

République Algérienne Démocratique et Populaire

Ministère de L'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Université Aboubakr Belkaid

Faculté De Technologie

Département de Génie Civil



Mémoire Pour L'Obtention Du Diplôme

De Master 2

Option : Infra Structure de Base et Géotechnique

Thème :

**ANALYSE DYNAMIQUE D'UN PONT A POUTRE
EN CONSIDÉRANT LA NON LINÉARITÉ DES PILES ET
DES APPAREILS D'APPUI**

Présenté Juillet 2013 par :

M^r KHERBOUCHE YASSINE

M^r IKHLEF FETHI

Devant le Jury composé de :

M^r D.ZENDAGUI

Président

M^{me} .S. GHAZALI

Examinatrice

M^{me} .N.DJAFOUR

Examinatrice

M^{me} .N.MEDDANE

Encadreur

M^r A.BENYACOUBE

Encadreur

Dédicace

*Avec l'aide de dieu tout puissant, nous pouvions achever ce modeste travail
que nous dédions :*

♥ *A nos chères parents dont l'aide et les encouragements permanents m'ont
permis de poursuivre mes études dans les meilleures conditions. Nous
les remercions infiniment pour tout. En souhaitant que dieu leurs
accorde longue vie et très bonne santé.*

♥ *A nos grands parents*

♥ *A nos frères*

♥ *A notre grande famille*

♥ *A toutes mes amis*

REMERCIEMENT

Nous remercions Dieu le tout puissant de nous avoir donnés le privilège et la chance d'étudier et de suivre le chemin de la science et de la connaissance.

Nous adressons notre vif remerciement à nos encadreur M^r BENYACOUB.A pour sa compréhension ; ses conseils et son aide et M^{me} MEDDENE.N .pour sa gentillesse et ses orientations efficaces.

Nous tenons également à remercier M^r ZENDAGUI.D d'avoir accepté de présider le jury de notre projet de fin d'études

Aussi, nous remercions M^{me} GHAZALI.S et M^{me} DJAFOUR.N qui ont bien voulu examiné notre travail. Leur présence va valoriser, de manière certaine, le travail que nous avons effectué.

*Nous adressons également notre profonde gratitude à tous les professeurs de l'université ABOUBAKR BELKAID en particulier ceux du département **GENIE CIVIL**. Votre enseignement a porté ses fruits.*

Mes sincères remerciements vont aussi à M^{me} FARADJI Djamila née KHERBOUCHE Maitre Conférence à l'école préparatoire sciences et techniques (EPST) Tlemcen. Je ne sais comment la remercier pour son aide efficace, ses qualités scientifiques, sa disponibilité sans limite et de ses grandes qualités humaines.

Enfin, nous remercions toutes les personnes qui, de près ou de loin, ont contribué à l'élaboration de ce mémoire.

Mercie à tous

Sommaire

Introduction générale	1
Chapitre 1. Notion générale et définition de base.....	2
1.1. Introduction	2
1.2. Méthodes d'analyse:.....	2
1.2.1. Méthode du spectre de réponse	2
1.2.2. Analyse par le spectre de puissance :	2
1.2.3. Analyse temporelle :.....	3
1.2.4. Analyse temporelle non linéaire :.....	3
1.3. Modèles des comportements non linéaires :	3
1.3.1. Le modèle globale :	3
1.3.2. Le modèle semi-globale :	3
1.3.3. Le modèle macroscopique :	4
1.4. Lois de comportement.....	4
1.4.1. Le modèle viscoplastique parfait:.....	5
1.4.2. Modèle élastique non linéaire :.....	5
1.4.3. Modèle élasto-plastique :.....	5
1.4.4. Modèle γ :.....	6
1.4.5. Modèle de Takeda :	7
1.4.6. Modèle Q :.....	8
1.5. Analyse de la réponse sismique des ponts en béton armé :.....	8
1.6. Avantages et inconvénient de l'analyse non linéaire des ponts	9
1.7. La simulation des matériaux béton et acier:.....	9
1.7.1. Lois simulant le matériau acier :.....	9
1.7.2. Lois simulant le matériau béton en compression :	11
1.7.2.1. Pseudo lois de comportement pour la vérification des sections transversales	12
1.7.2.2. Lois de comportement du béton comprimé non fretté pour l'analyse structurale : 13	
1.7.2.3. Lois de comportement du béton fretté pour l'analyse structurale :.....	16
1.8. Les rotules plastiques :	20
1.8.1. Critère de ruine en rotation:.....	21
1.8.2. Caractéristiques des rotules plastiques:	21
1.9. Conclusion :.....	22

Chapitre 2. Présentation de l'ouvrage	24
2.1. Introduction :	24
2.2. Présentation générale du pont :	24
2.3. Localisation de l'ouvrage :.....	24
2.3.1. Données géométriques :.....	24
2.3.1.1. Tracé en plan :.....	24
2.3.1.2. Profil en long :	24
2.3.1.3. Profil en travers :.....	25
2.4. Caractéristiques des matériaux :.....	26
2.4.1. Le matériau béton :.....	26
2.4.2. Le matériau acier :	26
2.4.3. Le matériau de précontrainte :	26
2.5. Caractéristiques géométriques du tablier:	27
2.6. Caractéristiques géométriques des piles :.....	28
2.6.1. Caractéristiques géométrique des appareils d'appuis :.....	29
2.7. Conclusion:.....	29
Chapitre 3. Modélisation de pont	30
3.1. Introduction :	30
3.2. Modèle linéaire :.....	30
3.3. Analyse modale :	31
3.4. Modèle non linéaire :.....	31
3.4.1. La non linéarité des piles :.....	32
3.4.1.1. Modèle en rotule plastique :	32
3.4.1.2. La longueur de la rotule plastique :	32
3.4.1.3. Relation force-déplacement non linéaires :.....	34
3.4.1.4. Relation moment-courbure :	34
3.4.2. La non linéarité des appareils d'appuis :	41
3.4. Conclusion :.....	43
Chapitre 4. Evaluation de la réponse dynamique de pont:	44
4.1. Introduction :	44
4.2. Détermination des actions sismique :.....	44
4.3. Détermination de l'action sismique pour l'analyse temporelle :.....	46

4.4. Analyse des résultats et interprétation :.....	48
4.5.Conclusion	61
Conclusion generale	62
Références bibliographies	64

Liste Des figures

Figure 1. 1 : Modèle en élément fibre d'une pile de pont	4
Figure 1. 2. Modèle viscoplastique parfait	5
Figure 1. 3 Modèle élastique non linéaire	5
Figure 1. 4 : Modèle élasto-plastique	6
Figure 1. 5: Modèle γ	6
Figure 1. 6 : Modèle Takeda	7
Figure 1. 7:Modèle Q	8
Figure 1. 8 Diagramme « Force - Déformation », éprouvette d'acier, surface 269mm ²	10
Figure 1. 9 Représentation de la loi « élasto-plastique » pour l'acier	Erreur ! Signet non défini.
Figure 1. 10 Représente la courbe « Parabole - Rectangle » pour un béton de résistance	12
Figure 1. 11 « P-R », $f_c = 45$ et 90N/mm^2	13
Figure 1. 12 Diagramme σ - ϵ pour le béton comprimé	14
Figure 1. 13 Loi fib pour un béton non fretté	16
Figure 1. 14 Représentation du confinement d'une colonne carrée	17
Figure 1. 15 Exemple de dommage d'un pont suite au séisme de Kobé (Japon 1995)	21
Figure 1. 16 Développement de rotules plastiques lors du séisme de Northridge (USA, 1994)	22
Figure 1. 17 Rupture par cisaillement d'une pile lors du séisme	22
Figure 2. 1 Profil en long	25
Figure 2. 2 Profil en travers	25
Figure 2. 3 L'emplacement des câbles dans les sections de la poutre	27
Figure 2. 4 Section d'about de la poutre Figure 2. 5 Section médiane de la poutre	28
Figure 2. 6 Section de la pile [20]	29
Figure 2. 7 Appareil d'appui.	29
Figure 3. 1 model du pont en 3D	30
Figure 3. 2 Rotation de la corde à la rupture θ_u d'un élément de construction.	33
Figure 3. 3 Réparation de la courbure ϕ le long d'un	33
Figure 3. 4 Relation force-déplacement non linéaire d'une porte a faux élancé	34
Figure 3. 5 Relation moment-courbure d'une section de paroi	34
Figure 3. 8 Interface de code USC-RC	36
Figure 3. 6 Exemple de diagrammes contrainte-allongement idéalisés pour l'examen de structures en béton armé	36
Figure 3. 7 Adaptation de la courbe d'approximation bilinéaire afin de mieux correspondre à la courbe moment-courbure	36
Figure 3. 9 Modèle de béton de la pile	37
Figure 3. 10 Modèle de l'acier de la pile	37
Figure 3. 11 Diagramme de moment-courbure	38
Figure 3. 12 Diagramme de moment-courbure obtenu à partir du SAP2000	38
Figure 3. 13. Loi moment courbure de la pile 1	39

Figure 3. 14Loi moment courbure de la pile 2	40
Figure 3. 15Loi moment courbure de la pile 3-4.....	40
Figure 3. 16 Loi moment courbure de la pile 5	41
Figure 3. 17 La relation force-déplacement	42
Figure 3. 18 Comportement non linéaire de l'appareil d'appuis.....	43
Figure 4. 1 : Spectre de réponse élastique- composante horizontale- 5% d'amortissement	46
Figure 4. 2 accélérogramme1	46
Figure 4. 3 accélérogramme2	47
Figure 4. 4. accélérogramme3	47
Figure 4. 5. Le spectre imposé du RPOA et les spectres des différents accélérogrammes simulés.....	48
Figure 4. 6. Variation de l'effort normal au niveau des pile pour les différentes analyses....	50
Figure 4. 7. Variation de l'effort tranchant au niveau des piles pour les différentes analyses.	51
Figure 4. 8. Variation du moment au niveau des piles pour les différentes analyses.....	51
Figure 4. 9Variation du déplacement au niveau des piles pour les différentes analyses.	52
Figure 4. 10 Réponse hystérésis des éléments en rotule plastique -cas du non linéarité des piles-	54
Figure 4. 11. La formation des rotules plastiques –la non linéarité des piles-	55
Figure 4. 12 .La courbe de capacité qui représente les états d'endommagement	55
Figure 4. 13. Réponse hystérésis des éléments en rotule plastique –la non linéarité des piles + appareils d'appuis-	58
Figure 4. 14 La formation des rotules plastique –la non linéarité des piles + appareils d'appuis-.....	59
Figure 4. 15. Variation de la force en fonction de déformation des appareils d'appuis.....	60
Figure 4. 16. Variation de la force en fonction de déformation des appareils d'appuis -calcul non linéaire- dans la pile 4	60

Liste des tableaux

Tableau 2. 1	Caractéristiques mécaniques du béton	26
Tableau 2. 2	Caractéristiques mécaniques des aciers.....	26
Tableau 2. 3	Caractéristiques mécaniques des câbles de précontrainte	26
Tableau 2. 4	les longueurs des travées	27
Tableau 2. 5	caractéristiques des piles	28
Tableau 3. 1:	les modes principaux	31
Tableau 4. 1:	coefficient d'accélération de zone 'A'	44
Tableau 4. 2:	valeurs de T_1 , T_2 et S pour la composante horizontale.....	45
Tableau 4. 3.	Réponses maximales au niveau des piles	49
Tableau 4. 4.	Ductilité au niveau des piles –cas de la non linéarité des pile-	53
Tableau 4. 5.	Ductilité au niveau des piles –cas de la non linéarité des pile	56

INTRODUCTION GENERALE

Introduction générale

Partout dans le monde, environ 20 séismes de magnitude égale ou supérieure à 7 se produisent chaque année. Heureusement, les régions peuplées ne sont pas toujours touchés car leurs effets sont destructeurs.

Le principe de base de calcul parasismique consiste à assurer un degré de sécurité acceptable par la société. Dans les codes et règlements parasismiques, l'étude de la réponse des structures sous l'action sismique est conduite en faisant appel à des méthodes simplifiées selon la nature de l'ouvrage et sa destination. L'ingénieur calcule la sollicitation (l'effort) provoquée par un séisme donné à la base de l'édifice, et la compare à la résistance de l'ouvrage. Des séismes survenus récemment (Northridge, 1993 ; Izmit, 1999 ; Boumerdes, 2003 et Bam, 2003) ont révélé l'insuffisance de ces méthodes simplifiées (méthodes statique équivalente ou méthodes modale spectrale), qui déterminent a-priori l'effort sismique susceptible d'être appliqué, puis procèdent à une vérification des déplacements de la structure.

Une structure soumise à un violent séisme est sollicitée au-delà du domaine élastique et se comporte de manière fortement non-linéaire. Du fait du caractère élasto-plastique du béton armé, la dégradation apparaît soit progressivement, soit brutalement, en diverses parties de la structure, provoquant ainsi la plastification (ou l'endommagement). Par conséquent, l'utilisation de l'analyse linéaire devient insuffisante (voire non économique) ; par ailleurs, le recours à une analyse temporelle non-linéaire qui est complexe à l'échelle d'un bureau d'ingénierie.

L'objectif de ce travail est de faire une étude dynamique non linéaire d'un pont à poutre précontrainte, en utilisant la méthode non linéaire temporelle.

Cette étude nous permettra aussi de faire une comparaison entre l'analyse linéaire (méthode spectral et temporelle) et l'analyse non linéaire (méthode temporelle).

Ce mémoire s'articule autour de quatre chapitres :

Chapitre 1 «Notions générales et définition de base » : ce chapitre présente quelques définitions sur le comportement linéaire et non linéaire, les avantages et les inconvénients de l'analyse non linéaire et les différentes lois de comportements.

Chapitre 2 «Présentation de l'ouvrage étudiée » : ce chapitre décrit les différentes parties du pont étudié et sa géométrie.

Chapitre 3 «Modélisation de pont » : ce chapitre présent les différentes étapes de modélisation de pont dans le cas linéaire et non linéaire.

Chapitre 4 «Evaluation de la réponse dynamique de pont » : ce chapitre est consacré à l'analyse linéaire et non linéaire du pont, ainsi interprétation des résultats obtenus.

Chapitre 1

NOTIONS GENERALES ET DEFINITION DE BASE

Notion générale 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 l'analyse dynamique non linéaire des structures.

1.2.Méthodes d'analyse:

Le règlement parasismique des ouvrages d'arts contient des principes de conception et de dimensionnement, des critères et des dispositions constructives pour les ponts neufs, pour réduire au minimum leur susceptibilité aux dommages dus aux actions sismiques. Pour cela il contient quatre méthodes d'analyses :

1.2.1. Méthode du spectre de réponse

L'analyse par le spectre de réponse est une analyse élastique des réponses dynamiques maximales de tous les modes significatifs de la structure. La méthode se base sur un calcul dynamique multimodal spectral et tient compte de façon statique des déplacements différentiels.

La réponse globale est obtenue par des combinaisons statistiques des contributions modales maximales.

Les effets de l'action sismique doivent être déterminés partir d'un modèle linéaire dynamique complet, en accord avec les lois de la mécanique et avec les principes de l'analyse structurale. [1]

1.2.2. Analyse par le spectre de puissance :

Une analyse linéaire stochastique de la structure doit être effectuée, soit en appliquant l'analyse modale, soit par des matrices de réponse dépendant de la fréquence, à partir du spectre de densité de puissance en accélération.

Les effets élastiques de l'action doivent être définis comme la valeur moyenne de la distribution statistique de la valeur extrême maximale de la réponse pendant la durée considérée dans le modèle sismique.

Les valeurs de calcul doivent être déterminées en divisant les effets élastiques par le coefficient de comportement q appropriée. Cette méthode est appliquée pour les calculs linéaires. [1]

1.2.3. Analyse temporelle :

Dans une analyse temporelle, les effets de l'action sismique sont obtenus en faisant la moyenne des échantillons de la réponse extrême, calculée pour chaque accélérogramme.

L'action sismique peut être décrite par un ensemble d'accélérogrammes construits artificiellement ou réels.

Cet ensemble doit contenir un nombre suffisant (une dizaine) d'accélérogrammes construits pour obtenir une estimation fiable des effets de l'action sismique. Il doit couvrir le spectre de réponse du site. [1]

1.2.4. Analyse temporelle non linéaire :

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

Dans ce cas la réponse de la structure au cours du temps peut être obtenue par intégration numérique directe des 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.

Le règlement RPOA recommande d'utiliser cette méthode 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 résultant de l'analyse par le spectre de réponse. Il y a lieu de respecter les règles pour la vérification de la résistance des sections et pour le dimensionnement des fondations. [1]

1.3. Modèles des comportements non linéaires :

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

1.3.1. Le modèle globale :

Pour ce modèle, le comportement non linéaire est décrit en utilisant les règles de force déformation, qui sont basées sur les résultats des essais expérimentaux, afin de simuler le comportement de l'élément entier. On note qu'aucun modèle constitutif n'est nécessaire dans le processus. [2]

1.3.2. Le modèle semi-globale :

Pour ce modèle, les structures sont décrites par un ensemble d'éléments poutres reliés entre eux. Ces éléments décrivent le comportement hystérique des composants structuraux. Le modèle matériel constitutif est pris en compte au niveau de l'élément ou de la section. La partie déformable peut être divisée en plusieurs segments. Le comportement structural de chaque membre d'élément est décrit en utilisant la tranche de chaque segment. Chaque section transversale du segment peut être divisée en plusieurs fibres, qui utilisent des relations non linéaires de contrainte-déformation pour différents matériaux, tels que l'acier, béton confiné et le béton non confiné, etc. [[3],[4]]

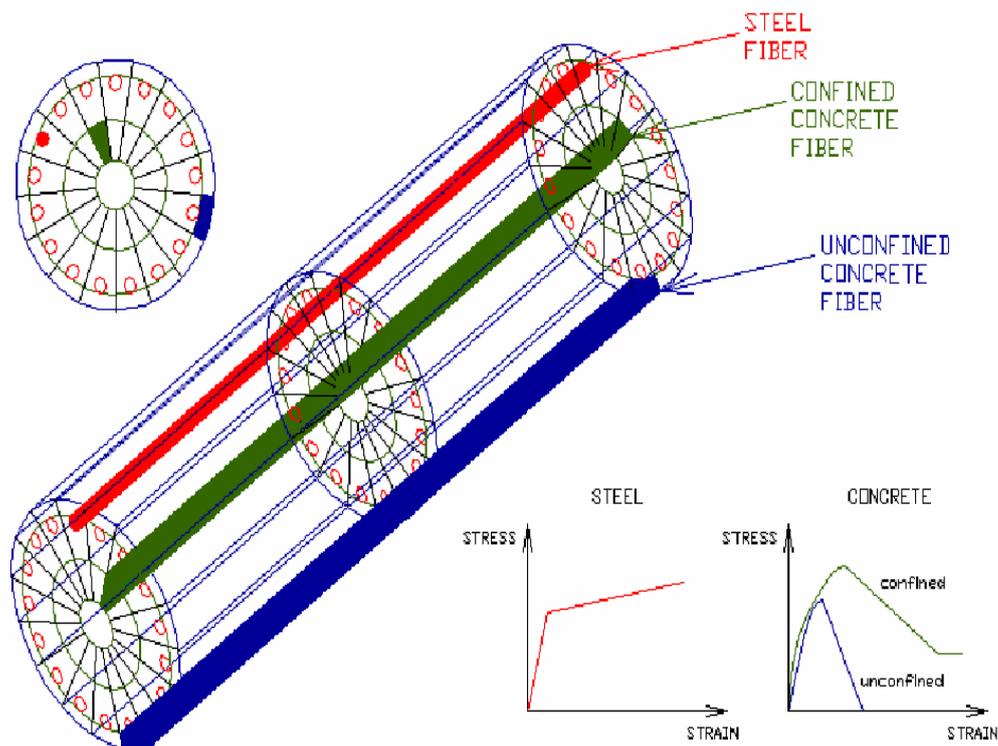


Figure 1.1 : Modèle en élément fibre d'une pile de pont

1.3.3. Le modèle macroscopique :

Pour ce modèle, les éléments structuraux sont habituellement divisés en un certain nombre de petits éléments finis. Le modèle matériel constitutif et la non-linéarité géométrique sont considérés pour chaque petit élément au niveau de contrainte-déformation. Généralement, le modèle de macroélément concerne des approximations brutes, le modèle de microélément peut être employé pour une région locale d'une structure, ce dernier est du point de vue informatique, cher s'il est utilisé dans l'analyse dynamique non linéaire d'une structure entière. Par conséquent, le modèle d'élément de fibre est la meilleure combinaison de la simplicité et de l'exactitude dans des analyses dynamique non linéaires des éléments structuraux et de la structure entière avec un coût informatique acceptable. [4]

1.4. Lois de comportement.

1.4.1. Le modèle viscoplastique parfait:

Ce modèle est le plus fréquemment utilisé en analyse dynamique non linéaire, il est caractérisé par une raideur élastique \mathbf{K}_e , une raideur plastique \mathbf{K}_p , un amortisseur visqueux \mathbf{C} et une masse \mathbf{M} [5].

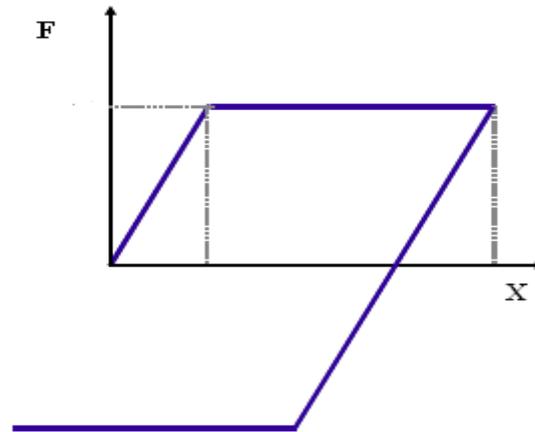


Figure 1.2 modèle viscoplastique parfait

1.4.2. Modèle élastique non linéaire :

Caractérisé par une raideur élastique K_e , une raideur non linéaire $K_p = 0$, un amortisseur visqueux C et une masse M . [5] (voir figure 1.3)

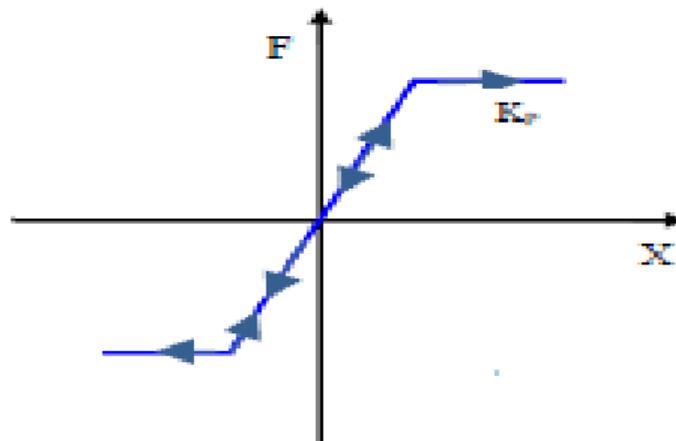


Figure 1.3 : Modèle élastique non linéaire

1.4.3. Modèle élasto-plastique :

Le modèle élasto-plastique est le modèle de base, il est par conséquent très rudimentaire. Sa simplicité est la principale raison de son utilisation, même pour des matériaux autre que l'acier. Il est décrit avec seulement trois paramètres : la rigidité avant plastification K , le déplacement de plastification x_e et la rigidité après plastification rK . [6](Voir figure 1.4)

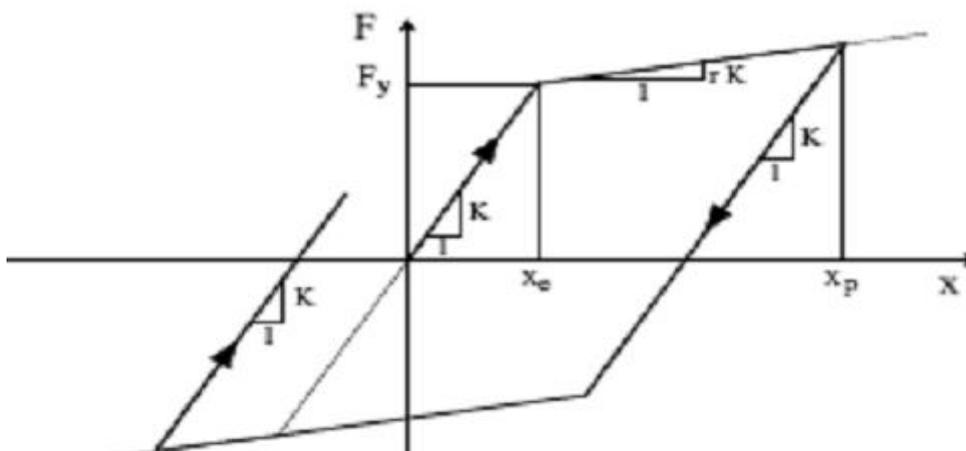


Figure 1.4 : Modèle élasto-plastique

Le principal inconvénient de ce modèle, c'est la trop grande rigidité de la courbe de recharge après plastification et de la courbe de décharge. En effet, pour les refends en béton armé, lorsque la phase de recharge commence, il y a tout d'abord une phase de fermeture des fissures qui diminue fortement la rigidité. Cette trop grande rigidité a pour conséquence de permettre une dissipation d'énergie trop importante et les déplacements permanents obtenus avec ce modèle sont très loin de la réalité. De plus, ce modèle ne considère aucune dégradation de la rigidité au fil des cycles.

1.4.4. Modèle γ :

Le modèle γ (figure 1.5) a été développé à partir du modèle précédent et ceci essentiellement pour simuler le comportement d'éléments en béton armé. Il se caractérise aussi par sa simplicité. Son développement s'est basé sur l'observation que les courbes de recharge ont tendance à se couper au même point. Par rapport au modèle élasto-plastique, le paramètre γ a été rajouté pour les courbes de recharge, paramètre qui est à déterminer empiriquement. [6]

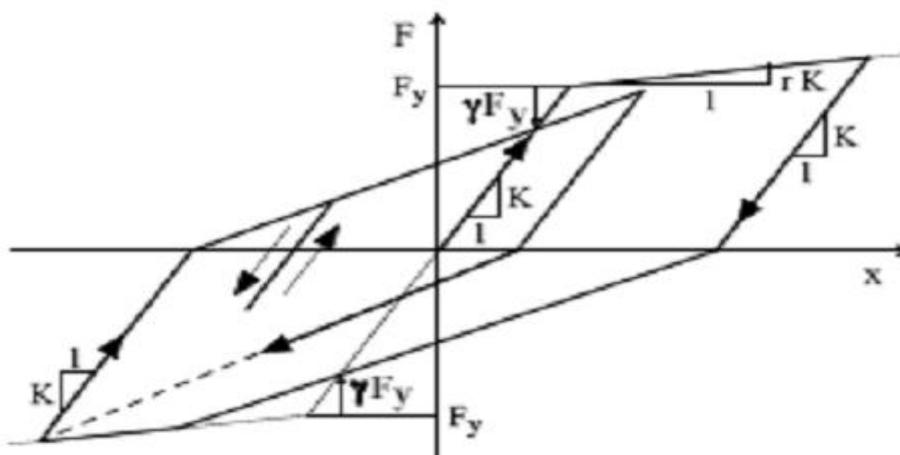


Figure 1.5 : Modèle γ

1.4.5. Modèle de Takeda :

Le modèle de Takeda (figure 1.6) est une des lois simplifiées les plus répandues pour modéliser les structures en béton armé du fait qu'il est plus réaliste.

C'est une loi tri-linéaire correspondant à la fissuration, la plastification (des aciers) et à la ruine. Le modèle retenu est un modèle simplifié de Takeda défini à partir des trois paramètres α , β , γ . Ces paramètres représentent la diminution de raideur, le phénomène de pincement (pinching), et la diminution de résistance.

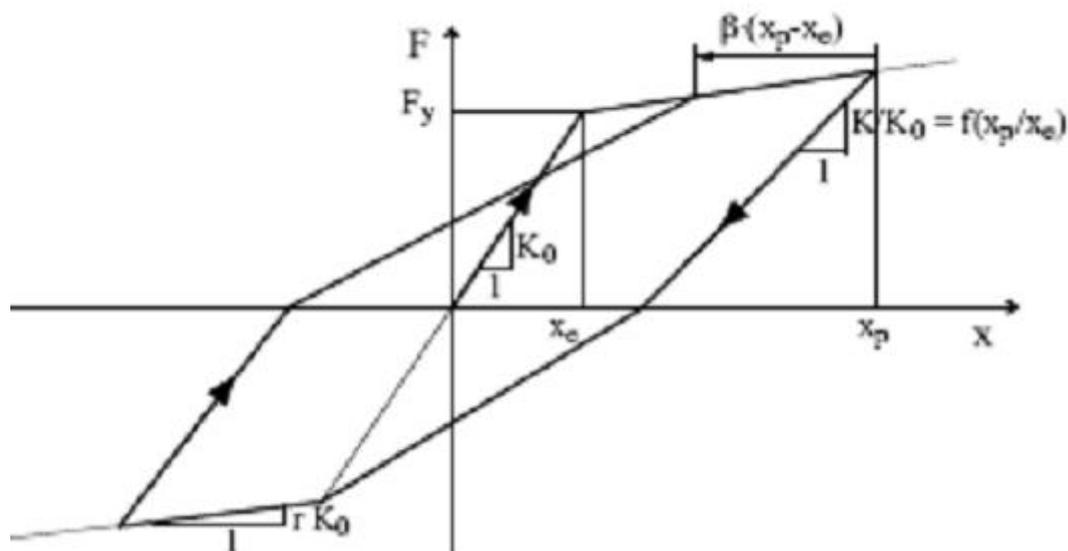


Figure 1.6 : Modèle Takeda

Lorsque les courbes de recharge croisent l'axe des déplacements, elles sont ensuite dirigées vers un point à une distance $\beta(x_p - x_e)$ du point de déplacement maximal x_p . Ainsi, si $\beta=0$, les courbes de recharges ciblent directement le point de déplacement maximal. [6]

1.4.6. Modèle Q :

Le modèle Q (figure 1.7) est une simplification du modèle Takeda. Ce qui le différencie, c'est la valeur absolue du déplacement maximal qui est considérée dans les deux directions. En plus, il n'y a plus de différence entre petits et grands déplacements, la courbe de recharge tend toujours en direction du point correspondant au déplacement maximal actuel.

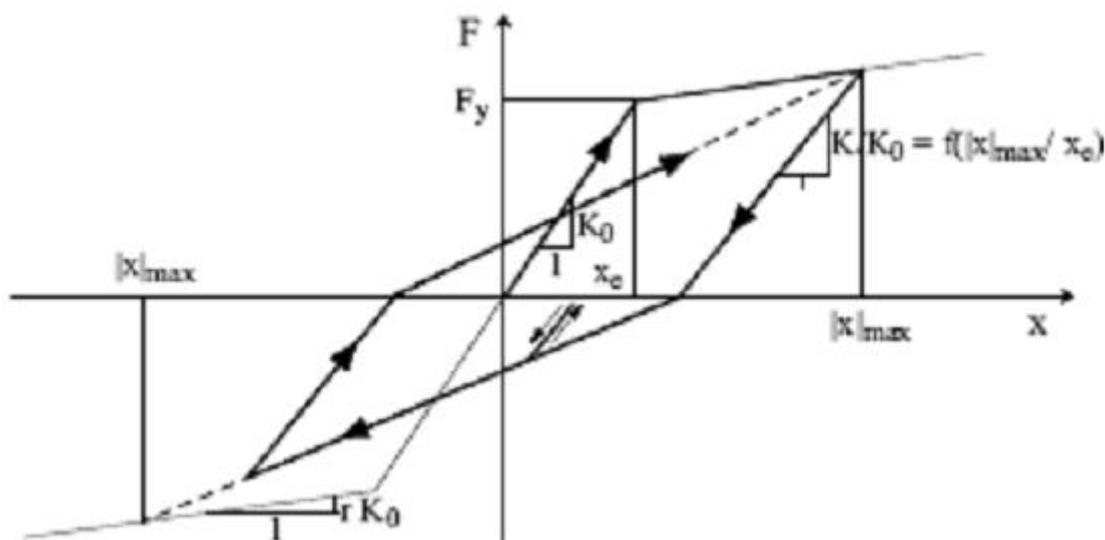


Figure 1.7 : Modèle Q

Tout comme le modèle Takeda, la dégradation de la rigidité de décharge est considérée par le paramètre α et la dégradation de résistance n'apparaît pas. La définition du modèle Q est réalisée par l'intermédiaire de quatre paramètres. Par rapport au modèle Takeda, seul le paramètre β , qui ciblait les courbes de recharge, disparaît car il est admis égal à zéro. [6]

1.5. Analyse de la réponse sismique des ponts en béton armé :

La réponse des ponts soumis aux excitations sismiques peut être déterminée en utilisant l'analyse linéaire ou l'analyse non linéaire [7]. En réalité, la réponse d'un pont est non linéaire compte tenu de :

- La non linéarité des matériaux : béton, acier et sol, peuvent tous se comporter dans le domaine non linéaire.
- La non linéarité géométrique, par exemple, le comportement non linéaire dans le câble principal et les cintres des ponts suspendus ;
- La non linéarité de frontière, exemple, des éléments GAP, c à d, les joints entre les extrémités du pont et les culées.

1.6. Avantages et inconvénient de l'analyse non linéaire des ponts

L'analyse linéaire est parfois suffisante pour calculer la réponse dynamique des ponts. Ceci dans le cas de petites excitations sismiques. Elle est employée couramment pour sa simplicité. Cependant, récemment l'analyse non linéaire a attiré l'attention des chercheurs où beaucoup de travaux de recherche ont été effectués pour l'estimation de la réponse sismique non linéaire et des dommages des ponts.

Les raisons pour l'usage de l'analyse dynamique non linéaire sont multiples :

- L'analyse non linéaire peut produire des résultats beaucoup plus réalistes et plus fiables que ceux obtenus à partir de l'analyse linéaire sous des mouvements sismiques de terrain à fortes excitations. [8]
- Les analyses non linéaires se conforment à la philosophie de conception courante des ponts. Elles permettent des déformations inélastiques et des dommages à un certain degré dans les composantes ductiles du pont. Elles font dissiper l'énergie de séisme d'autant plus qu'elles donnent des conceptions moins coûteuses que des études linéaires. [8]
- Les outils d'analyse non linéaire plus fiables ; incorporant la théorie des éléments finis non linéaires, sont disponibles. Ils sont devenus plus performants vu la rapidité des ordinateurs. [9]

Néanmoins l'analyse non linéaire comporte des difficultés qui résultent de beaucoup d'aspects comprenant :

- La détermination des propriétés des composants de pont, c à d, de la composition du béton armé fait d'acier et de béton, qui ont des propriétés matérielles très différentes, et de l'interaction microscopique entre les barres d'acier et du béton. [2]
- La simulation du comportement sismique des piles du pont sous l'excitation multidirectionnelle est très difficile, en particulier, quand l'interaction du moment-effort axial-effort tranchant doit être prise en considération. [10]
- L'interaction réelle entre les composants structuraux est très difficile. [10]
- Les algorithmes utilisés dans l'analyse non linéaire sont très complexes contrairement à ceux utilisés dans l'analyse linéaire. [10]

1.7. La simulation des matériaux béton et acier:

1.7.1. Lois simulant le matériau acier :

L'acier des armatures actuelles à « adhérence améliorée » possède une limite d'élasticité généralement supérieure à 500N/mm² ainsi qu'un allongement à la rupture compris entre 15 et 20% (pour les barres laminées à chaud). La figure 1.8 présente un diagramme obtenu lors d'un essai de traction sur une éprouvette d'acier de diamètre apparent 18.5 mm.

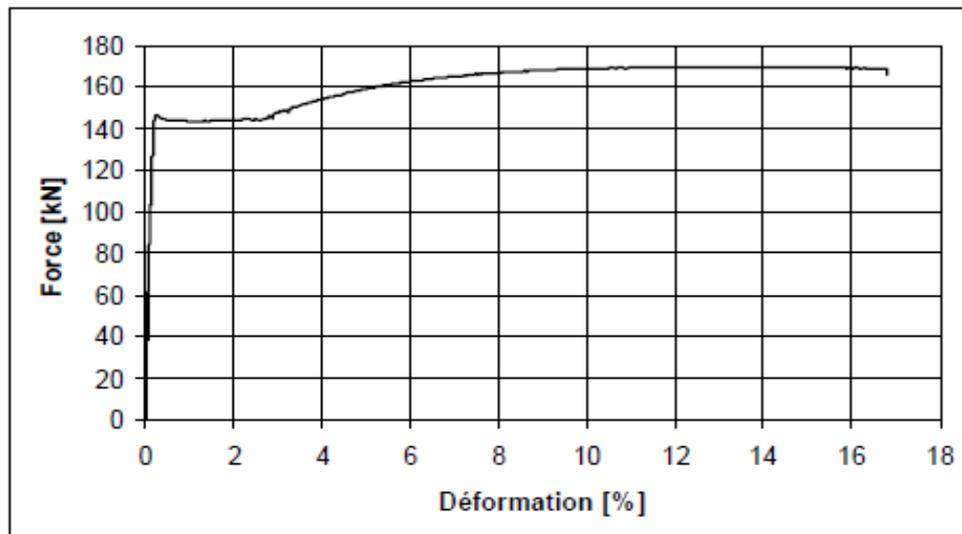


Figure 1.8 : Diagramme « Force - Déformation », éprouvette d'acier, surface 269mm²

Ce diagramme se scinde en trois phases distinctes :

- 1) la partie élastique linéaire, caractérisée par le module d'élasticité de Young (E [N/mm²]) et par la limite d'écoulement aussi appelée limite d'élasticité (f_y [N/mm²]).
- 2) la partie plastique quasiment horizontale, située à un niveau de contrainte équivalent à celui de la limite élastique. Tous les matériaux n'ont pas cette particularité.
- 3) la partie de raffermissement caractérisée par une augmentation de la force jusqu'au maximum. Au maximum de force, on observe l'apparition de la striction qui s'accompagne d'une diminution de charge jusqu'à l'obtention de la rupture de l'éprouvette. Suivant les besoins de l'analyse, on utilisera :

- une idéalisation représentant fidèlement l'allure générale de la courbe de l'essai de traction comme à la figure 1.8.
- une idéalisation de cette courbe par une loi simplifiée « élasto-plastique » avec déformation limite ε_u comme sur la figure 1.9. [11]

Avec :

f_y = limite d'écoulement [N/mm²]

E = module de Young [N/mm²]

ε_y = déformation élastique

ε_u = déformation ultime

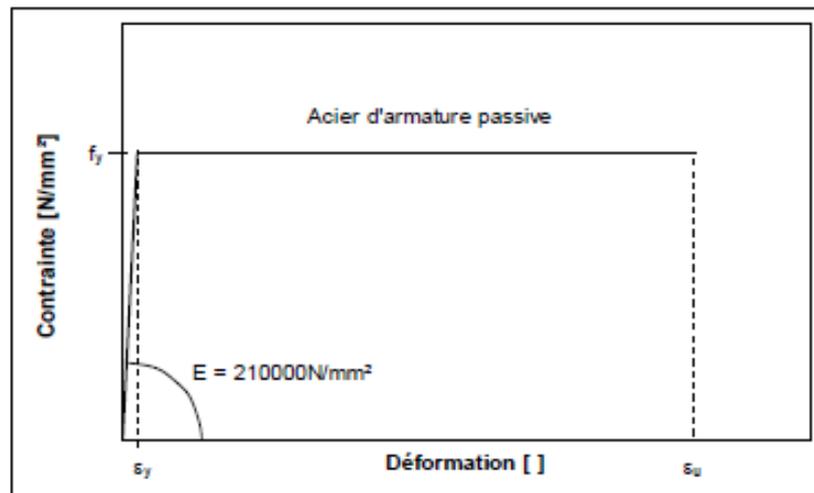


Figure 1.9. Représentation de la loi « élasto-plastique » pour l'acier

Cette loi « élasto-plastique » est utilisée aussi bien pour l'acier comprimé que pour l'acier tendu.

1.7.2. Lois simulant le matériau béton en compression :

Matériau à base cimentaire, le béton résulte du durcissement d'un mélange de gravier, de sable, de ciment, d'eau, d'adjuvants, Les parties réactives du mélange forment avec l'addition d'eau une pâte qui lie les divers granulats en durcissant. L'obtention de résistances élevées à la compression n'est possible qu'en apportant un soin particulier à la composition du mélange (sélection des matériaux, rapport E/C, fractions granulométriques,...).

La résistance à la compression du béton est déterminée soit sur des éprouvettes cubiques de 160mm d'arrête (usuel en Belgique), soit sur des éprouvettes cylindres de 150mm de diamètre Par 320mm de hauteur (France, USA, ...). Pour ce type d'éprouvette, les deux faces d'extrémité, planes et parallèles, doivent être rectifiées et perpendiculaires à l'axe du corps du cylindre. Une mauvaise préparation de l'éprouvette influence la valeur f_c que l'on recherche, Particulièrement pour les hautes résistances.

Beaucoup de chercheurs se sont intéressés à définir des lois de comportements pour le béton. Nous présentons ci-dessous un nombre restreint de propositions de ces lois qui sont placées dans trois classes différentes :

- pseudo loi de comportement pour la vérification des sections transversales ;
- loi de comportement du béton comprimé non fretté pour l'analyse structurale ;
- loi de comportement du béton comprimé fretté pour l'analyse structurale.

1.7.2.1.Pseudo lois de comportement pour la vérification des sections transversales

i. Loi de comportement « Parabole - Rectangle » :

Les modèles de calculs analytiques de résistance des sections d'éléments des structures en béton armé, utilisent couramment comme idéalisation de la courbe « contrainte -

déformation» du béton une représentation dite « Parabole-Rectangle P-R ». Elle est également utilisée pour déterminer la courbe d'interaction N-M de résistance des sections.

Cette représentation « P-R » est composée de deux branches [12] :

- une branche de parabole à axe vertical, passant par l'origine et dont le sommet se situe en ($\sigma = f_c$; $\varepsilon = 0.002$).
- un palier plastique, pour les déformations supérieures à 0.002, s'arrêtant à la déformation limite conventionnelle.

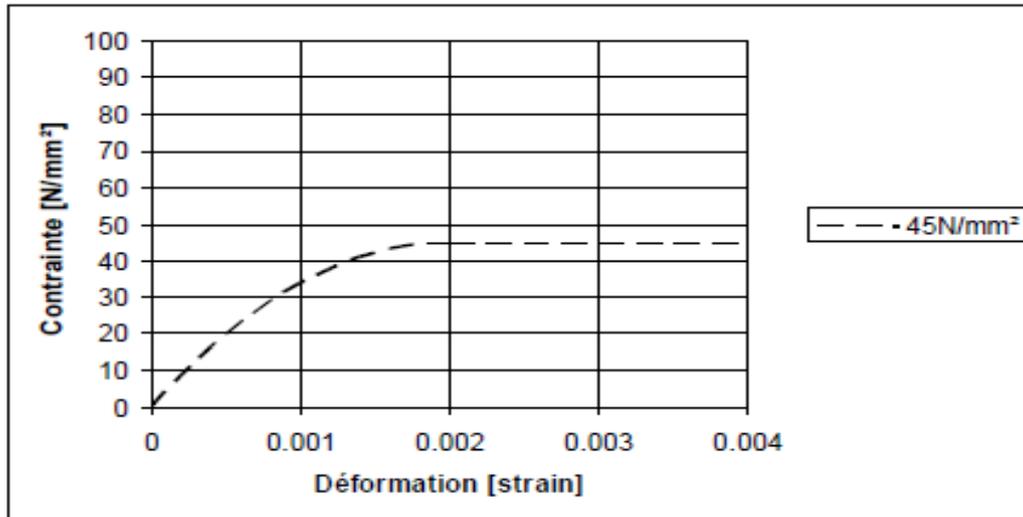


Figure 1.10. Représente la courbe « Parabole - Rectangle » pour un béton de résistance 45N/mm².

Les équations 1.1 permettent de tracer les courbes « contrainte – déformation » [13].

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_c = f_c \left[1 - \left(1 - \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c2}} \right)^n \right] \quad \text{pour } 0 \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{c2} \quad \text{(1.1)} \\ \sigma_c = f_c \quad \quad \quad \text{Pour } \varepsilon_{c2} \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{cu2} \end{array} \right.$$

f_c = résistance du béton [N/mm²]

ε_c = déformation

ε_{c2} = déformation atteinte pour la contrainte maximale

$$\text{Pour } f_c < 50 \text{ N/mm}^2 \quad \varepsilon_{c2} = 0.002$$

$$\text{Pour } f_c > 50 \text{ N/mm}^2 \quad \varepsilon_{c2} = 2 + 0.085(f_c - 50)^{0.53}$$

ε_{cu2} =déformation ultime

$$\text{Pour } f_c < 50\text{N/mm}^2 \varepsilon_{cu2} = 0.0035$$

$$\text{Pour } f_c > 50\text{N/mm}^2 \varepsilon_{cu2} = 2.6 + 35\left(\frac{90-f_c}{100}\right)^4$$

n=exposant

$$\text{Pour } f_c < 50\text{N/mm}^2 n = 2$$

$$\text{Pour } f_c > 50\text{N/mm}^2 n = 1.4 + 23.4\left(\frac{90-f_c}{100}\right)^4$$

La figure 1.11 présente les courbes pour des bétons de 45 et 90N/mm². Nous observons bien le déplacement vers la droite du point maximum de déformation lors de l'augmentation de résistance du béton. La limite de déformation conventionnelle diminue avec des matériaux de résistance comprise entre 50 et 90N/mm

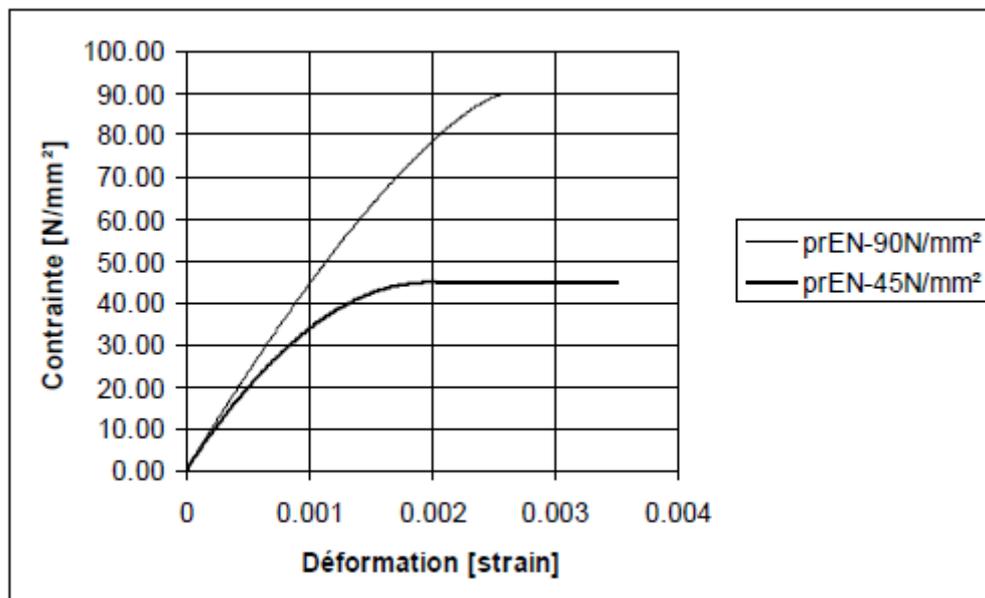


Figure 1.11. « P-R », $f_c = 45$ et 90N/mm^2

1.7.2.2.Lois de comportement du béton comprimé non fretté pour l'analyse structurale :
Pour effectuer des calculs de structure, il est nécessaire d'utiliser des lois représentant correctement le comportement du matériau. Lorsqu'on soumet une éprouvette cylindrique en béton à un essai de compression simple (Figure 1.12) contrôlé en déformation, l'aspect qualitatif de la loi de comportement « contrainte axiale - déformation axiale » prend la forme de la courbe ci-dessous.

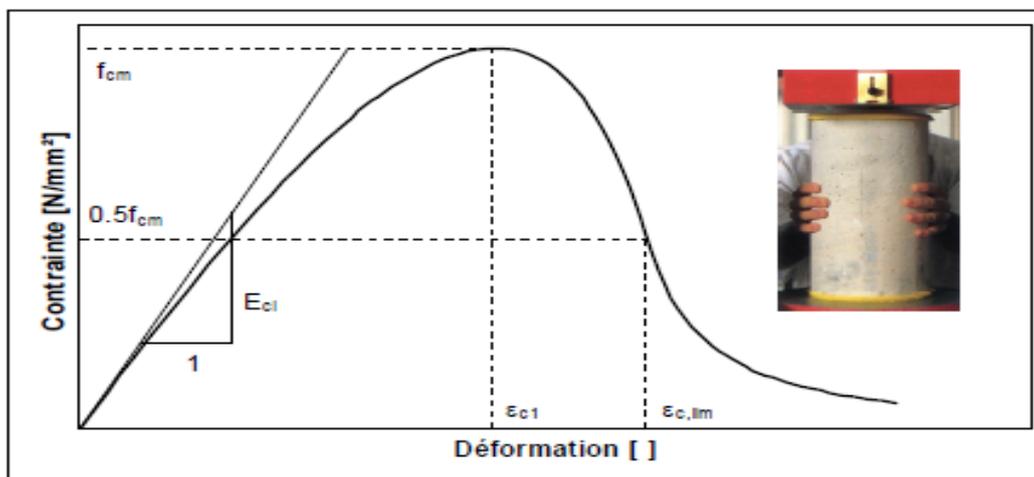


Figure 1.12. Diagramme σ - ε pour le béton comprimé

Les caractéristiques qualitatives de cette courbe sont :

- une branche ascendante, à concavité vers le bas, admettant un module tangent initial E_{ci} et un extremum (f_{cm} , ε_{c1}); à cet extremum de contrainte correspond la résistance à la compression (f_{cm});
- au-delà de ce maximum, une branche descendante présentant normalement un point d'inflexion, et finie (σ_c , $\varepsilon_{c,lim}$).

Passons en revue quelques-unes de ces lois.

I. Loi de comportement de Porpovic:

après avoir collationné un grand nombre d'essais expérimentaux, **Porpovic** propose une équation mathématique unique pour représenter tant la phase ascendante que la phase descendante de la relation « contrainte – déformation ». [14]

L'équation parabolique 1.2 s'articule autour de deux valeurs expérimentales essentielles :

- la contrainte maximale en compression du béton (f_0) mesurée sur cylindre.
- la déformation ε_0 au maximum de la contrainte maximale f_0 .

$$f = f_0 \frac{\varepsilon}{\varepsilon_0} \frac{n}{n-1 + \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_0}\right)^n} \quad [\text{Psi}] \quad (1.2)$$

f_0 = contrainte maximale déterminée lors de l'essai [psi]

ε = déformation axiale [in/in]

ε_0 = déformation axiale au maximum de contrainte [in/in]

n = fonction mathématique dépendant de la contrainte maximale

Porpovic propose l'équation 1.3 afin de déterminer ε_0 . L'évolution de ε_0 est décroissante en fonction de f_0 .

$$\varepsilon_0 = \frac{1}{K} \left(\sqrt{f_0} + \frac{2500}{\sqrt{f_0}} \right) \quad (1.3)$$

f_0 = contrainte maximale déterminée lors de l'essai [psi]
 ε_0 = déformation axiale au maximum de contrainte [in/in]
 K = paramètre expérimental à déterminer

L'équation 1.4 donne le coefficient n présent dans l'équation 1.2.

$$n = 0.4 \times 10^{-3} f_{0+1} \quad (1.4)$$

Il est à noter que ces équations sont issues de la linéarisation des résultats expérimentaux obtenus à l'époque.

II. Loi de comportement fib text book manual :

Le Manual-textbook fib donne l'expression 1.5 de la relation «contrainte déformation» correspondant à une vitesse de déformation imposée de 30µs/sec [11] .

$$\sigma = \frac{\frac{E_{ci}}{E_{c,sec}} \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c0}} - \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c0}}\right)^2}{1 + \left(\frac{E_{ci}}{E_{c,sec}} - 2\right) \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c0}}} f_{cm} \quad (1.5)$$

$$\varepsilon_{c0} = -0.0017 - 0.001 \frac{f_{cm}}{f_{cm0}} \quad (1.6)$$

f_{cm} = résistance à la compression [MPa]

f_{cm0} = 70MPa

$E_{c,sec} = \frac{f_{cm}}{\varepsilon_{c0}}$ module d'élasticité sécant de l'origine au pic de compression f_{cm} [MPa]

$E_{ci} = \alpha_E E_{c0} \left(\frac{f_{cm}}{f_{cm0}}\right)^{0.33}$ module d'élasticité tangent à 28 jours

$E_{c0} = 2,15.10^4$ MPa

$f_{cm0} = 10$ MPa

$\alpha_E = 1$ (porphyre)

Cette expression reste valable tant que $|\varepsilon_c| \leq \varepsilon_{c,lim}$ où $\varepsilon_{c,lim} = \varepsilon_c$ pour $\sigma_c = 0.5 f_{cm}$.Au delà, pour $\sigma_c < 0.5 f_{cm}$, la courbe « $\sigma_c - \varepsilon_c$ » ne suit plus l'évolution parabolique, et l'équation 1.5 doit être remplacée par une courbe à concavité vers le haut .

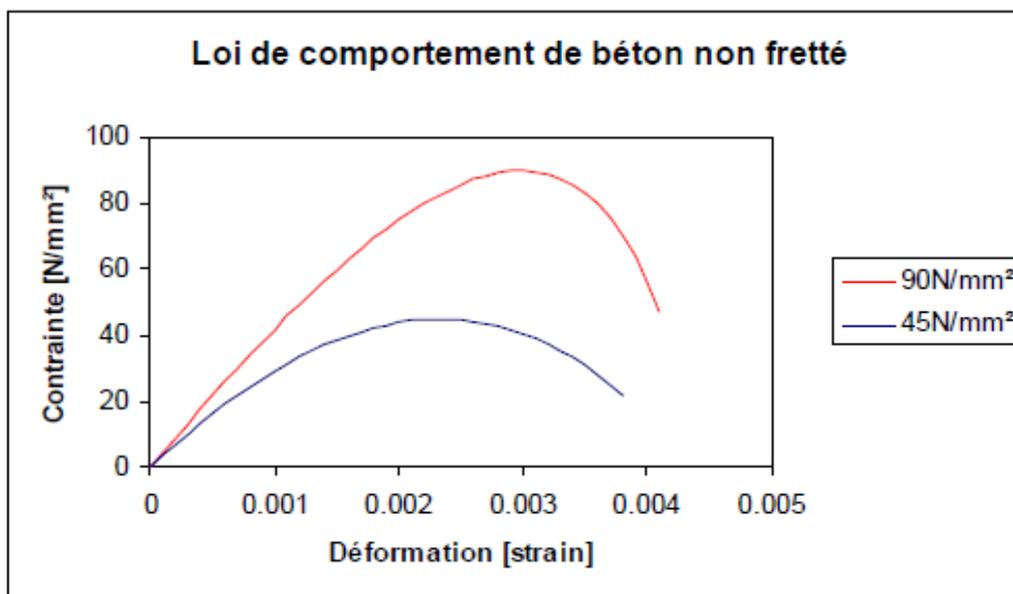


Figure 1.13. Loi fib pour un béton non fretté

La figure 1.13 montre les courbes « contrainte-déformation » pour des matériaux de résistance 45 et 90N/mm². On peut observer que pour la courbe à 90N/mm², la phase post-maximum est étendue et fortement adoucissante, la déformation au maximum de la courbe contrainte déformation est une fonction qui dépend de la valeur de la résistance du béton comme présenté à l'équation 1.6.

1.7.2.3. Lois de comportement du béton fretté pour l'analyse structurale :

a. Loi de comportement de Sheick et Uzumeri [15] :

La détermination de la résistance du béton confiné défini en fonction :

- de la valeur de la résistance au centre du béton ;
- du volume total d'acier ;
- de l'espacement des étriers ;
- de la limite élastique des étriers ;
- de la configuration des étriers ;
- de l'effet des dimensions de la section.

Définissons maintenant la surface de béton confiné. Elle se trouve à l'intérieur du quadrilatère formé par les axes de chaque brin des étriers (dans le cas de colonne à section carrée ou rectangulaire (figure 1.14).

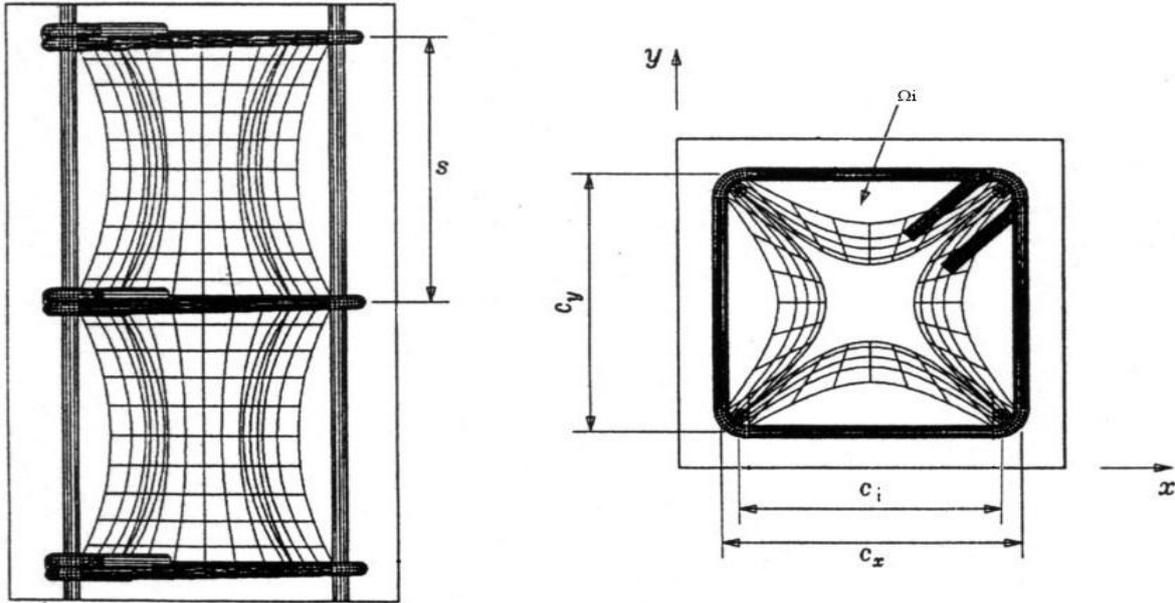


Figure 1.14. Représentation du confinement d'une colonne carrée

Entre deux barres longitudinales se crée un effet de voûte. La surface Ω_i comprise entre cette voûte et l'axe du brin est définie par la formule 1.7. Ces différentes surfaces seront soustraites de celle du quadrilatère.

$$\Omega_i = \frac{c_i^2}{\alpha} \quad (1.7)$$

c_i = distance entre deux barres longitudinales successives [mm]
 α = valeur numérique définie à 4 par [15] et à 6 par [16]

La surface confinée dans le plan des étriers (transversal) est donc :

$$A_e = c_x \times c_y - \sum_{i=1}^n \frac{c_i^2}{\alpha} \quad (1.8)$$

c_x = distance d'axe à axe des étriers extérieurs dans une direction [mm]

c_y = distance d'axe à axe des étriers extérieurs dans l'autre direction [mm]

A_e = surface de la zone confinée transversale [mm²]

Cette surface A_e devra encore être modifiée du fait qu'un effet de voûte se crée également entre deux étriers successifs dans le sens de la hauteur de la colonne. L'équation 1.9 nous donne la valeur finale :

$$A_e = c_x \times c_y - \sum_{i=1}^n \frac{c_i^2}{\alpha} \left(1 - \frac{s}{2c_x}\right) \left(1 - \frac{s}{2c_y}\right) \quad (1.9)$$

s = distance d'axe à axe des étriers successifs [mm]

Pour déterminer la contrainte maximale du béton fretté les auteurs utilisent la formule générale suivante 1.10.

$$f_{cc} = 0.85f'_c \left(1 + \frac{A_e \beta \sqrt{\rho_s f'_s}}{P_{occ}} \right) \quad (1.10)$$

f'_c = contrainte du béton non renforcé

f'_s = limite élastique de l'acier

ρ_s = rapport entre le volume latéral de renforcement et le volume du béton confiné

β = constante

$$P_{occ} = 0.85f'_c - (c_x \times c_y - A_s)$$

c_x = distance d'axe à axe des étriers extérieurs dans une direction

c_y = distance d'axe à axe des étriers extérieurs dans l'autre direction

A_s = surface totale de l'armature longitudinale

b. Loi de comportement de Mander, Priestley et Park [[16], [7], [17]] :

La difficulté principale pour la détermination de la relation $\sigma - \varepsilon$ d'un béton fretté est la détermination de la résistance à la compression de confinement du béton. Cette information est obtenue de manière diverse. Une formulation 1.11 dont certains paramètres sont ajustés expérimentalement.

$$\begin{aligned} f'_{cc} &= f'_{c0} + K_1 f_1 \\ \varepsilon_{cc} &= \varepsilon_{c0} \left(1 + K_2 \frac{f}{f'_{c0}} \right) \end{aligned} \quad (1.11)$$

f'_{cc} = contrainte maximum du béton fretté [N/mm²]

f'_{c0} = résistance à la compression sur cylindre non confiné en béton

f_1 = pression de confinement totale du béton

ε_{c0} = déformation au maximum de contrainte f'_{c0}

K_1, K_2 = paramètres calibrés expérimentalement

Travaillant sur la base des travaux antérieurs, Mander, Priestley et Park établissent une méthode pour déterminer f'_{cc} :

- La première étape de leur raisonnement consiste en la détermination de la pression latérale de confinement :

- f_1 pour une colonne circulaire ;

- f_{1x} et f_{1y} pour une colonne de forme rectangulaire ou carrée. Ces valeurs sont calculées chacune suivant une direction perpendiculaire à un côté.

Les pressions latérales de confinement sont établies grâce à la formule (1.12) suivant la direction x dans ce cas). Cette formule est fonction de la limite élastique des étriers (f_{yh}), de la distance entre les étriers (s), de la distance d'axe à axe des étriers dans la direction où l'on calcule la pression (c_y) et de la quantité d'acier d'étrier présente dans cette direction (A_{sx}).

$$f_{lx} = \frac{A_{sx}}{S_{cy}} f_{yh} \quad (1.12)$$

Il ne reste donc plus qu'à calculer la contrainte effective latérale de confinement suivant les deux directions avec la formule 1.13 établie pour la direction x.

$$f'_{lx} = \frac{A_e}{1-\rho_{cc}} f_{lx} \quad (1.13)$$

A_e = surface de la zone confinée transversale [mm²]

f_{lx} = pression latérale de confinement [N/mm²]

ρ_{cc} = rapport entre la surface d'acier longitudinale et la surface de béton confiné

- la seconde étape consiste à déterminer la valeur de f'_{cc} :
 - Pour les colonnes circulaires, une formule analytique est fournie ;
 - Pour les colonnes de formes rectangulaires ou carrées, ils utilisent un abaque à 2 entrées (f'_{lx} et f'_{ly}) et obtiennent le rapport f'_{cc}/f'_{co} .

Connaissant la résistance à la compression du béton fretté et la déformation au maximum de contrainte, les auteurs utilisent la formulation de Porpovic afin d'écrire leur loi de comportement (équation 1.14) sous l'effet des armatures :

$$\sigma = \frac{f'_{cc} \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_{cc}} \right) \cdot r}{r - 1 + \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_{cc}} \right) r} \quad (1.14)$$

$$r = \frac{E_c}{E_c - E_{sec}}$$

$$\begin{cases} E_c = 5000 \sqrt{f'_{c0}} \\ E_{sec} = \frac{f'_{cc}}{\varepsilon_{cc}} \end{cases}$$

$$\varepsilon_{cc} = \varepsilon_{c0} \left(1 + 5 \left(\frac{f'_{cc}}{f'_{c0}} - 1 \right) \right) \quad (1.15)$$

E_c = module tangent [N/mm²]

E_{sec} = module sécant [N/mm²]

f'_{cc} = résistance en compression du béton fretté

f'_{c0} = résistance en compression du béton non fretté

ε = déformation

ε_{c0} = déformation au maximum de contrainte pour le béton non fretté

ε_{cc} = déformation au maximum de contrainte pour le béton fretté

c. Loi de comportement de Cusson et Paultre:

Cusson et Paultre (1994) formulent trois variantes pour la détermination de la valeur f_{cc} .

▪ La première variante est l'obtention d'une relation 1.16 pour f_{cc} extraite de la généralisation d'essais expérimentaux couvrant une large plage de confinements différents, et de résistances de bétons comprises entre 60 et 120N/mm² [18].

$$\frac{f_{cc}}{f_{co}} = 1 + 2.1 \left(\frac{f_{le}}{f_{co}} \right)^{0.7} \quad (1.16)$$

f_{cc} = contrainte maximale du matériau confiné

f_{co} = contrainte maximale du béton non fretté

f_{le} = pression latérale due au confinement

▪ la seconde variante concerne la pression latérale de confinement. Après avoir réalisé des expériences, ils se sont rendus compte que les aciers constituant les étriers ne plastifiaient pas obligatoirement. Les auteurs ont alors développé une procédure itérative afin de déterminer au mieux la contrainte dans les aciers.

▪ la troisième variante concerne le classement du confinement. Ils effectuent une différenciation des colonnes en fonction du rapport f_{le}/f_{co} . Trois catégories sont établies :

- Classe 1 : (confinement faible) $0.00 < f_{le}/f_{co} < 0.05$
- Classe 2 : (confinement moyen) $0.05 < f_{le}/f_{co} < 0.20$
- Classe 3 : (confinement élevé) $0.20 < f_{le}/f_{co}$

1.8. Les rotules plastiques :

Une structure réelle est toujours soumise à des charges verticales qui présentent les charges permanentes et qui se combinent aux actions horizontales représentant généralement les 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). [19]



Figure 1.15. Exemple de dommage d'un pont suite au séisme de Kobé (Japon 1995)

1.8.1. Critère de ruine en rotation:

Les phénomènes observés lors de la ruine par flexion des structures élancées moment, au niveau local des sections endommagées, trois phases principales : la fissuration de la section, la plastification des aciers et enfin la ruine de la section qui se traduit par l'écrasement du béton en compression [19].

Il existe plusieurs méthodes pour définir une rotation de ruine, parmi ces méthodes on peut citer à titre d'exemple :

- **Méthode de Priestley :**

Priestley utilise la notion de longueur de la rotule plastique pour définir une rotation de ruine.

- **Méthode simplifiées de l'ACT40/FEMA273-356 :**

Une rotule plastique est une zone d'un élément de structure (poutres, poteaux,...) subissant des déformations irréversible et capable 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.

1.8.2. Caractéristiques des rotules plastiques:

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 [19].

La longueur de chaque rotule L_p ne correspond pas à la longueur de la portion de la poutre ou du poteau ayant physiquement plastifié.

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

La dégradation de l'inertie dans chaque rotule plastique représente un état endommagé de la structure pourtant, il s'avère que l'inertie chute, certes de manière globale entre le début (inertie élastique) et la fin du séisme (inerties dégradées encore plus faibles que l'inertie fissurées) mais elle ne diminue pas (forcément) à chaque pas de temps : les fissures éventuelles peuvent se refermer et l'inertie augmente au cours des cycles.



Figure 1.16. Développement de rotules plastiques lors du séisme de Northridge (USA, 1994)



Figure 1.17. Rupture par cisaillement d'un pile lors du séisme de Chi-Chi (Taiwan, 1999)

1.9. Conclusion :

On peut retenir de ce chapitre, dans une étude de la réponse des ponts soumis aux excitations sismique, une analyse linéaire ou non linéaire peut être utilisée, mais en réalité, la réponse d'un pont est non linéaire compte tenu les non linéarités : matérielle, géométrique et de frontière.

Dans le présent projet de fin d'étude, on s'intéresse à l'étude dynamique linéaire et non linéaire d'un pont à poutre précontrainte, la non linéarité considéré est celle des matériaux.

Chapitre 2

PRÉSENTATION DE
L'OUVRAGE ÉTUDIÉE

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 précontrainte situé dans la willaya de Tlemcen.

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 [20] ,qui comporte l'étude dynamique linéaire du pont étudier en commençant par le pré dimensionnement des différents sections de l'ouvrage jusqu'à la détermination des section de ferrailage.

2.2.Présentation générale du pont :

L'ouvrage concerné est un viaduc-autoroute situé sur la section 'W7' de l'autoroute **Est-ouest**, Il est situé dans le tronçon ouest de **SBA-TLEMEN** au niveau de **(PK64+838)**, d'une configuration de travées de $(4 \times 28.1) + (2 \times 28)$ m, avec une largeur de 2×13.75 m. Le tablier est constitué de poutres en T précontraintes préfabriquées avec 7 poutres de 145cm de haut espacées de 195cm. Ces poutres transmettent les efforts vers l'infrastructure au moyen des plaques d'appuie néoprène fretté. On prévoit pour l'infrastructure des piles à paroi mince, et des culées semi-enterrées, avec des fondations sur pieux. La dalle de transition est d'une longueur de 5m [20].

2.3.Localisation de l'ouvrage :

Le pont est prévu pour franchissement d'un oued. Selon des investigations sur site il n'existe pas d'eau dans l'oued. La hauteur de berge plus grande à gauche qu'à droite, la surface du terrain est en sol argileux meuble.

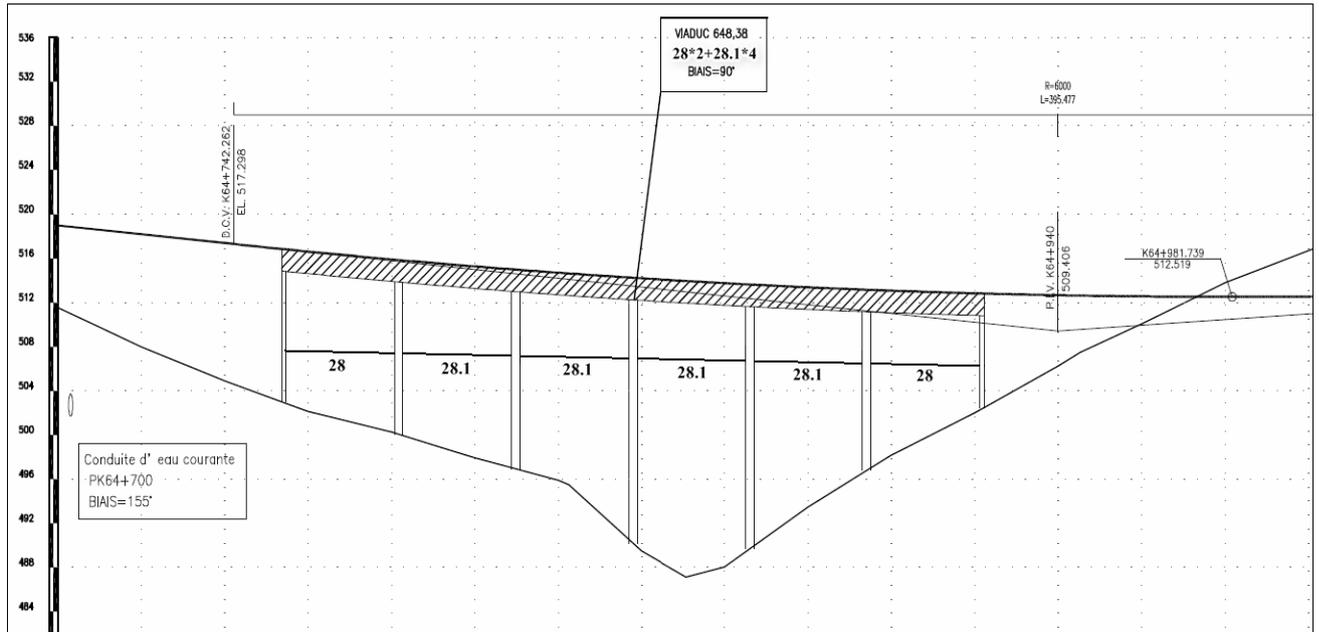
2.3.1. Données géométriques :

2.3.1.1. Tracé en plan :

L'alignement en plan donne la définition géométrique du tracé en plan de l'axe de la voie droite

2.3.1.2.Profil en long :

L'ouvrage étudié a une longueur de 168.4 m, composé de six travées, deux travées de 28 m, et quatre travées de 28.1m. Le tracé de la voie présente une pente de 2.5%. Le profil en long du pont étudié est représenté par la figure 2.1



La figure 2.1. Profil en long

2.3.1.3. Profil en travers :

Le tablier est composé de 3 voies de 3.50 m, plus une bande d'arrêt d'urgence de 1m de largeur d'un côté et 0.5m de l'autre côté et un trottoir de 0.7m de largeur, d'où la largeur totale du tablier est de : $L_t=13.1m$. Le profil en travers est représenté par la figure 2.2.

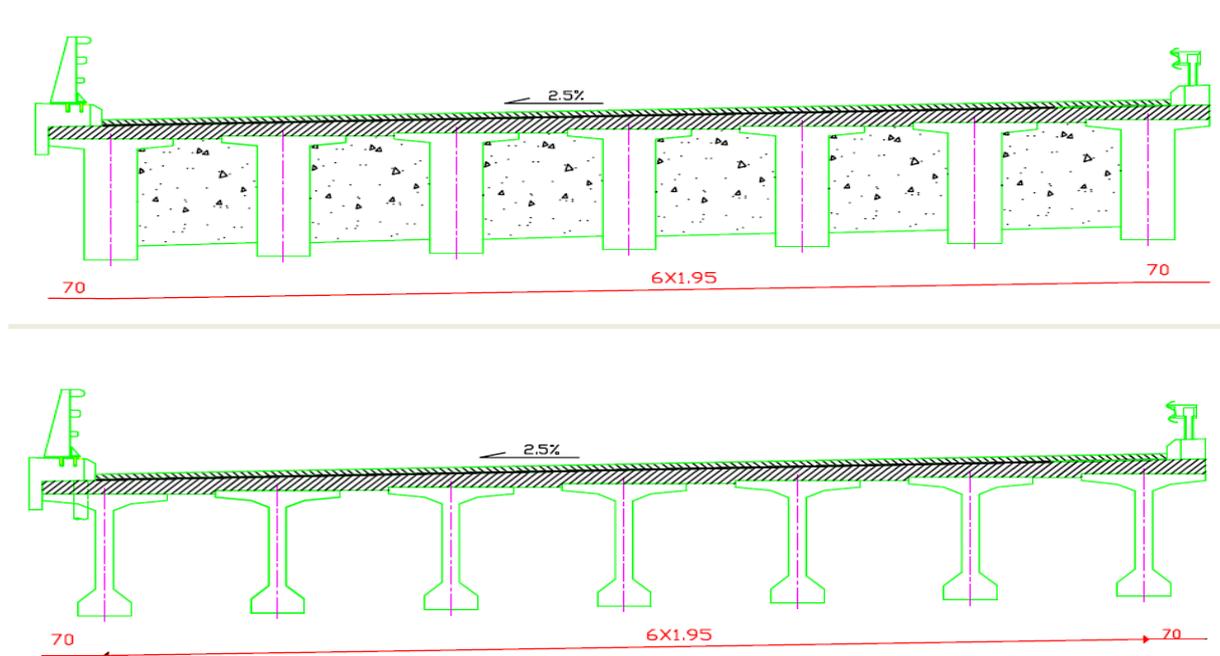


Figure 2.2. Profil en travers

2.4. Caractéristiques des matériaux :

2.4.1. Le matériau béton :

Résistance (MPa)	RN35	RN27
éléments	Poutres précontraintes préfabriquées, Tablier et pieux	Culées, piles, chevêtres, dalles de transition, semelles, barrières, trottoirs, et autres éléments

Tableau 2.1. Caractéristiques mécaniques du béton

2.4.2. Le matériau acier :

Les caractéristiques de l'acier sont données par le tableau 2.2 :

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

Tableau 2.2. Caractéristiques mécaniques des aciers

2.4.3. Le matériau de précontrainte :

Le tableau 2.3 présente les caractéristiques des câbles de précontrainte :

Câble à très basse relaxions	TBR
Résistance normal	$f_{prg}=1860 \text{Mpa}$
Diamètre nominal d'un toron	$\Phi=15.2 \text{mm}$
Surface nominal d'un toron	$A_p=140 \text{mm}^2$
Module de déformation élastique	$E_p=1.95 \times 10^5 \text{MPa}$
Coefficient de relaxation	$\rho_{1000} \leq 3.5\%$
Procédé de précontrainte	Post tension
Nombre de câble	4 câbles 7T15

Tableau 2.3. Caractéristiques mécaniques des câbles de précontrainte

La figure 2.3 présente l'emplacement des câbles dans les poutre dans les section d'abouts et centrales

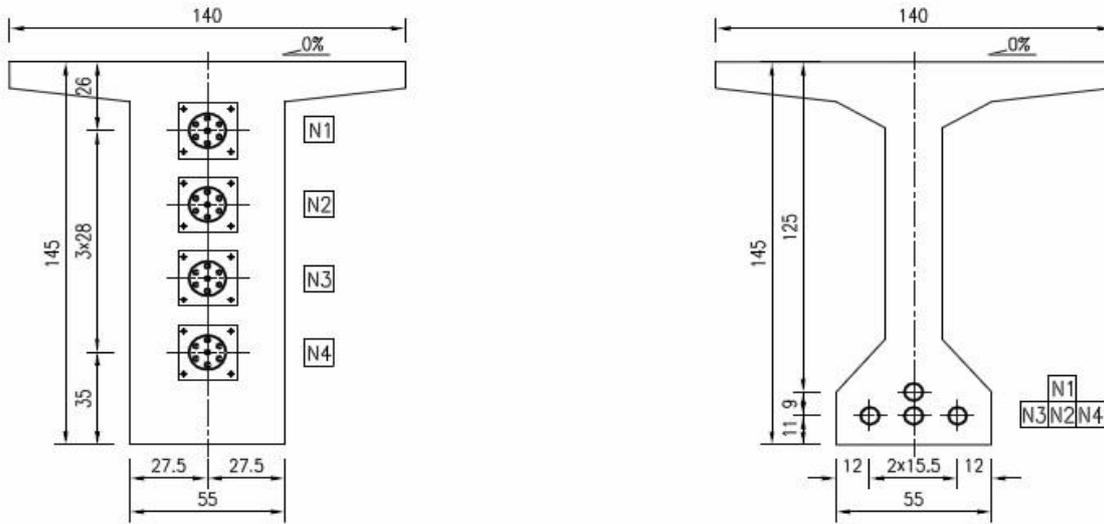


Figure 2.3. L'emplacement des câbles dans les sections de la poutre

2.5. Caractéristiques géométriques du tablier:

Le tablier est composé de 6 travées de longueur différentes comme c'est illustré dans le tableau 2.4 :

Travée	1	2	3	4	5	6
Longueur(m)	28	28.1	28.1	28.1	28.1	28

Tableau 2.4 : les longueurs des travées

Le tablier est composé de 7 poutres espacées de 1.95m, les poutres sont isostatiques.

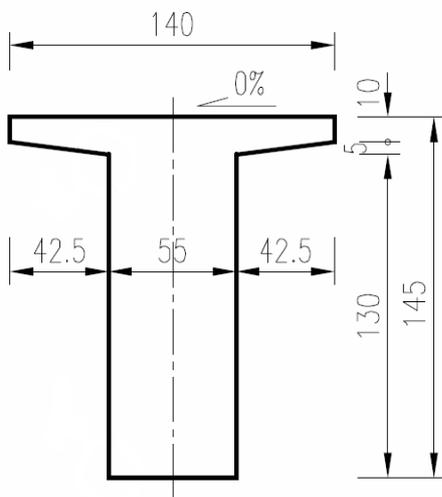


Figure 2.4. Section d'about de la poutre

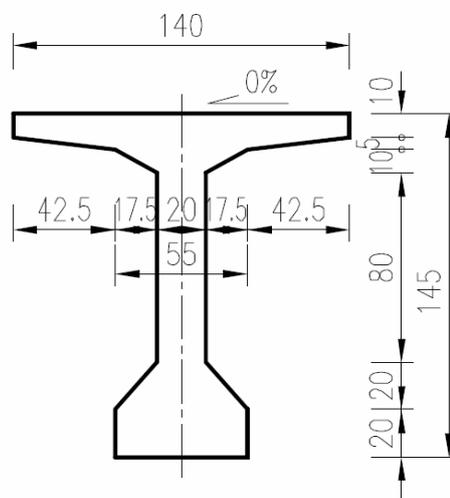


Figure 2.5. Section médiane de la poutre

2.6. Caractéristiques géométriques des piles :

Le pont est composé de 5 piles d'hauteurs différentes comme c'est illustré dans le tableau 2.5 et la section des piles évidées comme c'est montré dans la figure 2.6. Cette dernière présente également la section de ferrailage des piles.

	Hauteur(m)	Longueur(m)	Largueur(m)	type
Pile 1	14.583	5.3	2.2	Evidé
Pile 2	16.583	5.3	2.2	Evidé
Pile 3	25 .583	5.3	2.2	Evidé
Pile 4	25.583	5.3	2.2	Evidé
Pile 5	15.583	5.3	2.2	Evidé

Tableau 2.5 : caractéristiques des piles

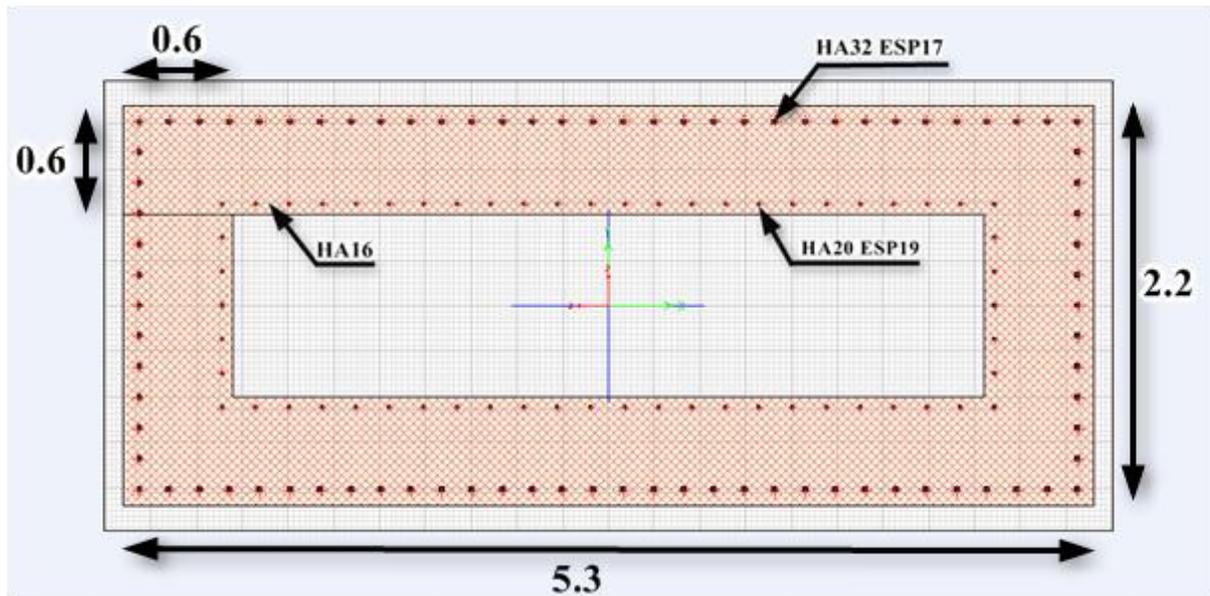


Figure 2.6. Section de la pile [20]

2.6.1. Caractéristiques géométrique des appareils d'appuis [20] :

Le type d'appareil d'appuis utiliser dans ce viaduc est **JBZD 350*350*72**, Cette appareil est montrer dans la figure 2.7

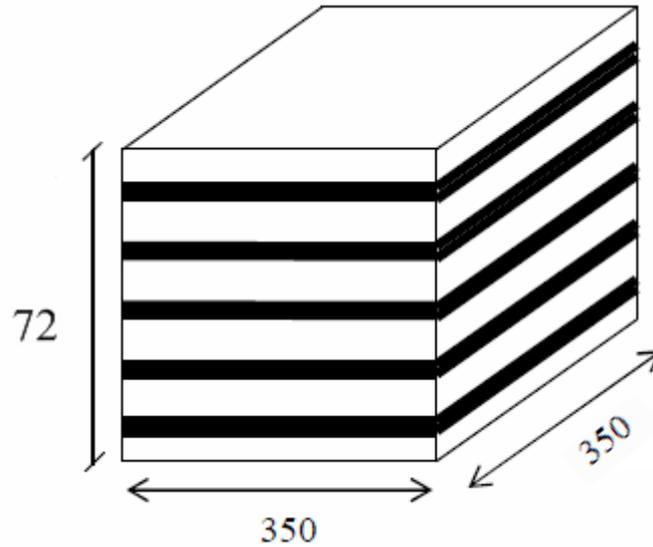


Figure2.7 : Appareil d'appui.

La rigidité de l'appareil d'appuis (K) est estimée la relation suivante :

$$\mathbf{k = GA/h} \quad (2.)$$

Avec :

G : module de cisaillement de l'appareil d'appuis

A : surface de l'appareil d'appuis

h : épaisseur total de l'appareil d'appuis

AN:

$$K=1200*0.35*0.35/0.072 = \mathbf{2041.66 \text{ KN/m}}$$

2.8. Conclusion:

Le pont étudié est droit, il est composé de six travées, sept poutres espacées de 1.95m et de cinq piles évidées de hauteurs différentes, Ainsi que l'appareil d'appuis utilisé est au néoprène fretté de type **JBZD 350*350*72.**

Chapitre 3

MODÉLISATION DE PONT

3.1.Introduction :

Ce chapitre est consacré à la modélisation linéaire et non linéaire du pont étudié, pour cela on utilise le code de calcul en élément finis «**SAP 2000**», c'est un logiciel de calcul et de conception des structures d'ingénierie particulièrement les ouvrages de Génie civil. Il permet la saisie graphique des ouvrages avec une bibliothèque d'éléments autorisant l'approche du comportement de ce type de structure. Il offre de nombreuses possibilités d'analyse vis-à-vis des efforts statiques ou dynamiques, avec des compléments de conception et de vérification.

3.2. Modèle linéaire :

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

Le tablier et les piles ont été modélisés par des éléments poutres «**Frames**», ainsi les appareils d'appui ont été modélisés par des éléments de liaison «**Link**».

La figure 3.1 présente le modèle établi pour le pont étudié.

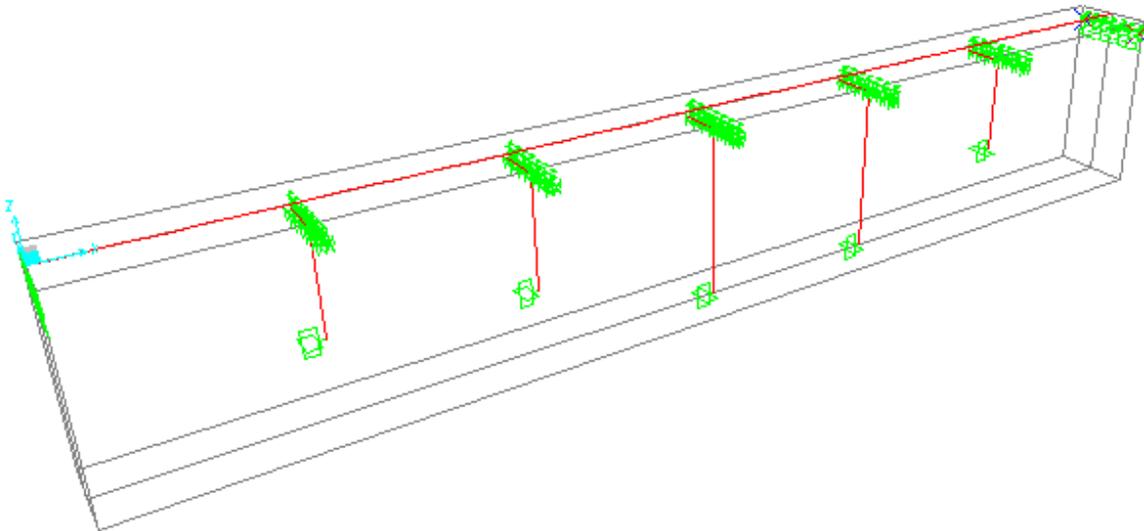


Figure 3.1 : model du pont en 3D

3.3. Analyse modale :

Pour que la somme de la masse modale effective atteigne 90% de la masse totale du pont dans les deux sens horizontales et le sens verticale, nous avons considéré 72 modes.

On présente par le tableau 3.1 les modes jugés importants pour le pont étudié. A partir de cette analyse on remarque que 9 modes sont suffisants pour une analyse modale spectrale sous mouvement sismique longitudinale. Le cas considéré dans notre mémoire.

Modes	Période (sec)	Ux	Uy	Uz	Sum UX	SumUy	Sum Uz
Mode 1	1.41	0.54190	5.771E-15	2.302E-10	0.54190	5.771E-15	2.302E-10
Mode 2	1.14	0.00916	1.111E-09	6.903E-09	0.55106	1.111E-09	7.133E-09
Mode 3	1.10	1.757E-10	0.41547	6.011E-10	0.55106	0.41547	7.734E-09
Mode 4	1.06	0.26592	2.690E-10	1.675E-10	0.81698	0.41547	7.901E-09
Mode 5	1.03	3.410E-10	0.00504	1.134E-11	0.81698	0.42051	7.913E-09
Mode 6	1.01	0.01007	8.193E-09	1.990E-10	0.82705	0.42051	8.112E-09
Mode 7	1.00	4.728E-10	0.26888	6.880E-10	0.82705	0.68939	8.800E-09
Mode 8	0.99	3.921E-08	0.02166	6.098E-11	0.82705	0.71105	8.861E-09
Mode 9	0.98	0.06232	1.118E-08	1.795E-10	0.88937	0.71105	9.040E-09
Mode 10	0.98	1.798E-11	0.06817	1.957E-10	0.88937	0.77923	9.236E-09
Mode 20	0.48	0.01795	3.670E-16	1.376E-09	0.90734	0.77954	3.334E-08
Mode 32	0.16	1.261E-14	0.04420	3.440E-10	0.99998	0.90388	0.55544
Mode 72	0.03	4.129E-09	1.699E-10	0.03487	0.99999	1.00000	0.91816

Tableau 3.1 : les modes principaux

3.4. Modèle non linéaire :

Dans les cas courants de conception des ponts sous chargement sismique, le comportement non élastique et les dommages de certains composants de pont sont permis de se développer, à un certain degré. Les grandes déformations inélastiques et les dommages dans la superstructure des ponts en béton ne sont pas souhaitables parce qu'elles ne peuvent pas être facilement surveillées et réparées, et peuvent rendre le pont entier irréparable. Dans la pratique, les superstructures de pont sont conçues pour rester élastiques quand les chevêtres atteignent leur capacité en moment plastique. Les colonnes et les culées sont les composants adéquats pour absorber l'énergie sismique d'entrée en permettant le comportement non élastique. [8]

Dans notre étude on considère le comportement non linéaire pour les colonnes et les appareils d'appuis, la non linéarité considéré donc est celle des matériaux constituant ces éléments.

3.4.1. La non linéarité des piles :

3.4.1.1. Modèle en rotule plastique :

3.4.1.2. La longueur de la rotule plastique :

Dans la littérature, il existe plusieurs possibilités permettant de définir la longueur de la rotule plastique.

Dans le cahier technique 2018 [21], c'est l'hypothèse de Priestley qui a été retenue (voir équation 3.1) 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 (3.1) 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 2^{ème} 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.

$$L_{pl} = a_{st} (0.08L_v + 0.022 f_s d_{bl}) \quad [\text{mm}] \quad (3.1)$$

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 $L_v = M/V$ 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 (3.2) et (3.3). 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 (3.2) comme la somme des déplacements élastiques Δ_y et plastique Δ_p

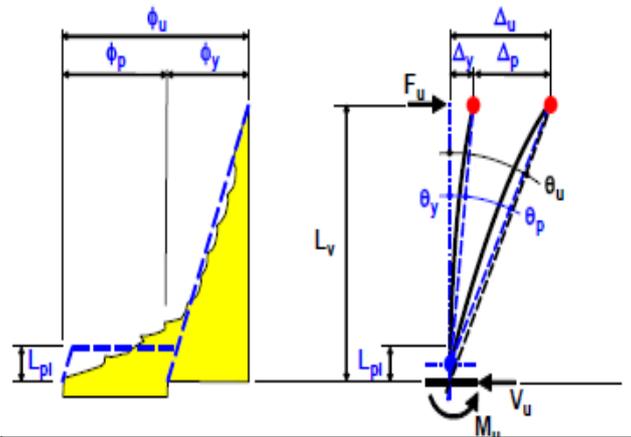
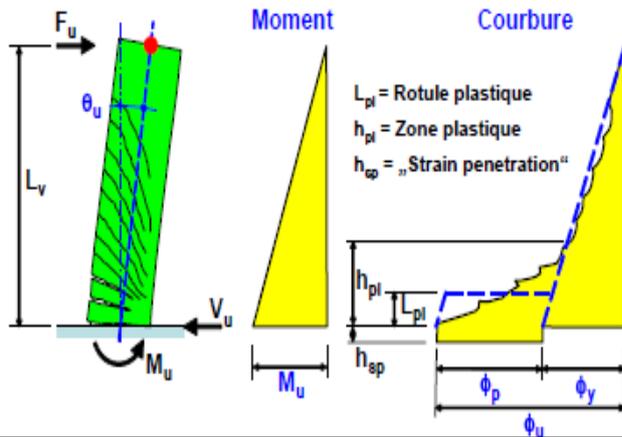


Figure 3.2. Réparation de la courbure ϕ le long d'un Élément de construction plastifié

Figure 3.3. Rotation de la corde à la rupture θ_u d'un élément de construction.

$$\Delta_u = \theta_u L_v = \Delta_y + \Delta_p = \theta_y L_v + \theta_p \left(L_v - \frac{L_{pl}}{2} \right) \quad (3.2)$$

$$\theta_y = \frac{\Delta_y}{L_v} = \frac{F_y L_v^3}{3EI} = \frac{M_y L_v}{EI} = \phi_y \frac{L_v}{3} \quad (3.3)$$

$$\Delta_y = \theta_y L_v \quad (3.4)$$

Avec :

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

ϕ_y est la courbure élastique

E est

I est l'inertie

La rotation plastique peut être calculée comme étant l'intégration de la courbure plastique dans la rotule plastique. L'équation (3.2) devient alors :

$$\theta_u L_v = \theta_y L_v + (\Phi_u - \Phi_y) L_{pl} \left(L_v - \frac{L_{pl}}{2} \right) \quad (3.5)$$

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

$$\theta_u = \theta_y + (\Phi_u - \Phi_y) L_{pl} \left(1 - \frac{L_{pl}}{2L_v} \right) \quad (3.6)$$

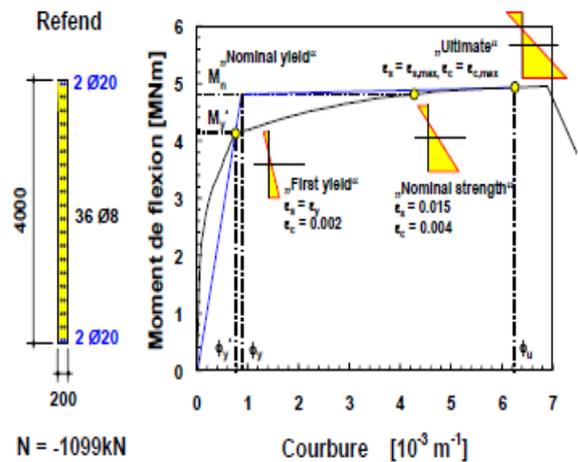
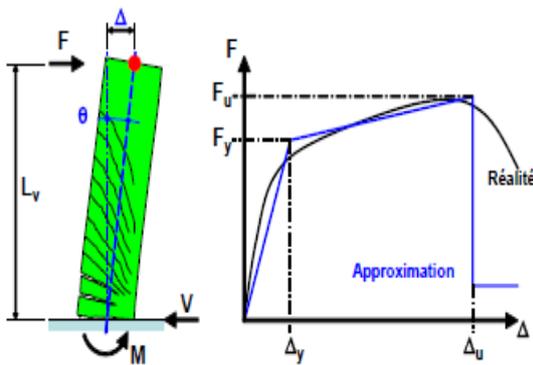
Où Φ_u représente la courbure ultime de l'élément de construction.

3.4.1.3. 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 (3.4) illustre le comportement réel et l'approximation bilinéaire d'une porte à faux élargé.

L'approximation bilinéaire est caractérisée par deux points : (1) la plastification nominale (F_y, Δ_y) et (2) la rupture (F_u, Δ_u). Les efforts F_y et F_u peuvent être déterminés à l'aide de l'équation (3.7) 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 .

$$F = M / L_v \quad (3.7)$$



<p>Figure 3.4. Relation force-déplacement non linéaire d'une porte à faux élargé</p>	<p>Figure 3.5. Relation moment-courbure d'une section de paroi</p>
---	---

Les déplacements Δ_y et Δ_u peuvent être déterminés au moyen des équations (3.1) à (3.6) à partir de la courbure à la section d'encastrement.

3.4.1.4. 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. Le diagramme en figure (3.5) illustre la courbe arrondie de la relation moment-courbure d'une section.

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 .

$$EI_y = \frac{M'_y}{\phi'_y} \quad (3.8)$$

- 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 $\epsilon_s=0.015$ ou $\epsilon_c=0.004$. 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 :

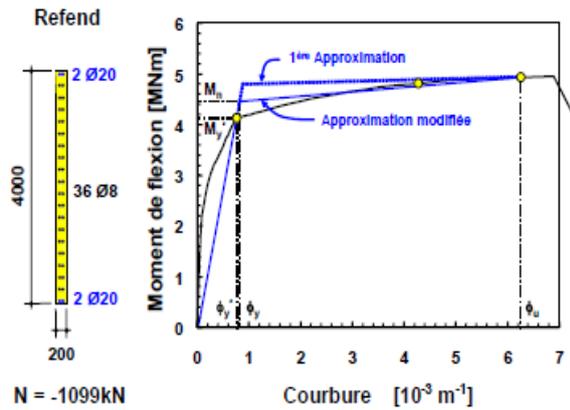
$$\phi_y = \phi'_y \frac{M_n}{M'_y} = \frac{M_n}{EI_y} \quad (3.9)$$

- 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 (voir la figure 3.5).
- 4) En dernier lieu, il s'agit de déterminer le point où est atteinte respectivement soit la déformation spécifique de l'acier $\epsilon_s = \epsilon_{s, \max}$ soit celle du béton $\epsilon_c = \epsilon_{c, \max}$. Le premier atteint est déterminant.

$\epsilon_{c, \max}$ et $\epsilon_{s, \max}$ représentent les valeurs maximales admissibles des déformations spécifiques des matériaux. A ce point correspond à la rupture de l'élément de construction (''Ultimate limit state ''), 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. Dans la figure (3.6) par exemple le moment de la résistance nominal M_n a tendance à être trop élevé. De ce fait, la rigidité plastique est faible. Il faut donc ici relever les points suivants :

- Le calcul de la rigidité élastique selon le point 1 est valable aussi pour les sections non- ductiles
- Dans le cas de section non- ductiles la résistance nominale à la flexion M_n calculée selon le point 2 peut trop souvent s'avérer trop haute. Si cela est le cas il faut estimer une nouvelle valeur de M_n pour faire mieux correspondre l'approximation bilinéaire à la courbe moment-courbure réelle. Un exemple de cette adaptation est donné à la figure (3.7). Cette adaptation est particulièrement recommandée pour les systèmes où il y a un nombre important de rotules plastiques.



N = -1099kN

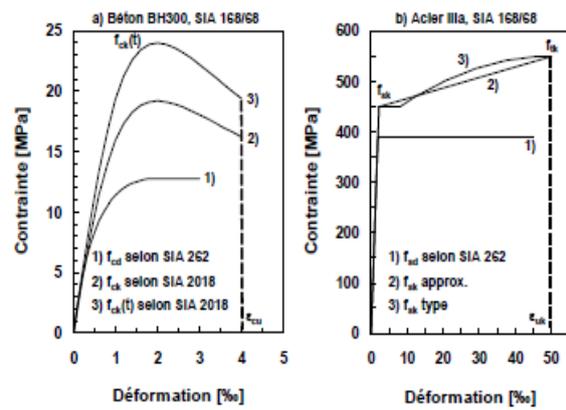


Figure 3.6. Adaptation de la courbe d'approximation bilinéaire afin de mieux correspondre à la courbe moment-courbure

Figure 3.7. Exemple de diagrammes contrainte-allongement idéalisés pour l'examen de structures en béton armé

Le code USC-RC [22] peut être utilisé pour déterminer le comportement non linéaire des sections des colonnes de pont. La figure 3.8 présente l'interface de ce code ainsi que les données relatives à une des piles du pont étudié.

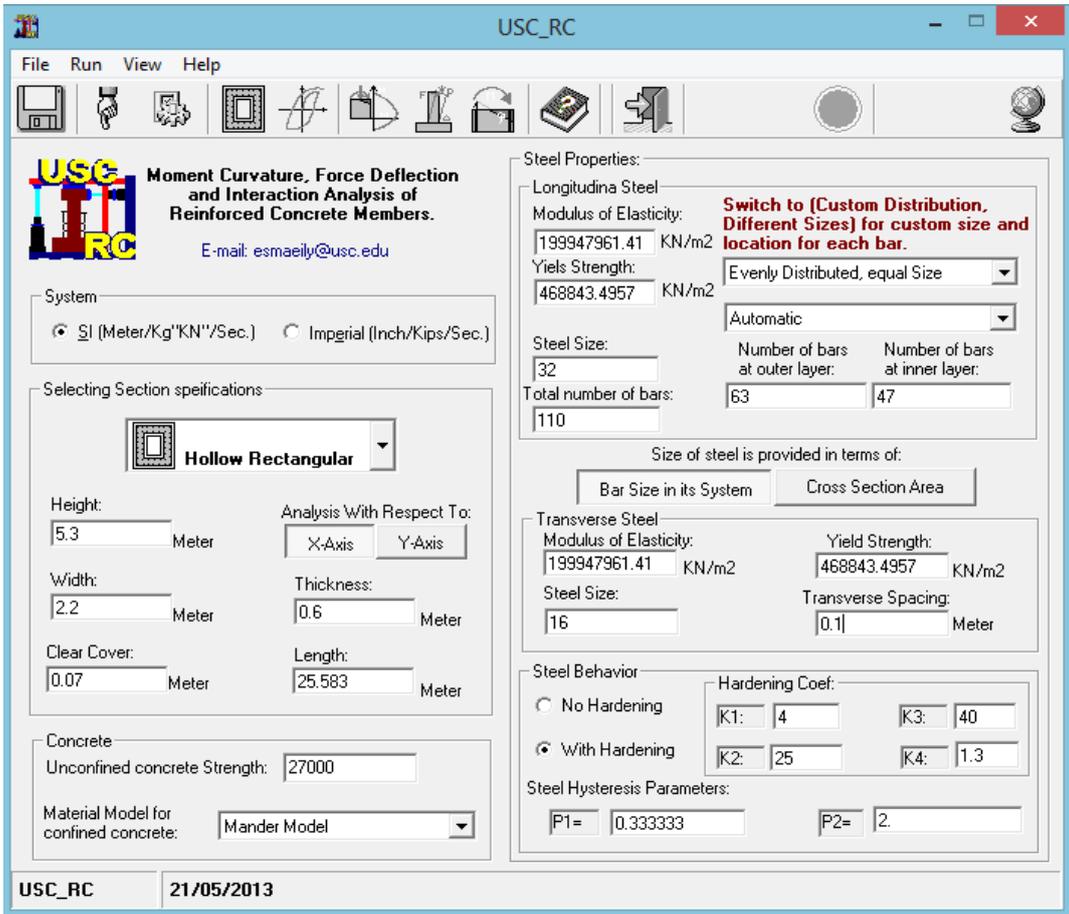


Figure 3.8. Interface de code USC-RC

Pour établir les lois 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. (Figures 3.9-3.10)

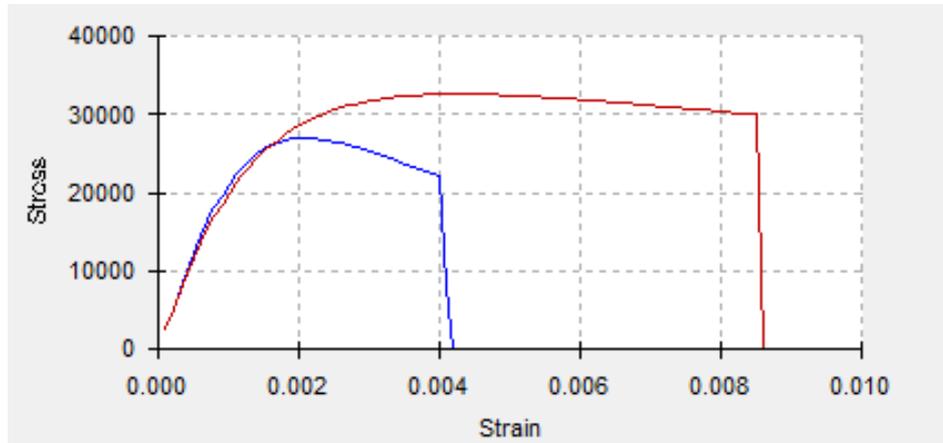


Figure 3.9. Modèle de béton de la pile

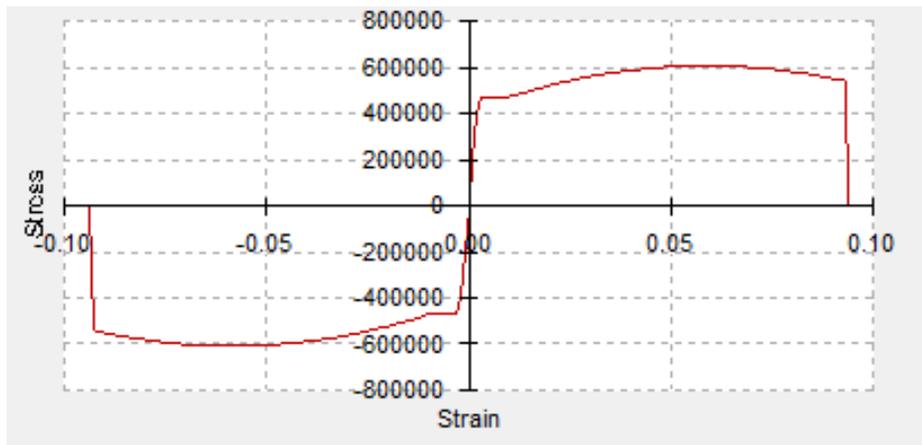


Figure 3.10. Modèle de l’acier de la pile

Les résultats d’analyse obtenue sont illustrés dans la figure (3.11).

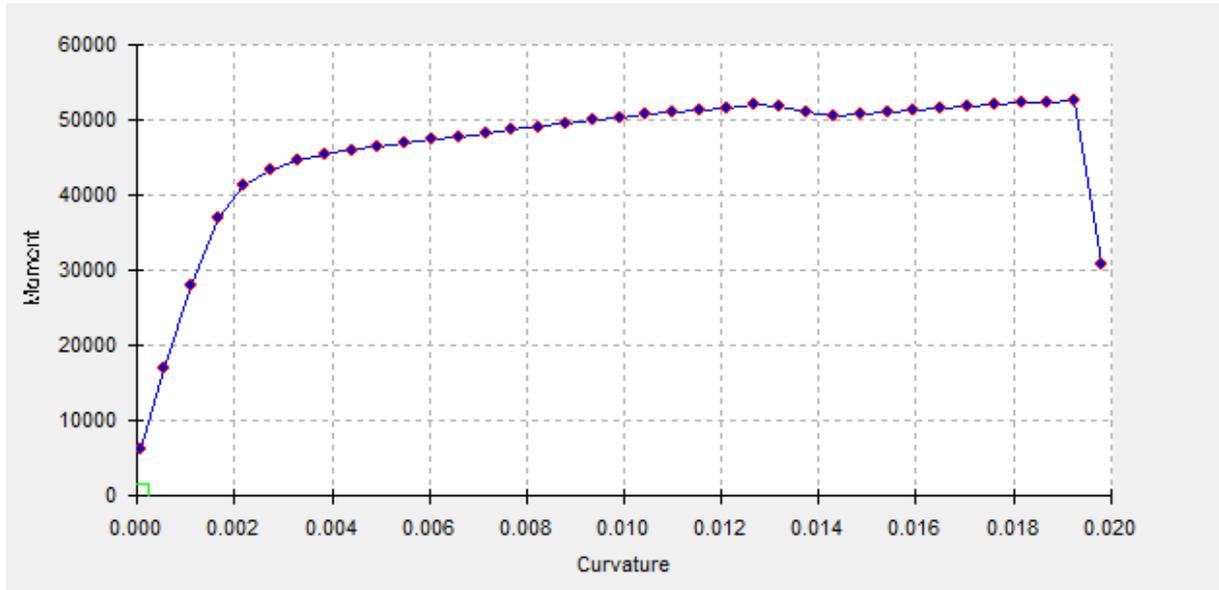


Figure 3.11. Diagramme de moment-courbure

On peut aussi utiliser le logiciel **SAP2000** pour déterminer le comportement non linéaire des sections des colonnes de pont. (Figure 3.12)

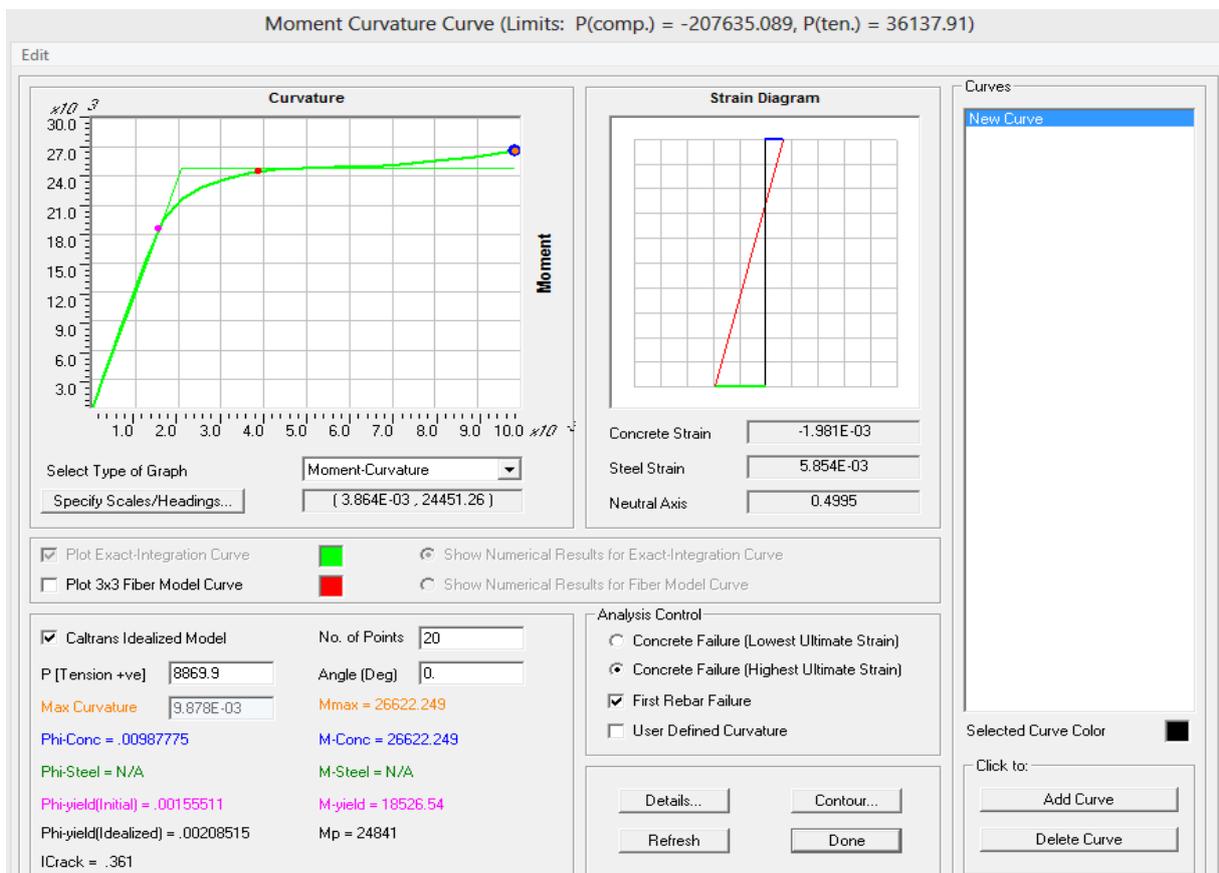


Figure 3.12. Diagramme de moment-courbure obtenu à partir du SAP2000

Dans notre mémoire nous avons modélisé le comportement non linéaire par le logiciel **SAP 2000**. Ce dernier aboutit à des résultats plus précis que le code USC-RC puisqu'il permet d'introduire différentes sections de ferrailage contrairement à USC-RC.

Les figures ci-après présentent les lois moment courbure de chaque pile de pont :

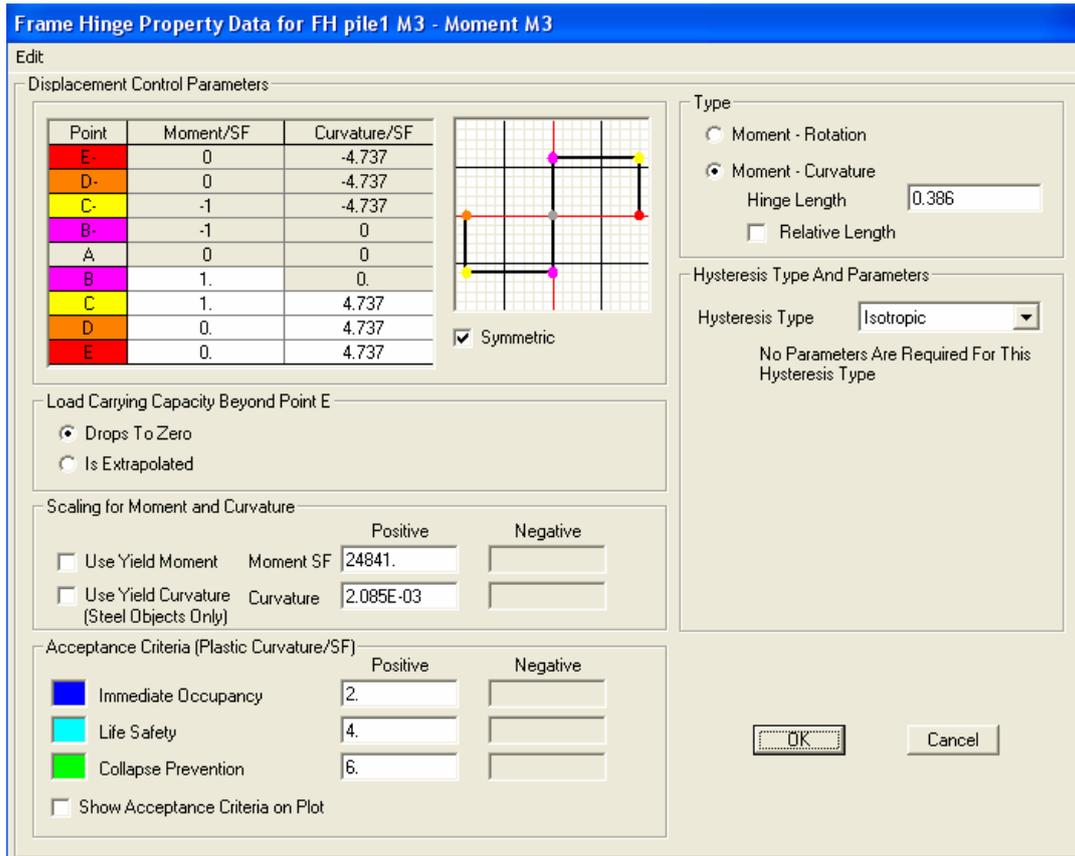


Figure 3.13. Loi moment courbure de la pile 1

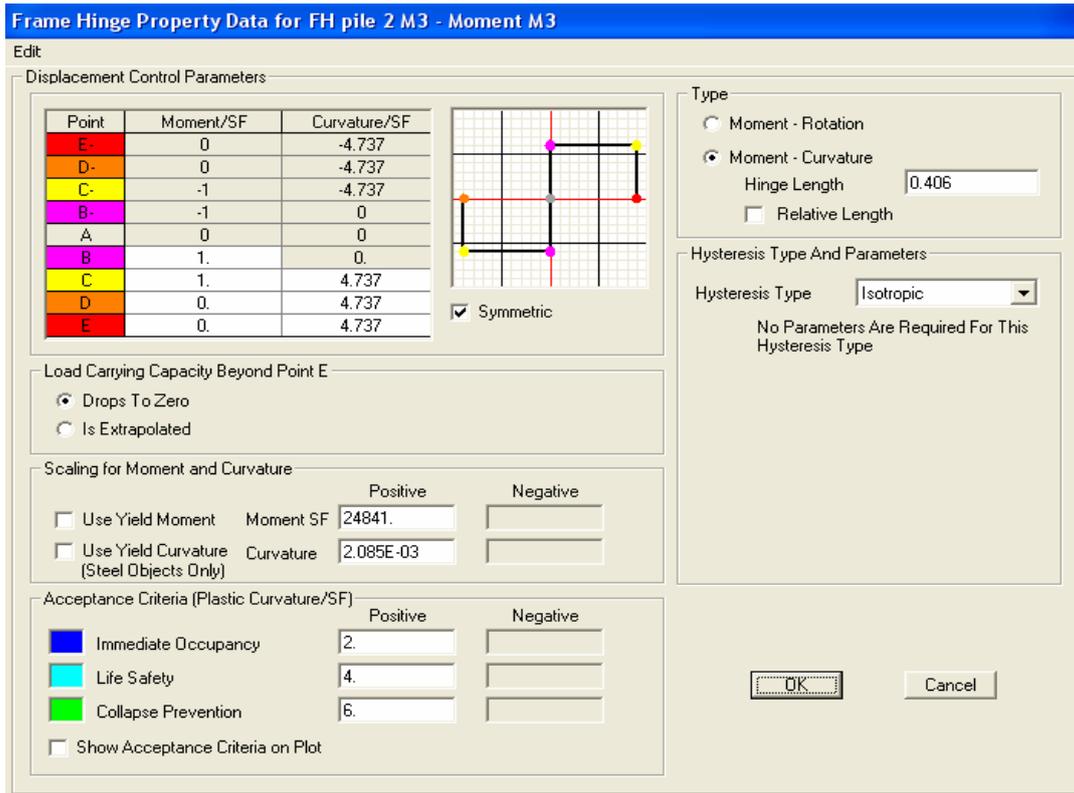


Figure 3.14. Loi moment courbure de la pile 2

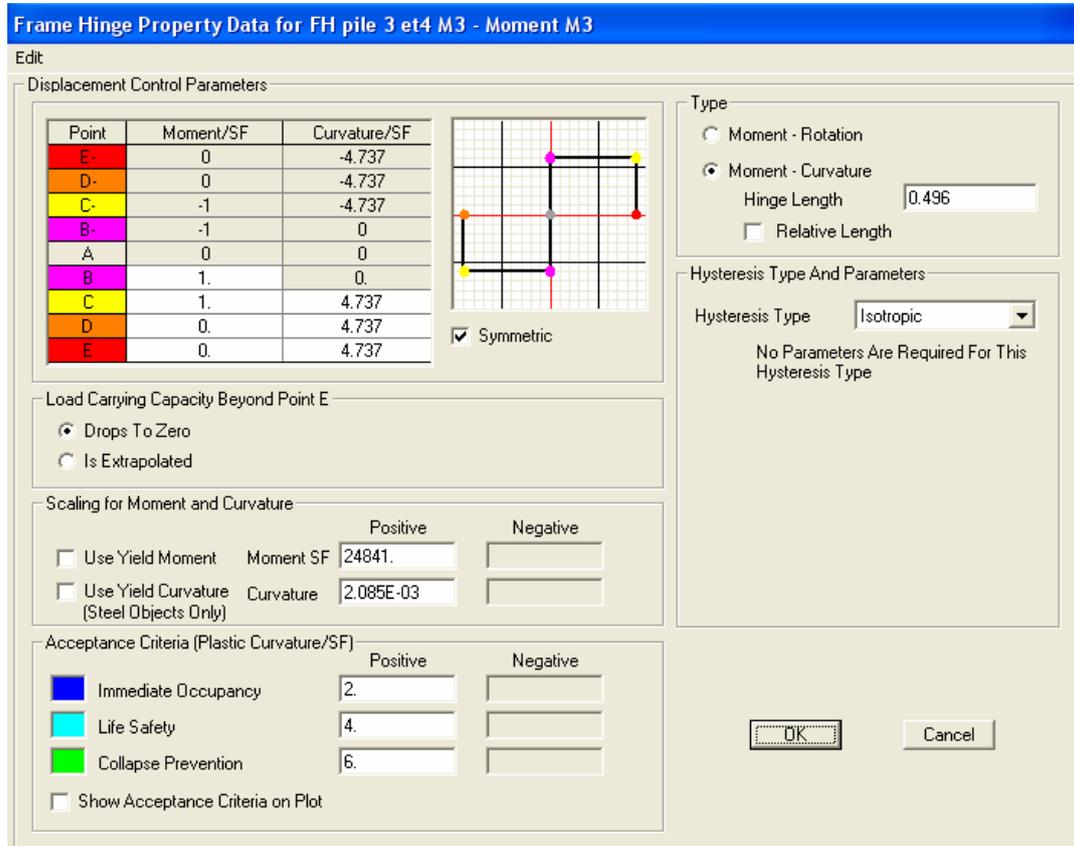


Figure 3.15. Loi moment courbure de la pile 3-4

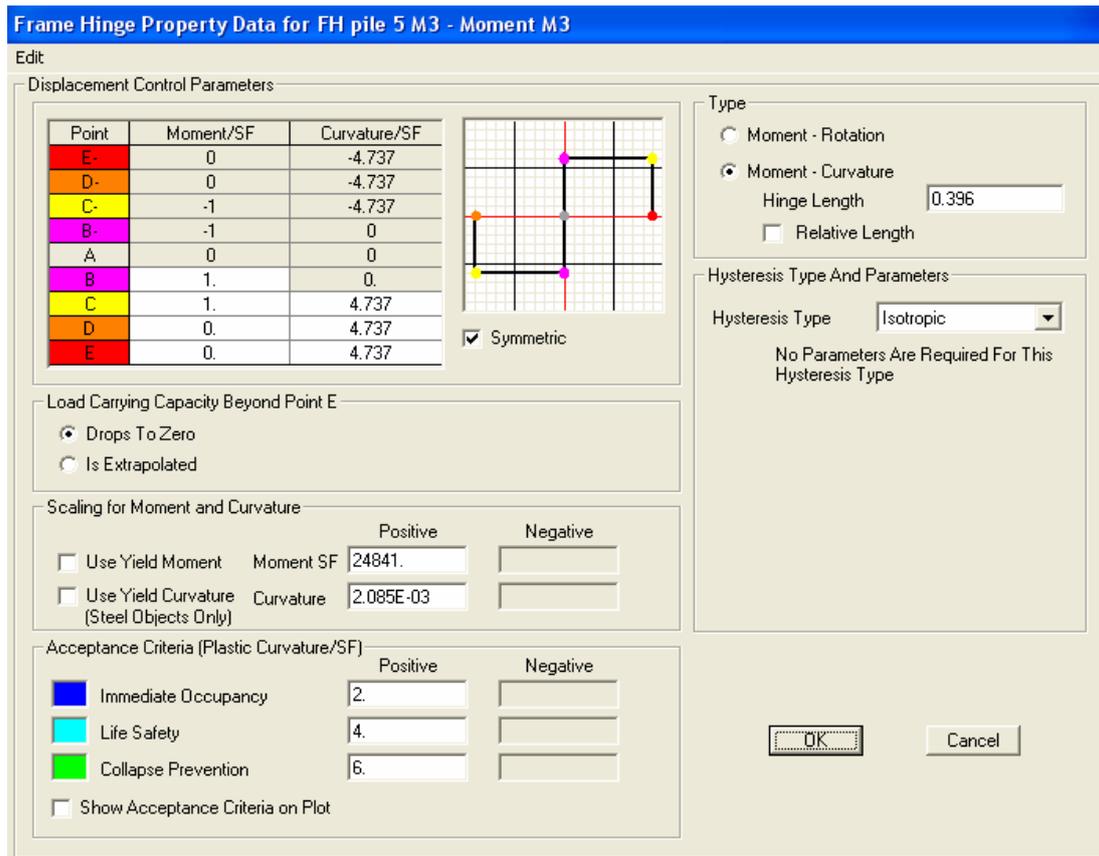


Figure 3.16. Loi moment courbure de la pile 5

3.4.2. 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 appliqué sur elle.

Le poids de la superstructure est 43033 KN. Vu que il y a six piles (les culés portent seulement la moitié du poids de travée) donc la force normale par pile est 7172 KN. On a sept poutres dans chaque travée, ça veut dire il y a 14 appareils d'appuis dans chaque pile.

$$N = 7172/14 = \mathbf{512.3 \text{ KN.}}$$

$$F_y = N * C_f \tag{3.10}$$

$$U_y = F_y / k \tag{3.11}$$

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. [23]

K : la rigidité de l'appareil d'appuis

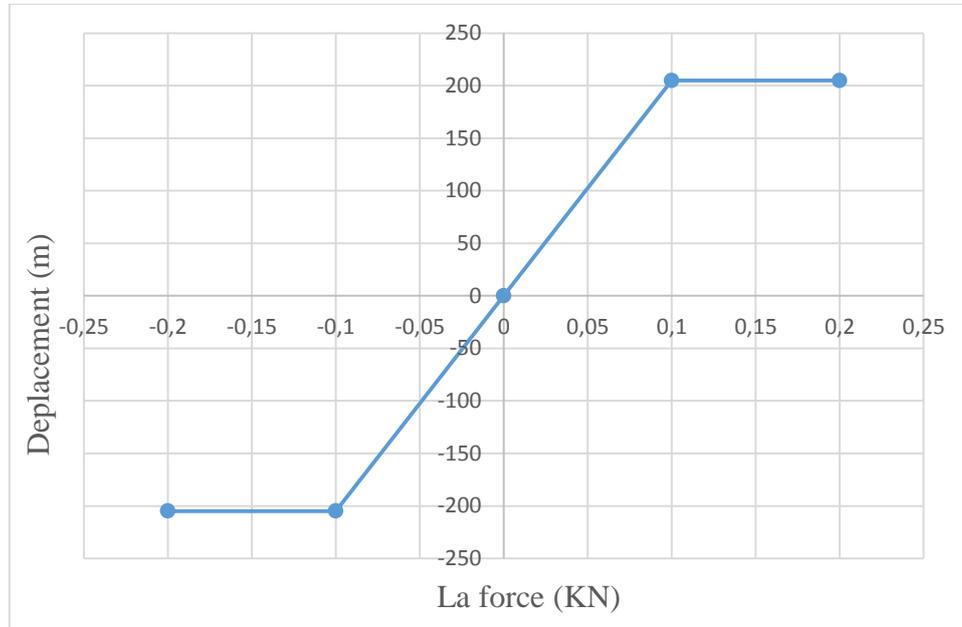
U_y : le déplacement maximal

AN :

$$F_y = 512.3 \cdot 0.4 = \mathbf{204.92 \text{ KN}}$$

$$U_y = 204.92 / 2041.66 = \mathbf{0.1 \text{ m}}$$

A partir des résultats précédents on a tracé la courbe qui montre la relation force-déplacement des appareils d'appuis. (Figure 3.17)



La figure3.17 : La relation force-déplacement

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

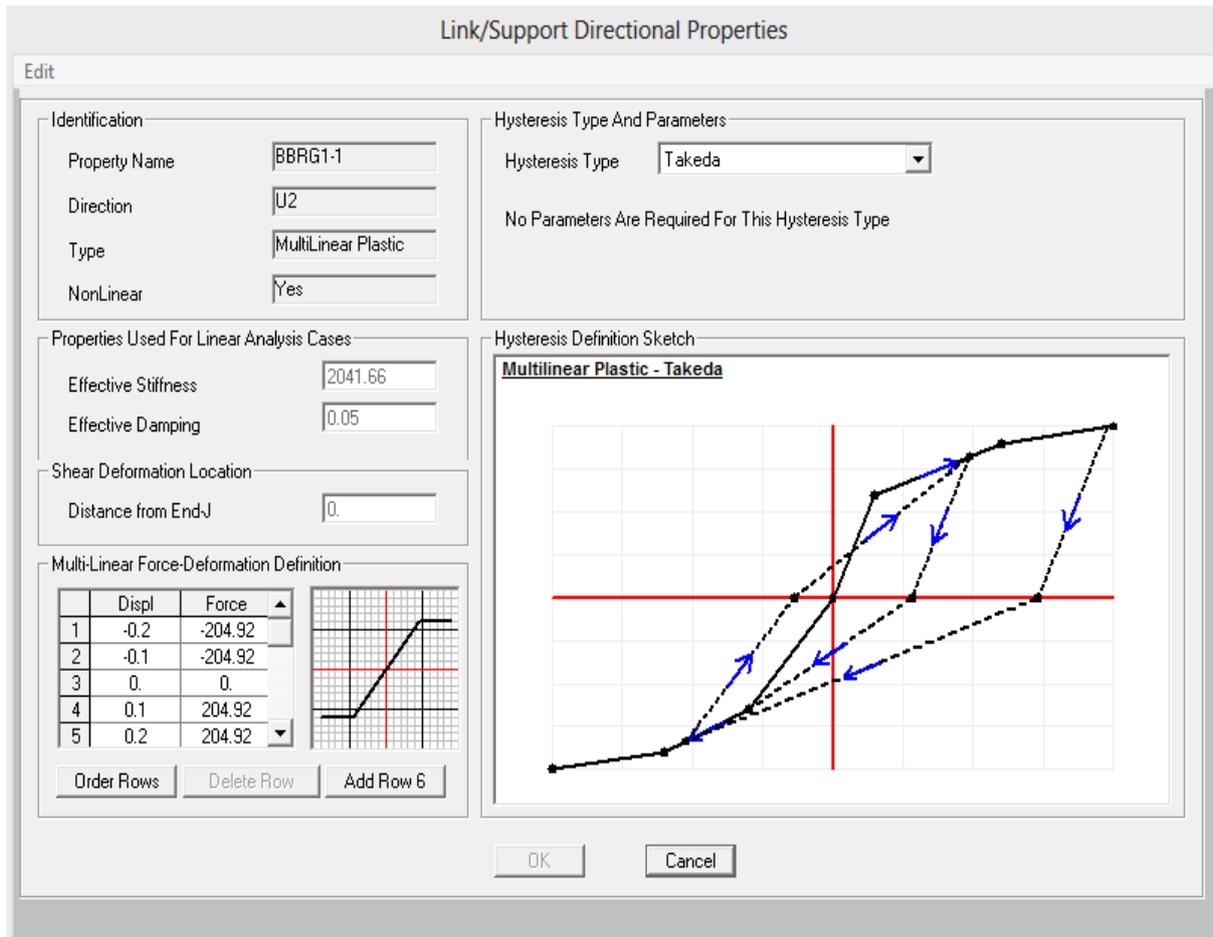


Figure 3.18. Comportement non linéaire de l'appareil d'appuis

3.5.Conclusion :

Pour étudier l'analyse dynamique linéaire et non linéaire on a utilisé le logiciel SAP2000 version 14 pour modéliser le pont. En se basant sur cette modélisation l'analyse linéaire et non linéaire peuvent être effectuées, ceci représente l'objectif du chapitre suivant.

Chapitre 4

Evaluation de la réponse dynamique de pont

Evaluation de la réponse dynamique de pont

4.1.Introduction :

Après avoir présenté le pont étudié ainsi que sa modélisation dans les chapitres précédents. Le présent chapitre est consacré l'estimation et l'interprétation des résultats obtenus dans les deux analyses linéaire (spectrale et temporelle) et non linéaire (temporelle). 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.Détermination des actions sismique :

Dans cette étude nous avons appliqué le chargement sismique dans le sens longitudinal du pont. L'action sismique est déterminée selon le règlement parasismique des ouvrages d'arts.

R.P.O.A [1] :

- **Zone de sismicité :**

La zone de sismicité où est projeté l'ouvrage est classée en **Zone I**

- **Classe de l'ouvrage :**

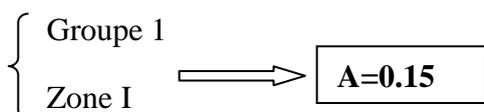
L'ouvrage est rangé en groupe 1

- **Coefficient d'accélération :**

Le coefficient 'A' est le coefficient d'accélération de zone. Il est déterminé par le tableau 4.1 suivant :

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

Tableau 4. 1: coefficient d'accélération de zone 'A'



▪ **Classification des sols :**

L'ouvrage est implanté dans un sol argileux meuble donc 'S₂' c'est le site considéré dans cette étude.

▪ **Le spectre de réponse :**

Le spectre de réponse élastique utilisé pour l'étude dynamique spectrale du présent pont est défini comme suit [1]:

○ **La composante horizontale :**

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

g : Accélération de la pesanteur (=9.81m/s²)

S : Coefficient de site donné par le tableau (4.2)

A : Coefficient d'accélération de zone

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

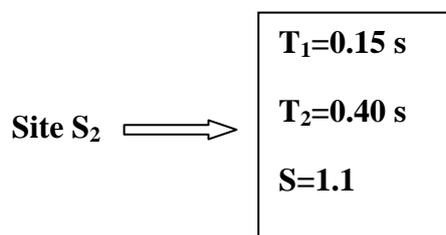
□□□□ Taux d'amortissement=5%

T₁, T₂ : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site données par le tableau (4.2)

site	S ₁	S ₂	S ₃	S ₄
T₁	0.15	0.15	0.20	0.20
T₂	0.30	0.40	0.50	0.70
S	1	1.1	1.2	1.3

Tableau 4. 2: valeurs de T₁, T₂ et S pour la composante horizontale

Pour le présent pont on a :



La figure 4.1 Présente la composante horizontale du spectre de réponse déterminé pour cette étude.

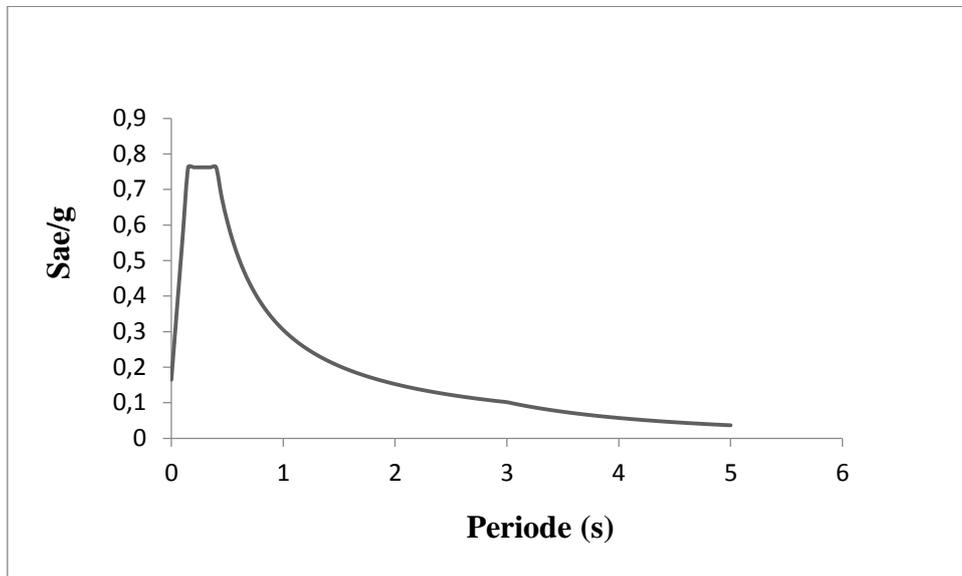


Figure 4. 1 : Spectre de réponse élastique- composante horizontale- 5% d'amortissement

4.3.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 (§ 4.2) pour un amortissement visqueux de 5%, il convient d'utiliser un minimum de 3 accélérogrammes [24].

Les figures ci-après représentent les 3 accélérogrammes utilisés pour l'analyse temporelle, ces accélérogrammes sont déterminés par le code de calcul TARSCTHS [25]:

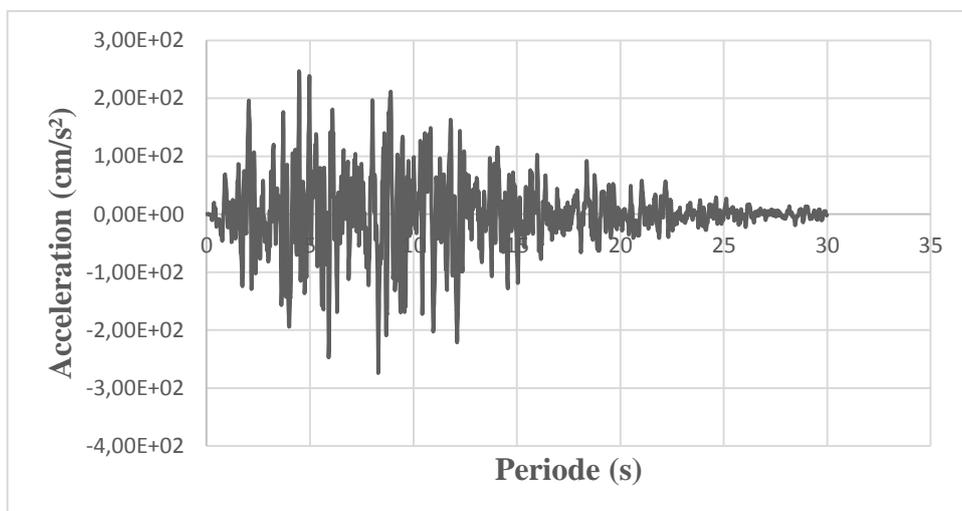


Figure 4. 2 accélérogramme1

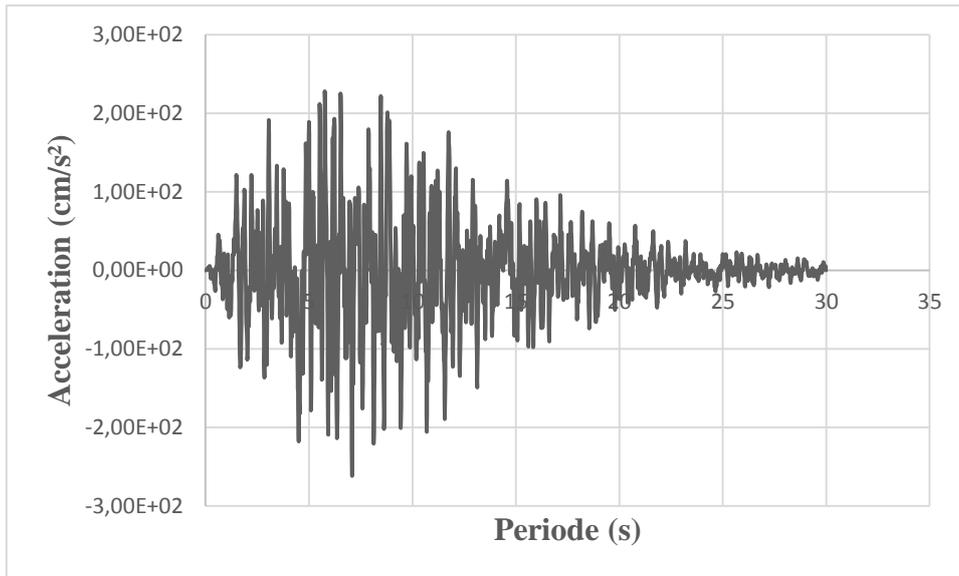


Figure 4. 3 accélérogramme2

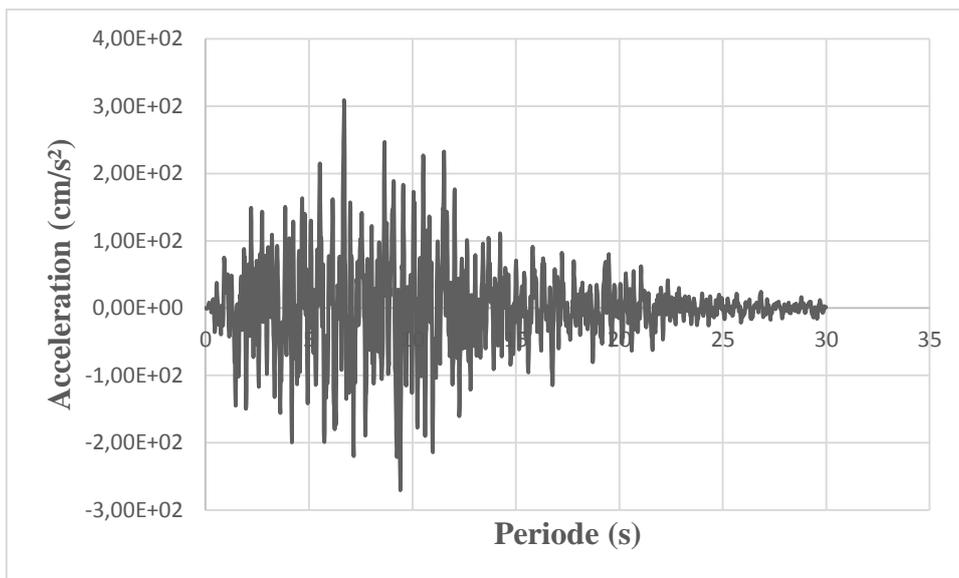


Figure 4. 4. accélérogramme3

La figure 4.5 présente le spectre imposé du RPOA, et les spectres des différents accélérogrammes simulés. On remarque qu'il y'a une bonne concordance.

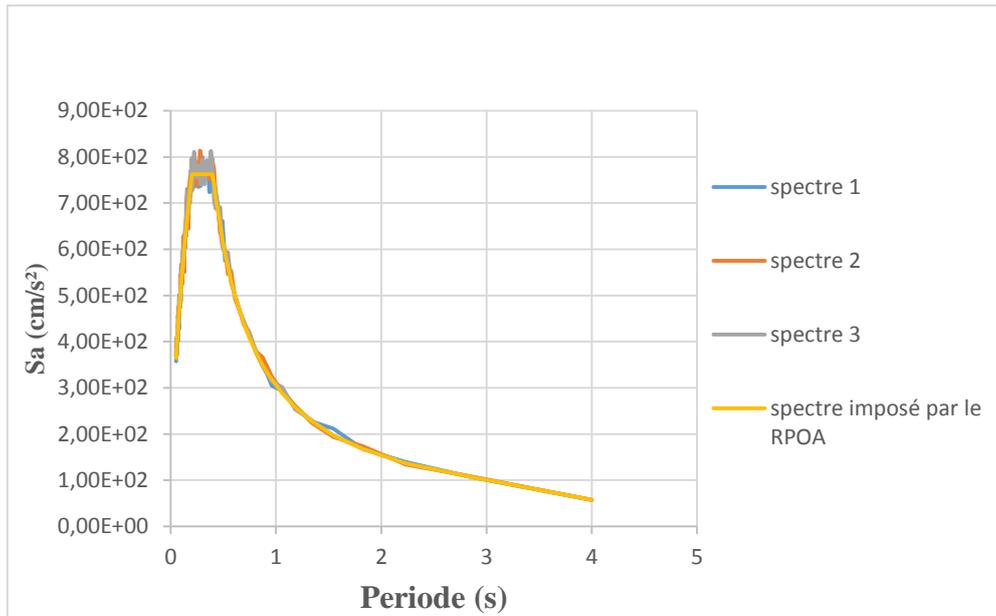


Figure 4. 5. Le spectre imposé du RPOA et les spectres des différents accélérogrammes simulés.

4.4. Analyse des résultats et interprétation :

Les résultats de la réponse maximale au niveau des piles obtenue à partir l'analyse linéaire spectrale, l'analyse linéaire temporelle et l'analyse non linéaire temporelle sont illustrés dans le tableau 4.3.

Les résultats obtenus sont estimés en terme de déplacement (m) et de force 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 les valeurs données par le tableau 4.3 pour l'analyse linéaire temporelle et l'analyse non linéaire temporelle représentent la moyenne des résultats effectués.

Piles		1	2	3	4	5
Analyse linéaire spectrale	N	112	135	119	141	114
	T	2314	2149	1944	1913	2161
	M	35518	37309	51583	50772	35244
	U	0.0181	0.0244	0.079	0.0778	0.0205
Analyse linéaire temporelle	N	202	180	198	226	134
	T	2858	2517	1726	1791	2751
	M	43513	43717	45553	47686	44743
	U	0.0244	0.0301	0.1251	0.1015	0.0511
Analyse non linéaire temporelle. (En considérant la non linéarité des piles)	N	152	145	142	190	112
	T	1672	1469	972	975	1574
	M	24841	24841	24841	24841	24841
	U	0.0249	0.0342	0.0835	0.0808	0.0302
Analyse non linéaire temporelle (En considérant la non linéarité des appareils d'appuis)	N	980	1592	1295	1423	990
	T	3063	3008	3024	3114	2723
	M	29554	29251	39594	40758	27956
	U	0.0136	0.0146	0.0543	0.0564	0.0241
Analyse non linéaire temporelle (En considérant la non linéarité des piles et des appareils d'appuis)	N	883	1458	1312	1303	833
	T	2605	2769	2171	2273	2624
	M	24841	24841	24841	24841	24841
	U	0.0113	0.0131	0.038	0.0389	0.0148

Tableau 4. 3. Réponses maximales au niveau des piles

Pour une meilleure lisibilité des résultats obtenus par les différentes analyses illustrées dans le tableau 4.3 nous les représentons également graphiquement (voir figures 4.6 à 4.9).

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

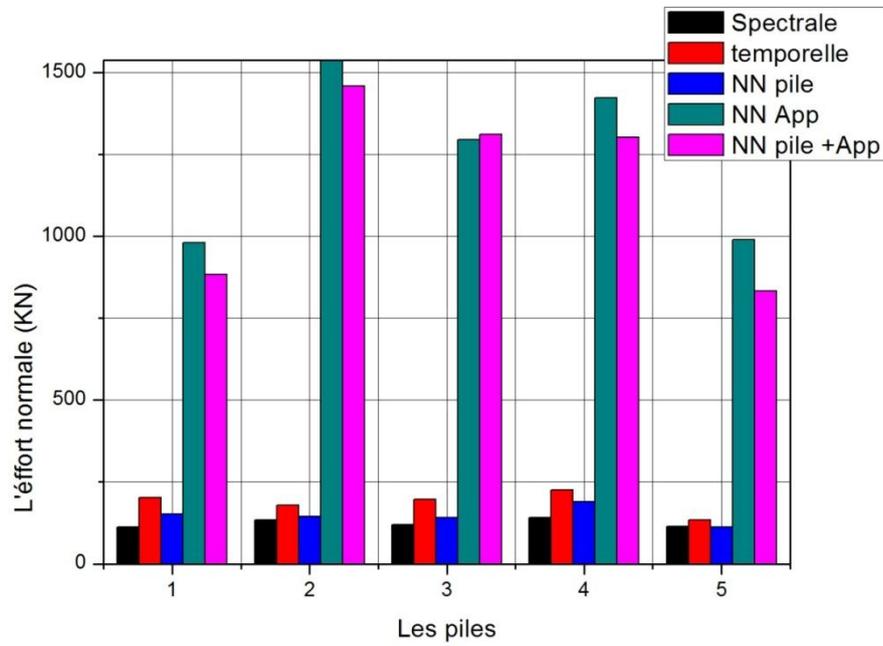


Figure 4. 6. Variation de l'effort normal au niveau des pile pour les différentes analyses.

A partir de la figure 4.6 nous remarquons que les résultats obtenus à partir des analyses spectrale, temporelle linéaire et temporelle en considérant la non linéarité des piles ont le même ordre de grandeur. Nous observons aussi que lorsque la non linéarité des appareils d'appuis a été prise en compte les valeurs des efforts normaux dans tout les piles, spécialement à la deuxième pile, deviennent beaucoup plus importantes.

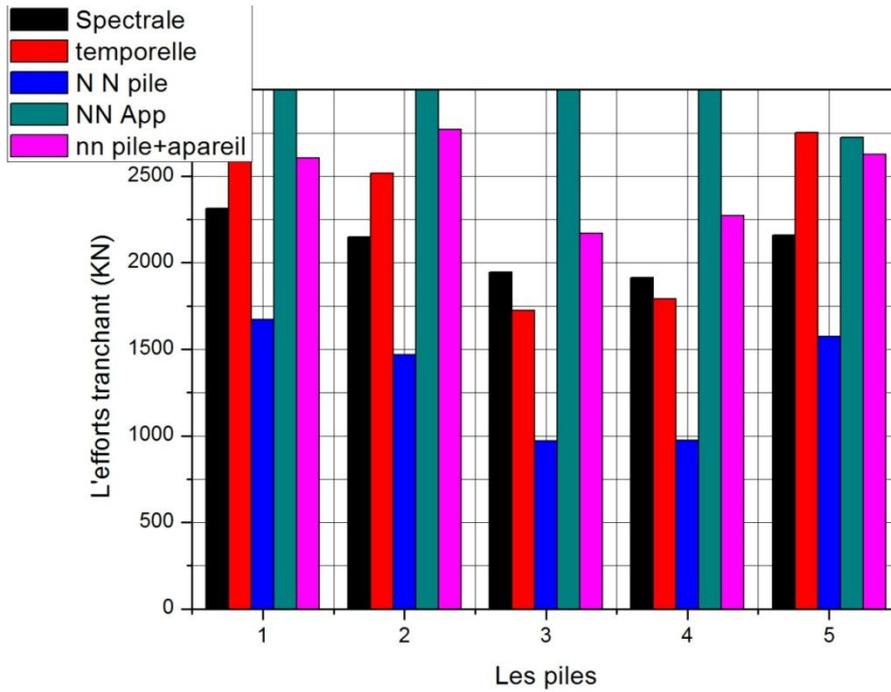


Figure 4. 7. Variation de l’effort tranchant au niveau des piles pour les différentes analyses.

La figure 4.7 montre que les résultats obtenus à partir de l’analyse temporelle avec non linéarité des piles sont toujours inférieurs aux résultats des autres analyses. Par contre les résultats obtenus par l’analyse temporelle avec prise en charge des non linéarités des appareils d’appuie sont les plus importants.

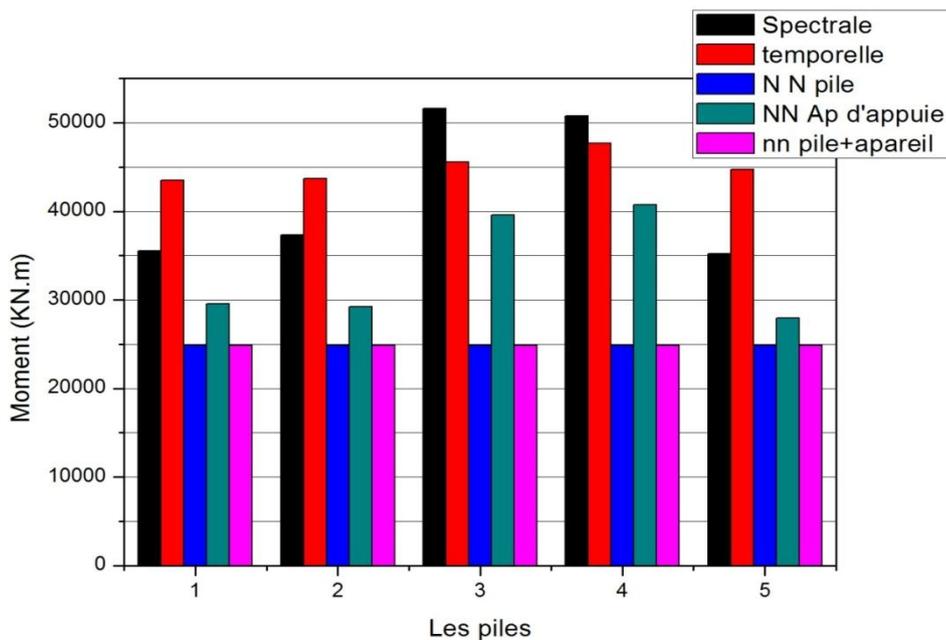


Figure 4. 8. Variation du moment au niveau des piles pour les différentes analyses.

La figure 4.8 illustre que la prise en compte des non linéarités au niveau des piles réduit le moment par rapport aux analyses linéaires. Ces derniers donnent des moments égaux à presque le double que dans le cas d'une analyse non linéaire au niveau des piles 3 et 4.

Les résultats obtenus en considérant la non linéarité des appareils d'appuis réduit les moments. Ces derniers restent cependant inférieurs que dans le cas où même la non linéarité des piles est considérée.

Nous remarquons ainsi que les moments calculés par les analyses temporelles avec non linéarité des piles et par les analyses temporelles avec non linéarités des piles et appareils d'appui atteignent le moment plastique.

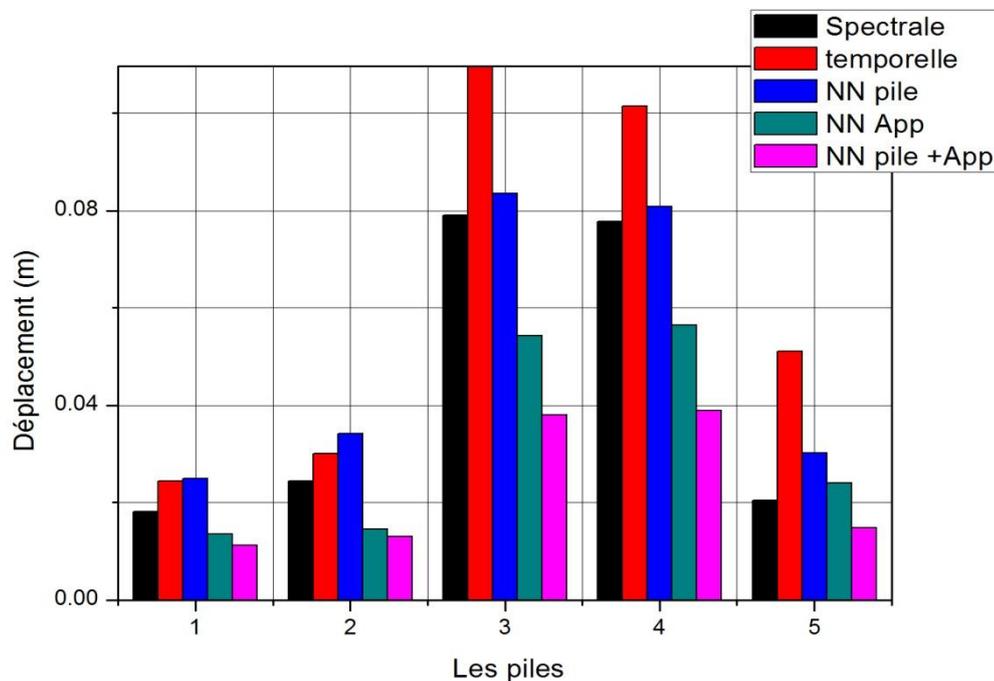


Figure 4.9 Variation du déplacement au niveau des piles pour les différentes analyses.

A partir de la figure 4.9, nous remarquons que les déplacements obtenus aux niveaux des piles 3 et 4 sont plus importants que les autres piles. La non linéarité des piles augmente légèrement les déplacements au niveau des piles 1 et 2, et les réduit au niveau des autres piles. La non linéarité des appareils d'appuis réduit les déplacements presque au niveau de toutes les piles. Lorsque les deux non linéarités sont considérées on trouve les déplacements les moins importants.

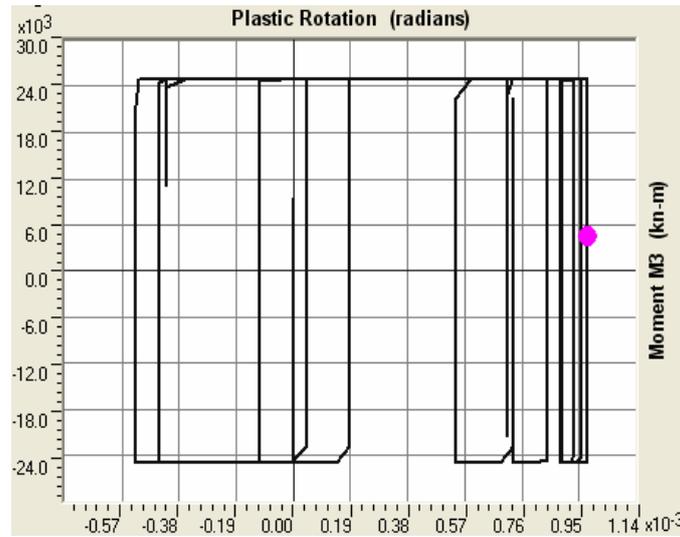
Le tableau 4.4 présente les ductilités au niveau des piles. Dans le cas d'une analyse temporelle avec non linéarité des piles.

Piles	1	2	3	4	5
$\mu = \frac{\theta_{max}}{\theta_y}$	2.219	2.505	2.522	2.375	3.529

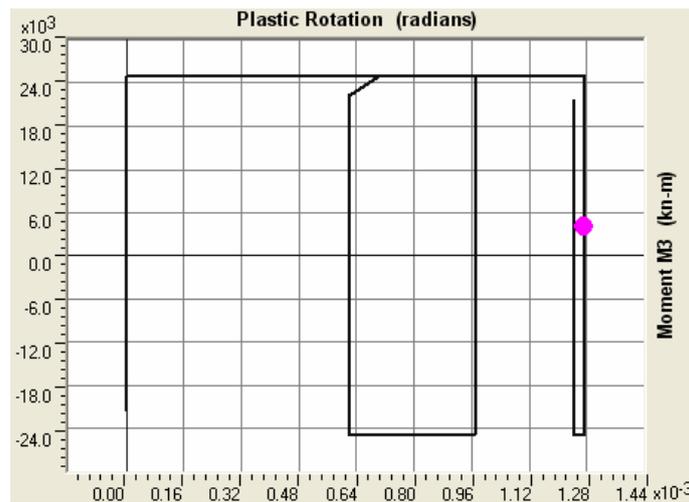
Tableau 4. 4. Ductilité au niveau des piles –cas de la non linéarité des pile-

On observe à partir du tableau 4.4 que la pile 5 est la pile la plus ductile.

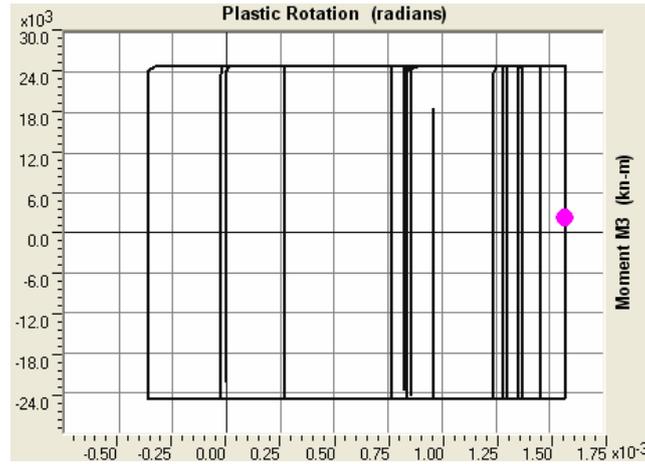
Les figures ci-dessus présentent la réponse hystérésis des éléments en rotule plastique des piles.



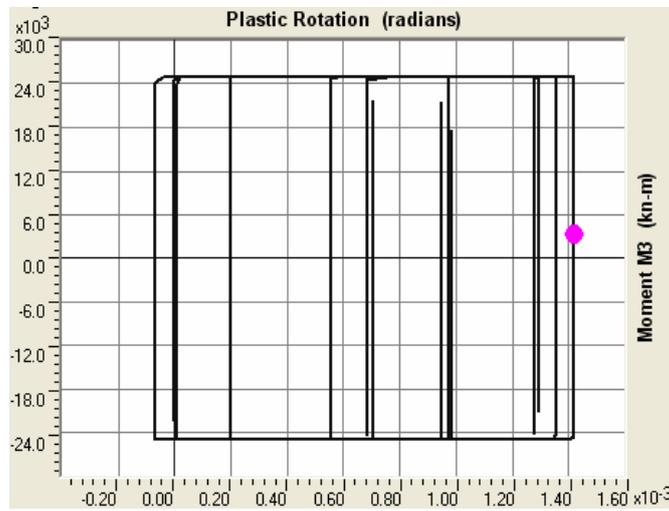
Pile -1-



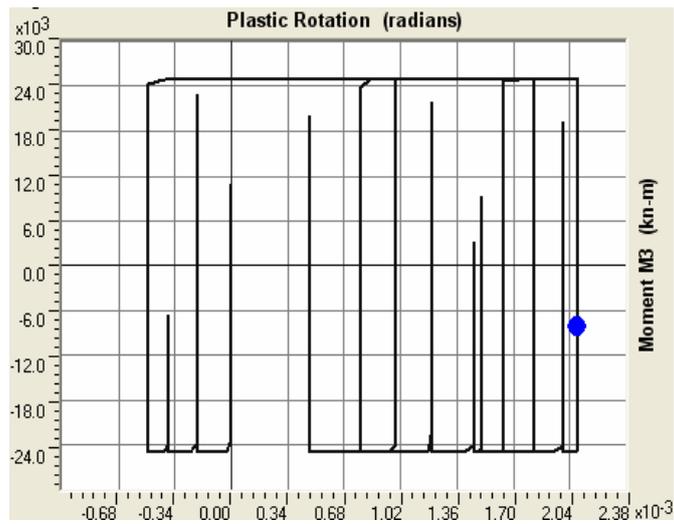
Pile -2-



Pile -3-



Pile -4-



Pile -5-

Figure 4. 10 Réponse hystérésis des éléments en rotule plastique -cas du non linéarité des piles-

La figure ci-dessus présente la formation des rotules plastique au niveau des piles dans le cas d'analyse temporelle non linéaire des piles. Au temps $t=8.3s$

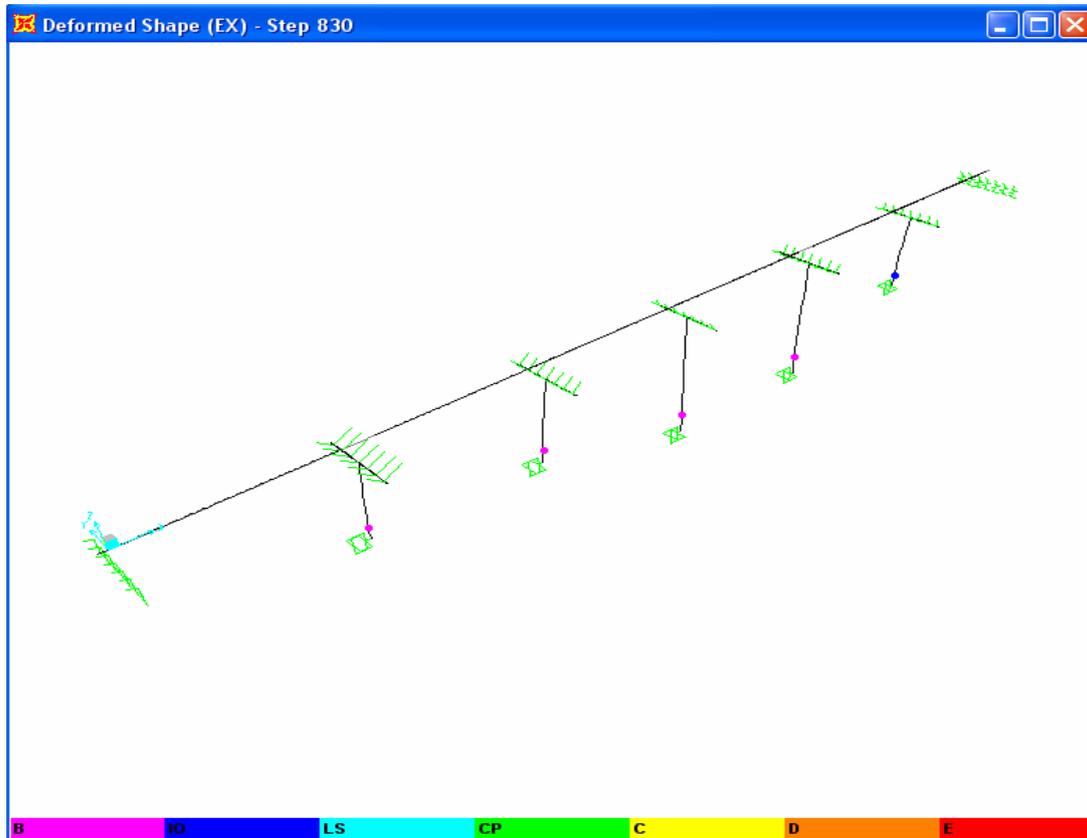


Figure 4. 11. La formation des rotules plastiques –la non linéarité des piles-

On peut spécifier l'état d'endommagement du pont à l'aide de la figure 4.12 :

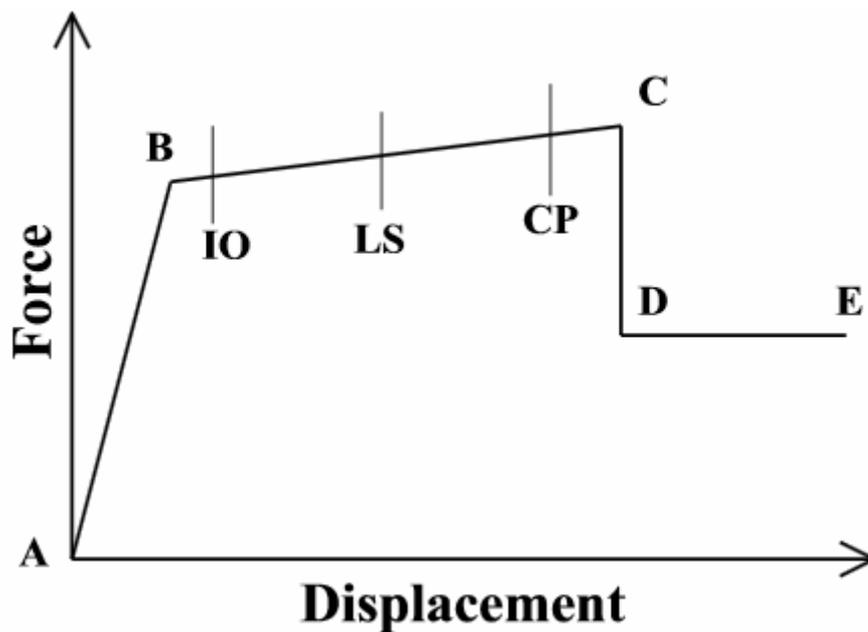


Figure 4. 12 .La courbe de capacité qui représente les états d'endommagement

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 (aucun capacité de résistance)

E : l'échec total

A partir des figures précédentes (4.11 et 4.12) on a déterminé l'état d'endommagement du pont étudié : c'est l'état **IO** (fonctionnalité immédiate) pour la pile 5 et l'état **B** (aucune déformation plastique) pour les autres piles.

Le tableau 4.5 présente les ductilités au niveau des piles dans le cas où les deux non linéarités des piles et celle des appareils d'appuis sont considérées.

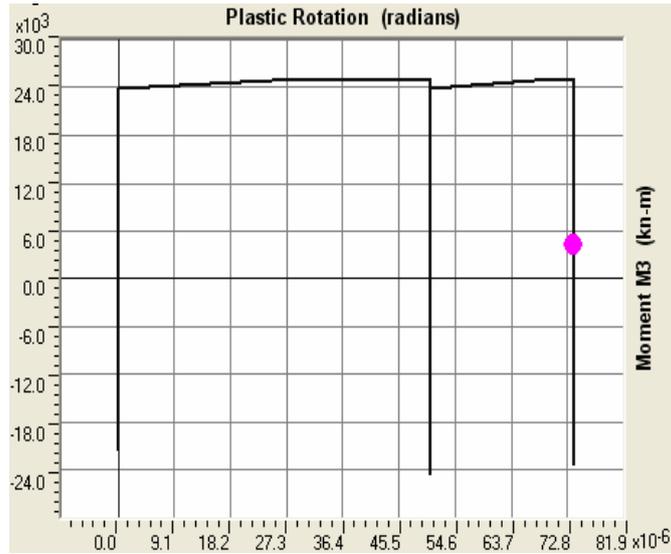
Piles	1	2	3	4	5
$\mu = \frac{\theta_{max}}{\theta_y}$	1.092	1.093	1.729	1.812	1.27

Tableau 4. 5. Ductilité au niveau des piles –cas de la non linéarité des pile

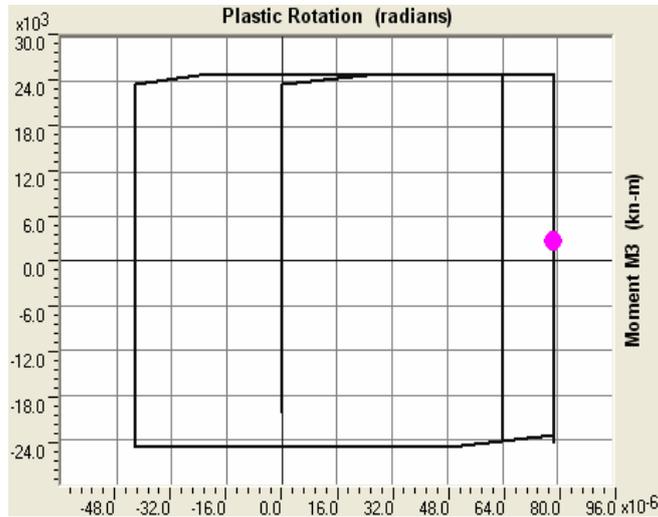
+appareils d'appuis-

On observe à partir du tableau 4.5 que la pile 4 est la pile la plus ductile. On remarque aussi que les résultats de ductilité obtenus à partir de l'analyse temporelle avec non linéarités des piles sont plus importants à ceux trouvés dans l'analyse temporelle en considérant les deux non linéarité.

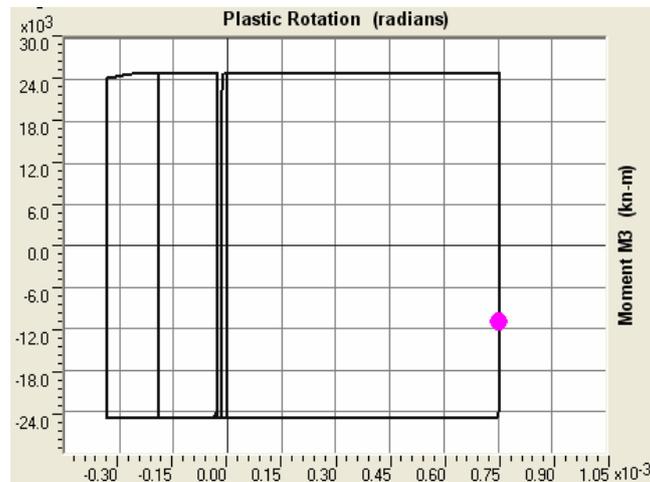
Les figures ci-dessus présentent la réponse hystérésis des éléments en rotule plastique dans le cas de l'analyse temporelle avec non linéarité des piles et appareils d'appuis :



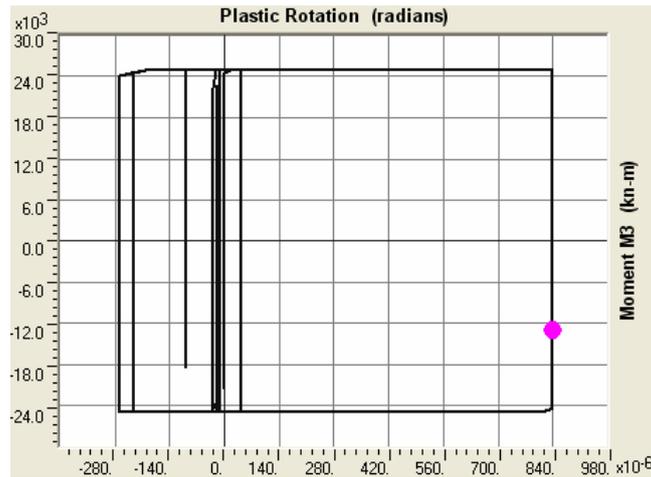
Pile -1-



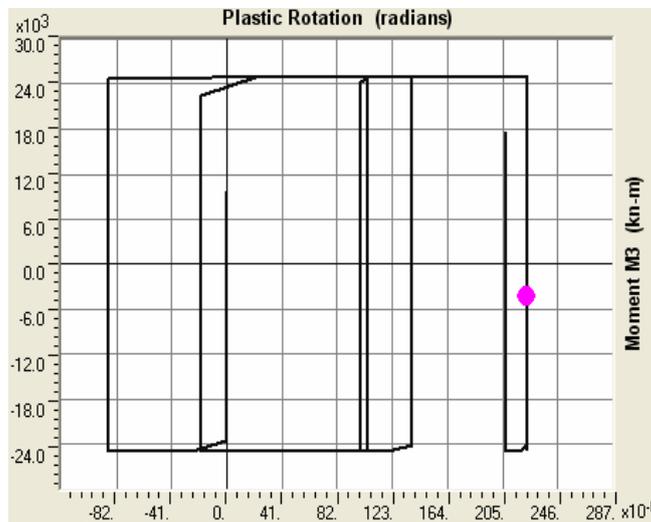
Pile -2-



Pile -3-



Pile -4-



Pile -5-

Figure 4.13. Réponse hystérésis des éléments en rotule plastique
–la non linéarité des piles + appareils d'appuis-

La figure ci-dessus présente la formation des rotules plastique au niveau des piles dans le cas d'analyse temporelle non linéaire des piles + appareils d'appuis. Au temps $t=8.3s$

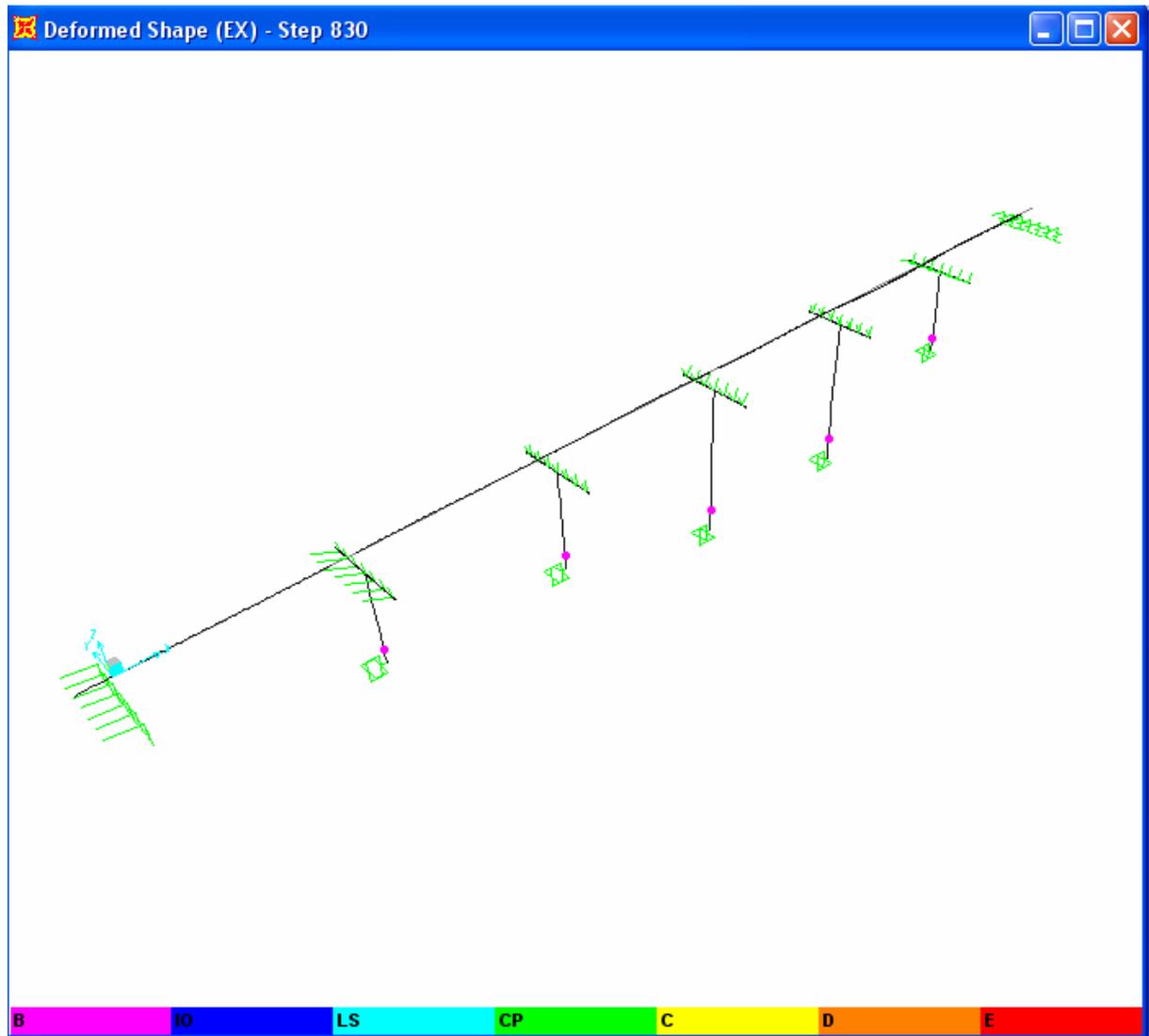


Figure 4. 14 La formation des rotules plastiques
–la non linéarité des piles + appareils d'appuis–

A l'aide de la figure 4.12 et 4.14 on constate que l'état de l'endommagement du pont est l'état **B** (aucune déformation plastique).

On observe que l'état d'endommagement au niveau de la pile 5 dans le cas où seul la non linéarité des piles était considéré est l'état IO. Cet état a changé vers l'état B lorsque les deux non linéarités des piles et des appareils d'appuis étaient pris en compte. La considération de la non linéarité des appareils d'appuis peut être donc efficace pour le pont.

Les figures ci-dessus présentent la Variation de la force en fonction de déformation au niveau des appareils d'appuis

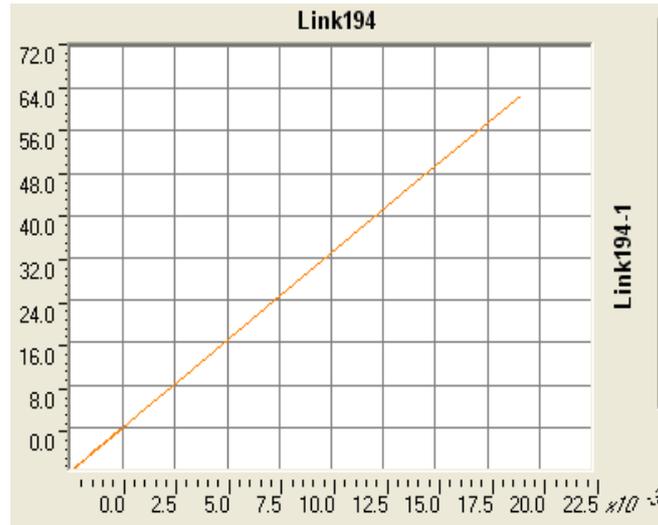


Figure 4. 15. Variation de la force en fonction de déformation des appareils d'appuis
-calcul linéaire- dans la pile 4

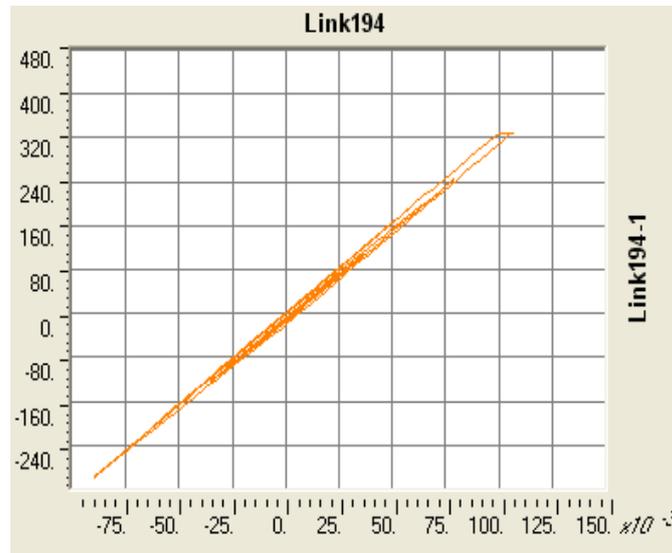


Figure 4. 16. Variation de la force en fonction de déformation des appareils d'appuis -calcul non linéaire- dans la pile 4

4.5.Conclusion :

Dans ce chapitre l'étude dynamique du pont considéré a été effectuée. Cinq types d'analyse ont été réalisées analyse linéaire spectrale en utilisant le spectre du RPOA, analyse linéaire temporelle et analyse non linéaire temporelle des piles, des appareils d'appuis, des piles et appareils d'appuis en même temps en utilisant trois accélérogrammes simulés à partir du spectre du RPOA.

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 donc elle peut être utilisée dans ce cas si on s'intéresse à une étude plus économique.
- Les résultats en termes de moment obtenus par les deux analyses temporelles en considérant soit la non linéarité des piles ou bien celle des appareils d'appuis sont plus importants à ceux trouvés par l'analyse temporelle en tenant en compte ces deux non linéarités. Tandis que pour les efforts normaux et les efforts tranchants on observe que la prise en compte de la non linéarité des appareils d'appuis augmente les résultats.
- Le moment et le déplacement maximale correspondent à la pile de hauteur la plus importante.
- La prise en compte de la non linéarité des appareils d'appuis réduit les valeurs des ductilités.
- l'état d'endommagement au niveau de la pile 5 dans le cas où seul la non linéarité des piles était considéré est l'état IO. Cet état a changé vers l'état B lorsque les deux non linéarités des piles et des appareils d'appuis étaient pris en compte. La considération de la non linéarité des appareils d'appuis peut être donc efficace pour le pont.

CONCLUSION GENERALE

CONCLUSION GENERALE

Les ponts sont des ouvrages dont le comportement dynamique est relativement complexe. Ce sont des structures qui doivent présenter une bonne résistance aux charges latérales. De ce fait, leur intégrité structurale lors d'évènements sismiques majeurs repose essentiellement sur la bonne tenue des piles qui constituent généralement le principal système de résistance aux charges horizontales.

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 d'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 au dépouillement des nombreux résultats devant être analysés.

L'objectif de ce mémoire est d'effectuer une étude non linéaire pour cela on a choisie l'étude d'un pont à poutre précontrainte situé sur le tronçon 'W7'. L'ouvrage est constitué de six travées ; deux travées de 28 m et quatre travées de 28.1m ; de 7 poutres espacées de 1.95m en béton précontraint et de 6 piles de hauteurs différentes.

Ce pont a été modélisé en 3D par la méthode des éléments finis ceci en utilisant le logiciel 'SAP 2000 version 14'. Le tablier et les piles ont été modélisés par des éléments poutres «Frames», les piles sont considérées encastées dans le sol, ainsi les appareils d'appui ont été modélisés par des éléments de liaison «Link». Dans le calcul non linéaire, Ce logiciel est aussi utilisé.

Dans ce mémoire cinq types d'analyse ont été réalisées analyse linéaire spectrale en utilisant le spectre du RPOA, analyse linéaire temporelle et analyse non linéaire temporelle des piles, des appareils d'appuis, des piles et appareils d'appuis en même temps en utilisant trois accélérogrammes simulés à partir du spectre du RPOA. 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 donc elle peut être utilisée dans ce cas si on s'intéresse à une étude plus économique.
- Les résultats en termes de moment obtenus par les deux analyses temporelles en considérant soit la non linéarité des piles ou bien celle des appareils d'appuis sont plus importants à ceux trouvés par l'analyse temporelle en tenant en compte ces deux non linéarités. Tandis que pour les efforts normaux et les efforts tranchants on observe que la prise en compte de la non linéarité des appareils d'appuis augmente les résultats.

- Le moment et le déplacement maximale correspond à la pile de hauteur la plus importante.
- La prise en compte de la non linéarité des appareils d'appuis réduit les valeurs des ductilités.
- l'état d'endommagement au niveau de la pile 5 dans le cas où seul la non linéarité des piles était considéré est l'état IO. Cet état a changé vers l'état B lorsque les deux non linéarités des piles et des appareils d'appuis étaient pris en compte. La considération de la non linéarité des appareils d'appuis peut être donc efficace pour le pont.

Références bibliographie

- [1] “Règle parasismiques applicables au domaine des ouvrages d’art R.P.O.A. ”
- [2] Valles, R. E., Reinhorn, A. M., Kunnath, S. K., Li, C., and Madan, A. (1996) “IDARC 2D Version4.0: A Program for the Inelastic Damage Analysis of Buildings”, Technical Report NCEER-96-0010, Department of Civil Engineering, State University of New York at Buffalo.
- [3] Spacone, E., Filippou, F. C., and Taucer, F. T. (1996a). “Fiber beam-column model for non-linear analysis of R/C frames: Part I. formulation”, *Earthqua. Eng. Struct. Dyn.* 25(7), 711-725.
- [4] Taucer, F., Spacone, E., and Filippou, F. C. (1991) a fiber beam-column element for seismic response analysis of reinforced concrete structures, Report No. EERC 91-17, Department of Civil Engineering University of California, Berkeley.
- [5] “Analyse non-linéaire statique Méthode du spectre de capacité”, Ecole polytechnique fédérale de Lausanne. (September 2005).
- [6] Génie parasismique, P. Lestuzzi et M. Badoux, Presses polytechniques et universitaires romandes.
- [7] Priestley, M.J.N., Seible, F. and Calvi, G. M. (1996) *Seismic design and retrofit of bridges*, Wiley-Interscience, John Wiley & Sons, Inc., New York, NY.
- [8] CALTRANS, (2001). *Seismic design criteria version 1.2*, Division of engineering services, California department of transportation, California.
- [9] Taylor, R. L. (2002) *FEAP - A Finite Element Analysis Program*, Department of Civil and Environmental Engineering, University of California at Berkeley, California.
- [10] Saadeghvaziri, M. A. (1997) “Nonlinear response and modelling of RC columns subjected to varying axial load”, *Engineering Structures*, 19(6), 417-424.
- [11] Fib, (1999) “Fédération Internationale du Béton. Structural Concrete. Textbook on behaviour, design and performance. Updated knowledge of the CEB-FIP Model Code 1990. Volume 1, Lausanne, Switzerland, pg 27-32, 85-114, 206-212
- [12] (ENV 1992-1-1:1991, 1991). “Calcul des structures en béton – Partie 1-1 : Règles générales et règles pour les bâtiments, NBN B 15-002”, 1^{ère} édition, Institut Belge de Normalisation, Bruxelles

[13] (prEN 1-1, 2003), “Eurocode 2 : Calcul des structures en béton, Partie 1-1 : Règles générales et règles pour les bâtiments”, Bruxelles

[14] (Popovics, 1973) Sandor POPOVICS, “A numerical approach to the complete stress-strain curve of concrete”, Vol. 3, 1973, pp 583-599

[15] (Sheikh and Uzumeri, 1982) Shamim A. SHEIKH and S. M. UZUMERI, “Analytical model for concrete confinement intied columns, 1982, *ASCE Journal of Structural Engineering*, Vol. 108, N° ST12, ”, pg. 2703-2722

[16] (Mander et al, 1988) J.B. MANDER, M.J.N. PRIESTLEY and R. PARK, “ Theoretical stress-strain model for confined concrete”, *ASCE Journal of Structural Engineering*, Vol. 114, N° 8, pg. 1804-1826

[17] (Prat, 1997) Michel PRAT, “ Calcul des ouvrages généraux de construction”, *Hermès*, Paris, Chapitre 3

[18] (Cusson et Paultre, 1994-1) Daniel CUSSON et Patrick PAULTRE, “ Le confinement des poteaux en béton à hautes performances ”, pg. 61-74

[19] Zebdji, S., Ben bouzid, M. (2008) “Analyse statique non linéaire par pousser progressive push over d’un bâtiment renforcé ”, Ecole nationale des travaux public Entp.

[20] BUREAU D’ETUDE DU LOT OUEST GROUPEMENT CITIC-CRCC PROJET AUTOROUTE EST-OUEST D’ALGERIE, “étude d’un pont a poutre précontrainte sur le tronçon autoroutier W7”,

[21] Alessandro. D “Capacité portante des constructions en béton armé”, (Septembre 2005)

[22] USC_RC, (2006) http://www.usc.edu/dept/civil_eng/structural_lab/software.html

[23] CALTRANS, (2008). Seismic design criteria version 1.4, Division of engineering services, California department of transportation, California.

[24] Eurocode 8, (1996). “Calcul des structures pour leur résistance aux séismes. Partie 1”, ENV 1998-1: 2004, pg37.

[25] Papageorgiou, A., Halldorsson, B., & Dong, G. (2002). *TARSCTH (A computer program for Target Acceleration Spectra Compatible Time Histories)*. Engineering Seismology Laboratory. The State University of New York at Buffalo.

Résumé

Le projet élaboré dans ce mémoire consiste en une étude dynamique linéaire et non linéaire d'un pont à poutre précontrainte sur le tronçon 'W7'.

L'ouvrage est constitué de six travées ; deux travées de 28m et quatre travées de 28.1m ; de 7 poutres espacées de 1.95m en béton précontraint et de 5 piles de hauteurs différentes.

Dans cette étude l'analyse linéaire est effectuée par la méthode spectrale et temporelle et l'analyse non linéaire est effectuée par la méthode temporelle non linéaire dans cette analyse on prit en compte la non linéarité des piles et des appareils d'appuis. Ensuite on a déterminé l'état d'endommagement du pont étudié. Est effectuée en utilisant le code de calcul en élément finis «SAP 2000 version 14 ».

Mots clés : Ouvrage d'art, pont à poutres précontraintes, pile, appareil d'appui, séisme.

ملخص

مشروع المنجز في هذه المذكرة يتعلق بدراسة الخطية وغير الخطية لجسر ذو روافد من الخرسانة المجهدة مسبقا والذي ينتمي إلى الطريق الوطني 'W7'.

المشروع المدروس مكون من 6 امتدادات من بينها 2 بطول 28 متر و 4 بطول 28.1 متر ; 7 عوارض من الخرسانة المسلحة المسبقة الإجهاد متباعدة فيما بينها بـ 1.95 متر وستة ارتفاعات مختلفة.

في هذه الدراسة، يتم تنفيذ عملية المسح الخطي من خلال طريقة الطيفية والزمانية ويتم التحليل غير الخطي لكل من الأعمدة والأجهزة دعم بالطريقة الزمانية غير خطية. وفي اخير تم تقييم حالة الضرر للجسر المدروس.

في هذا المشروع التحليل الخطي والتحليل غير الخطي يتم بواسطة العنصر المحدود SAP 2000 الإصدار 14

الكلمة السرية: منشآت فنية، جسر ذات روافد من الخرسانة المجهدة مسبقا، الركيزة العمودية، جهاز دعم، زلزال.

Abstract

The project developed in this memory is a study linear and nonlinear dynamics of a bridge with beam prestressed on the section 'W7'.

The work studies consists of six spans; two spans with 28m and four spans with 28.1m; 7 beams of prestressed concrete spaced with 1.95m and 5 piles different heights.

In this study, a linear scan is performed by the spectral and temporal method and the non-linear analysis is carried out by the non-linear temporal analysis in this method the non-linearity of pier and bearing is included. As a result we determine the state of damage of the bridge study.

This study is performed using the computer code by finite element "SAP 2000 version 1 .

Keywords: Work of art, prestressed bridge beams, piles, Bering, earthquake.