

SOMMAIRE

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

Chapitre 01 : Notions générales et définitions de base.

1.1. Introduction :.....	2
1.2. Enjeux des méthodes en déplacement :.....	2
1.2.1. L'avènement du « Performance Based Design » en ingénierie sismique :	2
1.2.2. L'évolution des méthodes de calculs en génie parasismique :	2
1.3. Principes de base des méthodes en déplacement :	3
1.3.1. Rappels théoriques élémentaires :	3
1.3.1.1 Spectre de réponse élastique :	3
1.3.1.2 Spectres anélastiques d'oscillateurs :.....	3
1.3.1.3. Les rotules plastiques :.....	3
1.3.1.4 Comportement non linéaire des structures en béton armé :	8
1.3.2. Evaluation du déplacement d'une structure au cours d'un séisme :.....	9
1.3.2.1. Analyse linéaire équivalente (règles de conservation) :	9
1.3.2.2 Analyse non linéaire statique équivalente : méthode du « pushover » :.....	9
1.3.2.3 L'analyse transitoire non linéaire :.....	11
1.4. Conclusion :.....	12

Chapitre 02 : Présentation de l'ouvrage.

2.1. Introduction :.....	13
2.2. Présentation de l'ouvrage :.....	13
2.2.1. Situation de l'ouvrage :.....	13
2.2.2. Conception :.....	13
2.3. Caractéristiques des appuis :	16
2.3.1. Les piles :.....	16
2.3.2. Les appareils d'appuis :	16
2.4. Caractéristiques des matériaux de construction constituant le pont :.....	17
2.4.1. Béton :.....	17
2.4.2 Acier :	17

2.5. Conclusion :	18
-------------------	----

Chapitre 03 : Modélisation du pont.

3.1. Introduction :	19
3.2. Modèle linéaire du pont :	19
3.3. Modèle non linéaire :	19
3.3.1. La non linéarité des piles :	20
3.3.2. La non linéarité des appareils d'appuis :	24
3.4. L'analyse statique non linéaire-Pushover :	25
3.4.1. Description de l'analyse Pushover par le SAP2000 :	25
3.4.2. Les paramètres de l'analyse statique non linéaire :	28
3.4.2.1 Le nombre d'itérations à enregistrer :	28
3.4.2.2 Le nœud de contrôle :	28
3.5. Conclusion :	29

Chapitre 04 : Estimation et interprétation des résultats.

4.1. Introduction :	30
4.2. Analyse modale :	30
4.3. Action sismique :	32
4.3.1. Détermination des actions sismiques :	32
4.3.2. Détermination de l'action sismique pour l'analyse temporelle :	35
4.4. Analyse des résultats et interprétation :	38
4.4.1. Analyse spectrale et temporelle sous accélérogrammes compatibles :	38
4.4.2. Analyse dynamique du pont sous l'enregistrement de Boumerdes :	48
4.4.3. Présentation des résultats pour L'analyse statique non linéaire "Pushover " :	55
4.4.3.1 La courbe de capacité :	56
4.4.3.2 Le point de performance :	56
4.4.3.3 Les déplacements :	59
4.4.3.4 Les moments :	60
4.5. Conclusion :	61
Conclusion générale :	62

Liste des figures

Figure 1.1 : Courbe de déformation plastique.....	4
Figure 1.2: Réparation de la courbure ϕ le long d'un élément de construction plastifié.....	5
Figure 1.3: Rotation de la corde à la rupture θ_u d'un élément de construction.	5
Figure 1.4: Relation force-déplacement non linéaire d'une porte à faux élané.....	7
Figure 1.5: Méthode de spectre de capacité: a) Structure, b) Courbe Pushover, c)	10
Figure 2.1: Vue de l'ouvrage choisie.....	13
Figure 2.2: Tracé en plan.....	14
Figure 2.3: Profil en long du pont.....	14
Figure 2.4: Profil en travers du pont étudié.....	15
Figure 2.5: La section de la poutre.	15
Figure 2.6 : L'appareil d'appui du pont étudié.....	17
Figure 3.1 : modèle linéaire du pont en 3D.	19
Figure 3.2: Interface du code USC-RC.	21
Figure 3.3 : Modèle de béton de la pile.	22
Figure 3.4: Modèle de l'acier de la pile.....	22
Figure 3.5 : Diagramme de moment-courbure.	22
Figure 3.6: courbe moment-courbure obtenue à partir du SAP2000.....	23
Figure 3.7: Les propriétés de la rotule plastique.	24
Figure 3.8: Comportement non linéaire de l'appareil d'appui.	25
Figure 3.9: l'emplacement de la force Pushover.....	27
Figure 3.10: Les caractéristiques de cas de charge du poids propre(DEAD).....	28
Figure 3.11: Les caractéristiques de cas de charge de Pushover.....	28
Figure 3.12: L'intervalle du nombre d'itérations à enregistrer sur les courbes Pushover. ...	29
Figure 4.1: spectre de réponse-composante horizontale-5%d'amortissement.....	34
Figure 4.2: Spectre de réponse élastique- composante verticale- 5% d'amortissement.....	35
Figure 4.3 : Accélérogramme 1.....	36
Figure 4.4 : Accélérogramme 2.....	36
Figure 4.5 : Accélérogramme 3.....	36
Figure 4.6 : Accélérogramme 4.....	37
Figure 4.7 : Accélérogramme 5.....	37

Figure 4.8 : Le spectre imposé du RPOA et les spectres des différents accélérogrammes simulés.	37
Figure 4.9: Signal de boumerdes (KADARA).	38
Figure 4.10: La variation du déplacement dans le cas linéaire en tête du fut 3 en fonction du temps sous le séisme horizontal.	41
Figure 4.11: La variation du déplacement dans le cas non linéaire en tête de fut 5 en fonction du temps sous le séisme horizontal.	42
Figure 4.12: Variation de l'effort normale au niveau des piles pour les différentes analyses.	43
Figure 4.13: Variation de l'effort tranchant au niveau des piles pour les différentes analyses.....	44
Figure 4.14: Variation des moments au niveau des piles pour les différentes analyses.....	44
Figure 4.15: Variation des déplacements au niveau des piles pour les différentes analyses.	45
Figure 4.16 : Réponse au niveau de la rotule plastique en fut 5.....	46
Figure 4.17: La courbe force-déplacement de fut 5 dans le cas non linéaire sous le séisme horizontal.	47
Figure 4.18: La variation du déplacement dans le cas linéaire à la tête de fut3 en fonction du temps sous l'effet de l'enregistrement de Boumerdes.	48
Figure 4.19: La courbe force- déplacement dans le cas linéaire au niveau de fut 3 sous l'effet de séisme de Boumerdes.	49
Figure 4.20: La variation du déplacement dans le cas non linéaire à la tête de fut5 sous l'effet d'enregistrement de Boumerdes.	49
Figure 4.21: La courbe force-déplacement au niveau de fut 5 sous l'effet de séisme de Boumerdes. Erreur ! Signet non défini.	
Figure 4.22: La réponse au niveau de la rotule plastique de fut 5 sous l'effet de séisme de Boumerdes.	50
Figure 4.23: La formation des rotules plastiques sous le séisme de Boumerdess X2.	51
Figure 4.24: La courbe de capacité qui représente l'état d'endommagement.	52
Figure 4.25: La réponse au niveau de la rotule plastique.	53
Figure 4.26: Le déplacement des futs 5 et 6 en fonction du temps sous le séisme de Boumerdess(X2).	54
Figure 4.27: La courbe force-déplacement au niveau des futs 5 et 6 sous le séisme de Boumerdess X2.	55
Figure 4.28: La courbe de capacité.....	56
Figure 4.29: Le point de performance($Sa - Sd$).....	57

Figure 4.30: Le point de performance (<i>Sa</i> -T).....	58
Figure 4.31: Le point de performance (<i>Sd</i> -T).....	58

Liste des tableaux

Tableau 2.1: Les caractéristiques des piles du pont.....	18
Tableau 2.2 : Caractéristiques mécaniques du béton.....	19
Tableau 2.3 : Caractéristiques mécaniques des aciers.....	20
Tableau 4.1 : Périodes et Facteurs de participation de la masse modale.....	31
Tableau 4.2 : coefficient d'accélération de zone 'A'	33
Tableau 4.3 : valeurs de T_1 , T_2 et S pour la composante horizontale.....	34
Tableau 4.4 : Réponses maximales au niveau des piles.	39
Tableau 4.5: la ductilité calculées au niveau des futs sous le séisme horizontal (Accélérogramme 1).....	45
Tableau 4.6: La ductilité calculée au niveau des futs sous l'effet de ce signal important (BoumerdesX2).	53
Tableau 4.7: Paramètres de l'analyse Pushover.....	56
Tableau 4.8: Déplacements de la superstructure suivant l'axe X.	59
Tableau 4.9: Moments maximaux au niveau des piles pour chaque itération.....	60

Introduction générale

L'insuffisance des méthodes classiques de calcul dynamique des structures dites méthodes de forces qui sont basées sur l'analyse linéaire équivalente corrigée pour prendre en compte les aspects du comportement non-linéaire, et la complexité des méthodes d'intégration temporelles ont conduit au développement des méthodes de déplacement ou d'analyses statiques non-linéaires.

Ces nouvelles méthodes basées sur les concepts de capacité et de performance consistent à utiliser la courbe de capacité dans le format «d'accélération-déplacements» pour évaluer le déplacement maximal. Cette procédure combine l'analyse statique non-linéaire ("Pushover") d'un système à plusieurs degrés de liberté, et l'analyse par spectre de réponse d'un système à un seul degré de liberté dans un nouveau format «d'accélération-déplacements». C'est une méthode d'analyse pseudo-statique non-linéaire. Elle est adoptée par plusieurs codes parasismiques.

L'objectif de ce mémoire est d'abord de présenter la méthode statique non linéaire, ensuite on va effectuer une étude par les méthodes de forces et ces méthodes de déplacements pour un cas réel d'un pont à poutre en béton précontraint.

Afin d'atteindre ces objectifs, Ce mémoire est organisé en quatre chapitres comme suit:

Le premier chapitre donne un aperçu sur les méthodes en déplacement. Où les enjeux, les objectifs et les principes de base de ces méthodes sont présentés.

Dans le deuxième chapitre une description du pont étudié et sa géométrie est exposée en détail.

Le troisième chapitre est consacré à la modélisation de l'ouvrage choisi dans les deux cas d'analyse linéaire et non linéaire.

Le dernier chapitre est destiné à l'estimation et l'interprétation des résultats obtenus à travers l'analyse dynamique du cas de pont choisi par les différentes méthodes : spectrale, linéaire temporelle, non linéaire temporelle et statique non linéaire.

Finalement ce mémoire est achevé par une conclusion générale où les objectifs et les principaux résultats sont rappelés.

CHAPITRE 01

NOTIONS GENERALES

ET DEFINITION DE

BASE

Notions générales et définition de base

1.1. Introduction :

L'évaluation exacte du comportement sismique non linéaire des structures est très complexe. Pour avoir une bonne approche sur leur comportement réel, il est important d'avoir une modélisation adéquate ainsi qu'une bonne estimation de l'intensité sismique. Dans ce chapitre on présente des notions générales et quelques définitions de base pour la méthode en déplacement des structures.

1.2. Enjeux des méthodes en déplacement :

1.2.1. L'avènement du « Performance Based Design » en ingénierie sismique :

La plupart des règlements modernes en ingénierie sismique ont fait apparaître le besoin de définir l'état d'une structure lors de sa réponse à une excitation sismique par un niveau de performance dont la signification est proche des états limites et de service d'utilisation largement répandue.

Cette évolution de la définition d'un état limite vers celle d'un niveau de performance a traduit d'une part le besoin des ingénieurs de mieux cerner l'état d'une structure lors de sa réponse globale à un séisme et d'autre part la nécessité de définir des degrés d'endommagements progressifs reliés à la fonction d'une installation utile notamment dans une démarche de diagnostic sismique.

1.2.2. L'évolution des méthodes de calculs en génie parasismique :

L'approche en force a recours soit à des méthodes de calculs numériques complexes capables de traduire le comportement non linéaire des matériaux pas à pas, soit à des coefficients réducteurs d'effort supposés représenter entre autre ces non linéarités de comportement, appelés coefficients de comportement.

Lorsque le dimensionnement ou la vérification d'un ouvrage vise directement à atteindre ou à contrôler des déplacements dans la structure et non plus à équilibrer des forces, l'action sismique peut naturellement être représentée par un déplacement. **(Alain Nazé et al ,2006)**

Le développement des méthodes de calcul a poussés les ingénieurs à la prise en compte des phénomènes post-élastiques dans les règlements parasismique telque le FEMA273et 356 et l'ATC40.

1.3. Principes de base des méthodes en déplacement :

1.3.1. Rappels théoriques élémentaires :

1.3.1.1 Spectre de réponse élastique :

La notion la plus répandue pour la représentation d'un séisme en ingénierie sismique est le spectre de réponse d'oscillateurs linéaires. Le spectre de réponse en accélération, vitesse ou déplacement met en évidence le contenu fréquentiel du mouvement : il fournit la réponse maximale d'oscillateurs linéaires élastiques soumis à un séisme. Cette réponse se calcule simplement pour un oscillateur linéaire de masse m , de raideur k et d'amortissement c , dont le déplacement relatif par rapport à son support soumis à une excitation sismique représentée par son accélérogramme $a(t)$, sera noté $u(t)$.

Ces spectres sont principalement utilisés pour le dimensionnement et la vérification des structures.

1.3.1.2 Spectres anélastiques d'oscillateurs :

La méthode la plus simple pour tenir compte des non linéarités matérielles du béton armé dans le dimensionnement est de diviser les efforts élastiques par un facteur de réduction appelé coefficient de comportement. Les spectres anélastiques sont calculés en supposant le comportement de l'oscillateur à un degré de liberté non linéaire.

1.3.1.3. Les rotules plastiques :

Une structure réelle est toujours soumise à des charges verticales (permanentes) qui se combinent aux actions horizontales (charges sismiques).

Pour une direction précise de l'effort horizontal, des moments ultimes s'ajoutent aux droits des zones critiques dites-pour le moment-zones de plastification et qui s'accumulent jusqu'à obtenir un mécanisme (la ruine). **(Seghir. N, 2010)**

Après la formation des rotules plastiques, les non-linéarités sont concentrées au niveau de ces dernières.

Dans le cas général, la longueur de chaque rotule L_p dépend de la ductilité mise en jeu et donc du niveau de chargement.

Une courbe force-déplacement ou moment-rotation est définie (pour chaque degré de liberté) lorsque que l'on assigne une rotule plastique à un élément linéaire. Cette courbe composée de 5 points A-B-C-D-E représentent le comportement avant et après plastification de l'élément.

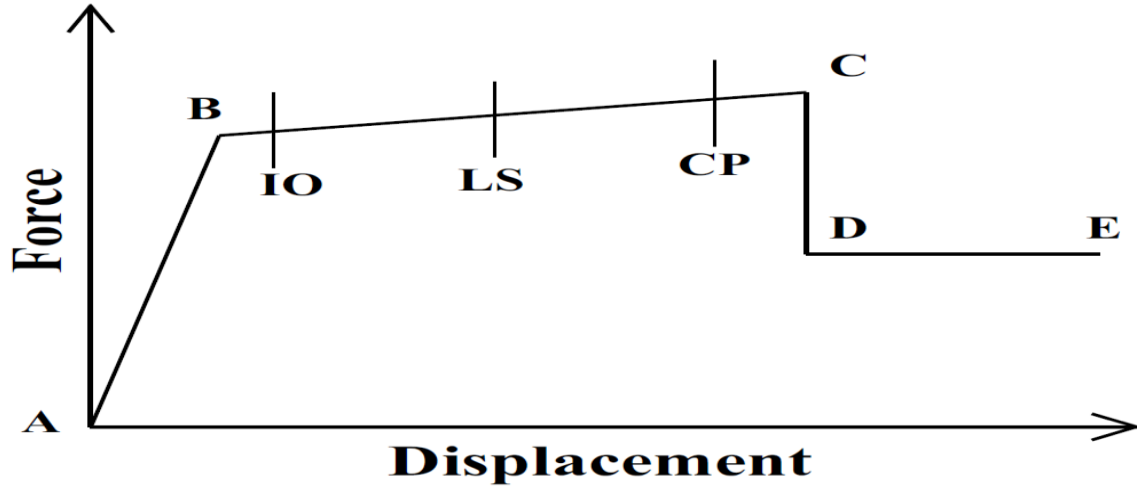


Figure 1.1 : Courbe de déformation plastique.

Le point A : L'origine ;

Le point B : L'initiation de la plastification (formation de la rotule plastique) ;

Le point C : La capacité ultime ;

Le point D : La résistance résiduelle ;

Le point E : La ruine totale ;

Après le point E, il est possible de faire chuter la charge à zéro ou bien d'extrapoler la courbe. (Sperber. V, 2011)

a. La longueur de la rotule plastique:

Dans la littérature, il existe plusieurs possibilités permettant de définir la longueur de la rotule plastique. Egalement, le SAP2000 peut calculer cette longueur automatiquement.

L'hypothèse de Priestley qui a été retenue dans l'équation suivante (1.1) avec une correction au moyen du facteur pour tenir compte de la capacité d'écroutissage réduite des aciers. Avec $0.08L_v$, la première partie de l'équation considère l'écroutissage de la section à l'encastrement et l'extension de l'allongement plastique due aux fissures inclinées de flexion accompagnée d'effort tranchant. La pénétration dans les fondations des allongements plastiques est prise en compte par le deuxième élément de l'équation $0.022f_s d_{bl}$. Elle est proportionnelle à la limite d'écoulement f_s et au diamètre d_{bl} de l'armature longitudinale. En cas d'augmentation de ces deux paramètres, la longueur

d'ancrage dans les fondations augmente elle aussi et, avec elle, la rotation à la section d'encastrement. (Seghir. N, 2010)

$$L_{pl} = a_{st}(0.08L_v + 0.022 f_s d_{bl}) \quad [\text{mm}] \quad (1.1)$$

Avec:

a_{st} : Coefficient de nuance d'acier ;

$$a_{st} = \begin{cases} 0.8 & \text{pour les aciers d'armature avec } \left(\frac{f_t}{f_s}\right) < 1.15 \\ 1 & \text{pour les aciers d'armatures avec } \left(\frac{f_t}{f_s}\right) \geq 1.15 \end{cases} \quad \text{et}$$

L_v : portée de cisaillement $L_v = M/V$ 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].

Le déplacement ultime Δ_u à la rupture de l'élément de construction peut être tiré du concept de la rotule plastique et des relations des figures (1.2) et (1.3). Afin d'être cohérent avec la littérature à ce sujet, il a été admis que la rotation plastique θ_p se situe à mi-hauteur de la rotule plastique. Ainsi, le déplacement ultime Δ_u peut être déterminé à l'aide de l'équation (1.2) comme la somme des déplacements élastiques Δ_y et plastique Δ_p . (Boussa. L, 2012)

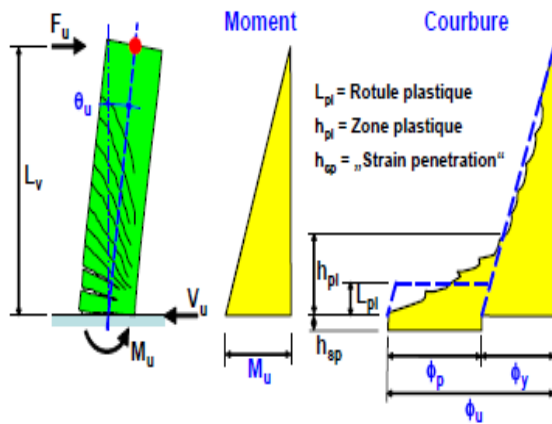


Figure 1.2: Réparation de la courbure ϕ le long d'un élément de construction plastifié. (Boussa. L, 2012)

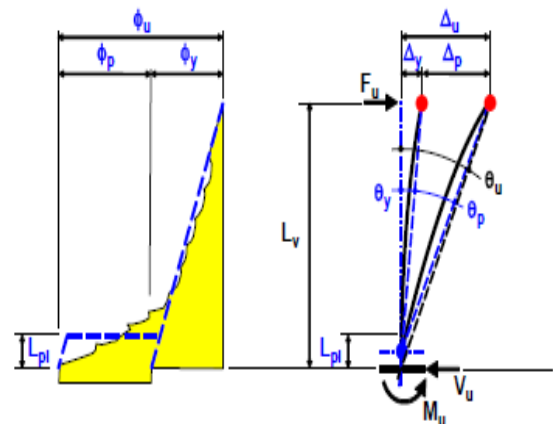


Figure 1.3: Rotation de la corde à la rupture θ_u d'un élément de construction. (Boussa. L, 2012)

$$\Delta_u = \theta_u L_v = \Delta_y + \Delta_p = \theta_y L_v + \theta_p (L_v - \frac{L_{pl}}{2}) \quad (1.2)$$

$$\theta_y = \frac{\Delta_y}{L_v} = \frac{\frac{F_y L_v^3}{3EI}}{L_v} = \frac{M_y L_v}{EI \cdot 3} = \Phi_y \frac{L_v}{3} \quad (1.3)$$

$$\Delta_y = \theta_y L_v \quad (1.4)$$

Avec :

θ_u , θ_p et θ_y sont respectivement les rotations ultime, plastique et élastique ;

Φ_y est la courbure élastique ;

EI est l'inertie multipliée par le module de Young.

La rotation plastique peut être calculée comme étant l'intégration de la courbure plastique dans la rotule plastique. l'équation (1.2) devient alors :

$$\theta_u L_v = \theta_y L_v + (\Phi_u - \Phi_y) L_{pl} (L_v - \frac{L_{pl}}{2}) \quad (1.5)$$

En divisant par L_v on obtient l'équation permettant de calculer la rotation de la corde à la rupture :

$$\theta_u = \theta_y + (\Phi_u - \Phi_y) L_{pl} (1 - \frac{L_{pl}}{2L_v}) \quad (1.6)$$

Φ_u : la courbure ultime de l'élément de construction.

b. Relation force-déplacement non linéaires :

Le calcul exact du comportement force-déplacement non linéaire est compliqué et pas toujours nécessaire. Dans la plupart des cas une approximation par une relation bilinéaire suffit. La figure (1.4) illustre le comportement réel et l'approximation bilinéaire d'une porte à faux élancé.

L'approximation bilinéaire est caractérisée par deux points :

* La plastification nominale (F_y, Δ_y) et

* La rupture (F_u, Δ_u).

Les efforts F_y et F_u peuvent être déterminés à l'aide de l'équation (1.7) à partir de la résistance de l'élément de construction à l'encastrement. Il faut remarquer ici que la résistance nominale F_y doit être déterminée à partir du moment de résistance nominal M_n .

$$F = M / L_v \quad (1.7)$$

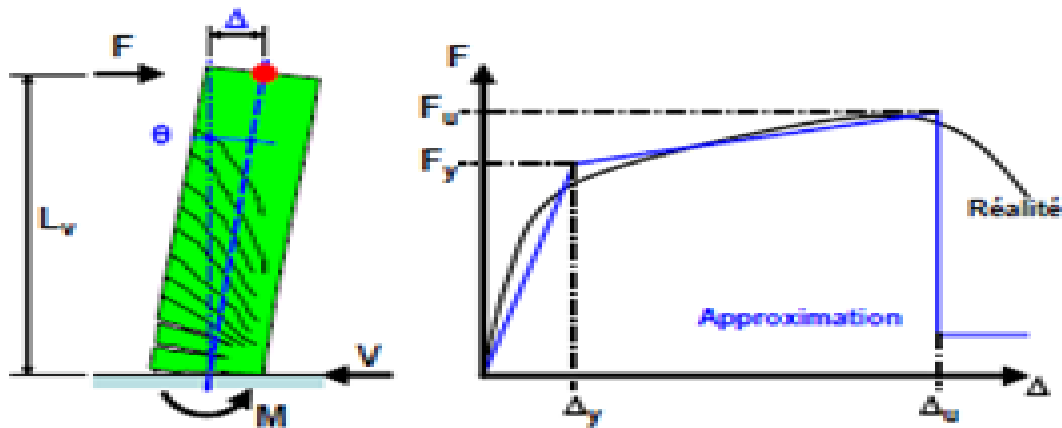


Figure 1.4: Relation force-déplacement non linéaire d'une porte à faux élancé.

c. Relation moment-courbure :

La relation moment-courbure réelle d'une section peut être aussi déterminée au moyen des multiples logiciels (exemple : USC_RC, SAP2000.....) existant en tenant compte des relations spécifiques contrainte-allongement des matériaux.

L'approximation bilinéaire peut se construire d'après les quatre pas décrit ci-après.

- 1) Il s'agit de déterminer en premier lieu le point le long de courbe moment -courbure réelle correspondant au début de la plastification ('' first yield''). Pour les éléments de construction soumis à un effort normal important comme les colonnes, ce point correspond soit au début de la plastification de l'acier dont l'allongement ϵ_s atteint la limite d'écoulement ϵ_y ou au début de la plastification du béton dont la déformation spécifique atteint 0.2%. Le premier atteint est déterminant. Ce point donne la courbure nominale de la plastification ϕ'_y et le moment d'où découle la rigidité élastique EI_y .

$$EI_y = \frac{M'_y}{\phi'_y} \quad (1.8)$$

- 2) Toujours le long de la courbe moment-courbure réelle, il s'agit ensuite de déterminer le point où, soit l'acier soit le béton, atteignent respectivement une

déformation spécifique ε_s ou ε_c . Le premier atteint est déterminant. De ce point découle la résistance nominale à la flexion M_n d'où peut être déduit la courbure nominale de plastification ϕ_y :

$$\phi_y = \phi_y \frac{M_n}{M_y} = \frac{M_n}{EI_y} \quad (1.9)$$

- 3) Le point de plastification nominale ('' Nominal yield '') ne se situe pas sur le diagramme moment-courbure réelle mais dépend des valeurs de M_n et de ϕ_y .
- 4) En dernier lieu, il s'agit de déterminer le point où est atteinte respectivement soit la déformation spécifique de l'acier $\varepsilon_s = \varepsilon_{s, \max}$ soit celle du béton $\varepsilon_c = \varepsilon_{c, \max}$. Le premier atteint est déterminant.

$\varepsilon_{c, \max}$ et $\varepsilon_{s, \max}$ représentent les valeurs maximales admissibles des déformations spécifiques des matériaux. A ce point correspond à la rupture de l'élément de construction, soit la courbure ultime ϕ_u et le moment de la rupture M_u .

Dans le cas de la section non ductile, elle peut donc donner les résultats pas tout à fait corrects.

1.3.1.4 Comportement non linéaire des structures en béton armé :

Le calcul des spectres de réponse linéaire suppose un comportement viscoélastique des oscillateurs. Dans la réalité, les matériaux et en particulier le béton armé exhibent un comportement non linéaire en raison de la fissuration et de l'écrasement du béton ainsi que de la plastification de l'acier.

a. Les modèles globaux :

Les modèles globaux reproduisent le comportement d'un élément de structure complet. Les lois de comportement globales couramment utilisées pour modéliser les structures en béton armé ainsi que pour les éléments non structuraux, sont généralement des lois simplifiées bilinéaires ou trilineaires comme la loi de Takeda pour le béton armé.

b. Les modèles locaux :

A ce niveau de modélisation, chaque matériau constitutif des éléments de structure étudiés peut être décrit. L'association de ces lois permet de représenter le comportement de l'élément mais la lourdeur des calculs associés à ces modèles limite leur utilisation à des structures ou des chargements simples.

c. Les modèles semi-globaux :

Ce type de modèle dit modèle à fibre ou modèle multicouche est basé sur une description géométrique à deux dimensions d'une section de poutre supposée se comporter sur le plan cinématique suivant les différentes théories de poutre. (Alain Nazé et al ,2006)

1.3.2. Evaluation du déplacement d'une structure au cours d'un séisme :

1.3.2.1. Analyse linéaire équivalente (règles de conservation) :

a. La règle de conservation des déplacements ou « règle de Newmark » :

La « règle de Newmark » est sans doute la méthode la plus simple en génie parasismique pour calculer le déplacement non linéaire d'une structure soumise à un séisme. Veletsos et Newmark (Newmark. N. M, 1960) montrent que le maximum du déplacement relatif d'un oscillateur simple dont le comportement non linéaire est représenté par un modèle élasto-plastique parfait est identique à celui d'un oscillateur simple élastique linéaire de mêmes fréquences propre et amortissement.

b. L'analyse par raideur sécante :

Sur la base de simulations numériques de la réponse d'oscillateurs simples représentatifs d'une structure en béton armé, Gulkan et Sozen en 1974, proposèrent de décrire la réponse non linéaire d'une structure à partir de la réponse linéaire d'un oscillateur élastique équivalent avec une raideur réduite effective et un amortissement majoré. (Alain Nazé et al ,2006)

La raideur équivalente est obtenue à partir de la raideur sécante de chaque élément de la structure soit :

$$EI_e^i = \frac{EI_f^i}{\mu_i} \quad (1.10)$$

Avec :

EI_e^i : La raideur sécante de l'élément « i » de la structure équivalente ;

EI_f^i : La raideur initiale de l'élément « i » de la structure réelle ;

μ_i : La ductilité admissible en rotation de l'élément « i ».

1.3.2.2 Analyse non linéaire statique équivalente : méthode du « pushover » :**a. Principe de Pushover :**

Le nom de « push-over » vient de ce que le fondement de la méthode consiste à établir une courbe effort-déplacement unique pour caractériser le comportement de la structure en la « poussant » de plus en plus fort. Il s'agit d'un calcul statique, prenant en compte un modèle non linéaire ou linéaire équivalent, dans lequel les charges gravitaires restent constantes et les efforts horizontaux, appliqués au niveau des masses du modèle de la structure pour reproduire les forces d'inertie représentatives de l'action sismique, ont une répartition généralement semblable à celle des déplacements du mode fondamental de vibration et sont multipliés par un facteur croissant λ jusqu'à l'obtention d'un état d'endommagement plastique considéré comme représentant la limite de ce qui est acceptable pour la sécurité. (Alain Nazé et al ,2006)

b. 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.
- ❖ La détermination des sollicitations réelles sur les éléments fragiles.
- ❖ L'identification des zones critiques dans lesquelles les déformations sont supposées être grandes.

L'exécution d'un calcul Pushover a pour objectif d'éviter de se lancer dans des méthodes plus poussées comme par exemple des calculs non linéaires dynamiques temporels.

Le calcul non linéaire permet d'obtenir une courbe de capacité de la structure.



Cette courbe de capacité est obtenue par la méthode expliquée dans la figure 1.5.

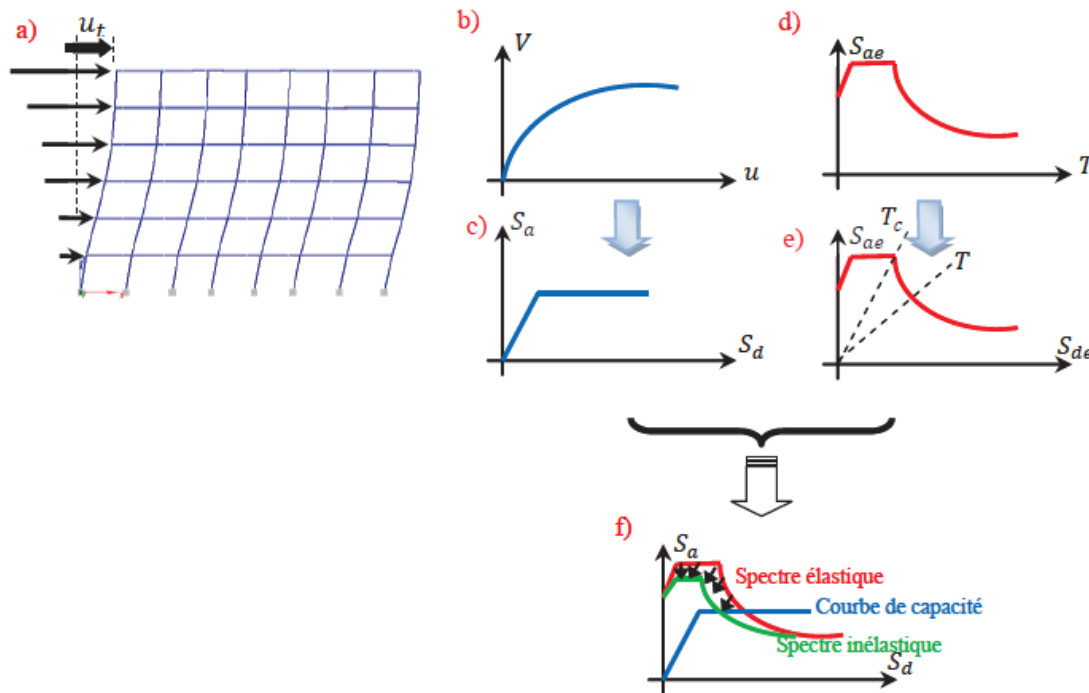


Figure 1.5: Méthode de spectre de capacité: a) Structure, b) Courbe Pushover, c) Conversion de la courbe Pushover à une courbe de capacité, d) Spectre élastique, e) Conversion du spectre élastique d'un format standard à un format accélération-déplacement, f) Détermination du déplacement.

c. Calcul du point de performance par une approche en amortissement :

L'intérêt du pushover dans le cadre de son application aux méthodes en déplacement consiste entre autre à superposer une courbe représentant la capacité résistante d'une structure issue d'une analyse statique non linéaire par push-over avec une courbe représentative de la sollicitation apportée par le séisme. L'intersection de ces deux courbes évaluées à partir des considérations qui vont suivre représente un point de performance permettant d'évaluer le déplacement maximal que la structure subira.

d. Calcul du point de performance par une 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 anélastiques sont utilisés. Pour cette raison, la méthode est dite méthode en ductilité.

1.3.2.3 L'analyse transitoire non linéaire :

Parmi les nombreuses méthodes d'analyses sismiques destinées à calculer la réponse en déplacement d'une structure, l'analyse dynamique non linéaire temporelle pas-à-pas peut

sembler la plus complète pour le calcul de la réponse d'une structure à une excitation déterministe. Ces calculs sont plus délicats à réaliser et à interpréter que celles de pushover.

Les principes des calculs transitoires utilisés exploitent des algorithmes de résolution implicite ou explicite destinés à résoudre l'équation matricielle du mouvement $u(t)$ pas-à-pas :

$$[M] \{\ddot{u}\} + [C] \{\dot{u}\} + \{F_{int}\} = \{F(t)\} \quad (1.11)$$

$[M]$: La matrice de masse du système ;

$[C]$: La matrice d'amortissement ;

$\{F_{int}\}$: Les forces internes ;

$\{F(t)\}$: Les forces externes.

1.4. Conclusion :

On s'est intéressée dans ce premier chapitre aux notions générales de l'analyse dynamique non linéaire et de la méthode en déplacement. Dans le chapitre 02 on vas présenter l'ouvrage étudié dans ce mémoire par ces méthodes.

CHAPITRE 02

PRESENTATION DE L'OUVRAGE

Présentation de l'ouvrage

2.1. Introduction :

Dans ce chapitre nous présentons l'ouvrage étudié dans ce mémoire. C'est un pont à poutre en béton précontraint situé dans la wilaya de AIN DEFLA. On note que cette étude est une continuité d'un travail qui a été élaborer dans le cadre d'un projet d'AUTOROUTE EST-OUEST D'ALGERIE.

2.2. Présentation de l'ouvrage :

2.2.1. Situation de l'ouvrage :

Le viaduc PK.44 est réalisé à **EL KHMIS** (WILAYA.AIN DEFLA). C'est un pont à 4 travées de longueur de 26 m.



Figure 2.1: Vue de l'ouvrage choisis.

2.2.2. Conception :

Le pont étudié est composé des éléments suivants :

***Le tablier** : Le tablier est constitué par des poutres en prés tension, surmontées d'une dalle en béton précontraint d'épaisseur de 20 cm

***Les culées** : Les deux culées à envisager sont des culées massives. Chacune des culées est constituée par un mur garde grève, un mur de front, deux murs en retours, une dalle de transition et un corbeau arrière.

***La pile** : La pile est constituée par deux futs et un chevêtre.

* **Le type de fondations** : Sur la base du rapport de sol, le type de fondation retenu est de type fondations profondes.

Le pont est biais d'un angle de 68.68° avec un dévers de 2.5%. Son tracé en plan est représenté par la figure 2.1.

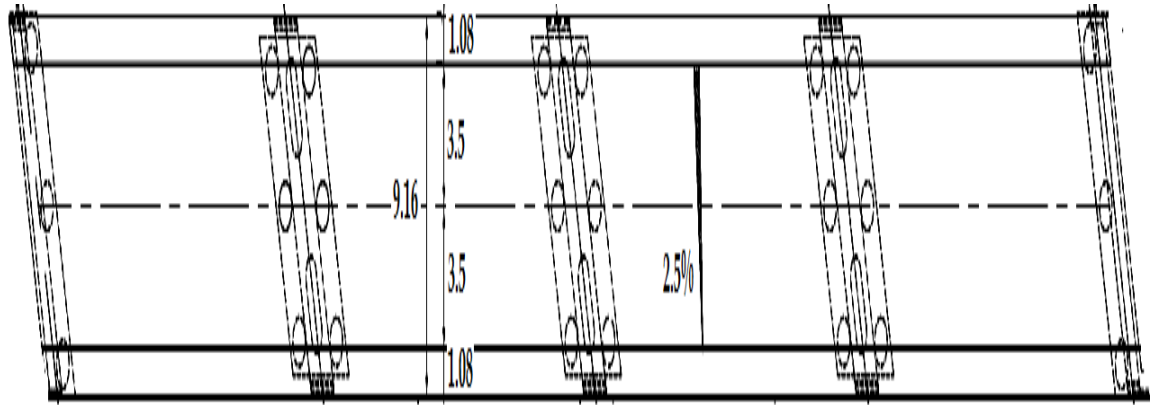


Figure 2.1: Tracé en plan.

L'ouvrage étudié a une longueur de 103.9m, il est composé de quatre travées, deux travées de rive de 25.65m, et deux intermédiaires de 26.30m, les piles ont une hauteur constante de 5.6m, le tracé de la voie présente une pente de 5.25% d'une part et d'autre. (Figure 2.2)

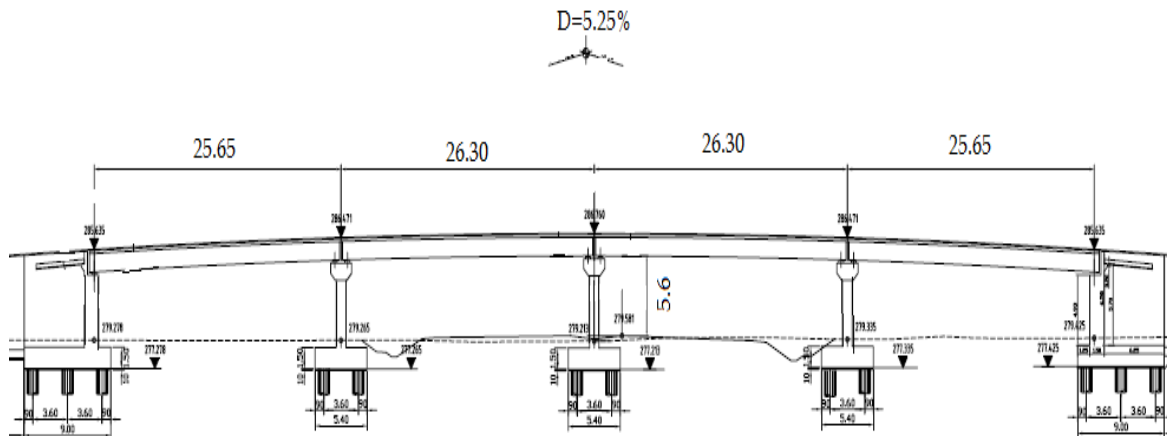


Figure 2.2: Profil en long du pont.

Le profil en travers est l'ensemble des éléments qui définissent la géométrie et les équipements de la voie dans le sens transversale. La figure 2.3 présente le profil en travers du pont étudié.

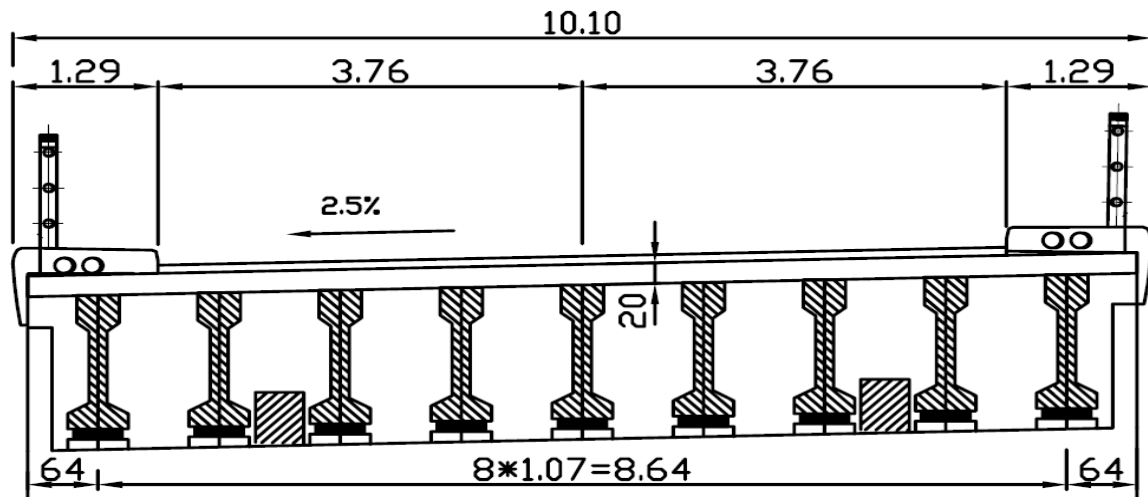


Figure 2.3: Profil en travers du pont étudié.

Le tablier est composé de neuf poutres espacées de 1.12m, les dimensions de la section de ces poutres sont données par la figure 2.5.

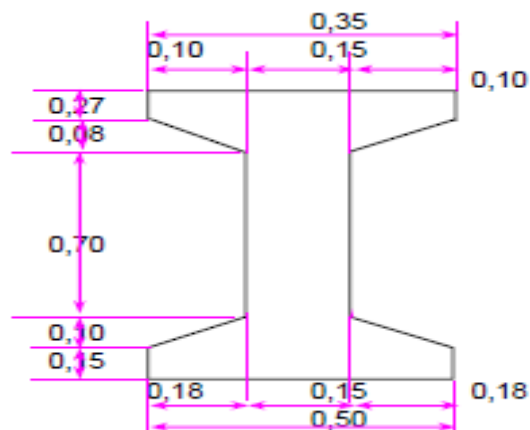


Figure 2.5: La section de la poutre.

On présente par la suite quelques caractéristiques géométriques du présent pont :

Portée des travées : 25 m

Longueur total des poutres : 26 m

Hauteur des poutres : 1,3 m

Nombre des poutres par travée : 9 poutres

Largeur total du tablier L : 9,16 m

Largeur du trottoir L_t : 1,08 m

Nombre de voies : 2

Classe du pont : Pont de 1ère classe

2.3. Caractéristiques des appuis :

2.3.1. Les piles :

Comme il a été indiqué précédemment le pont est constitué de trois piles, chaque pile a deux futs de hauteurs constantes comme c'est illustré dans le tableau (2.1).

Tableau 2.1: Les caractéristiques des piles du pont.

		Hauteur(m)	Longueur(m)	Largeur(m)
Pile 1	Fut 1	5.6	1	2.5
	Fut 2	5.6	1	2.5
Pile 2	Fut 1	5.6	1	2.5
	Fut 2	5.6	1	2.5
Pile 3	Fut 1	5.6	1	2.5
	Fut 2	5.6	1	2.5

2.3.2. Les appareils d'appuis :

La liaison entre le tablier et les appuis (piles et culées) est constituée par des appareils d'appuis.

L'appareil d'appui utilisé est en élastomère fretté, il a les caractéristiques suivantes (figure 2.6)

*Module d'élasticité transversal de l'élastomère (G) : 1,2 MPa

*Largeur : 0,25 m

*Longueur : 0,3 m

*Épaisseur de l'élastomère = 0.05 m

Donc la raideur de l'appareil d'appui est de 1800 kN / m

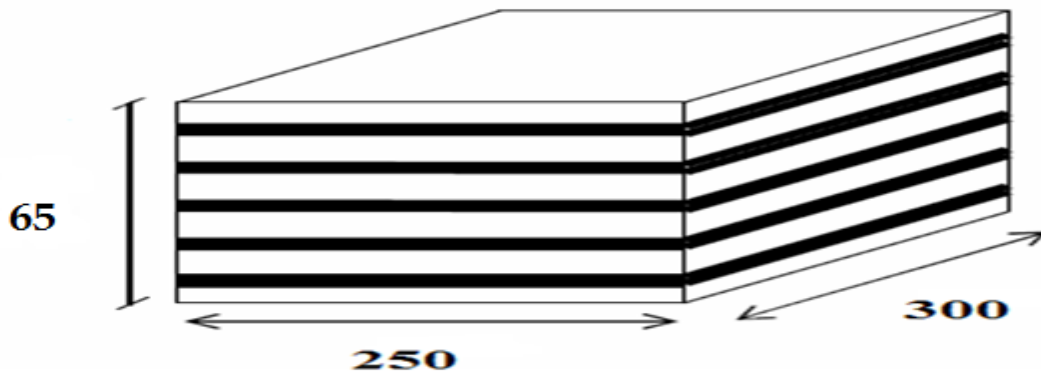


Figure 2.6 : L'appareil d'appui du pont étudié.

2.4. Caractéristiques des matériaux de construction constituant le pont :

2.4.1. Béton :

Le béton est défini par une masse volumique normale ($\rho \cong 2500 \text{ kg/m}^3$), et avec une quantité minimum de 100 kg de ciment par m^2 de béton. Ainsi que par la valeur de sa résistance à la compression f_{c28} , les valeurs de f_{c28} utilisées par ce projet dépendent des éléments du pont, Elles sont données par le tableau 2.2.

Tableau 2.2 : Caractéristiques mécaniques du béton.

Résistance (MPa)	RN35 ($f_{ck} \geq 35 \text{ Mpa}$)	RN27 ($f_{ck} \geq 27 \text{ Mpa}$)
Eléments	Poutres en béton armé, Tablier et pieux	Culées, piles, chevêtres, dalles de transition, semelles, barrières, trottoirs, et autres éléments

2.4.2 Acier :

Les caractéristiques mécaniques des aciers utilisés pour la réalisation de cet ouvrage sont données par le tableau 2.3.

Tableau 2.3 : Caractéristiques mécaniques des aciers

Module de déformation élastique	$E_s = 2.0 \times 10^5 \text{MPa}$
Poids volumique	$\gamma = 7850 \text{kg/m}^3$
Limite élastique : barres lisses(FeE235)	$F_e = 235 \text{MPa}$
Limite élastique : aciers tores(FeE500II)	$F_e = 500 \text{MPa}$
Limite élastique : treillis soudé (FeE500III)	$F_e = 500 \text{MPa}$

2.5. Conclusion :

Dans ce chapitre on a présenté le pont étudié, c'est un pont biais autoroutier qui est composé de quatre travées de portée différentes et neufs poutres espacées de 1.12m, et de trois piles chaque pile a deux futs et un chevêtre d'hauteurs constantes ainsi qu'un appareil d'appui en élastomère fretté. Dans le chapitre suivant on va passer à la modélisation.



CHAPITRE 03

MODELISATION DU PONT

Modélisation du pont

3.1. Introduction :

Le présent chapitre est consacré à la modélisation linéaire et non linéaire du pont choisi par le code de calcul des éléments finis « **SAP2000** », c'est un logiciel de calcul et de conception des structures d'ingénierie particulièrement les ouvrages de génie civil.

3.2. Modèle linéaire du pont :

Le modèle en éléments finis utilisé pour l'étude dynamique linéaire du pont est en 3D. Les éléments utilisés sont, d'une part, la poutre à 2 nœuds (Beam element) pour modéliser le tablier et les fûts des piles et, d'autre part, les éléments de liaison (Link element) pour modéliser les appareils d'appuis. Les piles sont supposées parfaitement encastrées à leur base.

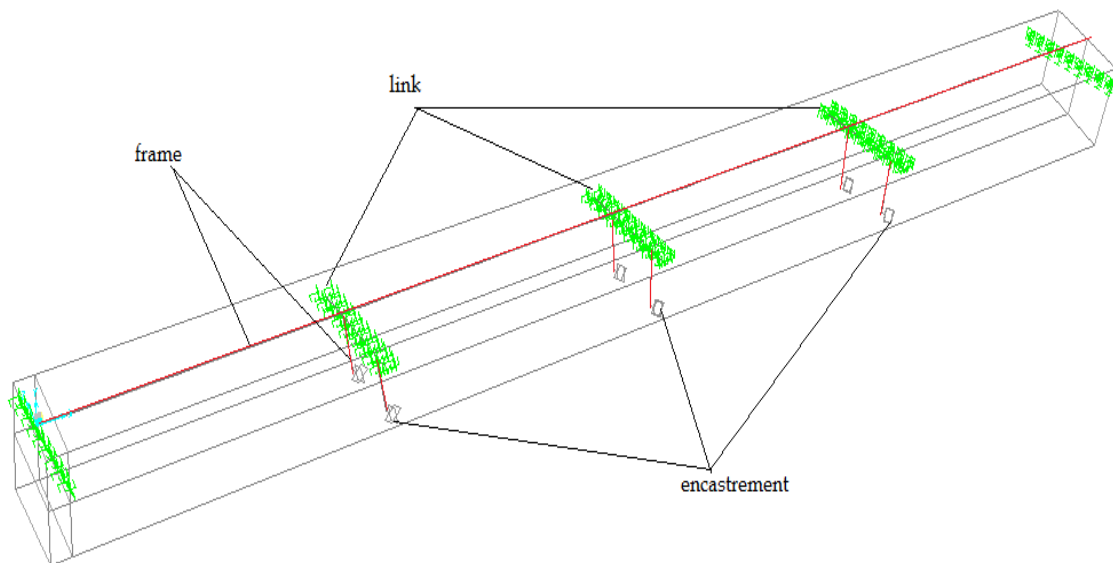


Figure 3.1 : modèle linéaire du pont en 3D.

3.3. Modèle non linéaire :

Dans les caractéristiques de conception actuelles des ponts routiers, le comportement inélastique et les dommages sont permis de se développer, dans une certaine mesure, dans les composants de ponts sous séisme, de sorte à éviter les conceptions élastiques trop coûteuses. Les grandes déformations inélastique et les dommages dans la superstructure

du pont ne sont pas souhaitables car elles ne peuvent pas être facilement inspectés et réparés, et peut rendre l'ensemble du pont irréparable. Dans la pratique, les superstructures de pont sont conçues pour demeurer élastique. Les Colonnes et les culées sont les composants idéals pour dissiper l'énergie sismique d'entrée en permettant un comportement inélastique. **(Lou. L, 2006)**

La modélisation et l'analyse non linéaire permet une détermination plus précise des contraintes, déformations, les forces et les déplacements des composants critiques, les résultats qui peuvent ensuite être utilisés pour la conception finale des sous-systèmes de pont ou de l'évaluation de la capacité globale de pont et ductilité. **(Aviram. A, 2008)**

Dans notre étude en se base sur le comportement non linéaire des colonnes et des appareils d'appuis, la non linéarité considéré est celle des matériaux.

Pour simuler le comportement inélastique des colonnes, on utilise un modèle en rotule plastique.

3.3.1. La non linéarité des piles :

Le comportement non linéaire des piles est modélisé par un modèle à rotules plastiques, les futs des piles sont encastré à la base et libre en tête. On a introduit les rotules à la base de chaque fut.

Dans ce cas la longueur de la rotule plastique est calculée par la formule suivante :

$$L_{pl} = a_{st} (0.08L_v + 0.022 f_s d_{bl}) \quad [\text{mm}]$$

Elle est égale à $=360\text{mm} = 0.36\text{m}$.

D'abords on a utilisé le code **USC-RC** pour déterminer le comportement non linéaire des sections des colonnes de pont. La figure 3.2 présente l'interface de ce code et les données relatives des colonnes du pont étudié.

L'effort normal est de 2017 KN

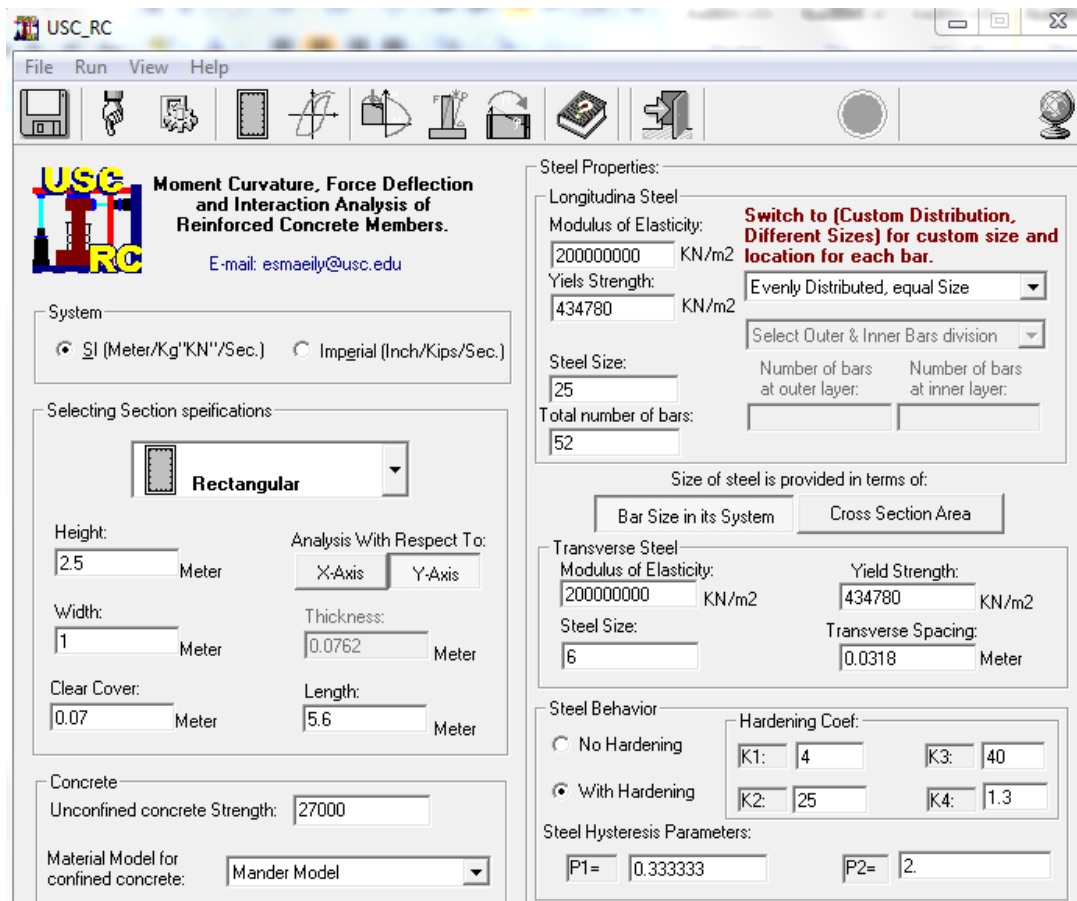


Figure 3.2: Interface du code USC-RC.

Pour établir cette Moment –courbure pour la section des piles du pont étudié, le modèle de contrainte-déformation de Mander pour le béton confiné et le modèle de USC-RC de l'acier pour le ferrailage ont été employés pour l'analyse.

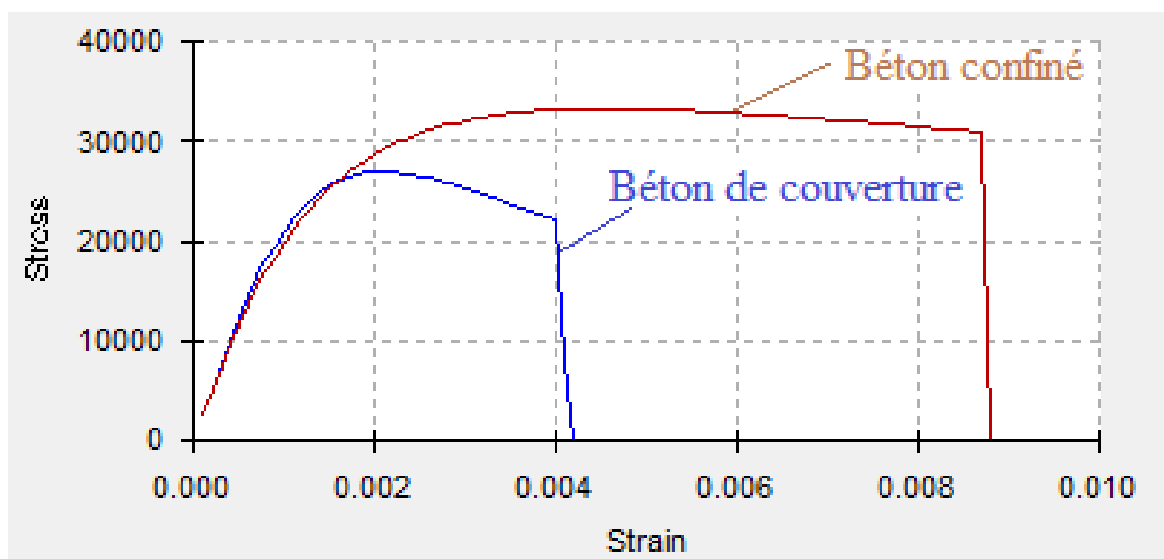


Figure 3.3 : Modèle de béton de la pile.

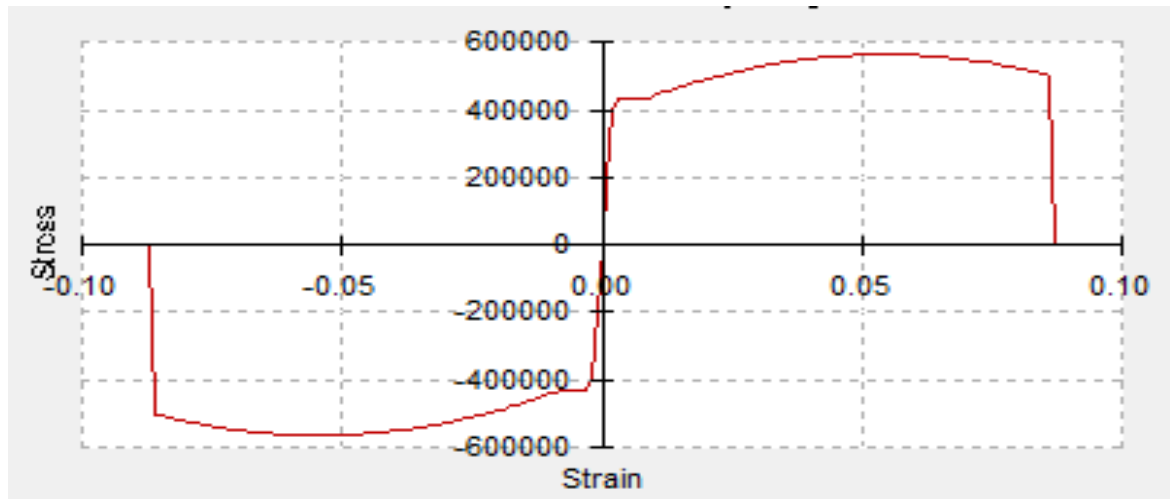


Figure 3.4: Modèle de l'acier de la pile

En utilisant le code USC-RC on a obtenue la courbe Moment-Courbure donnée par la figure 3.5.

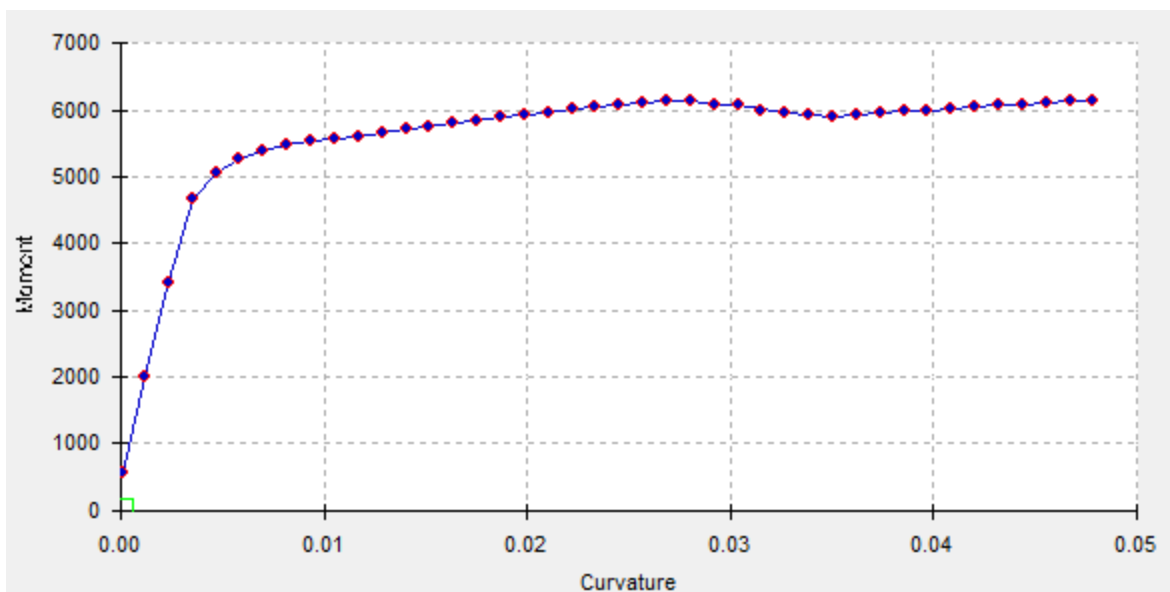


Figure 3.5 : Diagramme de moment-courbure.

On peut aussi utiliser le logiciel **SAP2000** pour déterminer le comportement non linéaire des sections des colonnes de pont. La courbe établie est illustrée par la figure 3.6.

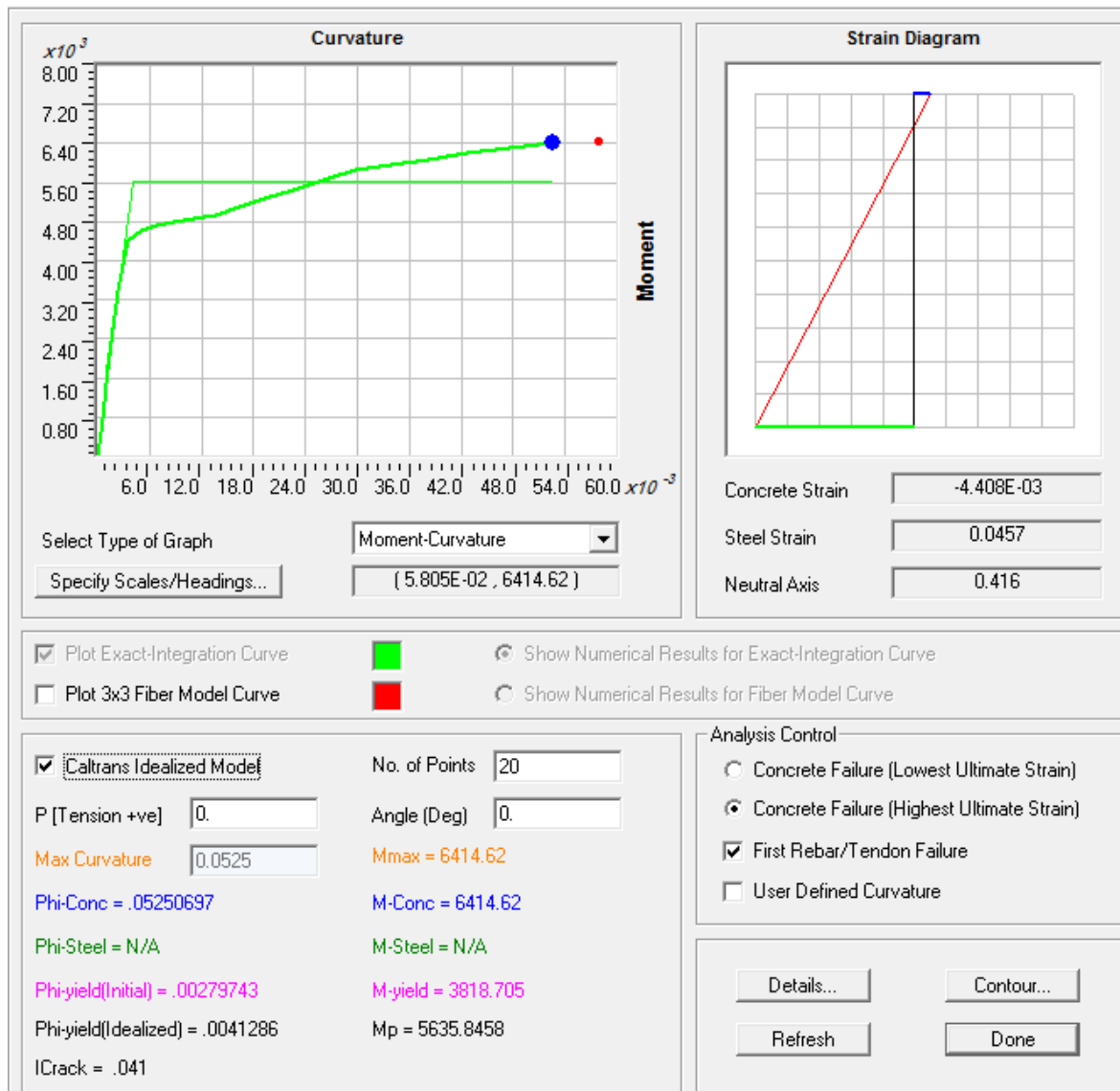


Figure 3.6: courbe moment-courbure obtenue à partir du SAP2000.

Dans notre mémoire, on a utilisé le logiciel SAP2000 pour modéliser le comportement non linéaire. En comparant les deux courbes données par USC-RC et SAP2000 on remarque que les deux résultats sont comparables.

La figure 3.7 présente les lois moment-courbure introduites aux rotules des futs des piles.

Frame Hinge Property Data for FH1 - Moment M3

Edit

Displacement Control Parameters

Point	Moment/SF	Curvature/SF
E-	0	-1.47
D-	0	-1.47
C-	-1	-1.47
B-	-1	0
A	0	0
B	1	0
C	1	1.47
D	0	1.47
E	0	1.47

☒ Symmetric

Load Carrying Capacity Beyond Point E

☐ Drops To Zero

☒ Is Extrapolated

Scaling for Moment and Curvature

☐ Use Yield Moment

Moment SF Positive Negative

☐ Use Yield Curvature (Steel Objects Only)

Curvature Positive Negative

Acceptance Criteria (Plastic Curvature/SF)

☒ Immediate Occupancy

Positive Negative

☒ Life Safety

Positive Negative

☒ Collapse Prevention

Positive Negative

☐ Show Acceptance Criteria on Plot

Type

☐ Moment - Rotation

☒ Moment - Curvature

Hinge Length

☐ Relative Length

Hysteresis Type And Parameters

Hysteresis Type

No Parameters Are Required For This Hysteresis Type

OK Cancel

Figure 3.7: Les propriétés de la rotule plastique.

3.3.2. La non linéarité des appareils d'appuis :

La non linéarité de l'appareil d'appuis dépend de la relation force-déplacement, Pour déterminer cette relation il faut d'abord calculer la force axiale appliquée sur elle.

Le poids de la superstructure est 12330.31 KN. Vu que il y a trois piles (les culés portent seulement la moitié du poids de travée) donc la force normale par pile est 4110.10 KN, et par fut est 2055.05 KN. On a neufs poutres dans chaque travée, ça veut dire il y a 18 appareils d'appuis dans chaque pile.

$$N = \frac{4110.10}{18} = 228.33 \text{ KN} ;$$

$$F_y = N * C_f = 91 \text{ KN} ;$$

$$U_y = \frac{F_y}{K} = 0.05 \text{ m.}$$

Avec :

F_y : la force maximale ;

N : l'effort axial ;

C_f : le coefficient de frottement dynamique entre le béton et le néoprène est 0.40 ;

K : la rigidité de l'appareil d'appui ;

U_y : le déplacement maximal.

$$\begin{cases} F_y = 91 \text{ KN} \\ U_y = 0.05 \text{ m} \end{cases}$$

La figure ci-après représente le comportement non linéaire de l'appareil d'appui, on a utilisés le model TAKEDA :

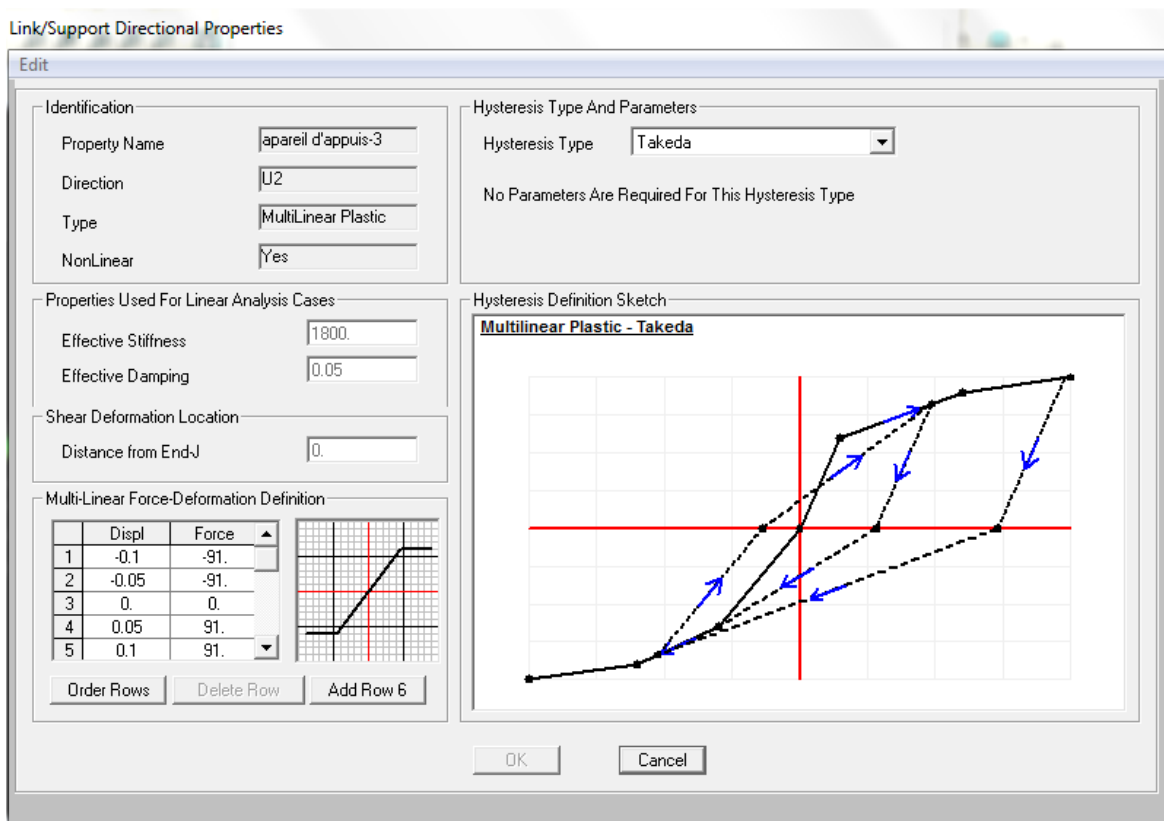


Figure 3.8: Comportement non linéaire de l'appareil d'appui.

3.4. L'analyse statique non linéaire-Pushover :

3.4.1. Description de l'analyse Pushover par le SAP2000 :

L'analyse statique pushover est en train de devenir un outil très utilisé pour l'évaluation de la performance sismique des structures existantes et nouvelles. L'attente est que l'analyse pushover va fournir des informations adéquates sur les exigences sismiques imposées par le mouvement du sol de conception sur le système structurel et de ses composants.

Cette analyse est une analyse non linéaire statique sous charge verticale permanente et en augmentant progressivement les charges latérales. Les charges latérales statiques équivalentes représentent environ les forces sismiques induites. Une parcelle du cisaillement de base total par rapport au déplacement maximum dans une structure est obtenue par cette analyse qui pourrait indiquer une défaillance prématurée ou de faiblesse. L'analyse est effectuée jusqu'à l'échec, donc il permet de déterminer la charge de l'effondrement et de la capacité de ductilité. Sur un bâti de construction, et la rotation de plastique est surveillée, et des forces élastiques latéraux par rapport à la réponse de déplacement de la structure complète est calculée analytiquement.

Les étapes suivantes sont incluses dans l'analyse Pushover par le SAP2000 :

1. Créez le modèle de base du pont étudié (sans les données Pushover) de la manière habituelle en utilisant l'interface graphique de SAP2000 qui rend la tâche rapide et facile.

Figure (3.1)

2. Définir les propriétés et les critères d'acceptation pour la rotule de pushover comme le montre la figure (3.7).

3. Le programme comprend plusieurs propriétés de rotule par défaut intégrés qui sont basées sur des valeurs moyennes de l'ATC-40 pour le béton et des valeurs moyennes de la FEMA-273 pour l'acier. Ces propriétés par défaut peuvent être utiles pour des analyses préliminaires, mais les propriétés définies par l'utilisateur sont recommandés pour les analyses finales, dans notre cas nous avons utilisées les propriétés définies.

4. Localiser le pushover dans notre modèle en sélectionnant un ou plusieurs éléments du

pont et en les affectant une ou plusieurs propriétés de rotule.

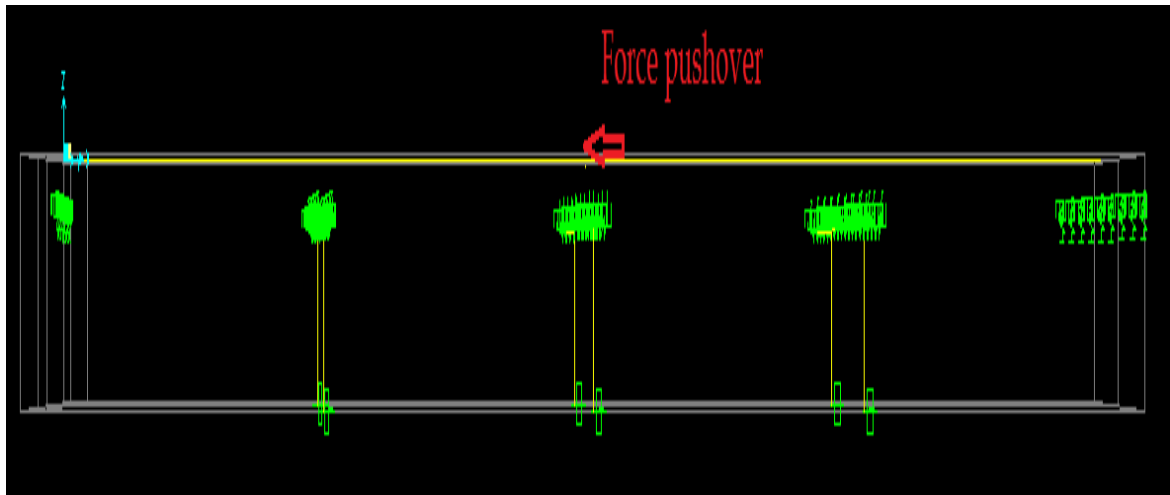


Figure 3.9: l'emplacement de la force Pushover.

5. Définir les cas de charge pushover. Dans le SAP2000 plus d'un cas de charge peut être exécuté dans la même analyse. Aussi un cas de charge pushover peut commencer par les conditions définitives d'un autre cas de charge pushover qui a déjà été exécuté dans la même analyse.

Nous avons créées deux cas de charge statique non linéaire DEAD sous le poids propre et PUSHOVER sous une charge latérale égale au poids propre. (figure3.10) et (figure3.11)

Typiquement, le premier cas de charge pushover est utilisé pour appliquer une charge de gravité et les cas de charges latérale puis subséquents sont mentionnés à commencer par les conditions définitives de pushover de gravité. Les cas de charges latérales peuvent être force contrôlée, qui est, poussé à un certain niveau de force définie, ou ils peuvent être déplacement contrôlé, qui est, poussés à un déplacement spécifié. SAP2000 permet la distribution de force latérale utilisée dans pushover à être basé sur une accélération uniforme dans une direction déterminée, une forme de mode spécifié, ou d'un cas de charge statique définie par l'utilisateur.

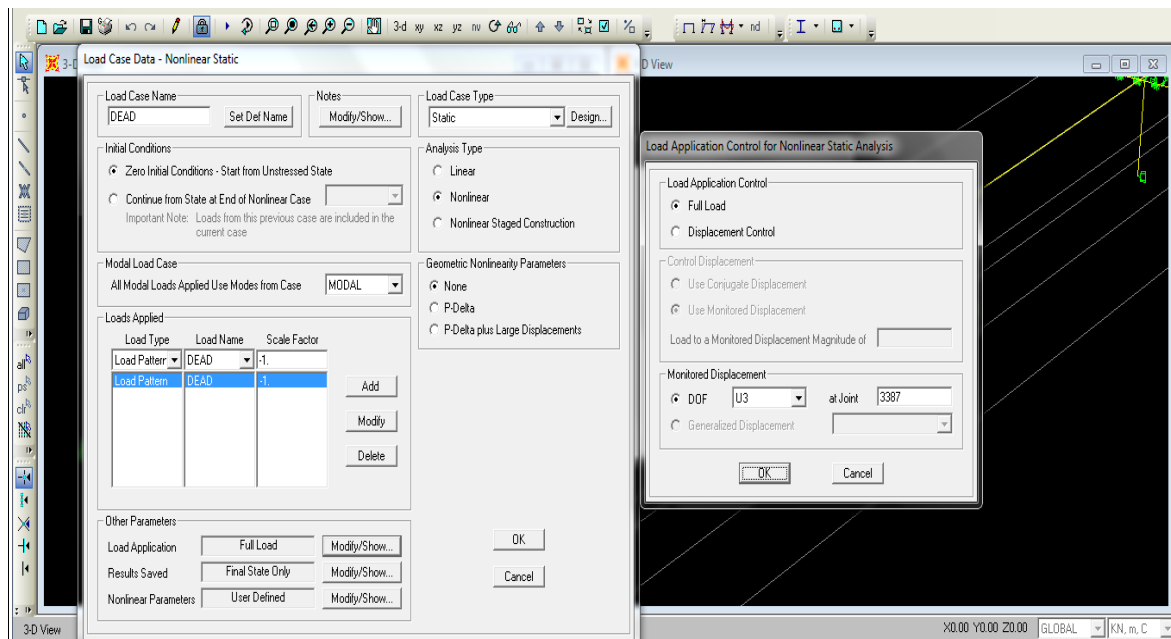


Figure 3.10: Les caractéristiques de cas de charge du poids propre(DEAD).

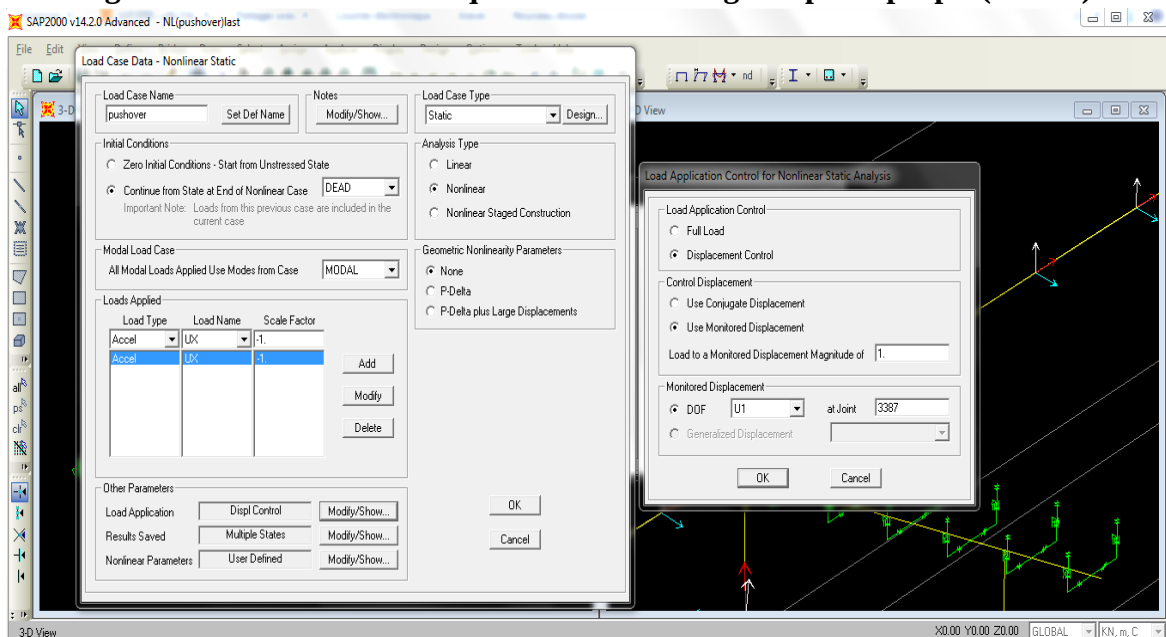


Figure 3.11: Les caractéristiques de cas de charge de Pushover.

6. Exécutez l'analyse statique de base et, si désiré, analyse dynamique. Ensuite, exécutez l'analyse de Pushover non linéaire statique.

3.4.2. Les paramètres de l'analyse statique non linéaire :

3.4.2.1 Le nombre d'itérations à enregistrer :

Dans notre cas, le nombre d'itérations minimal considéré pour obtenir une convergence acceptable est de 400 itérations. La figure 3.12 présente le nombre d'itération à enregistrer sur les courbes Pushover dans le SAP2000.

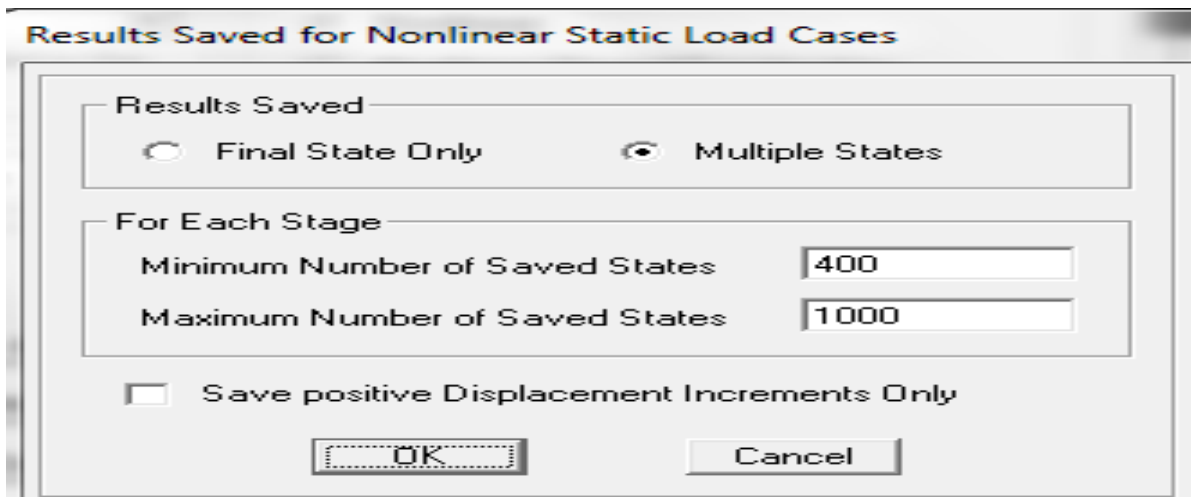


Figure 3.12: L'intervalle du nombre d'itérations à enregistrer sur les courbes Pushover.

3.4.2.2 Le nœud de contrôle :

Le nœud de contrôle est le nœud où l'on va appliquer la force et récupérer le déplacement maximal lors de l'analyse Pushover. C'est le déplacement de ce dernier qui est représenté en abscisse dans la courbe Pushover.

Pour notre cas, on a appliqué le déplacement maximal dans le centre de la superstructure. Voir figure (3.9)

La valeur du déplacement contrôlé correspond au déplacement maximal (au nœud de contrôle) jusqu'à où l'analyse Pushover va être réalisée, dans le cas étudié, on a considéré un déplacement maximal de 1m.

3.5. Conclusion :

Dans ce chapitre, on a présenté le modèle linéaire et non linéaire du pont étudié en utilisant le **SAP2000**. Ces modèles vont être utilisés pour l'analyse dynamique linéaire et non linéaire de l'ouvrage choisie, dans le chapitre suivant.

CHAPITRE 04

ESTIMATION ET INTERPR2TATION DES RESULTATS

Estimation et interprétation des résultats

4.1. Introduction :

On a présenté et modélisé le pont étudié dans les précédents chapitres. Ce chapitre est consacré à l'estimation et l'interprétation des résultats obtenus dans les analyses linéaires (spectrale et temporelle) et non linéaire (temporelle) ainsi que l'analyse statique non linéaire (pushover). Ces résultats sont représentés en termes de forces internes, déplacement et de ductilité.

Dans ce chapitre on présente aussi l'action sismique utilisée pour les deux analyses linéaire et non linéaire.

4.2. Analyse modale :

Après l'analyse modale du pont on a constaté que pour l'analyse dynamique du présent pont il est nécessaire de prendre 76 modes pour que le cumul des facteurs de participation modale atteigne 90% de la masse totale de la structure, dans les sens longitudinale, transversale et verticale. (Tableau 4.1)

Cependant puisque dans le présent travail on s'intéresse qu'aux deux sens longitudinale et transversale 47 modes peuvent être suffisants.

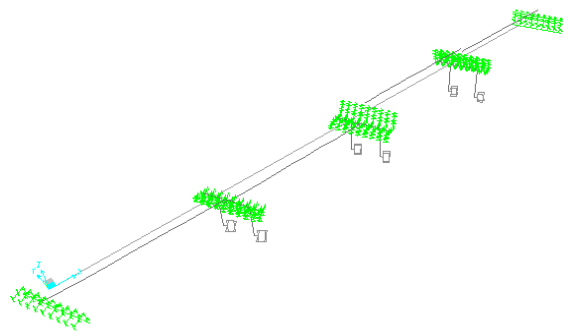
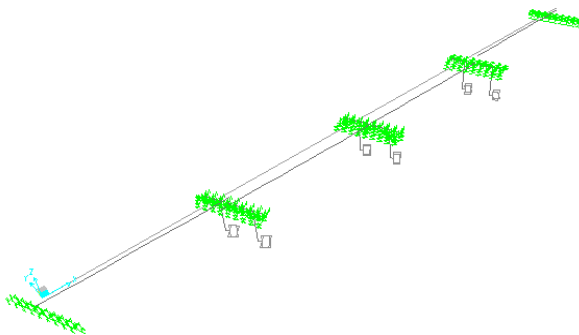
Tableau 4.1 : Périodes et Facteurs de participation de la masse modale

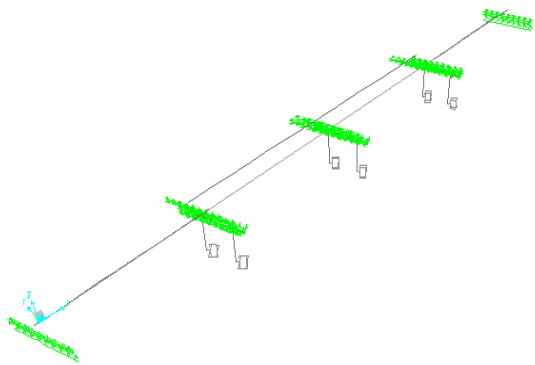
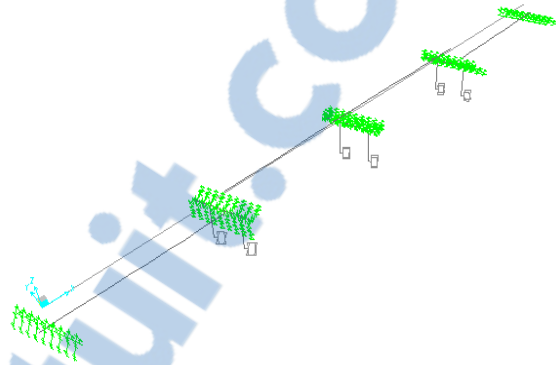
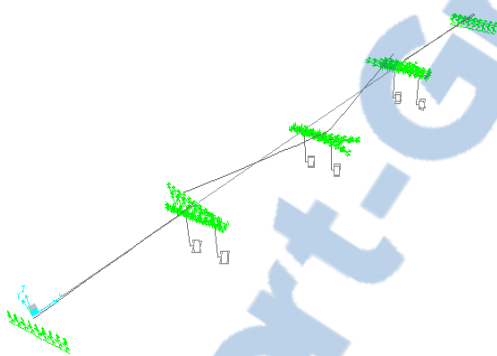
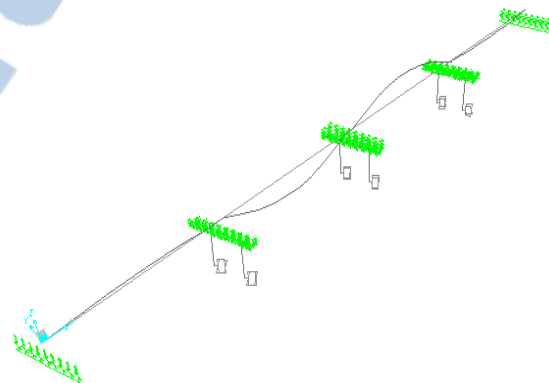
Mode	T (s)	Participation (%)		
		EL	ET	EV
1	0.67	43.93	20.70	0
2	0.65	43.94	20.71	0
3	0.64	61.61	50.02	0
4	0.63	62.98	70.17	0
5	0.38	79.55	78.11	0
6	0.21	79.56	78.14	14.12
Total avec 19 modes		90.18	81.99	58.70
Total avec 47 modes		94.67	96.49	58.72
Total avec 76 modes		95.43	96.58	90.57

On présente les 6 modes ci-dessous :

Mode1 : T=0.67s.

Mode2 : T=0.65s.



Mode3 : $T=0.64s$.Mode4 : $T= 0.63s$.Mode5 : $T=0.38s$.Mode6 : $T=0.21s$.

4.3. Action sismique :

4.3.1. Détermination des actions sismiques :

Le séisme est traité comme une action accidentelle, cette dernière est déterminée selon le règlement parasismique des ouvrages d'arts RPOA. (R.P.O.A, 2008)

Selon ce règlement on a tiré les données sismiques suivantes :

❖ **Zone de sismicité :**

L'ouvrage est projeté dans une zone de sismicité de classe IIb.

❖ **Classe de l'ouvrage :**

L'ouvrage est rangé en groupe 2.

❖ **Coefficient d'accélération :**

Le coefficient d'accélération de zone 'A' est déterminé par le tableau 4.2 :

Tableau 4.2 : coefficient d'accélération de zone 'A'

Groupe du pont	Zone sismique			
	I	IIa	IIb	III
1	0.15	0.25	0.30	0.40
2	0.12	0.20	0.25	0.30
3	0.10	0.15	0.20	0.25

Donc pour l'ouvrage étudié $A=0.25g$.

❖ **Classification des sols :**

L'ouvrage est implanté sur un dépôt de sables et de graviers denses à très denses donc le site considéré dans cette étude est un site ferme 'S2'.

Le spectre de réponse élastique utilisé pour l'étude dynamique spectrale du présent pont est défini par deux composantes horizontales et une verticale elles sont définies comme suit :

❖ **La composante horizontale :**

$$S_{ae}(T, \xi)_{(m/s^2)} = \begin{cases} AgS(1 + \frac{T}{T_1}(2.5\eta - 1)) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta AgS & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta AgS \left(\frac{T_2}{T} \right) & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta AgS \left(\frac{3T_2}{T^2} \right) & T \geq 3.0s \end{cases}$$

Avec :

g : Accélération de la pesanteur ($=9.81m/s$)

S : Coefficient de site donné par le tableau (4.3)

A : Coefficient d'accélération de zone

ξ : Taux d'amortissement=5%

η : Facteur de correction de l'amortissement ($\eta = \sqrt{7 / (2 + \xi)}$) ; $\eta=1$.

T_1, T_2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site données par le tableau (4.3)

Tableau 4.3 : valeurs de T_1 , T_2 et S pour la composante horizontale

Site	S_1	S_2	S_3	S_4
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

Pour le présent cas on a $T_1=0.15$; $T_2=0.4$; $S=1.1$.

Le spectre de réponse des composantes horizontales est donné par la figure 4.1

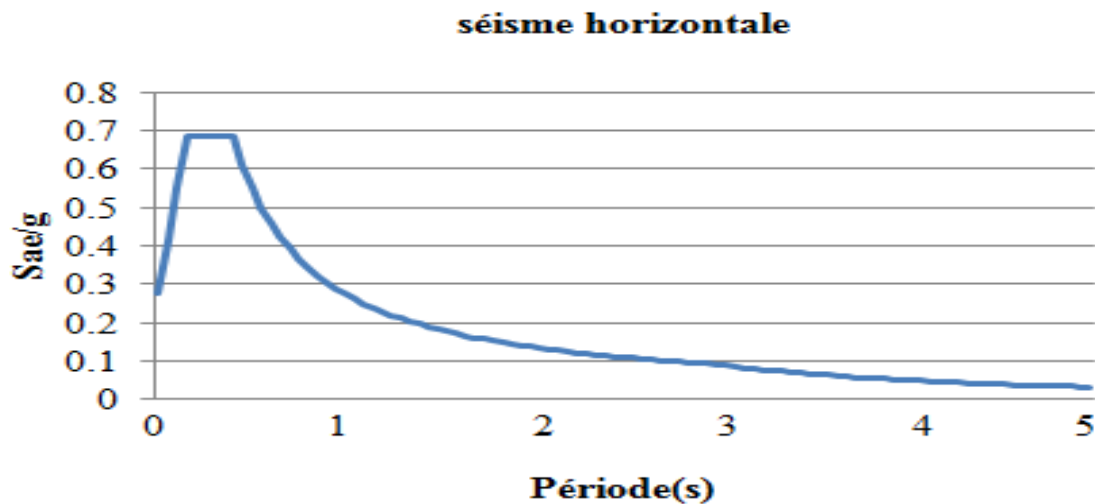


Figure 4.1: spectre de réponse-composante horizontale-5% d'amortissement.

❖ Composante verticale :

$$S_{ae}^v(T)_{(m/s^2)} = \begin{cases} \alpha Ag \left(1 + \frac{T}{T_1} (2.5\eta - 1) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\alpha Ag \eta & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\alpha Ag \eta \left(\frac{T_2}{T} \right) & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\alpha Ag \eta \left(\frac{3T_2}{T^2} \right) & T \geq 3.0s \end{cases}$$

Avec :

α : 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** pour la zone sismique **III**.

Dans ce cas on a $\alpha=0.7$.

Le spectre de réponse verticale établit à partir de ces données est illustré par la figure 4.2.

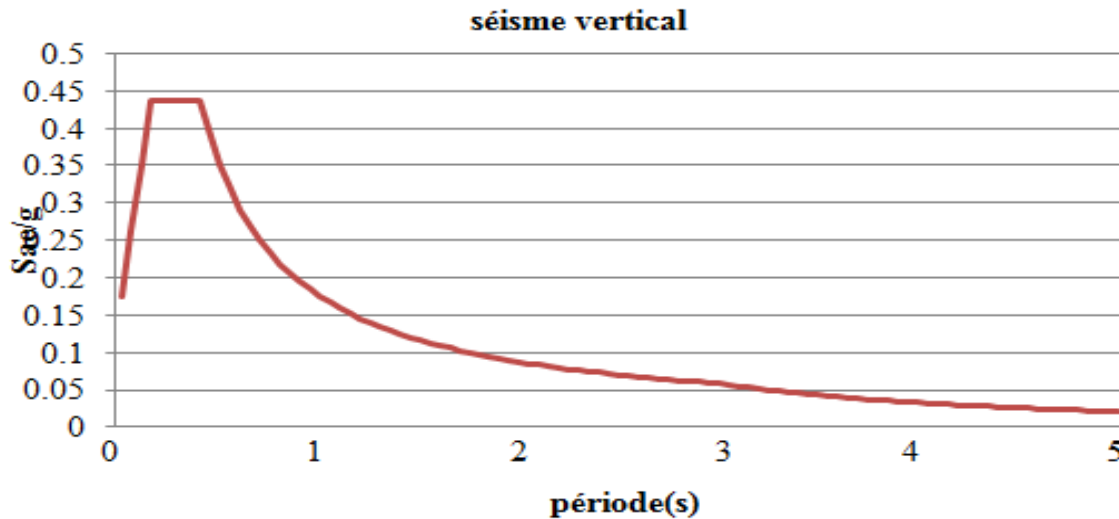


Figure 4.2: Spectre de réponse élastique- composante verticale- 5% d'amortissement.

4.3.2. Détermination de l'action sismique pour l'analyse temporelle :

L'accélérogrammes de réponse utilisé pour l'étude dynamique temporelle du présent pont est simulé à partir de spectre de la réponse élastique donnée en (§ 4.3.1) pour un amortissement visqueux de 5%, il convient d'utiliser un minimum de 5 accélérogrammes.

Les figures ci-après représentent les 5 accélérogrammes utilisés pour l'analyse temporelle, Ces accélérogrammes sont déterminés par le logiciel SeismoArtif (**SeismoSoft**) qui est capable de générer des accélérogrammes de séisme par un spectre de réponse donné du pont étudié. (Voir figure 4.3-4.7)

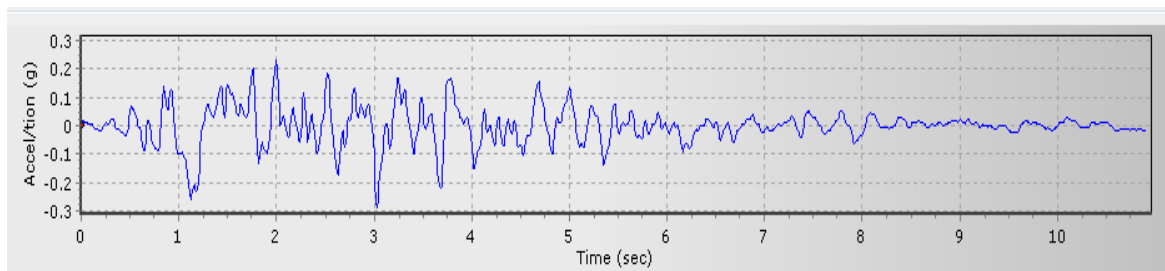


Figure 4.3 : Accélérogramme 1.

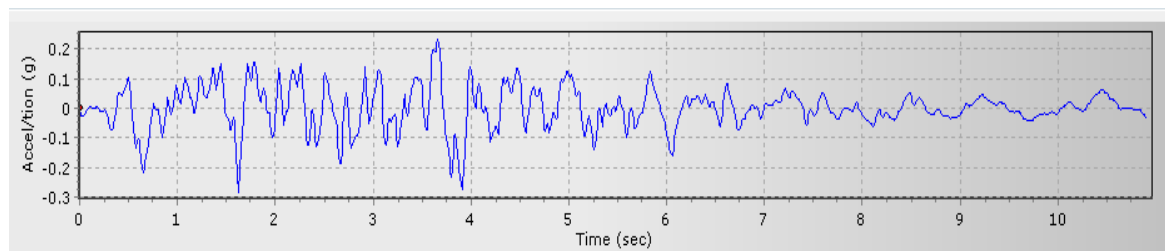


Figure 4.4 : Accélérogramme 2.

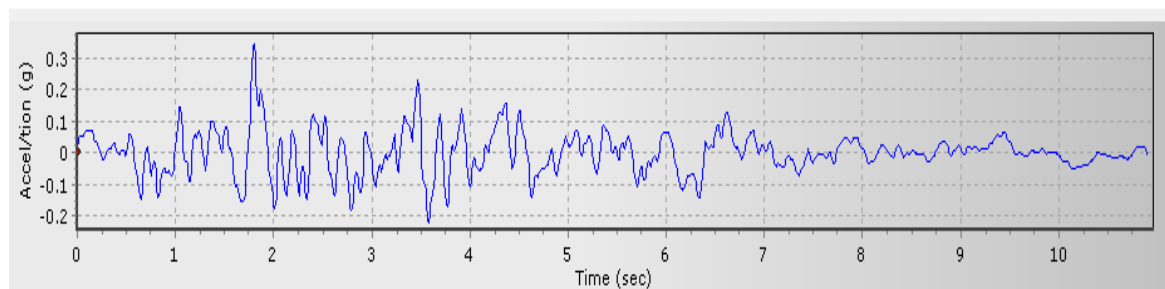


Figure 4.5 : Accélérogramme 3.

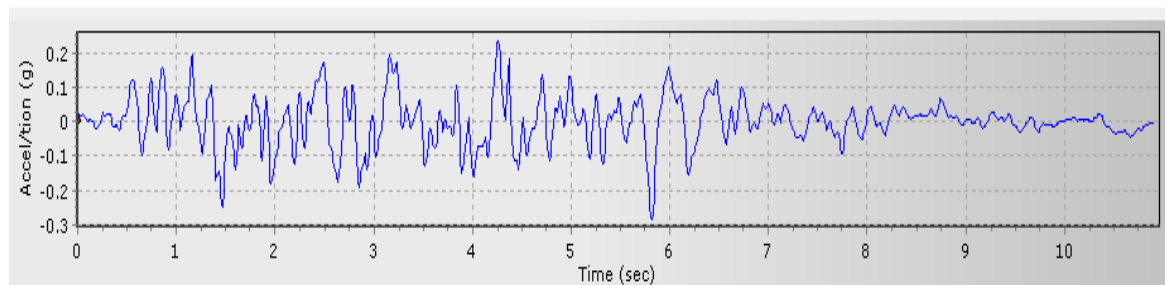


Figure 4.6 : Accélérogramme 4.

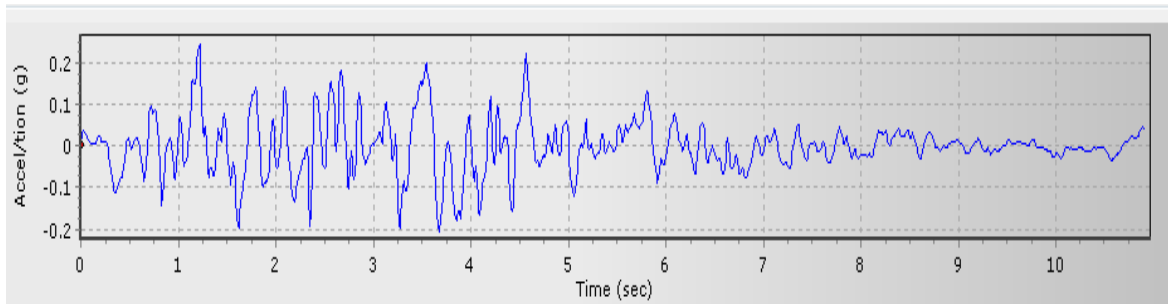


Figure 4.7 : Accélérogramme 5.

La figure 4.8 présente le spectre imposé du RPOA, et les spectres des différents accélérogrammes simulés. On remarque qu'il y'a une bonne concordance.

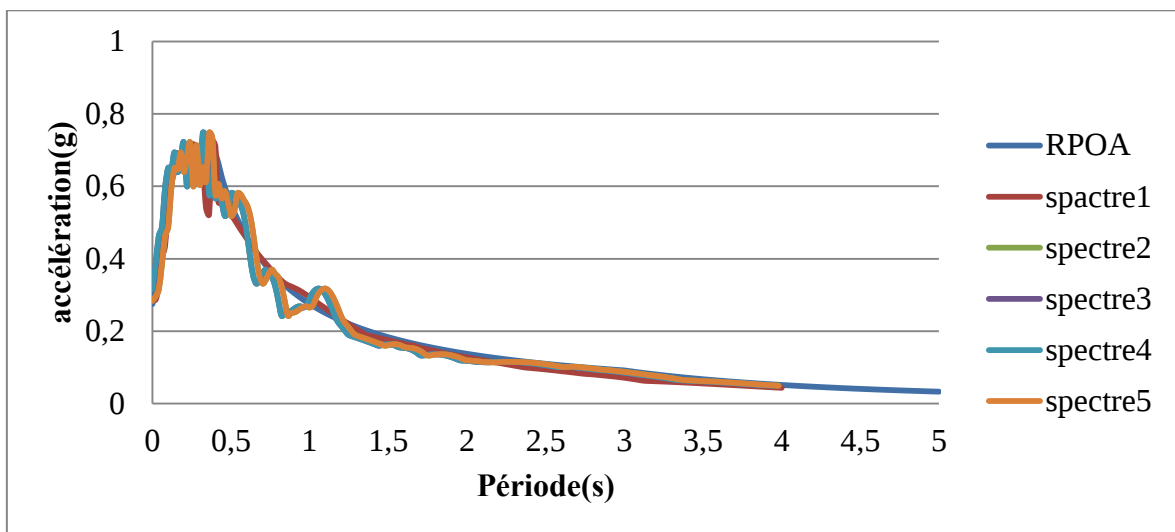


Figure 4.8 : Le spectre imposé du RPOA et les spectres des différents accélérogrammes simulés.

Pour l'analyse dynamique temporelle on a aussi utilisé le signal de Boumerdes enregistré en station KADARA. (Figure4.9)

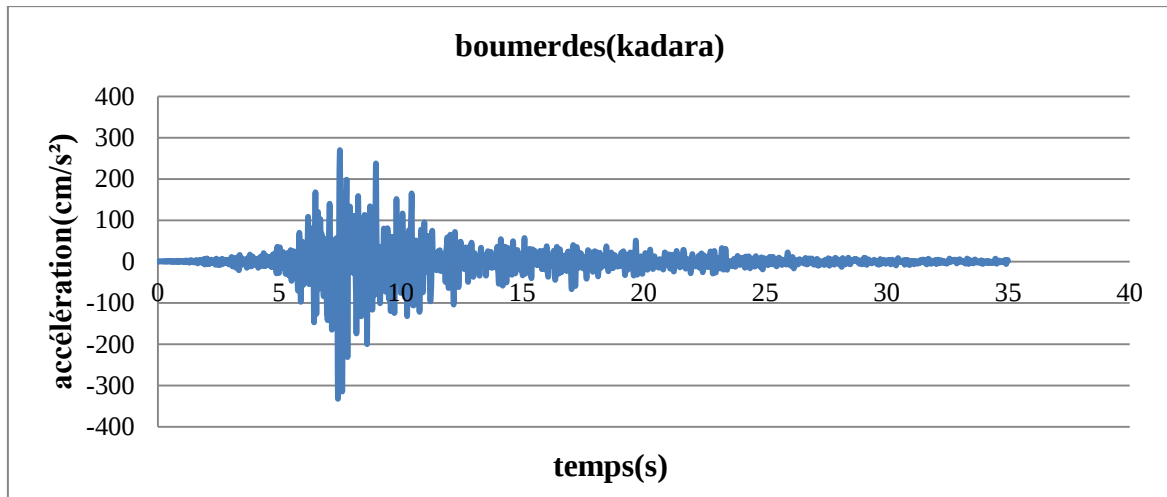


Figure 4.9: Signal de boumerdes (KADARA).

4.4. Analyse des résultats et interprétation :

Quatre types d'analyse dynamique ont été effectués pour le pont choisi à savoir analyse spectrale, analyse linéaire temporelle, analyse non linéaire temporelle et analyse statique non linéaire.

Les résultats de la réponse maximale au niveau des piles obtenue à partir de l'analyse linéaire spectrale, l'analyse linéaire temporelle et l'analyse non linéaire temporelle sous les cinq accélérogrammes générés sont illustrés dans le tableau (4.4).

4.4.1. Analyse spectrale et temporelle sous accélérogrammes compatibles :

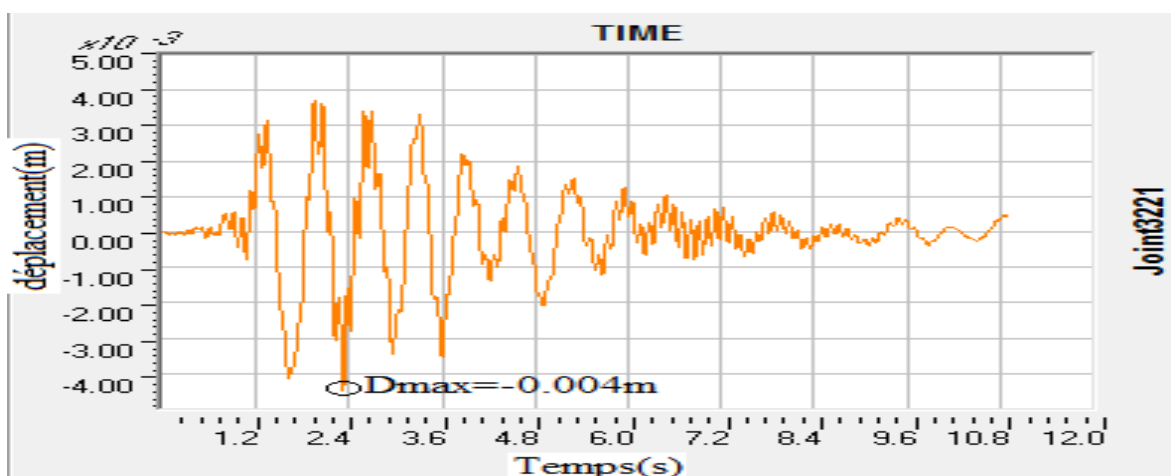
Les résultats obtenus sont estimés en terme de déplacement (m) et des forces internes c.à.d. force axiale N (kN), effort tranchant T (kN) et moment M (kN.m). Dans cette étude l'action sismique est appliquée dans le sens longitudinal du pont.

On note que la numérotation des piles est de la rive gauche du pont vers la rive droite.

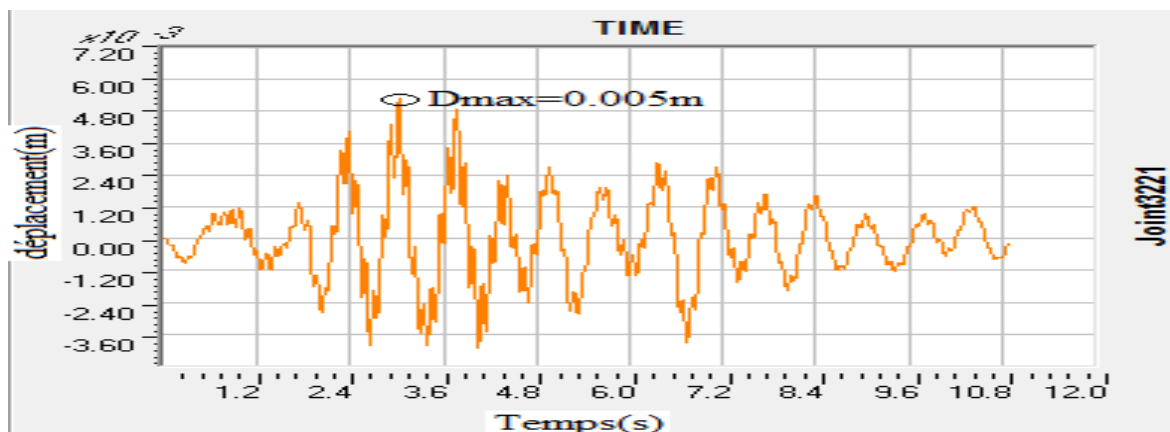
Tableau 4.4 : Réponses maximales au niveau des piles.

N° des piles		1		2		3	
N° des futs		1	2	3	4	5	6
Analyse linéaire spectrale	N(KN)	641.23	660.44	803.37	802.46	661.62	640.06
	T(KN)	566.87	489.98	631.3	545.22	569.1	486.35
	M(KN.m)	2818.6	2558.52	3112.89	2822.6	2824	2549.11
	U(m)	0.0039	0.0036	0.0042	0.0039	0.0039	0.0036
Analyse linéaire temporelle	N(KN)	726.48	706.23	805.79	819.59	715.17	704.82
	T(KN)	644.55	557.37	674.56	586.49	644.74	556.69
	M(KN.m)	3132.76	2847.11	3247.44	2950.97	3134.23	2843.69
	U(m)	0.0044	0.0041	0.0047	0.0043	0.0044	0.0041
Analyse non linéaire temporelle (En considérant la non linéarité des piles et des appareils d'appuis)	N(KN)	308.91	306.42	313.06	303.86	342.81	268.75
	T(KN)	520.58	463.67	560.31	495.78	518.65	463.9
	M(KN.m)	1629.1	1519.82	1622.17	1496.82	1624.27	1517.84
	U(m)	0.0017	0.0017	0.0016	0.0016	0.0017	0.0017

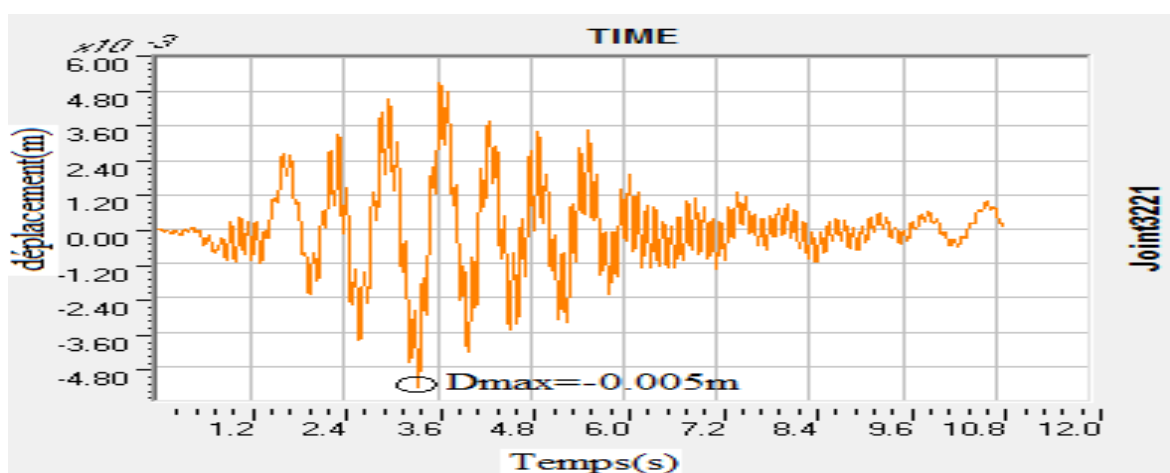
La figure 4.10 présente la variation du déplacement de cas linéaire en fonction du temps sous le séisme horizontal (en prenant les cinq accélérogrammes générés) au niveau fut le plus défavorable (fut 3).



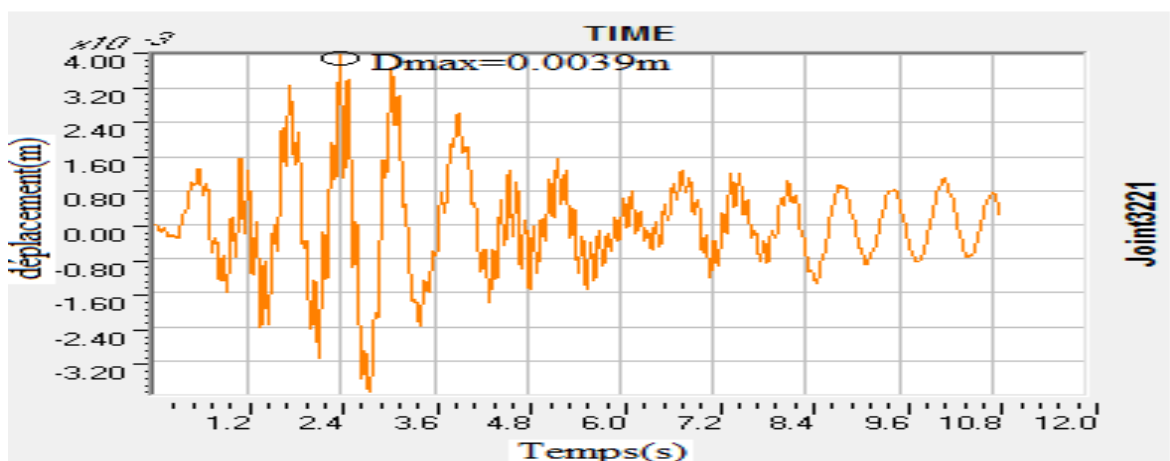
Réponse sous accélérogramme 1 et 2.



Réponse sous accélérogramme 3.



Réponse sous accélérogramme 4.

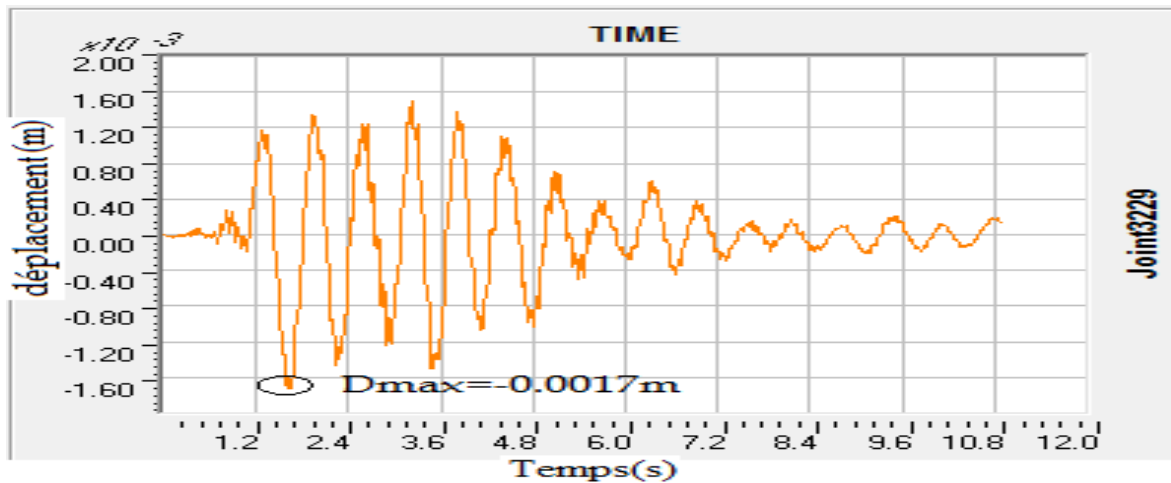


Réponse sous accélérogramme 5.

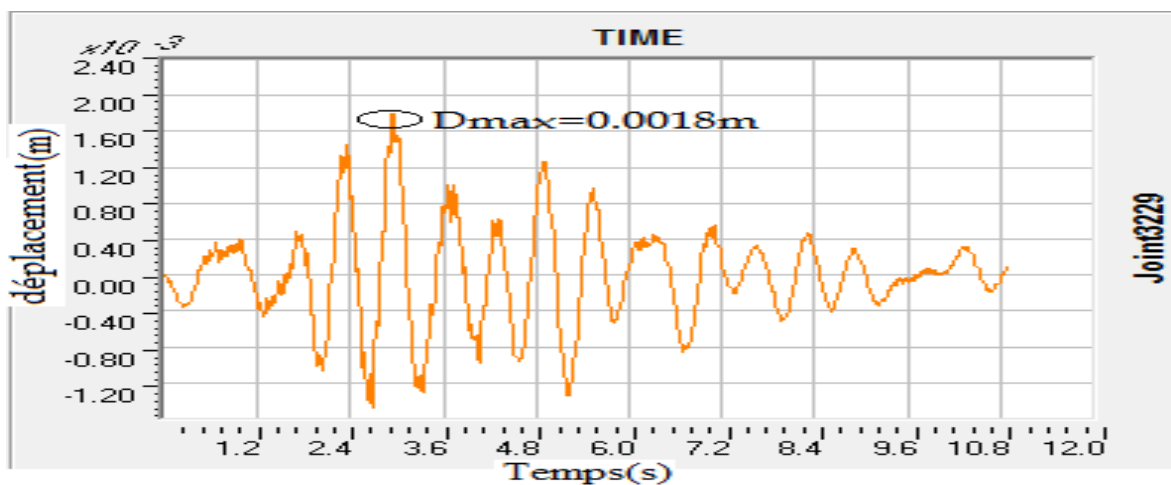
Figure 4.10: La variation du déplacement dans le cas linéaire en tête du fut 3 en fonction du temps sous le séisme horizontal.

On remarque dans la figure 4.10 que les déplacements maximaux dans le cas linéaire sous le séisme horizontal de cinq accélérogrammes sont comparables.

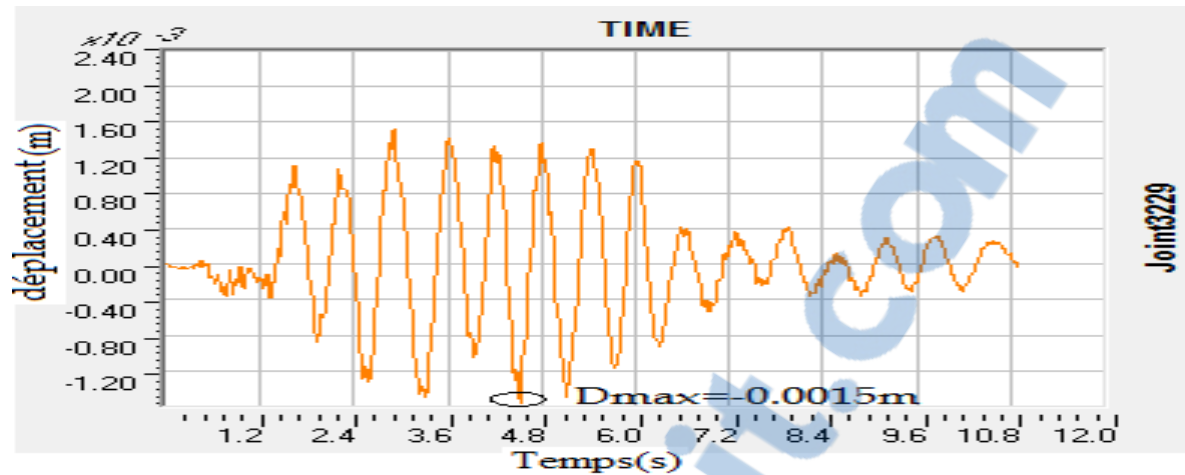
La figure 4.11 montre la variation du déplacement dans le cas non linéaire en fonction du temps sous le séisme horizontal (en prenant les cinq accélérogrammes générés) au niveau de fut 5.



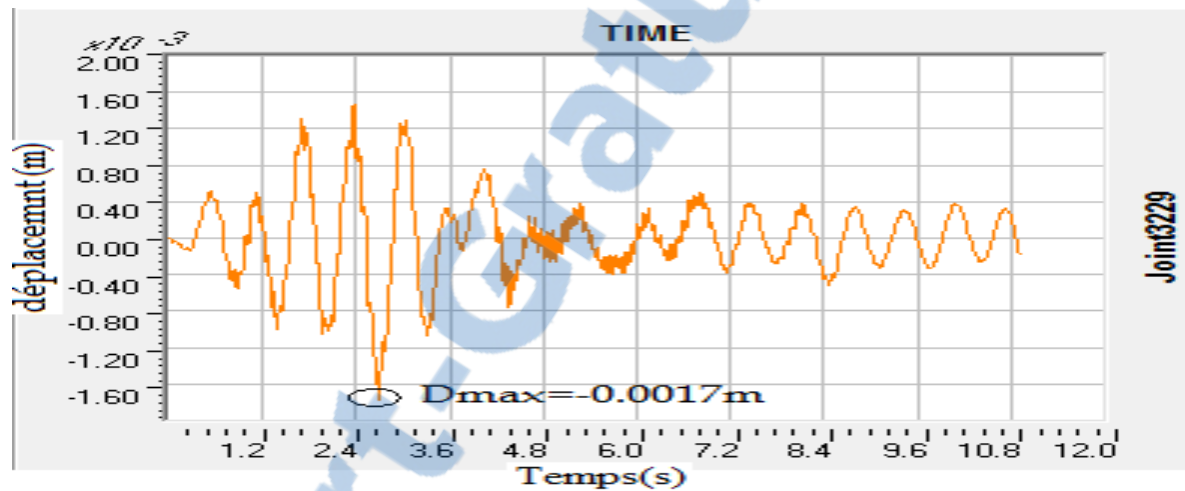
Réponse sous accélérogramme 1 et 2.



Réponse sous accélérogramme 3.



Réponse sous accélérogramme 4.



Réponse sous accélérogramme 5.

Figure 4.11: La variation du déplacement dans le cas non linéaire en tête de fut 5 en fonction du temps sous le séisme horizontal.

D'après la figure 4.11 les déplacements maximaux dans le cas non linéaire sous le séisme horizontal de cinq accélérogrammes sont presque les mêmes (égaux).

Aussi, nous avons présentées les résultats sous forme des histogrammes pour une meilleure lisibilité. (Voir les figures 4.12- 4.15)

En comparant les résultats obtenus à partir des deux analyses linéaires spectrale et temporelle nous remarquons qu'elles sont du même ordre de grandeur, ceci confirme que la génération des accélérations compatibles est adéquate.

Nous observons aussi que la prise en compte de la non linéarité au niveau des piles réduit les résultats des efforts normaux, tranchants, des moments et des déplacements par rapport aux analyses linéaires.

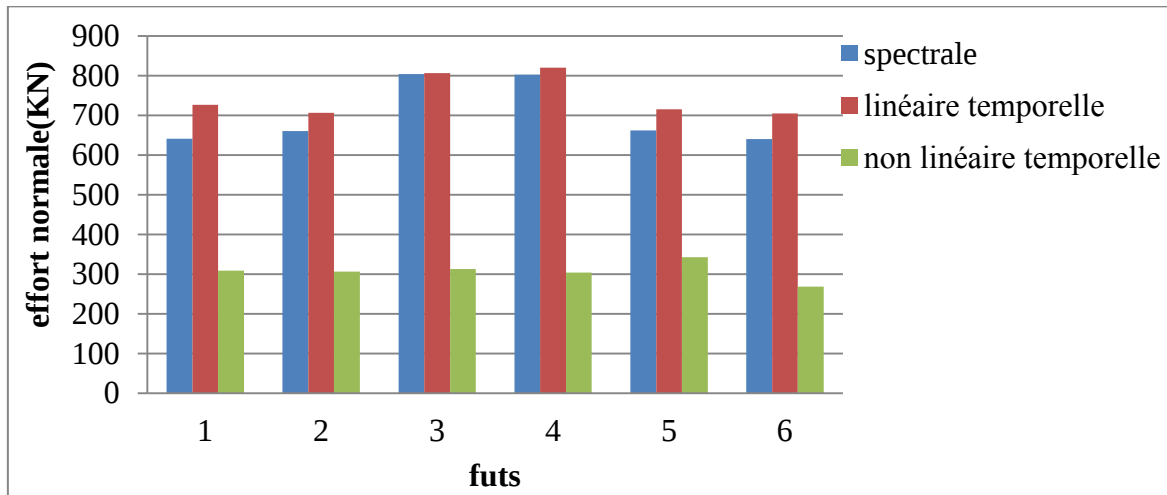


Figure 4.12: Variation de l'effort normale au niveau des piles pour les différentes analyses.

Dans la figure 4.12 nous remarquons que les résultats des efforts normaux dans les analyses linéaires temporelles sont un peu grands que celles de l'analyse spectrale. Les plus grandes valeurs de ces efforts sont données par la pile 2(fut 3 et 4).

Nous observons aussi que lorsque la non linéarité des appareils d'appuis et des piles a été prise en compte les valeurs des efforts normaux dans toutes les piles, spécialement au sixième pile, deviennent moins importantes.

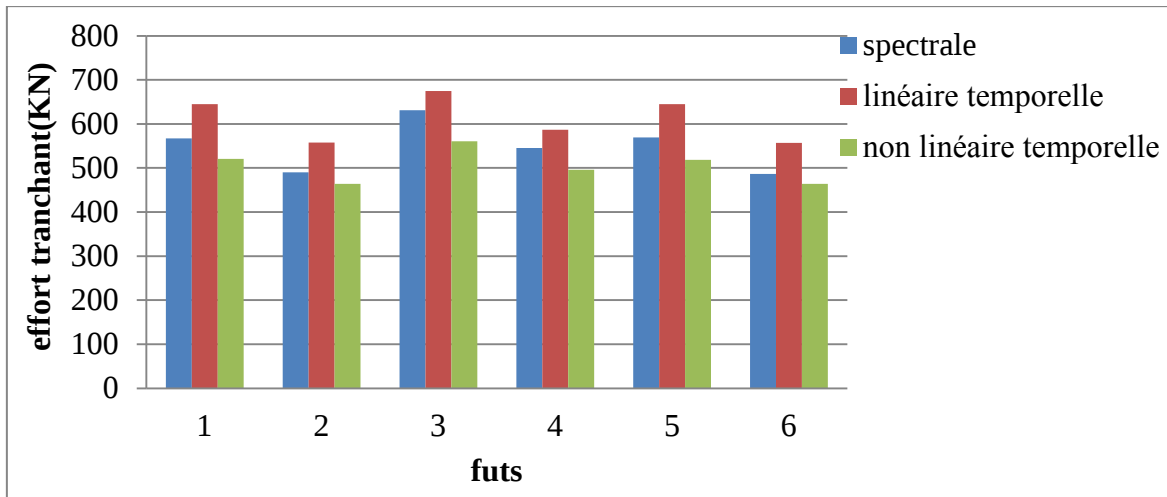


Figure 4.13: Variation de l'effort tranchant au niveau des piles pour les différentes analyses.

La figure 4.13 montre que les résultats des efforts tranchants au niveau des piles pour les trois analyses linéaires spectrale, temporelle et non linéaire temporelle se rapprochent, et nous remarquons que les résultats de l'analyse linéaire temporelle sont les plus importants surtout au niveau du troisième fut ensuite celle de l'analyse spectrale et dernièrement les résultats de l'analyse non linéaire temporelle qui donnent les plus faibles valeurs.

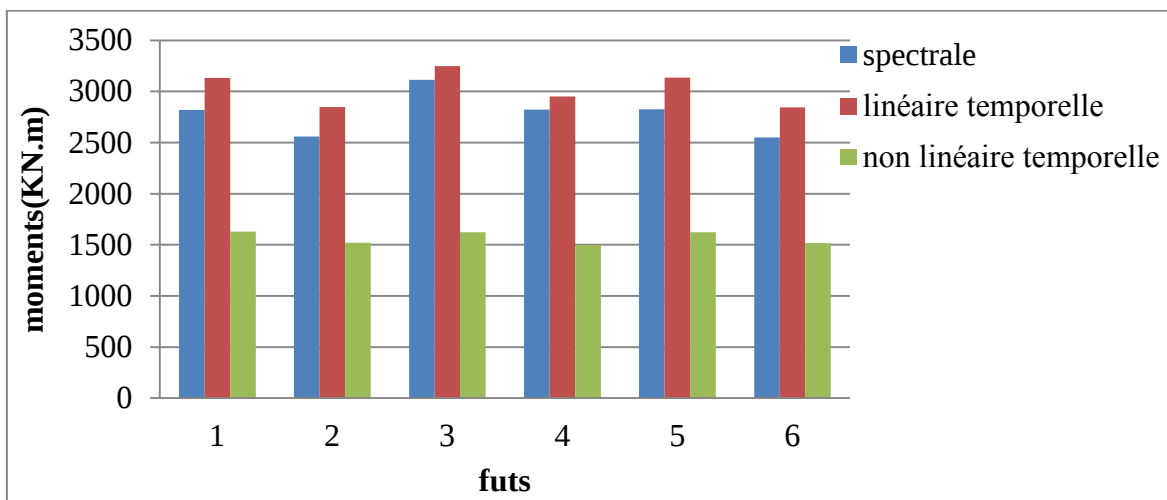


Figure 4.14: Variation des moments au niveau des piles pour les différentes analyses.

Dans la figure 4.14, il est illustré que les moments obtenus à travers l'analyse linéaire sont les plus importants. Pour l'analyse non linéaire temporelle, la figure montre que les moments diminuent presque de 50%.



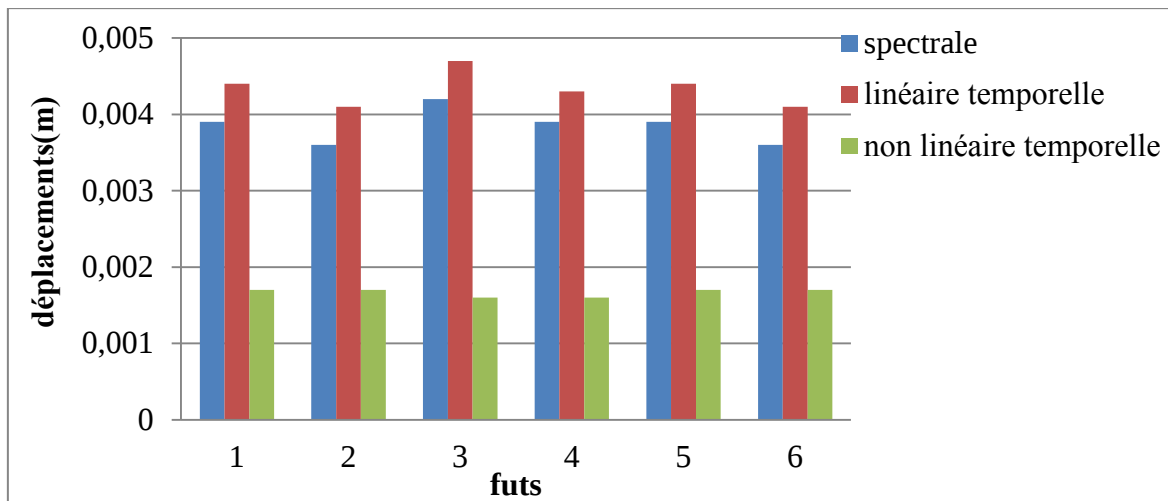


Figure 4.15: Variation des déplacements au niveau des piles pour les différentes analyses.

La figure 4.15 présente une comparaison entre les déplacements au niveau des têtes des futs pour l'analyse linéaire spectrale, temporelle et non linéaire temporelle, nous avons remarquées que les résultats sont de même ordre de grandeur par contre les résultats de l'analyse non linéaire (temporelle) diminue par rapport à ces derniers, donc la non linéarité influe sur les déplacements.

Le tableau 4.5 présente les ductilités au niveau des futs sous l'effet de séisme horizontal.

Tableau 4.5: la ductilité calculées au niveau des futs sous le séisme horizontal (Accélérogramme 1)

Futs	1	2	3	4	5	6
$\mu = \frac{\theta_{max}}{\theta_y}$	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5

Nous observons que les ductilités sont constantes et inférieure à 1 donc le pont reste dans le domaine élastique.

La figure suivante présente la réponse hystérésis des éléments en rotule plastique dans le cas de l'analyse temporelle avec non linéarité des piles et appareils d'appuis dans le fut le plus défavorable (fut 5) sous le séisme horizontal:

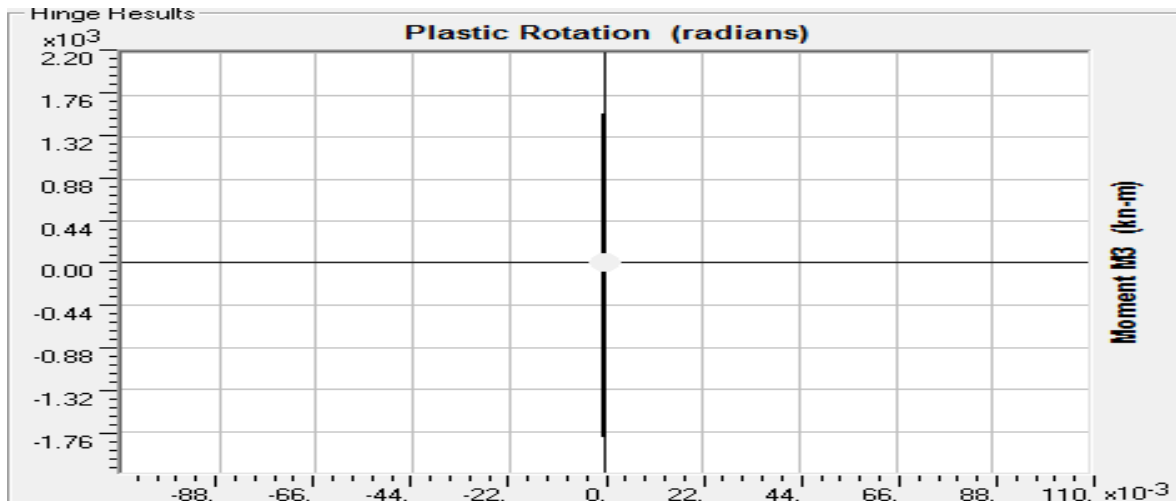
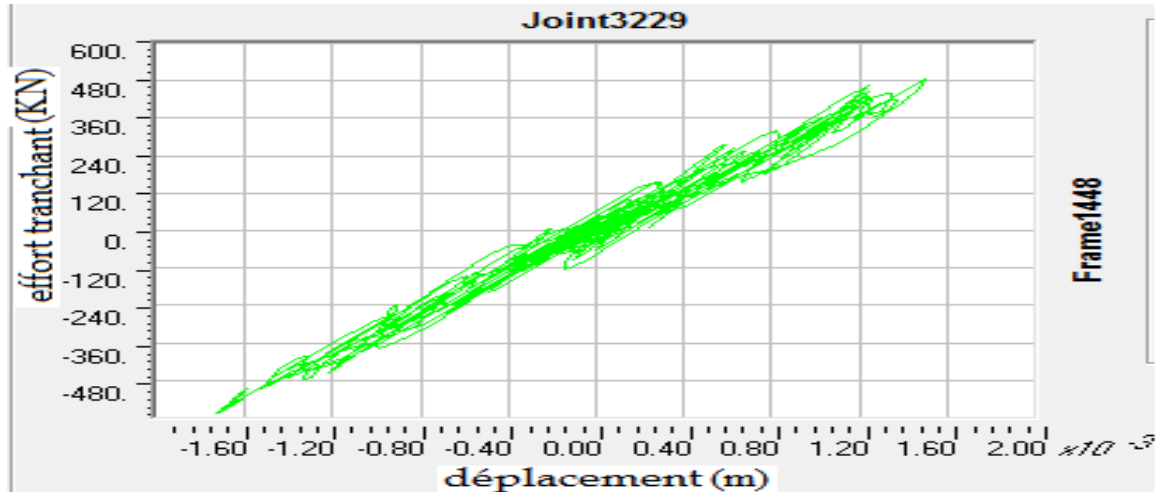


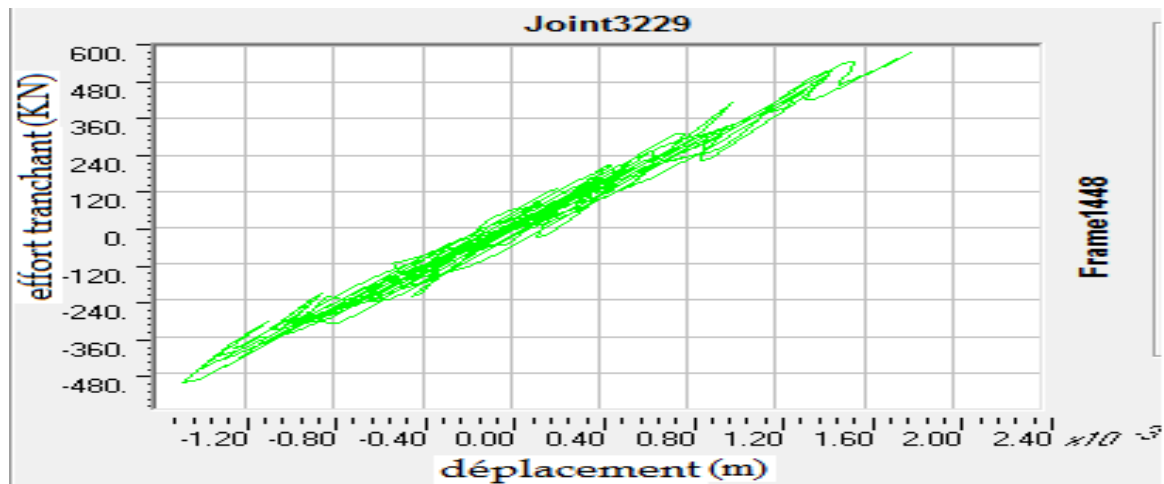
Figure 4.16 : Réponse au niveau de la rotule plastique en fut 5.

Nous observons que les réponses au niveau de la rotule plastique en prenant compte la non linéarité dans les piles et les appareils d'appuis restent dans le domaine élastique, car le moment maximum ne dépasse pas le moment plastique défini par la rotule plastique.

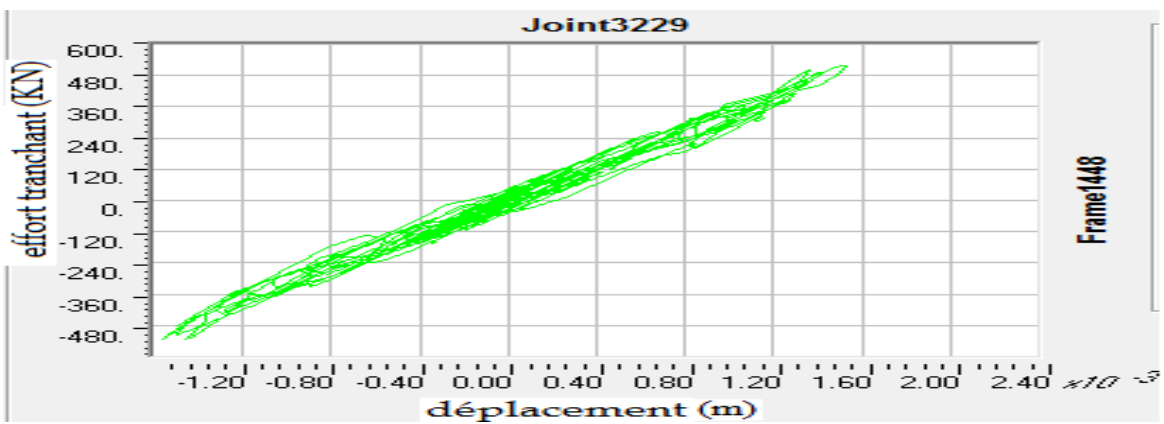
La figure 4.17 illustre la courbe force-déplacement dans le cas non linéaire au niveau de fut le plus sollicité (fut 5) sous le séisme horizontal. Pour les différents accélérogrammes on remarque que la variation force-déplacement est linéaire.



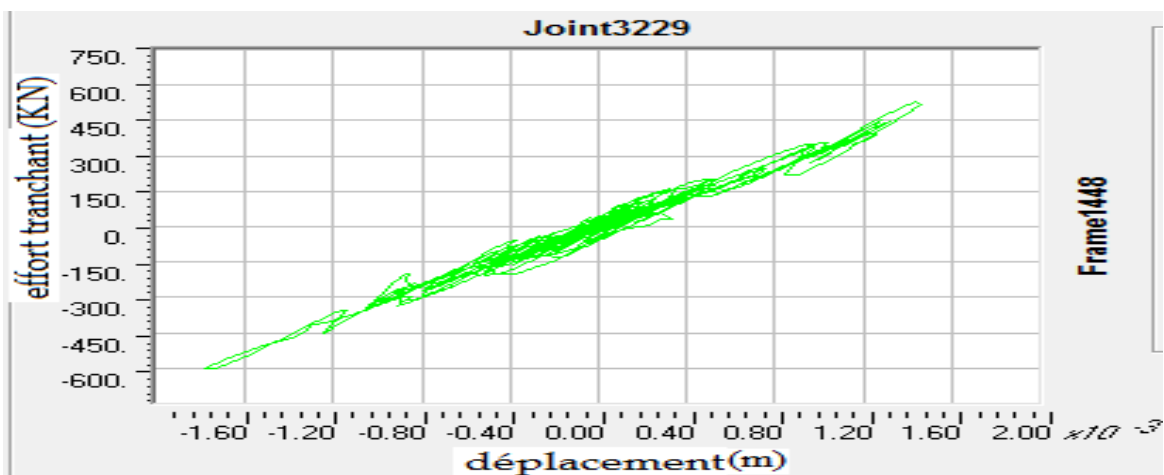
Accélérogramme 1 et 2.



Accélérogramme 3.



Accélérogramme 4.



Accélérogramme 5.

Figure 4.17: La courbe force-déplacement de fut 5 dans le cas non linéaire sous le séisme horizontal.

4.4.2. Analyse dynamique du pont sous l'enregistrement de Boumerdes :

Dans cette section on effectué des analyses linéaire et non linéaire temporelle du pont étudié sous l'effet d'un signal réel ou on a pris l'enregistrement de Boumerdes.

La figure 4.18 illustre la variation du déplacement dans le cas linéaire à la tête de fut 3 en fonction du temps sous l'effet de l'enregistrement de Boumerdes.

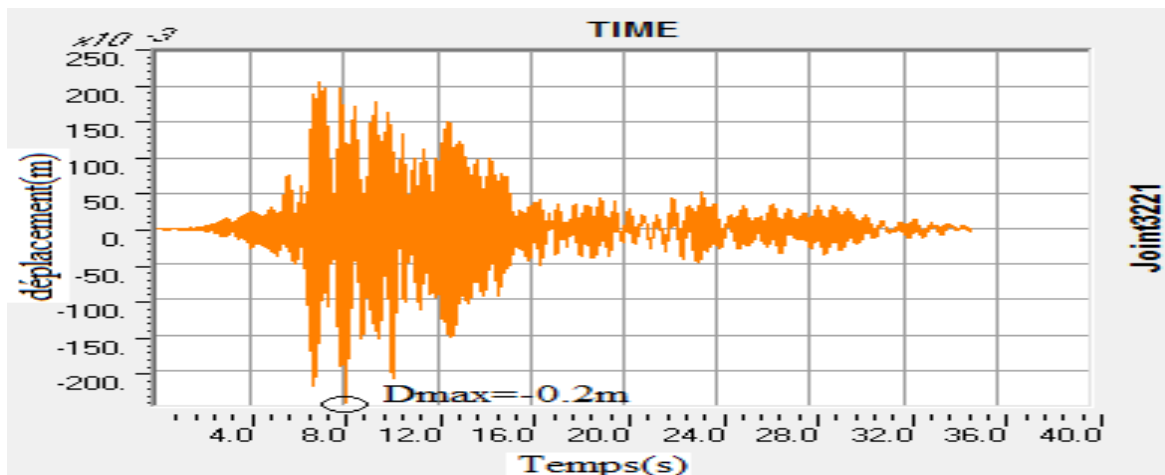


Figure 4.18: La variation du déplacement dans le cas linéaire à la tête de fut3 en fonction du temps sous l'effet de l'enregistrement de Boumerdes.

On a aussi, la figure 4.19 qui montre la courbe force-déplacement dans le cas linéaire au niveau du fut 3 sous l'effet de séisme de Boumerdes, on remarque que la variation force-déplacement est linéaire.

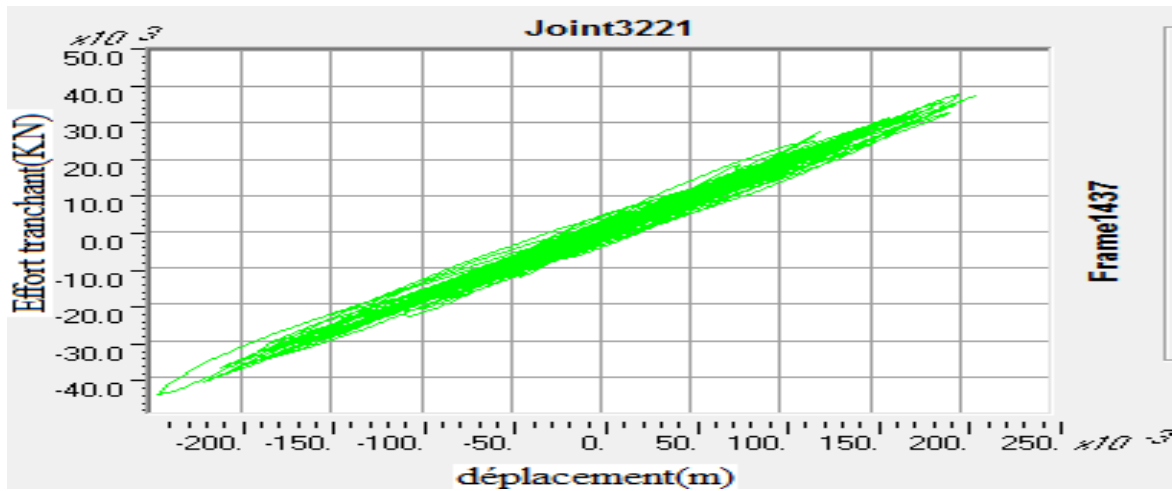


Figure 4.19: La courbe force- déplacement dans le cas linéaire au niveau de fut 3 sous l'effet de séisme de Boumerdes.

On présente aussi la variation du déplacement dans le cas non linéaire à la tête de fut 5 en fonction du temps sous le même enregistrement de Boumerdes dans la figure 4.20.

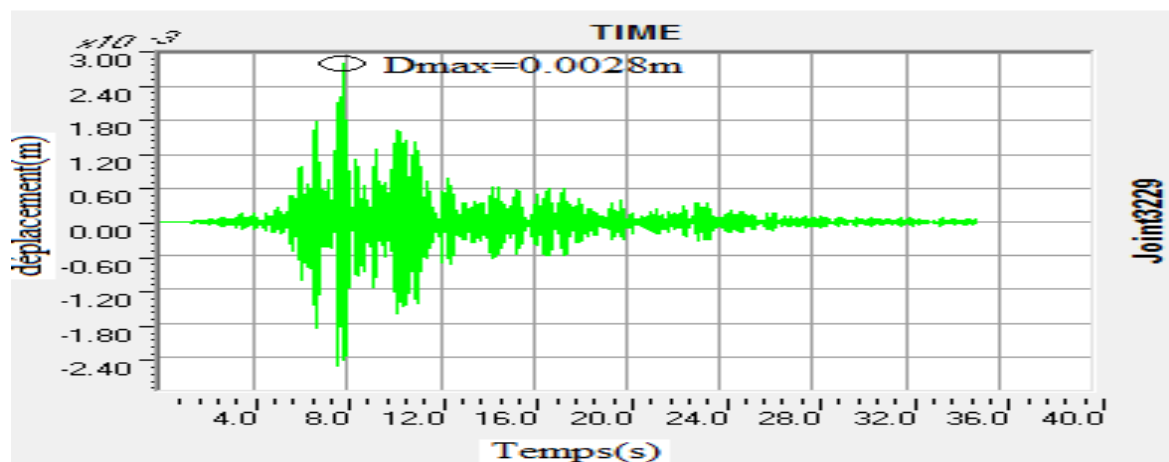


Figure 4.20: La variation du déplacement dans le cas non linéaire à la tête de fut5 sous l'effet d'enregistrement de Boumerdes.

Dans la figure 4.21 on illustre la courbe force-déplacement au niveau de fut 5 dans le cas non linéaire sous l'effet de même enregistrement de Boumerdes.

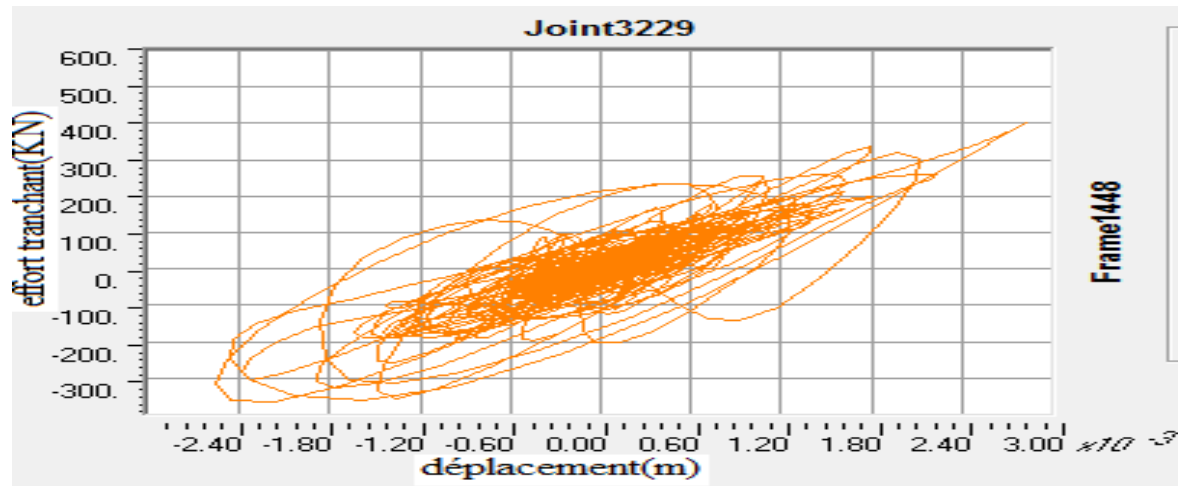


Figure 4.21: La courbe force-déplacement au niveau de fut 5 sous l'effet de séisme de Boumerdes.

On présente aussi la réponse au niveau de la rotule plastique dans le fut 5 sous l'effet de l'enregistrement de Boumerdes dans la figure 4.22.

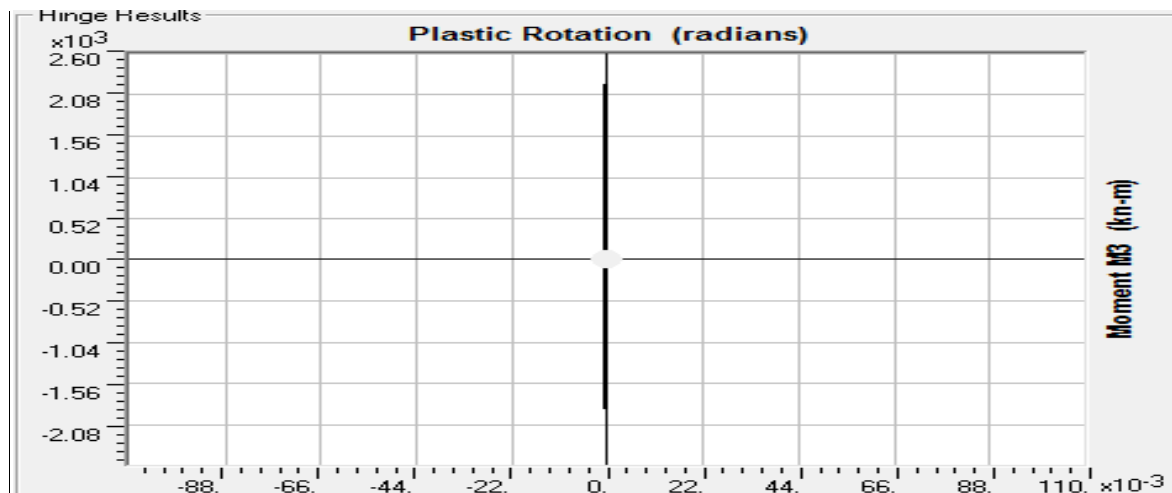


Figure 4.22: La réponse au niveau de la rotule plastique de fut 5 sous l'effet de séisme de Boumerdes.

D'après la figure 4.22, on remarque que les réponses au niveau de la rotule plastique restent dans le domaine élastique, car le moment maximum ne dépasse pas le moment plastique défini par la rotule plastique.

⇒ Donc, on conclut que le pont reste toujours dans le domaine linéaire.

Afin d'exciter le pont dans le domaine non linéaire, on a essayé d'augmenter l'intensité de l'enregistrement sismique. Pour cela nous allons étudier la réponse sous le même séisme avec une intensité doublée, l'accélération maximale du signal devienne 0.54g.

La figure 4.23 présente une formation des rotules plastique au niveau de la pile 3 dans le cas d'analyse temporelle non linéaire sous l'effet du séisme de Boumerdes (X2). Cette plastification a eu lieu au temps 7.86s.

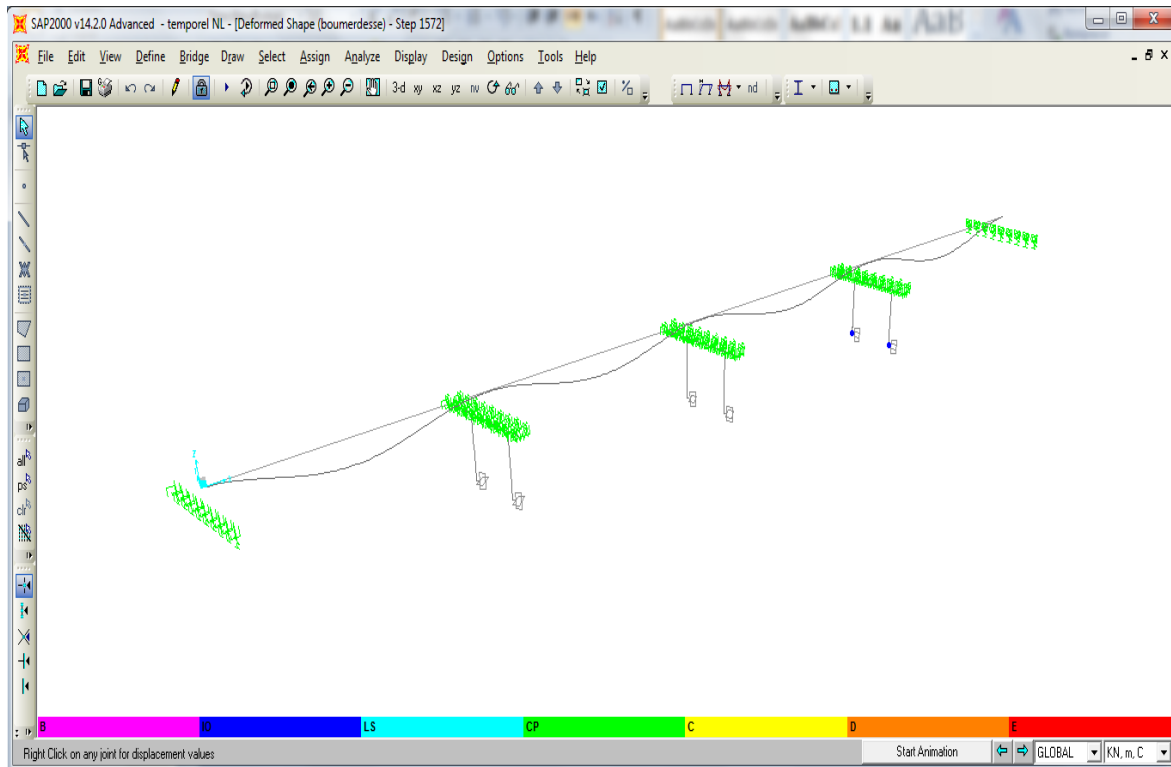


Figure 4.23: La formation des rotules plastiques sous le séisme de Boumerdess X2.

Dans ce cas, on constate que l'état d'endommagement du pont est l'état IO (fonctionnalité immédiate) pour les futs 5 et 6. (Figure 4.24)

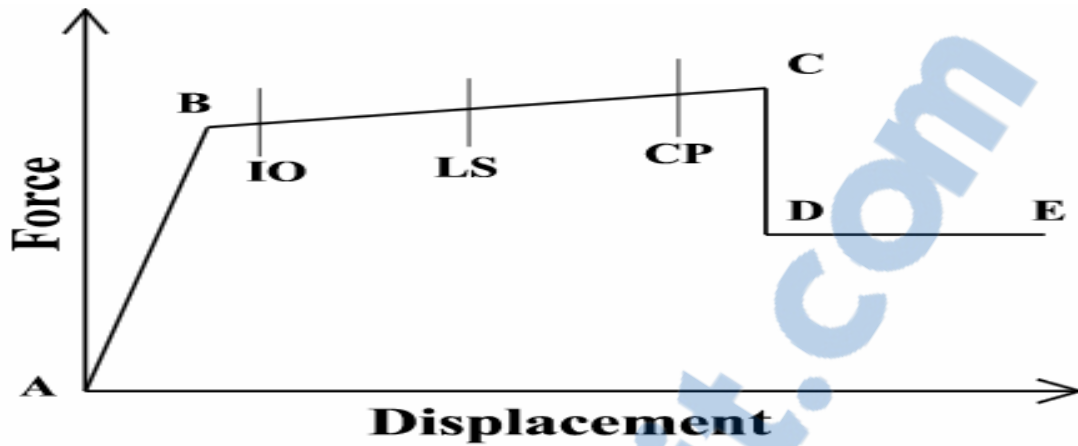


Figure 4.24: La courbe de capacité qui représente l'état d'endommagement.

Avec :

A : l'origine

B : aucune déformation plastique

IO : fonctionnalité immédiate

LS : sauvegarde des vies humaines

CP : instabilité de la structure

C, D : un état d'effondrement de la structure (aucune capacité de résistance)

E : l'échec total.

Par la figure 4.25 on représente au niveau de rotules imposées aux futs 5 et 6. On remarque bien que les futs sont en domaine non linéaire sous l'effet de ce signal.

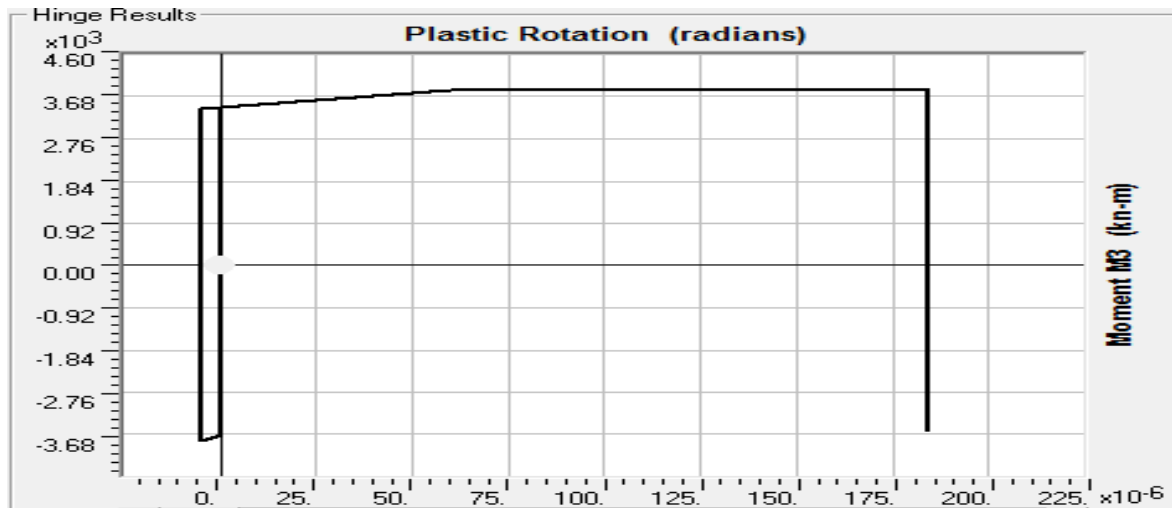
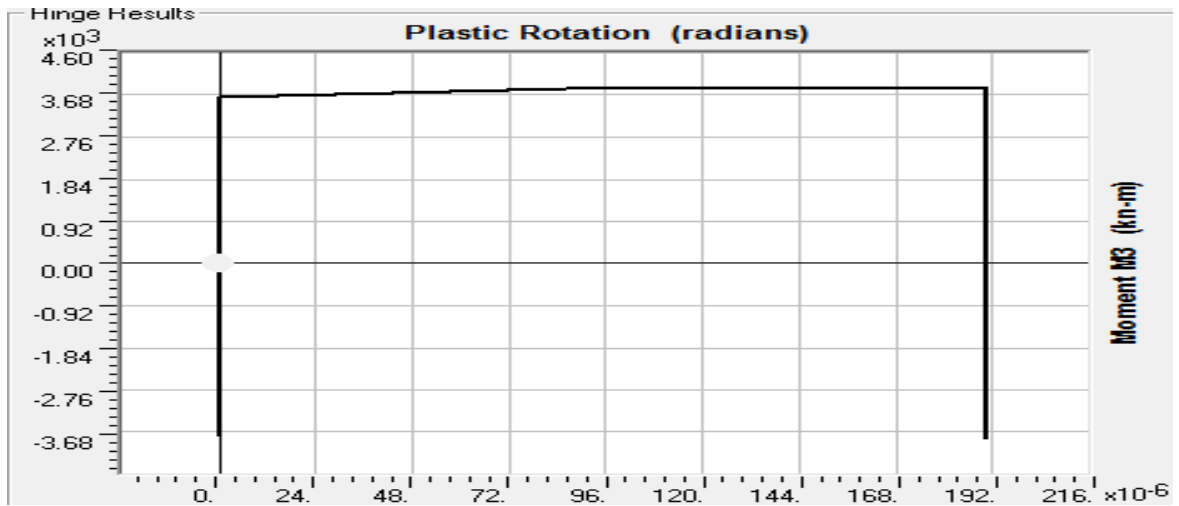


Figure 4.25: La réponse au niveau de la rotule plastique.

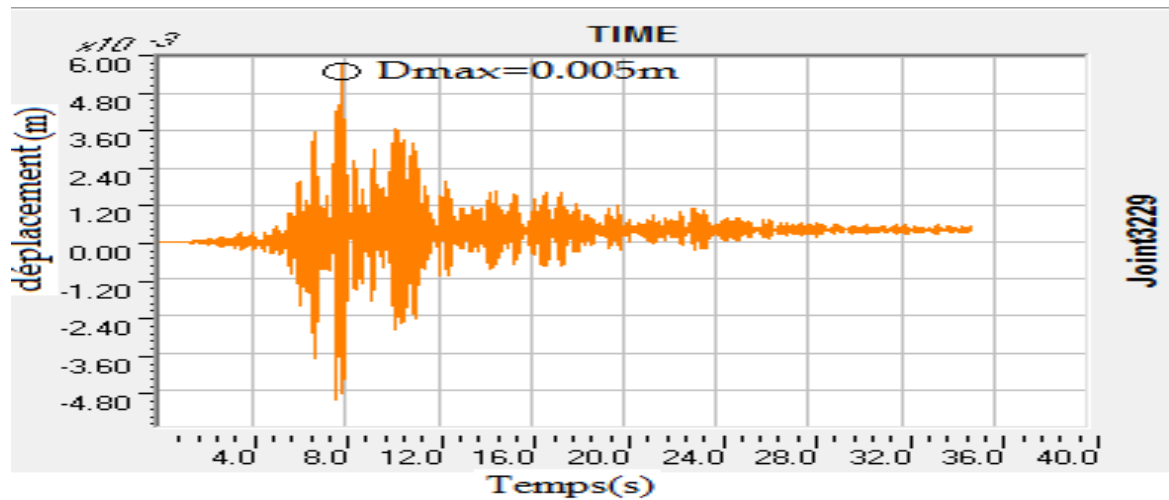
Le tableau 4.6 présente la ductilité des futs sous l'effet de ce signal important (Boumerdes X2).

Tableau 4.6: La ductilité calculée au niveau des futs sous l'effet de ce signal important (BoumerdesX2).

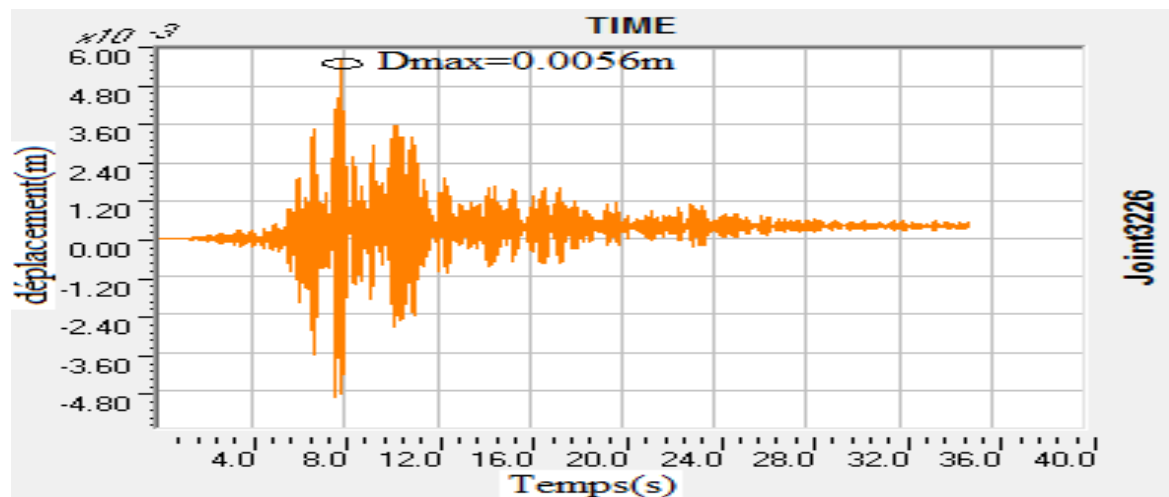
Futs	1	2	3	4	5	6
$\mu = \frac{\theta_{max}}{\theta_y}$	0.5	0.5	0.5	0.5	1.2	1.17

D'après ce tableau, on remarque que la ductilité au niveau des futs 5 et 6 supérieur à 1, donc ces deux futs du pont étudié sont dans le domaine plastique (plastifié) et le fut 6 est le plus ductile.

Dans la figure 4.26, on illustre le déplacement maximal des futs 5 et 6 en fonction du temps sous l'effet de séisme de Boumerdess d'une intensité doublée(X2).



Fut 5



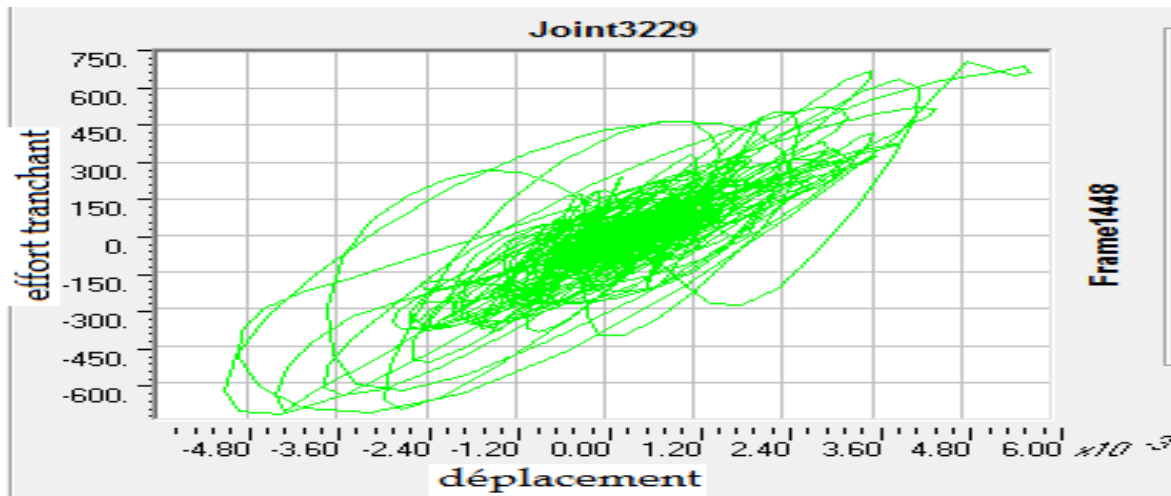
Fut 6

Figure 4.26: Le déplacement des futs 5 et 6 en fonction du temps sous le séisme de Boumerdess(X2).

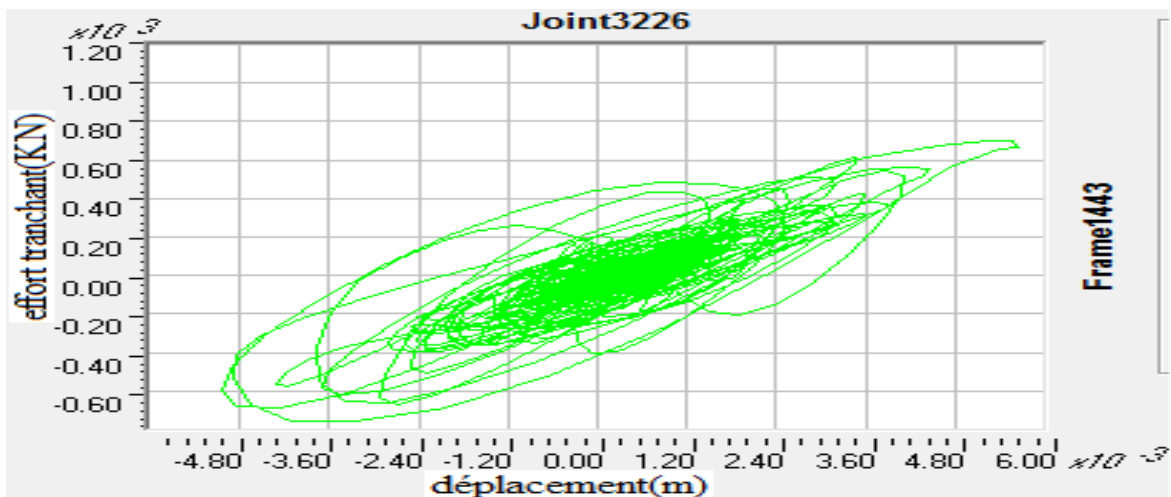
On note que les déplacements maximaux au niveau des futs 5 et 6 sont presque égaux.



Aussi on présente dans la figure 4.27 la courbe force-déplacement au niveau des futs 5 et 6 sous l'effet de ce signal important (BoumerdesX2), on remarque une compatibilité entre ces courbes.



Fut 5



Fut 6

Figure 4.27: La courbe force-déplacement au niveau des futs 5 et 6 sous le séisme de Boumerdes X2.

4.4.3. Présentation des résultats pour l'analyse statique non linéaire "Pushover" :

On rappelle que l'analyse Pushover, effectuée pour le pont étudié, a permis de dégager les paramètres présentés dans le Tableau 4.7.

Tableau 4.7: Paramètres de l'analyse Pushover.

Paramètres de l'analyse Pushover	
Nœud de contrôle	Au milieu de la superstructure (nœud 3387)
Valeur du déplacement contrôlé	1m
Nombre d'itérations minimales à enregistrer	400

4.4.3.1 La courbe de capacité :

Dans cette analyse, la capacité de la structure est représentée en utilisant des courbes de Pushover (diagrammes de capacité). Une courbe de Pushover peut être considérée comme une enveloppe pour la réponse d'une structure cyclique. La relation de force-déplacement non linéaire caractéristique de système à multi degré de liberté est présentée en termes de l'effort tranchant à la base V_b , et le déplacement au sommet du pont étudié.

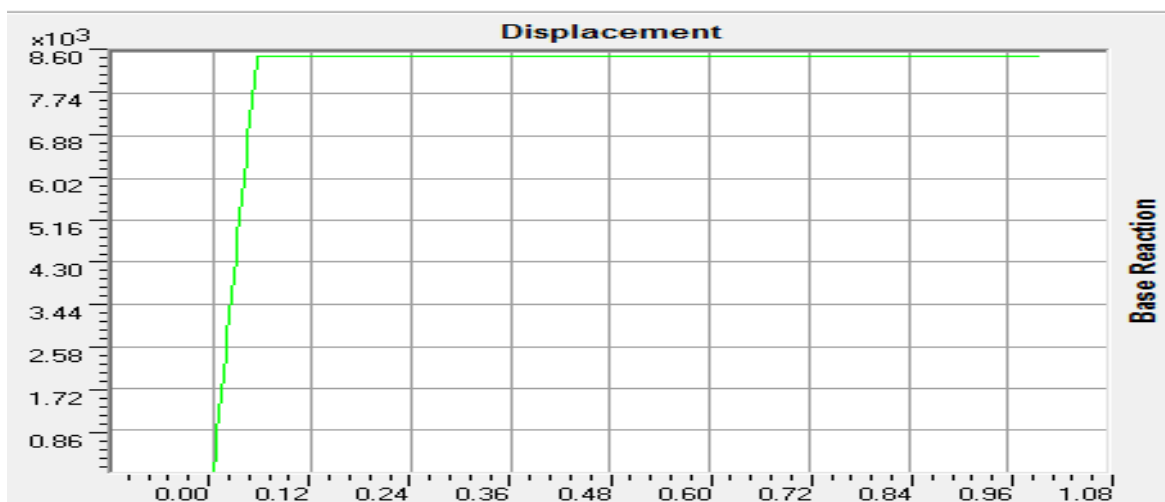


Figure 4.28: La courbe de capacité.

Nous remarquons que la courbe de capacité comporte deux parties :

Partie d'élasticité où les déformations sont réversibles et le pont ne dissipe pas de l'énergie, la seconde partie représente la plasticité dans ce stade les déformations sont irréversibles et le pont dissipe de l'énergie.

4.4.3.2 Le point de performance :

Le calcul du point de performance (fonctionnement) par une approche en amortissement requiert donc à la fois la donnée d'une courbe représentative de la sollicitation sismique (demande) et celle d'une courbe issue de l'analyse statique non linéaire (capacité).

On va présente le point de performance au format $(S_a - S_d)$, $(S_a - T)$ et $(S_d - T)$ respectivement dans les figures suivantes.

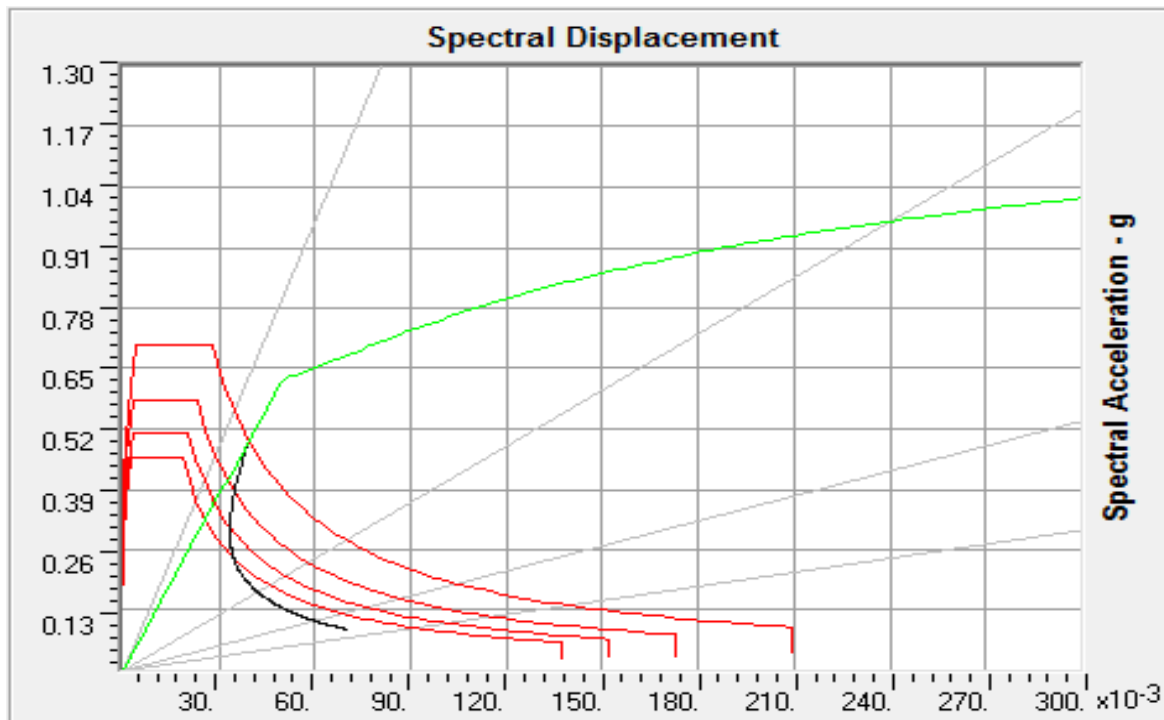


Figure 4.29: Le point de performance($S_a - S_d$).

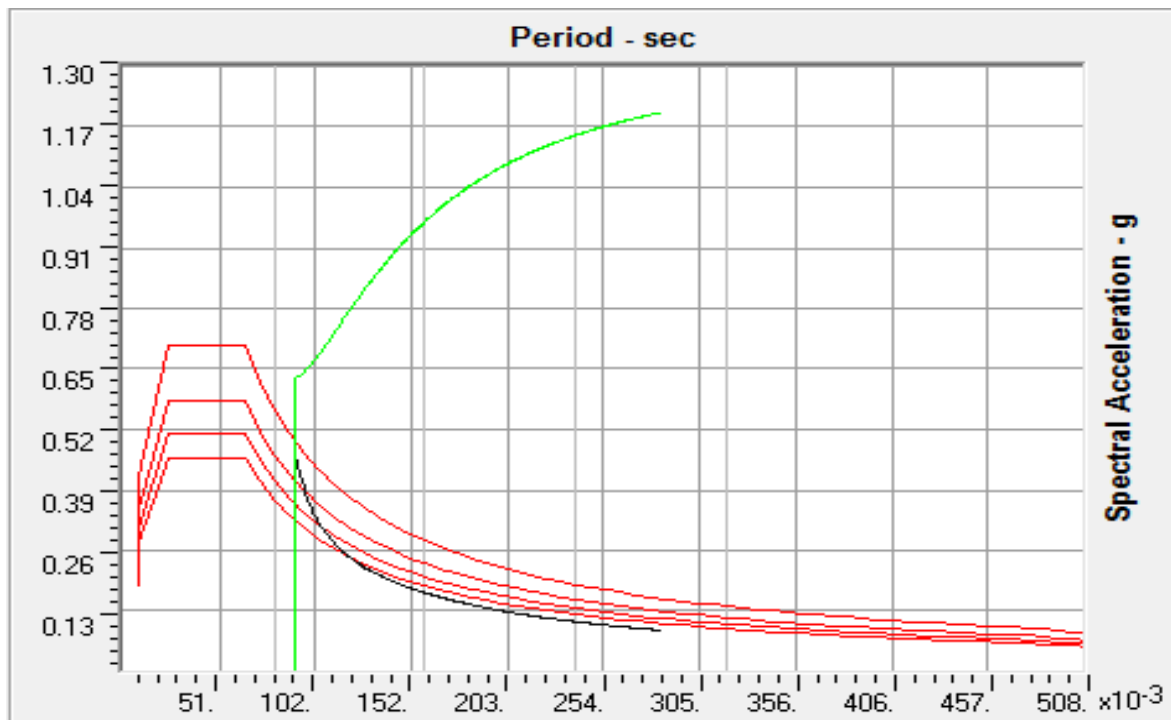


Figure 4.30: Le point de performance (S_a -T).

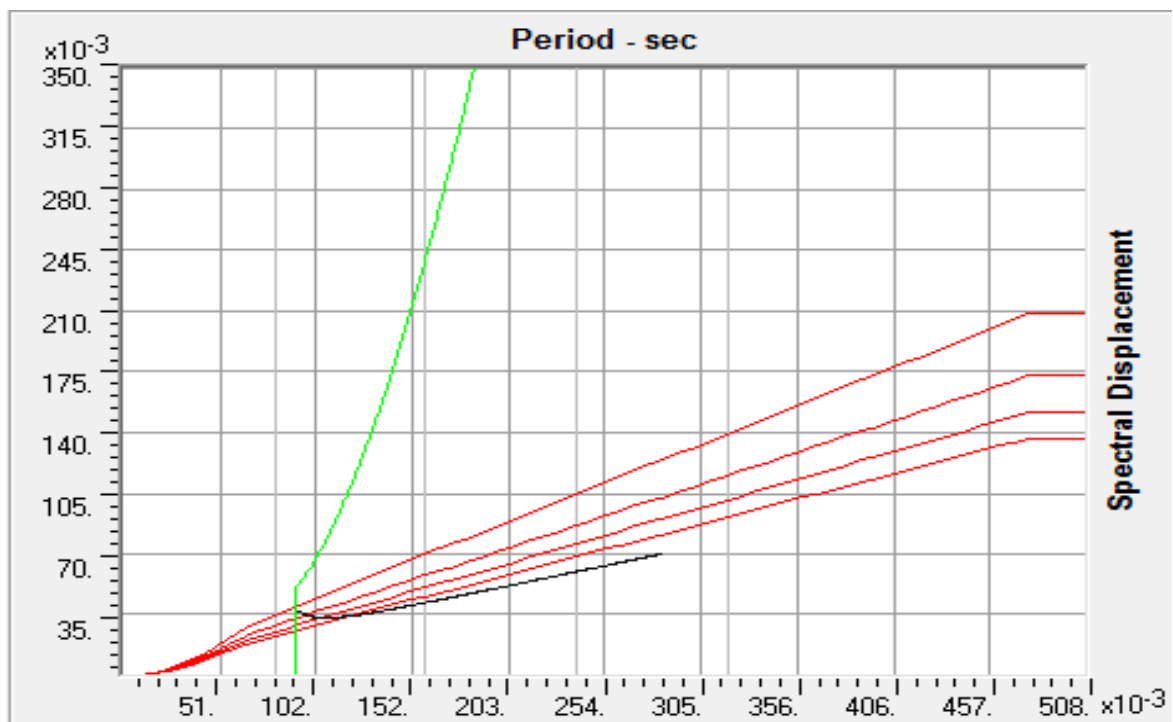


Figure 4.31: Le point de performance (S_d -T).

D'après les figures (4.29), (4.30) et (4.31), nous observons que le déplacement performant est de 0.042m, le déplacement qu'on a appliquée sur le pont influe sur le tablier mais faiblement sur les piles, c'est pour ça notre pont ne possède aucun dégât surtout dans les piles.

Pour les trois cas, on a :

- ❖ Le point de performance $(V, D) = (6714.927, 0.042)$;
- ❖ Le point de performance $(S_a, S_d) = (0.497, 0.039)$;
- ❖ Le point de performance $(T_{eff}, B_{eff}) = (0.565, 0.050)$.

4.4.3.3 Les déplacements :

Les déplacements de la superstructure (tablier et futs) correspondants aux itérations, sont présentés dans le Tableau 4.8. Le déplacement du tablier a été pris au niveau de son milieu (joint 3387) et celui des futs au niveau des nœuds les plus hauts.

Tableau 4.8: Déplacements de la superstructure suivant l'axe X.

itération	Déplacement du tablier(m)	fut1(m)	fut2(m)	fut3(m)	fut4(m)	fut5(m)	fut6(m)
1	0.0025	0.00009	0.00009	0.00009	0.00009	0.0001	0.0001
2	0.005	0.0002	0.0002	0.0002	0.0002	0.0002	0.0002
4	0.01	0.0004	0.0004	0.0004	0.0004	0.0004	0.0004
8	0.02	0.0009	0.0009	0.0008	0.0008	0.0009	0.0009
50	0.125	0.0023	0.0023	0.0021	0.0021	0.0024	0.0023
85	0.21	0.0023	0.0023	0.0021	0.0021	0.0024	0.0023
100	0.25	0.0023	0.0023	0.0021	0.0021	0.0024	0.0023
150	0.37	0.0023	0.0023	0.0021	0.0021	0.0024	0.0023
170	0.42	0.0023	0.0023	0.0021	0.0021	0.0024	0.0023
200	0.5	0.0023	0.0023	0.0021	0.0021	0.0024	0.0023
250	0.62	0.0023	0.0023	0.0021	0.0021	0.0024	0.0023
300	0.75	0.0023	0.0023	0.0021	0.0021	0.0024	0.0023
350	0.87	0.0023	0.0023	0.0021	0.0021	0.0024	0.0023
400	1	0.0023	0.0023	0.0021	0.0021	0.0024	0.0023

Les résultats montrent que les déplacements au niveau des futs sont faible par rapport aux déplacements au niveau du tablier, ces derniers varie jusqu'à 1m par contre celles des piles

reste constant de l'itération 50 jusqu'à 400. Ceci est dû au choix de la position du nœud de contrôle, et car les futs sont liés aux tabliers par des appareils d'appuis.

4.4.3.4 Les moments :

Tableau 4.9: Moments maximaux au niveau des piles pour chaque itération.

itération	fut 1	fut 2	fut 3	fut 4	fut 5	fut 6
1	107.21	97.94	109.72	99.15	116.31	107.16
2	225.57	208.72	226.25	206.42	234.9	271.4
4	462.72	873.01	925.45	850.04	976.5	879.52
8	935.72	873.01	925.45	850.04	946.5	879.52
50	2509.33	2346.37	2455.69	2258.16	2523.9	2349.29
85	2509.33	2346.37	2455.69	2258.16	2523.9	2349.29
100	2509.33	2346.37	2455.69	2258.16	2523.9	2349.29
150	2509.33	2346.37	2455.69	2258.16	2523.9	2349.29
170	2509.33	2346.37	2455.69	2258.16	2523.9	2349.29
200	2509.33	2346.37	2455.69	2258.16	2523.9	2349.29
250	2509.33	2346.37	2455.69	2258.16	2523.9	2349.29
300	2509.33	2346.37	2455.69	2258.16	2523.9	2349.29
350	2509.33	2346.37	2455.69	2258.16	2523.9	2349.29
400	2509.33	2346.37	2455.69	2258.16	2523.9	2349.29

Les valeurs sont en KN.m.

Nous observons que les moments des futs restent inférieurs aux moments plastiques.

Le moment max est au niveau de fut 5.

4.5. Conclusion :

Dans ce chapitre l'analyse dynamique du pont étudié a été effectuée. Quatre types d'analyse ont été réalisées analyse linéaire spectrale en utilisant le spectre du RPOA, analyse linéaire temporelle et analyse non linéaire temporelle en utilisant cinq accélérogrammes simulés à partir du spectre du RPOA et on a ajoutée le signal de Boumerdess.

Les résultats obtenus peuvent être résumés par les points suivants :

- ❖ Les deux types d'analyses linéaires spectrales et temporelles donnent des résultats comparables.
- ❖ L'analyse non linéaire temporelle conduit à des résultats moins importants que les deux autres analyses (spectrale, linéaire temporelle) donc elle peut être utilisée dans ce cas si on s'intéresse à une étude plus économique (baisse des coûts de construction).
- ❖ La prise en compte de la non linéarité au niveau des futs et des appareils d'appuis réduit les efforts internes et les déplacements.
- ❖ Le déplacement maximal est au niveau de la cinquième et la sixième fut pour l'analyse non linéaire temporelle).
- ❖ Le pont étudié reste dans le domaine élastique, ne subit à aucun dégât.
- ❖ Le pont reste toujours dans le domaine linéaire sous l'effet d'un signal réel où on a pris l'enregistrement de Boumerdes , mais quand on a excité le pont par l'augmentation de l'intensité de ce signal le pont demeure dans le domaine non linéaire et l'état d'endommagement sous l'effet de ce signal important est **IO** (fonctionnalité immédiate) au niveau des futs 5 et 6.

Pour l'analyse Pushover :

- ❖ Les déplacements au niveau du tablier sont important que ceux des futs. Ceci car ces derniers sont liés aux tabliers par des appareils d'appuis.
- ❖ Le moment max est au niveau de fut 5.
- ❖ La courbe de capacité comporte deux parties : d'élasticité et de la plasticité.
- ❖ Le point de performance en approche d'amortissement est de 0.042 pour les trois formats ($S_a - S_d$), ($S_a - T$) et ($S_d - T$).

Conclusion générale

L'objectif principal des codes parasismiques est d'assurer de manière fiable un niveau satisfaisant de sécurité et d'opérabilité vis-à-vis des aléas naturels. Pour ce faire, plusieurs procédures de calcul ont été proposées. Les structures doivent être en mesure de résister aux tremblements de terre d'une manière quantifiable et présenter des niveaux de performance cible, correspondant à des niveaux de dommages économiquement et socialement acceptables. Pour évaluer la performance structurelle, les codes suggèrent l'utilisation de différents types de méthodes d'analyse : statique linéaire, statique non linéaire, dynamique linéaire et dynamique non linéaire. L'analyse statique non linéaire appelée aussi analyse Pushover permet l'évaluation directe de la performance de la structure.

L'analyse dynamique spectrale permet de calculer les effets maximums d'un séisme sur une structure, tels que décrits par un spectre de réponse. Sa simplicité et ses coûts d'analyse abordables en font la méthode la plus utilisée par les ingénieurs. L'analyse dynamique transitoire est une analyse détaillée qui permet, à partir des accélérogrammes réels ou artificiels, d'obtenir l'évolution de la réponse structurale exacte et complète dans le temps. Cette méthode nécessite cependant des analyses temporelles multiples, ce qui en fait non seulement une méthode d'analyse complexe mais aussi coûteuse en regard du dépouillement des nombreux résultats devant être analysés. L'analyse statique non linéaire consiste à soumettre la structure à un chargement incrémental distribué suivant la hauteur. Le résultat de cette méthode est donné sous forme d'une courbe inélastique représentant la variation de l'effort tranchant à la base en fonction du déplacement au sommet de la structure.

L'objectif de ce mémoire est d'effectuer une étude par la méthode des forces et la méthode des déplacements, pour un cas réel d'un pont à poutre en béton précontraint sur un tronçon de l'autoroute est-ouest. L'ouvrage est constitué de quatre travées ; deux travées de 25.65m et deux travées de 26.30m ; de neuf poutres espacées de 1.12m et de trois piles chaque pile a deux futs et un chevet d'hauteurs constantes ainsi qu'un appareil d'appui en élastomère fretté.

Ce pont a été modélisé en 3D par la méthode des éléments finis ceci en utilisant le logiciel 'SAP 2000 version 14'.

Dans notre mémoire quatre types d'analyses ont été réalisées analyse linéaire spectrale en utilisant le spectre du RPOA, analyse linéaire temporelle et analyse non linéaire temporelle des piles et des appareils d'appuis en utilisant cinq accélérogrammes simulés à partir du spectre du RPOA par le logiciel SismoArtif, et on a ajoutée le signal de Boumerdes.

Les résultats obtenus peuvent être résumés par les points suivants :

- ❖ Les deux types d'analyses linéaires spectrales et temporelles donnent des résultats comparables.
- ❖ L'analyse non linéaire temporelle conduit à des résultats moins importants que les deux autres analyses (spectrale, linéaire temporelle) donc elle peut être utilisée dans ce cas si on s'intéresse à une étude plus économique (baisse des coûts de construction).
- ❖ La prise en compte de la non linéarité au niveau des futs et des appareils d'appuis réduit les efforts internes et les déplacements.
- ❖ Le déplacement maximal est au niveau de la cinquième et la sixième fut pour l'analyse non linéaire temporelle).
- ❖ Le pont étudié reste dans le domaine élastique, ne subit à aucun dégât.
- ❖ Le pont reste toujours dans le domaine linéaire sous l'effet d'un signal réel où on a pris l'enregistrement de Boumerdes, mais quand on a excité le pont par l'augmentation de l'intensité de ce signal le pont demeure dans le domaine non linéaire et l'état d'endommagement sous l'effet de ce signal important est **IO** (fonctionnalité immédiate) au niveau des futs 5 et 6.

Pour l'analyse Pushover :

- ❖ Les déplacements au niveau du tablier sont importants que ceux des futs. Ceci car ces derniers sont liés aux tabliers par des appareils d'appuis.
- ❖ Le moment max est au niveau de fut 5.
- ❖ La courbe de capacité comporte deux parties : d'élasticité et de la plasticité.
- ❖ Le point de performance en approche d'amortissement est de 0.042 pour les trois formats ($S_a - S_d$), ($S_a - T$) et ($S_d - T$).

Bibliographie

(Sperber.V, 2011) VINCENT SPERBER, analyse non linéaire de fondations profondes en béton armé soumises à des charges latérales – comparaison des logiciels sap2000 et group québec, diplôme de licence, MONTREAL.2011, 229p.

(Denis.D) Denis DAVI, conception parasismique des ponts, Journées techniques organisées avec l'appui du Sétra et sous l'égide de la CoTITA, Centre d'Études Techniques de l'Équipement Méditerranée, CETE Méditerranée, 2p.

(Ady.A et al, 2008) Ady Aviram, Kevin R. Mackie, Božidar Stojadinović, Guidelines for Nonlinear Analysis of Bridge Structures in California, engineering research center, university of california, PEER, 2008, 218p.

(REZA. S, 2008) REZA SHAFIEI-TEHRANY, nonlinear Dynamics and static analysis of i-5 ravenna bridge, diplôme de master, washington state university Department of Civil and Environmental Engineering, 2008, 164p.

(LAUSANNe, 2006) LAUSANNe, technical news, GeoMod ingénieurs conseils SA.2006, 1p.

(MEKKI.M, 2014) MOHAMED MEKKI, Approche probabiliste dans la détermination des courbes de vulnérabilité des structures en génie civil, Oran, Algérie, diplôme de doctorat, faculté d'architecture et de génie civil département de génie civil ,2014,196p.

(BOUSSA.L, 2012) BOUSSA. LEILA, EFFET DE CONFORTEMENT SUR UNE STRUCTURE EN BETON ARME, FACULTE DES SCIENCES DE L'INGENIEUR .BOUMERDES, ALGERIE, DIPLOME DE MAJISTER, UNIVERSITE DE BOUMERDES, 2012 ,94P

(AlainNazé.P,2006)ALAINNAZE.P ;COMBESCURE.D ;BOUCHON.M;MOUROUX.P ;BETBEDER6MATIBET.J ;OLFGANG.J ;WALTER.JP ,méthode en déplacement :principe-codification-application,association française du génie parasismique,n°26 ,2006,84p .

(Seghir.N,2010) Etude d'un pont à poutre précontrainte sur le tronçon autoroutier W7, Tlemcen, Algérie, Diplôme de master, Université de Tlemcen, 2010.

(R.P.O.A, 2008) Règlement Parasismique des Ouvrages d'Arts, 2008

(Kherbouche. Y, 2013) Kherbouche. Yassine, Analyse dynamique d'un pont en tenant compte la non linéarité des piles et des appareils d'appuis, Tlemcen, Algérie, Diplôme de master, Université de Tlemcen, 2013.

(Lou. L, 2006) Lei. Lou, Effect of the Spatial Variability of Ground Motions on the Seismic Response of Reinforced Concrete Highway Bridges, Drexel University, 2006.

(SeismoSoft) Earthquake engineering software solutions, <http://www.seismosoft.com/home>.

Résumé

L'insuffisance des méthodes classiques de calcul dynamique des structures et la complexité des méthodes d'intégration temporelles ont conduit au développement des méthodes de déplacement ou d'analyses statiques non-linéaires.

L'objectif du présent travail est de faire une étude par la méthode de forces et la méthode de déplacements pour un cas réel d'un pont à poutre en béton précontraint.

Pour cela, on a effectué différents types d'analyses ; des analyses linéaires par la méthode spectrale et temporelle, et des analyses non linéaires en considérant la non linéarité au niveau des piles et des appareils d'appuis, par la méthode statique « Pushover » et la méthode temporelle.

Les résultats obtenus en termes des efforts internes et des déplacements, et la prise en compte de la non linéarité au niveau des futs et des appareils d'appuis réduit ces résultats, aussi que le pont étudié reste dans le domaine élastique que s'il subit à un séisme important.

Mots clés :

Pont à poutres en béton précontraint, pile, appareil d'appui, rotule plastique, la non linéarité, Pushover.