

Direction Post-Graduation & Recherche Scientifique

# Mémoire de Magister

Option : Matériaux et Structures

**M<sup>me</sup> LARBI Rim épouse KALEM**

Ingénieur d'Etat en Travaux Publics  
Diplômé de l'Ecole Nationale des Travaux Publics

Intitulé du Mémoire

Contribution a l'évaluation  
de la vulnérabilité sismique  
des piles de pont en béton armé

Soutenu le 24 juin 2012 devant le Jury composé de :

A.ZERZOUR  
M.NAILI  
A.KIBBOUA  
M.HADID  
M.BENSAIBI  
B.AMEUR

Professeur ENSTP  
Maître de recherches CGS  
Maître de recherches CGS  
Professeur ENSTP  
Professeur ENSTP  
Maître de recherches CGS

Président  
Encadreur  
Co-Encadreur  
Examinateur  
Examinateur  
Examinateur

A la

mémoire  
de papi,

A la

Mémoire de

mon oncle Youcef,

Pour mes parents,

les meilleurs parents  
au monde,

pour mon cher mari,

Pour ma chère

petite sœur Selma,

Pour mon cher

petit frère Yacoub,

et pour

ma mamie.

## Remerciements

C'est avec une grande joie, que je présente mes remerciements les plus chaleureux aux personnes qui ont contribué à l'accomplissement de ce modeste travail.

Je tiens à remercier en premier lieu ma proche famille; mon père, ma mère, ma sœur et mon mari, pour tout le soutien qu'elle m'a apportée durant toutes ses années d'études, pour la patience, et surtout l'aide et l'amour sans limites, et les valeurs sûres qu'elle m'a enseignée telles que le travail dur et la persévérance, ainsi que mon petit frère pour toute la joie et la bonne humeur qu'il m'a apporté.

Je remercie particulièrement et sincèrement le directeur du Laboratoire des Travaux Publics et de la Construction de Bouira (LTPCL) : Monsieur LARBI H. mon père, pour toute l'aide et la connaissance qu'il m'a apporté, tant sur le plan technique que sur le plan humain.

Je remercie mon rapporteur D<sup>r</sup> NAILI, maître de recherches au CGS d'avoir accepté d'orienter et diriger mon travail, et de m'avoir si bien initié à la recherche et sans qui ce travail n'aurais pas vu le jour.

Je remercie mon co-rapporteur D<sup>r</sup> KIBBOUA, maître de recherches au CGS d'avoir toujours répondu présent et d'avoir examiné mon mémoire minutieusement et aussi de m'avoir transmis sa passion et sa persévérance dans le travail de recherches.

Je remercie le président mais aussi tous les membres du jury, qui m'ont fait l'honneur d'assister et d'examiner mon travail, et qui sans aucun doute apporteront un regard d'expert, et des critiques constructives.

Je remercie mes professeurs de l'école nationale supérieure des travaux publics, spécialement : P<sup>r</sup> BENSAIBI, P<sup>r</sup> ZERZOUR notre directeur, P<sup>r</sup> DERRICHE, P<sup>r</sup> HADID, M<sup>r</sup> KARA, D<sup>r</sup> MHENNI, D<sup>r</sup> BOURZAM, D<sup>r</sup> AMEUR, D<sup>r</sup> TAHAR, M<sup>r</sup> BENOUCHEFOUNE, M<sup>r</sup> RAHMANI, et M<sup>r</sup> DJIDJELI ainsi que le reste du corps enseignant.

Je remercie également les professeurs du CGS, pour leur précieuse aide et soutien, depuis le début jusqu'à la fin de mon projet, spécialement M<sup>r</sup> AIT BELKACEM et M<sup>r</sup> REMKI.

Je remercie les ingénieurs de l'ANA de Bouira pour la précieuse documentation qu'ils ont mis à ma disposition, et sans laquelle, je n'aurais absolument pas pu réaliser ce travail, ainsi que les ingénieurs de la SAITI, spécialement M<sup>r</sup> TOUATI Sofiane et M<sup>r</sup> Younsi mohamed.

A vous tous, un grand merci...

Rim LARBI KALEM

## Résumé

Jusqu'à présent, en Algérie, la majeure partie des ponts sont calculés, sans tenir compte du domaine post élastique des éléments en béton armé et sans tenir compte de force sismique réglementaire car ce n'est que récemment qu'un règlement propre aux ouvrages d'art est développé. Alors, comment et pourquoi ces ponts conçus selon une méthode forfaitaire avant l'avènement des Règles Parasismiques propres aux Ouvrages d'Art, ont fait preuve d'un bon comportement vis-à-vis des séismes ? Sont-ils vulnérables, et à quel point ? Selon les nouvelles prescriptions réglementaires des ouvrages d'art, comment auraient du être conçus ces ponts ?

Dans le travail qui suit, nous allons, dans une première démarche, évaluer la vulnérabilité d'un pont existant (OA203 à Bouira) réalisé en 2008, et dont l'étude a été réalisée en 2004 sans l'application du règlement actuellement en vigueur (RPOA2008).

Nous allons tenter, dans ce qui suit, de :

- Evaluer la vulnérabilité de ses piles (piles de type couramment réalisés en Algérie) en déterminant les courbes de capacité (sectionnelle puis structurelle) et les comparer à la demande sismique en terme de force (évaluée telle que considérée dans l'étude déjà réalisée du pont, puis évaluée telle que préconisée par le RPOA2008 à partir du spectre élastique).

Les résultats obtenus nous ont permis de dire que le dimensionnement de cet exemple d'application s'est effectué en élasticité par rapport au règlement sismique alors utilisé (RPA88 réservé aux bâtiments et audacieusement appliqué à ce viaduc) et que le ferrailage des piles obtenu, si le nouveau règlement RPOA 2008 dans son approche élastique avait été utilisé, aurait été plus sécuritaire (certains appuis étaient jugés a priori vulnérables dans une première approche de l'évaluation de la vulnérabilité).

- Redimensionner ces sections en termes de ferrailage, en utilisant l'approche capacitaire telle que prescrite par le RPOA2008 à partir du spectre de dimensionnement. Les résultats obtenus nous ont permis de dire que le ferrailage des piles obtenu, si le nouveau règlement RPOA 2008 dans son approche capacitaire avait été utilisé, aurait été plus sécuritaire que le ferrailage actuel et existant du pont.

Les résultats obtenus vont nous aider à mieux comprendre, et nous orienter vers diverses conclusions et perspectives ; telles que compléter le présent travail par une étude de cisaillement détaillée pour les piles les moins ductiles, mais aussi de déterminer les courbes de capacité en utilisant la méthode multimodale ou encore UBPA.

*Mots clé : vulnérabilité, courbes de capacité, demande sismique, ductilité sectionnelle et ductilité structurelle, coefficient de comportement, critère de cohérence, dimensionnement en capacité, réglementations parasismiques RPOA2008.*

## ملخص

إلى يومنا هذا، في الجزائر ، معظم الجسور المنشأة بالخرسانة المسلحة ،تم تصميمها بدون الأخذ بالاعتبار المجال ما بعد الخطي ، وبدون الأخذ بالاعتبار قوة زلزالية نظامية بسبب التطوير المؤخر لنظام مقاوم للزلازل خاص بالمنشآت الفنية .

فلما ذا هذه الجسور تصدت جيدا ولم تنهار أو تتهدم اثر الزلازل ذات درجات عظمى التي مرت بها ؟ كيف يمكن تقييم ضعفها الزلزالي ؟ وكيف كان يوجب علينا تصميمها لو أن النظام الجديد الجزائري المقاوم للزلازل الخاص بالمنشآت الفنية 2008 RPOA طبق؟

في هذا العمل، سندرس جسر أنشى عام 2008 بالبويرة (جسر 203) وأقيمت ورقة حسابه عام 2004 من طرف مكتب الدراسات ايطالي TODINI بدون الأخذ بالاعتبار النظام المقاوم للزلازل المطبق حاليا. سنحاول فيما يلي :

- تقييم الضعف الزلزالي لركائز هذا الجسر 203 وذلك بإنشاء منحنى السعوي الزلزالي للركائز ثم مقارنتها بالقوة الزلزالية للنظام الذي أعتبر آنذاك ثم للنظام الجديد 2008 RPOA من خلال النهج الخطي. النتائج المتوصل إليها تدل على أن تصميم هذا الجسر تم بطريقة خطية في نظر النظام الذي أستعمل آنذاك (و هو النظام المقاوم للزلازل الخاص بالمنشآت العمراني 88 RPA) إن التسليح الطولي المتوصل إليه بتطبيق النظام الجديد 2008 RPOA أكثر أمانا من التسليح الحالي وان بعض ركائز هذا الجسر تعتبر ضعيفة، في مرحلة أولى لتقييم الضعف الزلزالي.

- إعادة حساب التسليح الطولي لنفس الركائز بتطبيق النظام الجديد من خلال نهجه السعوي (سبيكترا التصميم) نتائج التسليح الطولي المتوصل إليه أكثر أمانا من التسليح الحالي .

النتائج في مجموعها تمكنا من الفهم أكثر وتوصلنا إلى خاتمة مفيدة والنظر في آفاق جديدة مثل إلحاق العمل الحالي بدراسة مدققة للتقطع المفاجئ للركائز الأقل قابلية للاستطالة وأيضا إنشاء منحنيات قابلية الضعف الزلزالي بالطرق الجديدة مثل UBPA و MMA .

كلمات مفتاح: المنحني السعوي، منحنيات قابلية الضعف، القوة الزلزالية النظامية، قابلية الاستطالة، معامل التصرف، تصميم سعوي، النظام الجديد الجزائري المقاوم للزلازل الخاص بالمنشآت الفنية 2008 .

# SOMMAIRE

<b><u>Chapitre 1- Introduction</u></b>	
1.1.	Introduction..... 12
1.2.	Problématique..... 12
1.3.	Objectifs..... 13
1.4.	Organisation du mémoire..... 13
<b><u>Chapitre 2 : Etude de vulnérabilité des ponts</u></b>	
2.1	Observations post-sismiques..... 14
	a) Déplacement relatifs du tablier et appuis..... 14
	b) Problèmes liés au sol..... 15
	c) Rupture fragile de certains éléments ..... 16
2.2	Méthodologie d'évaluation de la vulnérabilité des piles de ponts..... 17
	2.2.1 Introduction..... 17
	2.2.2 Ductilité sectionnelle..... 18
	2.2.3 Ductilité structurale..... 19
	2.2.4 Evaluation de la demande sismique..... 21
	a) Evaluation de la demande sismique par la méthode statique équivalente 22
	b) Evaluation de la demande sismique par analyse dynamique élastique 22
2.3	Notions..... 22
	2.3.1 Indice de dommage..... 22
	2.3.2 Coefficient de comportement..... 23
	2.3.2.1 Définition..... 23
	2.3.2.2 Limitation..... 23
	2.3.2.3 Valeurs..... 24
	a) Pour les structures souples ( $T > 0,5 \text{sec}$ ) ..... 24
	b) Pour les structures moins souples ( $0,125 < T < 0,5 \text{ sec}$ ) ..... 24
	c) Pour les structures très raides ( $T < 0,03 \text{sec}$ ) ..... 25
	2.3.3 Conditions sur les armatures..... 25
	2.3.4 Théorie des rotules plastiques..... 26
	a) Définition..... 26
	b) Emplacements admissibles..... 26
	c) Longueurs des rotules plastiques..... 27
	d) Approximation à retenir ..... 27
2.4	Hypothèse de calcul..... 27
<b><u>Chapitre 3 : Présentation du cas d'étude</u></b>	
3.1	Introduction..... 29
3.2	Présentation de l'ouvrage OA203..... 29
	3.2.1 Présentation générale..... 29
	3.2.2 Matériaux..... 30
	3.2.3 Tablier..... 30
	3.2.4 Les piles..... 31
	3.2.5 Caractéristiques des appareils d'appuis..... 32
	3.2.6 Charges permanentes..... 32
	3.2.7 Surcharges permanentes..... 32
	3.2.8 Diagrammes d'interaction ..... 32
3.3	Partie 1 : Evaluation de la capacité en terme de résistance et ductilité..... 34
	3.3.1 Ductilité sectionnelle..... 34

	3.3.1.1	Matériaux utilisés et loi de comportement.....	34
	3.3.1.2	Etablissement des courbes moment-courbure.....	35
	3.3.1.3	Calcul des coefficients de ductilité en courbure ( $\mu_c$ ) .....	35
	3.3.1.4	Discussion courbes moment-courbures.....	36
	3.3.2	Ductilité structurale.....	36
	3.3.2.1	Rotules plastiques.....	36
	a)	Emplacement.....	36
	b)	Longueurs des rotules plastiques.....	36
	c)	Approximation à retenir .....	36
	d)	Discussion .....	37
	3.3.2.2	Etablissement des courbes capacitaires formats F- $\Delta$ .....	37
	3.3.2.3	Calcul des coefficients de comportement et ductilité en déplacement.....	38
3.4		Partie 2 : Evaluation de la demande sismique.....	38
	3.4.1	Evaluation de la force sismique selon RPA88.....	39
	3.4.2	Evaluation de la force sismique selon RPOA2008.....	39
	3.4.3	Analyse de la structure.....	40
	3.4.3.1	Modélisation .....	40
	3.4.3.2	Résultats de l'analyse spectrale.....	41
	3.4.3.3	Coefficient de participation massique.....	43
	a)	Modèle avec appuis en élastomère fretté.....	43
	b)	Modèle avec Appuis rigides.....	43
	3.4.4	Evaluation de la force sismique.....	44
	3.4.4.1	Ordre de grandeur.....	44
	3.4.5	Intersection des courbes demande-capacité .....	45
3.5		Discussion.....	46
	3.5.1	Par rapport à la force sismique réglementaire RPA88.....	46
	3.5.2	Par rapport à la force sismique réglementaire RPOA2008.....	47
		<b>Chapitre 4 : Analyse capacitaire selon RPOA2008</b>	
4.1		Introduction.....	48
4.2		Démarche à suivre pour le dimensionnement en capacité.....	49
	4.2.1	Méthode de dimensionnement.....	49
	4.2.2	Coefficient de surcapacité.....	50
	4.2.3	Vérification du critère de cohérence.....	50
4.3		Partie I : Dimensionnement de l'infrastructure en capacité selon RPOA2008.....	50
	4.3.1	Méthodes d'analyse et modélisation.....	50
	4.3.2	Rotules plastiques.....	51
	a)	Calcul des longueurs critiques.....	51
	b)	Discussion.....	52
	4.3.3	Sollicitation élastiques obtenues.....	52
4.4		Réduction des efforts élastiques par le coefficient de comportement (Vérification du critère de cohérence). .....	52
	4.4.1	Réduction des efforts élastiques par $q_0$ .....	52
	4.4.2	Réduction des efforts élastiques par $q_1$ .....	55
	4.4.3	Réduction des efforts élastiques par $q_2$ .....	57
	4.4.4	Réduction des efforts élastiques par $q_3$ .....	59
	a)	Etablissement des courbes moment-courbure.....	60
	b)	Etablissement des courbes capacitaires formats F- $\Delta$ .....	60
	4.4.5	Récapitulation.....	61
	4.4.6	Choix du coefficient de comportement.....	61
4.5		Partie 2 : Etablissement des courbes de capacité.....	61

4.5.1	Modèle de la pile indépendante.....	61
4.5.2	Période fondamentale.....	62
4.5.3	Calcul des rigidités.....	62
4.5.4	Calcul des masses.....	63
4.5.5	Evaluation de la force sismique selon RPOA2008.....	63
4.5.6	Ordre de grandeur.....	64
4.5.7	Point d'intersection capacité-demande.....	65
4.6	Discussion.....	65
	<b><u>Chapitre 5 : Conclusions et perspectives.....</u></b>	67
	<b><u>Références bibliographiques</u></b>	71
	<b><u>Annexes</u></b>	

## Liste des tableaux

Titre	N°Page
Tableau.2.1 Niveaux des dommages, déformations et ductilité (Bridge engineering handbook -Chapitre 37, tableau 8)	21
Tableau.2.2 Relation entre l'indice de dommage et les désordres observables (Bridge engineering handbook-Chapitre 37.5.4)	23
Tableau.2.3 Indice de demande en ductilité suivant mode de fonctionnement	25
Tableau.3.1 Sections variables du tablier	31
Tableau.3.2.Caractéristiques géométriques des piles	31
Tableau.3.3 Efforts normaux repris par les piles	34
Tableau.3.4 Longueurs des rotules plastiques	37
Tableau.3.5 Coordonnées des courbes de capacité approximation bilinéaire	37
Tableau.3.6 Coefficient de comportement $q$ et de ductilité $\mu_d$	38
Tableau.3.7 Relation entre demande en ductilité et coefficient de comportement	38
Tableau.3.8 résultats participation massique modale modèle avec appuis en élastomères frettés	43
Tableau.3.9 résultats participation massique modale du modèle avec appuis rigides	43
Tableau.3.10 Evaluation de la force sismique par la méthode statique équivalente	44
Tableau.3.11 Rapport entre la force sismique et le poids total permanent.	44
Tableau.3.12 Répartition de la force sismique sur les piles selon RPA88 et RPOA2008	45
Tableau 4.1 Calcul des longueurs critiques selon RPOA2008.	51
Tableau.4.2 Résultats des sollicitations élastiques.	52
Tableau.4.3 Choix des barres d'armatures (itération $q_0$ )	53
Tableau.4.4 Coordonnées des courbes de capacité approximation bilinéaire $q_0$	54
Tableau.4.5 Choix des barres d'armatures (itération $q_1$ )	55
Tableau.4.6 Coordonnées des courbes de capacité approximation bilinéaire $q_1$	56
Tableau.4.7 Détermination des sections d'armatures (itération $q_2$ )	57
Tableau.4.8 Coordonnées des courbes de capacité approximation bilinéaire $q_2$	58
Tableau.4.9 Choix des barres d'armatures (itération $q_3$ )	59
Tableau.4.10 Coordonnées des courbes de capacité approximation bilinéaire $q_3$	60
Tableau.4.11 Etapes de vérification du critère de cohérence	61
Tableau.4.12 Valeur du coefficient de comportement retenue	61
Tableau 4.13 Masse des oscillateurs	63
Tableau.4.14 Réduction de la force sismique selon RPA88 et RPOA2008	64
Tableau.4.15 Rapport entre la force sismique et le poids total permanent.	64
Tableau.4.16 Ferrailage retenu des piles	66
RESTE TAB ANNEXE	

## Liste des figures

Titre	N°Page
Fig.2.1 Perte d'assise du tablier dû au déplacement de la pile (2008 Sichuan, Chine)	14
Fig.2.2 Perte d'assise du tablier a cause du déplacement de la pile (2008 sichuan (wenchuan), chine)	14
Fig.2.3 Déplacement entre les parties constituant les appuis dû à la force verticale importante du séisme (2008 Iwate-Miyagi, Japon)	15
Fig.2.4 Perte d'assise et chute du tablier du au déplacement relatif des appuis (2008 Sichuan (Wenchuan), Chine)	15
Fig.2.5 Déplacement relatif transversal des travées isostatiques (2003 Tokachi-oki, Hokkaido, Japon)	15
Fig.2.6 Tassements d'appuis (1999 Chi-Chi Séisme, Taiwan)	15
Fig.2.7 Soulèvement d'appui dû au mouvement du sol (Northridge, CA, 17Janvier 1994 Japon)	15
Fig.2.8 Effondrement du tablier à cause d'une liquéfaction du sol, phénomène inconnu à cette époque (1995 Hyogoken-Nanbu, Japon)	15
Fig.2.9 Rupture de la dalle de transition (1980 El Asnam, Algérie)	15
Fig.2.10 Déplacement relatif transversal de travées isostatiques (1980 Pont Isser-Boumerdes, Algérie)	15
Fig.2.11 Poinçonnement des appuis dû à la force de séisme verticale importante (1994 séisme de LOS ANGELES)	16
Fig.2.12 Effondrement des appuis par manque de résistance Janvier, 1994 Northridge séisme, Californie	16
Fig.2.13 Effondrement des appuis par manque de résistance 1995 séisme de Hyogoken-Nanbu, Japon	16
Fig.2.14 Effondrement des appuis par dépassement de capacité (2008 Sichuan Wenchuan, Chine)	16
Fig.2.15 Rupture de toutes les piles par cisaillement(1995 Hyogoken-Nanbu, Japon)	17
Fig.2.16 Flambement des armatures et éclatement de béton de la pile (1995 Hyogoken-Nanbu, Japon)	17
Fig.2.17 Glissement par cisaillement des piles supérieures du viaduc Cypress (1989 Séisme de LOMA Prieta-san fransisco)	17
Fig.2.18 Voilement d'une pile métallique ronde (1995 Séisme de Kobé)	17
Fig.2.19 Répartition des ponts d'Algérie selon la zone sismique (MTP)	18
Fig.2.20 Etat des ponts d'Algérie (MTP)	19
Fig.2.21 Etablissement de l'analyse moment-courbure par la méthode des fibres	
Fig.2.22 Allure de la courbe moment-courbure	
Fig.2.23 Relation force-déplacement non linéaire d'une console	20
Fig.2.24 Dégradation de la rigidité au delà de la limite élastique	21
Fig.2.25 Réponse d'un oscillateur à 1ddl	22
Fig.2.26 Définition du coefficient de comportement et de l'indice de ductilité	23
Fig.2.27 Définition de la propriété « iso déplacement »	24
Fig.2.28 Définition de la propriété « iso énergie »	25
Fig.2.29 Emplacements possibles des rotules plastiques	27

<b>Fig.2.30 Courbe d'interaction M-N</b>	<b>28</b>
<b>Fig.3.1 Types de piles les plus couramment utilisées.</b>	<b>29</b>
<b>Fig.3.2 Coupe longitudinale OA 203 reliant la ville d'El Adjiba à BOUIRA</b>	<b>30</b>
<b>Fig.3.3 L'OA 203 comporte deux chaussées semblables, et peut être représenté par une poutre continue reposant simplement les appuis.</b>	
<b>Fig.3.4 Coupe latérale dans le tablier.</b>	<b>30</b>
<b>Fig.3.5 caractéristiques géométriques des sections (cm).</b>	<b>31</b>
<b>Fig.3.6 Notation des hauteurs.</b>	<b>31</b>
<b>Fig.3.7 Le tablier repose sur les appuis à travers des appareils d'appuis en élastomère fretté</b>	
<b>Fig.3.8 Courbe capacité de la pile N°01</b>	<b>37</b>
<b>Fig.3.9 Courbe capacité de la pile N°02</b>	<b>37</b>
<b>Fig.3.10 Courbe capacité de la pile N°03</b>	<b>38</b>
<b>Fig.3.11 Spectre de dimensionnement RPA88 (à 5% amortissement)</b>	<b>39</b>
<b>Fig.3.12 Spectre élastique RPOA2008 (à 5% amortissement)</b>	<b>40</b>
<b>Fig.3.13 Modélisation de la structure</b>	<b>41</b>
<b>Fig.3.14 à Fig.3.17 modes de vibration</b>	<b>41-43</b>
<b>Fig.3.18 Courbe capacité pile N°01</b>	<b>45</b>
<b>Fig.3.19 Courbe capacité pile N°02</b>	<b>46</b>
<b>Fig.3.20 Courbe capacité pile N°03</b>	<b>46</b>
<b>Fig.4.1 Représentation de Paulay1993 du principe du dimensionnement en capacité</b>	<b>48</b>
<b>Fig.4.2 Position de la rotule plastique</b>	<b>51</b>
<b>Fig.4.3 Dimensions de la section transversale</b>	<b>51</b>
<b>Fig.4.4 Spectre de dimensionnement RPOA2008 (à 5% amortissement)</b>	<b>64</b>
<b>Fig.4.5 Courbe de capacité et détermination du point d'intersection capacité-demande</b>	<b>65</b>

**RESTE FIG ANNEXE**

## Chapitre 1- Introduction

### 1.1.Introduction

L'Algérie est un pays à grande activité et risque sismique. Les récents tremblements de terre qui ont secoué le Nord du pays ont causé d'énormes pertes en vies humaines et en biens matériels.

Les ponts, qui sont des infrastructures de base, de part leur importance dans le développement socio-économique du pays, constituent également les réseaux vitaux, qui doivent rester fonctionnels et opérationnels avant et après l'avènement d'un séisme.

En d'autres termes, les fonctions de ces ouvrages ne devraient pas être interrompues par des séismes modérés, et ne devraient en aucun cas se rompre complètement lors d'un séisme majeur.

Avec le projet de l'autoroute Est Ouest, l'Algérie compte actuellement plus de 10 000 ponts autoroutiers, dont plus d'une centaine réalisés dans ce cadre.

Si pour ces derniers la conception, la réalisation et la mise en œuvre ont été effectuées conformément aux récentes exigences réglementaires, en matière de performance et de sécurité ; il n'en n'est pas de même pour ceux réalisés avant l'avènement des nouvelles Règles parasismiques des OA RPOA2008, dont la conception et la réalisation n'obéissaient pas aux mêmes niveaux d'exigence.

De ce fait, pour protéger ces ponts contre le risque de dommages ou de défaillances éventuelles qu'ils encourent en cas de séisme futurs, il conviendrait de procéder, dans une mesure d'urgence, à l'évaluation de la vulnérabilité au séisme des ponts existants, et particulièrement de leurs organes d'appui, dont le bon comportement garantirait la sécurité de l'ouvrage.

### 1.2.Problématique

La majeure partie des ponts réalisés en Algérie a été construite avant l'élaboration des Règles Parasismiques des Ouvrages d'Art (RPOA2008). Jusqu' un temps assez récent, l'action du séisme était considérée de manière forfaitaire de la façon suivante :

$$\diamond F_h=10\%.W \quad (1.1)$$

$$\diamond F_v=7\%.W \quad (1.2)$$

Avec :

$F_h$  : composante horizontale de la force sismique.

$F_v$  : composante verticale de la force sismique.

$W$  : poids total de la structure.

Quand aux autres paramètres sismiques, tel que le facteur de comportement, d'amplification dynamique ou de qualité, il été fait référence aux Règles Parasismiques Algériennes (RPA) en vigueur.

En dépit de cette utilisation et adaptation assez audacieuses des règles Parasismiques dont le domaine d'application concernait particulièrement les ossatures de bâtiments, les ponts conçus et réalisés ont justifié d'un bon comportement vis-à-vis des séismes.

Il s'agit dans le présent travail de mener des investigations dont l'objectif principal consiste à répondre à la problématique suivante :

- Comment ces ponts conçus selon une méthode forfaitaire avant l'avènement des Règles Parasismiques propres aux Ouvrages d'Art, ont fait preuve d'un bon comportement vis-à-vis des séismes ? Etaient-ils surdimensionnés en coffrage et ferrailage ?
- Quelle est leur réserve en termes de résistance et de déformation (ductilité) ?
- Et enfin, comment auraient du être conçus ces ponts selon les nouvelles prescriptions réglementaires des ouvrages d'art RPOA2008?

### **1.3.Objectifs**

Afin de répondre à la problématique précédemment évoquée, les objectifs suivants ont été assignés dans le cadre de ce travail :

- A. Evaluer la vulnérabilité des piles de ponts couramment réalisés en Algérie en adoptant la démarche suivante :
  - Sur la base d'une analyse sectionnelle des piles de ponts, déduire les courbes de capacité y afférentes qui traduisent les relations Force-Déplacements.
  - Evaluer la demande sismique en termes de force selon les prescriptions du RPA88 et du RPOA2008 à partir du spectre élastique.
  - Déduire les coefficients de sécurité en termes de force et de ductilité.
- B. Effectuer un calcul en utilisant l'approche capacitaire telle que prescrite par le RPOA2008 à partir du spectre de dimensionnement.

### **1.4.Organisation du mémoire**

Le mémoire comporte cinq chapitres.

Le chapitre 1 est une introduction générale vers le sujet ; il présente l'importance et l'urgence d'évaluer la vulnérabilité des ponts existants en Algérie, construits avant l'élaboration du

RPOA2008. Ce chapitre, cerne la problématique et fixe les objectifs établis pour l'évaluation de la vulnérabilité des piles de pont courant et le redimensionnement par approche capacitaire selon le règlement parasismique en vigueur.

Le chapitre 2 présente les observations post sismiques et les pathologies les plus courantes afin d'insister sur la nécessité d'évaluer la vulnérabilité des ponts existants. Aussi, il énonce la méthodologie suivie pour l'évaluation de la vulnérabilité.

Le chapitre 3 présente une application directe et propose l'évaluation de la vulnérabilité des piles d'un pont existant.

L'exemple porte sur un type de pile couramment réalisé en Algérie (exemple du viaduc OA203 à Bouira, reliant la ville d'El Adjiba à Bouira dont les piles sont creuses – piles de grandes hauteurs).

Après identification des piles (plans de coffrage et ferrailage obtenus par l'ANA de Bouira, réalisés par le bureau d'étude Italien « groupe TODINI »), il s'agit de déterminer, dans un premier critère d'évaluation, la vulnérabilité sismique du pont OA203.

Ce chapitre est composé de trois parties :

- La première partie présente les hypothèses suivies et l'établissement des courbes de capacités sectionnelle puis structurelle des appuis.
- La deuxième partie présente l'évaluation de la demande sismique en termes de force réglementaire (selon RPA88 ; règlement utilisé dans la note de calcul de l'étude de l'OA203, et selon RPOA2008 actuellement en vigueur, dans une approche élastique) puis l'évaluation des coefficients de comportement et de ductilité résultants.
- La troisième partie regroupe les comparaisons et les principales conclusions, tirées des deux précédentes parties.

Le chapitre 4 reprend le dimensionnement des piles étudiées (en termes de ferrailage) en utilisant l'approche capacitaire proposée par le RPOA2008.

La structure entière est modélisée et les efforts internes sont obtenus à partir d'une analyse modale spectrale (à partir du spectre de dimensionnement préconisé par le RPOA2008) et présente les démarches suivies pour la détermination du coefficient de comportement des piles avec vérification du critère de cohérence à travers une série d'itérations.

Le chapitre 5 regroupe discussions et principales conclusions tirées des résultats obtenus. Des points critiques sont soulevés et des perspectives de développements pour des travaux futurs sont énoncées.

## **Chapitre 2 : Etude de vulnérabilité des ponts**

### **2.1 Introduction**

Le séisme est un phénomène imprévisible et aléatoire. Il est certainement mieux maîtrisé de nos jours mais nous échappe très souvent.

L'ingénieur concepteur aura beau utiliser des méthodes de calcul avec une probabilité minimale de dépassement d'un état de dommage, mais le risque de dépassement est toujours envisageable.

Parfois, l'effondrement des ponts est dû, non pas à cause des erreurs de calcul ou de dépassement de force ou de contraintes, mais à des défauts de réalisation ; soient des vices de construction lors de la réalisation ou du manque de moyens, ou parfois une combinaison des deux. Dans tous les cas, les vies humaines ne sont pas à l'abri d'un événement sismique.

Malheureusement, c'est à partir d'observations post sismiques que les calculs sont améliorés et que de nouvelles techniques sont développées, car chaque séisme majeur ramène avec lui son lot de dommage et de pathologie (chaque séisme est malheureusement une leçon grandeur nature).

### **2.2 Observations post-sismiques**

Les renseignements tirés à partir des séismes précédents qui ont secoué ces dernières années une partie du globe terrestre, permettent de classer les dommages et désordres, subits par les ponts, comme suit (SETRA 2000) :

- Déplacements relatifs des tabliers et des appuis :
  - Déplacement important des appareils d'appui et perte d'assise.
  - Déplacement des piles et des culées.
  - Déplacement différentiel des têtes de piles.
- Problèmes liés aux sols des fondations :
  - Liquéfaction des sols.
  - Augmentation des sollicitations dans les fondations due à la réduction de réaction du sol.
- Rupture fragile de certains éléments dus au manque de ductilité ou de confinement du béton :
  - Insuffisance d'ancrage.
  - Flambement des aciers longitudinaux.
  - Rupture des zones d'encastrement.
  - Rupture par flexion ou par cisaillement.

Ci-après, des illustrations montrant ces désordres, résultant des séismes dans le monde:

a) Déplacement relatifs du tablier et appuis



Fig.2.1 Perte d'assise du tablier dû au déplacement de la pile (2008 Sichuan, Chine)



Fig.2.2 Perte d'assise du tablier à cause du déplacement de la pile (2008 Sichuan (Wenchuan), Chine)



Fig.2.3 Déplacement entre les parties constituant les appuis dû à la force verticale importante du séisme (2008 Iwate-Miyagi, Japon)



Fig.2.4 Perte d'assise et chute du tablier du au déplacement relatif des appuis (2008 Sichuan (Wenchuan), Chine)



Fig.2.5 Déplacement relatif transversal des travées isostatique (2003 Tokachi-oki, Hokkaido, Japon)

b) Problèmes liés au sol



Fig.2.6 Tassements d'appuis (1999 Chi-Chi Séisme, Taiwan)



Fig.2.7 Soulèvement d'appui dû au mouvement du sol (Northridge, CA, 17 janvier 1994 Japon)



Fig.2.8 Effondrement du tablier à cause d'une liquéfaction du sol, phénomène inconnu à cette époque (1995 Hyogoken-Nanbu, Japon)



Fig.2.9 Rupture de la dalle de transition (1980 El Asnam, Algérie)



Fig.2.10 Déplacement relatif transversal de travées isostatiques (1980 Pont Isser-Boumerdes, Algérie)

c) Rupture fragile de certains éléments

— Effondrement de tous les appuis (manque de résistance)



Fig.2.11 Poinçonnement des appuis dû à la force de séisme verticale importante (1994 séisme de LOS ANGELES)



Fig.2.12 Effondrement des appuis par manque de résistance -Janvier, 1994 Northridge séisme, Californie



Fig.2.13 Effondrement des appuis par manque de résistance 1995 séisme de Hyogoken-Nanbu, Japon



**Fig.2.14 Effondrement des appuis par dépassement de capacité (2008 Sichuan Wenchuan, Chine)**

**Rupture des piles par cisaillement**



**Fig.2.15 Rupture de toutes les piles par cisaillement (1995 Hyogoken-Nanbu, Japon)**



**Fig.2.16 Flambement des armatures et éclatement de béton de la pile (1995 Hyogoken-Nanbu, Japon)**



**Fig.2.17 Glissement par cisaillement des piles supérieures du viaduc Cypress (1989 Séisme de LOMA Prieta-san francisco)**



**Fig.2.18 Voilement d'une pile métallique ronde (1995 Séisme de Kobé)**

En Algérie, les dégâts causés par les séismes (modérés à majeur) sont visibles mais moins spectaculaires. En fait, d'après le ministère des Travaux Publics – Alger, les ponts construits en Algérie « sont solides et résistants et peuvent faire face aux séismes importants ».

### 2.3 Statistiques et synthèse des travaux antérieurs

D'après les dernières statistiques réalisées par le ministère des travaux publics, l'Algérie compte actuellement, un patrimoine d'environ 12 000 ouvrages d'art (dont plus de 500 ponts y compris ceux réalisés dans la cadre de l'autoroute Est-Ouest ainsi que les ponts ferroviaire), implantés dans les différentes zones sismiques comme le montre la figure 2.19.

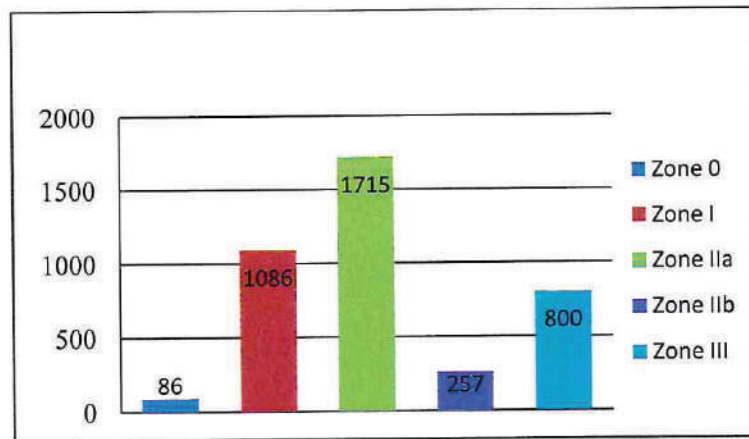


Fig.2.19 Répartition des ponts d'Algérie selon la zone sismique (MTP)

Ci suit quelques statistiques réalisées par le ministère des travaux publics, montrant l'état dans lequel se trouvent ces ponts.

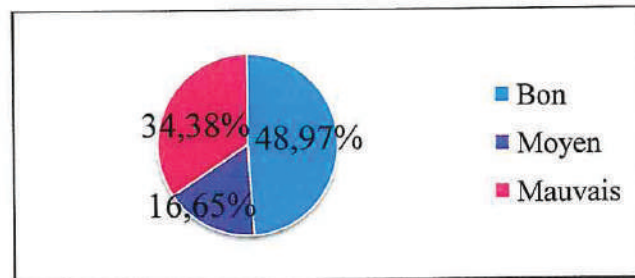


Fig.2.20 Etat des ponts d'Algérie (MTP)

Remarquons que d'après la figure 2.20, plus de la moitié du parc Algérien se trouve, après expertise, dans un état bon à moyen. Seul 35% des ponts sont dans un mauvais état. Cependant, il n'y a pas eu d'effondrement ou des dommages trop importants qui auraient

nécessité la démolition d'une partie du pont. Des mesures de sécurité particulières, tels que les renforcements et les réparations, doivent être prévues afin d'éviter toute rupture fragile causée par un séisme. On accordera la priorité aux ouvrages qui se trouvent dans les grandes villes et les ponts autoroutiers en raison de leur importance pour les besoins de la sécurité civile et le maintien des communications d'urgence.

La majeure partie des ponts en Algérie ont été calculés et réalisés selon une méthode forfaitaire avant l'avènement des Règles Parasismiques propres aux Ouvrages d'Art (RPOA-2008), l'investigation des dommages post sismiques a mis en évidence le besoin de mener des activités de recherches sur la vulnérabilité sismique.

Dans des études poussées, les fonctions de vulnérabilités sont à définir, soit par des méthodes empiriques, soit par des méthodes analytiques.

Les fonctions de vulnérabilité empiriques sont très importantes, car les études se font sur des modèles réels, et vont servir à calibrer les méthodes développées analytiquement (Shinozuka et al 2000c).

Quand aux fonctions de vulnérabilité analytiques, elles sont diverses et continuent à être améliorées (Nielson 2003, Karim et Yamazaki 2000 ; 2001).

En Algérie, seules quelques études de vulnérabilité ont été menées sur les ponts courants à piles poteaux (notamment à plusieurs fût parallèles), voiles, caissons et marteaux... et qui sont disponibles dans la littérature (Kibboua 2012).

## **2.4 Méthodologie d'évaluation de la vulnérabilité des piles de ponts**

### **2.4.1 Introduction**

L'évaluation de la vulnérabilité sismique des structures existantes pose des problèmes de sécurité importants en cas de séismes violent parce qu'ils ont été dimensionnés avec des coefficients d'accélération au sol inférieurs aux coefficients actuellement en vigueur. D'où la nécessité et l'urgence de quantifier la vulnérabilité, aussi bien pour les structures de bâtiments, que les ponts.

L'évaluation de la vulnérabilité sismique des structures existantes est un élément essentiel qui permet d'établir des courbes de capacité et fragilité ce qui constituent une donnée fondamentale afin de déterminer le degré de dommage et de permettre de prendre une décision pour une

éventuelle réhabilitation ou renforcement, selon l'ampleur des dégâts causés par un séisme donné.

Une évaluation de la vulnérabilité par des méthodes statiques linéaires conduit à un éloignement de la réalité physique. Pour approcher de plus près le comportement réel, il faut comprendre de manière approfondie le comportement des structures au-delà de l'élasticité.

C'est pourquoi que de nouvelles méthodes non linéaires sont apparues ces dernières années (dont l'analyse push over).

Evaluer la vulnérabilité d'un pont existant (plans de coffrage et de ferrailage établis), revient à évaluer la vulnérabilité de ses appuis (Dutta et Mander 1998, Hwang et al.2000, Mander et Basoz 1999, Shinozuka et al.2000a, Shinozuka et al 2000b).

Il faudra donc mener une étude de ductilité des piliers. **Un comportement ductile traduit la capacité à se déformer d'une manière irréversible dans le domaine post élastique, sans dégradations importantes de la résistance ou de la rigidité.**

L'étude de ductilité des piliers suit trois étapes (Roy 2003). Ayant les caractéristiques géométriques et mécaniques de la section, à l'emplacement éventuel de la rotule plastique, il sera effectué :

- Un calcul de la ductilité sectionnelle.
- Un calcul de la ductilité structurale.
- Un calcul de la demande en ductilité (avec une analyse temporelle non linéaire à l'aide d'un groupe d'accélérogrammes ou à partir d'un spectre normalisé et règlementaire).

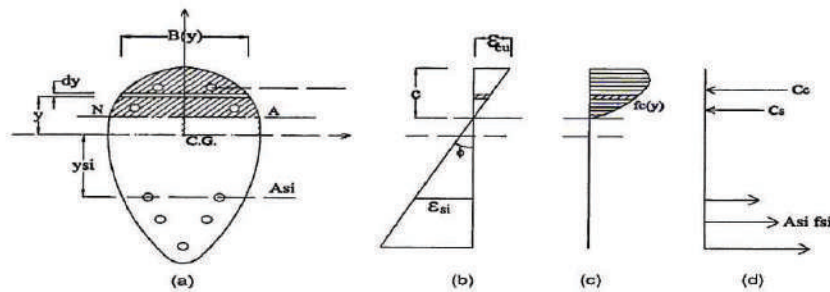
#### **2.4.2 Ductilité sectionnelle**

La ductilité d'une section en béton armé s'exprime par la ductilité en courbure.

Il s'agit de définir la courbe dite courbe de capacité moment-courbure d'une section en béton armé (qui a généralement l'allure de la figure.2.22) où l'on peut distinguer la partie élastique de la partie post élastique.

La courbe moment-courbure est établie par la méthode dite des fibres, comme indiquée par la figure2.21. Le principe de construction de la courbe est comme suit :

- Pour une section de béton armé discrétisée en plusieurs couches ou fibres.
- La courbe moment-courbure est établie en partant de l'équilibre des forces extérieures avec les efforts internes qui se développent dans la section et les relier à la courbure ( $1/r$ ) de la section étudiée.

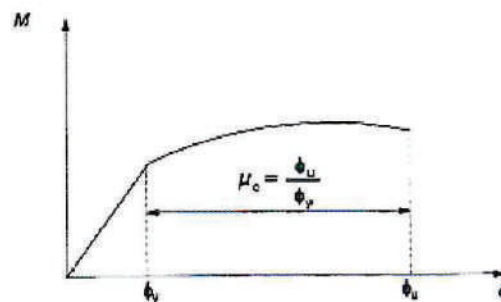


**Fig.2.21 Etablissement de l'analyse moment-courbure par la méthode des fibres : (a) section générale (b) diagramme des déformations(c) diagramme des contraintes dans le béton (d) forces internes.**

On définit la ductilité en courbure comme le rapport entre la courbure ultime  $\phi_u$  de la section sur la courbure limite au début de plastification  $\phi_y$  de la section. Elle est notée  $\mu_c$

$$\mu_c = \frac{\phi_u}{\phi_y} \quad (2.1)$$

Plusieurs programmes (internes aux universités en général –par exemple, le WMNPhi développé par l'université de Sherbrooke –CANADA ou encore SAP2000 dans le volet « **section designer** ») permettent d'obtenir rapidement la courbe capacité sectionnelle notée courbe  $M-\phi$ .



**Fig.2.22 Allure de la courbe moment-courbure**

La ductilité en courbure est fonction de plusieurs paramètres :

- La géométrie de la section en béton.
- Le taux d'armature ( $\rho\%$ ) longitudinales et transversales.
- La répartition des barres longitudinales.
- Les lois de comportement des matériaux béton et acier considérées.
- Prise en compte ou pas de l'effet de confinement du béton (qui est non négligeable pour une section de pile de pont fortement armée).

Les hypothèses de calculs sont les suivantes :

- Les sections considérées sont des sections planes avec l'hypothèse qu'elles restent planes après déformation (Bernoulli) ce qui implique que les contraintes dans les armatures longitudinales et dans le béton sont proportionnelles par rapport à la position de l'axe (triangles semblables).
- La traction dans le béton est négligeable.
- Les lois de comportement des matériaux (relation contraintes-déformation) utilisées sont les lois de comportement parabolique connu, avec possibilité de considérer le béton confiné ou non (exemple : le modèle de Mander).
- La résultante des forces axiales et moments internes sont équilibrés par les forces et moments externes appliqués.

$$P = \sum A_{si} f_{si} + \int_A B(y) f_c(y) dy \quad (2.2)$$

$$M = \sum A_{si} f_{si} y_{si} + \int_A B(y) f_c(y) y dy \quad (2.3)$$

L'algorithme de calcul est le suivant :

1. Supposer une déformation  $\epsilon_{cc}$  de la fibre la plus comprimée.
2. Supposer une position de l'axe neutre  $c$ .
3. Calculer les résultantes des contraintes dans le béton et dans l'acier.
4. Faire des itérations sur  $c$  jusqu'à satisfaire l'équilibre des forces résultantes à un degré de précision acceptable.
5. Calculer le moment  $M$ , l'effort axial  $N$  et la courbure ( $1/r$ ).
6. Ajouter un incrément à  $\epsilon_{cc}$  et reprendre les étapes précédentes.

### 2.4.3 Ductilité structurale

La capacité en ductilité d'un élément en béton armé, est la ductilité maximale que peut présenter la structure sans s'effondrer (en terme de déformations plastiques) et qui est fonction uniquement des propriétés de la structure et de l'intensité du seisme.

Il s'agit de déterminer la courbe de capacité de la forme  $F=f(\Delta)$  de l'élément, tel que :

$F$  : force extérieure appliquée au sommet d'une structure.

$\Delta$  : le déplacement qui en résulte au point d'application de la force.

Elle fournit une estimation des mécanismes de plastification attendus et de la distribution de l'endommagement progressif en fonction de l'intensité des forces et des déplacements

horizontaux. Elle est supposée constituer une caractéristique intrinsèque de la structure du point de vue de l'effet des actions horizontales de nature statique ou dynamique.

La courbe capacité qui traduit la ductilité structurale (dont l'allure générale est montrée sur la figure.2.23) est déterminée par l'une des méthodes:

- soit directement par une analyse statique non linéaire de poussée progressive (dite push over)

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

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

Cette méthode porte sur les fondements de la méthode dynamique non linéaire (chargement dynamique cyclique) **puis considère l'enveloppe des résultats** avec plus de détails les étapes de calculs de la méthode push over.

La méthode push over (poussée progressive) est une méthode de calcul qui a été initialement développée pour l'évaluation de la capacité de résistance sismique des structures existantes dans le cadre des études de vulnérabilité sismique.

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

- soit à partir de la courbe  $M-\phi$  définissant la ductilité sectionnelle en admettant une approximation bilinéaire où seuls les points O, A, B sont à déterminer, tel que :
  - O représente l'origine des axes, car pas de déplacement si pas de force extérieure.
  - A représente  $(\Delta y, F_y)$  c'est le point de la limite et qui marque le début de la plastification.
  - B représente  $(\Delta u, F_u)$  c'est le point considéré comme un état ultime, au-delà duquel il y a chute de la résistance ou encore ruine de la structure.

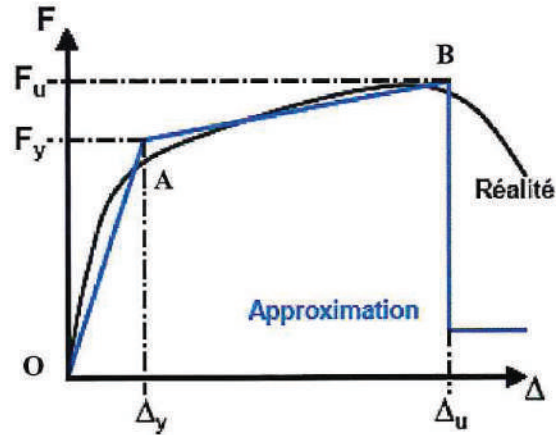
En passant par les formules suivantes:

$$\theta y = \phi y \cdot \frac{L_v}{3} \quad \text{d'où} \quad \Delta y = \theta y \cdot L_v \quad (2.4)$$

$$\theta u = \theta y + (\phi u - \phi y) \cdot L_{pl} \cdot \left(1 - \frac{0,5 \cdot L_{pl}}{L_v}\right) \quad \text{d'où} \quad \Delta u = \theta y \cdot L_v + \theta p \cdot \left(L_v - \frac{L_{pl}}{2}\right) \quad (2.5)$$

$$F_y = \frac{M_y}{L_v} \quad (2.6)$$

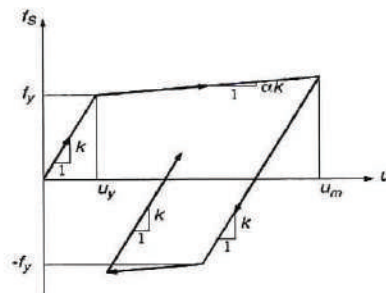
$$F_u = \frac{M_u}{L_v} \quad (2.7)$$



**Fig.2.23 Relation force-déplacement non linéaire d'une console**

Le comportement est élastique pour des forces extérieures inférieures à  $f_y$ .

La rigidité est noté  $k$ . A la limite élastique et au début de la plastification, il y a dégradation de la rigidité, elle devient alors  $\alpha k$  avec  $0 < \alpha < 1$ , comme indiqué sur la figure.2.24.



**Fig.2.24 Dégradation de la rigidité au delà de la limite élastique**

On définit la ductilité structurale d'un élément comme le rapport du déplacement ultime et le déplacement relevé au point de début de plastification. Elle est notée  $\mu \Delta$

$$\mu \Delta = \frac{\Delta_u}{\Delta_y} \quad (2.8)$$

$\Delta_u$ : Le déplacement ultime

$\Delta_y$ : Le déplacement à la première plastification (limite élastique)

Ci suit, tableau.2.1 (Bridge engineering handbook-Chapitre 37, tableau 8) donnant un ordre de grandeur de l'importance des dommages observés sur une structure en fonction de la ductilité (ductilité en courbure et indice de ductilité structurale).

Niveau de dommage	Déformation		Ductilité	
	Béton	Acier	Courbure $\mu\phi$	Déplacement $\mu\Delta$
Signifiant	$\varepsilon_{cu}$	$\varepsilon_{sh}$	8 ~ 10	4 ~ 6
Réparables	$\text{Max} \left\{ \begin{array}{l} 0,005 \\ \frac{2.\varepsilon_{cu}}{3} \end{array} \right.$	$\text{Max} \left\{ \begin{array}{l} 0,08 \\ \frac{2.\varepsilon_y}{3} \end{array} \right.$	4 ~ 6	2 ~ 4
Minima	$\text{Max} \left\{ \begin{array}{l} 0,004 \\ \varepsilon_{cu} \end{array} \right.$	$\text{Max} \left\{ \begin{array}{l} 0,03 \\ 15.\varepsilon_y \end{array} \right.$	2 ~ 4	1 ~ 2

Tableau.2.1 Niveaux des dommages, déformations et ductilité  
(Bridge engineering handbook -Chapitre 37, tableau 8)

Avec :

$\varepsilon_{cu}$  =déformation ultime du béton comprimé qui est dépend du confinement.

$\varepsilon_y$  = déformation élastique de l'acier.

$\varepsilon_{cu}$  =déformation à la plastification- écrouissage de l'acier.

$\mu\phi$ = ductilité en courbure.

$\mu\Delta$ = Coefficient de ductilité en déplacement.

#### 2.4.4 Evaluation de la demande sismique

L'évaluation de la demande sismique revêt une importance capitale dans la conception parasismique des structures ainsi que dans l'évaluation de la vulnérabilité des structures existantes, ceci exige l'utilisation des méthodes de calcul qui prennent en compte les effets post élastiques pour une prévention exacte des demandes sismiques.

Pour les ponts courants, la demande sismique peut être obtenue soit par la méthode statique équivalente, soit par analyse dynamique élastique spectrale.

##### a) Evaluation de la demande sismique par la méthode statique équivalente

La courbe représentative de la sollicitation apportée par le séisme est représentée par une force statique équivalente (équation (2.9)) évaluée à partir du spectre réglementaire, selon la zone d'implantation ainsi que les caractéristiques intrinsèque de l'ouvrage, puis répartie sur chaque appui selon les rigidités.

Le séisme horizontal est considéré dans les directions longitudinales et transversales.

$$F = M.Sd(T) \quad (2.9)$$

Cette force est alors réduite afin de tenir compte du comportement post élastique de la structure par le coefficient de comportement  $q$  adéquat (voir au Chapitre 4 plus loin).

Il s'agira ensuite de superposer la courbe capacité avec la force sismique ainsi réduite et déterminer le point d'intersection.

**b) Evaluation de la demande sismique par analyse dynamique élastique spectrale**

Il faudra transformer le spectre en format A-D (spectre accélération en fonction du déplacement) en utilisant la relation (2.10) suivante :

$$S_{de} = \left(\frac{T^2}{4\pi^2} \cdot S_{ae}\right) \tag{2.10}$$

Où  $S_{ae}$  et  $S_{de}$  sont les valeurs des accélérations et déplacements spectraux pour des périodes  $T$  et un coefficient d'amortissement  $\xi$ .

La période  $T_i$  peut être représentée par une droite radiale partant de l'origine jusqu'au point du spectre de réponse élastique défini par les coordonnées  $(S_{ae}(T_i); S_{de}(T_i))$

Il s'agira ensuite de superposer la courbe capacité avec le spectre demande ainsi transformée et déterminer le point de performance.

**2.5 Notions**

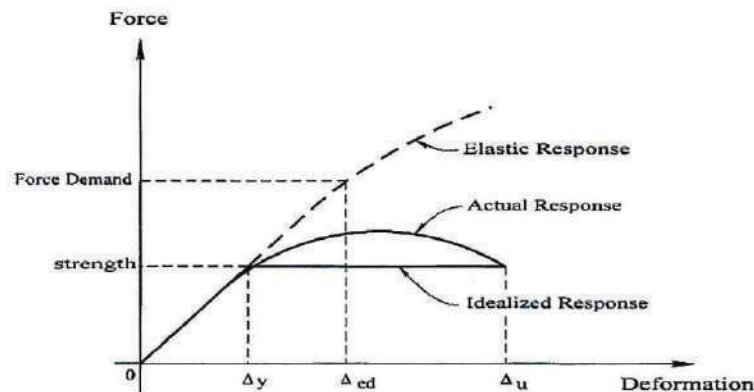
**2.5.1 Indice de dommage**

L'indice de dommage (comme le montre la figure.2.25) sur l'axe des abscisses, est défini, à partir des courbes de capacité  $F-\Delta$ , par :

$$Dd = \frac{\Delta_{ed}}{\Delta_u} \tag{2.11}$$

$\Delta_{ed}$  : La demande en déplacement élastique (le déplacement correspondant à la demande de la force sismique si le système continuait à se comporter d'une manière élastique).

$\Delta_u$  : Le déplacement ultime.



**Fig.2.25 Réponse d'un oscillateur à 1ddl**

D'après les valeurs obtenues de l'indice de dommages, il est possible à priori, de quantifier les désordres qui seront observés sur la structure, comme indiqué sur le tableau.2.2 (Bridge engineering handbook-Chapitre 37.5.4) :

Dd (indice de dommage)	observations
$Dd < \frac{1}{\mu\Delta}$	Pas de désordres importants, la structure répond de manière élastique.
$\frac{1}{\mu\Delta} < Dd < 1$	Quelques désordres sont à prévoir, et la structure répond de manière non-élastique.
$Dd > 1$	La structure s'effondre complètement.

**Tableau.2.2 Relation entre l'indice de dommage et les désordres observables (Bridge engineering handbook-Chapitre 37.5.4)**

## 2.5.2 Coefficient de comportement

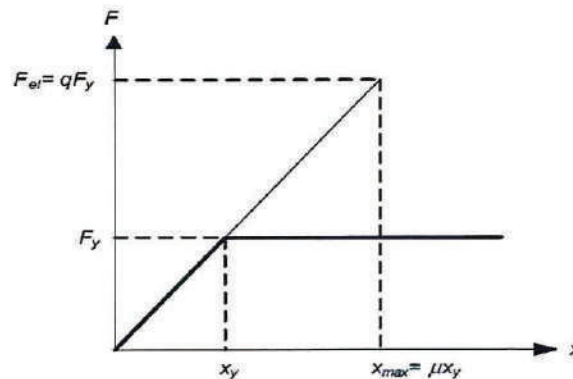
### 2.5.2.1 Définition

Le coefficient de comportement (comme le montre la figure.2.26 sur l'axe des ordonnées) est défini, à partir des courbes de capacité  $F-\Delta$ , par :

$$q = \frac{F_{el}}{F_y} \tag{2.12}$$

$F_{el}$  : La force correspondant au déplacement maximum qu'aurait subit la structure en considérant un calcul élastique.

$F_y$  : La force (à la première plastification) à la limite élastique.



**Fig.2.26 Définition du coefficient de comportement et de l'indice de ductilité**

Lorsque le coefficient de comportement est important, (de l'ordre de 3) la structure ne devra certes pas s'effondrer mais éventuellement au prix de désordres graves, réparables ou non.

Il apparaît dans l'EC8 qu'avec un coefficient de comportement  $q=1,5$  le risque de plastification des armatures est faible, et qu'il n'y a pas lieu de considérer le comportement ductile de la structure.

Pour un séisme d'intensité moyenne du niveau réglementaire, les désordres devraient être mineurs et facilement réparables.

Lorsqu'un calcul est effectué avec un coefficient de comportement  $q=1$  (élasticité) les désordres devraient être mineurs et facilement réparables ; sans arrêt prolongé de la circulation.

Dans un calcul avec un coefficient de comportement  $q>1$ , il faudra s'attendre à :

- Des déplacements résiduels en têtes de piles dues au mouvement du sol.
- Apparition de fissures peu ouvertes

Dans tous les cas, il faudra alors prévoir :

- Un recalage du tablier sur ses appuis
- Un changement des fusibles métalliques plastifiés

### **2.5.2.2 Limitation**

Les valeurs maximales admissibles pour le coefficient de comportement  $q$  sont définies à partir d'une valeur de base  $q_0$  définie comme pour les structures en béton armé, comme suit (ponts courant en zone sismique et RPOA-2008):

$$q_0 = 1 + \frac{0,5}{k} \cdot \frac{l}{h} \quad (2.13)$$

Avec pour valeur maximale de  $q_0$ :

- 3,5 pour les piles encastrées en tête et en pied
- 3 pour les piles articulées en tête et encastrées en pied

Avec

$K$  qui prend la valeur de :

- 2 pour les piles encastrées aux deux extrémités.
- 1 pour les autres cas.

$l$ : la hauteur de la pile

$h$  : la hauteur de la section transversale suivant la direction du séisme

On définit l'effort normal réduit concomitant :

$$v = \frac{\sigma_m}{f_{c90}} \quad (2.14)$$

Avec

$\sigma_m$  Compression moyenne sous l'effort normal.

$f_{c90}$  résistance caractéristique du béton à 90 jours.

### 2.5.2.3 Valeurs

Les valeurs du coefficient de comportement  $q$  sont alors comme suit :

$$\begin{cases} q = q_0 & \text{Si } v \leq 0,3 \end{cases} \quad (2.15)$$

$$\begin{cases} q = q_0 - \frac{10}{3}(v - 0,3)(q_0 - 1) & \text{Si } 0,3 \leq v \leq 0,6 \end{cases} \quad (2.16)$$

$$\begin{cases} q = 1 & \text{Si } v > 0,3 \end{cases} \quad (2.17)$$

Newmark a mené des études sur l'oscillateur élastique plastique parfait sous chargement sismique dans les années 1960-1970, ces principaux résultats sont comme suit :

#### a) Pour les structures souples ( $T > 0,5 \text{ sec}$ )

Les déplacements maximums des oscillateurs élastiques et inélastiques sont très voisins.

Il s'agit de la propriété « iso déplacements »

Physiquement, cela veut dire que la plastification assouplit une structure déjà très souple, dans une zone où le spectre en déplacement augmente lentement ou pas du tout.

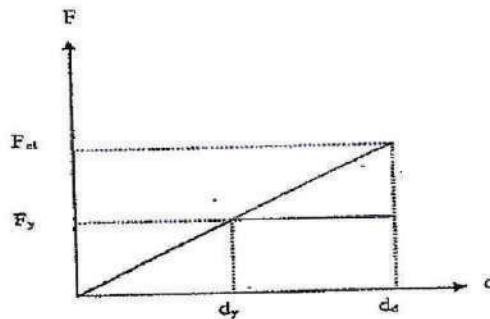
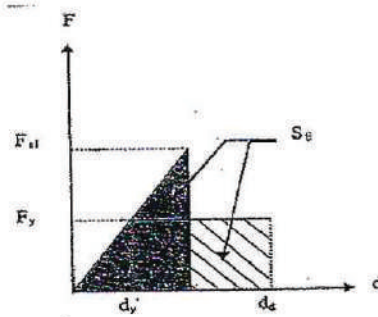


Fig.2.27 Définition de la propriété « iso déplacement »

#### b) Pour les structures moins souples ( $0,125 < T < 0,5 \text{ sec}$ )

Il a été constaté que l'aire sous la courbe force-déplacement (énergie de déformation) est identique pour les oscillateurs élastiques et élasto-plastiques

C'est la propriété « iso énergie »



**Fig.2.28 Définition de la propriété « iso énergie »**

**c) Pour les structures très raides ( $T < 0,03 \text{sec}$ )**

Etant donnée la rigidité très grande, les déformations élastiques sont très faibles et les déformations inélastiques deviennent très importantes lorsque la force d'inertie atteint le palier plastique. La demande en ductilité sera très grande (probablement plus grande que les structures classiques très raides peuvent supporter) c'est la propriété « iso accélération » qu'il faudra éviter.

Les structures de période ( $0,03 < T < 0,125 \text{ sec}$ ) peuvent être considérées comme des structures raides. Il est préférables que pour les structures raides, les calculs soient effectués en élasticité (car pas de motivation particulières à utiliser un coefficient de comportement ou un calcul inélastique).

Selon les modes de fonctionnement, l'appel en ductilité (indice de demande en ductilité) est défini comme indiqué dans le tableau.2.3 :

<b>T &gt; 0,5 sec</b>	Iso déplacement	$\mu_d = q$
<b>0,125 sec &lt; T &lt; 0,5 sec</b>	Iso énergie	$\mu_d = \frac{1}{2} (q^2 + 1)$
<b>T &lt; 0,125 sec</b>	Iso accélération	$q = 1$

**Tableau.2.3 Indice de demande en ductilité suivant mode de fonctionnement**

Ce raisonnement reste valable pour un oscillateur élasto-plastique, car le palier de ductilité est traduit par la dégradation de la rigidité.

**2.5.3 Conditions sur les armatures**

Les codes étrangers, notamment AASHTO LRFD, prévoient des valeurs limites (maximales) des taux de ferrailage  $\rho$  dans le sens longitudinal ainsi que dans le sens transversal, afin de garantir un comportement ductile à l'endroit prévu pour les rotules plastiques.

Dans le cas d'armature en spirales (exemple pour les piles à fût)

Dans le sens longitudinal :

$$\rho_s = 0,45 \cdot \left( \frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \cdot \frac{f_{c'}}{f_{yh}} \quad (2.18)$$

Dans le sens transversal

$$\rho_s = 0,16 \cdot \frac{f_{c'}}{f_y} \cdot \left( 0,5 + \frac{1,25 P_u}{A_g \cdot f_{c'}} \right) \text{ où } \left( 0,5 + \frac{1,25 P_u}{A_g \cdot f_{c'}} \right) \geq 1 \quad (2.19)$$

Dans le cas d'armature rectangulaires (exemple pour les piles à section rectangulaire)

Dans le sens longitudinal :

$$\text{Max} \begin{cases} \rho_s = 0,30 \cdot a \cdot hc \cdot \left( \frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \cdot \frac{f_{c'}}{f_{yh}} \\ \rho_s = 0,12 \cdot a \cdot hc \cdot \left( 0,5 + \frac{1,25 P_u}{A_g \cdot f_{c'}} \right) \cdot \frac{f_{c'}}{f_y} \end{cases} \quad (2.20)$$

Avec

a = espacement vertical entre les cadres ayant pour valeur maximale 100mm.

A<sub>c</sub> = section transversale de la colonne (pile) jusqu'au bord extérieur de l'armature transversale (mm<sup>2</sup>).

A<sub>g</sub> = section transversale brute de la colonne (mm<sup>2</sup>).

A<sub>sh</sub> = section des armatures transversales (mm<sup>2</sup>).

f<sub>c'</sub> = résistance à la compression du béton (Pa).

f<sub>yh</sub> = résistance élastique des armatures transversales (PA).

hc = dimension des cadres ou armature transversale dans la direction considérée (mm).

ρ<sub>s</sub> = taux d'armature par rapport à la section brute du béton.

P<sub>u</sub> effort axial réduit (MN).

Le nouveau code Algérien, quand à lui, propose des limitations du taux de ferrailage longitudinal en zone de recouvrement et hors zone de recouvrement.

$$\text{Hors zone de recouvrement} \quad 0,5\% \leq \rho_g \leq 3\% \quad (2.22)$$

$$\text{Zone de recouvrement} \quad 0,15\% \leq \rho_g \leq 1,5\% \text{ en zone I et IIa} \quad (2.23)$$

$$0,25\% \leq \rho_g \leq 1,5\% \text{ en zone IIb et III} \quad (2.24)$$

Ainsi que certaines dispositions constructives pour les armatures transversales (Paragraphe 7.2 RPOA 2008).

#### 2.5.4 Théorie des rotules plastiques

##### a) Définition

Dans un comportement ductile de la structure lors d'un séisme, les rotules plastiques sont positionnées, par le concepteur, là où les sollicitations sont max, de manière à créer une zone de faiblesse pour dissiper l'énergie sous forme de grandes déformations (déformations élastiques + déformations plastiques) en assurant la reprise des descentes de charges de la structure.

En dépit de leur dénomination, ces rotules ne doivent pas être assimilées à des articulations simples ne pouvant équilibrer un moment fléchissant.

##### b) Emplacements admissibles

La position des rotules plastiques doit être déterminée avant l'étude de ferrailage pour pouvoir appliquer les règles du dimensionnement en capacité.

Elles sont typiquement situées à la base des unités de fondations au dessus du niveau du sol, et sont détaillée pour avoir un comportement ductile.

**NB : les parties situées sous le sol sont calculées pour demeurer élastiques car elles sont difficiles à inspecter et à réparer.**

Dans les cas courants, les rotules, pour être le plus efficace possible, doivent se situer aux extrémités des piles ou des futs où les sollicitations sont maximales.

Dans le cas des portiques avec une traverse intermédiaire, les rotules doivent se développer aux extrémités de celle-ci et non dans le fut de manière à pouvoir mobiliser effectivement toutes les rotules.

Dans le cas des pylônes de haubans, les rotules doivent se situer aux extrémités des futs qui travaillent principalement en flexion et non ceux qui participent à une triangulation.

Les rotules plastiques doivent être situées en pieds de pile si celle-ci est articulée en tête, et en têtes de pile si celle-ci est encadrée.

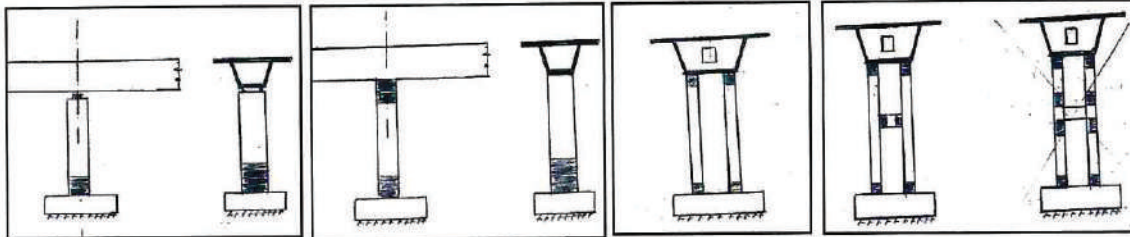
En principe, on doit éviter l'apparition de rotules plastiques dans le tablier qui nécessiterait des réparations trop lourdes.

Il est donc préférable de ne pas bloquer transversalement le tablier sur les culées.

-une rotule située à l'extrémité d'un poteau ou une poutre est plus efficace car elle autorise de plus grands déplacements.

Ainsi dans le cas d'une pile de pont pour un même déplacement D entête, une rotule située à la base subira une rotation de moitié de celle d'une rotule située à mi hauteur, donc sera moins proche de la ruine.

Le but recherché est obtenu en augmentant la résistance des sections hors rotule et ceci en majorant d'un coefficient de surcapacité (voir coefficient de surcapacité plus loin).



**Fig.2.29 Emplacements possibles des rotules plastiques (a) en pied de pile (b) en pied et en tête de pile (c)aux extrémités des fûts (d) dans la travée intermédiaire quand elle existe et non dans les fûts.**

**c) Longueurs des rotules plastiques**

Il existe dans la littérature, plusieurs expressions définissant ces longueurs à partir de résultats expérimentaux. Nous considérerons la formule de Priestley (Paulay et Priestley 1992) où la longueur des rotules plastiques est définie comme suit :

$$L_{pl} = ast(0,08 L_v + 0,022 f_s \cdot dbl) \quad [mm] \tag{2.25}$$

Avec ast : coefficient de nuance de l'acier t.q

$$\left\{ \begin{array}{l} ast = 0.8 \text{ pour les aciers d'armature avec } \frac{f_t}{f_s} < 1.15 \\ ast = 1 \text{ pour les aciers d'armature avec } \frac{f_t}{f_s} \geq 1.15 \end{array} \right. \tag{2.26}$$

$$\tag{2.27}$$

$L_v$  : portée de cisaillement t.q

$$L_v = \frac{M}{V} \text{ en } [mm] \tag{2.28}$$

$f_s$  : limite d'écoulement des armatures longitudinales en [MPa]

$f_t$  : résistance à la traction des armatures longitudinales en [MPa]

$dbl$  : diamètre des armatures longitudinales en [mm]

**d) Approximation à retenir :**

Dans la littérature sont disponible des résultats expérimentaux donnant les longueurs critiques tel que :

$$L_c \cong \frac{1}{10} L \tag{2.29}$$

$L_c$  : étant la longueur de la rotule plastique

$L$  : longueur de l'élément béton armé

## 2.6 Hypothèse de calcul

La résistance en flexion d'un élément en béton armé, dépend de la force axiale qui lui est appliquée. Le diagramme d'interaction M-N est souvent utilisé dans la conception des éléments en béton armé afin de déterminer quel mode de rupture est à privilégier.

Il existe deux principaux modes de ruptures dans les piles de ponts :

- Une rupture en flexion : préventive, avec la formation des rotules plastiques là où les sollicitations sont maximales.
- Une rupture en cisaillement : brusque, non préventive.

Le calcul/dimensionnement de la structure tenant compte de la ductilité de la structure n'est valable que lorsque le mode de rupture privilégié est la rupture préventive et non fragile.

Pour obtenir le diagramme d'interaction M-N, la méthode consiste à balayer la section, en variant les positions de l'axe neutre jusqu'à l'équilibre, ceci se traduit en écrivant les équations d'équilibre entre les efforts internes (béton comprimé et armatures tendues) et ceux appliqués ( $M_t, N_t$ ) pour chaque position de l'axe neutre et pour un pourcentage donné d'armature.

Pour chaque position de l'axe, ( $M_t, N_t$ ) représente un point du diagramme. En effectuant le balayage d'une section totalement comprimée à une section totalement tendue, plusieurs points sont obtenues, et le diagramme d'interaction est construit à partir des efforts réduits :

En abscisse le moment

$$M_t = \frac{M_u}{f_{c28}.b^3} \quad (2.30)$$

En ordonnées l'effort normal

$$N_t = \frac{N_u}{f_{c28}.b^2} \quad (2.31)$$

La courbe d'interaction représente la courbe critique dont le dépassement conduirait à la ruine.

Elle est composée de deux domaines, comme indiquée sur la figure 2.28.

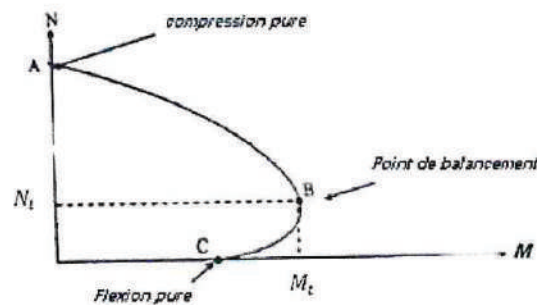


Fig.2.30 Courbe d'interaction M-N

Le domaine AB où la rupture arrive par plastification ou écrasement du béton comprimé. C'est une rupture brusque et fragile.

Le domaine BC où la rupture arrive par écoulement des armatures tendues. C'est une rupture préventive et ductile.

Le point B est le point de balancement qui correspond à une section équilibrée dans laquelle le béton arrive à plastification au même temps que les armatures arrivent à écoulement.

Lors de la conception de toute structure, et pour le cas des colonnes (exemple de pile de pont) il y a lieu de prévoir, dès le stade du calcul, quel sera le mode de ruine à considérer. Bien entendu, pour un comportement préventif, il y a lieu de privilégier la ruine par écoulement des armatures, lorsque c'est possible.

Ainsi, à partir des caractéristiques géométrique et mécanique des sections et ayant le couple  $(M_{ext}, N_{ext})$ , il est possible de prévoir le mode de ruine en cas de comportement post élastique.

### Chapitre 3 : Présentation du cas d'étude

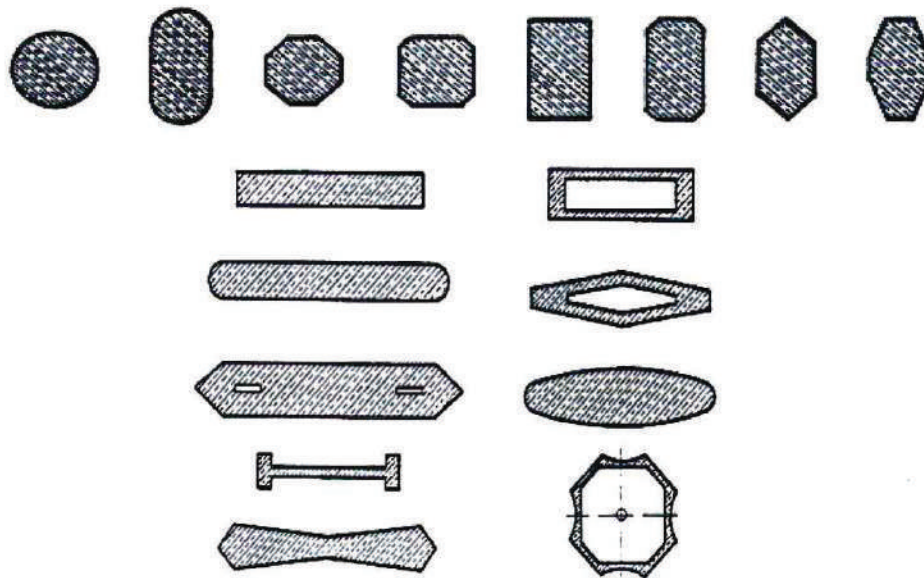
#### 3.1 Introduction

En Algérie, plusieurs études de vulnérabilité ont été menées sur les ponts courants à pile poteaux (notamment à fût unique, à plusieurs fûts parallèles selon la rigidité souhaitée), et sont disponible dans la littérature.

Les appuis d'un pont (piles) sont la partie de l'infrastructure qui résiste aux forces latérales, (en termes d'effort tranchant) en prévoyant un mécanisme de ruine soit en flexion, soit en cisaillement.

Ces piles peuvent être classées suivant le mode de liaison avec le tablier (encastrement ou appui simple) ou encore suivant leur forme géométrique : élément plein ou creux, de forme rectangulaire, circulaire ou hexagonale, ou encore à fût simple ou multiple.

La figure 3.1 montre les principaux types de piles le plus souvent rencontré dans le génie civil.



**Figure.3.1 Types de piles les plus couramment utilisées.**

Dans ce qui suit, nous allons nous intéresser à l'étude de la vulnérabilité d'un autre type de pile, très souvent utilisé et courant et qui touche les structures de grandes hauteurs (viaducs) à savoir les piles creuses ou évidées, de l'ouvrage OA203.

### 3.2 Présentation de l'ouvrage OA203

#### 3.2.1 Présentation générale

L'OA203 est un ouvrage d'art faisant partie d'un tronçon de l'autoroute Est Ouest, reliant la ville d'El Adjiba à Bouira (W.Bouira) du PK 201+000 au PK 227+000. Il porte deux chaussées séparées de voies routières express, de tracé en plan droit, de pente longitudinale de 5% et reliant. La largeur roulable du tablier:  $L_r = 13,5\text{m}$ , prolongé d'un trottoir des deux cotés de la chaussée d'une largeur de 0,5 et 1,5m.

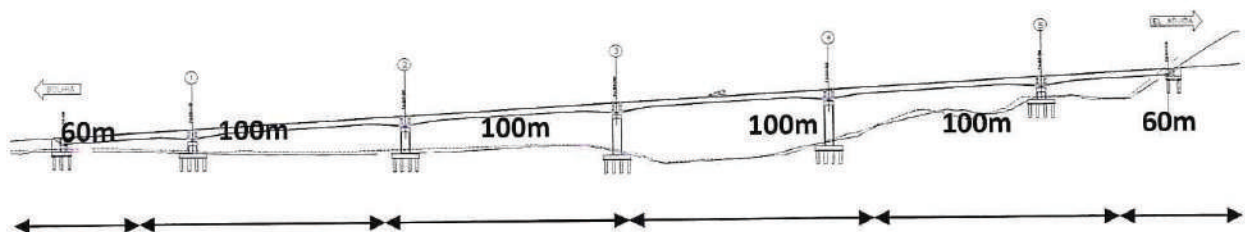
Le tablier est à voussoirs ou caissons unicellulaire en béton précontraint, réalisé en encorbellements successifs, d'inertie variable au niveau des appuis et forme une poutre continue sur plusieurs travées (60 m + 4 x 100 m + 60 m) reposant simplement sur des appareils en élastomère fretté. Considérons la chaussée droite.

**L'ouvrage à été calculé en 2004 par le bureau d'étude Italien Groupement TODINI.**

L'ouvrage comporte 5 piles, de hauteurs différentes. Nous considérerons l'étude de trois cas de figures :

- Pile souple de grande hauteur soit pile N°3.
- Pile rigide de petite hauteur soit pile N°1.
- Pile de hauteur intermédiaire soit pile N°2.

Les typologies structurales des piles est telle que sur une section en tête est pleine, et sur toute la hauteur restante de la pile, la section est évidée (car les hauteurs de piles sont importantes). Les piles sont considérées encastrées en pied uniquement.



**Fig.3.2 Coupe longitudinale Ouvrage d'art 203 reliant la ville de El Adjiba à BOUIRA**



**Fig.3.3 L'OA 203 comporte deux chaussées semblables, et peut être représenté par une poutre continue reposant simplement les appuis.**

### **3.2.2 Matériaux**

Les caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés sont comme suit :

- béton

Tablier RN = 35 Mpa

Infrastructure RN = 27 Mpa

- aciers

Armature passive FeE400

Armature de précontrainte RG = 1,8 kN/mm<sup>2</sup>

Le poids du volume et la densité de masse sont:

$$\gamma_p = 25 \text{ kN/m}^3$$

Les valeurs correspondantes des modules élastiques E utilisées dans le modèle sont:

- béton

$$(E_c = 11000 \times f_c^{1/3})$$

Pour les piles  $E_c \cong 33000 \text{ Mpa} = 3.3 \times 10^7 \text{ kN/m}^2$

Pour le tablier  $E_c \cong 36000 \text{ Mpa} = 3.6 \times 10^7 \text{ kN/m}^2$

### **3.2.3 Tablier**

Le tablier est à section variable; les caractéristiques géométriques des sections sont reportées dans le tableau (3.1).



Fig.3.4 Coupe latérale dans le tablier.

sect.	$h_{tot}$ (m)	A ( $m^2$ )
(-)	(m)	( $m^2$ )
SEZ0	5.00	23.575
SEZ1A	5.00	23.575
SEZ1B	5.00	37.424
SEZ1C	5.00	18.210
SEZ2	4.91	14.265
SEZ3	4.61	13.484
SEZ4	4.32	12.783
SEZ5	4.02	12.002
SEZ6	3.75	11.391
SEZ7	3.53	10.828
SEZ8	3.38	10.422
SEZ9	3.28	10.025
SEZ10	3.25	9.996

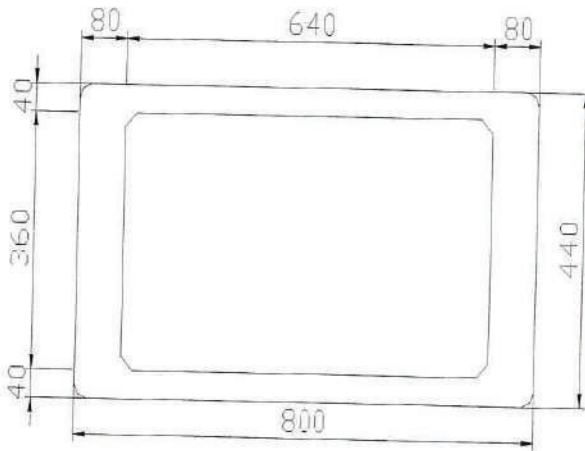
Tableau.3.1 Sections variables du tablier

### 3.2.4 Les piles

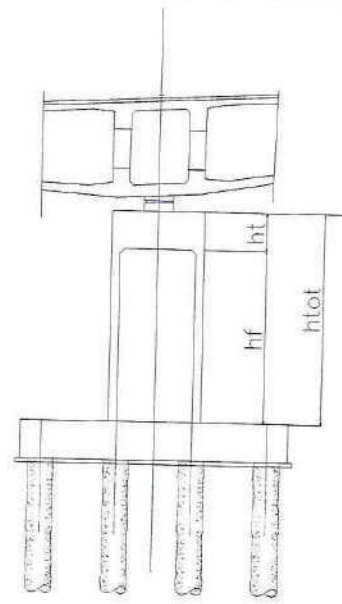
Les caractéristiques géométriques des sections typiques sont montrées sur ainsi que les caractéristiques géométriques des piles sont reportées dans le tableau.3.2 (d'après la notation des hauteurs mentionnée sur la Fig.3.5) :

Pile	Chaussée gauche				Chaussée droite			
	$h_{tot}$ (m)	$h_t$ (m)	$h_f$ (m)	$P_{pile}$ (KN)	$h_{tot}$ (m)	$h_t$ (m)	$h_f$ (m)	$P_{pile}$ (KN)
P1	6,0	2,00	4,00	2976	5,0	2,00	3,00	2672
P2	12,5	2,00	10,50	4952	10,5	2,00	8,50	4344
P3	19,3	2,00	17,30	7019	18,5	2,00	16,50	6776
P4	20,5	2,00	18,50	7384	14,5	2,00	12,50	5560
P5	3,5	3,50	0,00	3080	3,5	3,50	0,00	3080

Tableau.3.2.Caractéristiques géométriques des piles



**Fig.3.5 caractéristiques géométriques des sections (cm).**



**Fig.3.6 Notation des hauteurs.**

Étant donné qu'il s'agit d'une étude de vulnérabilité d'une structure existante, les plans de coffrages et ferrailages sont disponibles dans l'étude. Les caractéristiques mécaniques des sections des piles sont comme suit :

$\rho$  (pile N°1) = 1,324% (328 barres  $\varnothing 25$ ).

$\rho$  (pile N°2) = 1,284% (318 barres  $\varnothing 25$ ).

$\rho$  (pile N°3) = 1,946% (482 barres  $\varnothing 25$ ).

#### **Remarque**

**Notons que le taux de ferrailage pour la section de la pile N°3 est supérieur à la limite maximale pour une section en béton armé fléchié (hors zone de recouvrement)- (selon BAEL99 et le RPOA-2008).**

#### **3.2.5 Caractéristiques des appareils d'appuis**

Les caractéristiques des appareils d'appuis en élastomère fretté sont fournies par la société TIS dont les caractéristiques sont reportées en annexe B.3.

Sachant que sur les têtes de piles, il y a deux (02) files d'appareils d'appui.



**Fig. 3.7 Le tablier repose sur les appuis à travers des appareils d'appuis en élastomère fretté**

### **3.2.6 Charges permanentes**

Le poids propre du tablier (chaussée droite et gauche) est pris en compte dans le calcul automatiquement par le logiciel SAP2000

Pp totale	200350	kN		
Pp,tot piles	22432	kN	2.8	kN/m <sup>2</sup> tablier
Pp,tot tablier	151918	kN	18.8	kN/m <sup>2</sup> tablier
Pp,perm tablier	26000	kN	3.2	kN/m <sup>2</sup> tablier

Augmenté de (480kN convoi D+312kN surcharge sur les trottoirs) représentant les 20% de surcharge.

### **3.2.7 Surcharges permanentes**

Chaussée : $20 \times 0.16 \times 13.5 =$	32.40 kN /ml
Trottoirs: $25 \times [1.50 + 0.50] \times 0.30 =$	15.00 kN/ml
Bordures: $25 \times 2 \times (0.13 + 0.10) \times 0.10 / 2 =$	0.58 kN /ml
Garde-corps: $2 \times 0.10 =$	2.00 kN /ml
<b>Total</b>	<b>49.98 <math>\cong</math> 50.0 kN/ml</b>

### **3.2.8 Diagrammes d'interaction**

Afin de pouvoir se prononcer sur l'éventuel mode de ruine des appuis, il y a lieu de vérifier la situation du point de sollicitation actuelle sur l'appui en question ( $M2_{ext}$ ,  $M3_{ext}$ ,  $N_{ext}$ ) par rapport au diagramme d'interaction.

Les courbes d'interaction pour les trois sections (pile N°01, pile N°02 et pile N°03) sont données en annexe A.

### **3.3 Partie 1 : Evaluation de la capacité en terme de résistance et ductilité**

#### **3.3.1 Ductilité sectionnelle**

Afin de représenter au mieux le cas réel, chaque pile de pont supportera un effort axial noté N représentant la portion de masse du tablier qu'elle supporte (effort évalué à partir de la descente de charges y compris les surcharges permanentes).

Les courbes capacités moment-courbure seront déterminées pour les sections concernées par la formation de rotule plastique à l'aide du logiciel SAP 2000.

Le tableau 3.4 reprend les efforts normaux rapportés sur chaque pile (par la descente de charge).

Désignation	Effort N (KN)
Pile N°01	21 890
Pile N°02	24 199
Pile N°03	24 028

**Tableau.3.3 Efforts normaux repris par les piles**

#### **3.3.2 Ductilité structurale**

La ductilité structurale est déterminée à partir de la courbe M- $\phi$  définissant la ductilité sectionnelle en passant par les formules (2.4), (2.5), (2.6), (2.7).

##### **3.3.2.1 Rotules plastiques**

###### **a) Emplacement**

Dans un comportement ductile de la structure lors d'un séisme, les rotules plastiques sont positionnées là où les sollicitations sont maximales, de manière à créer une zone de faiblesse pour dissiper l'énergie sous forme de grandes déformations (déformations élastiques + déformations plastiques) en assurant la reprise des descentes de charges de la structure. Dans notre cas ; en pied de pile.

###### **b) Longueurs des rotules plastiques**

Il existe dans la littérature, plusieurs expressions définissant ces longueurs à partir de résultats expérimentaux. Nous considérerons la formule de Priestley (Paulay et Priestley 1992) où la longueur des rotules plastiques est définie comme suit :

$$L_{pl} = ast(0,08 L_v + 0,022 f_s \cdot d_{bl}) \quad [mm] \quad (3.1)$$

Avec  $\alpha_{st}$  : coefficient de nuance de l'acier t.q

$$\left. \begin{aligned} \alpha_{st} &= 0.8 \text{ pour les aciers d'armature avec } \frac{f_t}{f_s} < 1.15 & (3.2) \\ \alpha_{st} &= 1 \text{ pour les aciers d'armature avec } \frac{f_t}{f_s} \geq 1.15 & (3.3) \end{aligned} \right\}$$

$L_v$  : portée de cisaillement t.q

$$L_v = \frac{M}{V} \text{ en [mm]}. \quad (3.4)$$

$f_s$  : limite d'écoulement des armatures longitudinales en [MPa].

$f_t$  : résistance à la traction des armatures longitudinales en [MPa].

$\phi$  : diamètre des armatures longitudinales en [mm].

**c) Approximation à retenir :**

Dans la littérature sont disponible des résultats expérimentaux donnant les longueurs critiques tel que :

$$L_c \cong \frac{1}{10} L \quad (3.5)$$

$L_c$  : étant la longueur de la rotule plastique.

$L$  : longueur de l'élément béton armé.

Désignation	Sens longitudinal			Sens transversal		
	PILE N°1	PILE N°2	PILE N°3	PILE N°1	PILE N°2	PILE N°3
$L_c$ (mm) selon Priestley	620	1060	1700	620	1060	1700
Approximation $L_c \cong 1/10 L_v$ (mm)	500	1050	1850	500	1050	1850

**Tableau.3.4 Longueurs des rotules plastiques**

**d) Discussion :**

Les longueurs calculées à partir des formules empiriques proposées par Paulay et Priestley (1992) approchent d'une manière générale le dixième de la hauteur des piles.

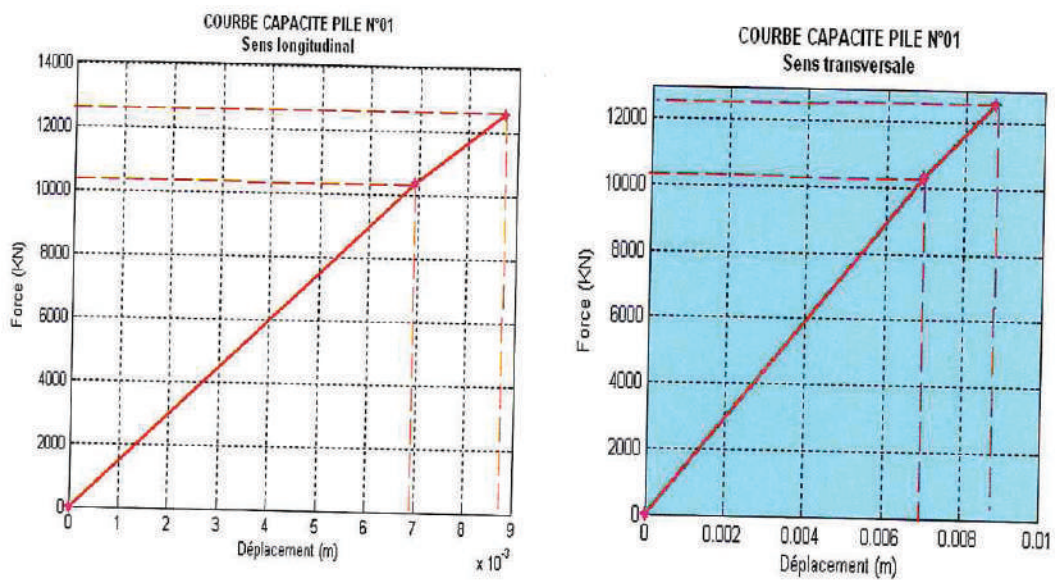
**3.3.2.2 Etablissement des courbes capacitaires formats F-Δ**

A partir des courbes moment-courbures (voir annexe C), les courbes capacitaires sont établies à l'aide des équations (2.4), (2.5), (2.6), (2.7):

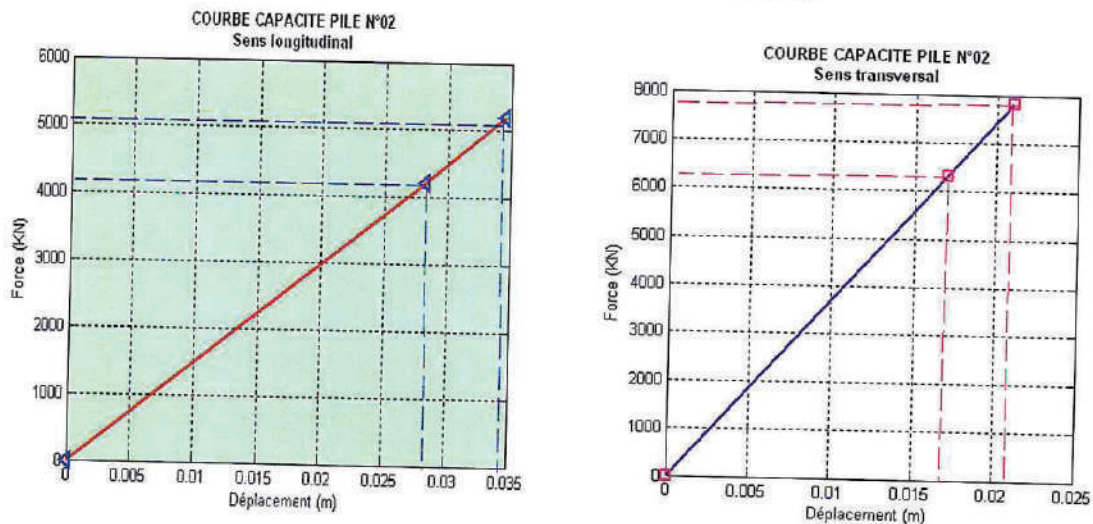
Désignation	Sens longitudinal			Sens transversal		
	PILE N°1	PILE N°2	PILE N°3	PILE N°1	PILE N°2	PILE N°3
$\Delta y$ (m)	0,007	0,028	0,109	0,004	0,017	0,059
$\Delta u$ (m)	0,009	0,035	0,125	0,005	0,022	0,072
$F_y$ (KN)	10 310,4	4 208,7	5 043,4	14 747,8	5 978,9	7 457,1
$F_u$ (KN)	12 560,2	5 194,8	5 723,9	18 740,6	7 797,6	9 005,8

**Tableau.3.5 Coordonnées des courbes capacité approximation bilinéaire**

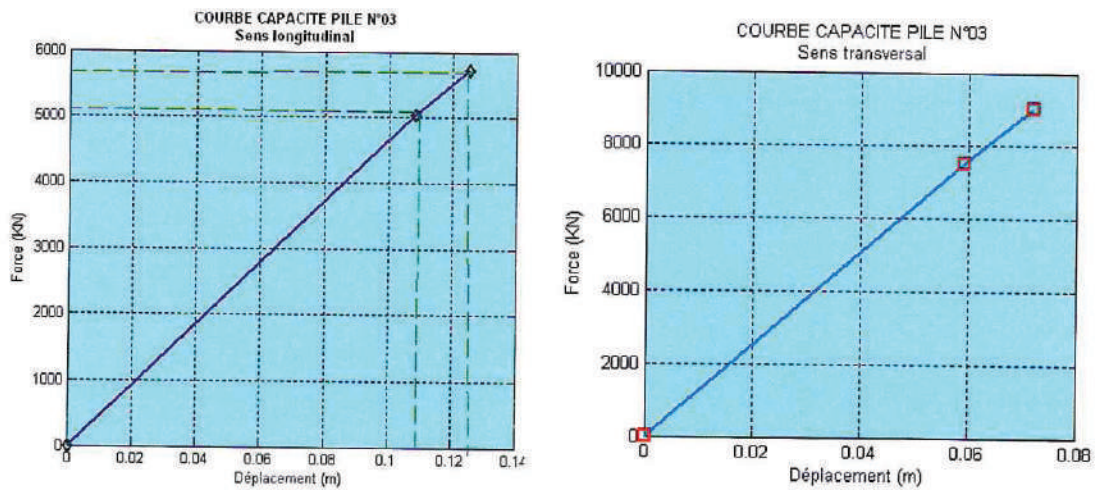
Les courbes de capacité sont comme suit :



**Fig.3.8 Courbe capacité de la pile N°01**



**Fig.3.9 Courbe capacité de la pile N°02**



**Fig.3.10 Courbe capacité de la pile N°03**

### 3.3.2.3 Calcul des coefficients de comportement et ductilité en déplacement

Le coefficient de comportement est défini par l'équation (2.12), le calcul donne les résultats suivants :

Désignation	Sens longitudinal			Sens transversal		
	PILE N°1	PILE N°2	PILE N°3	PILE N°1	PILE N°2	PILE N°3
q	1,218	1,234	1,135	1,271	1,304	1,208
$\mu_d$	1,261	1,237	1,153	1,273	1,314	1,218

**Tableau.3.6 Coefficient de comportement q et de ductilité  $\mu_d$**

#### Discussion :

- Le coefficient de comportement ainsi calculé est  $q > 1$ , ce qui indique un comportement post élastique des piles, dans le sens longitudinal comme dans le sens transversal.
- Le coefficient de comportement minimal est q (pile N°03) car la pile N°03 est la plus haute, et donc à d'avantage la possibilité de dissiper l'énergie par déformation (structure souple) sans passer par les déformations irréversibles.
- Il est possible de considérer a priori un coefficient de comportement global qui est le coefficient **minimal** des appuis.
- Etant donné la structure du pont souple ( $T$  fondamentale = 3,10 sec pour la chaussée gauche et 3,09 sec pour la chaussée droite) donc de période  $T > 0,5$  sec, nous nous situons dans le cas des **iso-déplacements** (voir tableau.3.10), d'où l'appel en ductilité en déplacement :  $\mu_d = q$ .
- L'évaluation du coefficient  $\mu_d$  dépend alors de la période propre de la structure, ainsi :

$T > 0,5$ s	Iso-déplacement	$\mu d = q$
$0,125$ s $< T < 0,5$ s	Iso-énergie	$\mu d = \frac{1}{2} \cdot (q^2 + 1)$
$T < 0,125$ s	Iso-accélération	$q = 1$

**Tableau.3.7 Relation entre demande en ductilité et coefficient de comportement**

### 3.4 Partie 2 : Evaluation de la demande sismique

La demande sismique est évaluée en termes de force, par une analyse modale spectrale de la structure à partir du spectre règlementaire RPA88 (code utilisé dans la note de calcul du pont existant par le bureau d'étude Italien) puis RPOA 2008 par approche du calcul élastique, afin de pouvoir comparer et tirer les conclusions pertinentes à partir de ces deux calculs, d'une même approche élastique.

#### 3.4.1 Evaluation de la force sismique selon RPA88

La courbe représentative de la sollicitation apportée par le séisme est représentée par une force statique équivalente, évaluée à partir du spectre élastique du **RPA 88** puis répartie sur chaque appui selon les rigidités :

- La zone du pont est classée en zone III, l'accélération au sol égal  $A = 0,25$  g.
- Le facteur de comportement de la structure a été pris égal a:
  - $B = 2/3$  pour séisme horizontal
  - $B = 1$  pour séisme vertical (Eurocode 8)
- Le sol est considéré ferme.
- Groupe d'usage de la structure : 2
- Catégorie de la structure : 6
- $D(T) = \begin{cases} 2 & \dots \dots \dots T \leq 0,3 \text{ sec} \\ 2 \cdot \sqrt{\frac{0,3}{T}} & \dots \dots \dots T > 0,3 \text{ sec} \end{cases}$
- Le séisme horizontal a été considéré dans les directions longitudinales et transversales.
- Le spectre de dimensionnement utilisé est le suivant :

$$S(T) = A \cdot B \cdot Q \cdot D(T) \quad (3.6)$$

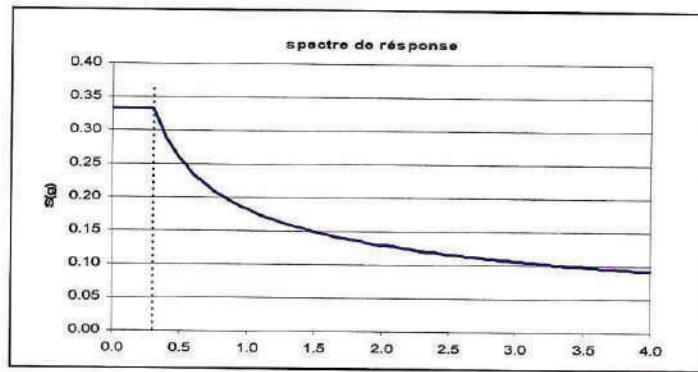


Fig.3.11 Spectre de dimensionnement RPA88 (à 5% amortissement)

**3.4.2 Evaluation de la force sismique selon RPOA2008**

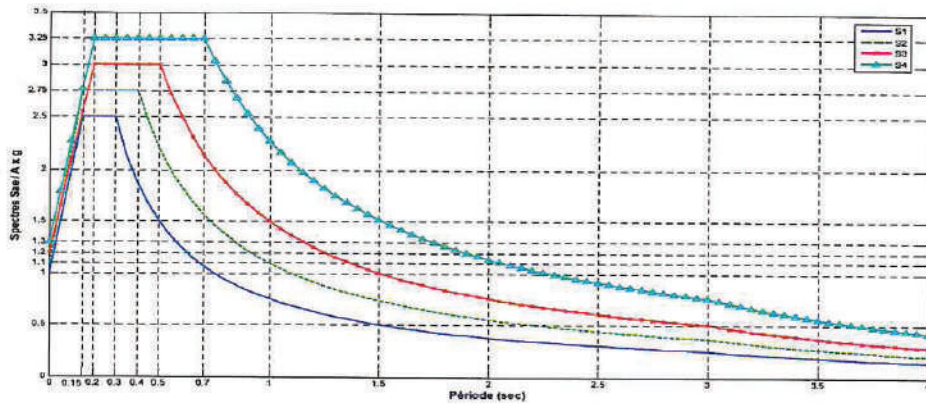
La courbe représentative de la sollicitation apportée par le séisme est représentée par une force statique équivalente, évaluée à partir du spectre élastique du RPOA 2008 puis répartie sur chaque appui selon les rigidités.

- La zone du pont est classée en zone IIa, l'accélération au sol  $A=0,25$  g.
- Le facteur de correction de l'amortissement a été pris égal a :
  - o  $\eta=1.848$
- Le facteur de site a été pris égal a :
  - o  $S=1.1$  (pour site S2 ferme)
- Les périodes  $T1$  et  $T2$  du site :
  - o  $T1=0,15$
  - o  $T2=0.4$
- Le séisme horizontal a été considéré dans les directions longitudinales et transversales avec l'interaction des deux autres sens à chaque fois, selon les combinaisons suivantes :

$$E = \begin{cases} Ex \mp 0.3Ey \mp 0.3Ez \\ 0.3Ex \mp Ey \mp 0.3Ez \\ 0.3Ex \mp 0.3Ey \mp Ez \end{cases} \tag{3.7}$$

- Le spectre élastique utilisé pour l'évaluation de la force horizontale, est le suivant :

$$S_{ae} = \begin{cases} AgS(1 + \frac{T}{T_1}(2,5\eta - 1)) & \dots \dots \dots 0 \leq T \leq T1 \\ 2,5\eta AgS & \dots \dots \dots T1 \leq T \leq T2 \\ 2,5\eta AgS(\frac{T^2}{T_2}) & \dots \dots \dots T2 \leq T \leq 3sec \\ 2,5\eta AgS(\frac{3T^2}{T_2}) & \dots \dots \dots T \geq 3sec \end{cases} \tag{3.8}$$



**Fig.3.12 Spectre élastique (à 5% amortissement)**

### 3.4.3 Analyse de la structure

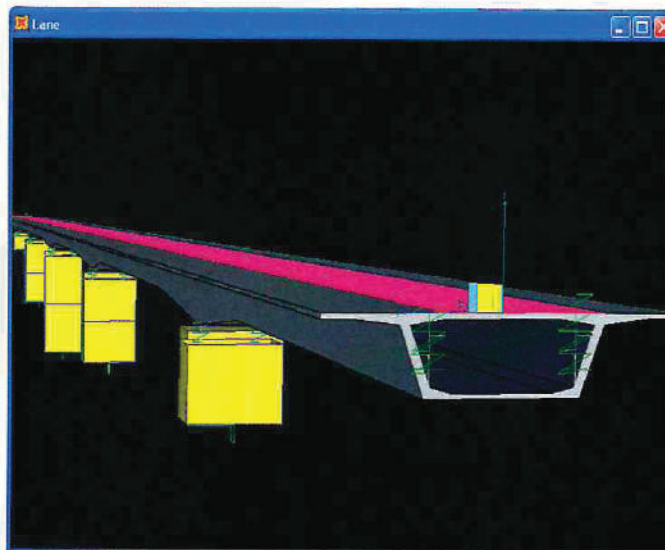
#### 3.4.3.1 Modélisation

La structure est modélisée à l'aide du logiciel SAP2000 afin de lancer une analyse modale et déterminer les modes de vibrations et les périodes de vibration de la structure entière.

Etant donnée que les appuis sont fixes sur les têtes de pile et solidaire du tablier (appui en élastomère fretté), les piles de pont vont osciller de la même manière et avec les mêmes périodes de vibration que l'ensemble.

Les combinaisons considérées sont :

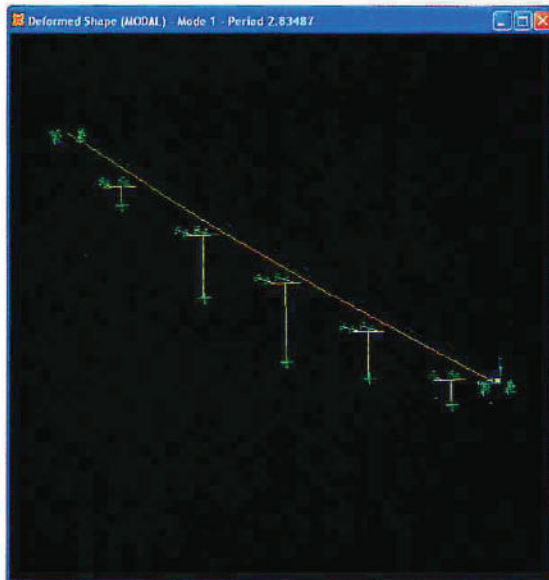
$$G+P+E+0,4\Delta T+D+\psi Q \quad (3.9)$$



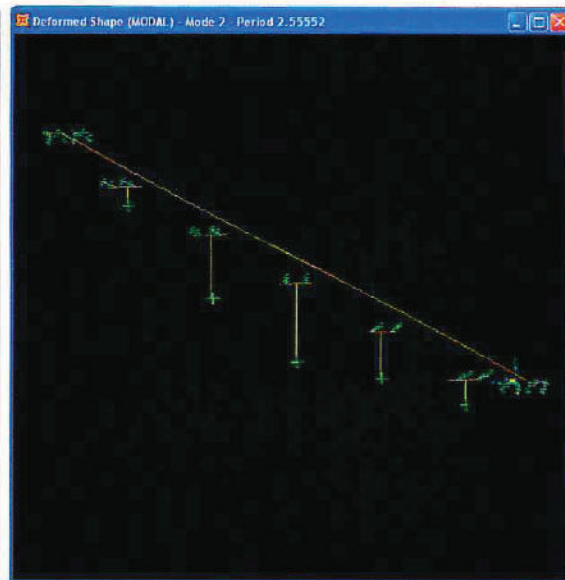
**Fig.3.13 Modélisation de la structure**

### 3.4.3.2 Résultats de l'analyse spectrale

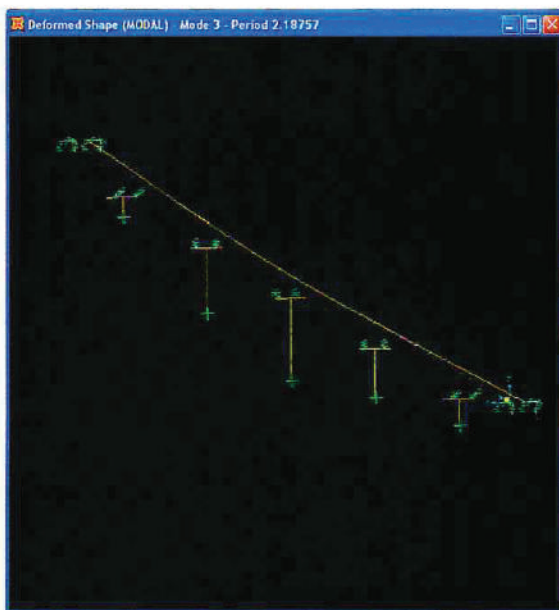
L'analyse modale a été effectuée en considérant 04 modes de vibration: avec un total de participation massique supérieur à 85%.



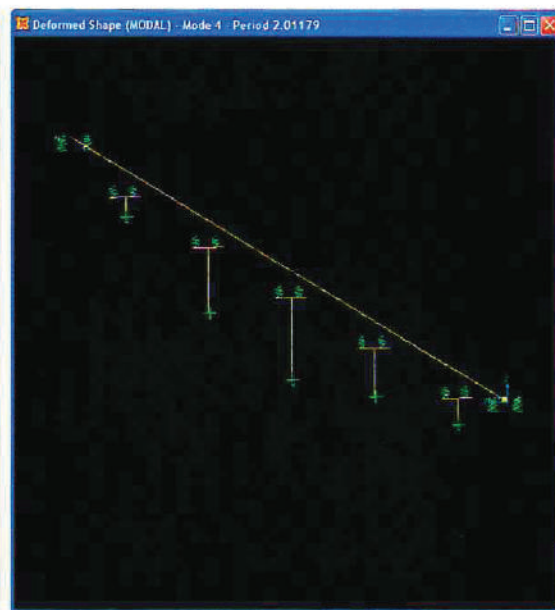
**Fig.3.14 1<sup>er</sup> mode de vibration**



**Fig.3.15 2<sup>ème</sup> mode de vibration**



**Fig.3.16 3<sup>ème</sup> mode de vibration**



**Fig.3.17 4<sup>ème</sup> mode de vibration**

**3.4.3.3 Coefficient de participation massique****a) Modèle avec appuis en élastomère fretté**

N°mode	Period(sec)	UX	UY	UZ	$\Sigma UX$	$\Sigma UY$	$\Sigma UZ$
1	<b>2.834871</b>	0	0.76257	0	0	0.76257	0
2	2.555521	0	0.00000991	0	0	0.76258	0
3	2.18757	0	0.08529	0	0	0.84787	0
4	2.011787	0.8501	0	8.756E-12	<b>0.8501</b>	<b>0.84787</b>	8.756E-12

**Tableau.3.8 Résultats participation massique modale  
modèle avec appuis en élastomères frettés**

**b) Modèle avec Appuis rigides**

N°mode	Period(sec)	UX	UY	UZ	$\Sigma UX$	$\Sigma UY$	$\Sigma UZ$
1	<b>1.061996</b>	0.00004809	6.576E-16	0.000001078	0.00004809	6.576E-16	0.000001078
2	0.822466	0.00044	5.206E-19	0.00494	0.00049	6.581E-16	0.00494
3	0.672964	0.00795	4.525E-17	0.00018	0.00843	7.034E-16	0.00512
4	0.554656	0.00001037	4.448E-19	0.27522	0.00844	7.038E-16	0.28034
5	0.45439	1.663E-17	0.28972	6.421E-17	0.00844	0.28972	0.28034
6	0.408766	1.453E-15	0.00238	7.521E-15	0.00844	0.2921	0.28034
7	0.395445	0.05686	6.301E-17	0.00009297	0.0653	0.2921	0.28043
8	0.374833	0.0001	2.336E-16	0.25933	0.06541	0.2921	0.53977
9	0.370082	7.819E-18	0.15187	6.897E-16	0.06541	0.44396	0.53977
10	0.348854	7.64E-16	0.22536	4.321E-15	0.06541	0.66933	0.53977
11	0.300689	0.00152	6.272E-18	0.000002072	0.06693	0.66933	0.53977
12	0.260445	0.00152	3.823E-16	0.01493	0.06845	0.66933	0.5547
13	0.232043	0.05345	6.56E-18	0.000004867	0.1219	0.66933	0.5547
14	0.218602	2.14E-17	0.00097	1.019E-17	0.1219	0.6703	0.5547
15	0.218554	0.60581	1.452E-19	0.00038	0.72771	0.6703	0.55509
16	0.212784	0.01866	6.042E-19	0.00332	0.74637	0.6703	0.5584
17	0.174238	6.283E-16	0.0004	7.507E-17	0.74637	0.6707	0.5584
18	0.154674	3.576E-16	0.03992	8.061E-20	<b>0.74637</b>	<b>0.71062</b>	0.5584

**Tableau.3.9 Résultats participation massique modale  
Du modèle avec appuis rigides**

On remarque que le modèle avec appuis en élastomère fretté est plus souple que celui à appuis fixes.

### 3.4.4 Evaluation de la force sismique

La force sismique totale préconisée par le RPA88 ainsi que par le RPOA2008 par l'approche élastique est comme suit en utilisant la combinaison SRSS (étant donné les modes de vibrations indépendants):

Désignation		Sens transversal(KN)	Sens longitudinal(KN)
<b>F<sub>totale</sub> (Selon RPA88)</b>	Avec appuis en élastomère fretté	20 696,1	15 765,7
	Avec appuis rigides	38 488,1	21 783,7
<b>F<sub>totale</sub> (Selon RPOA2008 spectre élastique)</b>	Avec appuis en élastomère fretté	40 659,5	26 153,8
	Avec appuis rigides	268 130,6	99 019,4

**Tableau.3.10 Evaluation de la force sismique par la méthode statique équivalente**

Remarquons la réduction de l'effort sismique en utilisant les appareils d'appuis en élastomère fretté qui permettent de dissiper de l'énergie par des déformations (élastiques) importantes et permettent de soulager la structure. Il sera donc retenu, pour la suite des calculs, cette réduction.

#### 3.4.4.1 Ordre de grandeur

La force totale statique et équivalente appliqué à l'ensemble de l'ouvrage, préconisé par le RPA88 et RPOA 2008 par l'approche élastique, représente par rapport à la masse du tablier supporté par la pile, augmentée de la moitié de la masse des piles, les pourcentages suivants :

Poids permanent (KN)	RPA88		RPOA2008 élastique	
	Rapport (%) transversal	Rapport(%) longitudinal	Rapport (%) transversal	Rapport(%) longitudinal
189 134	<b>10,94</b>	<b>8,33</b>	<b>20,29</b>	<b>13,05</b>

**Tableau.3.11 Rapport entre la force sismique et le poids total permanent.**

Le rapport entre la force sismique F statique et équivalente et le poids sur la pile, obtenu représente environ 8,33-10,94% et suit bien dans le raisonnement avec lequel le RPA88 a été établi, à savoir, la force sismique est de l'ordre des 10-13% du poids permanent (Poids total du tablier augmenté du complément de charges permanentes et de la moitié du poids des piles).

Le RPOA 2008 préconise des forces sismiques plus importantes, à partir du spectre de réponse élastique, et le rapport entre la force sismique  $F$  statique équivalente et le poids permanent, obtenu représente environ 13,05-20,29%.

La répartition de la force sismique horizontale sur les piles sera en fonction de la rigidité.

La rigidité des appuis sont considérés (modèle numérique) en séries entre eux, les rigidités des piles avec les appareils d'appuis en parallèle.

Désignation	F (RPA88)		F (RPOA2008) élastique	
	Fy	Fx	Fy	Fx
PILE N°1	3 833,91	3 329,6	8182,09	5240,27
PILE N°2	3 823,88	3 327,05	8160,69	5236,25
PILE N°3	3 745,65	3 302,14	8022,08	5209,88

**Tableau.3.12 Répartition de la force sismique sur les piles selon RPA88 et RPOA2008**

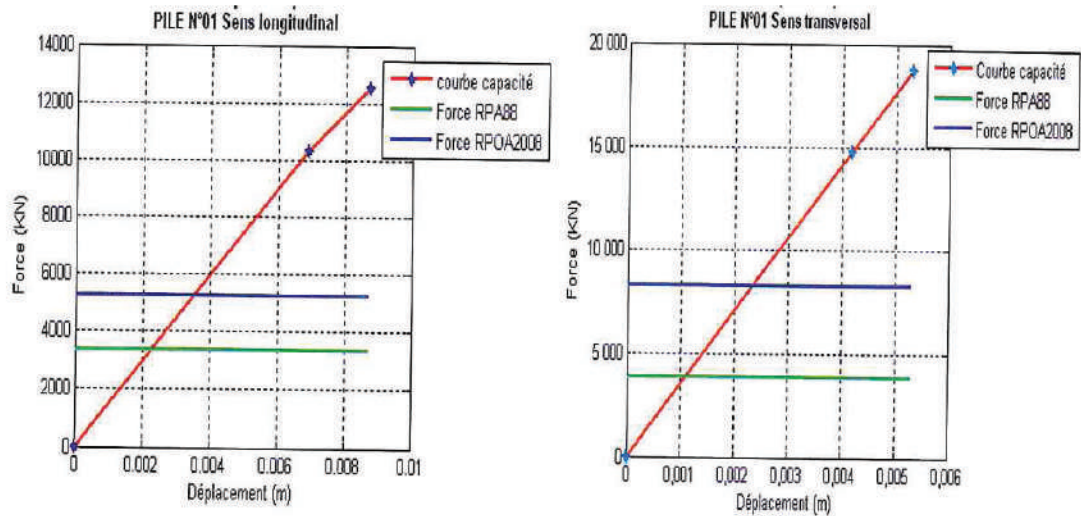
#### **3.4.5 Intersection des courbes demande-capacité**

La superposition de la courbe capacité et la force statique équivalente ainsi obtenue donnent un point d'intersection.

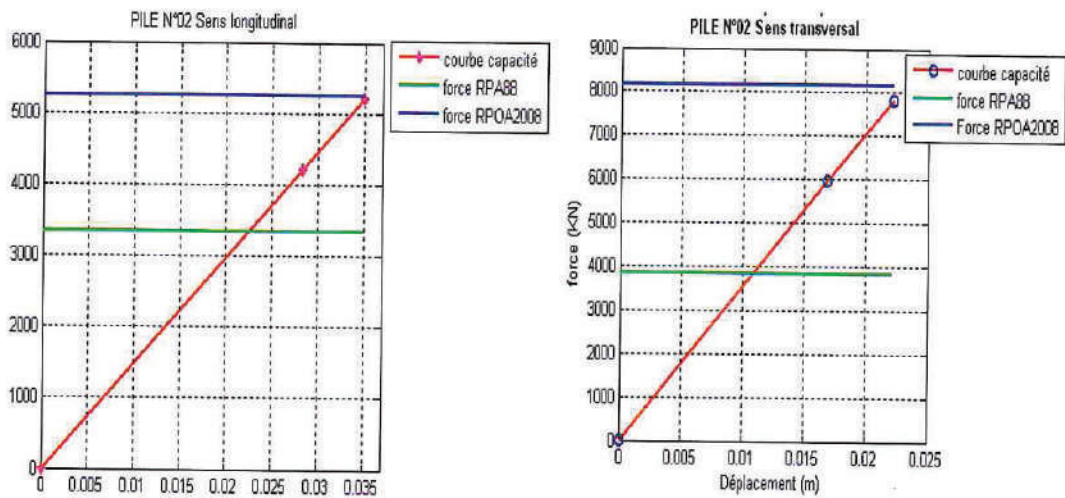
Selon les coordonnées de l'intersection, la structure (dans notre cas la pile de pont) fera preuve d'un comportement élastique si ce dernier se trouve dans la partie élastique, ou d'un comportement plastique, avec modes de ruines différents, si ce dernier se trouve dans la partie post élastique.

Il sera nécessaire par la suite, et dans le but d'une analyse plus complète, de déterminer les différents niveaux de dommages et de performances.

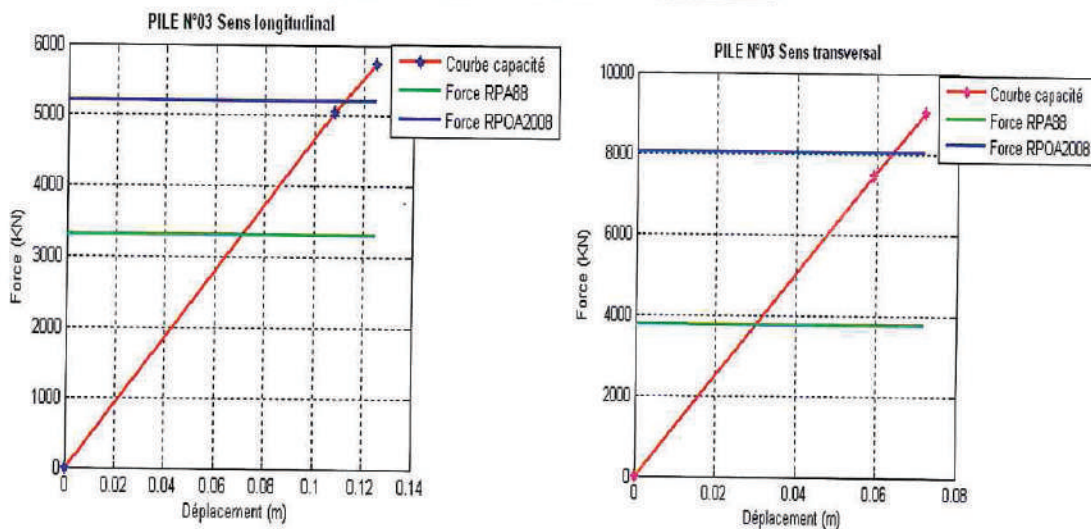
Les courbes obtenues sont comme suit :



**Fig.3.18 Courbe capacité pile N°01**



**Fig.3.19 Courbe capacité pile N°02**



**Fig.3.20 Courbe capacité pile N°03**

### 3.5 Discussion

#### 3.5.1 Par rapport à la force sismique règlementaire RPA88

D'après les courbes :

- Le point d'intersection se situe dans la partie élastique, et ce pour toutes les piles (qui sont suffisamment rigides et ont suffisamment de capacité en termes de résistances) dans les deux sens, longitudinal et transversal.
- Plus l'appui est rigide plus le point d'intersection tend vers des valeurs :  $F_p \lll F_y$  et  $\Delta_p \lll \Delta_y$ , et plus l'appui est souple (rigidité moindre) plus le point d'intersection tend vers le domaine post élastique.
- **Il apparait clairement que les piles ont été dimensionnées de manière élastique**, c'est en général le cas pour les piles de ponts surmontées par des élastomères frettés.
- Pour les trois piles étudiées et pour les deux sens, longitudinal et transversal, la capacité  $(F_u, \Delta_u)$  reste supérieure à la force horizontale statique équivalente résultant du calcul alors établie avec RPA88.
- Il est donc acceptable et logique que ces piles/ce pont, aient bien réagit aux séismes précédents (zone sismique III) elles ont suffisamment de capacité en terme de résistance.
- Les dommages qui peuvent se produire sont minimaux, et bien qu'une réponse post-élastique puisse se produire, la structure ne subira pas de déformations permanentes selon le règlement alors en vigueur.

#### 3.5.2 Par rapport à la force sismique règlementaire RPOA2008

D'après les courbes :

- Le point d'intersection se situe dans le domaine élastique pour la pile N°1, dans le sens longitudinal et transversal car la pile est très rigide dans les deux sens ; elle a alors suffisamment de capacité en termes de résistance pour reprendre l'effort sismique.
- Le point d'intersection n'existe pas pour la pile N°02 de hauteur intermédiaire, dans le sens longitudinal comme dans le sens transversal ; la force sismique règlementaire préconisée par le RPOA2008 à partir du spectre élastique dépasse la capacité de la pile en termes de résistance. L'on pourra alors compter sur la résistance résiduelle de la structure pour éviter de considérer la ruine totale de l'appui.

- Le point d'intersection se situe dans le domaine post-élastique pour la pile N°3 de hauteur importante, dans le sens longitudinal et transversal car la pile a alors suffisamment de capacité en termes de résistance et de ductilité pour reprendre l'effort sismique en admettant certains dommages irréversibles dans le domaine plastique, même si un calcul élastique a été prévu lors de l'établissement de la note.
- D'une manière générale, la force sismique élastique préconisée lors de l'établissement de la note est inférieure à la force élastique préconisée par l'actuel règlement ; nous pouvons en déduire que pour un même calcul dont l'approche est élastique, la force sismique préconisée par l'actuel règlement RPPOA2008 est plus sécuritaire par rapport à la force utilisée dans la note de calcul du bureau d'étude Italien.
- Nous pouvons, dans une première évaluation de la vulnérabilité, nous prononcer : les piles N°2 et N°3 sont vulnérables, tenant compte du règlement actuellement en vigueur (RPOA2008) par calcul élastique, de ce fait, le pont est dit vulnérable à priori, dans une première démarche dans l'estimation de la vulnérabilité.
- Les dommages qui peuvent se produire sont permanents et la ruine est à prévoir.
- La demande en ductilité a été estimée en termes de force. Pour une démarche plus précise il y a lieu de mener des une analyse temporelle non linéaire. Des accélérogrammes devront être sélectionnées représentant au mieux l'excitation du sol ans cette même région.
- Soulignons aussi qu'il s'agit d'une étude qualitative de la ductilité des appuis. Ainsi les piliers courts (tels que la pile N°01) vont plus probablement se rompre en cisaillement et n'atteindront jamais la ductilité prévue et calculée. Une étude au cisaillement devra alors être complétée.
- Pour ce qui est des piles de ductilité importante, il est possible de reprendre le calcul en utilisant le nouveau règlement RPOA2008 mais en utilisant l'approche capacitaire, c'est la partie qui sera détaillée dans le chapitre suivant.

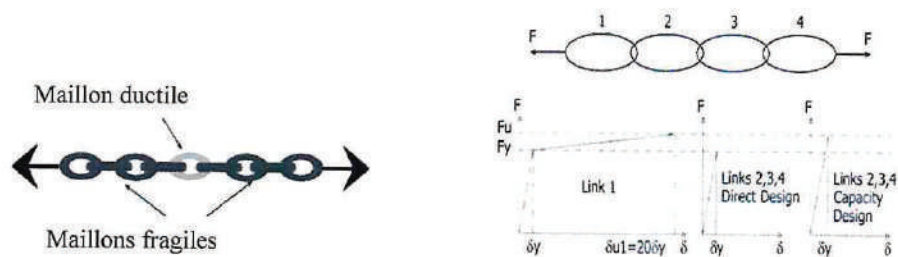
## Chapitre 4 : Analyse capacitaire selon RPOA2008

### 4.1 Introduction

La méthode du dimensionnement en capacité pour les ponts a été récemment introduite, et ce après avoir tiré des leçons des séismes passés. Avant et de manière classique, les forces sismiques latérales étaient considérées comme une fraction du poids propre sans tenir compte ni de la dynamique de la structure ni du comportement parfaitement envisageable dans le domaine post élastique.

Le dimensionnement en capacité est à la base de la philosophie du comportement ductile des structures.

Ce concept peut être explicité de la manière suivante : en utilisant une chaîne (exemple introduit en premier par Paulay en 1993) comme indiqué sur la figure.4.1, dans laquelle le maillon N°1 est ductile et tous les autres maillons sont fragiles.



**Fig.4.1 Représentation de Paulay1993 du principe  
du dimensionnement en capacité**

Dans un calcul classique, le dimensionnement des maillons se fait avec la force maximale que peuvent subir les maillons fragiles (c'est à dire à  $F_y$ ).

Dans un dimensionnement en capacité, les maillons sont dimensionnés avec la force ultime du maillon ductile, c'est-à-dire avec  $F_u$ .

De ce fait, le maillon ductile se comportera comme **un fusible** si la force externe appliquée dépasse  $F_u$ .

Le comportement fusible prime alors sur le comportement fragile ; les autres maillons fragiles n'arriveront pas à la rupture.

En Algérie, c'est le RPOA2008 qui gère la conception parasismique des ponts. Il propose cette nouvelle méthode de conception capacitaire, inspiré en grande partie de documents et guides étrangers. Seulement, et compte tenue de son introduction que récemment, il n'y a pas

eu encore suffisamment de retour d'expérience quant à l'utilisation et l'application de ce « nouveau règlement » pour l'une ou l'autre des raisons :

- Application tardive du RPOA2008 au sein des entreprises Algériennes, en effet, de nombreux ponts neufs ont été récemment réalisées mais dont l'étude a été effectuée sans application du règlement.
- De nombreuses études de ponts neufs sont confiées ou sous traités avec des entreprises étrangères qui ignorent même l'existence d'un nouveau règlement en vigueur, ou se contentent de considérer les anciens règlements parasismiques, applicables aux bâtiments et non aux ponts.
- Les concepteurs Algériens ont pris l'habitude de travailler avec des documents et des guides étrangers applicables à des ponts courants.
- Aussi, le RPOA conduit à un taux de ferrailage des éléments en béton armé très important, surestime-t-il la force sismique ou est-ce du à une application non adéquate de la part des ingénieurs Algériens ?

#### **4.2 Démarche à suivre pour le dimensionnement en capacité**

Le dimensionnement inélastique à l'aide du coefficient de comportement  $q$  peut être effectué en suivant la démarche ci suit :

- Vérification de l'hypothèse du mode de ruine (en flexion ou cisaillement).
- Dans le cas d'un comportement ductile, effectuer un calcul élastique avec spectre de dimensionnement d'où sont tirés des efforts élastiques  $M_{el}$  (correspondent à un calcul avec un coefficient de comportement  $q=1$ ).
- Réduction des efforts obtenus par un coefficient de comportement  $q>1$ .
- Dimensionner la structure pour les efforts  $M_{el}/q$ .
- Vérifier le critère de cohérence, c'est-à-dire l'adéquation entre les hypothèses adoptées et les déformations réellement obtenues avec les efforts de dimensionnement  $M_{el}/q$ .
- Adopter les dispositions permettant d'assurer la compatibilité des déplacements de la structure.

Le dimensionnement du ferrailage longitudinal de la rotule plastique est effectué conformément au paragraphe 5.5.1.1. RPOA2008).

#### 4.2.1 Coefficient de surcapacité

Dans la zone critique des rotules plastiques, le ferrailage longitudinal est calculé avec le moment  $M_{rd}$  réduit et l'effort normal concomitant le plus défavorable.

Il est très important de respecter le ferrailage longitudinal, et de ne pas le sur dimensionner afin de s'assurer que la rotule plastique se forme à l'endroit prévu et pas ailleurs. Mais aussi un surdimensionnement en ferrailage peut changer le mode de rupture et basculer vers un mode de rupture fragile.

Pour cela, les efforts en dehors des zones critiques de rotules plastiques sont majorés, multipliés par un coefficient de surcapacité noté  $\gamma_0$  t.q

$$\begin{cases} \gamma_0 = 0.8 + 0.2 * q & \text{béton armé} \\ \gamma_0 = 1.2 & \text{si } q \geq 1 \text{ charpente métallique} \end{cases} \quad (4.1)$$

#### 4.2.2 Vérification du critère de cohérence

Lorsque l'on utilise un coefficient de comportement  $q > 1$ , on envisage par principe que les sections se plastifient. Pour être cohérent avec cette hypothèse, il convient de vérifier que les rotules sont effectivement plastifiées sous les combinaisons de charges faisant intervenir le séisme.

NB : Cette vérification pourra échouer si :

- le séisme n'est pas le cas déterminant.
- Le ferrailage minimum règlementaire est supérieur à celui nécessaire pour la résistance (cas du béton armé).

Il faudra alors recommencer le calcul avec une valeur du coefficient de comportement  $q$  plus faible, qui augmentera les efforts dans toute la structure, jusqu'à trouver la valeur de  $q$  pour laquelle les rotules sont toutes effectivement plastifiées.

Cela conduira à augmenter le ferrailage de certains éléments au-delà du minimum règlementaire et éventuellement à renforcer les fondations.

La vérification du critère de cohérence s'effectue par une série d'itérations, portant sur la réduction des efforts sur des coefficients de comportement  $q$ , partant d'une valeur de base avec la vérification de la formation effective des rotules plastiques sous les sollicitations ainsi réduites par  $q_i$ . Si ce n'est pas le cas, il y a lieu de recommencer le calcul en réduisant les efforts par  $q_{i+1}$  jusqu'à convergence.

### **4.3 Partie I : Dimensionnement de l'infrastructure en capacité selon RPOA2008**

#### **4.3.1 Méthodes d'analyse et modélisation**

Les méthodes classiques de calculs des structures au séisme peuvent être classées comme suit :

- Méthode statique linéaire
- Méthode statique non linéaire (poussées progressive ou push over)
- Méthode dynamique linéaire (spectrale modale)
- Méthode dynamique non linéaire

La méthode dynamique modale spectrale est utilisables dans pratiquement tous les cas, et surtout lorsque les conditions d'application de la méthode statiques ne sont pas vérifiées.

La méthode dynamique avec accélérogrammes est une étude poussée et généralement fastidieuse, utilisées par un personnel qualifié, et où le choix du groupe d'accélérogrammes est important.

Dans ce qui suit, nous allons effectuer un redimensionnement du ferrailage des sections, tout en gardant le coffrage afin de mettre en avant la différence entre le calcul établi en élasticité selon RPA88 et RPOA2008 élastique et le calcul en capacité selon RPOA2008.

La structure est modélisée à l'aide du logiciel SAP2000 bridges, afin de lancer une analyse modale et déterminer les modes de vibrations et les périodes de vibration de la structure entière.

Etant donnée que les appuis sont fixes sur les têtes de pile et solidaire du tablier (appui en élastomère fretté), les piles de pont vont osciller de la même manière et avec les mêmes périodes de vibration que l'ensemble.

Les combinaisons considérées sont :

G+E

(4.2)

L'évaluation de la force sismique est considérée à partir du spectre de dimensionnement proposé par le RPOA2008 en tenant compte de la l'interaction directionnelle du séisme (règle des 30%).

#### **4.3.2 Rotules plastiques**

Les rotules plastiques ont été positionnées en pieds de pile, et dont les longueurs ont été déterminées à partir des formules de Priestley.

**Remarque :**

Le RPOA 2008 définit les longueurs critiques  $L_c$  comme étant la plus grande des deux valeurs suivantes :

$$L_c = \max$$

$$\begin{cases} L1 = \lambda \cdot h \\ L2 = \end{cases} \text{longueur sur laquelle le moment résultant d'un calcul élastique} \\ \text{à partir du spectre de dimensionnement, est compris entre } 0,8 \cdot M_{\max} \text{ et } M_{\max} \quad (4.3)$$

*avec  $\lambda = \frac{1}{3} \cdot \left(2 + \frac{1}{h}\right)$  et  $1 \leq \lambda \leq 2$*

Où

$l$  = longueur de l'élément en béton armé comme indiquée sur la figure 4.3.

$h$  = hauteur de la section transversale comme indiquée sur la figure 4.4.

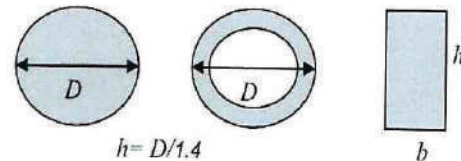
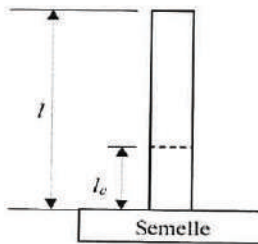


Fig.4.2 Position de la rotule plastique

Fig.4.3 Dimensions de la section transversale

**a) Calcul des longueurs critiques**

	<u>Sens longitudinal</u>			<u>Sens transversal</u>		
	PILE N°1	PILE N°2	PILE N°3	PILE N°1	PILE N°2	PILE N°3
<b>Lv (m)</b>	5	10,5	20,5	5	10,5	20,5
<b>a st</b>	1	1	1	1	1	1
<b>fe (Mpa)</b>	400	400	400	400	400	400
<b>diamètre de la barre long (mm)</b>	25	25	25	25	25	25
<b>Lc x(mm) selon Priestley</b>	<b>620</b>	<b>1060</b>	<b>1860</b>	<b>620</b>	<b>1060</b>	<b>1860</b>
<b><math>\lambda x</math></b>	1.045	1.462	2	0.875	1.104	1.521
<b>L1 (mm)</b>	4600	6433	9767	7000	8833	12167
<b>L2 (mm)</b>	1000	2100	4.100	1000	2100	4100
<b>Lc selon RPOA (mm)</b>	<b>4600</b>	<b>6433</b>	<b>9767</b>	<b>7000</b>	<b>8833</b>	<b>12167</b>
<b>Approximation <math>L_c \cong \frac{1}{10} L_v</math> (mm)</b>	<b>500</b>	<b>1050</b>	<b>2050</b>	<b>500</b>	<b>1050</b>	<b>2050</b>

Tableau 4.1 Calcul des longueurs critiques selon RPOA2008.

**b) Discussion**

Remarquons que les longueurs critiques obtenues par l'utilisation du règlement RPOA sont **invraisemblables** :

- L'ordre de grandeur du dixième de la hauteur de la pile n'est pas respecté, il arrive même que les longueurs critiques obtenues dépassent la longueur de l'élément (cas de la pile N°1 dans le sens transversal).
- Aussi, les longueurs critiques peuvent s'étaler sur toute la longueur de l'élément, ce qui n'est pas envisageable, car toute la théorie de la formation des rotules plastiques est basée sur le concept de fragiliser une partie de l'élément où les énergies sont dissipées par de grandes déformations plastiques (là où les sollicitations sont maximales) – dans notre cas en pied de pile car celle-ci est encastree à la base-.
- De ce fait, il apparaît clairement que le type de section proposée (section creuse) n'entre pas dans les considérations de l'actuel règlement, et que la formule proposée n'est plus valable pour ce type de section évidée (Même si d'après la figure 4.3- (RPOA-2008), représentant une section circulaire et une autre section annulaire, il n'apparaît pas de différence entre section pleine et évidée).

#### 4.3.3 Sollicitation élastiques obtenues

Après calcul élastique, les sollicitations obtenues sont répertoriées en quatre cas les plus défavorables et sont comme suit :

Désignation		Sollicitations élastiques		
		PILE N°1	PILE N°2	PILE N°3
Cas N°01	$M_{max}$ (KNm)	-11 741,054	-19 988,6	-34 138,117
	$T_{max}$ (KN)	-1 641,88	-1 679,36	-1 817,927
	$N_{max}$ (KN)	-29 282,76	-34 168,62	-35 447,89
Cas N°02	$M_{max}$ (KNm)	24 154,11	44 717,79	-69 322,34
	$T_{max}$ (KN)	2 139,087	2 710,726	2 986,316
	$N_{max}$ (KN)	-27 805,214	-32 521,11	-35 448,28
Cas N°03	$M_{max}$ (KNm)	-4 300,61	6 038,41	-10 244,17
	$T_{max}$ (KN)	-598,02	-507,056	-545,51
	$N_{max}$ (KN)	-30 851,026	-36 145,937	-37 460,113
Cas N°04	$M_{max}$ (KNm)	-7 246,233	-13 415,337	-20 796,7
	$T_{max}$ (KN)	-641,726	-813,218	-895,895
	$N_{max}$ (KN)	-30 851,026	-36 145,937	-37 460,113

Tableau.4.2 Résultats des sollicitations élastiques.

**4.4 Réduction des efforts élastiques par le coefficient de comportement (Vérification du critère de cohérence)**

La réduction des efforts élastique est réalisée avec un coefficient de comportement  $q$ .

La valeur du coefficient de comportement est définie à partir d'une valeur de base  $q_0$ .

D'après les prescriptions du RPOA2008 (au paragraphe 4.4.1) nous partirons d'une valeur  $q_0=1$  car le tablier repose sur les piles à travers une file d'appareils d'appuis en élastomère fretté.

**4.4.1 Réduction des efforts élastiques par  $q_0$**

Les efforts élastiques résultants de l'analyse sont réduits du coefficient de comportement  $q_0$  de base tel que :  $q=1$  car les têtes d'appui comporte des appareils d'appui en élastomère fretté.

Les sections sont alors calculées suivant le BAEL99. Le ferrailage des sections est effectué à l'aide du logiciel RoboBat EXPERT sections de ponts, développé par la firme RoboBat2010.

Les sections obtenues pour les sollicitations élastiques (réduites de  $q_0=1$ ) sont comme suit :

	<u>As retenue (cm<sup>2</sup>)</u>			<u>As totale retenue (cm<sup>2</sup>)</u>		
	PILE N°1	PILE N°2	PILE N°3	PILE N°1	PILE N°2	PILE N°3
Dans le sens x	<u>2X488,83</u>	<u>2X 594,58</u>	<u>2X 668,37</u>	2162,26	2807,86	3392,56
Dans le sens y	<u>2X 592,3</u>	<u>2X 80,35</u>	<u>2X 1027,91</u>	Soit 440φ25 (ρ=1,778%)	Soit 572φ25 (ρ=2,309%)	Soit 692φ (ρ=2,790%)

Tableau.4.3 Choix des barres d'armatures (itération  $q_0$ )

**Remarque**

Notons que le taux de ferrailage des sections des trois piles est supérieur à la limite maximale pour une section en béton armé fléchi hors de la zone de recouvrement (limité à 1,5% pour un élément en béton armé fléchi).

A partir des caractéristiques géométriques et mécaniques des sections, les courbes moment-courbures puis les courbes de capacité  $F-\Delta$  pour les sections obtenues sont établies, et les paramètres ainsi que les coefficients de ductilité et de comportement sont déduits.

**a) Etablissement des courbes capacitaires formats  $F-\Delta$**

A partir des courbes moment-courbures (Voir annexe D.2.1), les courbes capacitaires sont établies à l'aide des équations (2.4) (2.5) (2.6) et (2.7):

<u>Désignation</u>	<u>Sens longitudinal</u>			<u>Sens transversal</u>		
	PILE N°1	PILE N°2	PILE N°3	PILE N°1	PILE N°2	PILE N°3
$\Delta y$ (m)	0,00678	0,03388	0,11728	0,00401	0,01962	0,06471
$\Delta u$ (m)	0,0086	0,04026	0,13489	0,00515	0,02375	0,07600
Fy (KN)	15 093	10 972	8 700	21 540	16 472	14 460
Fu (KN)	18 504	12 867	9 917	27 634,6	19 928	16 977
<b>q1</b>	<b>1,226</b>	<b>1,173</b>	<b>1,140</b>	<b>1,283</b>	<b>1,210</b>	<b>1,174</b>
$\mu d$	<b>1,267</b>	<b>1,188</b>	<b>1,150</b>	<b>1,286</b>	<b>1,212</b>	<b>1,175</b>

**Tableau.4.4** Coordonnées des courbes capacité approximation bilinéaire q0

#### 4.4.2 Réduction des efforts élastiques par q1

Les efforts élastiques obtenus sont réduits, dans une deuxième étape, par le coefficient de comportement q1 mentionnés sur le tableau.4.5.

Les sections obtenues pour les sollicitations élastiques (réduites de  $q=q1$ ) sont comme suit :

	<u>As retenue (cm2)</u>			<u>As totale retenue (cm2)</u>		
	PILE N°1	PILE N°2	PILE N°3	PILE N°1	PILE N°2	PILE N°3
<b>Dans le sens x</b>	<b><u>2X381,03</u></b>	<b><u>2X 491,46</u></b>	<b><u>2X 569,25</u></b>	<b>1728,3</b>	<b>2364,2</b>	<b>2942,0</b>
<b>Dans le sens y</b>	<b><u>2X 483,12</u></b>	<b><u>2X 690,16</u></b>	<b><u>2X 901,75</u></b>	<b>Soit 352φ25</b> <b>(ρ=1,421%)</b>	<b>Soit 482φ25</b> <b>(ρ =1,942%)</b>	<b>Soit 600φ25</b> <b>(ρ =2,419%)</b>

**Tableau.4.5** Choix des barres d'armatures (itération q1)

#### Etablissement des courbes capacitaires formats F-Δ

A partir des courbes moment-courbures (Voir annexe D.2.2), les courbes capacitaires sont établies à l'aide des équations (2.4) (2.5) (2.6) et (2.7) :

<u>Désignation</u>	<u>Sens longitudinal</u>			<u>Sens transversal</u>		
	PILE N°1	PILE N°2	PILE N°3	PILE N°1	PILE N°2	PILE N°3
$\Delta y$ (m)	0,00603	0,03180	0,10501	0,00324	0,01840	0,06040
$\Delta u$ (m)	0,00789	0,03841	0,12239	0,00430	0,02300	0,07300
Fy (KN)	9 265	8 354	6 450	13 363	12 491	9 385
Fu (KN)	11 422	10 087	7 517	17 082	15 612	11 343
<b>q2</b>	<b>1,233</b>	<b>1,207</b>	<b>1,165</b>	<b>1,278</b>	<b>1,250</b>	<b>1,209</b>
$\mu d$	1,313	1,208	1,166	1,325	1,250	1,209

**Tableau.4.6** Coordonnées des courbes capacité approximation bilinéaire q1

#### 4.4.3 Réduction des efforts élastiques par q2

Les efforts élastiques obtenus sont réduits, dans une deuxième étape, par le coefficient de comportement q2 mentionnés sur le tableau.4.7.

Les sections d'armatures retenues sont comme suit :

	<u>As retenue (cm2)</u>			<u>As totale retenue (cm2)</u>		
	PILE N°1	PILE N°2	PILE N°3	PILE N°1	PILE N°2	PILE N°3
Dans le sens x	<u>2X382,43</u>	<u>2X 475,7</u>	<u>2X 553,01</u>	1725,7	2291,94	2870,06
				Soit 352φ25	Soit 468φ25	Soit 586φ25
Dans le sens y	<u>2X 480,42</u>	<u>2X 670,27</u>	<u>2X 882,02</u>	(ρ=1,419%)	(ρ=1,885%)	(ρ=2,360%)

Tableau.4.7 Choix des barres d'armatures (itération q2)

#### Etablissement des courbes capacitaires formats F-Δ

A partir des courbes moment-courbures (Voir annexe D.2.3), les courbes capacitaires sont établies à l'aide des équations (2.4) (2.5) (2.6) et (2.7):

<u>Désignation</u>	<u>Sens longitudinal</u>			<u>Sens transversal</u>		
	PILE N°1	PILE N°2	PILE N°3	PILE N°1	PILE N°2	PILE N°3
Δy (m)	0,00601	0,03000	0,10430	0,00324	0,01677	0,06070
Δu (m)	0,00789	0,03710	0,12200	0,00430	0,02140	0,07380
Fy (KN)	9 265	6 755	6 356	13 363	10 430	9 154
Fu (KN)	11 422	8 352	7 425	17 082	13 310	11 104
q3	1,233	1,236	1,168	1,278	1,276	1,213
μd	1,313	1,237	1,170	1,325	1,276	1,216

Tableau.4.8 Coordonnées des courbes capacité approximation bilinéaire q2

#### 4.4.4 Réduction des efforts élastiques par q3

Les efforts élastiques obtenus sont réduits, dans une troisième étape, par le coefficient de comportement q3 mentionnés sur le tableau 4.9.

Les sections obtenues pour les sollicitations élastiques (réduites de q=q3) sont comme suit :

Les sections d'armatures retenues sont comme suit :

	<u>As retenue (cm2)</u>			<u>As totale retenue (cm2)</u>		
	PILE N°1	PILE N°2	PILE N°3	PILE N°1	PILE N°2	PILE N°3
Dans le sens x	<u>2X382,43</u>	<u>2X 465,93</u>	<u>2X 551,05</u>	1725,7	2007,1	2862,06
				Soit 352φ25	Soit 410φ25	Soit 584φ25
Dans le sens y	<u>2X 480,42</u>	<u>2X 537,62</u>	<u>2X 879,98</u>	(ρ=1,419%)	(ρ=1,65%)	(ρ=2,354%)

Tableau.4.9 Choix des barres d'armatures (itération q3)

**a) Etablissement des courbes capacitaires formats F-Δ**

A partir des courbes moment-courbures (Voir annexe D.2.4), les courbes capacitaires sont établies à l'aide des équations (2.4) (2.5) (2.6) et (2.7) :

Désignation	Sens longitudinal			Sens transversal		
	PILE N°1	PILE N°2	PILE N°3	PILE N°1	PILE N°2	PILE N°3
Δy (m)	0,00601	0,02920	0,10002	0,00324	0,01700	0,06000
Δu (m)	0,00788	0,03630	0,12119	0,00430	0,02190	0,07300
Fy (KN)	9 265	6 418	6 245	13 363	9 858	9 035
Fu (KN)	11 422	7 960	7 311	17 082	12 649	10 989
q4	1,233	1,240	1,171	1,278	1,283	1,216
μd	1,313	1,243	1,212	1,325	1,288	1,217

**Tableau.4.10 Coordonnées des courbes capacité approximation bilinéaire q3**

**4.4.5 Récapitulation**

Ci suit les valeurs du coefficient de comportement q obtenus lors des itérations. Remarquons que  $q_3 \approx q_4$ , A ce stade d'avancement, nous nous contenterons de ce degré de précision.

Désignation	PILE N°1		PILE N°2		PILE N°3	
	Sens longitudinal	Sens transversal	Sens longitudinal	Sens transversal	Sens longitudinal	Sens transversal
Itération q0	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000
Itération q1	1,226	1,283	1,173	1,210	1,140	1,174
Itération q2	1,233	1,278	1,207	1,250	1,165	1,209
Itération q3	1,233	1,278	1,236	1,276	1,168	1,213
Itération q4	1,233	1,278	1,240	1,283	<b>1,171</b>	<b>1,216</b>

**Tableau.4.11 Etapes de vérification du critère de cohérence**

**Discussion**

Remarquons aussi que :

Etant donné la structure du pont souple (T fondamentale =2,83 sec pour la chaussée droite) donc de période  $T > 0,5$  sec, nous nous situons dans le cas des **iso-déplacements** (voir tableau.3.10), d'où l'appel en ductilité en déplacement :  $\mu d \approx q$

Remarquons aussi l'ordre de grandeur du coefficient de comportement. Il apparait clairement qu'il n'y a pas vraiment de motivations particulières à considérer un calcul dans le domaine post élastique, car q est proche de 1. Il serait d'ailleurs judicieux de considérer pour

ce pont, un calcul élastique, et donc prévoir un dimensionnement géométrique et mécanique des sections afin de faire travailler la structure dans le domaine élastique.

#### 4.4.6 Choix du coefficient de comportement

Remarquons que  $q_3 \cong q_4$ . A ce stade, nous pouvons fixer le coefficient de comportement à  $q=q_4$ .

Le coefficient de comportement du pont en entier est aligné au coefficient de comportement le **plus petit**, c'est-à-dire à l'élément le moins ductile, et ce dans le sens longitudinal et dans le sens transversal séparément. Alors, le coefficient de comportement retenu est :

Désignation	Sens longitudinal	Sens transversal
Itération q4	1,171	1,216

**Tableau.4.12 Valeur du coefficient de comportement retenue**

### 4.5 Partie 2 : Etablissement des courbes de capacité

#### 4.5.1 Modèle de la pile indépendante

Etant donné les appuis sont fixes sur les têtes de pile et solidaire du tablier (appui en élastomère fretté), les piles de pont vont osciller de la même manière et avec les mêmes périodes de vibration que l'ensemble.

Elles sont assimilées à un oscillateur à 1ddl, ayant les caractéristiques intrinsèques suivantes :

- Une période propre d'oscillation égale à la période propre d'oscillation de la structure entière ( $T_{\text{fondamentale}}=3,09\text{sec}$ )
- Une masse  $M$  supportée par chaque pile, et représentant la masse de la portion de tablier qu'elle supporte augmentée de la moitié de la masse de la pile.

L'ensemble du pont va osciller selon ses modes propres, si bien que les piles vont osciller selon ces modes.

La période de vibration  $T_i$  de la structure complète est donnée par la relation (4.5):

$$T_i = 2. \pi \sqrt{\frac{M_{\text{oscillateur}}}{K_{\text{appui}}}} \quad \text{d'où } M_{\text{oscillateur}} = \frac{T_i^2 \cdot K_{\text{appui}}}{4\pi^2} \quad (4.5)$$

Avec :

$M_{\text{oscillateur}}$  : masse revenant à l'appui.

$K_{\text{appui}}$ : rigidité totale de l'appui.

$T_i$ : période d'oscillation du mode fondamentale de la structure.

#### 4.5.2 Période fondamentale

L'on supposera alors que  $T_{pile} \cong T_{i \text{ structure}}$ .

La force sismique est alors évaluée en utilisant la méthode statique équivalente indiquée par la formule (2.9).

#### 4.5.3 Calcul des rigidités

Les appuis du pont (mis à part les culés) sont constitués:

- d'une pile de rigidité notée  $K_{pile}$  encastree à la base (encastrement parfait).
- d'appareils d'appuis (1file de deux appareils d'appui sur une pile) d'une rigidité noté  $K_{appreil}$ .

La rigidité de l'appui appelée raideur équivalente vaut :

$$k_{appui} = \frac{1}{\frac{1}{k_{appareils}} + \frac{1}{k_{pile}}} \quad (4.6)$$

t.q

$$K_{pile} = \frac{3EI}{H^3} \quad (4.7)$$

Calculé en fonction des caractéristiques géométriques des sections.

$K_{appreil}$  est une donnée de la note de calcul transmise, selon type d'appareil d'appui utilisé dans la réalisation du pont et est considéré pour les deux appareils d'appuis de la même file.

#### 4.5.4 Calcul des masses

Les masses des oscillateurs calculés à partir de l'équation (4.5) sont comme suit:

	Masse (KN)
Pile N°1	34 380,57
Pile N°2	34 354,23
Pile N°3	34 099,7

**Tableau 4.13 Masse des oscillateurs**

#### 4.5.5 Evaluation de la force sismique selon RPOA2008

La courbe représentative de la sollicitation apportée par le séisme est représentée par une force statique équivalente, évaluée à partir du spectre de dimensionnement du **RPOA 2008** puis répartie sur chaque appui selon les rigidités.

— La zone du pont est classée en zone IIa, l'accélération au sol  $A=0,25 \text{ g}$ .

— Le facteur de correction de l'amortissement a été pris égal a :

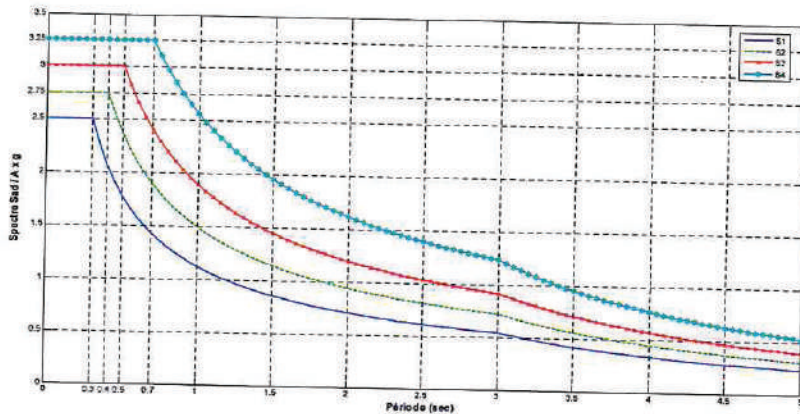
$$\circ \eta = 1.848$$

- Le facteur de site a été pris égal a :
  - S=1.1 (pour site S2 ferme)
- Les périodes T1 et T2 du site :
  - T1=0,15
  - T2=0.4
- Le séisme horizontal a été considéré dans les directions longitudinales et transversales avec l'interaction des deux autres sens à chaque fois, selon les combinaisons suivantes :

$$E = \begin{cases} Ex \mp 0.3Ey \mp 0.3Ez \\ 0.3Ex \mp Ey \mp 0.3Ez \\ 0.3Ex \mp 0.3Ey \mp Ez \end{cases}$$

- Le spectre de dimensionnement utilisé pour l'évaluation de la force horizontale, est le suivant :

$$S_{ad} = \begin{cases} 2,5\eta AgS & \dots \dots \dots 0 \leq T \leq T2 \\ 2,5\eta AgS \left(\frac{T2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & \dots \dots \dots T2 \leq T \leq 3sec \\ 2,5\eta AgS \left(\frac{T2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & \dots \dots \dots T \geq 3sec \end{cases} \quad (4.8)$$



**Fig.4.4 Spectre de dimensionnement (à 5% amortissement)**

La rigidité des appuis sont considérés (modèle numérique) en séries entre eux, les rigidités des piles avec les appareils d'appuis en parallèle.

Selon les prescriptions du RPOA2008, il y a lieu de réduire la force sismique obtenue à partir du spectre de dimensionnement, par le coefficient de comportement, \$q\_4\$ défini dans le tableau 4.11.

Désignation	F (RPOA2008)		F <sub>réduite</sub> (RPOA2008)	
	F <sub>y</sub>	F <sub>x</sub>	F <sub>y</sub>	F <sub>x</sub>
PILE N°1	12 663,28	8 009,86	10 817,77	6 842,52
PILE N°2	12 653,58	8 003,73	10 809,48	6 837,29
PILE N°3	12 559,83	7 944,43	10 729,39	6 786,63

**Tableau.4.14 Réduction de la force sismique selon RPA88 et RPOA2008**

#### 4.5.6 Ordre de grandeur

La force totale statique et équivalente appliqué à l'ensemble de l'ouvrage, préconisé par le RPOA 2008 par l'approche capacitaire, représente par rapport à la masse du tablier augmentée de la moitié de la masse des piles, les pourcentages suivants :

Poids permanent (KN)	Force RPOA2008 réduite	
	Rapport (%) transversal	Rapport(%) longitudinal
189 134	<b>34,77</b>	<b>21,99</b>

**Tableau.4.15 Rapport entre la force sismique et le poids total permanent.**

Le rapport entre la force sismique F statique et équivalente et le poids sur la pile, obtenu représente environ 8,33-10,94% et suit bien dans le raisonnement avec lequel le RPA88 à été établi, à savoir, la force sismique est de l'ordre des 10-13% du poids permanent (Poids total du tablier augmenté du complément de charges permanentes et de la moitié du poids des piles).

Le RPOA 2008 préconise des forces sismiques plus importantes, à partir du spectre de réponse élastique, et le rapport entre la force sismique F statique équivalente et le poids permanent, obtenu représente environ 21,99-34,77%.

La répartition de la force sismique horizontale sur les piles sera en fonction de la rigidité.

La rigidité des appuis sont considérés (modèle numérique) en séries entre eux, les rigidités des piles avec les appareils d'appuis en parallèle.

#### 4.5.7 Point d'intersection capacité-demande

La superposition de la courbe capacité des piles de pont dimensionnées selon les recommandations du RPOA2008, et la force statique équivalente ainsi obtenue et réduite, donnent un point d'intersection.

Les courbes obtenues sont comme suit :

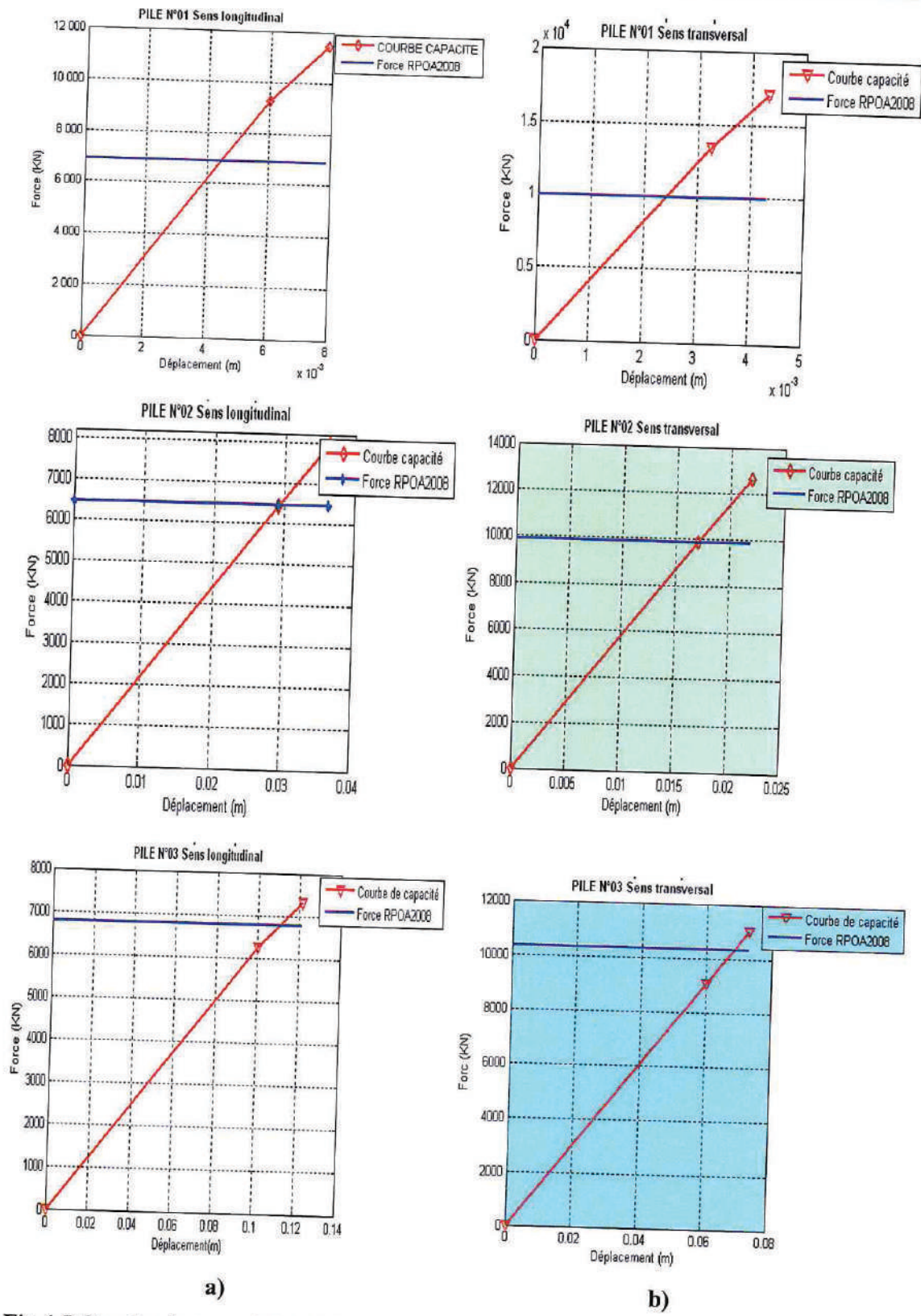


Fig.4.5 Courbe de capacité et détermination du point d'intersection capacité-demande

a) Sens longitudinal b) Sens transversal

#### 4.6 Discussion

- Dans le cas de la pile courte N°01, ce niveau de séisme ne fait pas intervenir la capacité en ductilité de la pile, mais uniquement à sa capacité en résistance qui n'est pas encore dépassée.
- Dans le cas de la pile de hauteur intermédiaire N°02, ce niveau de séisme fait intervenir la capacité en résistance de la pile, et un dépassement de la force sismique pourrait conduire à un dépassement de capacité en termes de résistance et faire appel à la capacité en termes de ductilité.
- Dans le cas de la pile de élancée N°03, ce niveau de séisme fait intervenir la capacité en résistance de la pile ainsi que la capacité en terme de ductilité, c'est la définition même de l'approche capacitaire et de la conception recherchée.
- A présent, il est possible d'établir une comparaison entre les sections ferrillées du pont existant établies à partir d'un calcul élastique au RPA88, et les sections ferrillées établies à partir d'un calcul capacitaire au RPOA2008.

	<u>PILE 1</u>	<u>PILE 2</u>	<u>PILE 3</u>		<u>PILE 1</u>	<u>PILE 2</u>	<u>PILE 3</u>
<b>N<sub>bre</sub> de barres retenu</b>	352	410	584	<b>ρ retenu(%)</b>	1,419	1,651	2,353
<b>N<sub>bre</sub> de barres existant</b>	328	318	482	<b>ρ existant(%)</b>	1,324	1,284	<b>1,946</b>

**Tableau.4.16 Ferrailage retenu des piles**

- Avec le nouveau ferrailage calculé avec l'approche capacitaire, et d'après les courbes de la figure 4.5, nous pouvons dire que les appuis **sont performants**, car le pont d'intersection entre la capacité et la demande se situe dans la partie post élastique.
- Il apparait clairement que le ferrailage obtenu par approche capacitaire selon les prescriptions du RPOA2008 est plus sécuritaire que le ferrailage obtenu dans la note de calcul du bureau d'étude Italien.
- Cependant, il n y a pas lieu de comparer deux approches différentes, l'une est une approche élastique, la seconde capacitaire. Il appartient à l'ingénieur concepteur de choisir et de prévoir le comportement de sa structure. Notons que le calcul capacitaire est plus long et plus fastidieux que le calcul élastique.
- Pour un ouvrage tel que celui-ci (viaduc avec des hauteurs de piles importantes), les sections de piles évidées apparaît comme une très bonne conception, et le meilleur choix de l'approche de calcul à considérer est **l'approche élastique**, avec un coefficient de comportement  $q=1$ . (L'effet P-D est non négligeable.)

## **Chapitre 5 : Conclusions et perspectives**

Tout au long de l'étude, nous avons pu répondre aux questions posées dans la problématique  
A savoir :

Le calcul des ponts réalisés avant la parution de règlement parasismique se faisait dans le domaine élastique, par rapports aux actions sismiques alors considérées (par la méthode forfaitaire ou à partir d'autres règlements réservés aux bâtiments et audacieusement appliqués aux ponts).

A partir des courbes de capacité établies des piliers du pont pris en exemple d'application, il s'est avéré qu'une telle conception offrait une capacité suffisante en termes de résistance et en terme de ductilité afin de faire face à un séisme modéré dans la région de BOUIRA (zone IIa). L'ordre de grandeur de la force sismique ainsi évaluée est de 8,33% du poids permanent de la structure dans le sens longitudinal et de 10,94% du poids permanent de la structure dans le sens transversal, ce qui reste proche de l'ordre de grandeur de la méthode forfaitaire.

Il a été déduit que le calcul du pont était calculé dans le domaine élastique par le bureau d'étude italien. D'après l'étude menée, le pont OA203 est dit vulnérable, dans une première approche de l'estimation de la vulnérabilité et selon le règlement actuellement en vigueur.

Pour quantifier la vulnérabilité, il faudra investir dans des analyses plus poussées dans le domaine post élastique, ainsi que des chargements-déchargement par des accélérogrammes enregistrés dans la région la plus proche de l'implantation de l'ouvrage.

Un nouveau calcul a été mené, selon le règlement actuellement en vigueur (RPOA2008) en tenant compte des deux approches proposés ; à savoir le calcul élastique à partir du spectre élastique, et le calcul « plastique » à partir du spectre de dimensionnement. Les sections de piles ont alors été redimensionnées, en supposant toujours que le mode de rupture prépondérant soit la flexion.

Il s'est avéré que :

La force sismique préconisée par le RPOA2008 dans un calcul élastique est plus sécuritaire par rapport à la force utilisée dans la note de calcul du bureau d'étude Italien.

L'ordre de grandeur de la force sismique préconisée par le RPOA 2008 à partir du spectre de dimensionnement et réduite du coefficient de comportement final ( $q_4$ ) est de 21,99% du poids permanent de la structure dans le sens longitudinal et de 34,77% du poids permanent de la structure dans le sens transversal.

Dans l'approche capacitaire, retenons l'ordre de grandeur du coefficient de comportement obtenu :  $q=1,17-1,21$  pour ce type de section évidée de piles.

Il est important, donc, de retenir que pour ce type de viaducs ayant des hauteurs de piles importantes, des sections de piliers évidée apparaît comme la meilleure conception, et un calcul élastique est conseillé plutôt qu'un calcul capacitaire car le coefficient de comportement obtenu (qui sera au final le coefficient de comportement minimal des appuis, car la ductilité de la structure entière suivra le comportement de son appui le moins ductile) est proche de l'unité ( $q$  faible) et donc le gain au final n'est pas important.

Il n'est donc pas conseillé, pour un viaduc tel que celui-ci, d'envisager la formation des rotules plastiques en pied de pile, ni de mener tout un calcul fastidieux dans le domaine post élastique, car la majeure partie de l'énergie due au séisme emmagasinée par la structure, sera principalement et presque totalement dissipée à travers les déformations élastiques importantes des appareils d'appuis en élastomère fretté ; d'où le rôle très important que jouent ces appareils d'appuis dans le comportement global de la structure. Nous pouvons alors nous en tenir à la règle du paragraphe 4.4.1 du RPOA2008 ; le coefficient de comportement  $q=1$  est à considérer pour les ponts dont le tablier repose simplement sur ses appuis à travers des appareils d'appui en élastomère fretté.

Nous attirons l'attention sur les points suivants :

- Notons le taux de ferrailage très important obtenu ( $\rho > \%$  admis pour une section en béton armé selon BAEL99) ; il faudra augmenter la section de béton.
- Il n'est pas judicieux d'envisager une rupture par flexion dans les piles relativement courte : d'après l'étude la pile N°1, il y a un phénomène de poteau court. La section a été beaucoup trop renforcée, elle est encore plus rigide, et la rupture brutale par cisaillement est plus à envisager plutôt qu'une rupture préventive par flexion.
- Il faudra alors étudier d'une manière plus poussée ces appuis « fragiles » car prévoir la rupture par la formation de rotule plastique ne sert plus à grand-chose si d'autres appuis rompent brutalement par cisaillement (le résultat étant l'effondrement d'un appui et donc du pont) à condition de vérifier que le comportement ductile soit prépondérant par rapport au comportement fragile ; vérifier le comportement réel de la propriété « fusible ».
- Les longueurs critiques proposées par le RPOA au paragraphe 5.5.1.1 sont invraisemblables pour ce type de sections évidées ; les formules empiriques proposées par Prestley ont alors été utilisées.

- Les calculs qui ont été présentés peuvent être erronés car ils ont été effectués à l'aide de logiciels non originaux (sans la clé).
- Lors de la réalisation, et tenant compte des dispositions constructives, les armatures montant des fondations, vont s'ajouter aux armatures de la section calculée de manière à assurer la formation de la rotule plastique, sur une longueur de recouvrement  $L_r$  qui multipliera par deux le taux de ferrailage. Il faudra alors envisager que la rotule plastique qui se formera réellement, ne se formera pas à l'endroit prévu, ni avec la longueur prévue, ou encore, la rotule plastique se formera t elle vraiment ? Et donc la réalisation sur terrain peut elle vraiment reporter le calcul théorique établi pour la parution de ces rotules plastiques ?
- Ceci dit, l'OA203 n'a pas encore subi de séisme majeur, des données supplémentaires peuvent être tirées par la suite, quand à son comportement vis-à-vis d'un séisme modéré à majeur.
- Aussi, dans le présent cas d'étude, nous nous sommes concentré sur les composantes horizontales du séisme, car la composante verticale est supposée être absorbée par le poids total de la structure, étant donné un séisme modéré (en zone IIa). Cependant, cette composante devra être considérée d'une manière plus détaillée lorsque le séisme est majeur où la force sismique verticale devient importante, et d'avantages de vérification par rapport à la condition de non écrasement des appareils d'appui devront être menées, car ce phénomène à été observés sur plusieurs ponts lors de séisme majeur, d'après le ministère des travaux publics.

Enfin, les courbes de capacité présentées, ont été établies à partir d'une approximation bilinéaire couramment utilisée, et les longueurs critiques ont été déterminées à partir des formules empiriques de Priestley.

Ces courbes de capacité, propre à chaque pilier, peuvent être obtenues à l'aide de la méthode de poussée progressive (push over) appliquée aux ponts. La documentation et littérature concernant l'analyse push over sur les ponts en béton armé est très limitée, contrairement à son application sur les structures de bâtiments.

L'analyse pushover est une bonne alternative pour le calcul dynamique non linéaire, même si elle reste une méthode approximative.

Plusieurs publications, citons : Aschheim et al. 1998 ; Chopra and Chintanapakdee 2001, Chopra and Goel 1999 ; Chopra and Goel 2000 ; Chopra et al. 2003 ; Dinh and Ichiose 2005 ; Fajfar 2000 ; Goel and Chopra 2004, Gupta and Krawinkler 2000 ; Kalkan and Kunnath

2007 ; Moghadam and Hadjirasouliha 2006 ; Mwafy and Elnashai 2000 ; Mwafy and Elnashai 2001, ont prouvé que cette méthode est un outil très performant, à condition de l'utiliser avec prudence, mais aussi qu'elle présente certaines limitations, telles que :

- La réponse d'un système à plusieurs degrés de liberté est directement reliée à la réponse d'un système à 1ddl équivalent.
- Les déplacements estimés par cette méthode, peuvent être erronés pour les structures où les modes supérieures ne sont plus négligeables.
- Seule la force horizontale est considérée par la méthode pushover, tandis que la composante verticale est complètement ignorée. A ce stade de la littérature, nous n'avons pas encore une idée claire sur les combinaisons avec les autres actions, notamment l'action verticale, à chaque étape non linéaire de poussée progressive.
- La capacité structurale et la demande sismique sont considérés dans la méthode comme indépendant, ce qui n'est en réalité pas le cas.
- La dégradation progressive de la rigidité, qui est inévitable dans un chargement dynamique cyclique non linéaire du séisme, n'est pas considérée par la méthode.

Cependant, plusieurs développements sont apportés à cette méthode standard afin de repousser les limitations précédemment citées. Tel que l'utilisation de (alternative lateral load patterns), l'utilisation des propriétés des modes supérieurs...etc.

L'analyse pushover modale MPA (Modal Pushover Analysis) développée par Chopra et Goel 2002 est une procédure améliorée pour le calcul des déplacements. Elle évalue la demande sismique d'une manière plus « exacte » que les autres méthodes généralement utilisées pour les structures de génie civil.

L'analyse pushover modale modifiée proposée par Chopra et Goel 2002, propose un calcul plus performant en simplifiant le calcul des contributions des réponses des modes supérieurs en supposant la structure linéairement élastique.

Les récentes recherches montrent que cette procédure est capable de traiter l'analyse des structures asymétriques en plan ainsi que quelques structures avec certaines irrégularités verticales.

Aussi, une récente publication (Tjhin et al. 2006) indique que l'application d'une analyse pushover multimodale n'est pas très généralisable mais présente aussi des limitations. Park et al.2007 présente une nouvelle règle de combinaison modale afin d'évaluer l'allure des force

appliquées pour ce type d'analyse. Elle vise particulièrement les structures avec des irrégularités en élévation.

Afin de tenir compte de la contribution des modes supérieurs, Jan et al.2004 propose une nouvelle distribution des forces pour l'application de la méthode pushover : cette méthode est appelée UBPA (Upper Bound Pushover Analysis) et elle est basée sur la somme absolue des combinaisons modales.

Ces deux dernières méthodes (pushover standard avec une distribution triangulaire des forces, et la UBPA) sont les plus utilisées, cependant, elles donnent des résultats complètement différentes : les courbes de capacité obtenues sont très différentes en terme de capacité mais sont semblables en termes de ductilité.

Nous proposons, dans des travaux futurs, de traiter les méthodes MPA et UBPA d'une manière plus détaillées sur un ouvrage tel que celui-ci, car ces deux méthodes basées sur une même théorie, donnent des résultats complètement différents sur une même structure.

**Références Bibliographiques**

1. A.Kassoul, A.Bougara, M.Belkhatir et K.Ezziane. (12-14 Oct 2009) « Analyse du critère de ductilité locale dans les sections flechies dimensionnées selon l'EUROCODE 8 », Oran , Algérie.
2. Ahmed Y. Elghazouli (2009). "Seismic design of buildings to Eurocode 8", Spon press.
3. AIT BELKACEM MOUNIR(2009)-thèse magister ENP, Alger, Algérie.
4. Alain Capra Ponts courants en zones sismiques.
5. Alain Capra-Vinci construction grands projets(2008) « Dispositifs spéciaux pour les ponts en zone sismique ».
6. Alain Capra-Vinci construction grands projets(2008) « Théorie des rotules plastiques».
7. Alessandro Dazio.(2005) "Capacité portante des constructions en béton », institut fur Baustatik und konstruktion, ETH Zurich.
8. André Filiatrault (1996). "Eléments de génie parasismique et de calcul dynamique des structures », Edition de l'école polytechnique de Montréal.
9. Anil K. Chopra and Rakesh K. Goel (Janvier 2001). "A Modal Pushover Analysis Procedure To Estimate Seismic Demands For Buildings: Theory And Preliminary Evaluation-PEER 2001/03".
10. Asadollah Esmaeily-Ghasemabadi (2001). « Seismic behavior of bridge columns subjected to various loading patterns".
11. Bachmann H. (2002). "Dimensionnement en capacité ».
12. Bridge Engineering Handbook (CRC Press, 2000)
13. Cheikh Ben AZOUZ (2009)-"Evaluation des performances sismiques des ossatures en béton armé par la méthode PBSB basée sur l'analyse statique non linéaire»-mémoire magister, ENSTP, Alger, Algérie.
14. Chopra, A.K., and Chintanapakdee, C.(2001). "Comparing response of SDF systems to near-fault and far-fault earthquake motions in the context of spectral regions". Earthquake Engineering and Structural Dynamics. 30(10), 375-388.
15. Chopra, A.K., and Chintanapakdee, C.(2004). "Evaluation of a modified MPA procedure assuming higher modes as elastic to estimate seismic demands". Earthquake Spectra. 20(10), 757-778.
16. Chopra, A.K., and Goel, R.K. (1999). "Capacity-demand-diagram methods for estimating seismic deformation of inelastic structures: SDF systems". Report N°.PEER-1999/02. Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, California.
17. Chopra, A.K., and Goel, R.K. (2000). "Evaluation of NSP to estimate seismic deformation: SDF systems". J Struct Engg.2000; 126(4):482-90.
18. Chopra, A.K., and Goel, R.K. (2002). "A modal pushover analysis procedure for estimating seismic demands for buildings". Earthquake Engineering and Structural Dynamics. 31, 561-582.

19. Clatran seismic design criteria. (Dec 2001). "Version 1.2".
20. Eurocode 8 (2004), "Design of structures for Earthquake Resistance, Part 1: General Rules, Seismic Actions and Rules for Buildings", European Committee for standardization (CEN), Brussels.
21. Fajfar, P.(2000). "A nonlinear analysis method for performance- based seismic design". Earthquake Spectra, 16(3), 573-592.
22. FEMA 356 (2000). « Pre-standard and commentary for the seismic Rehabilitation of buildings», American Society of Civil Engineers, USA.
23. Hamou Kada, Ramdane Kheir eddine(2007). "Etablissement de la courbe de fragilité par la méthode pushover ».7eme colloque national-AFPS, Ecole centrale de Paris.
24. <http://www.csiberkeley.com/>
25. <http://www.fema.gov/photolibrary/index.jsp>
26. J.M. Cremer.(2003-2004) « Cours - Conception des ponts, module ponts.».
27. Jae-Hoon Lee, Jin-Ho Choi and Sung-Jin Shin. "A new seismic design approach for bridge columns in moderate seismicity regions", university of KORE.
28. Jinrong Wang, URS Greiner(2000). "Bridge Engineering Handbook – CH 27:Piers end columns".
29. KALIPRASANNA SETY (2011) "Application of pushover analysis to RC bridges"- Master of technology in structural engineering; department of civil engineering- national institute of technology, ROURKELA ORISSA-769 008.
30. Kawashima-sensei. "bridge engineering, seismic design-6".
31. Kawashima-sensei. "bridge engineering, seismic damage in the past earthquakes-3".
32. KIBBOUA Abderrahmane (2012). Thèse doctorat-"développement d'une méthodologie d'analyse pour la vulnérabilité sismique des piles de ponts Algériens ».
33. M.J.N. PRIESTLEY, F.SEIBLE, University of California and G.M. CALVI (1996). University di pava, Italy "SEISMIC design and retrofit of bridges".
34. Menasria abderrahmane. « Analyse aux états limites ultimes des sections de forme T et carrées en béton armé soumises à une charge de compression bi axialement excentrée », Mémoire de magister, spécialité génie civil, option béton structurel : armé et précontraint. Université de Constantine.
35. Muljati,I and Warnitchai, P (2007) "A modal pushover analysis on multi-span concrete bridges to estimate inelastic seismic responses", Civil Engineering Dimension, Vol.9, N°.1,33-41.
36. Mwafy, A.M. and Elnashai, S.A. (2000). "Static pushover versus dynamic to collapse analysis of RC buildings". Engineering seismology and Earthquake Engineering Section, Imperial College of Science, Technology and Medicine. Report N°.00/1.
37. Mwafy, A.M. and Elnashai, S.A. (2001)."Static pushover versus dynamic to collapse analysis of RC buildings". Engineering Structures.23,1-12.

38. Nathalie Roy, Patrick Paultre et Jean Proulx (hiver 2005-Contact plus, N°52). « étude de la ductilité des piliers de ponts dans un contexte d'évaluation sismique ».
39. Nouredine Bourahla (03/03/2011). « Méthodes statiques et dynamique non linéaire » ; Séminaire RPOA 2008-Algérie.
40. RPA88 Règles parasismiques applicables aux bâtiments, documents technique Ministère des travaux publics-Alger, Algérie.
41. RPOA 2008-Règles parasismiques applicables au domaine des ouvrages d'art, documents technique Ministère des travaux publics-Alger, Algérie.
42. SAP 2000 (2007). « Bridge Seismic Design-Automated Seismic Design Of Bridges-AASHTO Guide Specification For LRFD Seismic Bridge Design », Version 14. Computers & Structures, Inc., Berkeley, California.
43. SAP 2000 (2007). « Integrated Software for Structural Analysis and Design », Version 14. Computers & Structures, Inc., Berkeley, California.
44. SAP 2000 (2007). « Introduction to SAP2000/Bridge », Version 14. Computers & Structures, Inc., Berkeley, California.
45. SETRA, DOA B (Oct 1977).« Appuis des tabliers ».
46. SETRA-SNCF (janvier 2000). « Ponts courants en zone sismique ».
47. Stephen Mahin, Juinichi Sakai, Hyungil Jeong, Andreas Espinoza, Mahmoud Hachem and Brian Buckman.( june, 08<sup>th</sup>, 2009) “Shake table and analytical investigations of single column bents”.
48. Thomas Wenk(2005)- TRADUCTION de François Pasquier, 2108 Couvet. “Evaluation parasismique des ponts – routes existants », Berne.
49. Tjhin, T., Aschheim, M. and Hernandez-Montes, E.(2006). “Observations on reliability of alternative multiple mode pushover analysis methods”. ASCE Journal of Structural Engineering. 132(3), 471-477.
50. Wai-Fah CHEN, Lian DUAN (2000) - Bridge Engineering Seismic Design; CRC Press.
51. Y.MENASRI, M.S. NOUAOURIA et M .GUENFOUD. (26-27 Oct 2010). « évaluation de la vulnérabilité sismique à l'échelle d'une structure en béton armé par l'analyse statique non linéaire (pushover) », université de Chlef, Algérie.

# ANNEXES

### Annexe A : Diagrammes d'interaction

Afin de pouvoir se prononcer sur l'éventuel mode de ruine des appuis, il y a lieu de vérifier la situation du point de sollicitation actuelle sur l'appui en question ( $M2_{ext}$ ,  $M3_{ext}$ ,  $N_{ext}$ ) par rapport au diagramme d'interaction.

Les courbes d'interaction pour les trois sections (pile N°01, pile N°02 et pile N°03) sont comme suit :

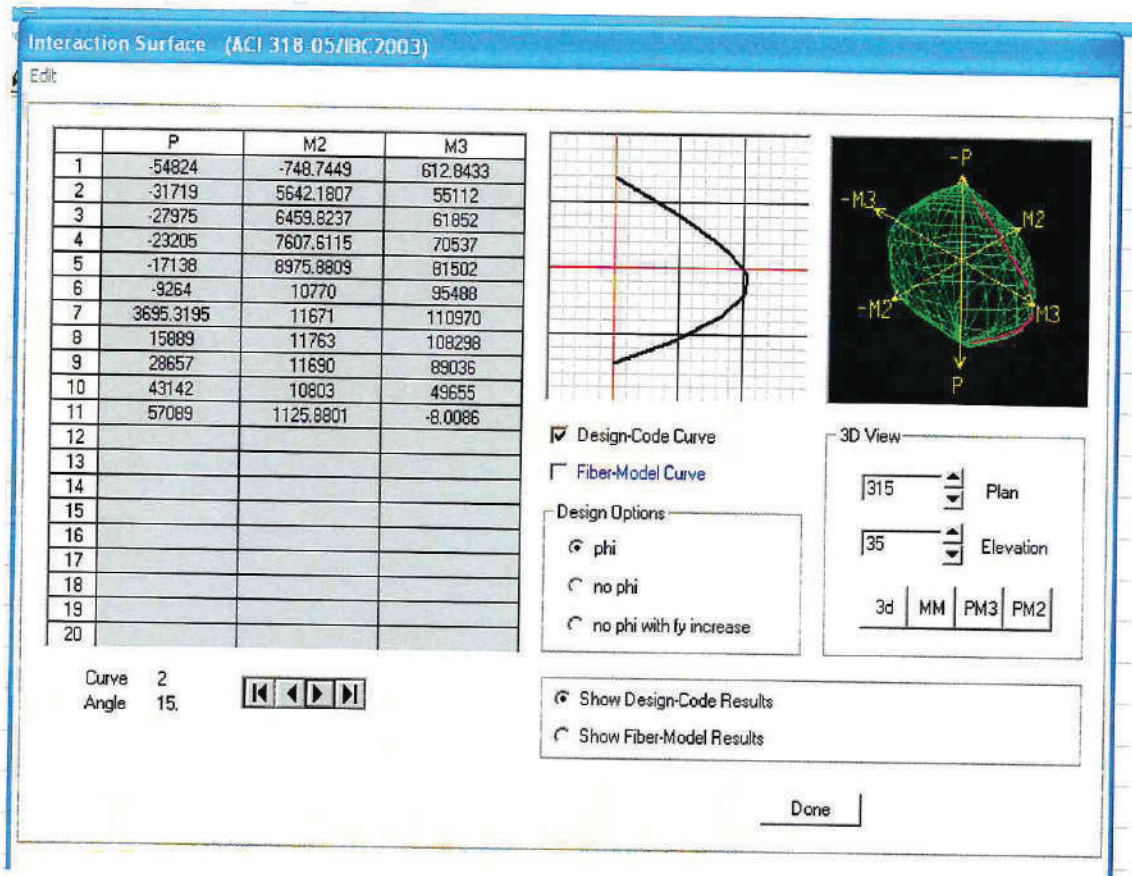


Fig.A.1 Diagramme d'interaction de la pile N°01

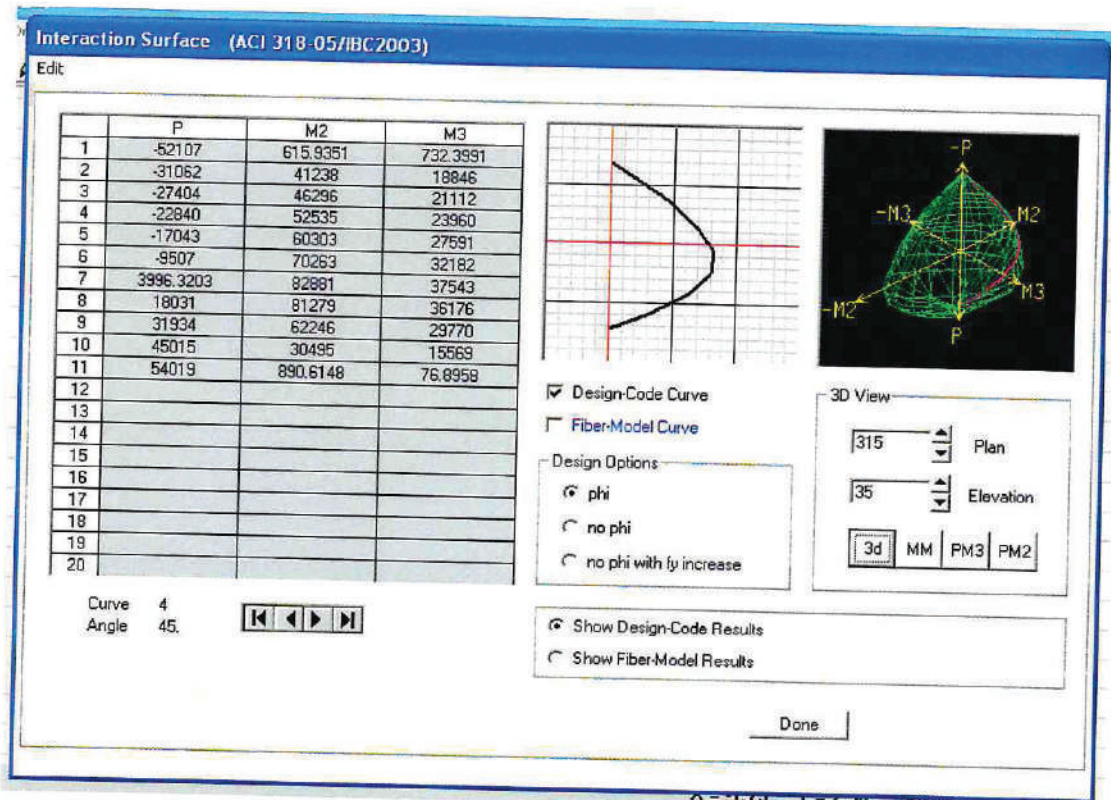


Fig.A.2 Diagramme d'interaction de la pile N°02

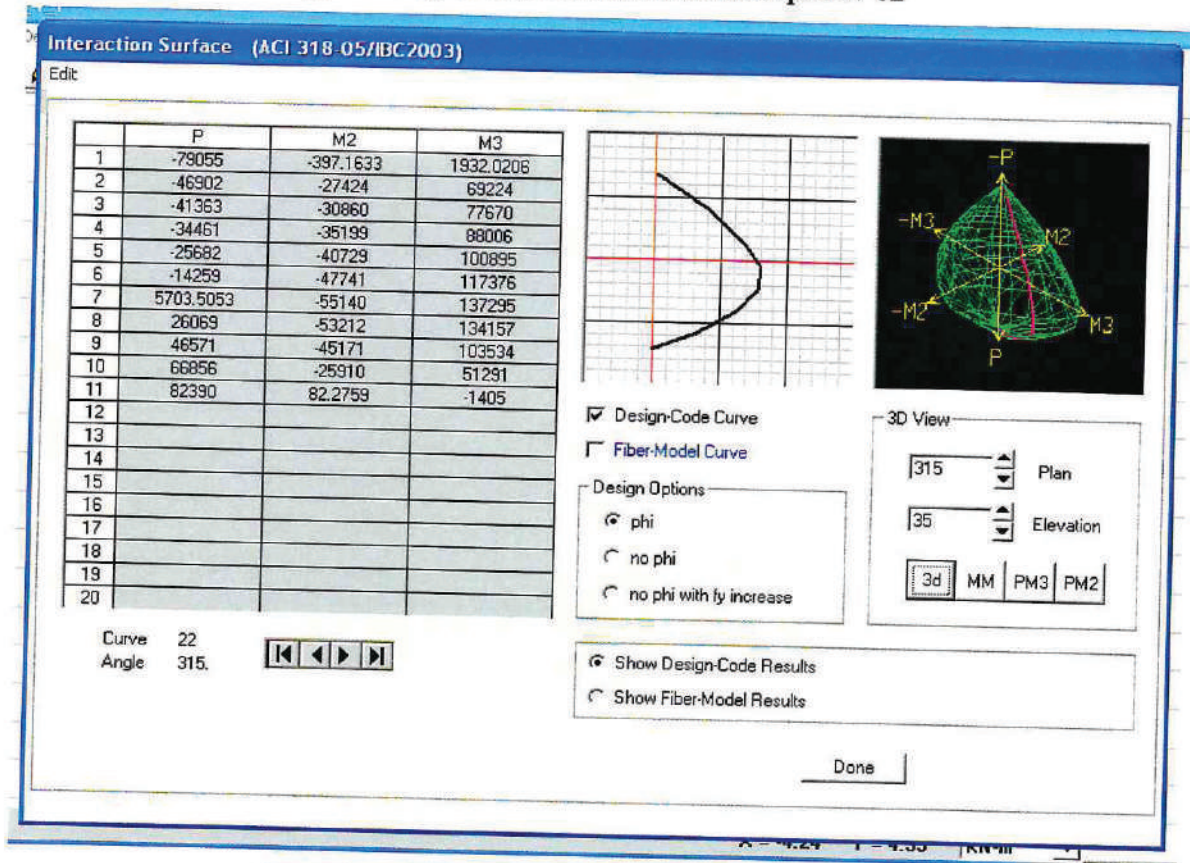


Fig.A.3 Diagramme d'interaction de la pile N°03

## Annexe B : Matériaux utilisés et loi de comportement introduits

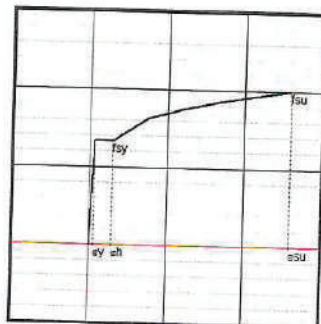
### B.1 Béton

Le modèle considéré est le modèle **non confiné**.

Fig.B.1 Introduction des caractéristiques du béton

### B.2 Acier

Les lois de comportement suivi par ce matériau sont comme suit :



#### Propriétés de l'acier

$\varepsilon_{sy}$  = Déformation élastique de l'acier = 2.069E-03

$f_{sy}$  = Contrainte élastique de l'acier = 2.852E+09

$\varepsilon_{sh}$  = Déformation de l'acier au début de l'écroutissage = 0.01

$\varepsilon_{su}$  = Déformation ultime de l'acier = 0.09

$f_{su}$  = Contrainte ultime de l'acier = 4.278E+09

#### Loi de comportement

Pour  $\varepsilon_s \leq \varepsilon_{sy}$ ,  $f_s = E_s \varepsilon_s$

Pour  $\varepsilon_{sy} < \varepsilon_s \leq \varepsilon_{sh}$ ,  $f_s = f_{sy}$

For  $\varepsilon_{sh} < \varepsilon_s \leq \varepsilon_{su}$ ,  $f_s = f_s + (f_{su} - f_{sy}) \left( \frac{\varepsilon_s - \varepsilon_{sh}}{\varepsilon_{su} - \varepsilon_{sh}} \right)^2$

Fig.B.2 Introduction des caractéristiques des armatures

**B.3 Caractéristiques des appareils d'appuis**

Les caractéristiques des appareils d'appuis en élastomère fretté sont fournies par la société TIS dont les caractéristiques sont comme suit :

propriétés des appareils d'appuis			APPAREIL PROPR.		NNLINK PROPR (équivalents)		
			Kh,1 (kN/m)	KV,1 (kN/m)	Kh=2xKh,1 (kN/m)	Kv=2xKv,1 (kN/m)	Kr=Kv,1xd2/2 (kNxm)
PILES	statique	PS20	5879	8164961	11758	16329922	355665701
	dynamique	PD20	7055	8655165	14110	17310330	377018987
CULEES	statique	SS20	2535	2680147	5070	5360294	116747203
	dynamique	SD20	3025	2958604	6050	5917208	128876790

**Tableau.B.3 Récapitulatif des propriétés utilisées**

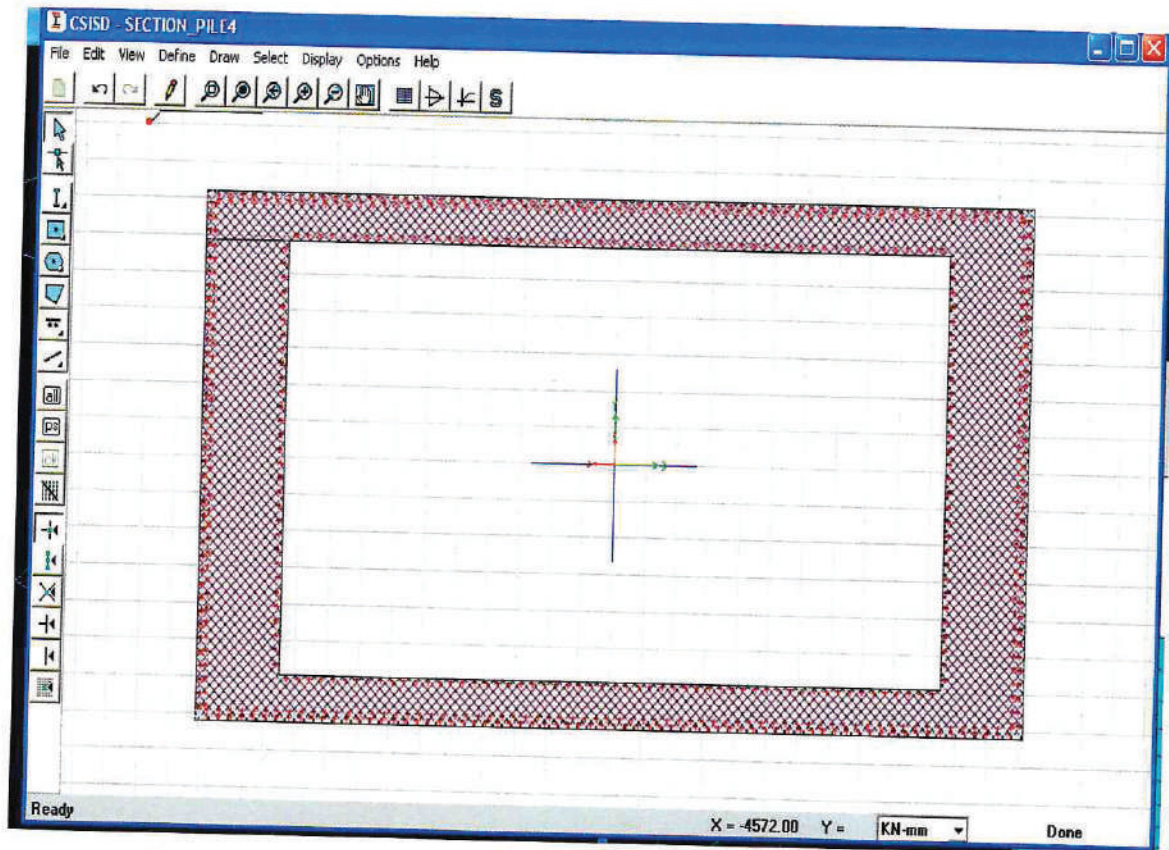
**Annexe C : Ductilité sectionnelle de l'ouvrage existant OA203 (sections telles que établies dans la note de calcul du bureau d'étude Italien)**

**C.1 Etablissement des courbes moment-courbure**

Afin d'établir les courbes de moments-courbure pour chacune des sections des piles considérées dans le cas d'étude, nous avons utilisé le logiciel de calcul SAP2000 (disponible à partir de l'onglet >> define >> section properties >> frame section >> >add new properties>>other>section designer.

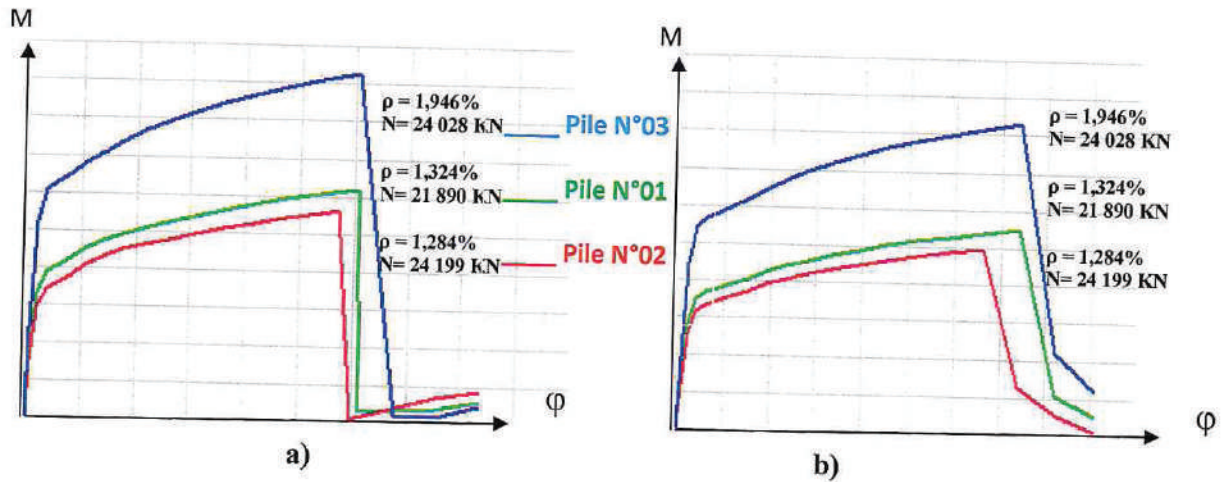
Les courbes capacités moment-courbure seront déterminées pour les sections concernées par la formation de rotule plastique à savoir en pied de pile.

La figure.3.7 montre clairement la coupe transversale de la section de la pile N°03 au niveau du pied de pile (là où les rotules plastiques vont théoriquement apparaître) où les armatures longitudinales sont réparties sur deux files, et le confinement du béton est négligé pour ce type de section.



**Fig.C.1 Coupe transversale montrant les caractéristiques mécanique de la section de la pile N°03 dessinée avec SAP2000**

Les courbes moment-courbures obtenues (à l'aide de SAP2000) sont come suit :



**Fig.C.2 Courbe Moment-courbure des trois piles**

a) Sens longitudinal

b) Sens transversal

Désignation	sens longitudinal			sens transversal		
	PILE N°1	PILE N°2	PILE N°3	PILE N°1	PILE N°2	PILE N°3
$\phi_y(1/m)$	0,00083	0,00080	0,00095	0,00050	0,00045	0,00052
$\phi_u(1/m)$	0,00140	0,00134	0,00151	0,00086	0,00082	0,00090
My(KNm)	51 552	49 169	93 303	73 739	62 779	137 956
Mu(KNm)	62 801	56 068	105 893	93 703	81 875	166 607

**Tableau.C.1 Coordonnées du point de début de plastification et du point ultime**

### C.2 Calcul des coefficients de ductilité en courbure ( $\mu_c$ )

Les coefficients pour le cas d'étude sont comme suit :

Désignation	sens longitudinal			sens transversal		
	PILE N°1	PILE N°2	PILE N°3	PILE N°1	PILE N°2	PILE N°3
$\mu_c$	1,686	1,677	1,583	1,717	1,775	1,745

**Tableau.C.2 Coefficient ductilité en courbure  $\mu_c$**

**Discussion courbes moment-courbures**

A partir des courbes ainsi obtenues, l'on remarque que :

- Les ductilités sectionnelles des piles sont du même ordre de grandeur pour toutes les piles :
  - ( $\mu_c=1,58-1,68$ ) dans le sens longitudinal.
  - ( $\mu_c=1,71-1,77$ ) dans le sens transversal.
- La ductilité sectionnelle des piles dans le sens transversal est plus importante que dans le sens longitudinal.
- La pile ayant la plus grande capacité est la pile N°3 car la section est trop ferrillée ( $\rho = 1,946\%$ ), les piles 1 et 2 ont une capacité du même ordre de grandeur.
- La pile N°1 a cependant une plus grande capacité que la pile N°2: la pile N°2 reçoit un effort normal plus important, elle est plus sollicitée et donc utilise plus de ses capacités (en terme de résistance).
- La pile N°1 a une plus grande ductilité que la pile N°2: la pile N°2 reçoit un effort normal plus important, elle est plus sollicitée et donc utilise plus de ses capacités (en terme de ductilité).
- Plus la force axiale augmente, plus la ductilité en courbure diminue.

## ANNEXE D : Dimensionnement capacitair

### D.1 Méthode de dimensionnement

Le dimensionnement du ferrailage longitudinal de la rotule plastique est effectué avec le moment réduit  $M_{rd}$  sur toute la longueur critique. Ce ferrailage est actif et constant sur toute la longueur critique à partir de l'encastrement en tête ou en pied d'appui.

Au delà de la longueur critique, la section est ferrillée avec un moment  $M_0$  tel que :

$$M_0 = \gamma_0 * M_{rd} \quad (D.1)$$

Où

$\gamma_0$  : coefficient de surcapacité (défini au paragraphe 4.2.2).

$M_{rd}$  : moment réduit.

Il est important de ne pas sur ferriller la zone critique car l'on risquerait de développer des rotules plastiques hors zones critique là où les dispositions constructives ne le permettent pas.

Un surdimensionnement pourrait modifier le mode de rupture de la pile (risque de rupture fragile).

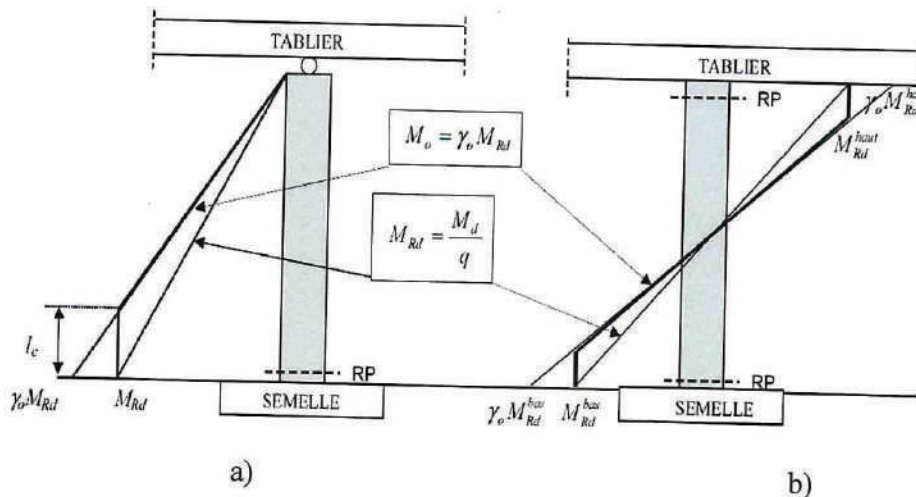


Fig.D.1 Méthode de dimensionnement en capacité

a) Pile encastrée en pied b) Pile encastrée en tête et en pied

On dimensionne les éléments à l'effort tranchant pour les sollicitations élastiques divisées par le coefficient  $q$ , multipliées par le coefficient de surcapacité  $\gamma_0$ , et puis encore multipliées par un coefficient de sécurité vis-à-vis des ruptures fragiles par effort tranchant  $\gamma_r=1,4$ .

## D.2 Vérification du critère de cohérence après redimensionnement par la méthode capacitaire du RPOA 2008

### D.2.1 Réduction des efforts élastiques par $q_0$

Les efforts élastiques résultants de l'analyse sont réduits du coefficient de comportement  $q_0$  de base tel que :  $q=1$  car les têtes d'appui comporte des appareils d'appui en élastomère fretté.

Les sections sont alors calculées suivant le BAEL99. Le ferrailage des sections est effectué à l'aide du logiciel RoboBat EXPERT sections de ponts, développé par la firme RoboBat2010.

Les sections obtenues pour les sollicitations élastiques (réduites de  $q_0=1$ ) sont comme suit :

Désignation	<u>As (cm<sup>2</sup>)</u>		
	PILE N°1	PILE N°2	PILE N°3
Cas N°01 (sens y)	<u>As(inf)= 488,83</u> As(sup)= 398,53	<u>As(inf)= 594,58</u> As(sup)= 440,84	<u>As(inf)= 668,37</u> As(sup)= 405,81
Cas N°02 (sens x)	<u>As(inf)= 592,3</u> As(sup)= 250,28	<u>As(inf)= 809,35</u> As(sup)= 176,13	<u>As(inf)= 1027,91</u> As(sup)= 46,28
Cas N°03 (sens y)	As(inf)= 483,98 As(sup)= 450,9	As(inf)= 570,89 As(sup)= 524,45	As(inf)= 606,97 As(sup)= 528,18
Cas N°04 (sens x)	As(inf)= 518,74 As(sup)= 416,14	As(inf)= 642,65 As(sup)= 452,69	As(inf)= 714,82 As(sup)= 420,33

**Tableau.D.1 Détermination des sections d'armatures**

Afin de tenir compte de l'effet cyclique des actions sismiques, il sera considéré pour une même section de béton, la section d'armature la plus grande sur la partie inférieure et sur la partie supérieure, et ce dans chaque sens considéré.

Les sections d'armatures retenues sont alors comme suit :

	<u>As retenue (cm<sup>2</sup>)</u>			<u>As totale retenue (cm<sup>2</sup>)</u>		
	PILE N°1	PILE N°2	PILE N°3	PILE N°1	PILE N°2	PILE N°3
Dans le sens x	<u>2X488,83</u>	<u>2X 594,58</u>	<u>2X 668,37</u>	2162,26	2807,86	3392,56
Dans le sens y	<u>2X 592,3</u>	<u>2X 80,35</u>	<u>2X 1027,91</u>	Soit 440 $\phi$ 25 ( $\rho=1,778\%$ )	Soit 572 $\phi$ 25 ( $\rho=2,309\%$ )	Soit 692 $\phi$ 25 ( $\rho=2,790\%$ )

**Tableau.D.2 Choix des barres d'armatures**

**Remarque**

Notons que le taux de ferrailage des sections des trois piles est supérieur à la limite maximale pour une section en béton armé fléchi hors de la zone de recouvrement (limité à 1,5% pour un élément en béton armé fléchi).

A partir des caractéristiques géométriques et mécaniques des sections, les courbes moment-courbures puis les courbes de capacité  $F-\Delta$  pour les sections obtenues sont établies, et les paramètres ainsi que les coefficients de ductilité et de comportement sont déduits.

**Etablissement des courbes moment-courbure**

Les courbes moment-courbures obtenues (à l'aide de SAP2000) sont come suit :

Désignation	sens longitudinal			sens transversal		
	PILE N°1	PILE N°2	PILE N°3	PILE N°1	PILE N°2	PILE N°3
$\varphi_y(1/m)$	8.138E-04	9.220E-04	1.028E-03	4.825E-04	5.405E-04	5.718E-04
$\varphi_u(1/m)$	1.385E-03	1.494E-03	1.615E-03	8.366E-04	8.884E-04	9.212E-04
$M_y(KNm)$	75 465	115 208	160 953	107 703	172 962	267 510
$M_u(KNm)$	92 520	135 105	183 475	138 173	209 242	314 082
$\mu_c$	1.7019	1.6204	1.5710	1.7339	1.6437	1.6111

Tableau.D.3 Coordonnées du point de début de plastification et du point ultime

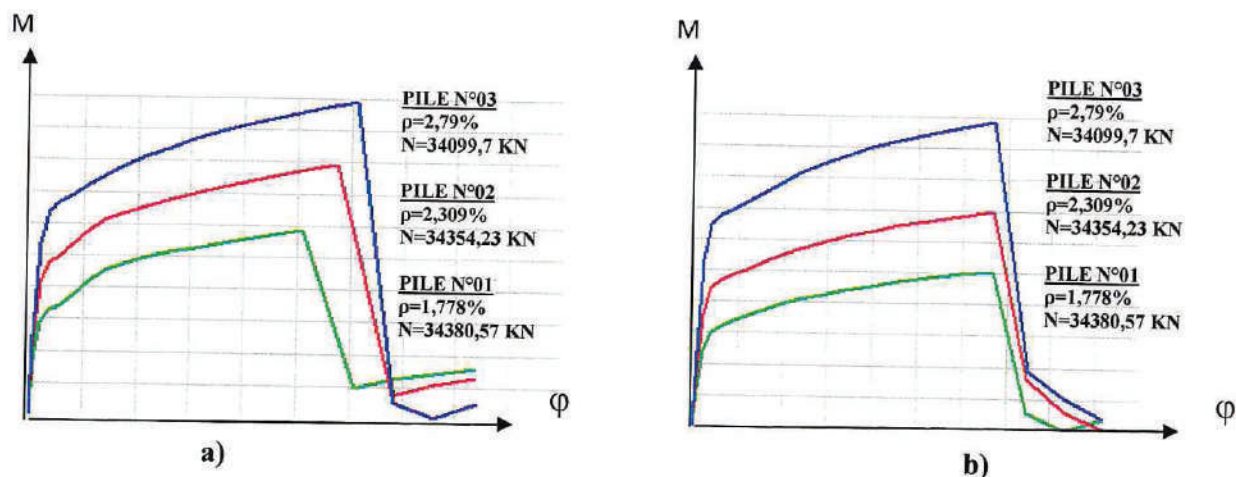


Fig.D.2 courbe Moment-courbure à l'itération  $q_0$

a) Sens longitudinal b) Sens transversal

### D.2.2 Réduction des efforts élastiques par $q_1$

Les efforts élastiques obtenus sont réduits, dans une deuxième étape, par le coefficient de comportement  $q_1$  mentionnés sur le tableau.4.5.

Désignation		Sollicitations élastiques réduites de $q_1$		
		PILE N°1	PILE N°2	PILE N°3
Cas N°01	$M_{max}$ (KNm)	-9151,963	-16522,235	-29075,987
	$T_{max}$ (KN)	-1279,819	-1388,130	-1548,357
	$N_{max}$ (KNm)	-22825,442	-28243,197	-30191,542
Cas N°02	$M_{max}$ (KNm)	19701,557	38132,335	-60814,404
	$T_{max}$ (KN)	1744,769	2311,525	2619,805
	$N_{max}$ (KNm)	-22679,620	-27731,824	-31097,710
Cas N°03	$M_{max}$ (KNm)	-3352,256	4991,246	-8725,125
	$T_{max}$ (KN)	-466,147	-419,123	-464,620
	$N_{max}$ (KNm)	-24047,880	-29877,613	-31905,385
Cas N°04	$M_{max}$ (KNm)	-5910,467	-11439,700	-18244,319
	$T_{max}$ (KN)	-523,430	-693,457	-785,942
	$N_{max}$ (KNm)	-25163,969	-30822,833	-32862,630

Tableau.D.4 Sollicitations élastiques réduites de  $q_1$

Les sections obtenues pour les sollicitations élastiques (réduites de  $q=q_1$ ) sont comme suit :

Désignation	As (cm <sup>2</sup> )		
	PILE N°1	PILE N°2	PILE N°3
Cas N°01 (sens y)	<u>As(inf)= 381,03</u>	<u>As(inf)= 491,46</u>	<u>As(inf)= 569,25</u>
	As(sup)= 310,64	As(sup)= 364,39	As(sup)= 345,63
Cas N°02 (sens x)	<u>As(inf)= 483,12</u>	<u>As(inf)= 690,16</u>	<u>As(inf)= 901,75</u>
	As(sup)= 204,14	As(sup)= 150,2	As(sup)= 40,61
Cas N°03 (sens y)	As(inf)= 377,25	As(inf)= 471,88	As(inf)= 516,96
	As(sup)= 351,47	As(sup)= 433,5	As(sup)= 449,86
Cas N°04 (sens x)	As(inf)= 423,12	As(inf)= 548,01	As(inf)= 627,09
	As(sup)= 339,43	As(sup)= 386,02	As(sup)= 368,75

Tableau.D.5 Détermination des sections d'armatures

Les sections d'armatures retenues sont comme suit :

	As retenue (cm <sup>2</sup> )			As totale retenue (cm <sup>2</sup> )		
	PILE N°1	PILE N°2	PILE N°3	PILE N°1	PILE N°2	PILE N°3
Dans le sens x	<u>2X381,03</u>	<u>2X 491,46</u>	<u>2X 569,25</u>	1728,3	2364,2	2942,0
Dans le sens y	<u>2X 483,12</u>	<u>2X 690,16</u>	<u>2X 901,75</u>	Soit 352φ25 (ρ=1,421%)	Soit 482φ25 (ρ =1,942%)	Soit 600φ25 (ρ =2,419%)

Tableau.D.6 Choix des barres d'armatures

### Etablissement des courbes moment-courbure

Les courbes moment-courbures obtenues (à l'aide de SAP2000) sont come suit :

Désignation	sens longitudinal			sens transversal		
	PILE N°1	PILE N°2	PILE N°3	PILE N°1	PILE N°2	PILE N°3
φy(1/m)	7.207E-04	8.694E-04	9.239E-04	3.891E-04	5.096E-04	5.447E-04
φu(1/m)	1.313E-03	1.449E-03	1.490E-03	7.214E-04	8.629E-04	8.999E-04
My(KNm)	46 326	87 719	119 335	66 818	131 155	173 626
Mu(KNm)	57 114	105 918	139 072	85 410	163 931	209 842
μc	1.822	1.667	1.613	1.854	1.693	1.652

Tableau.D.7 Coordonnées du point de début de plastification et du point ultime

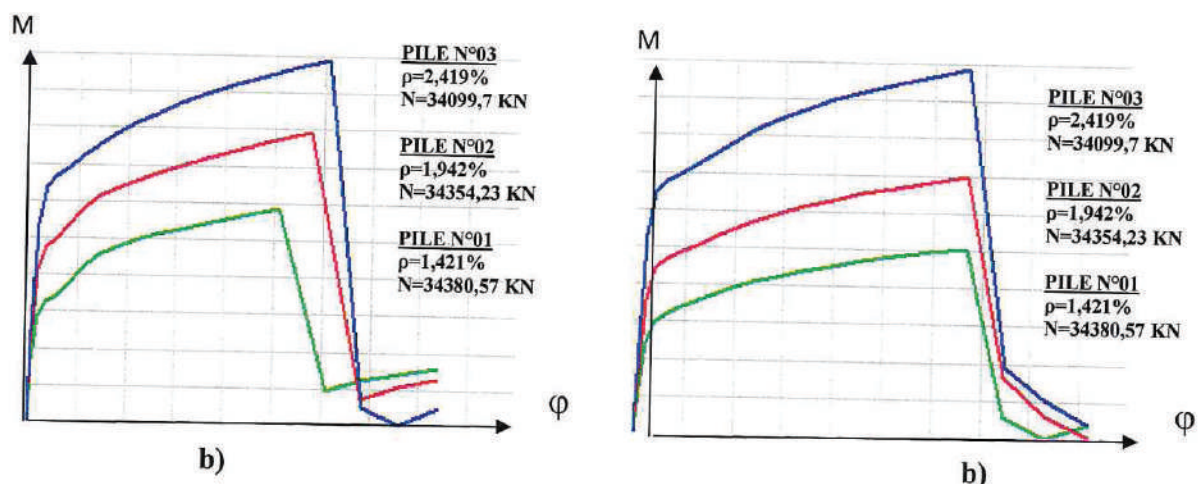


Fig.D.3 courbe Moment-courbure à l'itération q1  
a) Sens longitudinal b) Sens transversal

### D.2.3 Réduction des efforts élastiques par $q_2$

Les efforts élastiques obtenus sont réduits, dans une troisième étape, par le coefficient de comportement  $q_2$  mentionnés sur le tableau 4.7.

Désignation		Sollicitations élastiques réduites de $q_2$		
		PILE N°1	PILE N°2	PILE N°3
Cas N°01	$M_{\max}$ (KNm)	-9185,615	-15992,159	-28246,000
	$T_{\max}$ (KN)	-1284,525	-1343,595	-1504,159
	$N_{\max}$ (KNm)	-22909,372	-27337,082	-29329,710
Cas N°02	$M_{\max}$ (KNm)	19591,296	37033,366	-59483,730
	$T_{\max}$ (KN)	1735,004	2244,907	2562,482
	$N_{\max}$ (KNm)	-22552,692	-26932,596	-30417,260
Cas N°03	$M_{\max}$ (KNm)	-3364,583	4831,114	-8476,063
	$T_{\max}$ (KN)	-467,861	-405,677	-451,357
	$N_{\max}$ (KNm)	-24136,305	-28919,063	-30994,630
Cas N°04	$M_{\max}$ (KNm)	-5877,389	-11110,009	-17845,121
	$T_{\max}$ (KN)	-520,501	-673,472	-768,744
	$N_{\max}$ (KNm)	-25023,137	-29934,523	-32143,570

Tableau.D.8 Sollicitations élastiques réduites de  $q_2$

Les sections obtenues pour les sollicitations élastiques (réduites de  $q=q_2$ ) sont comme suit :

Désignation	As (cm <sup>2</sup> )		
	PILE N°1	PILE N°2	PILE N°3
Cas N°01 (sens y)	<u>As(inf)= 382,43</u>	<u>As(inf)= 475,7</u>	<u>As(inf)= 553,01</u>
	As(sup)= 311,78	As(sup)= 352,7	As(sup)= 335,77
Cas N°02 (sens x)	<u>As(inf)= 480,42</u>	<u>As(inf)= 670,27</u>	<u>As(inf)= 882,02</u>
	As(sup)= 203	As(sup)= 145,87	As(sup)= 39,72
Cas N°03 (sens y)	As(inf)= 378,64	As(inf)= 456,74	As(inf)= 502,21
	As(sup)= 352,77	As(sup)= 419,59	As(sup)= 437,02
Cas N°04 (sens x)	As(inf)= 420,75	As(inf)= 532,21	As(inf)= 613,37
	As(sup)= 337,52	As(sup)= 374,89	As(sup)= 360,68

Tableau.D.9 Détermination des sections d'armatures

Les sections d'armatures retenues sont comme suit :

	As retenue (cm <sup>2</sup> )			As totale retenue (cm <sup>2</sup> )		
	PILE N°1	PILE N°2	PILE N°3	PILE N°1	PILE N°2	PILE N°3
Dans le sens x	<u>2X382,43</u>	<u>2X 475,7</u>	<u>2X 553,01</u>	1725,7	2291,94	2870,06
Dans le sens y	<u>2X 480,42</u>	<u>2X 670,27</u>	<u>2X 882,02</u>	Soit 352φ25 (ρ=1,419%)	Soit 468φ25 (ρ=1,885%)	Soit 586φ25 (ρ=2,360%)

Tableau.D.10 Choix des barres d'armatures

### Etablissement des courbes moment-courbure

Les courbes moment-courbures obtenues (à l'aide de SAP2000) sont come suit :

Désignation	sens longitudinal			sens transversal		
	PILE N°1	PILE N°2	PILE N°3	PILE N°1	PILE N°2	PILE N°3
φy(1/m)	7,207E-04	8,185E-04	9,157E-04	3,891E-04	4,751E-04	5,427E-04
φu(1/m)	1,313E-03	1,401E-03	1,481E-03	7,214E-04	8,229E-04	8,990E-04
My(KNm)	46 326	70 928	117 600	66 818	109 520	169 364
Mu(KNm)	57 114	87 696	137 367	85 410	139 755	205 427
μc	1,8218	1,7117	1,6173	1,8540	1,7321	1,6565

Tableau.D.11 Coordonnées du point de début de plastification et du point ultime

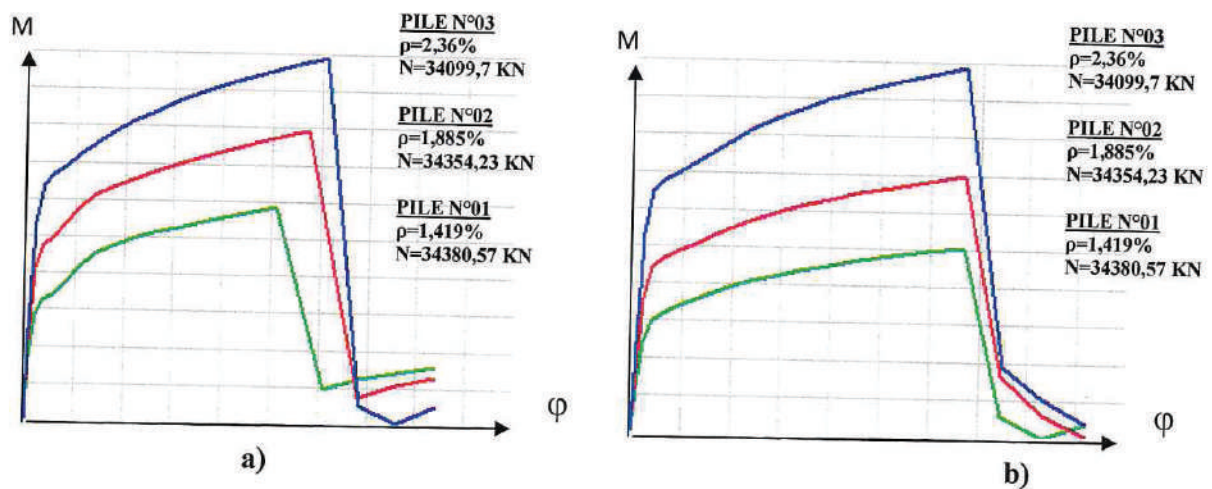


Fig.D.4 courbe Moment-courbure à l'itération q2

a) Sens longitudinal b) Sens transversal

### D.2.4 Réduction des efforts élastiques par q3

Les efforts élastiques obtenus sont réduits, dans une troisième étape, par le coefficient de comportement q3 mentionnés sur le tableau 4.9.

Désignation		Sollicitations élastiques réduites de q3		
		PILE N°1	PILE N°2	PILE N°3
Cas N°01	M <sub>max</sub> (KNm)	-9185,616	-15663,820	-28145,860
	T <sub>max</sub> (KN)	-1284,5250	-1316,010	-1498,827
	N <sub>max</sub> (KNm)	-22909,3720	-26775,820	-29225,730
Cas N°02	M <sub>max</sub> (KNm)	19591,297	36167,737	-59346,240
	T <sub>max</sub> (KN)	1735,004	2192,434	2556,559
	N <sub>max</sub> (KNm)	-22552,692	-26303,070	-30346,960
Cas N°03	M <sub>max</sub> (KNm)	-3364,583	4731,925	-8446,014
	T <sub>max</sub> (KN)	-467,861	-397,348	-449,757
	N <sub>max</sub> (KNm)	-24136,306	-28325,320	-30884,750
Cas N°04	M <sub>max</sub> (KNm)	-5877,389	-10850,320	-17803,870
	T <sub>max</sub> (KN)	-520,501	-657,731	-766,968
	N <sub>max</sub> (KNm)	-25023,137	-29234,820	-32069,270

**Tableau.D.12 Sollicitations élastiques réduites de q3**

Les sections obtenues pour les sollicitations élastiques (réduites de q=q3) sont comme suit :

Désignation	As (cm2)		
	PILE N°1	PILE N°2	PILE N°3
Cas N°01 (sens y)	<u>As(inf)= 382,43</u>	<u>As(inf)= 465,93</u>	<u>As(inf)= 551,05</u>
	As(sup)= 311,78	As(sup)= 345,46	As(sup)= 334,58
Cas N°02 (sens x)	<u>As(inf)= 480,42</u>	<u>As(inf)= 537,62</u>	<u>As(inf)= 879,98</u>
	As(sup)= 203	As(sup)= 259,45	As(sup)= 39,62
Cas N°03 (sens y)	As(inf)= 378,64	As(inf)= 447,36	As(inf)= 500,43
	As(sup)= 352,77	As(sup)= 410,97	As(sup)= 435,47
Cas N°04 (sens x)	As(inf)= 420,75	As(inf)= 484,68	As(inf)= 554,36
	As(sup)= 337,52	As(sup)= 401,23	As(sup)= 417,44

**Tableau D.13 Détermination des sections d'armatures**

Les sections d'armatures retenues sont comme suit :

	As retenue (cm <sup>2</sup> )			As totale retenue (cm <sup>2</sup> )		
	PILE N°1	PILE N°2	PILE N°3	PILE N°1	PILE N°2	PILE N°3
Dans le sens x	<u>2X382,43</u>	<u>2X 465,93</u>	<u>2X 551,05</u>	1725,7	2007,1	2862,06
Dans le sens y	<u>2X 480,42</u>	<u>2X 537,62</u>	<u>2X 879,98</u>	Soit 352φ25 (ρ=1,419%)	Soit 410φ25 (ρ=1,65%)	Soit 584φ2 (ρ=2,354%)

Tableau.D.14 Choix des barres d'armatures

### Etablissement des courbes moment-courbure

Les courbes moment-courbures obtenues (à l'aide de SAP2000) sont come suit :

Désignation	sens longitudinal			sens transversal		
	PILE N°1	PILE N°2	PILE N°3	PILE N°1	PILE N°2	PILE N°3
φy(1/m)	7,207E-04	8,069E-04	9,136E-04	3,891E-04	4,704E-04	5,403E-04
φu(1/m)	1,313E-03	1,388E-03	1,479E-03	7,214E-04	8,202E-04	8,956E-04
My(KNm)	46 326	67 396	115 548	66 819	103 518	167 162
Mu(KNm)	57 114	83 587	135 260	85 411	132 820	203 305
μc	1,8218	1,7202	1,6189	1,8540	1,7436	1,6576

Tableau.D.15 Coordonnées du point de début de plastification et du point ultime

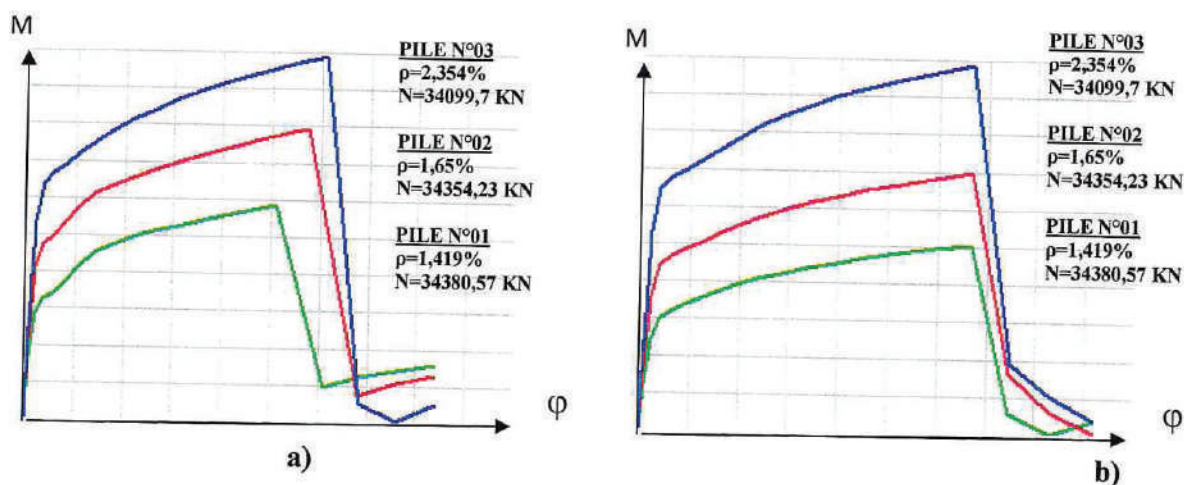


Fig.D.5 : Courbe Moment-courbure à l'itération q3

a) Sens longitudinal b) Sens transversal

### D.3 Calcul des rigidités des appuis pour la répartition de la force sismique

Les rigidités des piles (de la chaussée droite) calculés à partir de l'équation (4.7) sont comme suit :

	Ec (Mpa)	IY (m4)	IX (m4)	Ir (m4)	H (m)	KY PILE (MN/m)	KX PILE (MN/m)	Kr PILE (MNm)
SECTION CREUSE	33000	109,1	31,9	72,1	3	400033,33	116966,67	264366,67
SECTION PLEINE	33000	187,7	56,8	149	2	2322787,50	702900,00	1843875,00
SOMME						341260,95	100279,56	231215,94
SECTION CREUSE	33000	109,1	31,9	72,1	8,5	17587,46	5142,44	11622,88
SECTION PLEINE	33000	187,7	56,8	149	2	2322787,50	702900,00	1843875,00
SOMME						17455,30	5105,09	11550,07
SECTION CREUSE	33000	109,1	31,9	72,1	16,5	2404,41	703,03	1588,98
SECTION PLEINE	33000	187,7	56,8	149	2	2322787,50	702900,00	1843875,00
SOMME						2401,92	702,33	1587,61
SECTION CREUSE	33000	109,1	31,9	72,1	12,5	5530,06	1616,95	3654,60
SECTION PLEINE	33000	187,7	56,8	149	2	2322787,50	702900,00	1843875,00
SOMME						5516,93	1613,24	3647,38
SECTION CREUSE	33000	109,1	31,9	72,1				
SECTION PLEINE	33000	187,7	56,8	149	3,5	433406,41	131153,35	344046,65
SOMME						433406,41	131153,35	344046,65

Tableau.D.16 Calcul des rigidités des piles.