

République Algérienne Démocratique et Populaire

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

وزارة التعليم العالي و البحث العلمي



Code :

**Ecole Nationale Supérieure
des Travaux Publics**

المدرسة الوطنية العليا للأشغال العمومية

Mémoire

Pour l'Obtention du Diplôme de MASTER

Filière : Travaux Publics

Spécialité : Matériaux et Structures

Thème

*Etude Paramétrique Sur L'analyse Non
Linéaire De L'interaction Sol-Structure Des
Piles De Pont*

Encadré par :

- Dr. CHIKH Benazouz

Présenté par :

- BAGHDADI Yacine

-Promotion 2015-

Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics. Garidi. Kouba.

REMERCIEMENTS

Tout d'abord, Nous tenons à remercier en premier lieu et avant tout ALLAH le tout puissant, qui nous a donné la force et la patience d'accomplir notre travail dans les meilleures conditions.

Nous tenons à remercier tous les membres du jury d'avoir accepté de faire partie du jury de cette thèse.

Nous remercions du fond de cœurs Mr. CHEIKH Benazouz pour l'encadrement de cette thèse. Pour la gentillesse, la disponibilité et l'encouragement qui nous a donné tout au long de la période de ce travail.

Un remerciement à toute personne qui a contribué à l'avancement de ce travail même par un simple mot d'encouragement.

Un Grand Merci S'adresse Particulièrement A Nos Familles Qui Nous Ont Soutenus Pour Réaliser Nos Etudes Et Qui Nous Ont Toujours Encouragés dans chaque pas vers l'avant.

Nous remercions également tous ceux qui sont venus à notre soutenance pour nous donner l'encouragement et les félicitations pour ce grand jour.

Enfin, Nous remercions chaleureusement tous Les Enseignants, de L'ENSTP.

Dédicaces

À... *Mon père et ma mère qui m'ont toujours soutenu durant toutes les périodes de ma vie.*

Mes chers grands parents.

Mon chère frère BAGHDADI Djassem l'exemple de la fraternité.

Mes frères et mes sœurs MAIYSSOU, FIDDOU, SABIL et YOUNES.

À mes chers amis « Talha, Rahal, Amine, Soufiane, Aimad Daki, et à tous mes chers amis de l'ENSTP ».



Yacine BAGHDADI

ملخص

الهدف من هذا العمل هو دراسة تأثير تفاعلات إلتقاء التربة مع الأساس مع المنشأة على السلوك الزلزالي للجسور . وسنهتم بشكل خاص في تقييم الطلب الزلزالي لأعمدة الجسور من خلال تطبيق إجراءات FEMA440 (الطريقة الخطية المكافئة) بإستخدام التصميم الزلزالي المعتمد على الأداء (PBSD) . من خلال هذا العمل سنقوم بدراسة تأثير بعض المعاملات مثل عمق الأساس، المنطقة الزلزالية و نوعية أرض الموقع على تفاعلات إلتقاء التربة و المنشأة، مع القيام بتحليل النتائج.

RESUME

Le présent travail comporte une analyse de l'influence de l'interaction sol-fondation-structure sur le comportement sismique des structures de type pont. On s'intéresse notamment à l'évaluation des demandes sismiques des piles en appliquant les procédures de FEMA440 (Méthode de la linéarisation équivalente) utilisant la conception parasismique basé sur la performance (PBSD), nous étudions l'influence de certains paramètres comme la profondeur, la zone sismique et le site sur les effets de l'interaction sol-structure, et l'interprétations des résultats.

SUMMARY

The thesis concerns analysis of the influence of the soil-foundation-structure interaction on the seismic response of bridges. It is particularly interested in the evaluation of seismic demands of piles by applying FEMA440 procedures (linearization equivalent method) using performance based seismic design (PBSD), we study the influence of certain parameters on the effects of soil-structure interaction such as depth, the seismic zone and the site, and we will do an interpretation of results.

SOMMAIRE

	Pages
Remerciement	I
Dédicaces	II
Résumé	III
Sommaire	IV
Liste des figures et tableaux	VI
Chapitre 1 : Introduction Générale	1
Chapitre 2 : Procédure statique non linéaire	
1. Introduction	3
2. Méthode du spectre de capacité (CSM)	4
3. Méthode de la linéarisation équivalente (ELM)	10
3.1. Amortissement effectif	11
3.2. Période effective	12
3.3. Format ADRS modifié (MADRS)	14
4. Réduction spectrale et l'amortissement effectif	15
5. Résumé de la méthode de la linéarisation équivalente	16
5.1. Procédure A (Itération directe)	18
5.2. Procédure B (Intersection avec MADRS)	19
Chapitre 3 : Interaction sol-structure (ISS)	
1. Introduction	21
2. Interaction sol-structure (ISS)	22
2.1. Effet de l'ISS	25
2.2. Effet de l'ISS (FEMA-440)	26
2.2.1. Effets cinématiques	29
2.2.2. Amortissement de la fondation	30
Chapitre 4 : Application et Interprétation des résultats	
1. Introduction	33
2. Hypothèses tu travail	33
2.1. Programmes utilisés	33
2.2. Lois de comportement (Modèle Elasto Plastique Bilinéaire)	34
3. Présentation de l'ouvrage	35
3.1. Caractéristiques des matériaux	36
3.2. Caractéristiques géométriques	37
4. Evaluation des demandes sismique	39
4.1. Excitations sismiques spectre du RPOA	39
4.2. Applications (Sans effets ISS)	39
4.3. Applications (avec effets ISS)	46
5. Etude paramétrique	49
5.1. Influence de la taille effective de la fondation b_e sur RRS_{bsa}	49

5.2. Influence de la profondeur RRS_e	50
5.3. Groupe de pont	50
5.4. Classification des Zones Sismiques	51
5.5. Influence de la zone sismique	52
5.6. Influence du coefficient de site S	53
5.7. Influence du groupe de pont	54
5.8. Interprétation des résultats	55
6. Conclusion et interprétation des résultats	56
Chapitre 5 : Conclusion Générale et Recommandation	57
Références Bibliographiques	59

Liste des figures

	Pages
Figure 2.1: Principe de l'analyse Pushover	4
Figure 2.2: Conversion de la courbe Pushover en format ADRS (Acceleration-Displacement Response Spectra)	5
Figure 2.3: Conversion du spectre de réponse en format ADRS	5
Figure 2.4: Superposition des diagrammes de capacité et de demande de 5% d'amortissement	6
Figure 2.5: Relation bilinéaire Force – Déplacement pour un système à 1DDL	6
Figure 2.6: Principe de détermination de l'énergie dissipée par l'amortissement et l'énergie des déformations maximales	8
Figure 2.7: Principe de la méthode du spectre de capacité CSM	10
Figure 2.8: Représentation graphique en format ADRS des diagrammes de capacité et de demande	10
Figure 2.9: Représentation en format MADRS en utilisant la période sécante T_{sec}	14
Figure 2.10: Comparaison des coefficients d'amortissement B en fonction d'amortissement effectif en utilisant plusieurs formulations	16
Figure 2.11: Capacité et demande en format ADRS initial	18
Figure 2.12: Représentation bilinéaire du spectre de capacité	18
Figure 2.13: Détermination du déplacement maximum par la procédure A (Itération directe)	19
Figure 2.14: Détermination du déplacement maximum par la procédure B (Intersection de spectre de capacité avec le MADRS)	20
Figure 3.1: Illustration de l'ISS	23
Figure 3.2: Lecture spectrale montrant les effets de la prise en compte de l'ISS	25
Figure 3.3: Bâtiment soumis à un séisme	27
Figure 3.4: Incorporation des effets d'interaction sol-structure	28
Figure 3.5: Modèles des fondations (FEMA 440)	30
Figure 4.1: Modèle du comportement bilinéaire	34
Figure 4.2: Coupe longitudinale	35
Figure 4.3: Coupe transversale de la pile (hauteur 8m)	36
Figure 4.4: Diagramme (Moment – Courbure) des fûts	38
Figure 4.5: Diagramme 'Moment – Courbure' du chevêtre	38
Figure 4.6: Spectre de réponse élastique – composante horizontale $-\beta_i = 5\%$	39
Figure 4.7: Spectre de demande (ADRS Initial)- $\beta_i = 5\%$	40
Figure 4.8: Courbe de capacité (h=8m)	40
Figure 4.9: Spectre de capacité	41
Figure 4.10: ELM (ADRS Initial)	41
Figure 4.11: Modèle bilinéaire	42
Figure 4.12: Spectre de demande (ADRS)- $\beta_{eff} = 20.63\%$	43
Figure 4.13: Superposition des spectres ADRS	43
Figure 4.14: Modèle bilinéaire pour le point de performance obtenu	44
Figure 4.15: Spectre de demande (ADRS $\beta_{eff} = 6\%$)	45
Figure 4.16: Superposition des spectres ADRS	45
Figure 4.17: Spectre de réponse élastique – composante horizontale $-\beta_i = 5\%$	46
Figure 4.18: Spectre de réponse ISS $-\beta_i = 7\%$	47

Figure 4.19: Spectre de demande (ADRS ISS - $\beta_i = 7\%$)	47
Figure 4.20: Courbe de capacité	48
Figure 4.21: Spectre de capacité	48
Figure 4.22: Superposition ADRS Initial	49
Figure 4.23: Variation de RRSbsa en fonction de be	49
Figure 4.24: Variation de RRSe en fonction de e	50
Figure 4.25: Macro zonage selon le RPOA2008	52
Figure 4.26: Influence de la zone sismique	53
Figure 4.27: Influence de site d'implantation	54
Figure 4.28: Influence de groupe de pont	54

Liste des tableaux

Tableau 2.1 : Valeurs de κ en fonction de ξ_0 et type de l'ouvrage	9
Tableau 2.2: Types des ouvrages en fonction de la durée de vie	9
Tableau 2.3: Coefficients utilisés dans les équations 2.10, 2.11 et 2.12	12
Tableau 2.4: Coefficients utilisés dans les équations 2.16, 2.17 et 2.18	14
Tableau 3.1: Facteur de modification	29
Tableau 4.1. Données sur le site et groupe d'usage de l'ouvrage	35
Tableau 4.2. Caractéristiques des matériaux (Acier)	36
Tableau 4.3. Caractéristiques des matériaux (Béton).	37
Tableau 4.4. Dimensions des sections des piles	37
Tableau 4.5. Classification des ponts (Source : RPOA. 2008)	50

CHAPITRE 1

INTRODUCTION **G**ENERALE

Chapitre 1

Introduction Générale

Très tôt dans l'histoire, l'homme était condamné à lutter contre les séismes pour assurer sa survie. Les habitants des régions fréquemment tremblées, plus que les autres, reconstruisaient bas et léger. Ils faisaient déjà de la parasismique. Pour les temps modernes, et avec le développement des sciences et des techniques, l'ouvrage parasismique est devenue plus qu'un savoir faire, une science à part entière dont la fiabilité à plus d'un égard, est à en juger par les résultats obtenus, assez satisfaisante.

Le principe de base du calcul parasismique consiste essentiellement à assurer un degré de sécurité acceptable permettant de réduire les risques relatifs aux défaillances, aux catastrophes et aux pertes de vie. Il est difficile d'apprécier le risque sismique tant la prévision est incertaine et leur apparitions aléatoires. On ne connaît les phénomènes sismiques que de manière imparfaite et seuls des séismes majeurs incitent la population à une prise de conscience générale. C'est pourquoi la plupart des nations ne sont pas protégées contre les tremblements de terre et leurs conséquences économiques et humaines. La solution parasismique semble être une solution de protection efficace.

En autre terme, l'application d'un certain nombre de prescriptions réglementaires sur les ouvrages, ceci nous oblige d'appréhender le comportement des ouvrages et de valider les méthodes de calcul.

La double nécessité de mieux décrire la performance attendue d'un nouveau ouvrage soumis à un séisme et de mieux évaluer la vulnérabilité sismique d'un ouvrage existant a conduit entre autres au développement des méthodes de calculs non linéaires des ouvrages. Dans ces méthodes, il apparaît plus simple de décrire l'état d'un ouvrage sous forme de déplacements ou rotations. Les calculs non linéaires peuvent se révéler particulièrement utiles lors de la réévaluation sismique d'un ouvrage. Ainsi leur utilisation est envisagée dans les guides de réévaluation des ouvrages existants. Dans les codes et les règlements parasismiques, l'étude de la réponse des ponts sous l'action sismique est conduite en faisant appel à des méthodes simplifiées selon la nature de l'ouvrage et sa destination.

C'est dans le cadre de la problématique d'analyse du comportement des ponts et leurs réponses non linéaire décrite au cours de cette introduction, que s'inscrit le présent travail qui a pour objectif essentiel l'évaluation des demandes sismiques des piles en appliquant les procédures de FEMA440 (Méthode de la linéarisation équivalente).

Pour atteindre notre objectif, nous avons divisé ce travail en cinq chapitres :

- Le premier chapitre est consacré à une introduction générale afin d'exposer la problématique de cette étude.
- Le deuxième chapitre présente une recherche bibliographique de tous ce qui est nécessaire comme définitions et explications de certaines questions qui nous semblent pertinentes en ce qui concerne la procédure de la linéarisation équivalente.
- Le troisième chapitre traite les notions de bases des effets de l'interaction sol-structure dans le FEMA 440.
- Le quatrième chapitre consiste à traiter quelques applications et une étude paramétrique afin d'étudier l'influence de certains paramètres sur les effets de l'interaction sol-structure et interprétations des résultats.
- Ce travail est suivi d'une conclusion générale et des recommandations pour des recherches futures.

CHAPITRE 2

PROCEDURE **S**TATIQUE NON **L**INEAIRE

Chapitre 2

Procédure Statique Non Linéaire

1. Introduction

L'estimation des demandes sismiques exige la considération explicite du comportement inélastique de la structure. Tandis que l'analyse dynamique non – linéaire est le procédé le plus rigoureux pour calculer les demandes sismiques, le calcul pratique en génie parasismique utilise la méthode statique non-linéaire ou la méthode Pushover recommandée dans l'ATC (Applied Technology Council), et les documents FEMA (Federal Emergency Management Agency).

La méthode du spectre de capacité (Capacity Spectrum Method, CSM) recommandée par l'ATC-40 (1996) est l'une des méthodes les plus utilisées pour l'évaluation des performances sismiques. Elle compare la capacité d'une structure à résister aux forces latérales de la demande des spectres de réponse des séismes dans une représentation graphique, qui permet une évaluation visuelle du comportement de la structure vis-à-vis d'un séisme. Cette méthode a été développée par Freeman en 1975, et est passée par plusieurs modifications jusqu'à aujourd'hui. La CSM propose trois procédures (A, B, et C) présentées en détail dans l'ATC-40. La méthode du spectre de capacité donnée dans l'ATC-40 s'est avérée incertaine et imprécise (Chopra et Goel, 1999).

L'amélioration effectuée pour la méthode CSM dans la version de FEMA-440 (2006), comporte de nouvelles expressions pour déterminer le taux d'amortissement efficace à travers les travaux de Guyader et Iwan (2006). Cette méthode est connue sous le nom de la méthode de la linéarisation équivalente (Equivalent Linearization Method, ELM). Conformément à la procédure initiale ATC-40, trois procédures itératives sont utilisées pour estimer la demande sismique.

Ce chapitre présente la méthode de la linéarisation équivalente améliorée comme une modification à la méthode CSM de l'ATC-40. Des informations détaillées en général sur la linéarisation équivalente et la procédure améliorée sont résumées dans ce qui suit.

2. Méthode du Spectre de Capacité (CSM)

La méthode d'analyse proposée dans l'ATC40 est appelée la méthode du spectre de capacité (Capacity Spectrum Method, CSM) désignée par 'capacité – demande'. La méthode CSM compare la capacité d'une structure à résister aux forces latérales aux demandes des spectres de réponse des séismes dans une présentation graphique, qui permet une évaluation visuelle du comportement de la structure vis-à-vis au séisme.

Dans l'ATC40, on distingue trois procédures différentes pour estimer la déformation due au tremblement de terre et trouver le point de performance. Toutes ces méthodes sont basées sur les mêmes principes, mais elles sont différentes dans l'exécution. Les procédures A et B sont analytiques et favorables à l'exécution d'ordinateur, tandis que le procédé C est graphique et plus adapté à l'analyse manuelle. La procédure qui nous intéresse c'est la procédure A car elle demande de l'utilisateur des applications simples et directes.

L'intérêt de la méthode CSM consiste entre autres à superposer une courbe représentant la capacité de résistance d'une structure issue d'une analyse statique non linéaire (Pushover) avec une courbe représentative de la sollicitation apportée par le séisme. Le point de performance s'obtient grâce à un processus itératif, cette méthode se compose de :

1. Développer la relation entre l'effort tranchant à la base V_b et le déplacement au sommet x_r , cette relation est obtenue par la courbe Pushover.

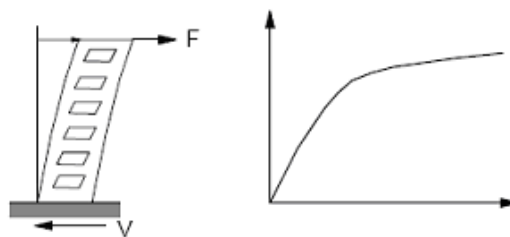


Figure 2.1. Principe de l'analyse Pushover

2. La courbe Pushover subit donc les transformations suivantes :

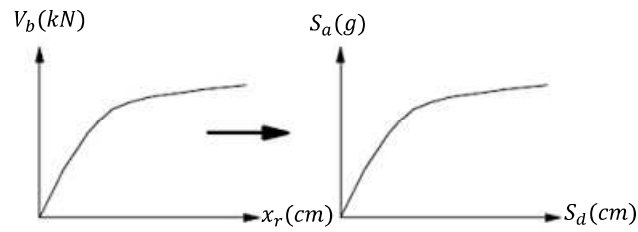


Fig.2.2 Conversion de la courbe Pushover en format ADRS (Acceleration-Displacement Response Spectra)

$$S_d = \frac{x_r}{\Gamma_1 \phi_{r1}} \quad (2.1)$$

$$S_a = \frac{V_b}{M_1^*} \quad (2.2)$$

Avec :

x_r Déplacement au sommet

V_b Effort tranchant à la base

S_d Déplacement spectral

S_a Accélération spectrale

ϕ_{r1} Amplitude du premier mode

Γ_1 Facteur de participation modal du premier mode

M_1^* Masse modale effective du premier mode

3. Conversion du spectre de réponse en format (ADRS)

Cette conversion peut être faite par la relation suivante

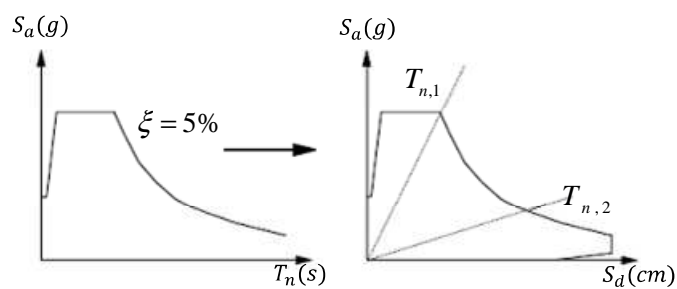


Fig.2.3 Conversion du spectre de réponse en format ADRS

$$S_d = \frac{T_n^2}{4\pi^2} S_a \quad (2.3)$$

T_n Période naturelle

4. Combiner les deux diagrammes de capacité et de demande et déterminer le point d'intersection (Point de performance).

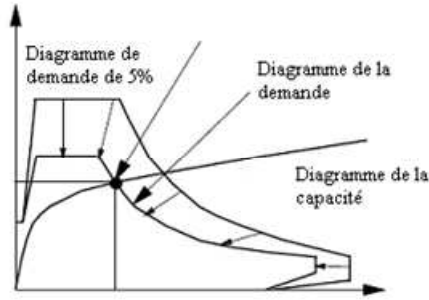


Fig.2.4 Superposition des diagrammes de capacité et de demande de 5% d'amortissement

5. Calculer le taux d'amortissement du système bilinéaire où le déplacement du point de performance est considéré comme étant le déplacement ultime en utilisant la procédure suivante décrite dans l'ATC-40.

Afin de vérifier le point de performance obtenue, il est utile d'utiliser des itérations qui sont basées sur une hypothèse pour laquelle le système inélastique (bilinéaire) sera remplacé par un système linéaire équivalent.

On considère que le système à un degré de liberté 1DDL est inélastique avec la relation bilinéaire (force – déplacement) en état initial, la rigidité de la branche élastique k_e reste invariable sur l'ensemble de la réponse, et $k_p = \alpha k_e$ représente la rigidité post-élastique (voir figure 2.5).

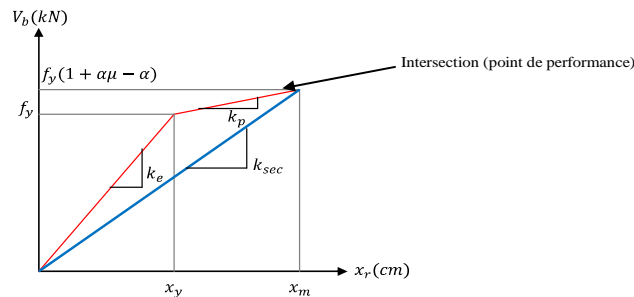


Fig.2.5 Relation bilinéaire Force – Déplacement pour un système à 1DDL

x_y Déplacement de la limite élastique

x_m Déplacement ultime

f_y Force de la limite élastique

$\mu = \frac{x_m}{x_y}$ Ductilité

$\alpha = \frac{k_e}{k_p}$ Rapport d'écrouissage

Le calcul de l'amortissement visqueux équivalent est basé sur l'énergie dissipée par l'oscillateur élastoplastique avec écrouissage. L'amortissement visqueux total du système linéaire équivalent vaut alors :

$$\xi_{eff} = \xi_0 + 0.05 \quad (2.4)$$

Où ξ_0 représente l'amortissement visqueux équivalent correspondant à l'amortissement hystérétique.

0.05 représente l'amortissement matériel visqueux inhérent de la structure.

Le terme ξ_0 se calcul à partir de la relation suivante :

$$\xi_0 = \frac{1}{4\pi} \frac{E_d}{E_{s0}} \quad (2.5)$$

E_d Energie dissipée par l'amortissement

E_{s0} Energie des déformations maximales

Après avoir idéalisé le modèle obtenu comme illustré dans la figure 2.5, les deux énergies seront calculées par les expressions suivantes :

$$E_d = 4(S_{ay}S_{dpi} - S_{dy}S_{api}) \quad (2.6)$$

$$E_{s0} = \frac{S_{api}S_{dpi}}{2} \quad (2.7)$$

Ce qui devient :

$$\xi_0 = \frac{2 S_{ay} S_{dpi} - S_{dy} S_{api}}{\pi S_{api} S_{dpi}} \quad (2.8)$$

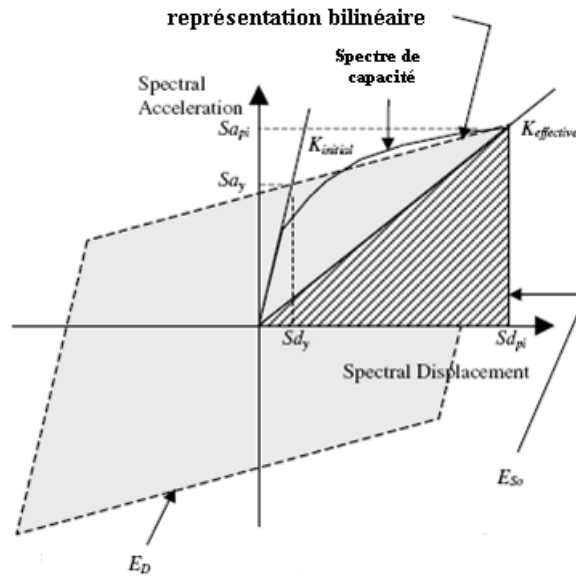


Fig 2.6 Principe de détermination de l'énergie dissipée par l'amortissement et l'énergie des déformations maximales

L'amortissement effectif peut être modifié par le biais d'un coefficient empirique κ . La relation (2.4) a été modifiée sous la forme suivante :

$$\xi_{eff} = \kappa \xi_0 + 0.05 \quad (2.9)$$

Où ξ_{eff} est l'amortissement par hystérésis (sa valeur n'excède pas 45%) et 0.05 est l'amortissement visqueux assumé 5% inhérent à la structure. κ est un facteur de modification pour expliquer le point auquel l'hystérésis réel du bâtiment est bien représenté par le comportement bilinéaire du spectre de capacité (figure 2.7). les paramètres qui conditionnent la sélection de la valeur du coefficient κ sont résumés dans les tableaux 2.1 et 2.2.

Type de structure	ξ_0	κ
Type A	≤ 16.25	1.0
	> 16.25	$1.13 - \frac{0.51(S_{ay}S_{dpi} - S_{dy}S_{api})}{S_{api}S_{dpi}}$
Type B	≤ 25	0.67
	> 25	$\frac{0.446(S_{ay}S_{dpi} - S_{dy}S_{api})}{S_{api}S_{dpi}}$
Type C	-----	0.33

Tableau 2.1. Valeurs de κ en fonction de ξ_0 et type de l'ouvrage

Durée de vie	Ouvrage neuf	Ouvrage existant moyen	Ouvrage existant faible
Courte	Type A	Type B	Type C
Longue	Type B	Type C	Type C

Tableau 2.2. Types des ouvrages en fonction de la durée de vie

Le facteur de modification de l'amortissement κ dépend du comportement par hystérésis du système, caractérisé par l'un des trois types : le type A dénote le comportement par hystérésis stable, le type C représente les boucles sévèrement pincées et/ou dégradées et le type B représente l'état intermédiaire entre les deux types A et C.

6. Construire le nouveau spectre de réponse pour ξ_{eff} obtenu dans l'étape 5.

Pour expliquer l'atténuation, le spectre de réponse doit être réduit, cette réduction s'explique par l'intervention du taux d'amortissement effectif ξ_{eff} .

7. Si $D_j - D_i/D_j \leq 0.05$, le séisme induit une déformation de $D = D_j$. Sinon, $D_i = D_j$ et répétition des pas 4-6. (D_i est le déplacement du premier point d'intersection, D_j est le déplacement du point suivant).

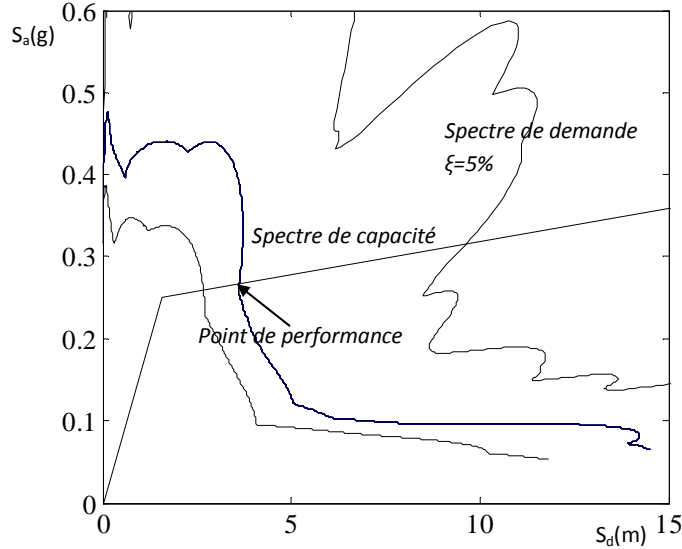


Fig 2.7 Principe de la méthode du spectre de capacité CSM

3. Méthode de la linéarisation équivalente (ELM)

Le concept général de la méthode de la linéarisation équivalente (Equivalent Linearisation Method, ELM) est d'estimer la réponse maximale des systèmes inélastiques par des méthodes d'analyse approximatives dans lesquelles le système non-linéaire est remplacé par un système linéaire en utilisant une période effective T_{eff} , et un amortissement efficace β_{eff} (voir Figure 2.8).

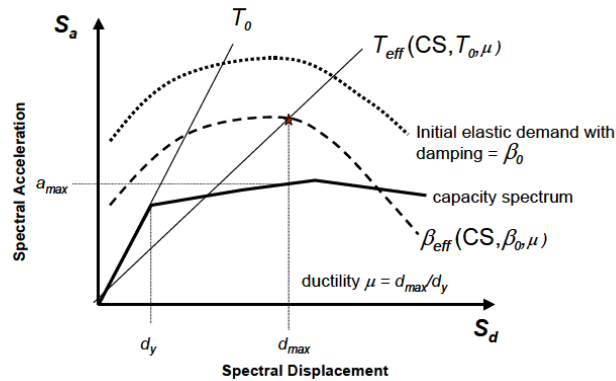


Fig 2.8. Représentation graphique en format ADRS des diagrammes de capacité et de demande

La courbe de capacité représentée dans cette figure en format ADRS est obtenue en utilisant l'analyse Pushover. Les paramètres linéaires effectifs issus du système linéaire sont en fonctions des caractéristiques de la courbe de capacité, la période initiale, l'amortissement et la demande en ductilité μ coresspondant. D'après les recommandations de FEMA-440 (2006), le processus de la méthode ELM est le même que celui de la méthode CSM sauf les paramètres qui sont traités de façon détaillé dans ce chapitre. Les paramètres effectifs de méthode ELM sont en fonction de la ductilité (définie comme étant le rapport du déplacement maximum et le déplacement de la limite élastique) qui exige une technique itérative ou graphique pour estimer la demande sismique. Enfin, il convient de noter que ces procédures ne peuvent pas être fiables pour des ductilités extrêmement élevées (par exemple, plus de 10 à 12).

3.1. Amortissement effectif

Le taux d'amortissement effectif visqueux est donné pour tous les types de modèles d'hystérésis et les valeurs de rapport d'érouissage (α) par les différentes formulations suivantes:

Pour $1.0 < \mu < 4.0$

$$\beta_{eff} = A(\mu - 1)^2 + B(\mu - 1)^3 + \beta_0 \quad (2.10)$$

Pour $4.0 \leq \mu \leq 6.5$

$$\beta_{eff} = C + D(\mu - 1) + \beta_0 \quad (2.11)$$

Pour $\mu > 6.5$

$$\beta_{eff} = E \left[\frac{F(\mu-1)-1}{[F(\mu-1)]^2} \right] \left(\frac{T_{eff}}{T_0} \right)^2 + \beta_0 \quad (2.12)$$

Les coefficients utilisés dans les équations ci-dessus sont présentés dans le tableau 2.3. Il convient de noter que ces coefficients sont fonction des caractéristiques de la courbe de capacité, le modèle d'hystérésis et le rapport d'érouissage.

Model	α (%)	A	B	C	D	E	F
Bilinear hysteretic	0	3.2	-0.66	11	0.12	19	0.73
Bilinear hysteretic	2	3.3	-0.64	9.4	1.1	19	0.42
Bilinear hysteretic	5	4.2	-0.83	10	1.6	22	0.40
Bilinear hysteretic	10	5.1	-1.1	12	1.6	24	0.36
Bilinear hysteretic	20	4.6	-0.99	12	1.1	25	0.37
Stiffness degrading	0	5.1	-1.1	12	1.4	20	0.62
Stiffness degrading	2	5.3	-1.2	11	1.6	20	0.51
Stiffness degrading	5	5.6	-1.3	10	1.8	20	0.38
Stiffness degrading	10	5.3	-1.2	9.2	1.9	21	0.37
Stiffness degrading	20	4.6	-1.0	9.6	1.3	23	0.34
Strength degrading	-3 ^a	5.3	-1.2	14	0.69	24	0.90
Strength degrading	-5 ^a	5.6	-1.3	14	0.61	22	0.90

Tableau 2.3 Coefficients utilisés dans les équations 2.10, 2.11 et 2.12

Les équations approximatives suivantes pour l'amortissement effectif ont été optimisées pour toutes les courbes de capacité, indépendamment du modèle d'hystérésis ou du rapport d'écroutissage:

Pour $1.0 < \mu < 4.0$

$$\beta_{eff} = 4.9(\mu - 1)^2 + 1.1(\mu - 1)^3 + \beta_0 \quad (2.13)$$

Pour $4.0 \leq \mu \leq 6.5$

$$\beta_{eff} = 14.0 + 0.32(\mu - 1) + \beta_0 \quad (2.14)$$

Pour $\mu > 6.5$

$$\beta_{eff} = 19 \left[\frac{0.64(\mu-1)-1}{[0.64(\mu-1)]^2} \right] \left(\frac{T_{eff}}{T_0} \right)^2 + \beta_0 \quad (2.15)$$

3.2. Période effective

Les valeurs de la période effective pour tous les types de modèles d'hystérésis et les rapports d'écroutissages ont la forme suivante:

Pour $1.0 < \mu < 4.0$

$$T_{eff} = [G(\mu - 1)^2 + H(\mu - 1)^3 + 1]T_0 \quad (2.16)$$

Pour $4.0 \leq \mu \leq 6.5$

$$T_{eff} = [I + J(\mu - 1) + 1]T_0 \quad (2.17)$$

Pour $\mu > 6.5$

$$T_{eff} = \left\{ K \left[\sqrt{\frac{(\mu-1)}{1+L(\mu-2)}} - 1 \right] + 1 \right\} T_0 \quad (2.18)$$

Les coefficients utilisés dans les équations 2.16, 2.17 et 2.18 sont données dans le tableau 2.4, ils sont fonction de caractéristiques du spectre des capacités de l'oscillateur en termes de type d'hystérésis et de rapport d'écroutissage α .

Les équations précédentes de la période effective ont été simplifiées pour être utilisées pour tous les spectres des capacités, indépendamment du type de modèle d'hystérèse ou de rapport d'écroutissage comme suit:

Pour $1.0 < \mu < 4.0$

$$T_{eff} = [0.20(\mu - 1)^2 + 0.038(\mu - 1)^3 + 1]T_0 \quad (2.19)$$

Pour $4.0 \leq \mu \leq 6.5$

$$T_{eff} = [0.28 + 0.13(\mu - 1) + 1]T_0 \quad (2.20)$$

Pour $\mu > 6.5$

$$T_{eff} = \left\{ 0.89 \left[\sqrt{\frac{(\mu-1)}{1+0.05(\mu-2)}} - 1 \right] + 1 \right\} T_0 \quad (2.21)$$

Ces expressions sont valables que pour $T_0 = 0,2 \text{ à } 2,0 \text{ sec.}$

Model	$\alpha(\%)$	G	H	I	J	K	L
Bilinear hysteretic	0	0.11	-0.017	0.27	0.090	0.57	0.00
Bilinear hysteretic	2	0.10	-0.014	0.17	0.12	0.67	0.02
Bilinear hysteretic	5	0.11	-0.018	0.09	0.14	0.77	0.05
Bilinear hysteretic	10	0.13	-0.022	0.27	0.10	0.87	0.10
Bilinear hysteretic	20	0.10	-0.015	0.17	0.094	0.98	0.20
Stiffness degrading	0	0.17	-0.032	0.10	0.19	0.85	0.00
Stiffness degrading	2	0.18	-0.034	0.22	0.16	0.88	0.02
Stiffness degrading	5	0.18	-0.037	0.15	0.16	0.92	0.05
Stiffness degrading	10	0.17	-0.034	0.26	0.12	0.97	0.10
Stiffness degrading	20	0.13	-0.027	0.11	0.11	1.0	0.20
Strength degrading	-3 ^a	0.18	-0.033	0.17	0.18	0.76	-0.03
Strength degrading	-5 ^a	0.20	-0.038	0.25	0.17	0.71	-0.05

Tableau 2.4 Coefficients utilisés dans les équations 2.16, 2.17 et 2.18

3.3. Format ADRS modifié (MADRS)

La méthode du spectre de capacité classique (ATC-40) utilise la période sécante comme la période linéaire effective pour déterminer le déplacement maximum (point de la performance). Les résultats de cette hypothèse (déplacement maximum) se produisant par l'intersection de la courbe de capacité de la structure et une courbe de demande pour un amortissement effectif en format ADRS. Cette procédure est utile pour deux raisons. Premièrement, il fournit à l'ingénieur une visualisation en facilitant la comparaison graphique directe de la capacité et de la demande. Deuxièmement, il existe des stratégies de solutions très efficaces pour la linéarisation équivalente qui reposent sur une représentation graphique de la capacité et de la demande en format MADRS (Modified Acceleration Displacement Response Spectrum). (voir figure 2.9).

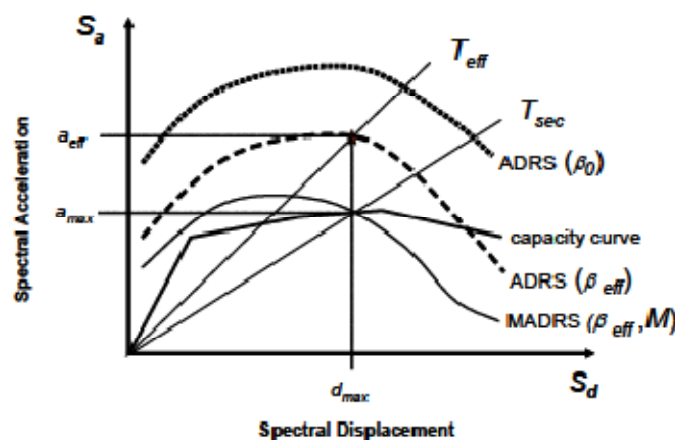


Fig 2.9. Représentation en format MADRS en utilisant la période sécante T_{sec}

L'utilisation des équations de la période effective et de l'amortissement effectif ci-dessus, génèrent un déplacement maximum qui coïncide avec l'intersection de la ligne radiale de la période effective et la demande en format ADRS pour l'amortissement effectif (voir figure 2.9). La période effective de la procédure améliorée, T_{eff} , est généralement plus courte que la période sécante, T_{sec} , définie par le point sur la courbe de capacité correspondant au déplacement maximum, d_{max} . L'accélération effective, a_{eff} , n'a pas de sens puisque l'accélération maximale réelle, a_{max} , doit se trouver sur la courbe de capacité et coïncide avec le déplacement maximum, d_{max} . Nous multiplions les ordonnées de diagramme de demande correspondant à l'amortissement effectif, β_{eff} , par les facteurs de modification de diagramme de demande en format MADRS qui peuvent croiser la courbe de capacité au point de la performance. Étant donné que les valeurs d'accélération sont directement liées aux périodes correspondantes, le facteur de modification peut être calculé comme suit:

$$M = \frac{a_{max}}{a_{eff}} \quad (2.22)$$

$$M = \left(\frac{T_{eff}}{T_{sec}}\right)^2 = \left(\frac{T_{eff}}{T_0}\right)^2 \left(\frac{T_0}{T_{sec}}\right)^2 \quad (2.23)$$

$$\left(\frac{T_0}{T_{sec}}\right)^2 = \frac{1+\alpha(\mu-1)}{\mu} \quad (2.24)$$

4. Réduction spectrale et l'amortissement effectif

La procédure appliquée de la linéarisation équivalente dans la pratique exigent normalement l'utilisation des facteurs de réduction spectrale pour ajuster un spectre de réponse initiale au niveau approprié de l'amortissement effectif, β_{eff} . Ils sont aussi un moyen pratique pour l'amortissement de la fondation. Dans le cas d'amortissement des fondations, la valeur d'amortissement initial, β_0 , pour un modèle structural à base flexible est modifié à partir de la valeur linéaire du modèle structural à base fixe, β_i (par exemple, 5%). Ces facteurs sont fonction de l'amortissement effectif et sont appelés coefficients d'amortissement, $B(\beta_{eff})$. Ils sont utilisés pour ajuster les coordonnées des accélérations spectrales comme suit:

$$(S_a)_\beta = \frac{(S_a)_0}{B(\beta_{eff})} \quad (2.25)$$

Il y a certain nombre d'options de détermination $B(\beta_{eff})$ dans les procédures actuelles. Certaines options sont tracées dans la figure 2.10 en comparant avec l'équation suivante:

$$B = \frac{4}{5.6 - \ln \beta_{eff}(\%)} \quad (2.26)$$

Cette expression simplifiée est très proche des équations spécifiées dans le NEHRP (National Earthquake Hazards Reduction Program) pour prévisions recommandées des régulations sismiques pour les nouvelles structures et les structures existantes et l'ATC-40. Il est suggéré que l'équation 2.26 remplace les spécifications actuelles.

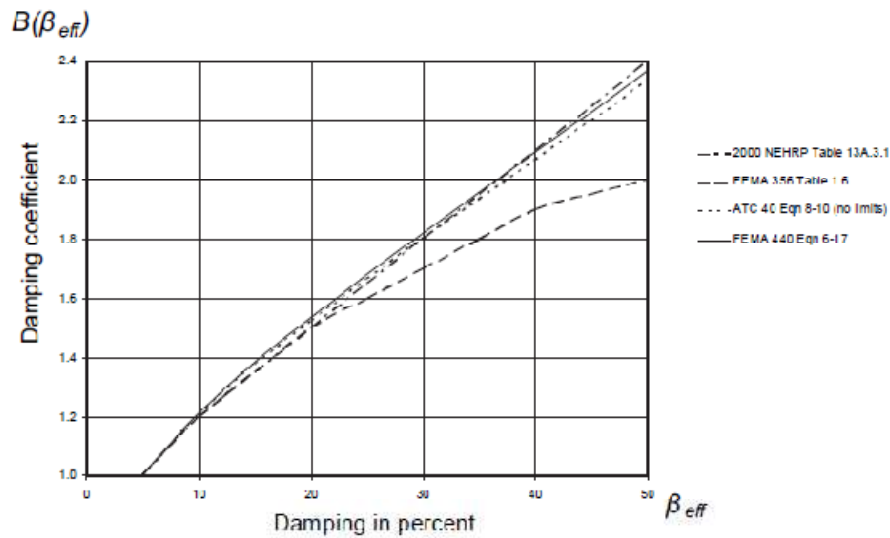


Fig 2.10. Comparaison des coefficients d'amortissement B en fonction d'amortissement effectif en utilisant plusieurs formulations

5. Résumé de la méthode de la linéarisation équivalente

Comme la méthode CSM de l'ATC40, on distingue trois procédures différentes pour estimer la déformation due au tremblement de terre et trouver le point de performance. Toutes ces méthodes sont basées sur les mêmes principes, La procédure A est suggérée dans notre étude car elle demande de l'utilisateur des applications simples et directes.

Cette procédure se compose de:

- 1- Construire le spectre de réponse du séisme à utiliser pour un amortissement initial β_i de 5%.

- 2- Modifier le spectre sélectionné pour être spécifique afin de faire intervenir les effets de l'interaction sol-structure (ISS). Cela implique à la fois la réduction potentielle des ordonnées spectrales pour l'interaction cinématique et une modification dans le système d'amortissement de la valeur initiale, de β_i à β_0 , pour tenir compte l'amortissement de la fondation. Si l'amortissement de la fondation est négligé, $\beta_i = \beta_0$.
- 3- Convertir le spectre sélectionné en format ADRS conformément aux orientations de l'ATC-40. Ce spectre est la demande initiale (voir la figure 2.11).
- 4- Développer la courbe de capacité obtenue par l'analyse Pushover.
- 5- Sélectionner le point de performance initial (accélération maximale, a_{pi} , et le déplacement, d_{pi}). Ce peut être basé sur une approximation d'égalité des déplacements comme indiqué sur la Figure 2.11 ou tout autre point basé sur le jugement technique.
- 6- Développer une représentation bilinéaire du spectre de capacité en conformité avec les procédures de l'ATC-40. Ceci définit la période initiale, T_0 , déplacement de la limite élastique, d_y , et l'accélération de la limite élastique a_y , (voir Figure 2.12). Notez que ces paramètres peuvent varier pour différentes valeurs de a_{pi} et d_{pi} .
- 7- A travers la représentation bilinéaire décrite à l'étape 6, calculer le rapport d'écroûissage α et la ductilité μ en utilisant :

$$\alpha = \frac{\left(\frac{a_{pi}-a_y}{d_{pi}-d_y}\right)}{\left(\frac{a_y}{d_y}\right)} \quad (2.27)$$

$$\mu = \frac{d_{pi}}{d_y} \quad (2.28)$$

- 8- En utilisant les valeurs calculées du rapport d'écroûissage α , et la ductilité, μ , de septième étape, calculer l'amortissement effectif, β_{eff} correspondant en utilisant les équations (2.10, 2.11 et 2.12). De même façon, calculer la période effective correspondante, T_{eff} , en utilisant les équations (2.16, 2.17 et 2.18). Après cette étape, certaines options sont disponibles pour pouvoir calculer une solution unique.

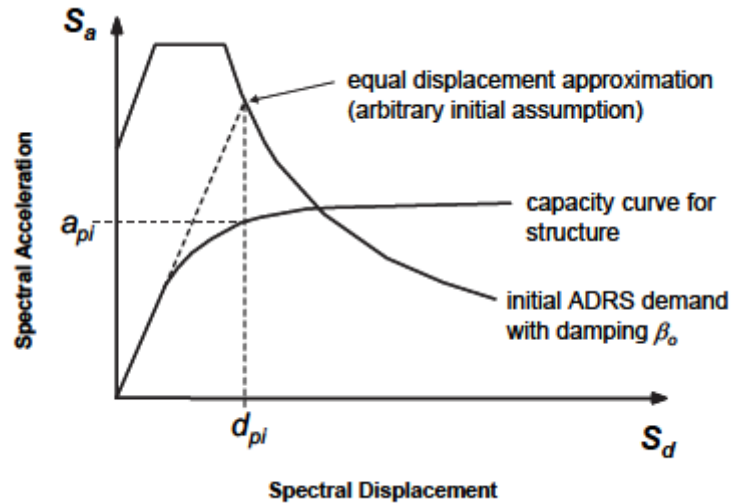


Fig 2.11. Capacité et demande en format ADRS initial

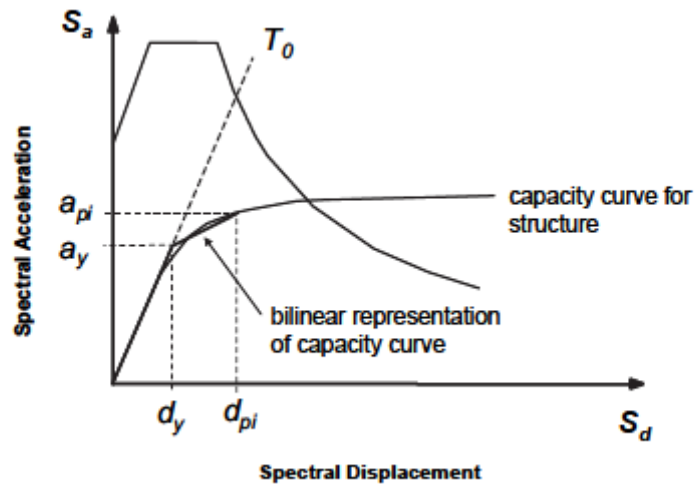


Fig 2.12. Représentation bilinéaire du spectre de capacité

5.1. Procédure A (Itération Directe)

Dans cette procédure, l'itération se fait pour converger directement sur un point de performance. Les spectres ADRS générés pour les différentes valeurs de l'amortissement effectif ne sont pas modifiés à croiser le spectre de capacité, comme indiqué précédemment.

- 9- Utiliser l'amortissement effectif déterminée à l'étape 8 pour ajuster le spectre initial ADRS au β_{eff} .
- 10- Déterminer le déplacement maximum calculé à l'étape précédente, d_i , en utilisant l'intersection de la ligne radiale de la période effective, T_{eff} , avec les ADRS pour

β_{eff} . L'accélération maximale estimée, a_i , est celle correspondant à d_i sur la courbe des capacité (voir Figure 2.13).

- 11- Comparer le déplacement maximum calculé, d_i , avec le déplacement initiale (ou précédent). S'il y a pas d'erreurs, donc, d_i est le déplacement du point de performance, sinon répéter les étapes de 5 à 11 en utilisant les nouveaux d_i et a_i .

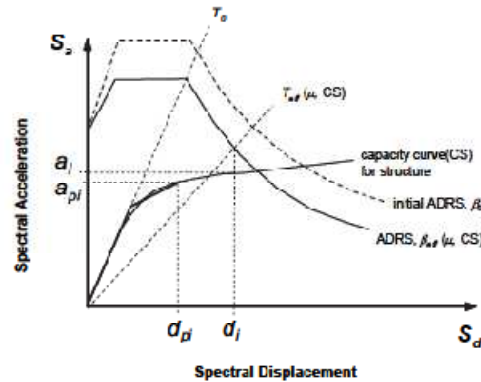


Fig 2.13. Détermination du déplacement maximum par la procédure A (Itération directe)

5.2. Procédure B (Intersection avec MADRS)

Dans cette procédure, le point de la performance est défini comme l'intersection du spectre de capacité avec le spectre de demande en format MADRS.

9. Utiliser l'amortissement effectif déterminée à l'étape 8 pour ajuster le spectre initial ADRS au β_{eff} .
10. Multiplier seulement les coordonnées d'accélération de spectre de demande en format ADRS pour β_{eff} par le facteur de modification, M, déterminée en utilisant la période effective T_{eff} , pour générer le spectre de demande en format MADRS.
11. Déterminer l'accélération maximale a_i et le déplacement maximum d_i par l'intersection de spectre de demande MADRS avec le spectre de capacité (voir Figure 2.14).
12. Comparer le déplacement maximum calculé, d_i , avec le déplacement initiale (ou précédent). S'il y a pas d'erreurs, donc, d_i est le déplacement du point de performance, sinon répéter les étapes de 5 à 11 en utilisant les nouveaux d_i et a_i .

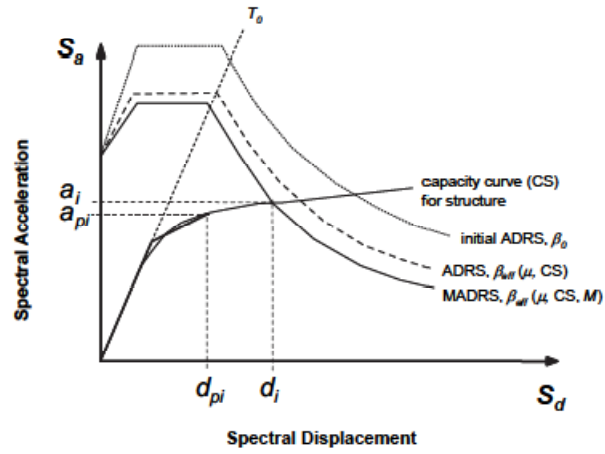


Fig 2.14. Détermination du déplacement maximum par la procédure B (Intersection de spectre de capacité avec le MADRS)

CHAPITRE 3

INTERACTION **S**OL- **S**TRUCTURE

Chapitre 3

Interaction Sol – Structure (ISS)

1. Introduction

L'interaction sol-structure joue un rôle important dans la réponse sismique des ponts, des structures, des barrages ainsi que des bâtiments reposant sur des sols meubles. D'autre part, le champ d'ondes induit par un mouvement sismique est à caractère aléatoire. En plus, les dépôts de sol sont naturellement hétérogènes et l'amplitude et la densité des perturbations des paramètres γ régnant et qui sont nécessaires à mener des études dynamiques des sols et des structures affectent la variabilité spatiale du champ d'ondes. La réponse sismique d'un pont est influencée par la réponse du sol, le chargement sismique et les propriétés mécaniques du sol et de la structure. En vue d'un calcul parasismique, c-à-d calcul dynamique d'un pont pour évaluer sa réponse, l'ingénieur doit estimer l'excitation sismique agissant à la base de l'ouvrage. Il doit appliquer cette excitation à la base de l'ouvrage de façon à procéder au dimensionnement des éléments structuraux pour répondre aux exigences du futur séisme. La réponse sismique du système sol-structure est également influencée par le comportement de l'interface entre la structure et l'ensemble sol-fondation. En réalité, les liaisons ne sont pas parfaites et un mouvement relatif comme le glissement et le décollement sur cette interface peut avoir lieu.

La résolution de tout problème de mécanique nécessite une bonne connaissance de ses conditions aux limites. Pour bien comprendre, il est facile d'imaginer, qu'une structure élancée de type poutre encastree à une extrémité, se comporte de manière totalement différente d'une poutre dont l'encastrement est remplacé par une rotule avec ressort. Sa rigidité et ses fréquences propres s'en trouvent réduites alors que ses déplacements peuvent être amplifiés. Le même raisonnement peut être effectué pour un immeuble reposant sur une fondation. La connaissance de la fondation et du sol sous-jacent est essentielle pour bien déterminer le comportement réel de la structure (Grange, 2008). Les déformations de l'ouvrage pendant un tremblement de terre sont affectés par les interactions entre les trois systèmes liés: la structure, la fondation, et les formations géologiques sous-jacentes et entourant les fondations. L'analyse de l'interaction sismique

sol-structure consiste à évaluer la réponse collective de ces sous-systèmes à un mouvement du sol en champ libre. L'interaction entre ces trois sous-systèmes résulte en deux phénomènes physiques se dénommant Interaction Inertielle et Interaction Cinématique. Ces deux phénomènes se produisent avec un petit décalage temporel.

Ce chapitre est consacré à la présentation des notions théoriques de base de l'interaction sol-structure dans le domaine des ponts.

2. Interaction sol-structure (ISS)

L'interaction entre le sol et les structures est étudiée depuis le 20^{ème} siècle (Linger 1972). Les premières études se concentrèrent sur la détermination de la pression latérale des terres contre les murs (Heyman 1972). Plus récemment, des recherches ont été effectuées sur l'influence de la rigidité des conduites enterrées sur la pression des terres à considérer lors de leur dimensionnement (Linger 1972) et par la suite, de la même manière, pour les tranchées couvertes (Tisa et Kovári 1993 ; Kovári et Tisa 1998 ; Plumey et al. 2006 et Plumey 2007). Ces études ont montré la complexité de l'interaction sol-structure et la nécessité de considérer les propriétés spécifiques du sol ainsi que celle concernant la géométrie et la rigidité de la structure pour déterminer correctement la pression des terres ainsi que le comportement global du système.

Lors d'un séisme les charges appliquées sur une fondation proviennent des forces d'inerties se développant dans la superstructure et des déformations du sol, provoquées par le passage des ondes sismiques, imposées à la fondation. Ces deux types de chargement sont nommés:

- Chargement inertielle
- Chargement cinématique

L'importance de ces chargements dépend des caractéristiques de la fondation ainsi que de la nature des ondes sismiques. Le terme générique englobant ces deux phénomènes est appelé Interaction Sol-Structure (ISS). Cependant le plus souvent les ingénieurs emploient ce terme pour désigner le chargement inertielle en ignorant la part du au chargement cinématique. Cela provient du fait que :

- Dans certains cas l'interaction cinématique est négligeable
- La plupart des règlements parasismiques, excepté certain dont l'Eurocode 8, ne le mentionne pas
- Les effets de l'interaction cinématique sont plus difficiles à évaluer rigoureusement que les effets inertiels.

La réponse d'une structure à une action sismique dépend de nombreux paramètres tels que :

- La nature du mouvement sismique
- Les propriétés dynamiques de l'ouvrage
- Les propriétés dynamiques du sol.

Il existe donc une interaction entre la structure et le milieu extérieur, c'est l'interaction sol- structure (ISS). La Figure 1 illustre bien le problème de (ISS). Ce schéma montre le cas général d'une fondation, de type radier, encastrée dans le sol et supportée par des pieux traversant plusieurs couches de sol et se reposant sur une couche rigide ou rocheuse. Le problème de l'ISS reste cependant le même pour tous les types de fondations.

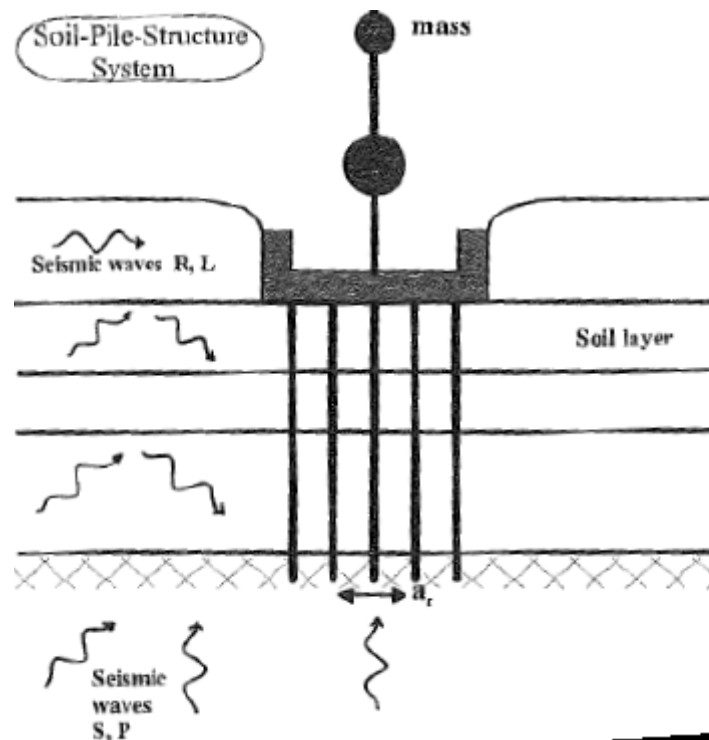


Figure 3.1. Illustration de l'ISS

La couche de sol autour de la structure est soumise à plusieurs types d'ondes sismiques :

- des ondes de cisaillement : onde S
- des ondes de dilatation : onde P
- des ondes de surfaces : onde R ou L

La nature des ondes est dictée par des conditions sismologiques, cependant la géométrie, la raideur et l'amortissement du sol modifient le mouvement de ce dernier sous sollicitations sismiques. Ce mouvement modifié correspond au mouvement en champ libre dont la détermination est complexe.

Le mouvement des fondations est différent du mouvement du sol en champ libre. En effet, sous sollicitations sismiques, la déformation du sol va obliger les pieux et le radier à se déplacer et par conséquent entraîner la structure supportée. Même sans superstructure, le mouvement de la fondation sera différent de celui du sol en champ libre à cause de la différence de rigidité entre le sol d'une part et les pieux et radier d'autre part. Les ondes incidentes sont également reflétées et dispersées par la fondation et les pieux qui en retour développent des moments de flexion. C'est l'interaction cinématique. Le mouvement des fondations génère des oscillations dans la superstructure qui développe des efforts inertiels et des moments à sa base. Ainsi la fondation, les pieux et éventuellement le sol aux alentours subissent des forces dynamiques et des déplacements supplémentaires. C'est le phénomène d'interaction inertielle.

Le moyen le plus radical pour s'affranchir du problème de l'ISS est de considérer que l'ouvrage que l'on cherche à dimensionner est parfaitement encastré dans le sol, cette hypothèse est d'autant plus valable que le sol de fondation est peu déformable vis-à-vis de la structure (Figure 3.1). Les ponts courants, réguliers et faisant l'objet des méthodes de calcul simplifiées sont en général considérés comme parfaitement encastrés dans le sol de fondation.

2.1. Effets de l'ISS

En général, l'ISS entraîne :

- Un allongement de la période de vibration du 1^{er} mode notamment, qui peut provoquer une variation en plus ou en moins de la valeur de l'accélération selon la zone où l'on se situe sur le spectre élastique.
- Un amortissement non négligeable (amortissement radiatif + amortissement propre au matériau-sol) puisque toujours supérieur à celui des matériaux de la structure. Ne pas le prendre en compte conduit à surestimer la réponse.
- Une rotation de la fondation qui peut modifier sensiblement le calcul de la déformée modale et donc la répartition des accélérations sur la hauteur de l'ouvrage.
- Un mouvement du sol à la base de l'ouvrage supposé identique à celui du champ libre ; dans les cas courants cette approximation est considérée comme acceptable.

Pour la majorité des structures usuelles de bâtiments, les effets de l'ISS ont tendances à être bénéfiques puisqu'ils réduisent les moments fléchissant et les efforts tranchants dans les différents éléments de la structure.

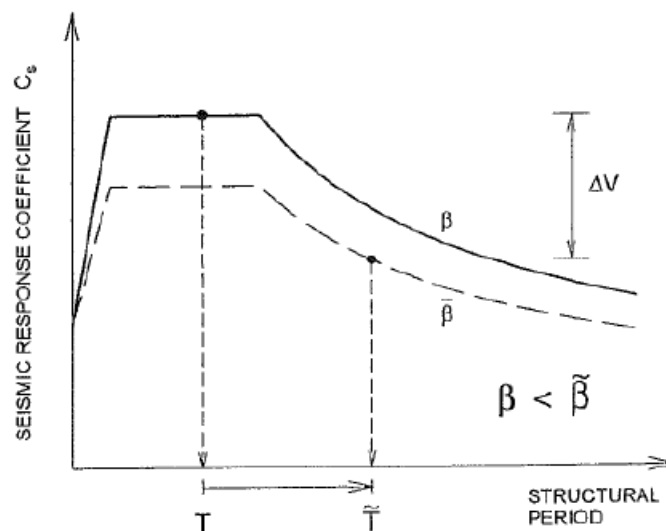


Figure 3.2. Lecture spectrale montrant les effets de la prise en compte de l'ISS

La prise en compte de l'ISS permet en général une réduction des sollicitations par une dissipation au niveau du sol et par une lecture spectrale plus favorable. En effet, on peut voir sur la Figure 3.2 que la prise en compte de l'ISS permet d'augmenter la période propre d'oscillation de la structure ce qui dans la plupart des cas diminue la valeur de la réponse sismique. De plus, sur cette même figure on peut voir qu'avec un amortissement plus important la réponse est également plus faible.

Les effets favorables correspondent en moyenne à une réduction de la réponse de 10 à 12% et à une aggravation de quelques pour cent lorsqu'ils agissent dans un sens défavorable.

2.2. Effets de l'ISS (FEMA-440)

Cette section présente la procédure simplifiée pour la prise en compte des effets d'interaction sol structure d'après la réglementation FEMA 440 (2006). La méthode présentée dans ce document est conçue pour être incluse lors des analyses non-linéaires statiques. On prend en compte:

- l'introduction de flexibilité du système sol-structure.
- les effets de filtrage sur le signal sismique transmis à la structure (interaction cinématique).
- la dissipation d'énergie causée par la radiation des ondes de l'interface vers l'infini et l'amortissement hystérétique du sol (amortissement de la fondation).

Certaines réglementations, notamment le FEMA 440 (2006), ont incorporé des propositions pour la prise en compte de la flexibilité du sol. Ces propositions restent limitées parce qu'elles ne prennent pas en compte les effets sur la modification du signal sismique ou l'amortissement induit par la fondation.

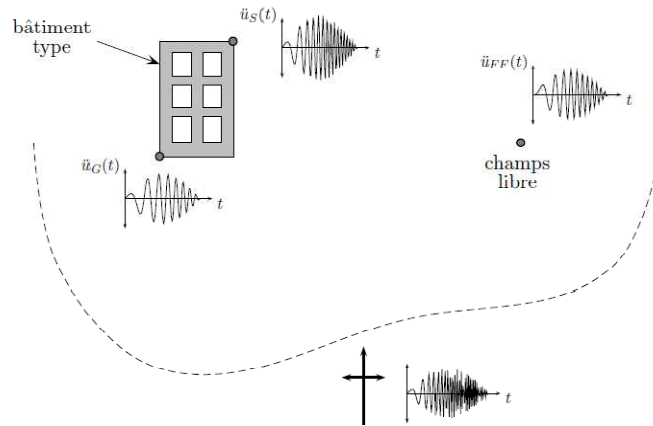


Figure 3.3. Bâtiment soumis à un séisme

L'analyse dynamique classique des ponts suppose une structure de base fixe excitée par le signal sismique de champs libre $\ddot{u}_{FF}(t)$ sur la figure 3.3. Ce mouvement de champs libre est le mouvement sismique trouvé dans un point de la surface du sol suffisamment loin de tout ouvrage.

L'hypothèse d'une base fixe peut être très incorrecte pour des ponts spécialement sensibles aux rotations ou translations de leur fondation.

Parmi les méthodes prenant en compte la flexibilité du sol, la procédure la plus répandue est la méthode de Winkler (lits de ressorts). L'emploi de cette méthode avec le signal du champ libre conduit en général à une évaluation plus précise du comportement le plus probable d'une structure pendant un séisme.

Dans le cas général, les effets d'interaction cinématique peuvent modifier significativement le signal de champs libre. On peut identifier deux phénomènes: l'effet de moyenne sur la fondation et les effets de profondeur. Le mouvement sur chaque point de la surface n'est pas exactement le même, donc le vrai mouvement subit par la fondation de la structure correspond à une certaine moyenne sur tous les points sur lesquels elle est placée. Avec la profondeur le mouvement sismique a tendance à diminuer.

Si la fondation est enterrée, une variation du mouvement avec la profondeur apparaît. Les analyses montrent que ces effets sont très dépendants de la période et ils sont plus significatifs pour des périodes fondamentales courtes. Ces deux effets peuvent être idéalisés comme un filtre sur le signal de champs libre qui produit le mouvement effectif sur la fondation.

Les effets d'amortissement de la fondation apparaissent à cause des déplacements relatifs entre la fondation de la structure et la portion du sol qui l'entoure. L'amortissement additionnel est expliqué par l'énergie rayonnée de l'interface sol-structure vers le sol et par l'amortissement matériel du sol. Cet amortissement fait diminuer les ordonnées spectrales du spectre de demande sismique du signal arrivant sur la structure. Le FEMA 440, propose la combinaison de l'amortissement de la fondation avec celui de la structure pour l'obtention d'un amortissement global corrigé. La prise en compte des effets d'interaction sol-structure sur la méthode d'analyse non-linéaire statique est présentée de façon schématique sur la figure 3.4.

Les détails et les options pour la prise en compte des effets d'interaction sol-structure sont traités par la suite.

- Calcul de la période fondamentale de la structure à base fixe T .
- Calcul d'une période de base flexible \hat{T} approchée (ex. lits de ressorts).
- Incorporation de l'amortissement de la fondation β_{eff} dû à la radiation du système :

$$\beta_0 = \beta_f + \beta_i \quad (3.1)$$

- Correction des ordonnées spectrales du séisme du champ libre pour la prise en compte de l'amortissement par radiation (*FIM*).

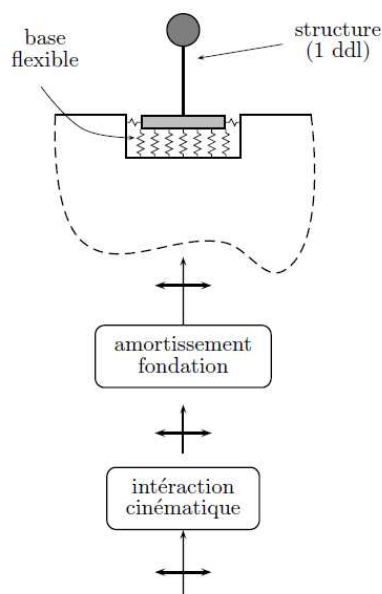


Figure 3.4. Incorporation des effets d'interaction sol-structure

2.2.1. Effets cinématiques.

Les effets d'interaction sol-structure cinématique peuvent être importants pour des périodes courtes ($< 0,5$ s), pour des fondations de taille importante (en surface) ou pour des fondations enterrées de plus de 3m.

On calcule un facteur de modification RRS sur le spectre de réponse du mouvement sismique au champ libre:

1. Calcul de la taille effective de la fondation b_e :

$$b_e = \sqrt{ab} \quad (3.2)$$

Où a et b sont les mesures globales.

2. Evaluation de la modification par effet de moyenne RRS_{bsa} :

$$RRS_{bsa} = 1 - \frac{1}{14100} \left(\frac{b_e}{T}\right)^{1.2} \geq \text{que la valeur pour } T=0.2 \quad (3.3)$$

3. Evaluation de la modification par effet de profondeur RRS_e :

$$RRS_e = \cos\left(\frac{2\pi e}{Tnv_s}\right) \geq \text{que le maximum entre } 0.453 \text{ et la valeur pour } T = 0.2 \quad (3.4)$$

Où e est la profondeur de la fondation en pieds, v_s la vitesse de l'onde de cisaillement sous la fondation en f_t/s et n est un facteur de réduction en fonction de l'accélération maximale à la surface PGA (tableau 3.1).

Pour chaque période T . Ce facteur est appliqué directement aux ordonnées du spectre de réponse du signal de champs libre.

<i>PGA</i>	0.10	0.15	0.20	0.30
<i>n</i>	0.90	0.80	0.70	0.65

Tableau 3.1. Facteur de modification

4. Calcul du facteur de modification total RRS :

$$RRS = RRS_{bsa} \times RRS_e \quad (3.5)$$

2.2.2. Amortissement de la fondation.

Si l'amortissement de la structure de base fixe est noté par β_i (normalement 5%) et l'amortissement du aux effets d'interaction sol-structure par β_f , on calcule un amortissement global qui prend en compte l'amortissement de la fondation β_0 . La variation de β_i à β_0 modifie le spectre de réponse élastique. Les ordonnées du spectre sont modifiées seulement si $\beta_0 > \beta_i$.

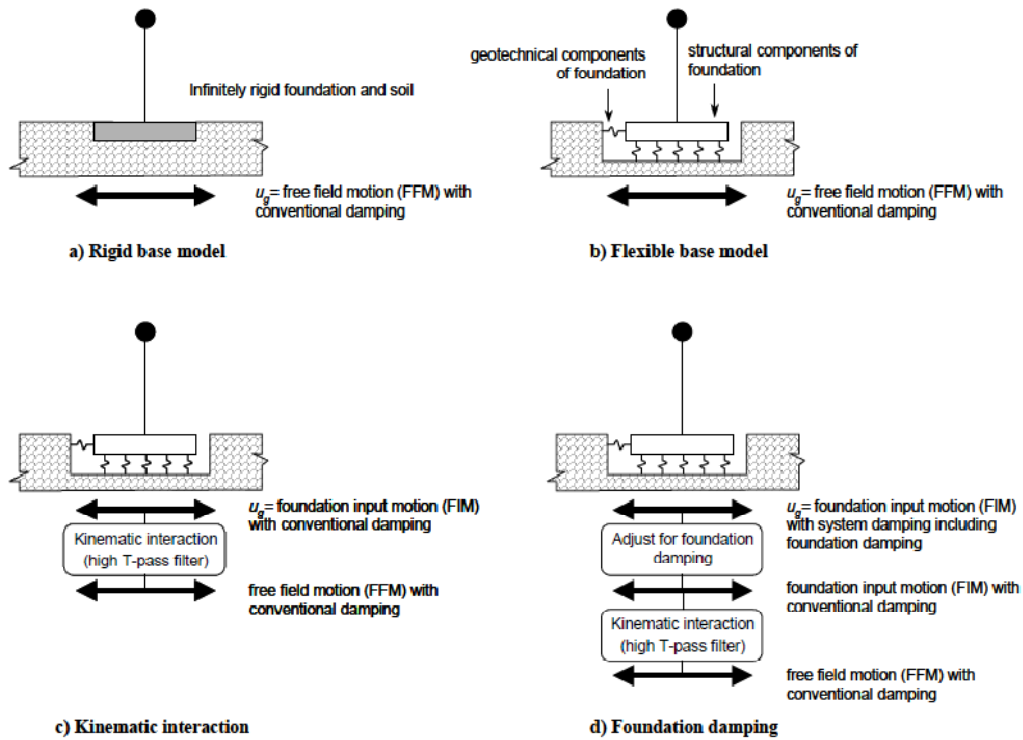


Figure 3.5. Modèles des fondations (FEMA 440)

1. Evaluation de la période fondamentale de la structure à base fixe T et à base flexible \hat{T} , par exemple avec un modèle de lits de ressorts.
2. Calcul de la rigidité effective de base fixe k_{fix}^*

$$k_{fix}^* = M^* \left(\frac{2\pi}{T} \right)^2 \quad (3.6)$$

Où M^* est la masse effective correspondante au premier mode propre de base fixe.

3. Calcul du rayon équivalent de la fondation r_u

$$r_u = \sqrt{\frac{A_f}{\pi}} \quad (3.7)$$

Où A_f est l'aire de la fondation.

4. Evaluation de la rigidité en translation de la fondation k_x , par exemple avec:

$$k_x = \frac{8}{2-\nu} G r_u \quad (3.8)$$

où G est le module de cisaillement et ν le module de Poisson du sol.

5. Calcul de rayon équivalent pour la rotation r_θ selon:

$$k_\theta = \frac{k_{fix}(h^*)^2}{\left(\frac{\hat{T}}{T}\right)^2 - 1 - \frac{k_{fix}}{k_x}} \quad (3.9)$$

$$r_\theta = \left(\frac{3(1-\nu)k_\theta}{8G}\right)^{1/3} \quad (3.10)$$

Où k_θ est la rigidité à la rotation de la fondation et h^* est la hauteur effective de la structure.

6. Evaluation de l'incrément de la période fondamentale effective :

$$\frac{\hat{T}_{eff}}{T_{eff}} = \left[1 + \frac{1}{\mu} \left(\left(\frac{\hat{T}}{T}\right)^2 - 1\right)\right]^{0.5} \quad (3.11)$$

Où μ est la demande de ductilité attendue. Cette valeur doit être vérifiée à la fin de calcul.

7. Calcul de l'amortissement de la fondation :

$$\beta_{eff} = a_1 \left(\frac{\hat{T}_{eff}}{T_{eff}} - 1\right) + a_2 \left(\frac{\hat{T}_{eff}}{T_{eff}} - 1\right)^2 \quad (3.12)$$

Où β_{eff} est en pourcentage et

$$a_1 = c_c \exp\left(4.7 - 1.6 \frac{h}{r_\theta}\right) \quad (3.13)$$

$$a_2 = c_c \left(25 \log \frac{h}{r_\theta} - 16 \right) \quad (3.14)$$

$$c_c = 1.5 \frac{e}{r_u} + 1 \quad (3.15)$$

Les expressions précédentes sont conservatives pour les valeurs de $\frac{\hat{T}_{eff}}{T_{eff}} > 1.5$

8. Evaluation de l'amortissement globale β_0

$$\beta_0 = \beta_f + \frac{\beta_i}{\left(\frac{\hat{T}_{eff}}{T_{eff}} \right)^3} \quad (3.16)$$

9. Calcul du spectre de réponse sismique avec l'amortissement β_0 au lieu de β_i . Si les effets cinématiques sont pris en compte, les ordonnées du spectre doivent être corrigées par le facteur RRS.

CHAPITRE 4

APPPLICATION ET **I**NTERPRETATION DES **R**ESULTATS

Chapitre 4

Applications et Interprétation des Résultats

1. Introduction

Dans ce travail, nous ouvrons une porte à plusieurs questions représentant des points d'équivoque, et il nous semble très intéressant d'essayer de décrypter les relations permettant d'identifier l'effet de certains paramètres sur l'évaluation du point de performance ou par conséquent sur la détermination des demandes sismiques.

Nous proposons, dans ce chapitre, d'analyser certains paramètres susceptibles d'influencer d'une manière explicite ou implicite la demande sismique et les effets de l'interaction sol-structure. L'étude paramétrique est faite en utilisant la méthode de la linéarisation équivalente de FEMA440.

2. Hypothèses tu travail

2.1. Programmes utilisés

L'analyse statique non-linéaire (Pushover), peut être exécutée directement par des programmes comme SAP2000, DRAIN-2DX, IDARC etc. dans ce cas l'analyse passe par plusieurs étapes : modélisation, définition du modèle de chargement, définition des paramètres de non-linéarité, etc.

Le programme utilisé dans le cadre de notre travail pour l'analyse statique non linéaire est le programme SAP 2000 V14, l'analyse Push-over offerte par ce programme est très puissante. Dans le programme SAP 2000 toutes les propriétés non linéaires définissant l'endommagement éventuel de la structure sous l'effet des forces dues au tremblement de terre sont représentées dans les rotules plastiques.

Response2000 «Reinforced Concret Sectional Analysis version 1.0.5», est un programme d'analyse non linéaire des sections en béton armé. Développé à l'université de Toronto, CANADA, par Evan Bentz dans un projet dirigé par le professeur Michael P.Collins en septembre 2001.

Response2000 permet à l'ingénieur d'examiner le comportement des sections des éléments structuraux (poutre, colonne) soumis aux combinaisons arbitraires de l'effort normal, du moment et de l'effort tranchant.

2.2. Lois de comportement (Modèle Elasto Plastique Bilineaire)

Ce modèle est utilisé pour prédire le comportement des éléments qui présentent de très faibles pertes de rigidité et de résistance (éléments barres et éléments fléchis en charpente métallique, sans instabilité élastique). Il est similaire au modèle élasto-plastique parfait à l'exception de la prise en compte du phénomène d'écrouissage dans le domaine plastique (Zacek M, 1997). Le comportement de ce modèle est décrit en deux phases distinctes :

- Une première branche (phase élastique) qui est une droite dont la pente est la rigidité initiale du système k_e .
- Une deuxième branche (phase plastique) qui est idéalisée par une droite dont la pente présente un pourcentage de la rigidité initiale α (%).

La figure (4.1) montre le schéma du modèle bilinéaire.

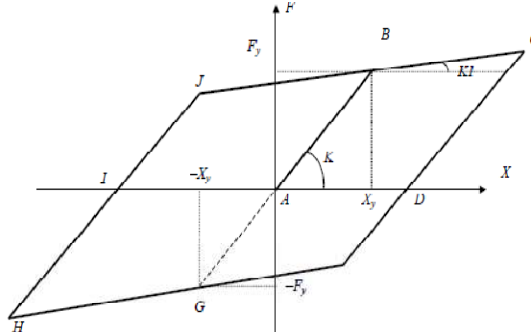


Figure 4.1. Modèle du comportement bilinéaire

Dans la figure 4.1, le point A correspond à l'état déchargé, le point B représente le comportement de l'élément dans l'état élastique et le point C représente l'état ultime.

La droite BC présente une pente α prise comme écrouissage total. Au-delà de point C, la résistance aux charges latérales est habituellement incertaine et ne permet aux éléments que de soutenir les charges de pesanteur.

3. Présentation de l'ouvrage

L'ouvrage étudié est un pont qui se situe dans la wilaya de Chlef. Il est constitué de quatre travées de 33.40m pour celles du centre et deux travées de rive 25.00 m. Le tablier à 10 m de largeur et est béton armé avec une épaisseur 20 cm (Figure 4.2). Il repose sur 6 poutres en béton précontraint qui reposent sur des appareils d'appui en élastomère.

Les piles de sections circulaires de 1.20 m de diamètre ont des hauteurs de 7.00 m et 8.00 m (Figure 4.3). Le ferrailage des armatures longitudinales sont de 24 T 25, le ferrailage transversal, sont des cerces de diamètre T12 avec un espacement de 15 cm. L'ouvrage représente une symétrie longitudinale et transversale et une régularité appropriée.

Le pont appartient au groupe d'usage 2 (RPOA2008), il est implanté dans une zone de forte sismicité (Zone III) et sur un site meuble S3.

Zone sismique	Groupe d'usage	Site
III	2	S3

Tableau 4.1. Données sur le site et groupe d'usage de l'ouvrage.

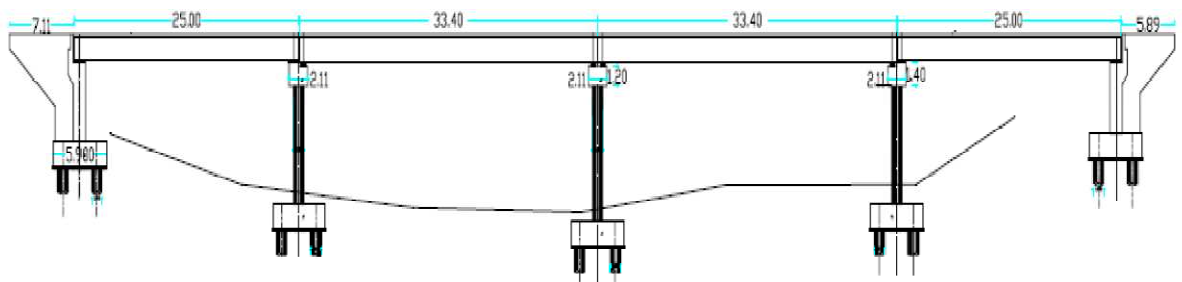


Figure 4.2. Coupe longitudinale.

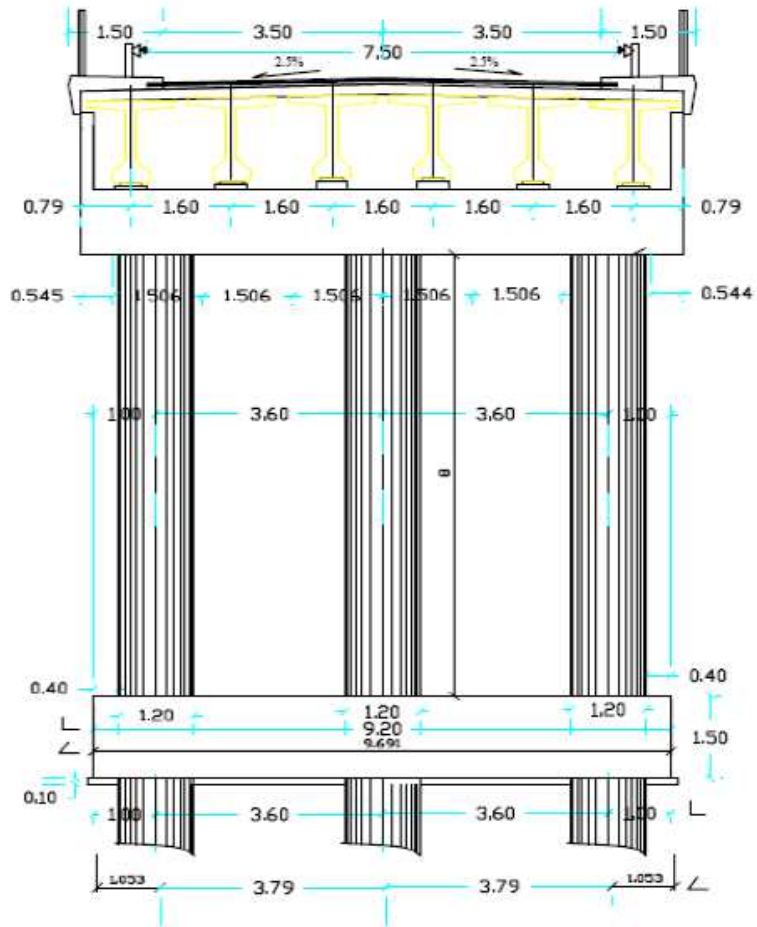


Figure 4.3. Coupe transversale de la pile (hauteur 8m).

3.1. Caractéristiques des matériaux

Les tableaux (4.2) et (4.3) représentent les caractéristiques des matériaux de notre application.

Acier					
f_y (MPa)	f_u (Mpa)	E_S (Mpa)	ϵ_s (10-3)	ρ_s (t/m ³)	ν
435	500	200000	10	7.8	0.3

Tableau 4.2. Caractéristiques des matériaux (Acier).

Béton				
F_c (MPa)	ϵ_u (10-3)	E_c (Mpa)	ρ_b (t/m3)	ν
27	3.5	32300	2.5	0.2

Tableau 4.3. Caractéristiques des matériaux (Béton).

- f_y : Limite élastique d'acier.
- f_u : Limite ultime d'acier.
- E_s : Module de Yong d'acier.
- ρ_s : Poids volumique d'acier.
- ϵ_s : Déformation ultime d'acier.
- F_c : Résistance de béton à la compression.
- ϵ_u : Déformation ultime de béton.
- E_c : Module de Yong de béton.
- ρ_b : Poids volumique de béton.
- ν : Coefficient de poisson.

3.2. Caractéristiques géométriques

Le tableau (4.4) présente les dimensions des sections des piles.

Elément	b(m)	h(m)	d(m)	A (m ²)	I (m ⁴)	A _s (mm ²)	d _b (mm)
Chevêtre	1,2	2,1	-	2,52	0,3038	21604	25
fûts	-	-	1,2	1,13	0,0994	11784	25

Tableau 4.4. Dimensions des sections des piles.

Les résultats de l'analyse non linéaire des sections (M- Φ) obtenus par Response2000 sont représentés ci-dessous pour les deux différentes sections (Chevêtre, fûts).

➤ **Fûts**

La figure (4.4) représente (M- Φ) des sections des fûts :

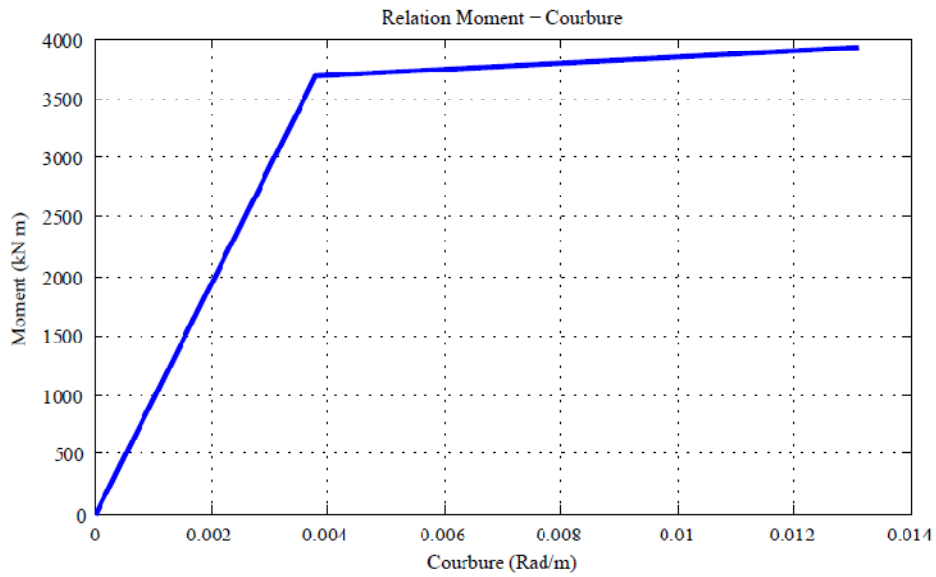


Figure 4.4. Diagramme (Moment – Courbure) des fûts.

➤ **Chevêtre**

La figure (4.5) représente (M- Φ) de sections du chevêtre :

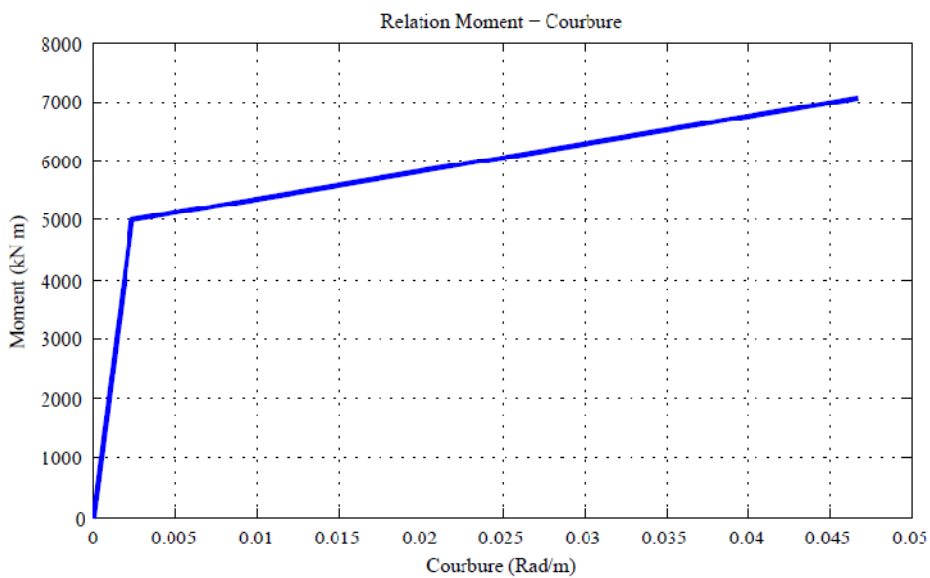


Figure 4.5. Diagramme 'Moment – Courbure' du chevêtre.

4. Evaluation des demandes sismique

4.1. Excitations sismiques spectre du RPOA

L'accélération spectrale du spectre élastique horizontal est donne par la formule ci-dessous. Le spectre de réponse élastique (S_{ae}) pour les deux composantes horizontales est donné en fonction de la période élastique (T) et du taux d'amortissement (ξ) de l'ouvrage par :

$$S_{ae}(T, \xi)_{(m/s^2)} \begin{cases} AgS \left(1 + \frac{T}{T_1} (2,5\eta - 1) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta AgS & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta AgS \left(\frac{T_2}{T} \right) & T_2 \leq T \leq 3,0s \\ 2,5\eta AgS \left(\frac{3T_2}{T^2} \right) & T \geq 3,0s \end{cases}$$

g : accélération de la pesanteur ($9,81 \text{ m/s}^2$)

T_b, T_2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site

S : coefficient de site

A : Coefficient d'accélération

η : facteur de correction de l'amortissement ($\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)}$)

ξ : taux d'amortissement

4.2. Applications (Sans effets ISS)

- 1- Construire le spectre de réponse du séisme à utiliser pour un amortissement initial $\beta_i = 5\%$.

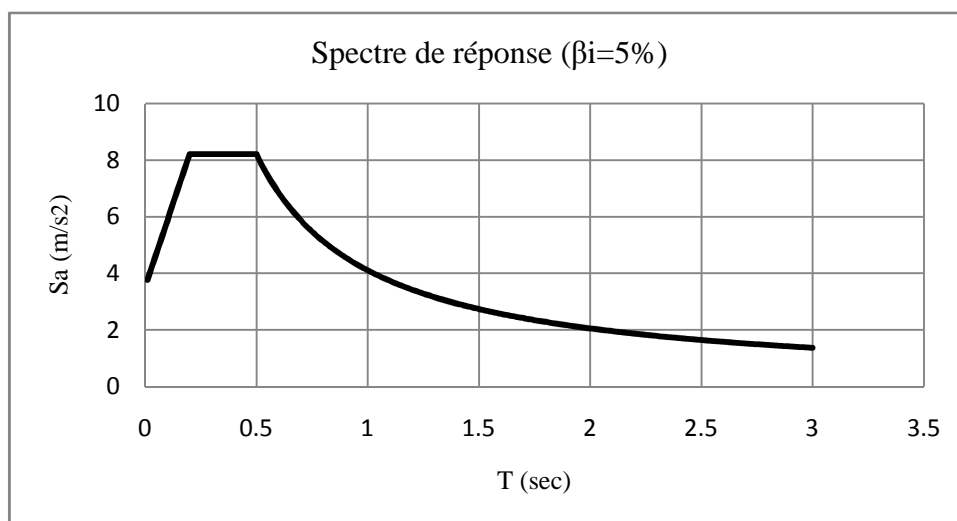


Figure 4.6. Spectre de réponse élastique – composante horizontale - $\beta_i = 5\%$.

- 2- Modifier le spectre sélectionné pour être spécifique afin de faire intervenir les effets de l'interaction sol-structure (ISS). $\beta_i = \beta_0$ (les effets d'interaction sol-structure n'interviennent pas dans le calcul).
- 3- Convertir le spectre sélectionné en format ADRS conformément aux orientations de l'ATC-40. Ce spectre est la demande initiale.

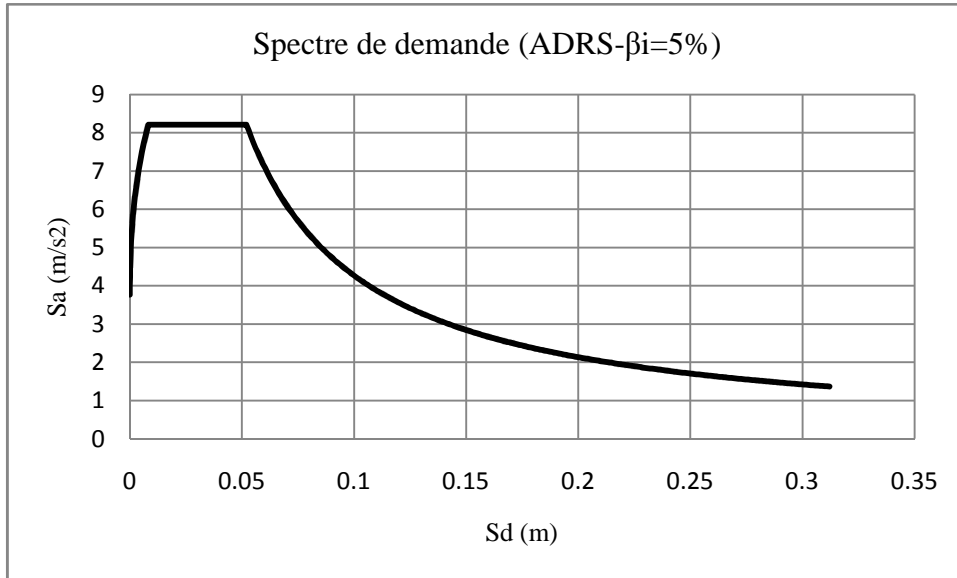


Figure 4.7. Spectre de demande (ADRS Initial)- $\beta_i = 5\%$.

- 4- Développer la courbe de capacité obtenue par l'analyse Pushover et son spectre de demande en format ADRS.

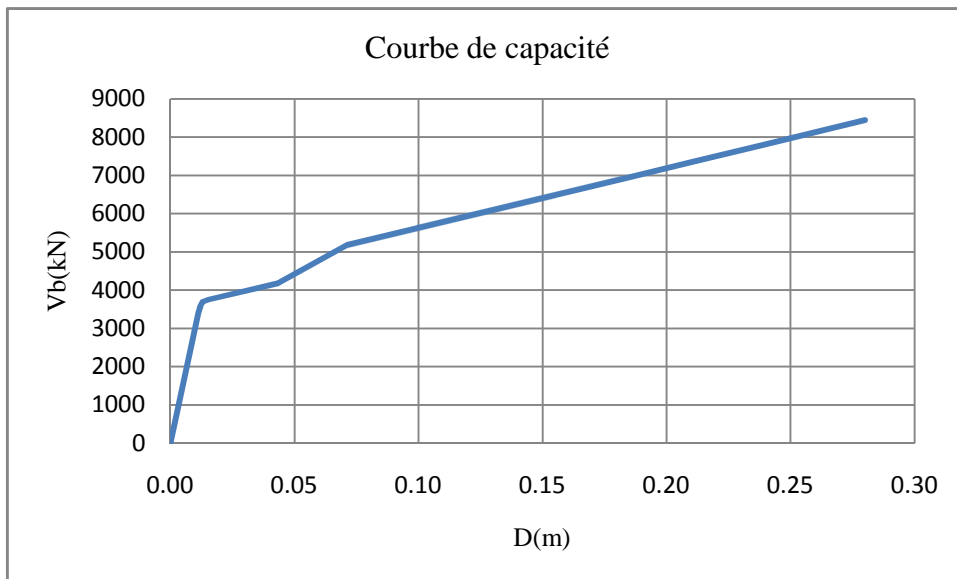


Figure 4.8. Courbe de capacité ($h=8$ m).

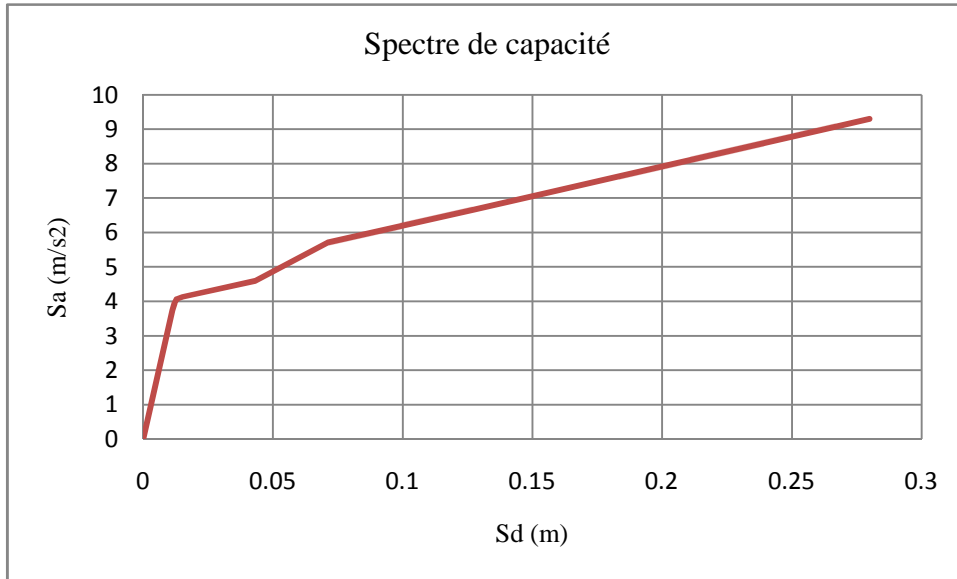


Figure 4.9. Spectre de capacité.

- 5- Sélectionner le point de performance initial (accélération maximale, a_{pi} , et le déplacement, d_{pi}).

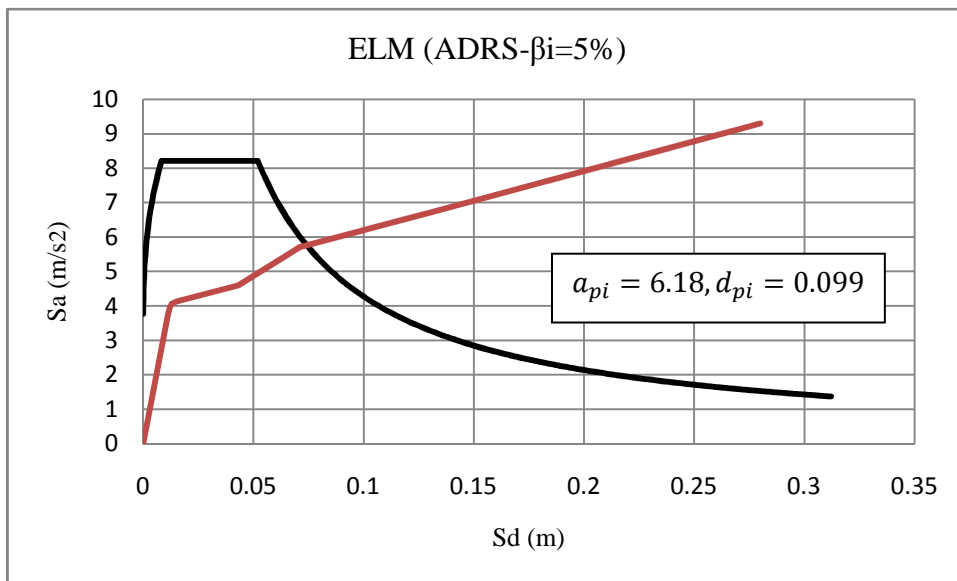


Figure 4.10. ELM (ADRS Initial).

- 6- Développer une représentation bilinéaire du spectre de capacité en conformité avec les procédures de l'ATC-40. Ceci définit la période initiale, T_0 , déplacement de la limite élastique, d_y , et l'accélération de la limite élastique a_y . Notez que ces paramètres peuvent varier pour différentes valeurs de a_{pi} et d_{pi} .

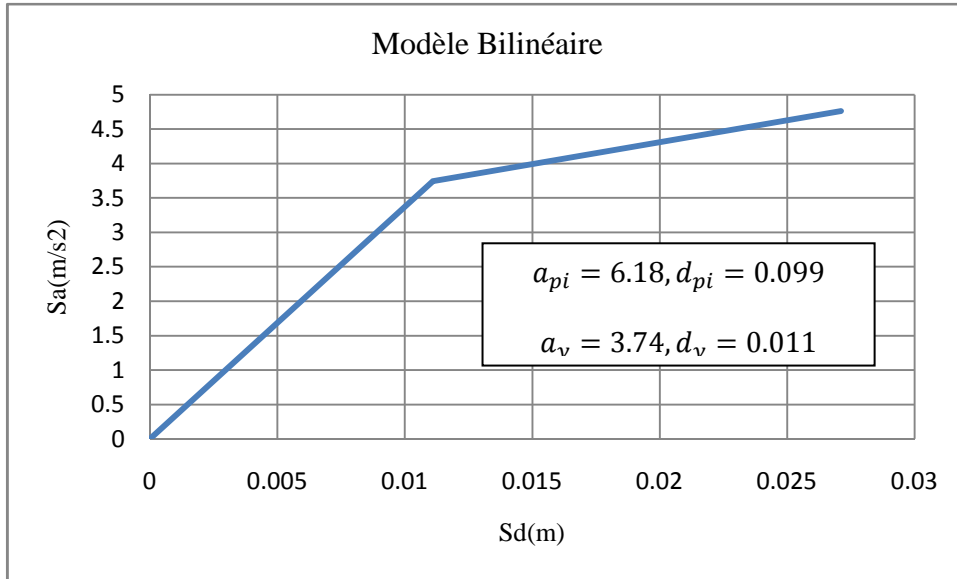


Figure 4.11. Modèle bilinéaire.

7- le rapport d'écroutissage α et la ductilité μ :

$$\alpha = 5\%$$

$$\mu = 9$$

8- Amortissement effectif, β_{eff} et la période effective correspondante, T_{eff} .

$$T_{eff} = \left\{ 0.77 \left[\sqrt{\frac{(9-1)}{1+0.05(9-2)}} - 1 \right] + 1 \right\} 0.33 = 0.69 \text{ sec}$$

$$\beta_{eff} = 22 \left[\frac{0.4(9-1) - 1}{[0.4(9-1)]^2} \right] \left(\frac{0.69}{0.33} \right)^2 + 0.05 = 20.63\%$$

9- Utiliser l'amortissement effectif déterminée à l'étape 8 pour ajuster le spectre initial ADRS au β_{eff} .

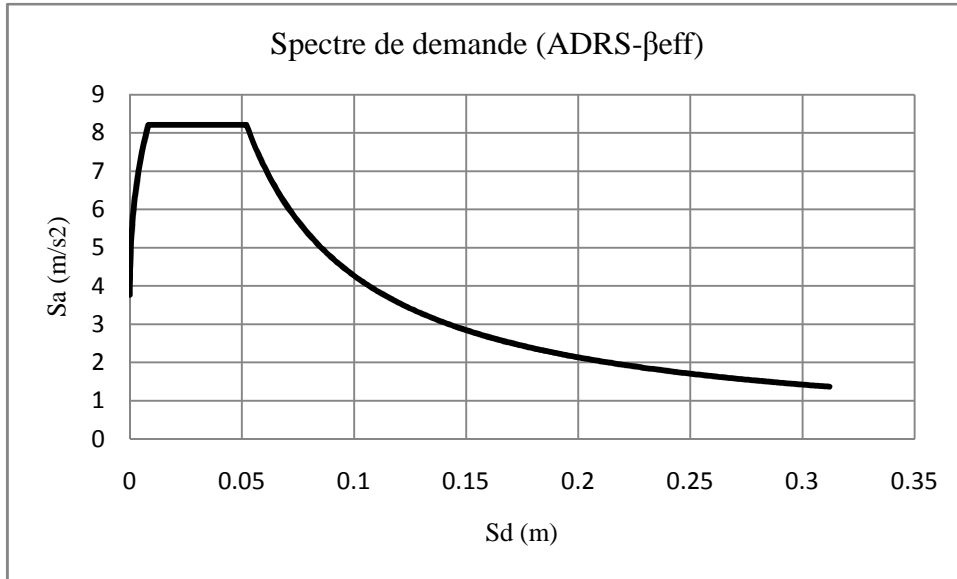


Figure 4.12. Spectre de demande (ADRS)- $\beta_{eff} = 20.63\%$.

10- Déterminer le déplacement maximum calculé à l'étape précédente, d_i , en utilisant l'intersection de la ligne radiale de la période effective, T_{eff} , avec les ADRS pour β_{eff} .

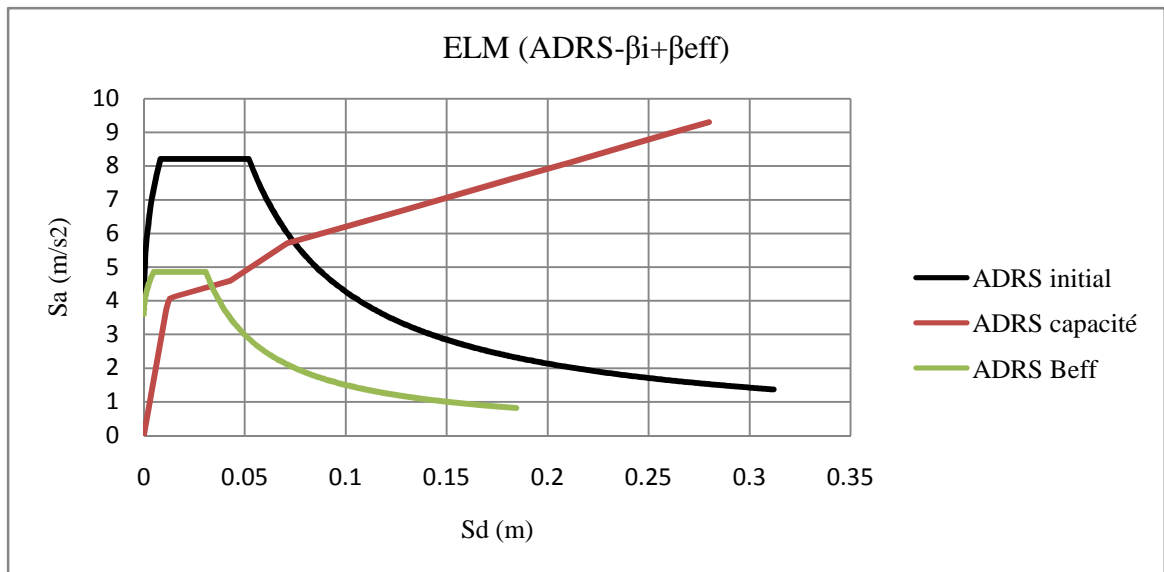


Figure 4.13. Superposition des spectres ADRS.

11- Comparer le déplacement maximum calculé, d_i , avec le déplacement initial (ou précédent). S'il y a pas d'erreurs, donc, d_i est le déplacement du point de performance, sinon répéter les étapes de 5 à 11 en utilisant les nouveaux d_i et a_i .

$$Erreur = \frac{0.099 - 0.027}{0.099} * 100 = 72\%$$

- 1- Représentation bilinéaire du spectre de capacité pour a_{pi} et d_{pi} .

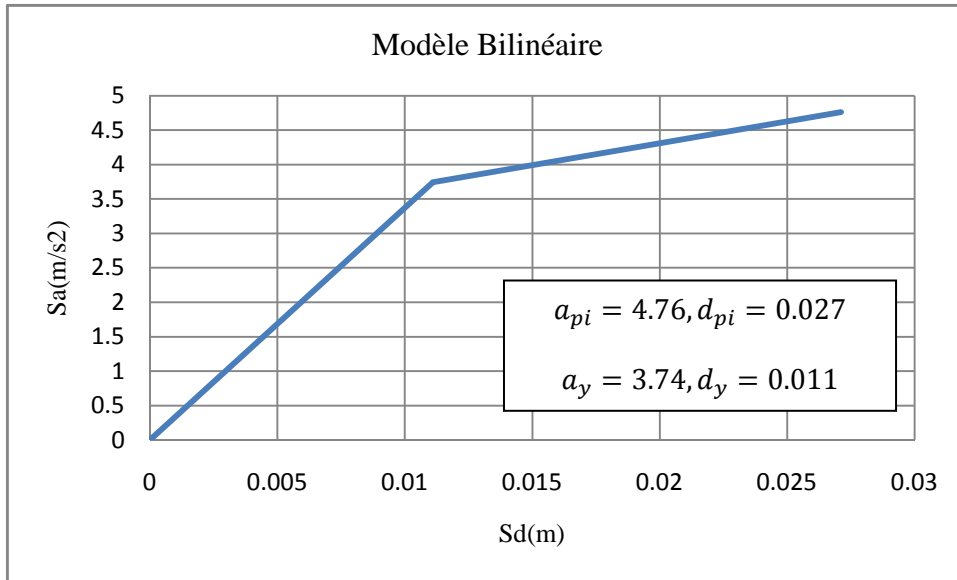


Figure 4.14. Modèle bilinéaire pour le point de performance obtenu.

- 2- le rapport d'écroutissage α et la ductilité μ en utilisant :

$$\alpha = 5\%$$

$$\mu = 2.45$$

- 3- calculer l'amortissement effectif, β_{eff} et la période effective correspondante, T_{eff} .

$$T_{eff} = [0.11(2.45 - 1)^2 - 0.018(2.45 - 1)^3 + 1]0.33 = 0.38sec$$

$$\beta_{eff} = 4.2(2.45 - 1)^2 - 0.83(2.45 - 1)^3 + 0.05 = 0.06$$

- 4- Utiliser l'amortissement effectif déterminée à l'étape 8 pour ajuster le spectre initial ADRS au β_{eff} .

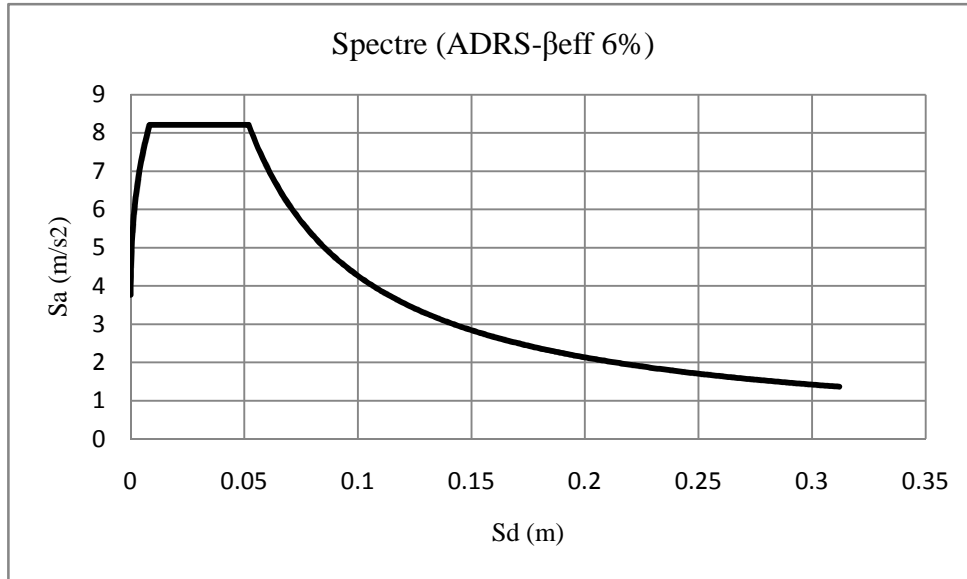


Figure 4.15. Spectre de demande (ADRS $\beta_{eff} = 6\%$).

- 5- Déterminer le déplacement maximum calculé à l'étape précédente, d_i , en utilisant l'intersection de la ligne radiale de la période effective, T_{eff} , avec les ADRS pour β_{eff} . L'accélération maximale estimée, a_i , est celle correspondant à d_i sur la courbe des capacité.

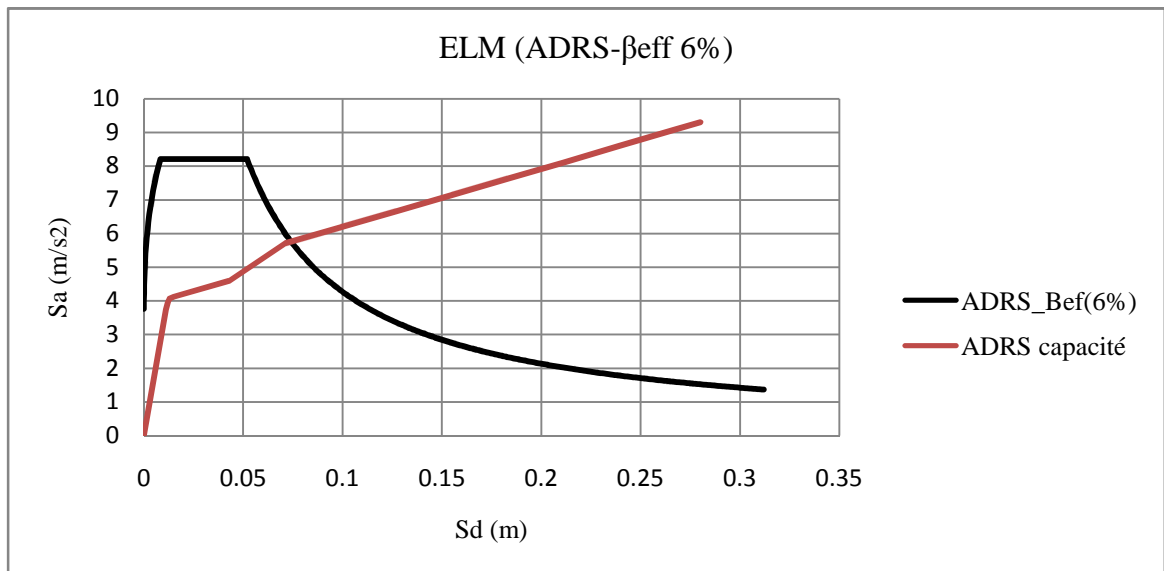


Figure 4.16. Superposition des spectres ADRS.

- 6- Après un processus itératif le point de performance final est de 8.13% d'amortissement pour ($a_{pi} = 5.54, d_{pi} = 0.061$).

4.3. Applications (avec effets ISS)

- 1- Construire le spectre de réponse du séisme à utiliser pour un amortissement initial $\beta_i = 5\%$.

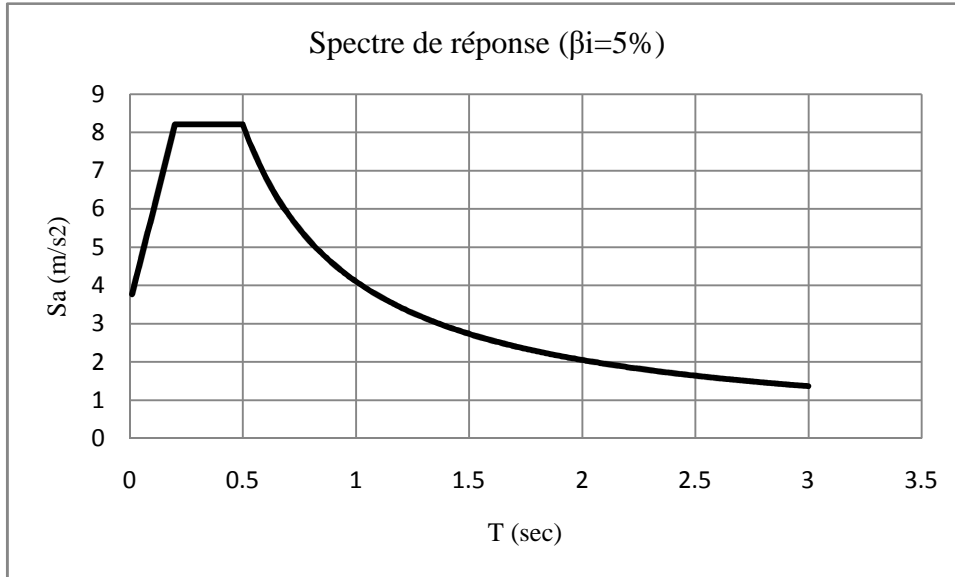


Figure 4.17. Spectre de réponse élastique – composante horizontale - $\beta_i = 5\%$.

- 2- Modifier le spectre sélectionné pour être spécifique afin de faire intervenir les effets de l'interaction sol-structure (ISS).
- L'amortissement de la fondation $\beta_0=7\%$.
 - Effets cinématiques.

Calcul du facteur de modification RRS sur le spectre de réponse du mouvement sismique au champ libre:

Calcul de la taille effective de la fondation b_e :

$$b_e = \sqrt{ab} = 5.40m$$

Evaluation de la modification par effet de moyenne RRS_{bsa} :

$$RRS_{bsa} = 1 - \frac{1}{14100} \left(\frac{b_e}{T}\right)^{1.2} = 0.99$$

Evaluation de la modification par effet de profondeur RRS_e :

$$RRS_e = \cos\left(\frac{2\pi e}{Tnv_s}\right) = 0.453$$

Calcul du facteur de modification total RRS:

$$RRS = RRS_{bsa} \times RRS_e = 0.448$$

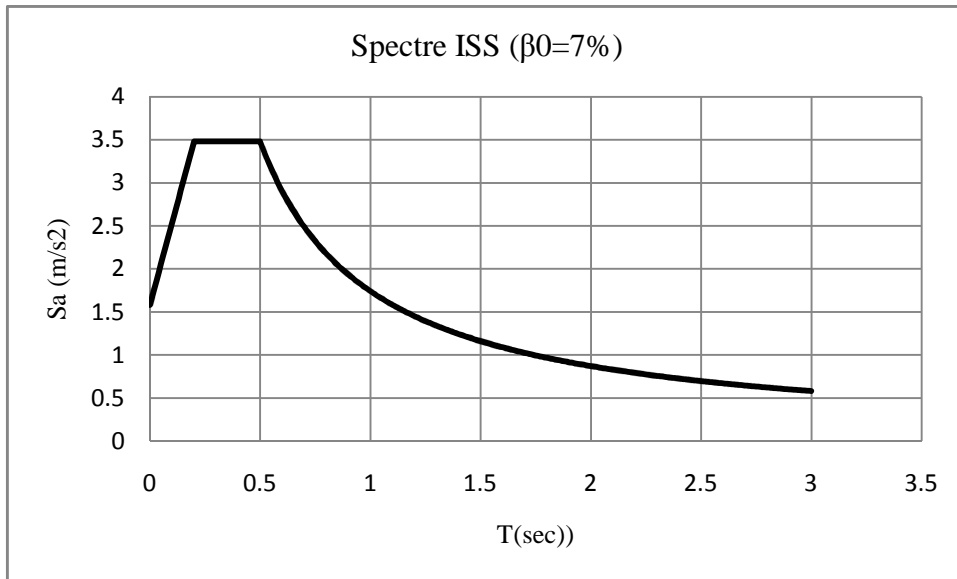


Figure 4.18. Spectre de réponse ISS - $\beta_i = 7\%$.

- 3- Convertir le spectre sélectionné en format ADRS conformément aux orientations de l'ATC-40. Ce spectre est la demande initiale.

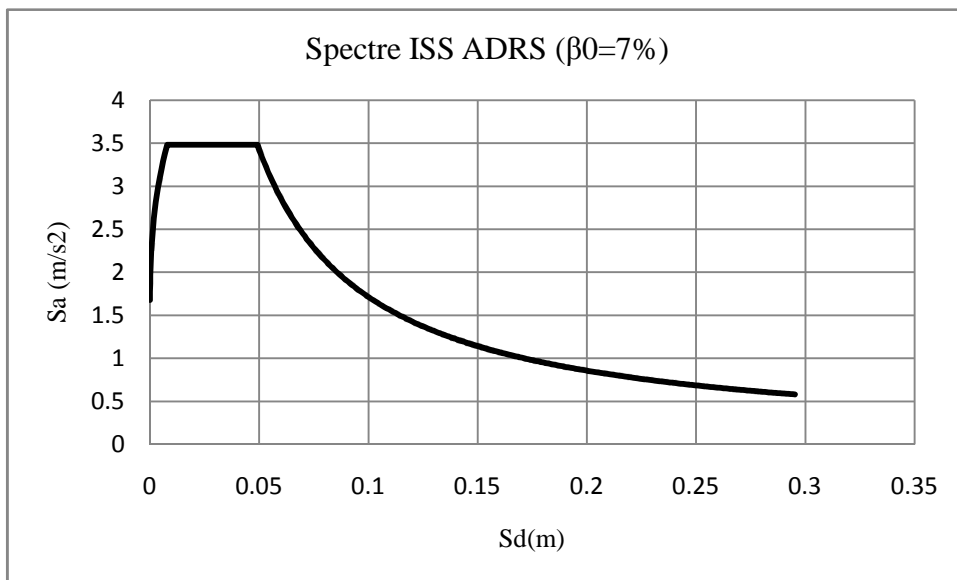


Figure 4.19. Spectre de demande (ADRS ISS - $\beta_i = 7\%$).

4- Développer la courbe de capacité obtenue par l'analyse Pushover.

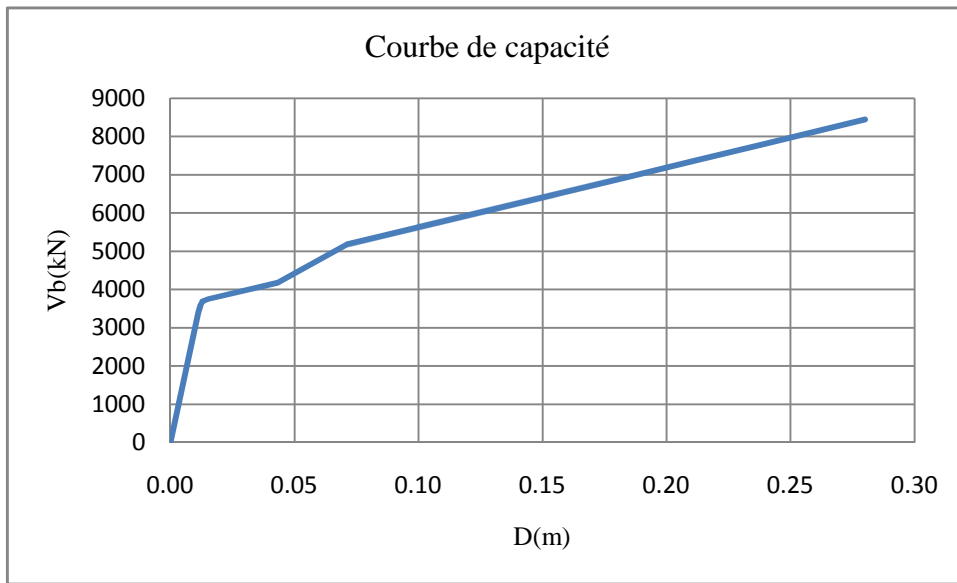


Figure 4.20. Courbe de capacité.

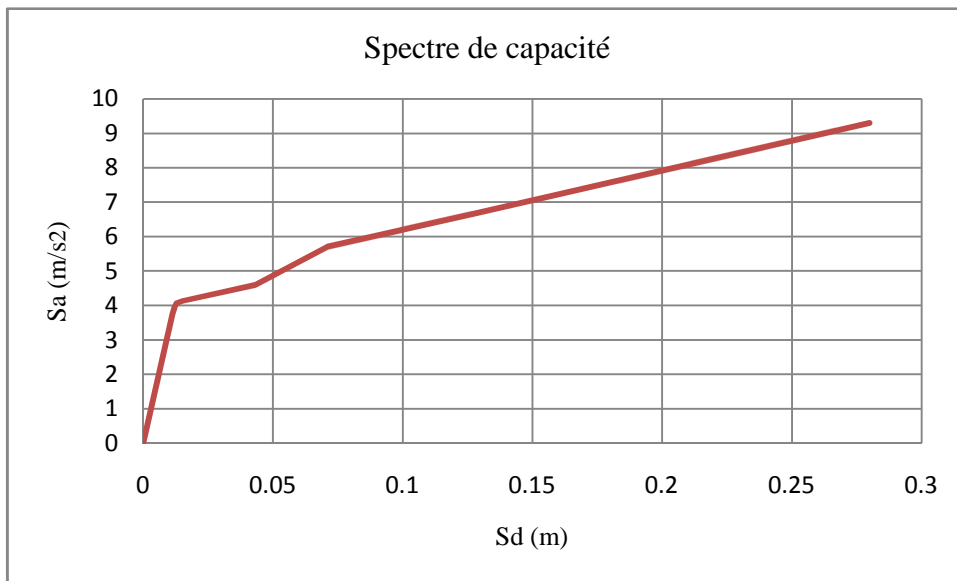


Figure 4.21. Spectre de capacité.

- 5- Sélectionner le point de performance initial (accélération maximale, a_{pi} , et le déplacement, d_{pi}).

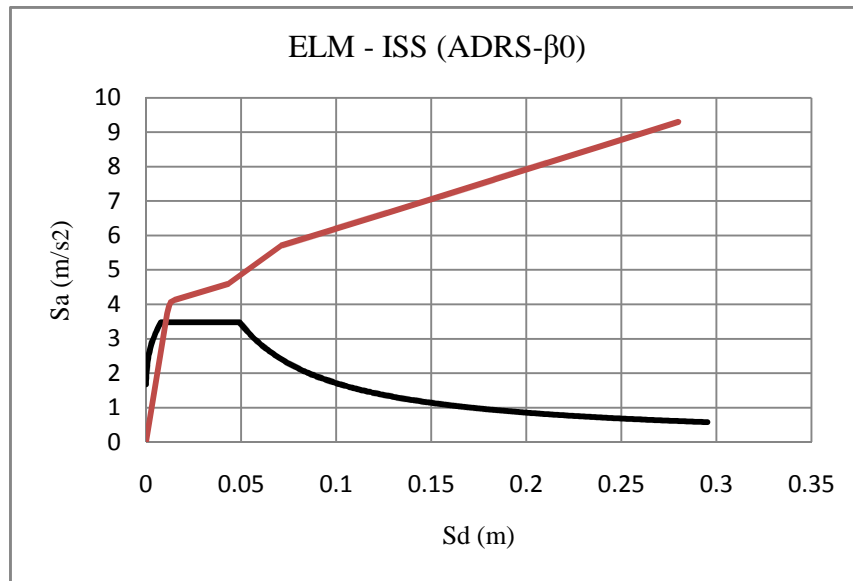


Figure 4.22. Superposition ADRS Initial.

D'après la figure 4.22 le point de performance se localise dans la phase élastique ce qui ne permet pas de compléter le calcul.

5. Etude paramétrique

5.1. Influence de la taille effective de la fondation b_e sur RRS_{bsa}

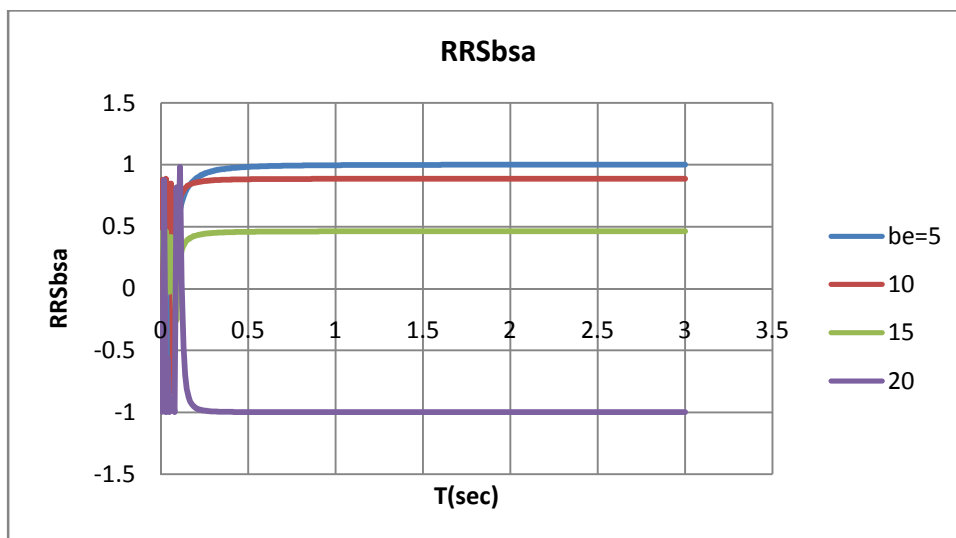


Figure 4.23. Variation de RRS_{bsa} en fonction de b_e .

5.2. Influence de la profondeur $RRSe$

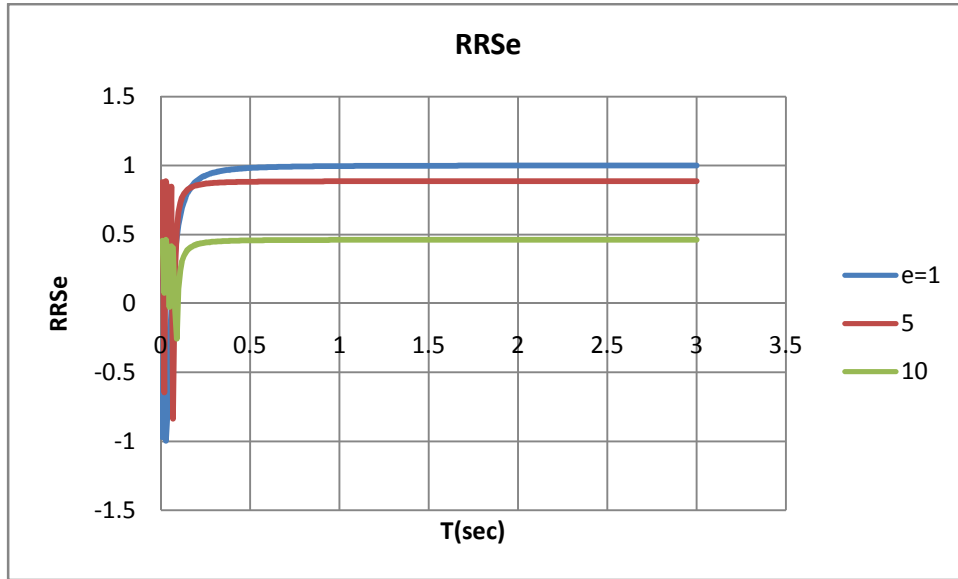


Figure 4.24. Variation de $RRSe$ en fonction de e .

5.3. Groupe de pont

Pour la prise en compte de risque sismique, les ponts sont classés en trois groupes selon le tableau (4.5) :

Groupe de pont	Importance
Groupe 1	Pont stratégique
Groupe 2	Pont important
Groupe 3	Pont d'importance moyenne

Tableau 4.5. Classification des ponts (Source : RPOA. 2008).

La classification des ponts selon leur importance est du ressort du maître d'ouvrage qui doit la faire figurer dans le cahier des charges (RPOA, 2008).

➤ Groupe 1 : Pont stratégique

Ce groupe recouvre les ponts stratégiques devant rester circulaire après avoir subi l'action sismique :

Les ponts dont l'utilisation est primordiale pour les besoins de la sécurité civile, de la défense nationale ainsi que pour le maintien de l'ordre public ;

Les ponts supportant des pistes d'avion appartenant à des aérodromes ;

Les ponts sur itinéraire d'acheminement des secours et de desserte des installations d'importance vitale;

Liaisons ferroviaires.

➤ **Groupe 2 : Pont important**

Les ponts qui franchissent ou longent au moins une des voies terrestres ci-après :

Autoroutes, routes express et voies à grande circulation;

Liaisons assurant la continuité du réseau autoroutier;

Grandes liaisons d'aménagement du territoire;

Les ponts situés dans les emprises des ports commerciaux maritimes;

Les ponts sur itinéraire de desserte des installations de grande importance;

➤ **Groupe 3 : Pont d'importance moyenne**

Les ponts qui ne sont rangés ni en groupe 1 ni en groupe 2.

5.4. Classification des Zones Sismiques

Le territoire national est divisé en cinq zones de sismicité (RPOA2008) :

Zone 0 : négligeable ;

Zone I : faible ;

Zone IIa : moyenne ;

Zone IIb : élevée ;

Zone III : très élevée ;

La figure (4.25) montre le macro zonage règlementaire adopté actuellement en Algérie.

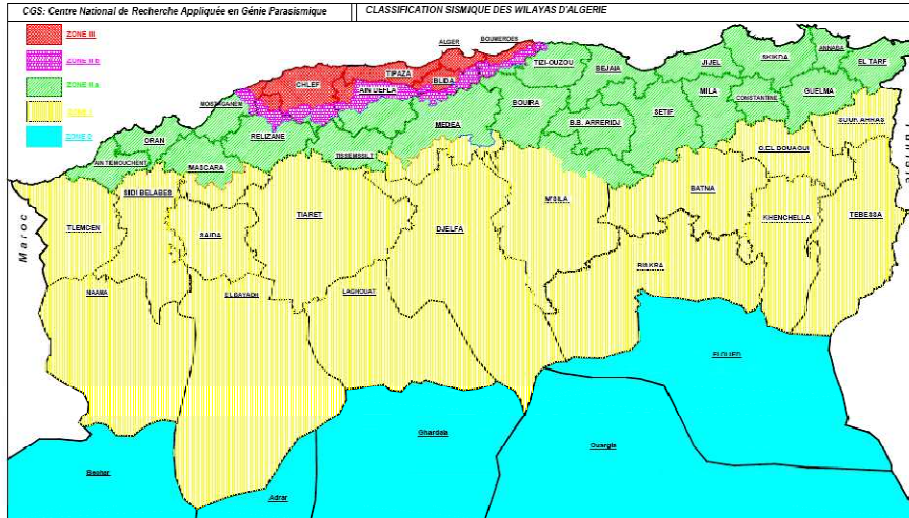


Figure 4.25. Macro zonage selon le RPOA2008.

5.5. Influence de la zone sismique

Pour l'influence de la zone sismique sur le coefficient de comportement, on utilise la pile de 8m de hauteur qui a été utilisée dans la partie précédente avec les caractéristiques suivantes :

- On fixe le groupe de pont (1).
- Site 3 (Site meuble).

On fixe le site et on fait varier la zone sismique pour les quatre zones du RPOA. Zone III, IIb, IIa et I. On obtient les réponses maximales en utilisant la méthode ELM.

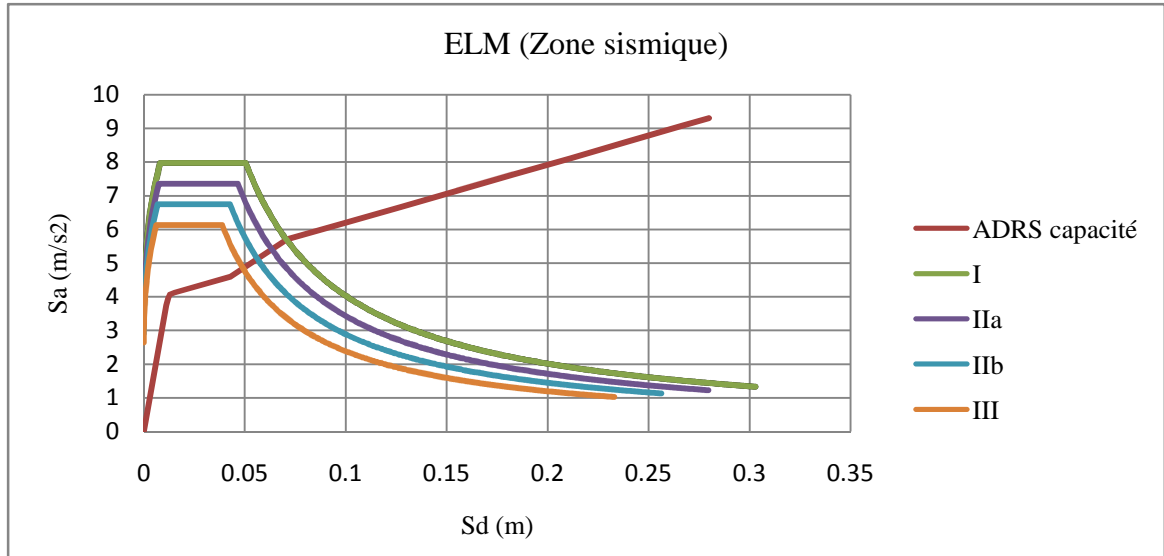


Figure 4.26. Influence de la zone sismique

5.6. Influence du coefficient de site S

Pour l'influence du site sur le coefficient de comportement des piles en béton armé, on utilise l'exemple précédent avec les caractéristiques suivantes :

- Zone sismique III.
- Groupe de pont (2)

On fixe la zone sismique et on fait varier le site pour les quatre sites du RPOA: Site S1, S2, S3 et S4. On obtient les réponses maximales en utilisant le spectre de réponse élastique du RPOA. Les résultats obtenus sont données dans la figure (4.27).

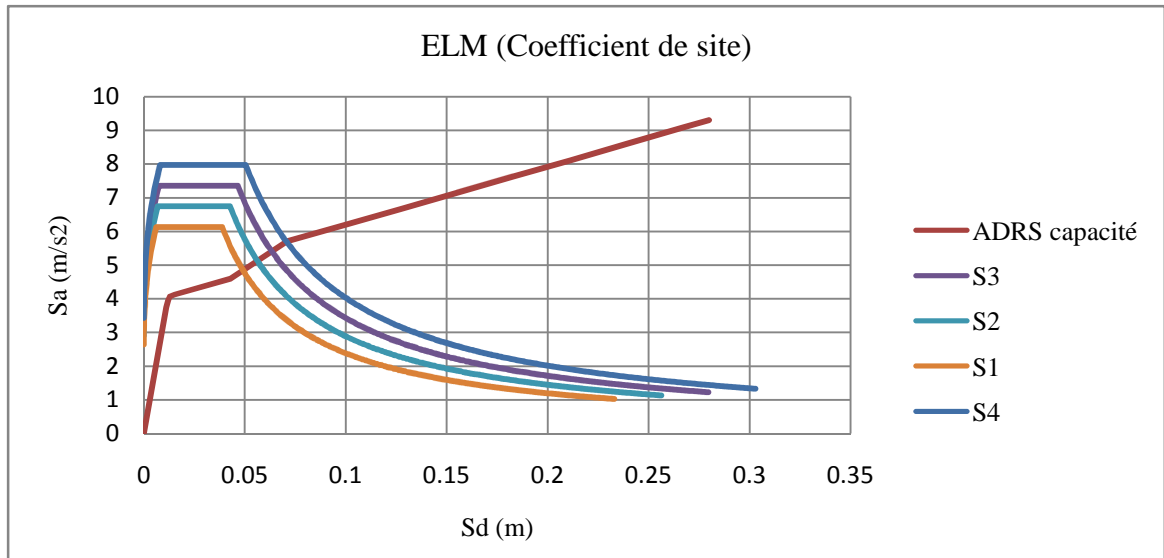


Figure 4.27. Influence de site d'implantation.

5.7. Influence du groupe de pont

Pour l'influence de l'importance du pont sur le coefficient de comportement des piles, on utilise les caractéristiques suivantes :

- Zone sismique III.
- Site S3.

On fixe la zone sismique et le site d'implantation et on fait varier le groupe de pont pour les trois groupes du RPOA: groupe 1, 2 et 3. On obtient les réponses maximales en utilisant le spectre de réponse élastique du RPOA. Les résultats obtenus sont données dans la figure (4.28).

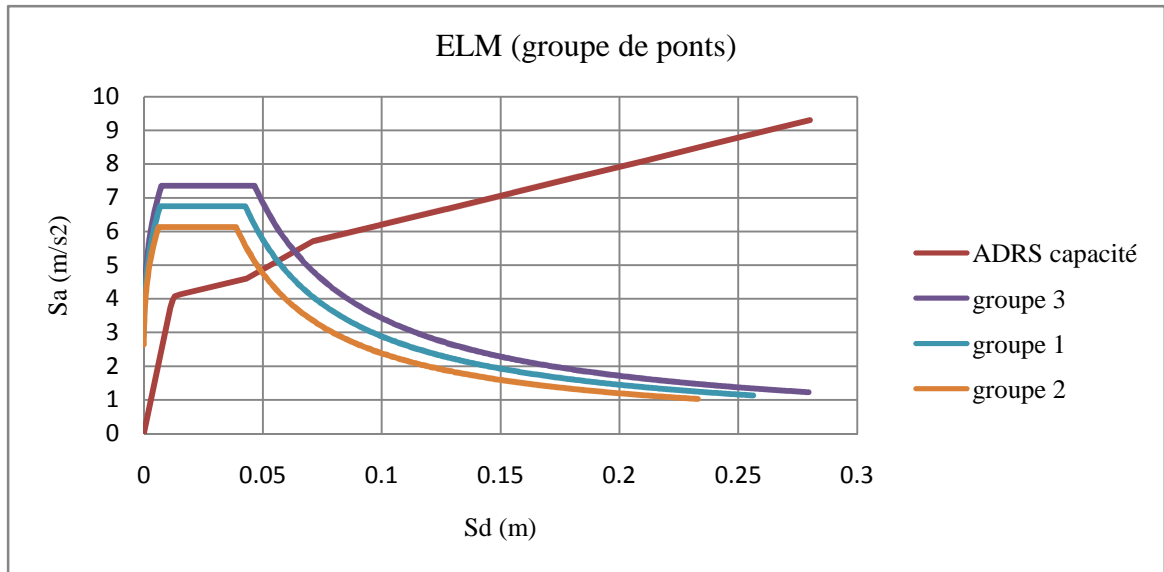


Figure 4.28. Influence de groupe de pont.

5.8. Interprétation des résultats

Cette étude paramétrique, qui ne présente qu'un exemple, permet de voir les variations possibles de la réponse inélastique en utilisant la méthode ELM, et aussi de mieux apprécier la sensibilité des différents paramètres :

D'après les résultats, l'influence de certains paramètres sur la détermination du point de performance, nous permettent de faire les constatations suivantes :

➤ Influence de la zone sismique

Pour la constatation de l'influence de la zone sismique sur la demande sismique, la seule chose qu'on peut tirer c'est les caractéristiques de la zone sismique. Cette remarque nous confirme l'influence des caractéristiques de la zone sismique sur la demande sismique,

c-à-d le niveau minimal de protection sismique accordé à un ouvrage dépend de sa destination et de son importance vis-à-vis des objectifs de protection fixés par la collectivité.

➤ Influence du site

La même chose pour l'influence du site sur la demande sismique, les propriétés mécaniques des sols qui constituent les sites peuvent faire varier la réponse des ouvrages.

➤ **Influence de groupe de pont**

Pour l'influence de groupe de pont sur la demande sismique, l'importance de l'ouvrage a une influence considérable sur la réponse maximale qui a une relation directe avec le coefficient de comportement.

6. Conclusion et interprétation des résultats

Dans ce chapitre, une application est faite en utilisant la méthode ELM avec et sans effets de l'interaction sol-structure. C'est pour cela on a utilisé deux approches (avec et sans ISS) pour atteindre l'objectif visé dans la première étape de notre projet, et la stratégie du travail d'évaluation des demandes sismiques a été basée sur spectres de réponses qui représentent la force sismique qui affecte le niveau de performance ou par d'autre façon l'emplacement des zones dissipatives.

L'étude paramétrique représente un outil efficace pour la détermination de l'influence de certains paramètres sur les effets de l'interaction sol-structure ou par conséquent sur la demande sismique qui est représentée par le spectre de réponse.

Pour notre travail, nous avons choisi trois paramètres essentiels caractérisant la performance des ouvrages qui sont la zone sismique, le type de site et le groupe de pont.

Les dimensions de l'ouvrage à étudier influent directement sur la courbe de capacité et la réponse élastique maximale, le projeteur peut alors modifier ses options de renforcement ou simplement sa conception initiale, selon le niveau de performance souhaité.

Parmi les valeurs influant sur les effets de l'interaction sol-structure, le coefficient RRS_{bsa} représente le facteur le plus déterminant. Pour éviter tout endommagement sismique, on doit pour cela, utiliser un modèle approprié qui prend en compte un niveau de performance de l'ouvrage, et choisir un coefficient de comportement qui lui correspond.

CHAPITRE 5

CONCLUSION ET **R**ECOMMANDATION

Chapitre 5

Conclusion Générale

Le séisme reste l'ennemi numéro un des structures car il représente le phénomène qui a le plus d'effets destructeurs dans les zones urbanisées. Il est malheureusement certain que les tremblements de terre continueront à surprendre l'homme et à cause de l'impossibilité de les prévoir, la seule prévention valable est de construire parasismique car mieux vaut prévenir que guérir, c-à-d, l'art de construire de manière telle que les bâtiments, même endommagés, ne s'effondrent pas.

La solution la plus efficace, mais non pas parfaite, est de préconiser des appuis parasismiques. Malheureusement, elle ne peut être appliquée que pour des bâtisses à risque spécial parce qu'elle est très coûteuse. La proposition la plus convenable est de prévoir le comportement réel ou proche du réel des structures faces aux secousses sismiques en autorisant des incursions dans le domaine plastique sans atteindre l'effondrement. Mais cette dernière tâche exige la maîtrise du comportement des structures et les caractéristiques essentielles qui le déterminent. Le paramètre le plus important pour le dimensionnement des structures est le niveau de performance, car comme son nom l'indique, il caractérise le niveau de souplesse ou de rigidité de l'ossature. Ce paramètre représente en réalité la demande en déplacement inélastique autrement dit la demande sismique.

Dans ce travail de recherche, nous avons étudié la méthode ELM "Equivalent Linearization Method" et comme premier objectif l'application de cette méthode pour les ponts algériens.

La méthode ELM avec ISS permet une compréhension du comportement sismique d'un ouvrage de génie civil dans le domaine post-élastique où l'évaluation des capacités et des limites de déformation du système principal de contreventement est primordial. Toutefois cette méthode reste limitée aux points suivants :

- Ouvrages réguliers ayant un mode fondamental de réponse par direction horizontale,
- L'étude se fait par direction,
- L'interaction sol – structure est limitée,

Par ailleurs, elle s'applique, en particulier, à des bâtiments à ossature autostable ou contreventés par des voiles. De plus, la méthode ELM basée sur la notion que la déformation d'un système non-élastique peut être estimée par une méthode itérative exige une analyse des

systemes linéaires équivalents, Enfin, une étude paramétrique a été menée pour les facteurs susceptibles d'influencer la demande sismique, tels que la zone sismique, le site d'implantation et le groupe de pont.

Références Bibliographiques

- 1) AFPS, 2006 « **Méthodes en déplacement : principe – codification – application** », Avril 2006. Association française du génie parasismique, cahier technique AFPS N° 26.
- 2) Applied Technology Council (1996), “**Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings**”, ATC-40, Volume 1 and 2, Report No. SSC 96-01, Seismic Safety Commission, Redwood City, CA.
- 3) Benjeddou Mounira et Bensafi Amina, 2011 « **Evaluation de la performance et analyse du comportement non linéaire des piles de pont soumises à une action sismique** », Mémoire du fin d'étude, ENTP Ecole nationale des travaux publics Alger, juin 2011.
- 4) Cheikh Benazouz et Khelfi Mebarek, 2006 « **Calcul de la ductilité globale de certaines structures et comparaison avec le coefficient de comportement du RPA** », Mémoire du fin d'étude, ENTP Ecole nationale des travaux publics Alger, juin 2006.
- 5) Cheikh Benazouz , 2009 «**Evaluation des performances sismiques des ossatures en béton arme par la méthode PBSD (performance based seismic design) basée sur l'analyse statique non – linéaire**», Mémoire de magister, ENSTP Ecole nationale supérieure des travaux publics Alger, mai 2009.
- 6) Cheikh Benazouz , 2013 «**Développement d'une nouvelle méthode d'évaluation de la demande sismique et des déformations inélastiques pour la conception et la vérification des structures**», Thèse de Doctorat en Sciences, ENSTP Ecole nationale supérieure des travaux publics Alger, mai 2013.
- 7) Chopra Anil. K, 2000 ”**Dynamics of Structures Theory and Applications to Earthquake Engineering** “, New Jersey, Prentice Hall, Second Edition, 2000.
- 8) Chopra Anil. K, Goel Rakesh. K, 1999 “**Capacity-Demand-Diagram Methods for Estimating Seismic Deformation of Inelastic Structures: SDF Systems**”, PEER, Pacific Earthquake Engineering Center, University of California, Berkeley PEER 1999/02, April 1999.
- 9) Dazio Alessandro « **Capacité portante des constructions en BA**, traduction Xavier Mittaz, ENAC-IS-IMAC, EPFL.
- 10) Document SETRA, 2003 «**Service d'Etudes Techniques des Routes et Autoroutes**» n° 43– Septembre 2003.
- 11) Farzad N, Bhatia H et ROY Lobo. M., “**Perfomance-based seismic engineering**”, Seismic Design Handbook, 2000

- 12) Federal Emergency Management Agency (1997), “**NEHRP Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings**”, FEMA-273, Washington, D.C.
- 13) Hamburger Ronald. O, “**Development of next-generation performance-based seismic design guidelines**”, Performance-based seismic design concepts and implementation proceedings of an international workshop, Bled, Slovenia, June 28, July 1, 2004, Edited by Peter Fajfar and Helmut Krawinkler.
- 14) Krawinkler Helmut et autres, 1998 “**Pros and cons analysis of seismic evaluation**”, Engineering Structures, Vol. 20, Nos 4-6, pp. 452-464, Elsevier Science Ltd.
- 15) Krawinkler Helmut, “**Advancing Performance-Based Earthquake Engineering**”, PEER, California, February 11, 2000
- 16) Krawinkler Helmut, 2005 “**Pushover analysis: why, how, when, and when not to use it**”, structural engineers association of California, Stanford University, Stanford. California.
- 17) Mouroux. P « **la méthode du point de performance (ATC-40) principes de base et utilisation pratique, application à un bâtiment existant, les projets HAZUS et RISK-UE** », PM-gr / 02-55. Aménagement et risques naturels.
- 18) Moehle, J.P., Eberhard, M.O, 2000 «**Chapter 34, Earthquake Damage to Bridges, Bridge Engineering Handbook**» 2000.
- 19) Olivier GERMAIN, 2006 «**Contribution à l’Analyse du Comportement et au Dimensionnement des Colonnes Elancées en Béton Arme**» Thèse de doctorat 2006.
- 20) Priestley, Seible, Calvi «**Seismic Design and Retrofit of Bridges**» New York : Wiley 1996 .
- 21) Priestley and Paulay «**Seismic Design of Reinforced concrete and masonry buildings**», 1992
- 22) Programme Response2000 «**Reinforced Concret Sectional Analysis version 1.0.5**», par Evan Bentz développé à l’université de Toronto dans un projet dirigé par le professeur
- 23) Michael P.Collins septembre 2001.
- 24) RPOA 2008 «**Règles Parasismiques Applicables au domaine des Ouvrages d’Art**» 2008.
- 25) Oguz Sermin, 2005 « **Evaluation of Pushover analysis procedures for frame structures** », a thesis submitted to the graduate school of natural and applied sciences of Middle East technical university.
- 26) Sigmund. A. Freeman « **The capacity spectrum method as a tool for seismic design** ».
- 27) Saidi AHCEN et Mechrouh Amine, 2012 « **Investigation numérique sur la contribution des isolateurs sismiques dans la réduction des demandes sismiques sur les ponts** », Mémoire du fin d’étude, ENTP Ecole nationale des travaux publics Alger, juin 2012.