procédure ont été évalués en l'appliquant à 4, 8, 12, 16 et 20 étages des structures avec une variété de systèmes résistant aux forces latérales (structure résistante aux moments, les structures ayant

*Analyse non linéaire d'une structure en voile*

premiers étages souples, des structures avec des étages souples et à la flexion contrôlée par cisaillement des voiles isolés). Les résultats de l'adaptatif proposés à la procédure ont été 18 comparées avec ceux obtenus à partir des analyses dynamiques non linéaires et les analyses Pushover et le modèle de chargement latéral extrait du code réglementé. Quinze des données du séisme à partir des enregistrements SAC de mouvement du sol [32] ont été utilisés dans la région de Los Angeles. Les PGAs (Peak Ground Accelerations) de tous les mouvements du sol utilisés pour les analyses dynamiques non linéaires d'une structure donnée sont échelonnés de façon identique élastique 5% pour amortir l'accélération spectrale de la période fondamentale pour réduire la variabilité de la réponse non linéaire, et d'étudier les effets des modes supérieurs. Le comportement global de la structure, les distributions des forces entre les étages et les emplacements des rotules plastiques ont été étudiées en détail. Les résultats de la procédure adaptative proposée ont été en très bonne corrélation avec les analyses dynamiques tandis que les analyses Pushover n'ont pas réussies à capter les effets des modes supérieurs. La procédure a été également validée à l'aide d'un bâtiment existant à plusieurs étages pour lesquels des données instrumentées étaient disponibles. La procédure peut utiliser des spectres de site précis, mais elles ne peuvent pas expliquer les effets de. Chopra et Goel [36] ont développé une procédure d'amélioration de l'analyse de Pushover nommée : Analyse Modale de Pushover (AMP) qui est basé sur la théorie de la dynamique des structures. Tout d'abord, la procédure a été appliquée aux bâtiments linéairement élastiques et il a été montré que la procédure est équivalente à l'analyse du spectre de réponse bien connue. Ensuite, la procédure a été étendue à l'estimation des demandes parasismiques des systèmes inélastique en décrivant les hypothèses et les approximations. Les demandes induites par le séisme d'une structure de 9 étages SAC ont été déterminées par l'AMP, analyse dynamique non linéaire et l'analyse Pushover à l'aide d'un chargement uniforme, et des modèles de charge multimodale extraits du code réglementé. La comparaison des résultats a indiqué que l'analyse Pushover pour tous les modèles sous-estime considérablement les demandes de déplacement de chaque étage et conduit à de grandes erreurs dans des rotations en rotule plastique. L'AMP a été plus précise que toutes les analyses de Pushover dans l'estimation des déplacements de terrasse, le déplacement de chaque étage, rotule plastique par rotations et emplacements les rotules plastiques. Les résultats du l'AMP ont été également démontré que l'intensité du mouvement du sol est faible sur la base des résultats obtenus à partir du mouvement du sol mesuré par des facteurs variant de 0,25 à 3,0. Il a été conclu qu'en incluant les contributions d'un nombre suffisant de modes 19 (deux ou trois), en ce qui concerne la distribution des réponses sur la hauteur estimées par AMP est souvent semblable exactement à des résultats de l'analyse dynamique non linéaire. Chintanapakdee et Chopra [34] ont évalué l'exactitude de la procédure d'AMP pour une large gamme des bâtiments et mouvements du sol. Les structures génériques d'une baie de 3,6, 9, 12, 15 et 18 d'étage avec cinq plans de résistance correspondant aux facteurs de ductilité de système SSDDL de 1, 1.5, 2, 4 et 6 ont été utilisées. Chaque structure a été analysée par une série de 20 enregistrements de grande ampleur à petites distances obtenues à partir des séismes de Californie. Les valeurs médianes des demandes de déplacement des planchers par AMP et l'analyse dynamique non linéaires ont été calculées et comparées. Il a été démontré qu'avec deux ou trois modes inclus, les prédictions d'AMP ont été en bonne corrélation avec analyses dynamiques non linéaires et l'AMP prévoit le changement de la hauteur et la variation de demande avec la hauteur du bâtiment et le facteur précision de ductilité de système SSDDL. La tendance et la dispersion dans les estimations de l'AMP des demandes sismiques trouvées a pour rôle d'augmenter les périodes des structures et

*Analyse non linéaire d'une structure en voile*

une plus grande ductilité de système SSDDL, même si aucune tendance parfaite n'a été observée. Il a également été illustré que la tendance et la dispersion des estimations d'AMP de la demande sismique pour les structures inélastiques était plus importante que celles des systèmes élastiques à cause des approximations supplémentaires liés à la procédure d'AMP. Enfin, la procédure de AMP a été étendue à estimer la demande sismique des systèmes inélastique avec une demande sismique étant défini par un spectre élastique de conception. Jan, Liu et Kao [28] ont proposé une procédure d'analyse Pushover de limite supérieure pour estimer la demande sismique des bâtiments à grande hauteur en considérant les effets des modes supérieurs. Dans cette procédure, les rapports de contribution élastique déplacement-réponse des modes plus élevés par rapport au mode fondamental est d'abord obtenu pour un ensemble d'enregistrements de séisme et le nombre de modes qui dominant la réponse de déplacement est déterminée à partir de l'enveloppe des courbes de taux de contribution. Ensuite, une analyse Pushover utilise le modèle des nouvelles formules de charge latérale et de déplacement cible compte tenu de la contribution des modes supérieurs ainsi que le mode fondamental est exécuté pour estimer la demande sismique. La procédure a été appliquée à 2, 5, 10, 20 et 30 étages et le moment résistant des structures de système portique de poteau-poutre conçu selon les normes sismiques de Taiwan. Les rapports élastiques de contribution réponse-déplacement des modes plus élevés ont été obtenus en soumettant les structures à 13 enregistrements sismiques choisis par un séisme Chi Chi. Les 20 rapports d'enveloppe de la contribution des courbes ont prouvé que les deux premières contributions de mode étaient dominantes que d'autres modes plus élevés ont été ignorés. La méthode d'analyse Pus hover proposée était effectuée d'abord en considérant deux modes pour estimer les déplacements des planchers, les rapports de déplacement de l'étage et la rotule plastique par rotations. La précision de la procédure a été évaluée en comparant les résultats obtenus par l'analyse Pushover avec le chargement triangulaire, l'analyse modale de Pushover et l'analyse dynamique non linéaires. Les prévisions sismiques de l'analyse Pushover avec le chargement triangulaire et l'analyse modales de Pushover étaient en bonne corrélation avec l'analyse dynamique non linéaire pour les structures qui ne sont pas supérieures à 10 étages, alors que seulement la procédure proposée pourrait prévoir la demande sismique des bâtiments de 20 à 30 d'étages.

Pr. Erick Ringot [6] : crée une logicielle PS\_Pushover utilitaire à caractère pédagogique développé par L'Auteur, libre de droit.

Objet. PS\_Pushover permet le tracé dans le plan {Période, Accélération} ou dans le plan {Déplacement, Accélération} des spectres horizontaux élastiques, de calcul et anélastiques. PS\_Pushover est plus particulièrement destiné à déterminer le déplacement cible au sens des règles parasismiques et notamment de la norme NF EN1998-1 selon la méthode dite en poussée progressive. La plupart des notions sur lesquelles s'appuie PS\_Pushover sont décrites dans la norme NF EN1998-1 (NF P06-030-1).. Université de Toulouse Paul Sabatier (Toulouse III .France) Date : 01/08/2014

déposés sur le site internet <https://sites.google.com/site/sciencespouringenieur/>

## 2) Les études faites sur les voiles:[44]

Bailkaya and Kalkan [7] ont constaté que les structures en voiles sont largement utilisées dans beaucoup de pays à risque sismique élevé. Malgré leur résistance élevée aux forces sismiques, la plupart des codes de calculs sismiques présentent des règles limitées pour leur conception. Dans leur étude, ils ont essayé de vérifier la consistance des équations permettant la détermination de la période fondamentale de ce type des structures. Leur principale conclusion est que les équations proposées par les codes sont inexacts.

*Analyse non linéaire d'une structure en voile*

Wang et al. [8] ont entrepris une recherche théorique et expérimentale intensive pour étudier le comportement des structures en portiques renforcées par des voiles en béton armé. Quatorze modèles à l'échelle de 1/3 ont été systématiquement testés sous charges cycliques. Les enveloppes des réponses chargement-déformation ont été prédites de manière exacte par le code de calculs FEARPC. Leur principale conclusion est que la plastification des aciers et l'écrasement du béton sont concentrées dans les portiques et non pas dans les voiles.

Hemsas [9] a élaboré des méthodes simplifiées d'analyse du comportement non linéaire des ouvrages en béton armé à voiles porteurs sous charges sismiques. Une approche par macro-éléments a été adoptée dans cette étude. Les lois de comportement adoptées pour le béton et l'acier étaient basées sur la théorie de l'endommagement et la plasticité. L'évaluation de la vulnérabilité et de la performance des structures a été faite à l'aide de méthodes statiques non linéaires du type pushover.

Miao et al. [10] ont indiqué que la modélisation précise du comportement non linéaire des voiles en béton armé n'a pas été très réussie. Dans leur étude et en se basant sur les principes de la mécanique des composites, un élément coque multi-couches a été proposé. Trois voiles soumis à des charges pushover et à des charges cycliques ont été étudiées. Les résultats de la simulation montrent que les éléments coques multi-couches peuvent simuler correctement la rupture par flexion dans le plan et hors plan pour les murs élevés et la rupture par cisaillement et flexion dans le plan pour les voiles courts.

Greifenhagen and Lestuzzi [11] ont étudié la résistance et la capacité de déformation de murs en béton armé sans provisions sismiques. Le comportement sous charges sismiques de telles structures a été fait dans le cadre de l'évaluation du comportement sismique de bâtiments existants. Quatre voiles légèrement renforcés à l'échelle 1/3 ont été testés sous charges statiques cycliques avec variation du pourcentage des armatures horizontales, du rapport des forces axiales et la résistance à la compression du béton. Bien qu'une rupture par cisaillement ait été constatée dans tous les spécimens, la capacité de déformation qui était significative n'a pas été affectée par le pourcentage des armatures horizontales. Il a été aussi observé que la résistance flexionnelle gouverne la résistance observée dans les spécimens.

Raongjant and Jing [12] ont indiqué que la méthode des éléments finis permettaient d'entreprendre des études plus poussées concernant le comportement des structures en béton armé et ont développé un modèle tridimensionnel permettant la prédiction du comportement des voiles en béton armé sous charges sismiques. Quatre voiles avec différents renforcements ont été testés. La comparaison des résultats numériques avec les résultats expérimentaux montrent que le modèle développé dans cette étude est capable de simuler correctement le comportement des voiles sous charges sismiques.

Palermo and Vecchio [13] ont présenté les résultats de deux voiles en béton armé soumis à des déplacements statiques. Les objectifs des essais étaient de permettre un aperçu concernant le comportement des voiles sous déplacements cycliques et avoir des données permettant de proposer des lois constitutives pour le béton sous chargement arbitraire. Les résultats trouvés montrent que la présence d'un effort axial même petit, et la rigidité ont une influence sur la résistance, la ductilité et les mécanismes de rupture des voiles. Les résultats par éléments finis utilisant des modèles constitutifs fiables ont conforté les résultats expérimentaux. Finalement, bien qu'une analyse bidimensionnelle soit

*Analyse non linéaire d'une structure en voile*

capable de capturer les principaux aspects du comportement des voiles, une analyse tridimensionnelle peut être requise pour identifier les mécanismes de second ordre.

Doran [14] a indiqué que la méthode du portique équivalent est une technique très populaire pour modéliser les voiles. Dans ce processus, la détermination de la rigidité des poutres de couplage est importante. Dans cette étude, les résultats obtenus à partir d'analyse par éléments finis de voiles élastoplastiques avec ouvertures sont présentés. Une analyse statistique a permis de proposer un paramètre de modification de la rigidité des linteaux.

Gallitre et al. [15] ont indiqué La caractérisation de l'endommagement des voiles en béton armé vis à vis des ouvertures de fissures sous sollicitation sismiques de cisaillement est un sujet qui mobilise régulièrement l'ingénierie nucléaire, car les exigences fonctionnelles des ouvrages importants pour la sûreté s'expriment principalement en terme d'ouverture résiduelle pour le confinement et en ouverture pendant le séisme pour la résistance des fixations. La pratique actuelle est de limiter les critères de vérifications en terme de contrainte sur les matériaux béton et acier, mais en restant aveugle sur l'endommagement attendu. Cette recherche a principalement consisté à analyser en détail la campagne expérimentale SAFE effectuée à l'ISPRA en Italie pour comparer l'endommagement réel (ouverture) aux différentes pratiques, de la plus simple (limitation des contraintes) à la plus sophistiquée (modèles non linéaire en cyclique). Les principaux apports de cette recherche sont les valeurs de contrainte d'adhérence limite (fonction du confinement du béton) dont dépend les distances entre fissures, donc leur ouverture, la validation de méthodes numériques avec post-traitement et l'intérêt d'une approche en limitation de drift

Hyun-Su Kim et al. [16] ont indiqué que beaucoup de bâtiments élevés sont conçus comme des portiques en béton armé renforcés par des voiles. De nombreuses structures élevées en Asie sont réalisées suivant le concept de la boîte consistant en des voiles avec des dalles. Pour des raisons de fonctionnalité, les voiles sont susceptibles d'avoir une ou plusieurs ouvertures. Dans ce cas, il s'avère nécessaire d'utiliser la méthode des éléments finis pour prédire correctement le comportement de ces éléments, ce qui peut être laborieux si un maillage fin est utilisé. Par conséquent, une méthode efficace est proposée pour l'étude des voiles indépendamment du nombre, de la forme et de la location des ouvertures. La méthode proposée utilise des super-éléments, des sous-structures et des poutres fictives. Des analyses statiques et dynamiques ont été faites pour vérifier la fiabilité de la technique proposée.

J.L. Humar and S. Yavari [17] ont indiqué que l'observation des dommages après les séismes montrent que la vibration en torsion des structures induite par les forces sismiques peut dans certains cas mener à la ruine des ouvrages. La plupart des codes sismiques incluent des règles de conception contre les effets de torsion, en termes d'excentricités dépendant des rigidités relatives des éléments résistants. La pratique courante consiste à déterminer la rigidité d'un élément à partir de sa géométrie, bien que des études récentes ont montré que dans les structures en béton armé, la rigidité dépend aussi de la résistance de l'élément.



# **Chapitre V**

## **Comportement linéaire et non linéaire**

## Chapitre I Comportement linéaire et non linéaire

### I-1). Comportement linéaire de la structure :

#### I-1.1) .Système Linéaire

#### I-1.2) .Définition:

La déformation élastique est définie comme une déformation sensiblement proportionnelle à la force qui la provoque (notion de linéarité) et qui disparaît après la suppression des charges qui l'ont provoquée (déformation réversible), L'étude de l'oscillateur simple permet de mettre en place les notions et le vocabulaire fondamental. Une structure portique d'un seul niveau de plancher rigide sollicitée seulement en translation et dans une seule direction est une structure qui peut être modélisée comme un oscillateur simple.

On suppose :

- une structure symétrique du point de vue des masses et des raideurs.
- le plancher indéformable dans son plan.
- les masses concentrées dans les planchers. On verra l'influence des paramètres définissant la raideur (longueurs et inerties des éléments de la structure, nature des liaisons entre éléments, matériaux utilisés) et l'influence de la masse sur les modes propres de vibration .en élasticité linéaire le comportement de l'oscillateur est simplement traduit par la relation :

$$\mathbf{F} = \mathbf{K} \cdot \mathbf{X} \dots\dots\dots (\text{I.1})$$

Tel que :

$\mathbf{F}$  : l'effort tranchant,

$\mathbf{X}$  : déplacement horizontal de la masse.

$\mathbf{K}$  : la rigidité de la structure  $\mathbf{K}$  étant une constante,

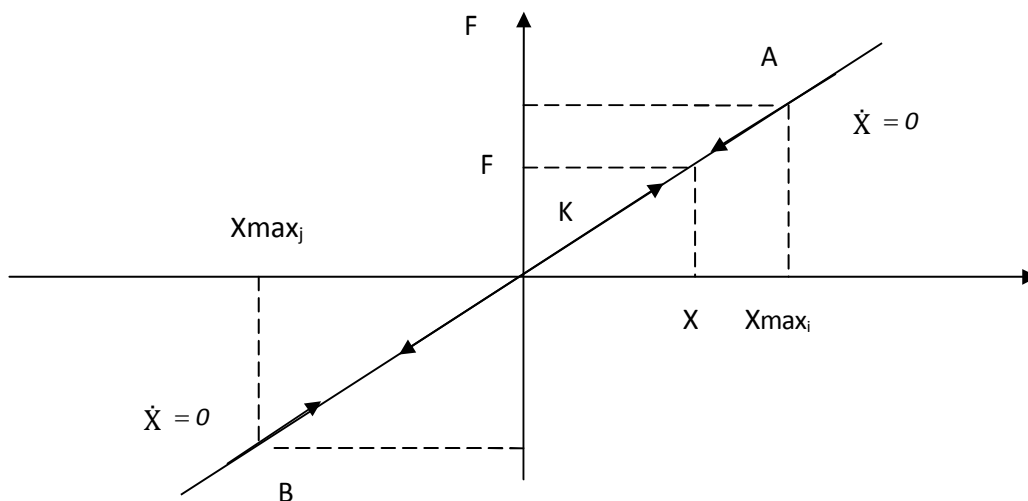


Figure ( I .1) comportement linéaire

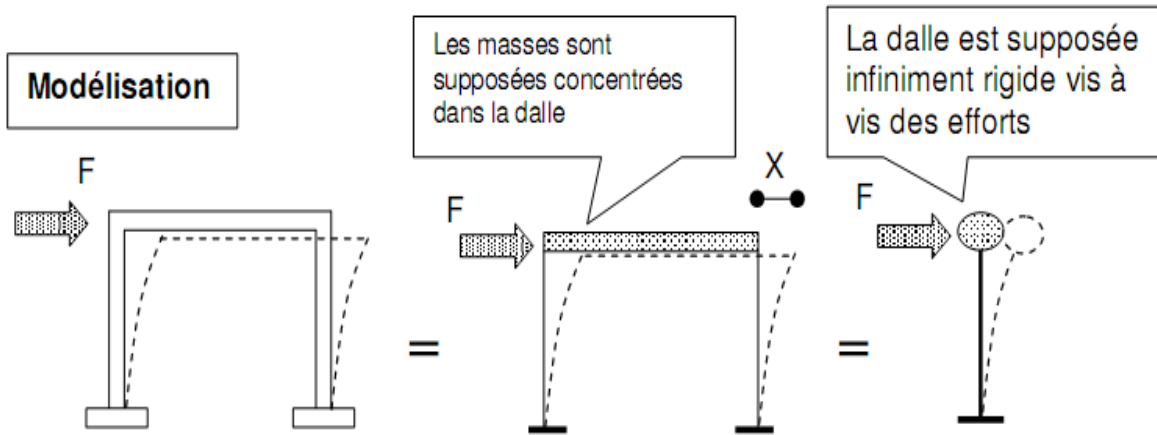


Figure (I.2) mouvement sismique selon l'axe X

L'oscillateur simple, oscillateur linéaire à un seul degré de liberté, est soumis à un mouvement sismique, suivant x, appliqué à sa base. La masse m est soumise en cas d'oscillations à une force de rappel du ressort  $F_r$  et à une force d'amortissement  $F_a$  .en

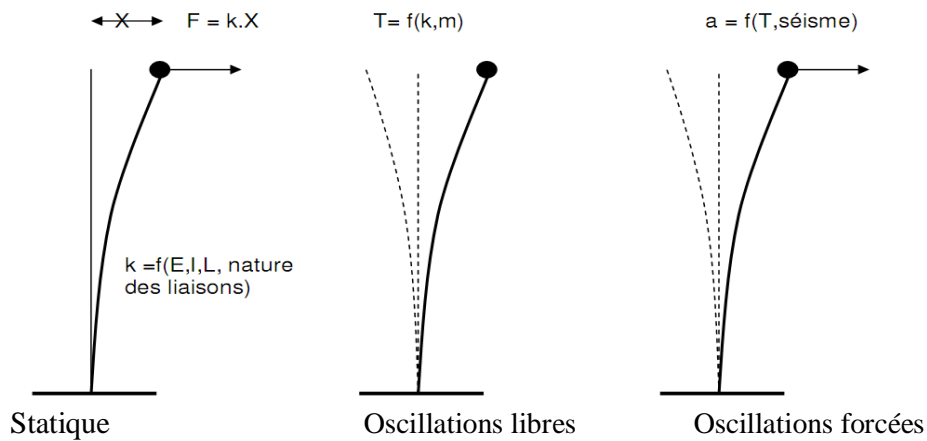


Figure (I.2) mouvement sismique selon l'axe X

**I-1.3):la résolution dans le système linéaire:**

Dans le cas du mouvement de la base (solicitation sismique) pour un oscillateur simple non linéaire c'est :

**I-1.4) :l'équation du mouvement :**

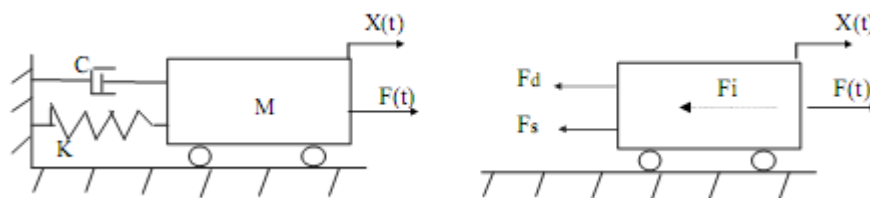


Figure (I.3) les types Oscillations

$$m\ddot{x} + c\dot{x} + f_s(x) = -m\ddot{x}_g \dots\dots\dots(I.2)$$

$\ddot{x}$  et  $\dot{x}$  et  $x$  : accélération-vitesse-déplacement

$F_s(x)$  : force de réaction de la structure, dans le cas linéaire

**Analyse non linéaire d'une structure en voile**

$\ddot{x}_g$  : accélération de sol dans le cas d'un séismes.[1]

$$\ddot{X} + 2\xi\omega\dot{X} + \omega^2X = -\ddot{X}_S(t) \quad \dots\dots\dots(I.3)$$

**I-1.5) : Définition des paramètres de l'équation**

$\omega_d$ : La pulsation propre de système amorti .....  $\omega_d = \omega\sqrt{1 - \xi^2}$

La pulsation propre  $\omega^2 = \sqrt{K/M} \dots$  [rad/s]

où :

k : rigidité de l'élément [N/m]

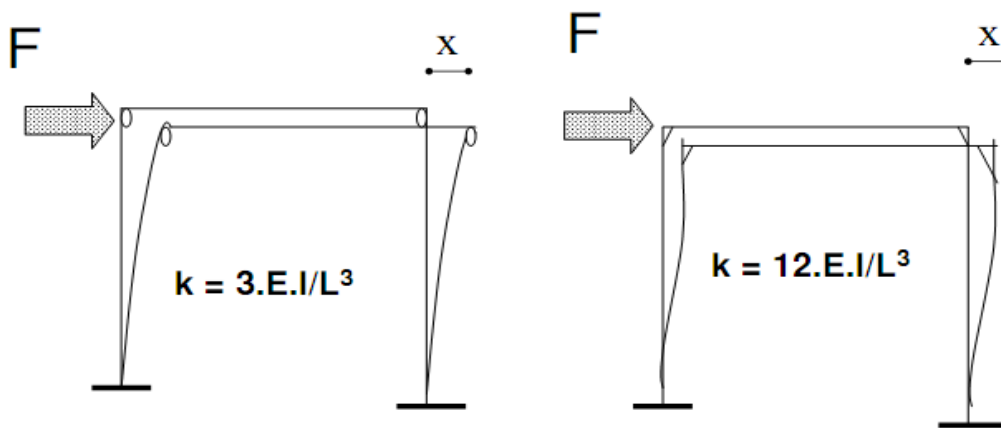


Figure (I.5) : Raideur d'un portique

m : masse de l'élément [kg]

$\xi$  : coefficient d'amortissement.

Période propre.....  $T = \frac{2\pi}{\omega_n}$  [s]

Fréquence ou fréquence propre : .....  $F_n = \frac{1}{T} = \omega^2/2\pi$  [s<sup>-1</sup>] ou [Hz]

**Remarque :**

Ces trois grandeurs (pulsation, période et fréquence) portent la dénomination « propre » car il s'agit de propriétés qui sont propres à l'oscillateur, dépendant uniquement de la masse et de la rigidité de celui-ci

**I-1.6):La solution : [20]**

La solution de cette équation est obtenue a l'aide de l'intégration de **duhamel** de l'expression suivant :

$$X(t) = - \frac{1}{\omega_d} \int_0^t \ddot{X}(\tau) \cdot e^{-\xi\omega(t-\tau)} \cdot \sin [\omega_d ( t-\tau )] dt \quad \dots\dots\dots(I.4)$$

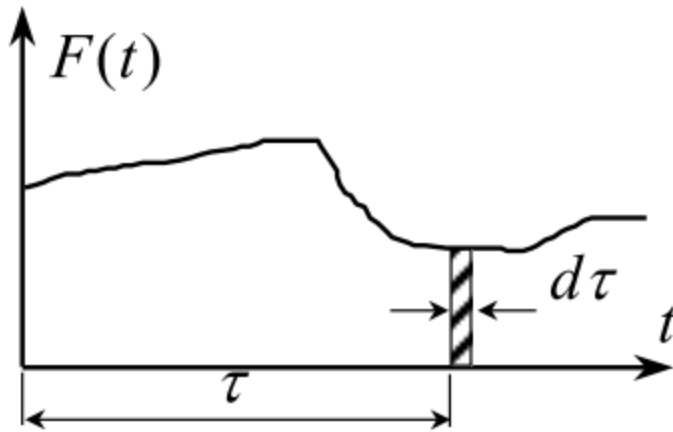


Figure (I.6) – Charge arbitraire [20]

$F(t)$ : c'est la force quelconque

$t$  : temps total force (appliquée de 0 à  $t$ )

$\tau$  : instant de l'impulsion élémentaire..... $0 < \tau < t$ .....et  $\tau = n \, d\tau$

$d\tau$  : durée de l'impulsion élémentaire

$d\tau$  : fixé par l'utilisateur.

Vu qu'en pratique  $\zeta < 10 \%$ , alors  $\omega_d = \omega$

D'où:

$$X(t) = - \frac{1}{\omega_d} \int_0^t \ddot{X}(\tau) \cdot e^{-\xi\omega(t-\tau)} \cdot \sin[\omega(t-\tau)] \, d\tau \dots\dots\dots (I.5)$$

Cependant, le caractère complexe de l'accélérogramme ne permet pas d'effectuer une intégration analytique de l'expression de Duhamel. C'est pourquoi, il est recommandé d'utiliser un procédé numérique. La relation trigonométrique :

$\sin[\omega_d(t-\tau)] = \sin\omega_d t \cdot \cos\omega_d \tau - \cos\omega_d t \cdot \sin\omega_d \tau$  permet de transformer l'intégrale de Duhamel sous la forme:

$X(t) = A(t) \cdot \sin \omega_d t - B(t) \cdot \cos \omega_d t$ , dans laquelle

$$A(t) = - \frac{1}{\omega_d} \int_0^t \ddot{X}(\tau) \cdot e^{-\xi\omega(t-\tau)} \cdot \cos \omega_d \tau \cdot d\tau \dots\dots\dots (I.6)$$

$$B(t) = - \frac{1}{\omega_d} \int_0^t \ddot{X}(\tau) \cdot e^{-\xi\omega(t-\tau)} \cdot \sin \omega_d \tau \cdot d\tau \dots\dots\dots (I.7)$$

Le problème est ainsi ramené au calcul numérique des deux intégrales  $A(t)$  et  $B(t)$ . Considérons par exemple, la première expression qui peut être écrite:

$$A(t) = - \frac{1}{\omega_d} \int_0^t y(\tau) \, d\tau \quad \text{où} \dots\dots\dots (I.8)$$

$$y(\tau) = \ddot{X}(\tau) \cdot e^{-\xi\omega(t-\tau)} \cdot \cos \omega_d \tau \cdot d\tau \dots\dots\dots (I.9)$$

La fonction  $y(\tau)$  peut être décrite graphiquement comme suit:

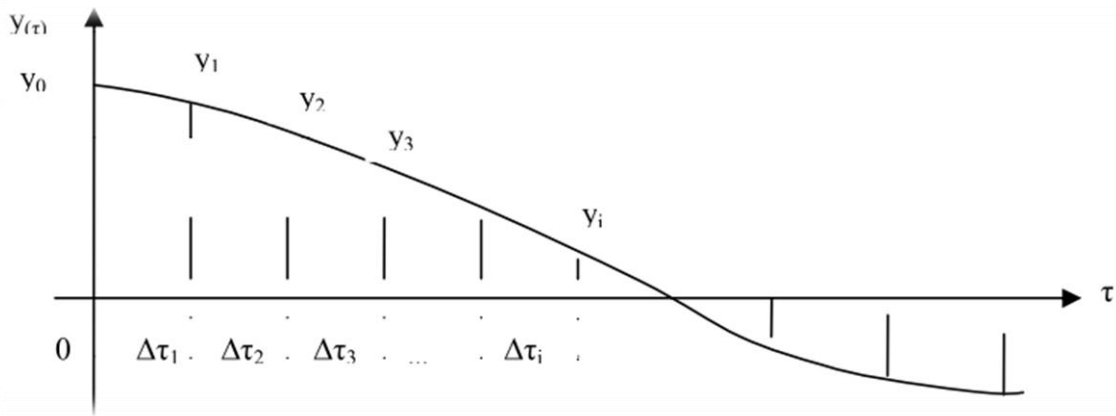


Figure (I. 7): "Pas d'intégration"

$y_0, y_1, \dots, y_i$  sont les ordonnées de la fonction  $y(\tau)$  pour les valeurs de  $\tau = 0, \tau_1, \dots, \tau_i$  avec  $\tau_i - \tau_{i-1} = \Delta\tau_i$ . Pour simplifier, prenons l'incrément de temps constant:  $\Delta\tau_i = \Delta\tau, \forall i$ . La valeur de l'intégrale peut alors être obtenue de manière approchée par un processus de sommation connue (simple sommation, méthode des trapèzes, ou méthode de Simpson).

Mathématiquement, ce processus s'écrit:

$$A(t) = - \frac{1}{\omega_d} \int_0^t y(\tau) d\tau \approx - \frac{1}{\omega_d} \cdot \frac{\Delta\tau}{\zeta} \sum_{\zeta}^A(t) \dots \dots \dots (I.10)$$

**I-2) : Comportement non linéaire de la structure:**

**I-2.1) : introduction :**

Les problèmes précédemment traités étudiaient le comportement élastique des matériaux. Cependant les lois de comportement élastiques linéaires ne sont pas toujours valables. Lors de sollicitations exceptionnelles ou accidentelles, des contraintes supérieures à la limite élastique du matériau peuvent se produire et entraîner des déformations permanentes tandis que la structure peut continuer à résister sans s'effondrer. Nous étudions alors la stabilité globale de la structure suite à l'apparition locale de la plasticité, Cette études 'appelle analyse non linéaire des structures.

**. I-2.2) : système non linéaire:[1]**

**I-2.3) : Définition :**

Lors d'un violent séisme, les structures ne demeurent pas dans l'état élastique, Par conséquent les systèmes linéaires ne représentent pas bien le comportement sismique réel des structures. la non linéarité incontournable pour une évaluation correcte de leur réponse sismique .pour effectuer une analyse non linéaire .il faut tout d'abord disposer d'un modèle de comportement qui traduit la relation force –déplacement de l'élément de structure considéré en fonction de l' histoire de chargement .un tel modèle est nomma modèle hystérétique.

**I-2.4) : Les causes des non linéarités**

Diverses causes peuvent être à l'origine des non linéarités .elles peuvent être externes ou internes à la structure .parmi les causes externes à la structure .on peut citer les forces d'amortissement qui ne sont pas de type visqueux. En fait, les forces visqueuses sont l'exception plutôt que la règle, il faut déjà considérer la non linéarité avec une simple force de frottement de type coulombien des forces associés est constante, mais change de signe en fonction des mouvements (elle s'oppose systématiquement au mouvement).dans la réalité, les

**Analyse non linéaire d'une structure en voile**

phénomènes de dissipation d'énergie sont complexes et une modélisation de type visqueux ou même coulombien n'en constitue que des approximations grossières.

Les causes internes de non linéarité sont liées au comportement de la structure .en premier lieu ,il s'agit de la réponse des éléments de structure lorsqu'il sont frottement sollicités .leur comportement devient plus complexe en en s'éloignant d'une simple proportionnalité au sollicitation(plastification).la description de tels comportements s'effectue par l'intermédiaire de modèles nommés modèles hystérétiques .c'est ce type de non linéarité géométrique constitue une autre cause de non linéarité interne comprimés .dans le contexte parasismique on la désigne habituellement par l'effet de (p- $\Delta$ ).

### I-2.5) : Types des non linéarités [2]

Les non-linéarités que l'on observe peuvent se classer en deux grandes catégories : la non-linéarité géométrique et la non-linéarité matérielle. Ces deux types de non-linéarité sont considérés lors de l'élaboration des différents logiciels d'éléments finis: ABAQUS, ANSYS, ADINA, ROBOT, CASTEM, FINELG, ...etc.

#### a) : Non linéarité géométrique

Cette non-linéarité est due aux déplacements mêmes de la structure. En effet, lorsque ces déplacements deviennent importants, l'équilibre du système ne peut plus être décrit dans la configuration initiale non déformée (théorie du premier ordre des déplacements) mais doit être étudié dans la configuration déformée (théorie au second ordre des déplacements). Au sein de cette catégorie, on peut distinguer les grands déplacements et les grandes rotations. La prise en compte de cette non-linéarité est fondamentale pour l'étude de stabilité de forme de pièces élancées, ou de structures élancées à nœuds déplaçables. Elle permet de prédire le niveau de charge critique pour le calcul au flambement.

#### \*) : Exemple

Lorsque des charges verticales et horizontales agissent simultanément sur portique contreventé (Fig.1.1), elles produisent des déplacements horizontaux  $\Delta$  plus grands que si les charges horizontales agissent seules ; ce qui se traduit par une amplification des moments d'extrémités. L'effet du second-ordre qui en est la cause est appelé (effet P- $\Delta$ ).

P : désignant les charges verticales et

$\Delta$  : les déplacements horizontaux.

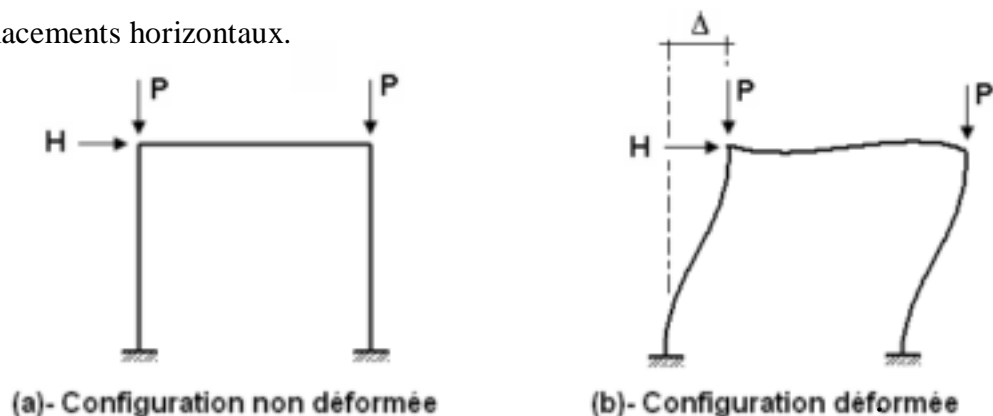


Figure (II .1) Effet de changement de géométrie ( P -  $\Delta$  )

### b) : Non linéarité matérielle

Elle peut provenir de la loi de comportement intrinsèque du matériau (loi de comportement élasto-plastique par exemple), de la fissuration du matériau, du comportement du béton tendu entre deux fissures, du mode d'assemblage entre les poteaux et les poutres d'une structure.

#### \*) : Exemple

Dans une analyse classique, il n'y a que la partie linéaire (O A) (voir Fig.1.2) du diagramme (Contraintes-Déformations) qui est exploitée. Afin de mener un calcul plus exact, plus économique et loin des coefficients de sécurité imposés par les anciens règlements ; la plastification des sections métalliques ou l'écrasement et la fissuration des sections en béton peuvent être prise en compte par l'ajout des parties restantes des courbes de comportement.

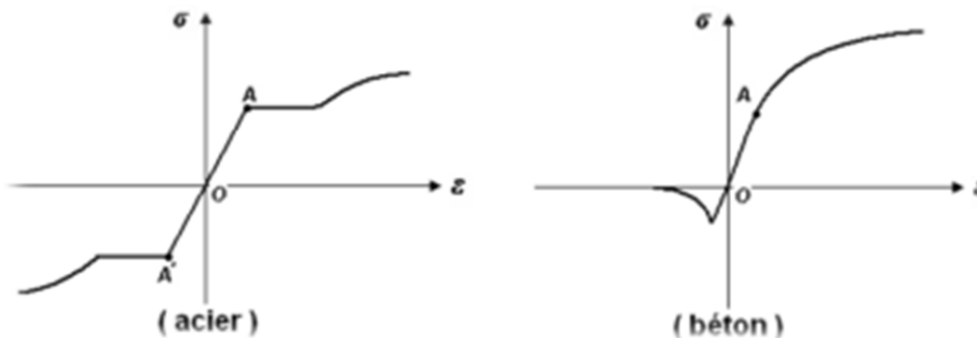


Figure (II. 2):). Diagrammes (Contraintes Déformations)

### I-2.6) : La résolution du système non linéaire :

Dans sa version non linéaire l'équation (I.3) peut être résolue numériquement par la méthode de différence centrée ou par la méthode de Newmark par exemple la méthode de différence centrée étant explicite, la force de réaction non linéaire déterminée par le modèle hystérique adopté et introduite directement dans l'équation de mouvement il s'agit là de l'avantage principal de cette méthode. En revanche, la méthode de Newmark est implicite, déterminer la rigidité effective de chaque pas de temps. Les itérations sont habituellement effectuées avec l'algorithme de Newton-Raphson.

Il faut bien noter une différence importante entre les systèmes linéaires et non linéaires en ce qui concerne leur résolution. En cas de comportement linéaire, la connaissance de toutes les grandeurs du mouvement (déplacement et vitesse et accélération) à un instant donné permet de prédire univoquement le comportement futur, les grandeurs instantanées devenant les conditions initiales pour la suite de résolution peut donc débuter à n'importe quel instant pourvu que les grandeurs instantanées soient connues. En revanche, en cas de comportement non linéaire la connaissance de ces grandeurs ne permet pas de continuer la résolution de l'équation. En effet, le comportement dépend des événements antérieurs. Il faut également noter que la résolution temporelle nécessite un accélogramme pour la sollicitation sismique, il est évidemment possible d'utiliser des séismes enregistrés, mais les ingénieurs recourent fréquemment à des séismes artificiels pour être en accord avec le spectre de dimensionnement défini dans les normes de construction. Les séismes obtenus par les procédés mathématiques, cependant les séismes naturels possèdent des caractéristiques difficiles à restituer mathématiquement. En particulier, ils sont non stationnaires, c'est-à-dire que leur contenu fréquentiel varie au cours du temps. L'étude des méthodes de séismes artificiels sort de cadre de ce travail, relevons seulement que les différentes méthodes ne conduisent pas toutes à des séismes artificiels susceptibles de reproduire correctement les caractéristiques des séismes enregistrés pour une utilisation adéquate avec un comportement structural non linéaire. [1]

**Analyse non linéaire d'une structure en voile**



# **Chapitre II**

## **Les différents types de l'analyse non linéaire**

## Chapitre II les différents types d'analyse non linéaire

### II-1) introduction:

Dans notre travail on a distingué deux types d'analyse non linéaire le premier type c'est le type d'analyse dynamique à l'aide des méthodes exactes sous citées comme la méthode de Newmark et la méthode de différence centrale, et il ya une autre type d'analyse non linéaire statique ou bien pseudo dynamique par la méthode de la poussée progressive (pushover).ce dernière type d'analyse s'appelé le calcul approximative.

### II-2) . Type I : Analyse dynamique non linéaire (calcul exact)

#### II-2.1) .introduction :

Dans ce travail on a défini les méthodes d'analyse dynamique non linéaire les plus populaires et leur détails dynamique et les aspects de modélisation de la masse et de l'amortissement de la structure sont discutés. La méthode d'analyse non linéaire utilisée s'applique à l'analyse non linéaire dynamique des structures et sera décrite dans le contexte de son application aux voile. La stratégie numérique d'intégration pour l'analyse dynamique non linéaire est discutée. Des questions concernant la précision et la stabilité du schéma d'intégration numérique sont juste abordées. Golafshani (1982), Allahabadi (1987), faite à des discussions plus détaillées des schémas d'intégration relatifs disponibles dans la littérature. Dans la discussion qui suit, une attention spéciale sera accordée aux non-linéarités qui peuvent avoir lieu durant un pas de temps.

C'est particulièrement important quand la contribution de la déformation des différents éléments à la réponse locale et globale de la structure doit être déterminée, Puisque chaque sous-élément a un comportement hystérétique, les changements de la rigidité des différents sous éléments n'interviennent pas au même instant. Si le changement soudain de la rigidité d'un sous-élément durant un pas de temps n'est pas pris en compte, des inexactitudes dans la contribution relative des différents sous-éléments à la réponse locale et globale de la structure en résulteront. D'ailleurs, la distribution relative des forces et des déformations entre les poutres et les poteaux de la structure ne peut pas être déterminée avec confiance, si une rigidité constante est assumée durant un pas de temps. En outre, les problèmes numériques d'instabilité irrémédiables pourraient apparaître dans les pas de temps ultérieurs. Un aspect important d'analyse dynamique non linéaire est le choix de la taille du pas de

Temps  $\Delta t$ . La taille du pas de temps a une grande influence sur l'exactitude, la stabilité, et la vitesse de convergence de l'algorithme de résolution. Les critères pour choisir la taille du pas de temps pour l'algorithme de résolution.

#### a) : Equation dynamique incrémentale:

A un instant  $t$  quelconque, l'équilibre dynamique de l'oscillateur simple peut s'exprimer par l'équation :

$$M\ddot{X} + C\dot{X} + KX = -M\ddot{X}_s \dots\dots\dots (II.1) \quad X$$

Dans laquelle nous considérons que la masse et l'amortissement de la structure restent constants durant le séisme, tandis que la rigidité varie dans le temps en fonction de l'état de déformation de la structure. Après un court intervalle de temps  $\Delta t$ , l'équilibre dynamique répond également à l'équation :

$$M\ddot{X}(t + \Delta t) + C\dot{X}(t + \Delta t) + KX(t + \Delta t) = -M\ddot{X}_s(t + \Delta t) \dots\dots\dots (II.2)$$

La rigidité étant constante pendant l'intervalle de temps  $\Delta t$ . L'équation dynamique en variables incrémentales peut ensuite être déduite par différence entre les deux relations précédentes :

$$M\Delta\ddot{X}(t) + C\Delta\dot{X}(t) + K\Delta X(t) = -M\Delta X_s(t) \dots\dots\dots (II.3)$$

Les variables incrémentales ayant les significations suivantes :

$$\Delta\ddot{X}(t) = \ddot{X}(t + \Delta t) - \ddot{X}(t) \dots\dots\dots (II.4)$$

$$\Delta\dot{X}(t) = \dot{X}(t + \Delta t) - \dot{X}(t) \dots\dots\dots (II.5)$$

$$\Delta X(t) = X(t + \Delta t) - X(t) \dots\dots\dots (II.6)$$

$$\Delta\ddot{X}_s(t) = \ddot{X}_s(t + \Delta t) - \ddot{X}_s(t) \dots\dots\dots (II.7)$$

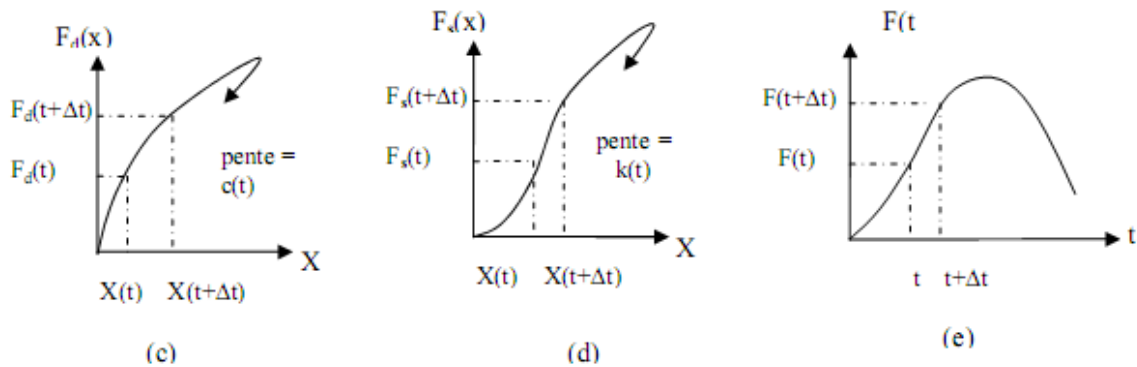


Figure (II .3) comportement non linéaire

**II-2.2) : Les méthodes d'analyse non linéaire**

**II-2.2.1) .Méthodes d'intégration pas à pas [19]**

Les procédures pas à pas tente de déterminer la réponse dynamique temporelle, aussi bien pour les systèmes linéaires que pour les systèmes non linéaires. Cette réponse est obtenue par l'équation (I.3), pour un ensemble discret d'intervalles de temps  $t_i$  au lieu d'une fonction continue dans le temps. En général, ces méthodes consistent en l'expression des accélérations et des vitesses pour un pas de temps en fonction des accélérations, des vitesses et des déplacements actuels connus pour le pas de temps.

Les méthodes peuvent être classées en techniques explicites ou implicites. Dans les méthodes explicites les nouvelles valeurs de la réponse calculées dans chaque pas dépendent seulement des quantités obtenues durant le pas précédent, si bien que l'analyse procède directement d'un pas à un autre. En revanche, dans une méthode implicite, les expressions qui fournissent les nouvelles valeurs d'un pas donné comprennent une ou plusieurs valeurs se rapportant à ce même pas de temps. À ce stade, le problème de la stabilité de la solution, conçue de manière à ce que la solution progresse dans certaines limites pour l'intervalle de temps sélectionné  $\Delta t$ , devient important. Alors que pour les algorithmes implicites, la solution n'est pas artificiellement amplifiée quelle que soit la valeur du pas de temps choisi (algorithmes inconditionnellement stables), pour les méthodes explicites, il y a un pas de temps critique au-delà duquel la solution est artificiellement amplifiée

**Analyse non linéaire d'une structure en voile**

(schémas conditionnellement stables). Un résultat fondamental obtenu par Dahlquist (1963) stipule que la stabilité inconditionnelle n'est pas possible pour les schémas explicites. Par conséquent, l'application d'algorithmes explicites est limitée aux cas où de petits pas de temps sont requis, comme dans le cas de charges impulsives

**II-2.2.1.1) . Exposé de la méthode "pas à pas":[4]**

L'intégration pas à pas est fondée sur l'intégration, sur chaque pas de calcul, de la vectrice 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:

$$\ddot{X}(t + \Delta t) = \ddot{X}_t + F(\tau) \dots\dots\dots( II.8)$$

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

$$\dot{X}(t + \tau) = \dot{X}_t + \ddot{X}_t \cdot \tau + \int_0^\tau F(\bar{\tau}) d\tau \dots\dots\dots( II.9)$$

Alors :

$$X(t + \tau) = X_t + \dot{X}_t \cdot \tau + \ddot{X}_t \cdot \frac{\tau^2}{2} + \int_0^\tau \int_0^\tau F(\bar{\tau}) d\bar{\tau} \cdot d\bar{\tau} \dots\dots\dots (II.9)$$

$$\dot{X}_{t+h} = \dot{X}_t + \ddot{X}_t \cdot h + \frac{\alpha}{n+1} \cdot (\ddot{X}_{t+h} - \ddot{X}_t) \cdot h \dots\dots\dots (II.10)$$

et  $X_{t+h} = X_t + \dot{X}_t \cdot h + \ddot{X}_t \cdot \frac{\alpha}{(n+1) + (n+2)} \cdot (\ddot{X}_{t+h} - \ddot{X}_t) \cdot h^2 \dots\dots\dots (II.11)$

Si F est de la forme:

$$F(\tau) = (\ddot{X}_{t+h} - \ddot{X}_t) \cdot \left(\frac{\tau}{h}\right)^n \dots\dots\dots(II.12)$$

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

$$F(\tau) = (\ddot{X}_{t+h} - \ddot{X}_t) \cdot \left(\frac{\tau}{h}\right) \dots\dots\dots( II.13)$$

alors :  $\ddot{X}(t + \tau) = \ddot{X}_t + (\ddot{X}_{t+h} - \ddot{X}_t) \cdot \frac{\tau}{h} \dots\dots\dots( II.14)$

ou

$$\ddot{X}(t + \tau) = \ddot{X}_t + \frac{\Delta \ddot{X}}{\Delta t} \tau \dots\dots\dots (II.15)$$

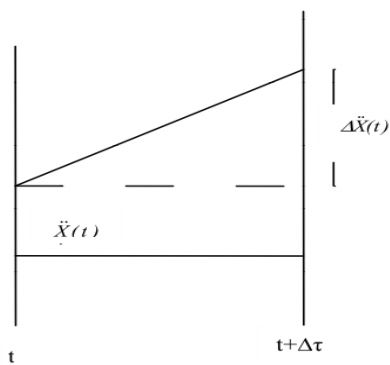
Cette hypothèse simplificatrice qui consiste à considérer la variation de l'accélération relative de la structure, linéaire sur chaque intervalle de temps, est à la base de la méthode que nous exposons ici. Le mouvement de l'oscillateur sur l'incrément de temps  $\Delta t$ , durant lequel la rigidité du système reste constante, est caractérisé par les schémas de la figure (II.4) et(II.5) et(II.6). 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 la figure (II.4)et(II.5) et(II.6). à la fin du pas, pour

$\tau = \Delta t$ , conduit aux relations suivantes pour l'accroissement de vitesse et de déplacement pendant un intervalle  $\Delta t$ :

$$\Delta \dot{X}(t) = \ddot{X}(t)\Delta t + \Delta \ddot{X}(t) \cdot \frac{\Delta t}{2} \dots\dots\dots (II.16)$$

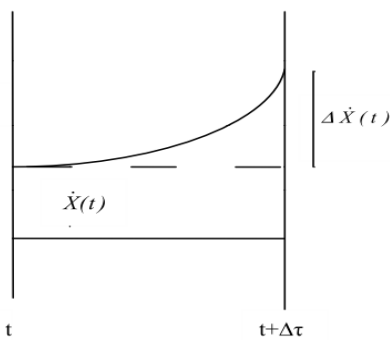
$$\Delta X(t) = \dot{X}(t)\Delta t + \ddot{X}(t) \cdot \frac{\Delta t^2}{2} + \Delta \ddot{X}(t) \cdot \frac{\Delta t^2}{6} \dots\dots\dots (II.17)$$

Accélération linéaire  $\frac{\Delta \ddot{X}}{\Delta t} = c^{te} \dots\dots\dots(II.a)$



$$\ddot{X}(t + \tau) = \ddot{X}(t) + \frac{\Delta \ddot{X}}{\Delta t} \tau \dots\dots\dots(II.c)$$

Figure ( II.4) Variation linéaire d'accélération



$$\text{Vitesse quadratique } \dot{X}(t + \tau) = \dot{X}(t) + \ddot{X}(t)\tau + \frac{\Delta \ddot{X}}{\Delta t} \frac{\tau}{2} \dots\dots(II.b)$$

Figure (II.5) Variation linéaire de vitesse

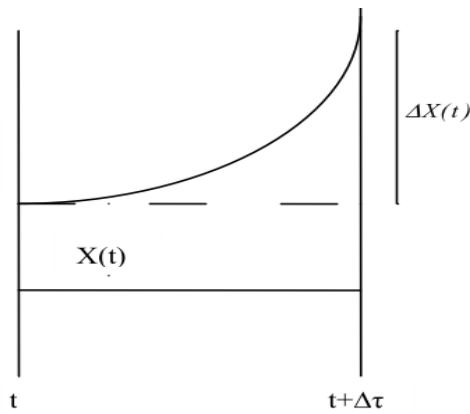


Figure. (II.6): Variation linéaire de déplacement

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

On peut, par exemple, considérer l'accroissement  $\Delta X(t)$  de déplacement comme inconnue principale de l'analyse. Partant de ce choix, les relations (II.17)

et (II.16) conduisent à :

$$\Delta\ddot{X}(t) = \frac{6}{\Delta t^2} \Delta X(t) - \ddot{X}(t) \cdot \frac{6}{\Delta t} \dot{X}(t) - 3\ddot{X}(t) \dots\dots\dots (II.18)$$

$$\Delta\dot{X}(t) = \frac{3}{\Delta t} \Delta X(t) - 3\dot{X}(t) - \frac{\Delta t}{2} \ddot{X}(t) \dots\dots\dots (II.19)$$

L'équation incrémentale (II.3) prend alors la forme suivante:

$$M \left[ \frac{6}{\Delta t^2} \Delta X(t) - \frac{6}{\Delta t} \dot{X}(t) \Delta t - 3\ddot{X}(t) \right] + C \left[ \frac{3}{\Delta t} \Delta X(t) - 3\dot{X}(t) - \frac{\Delta t}{2} \ddot{X}(t) \right] + K(t) \Delta X(t) = -M \Delta\ddot{X}_s(t) \dots\dots\dots (II.21)$$

Finalement, en regroupant différents termes de l'équation (II.20), on obtient :

$$\tilde{K}(t) \cdot \Delta X(t) = \Delta \tilde{F}(t) \dots\dots\dots (II.21)$$

En posant :

$$\tilde{K}(t) = K(t) + \frac{6}{\Delta t^2} M + \frac{3}{\Delta t} C \dots\dots\dots (II.22)$$

$$\Delta \tilde{F}(t) = -M \Delta\ddot{X}(t) + M \left[ \frac{6}{\Delta t} \dot{X}(t) + 3\ddot{X}(t) \right] + C \left[ 3\dot{X}(t) + \frac{\Delta t}{2} \ddot{X}(t) \right] \dots\dots\dots (II.23)$$

On constate que l'équation incrémentale (I.33) est équivalente à une équation d'équilibre statique et peut être résolue directement par rapport à l'accroissement  $\Delta X(t)$  de déplacement, en divisant la charge fictive incrémentale  $\Delta \tilde{F}(t)$  ( par la rigidité fictive  $\tilde{K}(t)$ . Ces dernières sont connues lorsqu'on dispose de la vitesse  $\dot{X}(t)$  et de l'accélération,  $\ddot{X}(t)$  au début de l'intervalle. Ayant

**Analyse non linéaire d'une structure en voile**

calculé l'accroissement  $\Delta x(t)$  de déplacement, l'accroissement  $\Delta \dot{X}(t)$  de vitesse et l'accroissement  $\Delta \ddot{X}(t)$  d'accélération sont respectivement évalués à l'aide des relations (II.18) et (II.19). En ajoutant les valeurs incrémentales  $\Delta X(t)$ ,  $\Delta \dot{X}(t)$ ,  $\Delta \ddot{X}(t)$  aux valeurs initiales de déplacement, de vitesse et d'accélération au début du pas, nous obtiendrons les conditions initiales du pas suivant:

$$X(t + \Delta t) = X(t) + \Delta X(t) \dots\dots\dots (II.24)$$

$$\dot{X}(t + \Delta t) = \dot{X}(t) + \Delta \dot{X}(t) \dots\dots\dots (II.25)$$

$$\ddot{X}(t + \Delta t) = \ddot{X}(t) + \Delta \ddot{X}(t) \dots\dots\dots (II.26)$$

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

### Remarques

La méthode pas-à-pas précédente utilise deux hypothèses :

**1)** Elle considère que la rigidité du système reste constante sur chaque intervalle; ce qui n'est pas exact dans le cas général d'un comportement non-linéaire. Néanmoins, avec les schémas d'élasto-plasticité et de dégradation de rigidité, cette hypothèse reste exacte; en effet, la courbe force-déplacement n'est composée que de segments linéaires correspondant à des rigidités constantes. Toutefois, un problème reste posé: dès qu'une plastification commence ou se termine, un changement brutal de rigidité est constaté. Cela nécessite donc une procédure d'itération permettant de cerner le point de changement de rigidité avec une précision suffisante. Pour cela, la méthode de dichotomie est efficace et relativement simple.

**b)** Une autre hypothèse adoptée est celle de la variation linéaire de l'accélération relative du système au cours d'un intervalle de temps, hypothèse qui -si la longueur de pas n'est pas suffisamment courte- introduit des erreurs numériques, ayant tendance à s'accumuler au fil des calculs. Cette accumulation d'erreurs, qui a un effet significatif sur la réponse de la structure, peut être réduite en respectant les conditions d'équilibre à la fin de chaque intervalle. Cela peut être réalisé simplement en calculant l'accélération relative de la structure à la fin de chaque pas, non pas par les relations incrémentales, mais par l'équation générale d'équilibre lorsque le déplacement et la vitesse sont calculés à la fin de l'intervalle

#### II. 2.2.1.2). Résumé du procédé numérique :[4]

Pour chaque intervalle  $\Delta t$  de temps :

**a)** Les valeurs initiales de la vitesse et du déplacement  $\dot{X}(t)$  et  $X(t)$  sont connues au début du pas, soit comme conditions initiales du problème (s'il s'agit du premier pas de calcul), soit comme valeurs à la fin du pas précédent.

**b)** A partir de ces valeurs et des propriétés non-linéaires de la structure (courbe force-déplacement par exemple) définies par le modèle considéré, on détermine l'amortissement  $C(t)$  et la rigidité  $K(t)$  pour ce tinter valle ainsi que les valeurs actuelles des forces élastiques  $f_s(t)$  et d'amortissement  $f_d(t)$

**c)** L'accélération au début du pas est donnée par l'équation (I.3)

**d)** L'incrément de charge fictive  $\Delta F(t)$  et la rigidité fictive  $K(t)$  sont évalués par les Eq. (II.17) et (II.16)

**e)** L'incrément  $\Delta X(t)$  de déplacement est donné par l'équation (II.22) et l'incrément  $\Delta \dot{X}(t)$  de vitesse par l'équation (I.20).

**f)** Enfin, la vitesse et le déplacement à la fin de l'incrément sont tirés des relations (II.27)

Après avoir effectué cette dernière étape, les calculs pour cet incrément de temps sont terminés,

le processus entier pouvant être repris pour l'incrément suivant, et ainsi de suite autant de fois qu'on le désire.

L'histoire de la réponse peut ainsi être déterminée pour n'importe quel système à un degré de liberté présentant n'importe quelles caractéristiques non linéaires (Clough. et Penzien, 1975). Cette approche est également applicable aux systèmes linéaires pour lesquels les caractéristiques (rigidité et amortissement) restent constantes pendant toute l'analyse. Ainsi, les opérations se trouvent simplifiées

L'étape 2 du procédé étant éliminée. Cette approche a été utilisée pour le calcul de la réponse élastique en concomitance avec la méthode par résolution de l'intégrale de Duhamel.

### II. 2.2.1.3). Longueur de pas:[4]

Comme dans toute intégration numérique, la précision de cette méthode dépend de la valeur  $\Delta t$  des pas.

Trois facteurs essentiels doivent être considérés lors du choix de cette valeur :

1. La rapidité de variation du chargement appliqué (accélération du sol dans notre cas)
2. La complexité plus ou moins grande du schéma de non-linéarité de la structure.
3. La période propre de la structure linéaire associée L'accélérogramme du séisme, dans la plupart des cas ne pose pas de problème particulier; son effet sur le choix de la longueur de pas n'est significatif que pour les structures souples présentant des périodes propres élevées.

Dynamique non linéaire des systèmes à plusieurs degrés de liberté Les modèles élasto-plastique et à rigidité dégradée sont des schémas particulièrement simples à décrire numériquement et n'imposent aucune limite sur le choix de la longueur de pas. Par conséquent, ce choix dépend essentiellement de la période propre du système linéaire associé. La méthode d'intégration à variation linéaire est conditionnellement stable, c'est à dire, ne diverge que, si la longueur de pas dépasse la valeur  $T/1.8$ . L'incrément de temps doit être suffisamment court si on veut obtenir une précision suffisante (Clough. et Penzien, 1975). En général, un rapport incrément-période  $\Delta t/T$  inférieur ou égal à  $1/10$  permet d'obtenir des résultats dignes de confiance. Pour les différentes applications numériques, que nous avons eu à traiter, une longueur de pas  $\Delta t = 0.01$  s a été largement suffisante.

### II. 2.2.1.4) . Résumée Résolution mathématique« pas à pas »[3]

- On estime les déformations de la structure en fonction du temps, en utilisant pour hypothèse de déplacements du sol d'implantation des accélérogrammes compatibles avec le spectre de réponse du sol établi sur mouvements faibles ou bruits de fond.

- On cherche à obtenir les paramètres suivants pour chaque instant  $t$  :

$\mathbf{x}(t)$  déplacement en fonction du temps.

$\dot{\mathbf{X}}(t)$  vitesse.

$\ddot{\mathbf{X}}(t)$  accélération.

## II.3).Type II : Analyse Statique Non Linéaire (approximative) :

### II.3.1).Introduction :

Les structures subissent des déformations importantes inélastiques en vertu d'un fort séisme. Ainsi, les caractéristiques dynamiques de la structure change avec le temps. Pour enquêter sur la performance d'une structure inélastique, il faut utiliser des procédures afin de calculer ses caractéristiques. Les procédures analytiques Inélastique aident à assimiler le comportement réel des structures en identifiant les modes de défaillance et le risque d'effondrement progressif. Les procédures d'analyse inélastique essentiellement comprennent l'analyse non linéaire time history et l'analyse statique non linéaire qui est également connu à l'instar de l'analyse par la méthode de Pushover. L'analyse non linéaire time history est la méthode la plus précise pour prédire la force et les déformations à différents éléments de la structure. Cependant, l'utilisation de l'analyse non linéaire time history est limitée car la réponse dynamique est très sensible aux caractéristiques de modélisation du mouvement de sol. Elle implique la modélisation correcte de la charge cyclique compte tenu des caractéristiques de déformation, des propriétés détérioration de tous les éléments importants. En outre, elle exige la disponibilité d'un ensemble de documents représentatifs du mouvement du sol qui tiennent en compte des incertitudes et des différences dans la sévérité, la fréquence et les caractéristiques de la période. Toutefois, le temps de calcul, le temps requis pour la préparation d'entrée et de sortie exigent une interprétation volumineuse, rendant l'utilisation de l'analyse non linéaire time history peu praticable pour l'évaluation de la performance sismique. L'analyse statique non linéaire, ou la méthode d'analyse Pushover, était la méthode privilégiée pour l'évaluation de la performance sismique en raison de sa simplicité. Il s'agit d'une analyse statique qui est directement définie par des caractéristiques non linéaires des matériaux. Des procédures d'analyse statique non linéaire comprennent la méthode de capacité du spectre [39], la méthode de coefficient de déplacement [37] et la méthode sécante [38].

Le calcul statique non-linéaire en poussée progressive (ou pushover) représente une alternative très intéressante, elle permet d'évaluer les mécanismes d'effondrement attendus et la distribution des dommages dans la construction. La relation avec le problème dynamique est assurée par la définition d'un déplacement cible, déplacement maximal atteint par la structure. La procédure de la performance est fondée sur deux mots clés sont la demande et la capacité. La demande est une représentation du mouvement du sol. La capacité est une représentation de la capacité de la structure de résister à la demande. La performance dépend d'une manière que la capacité est capable de gérer la demande. En d'autres termes, la structure doit avoir la capacité de résister aux demandes sismiques. Les procédures d'analyse non-linéaire simplifiées utilisent la méthode push-over, qui nécessitent le développement d'une courbe push-over en appliquant d'abord des charges gravitaires et ensuite des forces latérales monotonement croissantes avec une distribution bien spécifiée suivant la hauteur

### II.3.2).Description de la méthode d'analyse Pushover

La méthode d'analyse Pushover est une méthode d'analyse approximative dans laquelle la structure soumise à des forces latérales augmente de façon monotone avec une distribution invariante sur la hauteur jusqu'à ce qu'un déplacement prédéterminé soit atteint. L'analyse statique non linéaire Pushover se compose d'une série d'analyses élastiques séquentielles, superposées se rapprochant d'une courbe qui donne une force en fonction du déplacement global de la structure. À deux ou à trois modèles tridimensionnels incluant dans les diagrammes bilinéaires ou tri linéaires de charge-déformation de tous les éléments de la structure résistant aux forces latérales, créent des charges de gravité et les appliquent ensuite. Le modèle de charge

latérale prédéfini est distribué, d'abord sur la hauteur du bâtiment et il est ensuite appliqué. Les forces latérales sont augmentées jusqu'à une certaine performance

### II.3.3).Utilisation des résultats de Pushover

La méthode d'analyse Pushover était la méthode préférée pour l'évaluation de la performance sismique des structures par les réglementations et les importants codes des travaux de réhabilitation, parce qu'elle est conceptuellement et informatiquement simple. L'analyse Pushover permet de tracer la séquence d'écoulement, la ruine des éléments et le niveau de dommage structurel, ainsi que les progrès de la courbe globale de la capacité de la structure. La finalité de la méthode d'analyse Pushover est d'estimer les paramètres critiques de réponse imposée au système structurel. Ses composantes aussi proches que possible de celles prédites par l'analyse dynamique non linéaire, l'analyse Pushover fournit des informations sur

D'innombrables réponses caractéristiques qui ne peuvent pas être obtenues à partir d'une analyse élastique statique ou une analyse dynamique élastique [29];

**A)** Les demandes réalistes en termes de forces dans les éléments potentiellement fragiles, telles que les demandes en forces axiales dans les poteaux, les demandes en forces dans les connections des contreventements, les demandes en moments dans les connections poteaux-poutres, et les demandes en cisaillement dans les poutres épaisses.

**B)** Les estimations des demandes en déformations pour les éléments qui doivent se déformer inélastiquement pour dissiper l'énergie provenant des séismes

**C)** Les conséquences de la détérioration de la rigidité des éléments individuels sur le comportement global de la structure.

**D )** L'identification des zones critiques dans lesquelles les demandes en déformations sont supposées être élevées et qui doivent être l'objet d'une attention particulière durant la conception

**E )** L'identification des discontinuités des résistances en plan ou en élévation qui résultent des modifications des caractéristiques dynamiques dans le domaine non linéaire.

**F)** Les estimations des déplacements entre les niveaux qui tiennent compte des discontinuités des résistances ou des rigidités et qui peuvent être utilisées pour contrôler l'endommagement pour évaluer l'effet P- $\Delta$  .

**G)** La vérification de la complétude du chemin de chargement considérant tous les éléments de la structure, les éléments non structuraux rigides ainsi que les fondations. La méthode d'analyse Pushover expose également des faiblesses de conception qui peuvent demeurer dissimulées dans une analyse élastique. Ce sont des mécanismes d'étage, qui exigent une déformation excessive de la force et des surcharges potentiellement irrégulières sur les éléments fragiles.

### II.3.4).Analyse Pushover (Push-over analysis)

La structure est soumise à un chargement incrémental distribué le long de la hauteur et la courbe inélastique charge - déplacement est obtenue en contrôlant le déplacement en tête de structure la méthode est relativement simple et fournit l'information concernant la résistance, la déformation, la ductilité et la distribution de la demande statique non linéaire; ce qui permet d'identifier les éléments critiques pouvant atteindre les états limites lors d'un séisme. malgré quelques limitations qui lui sont inhérentes telle que la négligence de la variation des allures de chargement ainsi que l'influence des modes supérieurs, cette méthode donne une estimation raisonnable de la capacité de déformation globale spécialement pour les structures où le premier

mode est prépondérant elle est plus appropriée pour des périodes courtes et structures faiblement élevées

### **II.3.5).Analyse modal pushover : (Multimodel Pushover Analysis, MPA)**

Récemment développée, cette méthode est considérée comme une amélioration significative de L'analyse statique pushover couramment utilisée (POA), Il a été par ailleurs constaté que cette méthode :

- \* produise de très bons résultats pour des structures faiblement étagées (jusqu'à 5 niveaux) pour les déplacements d'étages ainsi que pour les rotations des rotules plastiques.

- \* surestime légèrement la réponse non linéaire pour les niveaux inférieurs et surestime celle des Niveaux supérieurs des structures moyennement élevées (jusqu'à 10 niveaux); mêmes Constatation que pour la méthode statique pushover avec chargement linéaire triangulaire (TLPOA).

- \* prédit les déplacements d'étage d'une manière excellente des niveaux supérieurs d'une structure élevée (entre 20 et 30 niveaux), mais elle reste à l'instar de la procédure (TLP) dans l'incapacité de prédire d'une manière exacte la rotation des rotules plastiques

### **II 4.1.- ATC Applied Technology Council ATC 40:**

Le document se limite au bâtiment et recommande l'utilisation de la méthode du spectre de capacité. la procédure s'articule sur la détermination et la conjugaison des spectres de demande et de capacité. Construire le spectre de capacité, la courbe force - déplacement d'un point de la structure est déterminée en utilisant l'analyse statique non linéaire (pushover analysis). les forces et les déplacements sont reconvertis en accélérations spectrales et déplacements spectraux en utilisant un système équivalent à un seul degré de liberté (SDOF).[39] La demande sismique est déterminée en utilisant un spectre élastique hautement amorti. Le point caractérisant le niveau de performance suppose l'égalité entre capacité et demande sismique, fournit ainsi une estimation sur l'accélération (strength) et une estimation sur le déplacement (demande).il faut noter par ailleurs que l'utilisation du spectre inélastique est considéré plus approprié que l'utilisation d'un spectre élastique équivalent hautement amorti

### **II 4.2-FEMA Federal Emergency Management FEMA 356:**

Présente une variété d'objectifs de performance associés à des séismes probabilistes. Les méthodes d'analyse et de dimensionnement pour une performance à niveaux multiples vont de l'élastique linéaire à l'analyse inélastique temporelle. Le document définit les niveaux de performance pour les éléments non structuraux, et recommande des déplacements d'étage limites concordants à différents niveaux de performance, et ce, pour différents systèmes structurels auto stables.

### **II 4.3) Les règles parasismiques algériennes (RPA) :**

Le document technique « DTR BC 2-48 » portant sur les « REGLES PARASISMQUES ALGERIENNES RPA 99 »qui a été approuvé par la commission technique permanente pour le contrôle technique de la construction ( CTP ) lors de sa réunion du 4 Décembre 1999 se situe dans la continuité des documents précédents « RPA 81 , version 1983 » et « RPA 88 » dont il garde la philosophie originelle . Il constitue en fait une actualisation qui s'avère nécessaire après près de deux décennies de pratique riche et diversifiée de la part des scientifiques et techniciens nationaux des bureaux d'études et de contrôle , des entreprises et des institutions de formation supérieure[18]

### ***Analyse non linéaire d'une structure en voile***

# **Chapitre III**

## **L'analyse Push over**

## Chapitre III.....L'analyse Push over

### III-).Analyse statique non linéaire en poussée progressive (push-over)

#### III-1).Généralités:

L'analyse en poussée progressive est une analyse statique non linéaire conduite sous charges gravitaires constantes et des charges horizontales qui croissent de façon monotone. C'est donc une étude pas à pas pour laquelle les données matérielles (lois de comportement des matériaux, des sections) sont similaires à celles de l'analyse dynamique élasto-plastique, mais où les difficultés du calcul pas à pas temporel sont évitées. Elle permet d'évaluer les mécanismes plastiques attendus et la distribution des dommages dans des structures complexes. L'analyse en poussée progressive s'indique comme variante au calcul basé sur une analyse élastique linéaire utilisant le coefficient de comportement  $q$  dans les cas où on suspecte que la plastification prématurée d'un élément conduit à sous-estimer fortement la capacité réelle de la structure. On l'applique pour vérifier la performance structurale de bâtiments nouvellement conçus ou existants, en particulier pour

- évaluer la performance structurale des bâtiments existants ou renforcés
- vérifier ou évaluer plus précisément le rapport  $\alpha_u/\alpha_1$ , coefficient de redistribution plastique qui intervient explicitement dans la valeur du facteur de comportement  $q$  des constructions en acier et mixtes acier - béton....

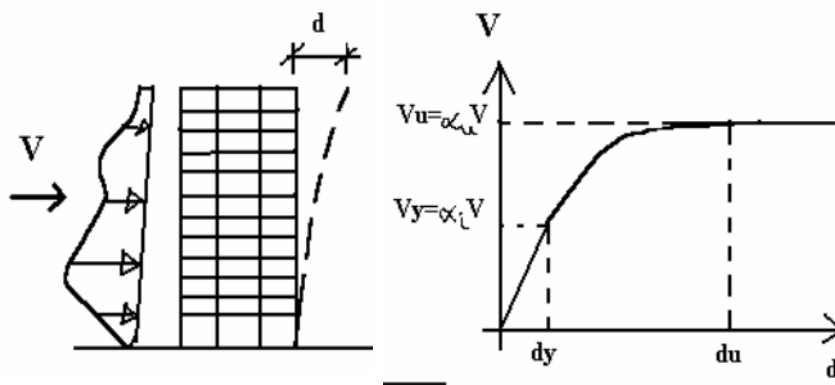


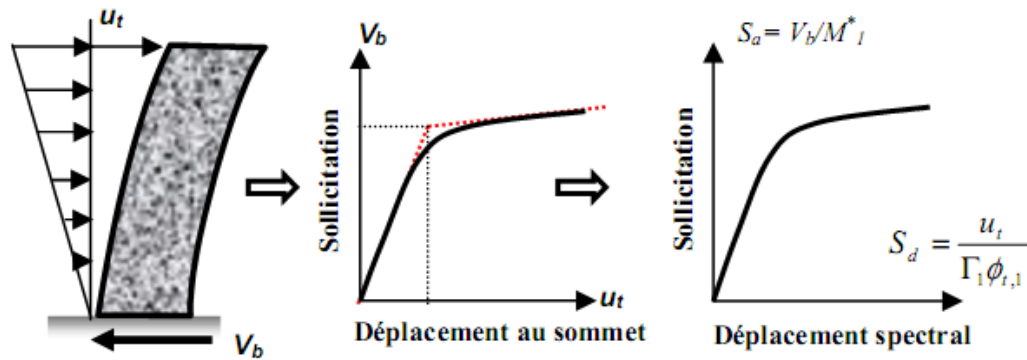
Figure (III-1). Définition de  $\alpha_1$  et  $\alpha_u$  dans une analyse en poussée progressive

Les paramètres  $\alpha_1$  et  $\alpha_u$  sont définis comme suit :

- $\alpha_1$  est la valeur par laquelle les actions sismiques horizontales de calcul sont multipliées pour atteindre pour la première fois la résistance plastique dans un élément de la structure, les valeurs de calcul de toutes les autres actions étant maintenues constantes
- $\alpha_u$  est la valeur par laquelle les actions sismiques horizontales de calcul sont multipliées pour que se forment des rotules plastiques dans un nombre suffisant de sections pour que l'instabilité d'ensemble de la structure se développe, les valeurs de calcul de toutes les autres actions étant maintenues constantes.

#### III-2).Définition de l'analyse pushover :

'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 qui relie l'effort tranchant à la base en fonction du déplacement du sommet de la structure.



Figure(III.2) signification physique de la courbe de capacité

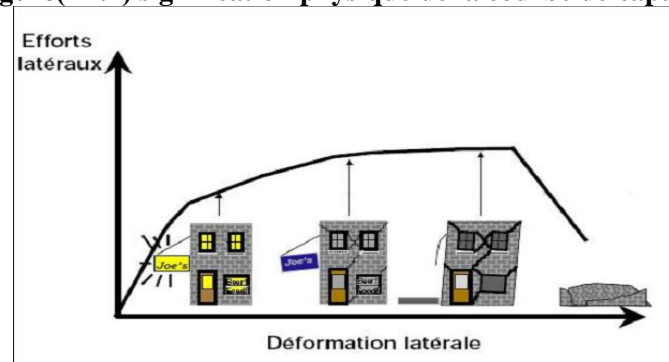


Figure (.III-10): Endommagement correspondant la Figure(III.2)

- a) → Premier niveau comportement élastique (non endommagement).
- b) → Deuxième niveau un endommagement mineur est susceptible de se développer
- c) → Troisième niveau endommagement avancé (aucune capacité de résistance).
- d) → Quatrième niveau effondrement de la structure

### III-2.1).Origine de l'analyse Pushover :

L'analyse statique pushover 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.

### III-2.2).But de l'analyse Pushover:

Le but de l'analyse pushover est de décrire le comportement réel de la structure et d'évaluer les différents paramètres en termes de sollicitations et déplacements dans les éléments de la structure. L'analyse pushover est supposée fournir des informations sur plusieurs caractéristiques de la réponse qui ne peuvent être obtenues par une simple analyse élastique, on cite :

- a-) 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.

### Analyse non linéaire d'une structure en voile

- b)** la détermination des sollicitations réelles sur les éléments fragiles, telles que les sollicitations sur les assemblages de contreventements, les sollicitations axiales sur les poteaux, les moments sur les jonctions poteau-poutre, les sollicitations de cisaillement.
- c)** 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.
- d-)** l'identification des zones critiques dans lesquelles les déformations est supposée être grandes.
- e)** l'identification des discontinuités de résistance en plan et en élévation qui entraînent des variations dans les caractéristiques dynamiques dans le domaine inélastique.
- f)** l'estimation des déplacements inter-étage qui tiennent compte des discontinuités de la rigidité .et de la résistance qui peut être utilisés dans le contrôle de l'endommagement.

### III-2.3.).Déplacement cible.

La relation entre l'analyse en poussée progressive, qui est statique, et le comportement réel de l'ossature sous séisme, qui est dynamique, est établie par la définition d'un déplacement « cible », déplacement maximum attendu de la structure. Il permet d'associer les résultats de l'analyse en poussée progressive, qui caractérisent l' « offre de déformation », à la « demande de déformation » correspondant au déplacement cible.

On trouve le déplacement cible  $d_{et}^*$  ou  $d_t^*$  de la façon suivante :

- on effectue une analyse modale de la structure et on détermine les modes propres
- on définit un oscillateur simple de masse  $m^*$  et de période  $T^*$  , équivalent à la structure multimodale
- on établit le déplacement cible de l'oscillateur simple sous séisme par la relation  $d_{et}^* = S_{de}(T) = S_e(T^*) ( T^*/2\pi)^2$ ; ce déplacement est celui du centre de gravité de la structure, qu'on peut considérer comme point de contrôle du déplacement dans l'analyse en poussée progressive ; cette relation vaut pour des structures de période moyenne à longue ( $T \geq TC$  en notations Eurocode 8).
- pour la détermination du déplacement cible  $d_t^*$  des structures dans le domaine des périodes courtes, il convient d'utiliser différentes expressions de corrections de  $d_{et}^*$ Le point de référence de l'évaluation du déplacement ou « déplacement de contrôle » peut être pris au centre de gravité de la structure ou à son point le plus haut (toiture)

### III-2.4) Distribution des charges latérales.

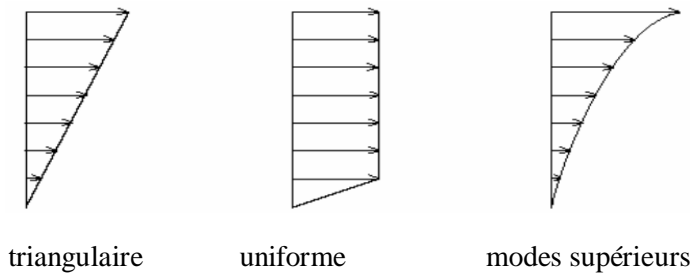
L'utilisation de la méthode d'analyse en poussée progressive pose le problème de la définition de la distribution des forces horizontales appliquées, car cette distribution est constante au cours de l'analyse. La distribution idéale est celle développée dans l'analyse temporelle élasto-plastique, qui varie au cours du séisme selon le schéma de déformation plastique de la structure : ainsi, partant d'une déformée de type « 1er mode » et de la distribution correspondante, la distribution des forces horizontales devient différente selon que la structure forme un mécanisme plastique global ou un mécanisme d'étage – **Figure (III.3)**. La parade à l'incertitude sur la forme de la distribution consiste à considérer plusieurs distributions verticales de forces horizontales. Ainsi, dans l'Eurocode 8, on demande :

- de considérer au minimum un schéma "uniforme", fondé sur des forces latérales proportionnelles à la masse quelle que soit la hauteur (accélération uniforme) et un schéma "modal", proportionnel aux forces latérales correspondant à la distribution des forces latérales déterminée dans l'analyse élastique
- de conduire l'étude au-delà du déplacement cible  $S_{De}(T)$  , de manière . 150 % du déplacement cible Les charges latérales sont appliquées à l'emplacement des masses dans le modèle et

### **Analyse non linéaire d'une structure en voile**

l'excentricité accidentelle doit être prise en compte. Le résultat de l'analyse est une courbe de « capacité » de la structure qui donne la relation entre l'effort tranchant à la base et le déplacement de contrôle..

**\*). Chéma La distribution n des charges**



**Figure (III.3) Distribution de forces horizontales associées à diverses déformations élasto-plastiques de structures Remarque :**

**III-2.5). Les formulations de push over[5]**

Bâtiment à N niveaux soumis à un séisme caractérisé par son spectre (T) ce spectre prend en compte à la fois la dissipation ductile et la dissipation visqueuse du bâtiment.

**A) La Norme Européenne EN 1998, Eurocode 8 :**

« Calcul des structures pour leur résistance aux séismes » a été élaboré par le comité technique européen CEN/TC 250 responsable de l'ensemble des Eurocodes structuraux [5]

**III-2.5.1) Hypothèse : le 1<sup>er</sup> mode est prépondérant.(fondamentale )**

Méthode en poussée progressive (push over)

Le mode de vibration  $\Phi$  est obtenu, soit par une analyse modale préliminaire dans l'hypothèse d'élasticité, soit choisi en application de la méthode de Rayleigh.

$\Phi$  étant défini à une constante multiplicative près, on le « normalise » de sorte que sa valeur au niveau N soit unitaire :  $\Phi N = 1$  (unité arbitraire).

L'effort au niveau  $i$  est donné par : 
$$F_i = S_e \times \frac{\sum_{k=1}^n m_k \Phi_k}{\sum_{k=1}^n m_k \Phi_k^2} \times m_i \Phi_i \dots\dots\dots(III.1)$$

Où  $m_i$  désigne la masse du plancher  $i$ .

**III-2.5.2) la courbe de capacité**

**(Notations de l'annexe B de l'EC8-1) [5]**

Méthode en poussée progressive (push over)

L'effort au niveau  $i$  vaut : 
$$F_i = S_e \times \frac{\sum_{k=1}^n m_k \Phi_k}{\sum_{k=1}^n m_k \Phi_k^2} \times m_i \Phi_i \dots\dots\dots(III.2)$$

En référence à l'annexe B de NF EN 1998-1, le numérateur est appelé « masse du système équivalent à 1DDL » :

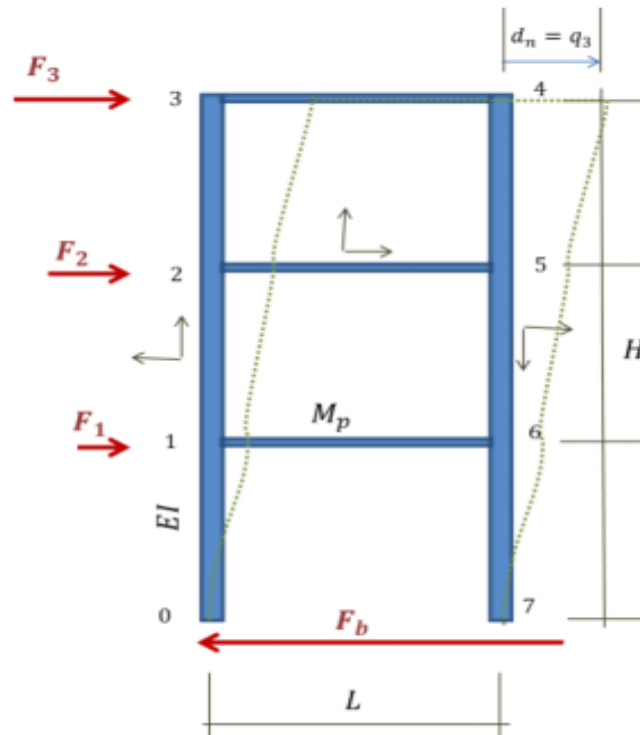


Figure (III.4): L'effort tranchant à la base

$m^* = \sum_{k=1}^n m_k \Phi_k$  .....(III.3) (EN1998-1 expression B.2) n'est autre que le facteur de

participation (\*) noté  $\Gamma = \frac{\sum_{k=1}^n m_k \Phi_k}{\sum_{k=1}^n m_k \Phi_k^2}$  .....(III.4)

Le facteur n'est autre que le facteur de participation (\*) noté

$$\Gamma = \frac{\sum_{k=1}^n m_k \Phi_k}{\sum_{k=1}^n m_k \Phi_k^2} = \frac{m^*}{\sum_{k=1}^n m_k \Phi_k^2} \text{ .....(III.5) (EN1998-1 expression B.3)}$$

L'effort tranchant à la base vaut donc :  $F_b = \sum_{k=1}^n F_i = S_e \Gamma m^* \text{ .....(III.6)}$

On remarque que le produit  $\Gamma m^*$  est égal à la masse modale  $\tilde{M}$

L'effort tranchant à la base vaut donc :  $F_b = \sum_{k=1}^n F_i = S_e \Gamma m^* = \tilde{M} \text{ .....(III.7)}$

**Analyse non linéaire d'une structure en voile**

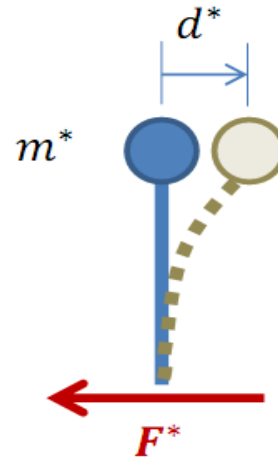
La force agissant sur le système équivalent à 1DDL soumis au même séisme est :

**Figure (III.5) Système équivalent 1DDL**

$$F^* = S_e m^* = \frac{F_b}{\Gamma} \dots\dots\dots(III.8) \text{ (EN1998-1 expression B.4)}$$

Et, naturellement, la pseudo-accelération vaut :

$$S_e = \frac{F^*}{m^*} = \frac{F_b}{\tilde{M}} \dots\dots\dots(III.9)$$



**Figure (III.5) Système équivalent à 1DDL**

Le déplacement associé à l'oscillateur à 1DDL est

$$d^* = \frac{S_e}{\omega^2} \dots\dots\dots(III.10)$$

Le déplacement de contrôle est celui du dernier niveau :

$$d_n = \frac{\gamma_n}{\omega^2} = \frac{F_n}{m_n \omega^2} = \frac{S_e \Gamma \Phi_n}{\omega^2} = \frac{S_e \Gamma}{\omega^2} (\text{car } \Phi_n = 1) \dots\dots\dots(III.11)$$

Par conséquent :

$$d^* = \frac{d_n}{\Gamma} \dots\dots\dots(III.12) \text{ (EN1998-1 expression B.5)}$$

Le déplacement de contrôle est celui du dernier niveau :

La courbe de capacité initialement tracée dans le repère ( , Fb) est reproduite dans le repère (d\*, Se) grâce aux relations de transformation :

$$m^* = \sum_{i=1}^n m_i \Phi_i \text{ ou } \Phi_n = 1 \text{ et } \Gamma = \frac{m^*}{\sum_{i=1}^n m_i \Phi_i^2} \dots\dots\dots(III.13)$$

Alors :  $S_e = \frac{F_b}{\Gamma m^*} = \frac{F_b}{\tilde{M}}$  et  $d^* = \frac{d_n}{\Gamma} \dots\dots\dots(III.14)$

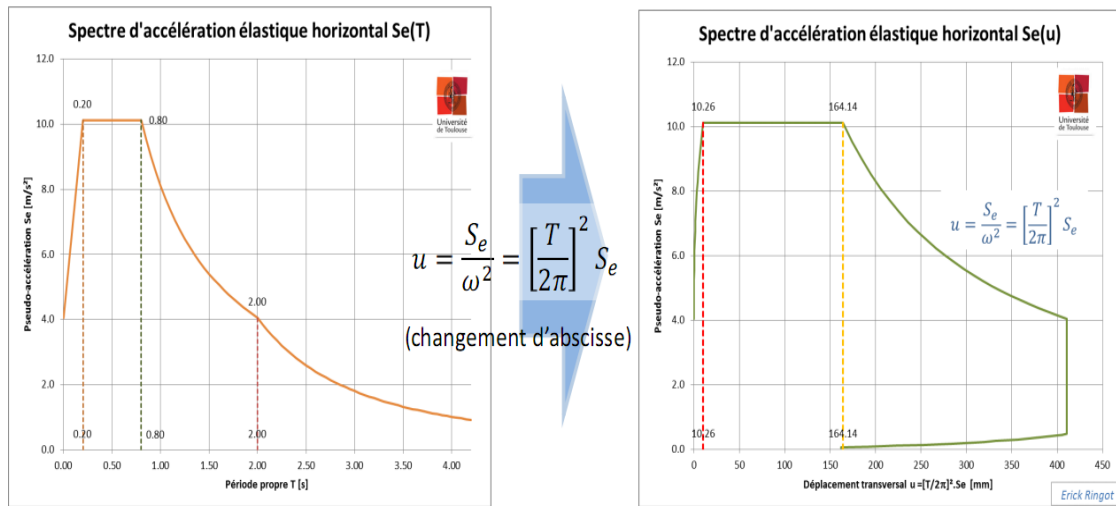


Figure (III.6): Transformation du spectre de réponse (réduction du spectre)

**III-2.5.3) présentation de la phase élastique :**

La phase élastique de la courbe de capacité dans le repère déplacement-force est formée d'un segment de droite ayant pour pente la raideur initiale  $k = \omega^2 m^*$  et d'équation  $Fb = k \cdot dn$  .....(III.15)

Appliquons le changement de coordonnées à cette équation pour passer dans le repère  $(d^*, Se)$  , alors :

$$\Gamma m^* Se = k \Gamma d \text{ .....(III.16)}$$

$$\text{Donc : } Se = \left[ \frac{k}{m^*} \right] d^* = \omega^2 \cdot d^* = \left[ \frac{2\pi}{m^*} \right]^2 d^* \text{ .....(III.17)}$$

C'est la droite d'équation  $T = T^*$  de pente (carré de la pulsation). Cette droite intercepte le spectre élastique pour l'abscisse  $d_{et}^*$  tel que :

$$d_{et} = Se(T^*) \left[ \frac{T^*}{2\pi} \right]^2 \text{ .....(III.18) (EN1998-1 expression B.8)}$$

**III-2.5.4). Point de performance**

A partir de la courbe de capacité, il devient alors intéressant de comparer celle-ci avec la sollicitation d'un séisme. Pour considérer la demande d'un séisme, on utilise en général des Spectres de réponse en accélération ou en déplacement. Les axes de la courbe de capacité doivent donc être transformés afin d'avoir les mêmes unités :

- Réaction à la base / masse → accélération.
- Déplacement / Facteur de participation modale → déplacement. Plusieurs méthodes

D'assemblage des deux courbes sont applicables. L'EC 8 par exemple, permet de trouver un point de performance sur la base de la règle des déplacements égaux. Les normes américaines, par contre, prévoient des itérations avec plusieurs spectres représentant différents coefficients d'amortissement visqueux. Dans les deux cas on trouve ce que l'on appelle un « point de

**Analyse non linéaire d'une structure en voile**

performance » qui permet de faire plusieurs considérations concernant le comportement de la structure face au séisme. Selon les indications de l'EC 8, le déplacement élastique d'une structure équivalente est trouvé par le prolongement de la partie élastique de la courbe de capacité jusqu'au croisement avec le spectre (point A), Figure (III8) Le déplacement inélastique de la structure réelle est celui qui lui correspond sur la courbe de capacité au point B. Avec cette construction, on peut par exemple définir si la structure nécessite une augmentation de sa capacité de déformation ou bien une augmentation de sa rigidité

#### III-2.5.4.1) Les Critère de la performance

##### a) Critère de rigidité:

Pour des raisons économiques, le contrôle de l'endommagement à travers la vérification de rigidité structurelle est devenu un critère incontournable. Pour l'endommagement structurel le déplacement global (en tête) de la structure peut fournir une bonne indication, mais ne peut adéquatement refléter l'endommagement des éléments non structuraux, qui dépend essentiellement du déplacement relatif entre 2 étages, La rigidité requise dépend essentiellement du type de séisme (far-field et near-field regions) et du type de structure. La rigidité disponible (emmagasinée) dépend :

a- des déformations limitent des éléments non structuraux.

- un endommagement mineur où les fissures 0.2-1mm n'affectent significativement pas le service et la réparation est facilement exécutable. - un endommagement important où les fissures 1-2mm, n'affecte pas la sécurité des éléments mais la réparation devient coûteuse.

Un endommagement très important avec de larges fissures dépassant les 2mm, conduisant à la ruine partielle ou totale des éléments.

b- désolidarisation des éléments non structuraux de la structure porteuse La conception parasismique moderne est favorable au fait de désolidariser les remplissages afin de les isoler vis-à-vis des déformations structurelles. [41]

##### b)- Critère de résistance :

Le critère de résistance est traditionnellement introduit comme un but primordial dans le dimensionnement parasismique; la structure doit donc satisfaire ce critère à travers la relation suivante demande de Résistance ; capacité de Résistance Les 2 termes de l'équation sont déterminés respectivement à partir de l'action sismique et la configuration structurelle.

la demande de résistance peut être déterminée en utilisant plusieurs méthodes, et elle dépend du : -type de séisme, se référant à son intensité, durée, période etc.. - type de structure - spectre de dimensionnement, tiré du spectre élastique en utilisant le facteur de réduction de force R Les étapes nécessaires pour déterminer la capacité de résistance sont comme suit: - établir un mécanisme favorisant la rotation au niveau des poutres reconnu comme le mécanisme le moins exigeant si la notion de ductilité est considérée en respectant l'approche poteau fort - poutre faible. - identifier les sections critiques ou dissipatives d'énergie, leur fournir le ferraillement nécessaire de résistance et de confinement afin de leur conférer l'aptitude ductile requise. - dimensionner les régions préalablement conçues comme élastiques de façon à éviter la migration accidentelle des déformations plastiques.[41]

##### c)- Critère de ductilité :

On entend par ductilité dans la conception structurelle, la capacité d'une structure de supporter de larges déformations dans le domaine post-élastique sans jamais enregistrer une réduction substantielle de résistance. Plusieurs règlements exigent à ce que ces structures aient la capacité de résistance garantissant le niveau de demande de ductilité résultant. Pour les portiques auto stables, la plastification préférée est celle causée par un comportement flexionnel que celles

causées par l'action de l'effort tranchant ou d'adhérence qui sont à éviter, vu qu'elles conduisent à une réduction substantielle de la dissipation d'énergie. Les récents développements dans la conception parasismique incluent le fait de doter la structure d'une ductilité suffisante comme il est recommandé pour la rigidité et la résistance. Pour ce, une méthodologie claire et cohérente pour le contrôle direct de ductilité doit être développée. [41]

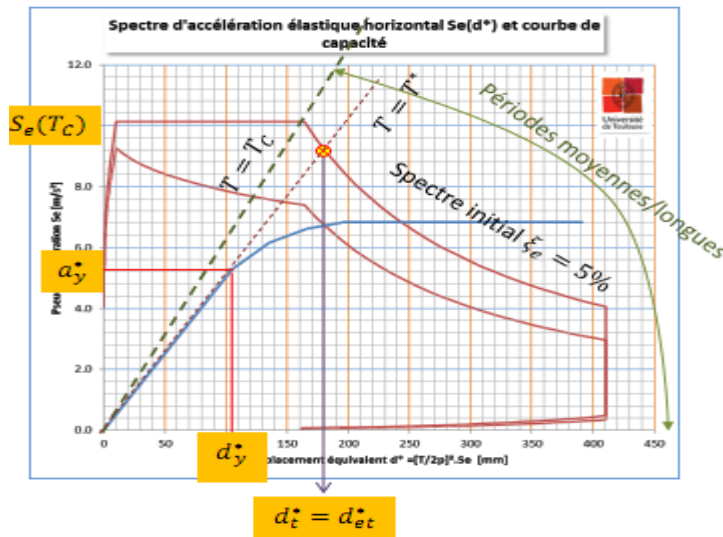


Figure (III-7) point performance [5]

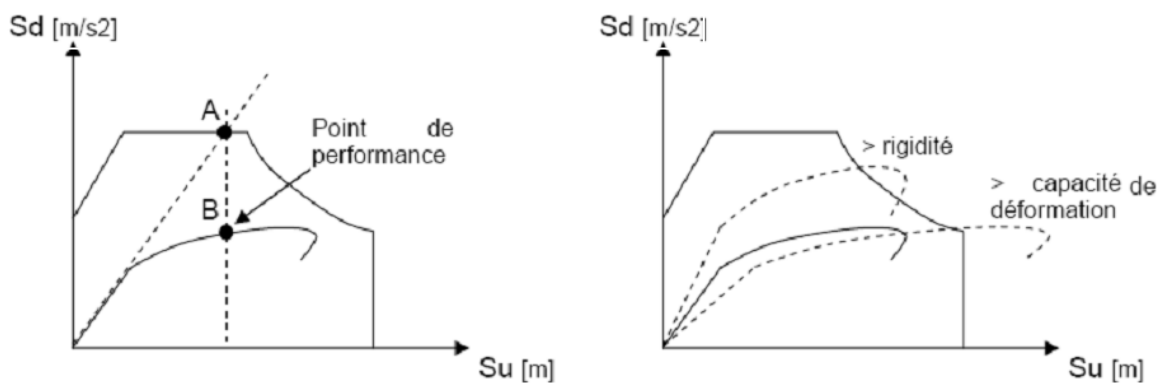


Figure (III-8) : Point de performance selon EC 8 et principe d'évaluation de la courbe de capacité

Les normes américaines FEMA-273 [41] prévoient de croiser la courbe de capacité avec plusieurs spectres. Le comportement inélastique est approché par l'accroissement du coefficient d'amortissement visqueux. L'itération consiste en principe à trouver le point d'équilibre entre ductilité demandée et amortissement requis. Le point de croisement de la courbe avec un spectre permet de définir la ductilité nécessaire à la structure (rapport entre point D et point C).

III-2.6). L'utilisation du point de la performance [40]

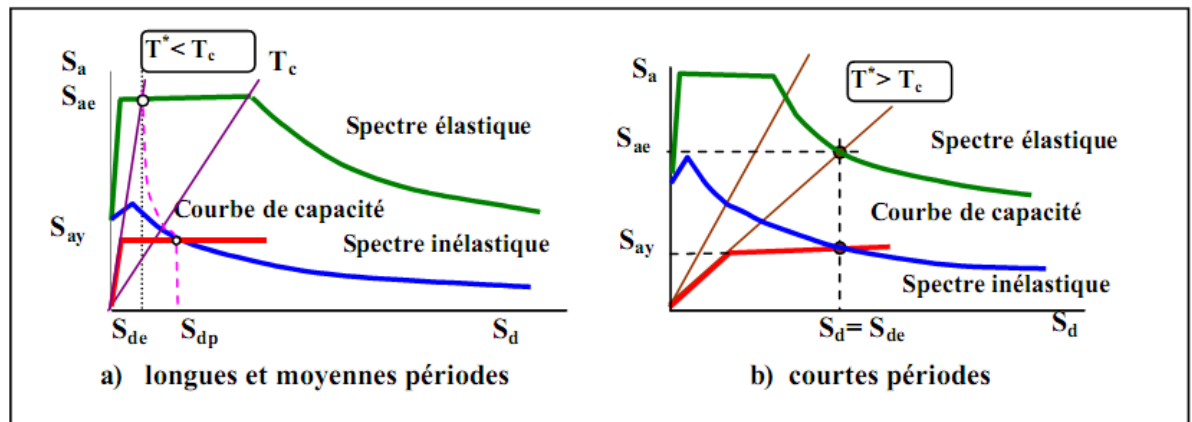


Figure (III-9) Courbe de capacité représentée dans le plan ( $S_a-S_d$ ).

L'indice de dommages est  $DI = \frac{\delta m - \delta y}{\delta u - \delta y}$

Où

$\delta m$  : est le déplacement maximum dans la zone non linéaire (point de performance) ;

$\delta u$  : est le déplacement ultime (ruine totale) ;

$\delta y$  : est le déplacement correspondant au seuil de plastification.

En se basant sur les degrés de dommages structurels, une équivalence entre l'indice de dommages précédemment défini  $DI$  et l'état de dégradation est donnée au tableau III.1. Pour procéder au calibrage des paramètres des fonctions de fragilité, il est nécessaire d'établir une corrélation entre l'indice de dommage précédemment défini  $DI$  et le déplacement inter-étage  $\Delta_i$

Index de dommages	État de dommages
$DI \leq 0,1$	Aucun dégât
$0,1 < DI \leq 0,25$	Léger
$0,25 < DI \leq 0,40$	Modéré
$0,40 < DI \leq 1,00$	Important
$DI > 1,00$	Ruine

Tableau III.1. Equivalence entre l'indice de dommages et l'état de dommages.



# **Chapitre IV**

## **Les Contreventements**

## Chapitre IV Les Contreventements

### IV-. Contreventement des bâtiments [21]

#### IV-1. GENERALITES

##### IV-1.1. Qu'appelle-t-on contreventement ?

Pendant un séisme, une construction reçoit des charges horizontales qui, comme les charges verticales, doivent être transmises jusqu'au sol d'assise de la construction par les éléments résistants..(Structures auto stables et Structures contreventées).

Les descentes des charges horizontales passent par des dispositifs spécifiques (systèmes articulés en plus de contreventement strangulés par exemple,...).Le contreventement d'une structure doit être horizontal (diaphragmes) et vertical (palées de stabilité) et dimensionné en fonction des accélérations attendues. La qualité des liaisons entre la structure et les éléments de contreventement, et en général la qualité de leur mise en œuvre, conditionne leur efficacité. Le contreventement des plans horizontaux permet de transmettre et répartir les actions horizontales subies par la construction sur les éléments de contreventement vertical. Chaque niveau, y compris les pans de toiture, doit être contreventé, autrement dit, « résistant aux déformations ». Les éléments de contreventement vertical, ou « palées de stabilité » doivent résister aux efforts horizontaux dans leur plan à chaque niveau de la construction et assurer la descente de charges dynamiques aux fondations. Dans ce qui suit, nous nous intéresserons plus particulièrement aux structures auto stables.

##### IV.1.2. Les ossatures

L'ossature a pour rôle d'assurer la stabilité d'ensemble, ainsi que la transmission de toutes les actions agissant sur l'ouvrage, depuis leur point d'application jusqu'au sol, par l'intermédiaire des fondations. De ce fait, elle comporte des éléments résistants dans les trois directions de l'espace :

- a) verticalement par les poteaux et les voiles,
- b) horizontalement, les poutres transversales et les poutres longitudinales.

La stabilité peut être assurée de différentes manières en fonction de la destination de la construction. On distingue deux catégories :

- les bâtiments à usage d'habitation ou de bureaux,
- et les bâtiments industriels.

Tout projet de construction commence, avant tout calcul, par la définition de la disposition d'ensemble de l'ossature en fonction de la destination de l'ouvrage, quitte par la suite à modifier en partie ces dispositions, en particulier leur dimensionnement estimé à priori au départ.

##### IV.1.2.1 ) les types ossatures :

- les ossatures par portiques,
- les ossatures par refends linéaires : transversaux, longitudinaux, ou encore dans les deux directions,
- les ossatures mixtes : refends plus portiques,
- les ossatures à noyau central,
- les ossatures à noyau central et façades porteuses.

Autrefois, la stabilité des bâtiments aux séismes (ou au vent) ne posait pas de problème. Elle était assurée par le poids de la construction (murs porteurs épais, murs à cheminée, planchers lourds) et par la présence de refends transversaux et longitudinaux. Actuellement, il n'en est plus de même. Les charges permanentes des constructions sont considérablement réduites et surtout

#### ***Analyse non linéaire d'une structure en voile***

on ne prévoit plus toujours des refends longitudinaux et transversaux. Dans le cas des constructions du type à refends transversaux porteurs, la stabilité transversale est souvent assurée de façon satisfaisante par les refends et les murs pignon. Il n'en ait pas de même de la stabilité longitudinale qui est souvent assurée par les seules cloisons constituant les cages d'escalier. Dans d'autres bâtiments, il n'existe plus de refends, les cloisons qui remplacent murs peuvent, dans une certaine mesure intervenir dans la stabilité longitudinale et transversale des constructions, mais elles sont-elles mêmes de plus en plus légères, souvent percées de baies et ne sont pas toujours placées dans les plans verticaux des files de poteaux. Le contreventement des bâtiments est donc un problème délicat à traiter

#### a) Ossatures par portiques

Elles sont constituées par un assemblage de poteaux et de poutres (figure 4.1). Ce type de d'ossature a connu un essor spectaculaire après la découverte des méthodes de calcul simplifiées.

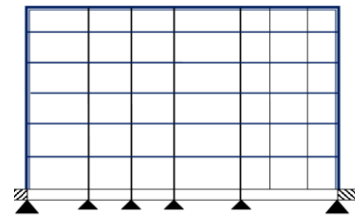


Figure (IV-1) : Ossature par portiques

Ce type d'ossature convient pour les bâtiments de faible à moyenne hauteur, c'est-à-dire, entre 10 à 15 niveaux. Au-delà, la structure devient lourde, par conséquent, il est préférable d'utiliser les ossatures par refends porteurs moins lourdes et plus économiques.

#### b) . Ossatures par refends linéaires

Ce type d'ossature est constituée par une série de murs porteurs liés entre eux par des planchers généralement du type dalle. On rencontre trois types d'ossatures par refends (figure 4.2) :

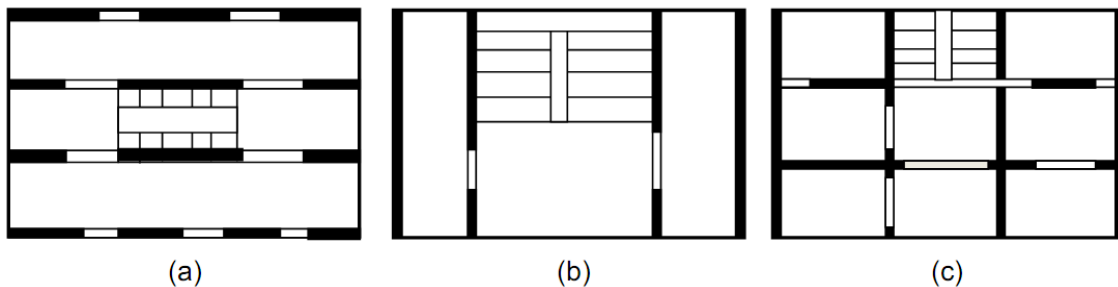


Figure (IV 2) : Ossatures par refends linéaires

- structures à refends longitudinaux, (a)
- structures à refends transversaux, (b)
- structures à refends longitudinaux et transversaux.

(a) (b) (c)

Ce système porteur permet l'utilisation de la technique des coffrages glissants. La présence de refends transversaux rend possible l'utilisation de panneaux de façades légères préfabriquées. Du point de vue économique, ce type de structure demeure valable pour des immeubles ne dépassant pas 20 à 25 niveaux.

#### c) . Ossatures mixte refends-portiques

Ce type d'ossature est utilisé lorsque les refends sont en nombre insuffisant pour assurer le contreventement (figure 4.3). Le calcul ainsi que l'exécution d'une telle structure est relativement complexe.

**Analyse non linéaire d'une structure en voile**

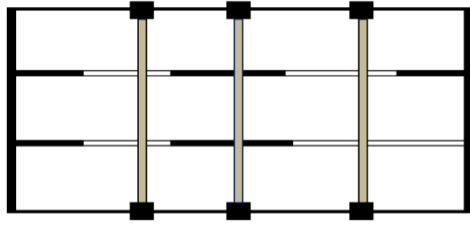


Figure IV 4.3 : Ossature mixte refend intérieurs avec poteaux en façade

**d) . Ossature avec noyau de contreventement**

Ce type de structure est constitué par un noyau, généralement centré, en béton armé et une série de poteaux périphériques. Le noyau central reprend une forte partie des charges verticales et assure la stabilité d'ensemble de la construction, les poteaux ne transmettent au sol que les charges verticales.

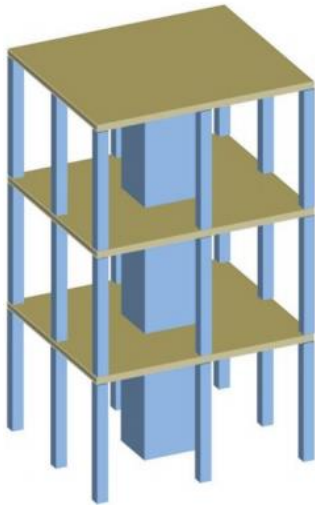
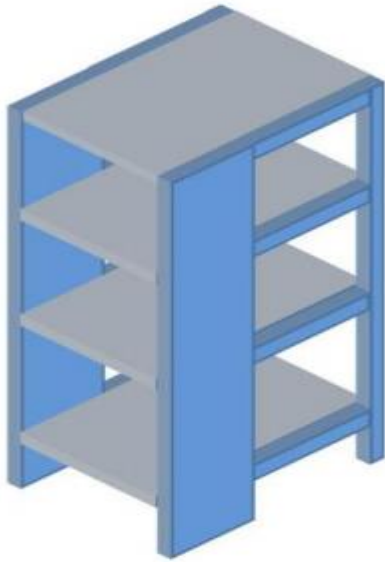


Figure (IV.4.) Ossature avec noyau central

**e) Ossature avec noyau central et façades porteuses**

A la différence du cas précédent les façades participent aux efforts de contreventement. Elles sont généralement préfabriquées en béton armé ou en acier. La capacité portante d'une telle structure est ainsi largement augmentée et du point de vue économique, elle peut être utilisée jusqu'à 100 à 120 niveaux.



**Figure (IV.5.) Ossature contreventé par façades porteuses**

#### **IV .2) .Classification des systèmes de contreventement selon RPA 99/20003**

L'objet de la classification des systèmes structuraux se traduit, dans les règles et méthodes de calcul, par l'attribution pour chacune des catégories de cette classification, d'une valeur numérique du coefficient de comportement R (voir tableau 4.3. **RPA 99**) La classification des systèmes structuraux est faite en tenant compte de leur fiabilité et de leur capacité de dissipation de l'énergie vis-à-vis de l'action sismique, et le coefficient de comportement correspondant est fixé en fonction de la nature des matériaux constitutifs, du type de construction, des possibilités de redistribution d'efforts dans la structure et des capacités de déformation des éléments dans le domaine post-élastique. Les systèmes de contreventement retenus dans les présentes règles sont classés selon les catégories suivantes :

##### **IV.2.1) Structures en béton armé**

###### **a) : Portiques auto stables en béton armé sans remplissage en maçonnerie rigide :**

C'est une ossature constituée uniquement de portiques capables de reprendre la totalité des sollicitations dues aux charges verticales et horizontales. Pour cette catégorie, les éléments de remplissage ne doivent pas gêner les déformations des portiques (cloisons désolidarisées ou cloisons légères dont les liaisons ne gênent pas le déplacement des portiques) Par ailleurs les bâtiments concernés ne doivent pas dépasser 7 niveaux ou 23 m en zone I, 5 niveaux ou 17m en zone II et 2 niveaux ou 8m en zone III

###### **b) : Portiques autostables en béton armé avec remplissage en maçonnerie rigide**

C'est une ossature constituée uniquement de portiques capables de reprendre la totalité des sollicitations dues aux charges verticales et horizontales. Pour cette catégorie, les éléments de remplissage de la structure sont constitués par des murs en maçonnerie de petits éléments insérés dans le cadre poteaux-poutres dont l'épaisseur (hors crépissage) ne dépasse pas 10 cm (exception faite pour les remplissages périphériques ou les séparations entre deux (2) logements ou deux locaux d'un même niveaux ou une deuxième paroi de 5 cm , du côté intérieur est tolérée ; Cette dernière peut éventuellement avoir une épaisseur de 10 cm à condition qu'elle ne soit pas insérée dans les cadres poteaux-poutres pour ne pas aggraver les phénomènes d'interaction maçonnerie – structure ). En outre les remplissages concernés doivent être disposés en plan aussi

***Analyse non linéaire d'une structure en voile***

symétriquement que possible par rapport au centre de masse de chaque étage de façon à ne pas aggraver une dissymétrie éventuelle du système de contreventement en béton armé de l'étage (portique auto-stable). Les bâtiments concernés ne doivent par ailleurs pas dépasser 6 niveaux ou 20m. En zone I et II et 2 niveaux ou 8m en zone III .

#### **IV .3). Système de contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé**

Le système est constitué de voiles uniquement ou de voiles et de portiques. Dans ce dernier cas les voiles reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales. On considère que la sollicitation horizontale est reprise uniquement par les voiles.

##### **IV.3.1). Structure à ossature en béton armé contreventée entièrement par noyau en béton armé**

Le bâtiment est dans ce cas-là contreventé entièrement par un noyau rigide en béton armé qui reprend la totalité de l'effort horizontal.

##### **IV.3.2) Système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques -voiles :**

Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales. Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux;. Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant d'étage.

##### **IV .3.3) Système de contreventement de structures en portiques par des voiles en béton armé.**

Dans ce cas les voiles reprennent au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales et la totalité des sollicitations dues aux charges horizontales On considère que les portiques ne reprennent que les charges verticales. Toutefois, en zone sismique III, il y a lieu de vérifier les portiques sous un effort horizontal représentant 25% de l'effort horizontal global Avec ce système de contreventement les bâtiments sont limités en hauteur à 10 niveaux ou 33 m au maximum.

#### **IV .4) Murs et voiles de contreventement (RPA 99/2003)**

Les voiles en béton armé sont de plus en plus souvent utilisés lors de la conception des structures en zones à forte sismicité, du fait qu'en plus de leur capacité à supporter les charges verticales, ils sont encore plus efficaces pour résister aux charges latérales induites par les séismes. Du fait considérablement sur la sécurité des ouvrages en zones à forte sismicité, Les principaux avantages liés à l'utilisation des voiles peuvent être résumés dans ce qui suit :

-Augmentation de la rigidité de l'ouvrage.

-Diminution des effets du second ordre à cause de déplacements relativement faibles,

ce qui permet d'éviter les phénomènes d'instabilité. Diminution des dommages dans les éléments structuraux,

**IV .4.1) Rôle des voiles :**

- a) reprendre les charges permanentes et d'exploitation apportées par les planchers
- b) participer au contreventement
- c) assurer une isolation acoustique
- d) assurer une protection contre l'incendie

**IV .4.2). Emploi :**

- \*) en façade
- \*) en pignons
- \*) à l'intérieur (murs de refends)

**IV .4.3) Coffrage :**

Sont considérés comme voiles les éléments satisfaisant à la condition  $L \geq 4a$ .

Dans le cas contraire, ces éléments sont considérés comme des éléments linéaires.

---



Figure (IV. 6) quelques illustrations de banches pour couler des murs porteurs

*Analyse non linéaire d'une structure en voile*

#### IV .4.4) L'épaisseur minimale

Est de 15 cm. De plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage  $h_e$  et des conditions de rigidité aux extrémités comme indiqué à la

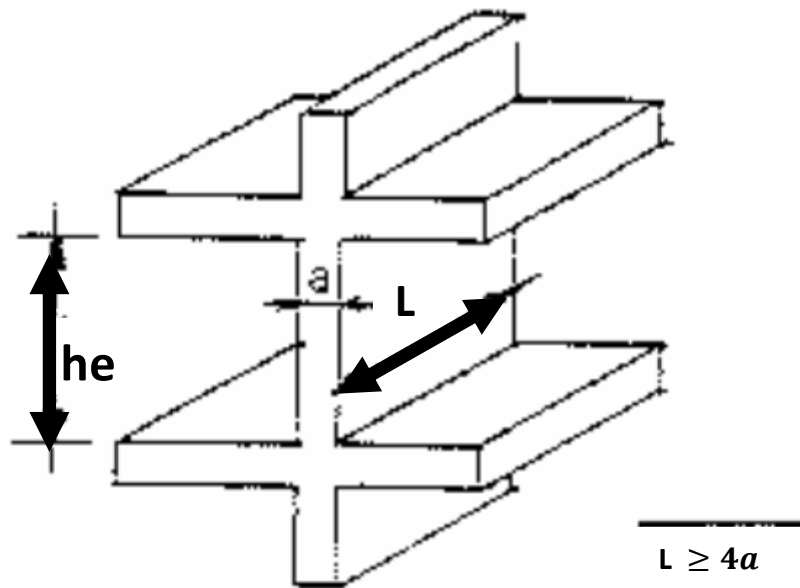


Figure (IV .7) Coupe du voile

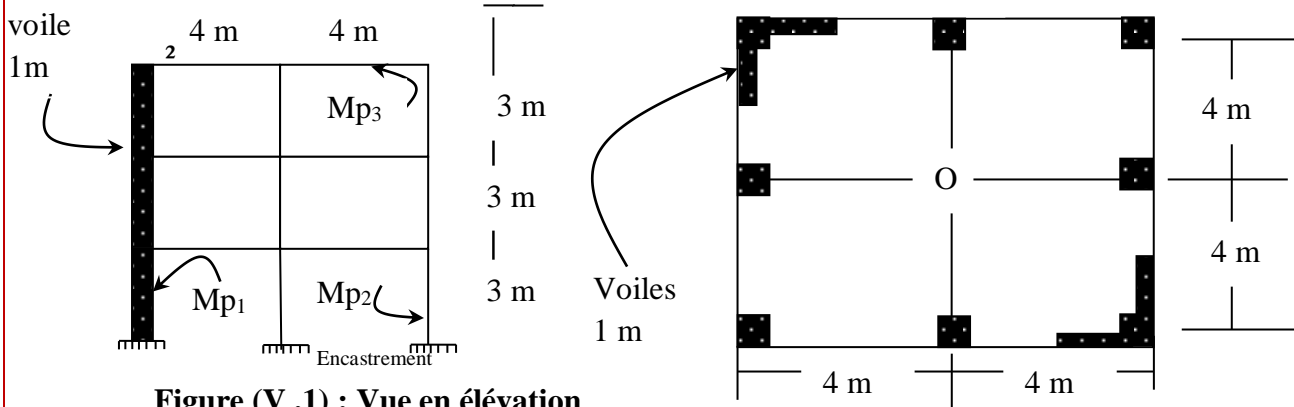
# **Chapitre V**

## **Application numérique**

## Chapitre V Application numérique

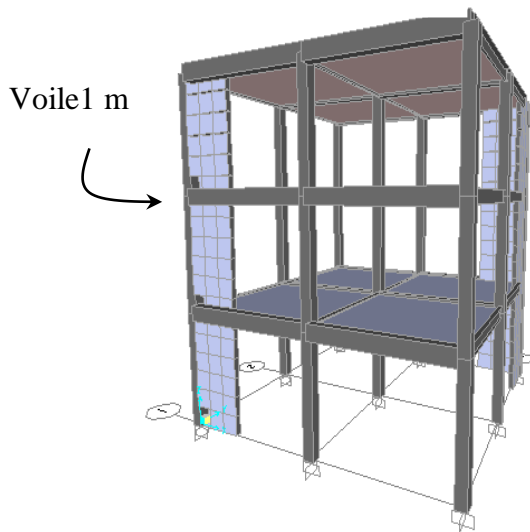
### V.1) Description de la structure :

Soit la structure suivante en (R+2) contreventée par 2 voiles en L symétriques par rapport à l'axe de torsion (O)



**Figure (V.1) : Vue en élévation**

**Figure (V.2) : Vue en plan**



**Figure (V.3) Vue 3D (SAP 2000) R+2**

La rigidité :

On sait que pour un bâtiment à trois étages modélisé comme une console à trois masses concentrées au niveau des planchers, la matrice de rigidité est:  $10^3$

$$[K] = \begin{bmatrix} K_1 + K_2 & -K_2 & 0 \\ -K_2 & K_2 + K_3 & -K_3 \\ 0 & -K_3 & K_3 \end{bmatrix}$$

Comme  $K_1 = K_2 = K_3 \approx 663551.78 \text{ kN/m}$ , il vient:

$$[K] = \begin{bmatrix} 1327E3 & -663,5E3 & 0 \\ -663,5E3 & 1327E3 & -663,5E3 \\ 0 & -663,5E3 & 663,5E3 \end{bmatrix}$$

**Analyse non linéaire d'une structure en voile**

**Remarque.**

Pour simplifier les calculs, nous avons pris une structure parfaitement symétrique avec:

Des voiles en L symétriques par rapport à O pour éliminer l'effet de torsion

Masse volumique du B.A. = 2500 kg/m<sup>3</sup>,

Masse surfacique du plancher à corps creux: 290 kg/m<sup>2</sup>.

Rigidités latérales de poutre et de plancher infinies

Masse des remplissages négligeable.

**N.B.** Pour le calcul des rigidités de structures plus complexes, on utilise souvent des méthodes approchées simples telles que la méthode de Muto.

**Remarque 02 :**

La structure est symétrique pour simplifier les calculs et

Pour appliquer la méthode approximative du moment donc

On à prendre un portique.

**V .2) Déterminations des moments**

Poteau (30x30) cm → I = (67,5.10<sup>3</sup> cm<sup>4</sup>)

Poutre (40x30) cm → I = (16.10<sup>4</sup>cm<sup>4</sup>)

Voile (100x15) cm → I = (0.0125 m<sup>4</sup>)

σ<sub>e</sub> = 240MPa

E = 34540MPa

$$\sigma = \frac{MH}{I} \rightarrow Me = \frac{2\sigma I}{H} \rightarrow M_p = \frac{3}{2} Me$$

Donc :

$$M_p = \frac{3 \sigma I}{h}$$

H=3m L=4m h = [0.3.....0.4.....1] m

M<sub>p1</sub> = 3.240.10<sup>3</sup>.0,0125/1m = 9000 KN.M (moment plastique du voile).

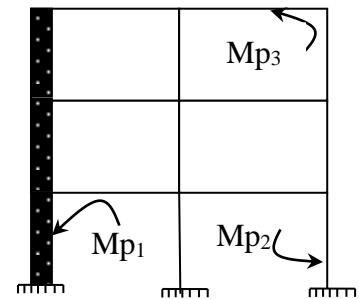
M<sub>e1</sub> = 6000 KN.M (moment élastique du voile).

M<sub>p3</sub> = 2880 KN.M (moment plastique de poutre).

M<sub>e3</sub> = 1920 KN.M (moment élastique de poutre).

M<sub>e2</sub> = 1080 KN.M (moment élastique de poteau).

M<sub>p2</sub> = 1620 kn.m( moment plastique de poteau).

**Analyse non linéaire d'une structure en voile**

**Figure (V. 4) Vu en élévation de la structure étudiée**

**V .3)La déterminations des mécanismes**

**V.3.1- le premier mécanisme de ruine :**

On ‘a appliqué le principe de

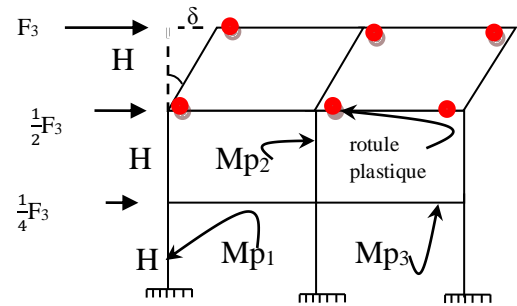
(Poteau forte-poutre faible)

Donc la plastification elle est toujours dans les poutres.

$$\delta = H \theta \rightarrow W_e = F_3 \cdot \delta = F_3 H \theta$$

$W_i = 6 M_{p3} \theta$  (principe de (poteau forte-poutre faible).

$$W_e = W_i \dots\dots\dots F_3 = \frac{6}{H} M_{p3}$$



**Figure (V. 5): le premier mécanisme de ruine**

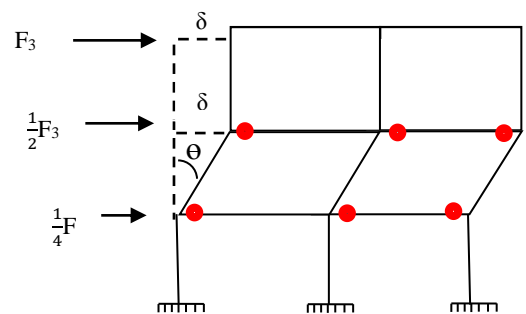
**V .3.2) Le deuxième mécanisme de ruine**

$$W_e = 0.5 F_3 \cdot \delta + F_3 \cdot \delta = 1.5 F_3 \delta \text{ et } \delta = H \theta$$

donc  $W_e = 1.5 H \theta$

$$W_i = 6 M_{p3} \theta$$

$$W_e = W_i \quad F_3 = 4 \frac{M_{p3}}{H}$$



**Figure(V.6) Le deuxième mécanisme de**

**V .3.3) le troisième mécanisme de ruine**

$$W_e = (1/4 F_3 + 1/2 F_3 + F_3) \delta = \frac{7}{4} F_3 H \theta$$

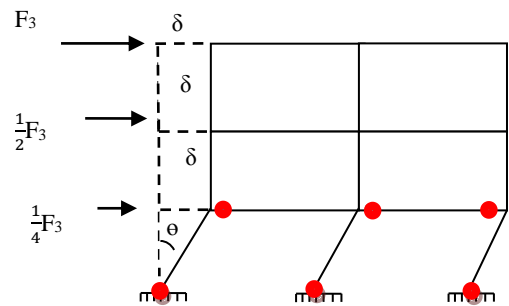
$$W_i = M_{p1} \theta + 3 M_{p3} \theta + 3 M_{p2} \theta \text{ et } M_{p1} = 3.13 M_{p3}$$

$$\text{et } M_{p1} = 5.56 M_{p2}$$

le principe de (poteau forte-poutre faible)

$$W_i = 2.41 M_{p1} \theta$$

$$W_e = W_i \text{ donc } F_3 = \frac{1.32 M_{p1}}{H}$$



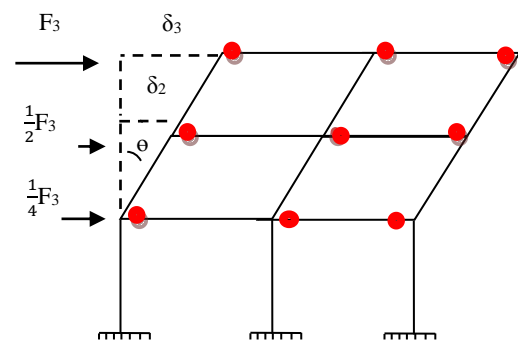
**Figure (V .7) le troisième mécanisme de**

**V. 3.4) Le mécanisme 04 :**

$$W_e = (F_2 + 2 F_3) H \theta = \frac{8}{3} F_3 H \theta$$

$$W_i = 9 M_{p3}$$

$$\text{donc } F_3 = \frac{3.37 M_{p3}}{H}$$



**Figure (V .8): Le mécanisme de ruine (04)**

**V.3.5) le mécanisme 5**

$$W_e = (F_1 + 2F_2 + 3F_3)H\theta = (0.25 F_3 + F_3 + 3F_3)H\theta$$

$$= \frac{17}{4} F_3 H\theta$$

$$W_i = 9MP_3 + MP_1 + 3MP_2$$

$$MP_3 = 3.13 MP_3$$

$$MP_3 = 5.56 MP_2$$

$$W_i = \frac{9 MP_3}{3.13} + \frac{3 MP_2}{5.56} + MP_1 = 4.42 MP_1$$

$$W_e = W_i$$

$$F_3 = \frac{MP_1}{H}$$

**Remarque:**

Pour les portiques étagés il est vivement recommandé de retenir le mécanisme de ruine le plus voisin de la déformation élastiques, c'est-à-dire celui qui correspond à la plastification de la base des montants au niveau d'encastrement en évitant absolument la plastification de ces montants aux niveaux supérieurs. (A. Fuentes. Eyrolles paris 1988), et on applique le principe (poteau fort- poutre faible) et prend les mécanisme (3) et (5) car la stabilité de la structure dépend au pieds (voile).

Donc :

$$F_3 \text{ méc}(5) \leq F_3 \text{ méc}(3)$$

La charge de ruine :

$$F_3 = \frac{1.04 MP_3}{H} \cdot 3000 \text{ KN}$$

**V .4) Détermination du moments fléchissant dans les poteaux et les poutres.**

Pour déterminer les moment fléchissant on a utilisé la méthode approximative : [6] des charges latérales ,le calcul des efforts internes dus aux charges latérales sollicitant un cadre multi-étagé , on peut utiliser la méthode du portique , basée sur un comportement de type cisaillement du multi étagé .

**4.1) Les hypothèse de la méthode:**

a) Il y a un point d'inflexion au milieu de chaque poutre , c'est-à-dire que le moment fléchissant à cette section de la poutre est nul (rotule fictive).

b) Il y a un point d'inflexion au milieu de chaque poteau ,c'est-à-dire que le moment fléchissant à cette section du poteau est nul (rotule fictive ).Le premier étage ,la position du point d'inflexion dans les poteaux dépend du type d'appuis à la base des poteaux ,si les pieds de poteaux sont articulés sur les fondations (rotules) ,il évident que le point d'inflexion est à la base du poteau ,si les pieds de poteaux sont encastree dans les fondations ,le point d'inflexion est situé aux deux tiers de la hauteur du poteau à partir de la base

c) - la troisième hypothèse de cette méthode celle qui permet d'entreprendre les calculs suivante :

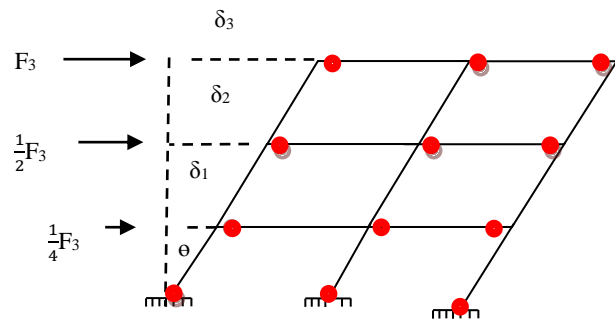


Figure (V .9): Le mécanisme de ruine (05)

A un étage quelconque l'effort tranchant dans les poteaux intérieurs est deux fois plus grand que l'effort tranchant dans les poteaux extérieurs.

#### V.4.2)-la méthode de portique:[6]

Cette méthode est la plus utilisée, la première étape du calcul consiste à déterminer les efforts tranchants dans les poteaux, quand ces efforts sont connus, on calcule successivement le moment fléchissant dans les poteaux, les moments fléchissants dans les poutres et, finalement, les efforts tranchants dans les poutres.

La troisième hypothèse de la méthode de portique, celle qui permet d'entreprendre les calculs, est la suivante.

A un étage quelconque, l'effort tranchant dans les poteaux intérieurs est deux fois plus grand que l'effort tranchant dans les poteaux extérieurs.

La somme des efforts tranchants dans les poteaux d'un étage quelconque, situé entre les niveaux I et I+1, est égale à la somme des charges horizontales au-dessus de l'étage I incluant celle de l'étage I, cette somme, notée THV(I), est égale à :

$$THV(I) = \sum_{K=1}^I H_k$$

$H_k$  : la charge horizontale.

Le paramètre THV représente l'effort tranchant auquel doivent résister tous les poteaux situés entre les niveaux I et I+1.

##### V. 4.2.1) La première étape :

Des calculs consistent à déterminer les efforts tranchants dans les poteaux avec la troisième hypothèse :

Pour  $j = 1$  et  $j = \max$

$$VLS(i,j) = \frac{THV(I)}{2j_1} \text{ pour } j = 2 \text{ et } j = j_{\max} - 1 \rightarrow VLS(i,j) = \frac{THV(I)}{j_1}$$

VLS : efforts tranchants

$J_1$  : nombre de travées

J : nombre de nœuds

##### V.4.2.2) Deuxième étape :

Consiste à calculer les moments fléchissants dans les poteaux  $MLS(i,j)$  par la relation suivante :

Pour  $I+1$  et à  $I = \max - 2$

$$MLS(i,j) = \frac{VLS(i,j)H}{2} \text{ et } MLS(i,j) = MLSA(i,j)$$

Pour  $I = \max - 1$  avec encastrement à la base des poteaux :

$$MLS(i,j) = \frac{VLS(i,j)H}{3}$$

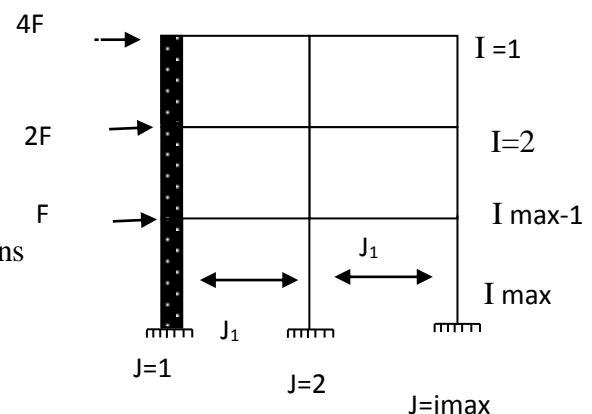


Figure (V. 10) : définition des nœuds

$$MLS(i+1,j) = 2 \frac{VLS(i,j) H}{3}$$

**4.2.2.1) solution:**

THV (I max-1) = 7F

THV (I =2) = 6F

THV (I =1) = 4F

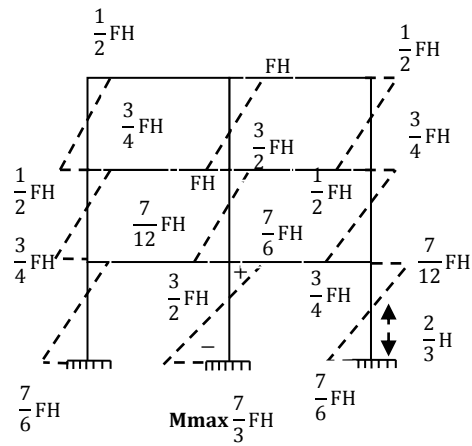


Figure (V. 11) Les moments fléchissant dans les poteaux

**V .4.2.3 )Troisième étape**

Des calculs consistent à déterminer les moments dans les poutres par la relation suivante.

$$MLD(i,j) = -[MLS(i,j) + MLA(i,j) + MLG(i,j)]$$

**V .4.2.3.1) Solution:**

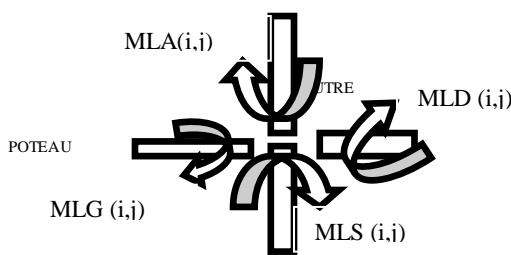


Figure (V. 13) Moment à l'extrémité des poutres

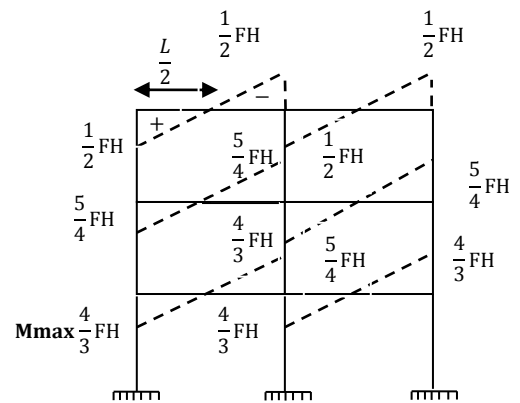


Figure (V. 12) Moments fléchissant dans les poteaux

**V .5) Détermination de la courbe de capacité :**

**V .5.1) phase élastique:**

$$0 \leq M_{max} \leq M_{e2}$$

$$\frac{7}{3} FH \leq M_{e2} = (1080 \text{ kn/m}) \rightarrow F \leq \frac{3Me2}{7H} = 154,3 \text{ KN.}$$

$F_3 = F$  donc  $F_3 = 154,3 \text{ KN.}$

$F_3$  normalisée à 1 donc

$$F_2 = \frac{1}{2} F_3 \text{ et } F_1 = \frac{1}{4} F_3$$

$$0 \leq \lambda \leq 154.3 \text{ KN}$$

L'effort tranchant a la base :  $F_b = 1 + 1/2 + 1/4 = 7/4 \text{ KN}$

$$\frac{7}{4} \leq F_b \leq \frac{7}{4} 154.3 \rightarrow 1,75 \leq F_b \leq 270 \text{ KN}$$

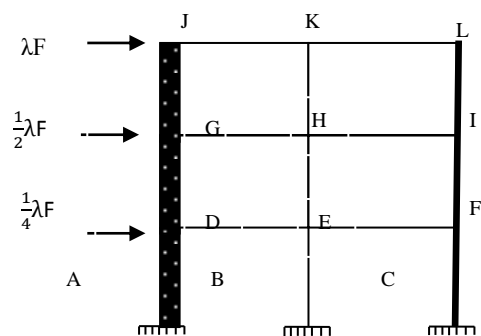


Figure (V. 14) Distribution des charges

**V .5.2) Calcul le déplacement de toit dû aux charges latérales :**

$$F = Kd :$$

$\{d_n\}$  : facteur de déplacement.

$[K^{-1}]$  : matrice de la flexibilité.

$\{F\}$  : facteur de charge.

$$\{d_n\} = [K^{-1}] \{F\}$$

$$\begin{Bmatrix} d_1 \\ d_2 \\ d_3 \end{Bmatrix} = \begin{pmatrix} \frac{1}{K_1} & \frac{1}{K_1} & \frac{1}{K_1} \\ \frac{1}{K_1} & \frac{1}{K_1} + \frac{1}{K_2} & \frac{1}{K_1} + \frac{1}{K_2} \\ \frac{1}{K_1} & \frac{1}{K_1} + \frac{1}{K_2} & \frac{1}{K_1} + \frac{1}{K_2} + \frac{1}{K_3} \end{pmatrix} \begin{Bmatrix} \frac{1}{4}\lambda \\ \frac{1}{2}\lambda \\ \lambda \end{Bmatrix}$$

$$K_1 = K_2 = K_3$$

$$d_3 = \frac{1}{4}\lambda \frac{1}{K_1} + \frac{1}{2}\lambda \left( \frac{1}{K_1} + \frac{1}{K_2} \right) + \lambda \left( \frac{1}{K_1} + \frac{1}{K_2} + \frac{1}{K_3} \right) \rightarrow x_3 = \frac{17\lambda}{4k}$$

$$K = 12EI/H^3 \quad E = 34540 \text{ Mpa}$$

$$K_{voile} = \frac{12.E.I}{H^3} = \frac{12.34540.(10)^3.(0.15).(1)^3}{12.(3)^3} = 191888.89 \text{ kN/m}$$

$$3Kp = .3 \frac{12.E.I}{H^3} = .2 \frac{12.34540.(10)^3..(0,3)^4}{12.(3)^3} = 31086 \text{ kN/m}$$

$$K_T = K_{voile} + 3Kp = 222974.89 \text{ kn/m}$$

$$d_3 = \frac{17\lambda}{4k}$$

si  $\lambda = 1 \rightarrow \underline{d_3 = 1,9.10^{-5} \text{ m}}$

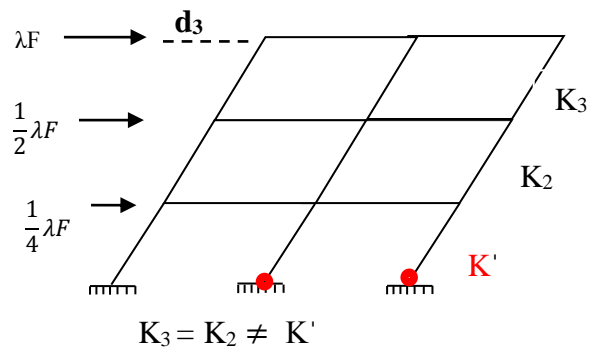
si  $\lambda = 154.3 \rightarrow \underline{d_3 = 2,94.10^{-3} \text{ m}}$

**V .5.3.Domaine elasto-plastique**

**a) La plastification de La RDC :**

$$M_{\max} = \frac{4}{3} FH \text{ de Les poutres de La RDC}$$

Le poteau  $\frac{7}{3}FH \geq M_{e2} = (1080kn)$



**Figure (V .15) La plastification de Le RDC**

et la poutre  $\frac{4}{3} FH \leq M_{e3} = (1920 \text{ kn})$

$$\frac{3}{7H} M_{e2} \leq F \leq \frac{3}{4H} M_{e3} \text{ KN.M}$$

$$154,3 \leq F \leq 480 \text{ KN}$$

Donc :

$$154.3 \leq \lambda \leq 480 \rightarrow 1 \leq \lambda \leq 325.7 \text{ KN}$$

$$270 \leq F_b \leq 840 \text{ KN}$$

$$K_p = 10362 \text{ kn/m} \text{ et } K_p' = \frac{1}{4} K_p = 2590,5 \text{ kn/m} \rightarrow$$

$$K' = (K_{voile} + K_{pot} + 2 K_p')$$

$$K' = 207431.89 \text{ kn/m}$$

$$d_3 = \frac{1}{4} \lambda \frac{1}{K'} + \frac{1}{2} \lambda \left( \frac{1}{K'} + \frac{1}{K_2} \right) + \lambda \left( \frac{1}{K'} + \frac{1}{K_2} + \frac{1}{K_3} \right) \rightarrow$$

$$d_3 = \lambda \left( \frac{5}{2K'} + \frac{7}{4K'} \right)$$

$$\lambda = 325.7 \rightarrow \underline{d_3 = 6.4 \cdot 10^{-3} \text{ m}}$$

**b) La plastification de Le premier étage :**

$$M_{\max} = \frac{5}{4} FH \text{ de Les poutres de La premiere étage}$$

La poutre  $\frac{4}{3} FH \geq M_{e3} = (1920 \text{ kn})$  et

la poutre  $\frac{5}{4} FH \leq M_{e3} = (1920 \text{ kn})$

$$\frac{3}{4H} M_{e3} \leq F \leq \frac{4}{5H} M_{e3}$$

$$480 \leq F \leq 512 \text{ KN}$$

$$480 \leq \lambda \leq 512 \text{ KN} \rightarrow 1 \leq \lambda \leq 32 \text{ KN}$$

$$840 \leq F_b \leq 896 \text{ KN}$$

$$d_3 = \frac{1}{4} \lambda \frac{1}{K'} + \frac{1}{2} \lambda \left( \frac{1}{K'} + \frac{1}{K'} \right) + \lambda \left( \frac{1}{K'} + \frac{1}{K'} + \frac{1}{K} \right)$$

$$K^{-1} = \begin{pmatrix} \frac{1}{K'} & \frac{1}{K'} & \frac{1}{K'} \\ \frac{1}{K'} & \frac{1}{K'} + \frac{1}{K'} & \frac{1}{K'} + \frac{1}{K'} \\ \frac{1}{K'} & \frac{1}{K'} + \frac{1}{K'} & \frac{1}{K'} + \frac{1}{K'} + \frac{1}{K_3} \end{pmatrix}$$

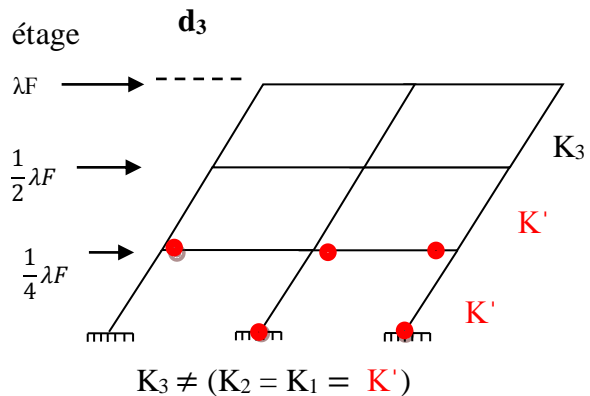


Figure (V .18) La plastification du premier étage

$$\rightarrow d_3 = \lambda \left( \frac{1}{K} + \frac{13}{4K'} \right)$$

$$\lambda = 32 \rightarrow \underline{d_3 = 6,45 \cdot 10^{-4} m}$$

**c) La plastification de Le deuxième étage :**

$$M_{max} = \frac{1}{2} FH \text{ de Les poutres de}$$

Le deuxième étage

$$\text{La poutre } \frac{5}{4} FH \geq M_{e3} = (1920 \text{ kn})$$

$$\text{et la poutre } \frac{1}{2} FH \leq M_{e3} = (1920 \text{ kn})$$

$$\frac{4}{5H} M_{e3} \leq F \leq \frac{2}{H} M_{e3}$$

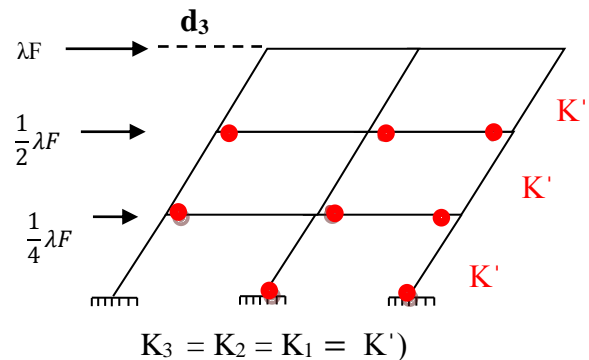
$$512 \leq F \leq 1280$$

$$512 \leq \lambda \leq 1280 \text{ KN} \rightarrow 1 \leq \lambda \leq 768 \text{ KN}$$

$$896 \leq Fb \leq 2240 \text{ KN}$$

$$\rightarrow d_3 = \frac{17}{4K'} \lambda$$

$$\lambda = 768 \rightarrow \underline{d_3 = 0.015 m}$$



**Figure (V .16) La plastification de Le 2<sup>eme</sup> étage**

**Remarque :**

Dans notre structure le déplacement maximum dépend au déplacement du voile par ce que le voile représente l'élément le plus résistant dans ce structure, et aussi pour la charge de ruine dépend aux la rotule concernant le voile par ce que la dernier apparition des rotules plastiques avant la rupture c'est dans le voile car le voile est l'élément le plus résistant( porteur) .

Avant l'apparition de la dernière rotule plastique

Dans (poteau de rive +voile) nœud A

$$M_{max} = \frac{7}{6} FH \text{ de Les poutres}$$

de La deuxième étage

$$M_{e1} + M_{e2} = 6000 + 1080 = 7080$$

$$\frac{7}{6} FH \geq M_{e3} = (1920 \text{ kn})$$

$$\frac{2}{H} M_{e3} \leq F \leq \frac{6}{7H} (M_{e1} + M_{e2})$$

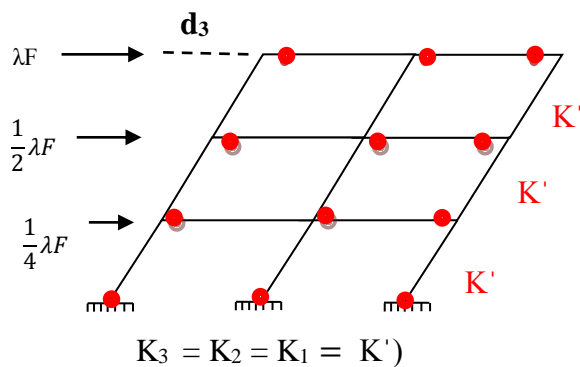
$$1280 \leq \lambda \leq 2022.86$$

$$\rightarrow 1 \leq \lambda \leq 722.86 \text{ kn}$$

$$2240 \leq Fb \leq 3540$$

$$d_3 = \frac{1}{4} \lambda \frac{1}{K'} + \frac{1}{2} \lambda \left( \frac{1}{K'} + \frac{1}{K'} \right) + \lambda \left( \frac{1}{K'} + \frac{1}{K'} + \frac{1}{K'} \right)$$

**Analyse non linéaire d'une structure en voile**



**Figure (V -17) La plastification de La structure**

$$d_3 = \frac{17}{4K'} \lambda, \text{ si } \lambda = 722.86$$

$$\underline{d_{3max} = 0.015m}$$

**d) Phase plastique :**

après l'apparition de la dernière rotule plastique dans (poteau de rive +voile) noeud (A)

$2022.86 \text{ KN} \leq F \leq 3000 \text{ KN}$  charge de ruine

$$1 \leq \lambda \leq 977.14$$

$$3540 \leq F_b \leq 5250$$

$$K'' = \frac{K}{4}$$

$$K^{-1} = \begin{pmatrix} \frac{1}{K''} & \frac{1}{K''} & \frac{1}{K''} \\ \frac{1}{K''} & \frac{1}{K''} + \frac{1}{K''} & \frac{1}{K''} + \frac{1}{K''} \\ \frac{1}{K''} & \frac{1}{K''} + \frac{1}{K''} & \frac{1}{K''} + \frac{1}{K''} + \frac{1}{K''} \end{pmatrix}$$

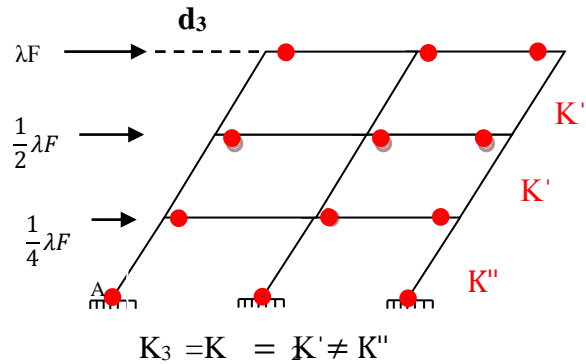


Figure ((V .19) apparition de le derrièr rotule

$$d_3 = \frac{17}{4K''} \lambda \dots \dots \dots \lambda = 977.14 \rightarrow \underline{d_{3max} = 0,074 \text{ m}}$$

L'effort tranchant à la base $F_b$ (KN)	Déplacement de toit $d_3$ (mm) $d = \sum_1^7 d_3$	Nombre de rotule plastique apparent avant le déplacement	Situation de rotule plastique apparente (noeud)
1.75	0,019	0	0
270	2.95	0	0
840	9.36	2	B, C
896	10	5	B, C ,D ,E,F
2240	25	8	B , C ,D, E ,F ,G, H ,I
3540	40	11	B ,C, D, E ,F ,G, H ,I K, L,J
5250	114	11	B ,C ,D, E,F, G,H, I,K ,L,J

Tableau (V .1) récapitulatif des résultats

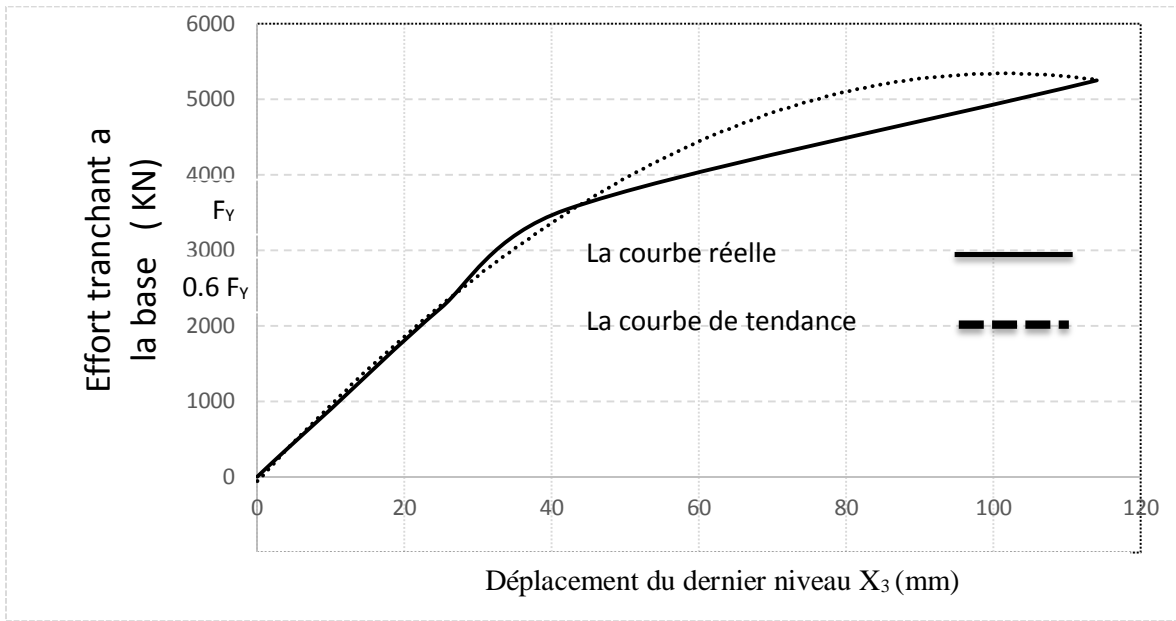


Figure (V .20) la courbe de pushover réelle

**V .6-Construction de la courbe idéalisée (Hypothèse du FEMA 356) :**

1. Phase post élastique ligne parallèle à  $X_3$ .....  $K \approx 0$
2. l'intersection des deux courbes correspond à une force = 60% force  $F_Y$
3. Les surfaces sous les deux courbes sont égales (application du critère de l'égalité des énergies)

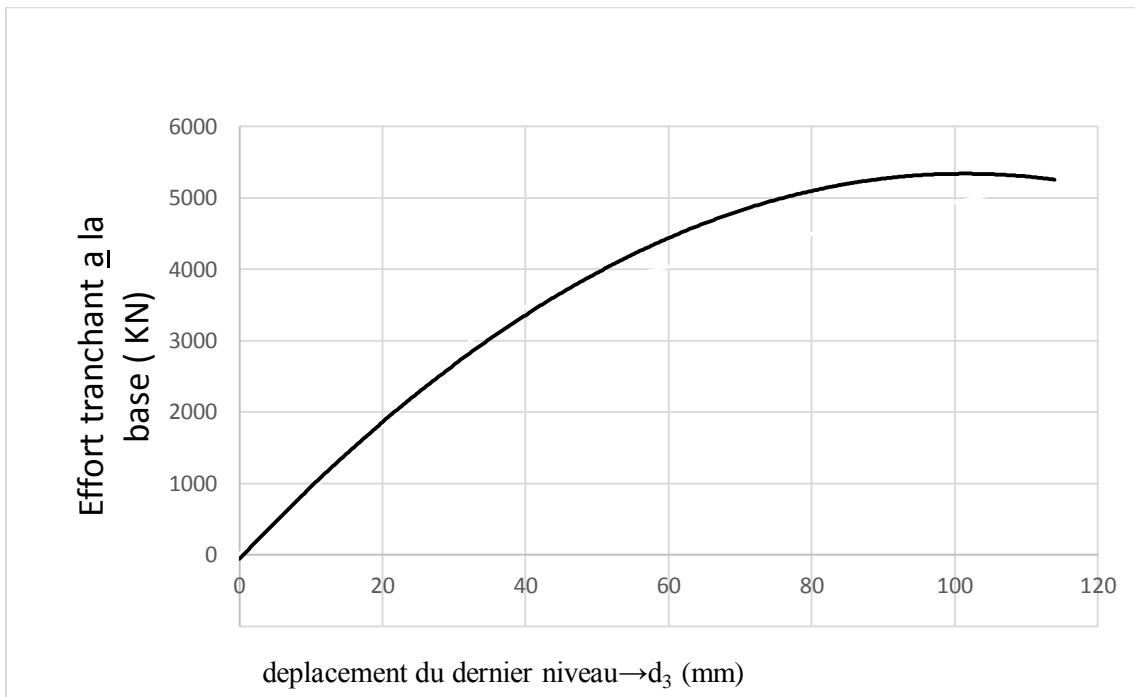


Figure (V .21) la courbe de push over idéalisé

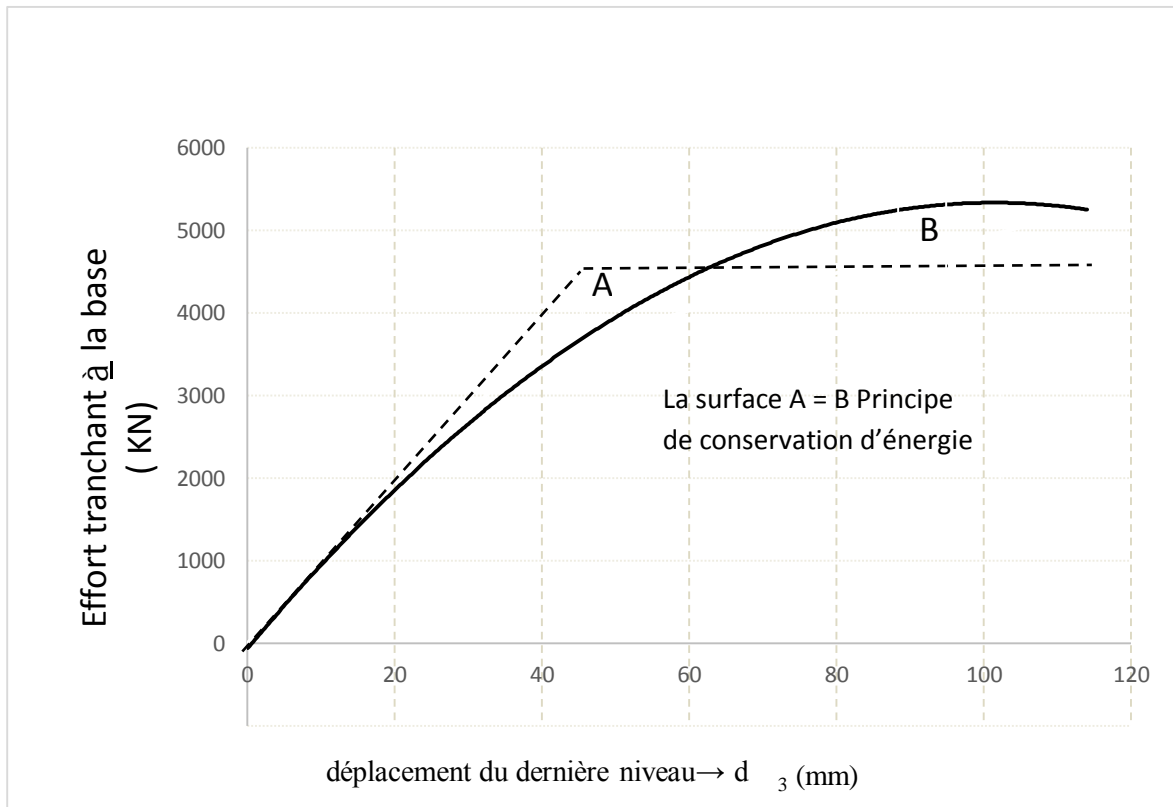


Figure (V .22)- idéalisation de la courbe de capacité

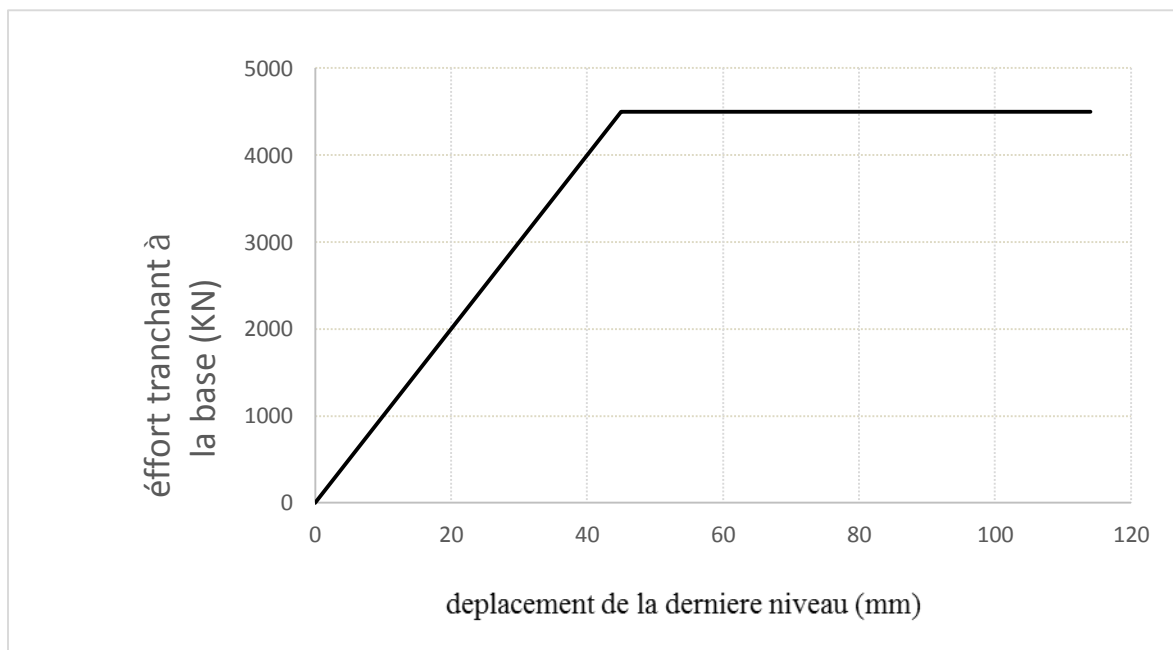


Figure (V .23) courbe de capacité idéalisée

**V .6.1) -Transformation du système de 3 degré de liberté ver un système à 1 degré de liberté équivalent:**

$$m^* = \sum_{i=1}^n m_i \Phi_i \quad \text{ou} \quad [m] (t) = \begin{bmatrix} 47.7 & 0 & 0 \\ 0 & 47.7 & 0 \\ 0 & 0 & 47.7 \end{bmatrix} \quad \text{et} \quad [\Phi] = \begin{bmatrix} \Phi_1 \\ \Phi_2 \\ \Phi_3 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0.25 \\ 0.5 \\ 1 \end{bmatrix}$$

$$.m^* = 47,7(0,25)+47,7(0,5)+47,7(1) = 83,475 \text{ tons}$$

$$\Gamma = \frac{m^*}{\sum_{i=1}^n m_i \Phi_i^2} \quad \Gamma = \frac{83,475}{61,90} = 1.35$$

$$F^* = S_e m^* = \frac{F_b}{\Gamma} = \frac{4500}{1.35} = 3333.33 \text{ KN}$$

$$d^* = \frac{d_n}{\Gamma} = \frac{45}{1.35} = 33.33 \text{ mm}$$

$$S_e = \frac{F^*}{m^*} = \frac{F_b}{\tilde{M}} = \frac{3333.33 \text{ KN}}{83,475.10 \text{ KN}} = 3.99 \text{ m/s}^2$$

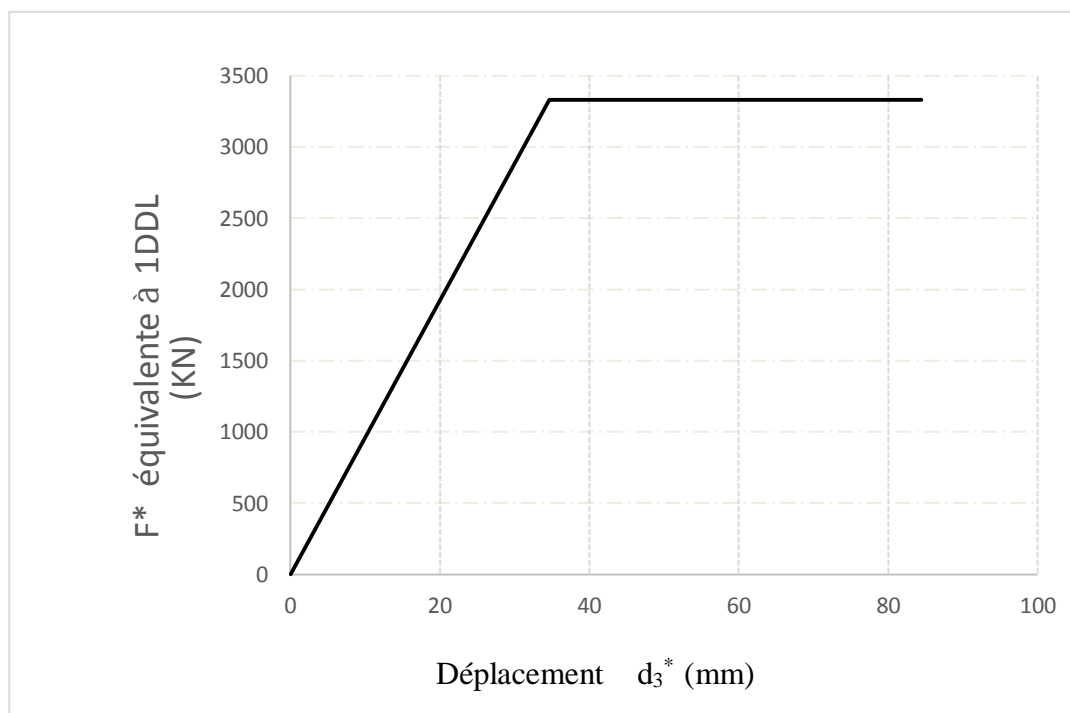


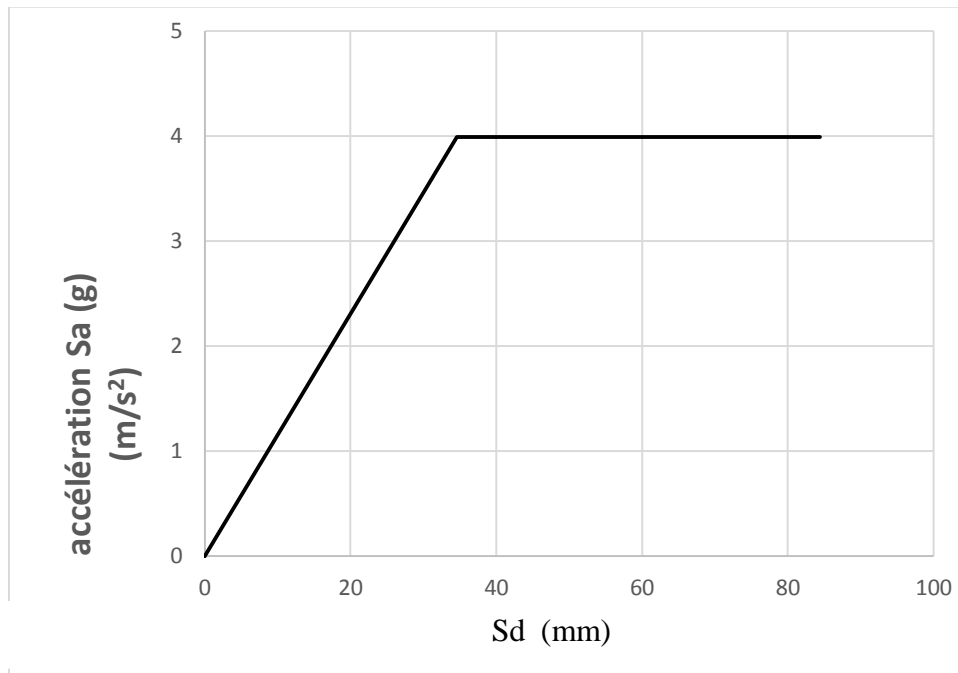
Figure (V .24) La courbe de capacité équivalente 1DDL

A) Déterminer la période équivalent a 1DDL  $T^*(s)$  :

$$T^* = 2\pi \sqrt{m^* \frac{d_y^*}{F_y^*}} = 0.57 (s)$$

$$d_{el} = Se(T^*) \left[ \frac{T^*}{2\pi} \right]^2 = 33 \text{ mm}$$

*Analyse non linéaire d'une structure en voile*



Figure(V.25). le spectre de capacité

#### V .6.1.1). Spectre de réponse de calcul [18]

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant

$$\frac{S_a}{\sigma_e} = \begin{cases} 1.25A \left( 1 + \frac{T}{T_1} \left( 2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta(1.25A) \left( \frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(1.25A) \left( \frac{Q}{R} \right) \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(1.25A) \left( \frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left( \frac{3}{T} \right)^{5/3} \left( \frac{Q}{R} \right) & T > 3.0s \end{cases} \quad \begin{matrix} (4.13) \\ \text{RPA 99V2003} \end{matrix}$$

- $\eta = \sqrt{7/2 + \xi} \geq 0.7$  (4.3 RPA99/2003)

**V .6.1.2) La transformation du spectre de réponse de (Sa- T) ver (Sa-Sd)**

$$.d^* = \left[ \frac{T}{2\pi} \right]^2 Se$$

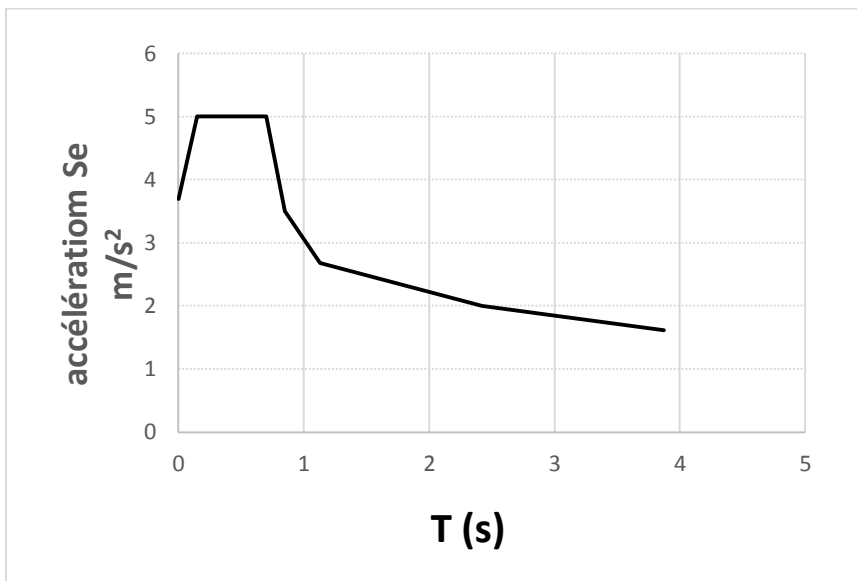
Coef. d'accélération de zone → A = 0.35 \*Facteur de qualité: Q = 1,35 zone III

Coef. de comportement: R = 4,00

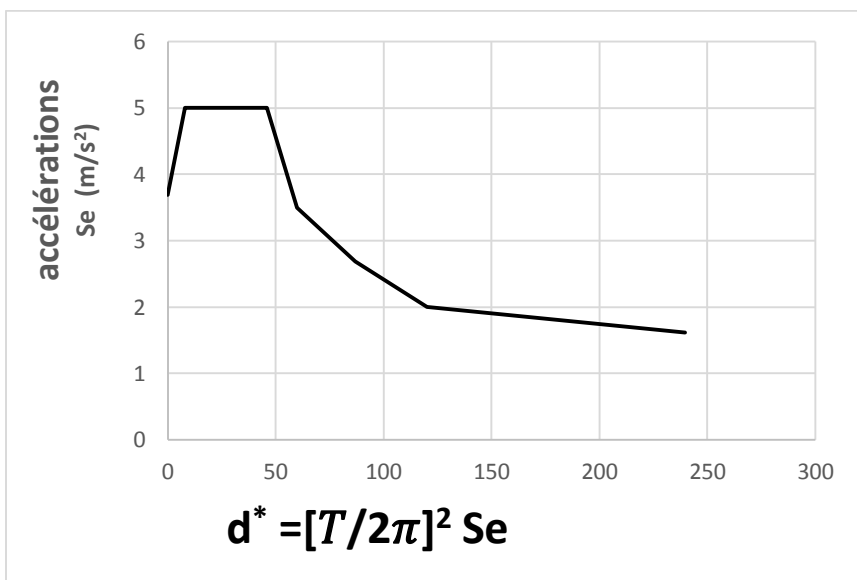
Période caractéristique 1:T1 = 0,15 et Période caractéristique 2:T2 = 0,7

Pourcentage d'amortissement critique:  $\xi = 5$

Facteur de correction d'amortissement:  $\eta = 0,88$

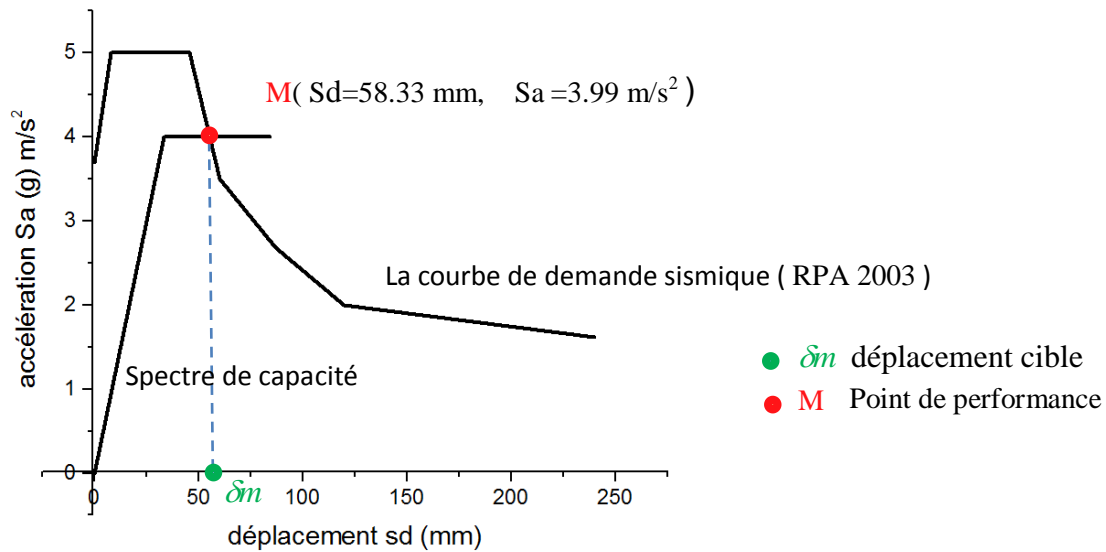


**Figure (V .26) le spectre de réponse RPA99 V2003 (Sa-T)**



**Figure (V .27) le spectre de réponse réduit (Sa-Sd)**

**V.6.1.3) La détermination du point de performance :**



**Figure (V.28) point de performance dans repère format (Se-Sd)**

L'indice de dommages est 
$$Di = \frac{\delta_m - \delta_y}{\delta_u - \delta_y} = Di = \frac{58.33 - 33.33}{84.44 - 33.33} = 0.49$$

**a) Commentaire**

$0,40 < DI \leq 1,00$  donc l'état de dommage est **Important [40]**

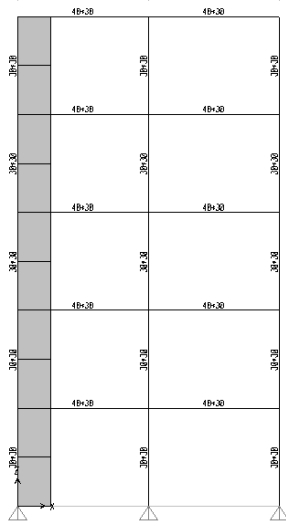
**V.7). Application II(SAP2000)de l'analyse statique non linéaire (pushover)**

On se propose d'étudier une structure contreventée par des voiles R+4 (**Figure (V.29)**), les voiles sont omis volontairement pour la prise en compte des rotules plastiques.

Les caractéristiques géométriques et mécaniques des structures sont montrées dans le tableau suivant :

E(Kpa)	32000000
Poteaux (Cm <sup>2</sup> )	30x30.
Poutre (Cm <sup>2</sup> )	40 x 30
Longueur des poutres (m)	4
Longueur des poteaux (m)	3
Voile (Cm <sup>2</sup> )	100x15 .L =3m
$\rho$ (KN/m <sup>2</sup> )	25

**Tableau (V.2) : Caractéristiques des structures R+4**



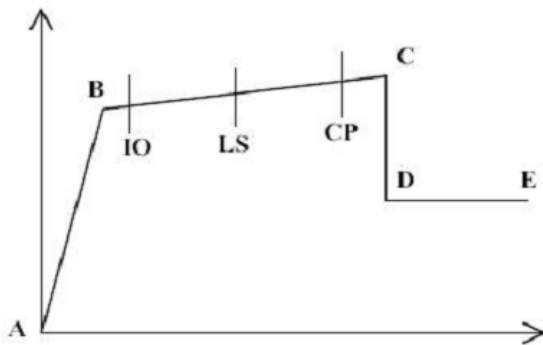
**Figure (V.31)** Portique R+4 modélisations SAP2000



**Figure (V.32)** structure R+4 modélisations SAP2000

Une analyse statique non linéaire, qui est basée sur le code FEMA 356 et ATC40 est utilisée par le logiciel SAP2000 qui définit la notion du mode de ruine et de la performance de la structure selon la figure suivante, on peut définir les points suivants :

#### V.7.1) La forme du courbe de push over :



**Figure (V.29)** Courbe Force – Déformation

#### V.7.2) Définition des points de la courbe

- A** : Le point d'origine
- B** : Représente la plastification, aucune déformation au niveau des rotules, toutes les déformations élastiques sont ignorées.
- C** : Représente la capacité ultime de l'analyse pushover.
- D** : Représente la résistance résiduelle de l'analyse.
- E** : Représente la rupture totale des éléments.

D'autres points additionnels qui n'ont aucun effet sur le comportement de la structure, et qui sont adoptées par les codes de calcul, pour l'appréciation de l'analyse non linéaire statique, et qui sont :

**IO** : Occupation immédiate.

**LS** : durée de service.

**CP** : prévention d'effondrement. En utilisant la force latérale de la méthode SRSS, on obtient les résultats suivant :

Displacement	BaseForce	AtoB	BtoIO	IOtoLS	LStoCP	CPtoC	CtoD	DtoE	BeyondE	Total
cm	KN									
0,126436	0	50	0	0	0	0	0	0	0	50
4,278625	8497,392	49	1	0	0	0	0	0	0	50
6,523532	11220,638	44	4	2	0	0	0	0	0	50
8,257729	12401,773	43	3	2	1	0	1	0	0	50
8,283096	12284,439	43	3	2	0	0	0	0	2	50
11,882361	13013,108	37	3	7	1	0	0	0	2	50
12,557551	13097,929	37	3	7	0	0	1	0	2	50
12,558551	12939,073	37	3	6	1	0	0	1	2	50
12,717083	12996,638	37	3	6	1	0	0	1	2	50
14,564903	13227,316	35	3	6	2	0	1	1	2	50
14,565903	13033,075	35	3	6	2	0	0	2	2	50
14,717052	13082,273	35	3	6	2	0	0	2	2	50
17,200475	13419,53	34	3	6	2	0	1	2	2	50
17,201475	13165,511	34	3	6	2	0	0	3	2	50
17,425818	13234,361	33	4	6	2	0	0	2	3	50
17,426818	13089,984	33	4	6	2	0	0	2	3	50
27,426818	13139,898	33	4	6	2	0	0	2	3	50
37,426818	13189,727	33	4	6	2	0	0	2	3	50
47,426818	13239,555	33	4	6	2	0	0	2	3	50
57,426818	13288,858	33	4	6	2	0	0	2	3	50
67,426818	13338,038	33	4	6	1	1	0	2	3	50
77,426818	13387,219	33	3	7	1	1	0	2	3	50
87,426818	13436,399	33	3	6	1	2	0	2	3	50
96,909091	13483,031	33	3	6	1	1	1	2	3	50
96,910091	13479,037	33	3	6	1	1	0	3	3	50
100,150803	13494,943	33	3	6	1	1	0	3	3	50

Tableau (V.3) résultats obtenir par logiciel SAP2000

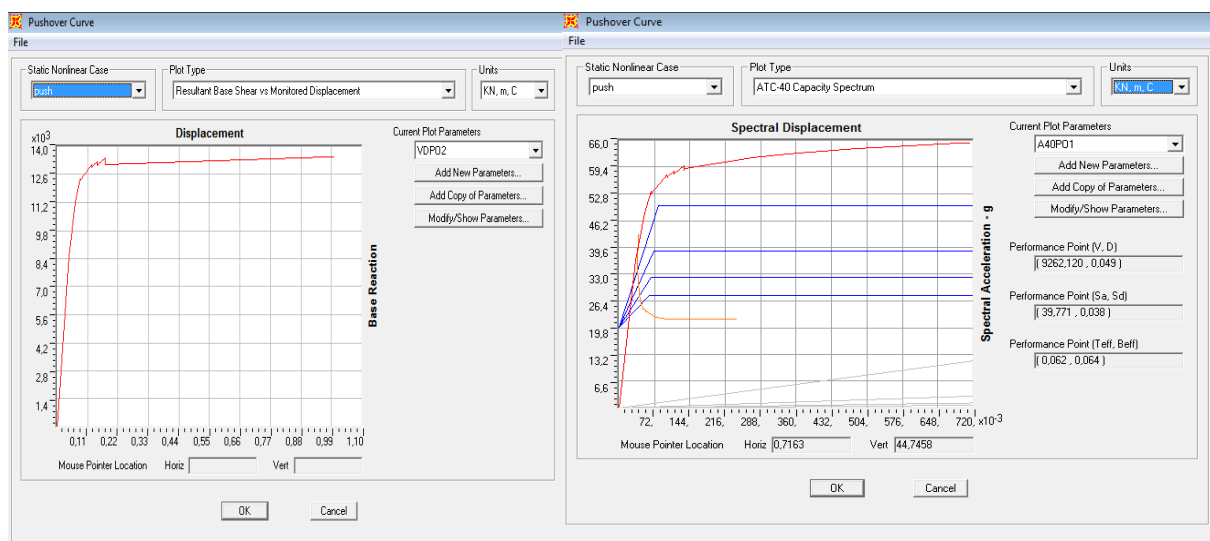


Figure (V.30) la courbe de push over (capacité et performance selon ATC40 (SAP2000)

Analyse non linéaire d'une structure en voile

### Conclusion et Perspectives

Ce travail m'a permis de réaliser les objectifs suivants:

- Mettre en pratique les connaissances acquises durant le cursus universitaire, notamment dans le domaine de RDM, Béton armé et Dynamique des structures.
- Me familiariser avec l'outil informatique

En plus de ça, les résultats de cette étude me permettent de tirer la conclusion suivante:

- ✓ La nécessité de l'analyse non linéaire pour les structures sujettes au séisme qui peuvent subir de grandes déformations..
- ✓ La méthode Push-over est une méthode d'analyse non linéaire simple et efficace qui peut remplacer les méthodes exactes complexes sous réserve d'être améliorée.
- ✓ L'introduction de voiles dans notre étude va dans ce sens puisque la plupart des études antérieures ont été menées sur des structures en portiques.
- ✓ Elle a l'avantage de tracer le comportement de la structure étape par étape en suivant l'évolution de la formation des rotules jusqu'à la rupture.
- ✓ Elle est à la base de la nouvelle conception parasismique dite "conception en performance".
- ✓ La détermination du point de performance par cette méthode est très utile car il donne une idée claire sur le degré de dommage de la structure.
- ✓ Des logiciels tels que SAP permettent l'utilisation de cette méthode. Ce qui la rend plus populaire.
- ✓ Pour notre part, nous avons choisi de l'appliquer manuellement afin de mieux comprendre le processus et l'introduire de façon compréhensible pour les débutants non-initiés
- ✓ Cela ne nous a pas empêché quand même de traiter un exemple simple avec le logiciel SAP2000.

Les perspectives de ce travail pourraient être:

- ✓ Elargir l'étude à des structures plus complexes avec des cas de chargement variés.
- ✓ Faire une analyse complète avec un logiciel tel que SAP

#### Recommandation:

- ✓ Intégrer l'enseignement de cette méthode dans le cursus universitaire des étudiants de Master structures.

## Les références :

- [1] **pierino lestuzzi** )-analyse et dimensionnement sismique ....comportement sismique, dimensionnement en capacité ,construction parasismique.Paris : Ellipses, 2009.
- [2]**Cour analyse non linéaire des structures** master 2 (2015-2016) MR.TITOU M pôle universitaire M'sila
- [3] **article** NOTIONS DE BASE DE DYNAMIQUE DES STRUCTURES.
- [4] thèse doctorat .....**DYNAMIQUE NON LINÉAIRE DES SYSTÈMES A PLUSIEURS DEGRÉS DE LIBERTÉ (D : BOULAOUAD ABDERRACHID)**
- [5] **Pr. Erick.Ringot** : Dynamique et règles parasismiques – EUROCODE EC8 – Part 5 master GC UPS Université Paul Sabatier Toulouse III page 121 Révision : 27 novembre 2015
- [6] **André-picard : livre version 1992 Analyse des structures** page 319 à 344
- [7] Can Balkaya<sup>1)</sup> and Erol Kalkan<sup>2)</sup>, **Estimation of fundamental periods shear walls dominant building structure**, 1) Department of Civil Engineering; Structures Division; Middle East Technical University; Ankara 06531; Turkey, 2) Department of Civil and Environmental Engineering; Rensselaer Polytechnic Institute; Troy; NY 12180; U.S.A, EARTHQUAKE ENGINEERING AND STRUCTURAL DYNAMICS, Earthquake Engng Struct. Dyn. 2003; 32:985–998 (DOI: 10.1002/eqe.258).
- [8] Taijun Wang<sup>1)</sup>, Xiang Dong Gao<sup>2)</sup>, and Thomas T. C. Hsu<sup>3)</sup>, **Nonlinear finite element analysis of framed shear walls**, 1) researcher, department of civil and Environmental Engineering, university of Houston, Houston, TX, 2) Design Engineer, American buildings Co., Modesto, CA, 3) Moores Professor, Dept. of civil and Environmental Engineering, University Houston, Houston, TX, transactions, SMiRT 16, Washington DC, August 2001.
- [9] Miloud Hemsas, : **modélisation par macro-élément du comportement non-linéaire des ouvrages à voiles porteurs en béton armé sous action sismique**, thèse de Doctorat de mécanique et ingénierie, université de Bordeaux, Avril 2010.
- [10] Z. W. Miao, X. Z. Lu, J. J. Jiang, L. P. Ye, **Nonlinear FE Model for RC Shear Walls Based on Multi-layer Shell Element and Microplane Constitutive Model**, Department of Civil Engineering, Tsinghua University, Beijing, 100084 China, COMPUTATIONAL METHODS IN ENGINEERING AND SCIENCE EPMESC X, Aug. 21-23, 2006, Sanya, Hainan, China.
- [11] Christian Greifenhagen, **seismic behavior of lightly reinforced concrete squat shear walls**, école polytechnique, fédérale de Lausanne .
- [12] Werasak Raongjant, Meng Jing, **Finite element analysis on lightweight reinforced concrete shear walls with different web reinforcement**, The Sixth PSU Engineering Conference 8-9 May 2008.
- [13] Danial Palermo and Frank J. Vecchio, **Behavior of three dimensional reinforced concrete shear walls**, ACI Structural Journal, January, February 2002, Tiltle no. 99-S9.
- [14] B. Doran, **Elastic-plastic analysis of R/C coupled shear walls: the equivalent stiffness ration of the tie elements**, Yildiz Technical University, Istanbul, Turkey, 2003.

[15] Etienne Gallitre, Nicolae Ile, Jean-Marie Reynouard, **Caractérisation du dommage des voiles courts armés soumis à des sollicitations sismiques**, thème colloque national, école centrale, Paris.

[16] Hyun-Su Kim, Dong-Guen Lee, Chee Kyeong Kim, **Efficient tree-dimensional seismic of a high-rise building structure with shear walls**, Engineering structures, Elsevier, April 2005.

[17] **J.L. Humar and S. Yavari, Design of concrete shear wall building for earthquake induced torsion**, 4th Structural Specialty Conference of the Canadian Society for Civil Engineering, Department of Civil and Environmental Engineering, Carleton University, Ottawa, Canada.

[18] REGLES PARASISMIQUES ALGERIENNES RPA 99 / VERSION 2003

[19] **Yahiaoui Djarir**: thèse Doctorat CONTRIBUTION A L'ANALYSE DYNAMIQUE NON LINEAIRE DES PORTIQUES EN BETON ARME. Université EL-Hadj Lakhdar - Batna

[20] **Professeur I. Smith Dr. P. Lestuzzi /livre :Dynamique des structures** Semestre d'automne 2013/2014

[21] **Nadjia BAUCHE** cour Ouvrages et structures (Contreventement des bâtiments) page 1 à 12

[22]. Federal Emergency Management Agency (FEMA), 2000, State of the Art Report on Systems Performance of Steel Moment Frames Subject to Earthquake Ground Shaking, Prepared by the SAC Joint Venture for the Federal Emergency Management Agency, Washington, DC

[23]. Fajfar P. and Fischinger M., 1987, Nonlinear Seismic Analysis of R/C Buildings: Implications of a Case Study, European Earthquake Engineering, 31-43.

[24]. Eberhard M.O. and Sözen M.A., 1993, Behavior-Based Method to Determine Design Shear in Earthquake Resistant Walls, Journal of the Structural Division, American Society of Civil Engineers, New York, Vol. 119, No.2, 619-640

[25]. Bracci J.M., Kunnath S.K. and Reinhorn A.M., 1997, Seismic Performance and Retrofit Evaluation of Reinforced Concrete Structures, Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 123, 3-10.

[26]. Applied Technology Council, ATC-40, 1996, Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings, Volume 1-2, Redwood City, California.

[27]. Gupta B., 1999, Enhanced Pushover Procedure and Inelastic Demand Estimation for Performance-Based Seismic Evaluation of Buildings, Ph.D. Dissertation, University of Central Florida, Orlando, FL.

[28]. Jan T.S., Liu M.W. and Kao Y.C., 2004, An Upper-Bound Pushover Analysis Procedure for Estimating the Seismic Demands of High-Rise Buildings, Engineering Structures, Vol. 26, 117-128.

[29]. Krawinkler H. and Seneviratna G.D.P.K., 1998, Pros and Cons of a Pushover Analysis of Seismic Performance Evaluation, Engineering Structures, Vol.20, 452-464

- [30]. Moghadam A.S., A Pushover Procedure for Tall Buildings, 12th European Conference on Earthquake Engineering, Paper Reference 395.
- [31]. Mwafy A.M. and Elnashai A.S., 2001, Static Pushover versus Dynamic Analysis of R/C Buildings, Engineering Structures, Vol. 23, 407-424.
- [32]. SAC, 1997, **Draft Report on Ground Motions**, Earthquake Engineering Research Institute, Berkeley, CA.
- [33]. Sasaki F., Freeman S. and Paret T., 1998, Multi-Mode Pushover Procedure (MMP)-A Method to Identify the Effect of Higher Modes in a Pushover Analysis, Proc. 6th U.S. National Conference on Earthquake Engineering, Seattle, CD-ROM, EERI, Oakland.
- [34]. Chintanapakdee C. and Chopra A.K., 2003, Evaluation of Modal Pushover Analysis Using Generic Frames, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 32, 417-442.
- [35]. Inel M., Tjhin T. and Aschheim A.M., 2003, The Significance of Lateral Load Pattern in
- [36]. Chopra A.K. and Goel R.K., A Modal Pushover Analysis Procedure to Estimating Seismic Demands for Buildings: Theory and Preliminary Evaluation, PERR Report 2001/03, Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley Pushover Analysis, İstanbul Fifth National Conference on Earthquake Engineering, Paper No: AE-009, İstanbul, Turkey
- [37]. Federal Emergency Management Agency (FEMA), 2000, Prestandard and Commentary for the Rehabilitation of Buildings, FEMA-356.
- [38]. City of Los Angeles (COLA), 1995, Earthquake Hazard Reduction in Existing Reinforced Concrete Buildings and Concrete Frame Buildings with Masonry Infills, January 31, 1995.
- [39]. Applied Technology Council, ATC-40, 1996, Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings, Volume 1-2, Redwood City, California
- [40] Sidi Mohammed Elachachi :Article VULNERABILITE SISMIQUE DES STRUCTURES QUASI-SYMETRIQUES A MURS PORTEURS ENBA ET METHODES DE CAPACITE SPECTRALE University of Bordeaux Retrieved on: 02 May 2016
- [41] Djebbar.N : Contribution à l'étude de la performance parasismique des éléments linéaires en béton armé. Thèse de doctorat d'état, 2006, Université Mentouri, Constantine. Algeria:.
- [42]: M.Giberson « The response of nonlinear multi-story structures subjected to earthquake excitation », Thèse de PHD, Institut technologique de Californie, Pasadena, Californie 1967.
- [43] Iafi djamel eddine mémoire de magister evaluation de la capacité portante des structures parla méthode pushover
- [44] Abdelmalek Rida analyse dynamique non linéaire par éléments finis des voiles en béton armé avec prise en compte des conditions du sol

## ملخص

إن التحليل غير الخطي أصبح ضروريا بالنسبة للمنشآت المتعرضة للزلازل وإن الطريقة المعروفة ب: "Push-over" هي طريقة بسيطة وعملية لرسم "منحنى القدرة" الذي يقارن ب "منحنى الطلب الزلزالي" لتحديد "نقطة الجودة" للمنشأ. وهذا ما يمثل أساس التصميم المضاد للزلازل المعروف ب: "التحليل بالجودة" معظم الأشغال المنجزة على هذه الطريقة أجريت على منشآت ذات هياكل. وفي دراستنا هذه قمنا بإضافة جدران متينة كما تنص عليه القوانين المضادة للزلازل في المناطق المتعرضة لها.

**كلمات مفتاحية:** التحليل غير الخطي. الدفع المتزايد. التصميم المضاد للزلازل. جدران متينة

## Résumé

L'analyse non linéaire est devenue nécessaire pour les structures sujettes aux séismes. La méthode "Push-over" est une nouvelle méthode simple et pratique permettant de tracer la courbe de capacité qui est comparée à la courbe de demande sismique pour évaluer le point de performance de la structure. Cela constitue le fondement de la conception parasismique dite "conception en performance".

La plupart des travaux concernant cette méthode ont été menés sur des structures en portiques. Dans notre étude, nous avons introduit des voiles qui sont devenus obligatoires en zone sismique.

**Mots clés :** analyse non linéaire, poussée progressive, parasismique, , voile

## Abstract

Non linear analysis is necessary for structures subjected to earthquakes. " Push-over" analysis is a new method simple and practical used to plot the " capacity curve" which is compared to the "seismic demand" in order to evaluate the "performance point" of the structure. This procedure is the basis of the so called "performance conception"

Most of the works about this method were led on frame structures only. In our study, we have considered structures with rigid wall as mentioned by codes in seismic zone.

**Key words:** Non linear analysis. Push-over. Performance conception. Rigid wall.