

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية  
République Algérienne Démocratique et Populaire  
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي  
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique  
جامعة محمد بوضياف المسيلة  
Université Mohamed Budiaf - M'sila

FACULTE DE TECHNOLOGIE  
DEPARTEMENT : GENIE CIVIL  
N° : .....



FILIERE : GENIE CIVIL  
OPTION : STRUCTURES

*Mémoire présenté pour l'obtention  
du Diplôme de Master Académique*

Par: **BENKHALED Bilal**

**Intitulé:**

**Etude capacitaire d'un bâtiment régulier selon les  
prescriptions des Règles Parasismiques Algériennes  
(v. 2024) données en Annexe J**

**Soutenu devant le jury composé de:**

Mr Menasri Youcef      Université Md Boudiaf M'sila      Président  
Mr Amour Ahmed      Université Md Boudiaf M'sila      Examineur  
Mr Boulaouad Abderrachid      Université Md Boudiaf M'sila      Rapporteur

**Année universitaire : 2024/2025**

## *Remerciements*

Je tiens à exprimer ma profonde gratitude à tous ceux qui ont contribué à la réalisation de cette recherche. Je remercie chaleureusement mon superviseur le Dr BOULAOUAD Abderrachid pour ses conseils et son soutien continu.

Je tiens également à remercier les membres du Je tiens également à remercier les membres du CTC (Contrôle Technique des Constructions) pour leur aide et conseils.

Je tiens à exprimer ma gratitude aux professeurs et aux membres du personnel académique et administratif de l'Université Mohamed Boudiaf de M'sila, Département de génie civil.

Je remercie également tous ceux qui m'ont aidé à accomplir cette étude , particulièrement ma famille et mes amis pour leur soutien et leurs encouragements tout au long de ce parcours académique.

*Merci à tous*

# الإهداء

أبدأ بحمد الله الذي بنعمته تتمّ الصالحات، وأشكره على نعمه ظاهرة وخفية، ثم أصلي وأسلم على سيدنا محمد، خير البرية وشفيع يوم الدين. وأهدى هذا العمل المتواضع إلى:

والدي العزيز الذي ضحى من أجلي، وشدّ من أزري في كل مراحل مشواري العلمي، فجزاه الله خير الجزاء وأطال عمره في طاعته.

ووالدتي الغالية التي كانت سندي وقوتي، ورفيقة دربي بكل صبر وإخلاص، أسأل الله أن يبارك لها في صحتها ويُنعم عليها بالعافية.

إخوتي وأخواتي الأعزاء، الذين كانوا مصدر الدعم والمحفّز الحقيقي في كل لحظة.

أصدقائي الأوفياء وزملائي الكرام، الذين شاركوني لحظات التعب والنجاح، ووقفوا بجانبني دون كلل.

وأشكر بالخصوص أساتذتي الكرام وأعضاء الهيئة الأكاديمية والإدارية بجامعة محمد بوضياف – المسيلة، الذين كان لهم الفضل بعد الله في توجيهي ودعمي خلال مسيرتي الدراسية.

أسأل الله العليّ القدير أن يكتب أجر الجميع، وأن يوفقني لما يحبّ ويرضى.

# TABLE DES MATIERES

<b>Introduction générale :</b>	<b>1</b>
<b>Chapitre 1: Etude Bibliographique</b>	<b>3</b>
1. Introduction	Error! Bookmark not defined.
2. Principe général de la méthode pushover	3
3. Analyses pushover non adaptatives	3
a. Analyses pushover non adaptatives	3
b. Analyses pushover adaptatives	9
<b>Chapitre 2 : exposé de la méthode</b>	<b>14</b>
1. Introduction:	14
2. Objectifs de la méthode Pushover:	15
3. Principe de la méthode:	16
4. Avantages, inconvénients et limites de laméthode Pushover:	16
5. Hypothèses d'élaboration de la méthode(pushover):	177
6. J. INTRODUCTION AU CALCUL CAPACITAIRE	18
<b>Chapitre 3 : Données du problème (structure, aléa sismique, ...)</b>	<b>27</b>
c. Caractéristiques de la structure	28
d. Données sismiques	28
<b>Chapitre 4 : Courbes de capacité et de demande sismique, Point de Performance.</b>	<b>36</b>
1. Exemple illustratif (méthode Pushover)	31
a. Données numériques	31
b. Etude statique	31
c. Calcul à la limite	32
2. Application :	36
3. Ouled Derradj (M'sila) A = 0.15	39
4. Ville de Msila A = 0.2	46
5. Alger A = 0.3	54
6. Ouled Derradj (M'sila) , ville de Msila et Alger	61
<b>Chapitre 5: Applications Numériques</b>	<b>64</b>
1. INTRODUCTION	Error! Bookmark not defined.
2. RÉSUMÉ DE LA MÉTHODE N2	64
3. EXEMPLE DE TEST	66

<b>4. CONCLUSIONS</b>	<b>69</b>
<b>5. COMPARAISON AVEC LA PROCÉDURE STATIQUE NON LINÉAIRE DE LA FEMA 273 ET LA MÉTHODE DU SPECTRE DE CAPACITÉ DE L'ATC 40</b>	<b>70</b>
a. "Analyse de capacité" de la RPA 2024	70
b. TRANSFORMATION DU MDOF EN SD DU SYSTÈME	700
c. IDÉALISATION BILINÉAIRE DE LA COURBE DE POUSSÉE	70
d. DÉTERMINATION DE LA DEMANDE DE DÉPLACEMENT (DÉPLACEMENT CIBLE)	70
e. CONCLUSIONS	71
<b>Conclusion :</b>	<b>72</b>
<b>Références Bibliographiques</b>	<b>73</b>

# LISTE DES ILLUSTRATIONS

Figure 1: Définition des capacités des structures par trois points selon Freeman et al.[3].....	4
Figure 2: Les trois distributions des charges couramment utilisées dans l'analyse pushover, (a) distribution modale, (b) distribution triangulaire inversée, (c) distribution uniforme.....	7
Figure 3: Courbe de capacité (pushover) d'une structure.....	14
Figure 4: Signification physique de la courbe de capacité [91 ; 92]. .....	14
Figure 5: Le déplacement du sommet en fonction de l'effort tranchant à la base .....	16
Figure 6: Hypothèse du système équivalent.....	18
Figure 7: Idéalisations de la courbe de capacité .....	20
Figure 8: Spectre de réponse inélastique en fonction de la ductilité.....	22
Figure 9: Spectre inélastique en format ADRS (accélération spectrale - déplacement spectral) .....	24
Figure 10: Détermination du déplacement cible pour le système équivalent à IDDL.....	26
Figure 11: Structure d'essai.....	29
Figure 12: Structure métallique en portiques.....	31
Figure 13: Diagramme des moments (méthode approchée) : .....	31
Figure 14: Analyse de la structure à l'aide de la matrice de flexibilité ...	33
Figure 15: Courbe push-over .....	334
Figure 16: Apparition des premières rotules plastiques en 1 et 6 .....	334
Figure 17: Courbe Push-over finale.....	35
Figure 18: Courbe de Capacité).....	36
Figure 19: Structure à 4 ddl .....	36
Figure 20: Courbe P-O et courbe de capacité correspondante.....	37
Figure 21: Idéalisations de la Courbe P-O en courbe de capacité .....	38
Figure 22: Spectre de calcul .....	41
Figure 23: Spectre de réponse élastique $S_{ae}$ /g.....	43
Figure 24: Spectre de réponse élastique de format <b><i>S<sub>ae</sub></i></b> , <b><i>S<sub>de</sub></i></b> .....	45
Figure 25: Détermination du déplacement cible pour le système équivalent à 1DDL.....	46
Figure 26: Spectre de calcul .....	48
Figure 27: Spectre de réponse élastique $S_{ae}$ /g.....	50
Figure 28: Spectre $R_{\mu}$ .....	51

Figure 29: Spectre de réponse élastique de format <b>Sae, T</b> .....	53
Figure 30: Spectre de réponse élastique de format <b>Sae, Sde</b> .....	53
Figure 31: Détermination du déplacement cible pour le système équivalent à 1DDL.....	53
Figure 32: spectre de calcul.....	56
Figure 33 spectre de réponse Sae/g.....	56
Figure 34: spectre $R\mu$ .....	56
Figure 35: Spectre de réponse élastique Sae /g .....	58
Figure 36: Spectre de réponse élastique de format <b>Sae, Sde</b> .....	60
Figure 37: Déplacement cible pour le système équivalent à 1 ddl.....	60
Figure 38: Déplacement cible pour le système à 4 ddl .....	60
Figure 39: Déplacement cible pour le système équivalent à 1DDL pour différentes ductilités .....	61
Figure 40: Spectre d'accélération élastique Sae .....	64
Figure 41: Spectres élastiques Format AD.....	64
Figure 42: les spectres inélastiques.....	64
Figure 43: Analyse PUSHOVER.....	65
Figure 44: MODÈLE SDOF ÉQUIVALENT .....	65
Figure 45: Analyse pushover du modèle MDOF .....	66
Figure 46: Structure d'essai.....	67.
Figure 47 : Courbe P-O et courbe de capacité correspondante .....	67.
Figure 48: Spectres de demande pour 3 niveaux de mouvement du sol et diagramme de capacité pour l'exemple de test.....	68

# LISTE DES TABLEAUX

Tableau 1: récapitulatif des données	29
Tableau 2: Idéalisation de la courbe de capacité	38
Tableau 3: Spectre de calcul	40
Tableau 4: Spectre de réponse élastique de format ( <b><i>Sae, T</i></b> )	42
Tableau 5: Spectre de réponse élastique de format ( <b><i>Sae, Sde</i></b> )	44
Tableau 6: Spectre de calcul	47
Tableau 7: Spectre de réponse élastiqué de format ( <b><i>Sae, T</i></b> )	49
Tableau 8: Spectre de réponse élastique de format <b><i>Sae, Sde</i></b>	52
Tableau 9: spectre de calcul	55
Tableau 10: Spectre de réponse élastiqué de format ( <b><i>Sae, T</i></b> )	57
Tableau 11: Spectre de réponse élastique de format <b><i>Sae, Sde</i></b>	59

## الملخص:

تشكل طريقة "الدفع حتى الإنكسار" العنصر الأساسي في "التحليل القدراتي" المستخدم على نطاق واسع في العالم. هذا النوع من التحليل المدرج حديثًا في القوانين الزلزالية الجزائرية (الملحق J لـ RPA 2024)، يتطلب تطبيقات عددية بغرض التحقق من صلاحيته من الناحية العملية (البساطة، الدقة، ...) واكتشاف النقائص الموجودة. لقد أظهر تطبيق هذا التحليل على منشأة منتظمة (أرضي + 3 طوابق) مدى بساطته وسهولة استخدامه. بالإضافة إلى ذلك، سمحت لنا المقارنة مع الطرق المستخدمة في القوانين الأوروبية (Eurocode) والأمريكية (FEMA) بملاحظة أن الطريقة الجزائرية مستوحاة منها وخاصة من طريقة N2 الأوروبية. ومن هنا يمكن أن نستخلص بأن دقة الطريقة الجزائرية مقبولة نسبيًا.

**الكلمات المفتاحية:** الدفع حتى الإنكسار، القدرة، الطلب الزلزالي، الجودة، القوانين الزلزالية الجزائرية..

## Résumé:

La méthode "Push-over" constitue l'élément essentiel de l'analyse capacitaire qui est très utilisée dans le monde. Récemment introduite dans la réglementation Algérienne (Annexe J, RPA 2024), elle nécessite des applications numériques afin de la vérifier du point de vue pratique (simplicité, précision, ...) et déceler les éventuelles lacunes.

L'application de cette méthode sur une structure régulière (R+3) a montré combien elle est simple et facile d'emploi. En outre, la comparaison avec les méthodes utilisées par l'Eurocode et le FEMA nous a permis de constater qu'elle s'est profondément inspirée de ces deux codes, notamment de la méthode N2 de l'Eurocode. Il en découle que la précision de cette méthode est relativement acceptable.

**Mots-clés:** Push-over, capacité, demande sismique, performance, RPA.

## Abstract:

The "Push-over" method constitutes the essential element of the capacity analysis which is widely used in the world. Recently introduced into the Algerian regulations (Annex J, RPA 2024), it requires digital applications in order to verify it from a practical point of view (simplicity, precision ...) and detect any gaps. The application of this method on a regular structure (R+3) has shown how simple and easy it is to use. In addition, the comparison with the methods used by the Eurocode and FEMA allowed us to note that it was deeply inspired by these two codes, in particular by the N2 method of the Eurocode. It follows from this that the accuracy of this method is relatively acceptable.

**Keywords:** Push-over, capacity, seismic demand, performance, RPA.

## Introduction générale

Les tremblements de terre sont parmi les catastrophes naturelles les plus destructrices, qui affectent directement les infrastructures et les bâtiments. Par conséquent, il est devenu nécessaire d'adopter des méthodes analytiques précises pour évaluer le comportement sismique des structures afin d'assurer leur sécurité et d'éviter les pertes humaines et matérielles.

Parmi les méthodes utilisées dans ce domaine, la méthode Pushover (P-O) apparaît comme un outil efficace et couramment utilisé pour analyser les performances non linéaires des structures sous l'influence de charges sismiques. Cette méthode vise à déterminer le "point de performance" qui représente la réponse de la structure au séisme attendu.

Cette étude a pour objet l'application de la méthodologie d'analyse capacitaire à un bâtiment de type (R+3) en béton armé, conformément aux prescriptions données en Annexe J des nouvelles règles Parasismiques Algériennes RPA 2024 [1].

Elle comprend une partie théorique concernant la présentation de la méthode Pushover et une partie pratique concernant l'analyse capacitaire d'un bâtiment régulier en BA afin de déterminer la courbe de capacité, la courbe de demande sismique et enfin le point de performance. Une comparaison avec la méthode N2 [2, 3, 4 et 5] de l'Eurocode [6] est effectuée pour constater les similitudes et les différences d'une part et vérifier la précision de la méthode RPA d'autre part.

# Chapitre 1: Etude Bibliographique

## Chapitre 1: Etude Bibliographique

Une analyse sismique est nécessaire pour déterminer la réponse d'une structure ainsi que les efforts qui se développent dans ses éléments lorsqu'elle est soumise à un tremblement de terre. Étant donné que le problème est dynamique et, dans la plupart des cas, inélastique, la méthode d'analyse théoriquement correcte est l'analyse dynamique non-linéaire temporelle. Cependant, les difficultés pour réaliser un calcul dynamique temporel et l'influence du choix d'un ensemble d'excitations sismiques sur la réponse d'une structure plaident pour des approches simplificatrices plus familières à l'ingénieur concepteur.

Ces dernières années, des procédures statiques non linéaires (NSPs) communément appelées méthodes « pushover » sont développées en tentant à évaluer la capacité de la structure, à résister au séisme sans avoir recours à une analyse dynamique temporelle. Ces méthodes sont maintenant préconisées par plusieurs codes parasismiques comme l'Eurocode 8 [6] ou le FEMA-356 [7 et 8]. En dépit de leur simplicité conceptuelle, il est reconnu que ces procédures permettent d'estimer la capacité structurelle vis-à-vis d'un séisme donné.

### 1. Principe général de la méthode Pushover

L'analyse Push over, conçue pour estimer la réponse non-linéaire des structures vis-à-vis du séisme, repose sur le suivi de la dégradation progressive (formation des rotules plastiques) de la rigidité d'une structure soumise à un chargement latéral croissant jusqu'à l'effondrement.

Les procédures pushover sont regroupées en deux catégories : des procédures non-adaptatives où la distribution des charges latérales appliquée sur la structure est invariante au cours du chargement quasi-statique et les procédures adaptatives où le modèle de charge est mis à jour à chaque pas du chargement.

Ces procédures, se caractérisent par une étape essentielle commune, qui est la construction d'une courbe dite de capacité, qui représente la relation entre l'effort tranchant à la base et le déplacement en tête de la structure. Les courbes pushover obtenues sont utilisées pour construire des systèmes non-linéaires simplifiés (à un degré de liberté) qui permettent d'obtenir la réponse sismique de la structure [9].

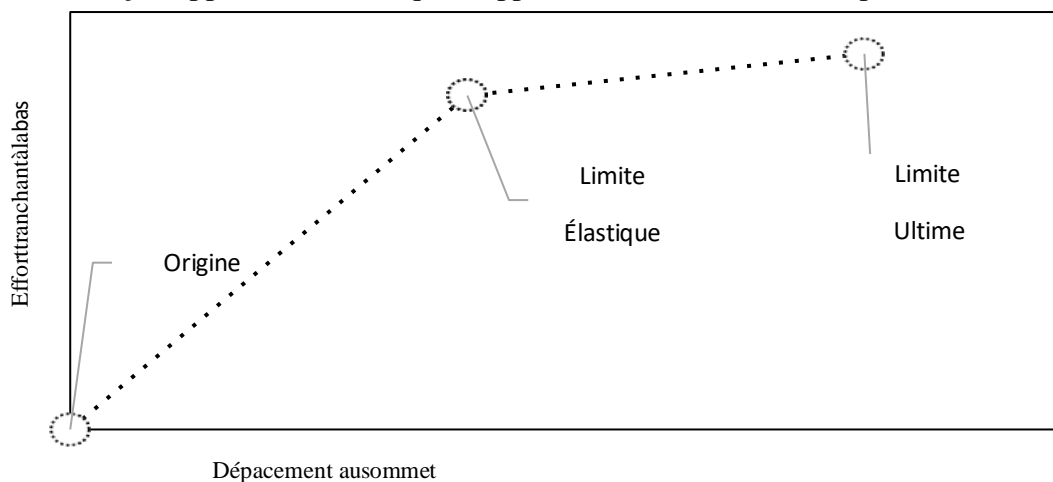
### 2. Analyses Pushover non adaptatives

L'introduction de ce type d'analyse remonte aux études de Gulkan et Sozen qui ont développé une approche appelée « Structure équivalente » reposant sur l'hypothèse que la réponse de la structure peut être reliée à celle d'un système équivalent à un degré de liberté ayant une rigidité réduite et un amortissement augmenté. En 1981, Saiidi and Sozen ont développé un modèle (Q- model) non-

linéaire simplifiée pour étudier les systèmes de plusieurs degrés de liberté (PDDL). Ce modèle est progressivement développé en versions plus matures.

## a. Analyses pushover non adaptatives à un seul mode

Au début des années 1970s, Freeman a évalué la vulnérabilité sismique de 80 bâtiments dans le cadre du projet " Puget Sound Naval Shipyard". La plupart des bâtiments ont été construits entre le début du 20<sup>ème</sup> siècle et le début des années 1940s. Les capacités de ces structures ont été déterminées sur la base des observations sur site, de l'examen des plans disponibles, et définies par trois points sur un graphique: origine, limite élastique et limite ultime (Figure 1). C'était essentiellement d'une façon approximative ce qu'on appelle maintenant la courbe pushover.



**Figure 1: Définition des capacités des structures par trois points selon Freeman et al. [9]**

Dans les années 1980s, la méthode a été appelée méthode de capacité spectrale (CSM), et utilisée pour trouver une corrélation entre le séisme et la performance des bâtiments. La CSM a été également améliorée pour vérifier la conception des constructions et incorporer dans le manuel de Tri-services (armée, marine et forces aériennes) [9].

La méthode CSM compare la capacité de la structure (sous la forme d'une courbe de capacité) avec les exigences du séisme (sous la forme d'un spectre de réponse). L'intersection graphique des deux courbes se rapproche de la réponse de la structure. Et afin de tenir compte du comportement inélastique non linéaire du système structurel, des valeurs d'amortissements visqueux effectifs sont appliquées au spectre de réponse élastique linéaire pour le transformer en un spectre de réponse inélastique.

Dans le même contexte, Fajfar et Fischinger [2] ont développé une méthode relativement simple de l'analyse sismique non-linéaire des bâtiments oscillant principalement à un seul mode de vibration (la méthode N2). Dans la méthode N2 originale, deux modèles mathématiques différents et trois étapes d'analyse sont utilisées. Dans la première étape, la rigidité, la résistance et la ductilité de la structure étudiée sont déterminées par une analyse statique non linéaire d'un système à

# Chapitre 1: Étude Bibliographique

---

plusieurs degrés de liberté (PDDL) sous une charge latérale monotone.

Ensuite, un système équivalent à un degré de liberté (SDDL) est défini dans la deuxième étape. Les caractéristiques non linéaires du système équivalent sont basées sur la relation effort tranchant à la base - déplacement en tête, obtenue par l'analyse statique non-linéaire dans la première étape.

Dans la troisième étape de la méthode N2, les déplacements maximaux (et la demande de ductilité correspondante) sont déterminés par une analyse dynamique non linéaire du système SDDL équivalent. Alternativement, des spectres de réponse inélastiques peuvent être utilisés [4 et 5].

Dans les années 1990s, la majorité des travaux sur ce sujet se sont concentrés sur la discussion de l'ordre de l'applicabilité de ces méthodes simplifiées, leurs avantages et inconvénients, par rapport aux procédures dynamiques linéaires et non linéaires.

Deierlein et Hsieh ont utilisé la méthode CSM pour comparer la réponse sismique expérimentale et théorique d'un portique en acier à un seul niveau avec les résultats analytiques obtenus à partir d'une analyse pushover en 2D. Le portique a été modélisé avec des nœuds semi-rigides. Il a été conclu que la méthode CSM pourrait fournir des résultats raisonnablement précis [9].

La méthode CSM a été utilisée aussi par Mahaney et al. dans quatre études de cas des structures en béton armé pour évaluer leur réponse sismique après le séisme de Loma Prieta. Il a été déclaré que l'endommagement prévu par la CSM était en bon accord avec les dégâts observés dans les bâtiments contreventés par des voiles en BA.

Lawson et al ont procédé à une évaluation générale de l'analyse pushover sur des structures autostables en acier à 2, 5, 10 et 15 niveaux. Les résultats de l'analyse pushover ont été comparés aux résultats de l'analyse dynamique non linéaire temporelle (NTHA). Il a été observé que les déplacements d'étages calculés à partir de l'analyse pushover sont bien corrélés avec ceux dérivés par la NTHA, pour les structures courtes. Pour les structures à grande hauteur, des grandes différences entre les résultats ont été observées. En plus, ils ont montré que les résultats sont devenus sensibles au modèle de charge appliqué, ce qui indique que les effets des modes supérieurs sont devenus importants [9].

Dans son étude Krawinkler a conclu que les différents aspects de la réponse structurelle qui pourraient affecter la réponse des structures (ex. l'effet P-delta, effet de la torsion,...) devraient être considérés explicitement dans l'analyse pushover. Et en 1998, il a été prouvé que l'analyse pushover pourrait être mise en œuvre pour toutes les structures, mais elle devrait être complétée par d'autres procédures d'évaluation si la participation des modes supérieurs est jugée importante. Ces mêmes observations ont été reportées et confirmées par plusieurs travaux [9].

Peter et Badoux ont appliqué la méthode CSM à un bâtiment en béton armé de

# Chapitre 1: Étude Bibliographique

---

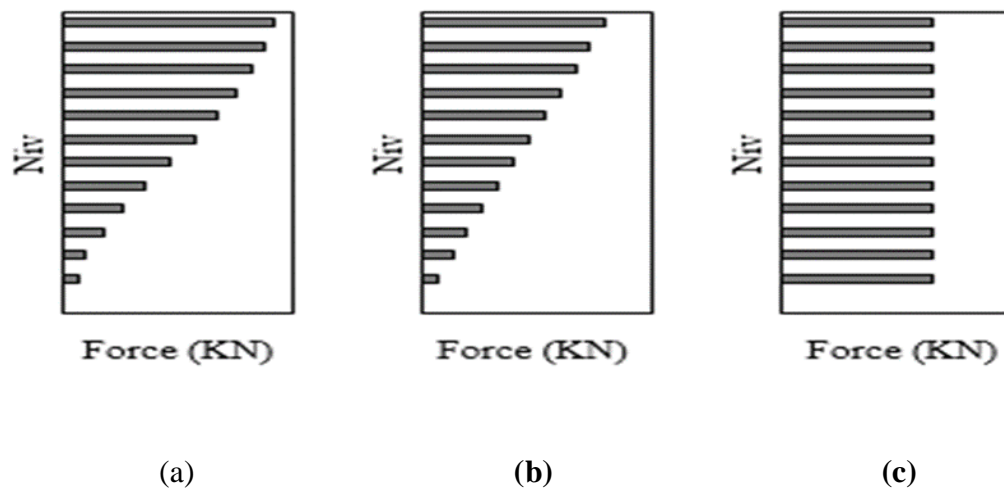
neuf niveaux avec des voiles en béton armé et en maçonnerie. Trois types de modèles de charge latérale ont été utilisés pour effectuer l'analyse statique non-linéaire. La conclusion tirée est que le modèle de charge uniforme est très efficace.

De leur côté, Fajfar et son groupe ont essayé d'améliorer la méthode N2. Gašperšič et al. ont étendu cette méthode pour tenir en compte les dommages cumulatifs. Ils ont conclu que la méthode N2 est susceptible de sous-estimer l'endommagement dans la partie supérieure des structures. En 1996, Fajfar et Gašperšič [3] ont appliqué la méthode N2 à un bâtiment typique en béton armé de sept niveaux situés à Tsukuba, au Japon. Il a été conclu que si les effets des modes supérieurs devenaient importants, certaines quantités de demande déterminées par la méthode N2 sont sous-estimées. En plus, il a été recommandé que l'effet bidirectionnel et l'influence du couplage des modes de translation et de torsion devraient être incorporés dans l'étude.

Les versions complètes des deux méthodes CSM et N2 ont commencé à être introduites dans le cadre de l'ingénierie sismique basée sur la performance, par exemple : ATC40 [10], FEMA273 [7] et FEMA356 [8]. En Europe, la méthode N2 [2] a été incorporée dans l'Eurocode 8 [6].

Les deux procédures non-adaptatives précédentes, appliquent une distribution des charges invariante sur la hauteur de la structure durant l'analyse. Cette approximation est l'une des limitations les plus importantes de ces méthodes. En général, les modèles de chargement non adaptatifs utilisés dans les analyses pushover sont :

- 1- Charge concentrée: une seule force appliquée en tête de la structure.
- 2- Forces latérales sont constantes sur toute la hauteur de la structure.
- 3- Distribution triangulaire inversée où les forces augmentent linéairement de zéro (à la base de la structure) à une valeur maximale (en tête).
- 4- Distribution parabolique en fonction de la hauteur et la masse de chaque étage de la structure.
- 5- Distribution modale proportionnelle à la déformée modale du premier mode de vibration.
- 6- Distribution SRSS ("Square Root of the Sum of the squares").



**Figure 2: Les trois distributions des charges couramment utilisées dans l'analyse pushover, (a) distribution modale, (b) distribution triangulaire inversée, (c) distribution uniforme [9] .**

Cependant, le rapport FEMA440 [11] présente plusieurs inconvénients concernant l'utilisation des méthodes pushover conventionnelles basées sur la force pour estimer la demande sismique des structures:

1- Ces méthodes ne sont pas capables de reproduire correctement les déformations lorsque l'effet des modes supérieurs est important. Cette imprécision est également observée lorsque la structure est fortement poussée dans sa phase non linéaire post-élastique;

2- Ils négligent les sources de dissipation d'énergie telles que l'énergie cinétique et l'amortissement visqueux;

3- Les effets du chargement cyclique des séismes et la modélisation tridimensionnelle ne peuvent pas être facilement pris en compte par ces méthodes [9]

## **b. Analyses pushover non adaptatives multi-modes**

Afin de surmonter les inconvénients mentionnés ci-dessus, plusieurs chercheurs ont proposé des nouvelles procédures pour tenir compte de l'effet des modes supérieurs, mais en gardant les modèles de charge invariables. Ces procédures sont appelées procédures pushover multimodales.

Paret et al. ont d'abord présenté la procédure Pushover Multimodale (PMM). Selon cette procédure l'analyse pushover est effectuée plusieurs fois pour chaque mode considéré. Le modèle de chargement de chaque analyse pushover est déterminé en multipliant le poids de chaque étage par la déformée modale. De plus, les courbes

# Chapitre 1: Étude Bibliographique

---

modales de pushover sont établies indépendamment pour chaque mode. Deux structures en acier de dix-sept niveaux ont été évaluées pour identifier les mécanismes de ruine provoqués par les effets des modes supérieurs (modes 2 et 3). Les résultats ont montré les effets importants des modes supérieurs sur le comportement des structures et sur le mécanisme de ruine [9].

Chopra et Goel ont développé une analyse pushover modale (MPA) pour inclure les contributions de tous les modes de vibration qui ont une influence significative sur la réponse sismique. La méthode a été étendue aux bâtiments asymétriques en plan ainsi que pour le cas des charges sismiques bidirectionnelles [9].

Hernández-Montes et al. ont adapté la MPA dans une formulation basée sur l'énergie qui a été ensuite raffinée par Tomassoli et Mezzi afin de surmonter de nombreux problèmes liés aux procédures PSNs conventionnelles.

Chopra et al ont présenté une version modifiée de la méthode MPA dans laquelle la réponse inélastique obtenue à partir de l'analyse pushover, en utilisant un vecteur de charge proportionnel au premier mode, est combinée avec la contribution élastique des modes supérieurs.

Jan et al ont proposé la méthode d'analyse pushover Upper-Bound (UB) pour tenir en compte l'effet des modes supérieurs dans les structures autostables de grande hauteur en deux dimensions. [9].

Pour surmonter les limitations liées à l'analyse UB, Poursha et Samarin ont proposé une méthode UB modifiée (MUB). Dans cette version de la méthode, les réponses sont obtenues en combinant les réponses sismiques résultant de l'analyse pushover conventionnelle et de la méthode UB [9].

Kunnath a développé une nouvelle distribution des charges latérales on utilisant une combinaison modale factorisée afin de représenter la demande sismique de manière plus réaliste

Une procédure Pushover Modale Consécutives (CMP) a été proposée par Poursha et al. pour estimer la demande sismique des bâtiments à grande hauteur. Dans cette méthode, les réponses structurelles finales sont déterminées comme une enveloppe des résultats dérivés d'une analyse pushover conventionnelle et d'une autre analyse pushover multi-étapes [9].

Fajfar et son équipe ont proposé une extension de la méthode N2 pour prendre en compte les effets des modes supérieurs [4 et 5]. Cette procédure étendue considère que la structure reste dans la phase élastique lors de la vibration dans les modes supérieurs. La réponse sismique est déterminée par une enveloppe entre les résultats d'une analyse pushover N2 conventionnelle, et les réponses normalisées d'une analyse modale élastique qui inclut les effets des modes supérieurs. Kreslin et Fajfar ont

proposé une version étendue de la méthode N2, qui prend en compte simultanément les effets de torsion et des modes supérieurs des bâtiments en ajustant les résultats calculés avec la méthode N2 originale, à l'aide des facteurs de correction .

Les résultats obtenus montrent une influence significative des modes supérieurs sur les déplacements inter-étages dans les parties supérieures des bâtiments de moyenne et de grande hauteur étudiés. Les auteurs ont conclu que la méthode N2 étendue conduisait habituellement à des estimations légèrement plus précises que la MPA et la MMPA [9].

En outre, une extension de la méthode CSM du FEMA 440 pour étudier le comportement des bâtiments asymétriques en plan est proposée par Bhatt et Bento.

Sucuoglu et Selim Gunay ont présenté l'analyse pushover généralisée (GPA). Sahraei et Behnamfar ont développé une nouvelle procédure basée sur les déplacements. Behnamfar et al. ont étendu cette méthode pour considérer les modes supérieurs.

Poursha et Amini ont développé une autre méthode pushover multimodale (SMP) à une seule analyse dans laquelle l'effet des modes supérieurs et le contenu fréquentiel des séismes sont pris en compte dans la détermination des charges latérales sans le recours à une combinaison des résultats.

Une autre procédure pushover non-adaptative basée sur le déplacement (NADP) a également été développée par Amini et Poursha dans laquelle certaines procédures pushover conventionnelles et améliorées à une seule analyse sont utilisées.

Vafaei et Saffari ont présenté une autre analyse pushover modale basée sur l'effort tranchant pour estimer la réponse sismique des structures à grande hauteur.

Liu et Kuang ont proposé la méthode pushover basée sur la réponse spectrale de la structure. Une simplification de l'effet de couplage de différents modes est démontrée en premier lieu, et sur la base de cette simplification, la procédure d'analyse basée sur la réponse spectrale (SPA) est développée. Dans la méthode SPA, la procédure CMP est adoptée alors que la contribution des différents modes et le déplacement cible sont calculés par l'analyse modale spectrale en utilisant un spectre de conception élastique [9].

### **3. Analyses pushover adaptatives**

Les méthodes décrites précédemment utilisent des modèles de charge latérale invariables qui ne prennent pas en compte l'accumulation des dommages et, par conséquent, la modification des paramètres modaux durant l'analyse.

Ce qui a motivé le développement d'une nouvelle classe de procédures appelées méthodes pushover adaptatives. Dans ces procédures, le vecteur de chargement est mis à jour à chaque étape de l'analyse afin de représenter la dégradation de la rigidité progressive de la structure pendant la phase inélastique [9] .

# Chapitre 1: Étude Bibliographique

---

Bracci et al. ont été les premiers à introduire une méthode qui utilise des procédures entièrement adaptatives. L'analyse commence en supposant une distribution initiale de la charge latérale, habituellement triangulaire, alors que les charges supplémentaires imposées lors des incréments ultérieurs sont calculées à partir des efforts tranchants ainsi que les résistances instantanées des étages de l'étape de charge précédente. La procédure a été mise en œuvre dans le logiciel d'analyse dynamique IDARC conduisant à des résultats apparemment prometteurs.

Matsumori et al. ont étudié l'exactitude de l'analyse pushover dans l'estimation des ductilités en deux structures en béton armé de douze niveaux, et trois structures de dix-huit niveaux. Les résultats ont montré que les demandes en ductilité obtenues étaient une limite supérieure par rapport aux résultats d'analyse dynamique non linéaire temporelle.

Une méthodologie adaptative différente a été proposée par Gupta et Kunnath dans laquelle la charge latérale appliquée est constamment mise à jour, en fonction des caractéristiques dynamiques instantanées de la structure. En plus, un spectre de réponse spécifique du site a été utilisé pour déterminer le modèle de chargement.

Dans cette méthode, l'analyse modale est effectuée dans chaque incrément de charge, en tenant compte de l'état actuel de la structure.

Une autre méthode proposée par Requena et Ayala, présente deux variantes d'analyse pushover adaptative (appelées approches 2-A et 2-B) et compare les résultats avec une procédure pushover conventionnelle ayant une charge modale. Cependant, les résultats analytiques présentés par Requena et Ayala sont limités [9].

Elnashai a proposé une analyse pushover adaptative qui a semblé englober, dans un algorithme d'analyse unique, toutes les techniques avancées décrites ci-dessus. Cette procédure à une seule analyse est entièrement adaptable et multimodale et explique la dégradation du système et l'allongement de la période en mettant à jour la distribution des charges latérales à chaque étape de l'analyse.

Une autre procédure pushover adaptative entièrement alternative a été proposée par Albanesi et al. qui a suggéré une analyse pushover adaptative basée sur l'énergie (AEPOA), dans laquelle les forces/déplacements latéraux imposés à chaque étape tiennent compte non seulement des changements des propriétés dynamiques de la structure, mais aussi de l'énergie cinétique attendue pour se déformer lorsqu'elle est soumise à un séisme.

Aydinoglu a présenté l'analyse spectrale incrémentale (ISA), qui est une version améliorée de la procédure adaptative développée par Gupta et Kunnath. La méthode applique un vecteur des déplacements au lieu des forces pour effectuer l'analyse pushover. Elle utilise aussi un spectre de conception inélastique au lieu d'un spectre élastique pour le calcul des facteurs de contribution de chaque mode de vibration.

# Chapitre 1: Étude Bibliographique

---

Antoniou et Pinho ont exploré la précision des méthodes adaptative et non adaptatives basées sur les forces pour prédire la réponse sismique des bâtiments en béton armé.

Étant donné que les méthodes FAP ne peuvent pas offrir un avantage significatif par rapport aux méthodes conventionnelles, une méthode pushover adaptative basée sur le déplacement (DAP) a été récemment développée. Dans cette méthode, le vecteur de chargement est mis à jour à chaque étape de l'analyse en fonction des caractéristiques dynamiques actuelles de la structure. Le vecteur de chargement est obtenu en combinant la contribution des différents modes de vibration en termes de déplacements. Cette méthode est capable de reproduire l'inversion des signes, même si l'on utilise une combinaison quadratique. Les résultats obtenus avec la méthode, principalement en termes de profils de déplacements et déplacements inter-étages, sont plus précis que ceux obtenus en utilisant d'autres méthodes classiques [9].

De leur côté, Kalkan et Kunnath ont présenté la procédure de combinaison modale adaptative (AMC). Colajanni et al. ont proposé deux nouvelles distributions des charges adaptatives en combinant des distributions de chargements présentées dans FEMA- 440 [11].

Une procédure innovante pushover adaptative basée sur les efforts tranchants est proposée par Shakeri et al. qui prend en compte l'effet des modes supérieurs, l'interaction entre les modes de vibration en phase inélastique, les changements progressifs des caractéristiques dynamiques pendant l'analyse, l'allongement des périodes et le contenu fréquentiel, tout en considérant l'inversion de signe dans le

Abbasnia et al. ont développé une méthode pushover modale adaptative basée sur les déplacements et sur une règle de combinaison modale effective, afin d'inclure le renversement de signe dans les vecteurs de charge. Un facteur de modification associé à chaque mode d'intérêt est calculé et utilisé pour déterminer le vecteur de charge correspondant. Un autre nouveau aspect dans la méthode proposée est que le déplacement cible est estimé lors de l'analyse en mettant en œuvre le concept de la CSM de l'ATC-40 [9].

En 2014, Abbasnia et al. ont essayé d'améliorer l'analyse pushover adaptative basé sur le déplacement en développant une méthode alternative, dans laquelle on utilise de multiples spectres de réponse inélastiques proportionnels au rapport de ductilité instantanée de la structure. Les résultats obtenus démontrent que la méthode proposée fournit des résultats satisfaisants.

Davoudi et al. ont développé une règle de combinaison modale qui est une technique d'addition vectorielle directe dans laquelle la contribution relative de chaque mode et son signe est prise en compte. Les auteurs ont conclu que la méthode proposée peut estimer les réponses de référence (résultats donnés par l'analyse NTHA) avec une précision remarquable [9].

Une autre procédure pushover adaptative modale basée sur la force (AFMP) est présentée par Amini et Poursha pour améliorer la capacité des méthodes FAP à estimer les réponses sismiques des grands bâtiments [9].

## 4. Déplacement cible

Les méthodes pushover existantes utilisent des approches différentes pour calculer le déplacement cible en fonction des mécanismes de dissipation d'énergie. La première approche est basée sur une linéarisation équivalente, dans laquelle le déplacement cible est calculé en croisant la courbe de capacité SDDL avec un spectre élastique sur-amorti. Ce facteur est fonction de l'amortissement visqueux équivalent. La deuxième approche consiste à utiliser un spectre inélastique. La troisième utilise des coefficients de déplacement empiriques déterminés à partir d'une analyse statistique pour définir les facteurs de modification de déplacement. Les méthodes proposées dans ATC 40 [10] et FEMA 356 [8] sont les méthodes les plus utilisées généralement [9].

## 5. Conclusion

De l'étude bibliographique ci-dessus, les conclusions suivantes peuvent être tirées:

- l'analyse en poussée progressive devient un outil d'évaluation et de conception sismique standard simple et efficace.
- dans le cas des structures qui vibrent principalement au mode fondamental, les PSNs conventionnelles fournissent de bonnes estimations de la réponse sismique.
- Les procédures pushover adaptatives ont amélioré la réponse obtenue par les méthodes pushover conventionnelles en les rapprochant à ceux de l'analyse dynamique non-linéaire temporelle [9].

# Chapitre 2 :

# Exposé de la méthode

## Chapitre 2 : Exposé de la méthode

### 2.1 Introduction:

La méthode d'analyse statique non linéaire pushover est une méthode approximative dont laquelle la structure est assujettie à une charge latérale croissante jusqu'à atteindre un déplacement cible.

L'analyse pushover consiste en une série d'analyses élastiques, superposées pour approximer une courbe de capacité ou courbe effort tranchant à la base – déplacement au sommet (figure 3).

La première étape est d'appliquer la force gravitaire et latérale qui découle d'une loi de comportement du type bilinéaire ou tri-linéaire, la charge latérale est augmentée d'une manière itérative jusqu'à atteindre une première plastification d'un élément (apparition de rotule plastique). En prenant en compte le nouvel état d'équilibre dû à la diminution de la raideur, le processus continue jusqu'à avoir un déplacement limite au sommet de la structure ou jusqu'à une instabilité (figure 4).

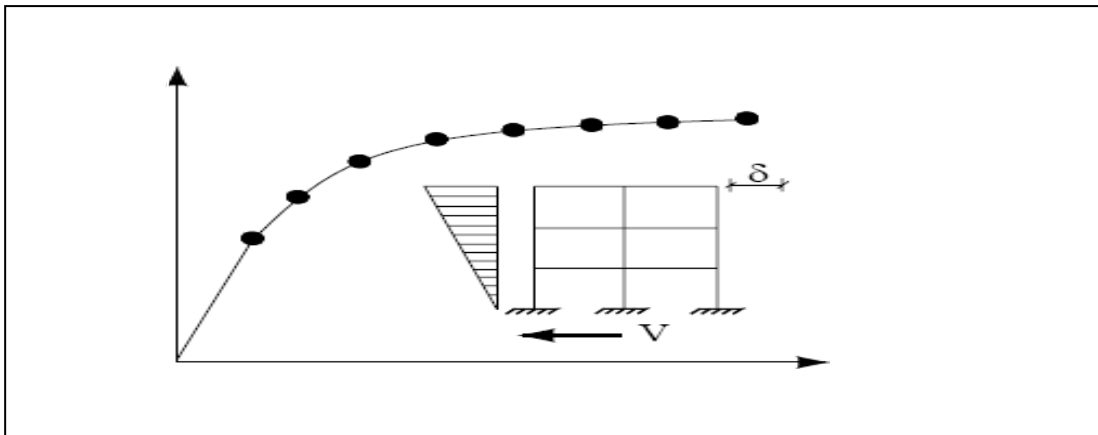


Figure 3: Courbe de capacité (pushover) d'une structure [9]

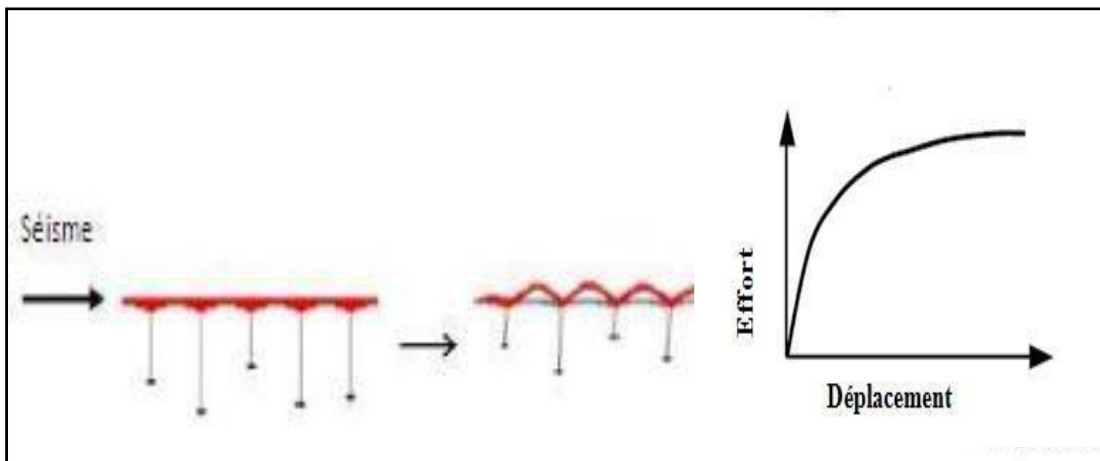


Figure 4: Signification physique de la courbe de capacité [9].

### 2.2 Objectifs de la méthode Pushover:

Le but de l'analyse Push over consiste à décrire les comportements réels de la structure et d'évaluer les différents paramètres en termes de sollicitations et déplacements dans les éléments de la structure. L'analyse push over est supposée fournir des informations sur plusieurs caractéristiques de la réponse qui ne peuvent être obtenues par une simple analyse élastique; on cite :

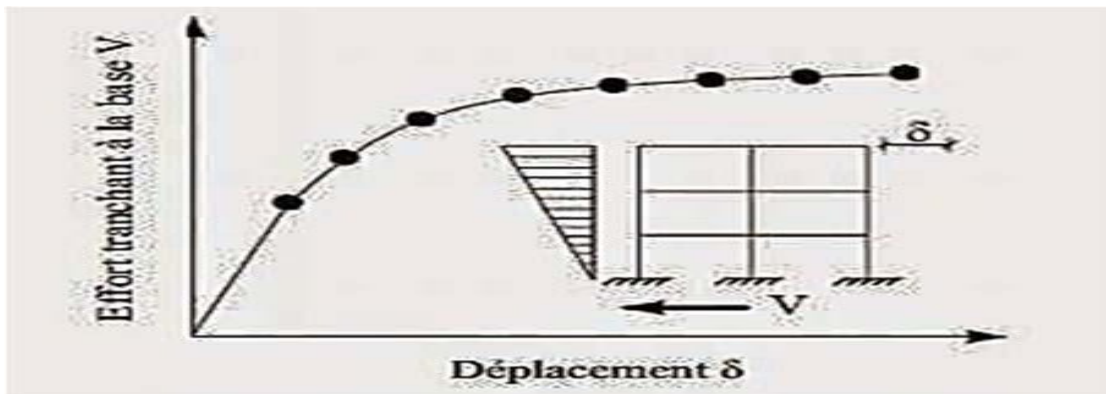
- L'estimation des déformations dans le cas des éléments qui doivent subir des déformations inélastiques afin de dissiper de l'énergie communiquée à la structure par le mouvement du sol.
- La détermination des sollicitations réelles sur les éléments fragiles, telles que les sollicitations sur l'assemblage de contreventements, les sollicitations axiales sur les poteaux, les moments sur les jonctions poteau-poutre, les sollicitations de cisaillement.
- Les conséquences de la détérioration de la résistance des éléments sur le comportement global de la structure ce qui permet de déterminer les points forts et les points faibles des structures.
- L'identification des zones critiques
- L'identification des discontinuités de résistance en plan et en élévation.
- L'estimation des déplacements inter-étages qui tiennent compte des discontinuités de la rigidité et de la résistance.

Le but principal de cette méthode est basé sur la capacité de la structure par rapport au déplacement cible, la notion de nœud maître est alors introduite qui est situé au centre de masse du dernier niveau de la structure, qui est la référence nécessaire pour l'exécution et l'interprétation de cette analyse. [9]

### 2.3 Principe de la méthode:

Push over est une méthode de calcul, utilisée en particulier pour l'évaluation des structures existantes, qui consiste à appliquer une charge statique, d'allure triangulaire, sur la structure à analyser. Cette allure triangulaire a pour objectif de représenter l'effet d'un séisme par une force de remplacement statique à partir de cette charge, qui est appliquée par étapes, le comportement non linéaire de la structure peut être défini. Le non linéarité est en effet introduite dans la structure au moyennes paramétrés des rotules de flexion et de cisaillement.

Figure 5: Le déplacement du sommet en fonction de l'effort tranchant à la base [9]



Le principe fondamental de la méthode consiste à :

- Calculer les déplacements de la structure dans l'hypothèse d'élasticité (en supposant la structure infiniment élastique).
- Vérifier que la structure est apte à atteindre les mêmes déplacements dans l'hypothèse d'un déplacement post-élastique.

L'exécution d'un calcul push-over a pour objectif d'éviter de se lancer dans des méthodes plus poussées comme par exemple des calculs non linéaires dynamiques. Toutefois, dans ce type de méthodes, la difficulté se situe dans le choix du séisme, et plus particulièrement de son accélérogramme. La définition de cette donnée de base pose des problèmes non négligeables et parfois reste très approximative. Malgré ses limites, comme par exemple le fait de modéliser le séisme comme une action unidirectionnelle, le push-over représente un moyen satisfaisant de calcul qui permet d'acquérir des informations utiles sur le comportement réel de la structure. [9]

### 2.4 Avantages, inconvénients et limites de la méthode Pushover:

- Les lois de comportement des matériaux doivent être plus représentatives des dégradations de raideur en phase plastique auxquelles l'analyse P-O est sensible.

- L'établissement de la courbe de capacité et l'analyse modale requièrent des moyens numériques performants. Une autre difficulté de cette méthode est qu'elle n'est pas déterministe.

- Par contre, elle permet de s'affranchir du coefficient de comportement. En comparant les courbes de capacité avant et après renforcement, on peut visualiser l'influence des mesures adoptées. De plus, elle permet de prendre en considération les phénomènes non linéaires comme la formation de rotules plastiques ou la fissuration du béton. Néanmoins, pour cela il faut être en mesure de déterminer les zones où ces phénomènes vont se produire ainsi que leur chronologie.

- La méthode Push-Over est facilement réalisée en utilisant certains logiciels de calcul de structure (par exemple : Robot millenium, SAP, ETABS). Comme le met en évidence le règlement Américain, il s'agit d'une méthode statique. Il faut donc s'assurer de la bonne représentativité des efforts statiques équivalents par rapport aux efforts dynamiques. De plus, comme les autres méthodes statiques, la méthode Push-Over ne permet pas de tenir compte directement des effets du second ordre lié au caractère dynamique de la sollicitation sismique, ni des dissipations d'énergie par hystérésis ou de la fatigue.

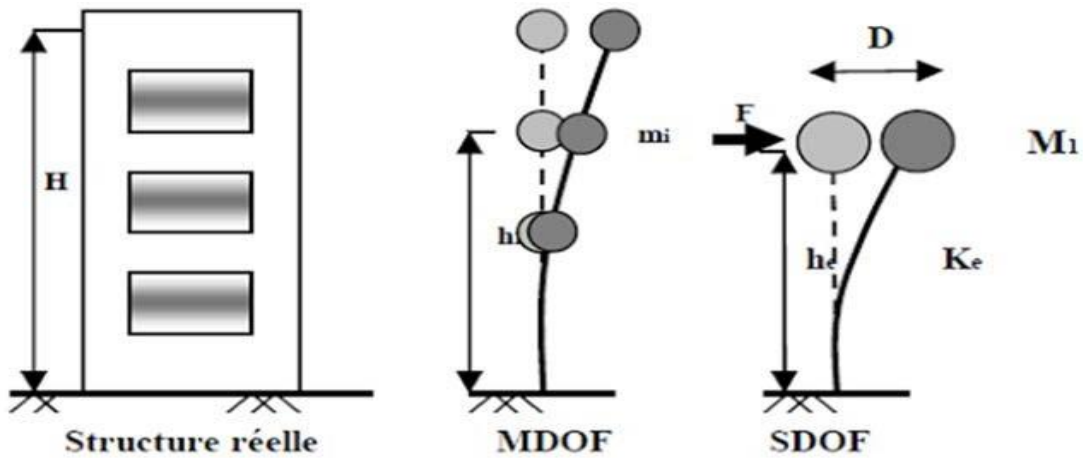
- La méthode Push-Over donne des résultats satisfaisants lorsque le comportement de l'ouvrage est essentiellement régi par le mode fondamental. Par contre, là où la contribution des modes supérieurs est non négligeable, il convient de faire une analyse dynamique linéaire pour vérifier leur contribution.

- En ce qui concerne le renforcement des bâtiments existants, les données précises concernant les propriétés mécaniques réelles sont parfois difficiles à obtenir et il faudra par conséquent faire des hypothèses concernant leurs valeurs, sur la base des règles en vigueur lors de la construction de l'ouvrage par exemple. Ces hypothèses seront appuyées également par des sondages et des prélèvements locaux. En plus des propriétés intrinsèques des matériaux, il faut connaître l'évolution de celles-ci au cours du temps (dégradation du béton, corrosion de l'acier, etc...). [9]

### 2.5 Hypothèses d'élaboration de la méthode (pushover):

L'analyse statique non linéaire de P-O est basée sur l'hypothèse que la réponse d'une structure à plusieurs degrés de liberté ou MDOF (multi degree of freedom) peut être assimilée à la réponse d'un système à un degré de liberté équivalent (SDOF) (figure 6), ce qui implique que la réponse est fondamentale contrôlée par un seul mode de vibration (généralement le premier) et que la forme de ce mode demeure constante durant le séisme [9]

Figure 6 : Hypothèses du système équivalent [9]



## 2.6. INTRODUCTION AU CALCUL CAPACITAIRE

(Annexe J RPA 2024)

Cette annexe, informative, expose les principes de la méthode dite "Pushover" (Poussée Progressive) qui est une procédure statique non linéaire.

### J. 1 Principes et exigences de la méthode

Les principes de base et les exigences de la méthode "Pushover" sont multiples, i.e. :

- Il convient de justifier, convenablement, les analyses non linéaires en ce qui concerne la sollicitation sismique d'entrée, le modèle constitutif utilisé, la méthode d'interprétation des résultats de l'analyse et les prescriptions à respecter.
- Le modèle mathématique de la structure, utilisé pour l'analyse élastique, doit tenir compte de la résistance des éléments structuraux et de leur comportement post-élastique.
- Dans une analyse statique non linéaire, la structure est soumise à des charges gravitaires et des forces horizontales progressivement croissantes, avec une distribution invariable sur toute la hauteur, jusqu'à atteindre une valeur cible prédéterminé du déplacement.
- La distribution des forces et le déplacement cible sont fondés sur l'hypothèse de la réponse contrôlée par le mode fondamental, tandis que la forme modale (pour ce mode fondamental) reste invariable dans le domaine inélastique. Il existe des

méthodes multimodes, dans lesquelles plusieurs analyses "Pushover" sont effectuées avec différentes distributions de force et plusieurs modèles équivalent à 1 DDL sont établis.

- L'analyse statique non linéaire « Pushover » peut être appliquée pour vérifier ou évaluer la performance des structures.
- L'analyse peut être effectuée à l'aide de deux modèles plans, un pour chacune des deux directions horizontales. La précision du modèle est tributaire des critères de régularité ( §3.7.1 ). Les bâtiments qui ne respectent pas ces critères doivent alors être analysés à l'aide d'un modèle spatial. Le mécanisme plastique doit être déterminé pour les deux distributions de charges latérales appliquées. Les mécanismes plastiques doivent être conformes aux mécanismes sur lesquels se fonde le coefficient de comportement R dans le calcul.
- Dans l'analyse statique non linéaire, les déplacements sont ceux obtenus directement par l'analyse, sans modification.

### **J.2 Procédure statique non linéaire (Pushover)**

#### **J.2.1 Charge latérale et courbe de capacité**

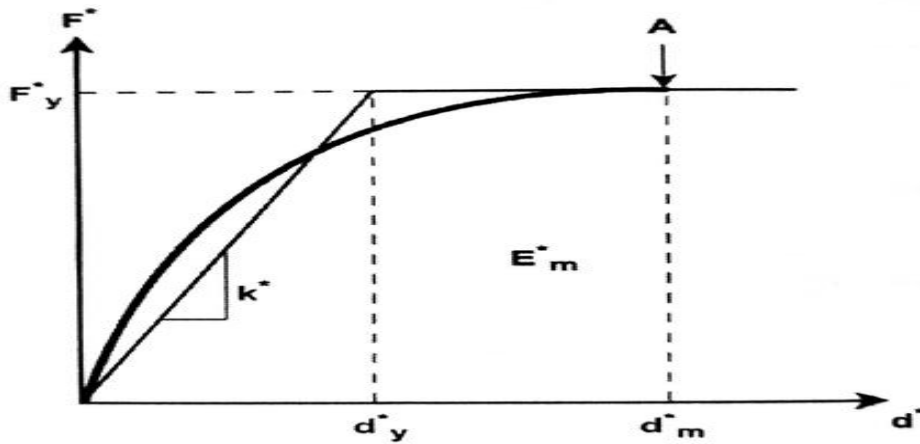
La force latérale, normalisée dans la direction considérée et appliquée au plancher "i" (ou nœud "i" dans la représentation en "brochette"), est définie par l'Équation (J.1) :

$$\bar{F}_i = m_i \cdot \phi_i \text{ (J.1)}$$

Avec:

- $m_i$ : masse de nœud "i".
- $\phi$ : Mode de vibration correspondant à la plus grande valeur de la masse modale effective pour la direction d'action considérée.
- $\phi$ : valeur du déplacement du mode  $\phi$  au nœud "i" dans la direction considéré de l'action sismique.

Figure 6: Idéalisation de la courbe de capacité [9]



Il convient, en outre, de déterminer la relation entre l'effort tranchant à la base et le déplacement au nœud de contrôle (la courbe de capacité) par l'analyse en poussée progressive (cf. J.1).

Le déplacement de contrôle peut être pris au centre de gravité de la terrasse du bâtiment. Il ne faut pas considérer le sommet d'un appartement terrasse comme point de contrôle.

### J.2.2 Système équivalent à un seul degré de liberté (1 DDL)

La masse d'un d'un système équivalent à un seul degré de liberté,  $m^*$ , est déterminée comme suit:

$$m^* = \sum m_i \phi_i = \sum \bar{F}_i \quad (J.2)$$

et le coefficient de transformation entre un système à N DDL et le système équivalent à 1 DDL est donné par :

$$\Gamma = \frac{m^*}{\sum m_i \cdot \phi_i^2} = \frac{\sum \bar{F}_i}{\sum \left( \frac{E_i^2}{m_i} \right)} \quad (\text{J.3})$$

La force  $F^*$  et le déplacement  $d^*$  d'un système équivalent à un seul degré de liberté sont calculés comme suit :

$$F^* = \frac{V_b}{\Gamma} \quad (\text{J.4})$$

$$d^* = \frac{d_n}{\Gamma} \quad (\text{J.5})$$

Où:  $V_b$  et  $d_n$  sont respectivement l'effort tranchant à la base et le déplacement du noeud de contrôle du système à N DDL.

### J.2.3 Comportement idéalisé force-déplacement de la structure

La relation force-déformation  $F^*$  et  $d^*$  du modèle équivalent à 1 DDL peut être idéalisée comme un modèle élasto-plastique parfait (cf. J.1).

La période  $T^*$  du système équivalent à un seul degré de liberté idéalisé est déterminée par :

$$T^* = 2\pi \sqrt{\frac{m^*}{k^*}} \quad (\text{J.6})$$

Où :  $k^* = \frac{F_i^*}{d_j}$  est la rigidité élastique du système équivalent à 1 DDL.

L'effort plastique  $F_y^*$ , qui représente également la résistance ultime du système idéalisé, est égal à l'effort tranchant à la base à la formation du mécanisme plastique.

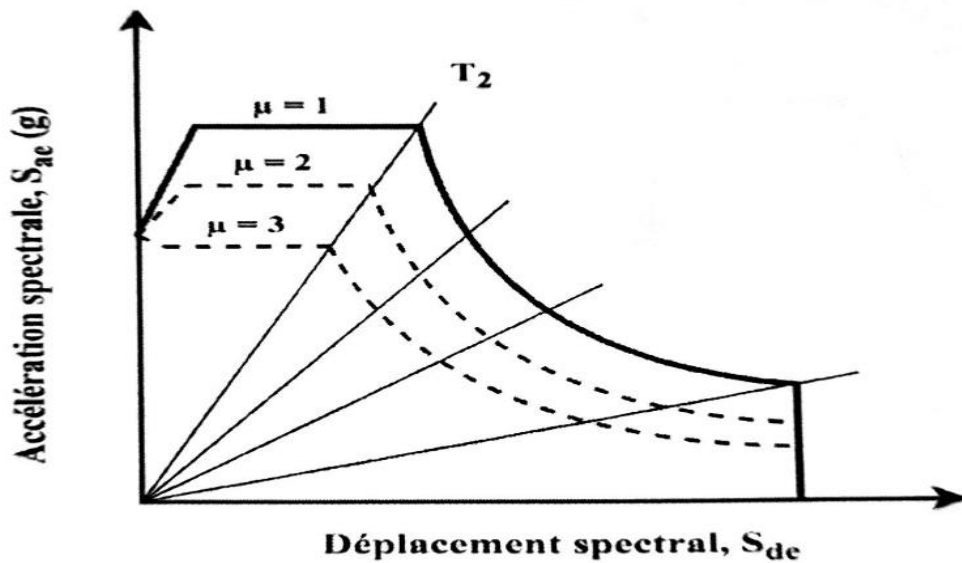
Sur la base de cette hypothèse, le déplacement à la limite d'élasticité du système équivalent à un seul degré de liberté  $d_y^*$ , est donné par :

$$d_y^* = 2 \left( d_m^* - \frac{E_m^*}{F_y^*} \right) \quad (\text{J.7})$$

Où:

- $E_m^*$  est l'énergie de déformation réelle jusqu'à la formation du mécanisme plastique.
- $F_y^*$  est la force à la limite élastique du système équivalent à 1 DDL.
- $d_m^*$  est le déplacement ultime du système équivalent à 1 DDL.

Figure 7: Spectre de réponse inélastique en fonction de la ductilité [9]



### Demande sismique (spectre de réponse inélastique de constante de ductilité)

Le spectre inélastique est déduit à partir du spectre élastique en appliquant les expressions suivantes

$$S_a = \frac{S_{ae}}{R_\mu} \text{ et } S_d = \frac{\mu}{R_\mu} S_{de} \quad (\text{J.8})$$

$$S_a(T, \xi) = \frac{S_{ae}(T, \xi)}{R_\mu} \quad (\text{J.9})$$

$$S_{dr}(T, \xi) = \frac{T^2}{4 \cdot \pi^2} S_{at}(T, \xi) \quad (\text{J.10})$$

où:

- $\xi$  : valeur d'amortissement visqueux fixée à 5%.
- $S_{ae}(T, \xi)$
- $S_{de}(T, \xi)$  : déplacement dans le spectre élastique, correspondant aux périodes  $T$  et  $\xi = 5\%$ .

$$S_d(T, \xi) = \frac{\mu}{R_\mu} S_{de}(T, \xi) = \frac{\mu}{R_\mu} \cdot \frac{T^2}{4 \cdot \pi^2} \cdot S_{ae}(T, \xi) = \mu \cdot \frac{T^2}{4 \cdot \pi^2} \cdot S_a(T, \xi) \quad (\text{J.11})$$

avec:

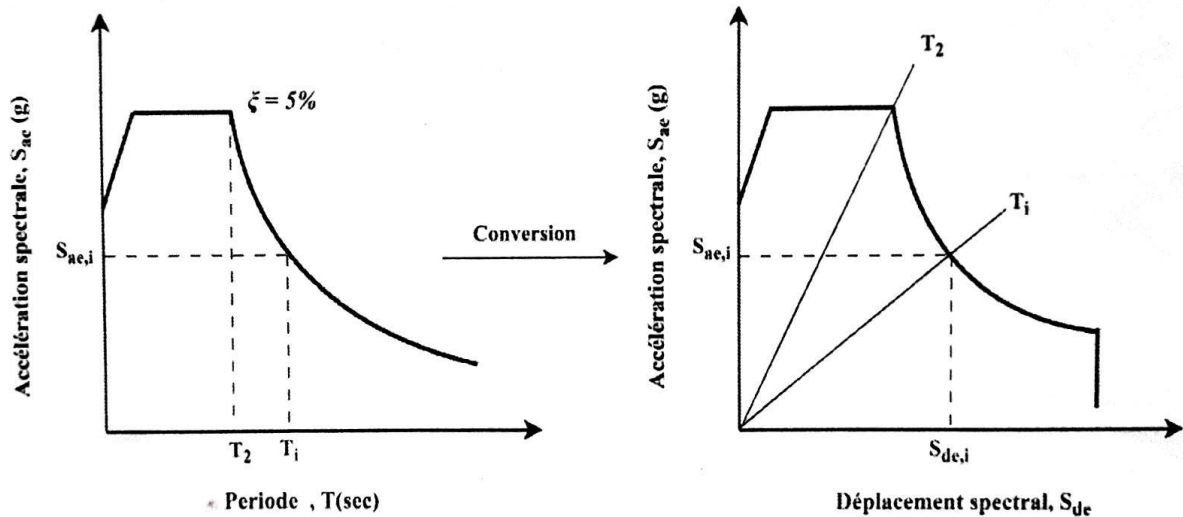
- $S_a(T, \xi)$  : Accélération inelastique
- $S_d(T, \xi)$  : Déplacement inelastique
- $\mu$  : Facteur de ductilité
- $R_\mu$  : Facteur de réduction donné par :

$$R_\mu = \begin{cases} (\mu - 1) \cdot \frac{T}{T_2} + 1: & \text{si } T < T_2 \\ \mu: & \text{si } T \geq T_2 \end{cases} \quad (\text{J.12})$$

- $T$  : période de vibration d'un système linéaire à un seul degré de liberté
- $T_2$ : limite supérieure des périodes correspondant au palier d'accélération spectrale constante (cf. 83.3.1)

**Figure 8: Spectre inélastique en format ADRS (accélération spectrale - déplacement spectral)**

a) Spectre de réponse élastique du format  $(S_{ae}, T)$       b) Spectre de réponse élastique de format  $(S_{ae}, S_{de})$



### 1.2.4 Détermination du déplacement cible pour le système à 1 DDL [1]

Le déplacement cible de la structure avec une période  $T^*$  et un comportement élastique illimité, est donné par :

$$d_{et}^* = S_e(T^*) \left[ \frac{T^*}{2 \cdot \pi^*} \right]^2 \tag{J.13}$$

Où:  $S_e(T^*)$  est le spectre de réponse en accélération à la période  $T^*$ .

Pour la détermination du déplacement cible  $d_i^*$  des structures, dans le domaine des périodes courtes et des structures dans les domaines des périodes moyennés et longues, il convient d'utiliser différentes expressions, comme indiqué ci-dessous. La période limite, entre les domaines des périodes courtes et des périodes moyennes, est  $T_2$  (cf. & 3.3.1).

$T_2$  représente la limite supérieure des périodes correspondant au palier d'accélération spectrale constante.

- Domaine des périodes courtes:  $T^* < T_2$

1. Si  $\frac{F_j^*}{m'} \geq S_e(T^*)$  : la réponse est élastique soit donc

$$\begin{aligned} d_t^* \\ = d_e^* \end{aligned} \tag{J.14}$$

2. Si  $\frac{F_j}{m^*} < S_e(T^*)$  : la réponse est non linéaire, et :

$$\begin{aligned} \left[ d_i^* = \frac{d_\pi^*}{R_\mu} \cdot \left( 1 + (R_\mu - 1) \cdot \frac{T_2}{T^*} \right) \right] \\ \geq d_{er}^* \end{aligned} \tag{J.15}$$

Où:

$R_\mu$  est le rapport entre l'accélération  $S_e(T^*)$  dans la structure ayant un comportement élastique illimité et l'accélération  $F_y^*/m^*$  dans la structure avec une résistance limitée, i.e.

$$R_\mu = \frac{S_e(T^*)m^*}{F_y} \tag{J.16}$$

- Domaine des périodes moyennes et longues:  $T^* \leq T_2$

$$d_t^* = d_{et}^* \tag{J.17}$$

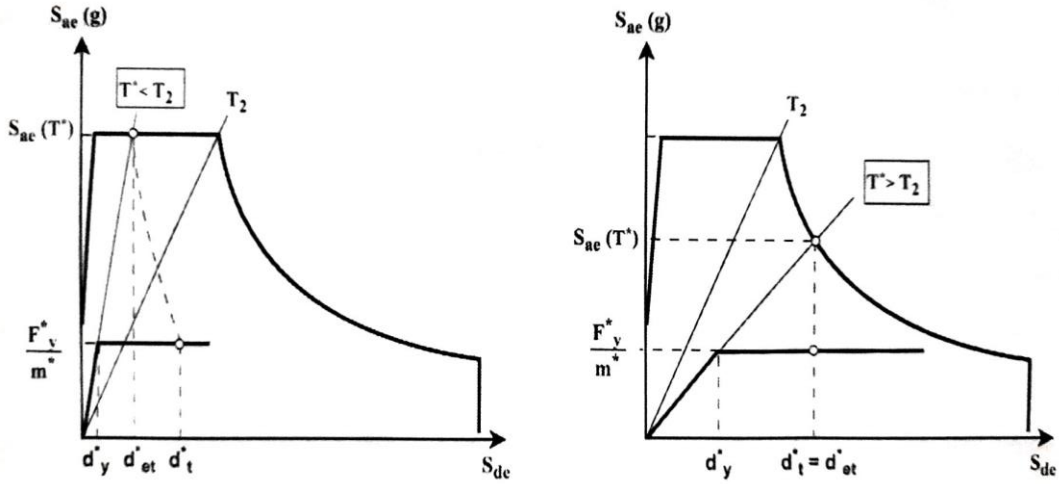
Il n'est pas nécessaire que  $d_t^*$  dépasse  $3 \cdot d_{et}^*$ .

La relation entre les différentes grandeurs peut être visualisée dans les Figure 9, Les figures sont présentées dans des axes accélération/déplacement. La période  $T^*$  est représentée par la droite radiale partant de l'origine du système de coordonnées jusqu'au point du spectre de réponse élastique défini par les coordonnées  $d^* = S_e(T^*) \cdot (T^*/2\pi)^2$  et  $S_e(T^*)$ .

Figure 10: Détermination du déplacement cible pour le système équivalent à I DDL[1]

a) Domaine des périodes courte

b) Domaine des périodes moyenne et longues



### 1.2.5 Détermination du déplacement cible pour le système à N DDL

Le déplacement cible du système à N DDL est donné par :

$$d_1 = \Gamma \cdot d_i^* \tag{J.18}$$

Le déplacement cible correspond au nœud de contrôle.

# **Chapitre 3 :**

## **Données du problème**

**(structure, aléa sismique ... )**

## Chapitre 3: Données du Problème (Structure , Aléa Sismique )

---

### Chapitre 3: Données du problème (structure, aléa sismique,...)

#### 3.1 Caractéristiques de la structure

Le bâtiment objet de l'étude est un bâtiment résidentiel régulier composé d'un rez-de-chaussée et de trois étages supérieurs (R+3), reposant sur un système de portiques en béton armé (Portique en béton armé). Les dimensions du bâtiment sont estimées à 12.8 mètres de longueur et 12.3 mètres de largeur. La hauteur du rez-de-chaussée est de 3,5 mètres, tandis que les étages supérieurs ont une hauteur uniforme de 3,0 mètres. Les poids respectifs par niveau sont répartis comme suit :

- Rez-de-chaussée : 87 t
- Premier et deuxième étages : 86 t chacun
- Troisième étage : 83 t

Les matériaux suivants sont utilisés dans la construction :

- Béton armé : Résistance mécanique de classe C25/30
- Acier : Classe FeE 400

Le bâtiment est régulier en plan et en élévation conformément à la définition donnée par le règlement RPA 2024.

#### 3.2 Données sismiques

Le bâtiment est situé dans Ouled Derradj (M'sila) et la ville de M'sila et Alger. Le site est implanté sur un sol de catégorie S3 (sol meuble). Les paramètres sismiques retenus sont les suivants :

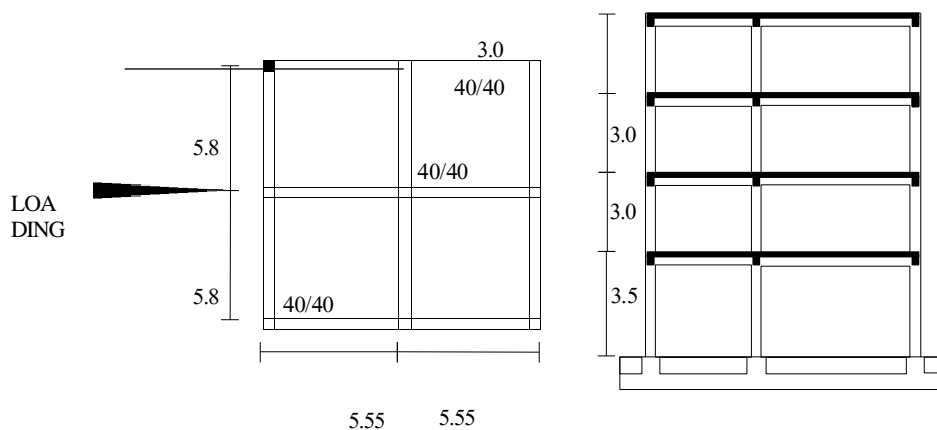
- Accélération maximale du sol de référence :  $A = 0.15 \text{ g} / 0.20 \text{ g} / 0.30 \text{ g}$
- Coefficient de comportement sismique :  $R = 3.5 / 4.5$
- Catégorie d'usage du bâtiment : Bâtiment courant (Coefficient d'importance  $I = 1,0$ )
- Type d'analyse : Analyse pushover

### Tableau1: récapitulatif des données

## Chapitre 3: Données du Problème (Structure , Aléa Sismique )

Elément	Valeur
Type de bâtiment	Résidentiel régulier (R+3)
Système constructif	Structures en béton armé
Dimensions du bâtiment	12.8 m × 12.3 m
Dimensions poteau	(0.4 × 0.4) m
Dimensions poutres	(0.4 × 0.4) m
Hauteur du rez-de-chaussée	3.5 m
Hauteur des autres étages	3.0 m
Poids du rez-de-chaussée	87 t
Poids des premier et deuxième étages	86 t chacun
Poids du troisième étage	83 t
Résistance du béton	C25/30
Nuance de l'acier	FeE 400
Localisation du bâtiment	M'Sila, Groupe A
Catégorie du sol	S3 (Sol meuble)
Accélération maximale de base	A = 0.15 g / 0.20 g / 0.30 g
Coefficient de comportement R	Système à ossature ou mixte équivalent à ossature avec remplissage en maçonnerie rigide R = 3.5 Système de contreventement constitué par des voiles R = 4.5
Coefficient d'importance I	I = 1.0
Type d'analyse	Pushover analyses

**Figure 11: Structure d'essai**



# **Chapitre 4 :**

## **Courbes de capacité et de demande sismique, Point de Performance.**

## Chapitre 4: Courbe de Capacité, Demande Sismique et Point de Performance

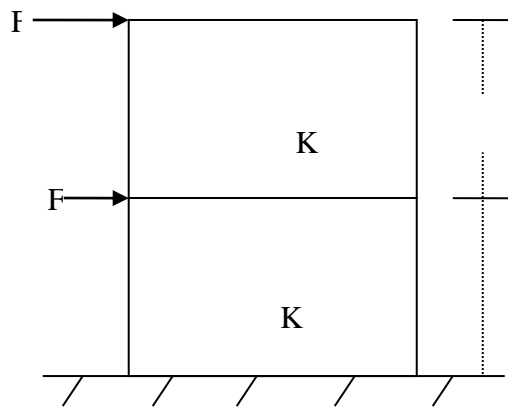
### 4.1 Exemple illustratif

Afin de mieux comprendre le principe et les différentes étapes de la méthode Pushover, nous présentons ici un exemple démonstratif de calcul à la main.

#### a. Données numériques

Pour des raisons de simplicité, l'application est faite sur une structure métallique en portiques dont les caractéristiques géométriques et mécaniques sont les suivantes:

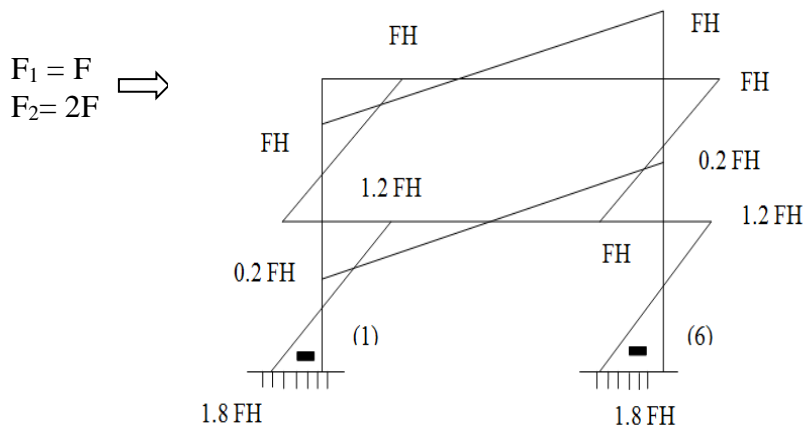
$E = 2 \cdot (10)^5 \text{ Mpa}$ ,  $\sigma_e = 240 \text{ Mpa}$ ,  $H = 3 \text{ m}$ ,  $L = 4 \text{ m}$ ,  $I_{\text{poteau}} = 21,33 \cdot (10)^{-4} \text{ m}^4$ ; (poteau:  $40 \times 40 \text{ cm}^2$ )  $I_{\text{poutre}} = 16 \cdot (10)^{-4} \text{ m}^4$ ; (poutre:  $40 \times 30 \text{ cm}^2$ )



**Figure 12 : Structure métallique en portiques**

Poteau	{	Moment plastique: $M_{p1} = \frac{3\sigma_e I_{\text{poteau}}}{h_{\text{poteau}}} = 3839.4 \text{ kN.m}$
		Moment élastique max: $M_{e1} = \frac{M_{p2}}{1.5} = 2559.6 \text{ kN.m}$
Poutre	{	Moment plastique: $M_{p2} = \frac{3\sigma_e I_{\text{poutre}}}{h_{\text{poutre}}} = 2880 \text{ kN.m}$
		Moment élastique max: $M_{e1} = \frac{M_{p1}}{1.5} = 1920 \text{ kN.m}$

### 6. Etude statique



**Figure 13 : Diagramme des moments (méthode approchée)**

## Chapitre 4: Courbe de Capacité, Demande Sismique et Point de Performance

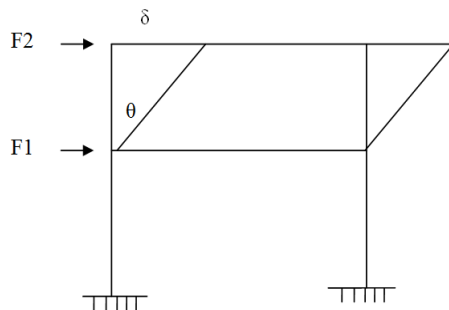
---

### 7. Calcul à la limite

Le système a 3 degrés d'hyperstaticité et 6 sections potentiellement critiques, donc 3 mécanismes indépendants.

En partant du principe "poteau fort-poutre faible", qui favorise l'apparition des rotules dans les poutres, l'application de la méthode cinématique ( $W_e = W_i$ ) donne:

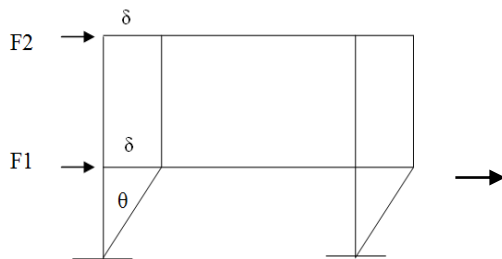
a) Mécanisme (a)



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

$$\rightarrow F_2 = \frac{4 M_{p1}}{H}$$

b) Mécanisme (b)

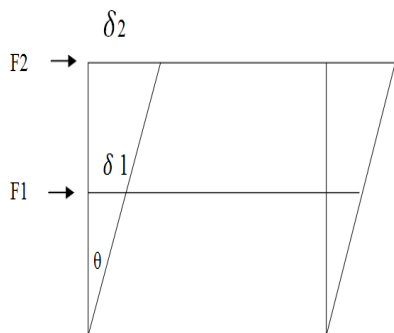


$$F_2 \delta + F_1 \delta = (F_1 + F_2) \cdot H \theta$$

$$= 4 M_{p1} \cdot \theta$$

$$F_2 = 2 F_1 \Rightarrow F_2 = \frac{8 M_{p1}}{3 H}$$

c) Mécanisme (c)



$$F_1 \delta_1 + F_2 \delta_2$$

$$= F_1 \cdot H \theta + F_2 (2 H \theta)$$

$$= 2 M_{p2} \theta + 2 M_{p1} \theta$$

$F_2 (c) < F_2 (b) < F_2 (a)$ .

Donc : le mécanisme (c) est le mécanisme de ruine.

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

## Chapitre 4: Courbe de Capacité, Demande Sismique et Point de Performance

- Phase élastique ( $M_{\max} \leq M_{em}$ )

$$M_{p1} = 2880 \text{ kN.m} \longrightarrow M_{em1} = \frac{Mp1}{1.5} = 1920 \text{ kN.m}$$

$$M_{p2} = 3839.4 \text{ kN.m} \longrightarrow M_{em2} = 2559 \text{ kNm.}$$

Le moment est max au niveau du pied de poteau (sections 1 et 6):  $M_{\max} = 1.8 F.H$

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

$$\longrightarrow 1.8 F.H \leq 1920 \text{ kN.m} \longrightarrow F \leq \frac{2559}{1.8 (3)} \approx 473.8 \text{ kN}$$

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

$$F_2 \text{ est normalisée à } 1 \longrightarrow F_1 = 1/2$$

Pour décrire l'accroissement de  $F_2$ , on utilise l'incrément  $\lambda$ , ( $\lambda \geq 1$ )

Donc :  $1 \leq \lambda \leq 948$

$$V_b = \lambda + \lambda/2 = 3/2 \lambda \longrightarrow 3/2 \leq V_b \leq 1421.7 \text{ kN}$$

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

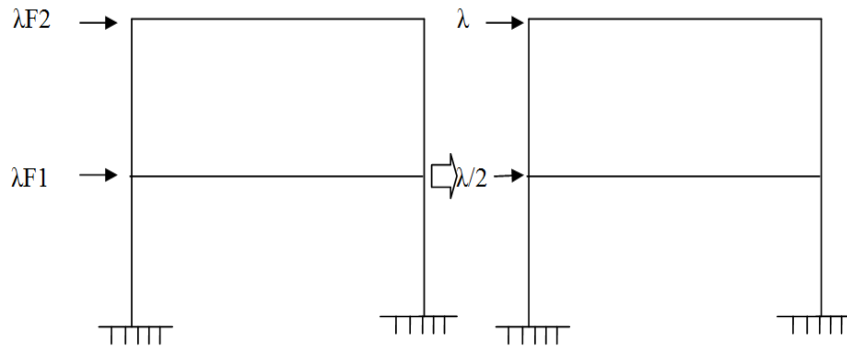


Figure 14 : Analyse de la structure à l'aide de la matrice de flexibilité

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

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

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

Comme on s'intéresse à  $X_2$  (déplacement du 2<sup>ème</sup> étage), on a:

## Chapitre 4: Courbe de Capacité, Demande Sismique et Point de Performance

$$X_2 = \frac{\lambda}{2.k_1} + \lambda \cdot \left( \frac{1}{k_1} + \frac{1}{k_2} \right) = \frac{\lambda}{k_1} \left( \frac{1}{2} + \frac{k_1 + k_2}{k_2} \right)$$

$$\text{Or, } k_1 = k_2 = \frac{24.E.I_{pot}}{H^3} = 3792.10^2 \text{ kN/m}$$

$$\text{Donc } X_2 = 2.5 \frac{\lambda}{K} \text{ et } X_2 \text{ (m)} = 6.6 (10)^{-6} \lambda$$

$$\text{Finalement : } \left\{ \begin{array}{l} \lambda : 1 \longrightarrow 948 \text{ kN} \\ V_b : 3/2 \longrightarrow 1422 \text{ kN} \\ X_2 : 6.6 (10)^{-6} \longrightarrow 62.6(10)^{-4} \text{ m} = 0.63.(10)^{-2} \end{array} \right.$$

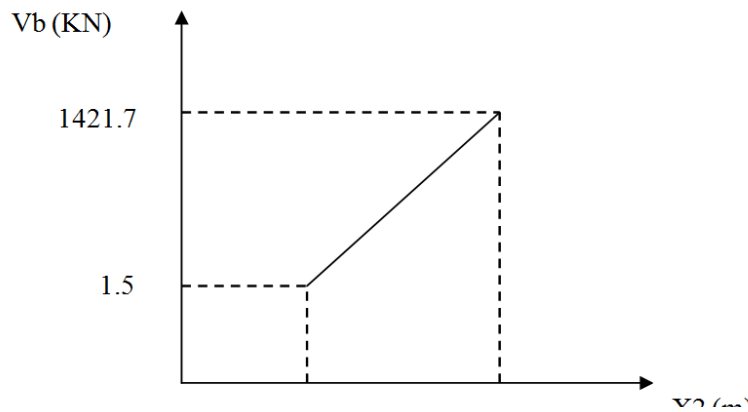


Figure 15 : Courbe Push-over

- Phase élasto-plastique :

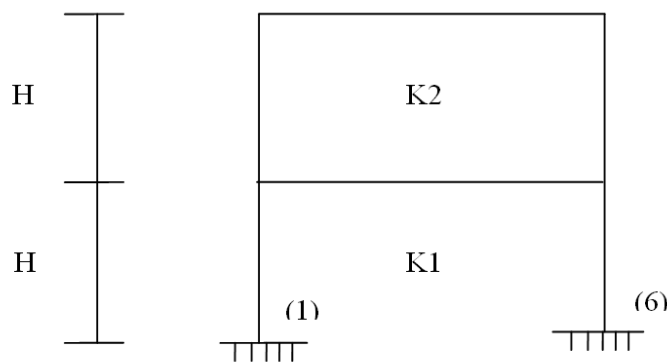


Figure 16 : Apparition des premières rotules plastiques en 1 et 6

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

$$\text{Etant donné que } K_1 = \frac{K_2}{4} \text{ et } K_2 = 4 K_1, \text{ alors : } K_1 + K_2 = \frac{5}{4} K_2$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{\max}(\text{pot}) = 1.8 F.H \geq M_{em}(\text{pot}) = 1920 \text{ kN.m} \\ M_{\max}(\text{pout}) = F.H \leq M_{em}(\text{pout}) = 1920 \text{ kN.m} \end{array} \right.$$

## Chapitre 4: Courbe de Capacité, Demande Sismique et Point de Performance

Suite à l'application du principe "poteau fort-poutre faible", la 2<sup>ème</sup> rotule va apparaître au niveau des poutres du 2<sup>ème</sup> étage.

$$\text{Alors, } \frac{M_{em}(pot)}{1.8H} \leq F \leq \frac{M_{em}(pout)}{H}$$

$$473.8 \text{ kN} \leq F \leq 640 \text{ kN}$$

$$\text{Donc : } 948 \text{ kN} \leq F_2 \leq 1280 \text{ kN, C'est-à-dire : } 948 \leq \lambda \leq 1280$$

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

$$\text{Sachant que : } \hat{X}_2 = \frac{\lambda}{K_1} \left( \frac{1}{2} + \frac{K_1 + K_2}{K_2} \right)$$

$$\hat{X}_2 = \frac{7\lambda'}{K_2} = 1.84 (10)^{-5} \lambda' \Rightarrow X_2 \text{ (m)} = 2.46 (10)^{-5} \lambda$$

$$\lambda: 948 \longrightarrow 1280 \Rightarrow \lambda'_2 : 0 \longrightarrow 332.$$

$$\text{Donc : } \hat{X}_2 \begin{cases} 2.46 (10)^{-5} \lambda' \Rightarrow \hat{X}_2 = 611 (10)^{-5} \text{ m} \\ X_2 = \hat{X}_2 + 0.63 (10)^{-2} = 1.24 (10)^{-2} \text{ m} \end{cases}$$

$$\text{b) 2<sup>ème</sup> rotule en 3 et 4: } F \geq \frac{M_{em}(pout)}{H}$$

$$F_2 \geq \frac{2M_{em}(pout)}{H} = 1280 \text{ kN. Donc : } F_2 \leq F_{ruine} = 1790 \text{ kN}$$

$$\text{Alors, } 1280 \text{ kN} \leq F_2 \leq 1790 \text{ kN Et: } 1280 \leq \lambda \leq 1790$$

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

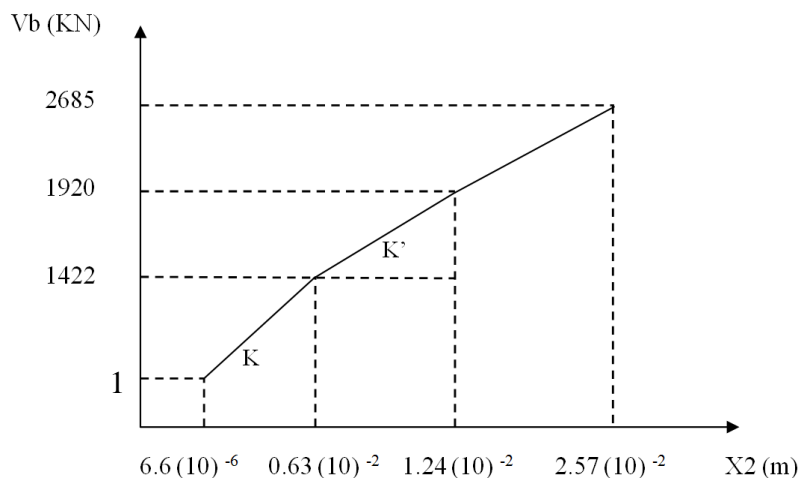
$$K = K_1 = K_2 = \frac{2.3.EI(pot)}{H^3} = 948 (10)^2 \text{ kN/m}$$

$$X''_2 = 2.5 \frac{\lambda''}{K} = 2.26 (10)^{-4} \lambda''$$

$$\text{Finalement : } \lambda : 1280 \longrightarrow 1790 \Rightarrow \lambda'' : 0 \longrightarrow 512$$

$$X''_2 : 0 \longrightarrow 1.33 (10)^{-2} \text{ m}$$

$$\text{Donc } X_2 = 1.24 (10)^{-2} + 1.33 (10)^{-4}, \quad X_2 = 2.57 (10)^{-2} \text{ m}$$



**Figure 17: Courbe Push-over finale**

## Chapitre 4: Courbe de Capacité, Demande Sismique et Point de Performance

Le lissage de cette courbe (formée initialement de segments) donne lieu à la courbe suivante:

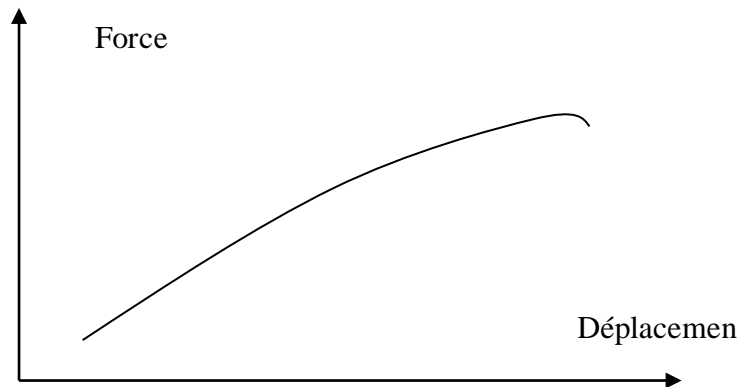


Figure 18 : Courbe de Capacité

Cette courbe, convertie au format A-D (Accélération-Déplacement) est appelée courbe de capacité. Elle permet de déterminer le point de performance de la structure par comparaison avec la courbe de demande sismique.

### 4.2 Applications de la méthode capacitaire (RPA 2024, Annexe J): 4.2.1 Modélisation

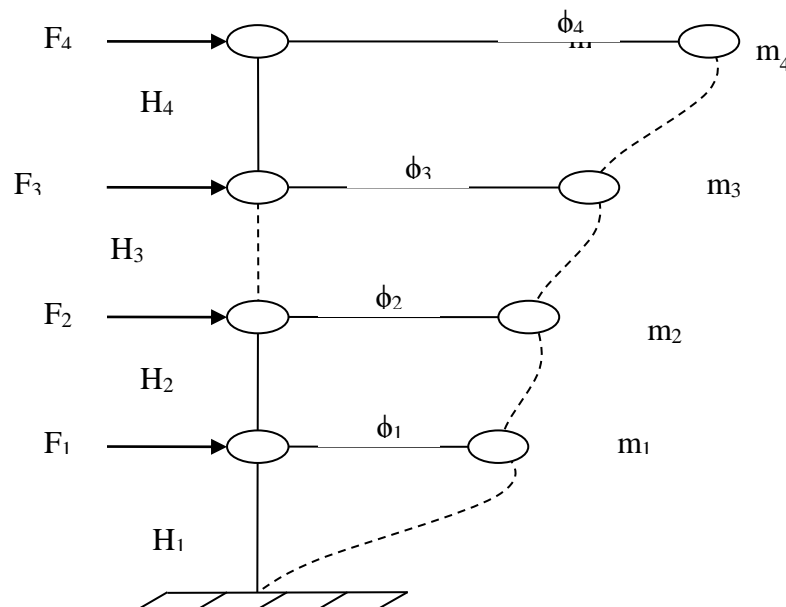
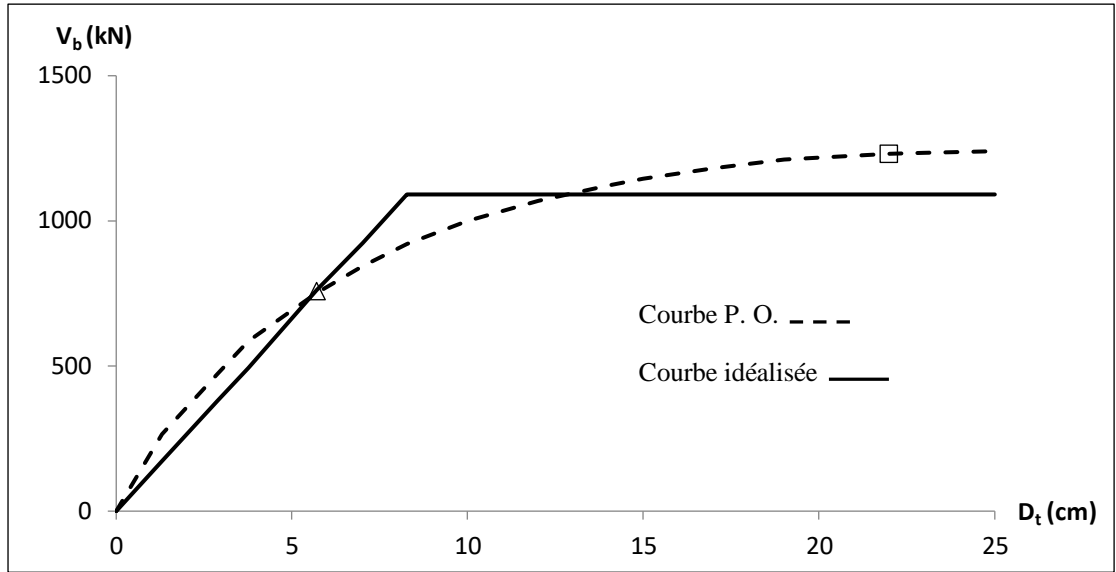


Figure 19: Structure à 4 degrés de liberté  
Modélisation et Déplacements des étages par rapport au sol.

## Chapitre 4: Courbe de Capacité, Demande Sismique et Point de Performance

Les hauteurs des étages sont de 3,5 m au premier étage et de 3,0 m aux étages supérieurs. Les masses d'étages du bas vers le haut s'élèvent à 87, 86, 86 et 83 le. Le premier mode (fondamental) est donné par:

**Figure 20: Courbe P-O et courbe de capacité correspondante pour la structure (R+3)**



$$[\Phi_1] = \begin{bmatrix} \phi_{11} \\ \phi_{21} \\ \phi_{31} \\ \phi_{41} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0.28 \\ 0.52 \\ 0.76 \\ 1.00 \end{bmatrix} \quad (4.1)$$

**Comportement force-déplacement idéalisé de la structure :**

$$\bar{F}_i = m_i \cdot \phi_i$$

- *Système Equivalent à un degré de liberté (1 DDL)*

$$m^* = \sum m_i \phi_i = \sum \bar{F}_i \quad (4.2)$$

$$\Gamma = \frac{m^*}{\sum m_i \phi_i^2} = \frac{\sum \bar{F}_i}{\sum \left( \frac{E_i^2}{m_i} \right)} \quad (4.3)$$

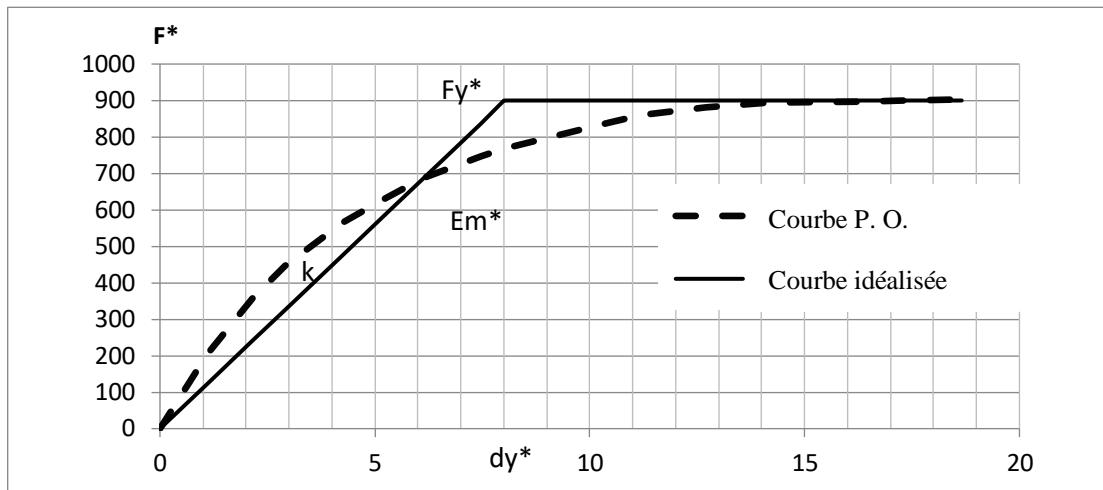
$$F^* = \frac{V_b}{\Gamma} \quad (4.4)$$

$$d^* = \frac{d_n}{\Gamma} \quad (4.5)$$

## Chapitre 4: Courbe de Capacité, Demande Sismique et Point de Performance

**Tableau2: Idéalisisation de la courbe de capacité**

$m_i$	$\Phi$	$\Phi_i^2$	$F_i = m_i \phi_i$	$m_i \phi_i^2$	$m^* = \sum F_i$	$\sum m_i \phi_i^2$	$\Gamma$
8 7	0,28	0,0784	24,36	6,8208	217,44	162,78	1,33602
8 6	0,52	0,27	44,72	23,254			
8 6	0,76	0,57	65,36	49,676			
8 3	1	1	83	83			



**Figure 21: Idéalisisation de la courbe de capacité**

## Chapitre 4: Courbe de Capacité, Demande Sismique et Point de Performance

---

### 5 Ouled Derradj (M'sila), A = 0.15

- Comportement force-déplacement idéalisé de la structure

$$T^* = 2\pi \sqrt{\frac{m^*}{k^*}} \quad (4.6)$$

$$d_y^* = 2 \left( d_m^* - \frac{E_m^*}{F_y^*} \right) \quad (4.7)$$

$$m^* = 217.44 \text{ t,}$$

$$k^* = 900/8 = 112.5 \text{ kN/cm}$$

$$T^* = 2\pi \sqrt{\frac{m^*}{k^*}} = 2\pi \sqrt{\frac{217.44}{112.5 \times 10^2}} = 0.87352 \text{ s}$$

- Demande sismique (Réponse inélastique à ductilité constante)

$$\frac{S_{ad}}{g}(T) = \begin{cases} A.I.S. \left[ \frac{2}{3} + \frac{T}{T_1} \cdot \left( 2.5 \frac{Q_F}{R} - \frac{2}{3} \right) \right] & \text{si : } 0 \leq T < T_1 \\ A.I.S. \left[ 2.5 \frac{Q_F}{R} \right] & \text{si : } T_1 \leq T < T_2 \\ A.I.S. \left[ 2.5 \frac{Q_F}{R} \right] \cdot \left[ \frac{T_2}{T} \right] & \text{si : } T_2 \leq T < T_3 \\ A.I.S. \left[ 2.5 \frac{Q_F}{R} \right] \cdot \left[ \frac{T_2 \cdot T_3}{T^2} \right] & \text{si : } T_3 \leq T < 4s \end{cases} \quad (4.8)$$

## Chapitre 4: Courbe de Capacité, Demande Sismique et Point de Performance

---

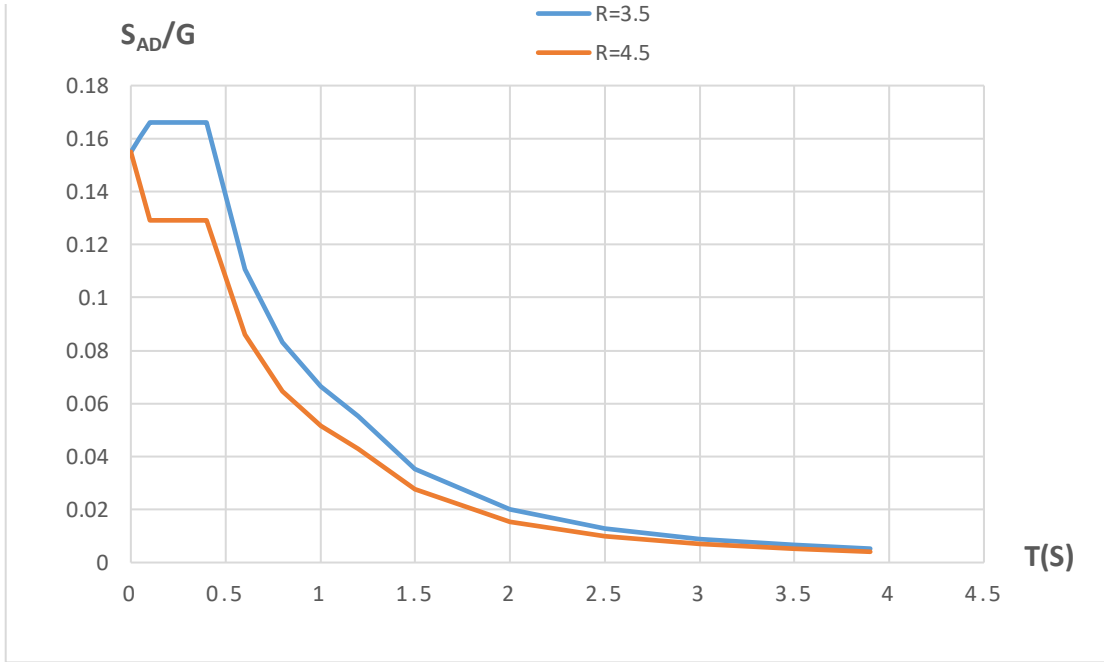
---

**Tableau3: Spectre de calcul**

T	R=3.5	R=4.5
0	0.155	0.155
0.05	0.16053	0.14208
0.1	0.16607	0.12916
0.15	0.16607	0.12916
0.2	0.16607	0.12916
0.3	0.16607	0.12916
0.4	0.16607	0.12916
0.6	0.11071	0.08611
0.8	0.08303	0.06458
1	0.06642	0.05166
1.2	0.05535	0.04305
1.5	0.03542	0.02755
2	0.01992	0.0155
2.5	0.01275	0.00992
3	0.00885	0.00688
3.5	0.0065	0.00506
3.9	0.00524	0.00407

## Chapitre 4: Courbe de Capacité, Demande Sismique et Point de Performance

Figure 22: Spectre de calcul



$$S_d = \frac{\mu}{R_\mu} S_{de} \quad (4.9)$$

$$S_a(T, \xi) = \frac{S_{ae}(T, \xi)}{R_\mu} \quad (4.10)$$

$$R_\mu = \begin{cases} (\mu - 1) \cdot \frac{T}{T_2} + 1 & \text{si } T < T_2 \\ \mu & \text{si } T \geq T_2 \end{cases} \quad (4.11)$$

$$\frac{S_{ae}(T)}{g} = \begin{cases} A.I.S. \cdot (1 + \frac{T}{T_1} \cdot (2.5\eta - 1)) & \text{si } 0 < T \leq T_1 \\ A.I.S. \cdot (2.5\eta) & \text{si } T_1 \leq T < T_2 \\ A.I.S. \cdot (2.5\eta) \cdot (\frac{T_2}{T}) & \text{si } T_2 \leq T < T_3 \\ A.I.S. \cdot (2.5\eta) \cdot (\frac{T_2 \cdot T_3}{T^2}) & \text{si } T_3 \leq T < 4s \end{cases} \quad (4.12)$$

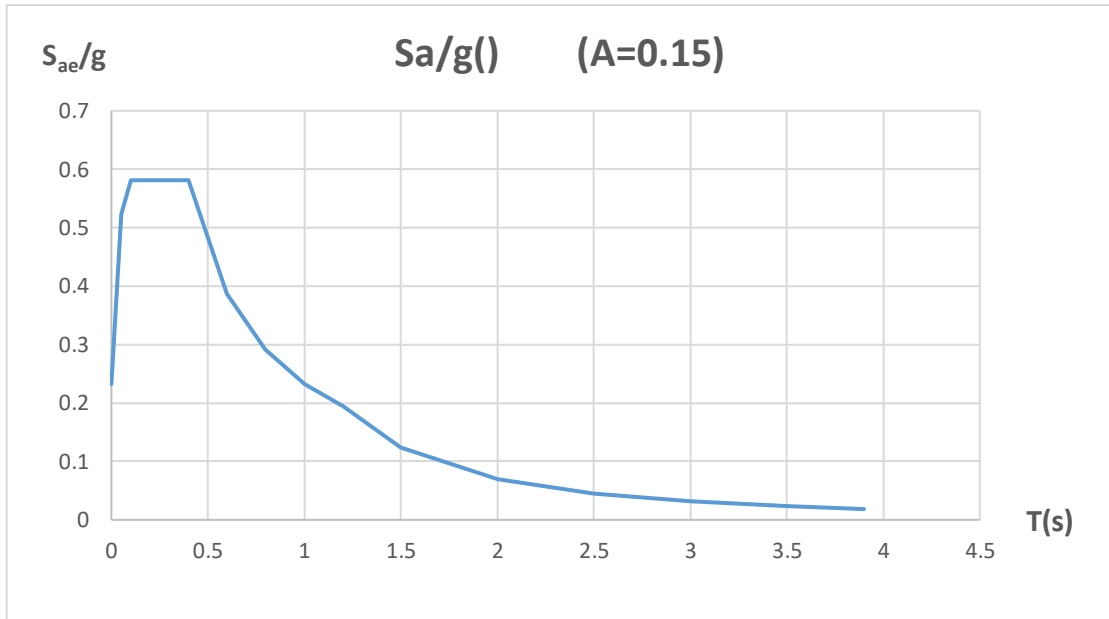
**Tableau 4: Spectre de réponse élastique de format ( $S_{ae}, T$ )**

## Chapitre 4: Courbe de Capacité, Demande Sismique et Point de Performance

T	Sa/g	R $\mu=2$	R $\mu=3$	Sa/g( $\mu=2$ )	Sa/g( $\mu=3$ )
0	0.2325	1	1	0.2325	0.2325
0.05	0.52312	1.125	1.25	0.464995556	0.418496
0.1	0.58125	1.25	1.5	0.465	0.3875
0.15	0.58125	1.375	1.75	0.422727273	0.332142857
0.2	0.58125	1.5	2	0.3875	0.290625
0.3	0.58125	1.75	2.5	0.332142857	0.2325
0.4	0.58125	2	3	0.290625	0.19375
0.6	0.3875	2	3	0.19375	0.129166667
0.8	0.290625	2	3	0.1453125	0.096875
1	0.2325	2	3	0.11625	0.0775
1.2	0.19375	2	3	0.096875	0.064583333
1.5	0.124	2	3	0.062	0.041333333
2	0.06975	2	3	0.034875	0.02325
2.5	0.04464	2	3	0.02232	0.01488
3	0.031	2	3	0.0155	0.010333333
3.5	0.02277	2	3	0.011385	0.00759
3.9	0.01834	2	3	0.00917	0.006113333

## Chapitre 4: Courbe de Capacité, Demande Sismique et Point de Performance

Figure 23: Spectre de réponse élastique  $S_{ae}/g$



$$S_d(T, \xi) = \frac{\mu}{R_\mu} S_{de}(T, \xi) = \frac{\mu}{R_\mu} \cdot \frac{T^2}{4 \cdot \pi^2} \cdot S_{ae}(T, \xi) = \mu \cdot \frac{T^2}{4 \cdot \pi^2} \cdot S_a(T, \xi) \quad (4.13)$$

## Chapitre 4: Courbe de Capacité, Demande Sismique et Point de Performance

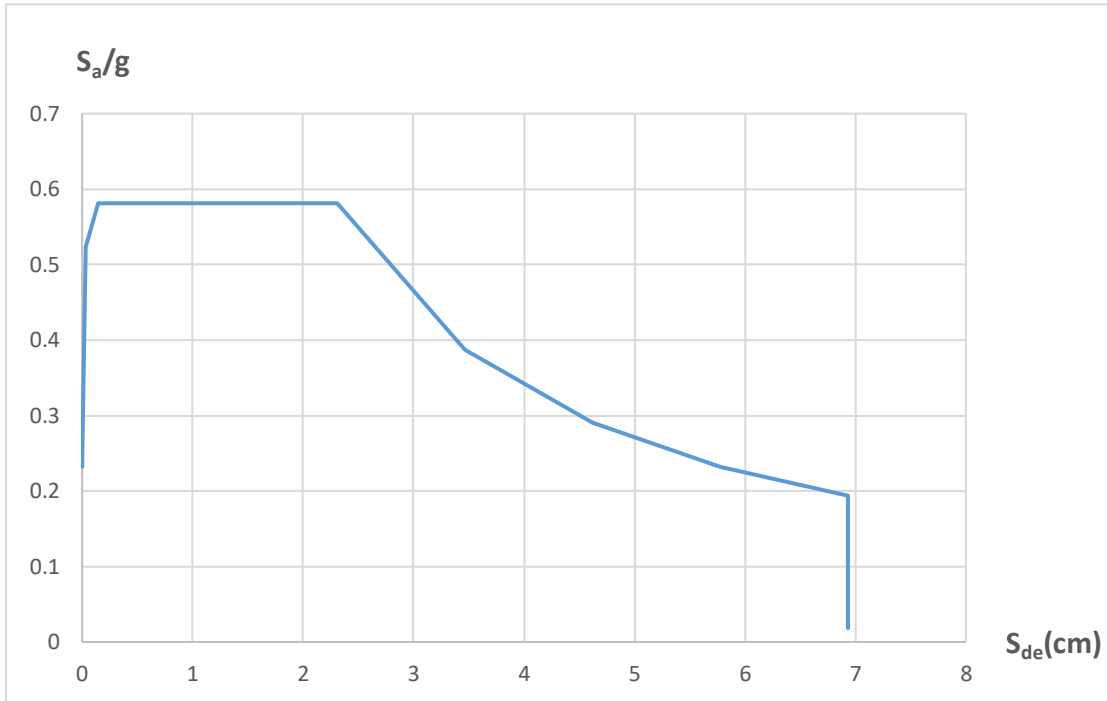
**Tableau 5: Spectre de réponse élastique de format (*Sae*, *Sde*)**

T	$T^2/4*3.14^2$	Sae(T \$)	Sde(m)	Sde(cm)
0	0	2.280825	0	0
0.05	6.33232E-05	5.1318072	0.000324962	0.032496246
0.1	0.000253293	5.7020625	0.001444291	0.144429141
0.15	0.000569909	5.7020625	0.003249656	0.324965568
0.2	0.001013171	5.7020625	0.005777166	0.577716565
0.3	0.002279635	5.7020625	0.012998623	1.299862272
0.4	0.004052685	5.7020625	0.023108663	2.310866261
0.6	0.009118541	3.801375	0.034662994	3.466299392
0.8	0.01621074	2.85103125	0.046217325	4.621732523
1	0.025329281	2.280825	0.057771657	5.777165653
1.2	0.036474164	1.9006875	0.069325988	6.932598784
1.5	0.056990881	1.21644	0.069325988	6.932598784
2	0.101317123	0.6842475	0.069325988	6.932598784
2.5	0.158308004	0.4379184	0.069325988	6.932598784
3	0.227963526	0.30411	0.069325988	6.932598784
3.5	0.310283688	0.2233737	0.069309215	6.930921543
3.9	0.385258359	0.1799154	0.069313912	6.93139117

## Chapitre 4: Courbe de Capacité, Demande Sismique et Point de Performance

---

Figure 24: Spectre de réponse élastique de format ( $S_{ae}$ ,  $S_{de}$ )



**Détermination du déplacement cible pour le système équivalent à 1 DDL**

$$d_{et}^* = S_e(T^*) \left[ \frac{T^*}{2 \cdot \pi^*} \right]^2 \quad (4.14)$$

$$m^* = 217.44 \text{ t,}$$

$$k^* = 900/8 = 112.5 \text{ kN/cm}$$

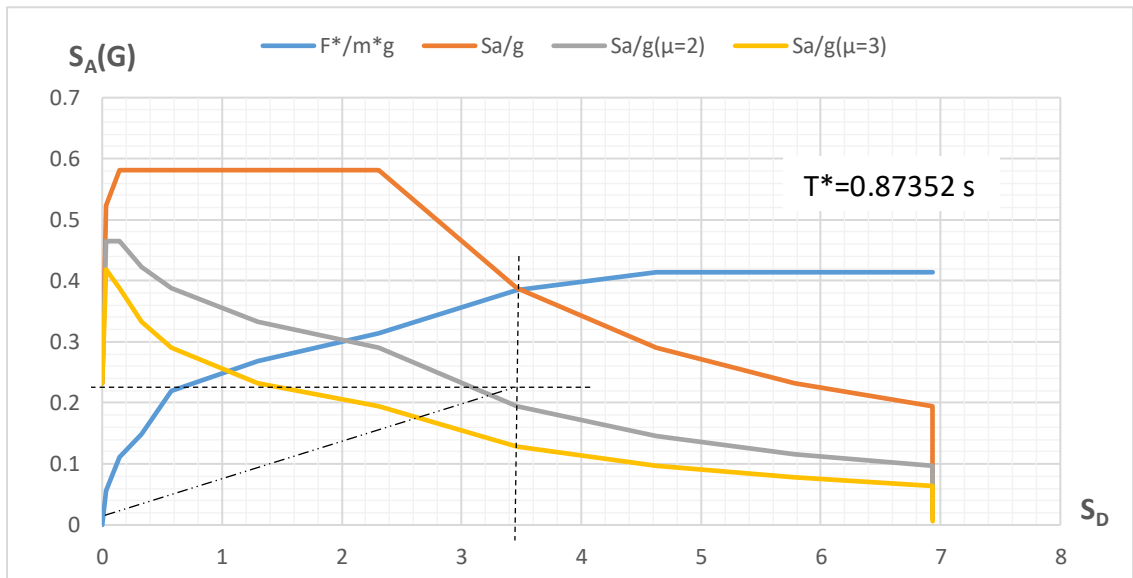
$$T^* = 2\pi \sqrt{\frac{m^*}{k^*}} = 2\pi \sqrt{\frac{217.44}{112.5 \times 10^2}} = 0.87352 \text{ s}$$

$$T_2 = 0.6 \text{ s}$$

$$T^* > T_2 \rightarrow d_t^* = d_{et}^*$$

## Chapitre 4: Courbe de Capacité, Demande Sismique et Point de Performance

Figure 25: Détermination du déplacement cible pour le système équivalent à 1DDL



Analytiquement:  $d_{et}^* = S_e(T^*) \left[ \frac{T^*}{2 \cdot \pi} \right]^2$

$\approx 0.3875 \times 9.81 \times \left[ \frac{0.6}{2 \cdot \pi} \right]^2 \approx 0.0346 \text{ m} = 3.46 \text{ cm}$

Graphiquement:  $d_{et}^* \approx 3.5 \text{ cm}$

- Détermination du déplacement cible pour le système à NDDL

$$d_t = \Gamma \cdot d_i^*$$

$$d_t = \Gamma \cdot d_i^* = 1.34 \times 3.46 \text{ cm} \approx 4.645 \text{ cm}$$

### 6 Ville de Msila, A = 0.2

- Comportement force-déplacement idéalisé de la structure

$$T^* = 2\pi \sqrt{\frac{m^*}{k^*}} \tag{4.15}$$

$$d_y^* = 2 \left( d_m^* - \frac{E_m^*}{F_y^*} \right) \tag{4.16}$$

$$m^* = 217.44 \text{ t,}$$

$$k^* = 900/8 = 112.5 \text{ kN/cm}$$

$$T^* = 2\pi \sqrt{\frac{m^*}{k^*}} = 2\pi \sqrt{\frac{217.44}{112.5 \times 10^2}} = 0.87352 \text{ s}$$

## Chapitre 4: Courbe de Capacité, Demande Sismique et Point de Performance

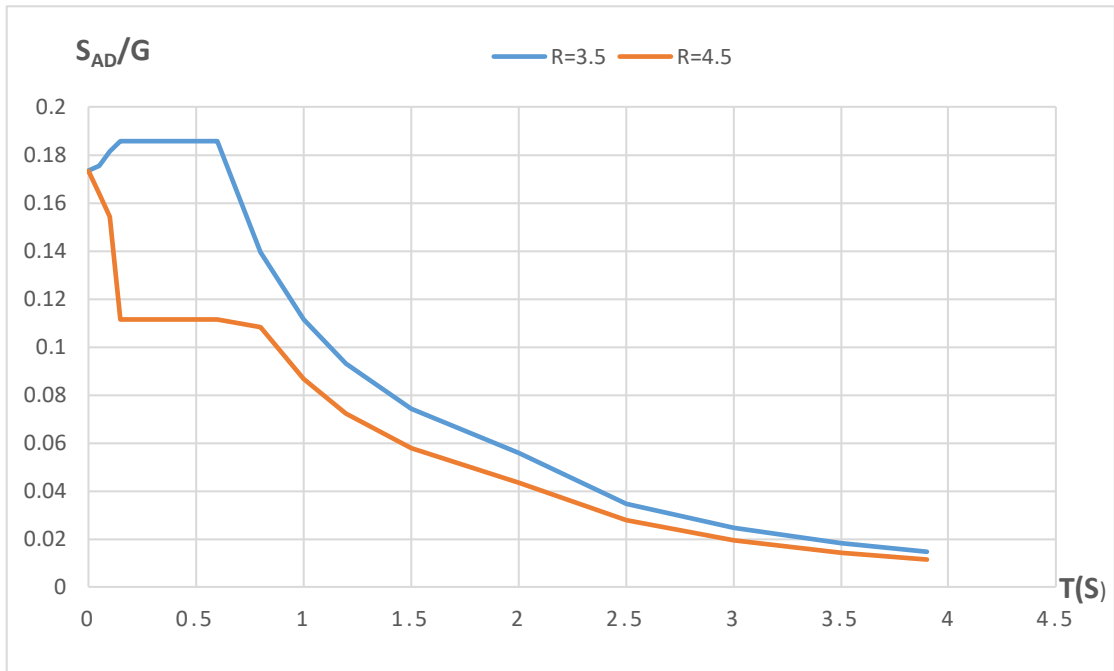
- Demande sismique (Réponse inélastique à ductilité constante)

Tableau 6: Spectre de calcul

T	R=3.5	R=4.5
0	0.1733	0.1733
0.05	0.1755	0.1637
0.1	0.1816	0.1541
0.15	0.1857	0.1114
0.2	0.1857	0.1114
0.3	0.1857	0.1114
0.4	0.1857	0.1114
0.6	0.1857	0.1114
0.8	0.1393	0.1083
1	0.1114	0.0867
1.2	0.0929	0.0722
1.5	0.0743	0.0578
2	0.05571	0.04333
2.5	0.03467	0.02773
3	0.02476	0.01925
3.5	0.01819	0.01416
3.9	0.01465	0.01139

## Chapitre 4: Courbe de Capacité, Demande Sismique et Point de Performance

Figure 26: Spectre de calcul



$$S_a = \frac{S_{ae}}{R_\mu} \text{ and } S_d = \frac{\mu}{R_\mu} S_{de}$$

$$S_a(T, \xi) = \frac{S_{ae}(T, \xi)}{R_\mu}$$

$$R_\mu = \begin{cases} (\mu - 1) \cdot \frac{T}{T_2} + 1: si T < T_2 \\ \mu: si T \geq T_2 \end{cases} \quad (4.17)$$

**Tableau 7: Spectre de réponse élastique de format ( $S_{ae}, T$ )**

## Chapitre 4: Courbe de Capacité, Demande Sismique et Point de Performance

T	Sa/g	R $\mu=2$	R $\mu=3$	Sa/g( $\mu=2$ )	Sa/g( $\mu=3$ )
0	0.26	1	1	0.26	0.26
0.05	0.39	1.083333	1.166667	0.36	0.334
0.1	0.52	1.1666667	1.33333	0.445786	0.39
0.15	0.65	1.25	1.5	0.52	0.4333
0.2	0.65	1.33333	1.66667	0.4875	0.39
0.3	0.65	1.5	2	0.433333	0.325
0.4	0.65	1.66667	2.33333	0.39	0.2781429
0.6	0.65	2	3	0.325	0.2166667
0.8	0.4875	2	3	0.24375	0.1625
1	0.39	2	3	0.195	0.13
1.2	0.325	2	3	0.1625	0.108333
1.5	0.26	2	3	0.13	0.086667
2	0.195	2	3	0.0975	0.065
2.5	0.1248	2	3	0.0624	0.0416
3	0.0866667	2	3	0.043333	0.028889
3.5	0.0633469	2	3	0.0316735	0.021449
3.9	0.051251	2	3	0.025626	0.017097

## Chapitre 4: Courbe de Capacité, Demande Sismique et Point de Performance

Figure 27: Spectre de réponse élastique  $S_{ae}/g$

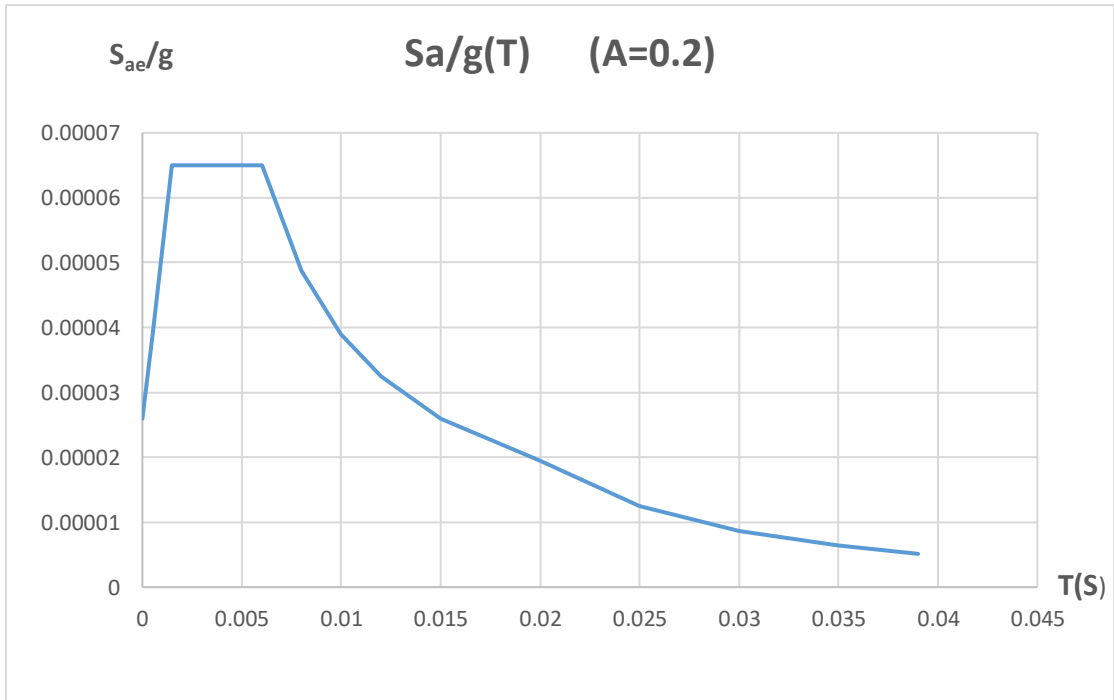
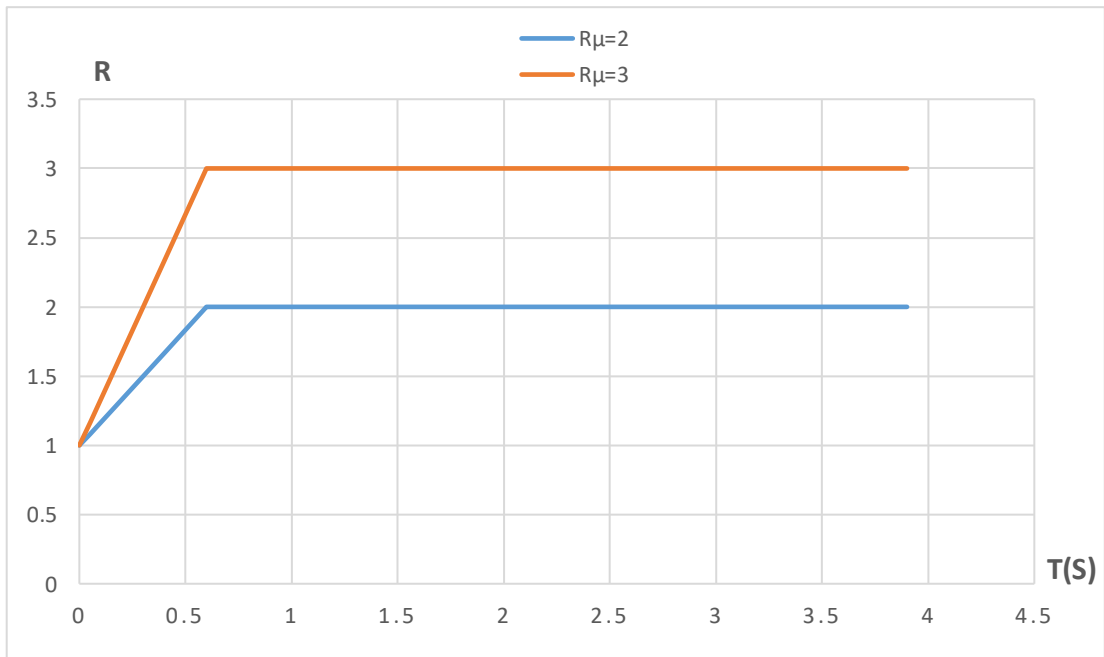
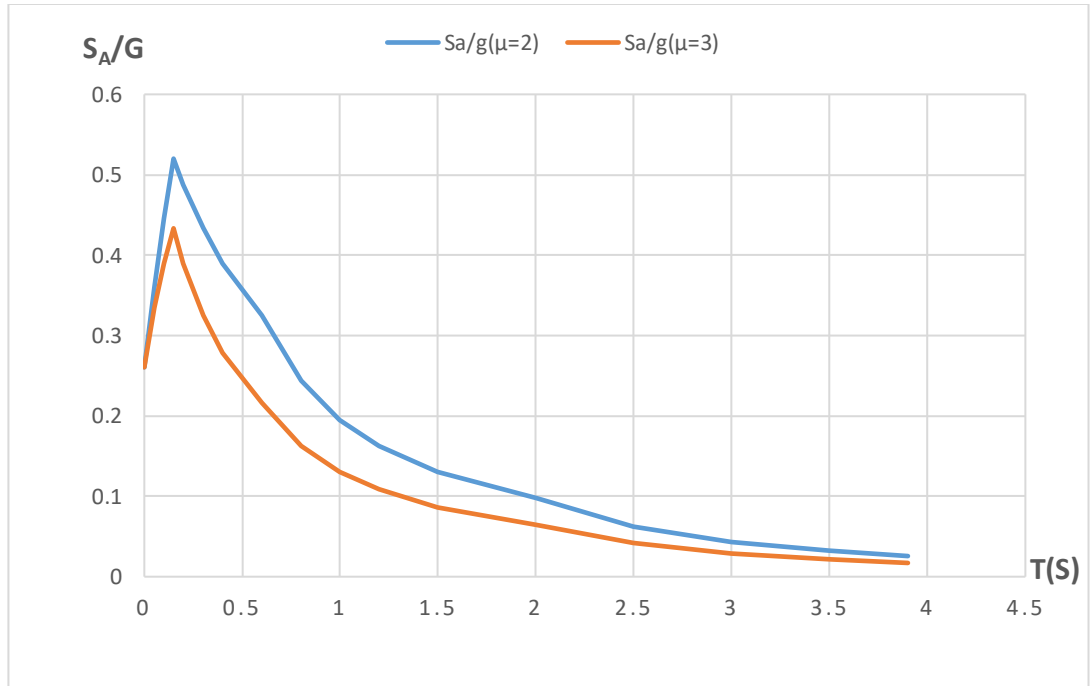


Figure 28: Spectres  $R_{\mu}$



## Chapitre 4: Courbe de Capacité, Demande Sismique et Point de Performance

Figure 29: Spectre de réponse élastique de format ( $S_{ae}, T$ )



$$S_{dr}(T, \xi) = \frac{T^2}{4 \cdot \pi^2} S_{at}(T, \xi) \quad (4.18)$$

$$S_d(T, \xi) = \frac{\mu}{R_\mu} S_{de}(T, \xi) = \frac{\mu}{R_\mu} \cdot \frac{T^2}{4 \cdot \pi^2} \cdot S_{ae}(T, \xi) = \mu \cdot \frac{T^2}{4 \cdot \pi^2} \cdot S_a(T, \xi) \quad (4.19)$$

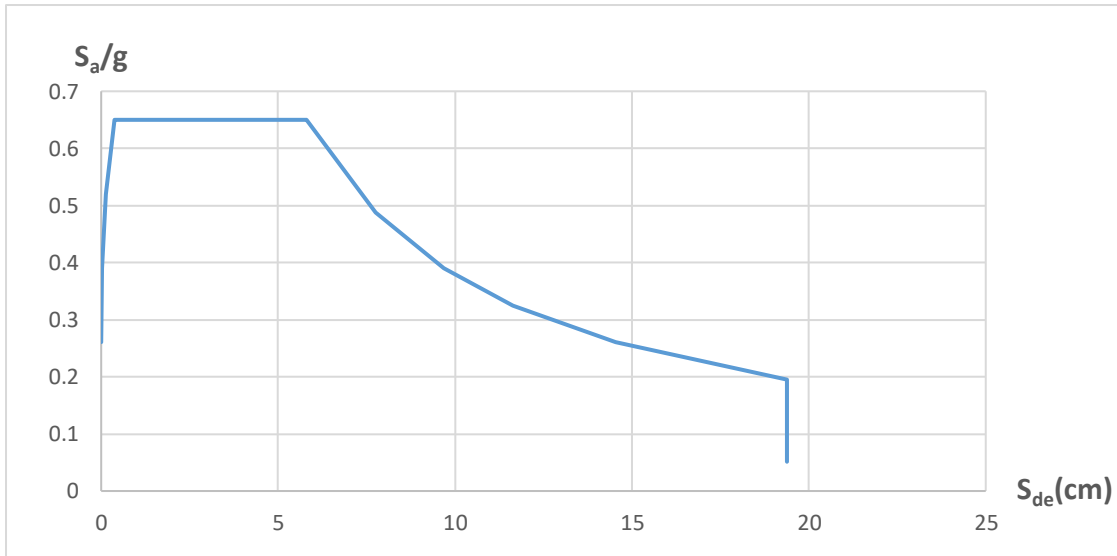
## Chapitre 4: Courbe de Capacité, Demande Sismique et Point de Performance

**Tableau 8: Spectre de réponse élastique de format ( $S_{ae}S_{de}$ )**

T	$T^2/4 \cdot 3.14^2$	Sae(T \$)	Sde(m)	Sde(cm)
0	0	2.5506	0	0
0.05	6.33232E-05	3.8259	0.000242268	0.024226824
0.1	0.000253293	5.1012	0.001292097	0.129209726
0.15	0.000569909	6.3765	0.003634024	0.363402356
0.2	0.001013171	6.3765	0.006460486	0.646048632
0.3	0.002279635	6.3765	0.014536094	1.453609422
0.4	0.004052685	6.3765	0.025841945	2.584194529
0.6	0.009118541	6.3765	0.058144377	5.81443769
0.8	0.01621074	4.782375	0.077525836	7.752583587
1	0.025329281	3.8259	0.096907295	9.690729483
1.2	0.036474164	3.18825	0.116288754	11.62887538
1.5	0.056990881	2.5506	0.145360942	14.53609422
2	0.101317123	1.91295	0.19381459	19.38145897
2.5	0.158308004	1.224288	0.19381459	19.38145897
3	0.227963526	0.8502	0.19381459	19.38145897
3.5	0.310283688	0.624637	0.19381459	19.38145897
3.9	0.385258359	0.503077	0.19381459	19.38145897

## Chapitre 4: Courbe de Capacité, Demande Sismique et Point de Performance

Figure 30: Spectre de réponse élastique de format ( $S_{ae}S_{de}$ )



- Détermination du déplacement cible pour le système équivalent à 1 DDL

$$d_{et}^* = S_e(T^*) \left[ \frac{T^*}{2 \cdot \pi} \right]^2 \quad (4.20)$$

$$m^* = 217.44 \text{ t,}$$

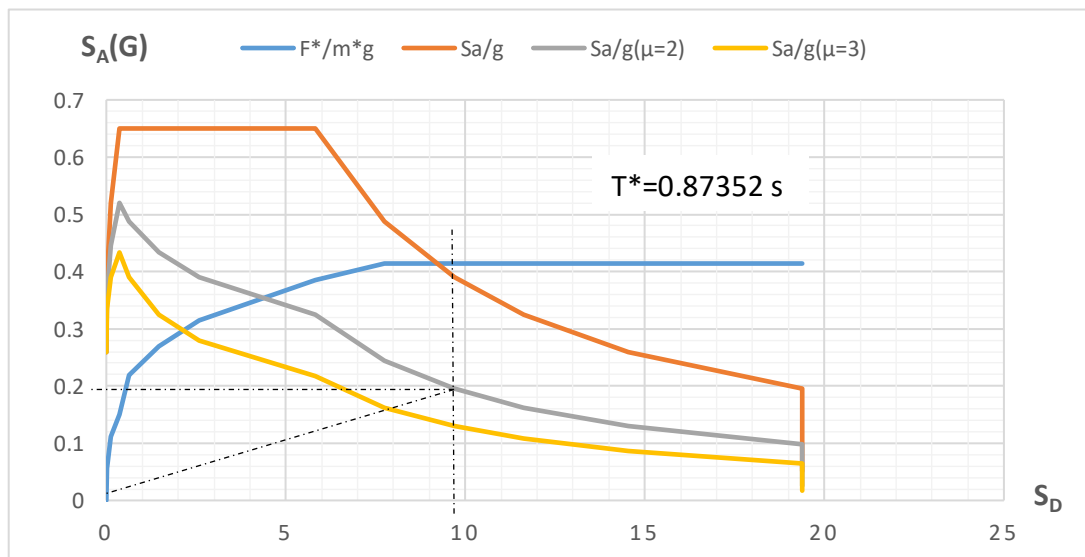
$$k^* = 900/8 = 112.5 \text{ kN/cm}$$

$$T^* = 2\pi \sqrt{\frac{m^*}{k^*}} = 2\pi \sqrt{\frac{217.44}{112.5 \times 10^2}} = 0.87352 \text{ s}$$

$$T_2 = 0.6 \text{ s}$$

$$T^* > T_2 \rightarrow d_t^* = d_{et}^*$$

Figure 31: Détermination du déplacement cible pour le système équivalent à 1DDL



## Chapitre 4: Courbe de Capacité, Demande Sismique et Point de Performance

---

$$\text{Analytiquement: } d_{et}^* = S_e(T^*) \left[ \frac{T^*}{2 \cdot \pi} \right]^2$$

$$\approx 0.39 \times 9.81 \times \left[ \frac{1}{2 \cdot \pi} \right]^2 \approx 0.0969 \text{ m} = 9.69 \text{ cm}$$

Graphiquement:  $d_{et}^* \approx 9.2 \text{ cm}$

$$T^* = 0.87352 \text{ s}$$

- **Détermination du déplacement cible pour le système à N DDL**

$$d_t = \Gamma \cdot d_i^* = 1.34 \times 9.69 \text{ cm} \approx 12.986 \text{ cm}$$

### 7 Alger, A = 0.3

- **Comportement force-déplacement idéalisé de la structure**

$$d_y^* = 2 \left( d_m^* - \frac{E_m^*}{F_y^*} \right) \quad (4.21)$$

$$m^* = 217.44 \text{ t,}$$

$$k^* = 900/8 = 112.5 \text{ kN/cm}$$

$$T^* = 2\pi \sqrt{\frac{m^*}{k^*}} = 2\pi \sqrt{\frac{217.44}{112.5 \times 10^2}} = 0.87352 \text{ s}$$

- **Demande sismique (Réponse inélastique à ductilité constante)**

## Chapitre 4: Courbe de Capacité, Demande Sismique et Point de Performance

---

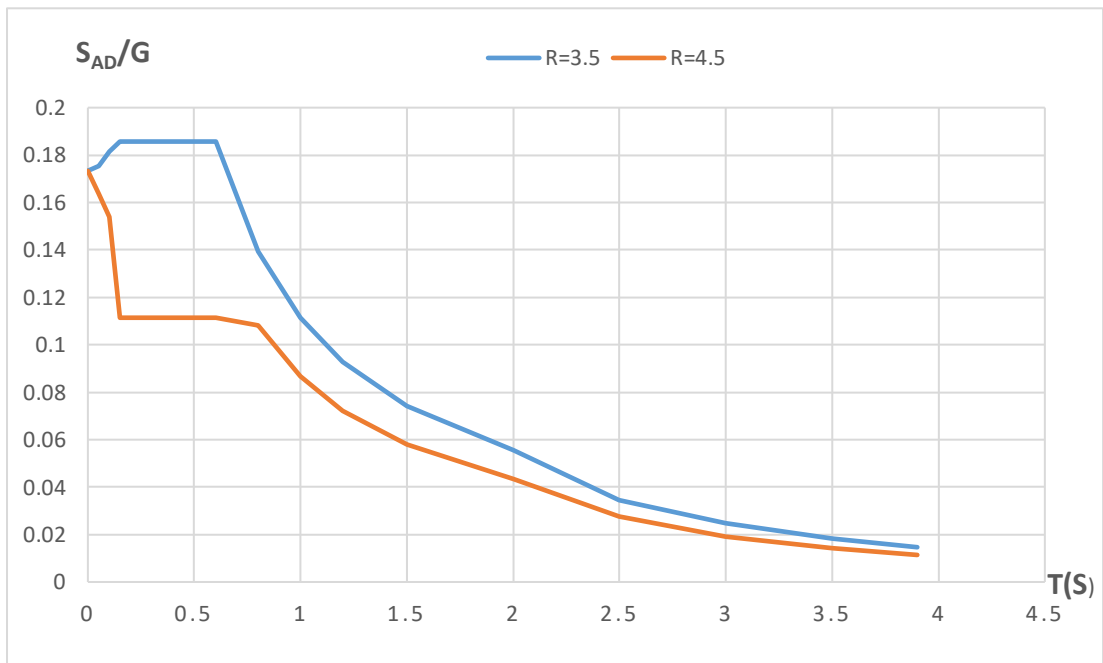
---

**Tableau 9: spectre de calcul**

T	R=3.5	R=4.5
0	0.26	0.26
0.05	0.272381	0.245556
0.1	0.278571	0.231111
0.15	0.278571	0.216667
0.2	0.278571	0.216667
0.3	0.278571	0.216667
0.4	0.278571	0.216667
0.6	0.278571	0.216667
0.8	0.208929	0.1625
1	0.167143	0.13
1.2	0.139286	0.108333
1.5	0.111429	0.086667
2	0.083571	0.065
2.5	0.05348	0.0416
3	0.03714	0.02889
3.5	0.02729	0.02122
3.9	0.02198	0.01709

## Chapitre 4: Courbe de Capacité, Demande Sismique et Point de Performance

Figure 32: spectre de calcul



## Chapitre 4: Courbe de Capacité, Demande Sismique et Point de Performance

**Tableau 10: Spectre de réponse élastique de format ( $S_{ae}, T$ )**

T	Sa/g	R $\mu$ =2	R $\mu$ =3	Sa/g( $\mu$ =2)	Sa/g( $\mu$ =3)
0	0.39	1	1	0.39	0.39
0.05	0.585	1.08333	1.16666 7	0.54	0.50149
0.1	0.78	1.16667	1.33333	0.66851	0.585
0.15	0.975	1.25	1.5	0.78	0.65
0.2	0.975	1.33333	1.66667	0.73125	0.585
0.3	0.975	1.5	2	0.65	0.4875
0.4	0.975	1.66667	2.33333	0.585	0.41787
0.6	0.975	2	3	0.4875	0.325
0.8	0.73125	2	3	0.36565	0.24375
1	0.585	2	3	0.2925	0.195
1.2	0.4875	2	3	0.24375	0.1625
1.5	0.39	2	3	0.195	0.13
2	0.2925	2	3	0.14625	0.0975
2.5	0.1872	2	3	0.0936	0.0624
3	0.13	2	3	0.065	0.04333
3.5	0.09551	2	3	0.04775	0.03187
3.9	0.07693	2	3	0.03842	0.02561

# Chapitre 4: Courbe de Capacité, Demande Sismique et Point de Performance

Figure 33: Spectre de réponse élastique Sae /g

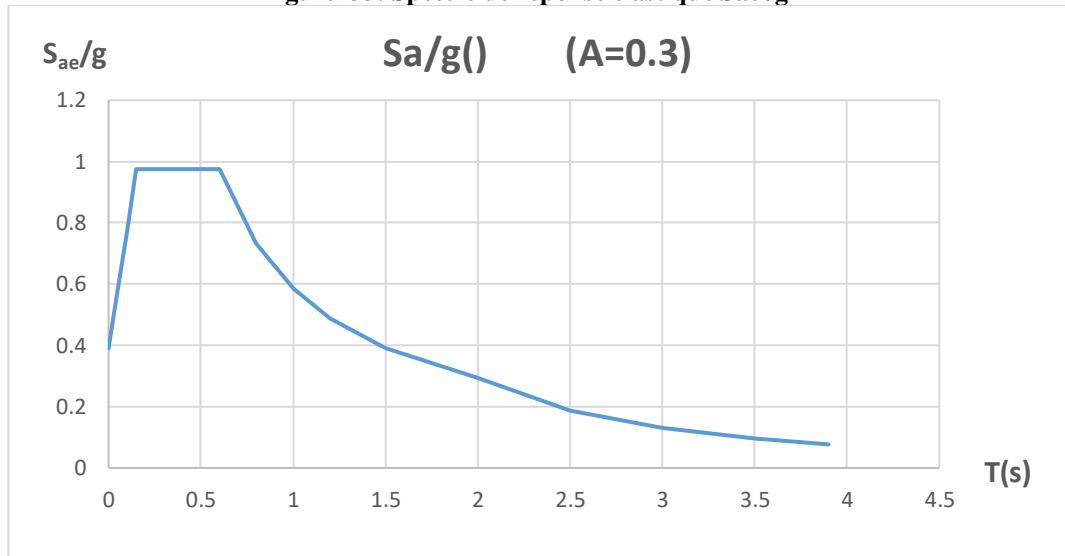


Figure 34: Spectre  $R_{\mu}$

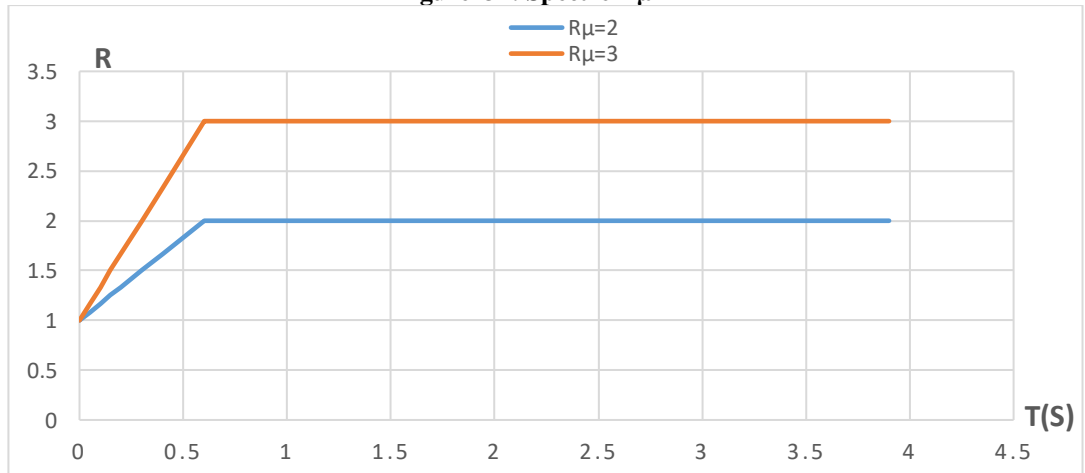
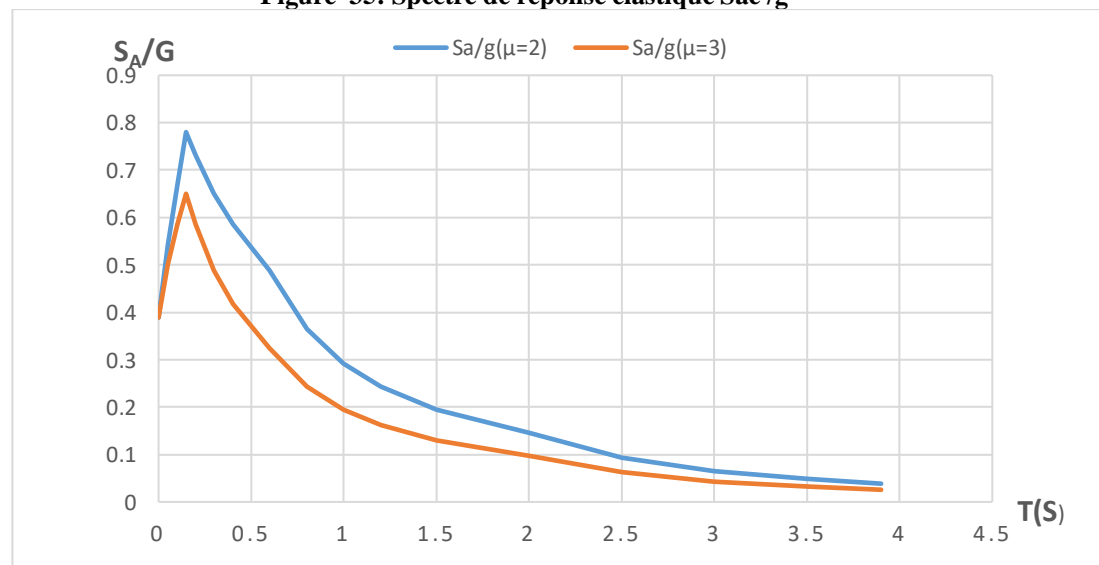


Figure 35: Spectre de réponse élastique Sae /g



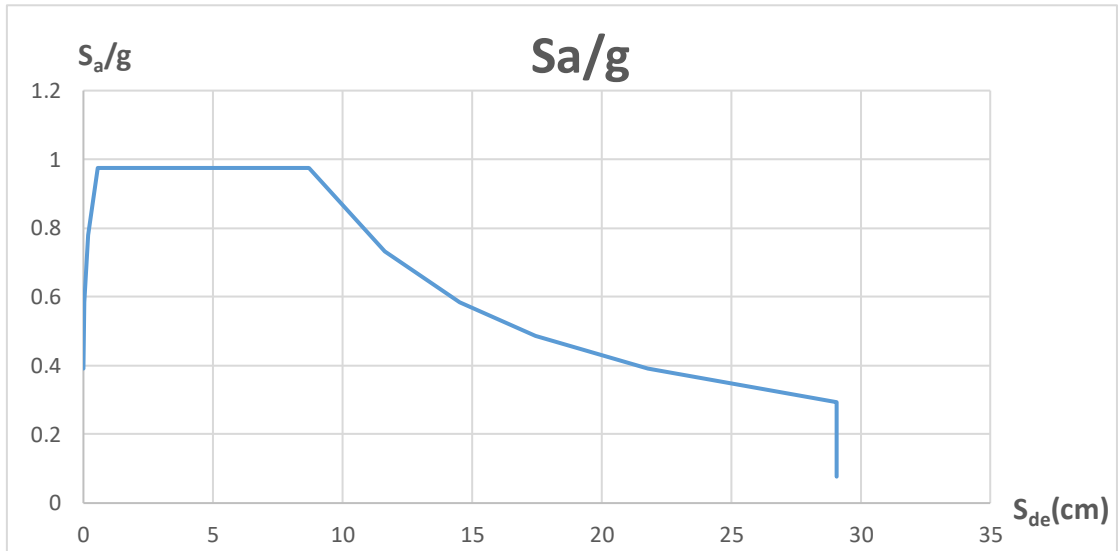
## Chapitre 4: Courbe de Capacité, Demande Sismique et Point de Performance

**Tableau5: Spectre de réponse élastique de format ( $S_{ae}S_{de}$ )**

T	$T^2/4*3.14^2$	Sae(T \$)	Sde(m)	Sde(cm)
0	0	3.8259	0	0
0.05	6.33E-05	5.73885	0.000363	0.03634
0.1	0.000253	7.6518	0.001938	0.193815
0.15	0.00057	9.56475	0.005451	0.545104
0.2	0.001013	9.56475	0.009691	0.969073
0.3	0.00228	9.56475	0.021804	2.180414
0.4	0.004053	9.56475	0.038763	3.876292
0.6	0.009119	9.56475	0.087217	8.721657
0.8	0.016211	7.173563	0.116289	11.62888
1	0.025329	5.73885	0.145361	14.53609
1.2	0.036474	4.782375	0.174433	17.44331
1.5	0.056991	3.8259	0.218041	21.80414
2	0.101317	2.869425	0.290722	29.07219
2.5	0.158308	1.836432	0.290722	29.07219
3	0.227964	1.2753	0.290722	29.07219
3.5	0.310284	0.936955	0.290722	29.07219
3.9	0.385258	0.754615	0.290722	29.07219

## Chapitre 4: Courbe de Capacité, Demande Sismique et Point de Performance

Figure 36: Spectre de réponse élastique de format ( $S_{ae}S_{de}$ )



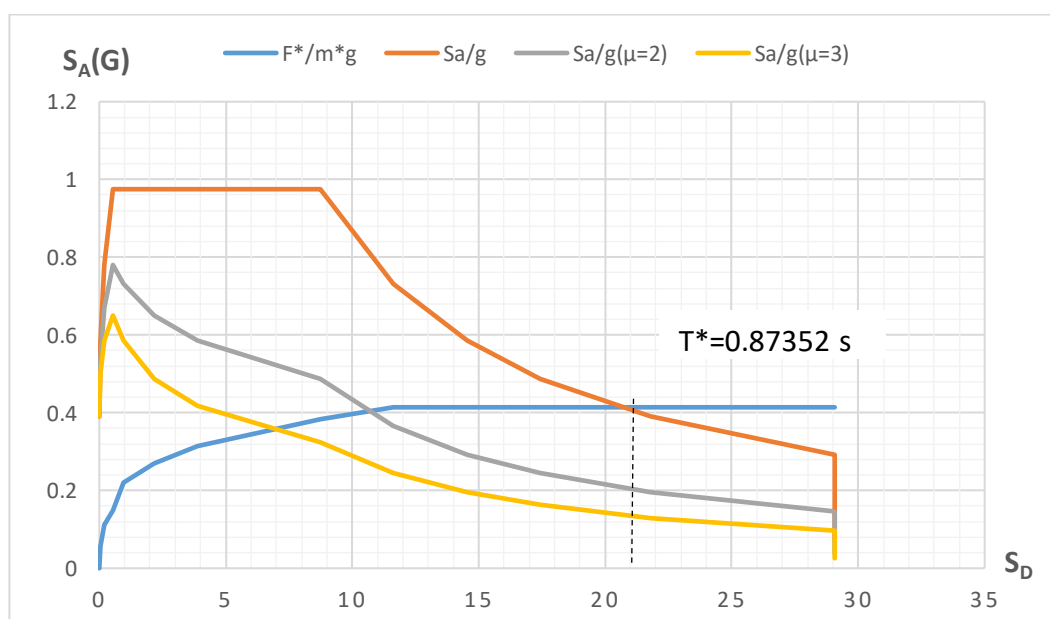
- Détermination du déplacement cible pour le système équivalent à 1 DDL

$$m^* = 217.44 \text{ t et } k^* = 900/8 = 112.5 \text{ kN/cm} \rightarrow T^* = 2\pi \sqrt{\frac{m^*}{k^*}} = 0.873 \text{ s}$$

$$T_2 = 0.6 \text{ s} \rightarrow T^* > T_2 \rightarrow d_t^* = d_{et}^*$$

$$\text{Analytiquement: } d_{et}^* = S_e(T^*) \left[ \frac{T^*}{2 \cdot \pi} \right]^2 \approx 0.39 \times 9.81 \times \left[ \frac{1.5}{2 \cdot \pi} \right]^2 \approx 0.218 \text{ m} = 21.8 \text{ cm}$$

Figure 37 : Détermination du déplacement cible pour le système équivalent à 1DDL



## Chapitre 4: Courbe de Capacité, Demande Sismique et Point de Performance

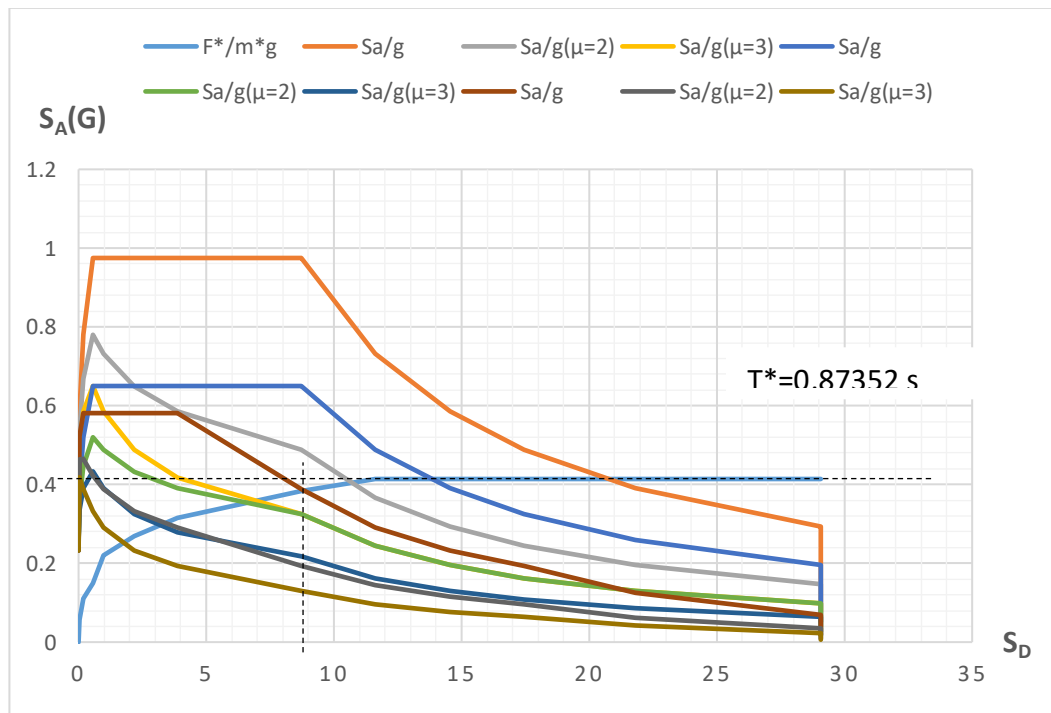
Graphiquement:  $d_{et}^* \approx 20.8\text{cm}$

- Détermination du déplacement cible pour le système à 4 DDL

$$d_t = \Gamma \cdot d_i^*$$

$$d_t = \Gamma \cdot d_i^* = 1.34 \times 21.80 \text{ cm} \approx 29.218 \text{ cm}$$

**Figure 38: Détermination du déplacement cible pour le système équivalent à 1DDL**



### 8 Ouled Derradj (M'sila), ville de Msila et Alger

#### 1) Ouled Derradj $A = 0.15$

- Déplacement cible pour le système à 1 ddl

$$m^* = 217.44 \text{ t, et } k^* = 900/8 = 112.5 \text{ kN/cm}$$

$$T^* = 2\pi \sqrt{\frac{m^*}{k^*}} = 2\pi \sqrt{\frac{217.44}{112.5 \times 10^2}} = 0.87352 \text{ s}$$

$$T_2 = 0.6 \text{ s}$$

$$T^* > T_2 \rightarrow d_t^* = d_{et}^*$$

$$\text{Analytiquement: } d_{et}^* = S_e(T^*) \cdot (T^*/6.28)^2$$

$$\approx 0.975 \times 9.81 \times (0.6 / 6.28)^2 \approx 0.0845 \text{ m} = 8.72 \text{ cm}$$

Graphiquement:  $d_{et}^* \approx 8.9 \text{ cm}$

## Chapitre 4: Courbe de Capacité, Demande Sismique et Point de Performance

---

---

- **Déplacement cible pour le système à 4 ddl**

$$d_t = \Gamma \cdot d_t^* = 1.34 \times 8.45 \text{ cm} \approx 11.33 \text{ cm}$$

### 2) ville de M'sila A = 0.2

- **Déplacement cible pour le système à 1 ddl**

$$m^* = 217.44 \text{ t,}$$

$$k^* = 900/8 = 112.5 \text{ kN/cm}$$

$$T^* = 2\pi \sqrt{\frac{m^*}{k^*}} = 2\pi \sqrt{\frac{217.44}{112.5 \times 10^2}} = 0.87352 \text{ s}$$

$$T_2 = 0.6 \text{ s}$$

$$T^* > T_2 \rightarrow d_t^* = d_{et}^*$$

$$\text{Analytiquement: } d_{et}^* = S_e(T^*) \cdot (T^*/6.28)^2 \approx 0.585 \times 9.81 \times (1/6.28)^2 \approx 0.1453 \text{ m} = 14.53 \text{ cm}$$

$$\text{Graphiquement: } d_{et}^* \approx 14 \text{ cm}$$

- **Déplacement cible pour le système à 4 ddl**

$$d_t = \Gamma \cdot d_t^* = 1.34 \times 14.53 \text{ cm} \approx 19.479 \text{ cm}$$

### 3) Alger, A = 0.3

- **Déplacement cible pour le système à 1 ddl**

$$m^* = 217.44 \text{ t,}$$

$$k^* = 900/8 = 112.5 \text{ kN/cm}$$

$$T^* = 2\pi \sqrt{\frac{m^*}{k^*}} = 2\pi \sqrt{\frac{217.44}{112.5 \times 10^2}} = 0.87352 \text{ s}$$

$$T_2 = 0.6 \text{ s}$$

$$T^* > T_2 \rightarrow d_t^* = d_{et}^*$$

$$\text{Analytiquement: } d_{et}^* = S_e(T^*) \cdot (T^*/6.28)^2 \approx 0.39 \times 9.81 \times (1.5/6.28)^2 \approx 0.2180 \text{ m} = 21.80 \text{ cm}$$

$$\text{Graphiquement: } d_{et}^* \approx 21 \text{ cm}$$

- **Déplacement cible pour le système à 4 ddl**

$$d_t = \Gamma \cdot d_t^* = 1.34 \times 21.80 \text{ cm} \approx 29.218 \text{ cm}$$

# Chapitre 5: Applications Numériques

## Chapitre 5: Applications numériques

Dans ce chapitre, la méthode N2 est brièvement présentée et comparée à la "méthode d'analyse de capacité" donnée dans "l'Annexe J de RPA 2024"

### 5.1 RÉSUMÉ DE LA MÉTHODE N2

#### I. Données

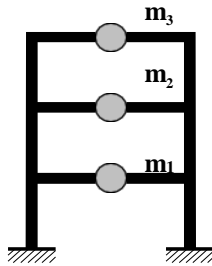


Figure 39: Structure[5]

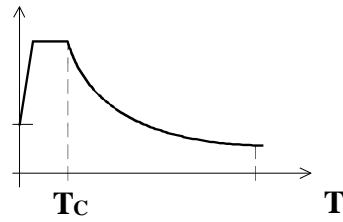


Figure 40: Spectre d'accélération élastique Sae[5]

#### II. Spectres de demande au format AD

a) Déterminer le spectre élastique au format AD

$$S_{ae} = \frac{T}{4 \times \pi^2} S_{ae} \quad (5.1)$$

b) Déterminer les spectres inélastiques pour des ductilités constantes

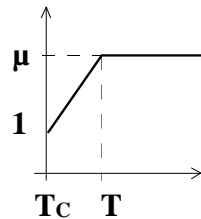


Figure 41: le spectre élastique au format AD [5]

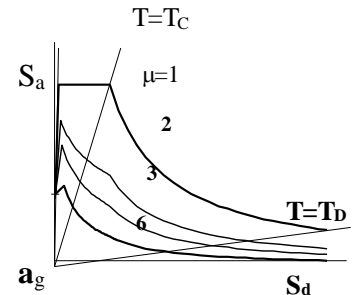


Figure 42: les spectres inélastiques pour différentes ductilités [5]

$$S_a = \frac{S_{ae}}{R_\mu}, S_d = \frac{\mu}{R_\mu} S_{de} \quad (5.2)$$

$$R_\mu = (\mu - 1) \frac{T}{T_c} + 1 \quad T < T_c \quad (5.3)$$

$$R_\mu = \mu \quad T \geq T_c \quad (5.4)$$

### III. Analyse PUSHOVER

- a) Forme supposée de l'emplacement  $\{\Phi\}$
- b) Déterminer la répartition verticale des forces latérales

$$\{P\} = [M]\{\Phi\}, \quad (5.5)$$

$$P_i = m_i \Phi_i \quad (5.6)$$

- c) Déterminer la relation cisaillement de base ( $V$ )–déplacement supérieur ( $D_i$ )

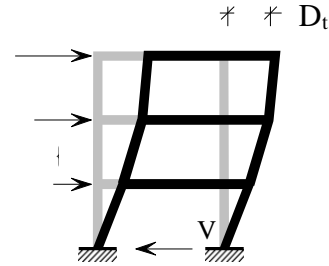


Figure 43: Analyse PUSHOVER [5]

### IV. MODÈLE SDOF ÉQUIVALENT

- a) Déterminer la masse  $m^*$

$$m^* = \sum m_i \Phi_i^2 \quad (5.7)$$

Remarque:  $\Phi_n = 1.0$ ,  $n$  indique le niveau du toit

- b) Transformer les quantités MDOF ( $Q$ ) en quantités SDOF ( $Q^*$ )

$$Q^* = \frac{Q}{\Gamma} \cdot \Gamma = \frac{m^*}{\sum m_i \Phi_i^2} \quad (5.8)$$

- c) Déterminer une relation force-déplacement élasto-plastique approximative

- d) Déterminer la force  $F_y^*$  et la période  $T^*$ ,

Déplacement à la limite élastique  $D_y^*$

Déterminer le diagramme de capacité (accélération en fonction du déplacement)

$$S_a = F^*/m^* \quad (5.9)$$

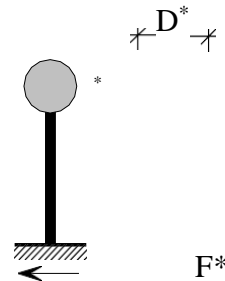


Figure 44: MODÈLE SDOF ÉQUIVALENT [5]

### V. DEMANDE SISMIQUE POUR LE MODELE SDOF

- a) Déterminer le facteur de réduction  $R_\mu$

$$R_\mu = \frac{S_{ae}}{S_{ay}} \quad (5.10)$$

- b) Déterminer la demande de déplacement  $S_d = D^*$

$$S_d = \left( \frac{S_{de}}{R_\mu} (R_\mu - 1) \frac{T}{T_C} \right) \quad T^* < T_C \quad (5.11)$$

$$S_d = S_{de} \quad T^* \geq T_C \quad (5.12)$$

### VI. DEMANDE SISMIQUE GLOBALE POUR Le MODÈLE MDOF

a) Transformer la demande de déplacement SDOF en déplacement du toit du modèle MDOF :  $D_t = \Gamma S_d$  (5.13)

### VII. DEMANDES SISMIQUE LOCALES

- a) Effectuer une analyse pushover du modèle MDOF jusqu'au déplacement du toit  $D_t$  (ou à une valeur amplifiée de  $D_t$ )
- b) Déterminer les quantités locales (par exemple, les déplacements d'étages, Rotations), correspondant à  $D_t$

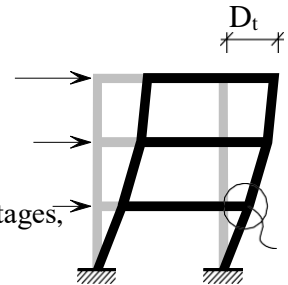


Figure 45: Analyse pushover du modèle MDOF [5]

### VIII. ÉVALUATION DES PERFORMANCES

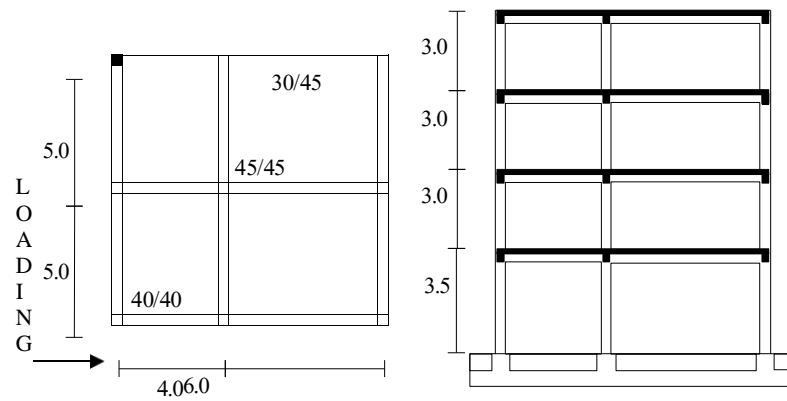
- a) Comparer les demandes sismiques locales et globales avec les capacités pour le niveau de performance pertinent.

## 5.2 EXEMPLE DE TEST

Comme exemple de test, la réponse d'un bâtiment à ossature en béton armé de quatre étages (Figure 46) soumis à trois mouvements du sol est analysée. Le bâtiment grandeur nature a été testé de manière pseudo-dynamique dans le Laboratoire Européen d'évaluation structurale (ELSA) du Centre commun de Recherche de la Commission européenne à Ispra (Italie). Les résultats des tests ont été utilisés pour la validation du modèle mathématique.

Le bâtiment a été conçu selon la pré-norme européenne Eurocode 8 (CEN 1994), comme une structure à haute ductilité pour une accélération maximale du sol de 0,3 g. Les masses d'étages du bas vers le haut s'élevaient à 87, 86, 86 et 83 tonnes, et le coefficient de cisaillement de base résultant s'élevait à 0,15. Une description plus détaillée de la structure et de la modélisation mathématique peut être trouvée ailleurs (par exemple, Fajfar et Drobnič1998).

L'analyse sera répétée pour trois niveaux de mouvements du sol normalisés à 0,6 g, 0,3 g (la valeur de conception) et 0,15 g, respectivement.[5]



**Figure 46: Structure d'essai [5]**

Une forme de déplacement linéaire est supposée  $\Phi^T = [0.28, 0.52, 0.76, 1.00]$

Le diagramme de force latérale est normalisé de sorte que la force au sommet soit égale à 1,0  $\rightarrow \mathbf{P}^T = [0.293, 0.539, 0.787, 1.000]$

Le programme DRAIN-2DX donne la relation Dt-V (figure 48).

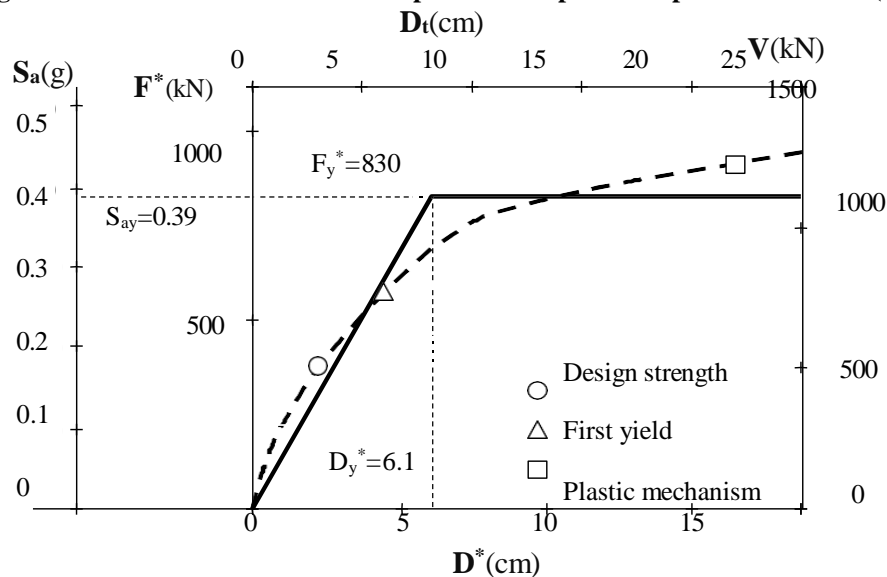
Le système MDOF est transformé en un système SDOF équivalent. La masse équivalente s'élève à  $m^* = 217$  tonnes et la constante de transformation est  $\Gamma = 1,34$ . Sur la figure 48, la même courbe définit à la fois la relation V-Dt pour le système MDOF et la relation force  $F^*$  -  $D^*$  pour le système SDOF équivalent. L'échelle des axes, cependant, est différente pour les systèmes MDOF et SDOF.

Une idéalisation bilinéaire de la courbe P-O est illustrée à la figure 47.

On a :  $F^* = 830$  kN,  $D^* = 6,1$  cm et  $T^* = 0,79$  s. [5]

Le diagramme de capacité (Figure 47) est obtenu en divisant les forces  $F^*$  dans la courbe P-O idéalisée par la masse équivalente. L'accélération à la limite élastique  $F^*_y = F^* / m^* = 830 / 217 = 3,82 \text{ m} / \text{s}^2 = 0,39 \text{ g}$ .

**Figure 47: Courbe P-O et courbe de capacité correspondante pour la structure (R+3). [5]**



Le déplacement du toit  $D_t$  et l'effort tranchant de base  $V$  s'appliquent au système MDOF, tandis que la force  $F^*$  et le déplacement  $D^*$  s'appliquent au

système SDOF équivalent. L'accélération correspond au diagramme de capacité.

Le diagramme de capacité et les spectres de demande sont comparés dans la figure 48.

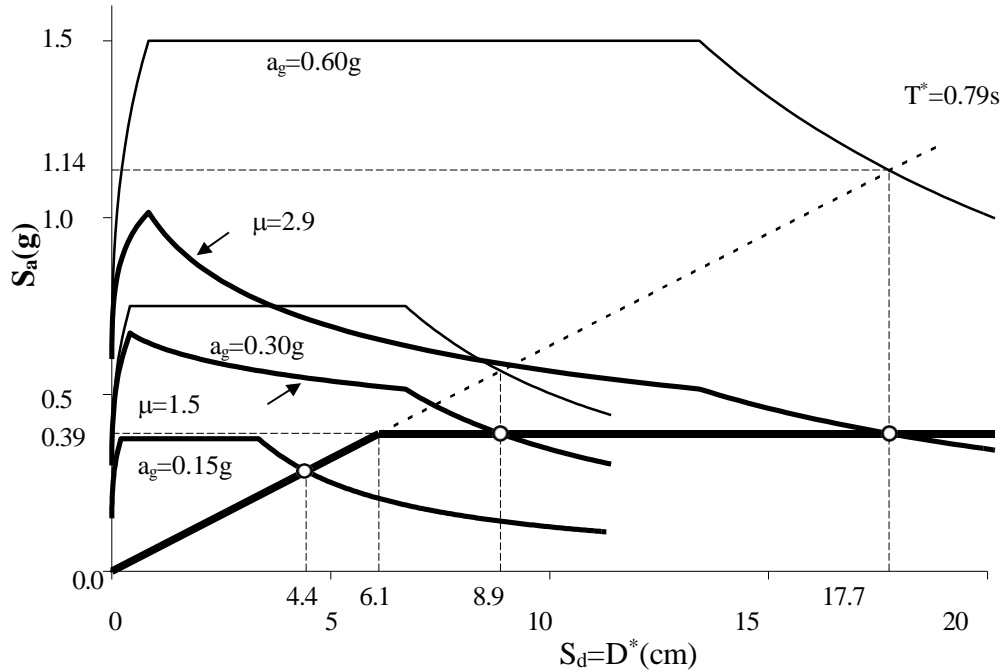


Figure 48: Spectres de demande pour trois niveaux de mouvement du sol et diagramme de capacité pour l'exemple de test.[5]

## Chapitre 5: Applications numériques

---

Dans le cas d'un comportement élastique illimité de la structure, la demande sismique est représentée par l'intersection du spectre de demande élastique et de la raie correspondent à la période élastique ( $T^* = 0,79$  s) du système SDOF équivalent. Les valeurs  $S_{ae} = 1,14$  g et  $S_{de} = 17,7$  cm sont obtenus dans le cas du mouvement le plus fort ( $a_g = 0,6$  g).

La période du système  $T^* = 0,79$  s est supérieure à  $T_c = 0,6$  s. Ainsi, la règle de l'égalité des déplacements est applicable,  $S_d = S_{de} = 17,7$  cm.

La demande sismique pour le sdofsystème équivalent est représentée graphiquement par l'intersection de la courbe de capacité et du spectre de la demande pour  $\mu = 2,9$ . Notez cependant que la demande sismique inélastique peut être déterminée sans construire les spectres de demande inélastique.

Dans l'étape suivante, la demande de déplacement du système SDOF équivalent est transformée en déplacement total du système  $D_t$ :  $1,34 \times 17,7$  soit  $23,7$  cm.

Dans le cas de  $a_g = 0,3$  g, la même procédure donne  $S_d = S_{de} = 8,9$  cm et  $D_t = 11,9$  cm.

Pour  $a_g = 0,15$  g, on obtient les valeurs suivantes:  $S_{de} = 4,4$  cm et  $D_t = 5,9$  cm.[5]

### 5.3 CONCLUSION

La méthode N2 peut être considérée comme un cadre qui relie l'analyse pushover à l'approche du spectre de réponse, et fournit un outil pour une procédure d'évaluation rationnelle mais pratique pour la construction d'objectifs de performance à formulaire multiple.

la formulation de la méthode dans le format accélération – déplacement permet l'interprétation visuelle de la procédure et des relations entre les quantités de base contrôlant la réponse sismique. Cette fonctionnalité peut être attrayante pour les concepteurs. Des spectres de demande inélastiques déterminés à partir de spectres élastiques en appliquant le facteur de réduction  $R$  sont utilisés plutôt que des spectres élastiques avec amortissement et période équivalents. C'est la différence majeure par rapport à la méthode du spectre de capacité. De plus, la transformation d'un système MDOF en un système SDOF est transparente et les quantités de demande peuvent être obtenues sans itération. La version simple proposée de la méthode N2 peut donner les mêmes résultats que la procédure statique non linéaire FEMA 273.

En général, les résultats obtenus par la méthode N2 sont raisonnablement précis, à condition que la structure oscille principalement dans le premier mode. Les applications de la méthode sont, pour le moment, limitées à l'analyse planifiée des structures. Les spectres à la demande élastiques, utilisés dans la version simple proposée, ne conviennent pas aux mouvements du sol proches de la faille, aux sites de sol meuble, aux boucles hystérétiques avec pincement important ou rigidité et/ou détérioration de la résistance importantes, et pour les systèmes à faible résistance.

### 5.4 COMPARAISON AVEC LA PROCÉDURE STATIQUE NON LINÉAIRE DE LA FEMA 273 ET LA MÉTHODE DU SPECTRE DE CAPACITÉ DE L'ATC 40

Dans ce chapitre, les étapes de base de la méthode proposée sont comparées à "l'analyse de capacité" de la RPA 2024. Il sera démontré que la procédure proposée et "l'analyse de capacité" de la RPA 2024 peuvent donner les mêmes résultats. La principale différence entre les deux méthodes réside dans la détermination de la demande de déplacement.

#### a. Répartition de la charge latérale

Dans "l'analyse de capacité" de RPA 2024, la répartition de la charge latérale est déterminée par l'équation  $\bar{F}_i = m_i \cdot \Phi_i$ , plusieurs modèles de charge latérale différents sont suggérés. Dans la méthode N2, la répartition latérale de la charge est donnée par une équation bien déterminée. Cependant, en supposant une forme de déplacement appropriée, toute répartition de force latérale souhaitée peut être obtenue, y compris celles suggérées dans "l'analyse de capacité" de RPA 2024

#### b. Courbe de demande sismique

Dans "l'analyse de capacité" de RPA 2024, les mêmes étapes pour déterminer une courbe de demande sismique, mais de manière simplifiée sur la méthode N2.

#### c. Idéalisations bilinéaires de la courbe P-O

Les lignes directrices pour l'idéalisation de la relation force-déformation données dans le RPA 2024 sont similaires à celles de la méthode N2.

#### d. Déplacement cible

Dans "l'analyse de capacité" de RPA 2024, la demande de déplacement inélastique est déterminée à partir de la demande de déplacement élastique. Ces effets ne sont pas pris en compte dans la version proposée de la méthode N2.

La détermination de la demande sismique dans la méthode du spectre de capacité utilisée dans l'ATC 40 est fondamentalement différente. Il est déterminé à partir de spectres élastiques équivalents. Un amortissement et une période équivalents sont utilisés afin de prendre en compte le comportement inélastique de la structure.

### 5.5 CONCLUSION

Sur la base des discussions ci-dessus, on peut conclure que la procédure statique non linéaire de "l'analyse de capacité" de RPA 2024 et la version simple proposée de la méthode N2 sont très similaires et peuvent donner exactement les mêmes résultats si la même forme de déplacement et la même répartition latérale de la charge sont supposées. La différence majeure réside dans la visualisation fournie par la méthode N2. Dans "l'analyse de capacité" de RPA 2024, la transformation du système MDOF en système SDOF est comparable aux deux autres méthodes. Cependant, la forme de déplacement supposée, qui est la grandeur de base dans les formules de transformation, est limitée à la première forme de mode élastique. Par conséquent, l'"analyse de capacité" de la transformation RPA 2024 est équivalente à la méthode N2. Dans "l'analyse de capacité" de la RPA 2024, la forme supposée des déplacements et le modèle de force latérale sont liés.

---

---

### Conclusion Générale

Dans le cadre de notre projet de fin d'études, nous avons choisi l'analyse capacitaire d'une structure régulière selon les prescriptions de la méthode capacitaire donnée en Annexe J de la nouvelle Réglementation Parasismique Algérienne (RPA 2024) et basée sur la méthode dite "Push-over". Cette procédure statique non linéaire permet de suivre l'apparition des rotules plastiques dans la structure jusqu'à la ruine. Les résultats de cette analyse sont représentés sous forme de courbe qui relie l'effort tranchant à la base au déplacement du sommet de la structure. La courbe "push-over" obtenue est alors transformée en "courbe de capacité" reliant l'accélération d'une structure à son déplacement. Cette courbe de capacité est ensuite comparée à la courbe de "demande sismique" sur un même format pour en déduire le "point de performance".

Après une étude bibliographique assez riche, nous avons exposé les principaux points de l'analyse capacitaire en question. L'application de cette méthode sur une structure régulière (R+3) implantée sur des lieux bien déterminés (zone sismique, nature du site, ...) et la modélisation à l'aide de programmes spécialisés tels que SAP2000 ou ETABS, nous a permis de tracer la courbe de capacité de la structure (déduite de la courbe Push-over) et la courbe de demande sismique déduite du spectre accélération Sa/g. En comparant les deux courbes, un point de performance a été déterminé, qui montre dans quelle mesure la structure respecte les exigences de sécurité et les tolérances dans des conditions sismiques.

La méthode N2 a également été utilisée dans le cadre d'une analyse statique non linéaire, qui correspond aux normes européennes (Eurocode 8). Cette méthode est basée sur la transformation d'un système de liberté à plusieurs degrés (MDOF) en un simple système de liberté à un degré (SDOF), ce qui facilite le calcul de la réponse à l'aide de la courbe amplitude-demande.

Enfin, cette étude qui nous a permis de nous familiariser avec l'analyse Push-over, nous permet également de faire les constats suivants concernant l'analyse capacitaire préconisée par les Règles Parasismiques Algériennes :

- Elle est simple et facilement utilisable par les ingénieurs et techniciens.
- Elle s'est profondément inspirée des méthodes utilisées par l'Eurocode et le FEMA, notamment de la méthode N2 de l'Eurocode.
- Il en découle que sa précision est relativement acceptable dans l'évaluation des performances structurelles lors de la conception de bâtiments ordinaires avec un comportement contrôlé par le modèle de base.

Cependant, nous avons relevé certaines erreurs et défaillances qui restent à corriger ou à combler.

Nous citerons à titre d'exemple l'erreur au niveau de la formule (J.17) page 223 :

$T^* \leq T_2$  (il fallait écrire:  $T^* \geq T_2$ ).

Ce qui prouve qu'une révision au moins des nouvelles Règles est nécessaire.

## Références Bibliographique

1. RPA2024, "Règles Parasismiques Algériennes, Document technique Réglementaire, DTR B C 2 48, Centre national de recherche appliquée en génie parasismique, Alger.
2. Fajfar, P., Fischinger, M., "N2-AMethod for Non-linear Seismic Analysis of Regular Structures" Proceedings of 9th World Conf. on Earthquake Engineering, Tokyo/Kyoto, V.5,(1988),111-116.
3. Fajfar, P., Gaspersic, P., "The N2 method for the seismic damage analysis for RC buildings", Earthquake Engineering Structural Dynamics, V.25 n° 1, (1996), 23–67.
4. Fajfar, P., "Capacity spectrum method based on inelastic demand spectrum", Earthquake Engineering and Structural Dynamics, V. 28, (1999), 979-993.
5. Fajfar, P. and Eeri M. A nonlinear analysis method for performance-based seismic design. Earthquake Spectra, N° 16, 3 (2000), pp. 573-592.
6. CEN, Comité Européen de Normalisation. Eurocode 8, "Design of structures for earthquake resistance. Part 1: general rules, seismic actions and rules for buildings", EN 1998-1:2004. Brussels, Belgium, (2004).
7. FEMA 273, 1997, NEHRP guidelines for the seismic rehabilitation of buildings, , Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C.
8. FEMA 356, "Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings", Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C.(2000).
9. Rahmani, A. Y., « Contribution à l'adaptabilité de l'analyse en poussée progressive (pushover) pour le calcul sismique capacitif », Thèse de doctorat en Science, Filière : Génie Civil, Spécialité : Génie Civil, Faculté de Technologie, Département de Génie Civil, Université de Blida, Juin 2018.
10. ATC 40, Applied Technology Council. "Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings", V. 1 et 2, Report No. ATC-40. Redwood City, CA, (1996).
11. FEMA 440, "Improvement of nonlinear static seismic analysis procedures", (FEMA 440), Federal Emergency Management Agency. Washington D.C., USA, (2005).