

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



**Ecole Nationale Supérieure  
des Travaux Publics**

المدرسة الوطنية العليا للأشغال العمومية

Code : .....

# Projet de Fin d'Études

*Pour l'Obtention du Diplôme  
d'Ingénieur d'Etat des Travaux Publics*

## Thème

**Investigation Numérique sur la Contribution  
des Isolateurs Sismiques dans la Réduction  
des Demandes Sismiques sur les Ponts**

*Encadré par :*

**Mr CHEIKH Benazouz**

*(Attaché de Recherche, CGS*

*Maître Assistant, ENSTP)*

*Présenté par :*

**SAIDI Ahcene**

**MECHEROUH Amine Hamza**

**Promotion 2012**

*Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics. Garidi. Kouba.*

# *REMERCIEMENTS*

*Gratitude, Grâce et Remerciements à ALLAH pour la force et le courage qui nous a donnés pour la réalisation de ce travail.*

*Remercions également nos familles pour le sacrifice qu'ils nous ont apporté durant notre longue scolarité.*

*On a eu l'honneur d'être encadré par Mr. CHEIKH BEN AZOUZ, Attaché de Recherche CGS, Maître Assistant ENSTP. On tient à vous remercier monsieur pour la proposition de ce sujet d'actualité et on vous remercie également monsieur pour votre confiance et pour votre effort pour achever ce travail, qu'à travers lui on a pu enrichir nos connaissances dans le domaine vaste de la recherche en travaux publics.*

*Enfin, Exprimons notre gratitude et remerciements à tous les enseignants de la 1<sup>er</sup> à la 5<sup>ème</sup> année, à la direction de l'école, ainsi à tout le personnel de l'ENSTP.*

*Amine et Ahcene*

## *Dédicace*

*Rien n'est aussi beau à offrir que le fruit d'un labeur qu'on dédie du fond du cœur à ceux qu'on aime et qu'on remercie en exprimant la gratitude et la reconnaissance durant toute notre existence.*

*Je dédie ce modeste travail :*

*À mon très cher père Hamza qui a veillé sur moi pendant toute ma vie et pour ses encouragements et son soutien.*

*À ma très chère mère Fatima qui je ne saurais jamais remercier assez pour le sacrifice qu'elle a consentie pour moi, ainsi que chaque instant de bonheur qu'elle m'a procuré.*

*À toute la famille Saidi et la famille Tchernankova*

*À mes chers frères Mustapha et Hocine*

*À ma très chère sœur Sarah.*

*À mon cher binôme Mecherouh Amine Hamza*

*À mes camarades Asma, Amina, Soumia, Nada, Zaki, Omar, Khelifa, Yacine, Wail, Boubaker, Rafik.*

*À mes amis Lyes, Feras, Nounou, Djaber, Walid, Hicham, Joti,*

*Dagri.....*

*Aussi à monsieur Kadi Djaafer*

*Et à toute la promotion (2012).*

*Saidi Athcène*

# *Dédicaces*

*Je dédie ce modeste et précieux travail*

*A.....*

*Mon très chère Père pour son soutien permanent*

*Ma très chère Mère*

*Mes Frères et Sœurs*

*Toute la famille, mes oncles, mes tantes, cousins et cousines*

*Tous mes ami(e)s sans exception*

*Sans oublier bien évidemment mes adorables petits*

*coquins : Ania, Djed et Mehdi*

*MECHEROUH Amine Hamza*

# Sommaire

	<b>Page</b>
<b>Chapitre 1 : INTRODUCTION GENERALE</b>	<b>1</b>
<b>Chapitre 2 : NOTIONS DE BASE, MODELISATION ET ANALYSE DES ISOLATEURS SISMIQUES</b>	
2.1 Introduction	3
2.2 Concepts de base	4
2.3 Réponse dynamique structurelle	5
2.4 Modélisation des piles de pont avec isolateurs sismique	7
2.5 Effet de la dissipation de l'énergie sur la Réponse dynamique structural	8
<b>2.6 Conclusion</b>	<b>10</b>
<b>Chapitre 3 : ISOLATEURS SISMIQUES ET DISPOSITIFS DE DISSIPATION D'ENERGIE</b>	
3.1 Introduction	11
3.2 Isolations sismiques	12
3.2.1 Isolateur en élastomère	12
3.2.2 Isolateurs glissant	13
3.2.3 Amortisseurs à fluide visqueux	16
3.2.4 Amortisseurs viscoélastiques	17
3.3 Conclusion	19
<b>Chapitre 4 : METHODOLOGIE D'EVALUATION DES DEMANDES SISMIQUE</b>	
4.1 Introduction	20
4.2 Non linéarités des matériaux	21
4.2.1 Lois de comportement des matériaux	21
4.3 Comportement non linéaire des sections en béton armé	23
4.3.1 Modèles de comportement non linéaire	23
4.3.2 Analyse non linéaire des sections en béton armé	25
4.3.2.1 Lois de comportement des sections	25
4.3.2.2 Courbe d'interaction M-N	26

4.3.2.3 Rotules plastiques	26
4.4 Analyse non linéaire des ossatures	30
4.4.1 Définition de l'analyse Pushover	30
4.4.2 But de l'analyse Pushover	30
4.4.3 Limitations de l'analyse Pushover	31
4.5 Méthode de spectre de capacité (CSM)	32
4.5 Système linéaire équivalent	35
4.6 Conclusion	40

## **Chapitre 5 : ANALYSE NON LINEAIRE DES PILES SANS ISOLATEURS SISMIQUES**

5.4 Introduction	41
5.5 Evaluation de la capacité des piles à dissiper de l'énergie	42
5.2.1 Programmes utilisés	42
5.2.2 Lois de comportement (Rotules non linéaires)	43
5.2.3 Présentation de l'ouvrage	44
5.2.4 Analyse non linéaire des sections en béton armé	45
5.2.5 Analyse modale	50
5.5.2 Analyse statique non linéaire (Pushover)	51
5.3 Evaluation des demandes sismiques	59
5.5.3 Excitations sismiques	59
5.3.1 Point de performance des piles sans isolation sismique	62
5.4 Présentation des résultats	81
5.4.1 Les diagrammes des moments M et des efforts tranchants T	81
5.4.2 Tableau de comparaison des points de performances des deux piles	83
5.4.3 Comparaison en histogrammes des résultats obtenus aux points de performance des deux piles	84
5.5 Conclusion et interprétation des résultats	88

## **Chapitre 6 : ANALYSE NON LINEAIRE DU PONT AVEC ISOLATEURS SISMIQUES**

6.1 Introduction	91
6.2 Dimensionnement de l'appui parasismique en Elastomère Fretté	92
6.3 Loi de comportement de l'appui	98
6.4 Analyse modale	100
6.5 Analyse statique non linéaire (Pushover)	100
6.6 Point de performance du pont avec isolation sismique	102
6.7 Comparaison des résultats obtenus avant et après l'isolation	106

6.8	Présentation des résultats	107
6.8.1	Comparaison en histogrammes des deux approches du système isolé	107
6.8.2	Tableau de comparaison des résultats aux points de performance des deux systèmes	109
6.8.3	Comparaison en histogramme des résultats aux points de performances des deux systèmes	110
6.9	Conclusion et interprétation des résultats	112
	<b>Chapitre 6 : CONCLUSION GENERALE</b>	<b>114</b>
	<b>ANNEXE</b>	<b>116</b>
	Annexe A	116
	Annexe B	123
	Annexe C	131
	Annexe D	152
	<b>REFERENCES</b>	<b>160</b>

# Liste des figures

Figure 2.1 Exemple de spectre de conception

Figure 2.2 Réduction des accélérations sur les niveaux de la structure isolée

Figure 2.3 Accélerogramme du séisme d'El Centro 1940

Figure. 2.4 Accélération en fonction d'amortissement

Figure 2.5. Système SDOF conventionnel

Figure 2.6. Système SDOF avec un isolateur sismique

Figure. 2.7. Courbe d'hystérésis pour un appareil de dissipation d'énergie générique.

Figure 3.1 : Schéma isolateur élastomérique avec noyau de plomb

Figure 3.2. Construction typique d'un système d'isolation par glissement FPI

Figure 3.3 Base principale d'opération de FPI

Figure 3.4 la construction typique d'un périphérique de Taylor de l'amortisseur à un fluide visqueux

Figure 3.5 Dimensions d'un amortisseur visqueux

Figure 3.6 Amortisseur viscoélastique typique

Figure. 3.7 Courbe d'hystérésis typique d'un amortisseur viscoélastique.

Figure.4.1 Disposition des différents matériaux d'une section carrée

Figure.4.2 Model de Mander pour le béton confiné et non confiné

Figure.4.3 Diagramme « contrainte-déformation » de l'acier

Figure.4.4. Modèle de comportement élasto – plastique parfait

Figure.4.5. Modèle de comportement élasto – plastique bilinéaire

Figure.4.6. Modèle de comportement TAKEDA

Figure. 4.7. Courbe d'interaction M-N

Figure. 4.8. Rotules plastiques des piles des ponts

Figure. 4.9. Modèle de rotule plastique concentrée

Figure. 4.10 Rotation de plastification de la corde  $\theta_y$  d'un élément de construction.

Figure. 4.11 Rotation de la corde à la rupture  $\theta_u$  d'un élément de construction.

Figure. 4.12. Courbe de capacité

Figure.4.13 Développement de la courbe Pushover

Figure.4.14 Conversion de la courbe Pushover en format ADRS (Acceleration-Displacement Response Spectra)

Figure 4.15 Conversion du spectre de réponse en format ADRS

Figure.4.16 Détermination du point de performance

Figure.4.17 Relation bilinéaire Force – Déplacement pour un système SDOF

Figure 4.18 Dérivation d'énergie absorbée près l'atténuation

Figure.4.19 Variation du facteur de modification en fonction de l'amortissement

Figure.4.20 Méthode de spectre de capacité 'Procédure A'

Figure.5.1 (a) Système à 1DDL, (b) Modèle du comportement bilinéaire

Figure 5.2 Coupe transversale de la pile

Figure 5.3 Vue en 3D du pont

Figure 5.4 Courbe (M-  $\Phi$ ) des sections des fûts

Figure 5.5 Lois de comportement idéalisée 'Moment – Courbure' des fûts .

Figure 5.6 Courbe d'interaction M – N des fûts.

Figure 5.7 Courbe (M-  $\Phi$ ) des sections des chevêtres

Figure. 5.8 Lois de comportement idéalisée 'Moment – Courbure' du chevêtre

Figure 5.9 Déformé de la pile dans le sens x

Figure 5.10 (a) Courbe Pushover de la pile 7m, (b) Courbe Pushover format (ADRS) de la pile 7m, sens X

Figure 5.11 (a) Courbe Pushover de la pile 8m, (b) Courbe Pushover format (ADRS) de la pile 8m, sens X

Figure 5.12 Comparaisons des courbes de capacité

Figure 5.13 Déformé de la pile dans le sens Y

Figure 5.15 (a) Courbe Pushover de la pile de 7m, (b) Courbe Pushover format (ADRS) de la pile 7m, sens Y

Figure 5.14. (a) Courbe Pushover de la pile de 8m, (b) Courbe Pushover en format (ADRS) de la pile 8m, sens Y

Figure 5.16 Comparaisons des courbes de capacité

Figure 5.17 Accélérogramme et le spectre de réponse(ADRS) du choc principal du séisme de 21-Mai-2003 enregistré à la station de Keddara

Figure 5.18 Accélérogramme et le spectre de réponse(ADRS) du choc principal du séisme de 21-Mai-2003 enregistré à la station de Dar El Beida

Figure 5.19 Accélérogramme et le spectre de réponse(ADRS) du séisme d'El Centro 1940

Figure 5.20 Evaluation du point de performance de la pile à fûts de 7m avec spectre de Keddara (Approche en amortissement)

Figure 5.21 Evaluation du point de performance de la pile à fûts de 7m spectre de Dar El Beida (Approche en amortissement)

Figure 5.22 Evaluation du point de performance de la pile à fûts de 7m avec spectre d'El Centro 1940 (Approche en amortissement)

Figure 5.23 Evaluation du point de performance de la pile à fûts de 8m avec spectre de Keddara (Approche en amortissement)

Figure 5.24 Evaluation du point de performance de la pile à fûts de 8m avec spectre de Dar El Beida (Approche en amortissement)

Figure 5.25 Evaluation du point de performance de la pile à fûts de 8m avec spectre d'El Centro 1940 (Approche en amortissement)

Figure 5.26 Evaluation du point de performance de la pile à fûts de 7m avec spectre de Keddara (Approche en amortissement)

Figure 5.27 Evaluation du point de performance de la pile à fûts de 7m avec spectre de Dar El Beida (Approche en amortissement)

Figure 5.28 Evaluation du point de performance de la pile à fûts de 7m avec spectre d'El Centro 1940 (Approche en amortissement)

Figure 5.29 Evaluation du point de performance de la pile à fûts de 8m avec spectre de Keddara (Approche en amortissement)

Figure 5.30 Evaluation du point de performance de la pile à fûts de 8m avec spectre de Dar El Beida (Approche en amortissement)

Figure 5.31 Evaluation du point de performance de la pile à fûts de 8m avec spectre d'El Centro 1940 (Approche en amortissement)

Figure 5.32 Spectre élastique horizontal (RPOA)

Figure 5.33 Spectre horizontal (RPOA) en format ADRS

Figure 5.34 Evaluation du point de performance de la pile à fûts de 7m avec spectre de RPOA (Approche en amortissement)

Figure 5.35 Evaluation du point de performance de la pile à fûts de 8m avec spectre de RPOA (Approche en amortissement)

Figure 5.36 Evaluation du point de performance de la pile à fûts de 7m avec spectre de RPOA (Approche en amortissement)

Figure 5.37 Evaluation du point de performance de la pile à fûts de 8m avec spectre de RPOA (Approche en amortissement)

Figure 5.38 Evaluation du point de performance de la pile à fûts de 7m avec spectre de Keddara (Approche en ductilité)

Figure 5.39 Evaluation du point de performance de la pile à fûts de 7m spectre de Dar El Beida (Approche en ductilité)

Figure 5.40 Evaluation du point de performance de la pile à fûts de 7m avec spectre d'El Centro 1940 (Approche en ductilité)

Figure 5.41 Evaluation du point de performance de la pile à fûts de 8m avec spectre de Keddara (Approche en ductilité)

Figure 5.43 Evaluation du point de performance de la pile à fûts de 8m avec spectre de Dar El Beida (Approche en ductilité)

Figure 5.44 Evaluation du point de performance de la pile à fûts de 8m avec spectre d'El Centro 1940 (Approche en ductilité)

Figure 5.45 Evaluation du point de performance de la pile à fûts de 7m avec spectre de keddara (Approche en ductilité)

Figure 5.46 Evaluation du point de performance de la pile à fûts de 7m avec spectre de Dar El Beida (Approche en ductilité)

Figure 5.47 Evaluation du point de performance de la pile à fûts de 7m avec spectre d'el Centro 1940 (Approche en ductilité)

Figure 5.48 Evaluation du point de performance de la pile à fûts de 8m avec spectre de Keddara (Approche en ductilité)

Figure 5.49. Evaluation du point de performance de la pile à fûts de 8m avec spectre de Dar El Beida (Approche en ductilité)

Figure 5.50. Evaluation du point de performance de la pile à fûts de 8m avec spectre d'El Centro 1940 (Approche en ductilité)

Figure 5.51: Histogramme de comparaison des accélérations obtenues dans les deux piles sens x

Figure 5.52: Histogramme de comparaison des déplacements obtenus dans les deux piles sens x

Figure 5.53: Histogramme de comparaison des efforts tranchants obtenus dans les deux piles sens x

Figure 5.54: Histogramme de comparaison des Teff obtenues dans les deux piles sens x

Figure 5.55: Histogramme de comparaison des accélérations obtenues dans les deux piles sens Y

Figure 5.56: Histogramme de comparaison des déplacements obtenus dans les deux piles sens Y

Figure 5.57: Histogramme de comparaison des efforts tranchants obtenus dans les deux piles sens Y

Figure 5.58: Histogramme de comparaison des Teff obtenues dans les deux piles sens Y

Figure 6.1 : Exemple de loi de comportement d'un appui

Figure 6.2 Schéma du dimensionnement le l'appareil d'appuis

Figure 6.3. La déformé dans le sens longitudinal

Figure 6.4. La déformé dans le sens transversal

Figure 6.6. Courbe Pushover du pont

Figure 6.7 Courbe de capacité du pont en format (ADRS)

Figure 6.8 Courbe de capacité idéalisée du pont en format (ADRS)

Figure 6.9 Evaluation du point de performance du pont avec spectre de Keddara (approche en amortissement)

Figure 6.10 Evaluation du point de performance du pont avec spectre de Dar El Beida (approche en amortissement)

Figure 6.11. Evaluation du point de performance du pont avec spectre d'El Centro 1940 (approche en amortissement)

Figure 6.12 Evaluation du point de performance du pont avec spectre de RPOA (approche en amortissement)

Figure 6.13 Evaluation du point de performance du pont avec spectre de Keddara (approche en ductilité)

Figure 6.14 Evaluation du point de performance du pont avec spectre de Dar El Beida (approche en ductilité)

Figure 6.15 Evaluation du point de performance du pont avec spectre d'El Centro 1940 (approche en ductilité)

Figure 6.16. Comparaison des spectres de capacités format ADRS

Figure 6.17 Histogramme de comparaison des déplacements obtenus dans les deux approches

Figure 6.18 Histogramme de comparaison des accélérations obtenues dans les deux approches

Figure 6.19 Histogramme de comparaison des efforts tranchants obtenus dans les deux approches

Figure 6.20 Histogramme de comparaison des Teff obtenus dans les deux approches

Figure 6.21 Histogramme de comparaison des accélérations obtenues dans les deux systèmes

Figure 6.22 Histogramme de comparaison des déplacements obtenus dans les deux systèmes

Figure 6.23 Histogramme de comparaison des efforts tranchants dans les deux systèmes

Figure 6.24 Histogramme de comparaison des Teff obtenues dans les deux systèmes

# Liste des tableaux

Tableau 3.1 Dimensions d'amortisseur avec un fluide visqueux (mm)

Tableau 4.1 Les coefficients  $S_{Ra}$  et  $S_{Rv}$  pour les trois types

Tableau 5.1 Données sur le site et groupe d'usage de l'ouvrage

Tableau 5.2 Caractéristiques des matériaux (Acier)

Tableau 5.3 Caractéristiques des matériaux (Béton)

Tableau 5.4 Dimensions des sections des piles

Tableau 5.5 Résultats de l'analyse modale de la pile sens X

Tableau 5.6 Résultats de l'analyse modale de la pile sens Y

Tableau 5.7 Evaluation des déplacements en fonction de déplacement pour les deux piles (sens X)

Tableau 5.8 Comparaison des résultats sens X

Tableau 5.9 L'évaluation des déplacements en fonction du déplacement pour les deux piles (sens Y)

Tableau 5.10 Comparaison des résultats sens Y

Tableau 5.11. Accélération, vitesses, et déplacements du séisme de Boumerdès, station de Keddara 21/05/2003

Tableau 5.12. Accélération, vitesses, et déplacements séisme de Boumerdès, station Dar El Beida 21/05/2003)

Tableau 5.13. Accélération, vitesses, et déplacements du séisme d'El Centro 1940

Tableau 5.14 Résultat des retractions d'approche en amortissement pour le séisme de Dar el Beida

Tableau 5.15 caractéristiques du site

Tableau 5.16 caractéristiques du spectre horizontal

Tableau 5.17. Comparaison des résultats des deux piles

Tableau 6.1 Valeur de coefficient N

Tableau 6.2 Valeur de coefficient SI

Tableau 6.3 Valeurs de  $E$ ,  $G$  et  $k$

Tableau 6.4 : Valeur de facteur  $B_D$

Tableau 6.5 : Caractéristiques mécaniques et géométriques de l'appui.

Tableau 6.6 Résultats de l'analyse modale du pont

Tableau 6.7 Evaluation d'effort tranchant en fonction des déplacements pour le pont

Tableau 6.8. Comparaison des résultats des deux systèmes, avec et sans isolation

## RESUME

Aujourd'hui, et après que le système d'isolation sismique des structures est connu, on peut offrir à la structure pendant le séisme une haute sureté et protection des dégâts qu'un système encastré. La technologie de l'isolation sismique permet de convertir des ponts faibles et vulnérables aux ponts résistants et insensibles au séisme, en réduisant le transfert de l'effet du mouvement du sol au pont sans interruption de ses opérations fonctionnelles.

Ce travail a pour objectif d'éclairer le comportement statique non linéaire des structures avec et sans le système d'isolation et l'influence de ces systèmes sur la réduction des demandes sismiques.

La première étape, dont l'objectif est l'évaluation des demandes de l'énergie à dissiper des ponts en béton armé sans le système d'isolation par la méthode de spectre de capacité de l'ATC40 (approche en amortissement et en ductilité). La deuxième étape est la même évaluation de la première étape mais avec le système d'isolation, ainsi une étude comparative a été faite pour permettre de quantifier l'influence des appuis parasismiques sur les demandes sismiques.

## ABSTRACT

Today, and as the system of seismic isolation of structures is known; it is possible that we can offer high surety and protection from damage to the structure during the earthquake than an embedded system. The technology of the seismic isolation made it possible to convert weak and vulnerable bridges to resistant and insensitive bridges to earthquake by reducing the transfer of the effect of the ground motion to the bridges without interruption of its functional operations.

This work aims to clarify the nonlinear static behavior of the structures with and without the isolation system and the influence of these systems on the fall in the seismic demand.

The objective of the first stage is to evaluate the seismic demands of concrete bridges without the isolation systems by the capacity spectrum method of the ATC40 (approach in damping and ductility). The second stage is the same evaluation of the first stage but with isolation systems, and comparative study was made to make it possible to quantify the influence of the isolators on the seismic demands.

## ملخص

اليوم و بعد أن أصبح نظام العزل الزلزالي للجسور معروف يمكن توفير للبنية أثناء الزلازل نسبة كبيرة من الأمن و الحماية من الأخطار أكثر من النظام المعروف.

تقنية العزل الزلزالي تسمح بتحويل البنايات الضعيفة و الحساسة الى بنايات مقاومة للزلازل و ذلك بتخفيض انتقال مفعول حركة الأرض الى البناية من دون تعطيل وظيفتها الحيوية. هدف هذا العمل هو توضيح السلوك الستاتيكي الغير الخطي للبنيات مع و بدون نظام العزل و تأثير هذه الأنظمة مع تخفيض الطلب الزلزالي.

المرحلة الأولى التي لها هدف تقييم طاقة الضائعة للجسور بالخرسانة المسلحة بدون نظام العزل بطريقة الاستجابات السعوية (تقريب بالتخامد).

في المرحلة الثانية قمنا بنفس العمل المذكور في المرحلة الأولى و لكن باستعمال نظام العزل للجسور, و من بعد قمنا بمقارنة النظامين لتقدير تأثير نظام العزل على تخفيض الطلب الزلزالي.

# Chapitre 1

## INTRODUCTION GENERALE

L'isolation sismique est une alternative admise de conception pour la réduction des risques des tremblements de terre et la réalisation d'une performance sismique supérieure pour les structures par l'introduction d'un ensemble d'isolateurs parasismiques entre la superstructure et ses fondations.

Du fait que les charges induites par un tremblement de terre sont d'origine dynamique, caractérisées par des sollicitations variant à la fois dans le temps et dans l'espace, il convient donc, de représenter ces charges sismiques avec le choix de la méthode de calcul appropriée aux conditions de conception. Ainsi, le choix des modèles mathématiques décrit le comportement des appuis parasismiques utilisés afin de reproduire au mieux le comportement réel de l'ouvrage.

Notons que l'analyse d'une structure isolée pour calculer les forces sismiques peut être menée suivant les mêmes méthodes de calcul des structures non isolées avec une procédure plus complexe pour représenter le comportement non linéaire du système d'isolation. Généralement, pour une structure isolée donnée, trois méthodes de calcul sont utilisables :

- 1- La méthode statique équivalente simplifiée, définit en général le mouvement sismique par un simple jeu de coefficients sismiques où les forces réelles dynamiques qui se développent dans la structure sont remplacées par un système de forces statiques fictives. Du fait que les critères de cette méthode sont restrictifs, elle ne peut être appliquée que dans la phase préliminaire de conception et qu'aux systèmes d'isolation linéaires.
- 2- La méthode d'analyse modale spectrale, consiste en la recherche du maximum de réponse sur chacun des modes propres, dont on déduit la valeur maximale probable des efforts. Elle nécessite la connaissance du spectre de réponse de la secousse sismique. En effet, à l'opposé de la méthode statique équivalente, cette méthode permet d'analyser de nombreuses structures isolées.
- 3- La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes, consiste en l'étude des efforts dans la structure en fonction du temps et peut être utilisée dans tous les cas. Cette méthode est plus précise pour représenter l'action du séisme et de faire le calcul non linéaire des structures isolées ; elle nécessite un ou plusieurs accélérogrammes et impose l'usage de programmes numériques.

La réponse des structures isolées est dominée par le premier mode qui produit une déformation seulement dans le système d'isolation. Ainsi, les facteurs de participation des modes supérieures qui produisent la déformation dans la structure sont négligeables. A cet effet, une analyse linéaire de la structure isolée employant les modèles simples nous permettra de comprendre la dynamique de ces systèmes et par conséquent l'identification des paramètres dynamiques principaux nécessaires.

Aussi, les analyses exactes qui employant les modélisations non linéaires du système d'isolation sont encore assez difficiles à étudier. On note que l'analyse statique non linéaire est seulement une méthode approximative, qui applique une poussée progressive en utilisant un modèle du chargement simple.

La double nécessité de mieux décrire la performance attendue d'une nouvelle construction soumise 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 structures.

Dans ces méthodes, il apparaît plus simple de décrire l'état d'une structure 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.

C'est dans le cadre de la problématique d'étudier la contribution des isolateurs sismique dans la réduction des demandes sismiques sur les ponts, que s'inscrit le présent travail qui a pour objectif essentiel d'éclairer le comportement statique non linéaire des structures avec et sans le système d'isolation et l'influence de ces systèmes sur la réduction des demandes sismiques.

Pour atteindre notre objectif, nous avons divisé ce travail en trois parties :

- La première partie présente une recherche bibliographique de tous ce qui concerne les définitions ainsi des explications de certaines questions qui nous semblent pertinentes concernant le comportement sismique des ponts, et la méthodologie d'évaluation des demandes sismiques.
- La deuxième partie traite l'évaluation des demandes de l'énergie à dissiper des ponts en béton armé sans le système d'isolation par la méthode de spectre de capacité de l'ATC40 (approche en amortissement et en ductilité).
- La troisième partie est la même évaluation de la deuxième partie mais avec le système d'isolation, ainsi qu'une étude comparative a été faite pour permettre de quantifier l'influence des isolateurs sismiques sur les demandes sismiques.

## Chapitre 2

# NOTIONS DE BASE, MODELISATION ET ANALYSE DES ISOLATEURS SISMIQUES

## 2.1 Introduction

Aujourd'hui, et après que le système d'isolation sismique de structures est connu, on peut offrir à la structure pendant le séisme une haute sûreté et protection de dégâts qu'un système encastré. La technologie de l'isolation sismique permet de rendre les ouvrages faibles et vulnérables plus résistants et insensibles au séisme, en réduisant le transfert de l'effet du mouvement du sol à la superstructure sans interruption de ses opérations fonctionnelles.

L'isolation sismique repose sur le principe que la période de vibration de la structure est augmentée suffisamment pour s'éloigner de la période d'excitation prédominante du tremblement de terre, les accélérations transmises à celle-ci (et par conséquent les forces) sont considérablement réduites.

Après ce qu'on a fixé comme un objectif du mémoire, Le présent chapitre vise donc à présenter une vue d'ensemble sur les concepts de base de l'isolation sismique, modélisation et analyse qui seront utilisées dans notre travail.

## 2.2 Concepts de Base

Ces dernières années l'isolation sismique est devenue une technique de conception structurale appliquée aux bâtiments et aux ponts dans les zones de forte sismicité.

L'isolation sismique consiste à découpler le mouvement du sol au mouvement de la structure dans le but de réduire les forces transmises à cette dernière. Les forces sismiques exercées sur la structure isolée sont typiquement de l'ordre de 3 à 10 fois plus petites que la demande en force sur la structure non isolée.

L'isolateur capte les déformations (inélastiques) et filtre les accélérations (hautes fréquences) de telle sorte que la superstructure isolée (au-dessus) se déplace essentiellement selon un mode rigide subissant de faibles accélérations et presque pas de déformations. Par conséquent, les forces d'inertie transmises aux éléments de fondations sont limitées et demeurent-en de ça de la capacité élastique de tels éléments. Ce comportement se traduit par la limitation des dommages subis par la superstructure et les éléments de fondation et par la préservation de la fonctionnalité de la structure après le séisme suffisamment pour s'éloigner de la période d'excitation prédominante du tremblement de terre, les accélérations transmises à la superstructure (et par conséquent les forces d'inertie) sont considérablement réduites. En revanche, l'augmentation de la période engendre des déplacements plus importants concentrés au niveau de l'isolateur. Dès lors l'incorporation d'un dispositif de dissipation d'énergie (amortissement) à l'isolateur est requise afin de contrôler les déplacements et réaliser un compromis satisfaisant entre la réduction de la force et l'accroissement du déplacement.

L'allure du spectre de conception de la figure 2.1, montre que la réponse en pseudo accélération décroît pour les longues périodes. Par conséquent, le principe fondamental de l'isolation sismique est d'introduire la flexibilité à la base de la structure dans le plan horizontal pour augmenter la période de la structure de sorte que les accélérations transmises à la structure (et par conséquent les forces d'inertie) soient considérablement réduites.

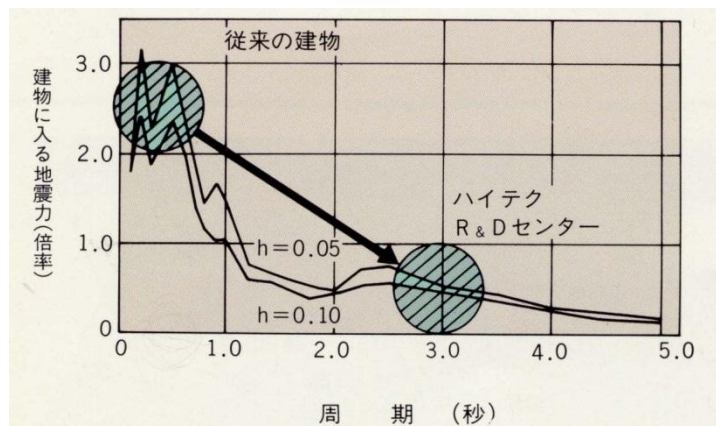


Figure 2.1 Exemple de spectre de conception

De même, le système d'isolation a une influence sur le contenu fréquentiel de la structure par une translation vers les basses fréquences et réduit donc les réponses dynamiques de la structure.

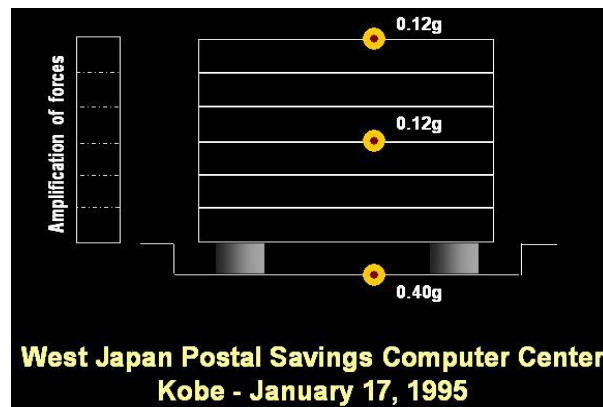


Figure 2.2 Réduction des accélérations sur les niveaux de la structure isolée

## 2.3 Réponse Dynamique Structurelle

En observant le spectre de conception dans la figure.2.1, on remarque que la période naturelle et/ou le niveau d'amortissement d'une structure peuvent efficacement modifier la réponse dynamique de la structure.

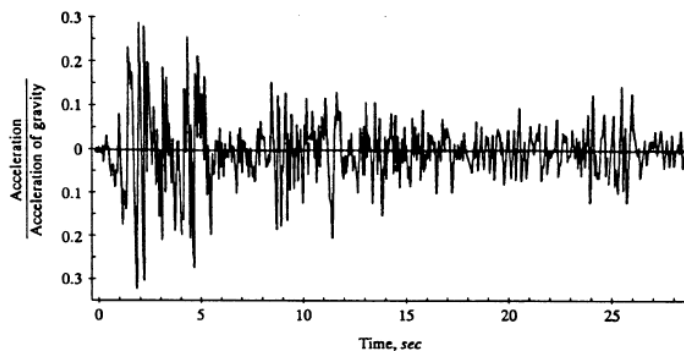


Figure 2 .3 Accélogramme du séisme d'El Centro 1940

L'insertion des isolateurs sismiques flexibles en place des appuis d'un pont conventionnel entre le tablier du pont et ses piles, crée des comportements d'isolement sismiques qui peuvent allonger la période naturelle du pont d'une valeur typique de moins de 1 seconde à 3 à 5 s. Ça peut amener à une réduction de réponse induite par le tremblement de terre et la force par des facteurs de 3 à 8 de ceux de ponts de système conventionnel.

Quant à l'effet d'amortissement, la plupart des structures de pont ont très peu d'amortissement de matière inhérent, d'habitude dans la gamme critiques de 1 à 5 %. L'introduction d'amortissement non structurel devient nécessaire pour réduire la réponse

d'une structure. Quel que soit les dispositifs d'amortissements, ils sont des composantes nécessaires pour réussir le système d'isolation sismique.

Pour les systèmes d'isolation en déformations, plusieurs conditions sont nécessaires pour avoir une déformation acceptée, comme limitation spatiale, exigence de stabilité, etc. Pour contrôler la déformation des isolateurs, l'amortissement supplémentaire est souvent présenté en une forme ou une autre dans des systèmes d'isolation. Il devrait indiquer que l'efficacité d'amortissement accru dans la réduction de la réponse d'une structure diminue au-delà d'un certain niveau d'amortissement.

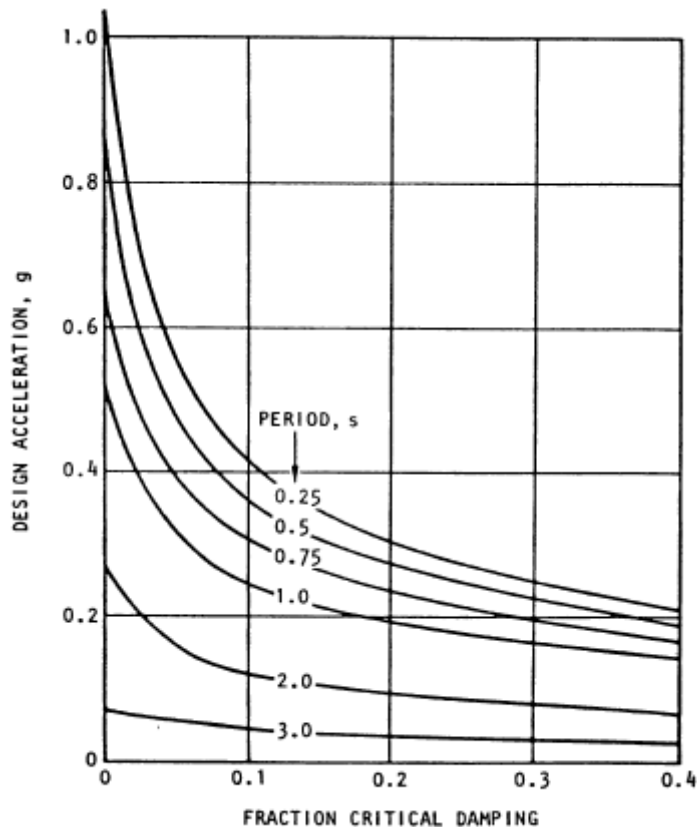


Figure. 2.4 Accélération en fonction d'amortissement.

La figure 2.4 montre graphiquement que l'accélération diminue toujours avec l'augmentation de l'amortissement, son taux de réduction devient plus bas avec l'augmentation de taux d'amortissement. Donc, dans la conception de l'amortissement supplémentaire d'une structure, on doit garder à l'esprit qu'il y a une gamme rentable d'amortissement supplémentaire pour une structure. Au-delà de cette gamme, la nouvelle réduction de réponse augmentera le coût.

## 2.4 Modélisation des piles de pont avec isolateurs sismique

Un modèle à SDOF (Single Degree of Freedom) simplifié d'une structure d'un pont est illustré dans la figure 2.5,  $m_0$  est la masse de la superstructure,  $k_0$  est la rigidité,  $C_0$  représente l'amortissement.

L'équation du mouvement pour ce système à SDOF, lorsqu'il est soumis à une excitation sismique, est exprimée comme suit:

$$m_0\ddot{x} + c_0\dot{x} + k_0x = -m_0\ddot{x}_g \quad (1)$$

La période naturelle du mouvement  $T_0$ , c'est le temps requis pour compléter un cycle de vibration, est donnée par :

$$T_0 = 2\pi \sqrt{\frac{m_0}{k_0}} \quad (2)$$

Lorsque on ajoute un isolateur sismique d'une rigidité  $k_i$  et un amortisseur visqueux avec un amortissement  $C_i$ , la figure 2.6 montre le modèle isolé et ses composantes. La rigidité combinée du système isolé devient maintenant:

$$K = \frac{k_0 k_i}{k_0 + k_i} \quad (3)$$

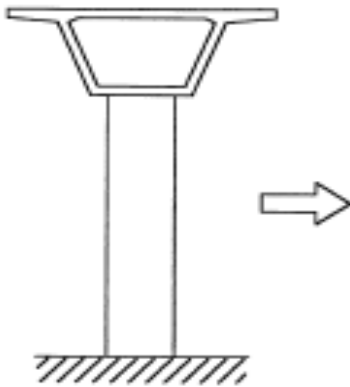


Figure 2.5. Système SDOF conventionnel

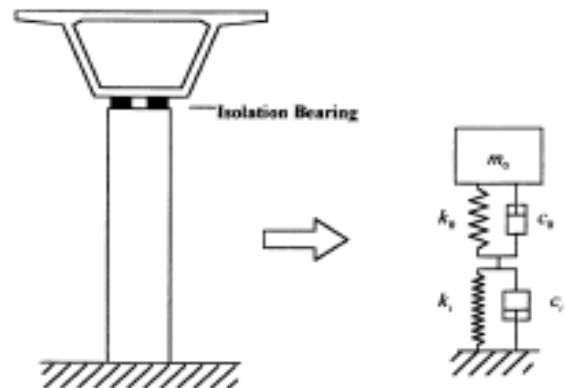


Figure 2.6. Système SDOF avec un isolateur sismique

Équation (1) devient :

$$m_0\ddot{x} + (c_0 + c_i)\dot{x} + k_0x = -m_0\ddot{x}_g \quad (4)$$

Et la période de vibration naturelle du système isolé devient :

$$T_0 = 2\pi \sqrt{\frac{m_0}{K}} \quad (5)$$

$$T_0 = 2\pi \sqrt{\frac{m_0(k_0+k_i)}{k_0k_i}} \quad (6)$$

Lorsque la rigidité de l'isolateur est plus petite que la rigidité de la structure, alors  $K$  est inférieur à  $k_0$ , donc la période naturelle  $T$  du système isolé est plus grande que celle du système d'origine.

Par exemple :

- Si  $k_i$  est de 50% de  $k_0$ , alors  $T$  sera d'environ 70% plus grande que  $T_0$ .
- Si  $k_i$  est seulement 10% de  $k_0$ , alors  $T$  sera plus grand de trois fois de  $T_0$ .

Les systèmes structuraux complexes devront être traités comme des multiples degrés de liberté (MDOF), mais le principe est le même. Dans ces cas, des éléments de ressort seront ajoutés à un emplacement approprié pour modéliser la rigidité de l'isolateur.

## 2.5 Effet de la dissipation de l'énergie sur la réponse dynamique structurale

En discutant de la dissipation d'énergie, les termes d'amortissement et la dissipation d'énergie seront utilisés de façon interchangeable. On considère le nouveau système SDOF utilisé dans la discussion précédente.

Dans la théorie de la dynamique des structures [2], la valeur critique de l'amortissement  $C_c$  est définie comme la quantité d'amortissement qui empêche la réponse d'un système dynamique par des oscillations libres. Cette valeur d'amortissement critique peut exprimer en termes de la masse du système et sa rigidité :

$$c_c = 2\sqrt{m_0k_0} \quad (7)$$

En ce qui concerne ce coefficient d'amortissement critique, tout montant de l'amortissement peut maintenant être exprimé en un terme relatif appelé coefficient d'amortissement  $\xi$ , qui est le rapport d'amortissement du système actuel et l'amortissement critique. Ainsi :

$$\xi = \frac{c_0}{c_c} = \frac{c_0}{2\sqrt{m_0 k_0}} \quad (8)$$

Maintenant on fait intervenir un dispositif de dissipation d'énergie, ce dispositif génère une force  $f(x, \dot{x})$  qui peut être en fonction du déplacement et de la vitesse du système, cette force dépend du frottement du mécanisme de dissipation d'énergie, la figure (2.7) montre un exemple d'une courbe d'hystérésis pour un dispositif de dissipation d'énergie.

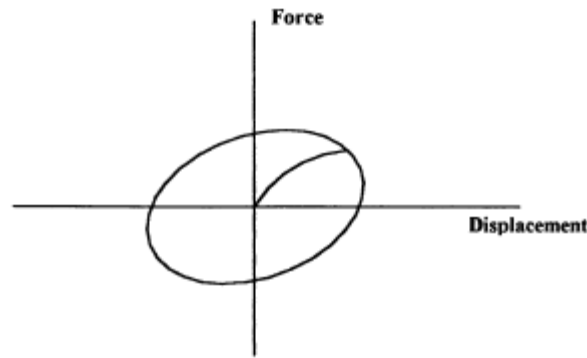


Figure. 2.7. Courbe d'hystérésis pour un appareil de dissipation d'énergie générique.

Donc l'équation (1) peut être écrite sous la forme :

$$\ddot{x} + \frac{c_0}{m_0} \dot{x} + \frac{k_0}{m_0} x + \frac{f(x, \dot{x})}{m_0} = -\ddot{x}_g \quad (9)$$

Il existe différentes approches de modélisation des effets des appareils d'amortissement qu'ont une influence sur la réponse dynamique des structures. L'approche la plus précise est l'analyse linéaire dynamique ou non linéaire par la modélisation réelle du comportement de l'appareil d'amortissement.

Pour les applications pratiques, elles doivent être précises pour représenter l'efficacité d'un mécanisme d'amortissement par un rapport d'amortissement visqueux équivalent en termes d'énergie  $E_d$  dissipée par l'amortissement dans un cycle de mouvement cyclique sur l'énergie de déformation maximale  $E_{ms}$  stockée dans la structure.

$$\xi_{eq} = \frac{E_d}{4\pi E_{ms}} \quad (10)$$

Pour un amortissement donné,  $E_d$  peut être mesurée par la surface formée par la boucle d'hystérésis.

L'équation (10) peut maintenant être écrite en introduisant le coefficient d'amortissement  $\xi_0$  et  $\xi_{eq}$ , sous la forme :

$$\ddot{x} + 2\sqrt{\frac{k_0}{m}} (\xi + \xi_{eq}) \dot{x} + \frac{k_0}{m} x = -\ddot{x}_g \quad (11)$$

Cette notion du coefficient d'amortissement visqueux équivalent peut aussi être généralisée à pour les systèmes MDOF en tenant compte de leur facteur d'amortissement modal  $\xi_{eq}^i$ , l'énergie dissipée  $E_d$  et la déformation maximale  $E_{ms}$  dans chaque mode de vibration [10].

Ainsi, pour le mode  $i$  de vibration d'une structure, nous avons :

$$\xi_{eq}^i = \frac{E_d^i}{4\pi E_{ms}^i} \quad (12)$$

## 2.6 Conclusion

Les notions de base des piles isolées ont été traitées dans ce chapitre en utilisant l'équation différentielle du mouvement. Les équations développées dans ce chapitre pour étudier la réponse des structures piles et en raison de leur simplicité, nous permettent de comprendre la dynamique de ces systèmes et le rôle que jouent les systèmes d'isolation dans la réduction des forces agissant sur ces structures.

D'après cette théorie, la réponse sismique des piles isolées est fortement dominée par le premier mode de vibration qui entraîne la déformation seulement dans le système d'isolation. Par conséquent, le système d'isolation a une influence sur le contenu fréquentiel des structures par une translation vers les basses fréquences, réduisant ainsi les réponses dynamiques de ces structures.

Après ce qu'on a vu dans ces petites explications, on arrive maintenant à consulter un petit peu les différents types des systèmes d'isolations pour avoir une base théorique, qui nous autorise à faire des applications sur ces systèmes et leurs influence sur la réponse sismiques des ponts.

## Chapitre 3

# ISOLATEURS SISMIQUES ET DISPOSITIFS DE DISSIPATION D'ÉNERGIE

### 3.1 Introduction

De nombreux dispositifs d'isolation sismique ont été développés au cours des dernières années dans beaucoup de pays, où ce concept semble avoir une attraction irrésistible pour beaucoup d'inventeurs. Cependant, il y a peu d'études comparatives sur la performance sismique des divers systèmes d'isolation qui sont soumis à des essais expérimentaux pour nous fournir beaucoup d'informations selon les besoins et développer des modèles mathématiques décrivant leur comportement dynamique.

En effet, la schématisation des systèmes d'isolation par des modèles mathématiques permet l'établissement des relations théoriques de leur comportement. Par conséquent, on ne donnera ici quelques modèles mathématiques simples des principaux systèmes d'isolation.

Par conséquent, le présent chapitre vise donc à exposer les différents types d'isolateur sismiques et les dispositifs de dissipation d'énergie, et à décrire brièvement quelques modèles d'amortisseurs, afin d'arriver à mieux appréhender l'analyse du comportement du système combiné (isolateur-superstructure)

## 3.2 Isolations sismiques

Beaucoup de différents types d'isolement sismique et des appareils complémentaires de dissipation d'énergie ont été développés et testés pour des applications sismiques au cours des trois dernières décennies, et sont encore en cours d'enquête. Leurs comportements de base, des applications pour une partie la plus largement reconnue et les dispositifs utilisés seront présentés dans cette section.

### 3.2.1 Isolateur en élastomère

Les appuis sont constitués de matériaux légèrement déformables appelés élastomères, naturels tels que le caoutchouc ou synthétiques comme le néoprène, eux-mêmes séparés par des plaques d'acier appelées frettes.

Ceux-ci sont les plus courants. Ils permettent une flexibilité horizontale et ainsi un déplacement de la superstructure en bloc dans le sens contraire au déplacement du sol.

Plus les élastomères sont élastiques/flexibles, moins les charges sismiques ressenties par l'ouvrage sont importantes. Cependant une trop grande flexibilité des appuis diminue considérablement la stabilité de l'ouvrage en temps normal. Ces appuis sont donc appelés à juste titre « à déformation » car ils se déforment pour diminuer les effets des secousses sur l'ouvrage.

Insertion de plaques d'acier horizontaux, pour renforcer les patins de palier en élastomère, on augmente de manière significative la rigidité verticale du palier et améliore la stabilité sous des charges horizontales. Essentiellement l'influence de l'épaisseur totale de caoutchouc est sur le déplacement latéral maximal admissible et la période de vibration. Pour un appareil en caoutchouc avec une surface d'appui  $A$ , un Module de cisaillement  $G$ , une hauteur  $h$ , une Contrainte de cisaillement admissible  $\gamma$ , un facteur de forme  $S$  et un module de Vrac  $K$  la rigidité horizontale et la période de vibration peuvent être exprimées en tant :

$$K = \frac{GA}{h} \quad (3.1)$$

$$T_b = 2\pi \sqrt{\frac{M}{K}} = 2\pi \sqrt{\frac{Sh\gamma A'}{Ag}} \quad (3.2)$$

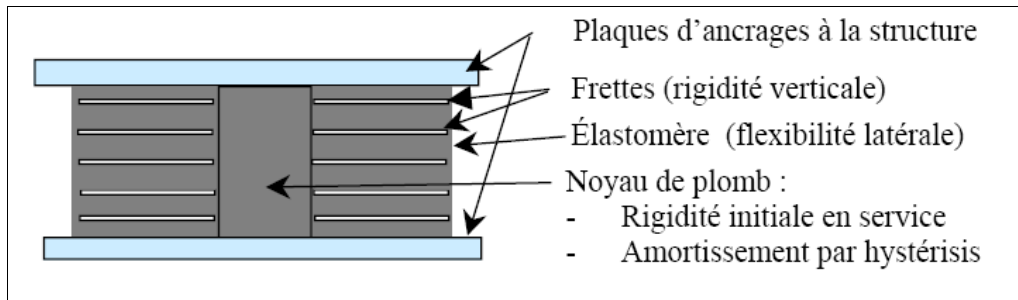


Figure 3.1 : Schéma isolateur élastomérique avec noyau de plomb

Où  $A'$  est le chevauchement entre les zones supérieures et inférieures d'un palier pour un déplacement maximal.

Les valeurs des propriétés typiques d'un appui du pont en élastomères sont :

- $G = 1 \text{ MPa}$
- $K = 200 \text{ MPa}$
- $\gamma = 0,9 \text{ à } 1,4$
- $S = 3 \text{ à } 40$ .

La variabilité importante réside dans  $S$ , Qui est en fonction de la dimension en plan et de l'épaisseur de la couche de caoutchouc.

Le noyau du plomb a une rigidité élastique très élevée en cisaillement et relativement une faible résistance au cisaillement. Il a essentiellement un comportement élasto-plastique avec des bonnes propriétés de fatigue pour les cycles plastiques. Il fournit une haute rigidité horizontale c'est la résistance au charge de service et une dissipation d'énergie élevée pour les fortes charges de secousses, alors c'est le rendement idéal pour l'utilisation des appuis en élastomère. Les appareilles en élastomère avec un noyau en plomb sont les dispositifs d'isolement les plus largement utilisés dans la conception parasismique des ponts.

### 3.2.2 Isolateurs glissant

L'isolateur glissant, réduire la force transférée de la superstructure à l'appui (sous-structure) lorsqu'elle est soumise à des excitations sismiques, en permettant la superstructure de glisser sur une surface à faible friction, généralement réalisé en acier inoxydable PTFE.

Le maximum de friction entre les deux surfaces de glissement limite la force maximum qui peut être transférée par le palier. La friction entre les surfaces sera également pour dissiper l'énergie. Une préoccupation majeure pour ce type d'isolateur, alors pour une application sismique, le problème est le manque de centrage de la force pour rétablir la structure à l'état initial (état non déplacé) positionner avec une faible prévisibilité et la fiabilité de la réponse. Cela peut être adressé par la combinaison du coulisseau avec des éléments à ressort, comme dans le cas d'isolement en pendule en frottement (FPI, friction pendulum isolation), en faisant la surface de glissement courbée de telle sorte que le poids propre de la structure permettra de se recentrer la superstructure.

Le FPI utilise les caractéristiques d'un pendule simple pour prolonger la période naturelle d'une structure isolée. La construction typique d'un système d'isolation par glissement FPI est montrée dans la figure 3.2.

Fondamentalement se compose par une surface sphérique concave qui supporte les charges verticales et une articulation sphérique coulissante dans cette surface, le tout est logé dans un boîtier en acier moulé. La surface concave est la surface du glissement avec un rayon constant qui permet un bon ajustement et une pression relativement uniforme sous les charges verticales.

Le fonctionnement de l'isolateur est le même indépendamment de la direction de la surface concave. La taille du palier est principalement contrôlée par le déplacement maximal. Le concept est vraiment simple, comme illustré à la figure 3.2. Lorsque la superstructure se déplace par rapport à l'appui, il se comporte comme un pendule simple. Le rayon R de la partie de la surface concave contrôle la période d'isolateur.

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{R}{g}} \quad (3.3)$$

Où g est l'accélération de la pesanteur.

Le fait que la période d'isolateur est indépendante de la masse de la structure alors c'est un avantage par rapport à l'isolateurs en élastomère par ce que y a moins de facteurs qui sont impliqués dans la sélection d'un appareille d'isolation. Dans le but d'allonger la période d'un isolateur en élastomères sans faire varier les dimensions en plan, on a augmenté la hauteur de l'appareil qui est limitée par l'exigence de stabilité. Pour les FPI, on peut varier la période, simplement en changeant le rayon de la surface concave.

Un autre avantage du palier FPI est la grande capacité de supporter la charge verticale, jusqu'à (130 000 kN) [3].

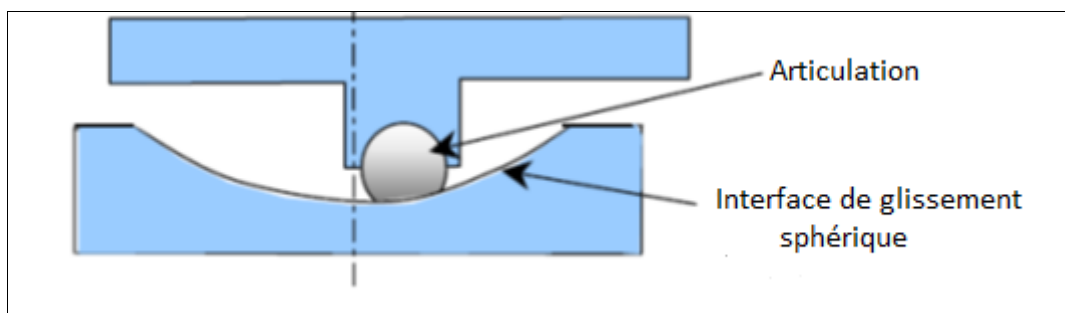


Figure 3.2. Construction typique d'un système d'isolation par glissement FPI

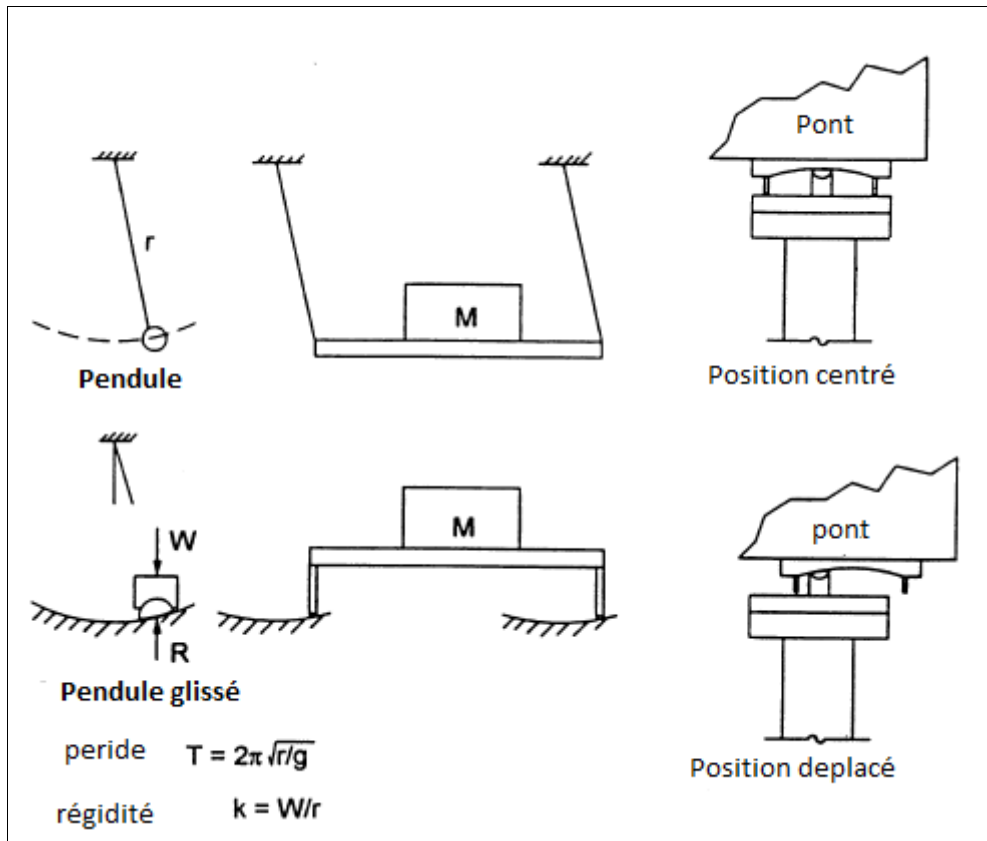


Figure 3.3 Base principale d'opération de FPI

Le système FPI se comporte rigidement lorsque la charge latérale de la structure est inférieure à la force de friction. Une fois que la force latérale est supérieure à cette force de frottement, comme c'est le cas sous l'excitation sismique, il répondra à sa période isolée. Le coefficient de frottement dynamique peut être modifié dans la plage de 0,04 à 0,20 pour permettre la résistance aux différents niveaux des charges latérales et la dissipation d'énergie.

Le système FPI a été utilisé dans plusieurs projets de la rénovation de construction parasismique, y compris les cours d'appel de construction à l'États-Unis et l'Aéroport International de San Francisco. La première structure du pont qui a été isolée par le système de FPI est le pont de la rivière américaine en Californie. Le déplacement maximum d'appui destiné est de 250 mm, et un maximum de charge verticale est d'environ 16 900 KN. Le plus grand appareil d'appuis a une dimension en plan de 1150× 1150mm.

### 3.2.3 Amortisseurs à fluide visqueux

Amortisseurs à fluide visqueux, appelés aussi les amortisseurs hydrauliques, se composent généralement d'un piston qui se déplaçant à l'intérieur d'un boîtier cylindriques. Le cylindre est rempli avec un composé de silicone ou d'huile. La Figure 3.4 montre la construction typique d'un périphérique de Taylor de l'amortisseur à un fluide visqueux. Quand le piston se déplace à l'intérieur du boîtier d'amortisseur, il déplace le fluide en même temps ce qui génère une force de résistance qui est proportionnelle à l'exposant de la vitesse du piston qui se déplace.

$$F = c V^k \quad (3.4)$$

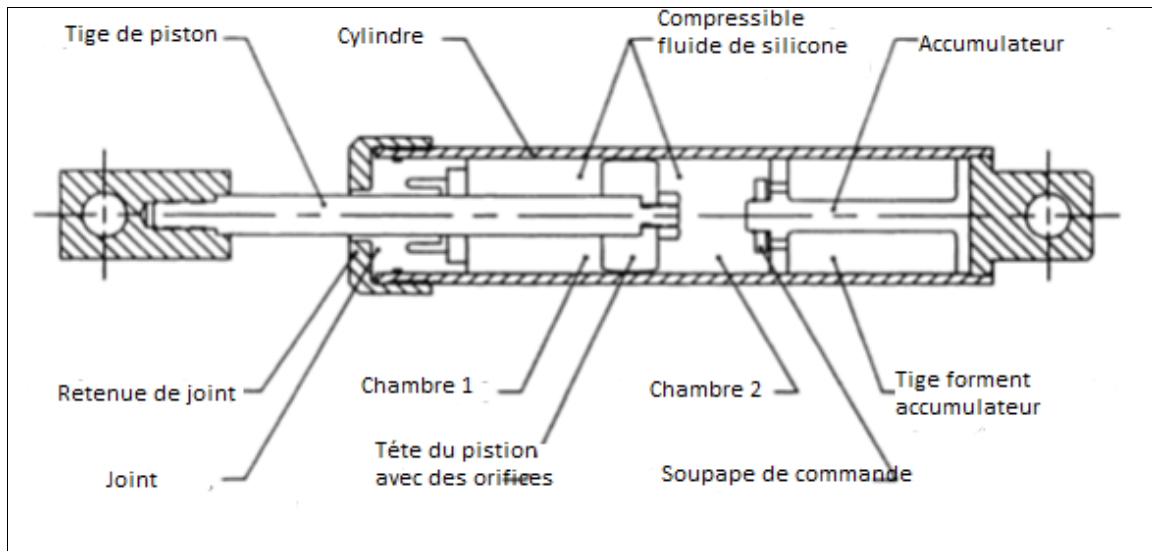


Figure 3.4 la construction typique d'un périphérique de Taylor de l'amortisseur à un fluide visqueux

Où  $C$  est la constante d'amortissement,  $V$  est la vitesse du piston, et  $k$  est un paramètre qui peut être varié dans la plage de 0,1 à 1,2, tel qu'il est spécifié pour une application donnée. Encore une fois, l'efficacité de l'amortisseur peut être représentée par la quantité d'énergie dissipée dans un cycle complet de la déformation:

$$E_d = \int F dx \quad (3.5)$$

Ces dernières années, des études théoriques et expérimentales ont été réalisées dans un effort pour appliquer les amortisseurs visqueux dans la conception sismique des structures résistant.

Model	A	B	C	D	E	F
445 (kN)	3327	191	64	81	121	56
990 (kN)	3353	229	70	99	127	61
1335 (kN)	3505	292	76	108	133	69
2670 (kN)	3937	406	152	191	254	122
4450 (kN)	4216	584	152	229	362	122
9900 (kN)	4572	660	203	279	432	152

Tableau 3.1 Dimensions d'amortisseur avec un fluide visqueux (mm)

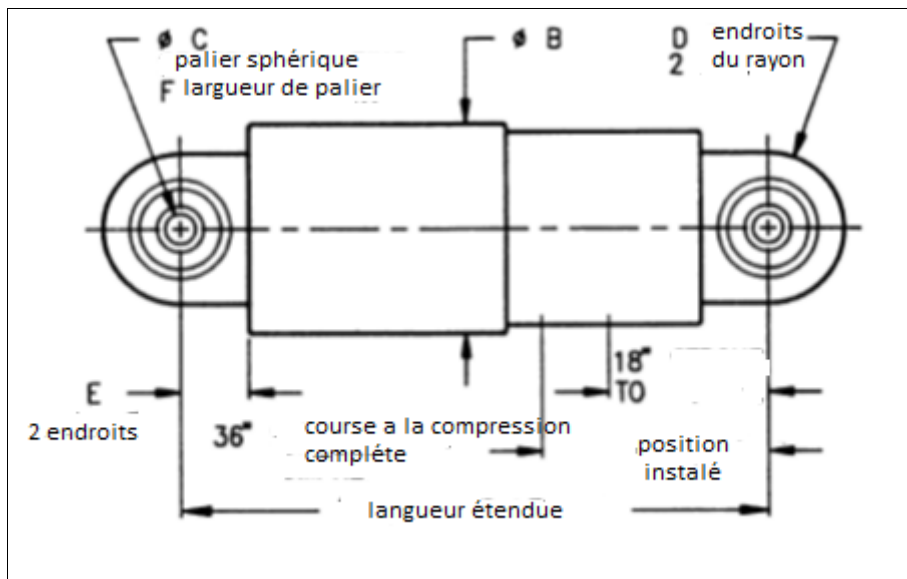


Figure 3.5 Dimensions d'un amortisseur visqueux

Les Amortisseurs à fluide visqueux sont spécifiés par la quantité de la production de force maximale d'amortissement comme le tableau 3.1 [9] le montre. Ils sont des données de dimension pour les amortisseurs Typique de tailles diverses qui sont appliqués sur les ponts. Le lecteur est renvoyé à la figure 3.5 pour les désignations de dimension.

### 3.2.4. Amortisseurs viscoélastiques :

Un amortisseur viscoélastique typique, tel qu'il est illustré dans la figure 3.6, est constitué avec des couches de matériaux viscoélastiques Agglomérées avec des plaques d'acier. Le matériau viscoélastique est le nom général pour ceux caoutchouteux polymère. Les matériaux ayant une fonction combinée de liquide-solide et visqueux-élastique lorsqu'il est subit à une déformation. La Figure 3.7 montre également une courbe d'hystérésis typique d'un amortisseur viscoélastique. Lorsque le centre de plaque se déplace par rapport aux deux plaques extérieures, les couches de matériau viscoélastiques subir des déformations de cisaillement. Sous une charge cyclique sinusoïdale, la contrainte dans le matériau viscoélastique peut être exprimée comme :

$$\sigma = \gamma_0 G' \sin \omega t + G'' \cos \omega t \quad (3.6)$$

Où  $\gamma_0$  représente la contrainte maximale,  $G$  est le module de cisaillement de stockage, et  $G''$  est le module de perte de cisaillement, qui est le principal facteur qui détermine la capacité de dissipation d'énergie du matériau viscoélastique.

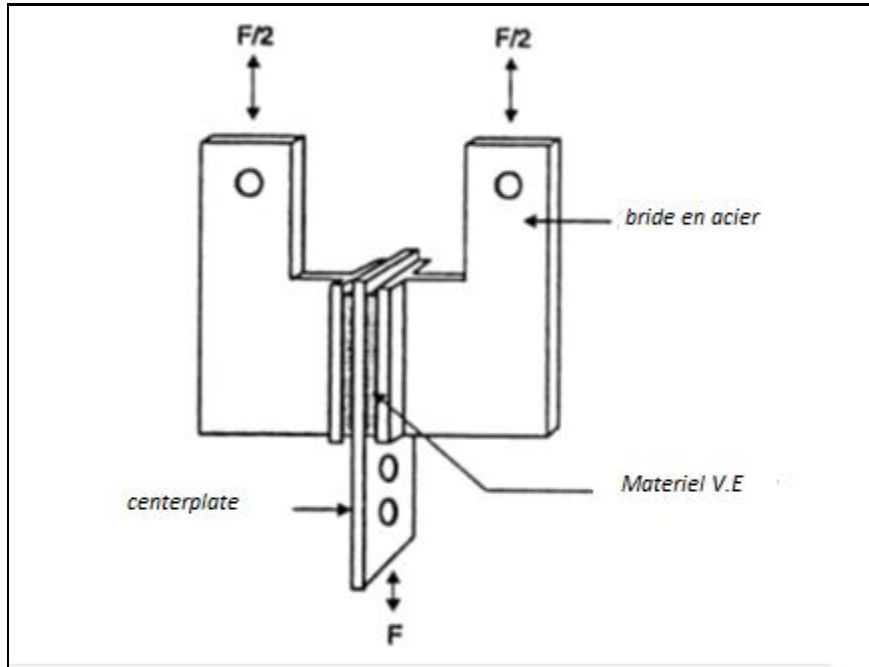


Figure 3.6 Amortisseur viscoélastique typique

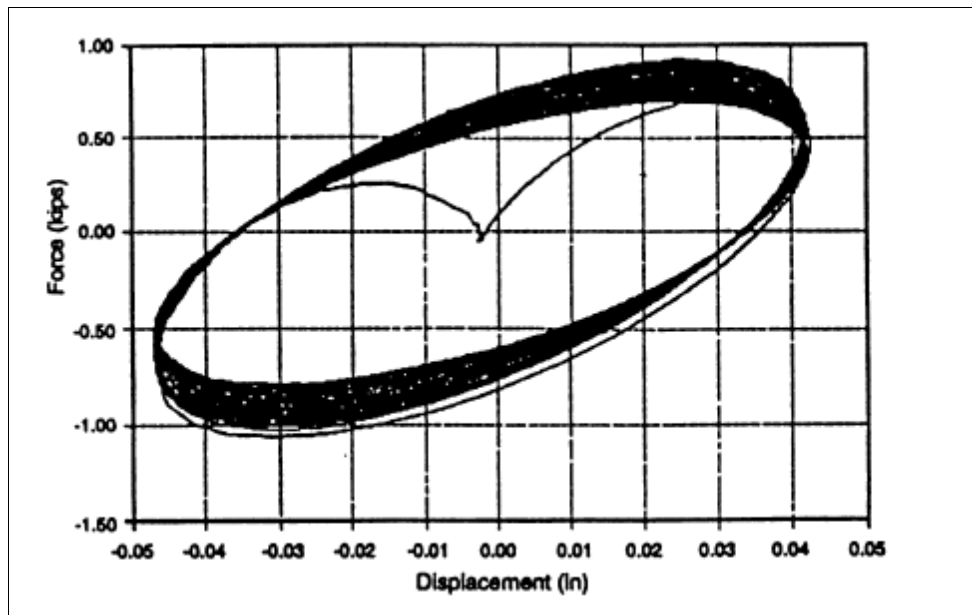


Figure. 3.7 Courbe d'hystérésis typique d'un amortisseur viscoélastique.

### 3.3 Conclusion

Dans des endroits stratégiques les ponts doivent rester ouverts à la circulation après un événement sismique et sans dommages ou des dommages mineurs qui peuvent être rapidement réparés.

Cela signifie que les ponts doivent être essentiellement conçus comme élastique. L'utilisation de l'isolation sismique peut être une solution économique pour ces ponts, si ce n'est pas la seule solution. Cela peut s'appliquer à la fois lors de la conception sismique et la mise à niveau du nouveau pont existants.

Parfois, il est souhaitable de réduire la force transmise à la superstructure, comme dans le cas de la réhabilitation de la conception sismique du pont de Benicia-Martinez, dans la baie de San Francisco, où les isolateurs ont été utilisés pour limiter les forces dans les éléments de la superstructure [4]. Un autre facteur à considérer est la topographie du site du pont.

Un terrain irrégulier peut entraîner une configuration très irrégulière de la structure. Cela se traduira par une distribution inégale des forces sismiques entre les piliers et la concentration de la demande de la ductilité. Alors il faut Utiliser des isolateurs sismiques qui fournissent une rigidité effective et rapprocher le déplacement entre les piliers pour un résultat de la distribution plus uniforme de la force [7].

Pour la protection parasismique des ponts existants, les isolateurs peuvent être une solution efficace pour les piles en sous-effectif

Dans certains cas, il ne peut pas être une économie immédiate de l'utilisation de l'isolateur sismique sur une conception classique. On prend en considérations la comparaison entre les coûts du cycle de vie du pont et l'utilisation des isolateurs signifie généralement des dommages beaucoup moins, donc les coûts de réparation inférieurs au long terme.

## Chapitre 4

# METHODOLOGIE D'EVALUATION DES DEMANDES SISMIQUES

### 4.1 Introduction

L'action sismique sur une construction consiste en l'application d'un déplacement variable de sa base .pourtant la plupart des codes de conception parasismique conduit à représenter l'action sismique comme une force statique équivalant au même titre que les autres actions. la doubles nécessité de mieux décrire la performance attendue d'une nouvelle construction soumise à un séisme et de mieux évaluer la vulnérabilité sismique d'un bâtiment existant a conduit entre autres à développer des méthodes de calcul non linéaire.

Plusieurs approches ont codifié la méthodologie d'évaluation de capacités et de demandes sismiques, parmi ces approches on cite (FEMA273/274/356, ATC40, ...). Ces approches s'appuient souvent sur une modélisation du comportement non linéaire des structures et sur un calcul statique non linéaire équivalent de la réponse de la structure représentée par une courbe reliant l'effort tranchants à la base et le déplacement du sommet, connue sous le nom de (Push over) ou (poussée progressive).

Dans ce chapitre on va présenter et définir les notions du comportement non linéaire des bâtiments à l'action sismique, et ce chapitre vise essentiellement à présenter la méthode de spectre de capacité (CSM, capacity Spectrum method), cette méthode est la plus utilisée pour le calcul non linéaire, et plusieurs auteurs ont démontré que cette méthode donne une bonne appréciation des demandes sismiques.

## 4.2 Non Linéarités des Matériaux

### 4.2.1 Lois de comportement des matériaux

#### ➤ Béton : « Model de Mander »

Le béton peut se trouver sous « deux états de contraintes différents »

- Le premier nommé « non confiné » matériaux ne se trouvant pas à l'intérieur du volume sujet à l'emprise des armatures « étriers, barre longitudinales »
- Le seconde nommé « confiné » matériaux se trouvant dans le volume d'emprise des aciers

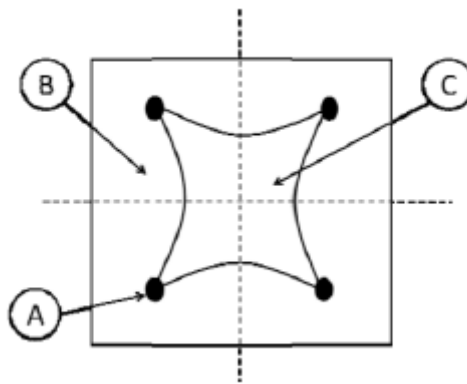


Figure.4.1 Disposition des différents matériaux d'une section carrée

B : correspond à un état uni axial, C : correspond à un état d'étreinte triaxiale

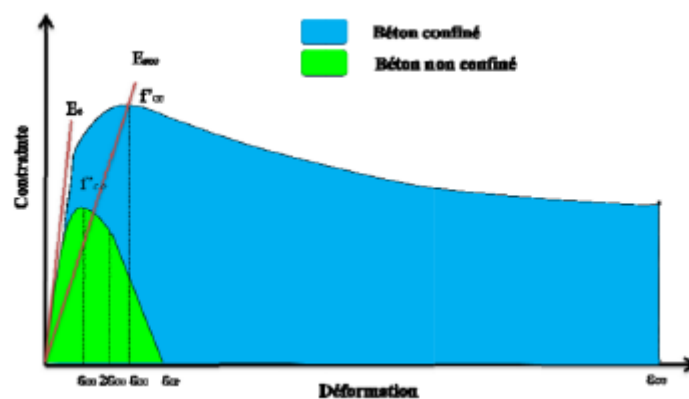


Figure.4.2 Model de Mander pour le béton confiné et non confiné

### ➤ Acier : « Model de King »

Travaillant aussi bien en traction qu'en compression en fonction des sollicitations représentées sur la figure 4.3.

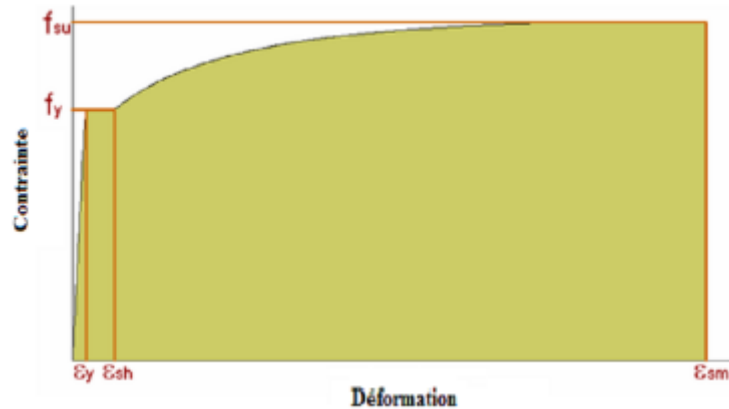


Figure.4.3 Diagramme « contrainte-déformation » de l'acier

Ce diagramme se scinde en deux ou trois phase distinctes, [6] :

- La partie élastique linéaire, caractérisée par le module d'élasticité de Young ( $E \ll N/mm^2$ ) et par la limite d'écoulement aussi appelée « limite d'élasticité » ( $F_y \ll N/mm^2$ ).
- La partie plastique quasiment horizontale, située à un niveau de contrainte équivalent à celui de la limite élastique tous les aciers n'ont pas cette particularité
- La partie de raffermississement caractérisée par une augmentation de la force jusqu'au maximum de force ( $F_{su} \ll N/mm^2$ ), on observe l'apparition de la striction qui s'accompagne d'une diminution de charge jusqu'à l'observation de la rupture.

## 4.3 Comportement Non Linéaire des Sections en Béton Armé

### 4.3.1. Modèles de comportement Non Linéaire

La variation de la rigidité d'un élément est attribuée au comportement non linéaire des matériaux qui le constituent. Dans ce cas, le matériau considéré ne suit pas la loi de Hooke et la rigidité est tangente à la courbe « Force – Déformation » qui caractérise les matériaux. Il n'est pas approprié de représenter le comportement des structures soumises à des mouvements forts par un modèle linéaire invariant dans le temps [5].

Pour l'analyse dynamique non linéaire, l'aire délimitée par les boucles hystérétiques formées par la courbe « Force - Déformation » est une mesure de l'énergie dissipée par le phénomène de plasticité.

Les modèles sont classés en cinq grandes catégories :

- Un modèle avec une boucle stable et une large capacité d'absorption d'énergie de déformation.
- Un modèle avec une dégradation de la rigidité et une augmentation du déplacement plastique, avec une capacité d'absorption d'énergie raisonnable.
- Un modèle avec une dégradation de la résistance et une augmentation du déplacement plastique, avec une capacité d'absorption d'énergie raisonnable.
- Un modèle avec une dégradation de la rigidité et de la résistance, avec une capacité d'absorption d'énergie raisonnable.
- Un modèle avec une faible capacité d'absorption d'énergie.

L'utilisation de chaque catégorie dépendra de la nature du matériau choisi et des éléments constituant la structure à étudier.

Nous présentons dans cette partie quelques modèles de comportement non linéaire fréquemment utilisés dans l'analyse non linéaire des structures.

➤ **Modèle Elasto - Plastique Parfait**

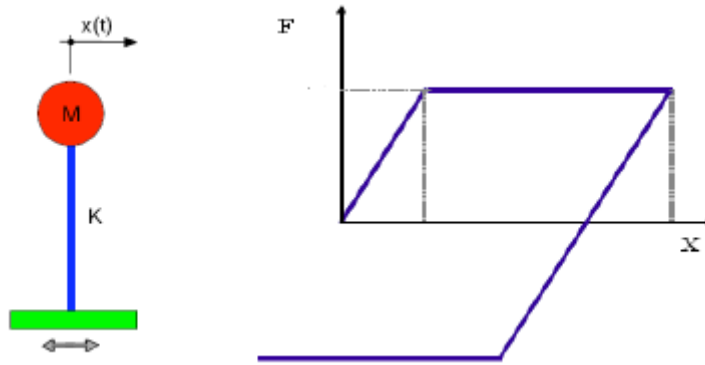


Figure.4.4. Modèle de comportement élasto – plastique parfait

➤ **Modèle Elasto - Plastique Bilineaire**

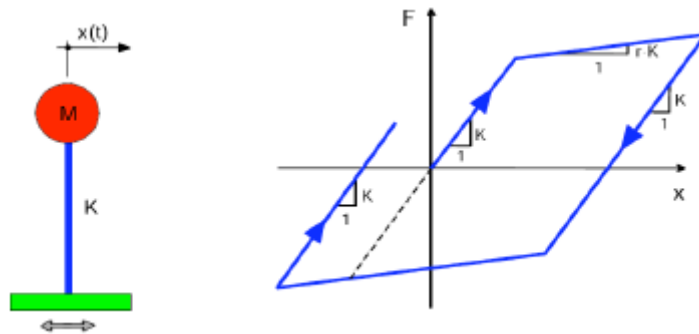


Figure.4.5. Modèle de comportement élasto – plastique bilinéaire

➤ **Modèle TAKEDA**

C'est une loi tri-linéaire correspondant à la fissuration du béton, la plastification des aciers et à la ruine.

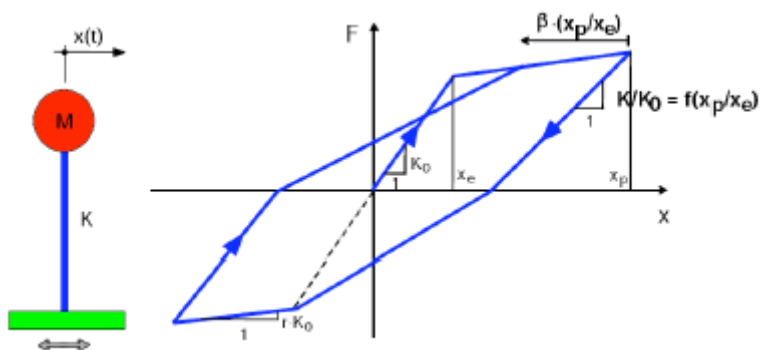


Figure.4.6. Modèle de comportement TAKEDA

### 4.3.2. Analyse non Linéaire des sections en béton armé

Toute étude des sections d'un élément structural nécessite la connaissance d'au moins :

- La géométrie de la section ;
- Les matériaux constitutifs.

Les sections étudiées dans ce mémoire sont toutes réalisées en béton armé. Ce matériau composite est constitué de deux éléments aux caractéristiques différentes :

- Le béton présente des résistances à la compression assez élevées, de l'ordre de 25 à 60 MPa, mais sa résistance à la traction est faible, de l'ordre de 1/10 de sa résistance en compression. De plus, le béton a un comportement fragile.

- L'acier présente une très bonne résistance à la traction (et aussi à la compression pour des élancements faibles), de l'ordre de 500 MPa. De plus, son comportement est ductile, avec des déformations très importantes avant rupture (de l'ordre de la dizaine de %).

Pour pallier à faible résistance du béton en traction et sa fragilité, on lui associe des armatures en acier : c'est le béton armé.

#### 4.3.2.1. Lois de comportement des sections

Plusieurs lois de comportement utilisées dans l'analyse non linéaire des sections en béton armé comme la relation moment – courbure et la courbe d'interaction M - N.

Dans notre travail nous allons utiliser la loi de comportement moment- courbure.

La loi moment – courbure établit la relation entre la courbure et le moment de flexion d'une section en béton armé « donnée » à effort normal constant fixé. Elle permet de décrire le comportement mécanique des sections d'un élément structural travaille en flexion.

La loi moment – courbure d'une section dépend de ses caractéristiques géométriques, des caractéristiques mécaniques des matériaux qui la composent (béton, acier ...) mais aussi du ferrailage longitudinal, transversal (le taux de ferrailage ...) et de l'effort normal de la section. On considère l'hypothèse d'Euler – Bernoulli qui suppose que les sections planes restent planes après déformation.

### 4.3.2.2. Courbe d'interaction M – N

Les courbes d'interaction M-N sont des outils souvent utilisés comme aide au dimensionnement. Ces courbes sont souvent utilisées pour déterminer ou de vérifier aisément, une section de géométrie et d'armature donnée, la capacité portante de la section [6].

Les courbes sont tracées à partir des équations d'équilibre de la section et définissent la zone où l'équilibre de la section est possible et la zone non autorisée. Nous pouvons définir trois zones de comportement différent (Figure 4.7) :

- Zone 1 : Effort normal prédominant et moment faible
- Zone 2 : Flexion composée
- Zone 3 : Flexion prédomine

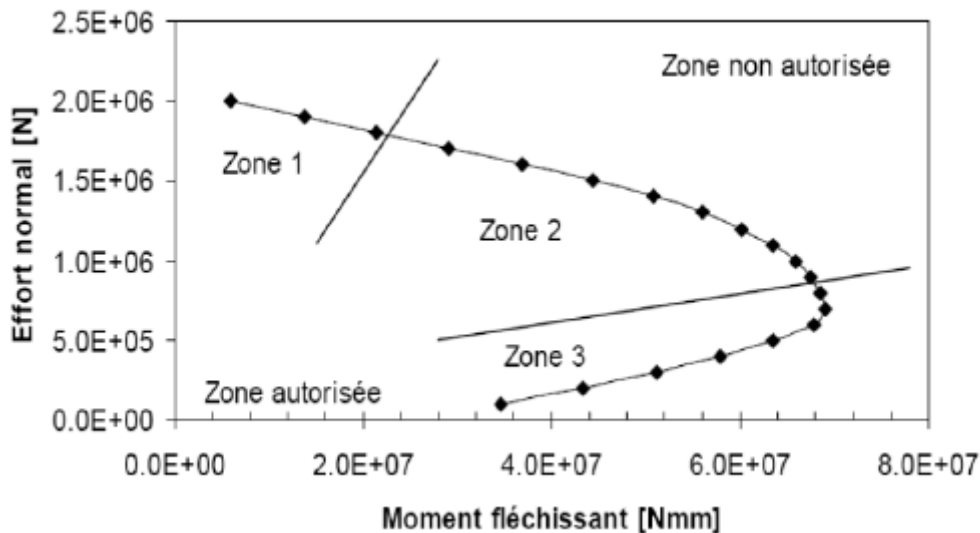


Figure. 4.7. Courbe d'interaction M-N

### 4.3.2.3. Rotules plastiques

Zones d'un élément de structure (poutres, poteaux, voiles,...) subissant des déformations irréversibles et capables de dissiper l'énergie sous sollicitations alternées, au-delà d'un seuil de sollicitation elle se comporte comme une articulation autorisant la rotation des autres parties de l'élément. Après la formation des rotules plastiques, les non – linéarités sont concentrées au niveau des rotules plastiques. Chaque rotule est caractérisée localement par (moments de fissuration, plastification et ruine). La longueur de chaque rotule ne correspond pas à la longueur de la portion de la poutre ou du poteau ayant physiquement plastifié ( $L_p$ ).

Dans le cas général  $L_p$  dépend de la ductilité appelée et donc du niveau de chargement. La figure 4.8 illustre les rotules plastiques au niveau des piles des ponts provoqués par le séisme de Northridge 1994.



Figure. 4.8. Rotules plastiques des piles des ponts

L'emplacement d'une rotule plastique dans un élément structural est défini par sa longueur ( $L_p$ ), pour mieux comprendre cette dernière on prend comme exemple un modèle simplifié de poteau console.

La longueur de la zone plastifiée lorsque la courbure ultime est atteinte en pied de poteau, peut être calculée à l'aide d'une loi moment-courbure simplifiée bilinéaire : la rigidité fissurée est prise comme rigidité initiale et un écrouissage est considéré après la plastification.

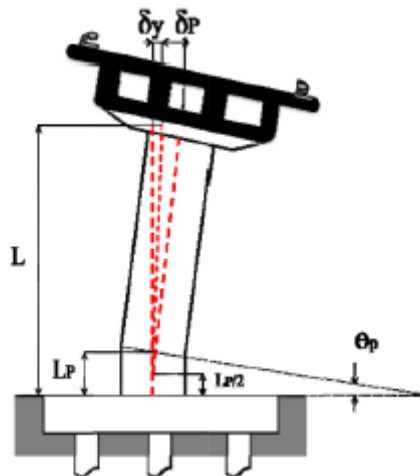


Figure. 4.9. Modèle de rotule plastique concentrée

### ➤ Rotation élastique

Malgré les non-linéarités dues au développement progressif de la fissuration, il est admis que le comportement d'un élément de construction jusqu'à la rotation de plastification de la corde  $\theta_y$  est linéaire-élastique. La courbure au début de la portée de cisaillement  $L_v$  atteint alors la valeur  $\Phi_y$  (courbure nominale de plastification) et la répartition de la courbure le long de la portée de cisaillement est linéaire (voir figure 4.10).

Sur la base des relations ressortant de la figure 4.10, la rotation de plastification de la corde  $\theta_y$  peut être calculée comme le rapport entre le déplacement nominal de plastification  $\Delta_y$  et la portée de cisaillement  $L_v$ . Elle vaut d'après Park et Paulay :

$$\theta_v = \Phi_y \frac{L_v}{6} \quad (4.1)$$

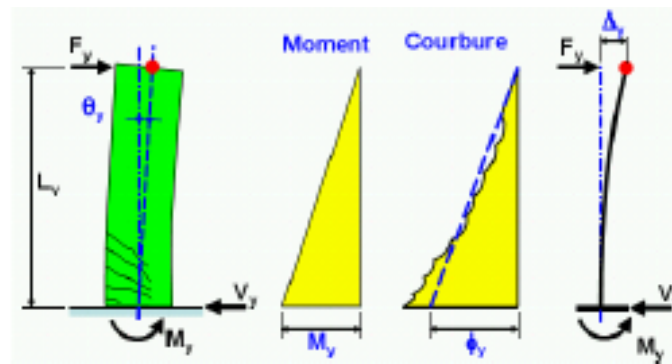


Figure. 4.10 Rotation de plastification de la corde  $\theta_y$  d'un élément de construction.

### ➤ Rotation inélastique

La répartition effective de la courbure le long d'un élément de construction plastifié est donc relativement compliquée et peut être simplifiée pour des raisons de calcul tout en incluant le concept de la rotule plastique. La rotule plastique est une dimension fictive qui permet le calcul simplifié des déformations d'un élément de construction en cours de plastification.

Plusieurs possibilités permettant de définir la longueur de la rotule plastique, nous présentons l'hypothèse de Paulay et Priestley 1992 qui a été retenue (Eq 4.2) avec une correction au moyen du facteur  $a_{st}$  pour tenir compte de la capacité d'écroutissage réduite des aciers européens.

$$L_{pl} = a_{st} (0.08 L_v + 0.022 f_s d_M) \quad (mm) \quad (4.2)$$

Avec:

$a_{st}$  coefficient de nuance d'acier.  $a_{st} = 0.8$  pour les aciers d'armature avec  $(f_t/f_s) < 1.15$   
 et  $a_{st} = 1.0$  pour les aciers d'armature avec  $(f_t/f_s) \geq 1.15$

$L_v$  portée de cisaillement  $L_v = M_u/V_u$  en [mm]

$F_s$  limite d'écoulement de l'armature longitudinale, en [MPa]

$f_t$  résistance à la traction de l'armature longitudinale, en [MPa]

$d_{bl}$  diamètre de l'armature longitudinale, en [mm]

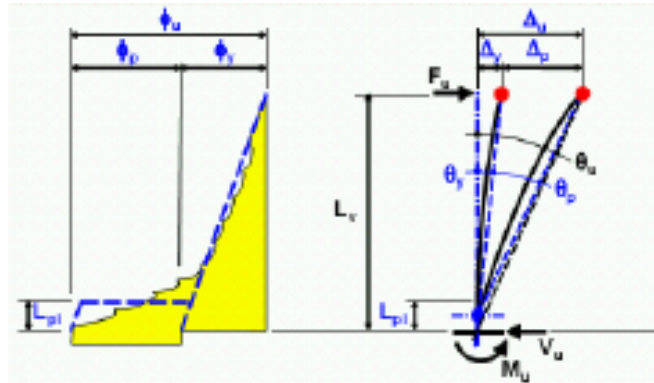


Figure. 4.11 Rotation de la corde à la rupture  $\theta_u$  d'un élément de construction.

D'après l'ATC40 la rotation plastique peut être obtenue par la relation suivante :

$$\theta_p = (\Phi_u - \Phi_y)L_{pl} \quad (4.3)$$

## 4.4 Analyse Non Linéaire des Ossatures

### 4.4.1. Définition de l'analyse Pushover

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

Les résultats de cette analyse sont représentés sous forme de courbe (voire figure.4.12) qui relie l'effort tranchant à la base en fonction du déplacement du sommet de la structure.



Figure. 4.12. Courbe de capacité

### 4.4.2. But de l'analyse Pushover

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

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

- L'estimation des déformations dans le cas des éléments qui doivent subir des déformations inélastiques afin de dissiper de l'énergie communiquée à la structure par le mouvement du sol.
- La détermination des sollicitations réelles sur les éléments fragiles, telles que les sollicitations sur les assemblages de contreventements, les sollicitations axiales sur les poteaux, les moments sur les jonctions 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 de notre structure.
- L'identification des zones critiques dans lesquelles les déformations sont supposées être grandes.

- L'identification des discontinuités de résistance en plan et en élévation qui entraînent des variations dans les caractéristiques dynamiques dans le domaine inélastique.
- L'estimation des déplacements inter-étage qui tiennent compte des discontinuités de la rigidité et de la résistance qui peut être utilisés dans le contrôle de l'endommagement.

### 4.4.3. Limitations de l'analyse Pushover

- Il doit être accentué que l'analyse de push-over est approximative dans la nature et elle est basée sur le chargement statique. Comme elle ne peut pas représenter des phénomènes dynamiques avec un grand degré de précision.
- Elle ne peut pas détecter quelques modes de déformations qui peuvent se produire dans une structure soumise aux séismes sévères, et il peut exagérer des autres.
- La réponse dynamique plastique peut différer considérablement de prédiction basée sur les modèles des charges statiques invariants ou adaptatifs, en particulier si les effets des modes supérieurs deviennent importants.

Les limitations sont aussi imposées par les choix du modèle de chargement. Quel que soit le modèle de chargement choisi, c'est possible qu'il favorise des certaines modes de déformation qui sont provoqués par le modèle de chargement et autres manques qui sont commencés par le mouvement de sol et les caractéristiques de la réponse dynamiques plastique de la structure. Un exemple simple une structure avec un étage supérieure souple. Quel que modèle de chargement invariant conduira à une concentration de déformation plastiques dans l'étage supérieure et ne peut jamais commencer des déformations plastiques dans les autres étages. Donc, le bon jugement a besoin d'être employé dans la sélection des modèles de chargements et dans l'interprétation des résultats obtenus par les modèles de chargement sélectionnés.

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. Elle intervient dans une étape de vérification. Son utilisation en dimensionnement se fait donc de manière itérative.

## 4.5 Méthode de spectre de capacité (CSM)

La méthode de spectre de capacité (CSM) compare la capacité d'un ouvrage de résister aux forces latérales aux demandes des spectres de réponse des séismes dans une présentation graphique, qui permet une évaluation visuelle de la façon dont l'ouvrage exécutera quand soumis au tremblement de terre.

La méthode est facilement compréhensible et généralement conformée à d'autres méthodes dans lesquelles prendre en compte le comportement non linéaire des ouvrages.

La capacité est représentée par un diagramme de force latérale – déplacement qui tient compte du rendement séquentiel des éléments structuraux pendant que l'ouvrage est latéralement déplacé au-delà de ses limites élastiques linéaires [8].

Ce procédé désigné parfois sous le nom d'une courbe de Pushover. Cette courbe est calculée en termes de déplacement du toit et l'effort tranchant à la base, afin de comparer la courbe de capacité avec le spectre de réponse de la demande, la courbe de (V-U) est convertie en coordonnées spectrales.

Les demandes sismiques sont représentées par des spectres de réponse. Des spectres élastiques linéaires de réponse, assumés à 5% atténuant, sont modifiés pour représenter les effets de la réponse non élastique en substituant des spectres plus fortement atténués pour expliquer la réponse non linéaire par hystérésis de l'ouvrage.

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 A est suggérée dans notre étude 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'un ouvrage issue d'une analyse statique non linéaire (Pushover) avec une courbe représentative de la sollicitation apportée par le séisme. L'intersection représente le point de fonctionnement (point de performance) permettant d'évaluer le déplacement maximal que l'ouvrage subira et son degré de pénétration dans le domaine plastique.

La méthode (CSM) se compose de [1] :

1. Développer la relation entre l'effort tranchant à la base  $V_b$  et le déplacement du toit  $u_r$ , cette relation est obtenue par la courbe Pushover.

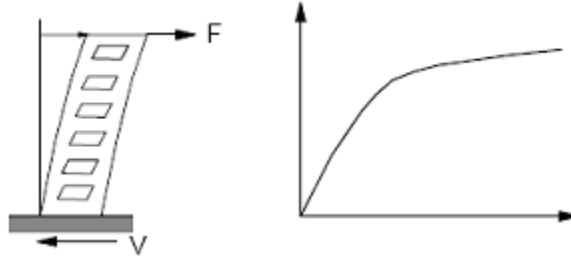


Figure.4.13 Développement de la courbe Pushover

2. La courbe Pushover subit donc les transformations suivantes :

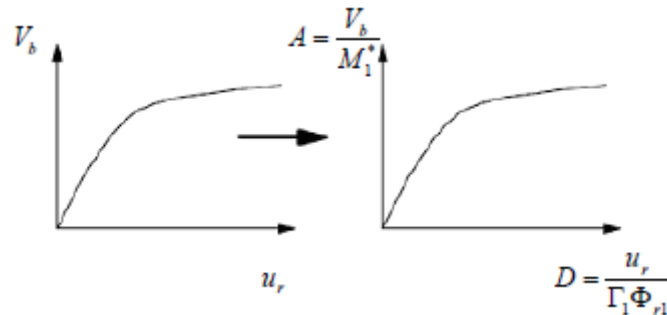


Figure.4.14 Conversion de la courbe Pushover en format ADRS (Acceleration-Displacement Response Spectra)

$$D = \frac{u_r}{\Gamma_1 \Phi_{r1}} \quad (4.4)$$

$$A = \frac{V_b}{M_1^*} \quad (4.5)$$

$$\Gamma_1 = \left[ \frac{\sum_{j=1}^N m_j \phi_{j1}}{\sum_{j=1}^N m_j \phi_{j1}^2} \right] \quad (4.6)$$

$$M_1^* = \frac{\left[ \sum_{j=1}^N m_j \phi_{j1} \right]^2}{\left[ \sum_{j=1}^N m_j \phi_{j1}^2 \right]} \quad (4.7)$$

Avec :

$M_1^*$  Masse modale effective au premier mode

$\Gamma_1$  Facteur de participation modal du premier mode

$m_j$  Masse du  $j^{\text{ème}}$  niveau

$\phi_{j1}$  Amplitude du niveau  $j$  au mode fondamentale

$N$  Nombre de niveaux

$\phi_{r1}$  Amplitude du premier mode au niveau du toit

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

Cette conversion peut être faite par la relation suivante

$$D = \frac{T_n^2}{4\pi^2} A \quad (4.8)$$

$D$  Déplacement spectral

$A$  Accélération spectrale

$T_n$  Période naturelle

Si le spectre de réponse est en format de vitesse spectrale, alors la conversion doit être faite par les relations suivantes.

$$A = \frac{2\pi}{T_n} S_v \quad (4.9)$$

$$D = \frac{T_n}{2\pi} S_v \quad (4.10)$$

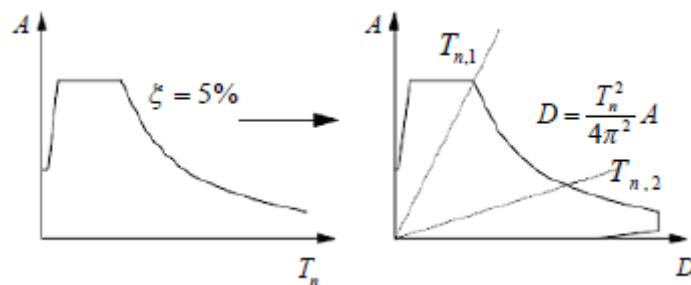


Figure 4.15 Conversion du spectre de réponse en format ADRS

4. Combiner le diagramme de la demande et de la capacité et déterminer la demande en déplacement, cette étape est très compliquée en analyse dynamique d'un système linéaire équivalent avec des valeurs successivement mises à jour de la période de vibration  $T_{eq}$  et l'amortissement équivalent  $\xi_{eff}$ .

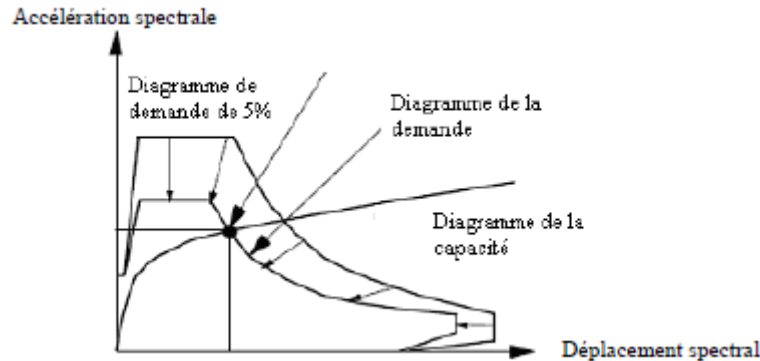


Figure.4.16 Détermination du point de performance

5. Convertir la demande en déplacement déterminée à l'étape 4 en déplacement global et comparer avec les valeurs limites.

## 4.6 Système linéaire équivalent

La réponse sismique des systèmes inélastiques peut être estimée par des méthodes d'analyse approximatives dans lesquelles le système non-linéaire est remplacé par un système linéaire 'équivalent'. Ces méthodes représentent un champ fertile pour plusieurs chercheurs avant le développement rapide du calcul numérique où une grande partie du travail fondamental a été accompli plus de deux décennies (Hudson, 1965 ; Jennings, 1968 ; Lwan et Portes, 1979). En général, il existe deux méthodes approximatives utilisées pour la détermination des paramètres du système linéaire équivalent : méthodes basées sur la réponse harmonique et d'autres basées sur la réponse aléatoire.

On considère que le système SDOF est inélastique avec la relation bilinéaire (force – déplacement) en état initial, la rigidité de la branche élastique  $k$  reste invariable sur l'ensemble de la réponse, et  $\alpha k$  représente la dégradation de rigidité (figure 4.16).

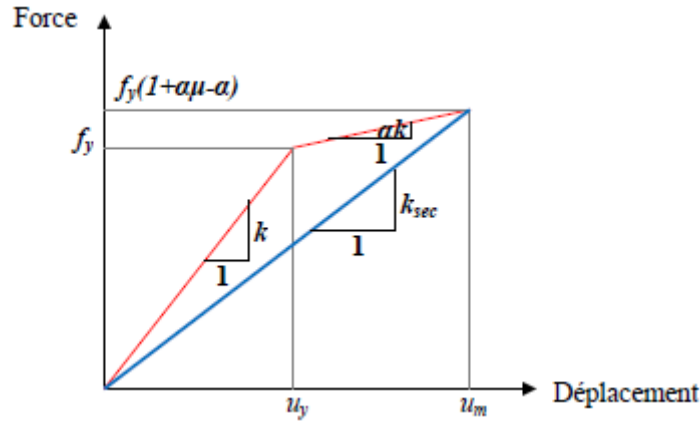


Figure.4.17 Relation bilinéaire Force – Déplacement pour un système SDOF

$U_y$  Déplacement élastique

$U_m$  Déplacement ultime

$\mu$  Ductilité

La période fondamentale de vibration pour le système linéaire équivalent :

$$T_{eq} = T_n \sqrt{\frac{\mu}{1 + \alpha\mu - \alpha}} \quad (4.11)$$

$T_n$  : la période lorsque ( $u \leq u_y$ )

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 :

$$\xi_{eff} = \xi_0 + 0,05 \quad (4.12)$$

Où  $\xi_0$  représente l'amortissement visqueux équivalent correspondant à l'amortissement hystérétique

0.05 représente l'amortissement matériel visqueux inhérent de l'ouvrage

Le terme  $\xi_{eq}$  ce calcul à partir de la relation suivante :

$$\xi_0 = \frac{1}{4\pi} \frac{E_d}{E_{s0}} \quad (4.13)$$

$E_d$ : représente l'énergie dissipée par l'amortissement

$E_{s0}$ : représente l'énergie des déformations maximales.

En idéalisant le comportement de l'ouvrage considéré comme élastoplastique avec écrouissage par une courbe bilinéaire (Figure 4.17), les expressions de  $E_d$  et  $E_{s0}$  s'écrivent respectivement :

$$E_d = 4(Sa_y Sd_{pi} - Sa_y Sd_{pi}) \quad (4.14)$$

Et

$$E_{s0} = \frac{Sa_{pi} Sd_{pi}}{2} \quad (4.15)$$

Ce qui devient:

$$\xi_0 = \frac{2 Sa_y Sd_{pi} - Sa_y Sd_{pi}}{\pi Sa_{pi} Sd_{pi}} \quad (4.16)$$

Le calcul de l'amortissement équivalent  $\xi_0$  est basé sur l'hypothèse de comportement idéalisé de l'ouvrage illustré par la figure (4.17), il ne peut pas couvrir la diversité de comportements des ouvrages soumis à des excitations dynamiques.

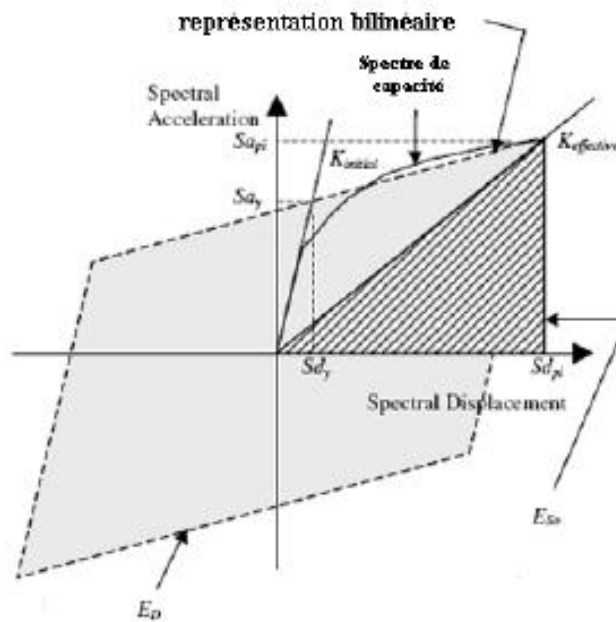


Figure 4.18 Dérivation d'énergie absorbée près l'atténuation

L'amortissement par hystérésis peut être représenté comme l'amortissement visqueux équivalent. Ainsi, l'amortissement effectif peut être estimé par :

$$\xi_{eff} = k\xi_0 + 0,05 \quad (4.17)$$

Là où  $\xi_{eq}$  est l'amortissement par hystérésis (sa valeur n'excède pas 45%) et 0.05 est l'amortissement visqueux assumé 5% inhérent à l'ouvrage.  $k$  est un facteur de modification pour expliquer le point auquel l'hystérésis réel du pont est bien représenté par le comportement bilinéaire du spectre de capacité (figure 4.18).

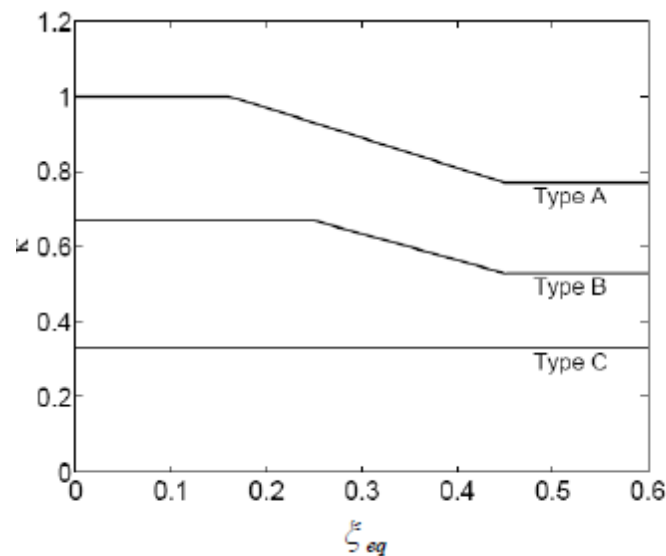


Figure.4.19 Variation du facteur de modification en fonction de l'amortissement

Le facteur de modification de l'amortissement  $k$  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.

Pour expliquer l'atténuation, le spectre de réponse doit être réduit par des facteurs de réduction d'accélération et de la vitesse  $S_{Ra}$  et  $S_{Rv}$  respectivement qui sont donnés par les relations suivantes.

Type de comportement structural	$S_{Ra}$	$S_{Rv}$
Type A	0.33	0.5
Type B	0.44	0.56
Type C	0.56	0.67

Tableau 4.1 Les coefficients  $S_{Ra}$  et  $S_{Rv}$  pour les trois types

$$S_{Ra} = \frac{3.21 - 0.68 \ln(\xi_{eff})}{2.12} \quad (4.18)$$

$$S_{Rv} = \frac{2.31 - 0.41 \ln(\xi_{eff})}{1.65} \quad (4.19)$$

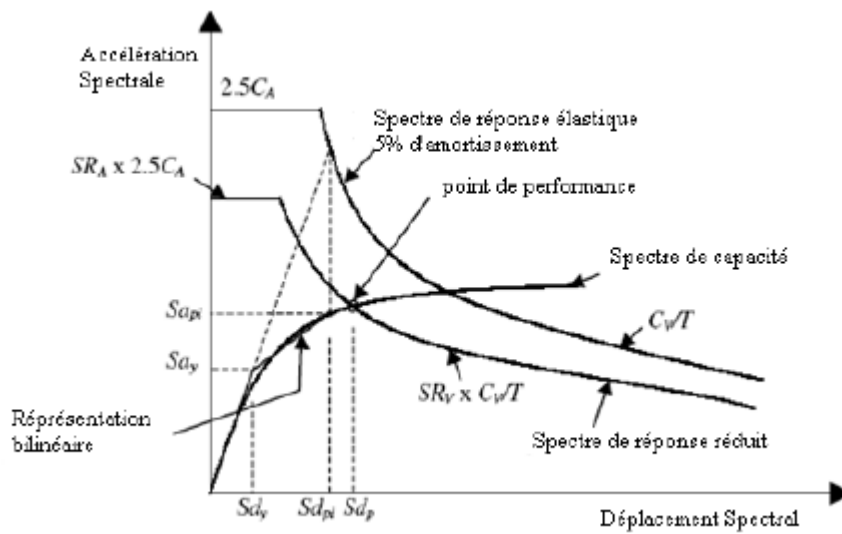


Figure.4.20 Méthode de spectre de capacité 'Procédure A'

## 4.7 Conclusion

On a vu dans les paragraphes précédents que la capacité des bâtiments en béton armé peut se déterminer par une méthode basée sur les déformations largement connue sous le nom de l'analyse Push-over. Le choix de la méthode sera en fonction du problème à traiter, après tous ce que nous avons vu que l'action sismique sur un bâtiment se limite dans la réalité à un déplacement imposé de sa base, La réponse sismique de l'ouvrage est explicitement interprétable puis qu'elle en fournit directement une représentation par ses déplacements.

Enfin, il convient pour être juste de mentionner l'un des moteurs principaux de l'avènement des approches en déplacement au détriment des approches en force ; le traitement de l'existant. La justification ou la vérification d'une structure au cours d'une réévaluation sismique par une méthode en force, règlementaire, aboutit presque systématiquement à son renforcement.

L'application des méthodes en déplacement rend possible cette justification en appréhendant explicitement le comportement de la structure au-delà de domaine élastique.

La méthode du point de performance permette une compréhension du comportement sismique d'un ouvrage de génie civil dans un domaine poste élastique où l'évaluation des capacités et des limites de déformation du système principal de contreventement est primordial. Puis elle s'applique, en particulier, à des bâtiments à ossature (poteaux, poutres) ou contreventés par des voiles.

## Chapitre 5

# ANALYSE NON LINEAIRE DES PILES SANS ISOLATEURS SISMQUES

### 5.1. Introduction

Dans ce travail, nous allons étudier deux piles de pont non isolé en béton armé, en vue de son analyse sismique. Les logiciels d'éléments finis permettent d'évaluer la vulnérabilité des ouvrages vis-à-vis des séismes, c'est une procédure relativement longue et complexe. Pour les nouveaux ouvrages une méthode élastique comme celles des forces équivalentes ou du spectre de réponse convient parfaitement car un dimensionnement en capacité ou même souvent une bonne conception (régularité de l'ouvrage) suffit. De plus, le coût engendré par une modélisation non linéaire n'est pas négligeable. Pour les ponts existants, lorsqu'on a besoin de faire une étude approfondie du comportement au séisme, une modélisation s'impose pour obtenir la capacité totale des piles face à un séisme et le niveau de dommage en fonction des sollicitations. Pour ce faire, deux solutions sont possibles :

- Soit de réaliser un calcul par la méthode Push-over.
- Soit d'effectuer un calcul non linéaire dynamique (temporel).

Dans ce chapitre, une application de l'analyse Push-over sera réalisée sur un ensemble de 2 piles, pour prendre une perspicacité au sujet des avantages de ce procédé d'évaluation de la capacité à dissiper de l'énergie.

## 5.2. Evaluation de la capacité des piles à dissiper de l'énergie

### 5.2.1. Programmes utilisés

#### ➤ Analyse statique non linéaire

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.

#### ➤ Analyse non linéaire des sections en béton armé

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.

Ce que nous intéresse dans ce programme est le diagramme moment - courbure d'une section donnée en béton armé. L'utilisation de ce programme sera détaillée en annexe A.

## 5.2.2 Lois de comportement (Rotules non linéaires)

Le comportement non linéaire d'un élément structural est représenté par la courbe ci-dessous, cette courbe exprime le comportement par le développement des rotules plastiques dans les éléments.

### ➤ Comportement non linéaire (Modèle Elasto Plastique Bilineaire)

Le modèle de comportement non linéaire doit être capable de reproduire fidèlement les réponses non linéaires observées sur les ouvrages dans le domaine post élastique.

La figure 5.1 schématise le modèle élasto-plastique bilinéaire qui n'est qu'une représentation simplifiée du comportement d'une structure à un seul degré de liberté soumise à un chargement cyclique.

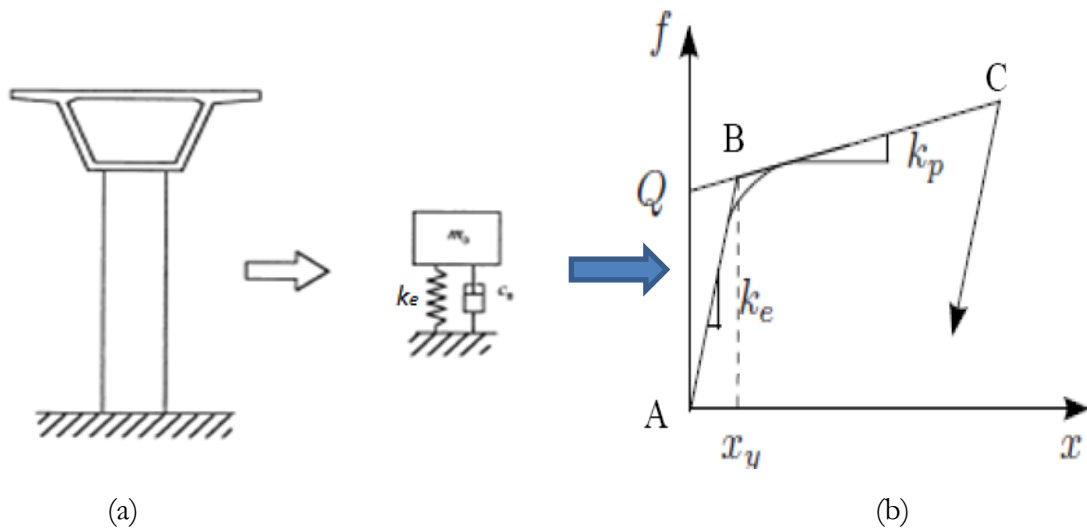


Figure.5.1 (a) Système à 1DDL, (b) Modèle du comportement bilinéaire

Dans la figure 5.1.b, 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  $\alpha$  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.

### 5.2.3. 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 (voir la figure 5.3). Le tablier de 10 m de largeur en béton armé ayant une épaisseur 20 cm (Figure 5.2). 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 5.2). 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 3(RPOA2008) ,il est implanté dans une zone de forte sismicité (III) et sur un site S3 .

Zone sismique	Groupe d'usage	Site
III	3	S3

Tableau 5.1 Données sur le site et groupe d'usage de l'ouvrage

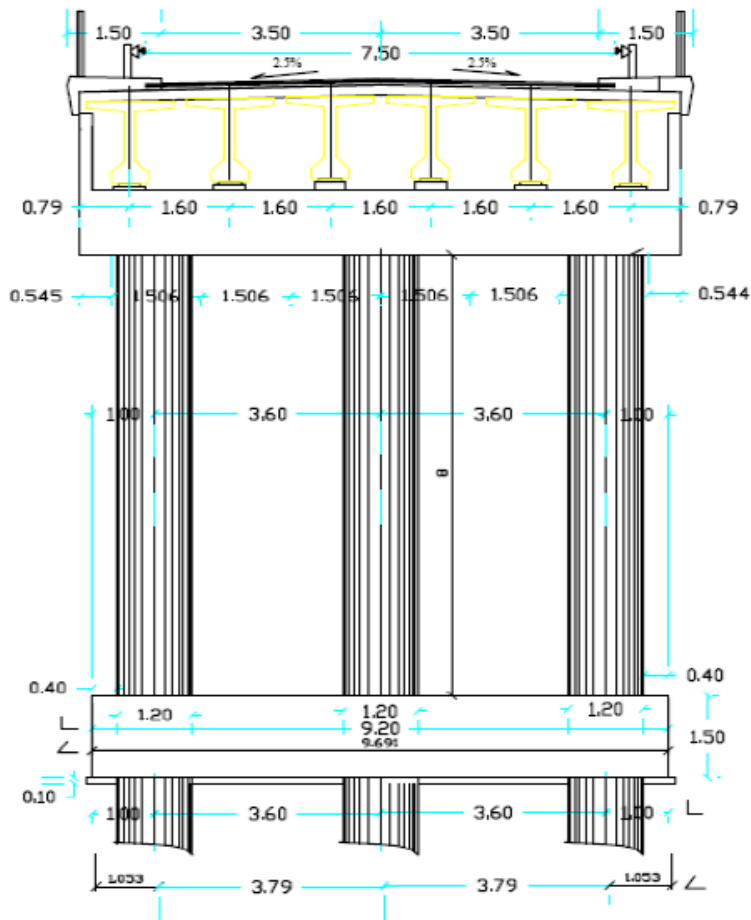


Figure 5.2 Coupe transversale de la pile

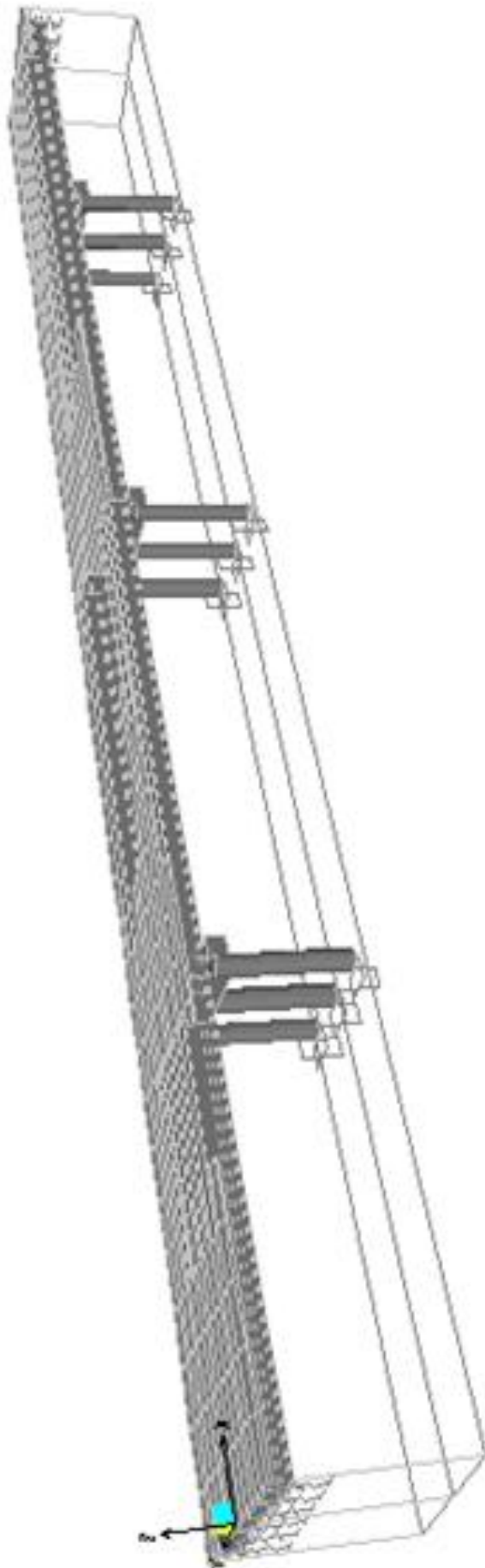


Figure 5.3 Vue en 3D du pont

## 5.2.4 Analyse non linéaire des sections en Béton Armé

Dans cette partie on détermine les lois de comportement des fûts et chevêtres par le programme (Response2000), les résultats de cette détermination seront détaillé dans l'annexe B.

### ➤ Caractéristiques des matériaux

Les tableaux 5.2 et 5.3 représentent les caractéristiques des matériaux de notre application

Acier					
$f_y$ (MPa)	$f_u$ (Mpa)	$E_S$ (Mpa)	$\varepsilon_s$ (10-3)	$\rho_s$ (t/m <sup>3</sup> )	$\nu$
435	500	200000	100	7.8	0.3

Tableau 5.2 Caractéristiques des matériaux (Acier)

Béton				
$F_c$ (MPa)	$\varepsilon_u$ (10-3)	$E_c$ (Mpa)	$\rho_b$ (t/m3)	$\nu$
27	3.5	32300	2.5	0.2

Tableau 5.3 Caractéristiques des matériaux (Béton)

$f_y$  : Limite élastique d'acier.

$f_u$  : Limite ultime d'acier.

$E_S$  : Module de Yong d'acier.

$\rho_s$  : Poids volumique d'acier.

$\varepsilon_s$ : Déformation ultime d'acier.

$f_c$  : Résistance de béton à la compression.

$\varepsilon_u$  : Déformation ultime de béton.

$E_c$  : Module de Yong de béton.

$\rho_b$ : Poids volumique de béton.

$\nu$  : Coefficient de poisson.

### ➤ Caractéristiques géométriques

Le tableau 5.4 représente les dimensions des sections des piles.

Elément	b(m)	h(m)	d(m)	A (m <sup>2</sup> )	I (m <sup>4</sup> )	A <sub>S</sub> (mm <sup>2</sup> )	d <sub>b</sub> (mm)
Chevêtre	1,2	2,1	-	2,52	0,3038	21604	25
fûts	-	-	1,2	1,13	0,0994	11784	25

Tableau 5.4 Dimensions des sections des piles

### ➤ Résultats

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

#### ➤ Fûts

La figure 5.4 représente (M-  $\Phi$ ) des sections des fûts :

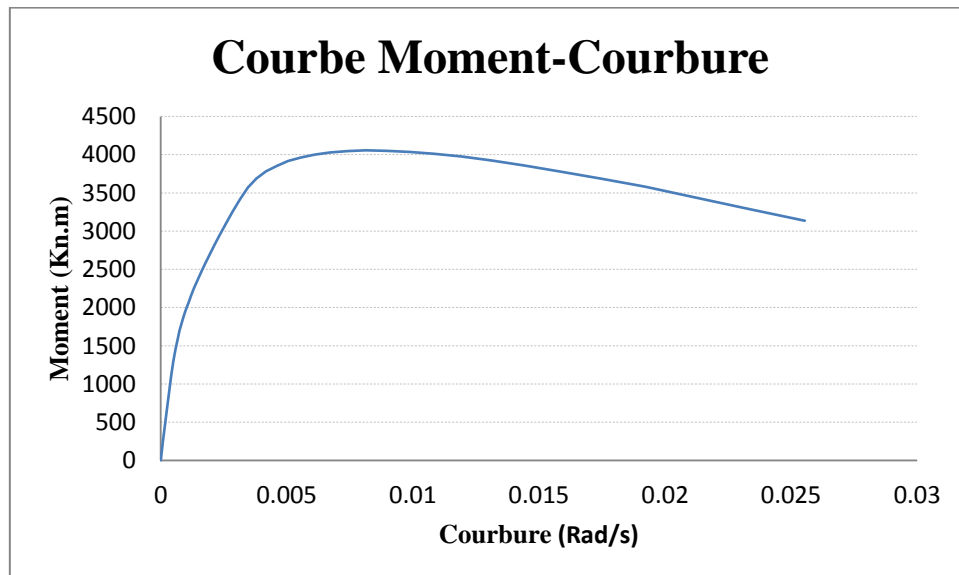


Figure 5.4 Courbe (M-  $\Phi$ ) des sections des fûts

La figure 5.5 représente la loi de comportement idéalisée, (M-  $\Phi$ ) des sections des fûts :

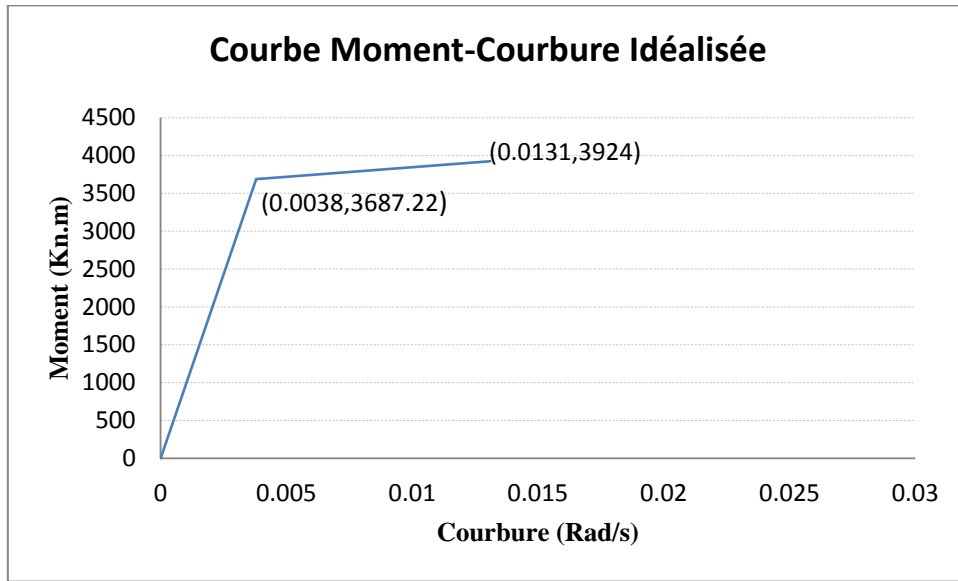


Figure 5.5 Lois de comportement idéalisée 'Moment – Courbure' des fûts .

La figure 5.6 représente la courbe d'interaction, (M- N) des sections des fûts :

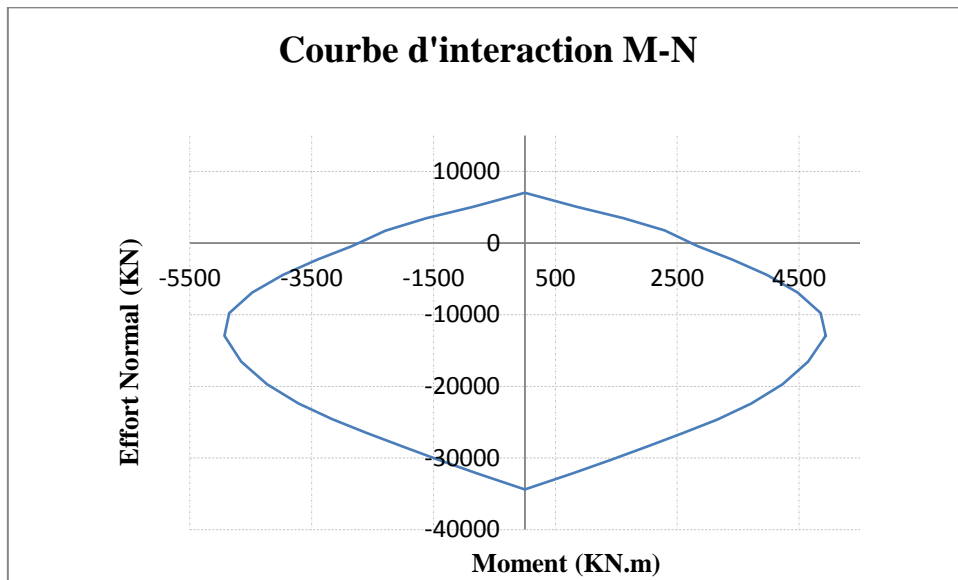


Figure 5.6 Courbe d'interaction M – N des fûts.

### ➤ Chevêtre

La figure 5.7 représente (M-  $\Phi$ ) de sections du chevêtre :

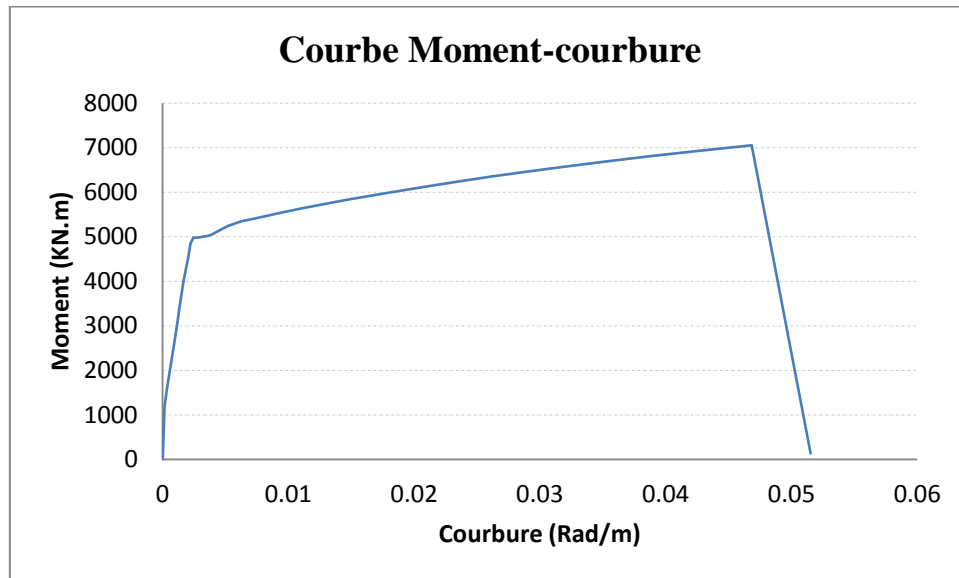


Figure 5.7 Courbe (M-  $\Phi$ ) des sections des chevêtres

La figure 5.8 représente la loi de comportement idéalisée, (M-  $\Phi$ ) des sections des chevêtres :

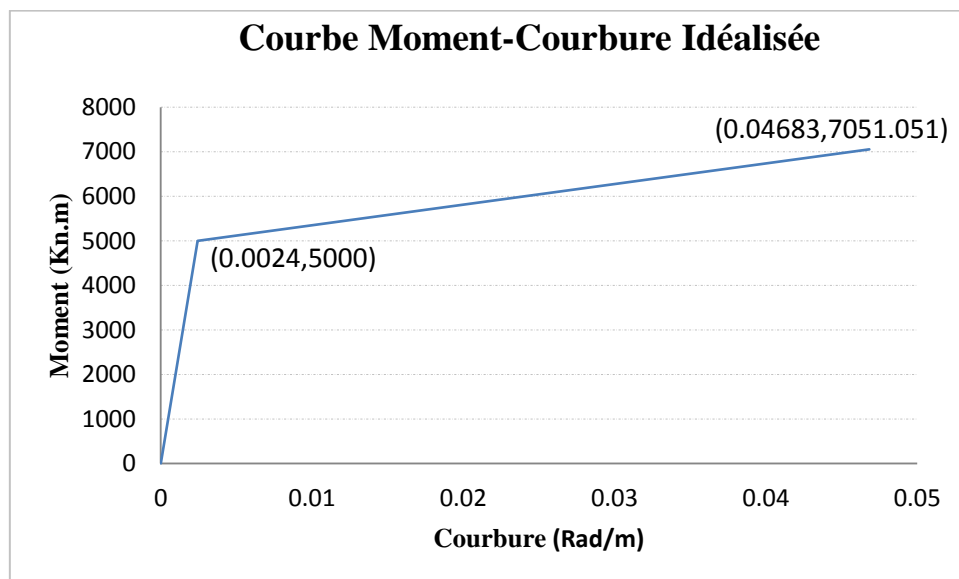


Figure. 5.8 Lois de comportement idéalisée 'Moment - Courbure' du chevêtre

## 5.2.5 Analyse modale

Les résultats de l'analyse modale des piles obtenus par SAP 2000, sont représentés dans les tableaux suivant :

Sens transversal (sens X)

		Hauteur=7m	Hauteur=8m
T (sec)	Période fondamentale	0.16 (sec)	0.19 (sec)
Alpha 1 (%)	Coefficient de participation de masse modale	99 %	99 %
W (KN)	Poids de la pile	1280.6 (KN)	1365.6 (KN)

Tableau 5.5 Résultats de l'analyse modale de la pile sens X

Sens longitudinal (sens Y)

		Hauteur=7m	Hauteur=8m
T (sec)	Période fondamentale	0.30 (sec)	0.37 (sec)
Alpha 1 (%)	Coefficient de participation de masse modale	99 %	99 %
W (KN)	Poids de la pile	1280.6 (KN)	1365.6(KN)

Tableau 5.6 Résultats de l'analyse modale de la pile sens Y

## 5.2.6 Analyse statique non linéaire (Pushover)

Les courbes Push-over (effort tranchant à la base – déplacement au sommet) sont les enveloppes des forces-déplacements des piles et représentent la réponse globale de la pile. Les courbes de capacité des piles sont représentées dans les figures suivantes.

### Sens transversal (sens x)

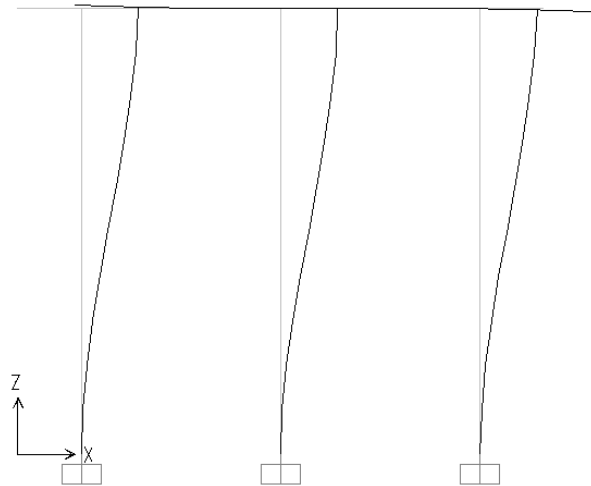


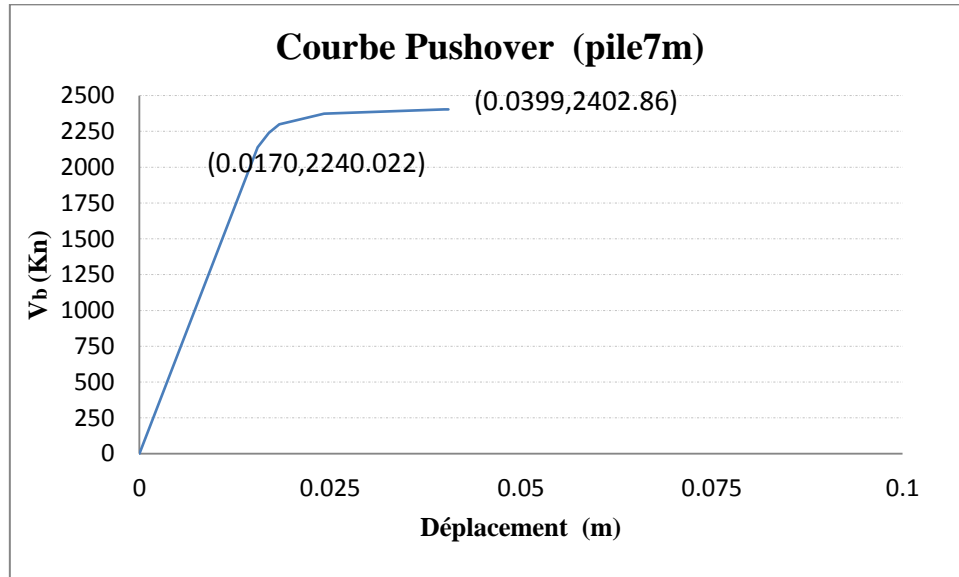
Figure 5.9. Déformé de la pile dans le sens x

Le tableau suivant représente l'évaluation des efforts tranchants à la base en fonction du déplacement de la pile pour les deux piles étudié dans le sens X :

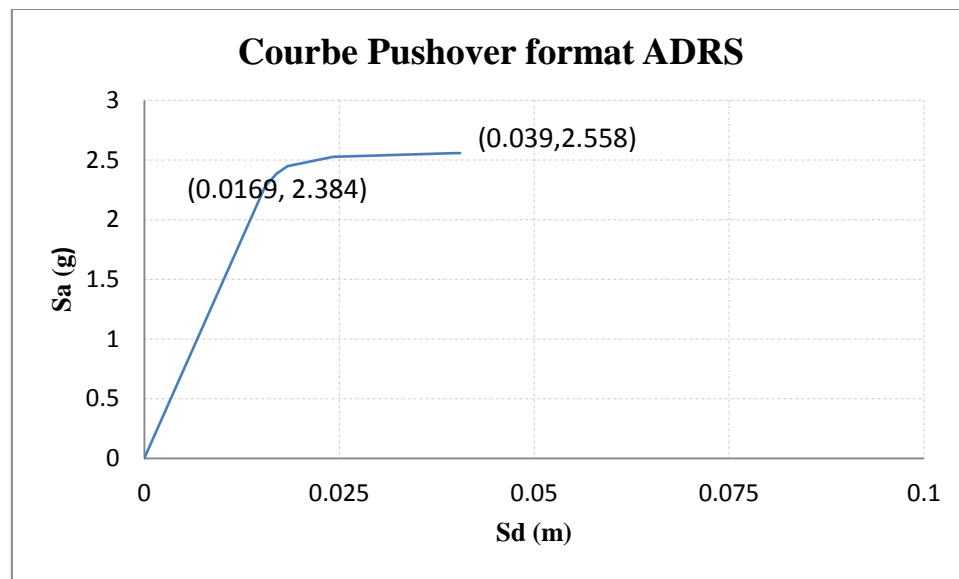
Pile 7m			Pile 8m		
Step	D (m)	V <sub>b</sub> (KN)	Step	D (m)	V <sub>b</sub> (KN)
0	$2.29 \cdot 10^{-6}$	0	0	$1.96 \cdot 10^{-6}$	0
1	0.015	2139.412	1	0.019	1911.807
2	0.016	2240.022	2	0.022	2030.972
3	0.018	2298.567	3	0.058	2052.389
4	0.024	2373.946	4	0.094	2014.173
5	0.039	2402.861	5	0.130	1973.684
6	0.040	2402.597	6	0.167	1933.213
-	-	-	7	0.203	1892.757
-	-	-	8	0.239	1852.316
-	-	-	9	0.255	1832.404

Tableau 5.7 Evaluation des déplacements en fonction de déplacement pour les deux piles (sens X)

## ➤ (Hauteur = 7m)



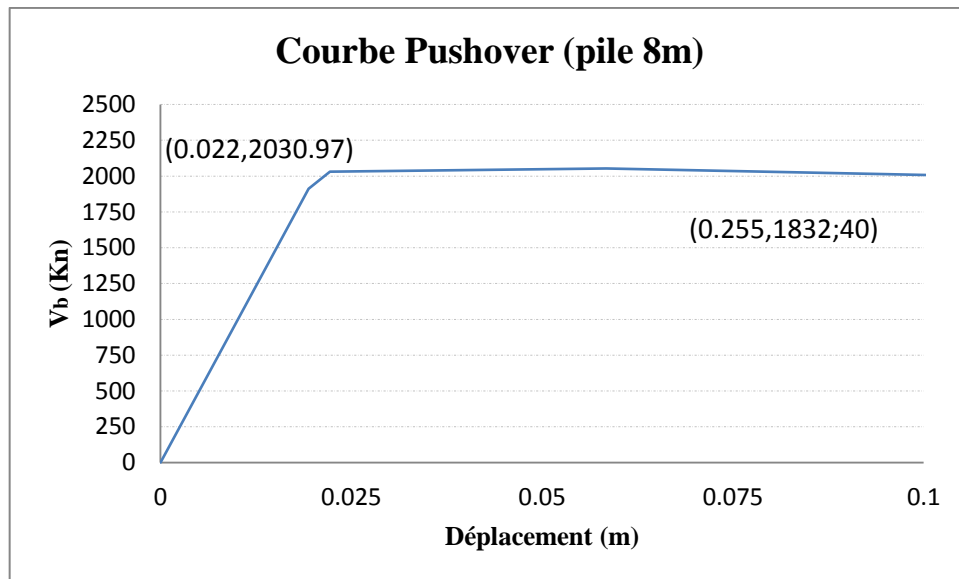
(a)



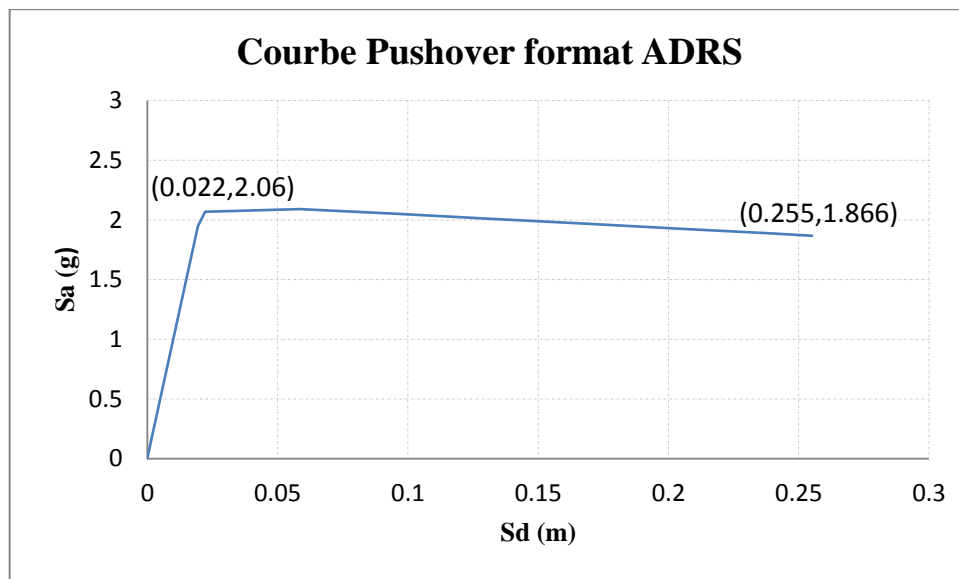
(b)

Figure 5.10. (a) Courbe Pushover de la pile 7m, (b) Courbe Pushover format (ADRS) de la pile 7m, sensX

## ➤ (Hauteur = 8m)



(a)



(b)

Figure 5.11. (a) Courbe Pushover de la pile 8m, (b) Courbe Pushover format (ADRS) de la pile 8m, sens X

➤ **Comparaison entre les courbes de capacité des piles à fûts**

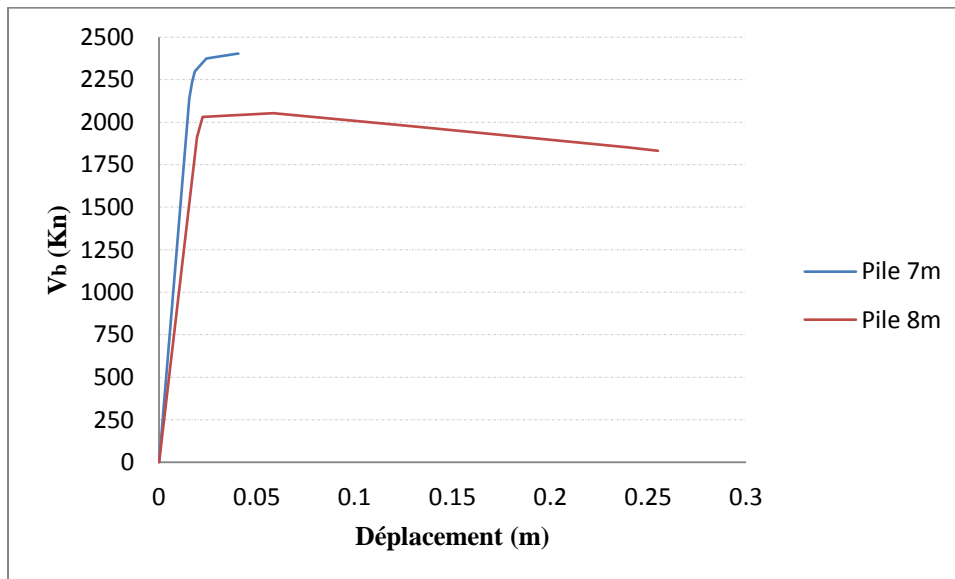


Figure 5.12. Comparaisons des courbes de capacité

Pile	$x_y$ (m)	$x_p$ (m)	$f_y$ (KN)	$f_p$ (KN)	Ductilité	$K_e$ (KN/m)	$K_p$ (KN/m)	$\alpha$ (%)
7m	0.017	0.0405	2240.1	2402.6	2.38	131770.59	6914.893	5%
8m	0.022	0.0584	2031	2052.4	2.65	92318.182	587.912	0.6%

Tableau 5.8 Comparaison des résultats sens X

## Sens longitudinal (sens Y)

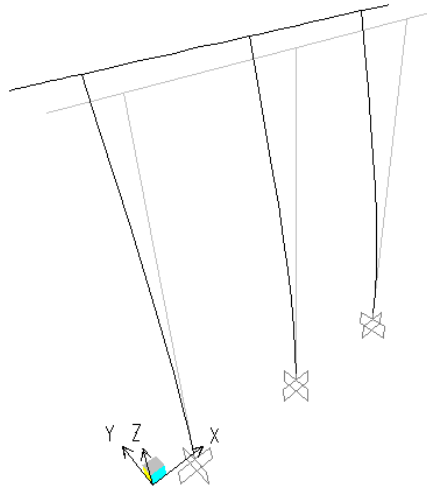


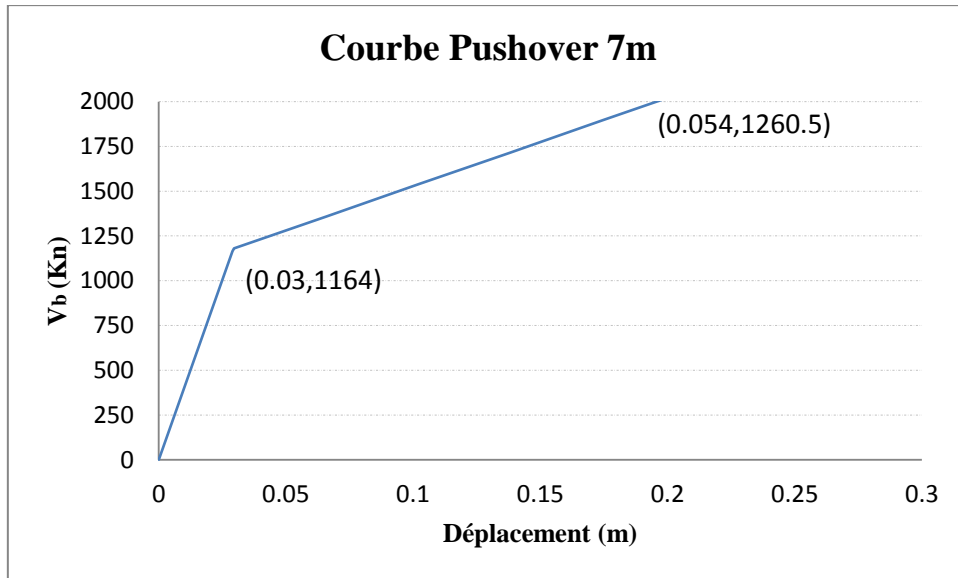
Figure 5.13 Déformé de la pile dans le sens Y

Le tableau suivant représente l'évaluation des efforts tranchants à la base en fonction du déplacement de la pile pour les deux piles étudié dans le sens Y

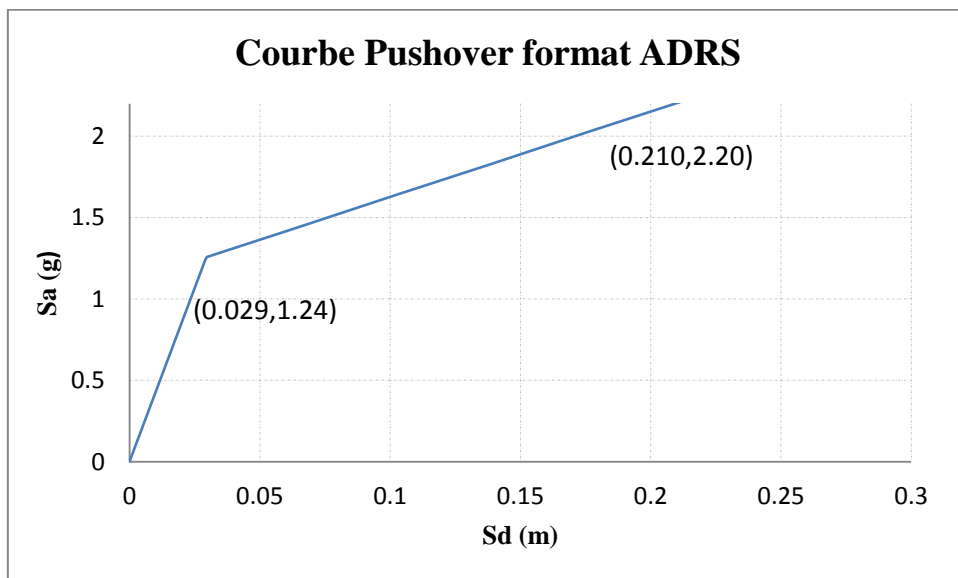
Pile 7m			Pile 8m		
Step	D (m)	V <sub>b</sub> (KN)	Step	D (m)	V <sub>b</sub> (KN)
0	0	0	0	0	0
1	0.036	1024.323	1	0.029	1163.991
2	0.037	1046.187	2	0.029	1180.941
3	0.073	1172.066	3	0.065	1358.295
4	0.109	1299.821	4	0.102	1538.328
5	0.145	1425.7	5	0.138	1715.681
6	0.182	1553.455	6	0.174	1895.713
7	0.218	1679.333	7	0.210	2073.067
8	0.254	1807.088	8	0.236	2195.095
9	0.300	1963.99	9	0.238	2191.702
10	0.306	1961.124			

Tableau 5.9 L'évaluation des déplacements en fonction du déplacement pour les deux piles (sens Y)

➤ (Hauteur = 7m)



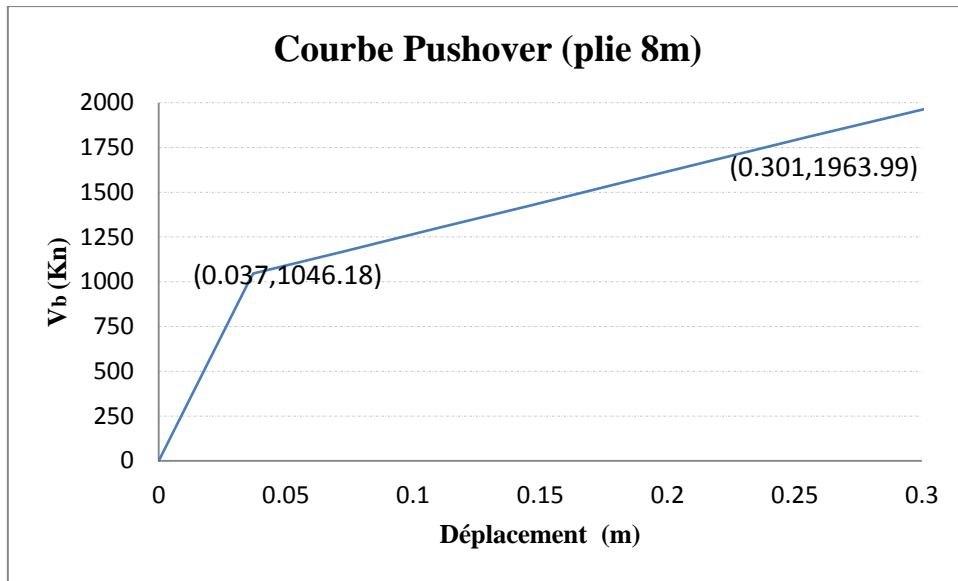
(a)



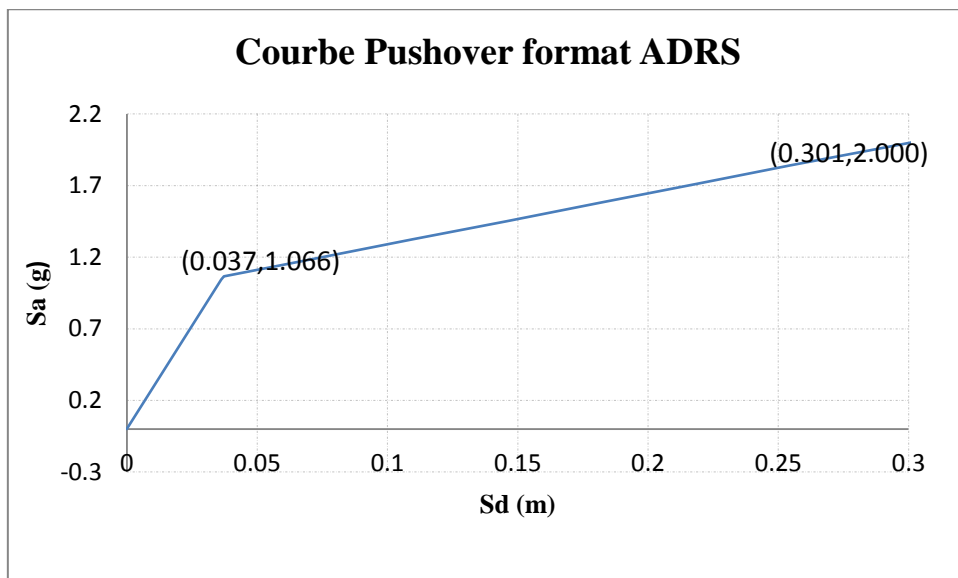
(b)

Figure 5.15. (a) Courbe Pushover de la pile de 7m, (b) Courbe Pushover format (ADRS) de la pile 7m, sens Y

➤ (Hauteur = 8m)



(a)



(b)

Figure 5.14. (a) Courbe Pushover de la pile de 8m, (b) Courbe Pushover en format (ADRS) de la pile 8m, sens Y

➤ **Comparaison entre les courbes de capacité des piles à fûts**

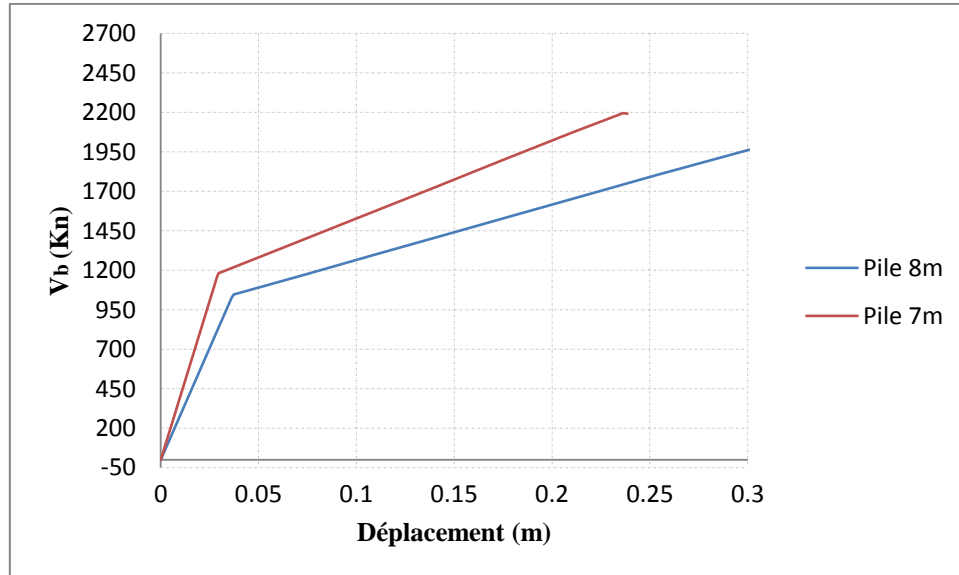


Figure 5.16 Comparaisons des courbes de capacité

Pile	$x_y$ (m)	$x_p$ (m)	$f_y$ (KN)	$f_p$ (KN)	Ductilite	$K_e$ (KN/m)	$K_p$ (KN/m)	$\alpha$ (%)
7m	0.029	0.24	1180.95	2191.75	8.10	39896.959	4804.1825	12%
8m	0.037	0.307	1046.19	1961.124	8.29	28275.405	3388.6444	11%

Tableau 5.10 Comparaison des résultats sens Y

## 5.3. Evaluation des demandes sismiques

Une analyse correcte est le résultat d'une modélisation précise et représentative, actuellement la modélisation est devenue moins compliquée qu'auparavant surtout avec le développement rapide de l'informatique et la disponibilité des logiciels de modélisation et de calcul très performants.

La demande en déplacement inélastique est définie comme étant un déplacement cible représentant une demande globale maximale probable de la structure une fois sollicitée par un séisme donné. L'évaluation précise du déplacement cible est associée à l'objectif spécifique de la performance.

La demande maximale de déplacement des structures peut être calculée 'exactement' par une analyse dynamique non linéaire. Cependant, la complexité et la difficulté d'évaluation des performances sismiques, nous ramène à l'utilisation des méthodes statiques non linéaires.

Aussi, dans cette partie, l'évaluation des demandes sismiques sera faite en utilisant la procédure A de l'ATC40, développée originalement par Freeman et Al (1975) et Freeman (1978), et nous analysons le comportement des piles, pour prendre une perspicacité au sujet des avantages de ce procédé d'évaluation de risque sismique.

### 5.3.1 Excitations Sismiques

Les accélérogrammes qui seront utilisé dans notre travail sont de la station de KEDDARA et Dar El Beida (Boumerdès), ainsi celle d'El Centro. On a choisi le séisme de Boumerdes 2003, parce qu'il est le séisme le plus récent et parmi les séismes important qui ont touché la zone de sismicité III. Par contre le séisme d'El Centro est le séisme le plus utilisé mondialement, connu pas sa puissance.

➤ **Séisme de Boumerdès (station de Keddara) :**

Station	Est-west			Verticale			Nord-sud		
	A(g)	V(cm/s)	D(cm)	A(g)	V(cm/s)	D(cm)	A(g)	V(cm/s)	D(cm)
Keddara	0.34	18.9	4.6	0.25	15.8	7.7	0.26	12.7	5.4

Tableau 5.11. Accélérations, vitesses, et déplacements du séisme de Boumerdès, station de Keddara 21/05/2003

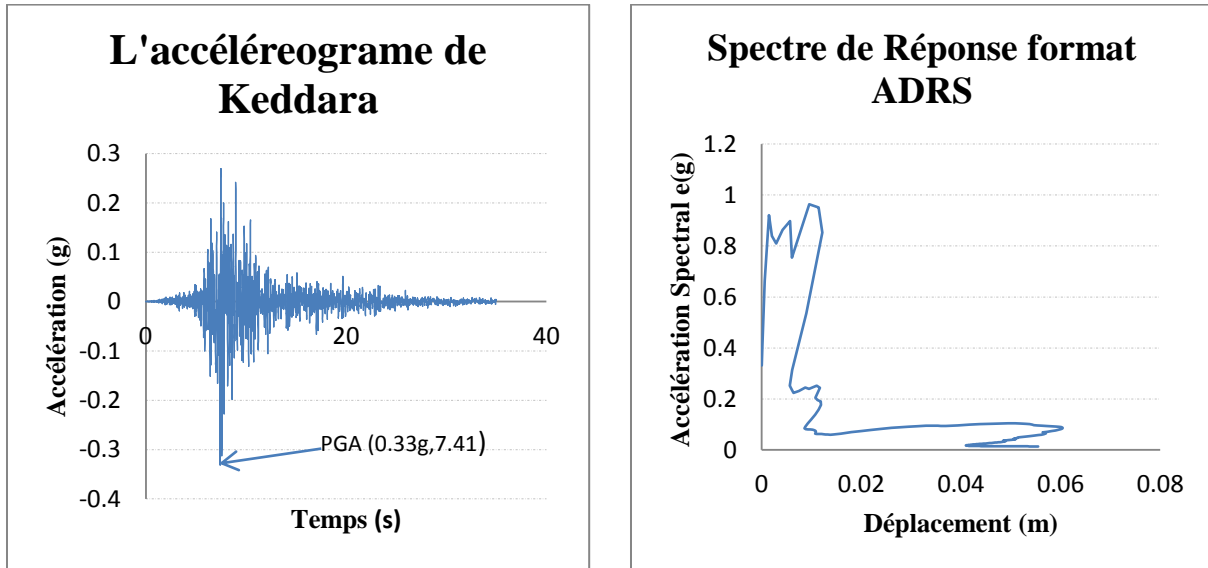


Figure 5.17. Accélérogramme et le spectre de réponse(ADRS) du choc principal du séisme de 21-Mai-2003 enregistré à la station de Keddara

➤ **Séisme de Boumerdès (station de Dar El Beida) :**

Station	Est-west			Verticale			Nord-sud		
	A(g)	V(cm/s)	D(cm)	A(g)	V(cm/s)	D(cm)	A(g)	V(cm/s)	D(cm)
Dar El Beida	0.52	27.5	9.1	0.16	10.7	4.4	0.46	40.6	16.8

Tableau 5.12. Accélérations, vitesses, et déplacements séisme de Boumerdès, station Dar El Beida 21/05/2003)

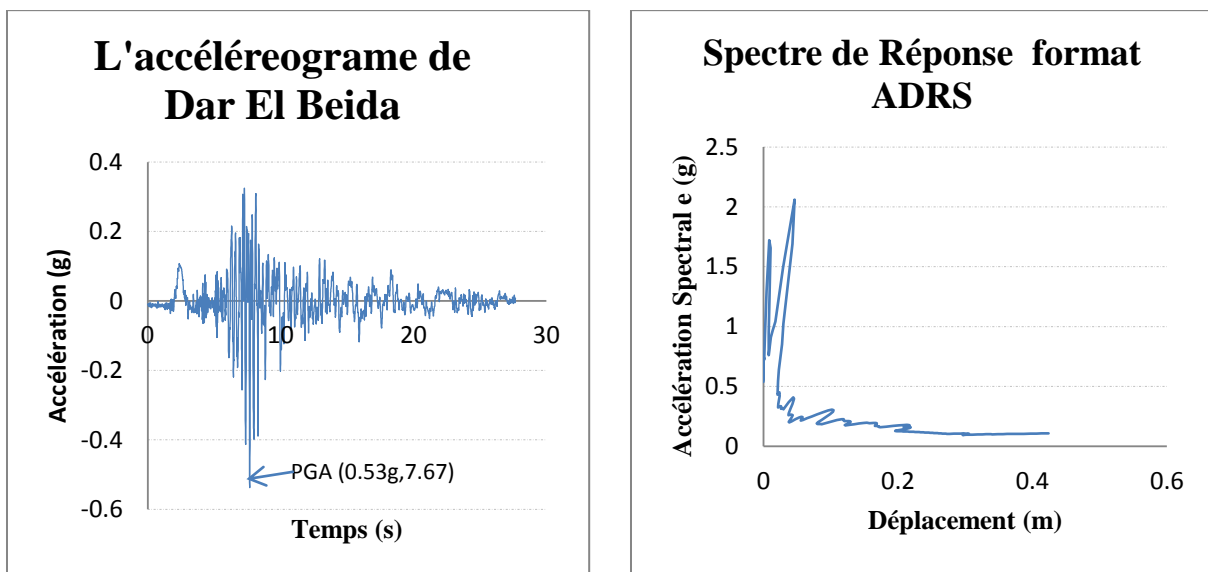


Figure 5.18. Accélérogramme et le spectre de réponse(ADRS) du choc principal du séisme de 21-Mai-2003 enregistré à la station de Dar El Beida

## ➤ Séisme d'El Centro 1940 :

Station	Est-west		
	A(g)	V(cm/s)	D(cm)
El Centro	0.31	36.2	31 ?25

Tableau 5.13. Accélérations, vitesses, et déplacements du séisme d'El Centro 1940

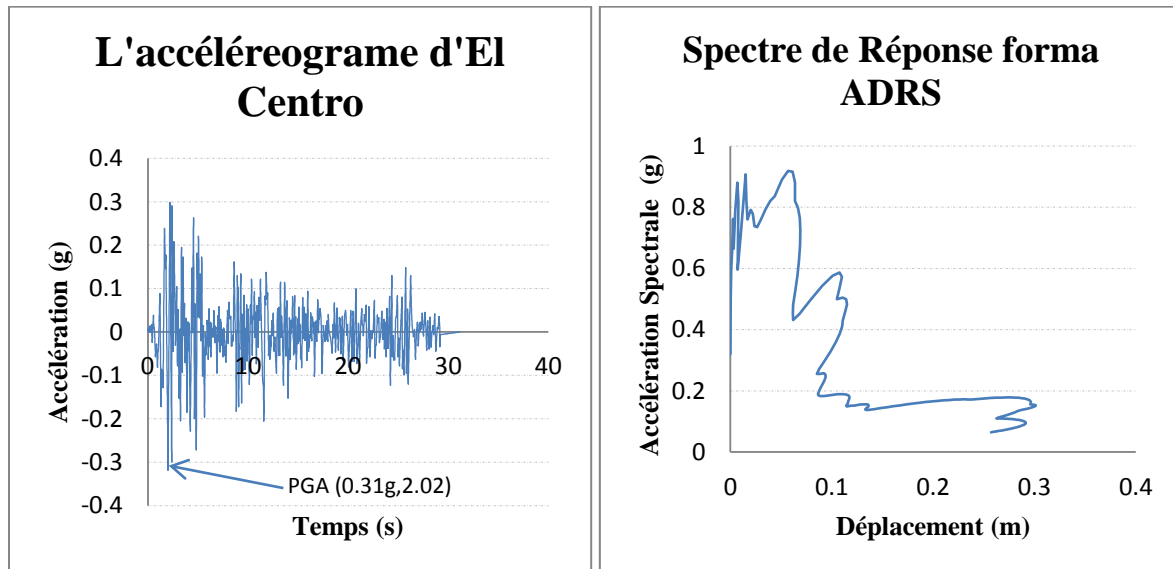


Figure 5.19. Accélérogramme et le spectre de réponse(ADRS) du séisme d'El Centro 1940

### 5.3.2 Point de Performance des piles sans isolateur sismiques

#### ❖ Procédure A (Approche en amortissement)

Elle se compose des étapes suivantes [Chopra, 1999]:

1. Tracer le diagramme force – déplacement et le spectre de réponse élastique à 5% d'amortissement ou spectre de dimensionnement en format ADRS.
2. Estimer la demande en déplacement  $D_i$  et déterminer la pseudo-accélération Correspondante  $A_i$  à partir du diagramme de capacité. Initialement supposé  $D_i = D(T_n, \xi = 5\%)$
3. Calculer l'amortissement équivalent  $\beta_{eff}$ .
4. Tracer le diagramme de la demande pour  $\beta_{eff}$  déterminé à l'étape 3 et trouver  $D_j$  lorsque ce diagramme traverse le diagramme de la capacité.
5. Vérifier la convergence : Si  $(D_j - D_i) / D_j \leq 0.05$ , sinon poser  $D_i = D_j$  (autre valeur) et reprendre les étapes 3 à 5.

Dans cette section, nous traitons les exemples précédents pour la détermination des demandes sismiques par la méthode CSM (Procédure A), Approche en amortissement pour atteindre les niveaux de performance prédéterminés.

### A) Sens transversal (sens X)

➤ Point de performance de la Pile à fûts du 7 m :

- Séisme de Boumerdés (station Keddara)

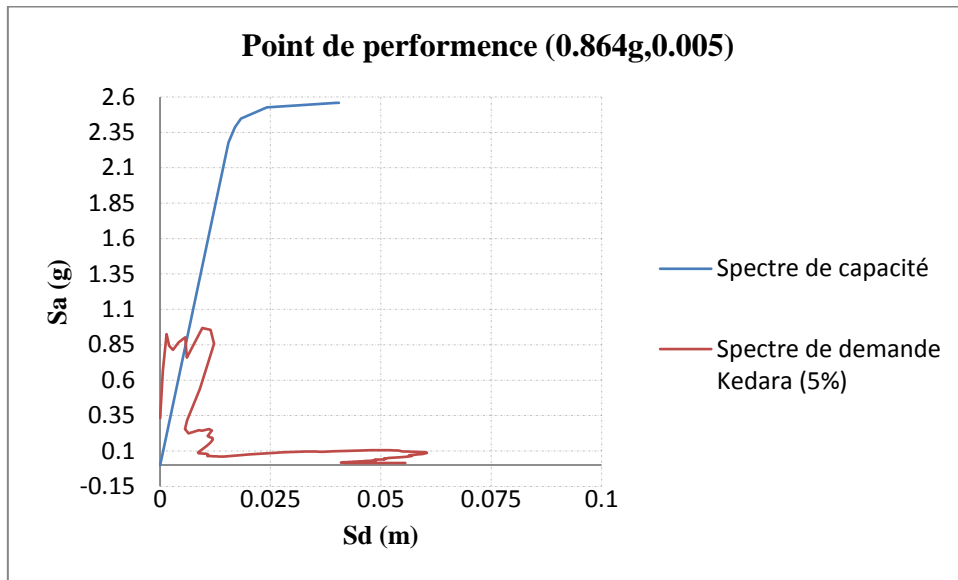


Figure 5.20 Evaluation du point de performance de la pile à fûts de 7m avec spectre de Keddara (Approche en amortissement)

- Séisme de Boumerdés (station de Dar El Beida) :

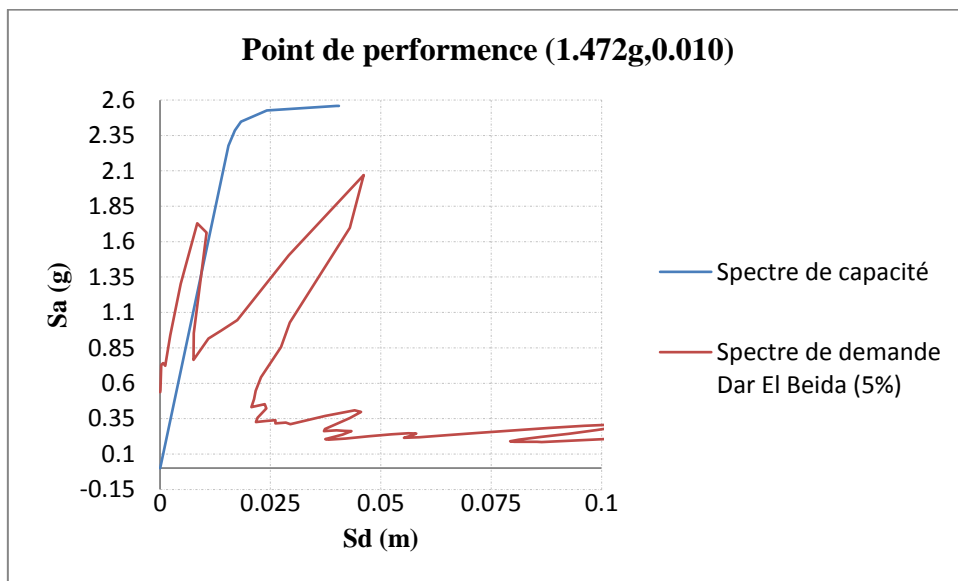


Figure 5.21 Evaluation du point de performance de la pile à fûts de 7m spectre de Dar El Beida (Approche en amortissement)

- Séisme d'El Centro 1940 :

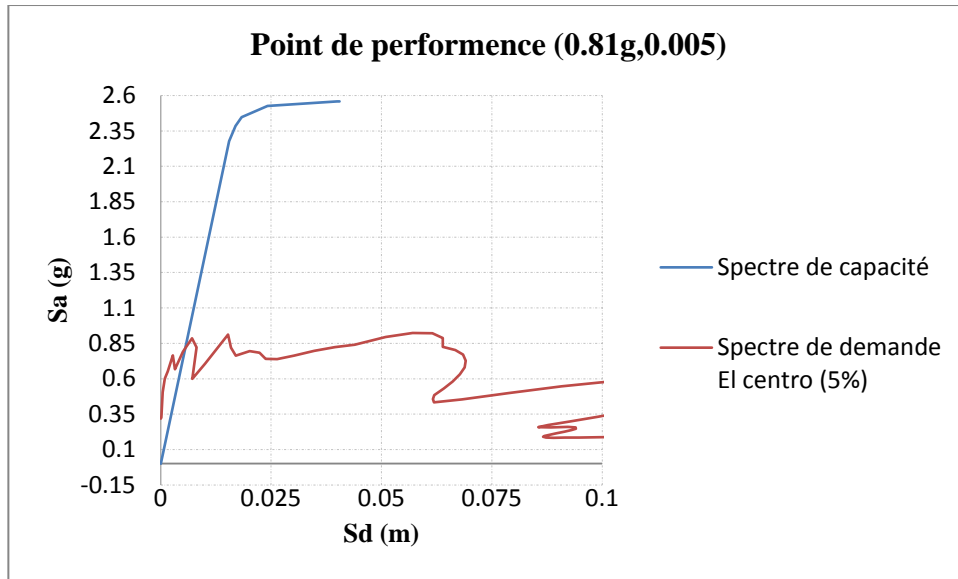


Figure 5.22. Evaluation du point de performance de la pile à fûts de 7m avec spectre d'El Centro 1940 (Approche en amortissement)

➤ Point de performance de la pile à fûts de 8m

- Séisme de Boumerdés (station Keddara)

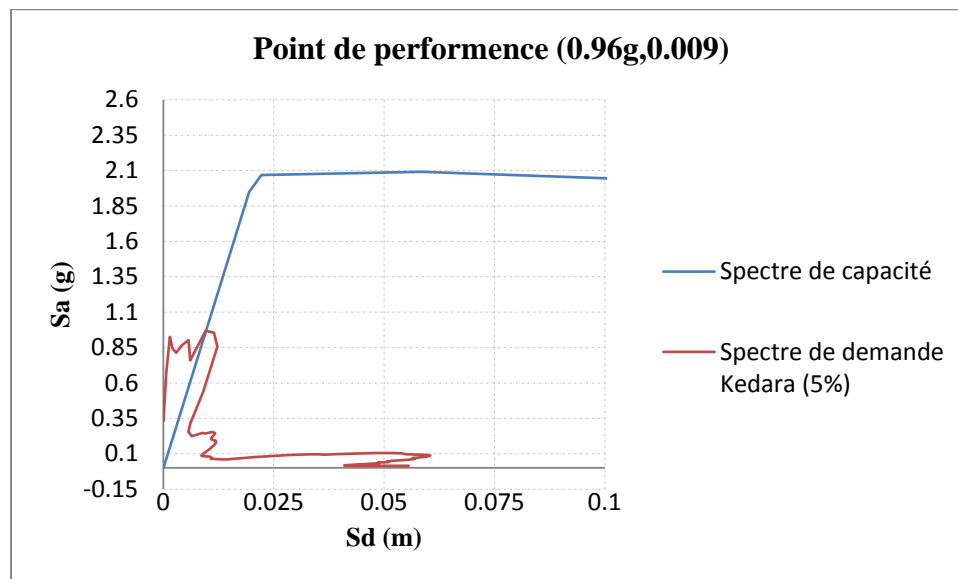


Figure 5.23. Evaluation du point de performance de la pile à fûts de 8m avec spectre de Keddara (Approche en amortissement)

- Séisme de Boumerdés (station de Dar El Beida) :

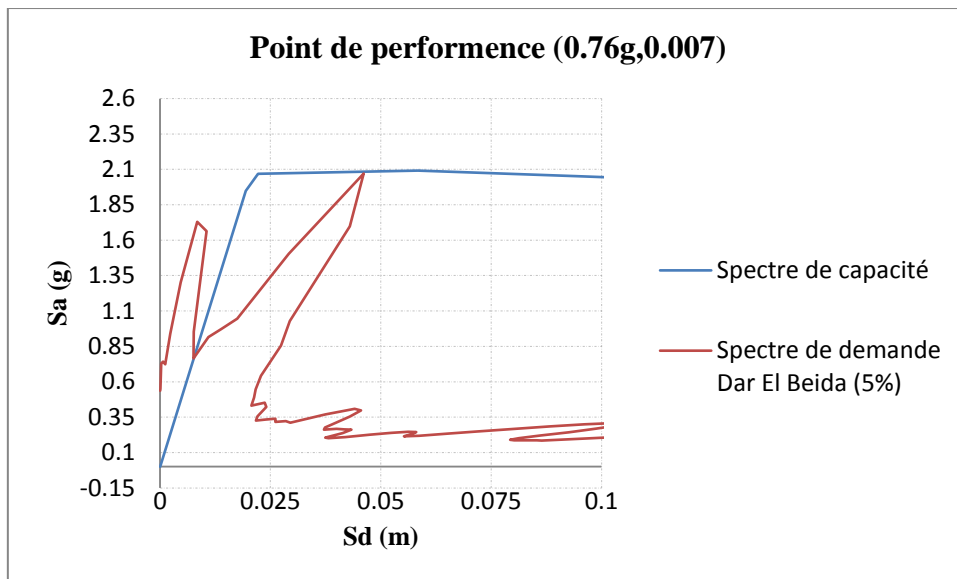


Figure 5.24. Evaluation du point de performance de la pile à fûts de 8m avec spectre de Dar El Beida (Approche en amortissement)

- Séisme d'El Centro 1940 :

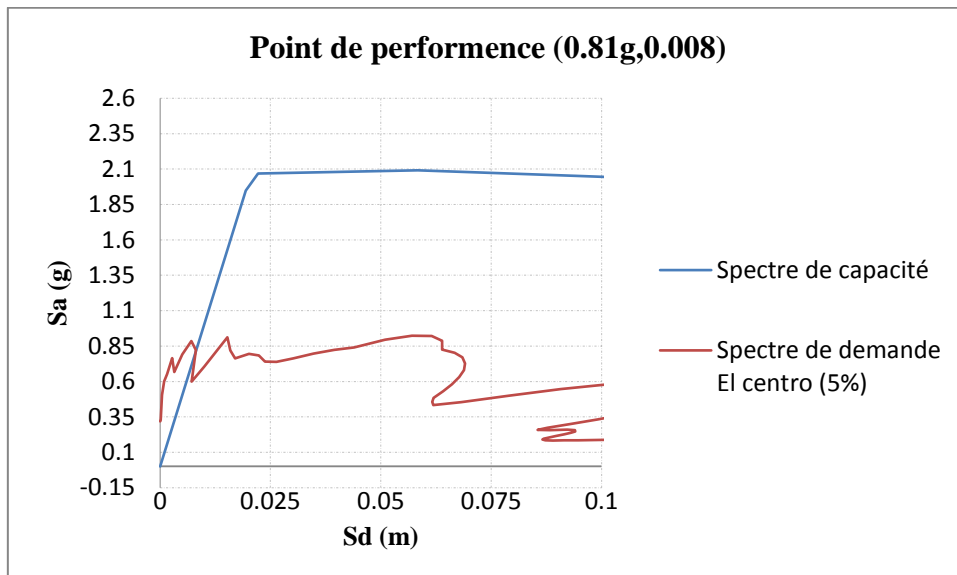


Figure 5.25 Evaluation du point de performance de la pile à fûts de 8m avec spectre d'El Centro 1940 (Approche en amortissement)

## B) Sens longitudinal (sens Y)

### ➤ Point de performance de la Pile à fûts du 7 m :

- Séisme de Boumerdesse (station de Keddara) :

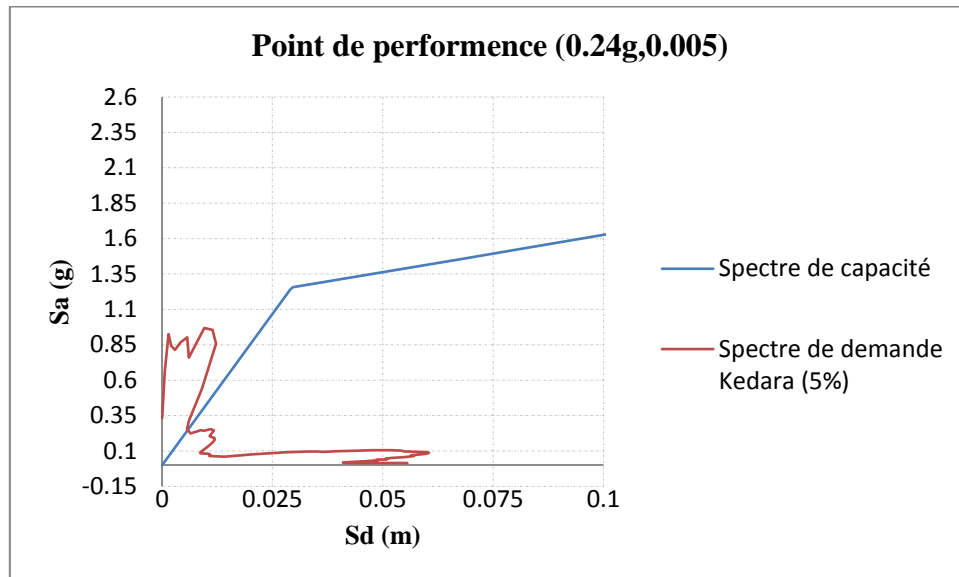


Figure 5.26. Evaluation du point de performance de la pile à fûts de 7m avec spectre de Keddara (Approche en amortissement)

- Séisme d'El Centro 1940 :

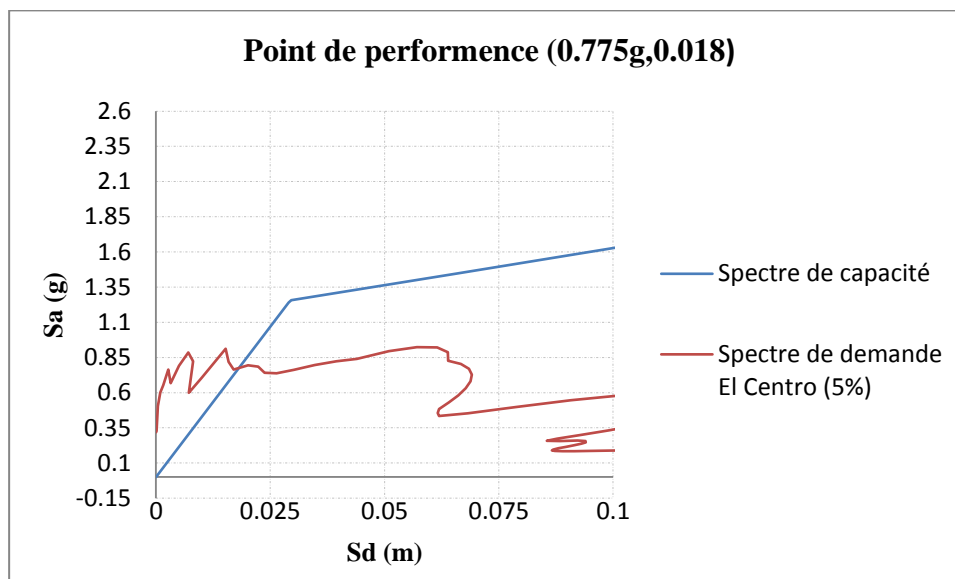


Figure 5.28. Evaluation du point de performance de la pile à fûts de 7m avec spectre d'El Centro 1940 (Approche en amortissement)

- Séisme de Boumerdesse (station de Dar El Beida) :

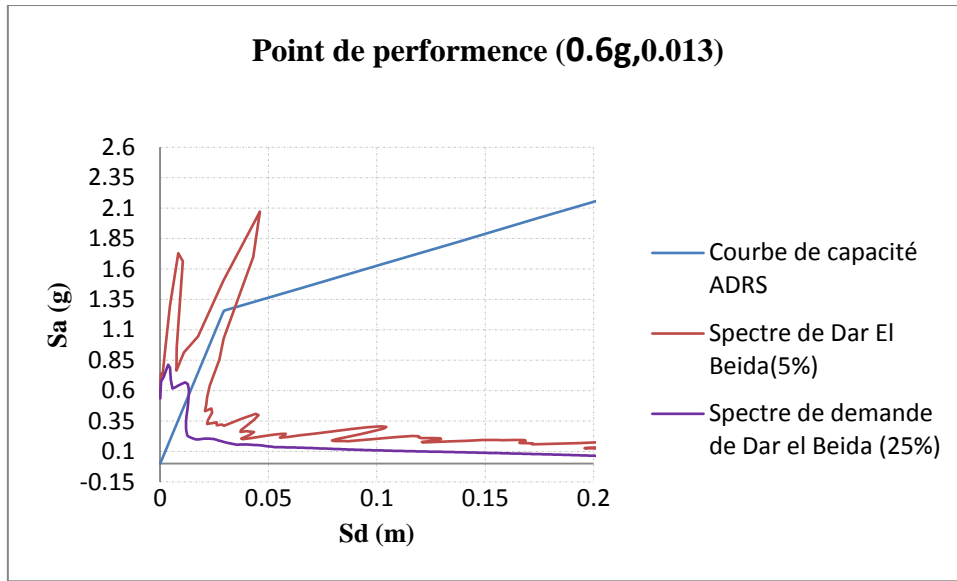


Figure 5.27. Evaluation du point de performance de la pile à fûts de 7m avec spectre de Dar El Beida (Approche en amortissement)

Etape	$\beta_{eff}$	$T_{eff}$	$S_{dy}$	$S_{ay}$	$S_{dpi}$	$S_{api}$	$D_i$	$(D_j - D_i) / D_j$
1	0.05	0.307	0.029	1.26	0.23	2.34	0.032	/
2	0.25	0.640	0.032	1.26	0.23	2.34	0.013	0.056

Tableau 5.14 Résultat des retractions d'approche en amortissement pour le séisme de Dar el Beida

➤ **Point de performance de la pile de 8m**

- **Séisme de Boumerdes (station Keddara)**

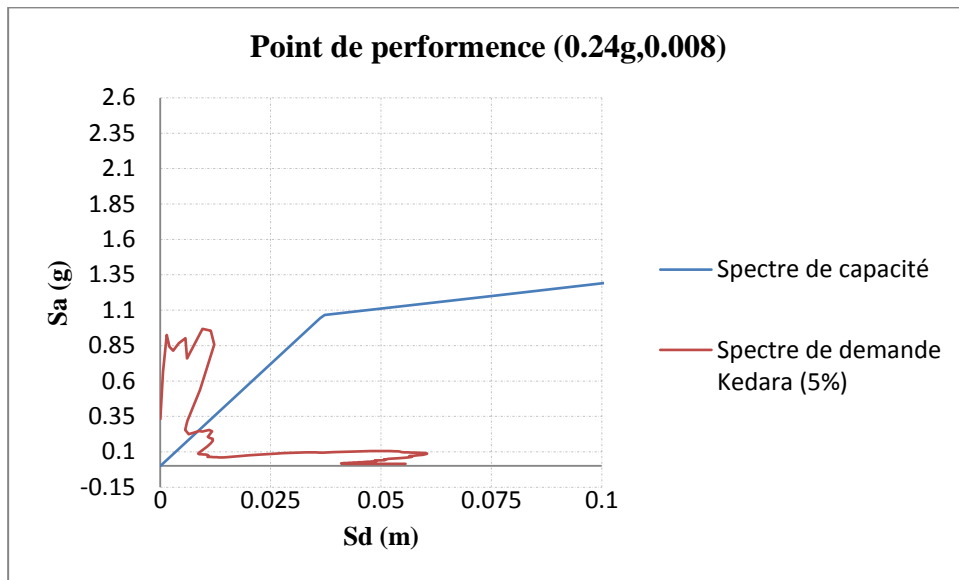


Figure 5.29. Evaluation du point de performance de la pile à fûts de 8m avec spectre de Keddara (Approche en amortissement)

- **Séisme de Boumerdes (station de Dar El Beida) :**

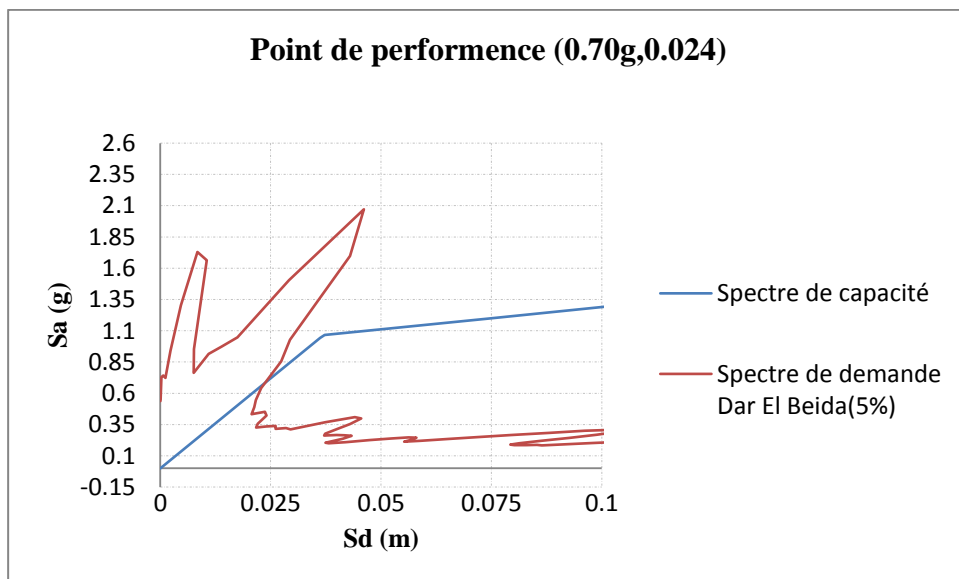


Figure 5.30. Evaluation du point de performance de la pile à fûts de 8m avec spectre de Dar El Beida (Approche en amortissement)

- Séisme d'El Centro 1940 :

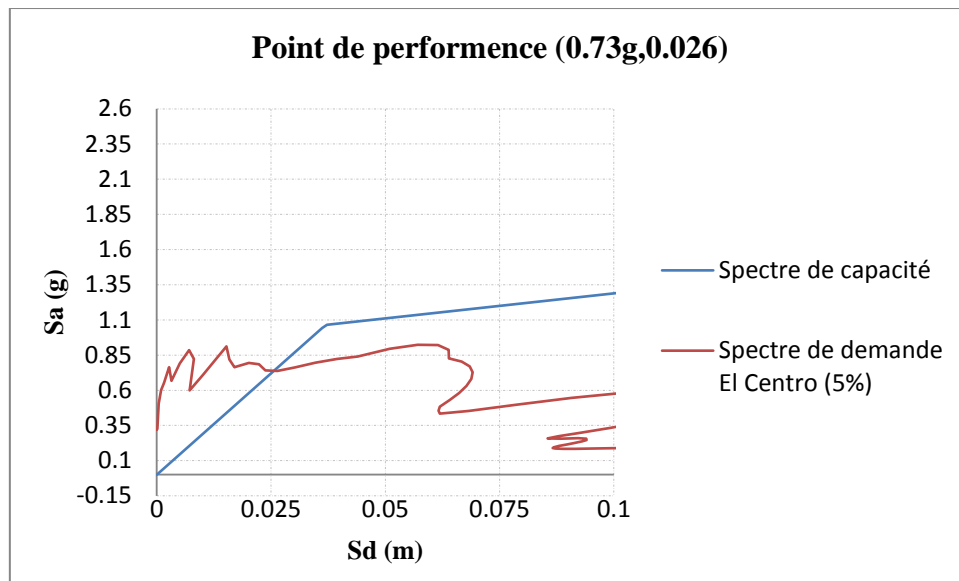


Figure 5.31. Evaluation du point de performance de la pile à fûts de 8m avec spectre d'El Centro 1940 (Approche en amortissement)

## ❖ Spectre de RPOA

### Les Donnée et les caractéristiques du site

Les Données sur le site et groupe d'usage de l'ouvrage :

Zone sismique	Groupe d'usage	Site
III	3	S3

Tableau 5.15 caractéristiques du site

Les caractéristiques du spectre horizontal :

$T_2$	$\eta$	$g$	A	S
0.5	1.84	9.81 m/s <sup>2</sup>	0.25	1.2

Tableau 5.16 caractéristiques du spectre horizontal

L'accélération spectrale du spectre élastique horizontal est donne par la formule 5.1

Le spectre de réponse élastique (Sae) pour les deux composantes horizontales est donné en fonction de la période élastique (T) et du taux d'amortissement ( $\xi$ ) de l'ouvrage par :

$$Sae(T, \xi)_{(m/s^2)} \begin{cases} AgS \left( 1 + \frac{T}{T_1} (2,5\eta - 1) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta AgS & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta AgS \left( \frac{T_2}{T} \right) & T_2 \leq T \leq 3,0s \\ 2,5\eta AgS \left( \frac{3T_2}{T^2} \right) & T \geq 3,0s \end{cases} \quad (5.1)$$

$g$ : accélération de la pesanteur (9,81 m /s<sup>2</sup>)

$T_1, T_2$ : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site

$S$ : coefficient de site

$A$ : Coefficient d'accélération

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

$\xi$ : taux d'amortissement

La figure 5.32 représente le spectre élastique horizontal donné par RPOA :

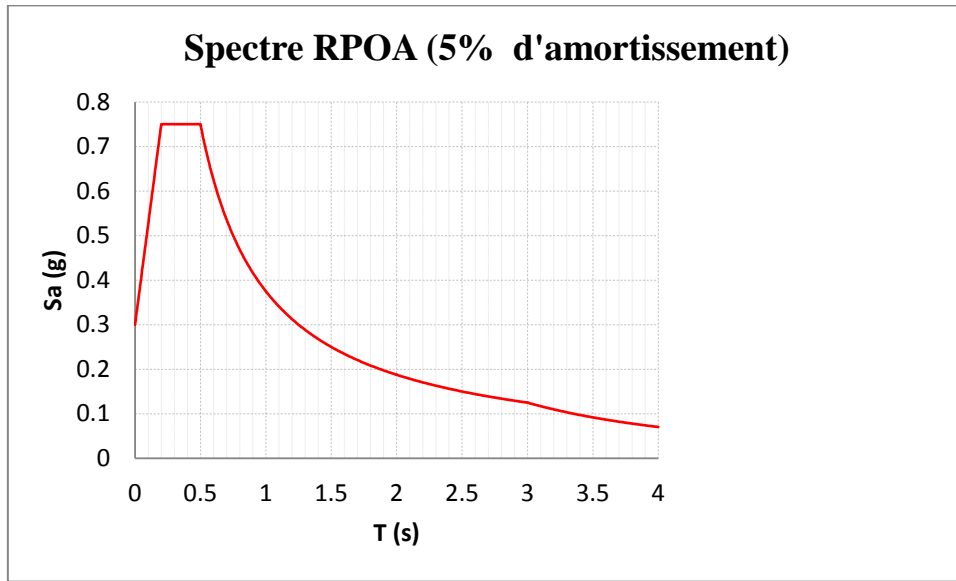


Figure 5.32 Spectre élastique horizontal (RPOA)

### Spectre de demande

On convertit le spectre de réponse en format (ADRS), Cette conversion peut être faite par la relation suivante :

$$Sa = \omega^2 Sd \longrightarrow Sa = \frac{4\pi^2}{T^2} Sd \longrightarrow Sd = \frac{T^2}{4\pi^2} Sa$$

La figure 5.33 montre la conversion de spectre de réponse en pseudo accélération à un spectre de demande.

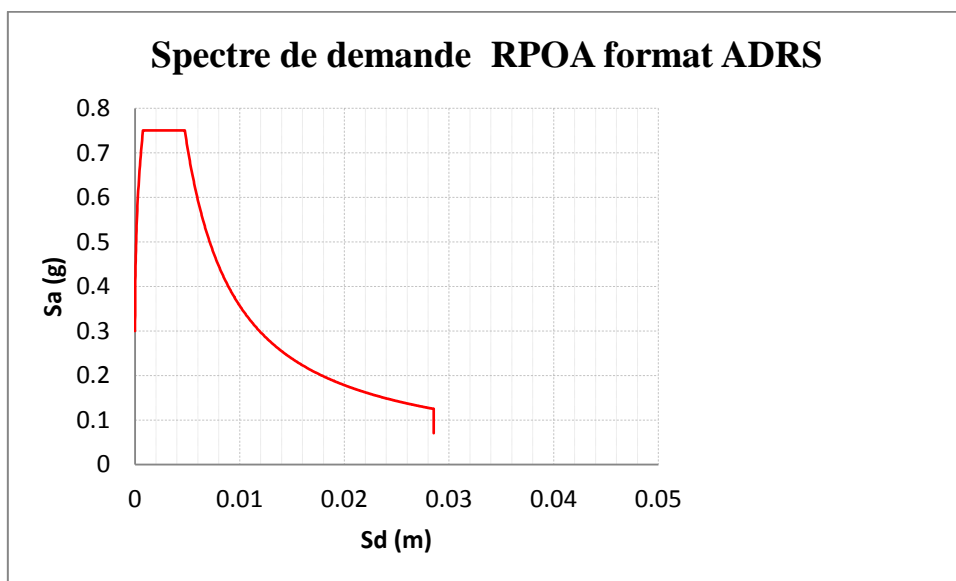


Figure 5.33. Spectre horizontal (RPOA) en format ADRS

### a) Sens transversal (sens X)

#### ➤ Point de performance de la pile à fûts de 7m :

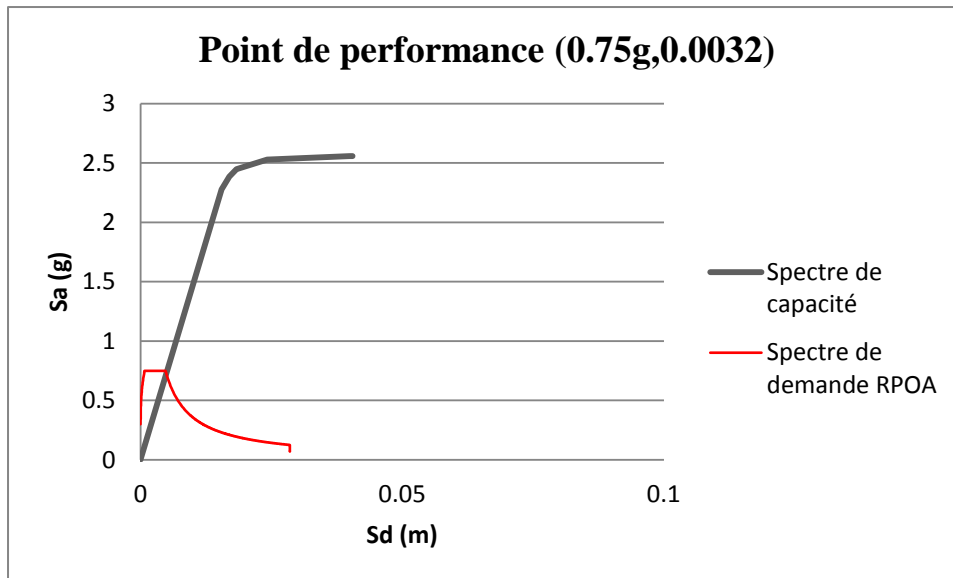


Figure 5.34 Evaluation du point de performance de la pile à fûts de 7m avec spectre de RPOA (Approche en amortissement)

#### ➤ Point de performance de la pile a fûts de 8m

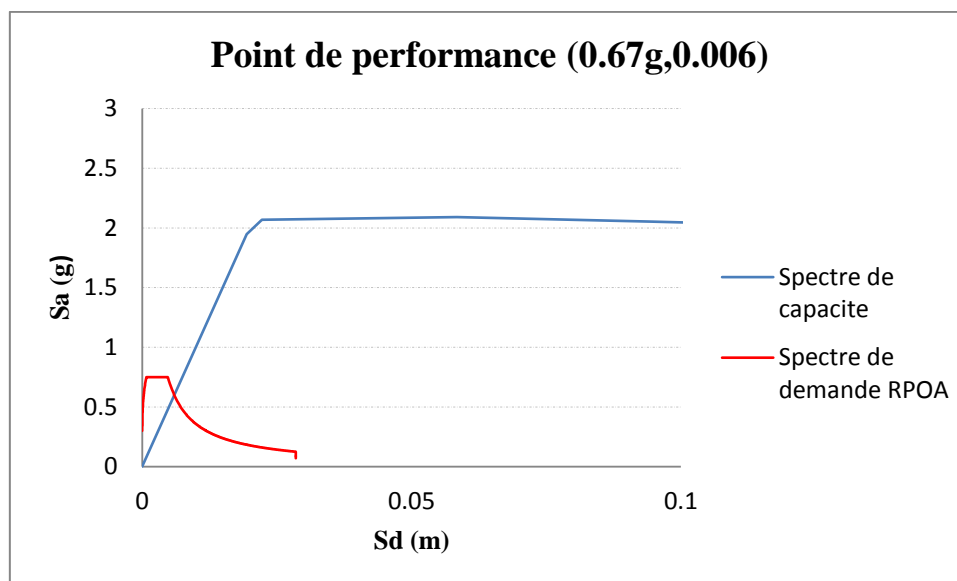


Figure 5.35 Evaluation du point de performance de la pile à fûts de 8m avec spectre de RPOA (Approche en amortissement)

## b) Sens longitudinal (sens Y)

### ➤ Point de performance de la pile à fûts de 7m :

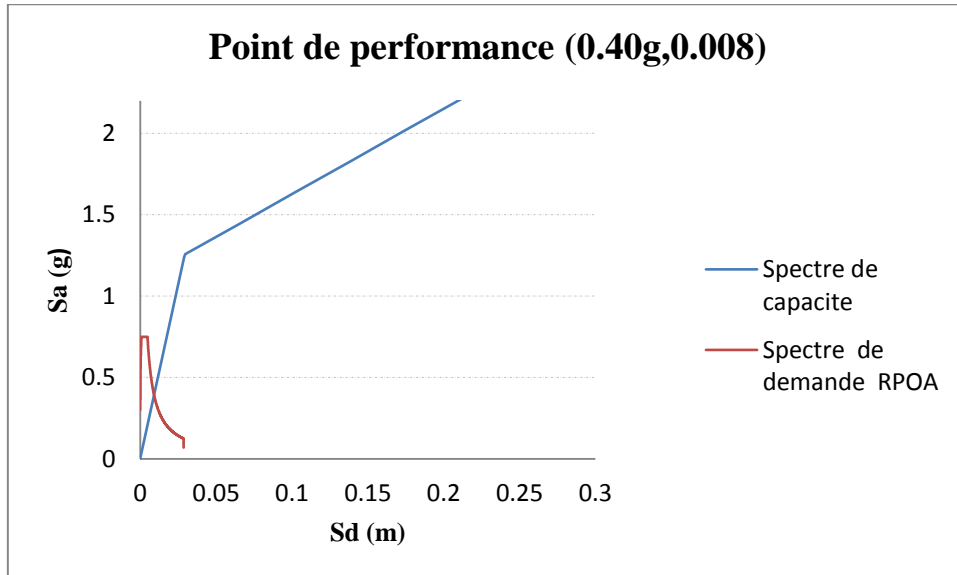


Figure 5.36. Evaluation du point de performance de la pile à fûts de 7m avec spectre de RPOA (Approche en amortissement)

### ➤ Point de performance de la pile a fûts de 8m

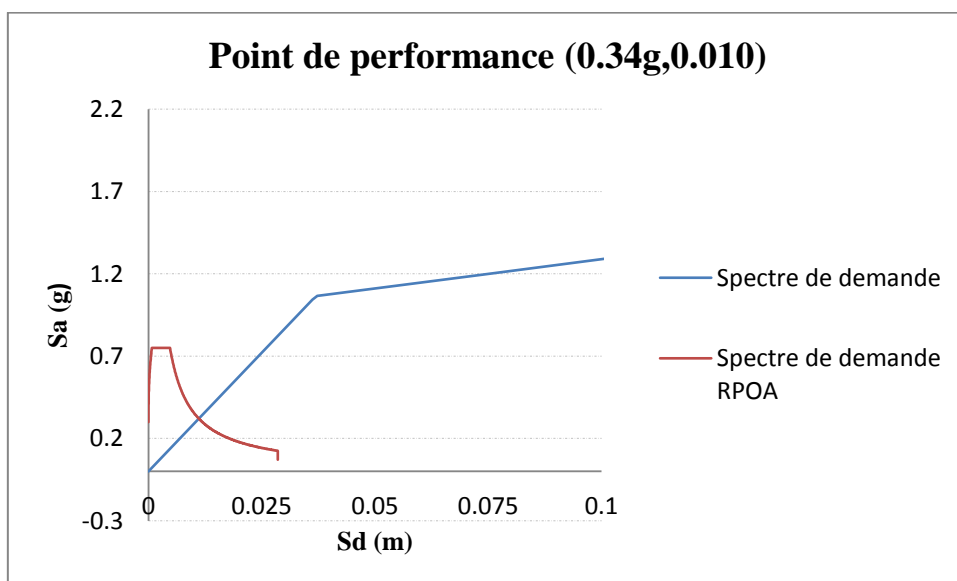


Figure 5.37 Evaluation du point de performance de la pile à fûts de 8m avec spectre de RPOA (Approche en amortissement)

## ❖ Procédure A (Approche en ductilité)

Dans cette approche, il s'agit toujours de comparer la courbe de capacité de la structure (capacité à dissiper de l'énergie) et la demande (demande en énergie à dissiper) sous la forme d'un spectre, mais les spectres inélastiques sont utilisés dans cette analyse. Pour cette raison, cette approche est appelée approche en ductilité [1].

L'utilisation des spectres élastiques (approche en amortissement) se différencie de la méthode basée sur l'utilisation des spectres inélastiques (approche en ductilité) essentiellement par le calcul de facteur de réduction du spectre de demande élastique permettant l'évaluation des spectres réduits correspondant. Cette approche se compose les étapes suivantes [10]:

**1-** Tracer le diagramme force – déplacement et le spectre de réponse élastique à 5% d'amortissement ou spectre de dimensionnement en format ADRS. et évaluer le déplacement de la limite élastique  $u_y$ .

**2-** Estimer la demande en déplacement  $D_i$  et déterminer la pseudo-accélération correspondant  $A_i$  à partir du diagramme de capacité. Initialement, supposé  $D_i = D(T_n, \mu = 1)$ , déterminé pour  $T_n$  à partir du diagramme de la demande.

**3-** Calculer la ductilité  $\mu = \frac{D_i}{\mu_y}$

**4-** Comparer la ductilité avec la valeur de la ductilité qui est utilisée dans le spectre

Inélastique, et déterminer la demande en déplacement si la valeur de la demande en ductilité (point de performance) égale à la valeur initiale, sinon voir étape 5.

**5-** Tracer le diagramme de la demande pour une ductilité  $\mu=2, 3, 4\dots$  et répéter les étapes 2 à 4 jusqu'à obtention de la demande en ductilité égale à la valeur de la ductilité utilisée dans le spectre inélastique.

### a) Sens transversal (sens X)

#### ➤ Point de Performance des piles à fûts de 7m :

- Séisme de Boumerdés (station de Keddara) :

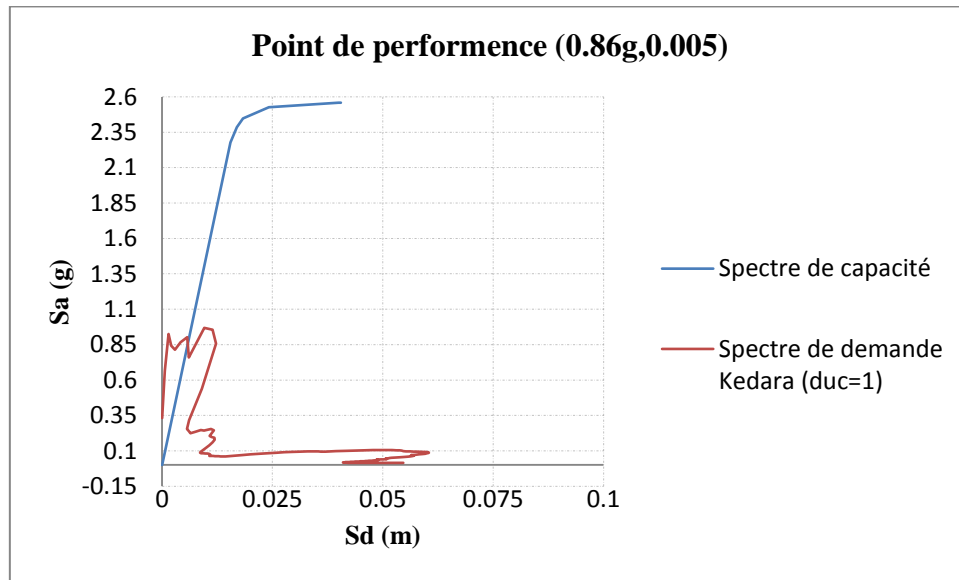


Figure 5.38 Evaluation du point de performance de la pile à fûts de 7m avec spectre de Keddara (Approche en ductilité)

- Séisme de Boumerdés (station de Dar El Beida) :

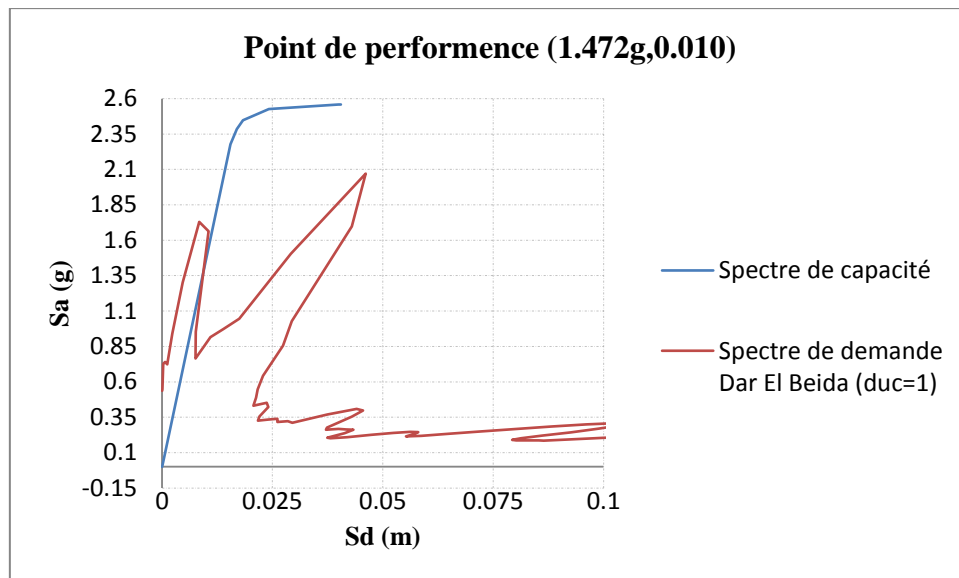


Figure 5.39 Evaluation du point de performance de la pile à fûts de 7m spectre de Dar El Beida (Approche en ductilité)

- Séisme d'el Centro 1940 :

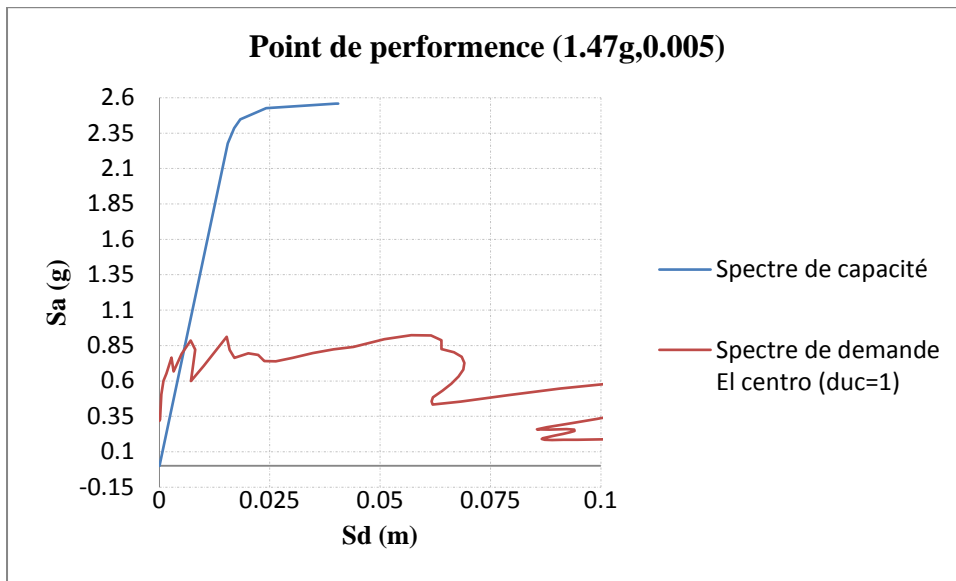


Figure 5.40 Evaluation du point de performance de la pile à fûts de 7m avec spectre d'El Centro 1940 (Approche en ductilité)

➤ Point de Performance des piles à fûts de 8m :

- Séisme de Boumerdés (station de Keddara) :

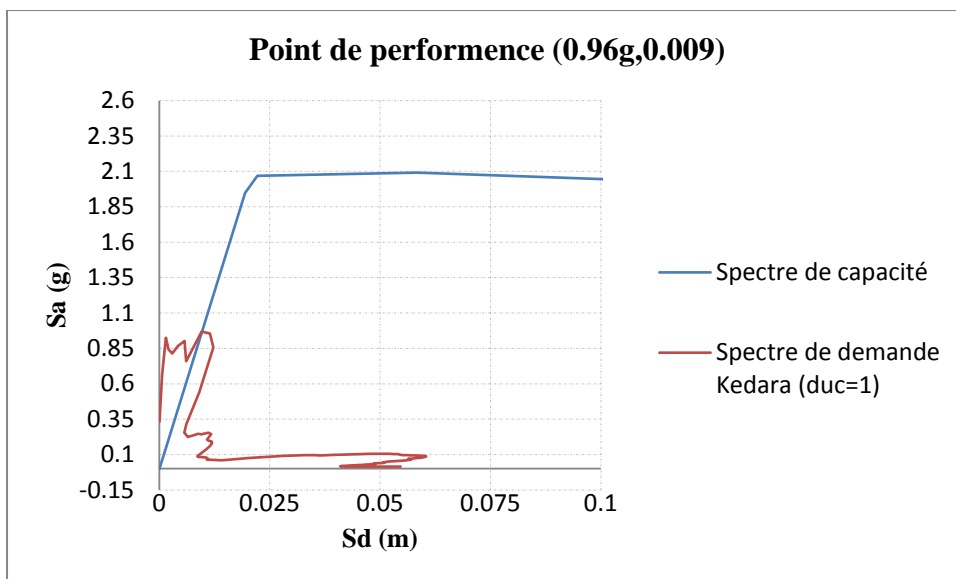


Figure 5.41 Evaluation du point de performance de la pile à fûts de 8m avec spectre de Keddara (Approche en ductilité)

- Séisme de Boumerdés (station de Dar El Beida) :

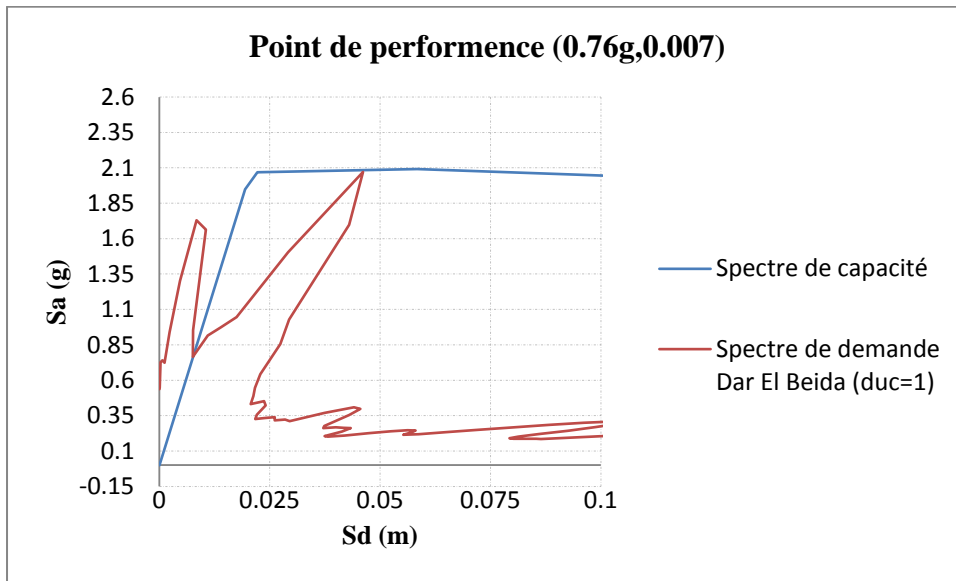


Figure 5.43 Evaluation du point de performance de la pile à fûts de 8m avec spectre de Dar El Beida (Approche en ductilité)

- Séisme d'el Centro 1940 :

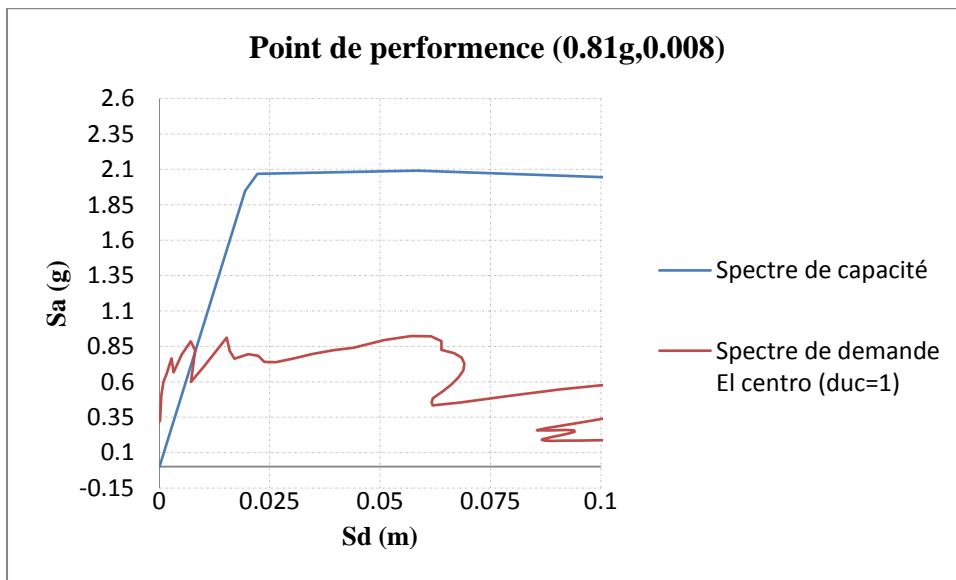


Figure 5.44 Evaluation du point de performance de la pile à fûts de 8m avec spectre d'El Centro 1940 (Approche en ductilité)

## b) Sens longitudinal (sens Y)

### ➤ Point de Performance des piles à fûts de 7m :

- Séisme de Boumerdés (station de Keddara) :

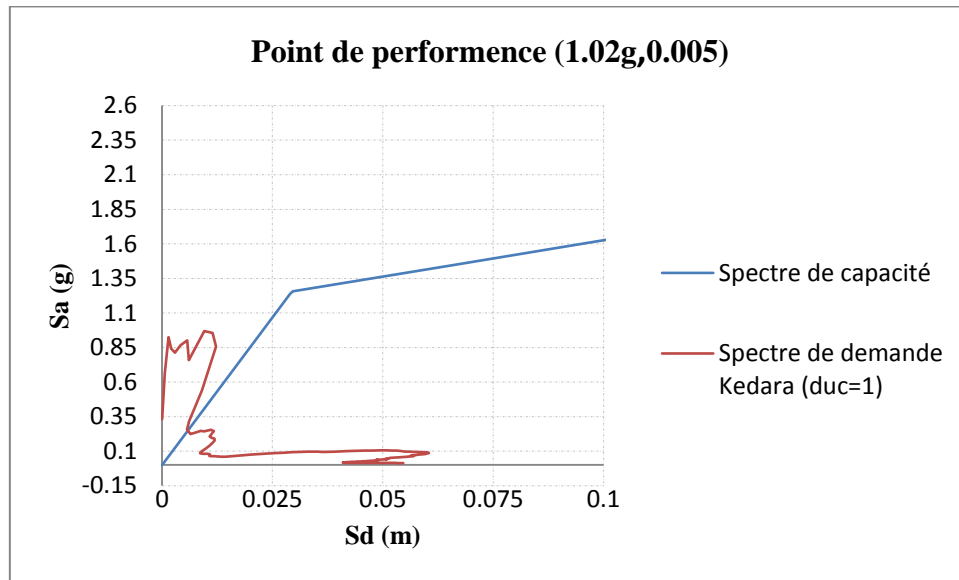


Figure 5.45 Evaluation du point de performance de la pile à fûts de 7m avec spectre de keddara (Approche en ductilité)

- Séisme de Boumerdés (station de Dar El Beida) :

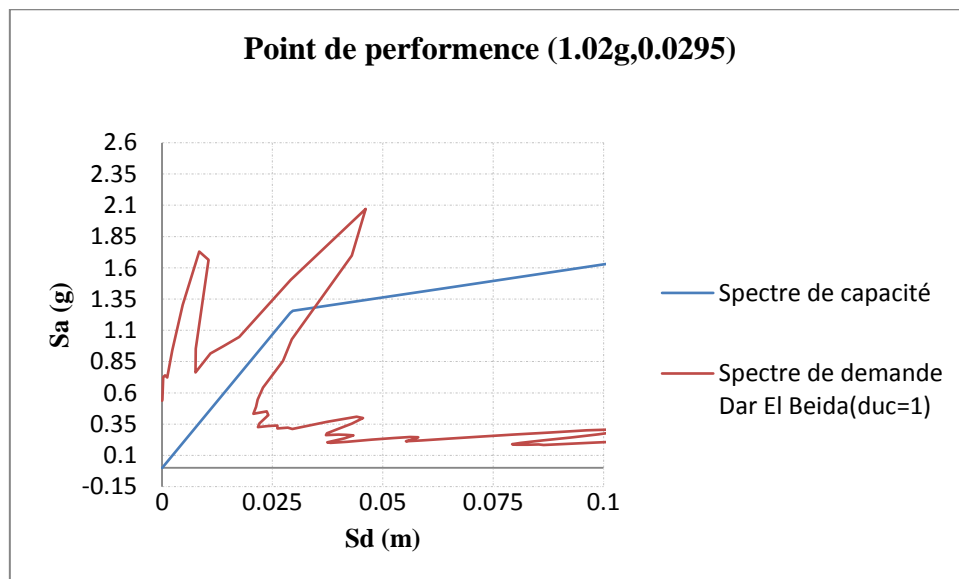


Figure 5.46 Evaluation du point de performance de la pile à fûts de 7m avec spectre de Dar El Beida (Approche en ductilité)

- Séisme d'el Centro 1940 :

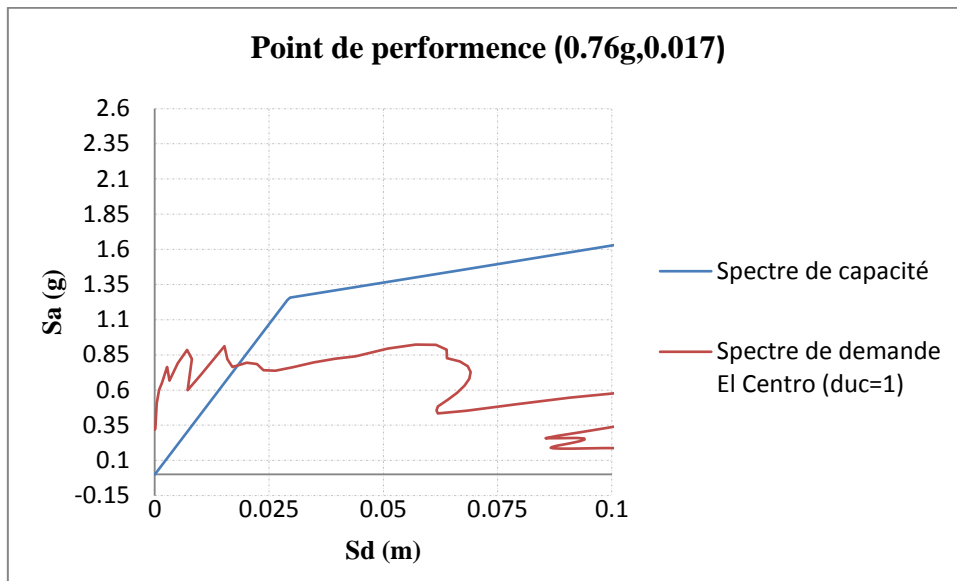


Figure 5.47 Evaluation du point de performance de la pile à fûts de 7m avec spectre d'el Centro 1940 (Approche en ductilité)

➤ **Point de Performance des piles à fûts de 8m :**

- Séisme de Boumerdés (station de keddara) :

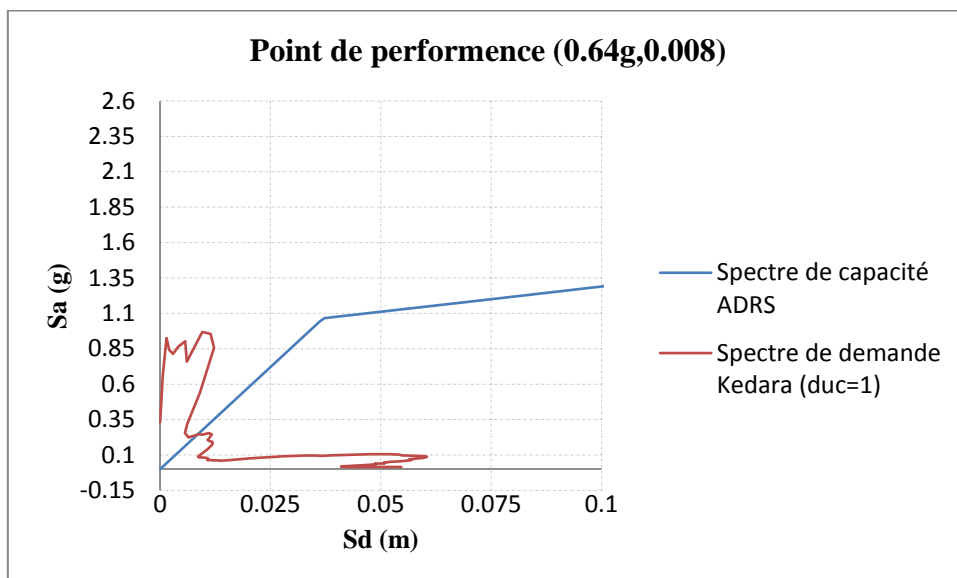


Figure 5.48 Evaluation du point de performance de la pile à fûts de 8m avec spectre de Keddara (Approche en ductilité)

- Séisme de Bouverdés (station de Dar El Beida) :

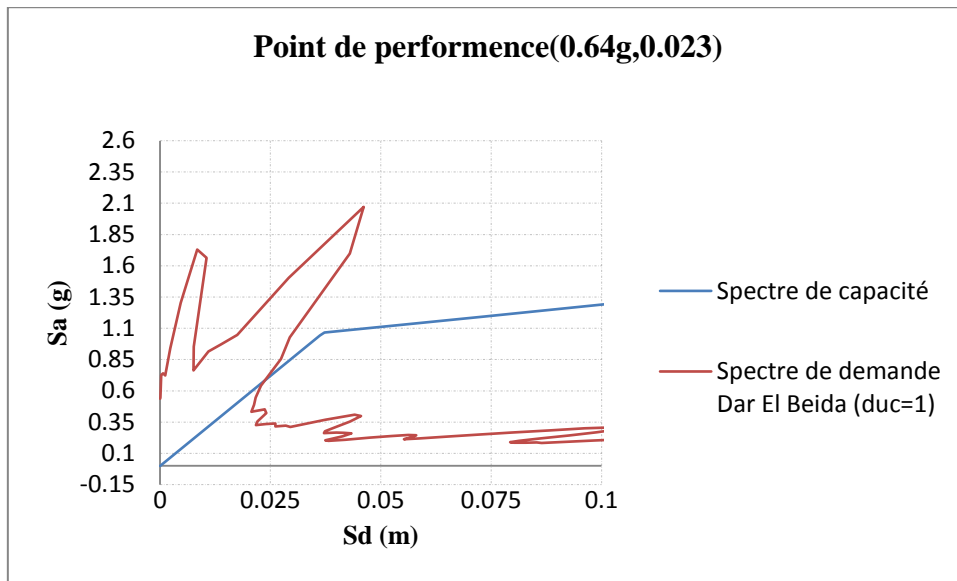


Figure 5.49. Evaluation du point de performance de la pile à fûts de 8m avec spectre de Dar El Beida (Approche en ductilité)

- Séisme d'El Centro 1940 :

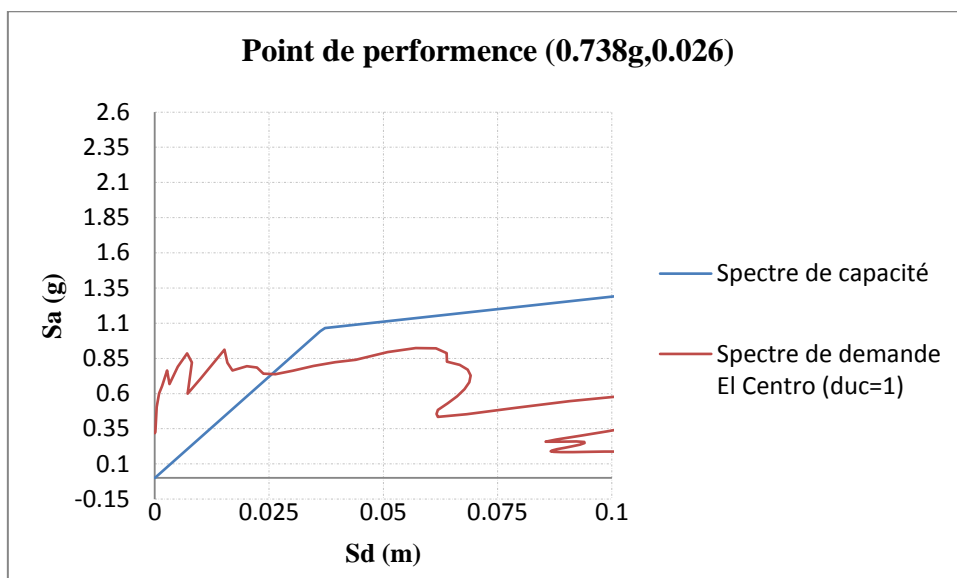


Figure 5.50. Evaluation du point de performance de la pile à fûts de 8m avec spectre d'El Centro 1940 (Approche en ductilité)

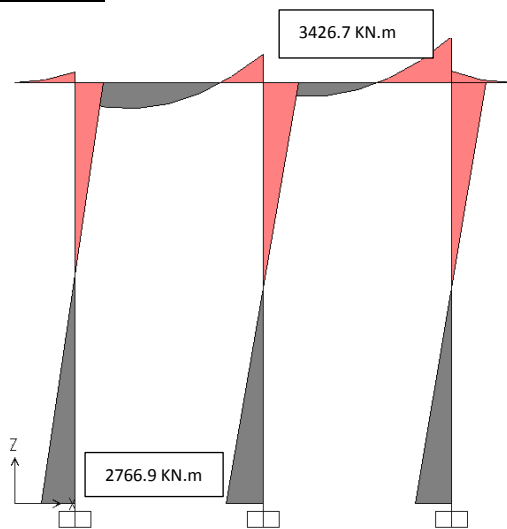
## 5.4. Présentation des Résultats

### 5.4.1. Diagrammes des moments $M$ et des efforts tranchants $T$ (sens longitudinal)

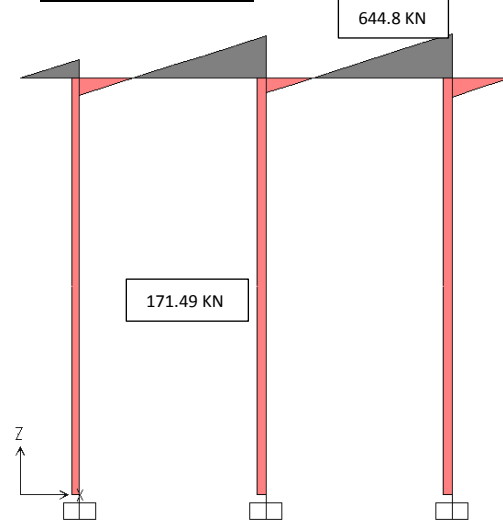
#### Pile 7m

Les diagrammes des moments et des efforts tranchants obtenue aux pionts de performance des séismes de Keddara, Dar El Beida et celui d'El Centro sont donné comme suite

##### Moment



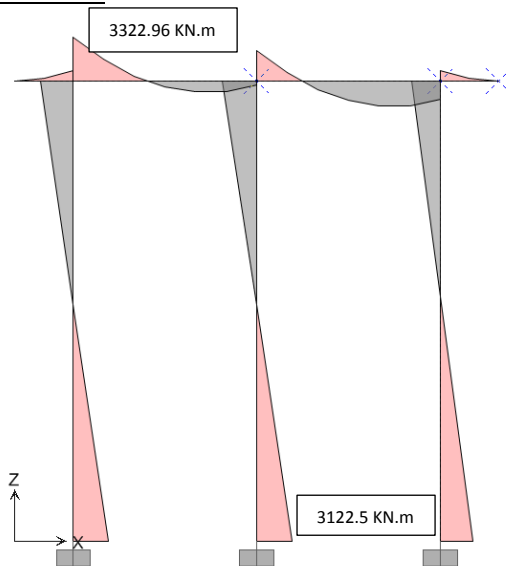
##### Effort Tranchant



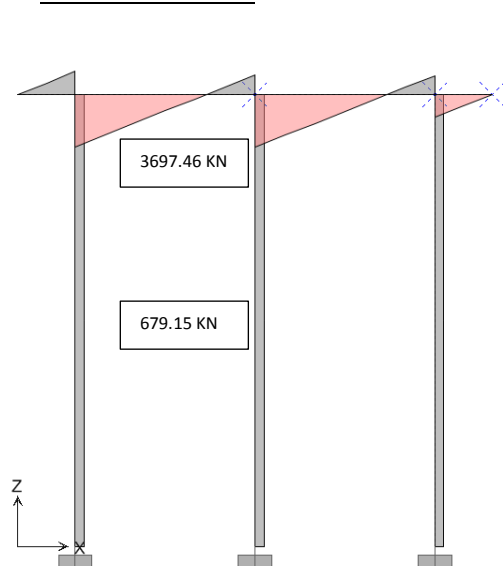
#### Pile 8m

Les diagrammes des moments et des efforts tranchants obtenue aux pionts de performance des séismes de Kedara et d'El Centro sont donné comme suite :

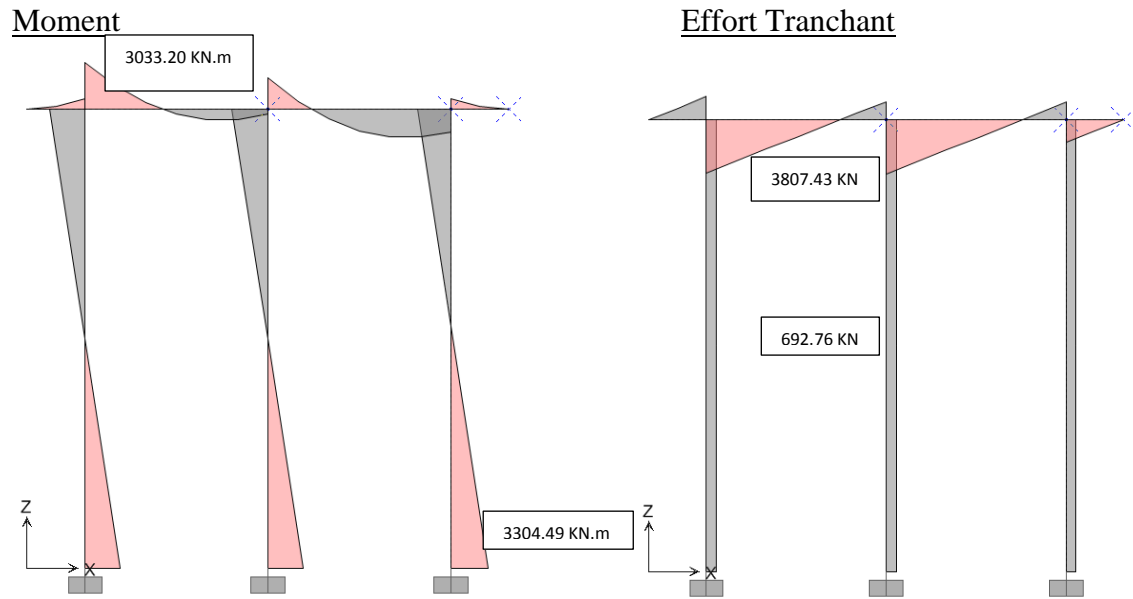
##### Moment



##### Effort Tranchant



Le diagramme des moments et des efforts tranchants obtenue aux piont de performance du séisme de Dar El Beida



### 5.4.2. Tableau de comparaison des points de performance des deux piles

		Sens longitudinal X		Sens transversal Y	
		pile 7M	pile 8m	Pile 7m	Pile 8m
Séisme El Centro 1940	V (KN)	767,107	803,94	727.7	725.9
	D (m)	0,0055	0,0081	0.018	0.026
	Sa (g)	0,817g	0,819	0.775g	0.74g
	Sd (m)	0,0055	0,0081	0.018	0.026
	Teff (s)	0,165	0,2	0.307	0.374
	Beff (%)	0,050	0,05	0.05	0.05
Séisme Kedara	V (KN)	811,156	950,934	232.3	236
	D (m)	0,0058	0,0096	0.0058	0.0084
	Sa (g)	0,864g	0,969g	0.247g	0.24g
	Sd (m)	0,0058	0,0096	0.0058	0.0084
	Teff (s)	0,165	0,2	0.307	0.374
	Beff (%)	0,050	0,050	0.05	0.05
Séisme Dar el Beida	V (KN)	1382,481	752,843	525.5	692.312
	D (m)	0,010	0,0076	0.013	0.025
	Sa (g)	1,472g	0,767g	0.52g	0.705g
	Sd (m)	0,010	0,0076	0.013	0.025
	Teff (s)	0,165	0,2	0.64	0.374
	Beff (%)	0,050	0,050	0.25	0.05
RPOA	V (KN)	375.53	327.79	704.22	657.23
	D (m)	0.0089	0.001	0.0032	0.0053
	Sa (g)	0.40g	0.334g	0.75g	0.67g
	Sd (m)	0.0089	0.001	0.0032	0.0053
	Teff (s)	0.165	0.2	0.307	0.374
	Beff (%)	0.05	0.05	0.05	0.05

Tableau 5.17. Comparaison des résultats des deux piles

**Remarque :**

V représente l'effort tranchant capacitaire de la structure isolée .

### 5.4.3. Comparaison en histogrammes des résultats obtenus aux points de performance des deux piles

➤ Sens transversal (sens X)

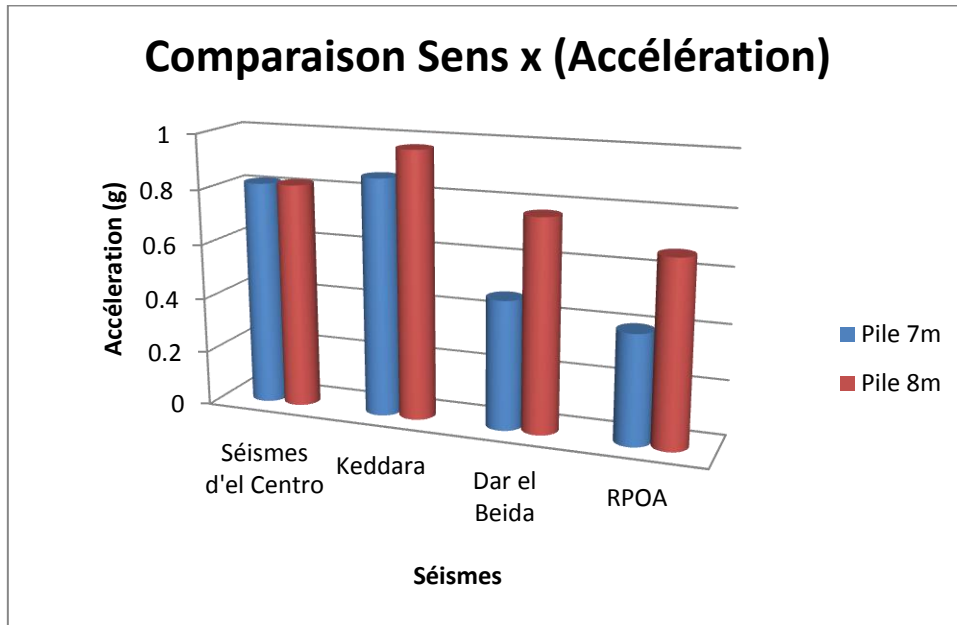


Figure 5.51: Histogramme de comparaison des accélérations obtenues dans les deux piles sens x

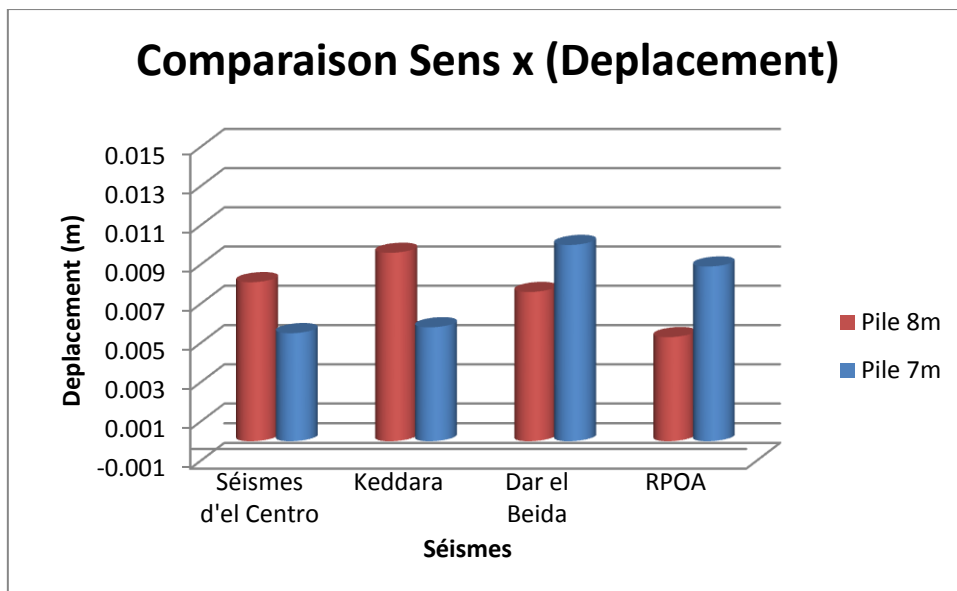


Figure 5.52: Histogramme de comparaison des déplacements obtenues dans les deux piles sens x

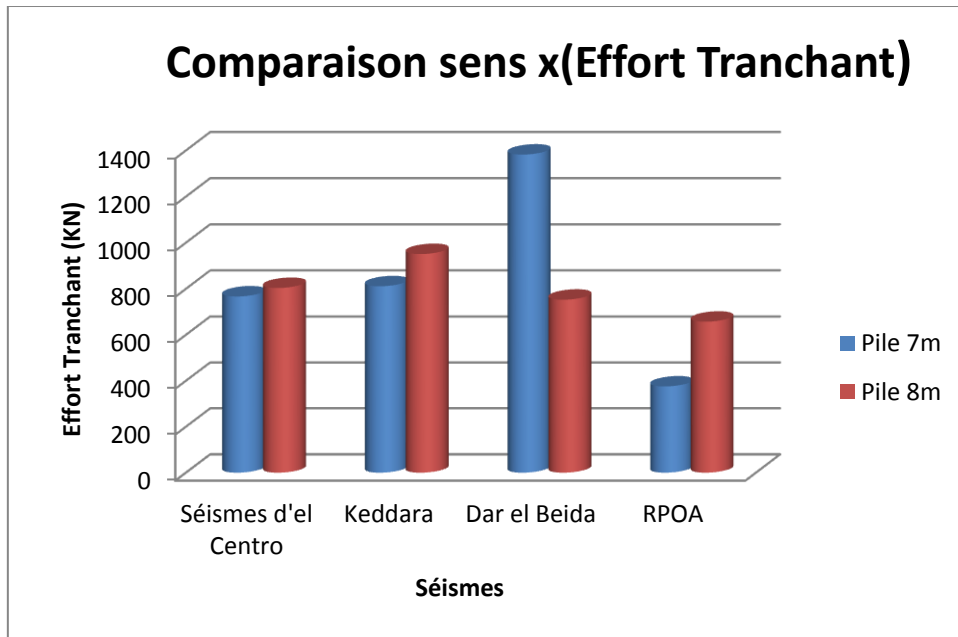


Figure 5.53: Histogramme de comparaison des efforts tranchants obtenus dans les deux piles sens x

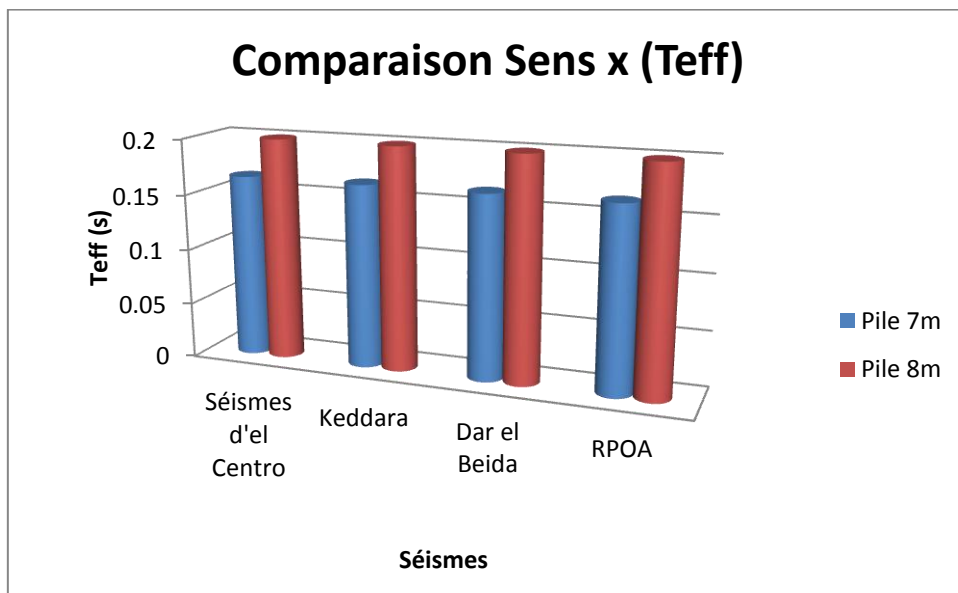


Figure 5.54: Histogramme de comparaison des Teff obtenues dans les deux piles sens x

➤ Sens longitudinal (sens Y)

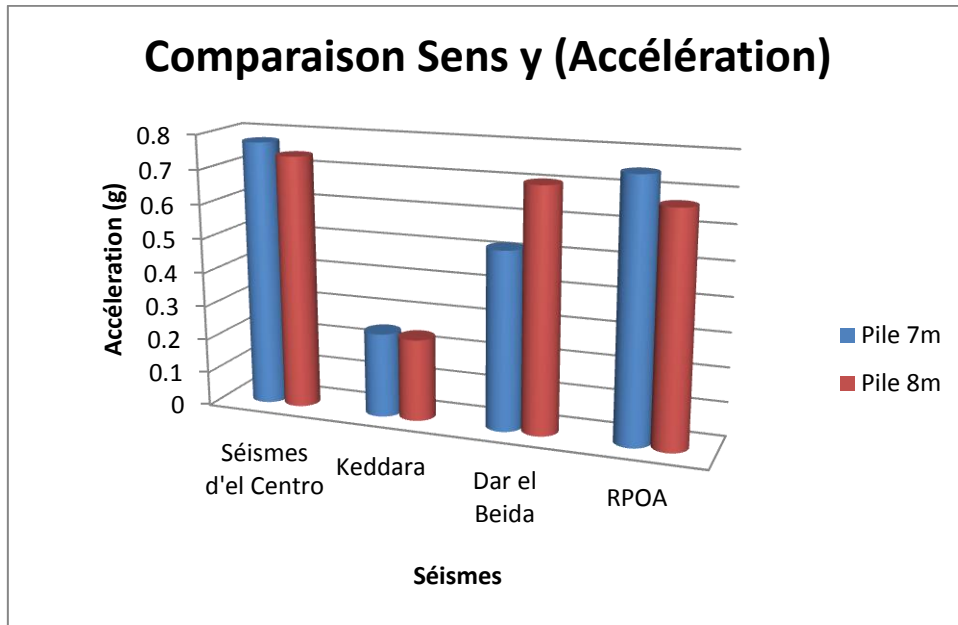


Figure 5.55: Histogramme de comparaison des accélérations obtenues dans les deux piles sens Y

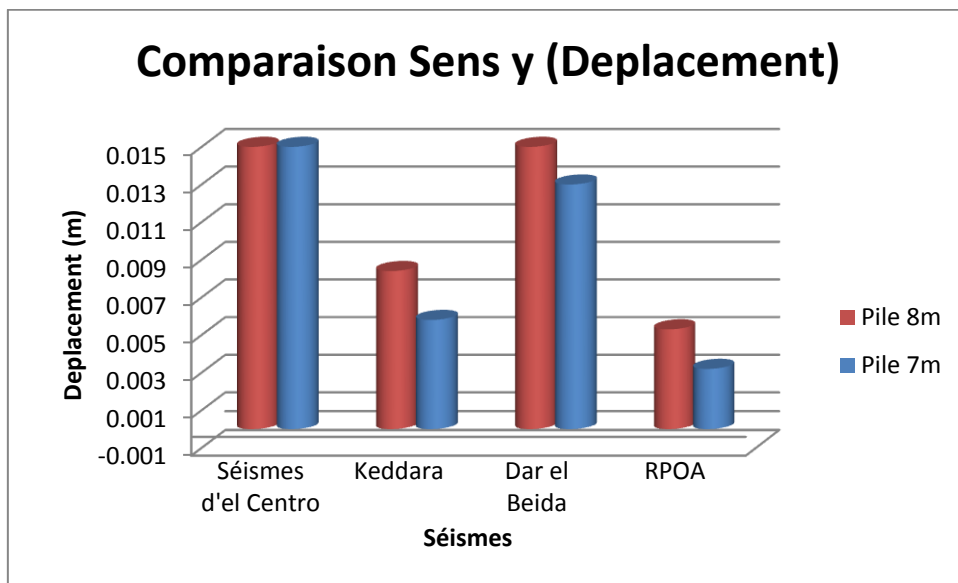


Figure 5.56: Histogramme de comparaison des déplacements obtenus dans les deux piles sens Y

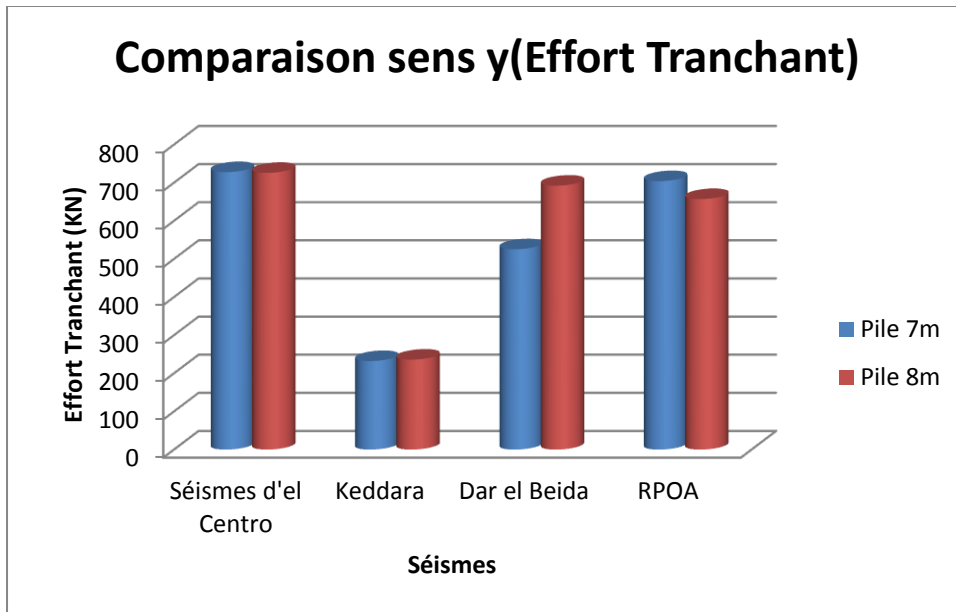


Figure 5.57: Histogramme de comparaison des efforts tranchants obtenus dans les deux piles sens Y

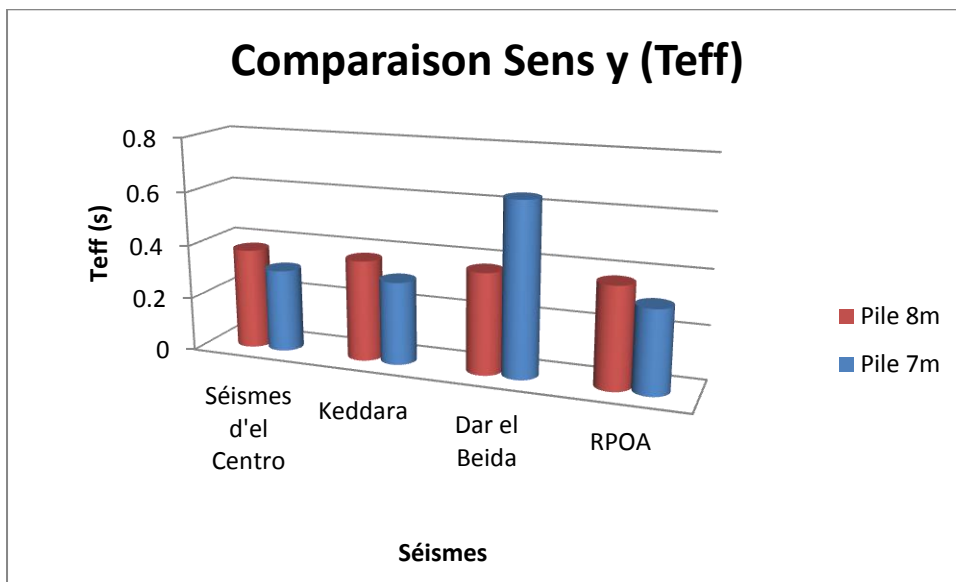


Figure 5.58: Histogramme de comparaison des Teff obtenues dans les deux piles sens Y

## 5.5 Conclusion et interprétation des résultats

Après l'application de modèle du chargement (dans l'analyse Pushover) sur la pile qui s'injecte d'une façon progressive et monotone, on remarque sur les figures (5 : 10 jusqu'à 16), que la pile subit des dégradations qui se développent au fur et à mesure jusqu'à avoir un mécanisme de ruine. Il faut noter ici qu'il y'a un critère implicitement respecté c'est que le mécanisme choisi dans l'opération de la détermination du point de performance est celui d'une rupture dans laquelle on constate une dégradation de la rigidité globale de la pile.

Mais par ailleurs, si on tente de choisir un autre mécanisme ou en d'autre terme de faire varier le point de performance acceptable, donc directement les valeurs de déplacement et l'accélération ne seront pas égales à celles du point de performance réel.

C'est pour cela on a utilisé deux approches (approche en amortissement et approche en ductilité) 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.

Donc la première explication qui sera encadrée est que le point de performance a une relation directe avec la valeur de la ductilité, parce que la détermination de la demande en ductilité qui convient à ce point de performance en faisant le rapport traditionnel entre les deux déplacements déterminés (élastique et la demande en déplacement).

Ce point de performance nous donne directement le niveau de performance de la pile qui a été affecté par la force sismique, donc par cette opération on peut modifier la conception pour avoir un niveau de performance avantageux de la pile. Donc, le choix judicieux est d'assurer une résistance suffisante de l'ouvrage, donc choisir un état de dégradation sécurisé d'un part et de minimiser les coûts d'exécution dus à l'augmentation les sections du béton et de l'acier utilisé dans ces éléments structuraux (aspect économique) dont l'intervention de l'ingénieur compétent joue un rôle important.

Même le choix des séisme pose un grand problème, comme on a vu précédemment sur les figures du paragraphe (5.3.2), on observe très bien l'influence des caractéristiques sismiques sur l'évaluation des demandes sismiques (déplacement ou accélération), a partir de cette constatation on a pris comme un autre objectif de trouver un truc commun de telle sorte que cette force sismique extérieure sera représentative du contexte Algérien, donc on a trouvé le spectre de réponse élastique horizontal du RPOA[Annexe D].

Les figures apparaissant dans le paragraphe (5.3.2) montrent que les demandes sismiques obtenues par les différentes excitations sismiques sont plus grande que celles obtenues par les demandes sismiques obtenues par le spectre du RPOA. Ce qui justifie l'influence du spectre de réponse utilisé dans la méthode du spectre de capacité.

Dans l'approche en amortissement, le calcul de l'amortissement équivalent est basé sur l'énergie dissipée par un oscillateur élasto-plastique avec écrouissage. Il ne peut donc évidemment pas couvrir la diversité de comportements des ouvrages soumis à des excitations dynamiques quant à leur capacité à dissiper l'énergie.

Les figures du paragraphe (5.4.3) confirment les résultats obtenus précédemment car on remarque très bien que les demandes en déplacement de l'approche en amortissement, sont égaux (approximativement) que celles des autres demandes de l'approche en ductilité, parce que dans tous les cas la demande sismiques se trouve en phase élastique.

## Chapitre 6

# ANALYSE NON LINEAIRE DU PONT AVEC ISOLATEURS SISMQUES

## 6.1 Introduction

L'isolations sismiques sont décrites comme des systèmes qui découplent la structure des mouvements du sol et/ou de ses supports en augmentant la flexibilité de la structure, en d'autres termes en allongeant sa période fondamentale de vibration, tout en fournissant un amortissement approprié. Dans le cas des ponts cependant, qui comprennent généralement des piles qui sont relativement légères comparativement au tablier, les isolateurs sont placés entre le dessus des piles ou des culées et tablier.

Les isolateurs jouent deux rôles sur le comportement dynamique des structures, de façon à assurer leur protection contre les effets des séismes, soit l'allongement de la période et l'augmentation de l'amortissement. Les dommages induits aux structures par l'effet des tremblements de terre sont essentiellement dus à la concordance entre la période naturelle de vibration d'une structure et le période dominante de secousse sismique. Pour un séisme qui produit des accélérations maximales à de hautes fréquences, l'allongement de la période de vibration de la structure réduit l'amplitude des accélérations qui lui sont transmises. L'isolation sismique a pour but d'allonger la période de vibration et rende le comportement de la superstructure linéaire élastique.

Dans ce chapitre, une application de l'analyse Push-over sera réalisée sur un pont isolé avec des isolateurs en élastomère fretté, ainsi qu'une étude comparative a été faite pour permettre de quantifier l'influence des appuis parasismiques sur les demandes sismiques.

## 6.2 Dimensionnement des isolateurs sismiques en Élastomère Fretté

Pour le dimensionnement des appuis parasismiques on doit passer par plusieurs étapes, la première étape consiste la sélection des données, la deuxième étape à pour objectif de calculer les paramètres d'appui et finalement la dernière étape est celle de la vérification de dimensionnements

**Première étape :** les données nécessaires pour le dimensionnement de l'élastomère fretté sont les suivantes :

- Proposer la déformation angulaire  $\gamma_{\max}$  et le coefficient d'amortissement effectif de l'appui  $B_{eff}$
- Choisir la période de conception  $T_d$  de la structure isolée.
- Déterminer les coefficients caractérisant le site comme suit :
  - $Z$  : Coefficient d'accélération de zone sismique
  - $N$  : Coefficient dépendant de la proximité de la faille active. (Voir le tableau 6.1)
  - $S_I$  : Coefficient caractérisant le type de sol (Voir le tableau 6.2)
- Choisir la qualité du caoutchouc et ses constants  $E$  (module de Young),  $G$  (module de cisaillement) et  $k$  (constante de matière) qui sont données dans le tableau 6.3

Distance à la faille	Magnitude		
	$\geq 8.0$	7	$\leq 6.0$
$\geq 15$ Km	1	1	1
= 10 Km	1.2	1	1
$\leq 5$ Km	1.5	1.3	1.1

Tableau 6.1 Valeur de coefficient N

Type de sol	$S_I$
S1, sol ferme	1
S2, sol moyen	1.4
S3, sol meuble	2.3
S4, sol très meuble	2.7

Tableau 6.2 Valeur de coefficient S<sub>I</sub>

Qualité du caoutchouc IRHD $\pm 2$	$E(MPa)$	$G(MPa)$	$K$
30	0.92	0.3	0.93
35	1.18	0.37	0.89
37	1.34	0.4	0.87
40	1.5	0.45	0.85
45	1.8	0.54	0.8
50	2.2	0.64	0.73
55	3.25	0.81	0.64
60	4.45	1.06	0.57
65	5.85	1.37	0.54
70	7.53	1.73	0.53

Tableau 6.3 Valeurs de  $E$ ,  $G$  et  $k$ **Deuxième étape** : Calcul des paramètres

1. Rigidité effective : 
$$k_{eff} = \frac{W}{g} \left( \frac{2\pi}{T_D} \right)^2 \quad (6.1)$$

$W$  : Charge verticale due à la combinaison ( $G + Q$ )

$T_d$  : Période de conception

$G$  : Pesanteur

2. Déplacement de conception de l'appui : 
$$D = \frac{1}{B_D} \frac{g}{4\pi^2} Z N S_I T_D \quad (6.2)$$

$B_D$  : Facteur relié à l'amortissement effectif, ce facteur est donné dans le tableau 6.4

Amortissement effectif $\beta$ (%)	Facteur $B_D$
$\leq 2\%$	0.8
5%	1.0
10%	1.2
20%	1.5
30%	1.7
40%	1.9
50%	2.0

Tableau 6.4 : Valeur de facteur  $B_D$

$$3. \text{ Résistance élastique } Q_d: \quad Q_d = \frac{w_D}{4D} = \frac{\pi}{2} K_{eff} \beta_{eff} D \quad (6.3)$$

$K_{eff}$ : Rigidité effective

$\xi_{eff}$ : Amortissement effectif

$D$  : Déplacement de conception de l'appui

$$4. \text{ Rigidité élasto plastique horizontale } K_d: \quad k_d = k_{eff} - \frac{Q_d}{D} \quad (6.4)$$

$$5. \text{ Surface du barreau du plomb } A_p: \quad A_p = \frac{Q_d}{f_{py}} \quad (6.5)$$

$f_{py}$  Contrainte élastique de barreau plomb

$$6. \text{ Hauteur totale du caoutchouc } (tr): \quad t_r = \frac{D}{\gamma_{max}} \quad (6.6)$$

$\gamma_{max}$  Déformation angulaire

7. Choisir le facteur de forme  $S$  qui doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{K_v}{K_h} = \frac{E[1+2KS^2]}{G} \geq 400 \quad \text{POUR} \quad S > 10 \quad (6.7)$$

$K_v$  : Rigidité verticale

$K_h$  : Rigidité horizontale

$E$  : Module de Yong

$G$  : Module de cisaillement

$$8. \text{ Rigidité verticale : } \quad k_v = \frac{E_c A}{t_r} \quad (6.8)$$

Avec  $E_c = E[1 + 2KS^2]$

$K$  : constantes de matière qui sont données dans le tableau 6.3

$A$ : Surface transversale (la surface chargée) de l'appui

$t_r$ : Hauteur totale du caoutchouc

## 9. Surface A de l'appui :

Il existe trois formules pour le calcul de la surface A, la valeur retenue correspond au max de ses trois valeurs.

$$\sigma_c = \frac{p}{A_0} \leq 7,48MN/m^2 \quad (6.9)$$

Avec

$\sigma_c$  : Contrainte verticale admissible.

$P$  : la charge verticale due à la combinaison (G + Q)

$$\gamma_c = 6S\varepsilon_c = 6S \frac{p}{E_c A_1} \leq \frac{\varepsilon_b}{3} \quad (6.10)$$

Avec

$\varepsilon_b$  : Allongement du caoutchouc à la rupture.

$\varepsilon_c$  : Déformation verticale due à la compression, cette valeur est donnée par la formule suivante

$$\varepsilon_c = \frac{P}{E_c A} \quad (6.11)$$

$$A_2 \leq \frac{d^2}{4} (\beta - \sin\beta) \quad (6.12)$$

$$\beta = 2 \times \cos^{-1} \frac{D}{d} \quad (6.13)$$

$d$  : diamètre correspond la surface  $A_{sf}$  calculée par la condition de fatigue par cisaillement

$$A_{sf} = \frac{K_r t_r}{G} \quad (6.14)$$

$K_r$  : la rigidité élastique

$$K_r = K_d \left( \frac{A_0}{A_0 + 12A_p} \right) \quad (6.15)$$

10. L'épaisseur d'une seule couche de caoutchouc  $t$  et le nombre  $N$  des couches de caoutchouc :

Utiliser le facteur de forme  $S$  et les dimensions de l'appui pour déterminer l'épaisseur d'une seule couche de caoutchouc  $t$  :

$$\text{Pour un appui rectangulaire} \quad S = \frac{L \times B}{2(L+B)t} \quad (6.16)$$

$$\text{Pour un appui circulaire} \quad S = \frac{d}{4t} \quad (6.17)$$

Pour déterminé le nombre  $N$   $t_r = N \times t$  (6.18)

$B, L$  Les dimensions en plan d'appui

11. L'épaisseur d'une seule frette d'acier  $t_s$  peut être déterminée par la formule suivante :

$$t_s \geq \frac{2(t_i+t_{i+1})P}{A_{re}F_s} \quad (6.19)$$

Où

$t_i, t_{i+1}$ : Epaisseur des couches de caoutchouc situées en dessous et en dessus d'une frète d'acier

$$F_s = 0.6 F_y$$

$F_y$  Limite élastique (274.4 N/m<sup>2</sup>)

### **-Dernière étape** : Vérification

Après le dimensionnement on vérifie que :

1. La résistance au cisaillement sous la charge verticale  $P$

$$\gamma_c = 6S \frac{P}{E_c A} \leq \frac{\varepsilon_b}{3} \quad (6.20)$$

2. La stabilité au flambement

$$\sigma_c = \frac{P}{A} < \sigma_{cr} \quad (6.21)$$

Avec

$\sigma_c$  Contrainte de compression appliquée sur l'appui.

$\sigma_{cr}$  Contrainte critique de flambement

$$\sigma_{cr} = \begin{cases} \frac{\pi \times G \times S \times d}{2\sqrt{2}t_r} & \text{pour un apui circulaire} \\ \frac{\pi \times G \times S \times L}{\sqrt{6}t_r} & \text{pour un apui rectangulaire} \end{cases} \quad (6.22)$$

3. La résistance au cisaillement sous un séisme

$$\gamma_{sr} + \gamma_{sc} + \gamma_{eq} \leq 0,75\varepsilon_b \quad (6.23)$$

Avec

$\gamma_{sc}$  Cisaillement dû à la compression

$$\gamma_{sc} = 6S \frac{P_s}{E_c A} \quad (6.24)$$

$P_s$  Charge verticale de combinaison sismique

$\gamma_{eq}$  Cisaillement dû au séisme

$$\gamma_{eq} = \frac{D}{t_r} \quad (6.25)$$

$\gamma_{sr}$  Cisaillement dû à la rotation

$$\gamma_{sr} = \frac{B^2 \times \theta}{2 \times t \times t_r} \quad (6.26)$$

$\theta$  : Angle de rotation de l'appui produit par le séisme

$$\theta = \frac{12 \times D \times e}{b^2 + d^2} \quad (6.27)$$

$e = 5\% b$

$b, d$  dimension en plan de la structure

4. Condition de non roulement :

$$D \leq \delta_{roll-out} = \frac{p_s L}{P_s + K_{eff} h} \quad (6.28)$$

Avec

$h$ : La hauteur totale de l'appui.

$$F \times h = p_s \times (L - \delta_{roll-out}) \rightarrow F = K_{eff} \times \delta_{roll-out}$$

5. Vérification du diamètre du barreau :

$$1,25 \leq \frac{H_p}{d_p} \leq 5 \quad (6.29)$$

$H_p$  : Hauteur du barreau

$d_p$  : Diamètre du barreau

### 6.3 Loi de comportement de l'Appui

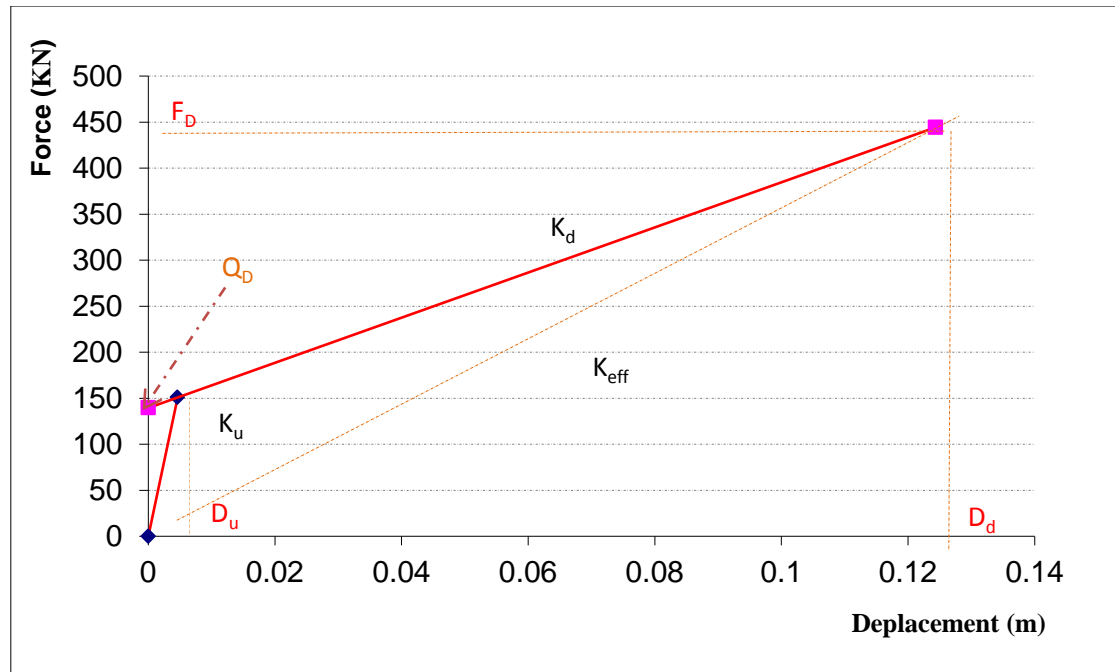


Figure 6.1 : Exemple de loi de comportement d'un appui

Les formules utilisées pour calculer les lois de comportement des appuis c'est comme suit :

$$K_u = \alpha K_d$$

$$K_d = K_{eff} - \frac{Q_d}{D}$$

Avec :

$K_u$  Rigidité élastique

$K_d$  Rigidité post-élastique

$K_{eff}$  Rigidité effective

$D$  Déplacement de conception

$Q_d$  Résistance

$$Q_d = \frac{w D}{4D} = \frac{\pi}{2} k_{eff} \beta_{eff} D$$

$$Q_d = \frac{w D}{4D} \quad w_d = 2\pi K_{eff} D^2 \beta_{eff}$$

$$D_y = \frac{Q_d}{K_u - K_d}$$

$$F_y = K_u D_y$$

Les résultats de dimensionnement sont présentés dans le tableau suivant

Caractéristiques d'appuis IRHD 60			
$T_D$	1.5	$E$ (kN/m <sup>2</sup> )	4450
$Y_{max}$ (%)	50	$G$ (KN/m <sup>2</sup> )	1060
$\xi_{eff}$ (%)	20	$S$	10
$B_D$	1.2	$E_c$ (KN/m <sup>2</sup> )	511750
$S_D$	0.4	$f_{py}$ (KN/m <sup>2</sup> )	7500
$t_r$ (m)	0.248	$A$ (m <sup>2</sup> )	0.255
$D$ (m)	0.124	$A_p$ (m <sup>2</sup> )	0.0186
$Q_d$ (KN)	139.555	$(L \times B)$ (m*m)	(0.5*0.5)
$K_U$ (KN/m)	32680.815	$t_s$ (mm)	5
$k_v$ (KN/m)	27293.830	$t$ (mm)	30
$K_d$ (KN/m)	2451.443	$d_p$ (cm)	15.396
$k_{eff}$ (kN/m)	3573.532	$N$ (s)	8
$h$ (m)	30	/	/

Tableau 6.5 : Caractéristiques mécaniques et géométriques de l'appui.

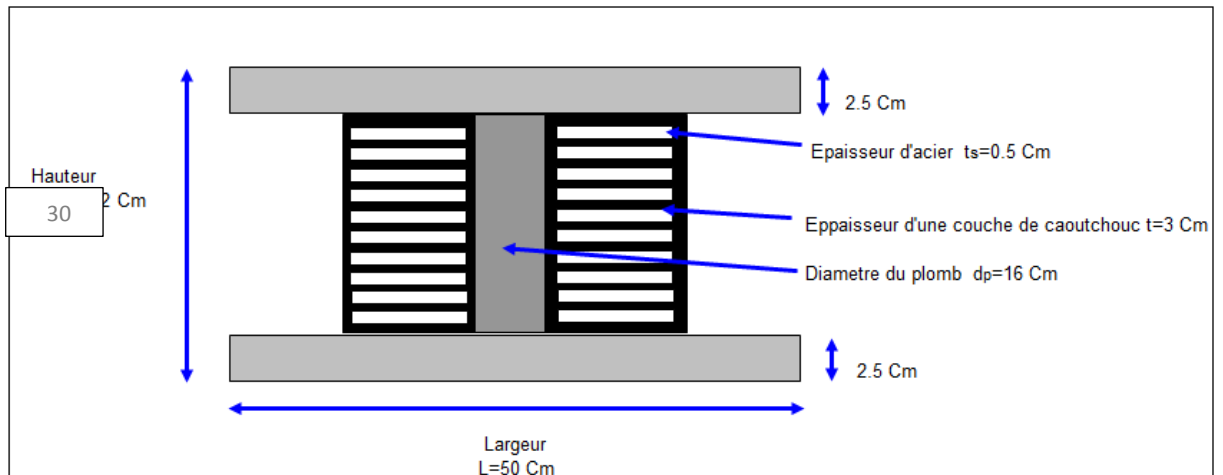


Figure 6.2 Schéma du dimensionnement de l'appareil d'appuis

## 6.4 Analyse modale

Les résultats de l'analyse modale du pont obtenus par SAP 2000, sont représentés dans le tableau suivant :

T(sec)	Période fondamentale	1.17
$\Gamma_1$	Facteur de participation de la masse modal du premier mode	75%
Alpha 1 (%)	Coefficient de participation de masse modale	100%
W(KN)	Poids total	18778

Tableau 6.6 Résultats de l'analyse modale du pont

## 6.5 Analyse statique non linéaire (Pushover)

Pour cette analyse on a pris en compte le sens longitudinal (sens x), sachant que la loi du comportement du sens longitudinal et celui de transversal sont égales parce que les caractéristiques de l'appareil d'appuis sont les même dans les deux sens

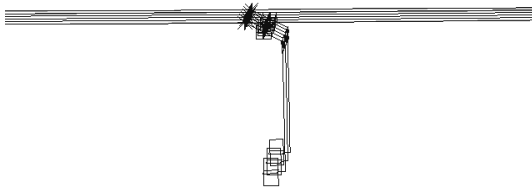


Figure 6.3. La déformé dans le sens longitudinal

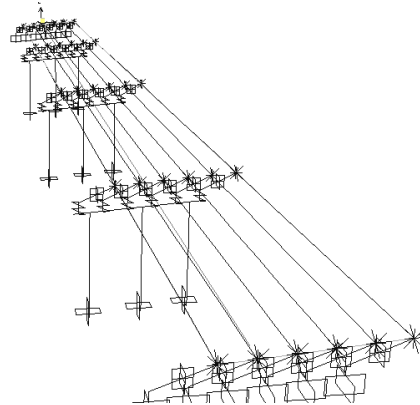


Figure 6.4. La déformé dans le sens transversal

Le tableau suivant représente l'évaluation d'effort tranchant en fonction des déplacements pour le pont étudié :

Step	D (m)	$V_b$ (KN)
0	0	0
1	$4.28 \cdot 10^{-2}$	1110.125
2	$8.57 \cdot 10^{-2}$	1523.038
3	$1.29 \cdot 10^{-1}$	1693.389
4	$1.71 \cdot 10^{-1}$	1834.26
5	$2.14 \cdot 10^{-1}$	1969.808
6	$2.57 \cdot 10^{-1}$	2100.8
7	$3.00 \cdot 10^{-1}$	2226.049
8	$3.43 \cdot 10^{-1}$	2343.942
9	$3.86 \cdot 10^{-1}$	2454.023
10	$4.28 \cdot 10^{-1}$	2557.355

Tableau 6.7 Evaluation d'effort tranchant en fonction des déplacements pour le pont

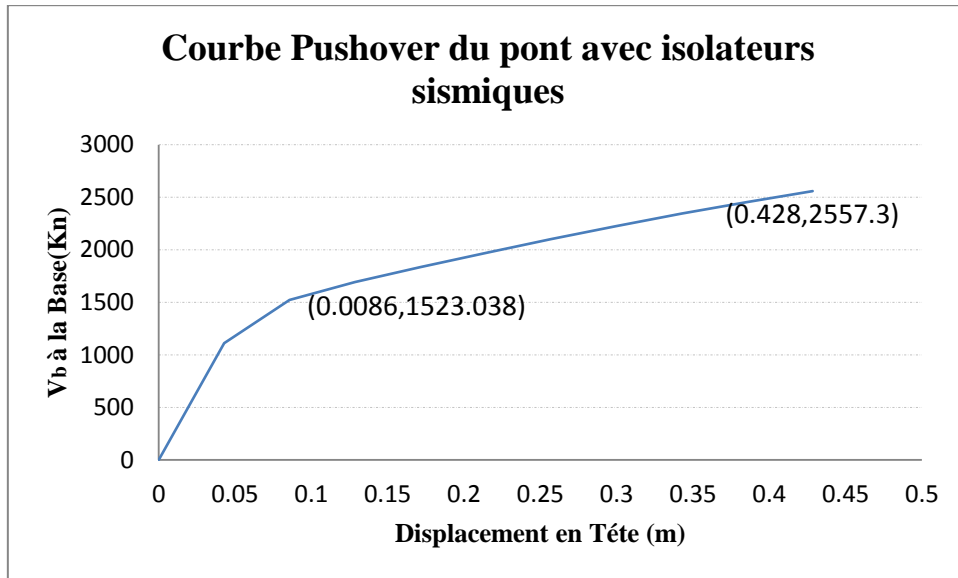


Figure 6.6. Courbe Pushover du pont

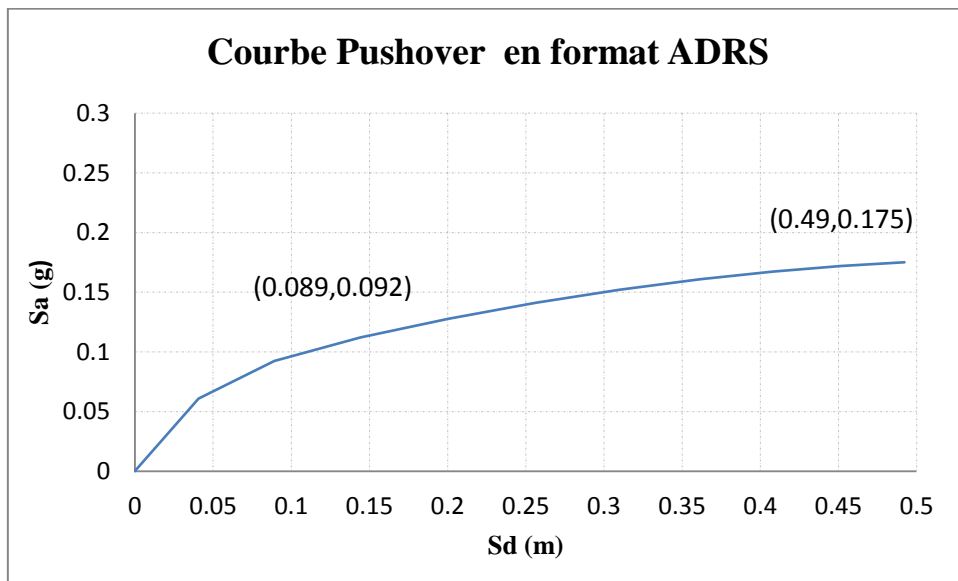


Figure 6.7 Courbe de capacité du pont en format (ADRS)

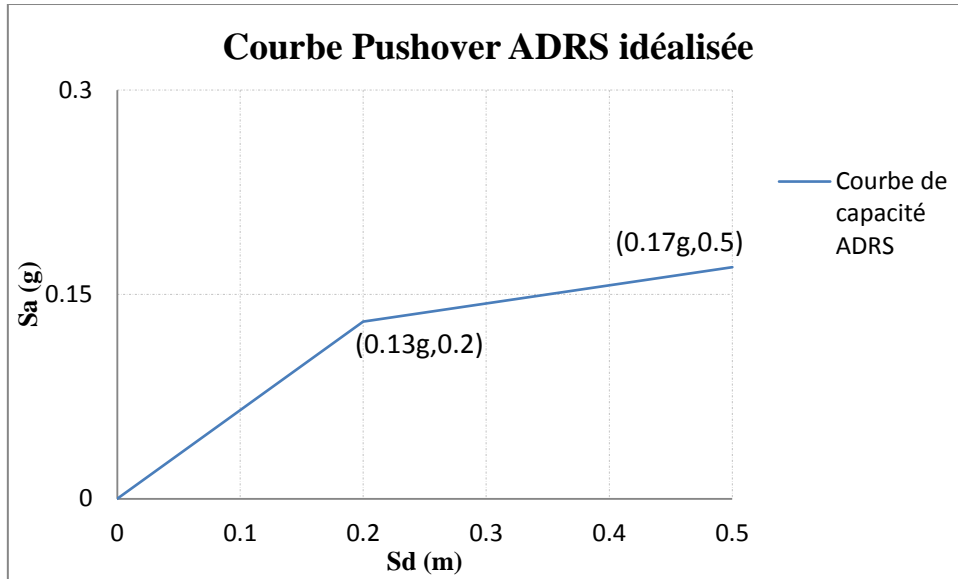


Figure 6.8 Courbe de capacité idéalisée du pont en format (ADRS)

## 6.6 Point de Performance du pont avec isolateurs sismiques

### ❖ Procédure A (Approche en amortissement)

- Séisme de Boumerdés (station Keddara)

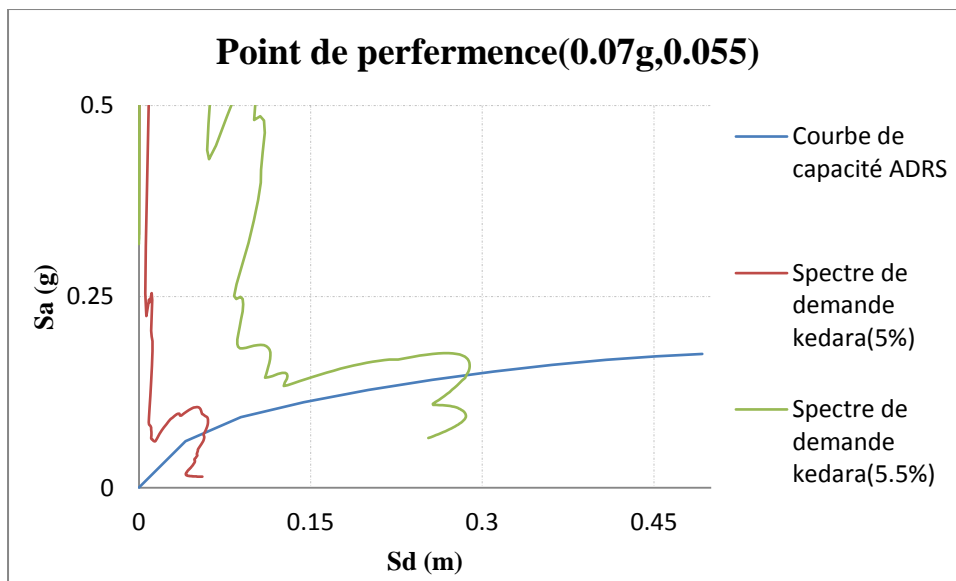


Figure 6.9 Evaluation du point de performance du pont avec spectre de Keddara (approche en amortissement)

- Séisme de Boumerdés (station de Dar El Beida) :

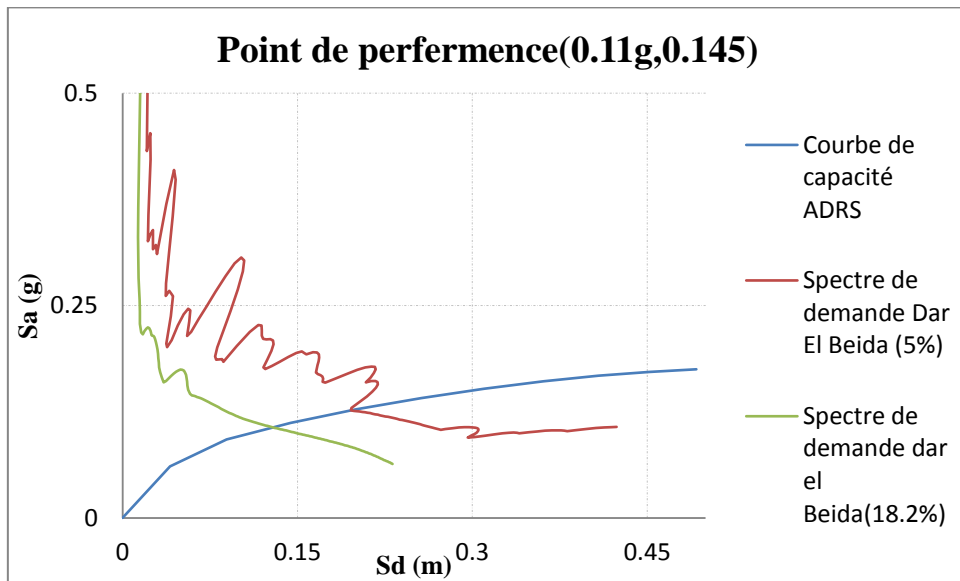


Figure 6.10 Evaluation du point de performance du pont avec spectre de Dar El Beida (approche en amortissement)

- Séisme d'El Centro 1940 :

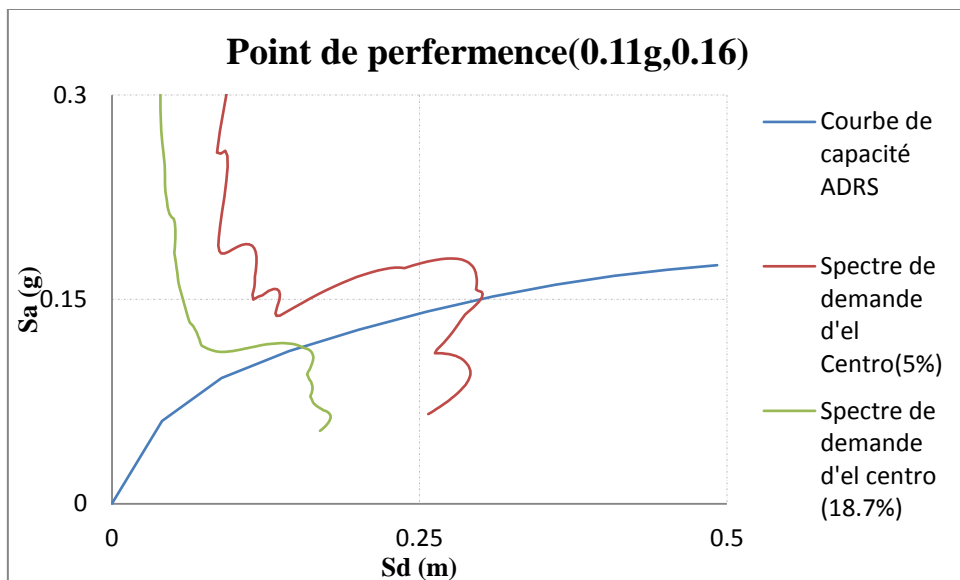


Figure 6.11. Evaluation du point de performance du pont avec spectre d'El Centro 1940 (approche en amortissement)

- Spectre de RPOA

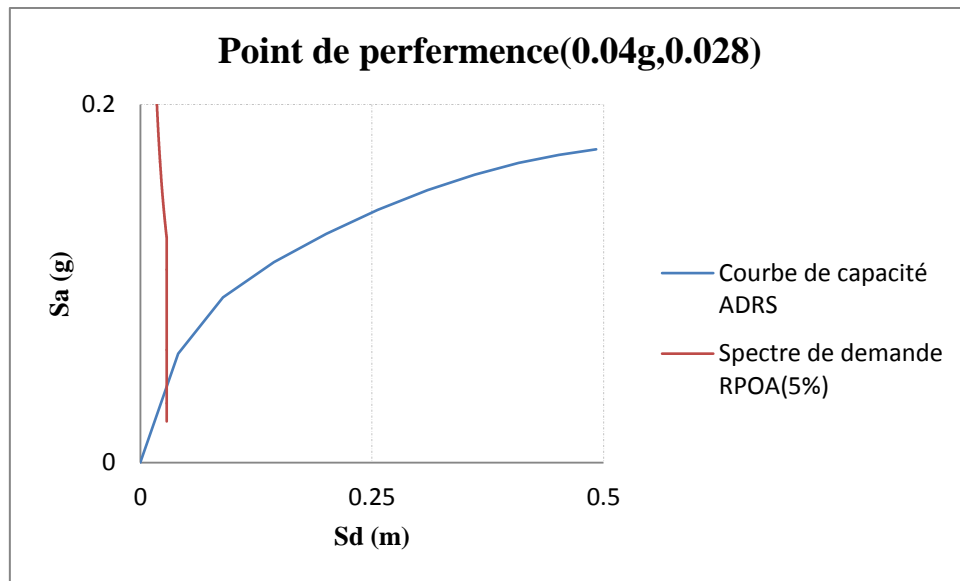


Figure 6.12. Evaluation du point de performance du pont avec spectre de RPOA (approche en amortissement)

## ❖ Procédure A (Approche en ductilité)

- Séisme de Boumerdés (station Keddara)

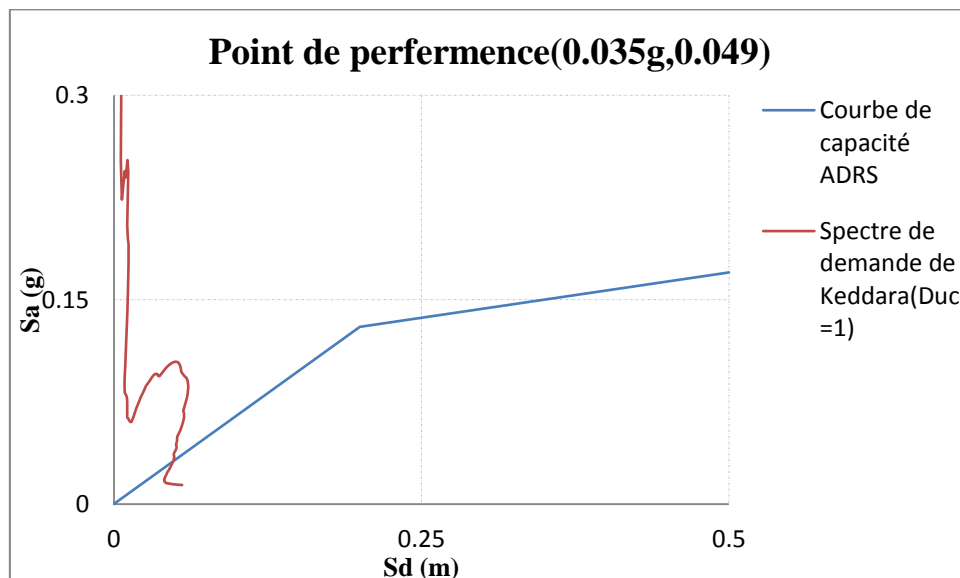


Figure 6.13 Evaluation du point de performance du pont avec spectre de Keddara (approche en ductilité)

- Séisme de Boumerdés (station de Dar El Beida) :

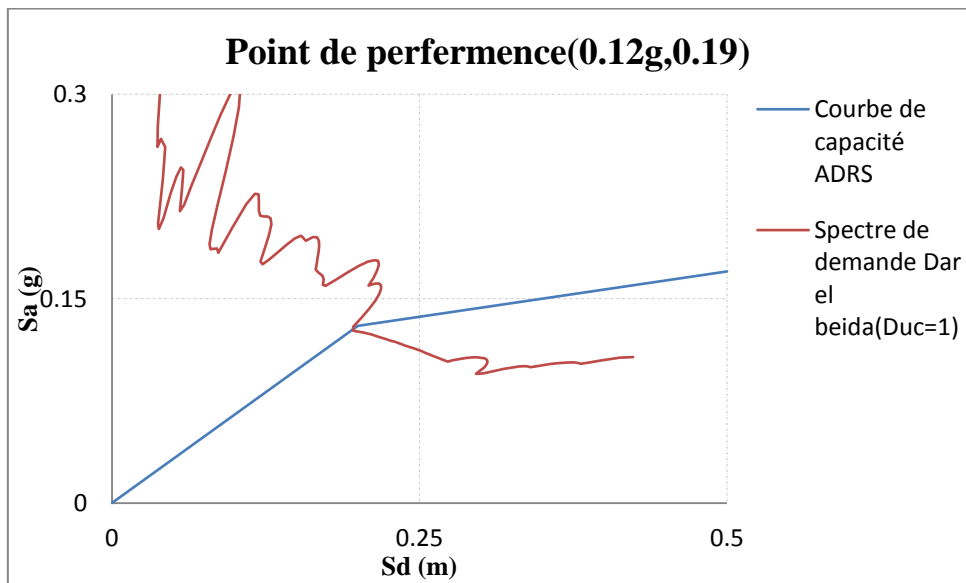


Figure 6.14 Evaluation du point de performance du pont avec spectre de Dar El Beida (approche en ductilité)

- Séisme d'El Centro 1940 :

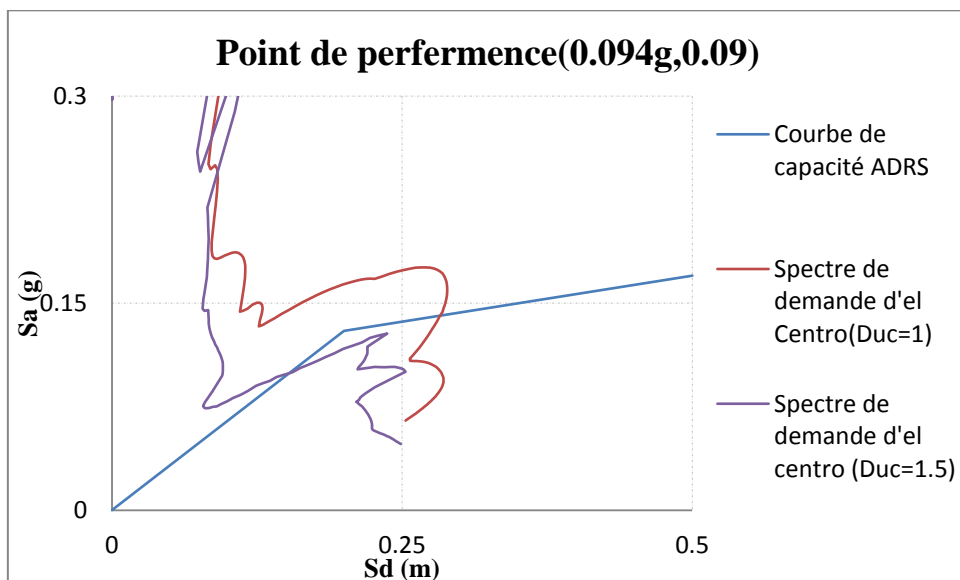


Figure 6.15 Evaluation du point de performance du pont avec spectre d'El Centro 1940 (approche en ductilité)

## 6.7 Comparaison des résultats obtenus avant et après l'isolation

Au Performance Point, la demande est égale à la capacité, et correspond à un « unique » état de dommages, correspondant à un déplacement maximum et à un état spécifique d'énergie à dissiper.

Cet état est bien unique, s'il correspond à un mouvement sismique spécifique. L'état de dommages correspond à l'ensemble des déformations de tous les éléments de la structure. On voit la durée du séisme n'intervient pas directement. On verra que, curieusement, cette durée peut être prise en compte dans l'expression de l'énergie qui peut être dissipée par la structure, compte tenu précisément, de cette interdépendance entre la demande et la capacité.

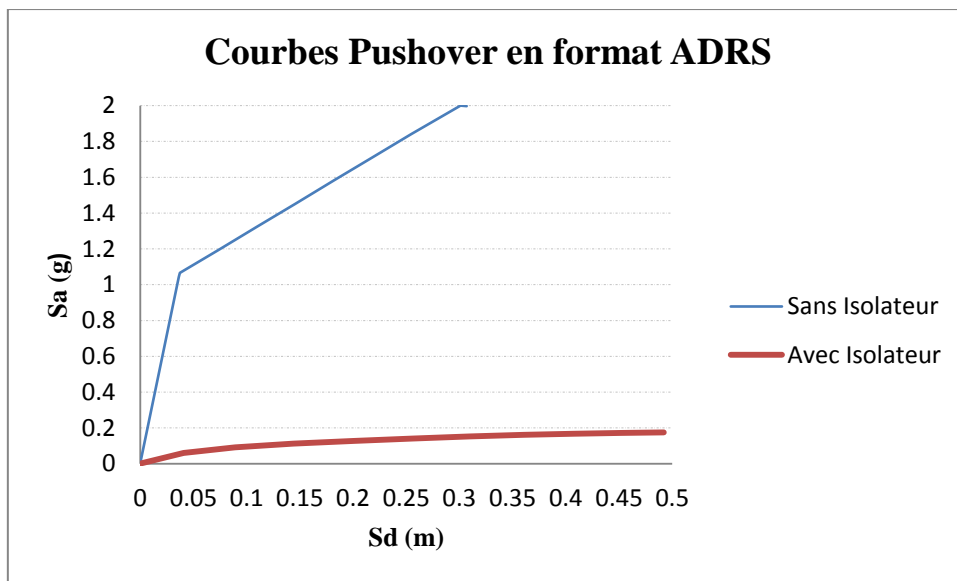


Figure 6.16. Comparaison des spectres de capacités format ADRS

La figure 6.16 montre une comparaison entre les deux spectres de capacités en format ADRS, le pont avec isolateur présente un déplacement important par rapport au pont sans isolateur, par contre l'accélération diminue dans le pont avec isolateur par rapport à celui sans isolateur.

## 6.8 Présentation des Résultats

### 6.8.1 Comparaison en histogrammes des deux approches

#### (Ductilité & amortissement) du système isolé

Ces histogrammes ci-dessous, comparent les résultats ( $S_a$ ,  $D$ ,  $V_b$ ,  $T_{eff}$ ) du pont isolé, obtenues aux points de performances des différents séismes étudiés par les deux approches

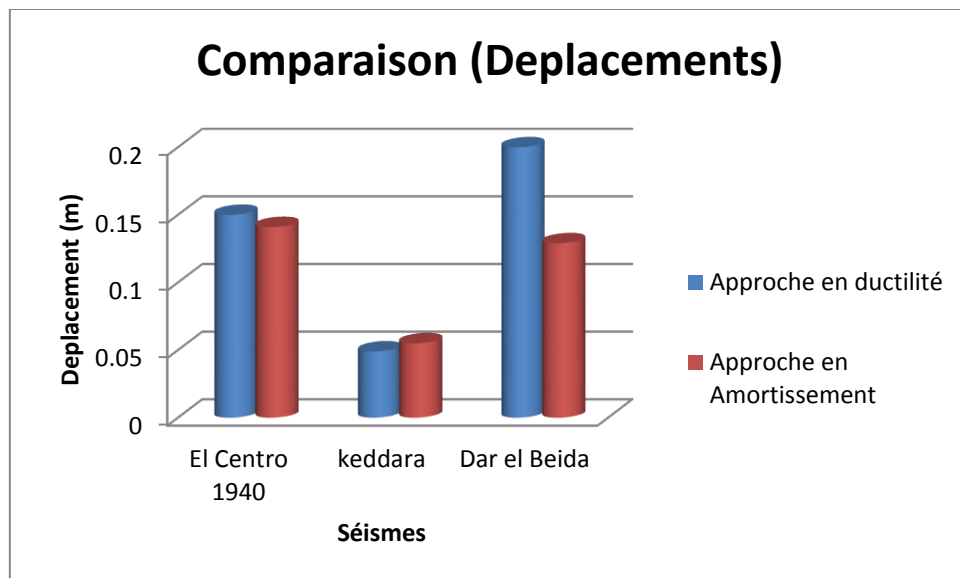


Figure 6.17 : Histogramme de comparaison des déplacements obtenus dans les deux approches

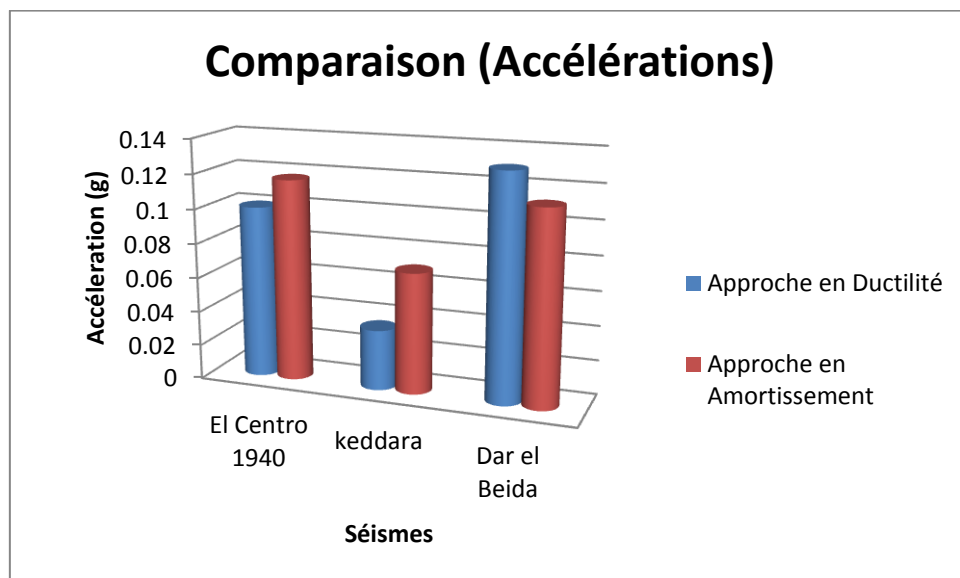


Figure 6.18 : Histogramme de comparaison des accélérations obtenues dans les deux approches

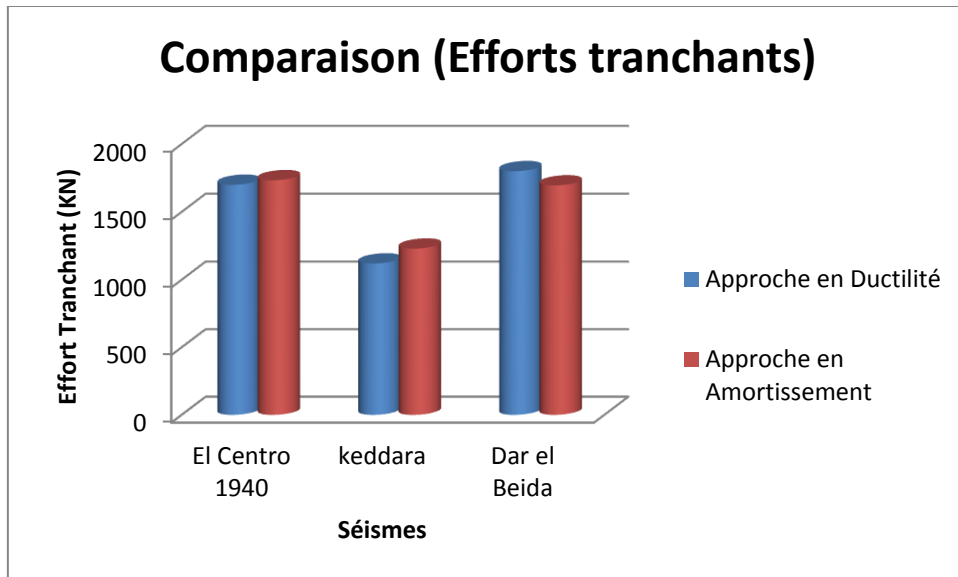


Figure 6.19 : Histogramme de comparaison des efforts tranchants obtenus dans les deux approches

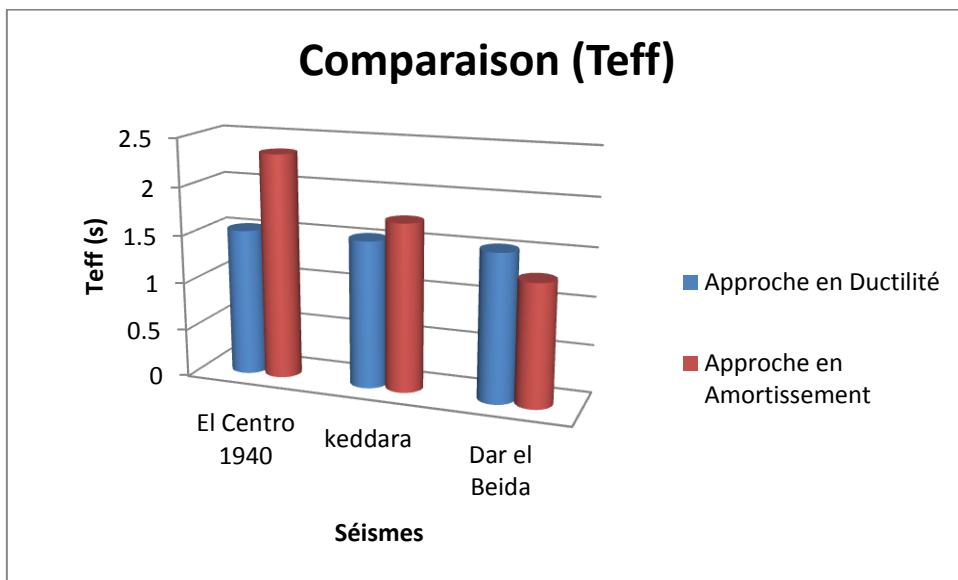


Figure 6.20 : Histogramme de comparaison des Teff obtenus dans les deux approches

### 6.8.2 Tableau de comparaison des résultats aux points de performance des deux systèmes (avec et sans isolation)

Le tableau présenté ci-dessous, montre la différence entre les valeurs concernant les demandes sismiques au point de performance.

Sens Y	Approche en Amortissement				Approche en Ductilité	
	Pile sans Isolateurs		Pile avec Isolateurs		Pile avec Isolateurs	
Séisme El Centro 1940	Pile 8m		Pile 8m		Pile 8m	
	V (KN)	725.9	V (KN)	1733.536	V (KN)	1700
	D (m)	0.026	D (m)	0.16	D (m)	0.15
	Sa (g)	0.74g	Sa (g)	0.117g	Sa (g)	0.1g
	Sd (m)	0.026	Sd (m)	0.16	Sd (m)	0.15
	T <sub>eff</sub> (s)	0.374	T <sub>eff</sub> (s)	2.34	T <sub>eff</sub> (s)	1.17
	B <sub>eff</sub> (%)	0.05	B <sub>eff</sub> (%)	0.187	Duc	1.5
Séisme Kedara	V (KN)	236	V (KN)	1229.452	V (KN)	1120
	D (m)	0.0084	D (m)	0.055	D (m)	0.049
	Sa (g)	0.24g	Sa (g)	0.07g	Sa (g)	0.035g
	Sd (m)	0.0084	Sd (m)	0.055	Sd (m)	0.049
	T <sub>eff</sub> (s)	0.374	T <sub>eff</sub> (s)	1.737	T <sub>eff</sub> (s)	1.17
	B <sub>eff</sub> (%)	0.05	B <sub>eff</sub> (%)	0.075	Duc	1
séisme Dar El Beida	V (KN)	692.312	V (KN)	1695.16	V (KN)	1800
	D (m)	0.025	D (m)	0.129	D (m)	0.2
	Sa (g)	0.705g	Sa (g)	0.112g	Sa (g)	0.13g
	Sd (m)	0.025	Sd (m)	0.145	Sd (m)	0.2
	T <sub>eff</sub> (s)	0.374	T <sub>eff</sub> (s)	2.27	T <sub>eff</sub> (s)	1.17
	B <sub>eff</sub> (%)	0.05	B <sub>eff</sub> (%)	0.182	Duc	1
RPOA	V (KN)	394	V (KN)	702		
	D (m)	0.010	D (m)	0.028		
	Sa (g)	0.40g	Sa (g)	0.044		
	Sd (m)	0.010	Sd (m)	0.028		
	T <sub>eff</sub> (s)	0.374	T <sub>eff</sub> (s)	1.17		
	B <sub>eff</sub> (%)	0.05	B <sub>eff</sub> (%)	0.05		

Tableau 6.8. Comparaison des résultats des deux systèmes, avec et sans isolation

#### Remarque :

V représente l'effort tranchant capacitaire de la structure isolée .

### 6.8.3 Comparaison en Histogrammes des résultats aux points de performances des deux systèmes (avec et sans isolation)

Ces histogrammes ci-dessous, comparent les résultats ( $S_a$ ,  $D$ ,  $V_b$ ,  $T_{eff}$ ) de l'approche en ductilité des deux systèmes, obtenues aux points de performances des différents séismes étudiés.

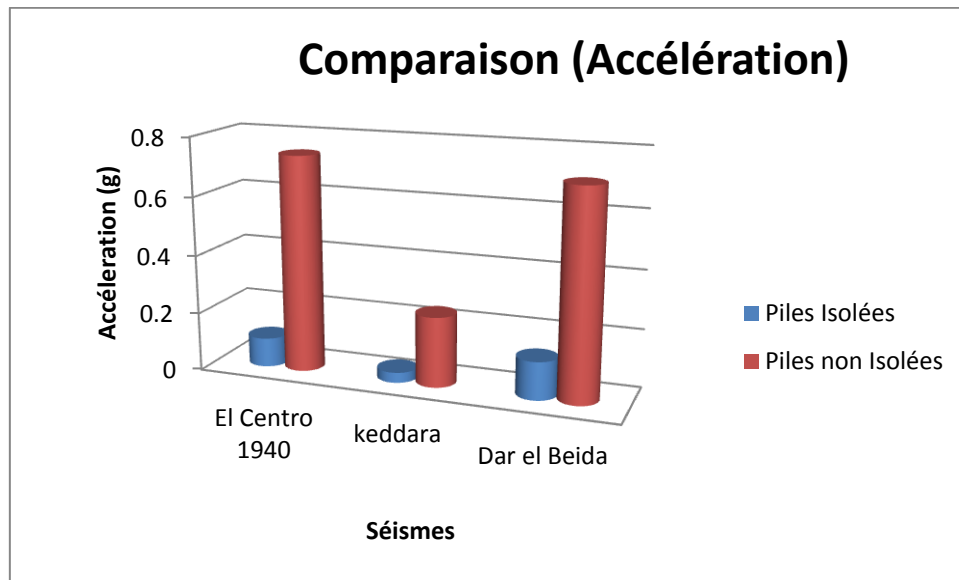


Figure 6.21: Histogramme de comparaison des accélérations obtenues dans les deux systèmes

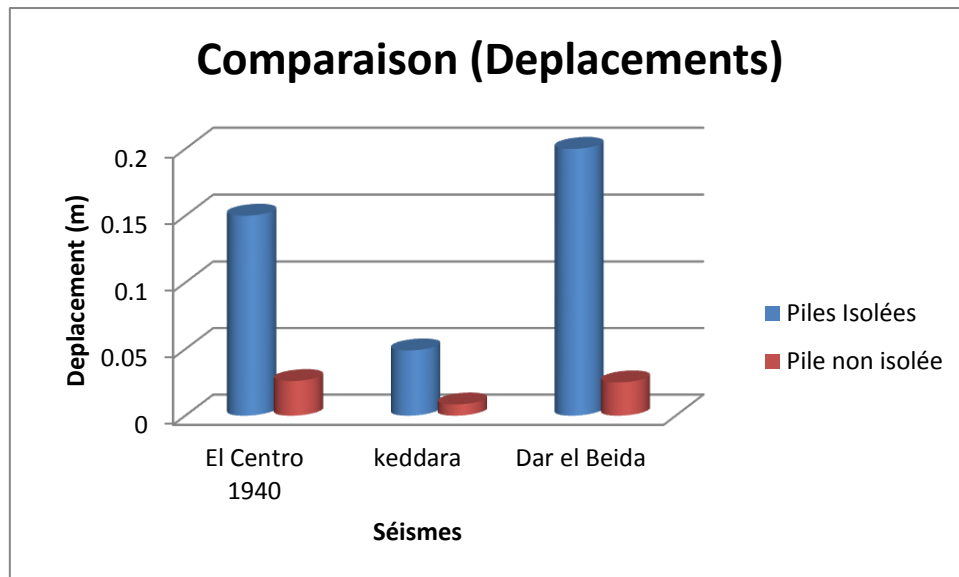


Figure 6.22: Histogramme de comparaison des déplacements obtenus dans les deux systèmes

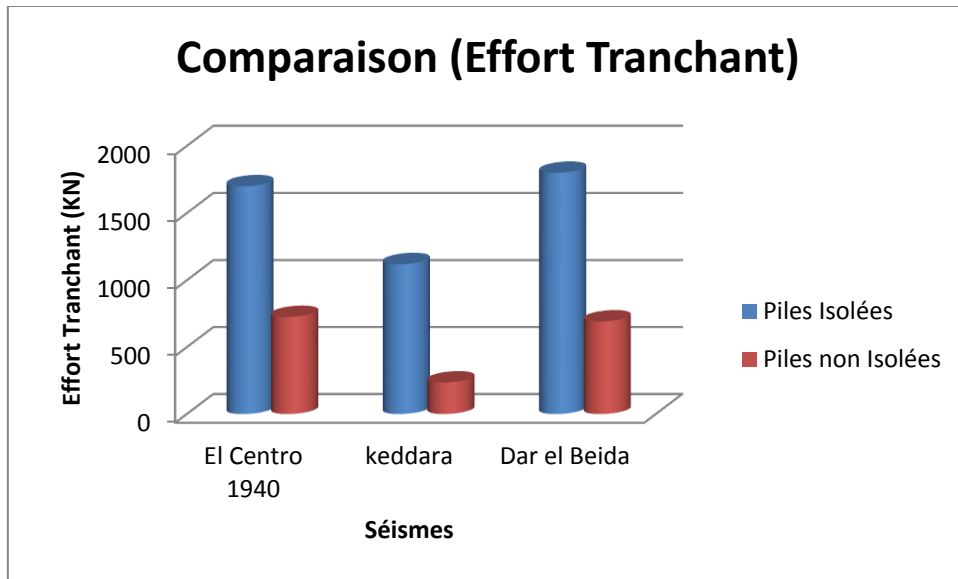


Figure 6.23: Histogramme de comparaison des efforts tranchants dans les deux systèmes

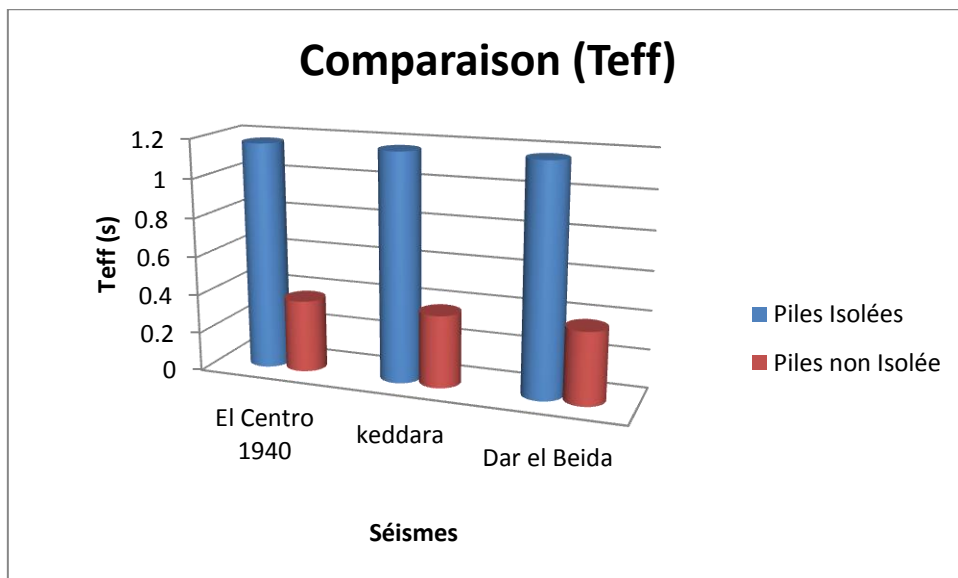


Figure 6.24: Histogramme de comparaison des Teff obtenues dans les deux systèmes

## 6.9 Conclusion et interprétation des résultats

Le tableau 6.6 montre que les périodes de vibration des piles sans isolateurs sismiques sont plus petites que celles du pont isolé (pour les trois premiers modes) ce qui justifié la participation des isolateurs sismiques, La période est fonction de la masse et de la rigidité d'une telle structure, la masse de la pile encastree égale à celle de l'isolée, donc le facteur responsable sur la variation de la période c'est la rigidité de la pile, la pile sans isolateurs sismiques est apparue plus rigide que la pile avec isolateurs sismiques.

A l'examen des déformées propres on remarque que les deux premiers modes sont essentiellement des modes de translations mais la participation de la masse modale de la pile isolée est plus grande que celle de la pile conventionnelle.

Les courbes Pushover (figure 6.16) montrent l'influence des isolateurs sismiques sur la capacité. Ainsi, la pile conventionnelle montre une courbe de capacité avec une rigidité initiale supérieure à celle de l'autre pile, mais présente un déplacement maximum inférieur à celui de la pile isolée. Donc la seule chose qu'on peut dire c'est qu'il existe un changement de la courbe d'où la nécessité de prévoir un autre comportement qui distingue la réponse des ponts isolés.

La deuxième remarque qu'on peut observer encore est que la pile sans isolateurs sismiques est plus rigide que celle avec isolateurs sismiques (figure 6.20 et 6.22) qui augmente l'accélération spectrale, ça s'explique par l'augmentation de la flexibilité du tablier (demande de la souplesse qui réduit les efforts sismiques).

On observe très bien dans la figure (6.21) que le déplacement des piles isolées est plus grand que ceux des piles sans isolateurs sismiques, qui confirment le déplacement de l'isolateur sismique.

La méthode CSM consiste à superposer une courbe représentant la capacité de résistance de la structure avec une courbe représentative de la sollicitation apportée par le séisme, l'intersection représente le point de performance permettant d'évaluer le déplacement maximal que la structure subira, cette méthode basée principalement sur une évaluation itérative.

Après l'observation des figures(paragraphe 6.8.3), les valeurs constatés montrent que les déplacements spectraux de la pile sans isolateurs sont moins importante que ceux de la pile isolée ce qui justifie l'augmentation de la flexibilité d'une part, et la participation des appuis dans la réduction des demandes sismiques en terme des accélérations d'autre part, qui rend le niveau de performance de la structure avantageux.

D'après l'observation des résultats, on voit que la valeur de l'amortissement de la pile sans isolateurs est égale à 0.05 correspondant à une valeur du déplacement spectral de 0,026 m, mais, pour la pile isolée l'amortissement est égale à 0.187 correspondant à un déplacement spectral est égale à 0,16. Donc il y'aura une différence dans l'énergie dissipée par l'amortissement, cette remarque s'explique par l'influence de l'isolation sismique, elle est simplement la réduction des effets sismiques sur le pont. Cela peut être obtenu par un allongement de la période fondamentale du pont et une augmentation de l'amortissement. En d'autre terme, la théorie de l'isolation à la base repose sur deux piliers : un amortissement lourd et une séparation des fréquences.

Une fois que la décision est prise pour modifier la conception des ponts, l'ingénieur peut avoir plusieurs techniques pour choisir un bon niveau performance. A cet effet, pour réduire la demande sismique l'ingénieur peut augmenter l'amortissement ou intégrer des systèmes d'isolations.

Pour notre exemple, on a modifié la conception de notre pont par l'intégration des isolateurs. D'après l'application de l'analyse Pushover et la CSM, on a trouvé un déplacement et un amortissement plus grands que ceux de la pile conventionnelle, et une accélération moins importante que celle de pile conventionnelle. Donc on trouve une réduction des demandes sismiques qui rend le niveau de performance de l'ouvrage avantageux.

## Chapitre 7

# CONCLUSION GENERALE

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 ouvrages, même endommagés, ne s'effondrent pas.

La solution la plus efficace, mais non pas parfaite, est de préconiser des appuis parasismiques. 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'ouvrage. Ce paramètre représente en réalité la demande en déplacement inélastique autrement dit la demande sismique.

Les calculs traditionnels consistent à faire des études basées sur l'analyse linéaire qui considère le comportement linéaire élastique parfait des ouvrages, or c'est n'est plus le cas en réalité sauf pour les excitations sismiques modestes, d'où la nécessité de calculer non linéairement.

Le calcul non linéaire permet de suivre le comportement des ouvrages au-delà de leur phase élastique. Ce type de calcul présente l'avantage de prendre en considération la dégradation de la rigidité des pièces constituant l'ouvrage et par conséquent la redistribution des efforts internes dans ces pièces. Avec tous les avantages que présente cette technique, il fallait tout de même trouver une bonne modélisation des appuis parasismiques, chose qui est indispensable pour pouvoir lancer l'exécution de l'analyse d'une structure isolée sur les logiciels mis à notre disposition. La modélisation des appuis parasismique par l'élément « Link » nous a permis d'aborder cette analyse.

On avait la chance d'employer dans notre travail une méthode récente dans le domaine parasismique qui est la méthode de spectre de capacité avec les deux approches (Amortissement et Ductilité).

Pour mieux aborder notre sujet, nous avons tenté d'élucider, en premier lieu, les notions théoriques sur les systèmes d'isolations et la méthode d'évaluation des demandes sismiques.

On peut noter que la plupart du temps l'évaluation des demandes sismiques se fait par l'analyse Pushover qu'on injecte dans le calcul comme étape très importante pour la détermination de la courbe de capacité.

Une application de la méthode Pushover a été réalisée sur deux piles avec et sans le système d'isolation, et une étude d'évaluation des demandes sismiques a été faite en utilisant la procédure A de l'ATC40 (approche en amortissement et approche en ductilité).

L'étude comparative effectuée sur la pile de 8m avec et sans le système d'isolation nous a permis de mettre en évidence l'influence des appuis parasismiques sur la réduction des demandes sismiques.

L'investigation des résultats obtenus nous a permis d'émettre les conclusions suivantes :

- Les périodes de la pile isolée sont allongées par rapport aux périodes de la pile conventionnelle si on prend la période du mode de vibration dans la direction transversale du pont.
- Les accélérations transmises au tablier sont inférieures à celle des piles.
- Les déplacements imposés à l'ouvrage isolé se localisent au niveau des isolateurs sismiques et la méthode CSM nous permet d'évaluer ces déplacements.

La méthode du point de performance de l'ATC40 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 n'est pas considérée,

Finalement, nous estimons avoir répondu, en grande partie, à l'objectif fixé au début de ce travail, puisqu'on est parvenu à éclairer l'influence du système d'isolation sur la réduction des demandes sismiques. Il apparaît essentiel, à travers notre travail de recherche, le besoin de définir l'état d'une structure lors de sa réponse à un séisme par un déplacement inélastique.

Et pour illustrer ce travail on préconise un certain nombre de précautions :

- Définir un spectre de réponse destiné spécialement pour les ouvrages isolés, parce qu'on a utilisé des spectres de réponse élastique d'un système conventionnel ; sauf le spectre inélastique de ductilité (Chopra, 1999) qui est un spectre non linéaire. Ce dernier a été vérifié par les travaux de recherches de (Chopra et Goel, 1999) et il a donné des bons résultats qui ceux des spectres élastiques.
- Faire intervenir l'interaction sol-structure dans l'analyse statique non-linéaire (Pushover) pour considérer le comportement réel des structures.
- L'isolation sismique des ponts a émergé comme une alternative attrayante qui promet la réalisation d'économies à court et à long terme. Cette discipline est de plus en plus encadrée par les codes et normes. Donc, l'ingénieur praticien devrait envisager sérieusement l'isolation sismique comme alternative à la conception conventionnelle à base fixe.

# References

- [1] 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.
- [2] Clough, R. W. and Penzien, J, *Dynamics of Structures*, 2nd ed, McGraw-Hill, New York, 1993.
- [3] Earthquake Protection Systems, *Friction Pendulum Seismic Isolation Bearings*, Product Technical Information, Earthquake Protection Systems, Emeriville, CA, 1997.
- [4] Liu, D. W, Nobari, F. S., Schamber, R. A., and Imbsen, R. A., Performance based seismic retrofit design of Benicia–Martinez bridge, in *Proceedings, National Seismic Conference on Bridges and Highways*, Sacramento, CA, July 1997
- [5] M'hanni, 2010.
- [6] Olivier GERMAIN, 2006 «Contribution à l'Analyse du Comportement et au Dimensionnement des Colonnes Elancées en Béton Arme» Thèse de doctorat 2006.
- [7] Priestley, M. J. N, Seible, F., and Calvi, G. M., *Seismic Design and Retrofit of Bridges*, John Wiley and Sons, New York, 1996
- [8] Sigmund A, Freeman « The capacity spectrum method as a tool for seismic design ».
- [9] Taylor Devices, *Sample Technical Specifications for Viscous Damping Devices*, Taylor Devices, Inc. North Tonawanda, NY, 1996.
- [10] Zhang, R, Soong, T T, and Mahmoodi, P, Seismic response of steel frame structures with added viscoelastic dampers, *Earthquake Eng. Struct. Din.* 18, 389–396, 1989.

# Annexe A

## MANUEL DE RESPONCE-2000

### 1. Description de Programme

A l'heure actuelle, on dispose de nombreux programmes basés sur des méthodes récentes permettant le calcul automatique des lois de comportement des éléments structuraux.

L'ingénieur pourrait donc ignorer les principes du calcul manuel, il lui suffirait de savoir utiliser les programmes de calcul et de connaître les règlements en vigueur. Seulement, cet utilisateur serait incapable de se rendre compte de la correction des résultats donnés par l'ordinateur.

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

Response2000 permet à l'ingénieur d'examiner le comportement de la section des éléments structurels (poutre, colonne) soumis aux combinaisons arbitraires de l'effort normal, du moment et de l'effort tranchant avec un nouveau niveau de confiance.

Cette annexe se fixe comme objectif la présentation des notions fondamentales du calcul automatique d'un point de vue essentiellement physique tout en considérant la méthode de calcul dans son efficacité opératoire, c'est à dire en tant qu'outil destiné à la recherche.

Ce que nous intéresse dans ce programme est le diagramme moment-courbure d'une section donnée en béton armé, et pour atteindre cet objectif on va suivre une simple logique de programme consiste :

- Organisation des données
- Analyse
- Résultats

## 2. Manuel de Programme

Dans la fenêtre principale du programme il y a une barre de menu (en haut à gauche) contient les fenêtres suivantes :

File : Fichier

Define : Définition

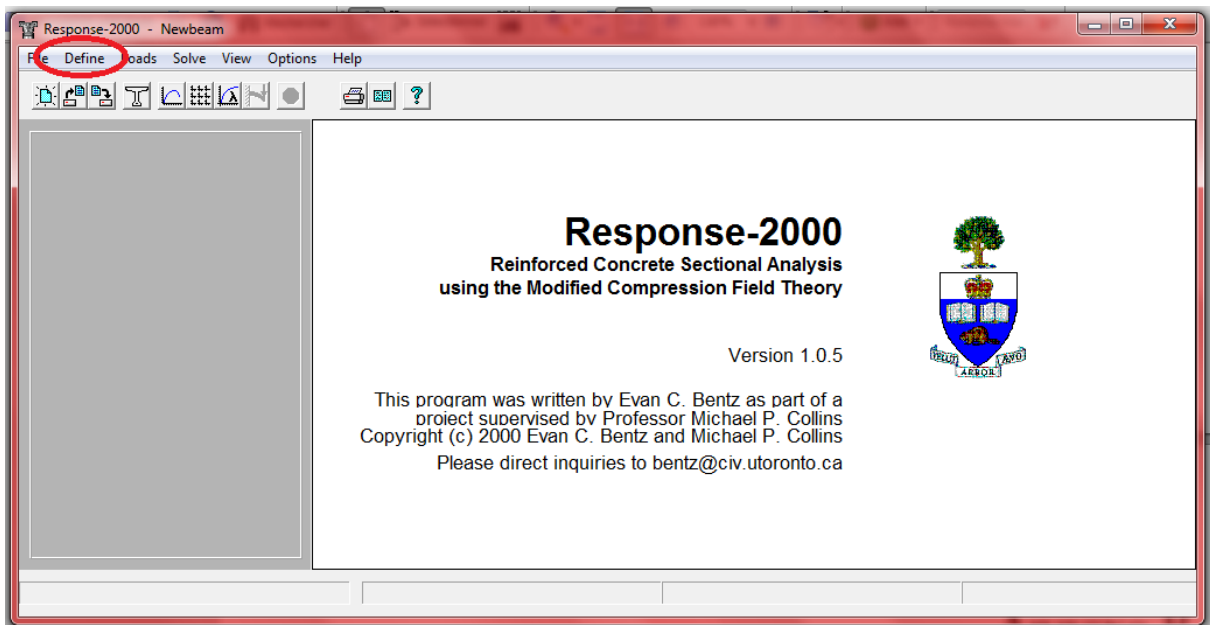
Loads : Charges

Solve : Analyser

View : Voir tous les représentations concernant le projet ...

Options : Offrir plusieurs options (préférences : couleur, unité...)

Dans ce manuel on va présenter seulement les étapes qui permettent à déterminer la courbe de moment-courbure



## 2.1. Organisation des donnés

Le logiciel permet d'effectuer les étapes de modélisation (définition de la géométrie, ferrailage, chargements, etc.) de façon totalement graphique, numérique ou combinées, en utilisant les innombrables outils disponibles.

### Définition de la section

Cette instruction permet d'introduire les propriétés mécaniques et élastiques du matériau des éléments de la section à modéliser. Le logiciel ayant des caractéristiques par défaut des deux matériaux, le béton et l'acier qui peuvent être changées selon les caractéristiques demandées.

Des types de matériaux peuvent être personnalisés en introduisant les propriétés suivantes dans le menu réserver à cette option.

Quick Define - Step 1 of 4

General Information

Title: section chevetre

Analysis By: ahcene

Material Properties

Concrete Cylinder Strength: 27 MPa

Long. Steel Yield Strength: 400 MPa

Transverse Steel Yield: 400 MPa

Prestressed Steel Type: 1860 MPa Low Relaxation 13 mm strands

< Précédent   Suivant >   Annuler

### Caractéristiques géométriques

En effet, une section peut être composée en sous schémas (rectangle, cercle,...) chacun défini dans sa base graphique correspondante par la deuxième étape.

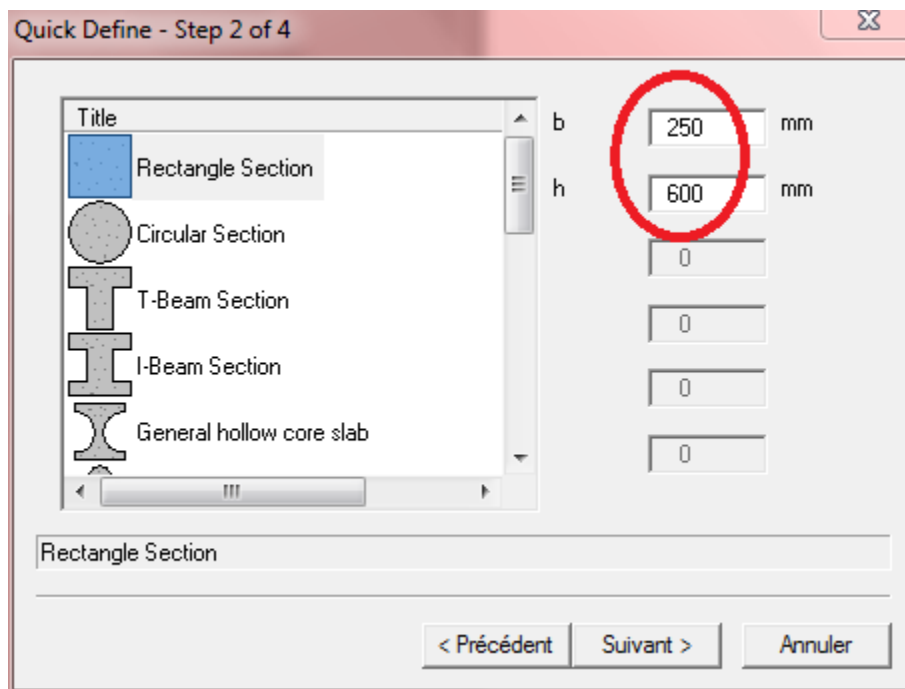
La bibliothèque des éléments spécialement adaptée aux ouvrages de BTP facilite au concepteur à modéliser les sections les plus complexes d'une manière optimale en vue d'un calcul automatique.

Les caractéristiques géométriques des éléments doivent être spécifiées pour chaque section.

Ces propriétés peuvent être introduites directement en termes de caractéristiques prismatiques: aire de section droite de la barre, ferrailage, matériaux...

Cependant, ces propriétés peuvent aussi être spécifiées en termes des dimensions clés de la section, et le programme (logiciel) calcule automatiquement les propriétés nécessaires pour l'analyse de la section et pour la vérification de la section.

Response 2000 présente aussi des possibilités de définition des caractéristiques géométriques à partir des bases de données (bibliothèque des sections). Les différents types de sections sont les suivants :



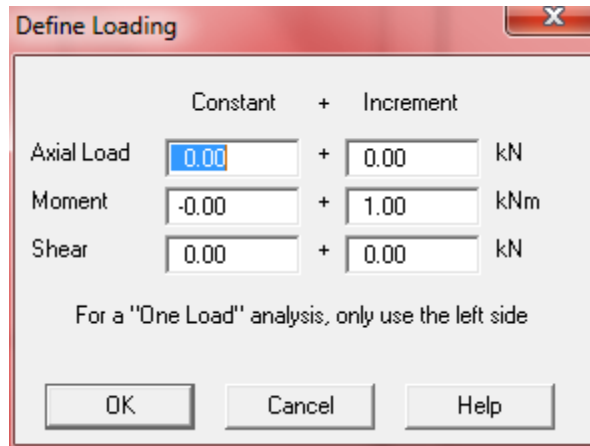
**Armatures longitudinales de traction et de compression (le nombre et l'aire de barres).**

The screenshot shows the 'Quick Define - Step 3 of 4' dialog box. It is divided into two sections: 'Top Non-Prestressed Reinforcement' and 'Bottom Non-Prestressed Reinforcement'. Each section has three input fields: 'Number of Bars' (set to 22), 'Select bar by area' (checked), and 'Bar Area' (set to 491 mm<sup>2</sup>). The values 22 and 491 are circled in red. At the bottom, there are three buttons: '< Précédent', 'Suivant >', and 'Annuler'.

**Armatures Transversales (le type, l'espacement, l'aire, l'enrobage)**

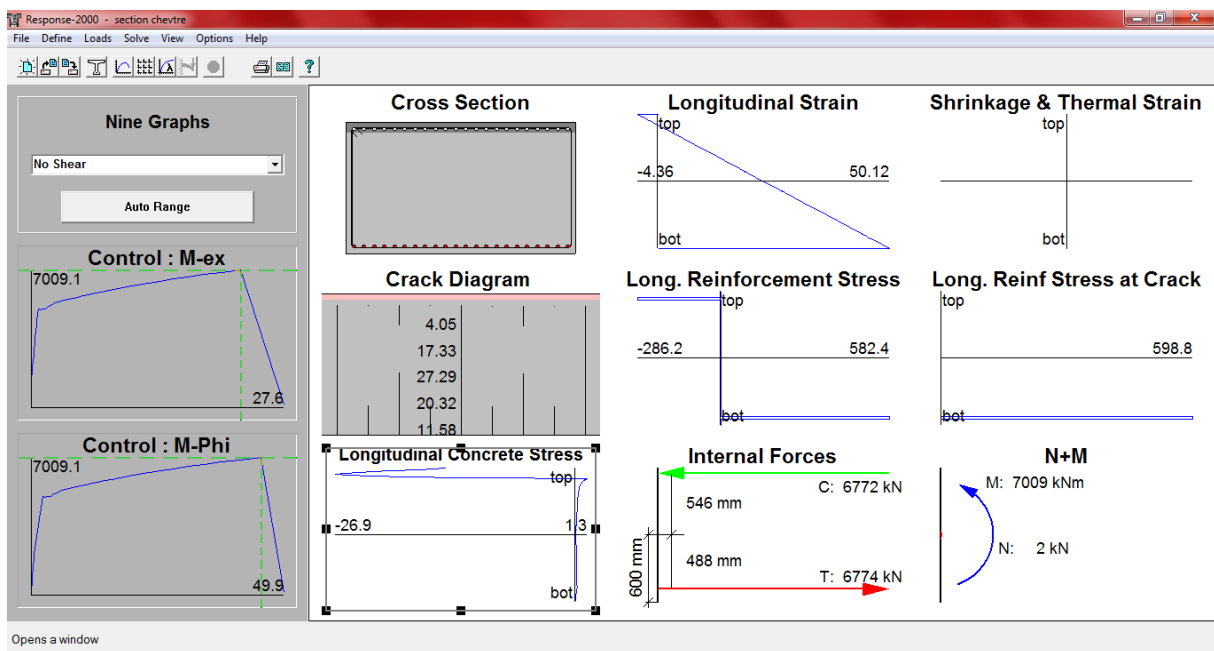
The screenshot shows the 'Quick Define - Step 4 of 4' dialog box. It is divided into two sections: 'Transverse Steel' and 'Bottom Tendons'. The 'Transverse Steel' section has four input fields: 'Stirrup Type' (set to None), 'Select bar by area' (checked), 'Bar Area' (set to 113 mm<sup>2</sup>), 'Spacing' (set to 150 mm), and 'Clear Cover' (set to 40 mm). The values 113, 150, and 40 are circled in red. The 'Bottom Tendons' section has two input fields: 'Number of 13 mm strands' (set to 0) and 'Delta-Epsilon P' (set to 6.500 mm/m). At the bottom, there are three buttons: '< Précédent', 'Terminer', and 'Annuler'.

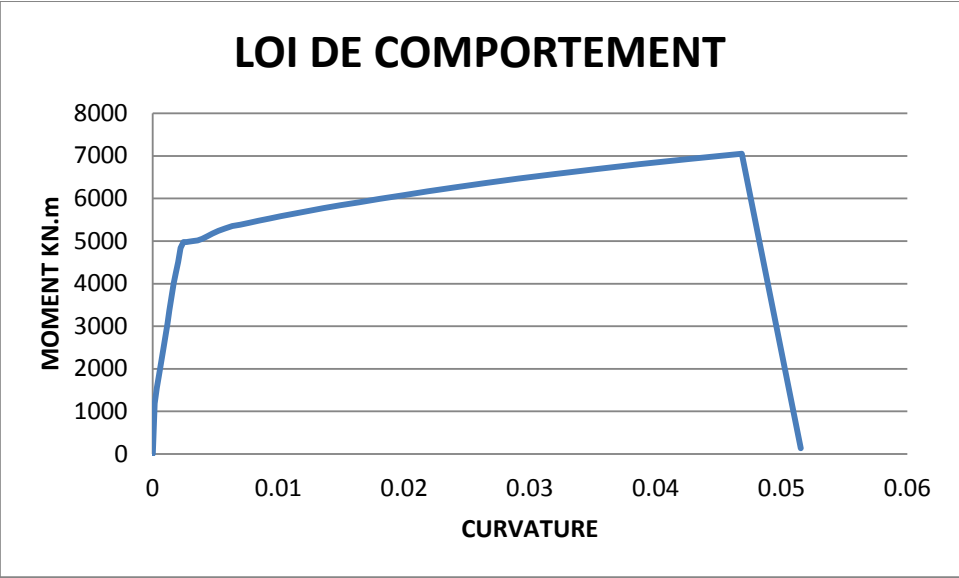
Définition des charges appliquées sur la section (Laods > Laods) On donne une valeur initiale pour le moment égale à 0 (-) pour le moment négatif et (+) pour le moment positif, et on le varie par un incrément égale un kN.m. On fixe l'effort normal de compression (-), ou de traction (+)



## 2.2. Résultats

Le logiciel Response 2000 facilite considérablement l'interprétation des résultats, en offrant Notamment la possibilité de visualiser : Le moment-courbure, diagramme de fissure, section transversale, les diagrammes des efforts et courbes enveloppes, les champs de contraintes, etc.





# Annexe B

## LOIS DE COMPORTEMENT DES SECTIONS

Response-2000 - lois de comprt de sect a futs

File Define Loads Solve View Options Help

Geometric Properties

	Gross Conc.	Trans (n=8.28)
Area (mm <sup>2</sup> ) x 10 <sup>3</sup>	1118.1	1203.9
Inertia (mm <sup>4</sup> ) x 10 <sup>6</sup>	99486.6	111789.0
y <sub>t</sub> (mm)	600	600
y <sub>b</sub> (mm)	600	600
S <sub>t</sub> (mm <sup>3</sup> ) x 10 <sup>3</sup>	165811.0	186315.0
S <sub>b</sub> (mm <sup>3</sup> ) x 10 <sup>3</sup>	165811.0	186315.0

Crack Spacing  
2 x dist + 0.1 d<sub>b</sub> / ρ

Loading (N,M,V + dN,dM,dV)  
-4000 , -0.0 , 0.0 + 0.0 , 1.0 , 0.0

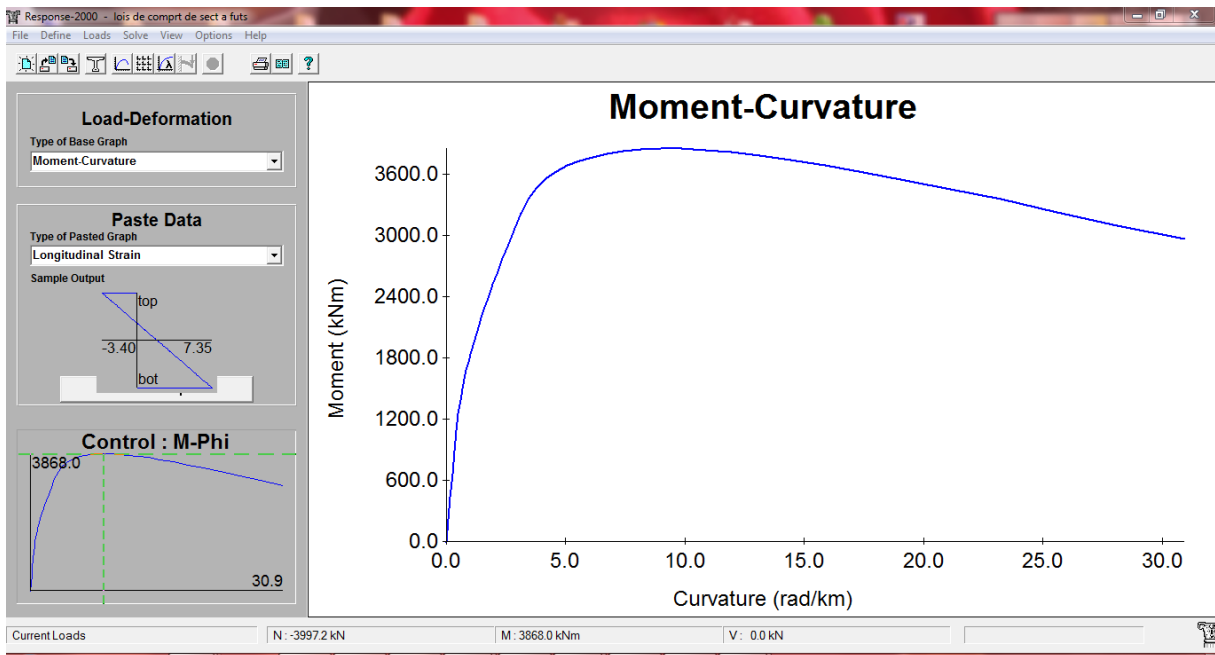
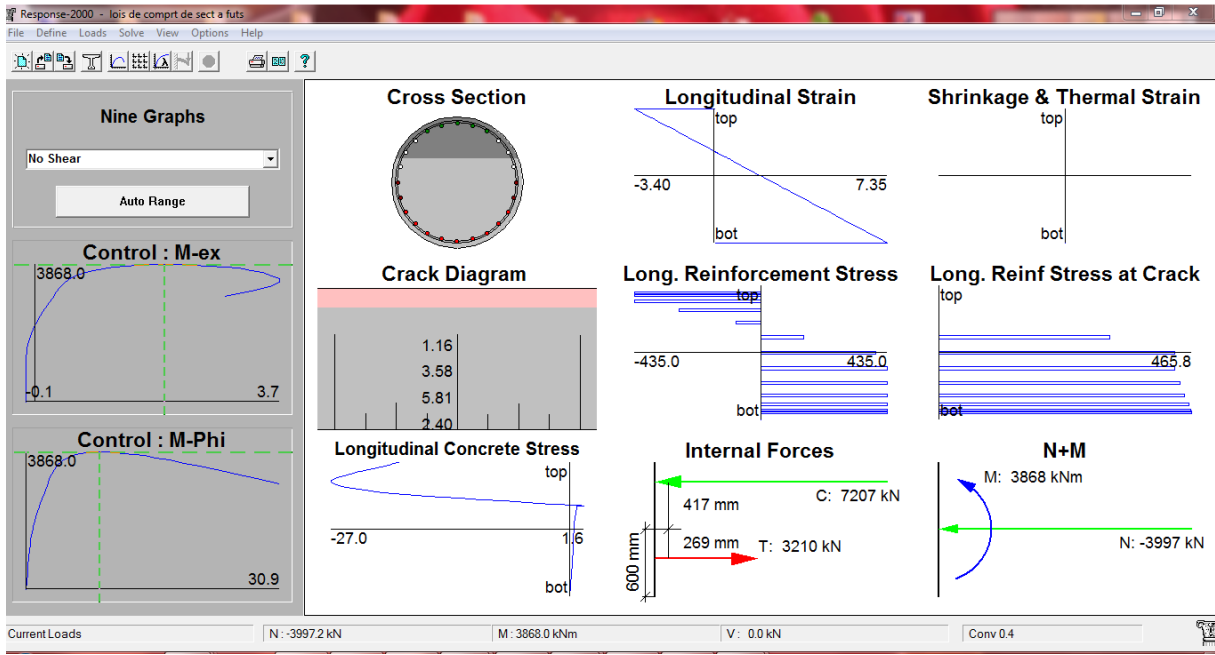
Concrete  
f<sub>c'</sub> = 27.0 MPa  
a = 19 mm  
f<sub>t</sub> = 1.68 MPa (auto)  
ε<sub>c'</sub> = 1.92 mm/m

Rebar  
f<sub>u</sub> = 653 MPa  
f<sub>y</sub> = 435  
ε<sub>s</sub> = 100.0 mm/m

All dimensions in millimetres  
Clear cover to transverse reinforcement = 40 mm

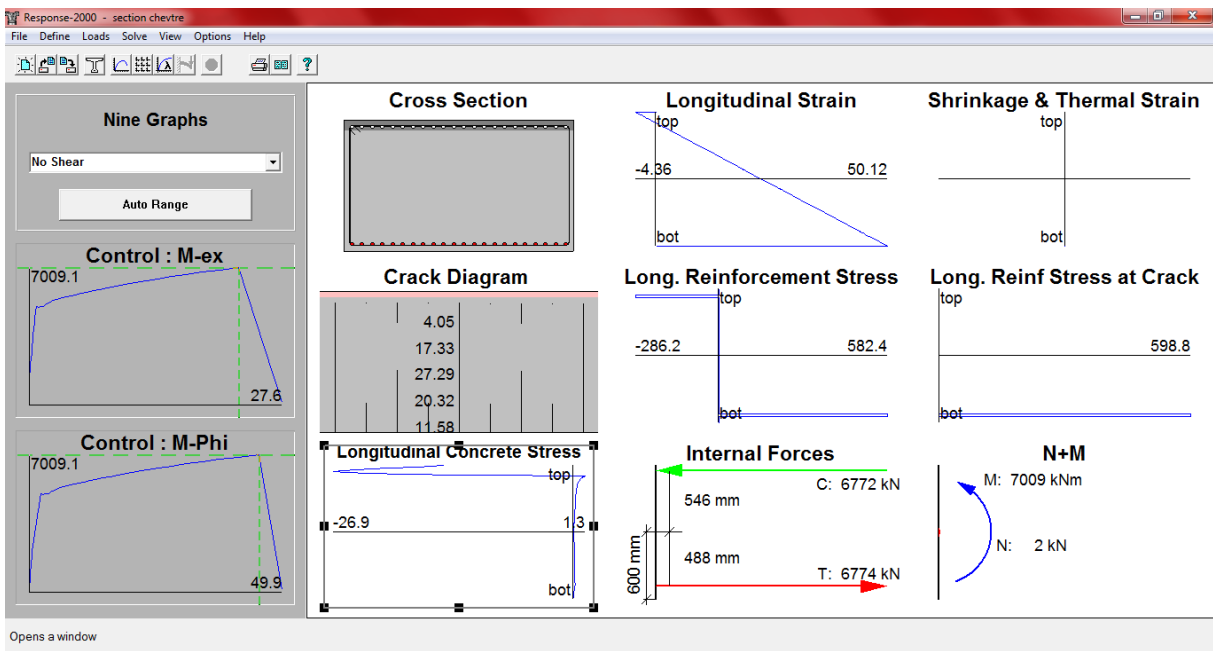
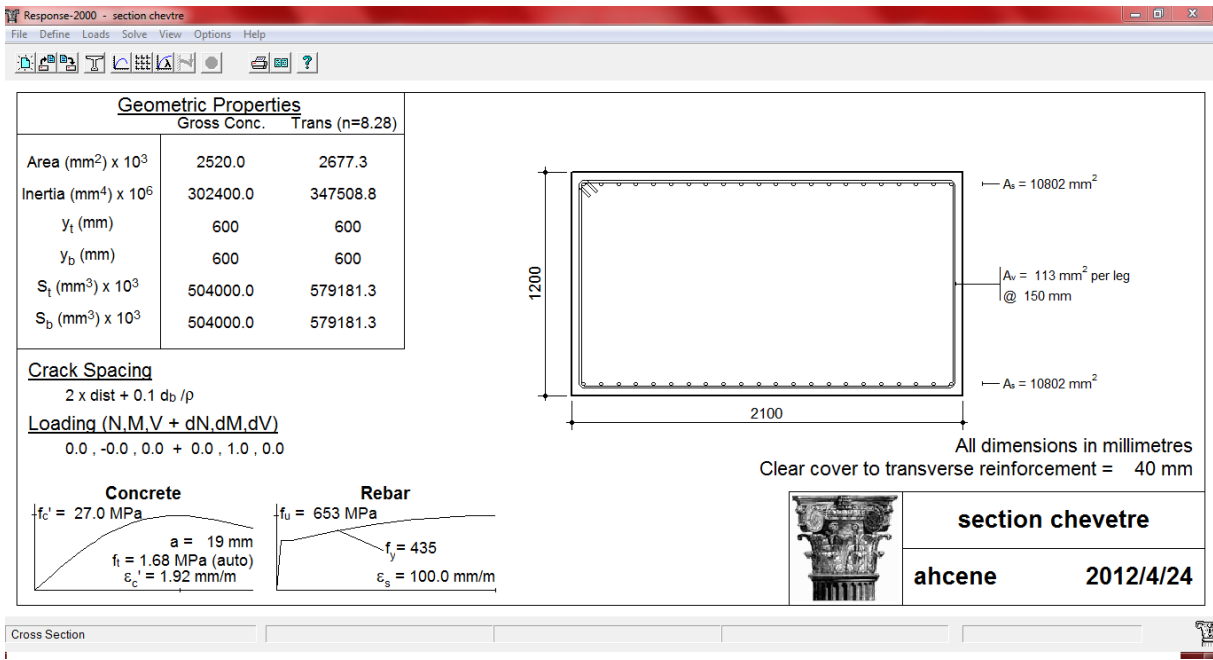
	<b>Pile a futs</b>
<b>Amine</b>	<b>2012/4/24</b>

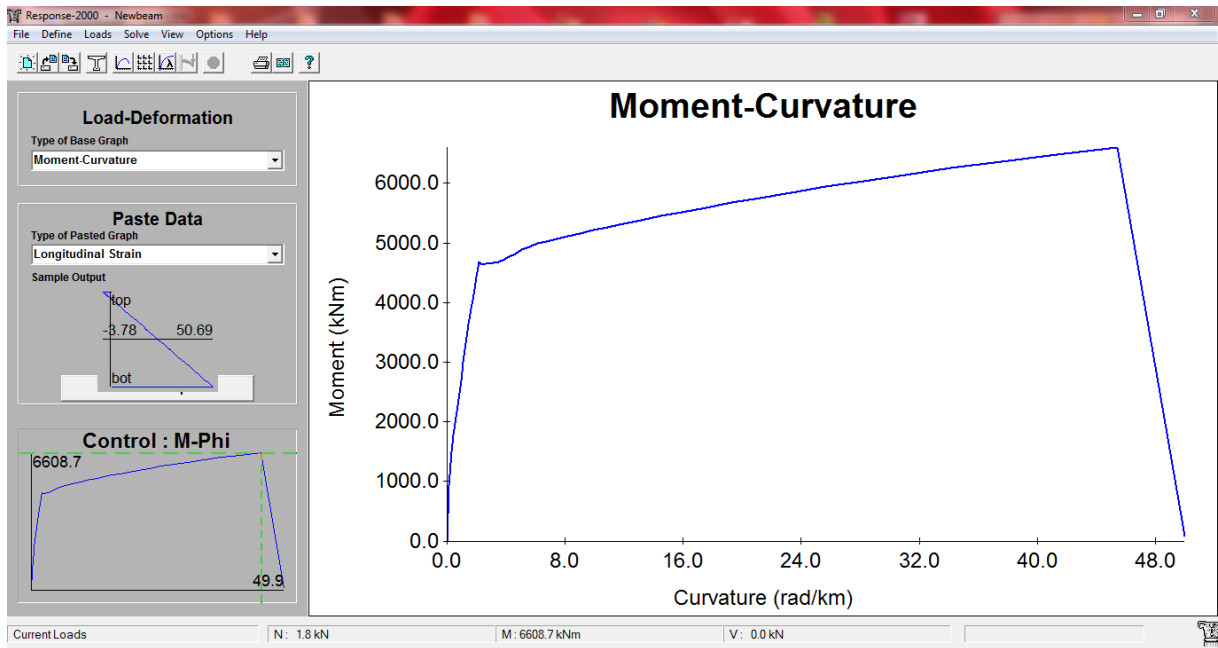
Cross Section



<b>moments</b>	<b>courbature</b>
0	0
224.072	0.000083
447.956	0.000167
671.464	0.00025
894.428	0.000333
1098.675	0.000417
1259.49	0.0005
1391.712	0.000583
1503.755	0.000667
1602.366	0.00075
1690.711	0.000833
1771.669	0.000917
1847.169	0.001
1932.413	0.0011
2020.453	0.00121
2112.145	0.001331
2208.273	0.001464
2309.99	0.001611
2418.045	0.001772
2533.073	0.001949
2656.245	0.002144
2788.041	0.002358
2930.466	0.002594

3081.99	0.002853
3232.993	0.003138
3379.696	0.003452
3487.086	0.003797
3574.312	0.004177
3641.105	0.004595
3698.999	0.005054
3743.406	0.00556
3785.089	0.006116
3819.437	0.006727
3842.84	0.0074
3857.37	0.00814
3867.984	0.008954
3865.432	0.00985
3849.696	0.010835
3828.839	0.011918





moments	courbature
0	0
1186.503	0.000167
1548.15	0.000333
1846.235	0.0005
2146.231	0.000667
2448.03	0.000833
2752.63	0.001
3061.63	0.001167
3373.111	0.001333
3687.477	0.0015
4003.166	0.001667
4246.974	0.001833
4506.609	0.002017

4843.161	0.002218
4978.193	0.00244
4978.065	0.002684
4989.548	0.002953
5004.931	0.003248
5015.999	0.003573
5050.795	0.00393
5111.806	0.004323
5175.938	0.004755
5244.236	0.005231
5299.938	0.005754
5353.99	0.006329
5388.096	0.006962
5430.822	0.007658
5480.388	0.008424
5532.192	0.009267
5586.779	0.010193
5644.386	0.011212
5705.388	0.012334
5772.861	0.013567
5840.712	0.014924
5913.38	0.016416
5993.258	0.018058
6076.607	0.019864

6166.696	0.02185
6262.264	0.024035
6362.225	0.026438
6467.213	0.029082
6576.794	0.031991
6690.5	0.03519
6807.784	0.038709
6928.825	0.042579
7051.051	0.046837
132.269	0.051521

# Annexe C

## MODELISATION DU PONT EN 3D

### 1. Description de Programme :

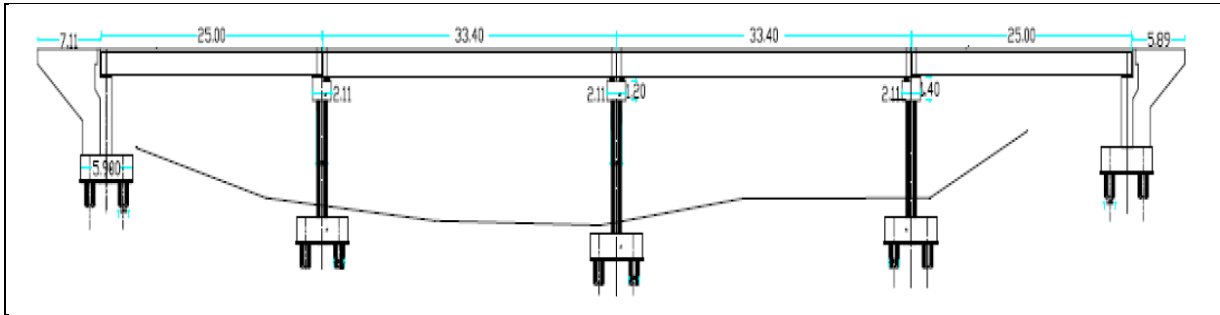
SAP2000/Bridge<sup>TM</sup> est devenu le programme le plus reconnue et utilisée dans l'analyse et la conception des structures des ouvrages d'art au cours des dernières trente-cinq ans. 'Computer and Structures' a mis en place des nouveaux moyens novateurs pour le modèle des structures complexes. La dernière innovation dans l'analyse et la conception des structures du pont est la caractéristique de conception sismique automatisée qui fait maintenant partie de SAP2000/Bridge<sup>TM</sup> qui nous permettons d'étudier le vrai comportement du pont.

La conception sismique automatisée intègre la récente version d'AASHTO (Guide Spécification for LRFD Séismique Bridge Design).

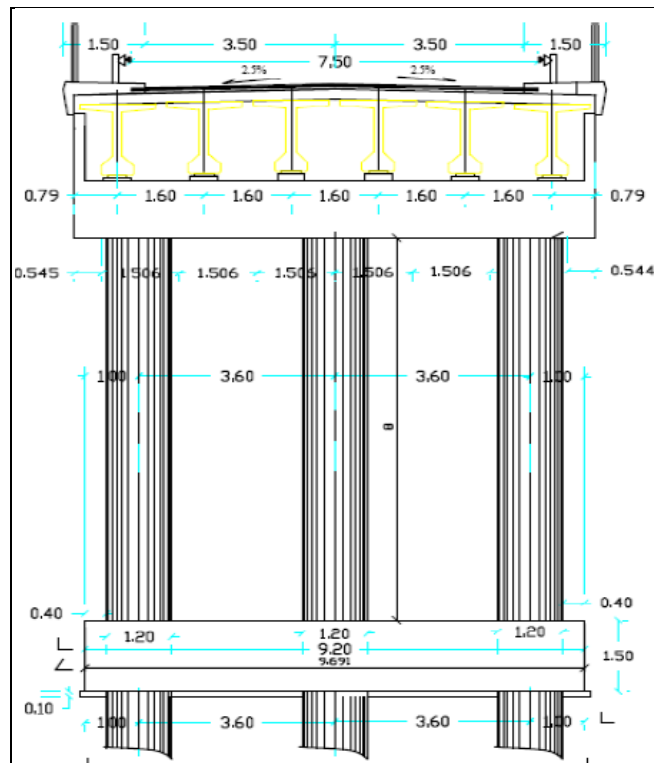
SAP2000/Bridge permet aux ingénieurs de définir les paramètres spécifiques de la conception parasismique qui sont ensuite appliqués sur un modèle de pont.

Maintenant, les utilisateurs peuvent automatiser le spectre de réponse et les analyses Pushover. En outre, le programme SAP2000/Bridge déterminera la demande et la capacité en déplacements, et déterminera le point de performance.

## 2. Model D'exemple :

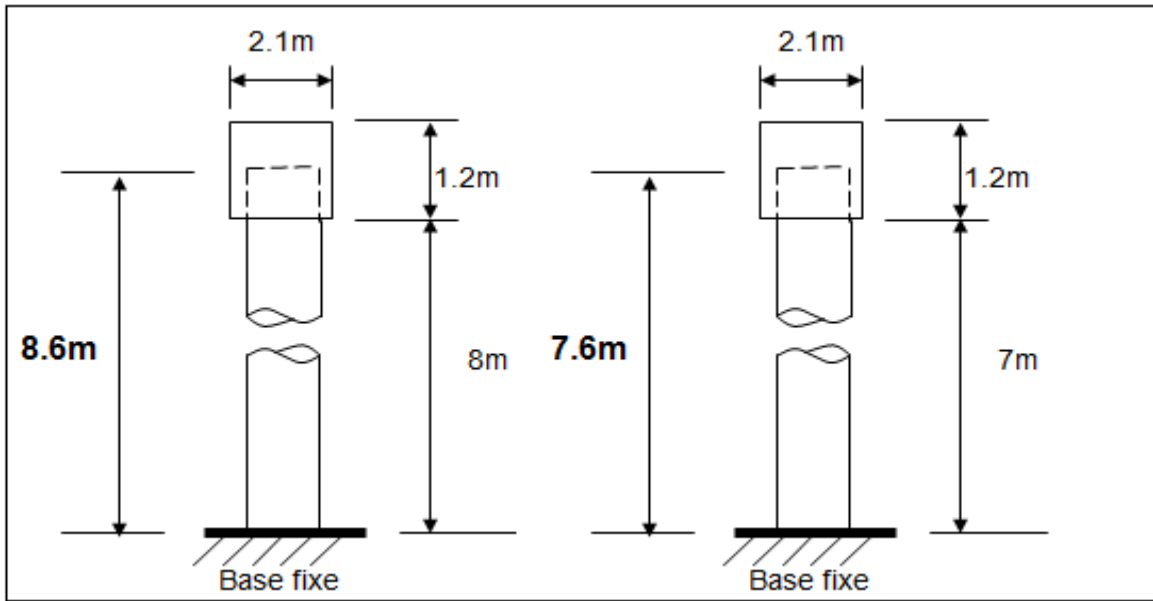


**-Coupe longitudinal-**

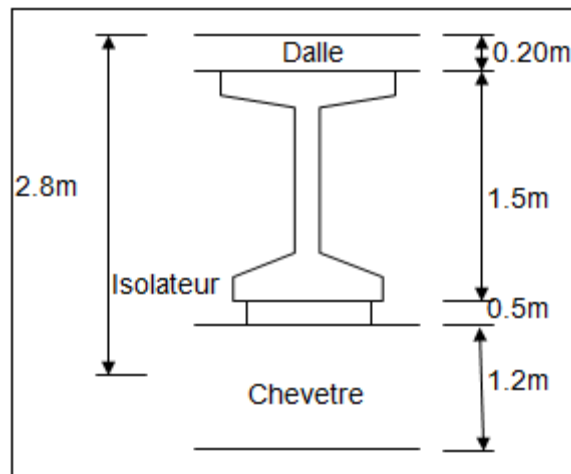


**-Coupe transversal-**





**-Dimension de la pile de 7m et 8m-**

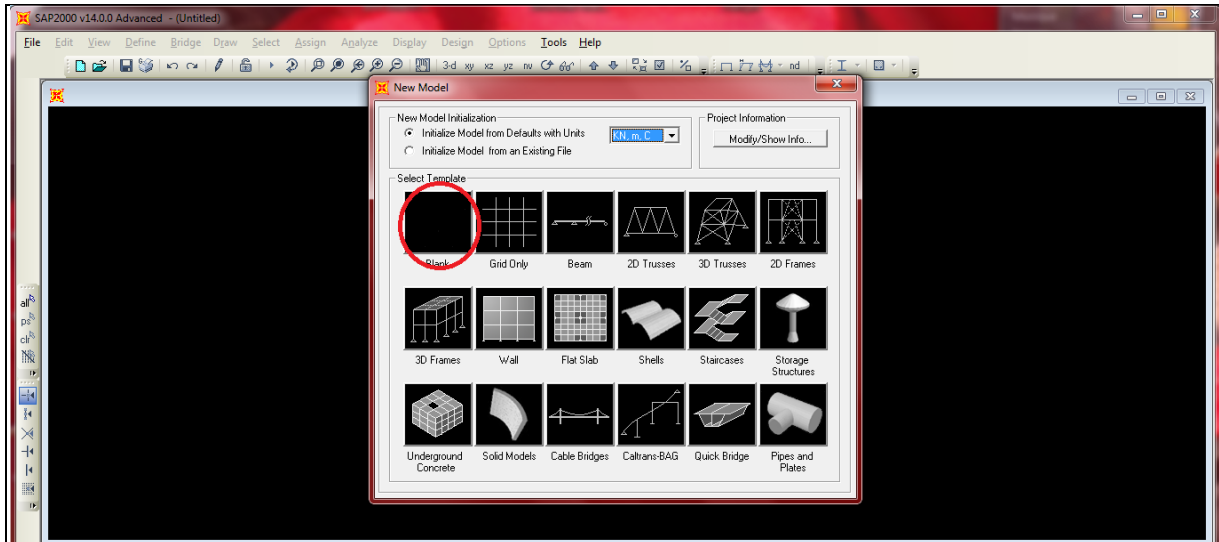


**-Dimension de la poutre-**

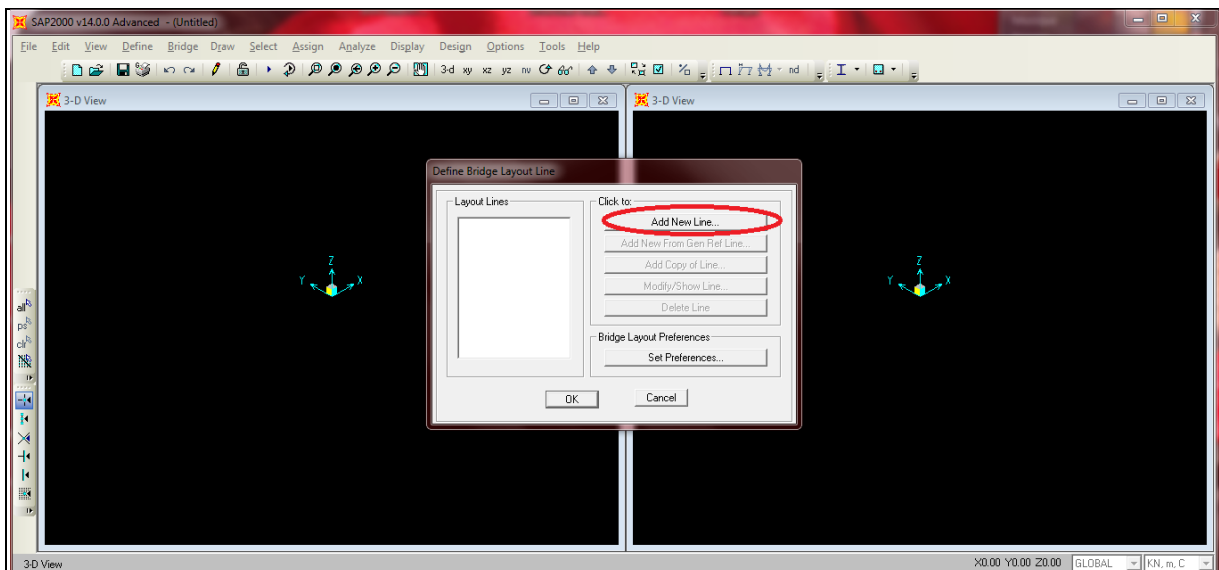
## 4. Les étapes de la modélisation du pont en 3D :

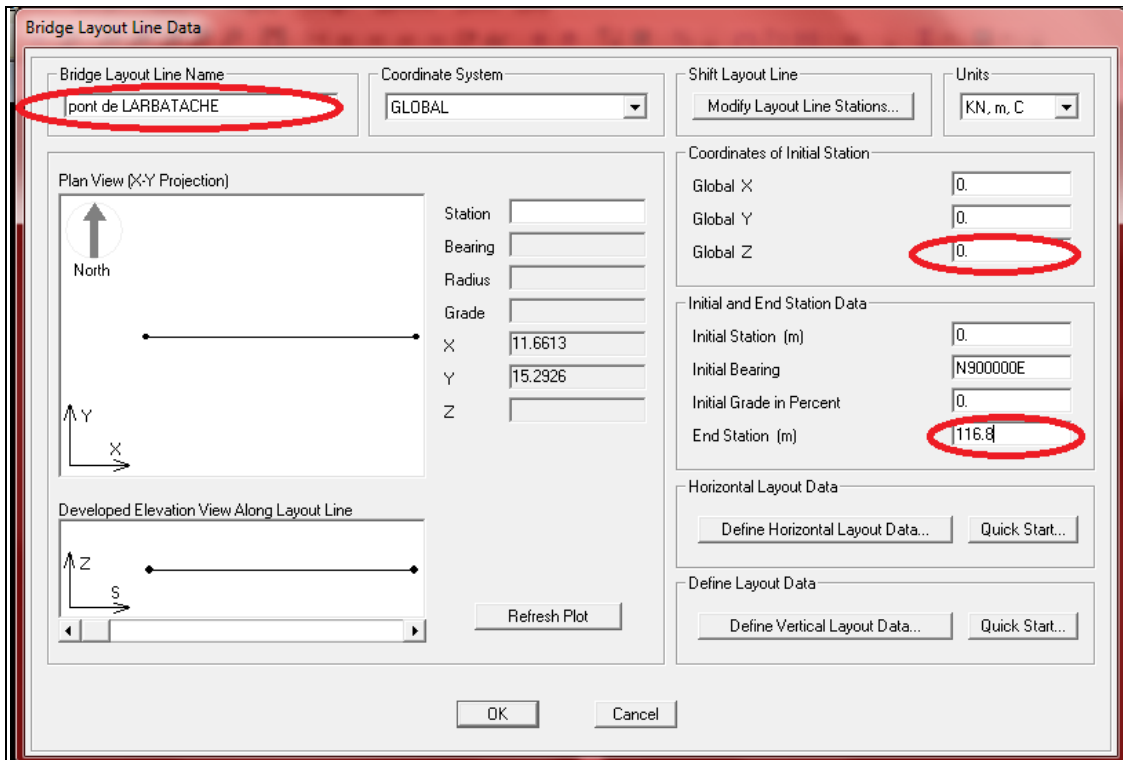
La modélisation d'un pont en 3D s'effectue par plusieurs étapes, en utilisons SAP 2000 V14.

### 1) file → New model

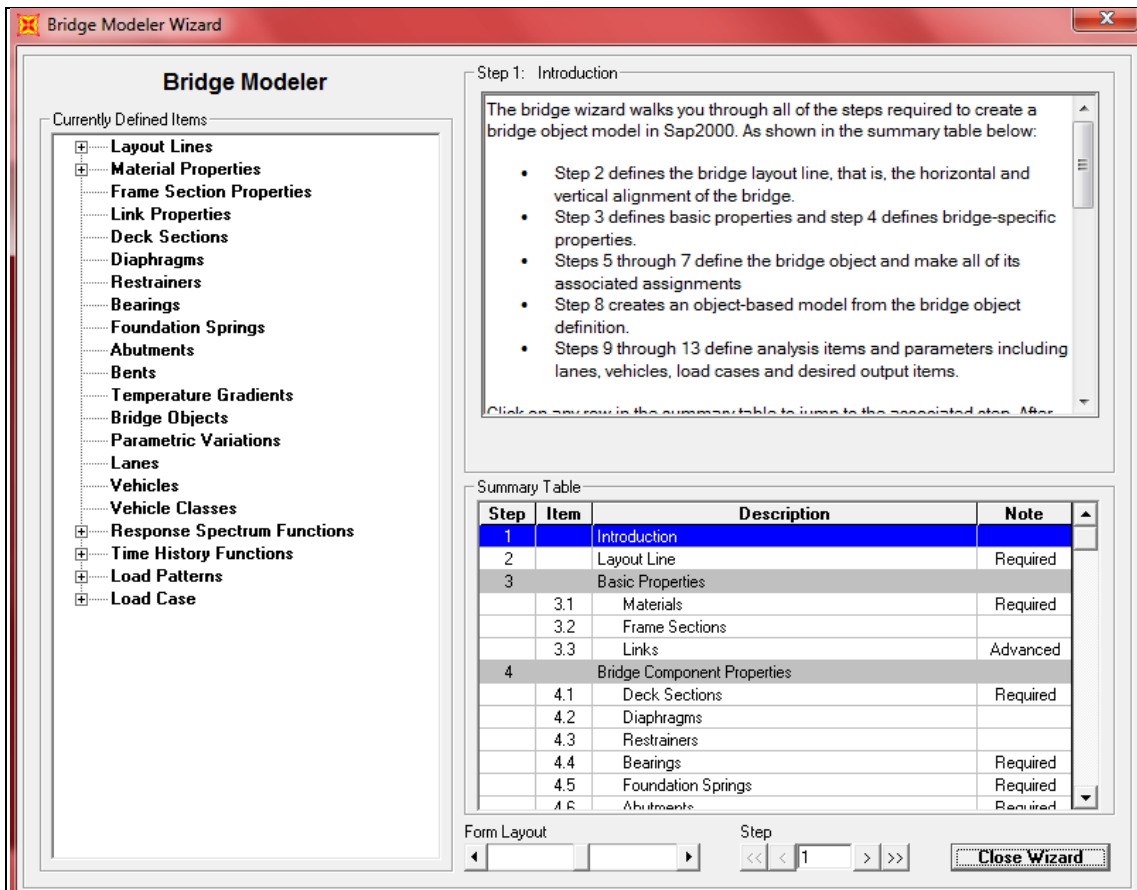


### 2) Bridge → Layout lines

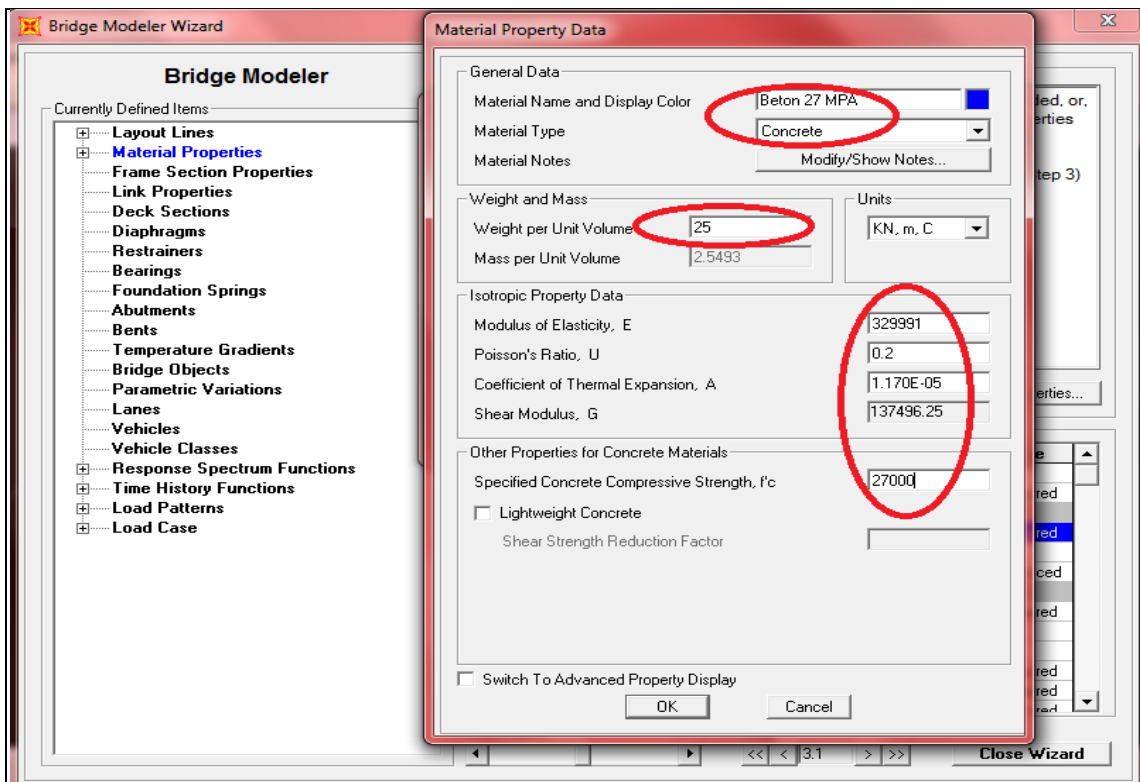
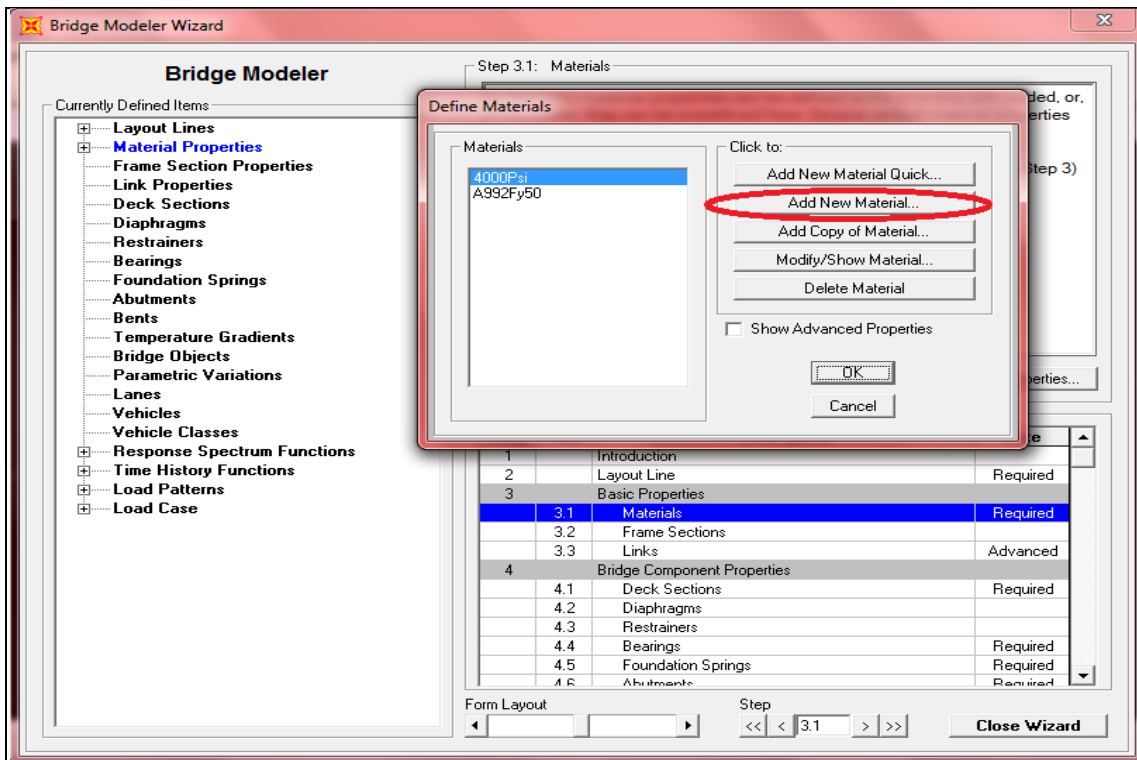




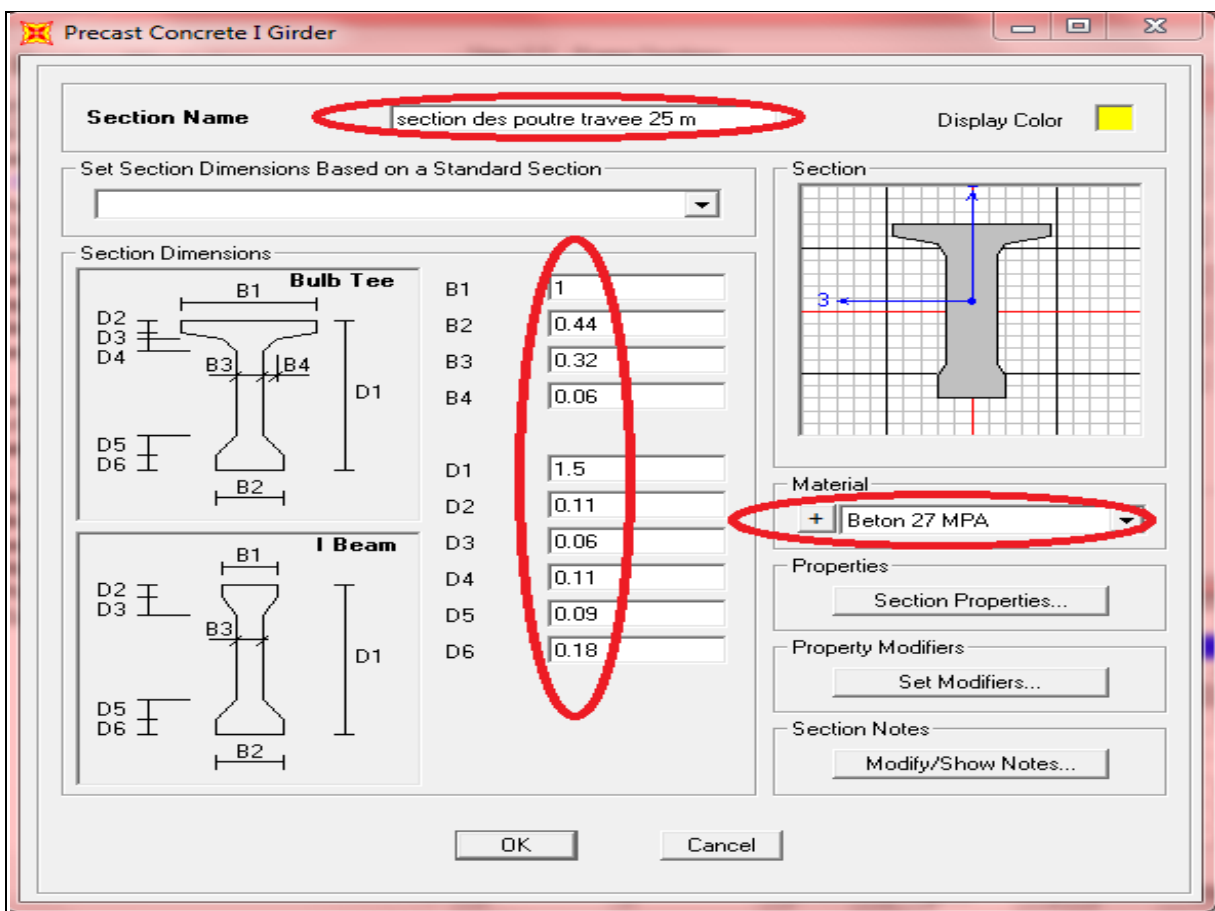
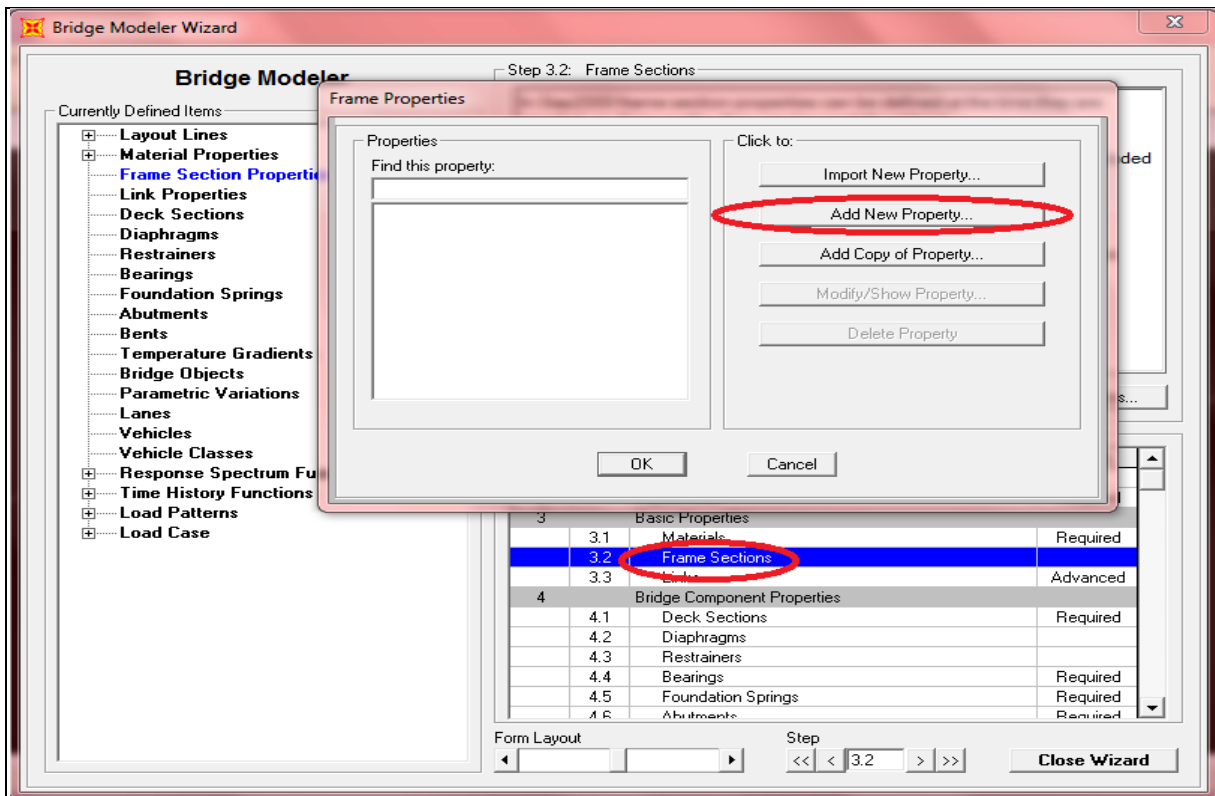
### 3) Bridge → Modeler wizard

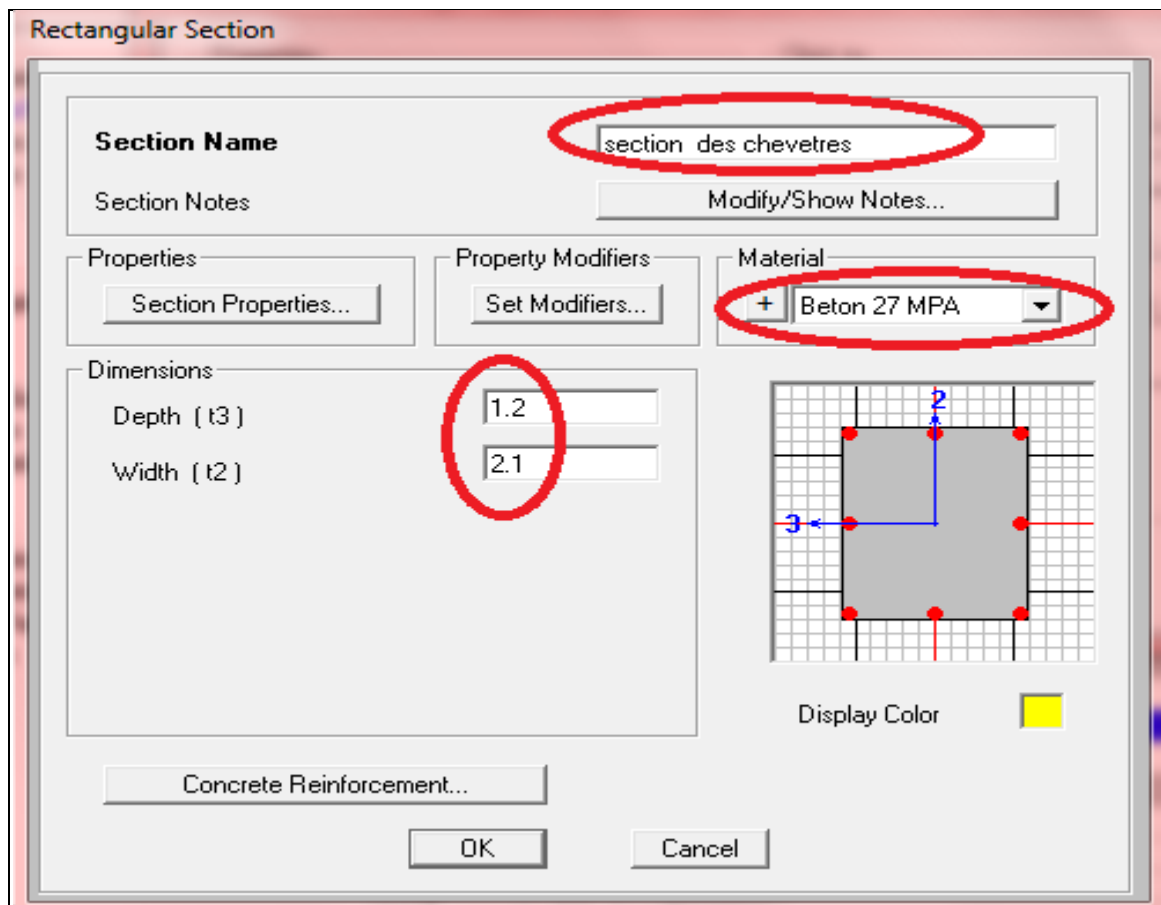
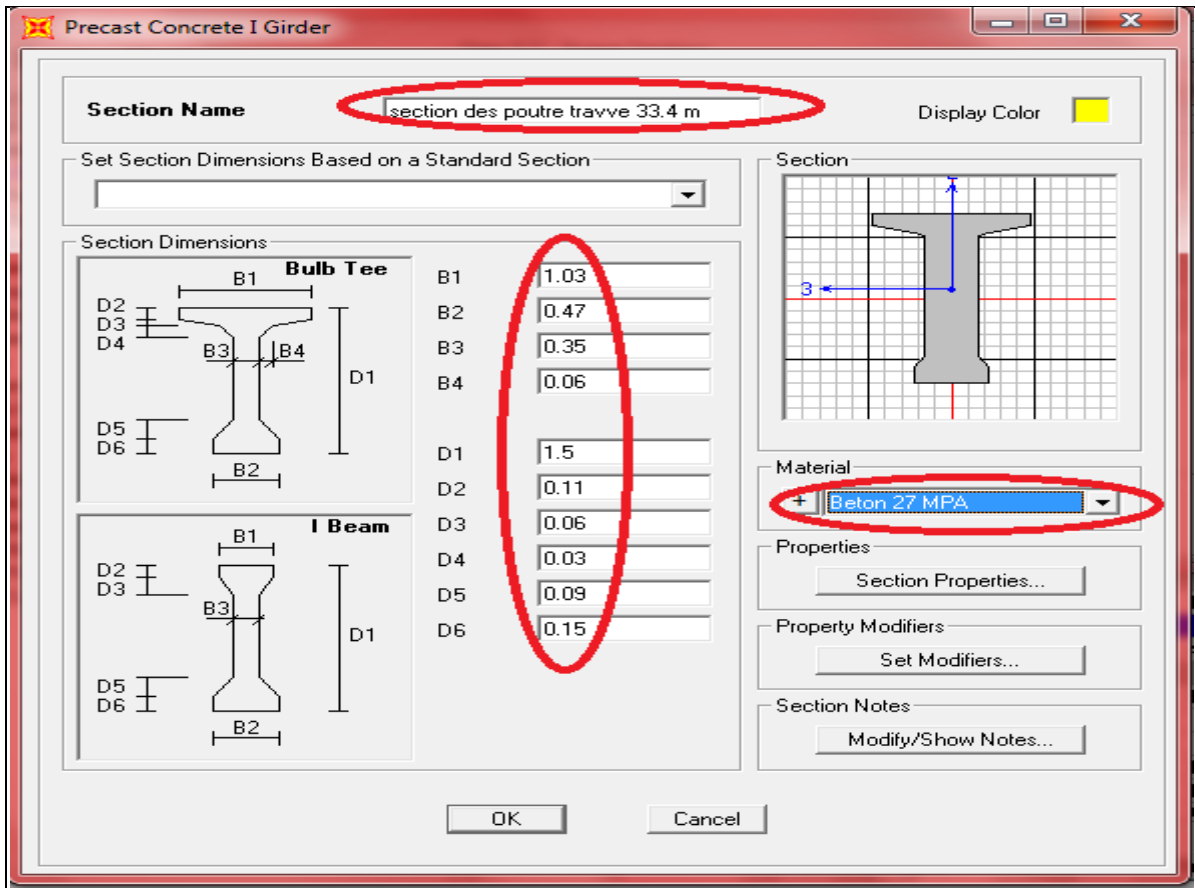


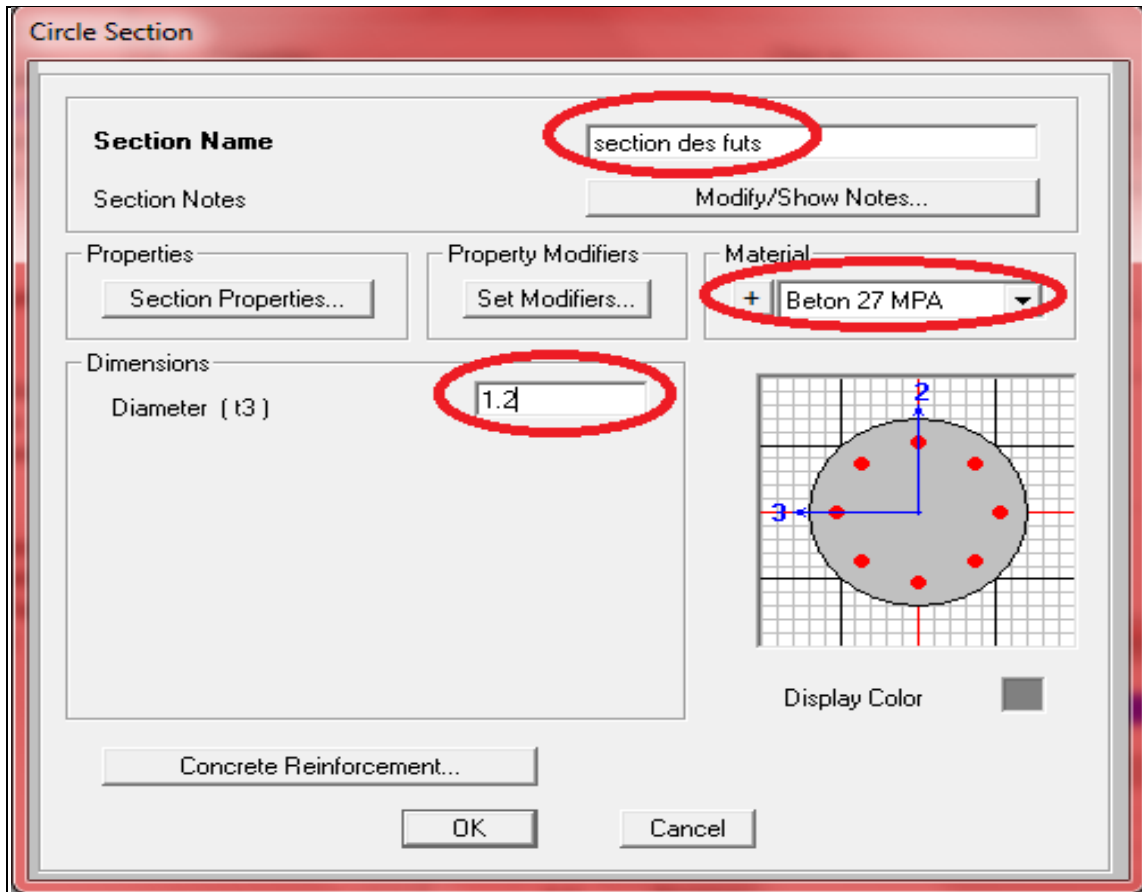
## 4) Materials



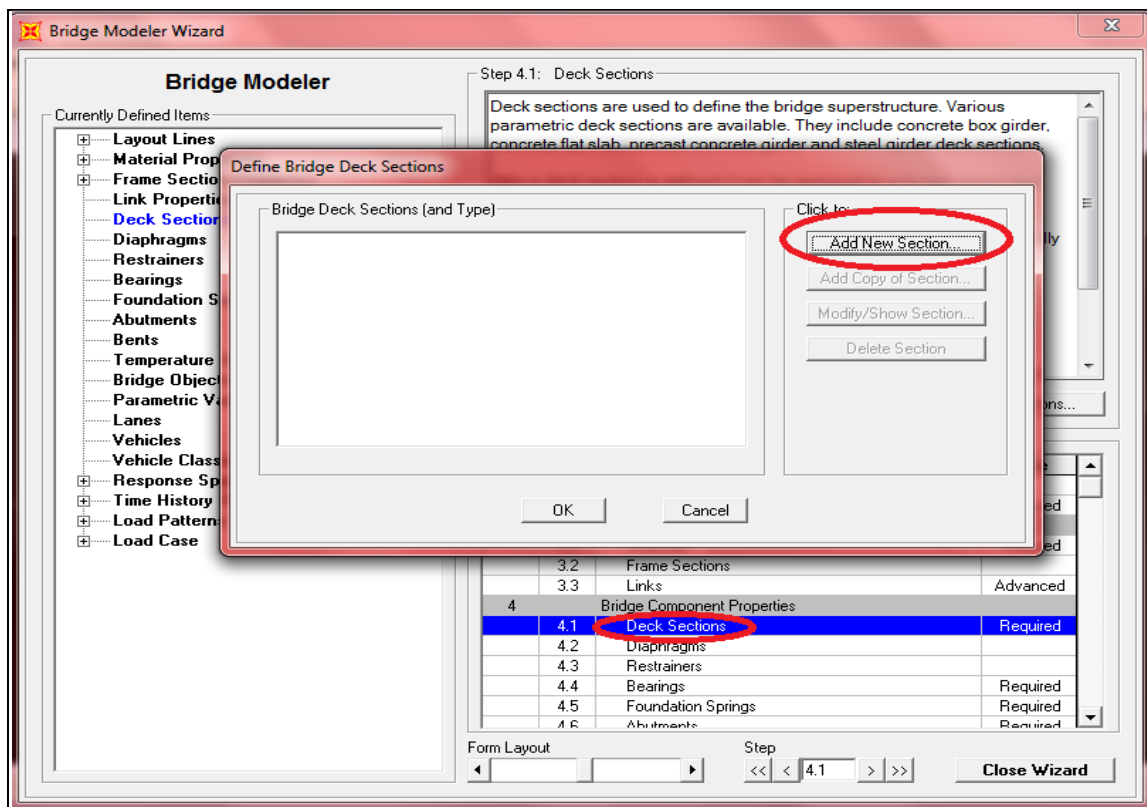
## 5) Frame section

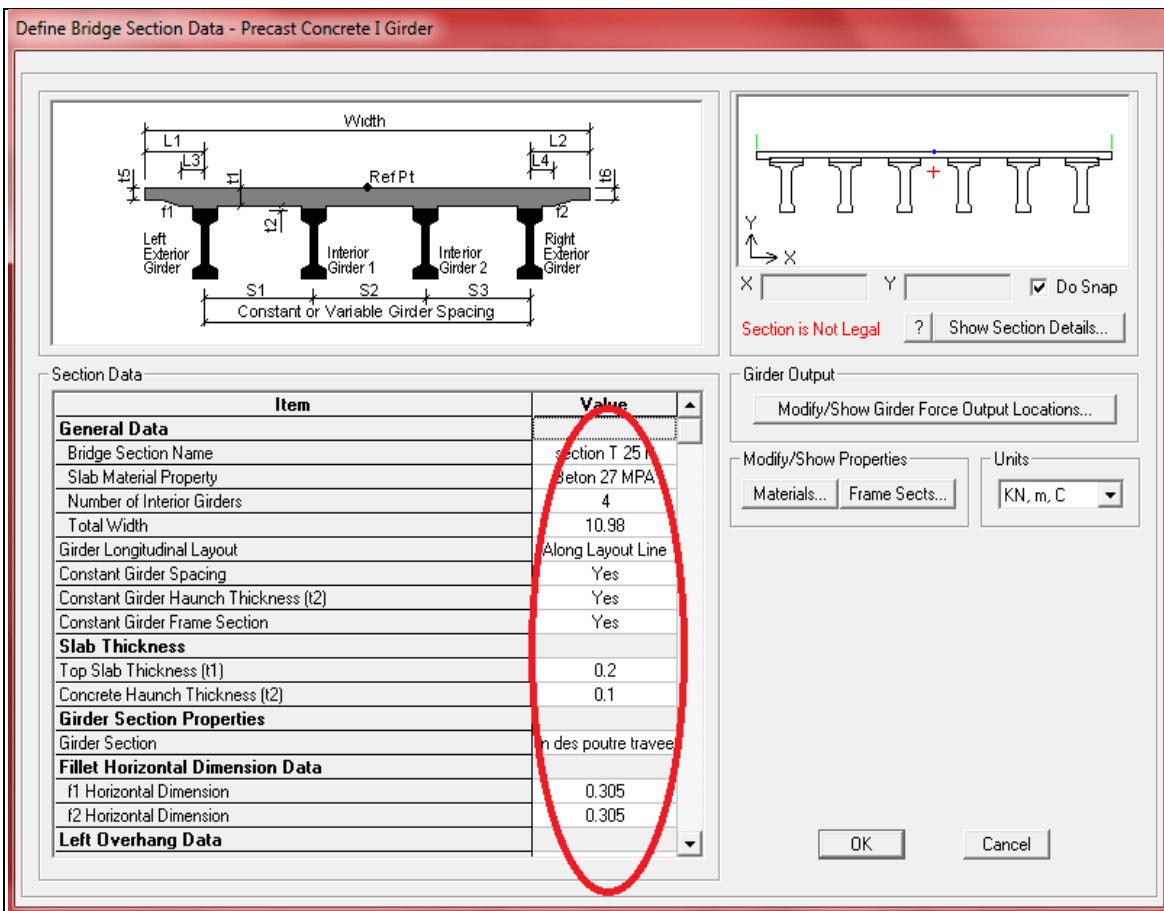
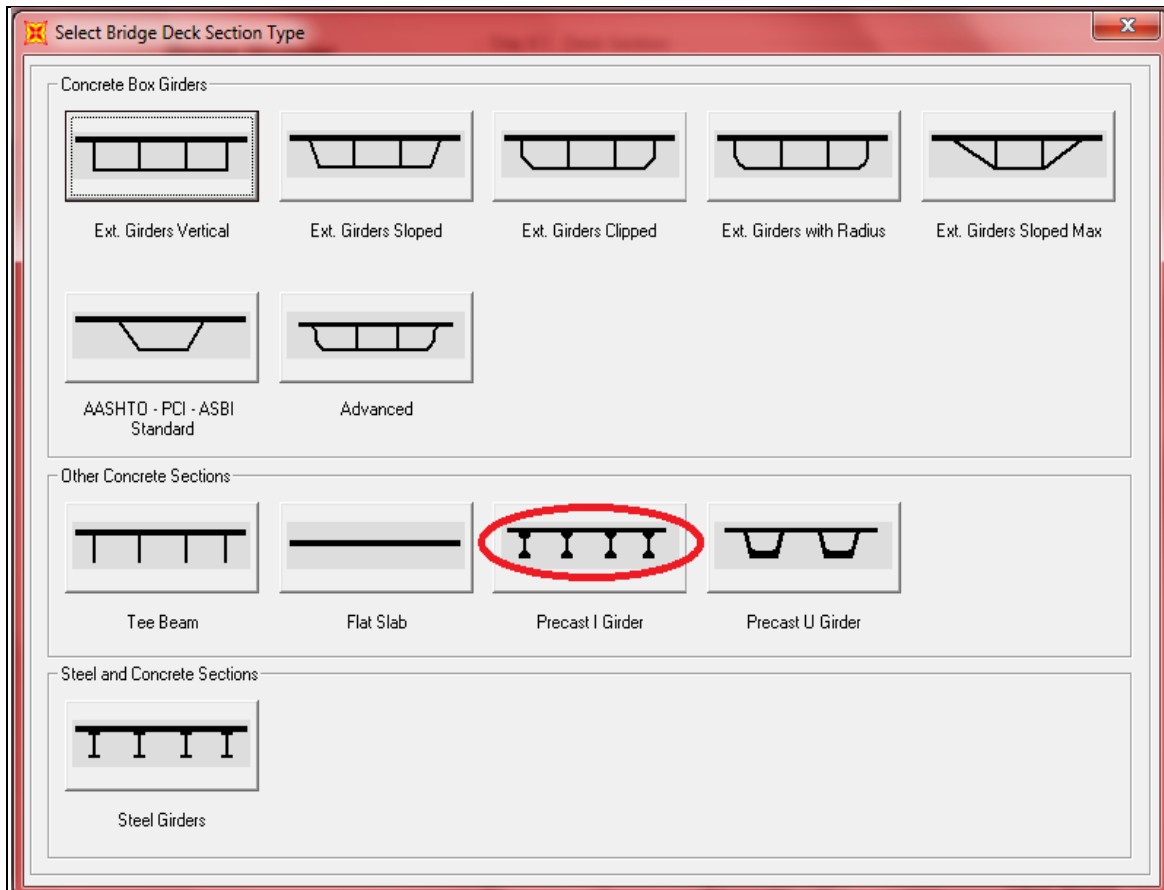


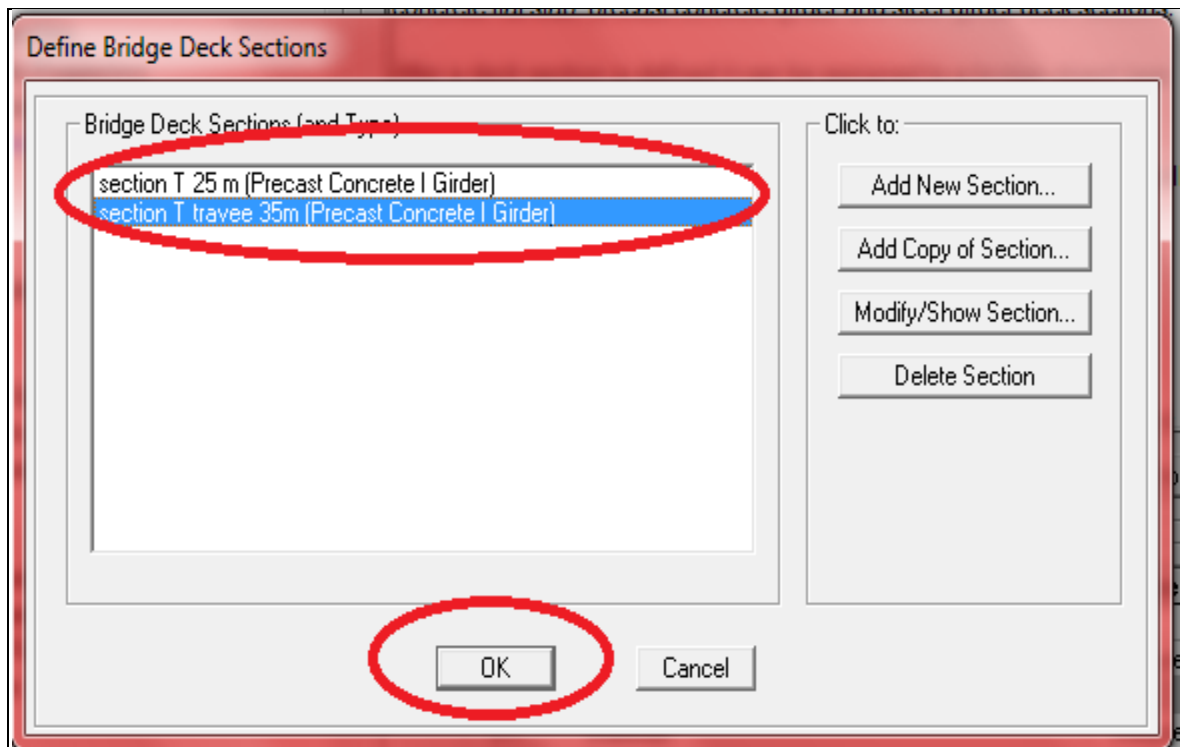




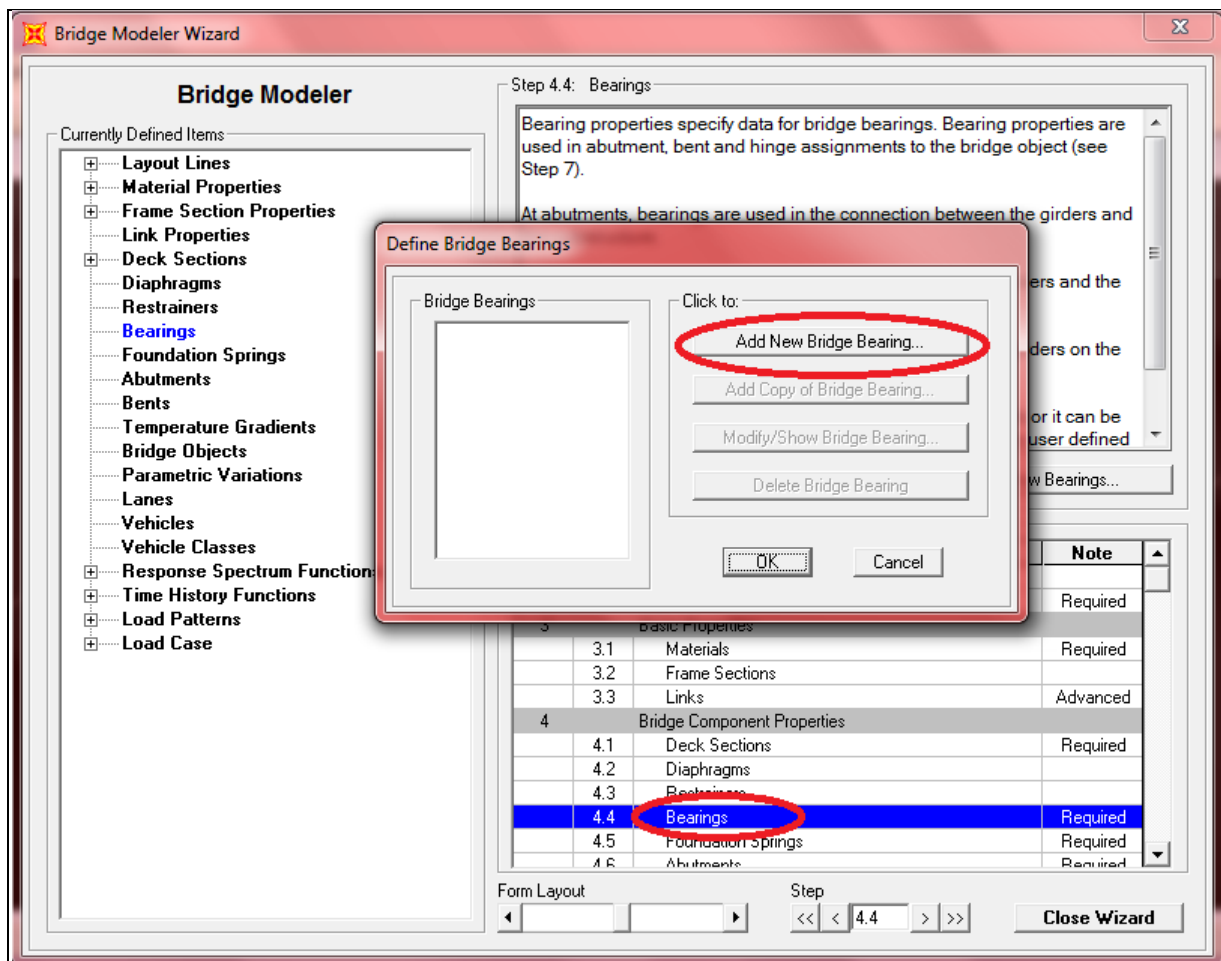
## 6) Deck section:







## 7) Bearing



**Bridge Bearing Data**

**Bridge Bearing Name**  **Units**

Bridge Bearing Is Defined By:

Link/Support Property

User Definition

User Bearing Properties

DOF/Direction	Release Type	Stiffness
Translation Vertical (U1)	Fixed	
Translation Normal to Layout Line (U2)	Fixed	
Translation Along Layout Line (U3)	Free	
Rotation About Vertical (R1)	Free	
Rotation About Normal to Layout Line (R2)	Free	
Rotation About Layout Line (R3)	Free	

OK Cancel

**Bridge Bearing Data**

**Bridge Bearing Name**  **Units**

Bridge Bearing Is Defined By:

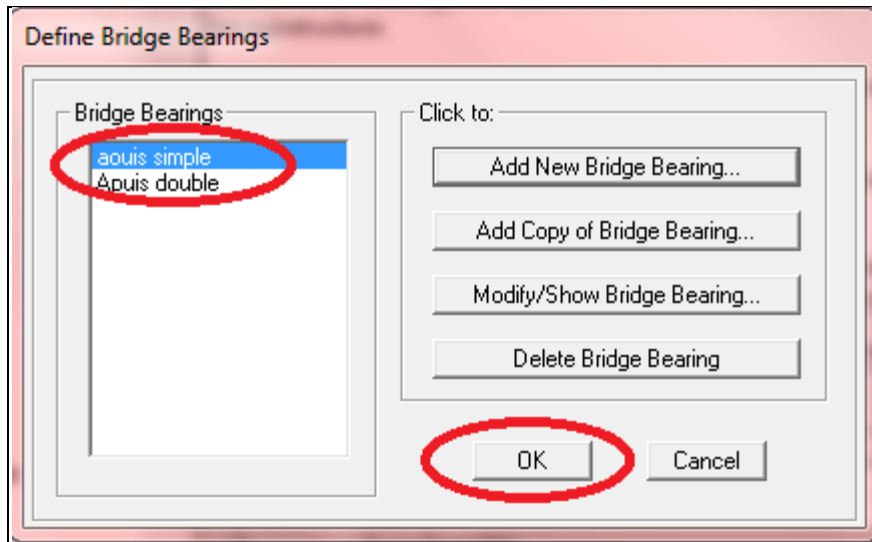
Link/Support Property

User Definition

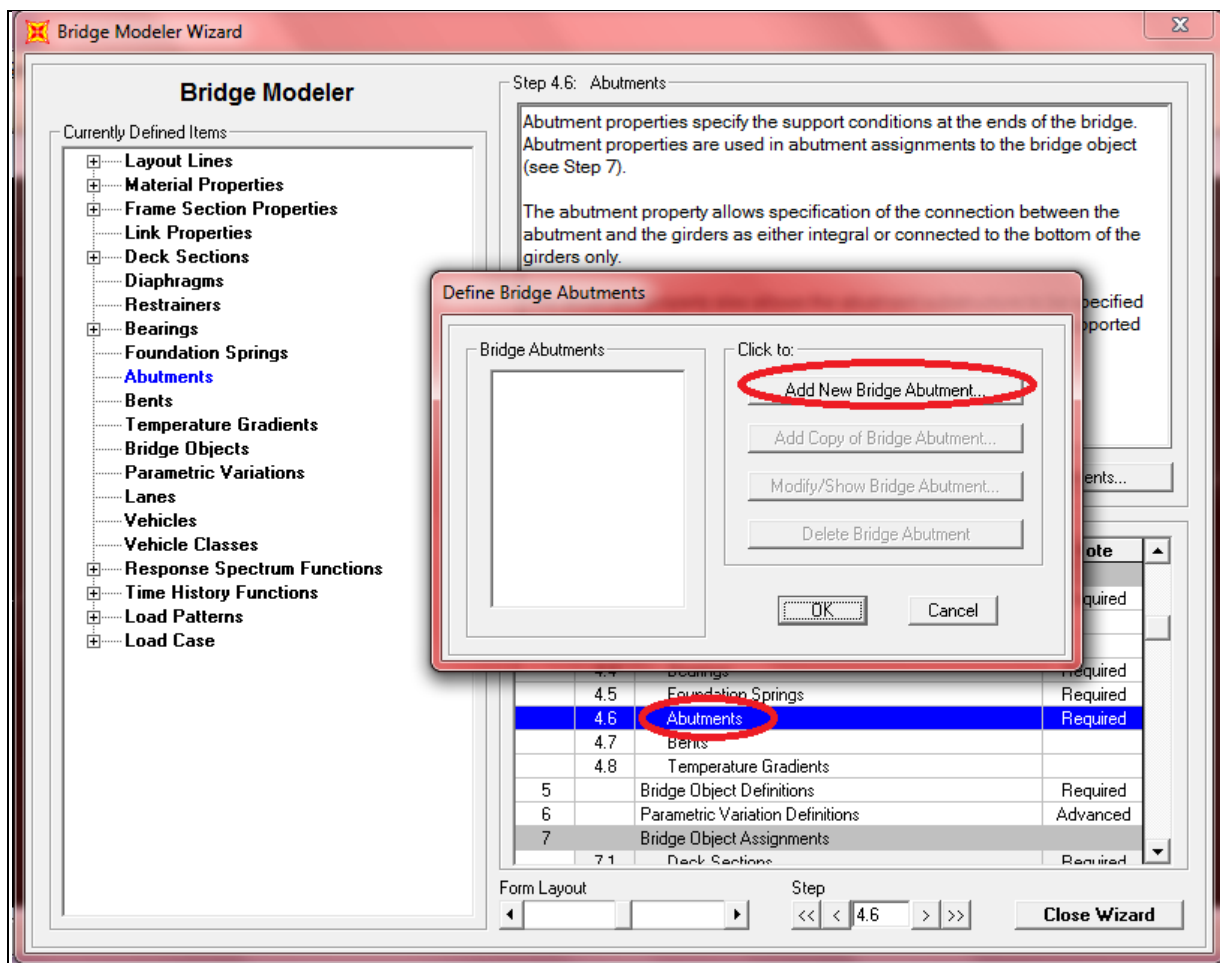
User Bearing Properties

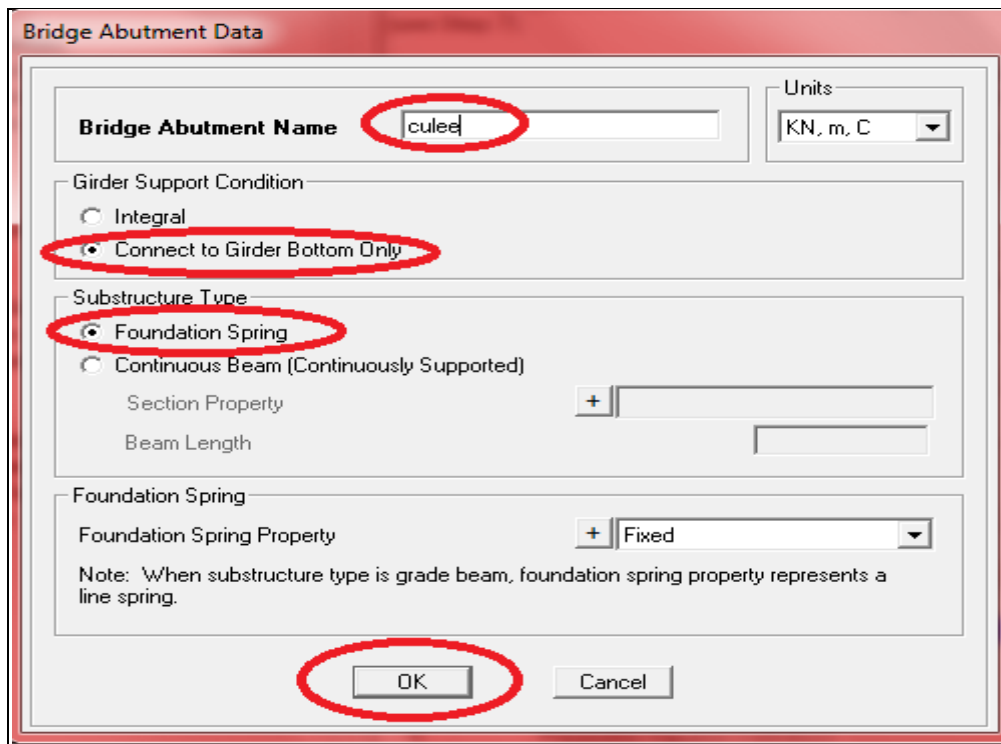
DOF/Direction	Release Type	Stiffness
Translation Vertical (U1)	Fixed	
Translation Normal to Layout Line (U2)	Fixed	
Translation Along Layout Line (U3)	Fixed	
Rotation About Vertical (R1)	Free	
Rotation About Normal to Layout Line (R2)	Free	
Rotation About Layout Line (R3)	Free	

OK Cancel

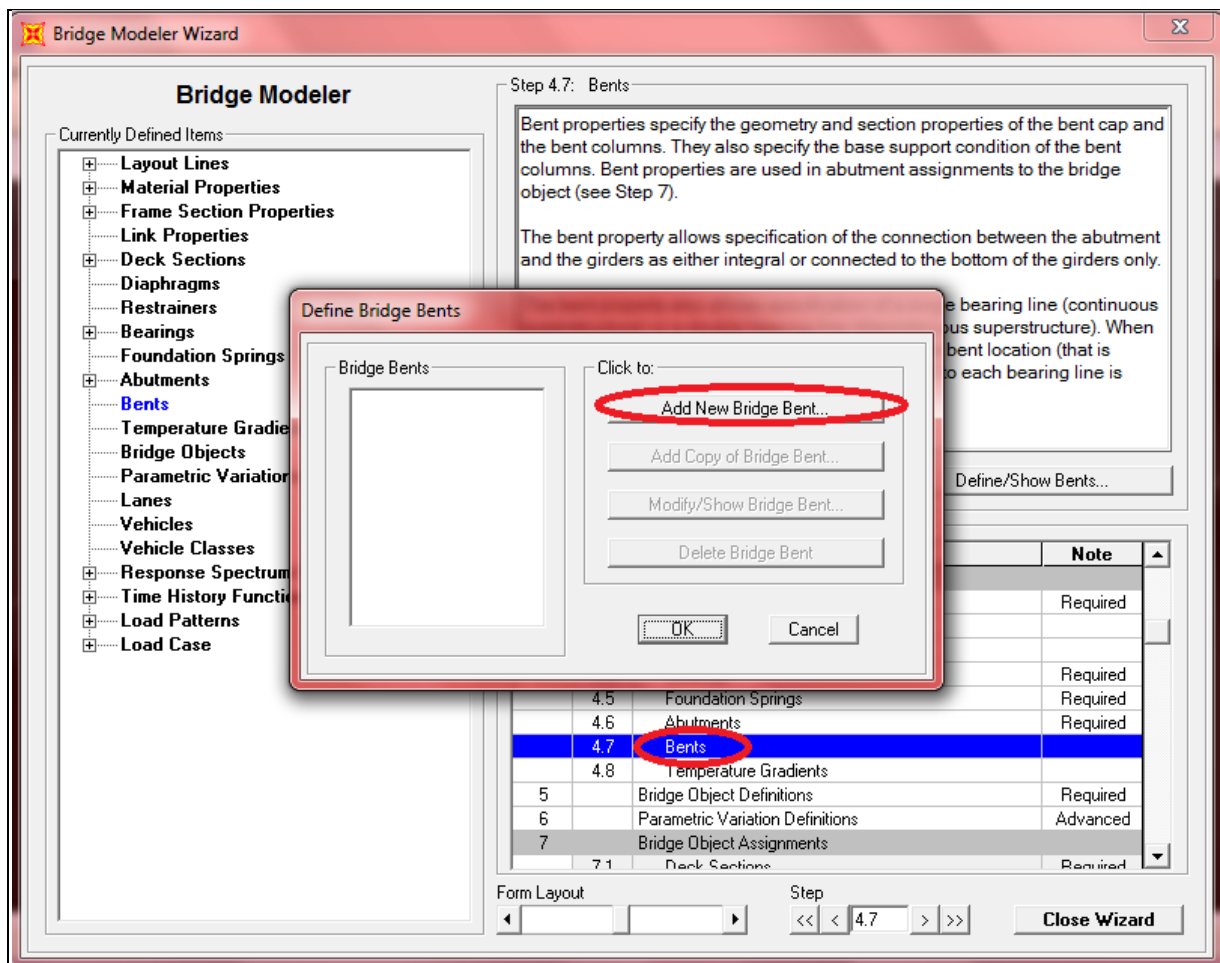


## 8) Abutments





## 9) Bents ( fûts )



**Bridge Bent Data**

Bridge Bent Name:  Units:

Girder Support Condition:  
 Integral  
 Connect to Girder Bottom Only

Bent Data

Cap Beam Length:

Number of Columns:

Cap Beam Section:

Bent Type:  
 Single Bearing Line (Continuous Superstructure)  
 Double Bearing Line (Discontinuous Superstructure)

**Bridge Bent Column Data**

Bridge Bent Name:  Units:

Modify/Show Properties:

Column Data

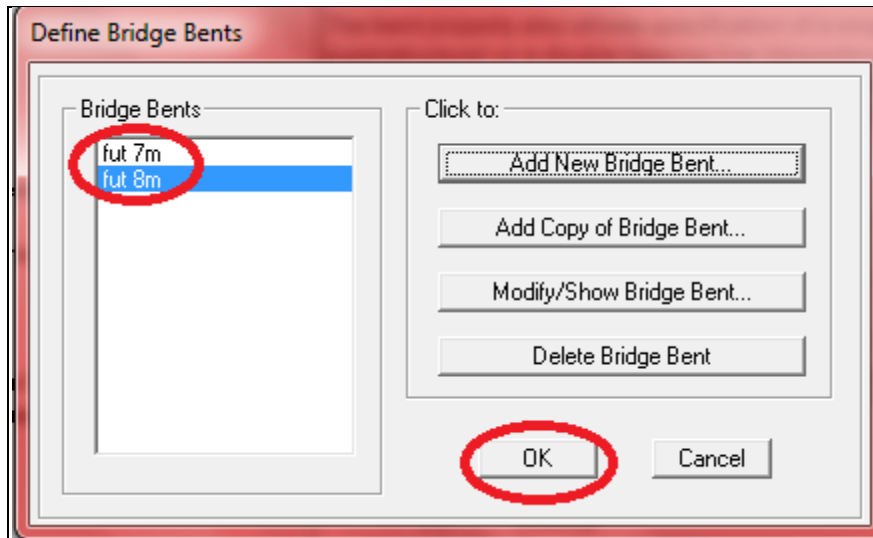
Column	Section	Distance	Height	Angle	Base Support
1	section des futs	1.	7.	0.	Fixed
2	section des futs	4.6	7.	0.	Fixed
3	section des futs	8.2	7.	0.	Fixed

**Notes:**

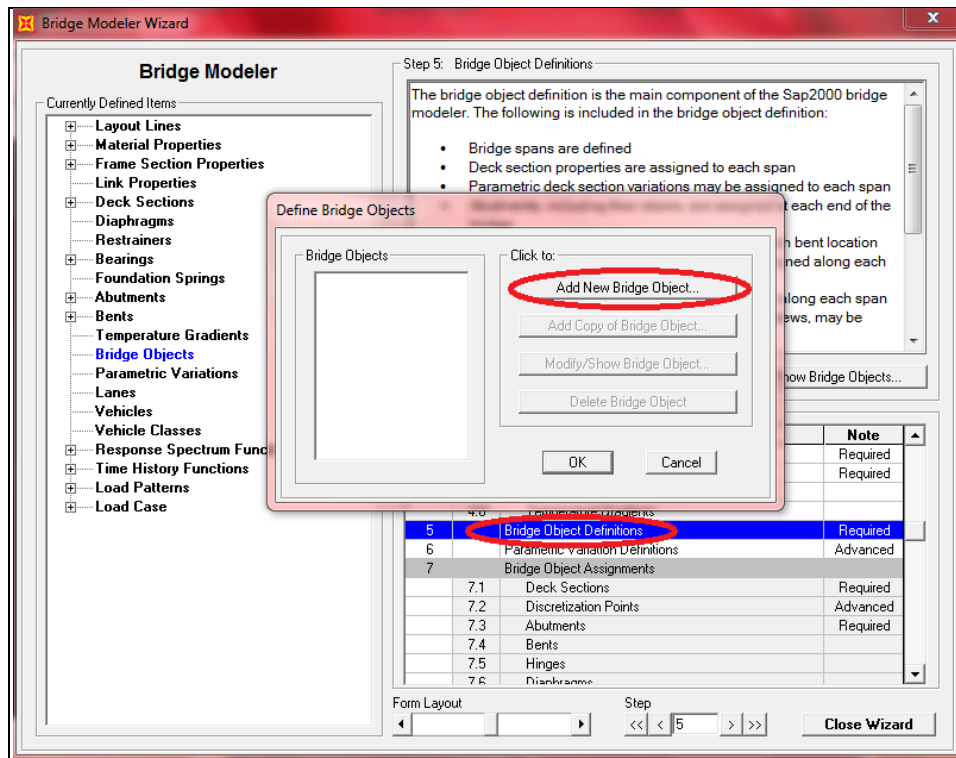
- The distance is measured from the left end of the cap beam to the center of the column.
- The column height is measured from the midheight of the cap beam to the bottom of the column.
- The column angle is measured in degrees counterclockwise from a line parallel to the bent to the column local 2 axis.

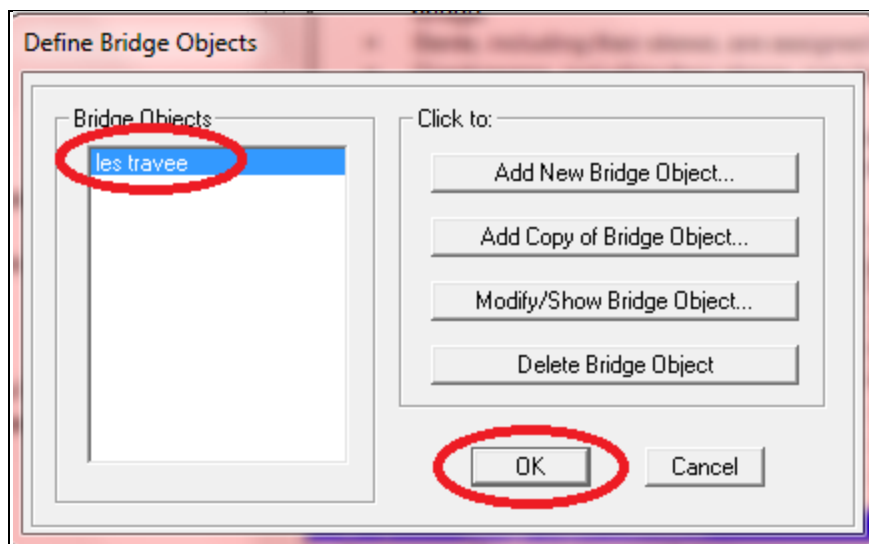
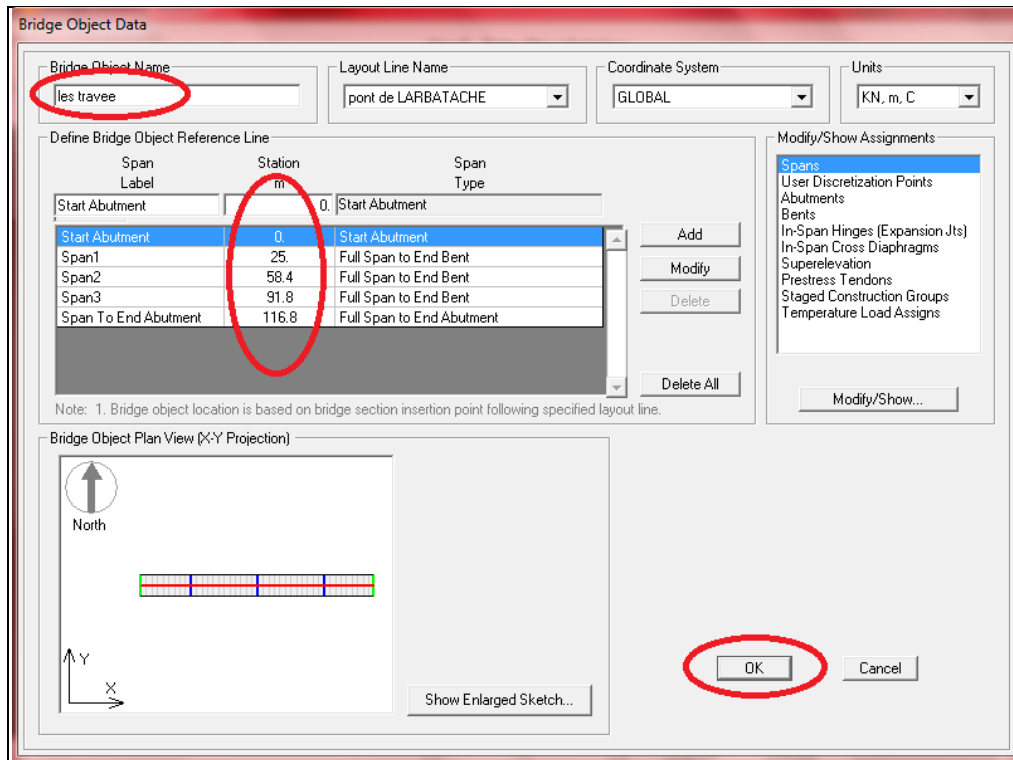
Moment Releases at Top of Column

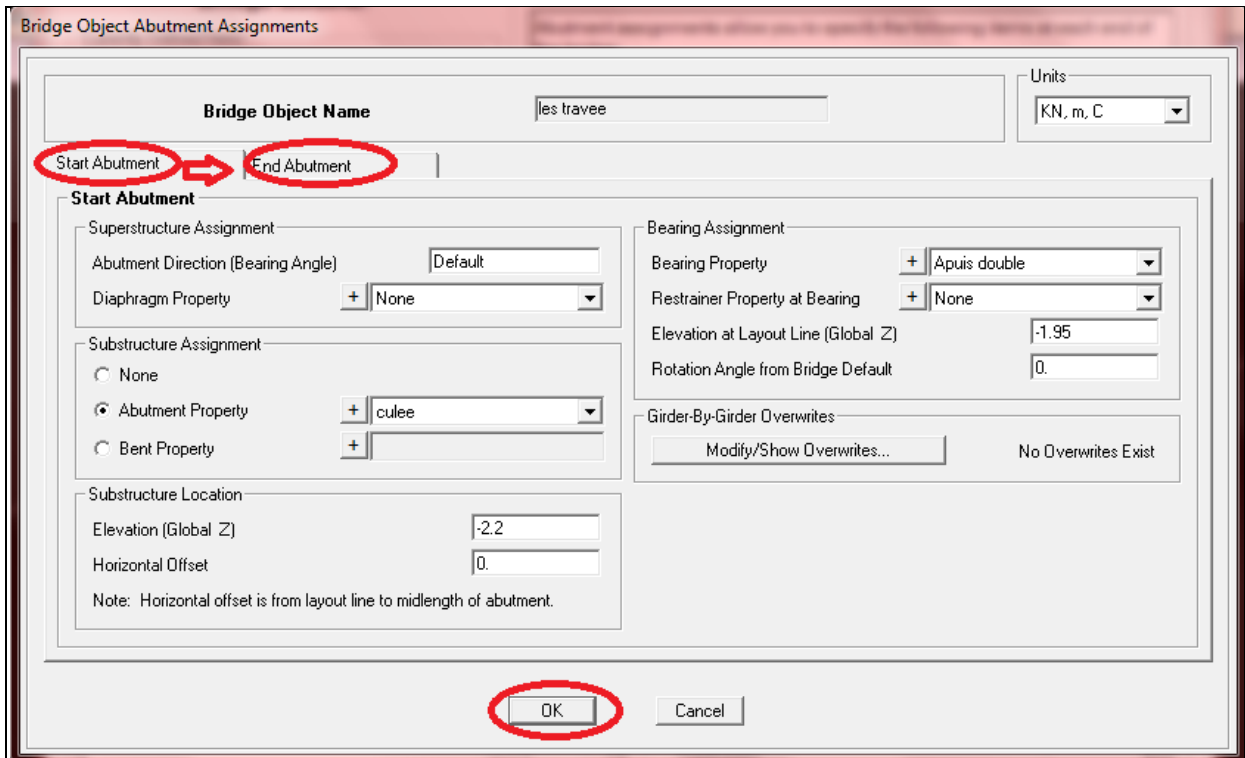
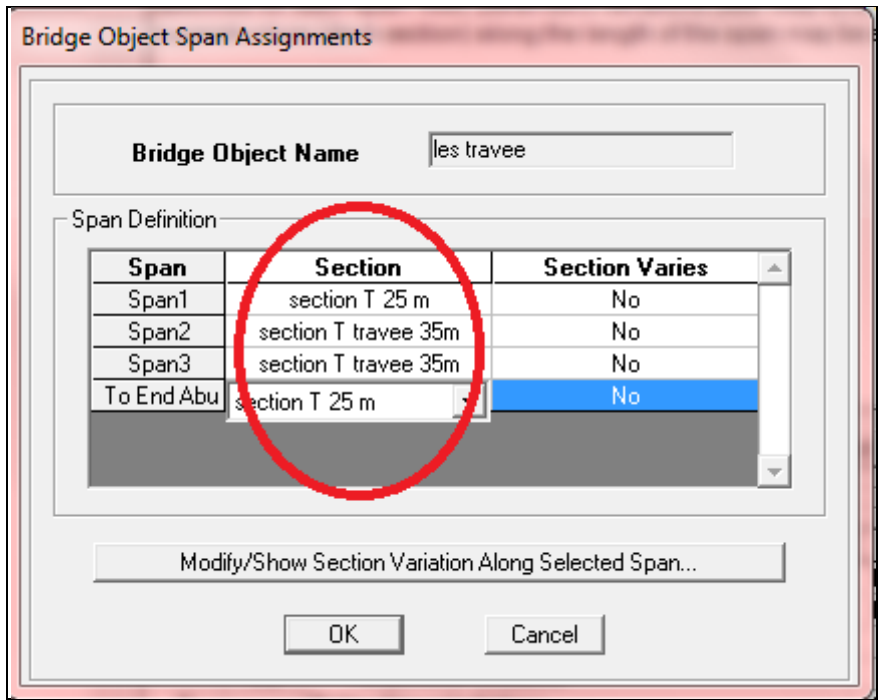
Column	R1 Release	R2 Release	R3 Release	R1 Stiffness	R2 Stiffness	R3 Stiffness
1	Fixed	Fixed	Fixed			
2	Fixed	Fixed	Fixed			
3	Fixed	Fixed	Fixed			

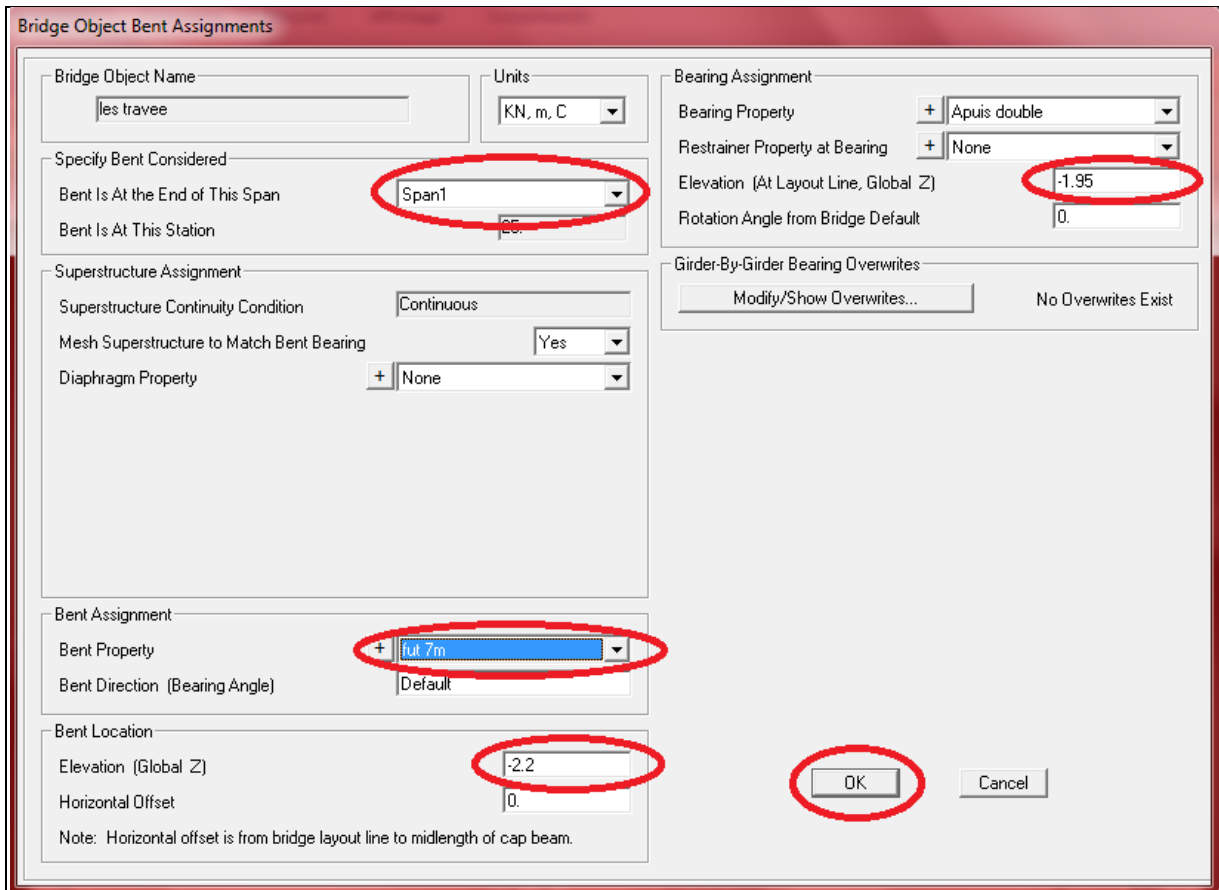


## 10) Bridge object Definition

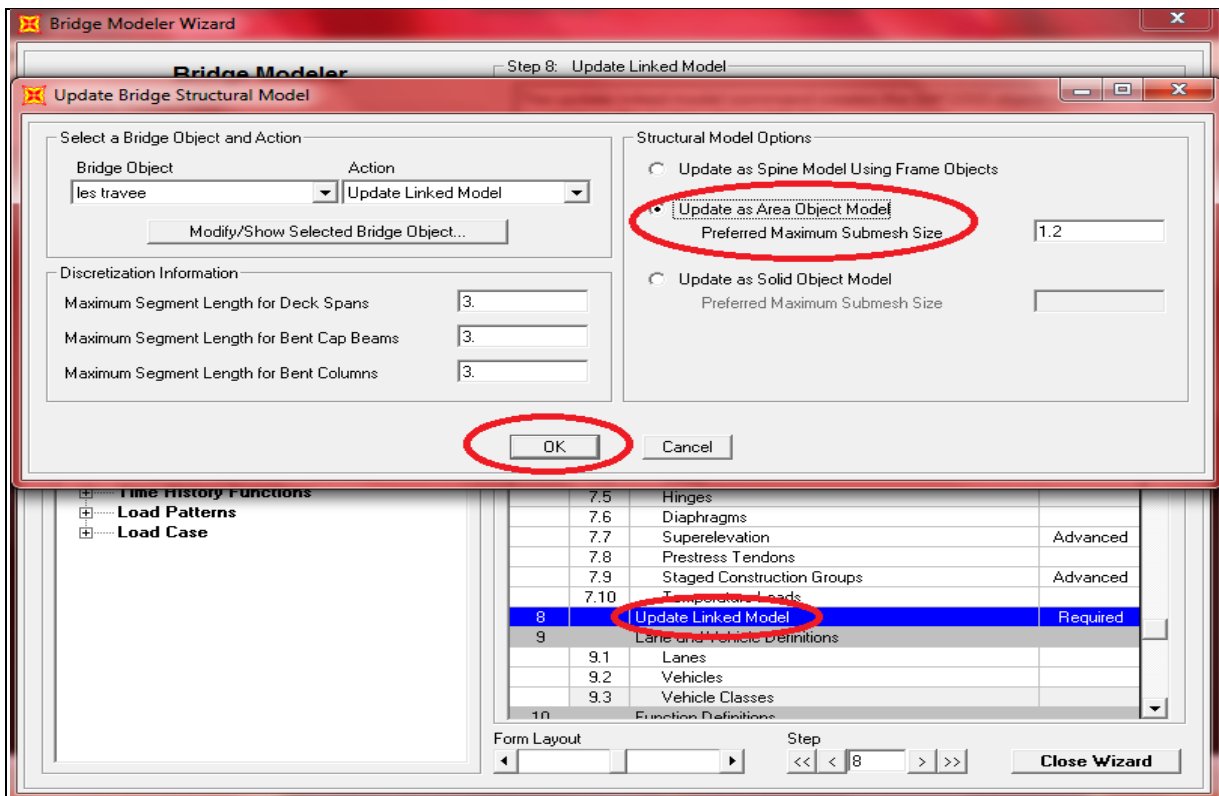


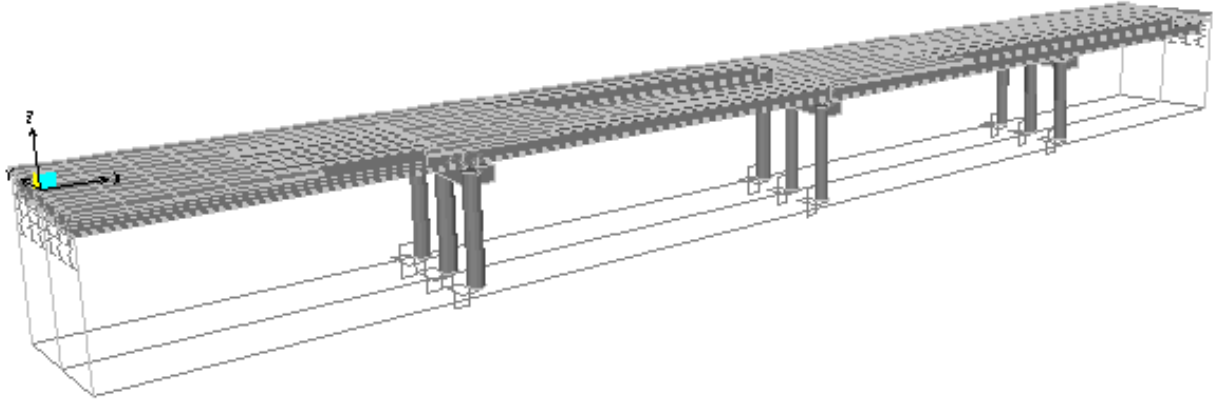






## 11) Update Linked Model





-Vue de Pont en 3D-

# Annexe D

## LES PONTS DANS LES REGLES PARASISMIQUES ALGERIENNES

### Classification des Ponts (Selon RPOA)

Pour la prise en compte de risque sismique, les ponts sont classés en trois groupes :

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

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 aéroports ;
- Les ponts sur itinéraire d'acheminement des secours et de desserte des installations d'importance vitale (groupe 1A du RPA 99/2003) ;
- 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 dessert des installations de grande importance (Groupe 1B du RPA 99/2003);

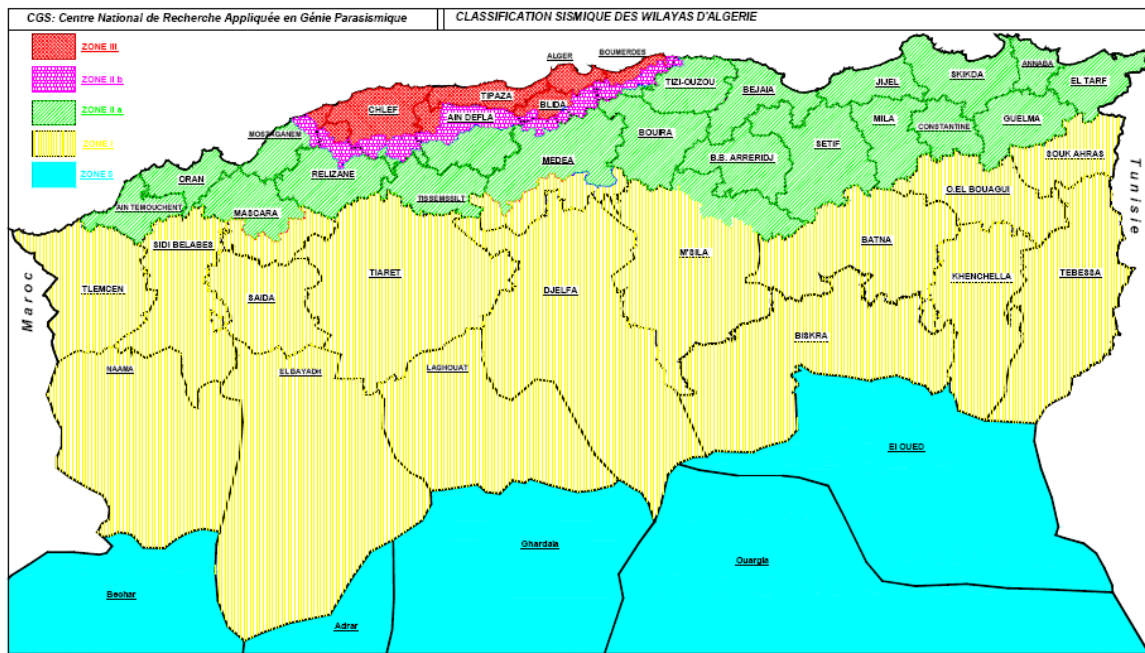
### ➤ **Groupe 3 : Pont d'importance moyenne**

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

## **Classification des Zones Sismiques**

Le territoire national est divisé en cinq zones de sismicité (RPA 99/2003) :

- Zone 0 : négligeable ;
- Zone I : faible ;
- Zone IIa : moyenne ;
- Zone IIb : élevée ;
- Zone III : très élevée



Macro zonage règlementaire adopté actuellement en Algérie.

## Règles Générales de Conception

La prise en compte des effets sismiques dès le stade de la conception du projet du pont est importante, même pour les régions à faible sismicité.

Lors de l'étude du site de l'ouvrage, une attention particulière doit être portée aux conditions défavorables ou pénalisantes telles que la présence de failles tectoniques potentiellement active.

La conception parasismique de l'ouvrage porte essentiellement sur les appuis (piles et culées). Elle doit faire l'objet d'une étude spécifique pour éviter toute rupture fragile des fûts des piles.

Les efforts horizontaux mis en jeu dépendent principalement sur la souplesse des piles et du type de liaison retenue entre le tablier et les piles et les culées. Le choix du système de liaison tablier/appuis a pour objectifs de limiter le déplacement du tablier et les efforts dans les appuis.

Deux approches pour la conception des appuis :

- Concevoir des appuis élastiques (piles et culées) sous réserve d'un choix judicieux d'appareils d'appui au niveau de l'interface tablier/appuis.
- Concevoir des appuis ductiles (piles) sous réserve d'une conception détaillée des rotules plastiques dont la formation doit être confirmée par calcul.

Dans les zones à sismicité modérée ou forte, le choix du comportement ductile est en général approprié. Dans le cas d'appuis ductiles, l'emplacement des points de dissipation d'énergie (rotules plastiques) doit être choisi de manière à assurer leur accessibilité pour le contrôle et les réparations.

Les critères de choix du type d'ouvrage porte essentiellement sur les points suivants :

- Un tablier léger pour minimiser des actions sismiques sur les appuis,
- Eviter autant que possible et notamment en zone de forte sismicité, les travées isostatique.
- Etudier le mode de liaison tablier/appuis et comparer entre encastrement et appuis simples.

Pour la maîtrise des déplacements, deux systèmes de butées existent :

- Les butées de sécurité, destinées à empêcher le tablier de quitter ses appuis sous séisme ultime.
- Les butées de blocage, destinées à limiter fortement le déplacement relatif du tablier par rapport à ses appuis sous séisme sont utilisées en complément les appareils d'appui.

Les fondations sont à dimensionner conformément à ses exigences, en particulier :

- Les culées fondées superficiellement en tête de remblai sont à priori interdites, sauf justifications particulières sur la stabilité au glissement du remblai en tenant compte des actions sismique.

- Les fondations superficielles sur des sols granulaires ou des sols cohérents mous sont interdites, des fondations profondes sont alors recommandées.

En présence de couches superficielles liquéfiable, des fondations profondes ancrées dans les couches sous-jacentes est un drainage adéquat sont préconisées. Dans ces conditions, les fondations doivent faire l'objet d'une étude spécifique (RPOA, 2008).

## Classification des sites

Catégories et critères de classification

- Catégories S1 : (site rocheux)
- Catégories S2 : (site ferme)
- Catégories S3 : (site meuble)
- Catégories S4 : (site très meuble)

## Détermination des actions sismiques

L'action sismique résulte des mouvements du sol qui sont pris en compte sous deux aspects :

- Une translation d'ensemble (tous les points du sol dans chacune des trois directions de l'espace.
- Un déplacement différentiel entre points du sol dans chacune des trois directions de l'espace. Ce déplacement différentiel dépend de la distance entre les points et des caractéristiques géotechniques et topographiques du site.

Pour le mouvement sismique de calcul, la translation d'ensemble est définie par le coefficient d'accélération de zone A, un spectre de réponse horizontal valable pour les deux composantes horizontales du mouvement et un spectre de réponse verticale valable pour la composante verticale du mouvement.

Le déplacement différentiel entre points du sol est défini par le même coefficient d'accélération de zone A et les spécifications de l'article du déplacement différentiel.

Les spectres de réponses, élastiques ou de dimensionnement, qui dépendent de la catégorie du site de l'ouvrage, du coefficient d'accélération de zone (A) et du taux d'amortissement critique ( $\xi$ ) par le biais du facteur de correction d'amortissement ( $\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)}$ ) quand ce taux est différent de 5% sont définis dans les paragraphes suivants.

## Spectre de réponse élastique

Le spectre de réponse élastique constitue généralement la donnée de base pour le calcul sismique.

### ➤ Composante horizontale

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 ( $\xi$ ) 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 m/s<sup>2</sup>)

$T_1, T_2$ : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site

$S$ : coefficient de site

$A$ : coefficient d'accélération

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

$\xi$ : taux d'amortissement

Site	S1	S2	S3	S4
$T_1$	0,15	0,15	0,20	0,20
$T_2$	0,30	0,40	0,50	0,70
$S$	1	1,1	1,2	1,3

Tableau 00 valeurs de  $T_1, T_2$  et  $S$  pour la composante horizontale

## ➤ Composante verticale

Le spectre de réponse élastique pour la composante verticale est donné en fonction de la période élastique ( $T$ ) et du taux d'amortissement ( $\xi$ ) de l'ouvrage par :

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

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

$\alpha$ : coefficient qui tient compte de l'importance de la composante verticale en zone de forte sismicité :  $\alpha=0,7$  pour les zones sismiques I,IIa et IIb et  $1,0$  pour la zone sismique III .

$T_1, T_2$ : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site données dans le tableau ci-après .

Site	S1	S2	S3	S4
$T_1$	0,15	0,15	0,20	0,20
$T_2$	0,30	0,40	0,40	0,40

Tableau 2.2 valeurs de  $T_1, T_2$  et  $S$  pour la composante verticale

Le coefficient de site, dans le cas de la composante verticale, est pris égal à 1.

## ➤ Spectre de dimensionnement

Le spectre de dimensionnement pour les deux composantes horizontales à utiliser, pour le calcul de résistance (approche du comportement inélastique équivalent), avec un coefficient de comportement ( $q$ ) est donné par :

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

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

$T_2$ : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site

$S$ : coefficient de site

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

Le coefficient de comportement  $q$  est introduit et pris en compte dans ce qu'il suit.  
 Pour la composante verticale, le coefficient de comportement  $q$  est pris égal à 1.

## Discontinuité mécanique

Dans le cas où l'on a plusieurs sites différents à considérer pour un même ouvrage, le mouvement d'ensemble à retenir pour l'ouvrage est obtenu en combinant, au moyen d'une méthode scientifique validée, les mouvements des sites. A défaut, l'enveloppe des spectres des différents sites peut être retenue.

## Déplacements

### a) Déplacements absolus horizontal $D_M(H)$ et vertical $D_M(V)$

Site	S1	S2	S3	S4
$L_M$ (m)	600	500	400	300
$D_M(H)$ (m)	0,03	0,05	0,07	0,09
$D_M(V)$ (m)	0,02	0,04	0,06	0,08

Tableau 2.3 Valeurs des déplacements absolus

$L_M$  est la distance au-delà de laquelle les mouvements des deux points peuvent être considérés comme indépendants.

Les déplacements  $D_M$  sont donnés pour une accélération unité ( $1\text{m/s}^2$ ).

### b) Déplacement différentiel

Sur un site sans discontinuité mécanique accusée, le déplacement différentiel maximal  $d$  entre deux points distants  $X$ , en fonction du coefficient de zone  $A$ , est égal à :

$$d = \eta AgX \quad \text{si } X < L_M \quad \text{avec } \eta = \frac{D_M}{L_M} \sqrt{2}$$

$$d = AgD_M \sqrt{2} \quad \text{si } X > L_M$$

Les valeurs de  $\eta$  selon le site sont données dans le tableau ci-dessous :

Site	S1	S2	S3	S4
$10^4 \eta$ en horizontal	0,7	1,4	2,5	4,2
$10^4 \eta$ en vertical	0,5	1,1	2,1	3,8

Dans le cas où les deux points appartiennent au même type de site, mais sont situés de part et d'autre d'une discontinuité topographique accusée (vallée), en l'absence d'une démarche appropriée définie, la valeur de  $d$  est calculé par la relation :

$$d = Ag \sqrt{D_{M,1}^2 + D_{M,2}^2}$$

$D_{M,1}$  et  $D_{M,2}$  étant les déplacements absolus des deux points.

## **Analyse temporelle non linéaire**

Cette analyse temporelle non linéaire est donnée à titre indicatif. Son utilisation doit faire l'objet de justifications scientifiquement validées.

La réponse de la structure au cours du temps peut être obtenue par intégration numérique directe de ses équations différentielles non linéaires du mouvement. La sollicitation sismique doit consister en une description temporelle du mouvement du sol développée pour le site particulier et représentant de préférence des séismes réels.

Sauf précision différente dans cette partie, cette méthode ne peut être utilisée que conjointement avec une analyse standard par le spectre de réponse, pour donner un aperçu de la réponse post-élastique et une comparaison entre les ductilités locales exigées et disponibles. A l'exception des ponts placés sur des dispositifs d'isolation et des ponts spéciaux, les résultats de l'analyse non linéaire ne doivent pas être utilisés pour assouplir les prescriptions résultats de l'analyse par le spectre de réponse. il y a lieu de respecter les règles pour la vérification de la résistance des sections définies au paragraphe de la vérification de la résistance des section(RPOA) et pour le dimensionnement des fondations, ainsi que les règles particulières de détail visant à un minimum de ductilité.