

UNIVERSITE SAAD DAHLEB DE BLIDA

Faculté des Sciences de l'Ingénieur

Département de Génie Civil

MEMOIRE DE MAGISTER

Spécialité : Construction

IMPLICATION DU PROJET RPOA SUR LA CONCEPTION SISMIQUE DES PONTS EN ALGERIE

Par

AIT BELKACEM Mounir

Devant le jury composé de :

S.KENAI	Professeur, U. de Blida	Président
M.BENSAIBI	Maitre de conférence, U. de Blida	Examineur
M.BOUHICHA	Professeur, U. de Laghouat	Examineur
M.ABDESSEMED	M.A, Ministère des Travaux publics	Invité
N. BOURAHLA	Professeur, U. de Blida	Rapporteur

Blida 2010

Dédicace

*Je dédie ce travail à mes chers parents, à mes frères Samir et Adel
et à tous mes oncles, mes tantes, mes cousins, et à tous ceux qui m'aiment.*

Ainsi qu'à la mémoire de ma chère et tendre grand mère.

Mounir

Remerciements

Je remercie vivement mon promoteur le p^r.N.BOURAHLA pour m'avoir guidé, aidé et soutenu durant l'élaboration de ce travail. Qu'il trouve ici l'expression de ma reconnaissance et de mon profond respect.

Mes vifs remerciements sont adressés à messieurs T.SALIM et B.TAHAR pour leur aide précieuse.

Mes remerciements sont adressés à Monsieur le président et les honorables membres du jury qui ont accepté d'évaluer mon travail.

J'exprime ma gratitude à tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à l'élaboration de ce travail.

المخلص

إن المنشآت الفنية ، مثل الجسور ، الأنفاق و السدود تكتسي أهمية بالغة لأي بلد، لذا يجب أن تكون مصممة كبنائيات مضادة للزلازل. لقد بينت التقارير التي أقيمت من طرف المهندسين الخبراء بعد حدوث الزلازل العنيفة، أن هذه المنشآت قد تعرضت لأضرار متفاوتة الخطورة ، وهذا ما أدى بعدة بلدان لإحداث قوانين و مراجع مضادة للزلازل خاصة بهذه البنايات.

في الجزائر، اخذ قطاع الأشغال العمومية على عاتقه إنشاء مرجع للتصميم و الحساب الزلزالي لهذه المنشآت، استخدمت في هذا المرجع قوانين جديدة للحساب خلفا للطريقة المعهودة للتقييم الستاتيكي للقوى الزلزالية بنسبة مئوية من ثقل المنشآت. الهدف من هذا البحث العلمي هو التعريف بالمرجع و تقييمه عبر دراسات نموذجية لنوعين من الجسور، و تم ذلك باستعمال الطريقتين الستاتيكية و الديناميكية ، كما هو مبين في المرجع المذكور أنفا RPOA2008 .

لهذا الغرض قمنا باستعمال طريقة التحليل اللاخطي الستاتيكية و الديناميكية لدراسة تصرف الجسور في المجال اللامروني. و تم استقراء مدى التغيرات الناجمة عن استعمال المرجع، عن طريق مقارنة النتائج المحصل عليها بالطريقتين المستعملتين.

RESUME

Les infrastructures telles que les ponts, les tunnels, et les barrages sont d'une importance capitale pour un pays et doivent être conçues pour résister au séisme.

Les investigations post-sismiques montrent que ces structures peuvent subir de graves dommages lors d'un séisme majeur. Par conséquent, de nombreux pays situés dans des régions à forte activité sismique ont développé leur propre code sismique pour ce type de structures.

En Algérie, un nouveau code parasismique RPOA 2008 :« Règles Parasismiques Applicables au domaine des ouvrages d'art » a été récemment élaboré sous l'égide du ministère des travaux publics. Ce code introduit de nouvelles règles de calcul se substituant à la méthode conventionnelle basée sur un calcul statique des forces sismiques prises égales à un pourcentage du poids total de la structure.

Le but de ce travail est de présenter le code et de l'évaluer par une étude sismique de deux types de ponts en utilisant la méthode statique et dynamique tel que spécifié par le RPOA 2008. Une analyse non linéaire quasi-statique et dynamique a été effectuée afin d'étudier le comportement post-élastique du pont.

Les implications de l'utilisation du nouveau code ont été tirées en comparant les résultats des deux méthodes.

Summary

Infrastructures such as bridges, tunnels, dams etc, are of paramount importance for the country and need to be well designed to resist earthquake ground motion. Post-seismic reports show that these structures may endure severe damage during strong seismic events. Therefore, many countries in the world which are in seismic prone regions developed their own seismic codes for these types of structures. Yet, earthquake hazard mitigation has noticeably improved because of the application of the seismic codes. In Algeria, a new seismic code called 'RPOA 2008: Regles Parasismiques Applicables au domaine des ouvrages d'art' has been recently issued by the ministry of public works to replace the conventional method based on static seismic force equal to percentage of the weight of the structure. The aim of this work is first to present the code and to evaluate it through a seismic study of two kind of typical bridges using simple static and dynamic methods as specified by the RPOA2008. A nonlinear static and dynamic analyses were carried out to investigate the post-elastic behavior of the bridge. Implications of the use of the new seismic code were also addressed by comparing the results of the two methods.

SOMMAIRE

INTRODUCTION GENERALE	1
1. EFFETS DES SÉISMES SUR LES PONTS ET EVOLUTION DES CODES PARASISMIQUES	4
1.1.Introduction	5
1.2.Catégories de dommages subis par les ponts	5
1.2.1.La perte d'assise	6
1.2.2.La fragilité	9
1.2.3.La liquéfaction et tassement des sols	12
1.3. Les codes parasismiques des ouvrages d'arts	14
1.4. Philosophie de conception et critères de performances sismiques	15
1.4.1.Conception conventionnelle	15
1.4.2.Conception avec des technologies parasismiques	16
1.5.Conclusion	18
2. PRESENTATION DU REGLEMENT PARASISMIQUE DES OUVRAGES D'ART ALGERIEN (RPOA 2008)	19
2.1.Introduction	20
2.2.La structure du code parasismique des ouvrages d'art	20
2.3.Classification des ponts	23
2.4.Critères de performance structurale	23
2.4.1.Exigence de non effondrement	23
2.4.2.Minimisation des dommages	23
2.5.Conception sismique des ponts	24
2.6.Détermination des actions sismiques	25
2.7.Méthodes d'analyses	26
2.7.1.Analyse spectrale monomodale	26
2.7.2.Analyse dynamique linéaire	26
2.7.3.Autres méthodes d'analyses	27
2.8.Coefficient de comportement pour l'analyse non linéaire	27
2.9.Procédure de dimensionnement d'un ouvrage multitravée	28
2.10. Dimensionnement en capacité	33
2.10.1. Choix de comportement	33

2.10.2. Coefficient de comportement	33
2.10.3. Ductilité globale et locale	34
2.10.4. Dimensionnement	35
2.10.5. Comportement ductile	35
2.11. Dimensionnement en capacité d'une pile	35
2.12. Conclusion	38
3. ANALYSE LINÉAIRE D'UN PONT A POUTRES	39
3.1. Introduction	40
3.2. Présentation de la structure étudiée	41
3.3. Evaluation des charges et surcharges	41
3.4. Analyse de la structure	43
3.4.1. Modélisation de la structure	43
3.4.2. Analyse modale	44
3.4.3. Calcul au séisme selon RPOA	46
3.4.4. Calcul des efforts sismiques	47
3.5. Etude du fut	47
3.5.1. Les combinaisons de charges	47
3.5.2. Les efforts de dimensionnement	48
3.6. Etude paramétrique	48
3.7. Conclusion	49
4. ANALYSE NON LINEAIRE D'UN PONT A VOUSOIR	52
4.1. Introduction	53
4.2. Présentation de la structure étudiée	53
4.3. Modélisation et analyse modale de la structure	54
4.4. Analyse par poussée progressive	56
4.4.1. But de l'analyse pushover	56
4.4.2. Niveaux de performance	57
4.4.3. Critères de performance	58
4.4.4. Analyse et interprétation des résultats	59
4.5. Analyse dynamique non linéaire	63
4.5.1. Modèle d'hystérésis	63
4.5.2. Détermination du chargement sismique	65
4.5.3. Analyse et interprétation des résultats	66
4.5.4. Etude incrémentale	70
4.6. Conclusion	73
CONCLUSION GENERALE	74
REFERENCES	76

LISTE DES ILLUSTRATIONS GRAPHIQUES

Figure 1.1 : Déplacements transversaux des tabliers et destruction des butées lors des séismes de Boumerdès 2003 et El Asnam 1980	6
Figure 1.2 : Effondrement des tabliers lors des séismes de Northridge 1994 et San Fernando 1971	8
Figure 1.3 : Déplacements et effondrements des tabliers lors des séismes de Niigata 1964 et Kobé 1995	9
Figure 1.4 : Endommagement des piles lors des séismes de Northridge 1994 et Loma Prieta 1989	10
Figure 1.5 : Endommagement des piles lors du séisme de Kobé 1995	12
Figure 1.6: La liquéfaction et tassement des sols lors des séismes de Niigata 1964 ,Loma Prieta 1989 et Northridge 1994	13
Figure 1.7 : Schéma d'un isolateur à base d'appui en élastomère avec noyau de plomb	16
Figure 1.8 : Schémas d'isolateurs à base de glissement	17
Figure 2.1 : Diagramme représentant la structure du code sismique (RPOA)	22
Figure 2.2 : Procédure de dimensionnement d'un ouvrage multitravée	29
Figure 2.3 : Diagramme des combinaisons sismiques	30
Figure 2.4 : Diagramme de la combinaison ELU-ACCIDENTEL	30
Figure 2.5 : Diagramme des déplacements différentiels	31
Figure 2.6 : Diagramme de combinaison – Effets inertiels-	32
Figure 2.7 : Diagramme des tassements	32
Figure 2.8 : Définition de la ductilité	34
Figure 2.9 : Zone critique	36
Figure 2.10 : Moments de dimensionnement en capacité	37
Figure 3.1 : Coupe longitudinale du pont	41
Figure 3.2 : Vue 3D du pont à poutre	44
Figure 3.3 : Modes de vibration du pont à poutre	45
Figure 3.4 : Variation de V/W en fonction du site selon la zone de sismicité	49
Figure 3.5 : rapports des valeurs spectrales (S_4/S_3 , S_4/S_2 , et S_4/S_1)	50

Figure 4.1 : Vue en 3D du pont à voussoir	54
Figure 4.2 : Modes de vibration du pont à voussoir	55
Figure 4.3 : Signification physique de la courbe de capacité	56
Figure 4.4 : Niveaux d'endommagement décrits par une courbe de capacité selon l'ATC 40	57
Figure 4.5 : Courbes push-over effort tranchant à la base-déplacement au sommet	60
Figure 4.6 : Courbes de fragilité	61
Figure 4.7 : Formation des rotules plastiques	62
Figure 4.8 : Courbes d'hystérésis d'une structure fragile	64
Figure 4.9 : Courbes d'hystérésis d'une structure ductile	64
Figure 4.10 : Modèle Link multilinéaire plastique avec pivot	65
Figure 4.11 : Accélérogramme du séisme du 21 Mai 2003 station Dar El Beida	66
Figure 4.12 : Position des nœuds plastiques	66
Figure 4.13 : Courbe (M-Ø) d'une pile de pont avec PGA=0.54g (selon x-x)	67
Figure 4.14 : Courbe (M-Ø) d'une pile de pont avec PGA=0.54g (selon y-y)	67
Figure 4.15 : Courbes des Déformations en Fonction du Temps du Nœud Plastique 5	68
Figure 4.16 : Courbes des Energies	69
Figure 4.17 : Courbe IDA selon la direction transversale du pont	70
Figure 4.18 : Courbe IDA selon la direction longitudinale du pont	71
Figure4.19 : Comparaison des résultats de l'analyse dynamique non linéaire et ceux de l'analyse statique non linéaire –Direction transversale du pont-	72
Figure4.20 : Comparaison des résultats de l'analyse dynamique non linéaire et ceux de l'analyse statique non linéaire –Direction longitudinale du pont-	72

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 2.1 : classification des ponts	23
Tableau 3.1 : Facteurs de participation modale du pont à poutre	45
Tableau 3.2 : Périodes et coefficients du site en fonction du type de sol	46
Tableau 3.3 : Coefficient d'accélération de zone (A)	46
Tableau 3.4 : Les efforts sismiques	47
Tableau 3.5 : Les coefficients de majorations	47
Tableau 3.6 : Les combinaisons de charges	48
Tableau 3.7 : Les efforts engendrés dans les piles sous les différentes combinaisons	48
Tableau 3.8 : Valeurs de V/W en fonction du site	49
Tableau 4.1 : Facteurs de participation modale du pont à voussoir	53

LISTE DES SYMBOLES ET DES ABREVIATIONS

RPOA : Règles Parasismiques Applicables au domaine des ouvrages d'art

ESA : Elastic static analysis

EDA : Elastic dynamic analysis

ISA : Inelastic static analysis

IDA : Inelastic dynamic analysis

TCS : Transmetteur de choc sismique

A : Coefficient d'accélération de zone

ξ : Taux d'amortissement critique

ELA : Etat limite ultime

ELS : Etat limite de service

η : Facteur de correction d'amortissement

q : Coefficient de comportement

U_{tot} : Déformation totale

U_y : Déformation à l'initiation de la plastification

Sad(T) : Spectre de dimensionnement

Sae(T) : Spectre élastique

L_c : Longueur critique

h : Hauteur de la section

L : Longueur de l'élément

γ_0 : Coefficient de surcapacité

RP : Rotule plastique

N : Effort normal

M_{Rd} : Moment résistant de calcul

CP : Charges permanentes

CCP : Charges permanentes complémentaires

δ : Coefficient de majoration dynamique

3D : Trois dimensions

E-W : Est-West

IO : Immediate Occupancy

LS : Life Safety

CP : Collapse Prevention

INTRODUCTION GENERALE

L'expérience des séismes anciens ou récents met en évidence les principales causes des effondrements et des désordres subis par les ponts, qui se traduisent par des déplacements relatifs des tabliers et des appuis, et par les ruptures fragiles de certains éléments dues au manque de ductilité ou de confinement du béton.

Ceci met en exergue la nécessité de la prise en compte du risque sismique dans l'élaboration des projets d'ouvrages d'art.

Par ailleurs, la majorité des pays développés qui sont situés dans des zones sismiquement actives sont dotés de leurs propres codes sismiques spécifiques aux ouvrages d'art.

A ce jour, le calcul au séisme des ouvrages d'art en Algérie est régi par une méthode forfaitaire simplifiée. Récemment un projet de règles parasismique des ouvrages d'art RPOA a été élaboré en vue d'être appliqué en Algérie.

A l'instar des autres codes, le projet de règlement parasismique des ouvrages d'art algérien offre aux concepteurs deux possibilités majeures de conception pour les appuis :

- Concevoir des appuis dont le comportement sera élastique,
- Concevoir des appuis dont le comportement sera inélastique.

Pour la détermination des sollicitations, on commence par effectuer un calcul élastique quelque soit la méthode de dimensionnement utilisée par la suite.

Dans le cas d'un calcul élastique, les efforts ainsi obtenus sont directement utilisés pour dimensionner les sections.

Pour certains systèmes d'appui et sous réserve d'adopter des dispositions constructives particulières, il est possible de procéder à un calcul inélastique qui réduit forfaitairement les efforts.

Pour conduire un calcul inélastique, on admet la formation des rotules plastiques par plastification des aciers longitudinaux pour des efforts inférieurs à ceux qu'une structure parfaitement élastique aurait subis.

On applique alors la démarche du calcul élastique avec un spectre différent appelé spectre de dimensionnement, puis on divise les efforts obtenus par un coefficient dit de comportement, qui permet de tenir compte des capacités de ductilité de la structure.

Il faut toutefois bien vérifier que sous les sollicitations réduites obtenues, il ya effectivement formation de rotules plastiques et qu'en dehors des rotules plastiques, la structure reste bien élastique.

On doit s'assurer que sous les sollicitations ainsi déterminées, les parties fragiles de la structure sont bien protégées par la formation des rotules plastiques ductiles.

En somme, on dicte à la structure les seuls endroits où elle peut dissiper de l'énergie par endommagement et plastification des aciers.

L'objectif de ce mémoire est d'abord de présenter le projet de code et de le situer par rapport au développement récent des autres codes qui existent dans certains pays. Une évaluation qualitative à travers des simulations de calcul de deux types de ponts les plus répandus est effectuée dans le but de présenter la méthode de calcul et d'estimer l'implication de l'application du projet de code sur le dimensionnement des ponts.

Ainsi, notre mémoire est structuré en deux parties principales :

La première partie présente une synthèse sur les types de dommages subis par les ponts, en se basant sur les remarques et constatations faites lors des investigations post sismique, traite de l'évolution des codes parasismiques, et met en évidence le projet de règlement parasismique des ouvrages d'art algérien.

La deuxième partie est consacrée à l'étude de deux types de pont en utilisant deux analyses distinctes, à savoir une analyse linéaire pour un pont à poutre et une analyse non linéaire pour un pont à voussoir.

C'est pourquoi, notre travail est organisé comme suit :

- **Chapitre 1 :** Comporte deux investigations post sismique, celle du séisme du 21 Mai 2003 en Algérie, et celle du séisme de 1994 qui a frappé la région de Northridge au Etats Unis. Les dommages subis par les ponts sont cités et leurs causes probables identifiées.
- **Chapitre 2 :** Comporte une présentation détaillée de la structure du projet de règlement parasismique des ouvrages d'art algérien, et explique la procédure à suivre pour le dimensionnement d'un ouvrage multitravée.

- **Chapitre 3 :** Comporte une analyse linéaire d'un pont à poutre, le calcul sismique est réalisé par les deux méthodes forfaitaire et dynamique conformément au projet RPOA. Les résultats des deux méthodes sont comparés afin de mesurer l'impact de l'utilisation du RPOA sur la conception de ce type de pont.
- **Chapitre 4 :** Deux analyses sont élaborées sur un pont à voussoir, à savoir une analyse dynamique non linéaire ainsi qu'une analyse pushover tel que préconisée par le règlement RPOA. Ces deux méthodes nous permettront de suivre le développement des mécanismes de ruine et des efforts dans les éléments structuraux, et font office de justificatif pour l'utilisation de la méthode du dimensionnement en capacité.

Enfin, notre travail s'achève par une conclusion générale comportant un résumé de l'ensemble de cet exposé, ainsi que les recommandations qui peuvent constituer une suite à ce travail, ou des perspectives à de futures recherches.

CHAPITRE 1

EFFETS DES SÉISMES SUR LES PONTS ET EVOLUTION DES CODES PARASISMIQUES

CHAPITRE 1

EFFETS DES SÉISMES SUR LES PONTS

ET EVOLUTION DES CODES PARASISMIQUES

1.1. Introduction

Le séisme est l'un des phénomènes naturels des plus dévastateurs et destructeurs causant d'énormes dégâts humains et matériels.

Les tremblements de terre tels que celui de Loma Prieta (San Francisco, 1989), Northridge (Californie, 1994), et Kobé (Japon, 1997) ont touché aussi bien les structures d'habitation, que les ouvrages d'art tels que les ponts, dont certains sont considérés comme ouvrages stratégiques qui doivent en principe rester fonctionnels en cas de séisme.

Les différentes campagnes d'investigations post-sismiques réalisées sur les ponts, ont permis de constater que ceux construits dans des zones à forte sismicité continuent d'être vulnérables aux séismes et ce malgré les ajustements considérables apportés dans les normes de conception, ayant permis de corriger les lacunes majeures des éditions précédentes [1].

1.2. Catégories de dommages subis par les ponts

Les enseignements tirés des séismes précédents ont aidé les concepteurs à identifier et classer les différents types de dommages subis par les ponts en trois grandes catégories suivantes :

- La perte d'assise
- La fragilité
- Liquéfaction et tassement des sols

1.2.1. La perte d'assise

Sous une importante sollicitation sismique causant la rupture des appareils d'appui, les butées de sécurité et de blocage entrent en jeu afin d'éviter les déplacements entre le tablier et ses appuis. Pourtant, il arrive que ces déplacements soient tellement importants qu'ils conduisent à la destruction des butées entraînant ainsi l'effondrement du tablier.

On peut citer comme exemples les différents cas suivants :

- **En Algérie**

Ces illustrations désignent les dommages subis par les ponts lors des séismes, celui d'El Asnam en 1980 et celui de Boumerdes 2003. Ils sont réalisés en béton armé ou mixte (constitué de poutres métalliques) comme c'est le cas du pont El Harrach.



Pont Sur L'Oued Sebaou [12], Séisme de Boumerdes –Algérie 2003



Pont El Harrach [12], Séisme de Boumerdes –Algérie 2003



Pont Sur L'Oued Isser [12], Séisme de Boumerdes –Algérie 2003

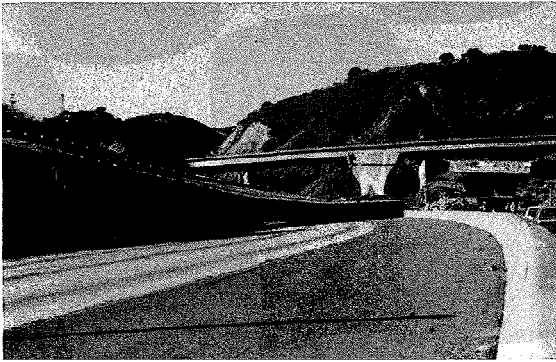


Séisme El Asnam –Algérie 1980 [26]

Figure 1.1 : Déplacements transversaux des tabliers et destruction des butées lors des séismes de Boumerdès 2003 et El Asnam 1980

- **Au Etats Unis**

On voit ici les dommages subis par trois ponts lors des séismes de San Fernando 1971 et Northridge 1994. Ces ouvrages ont été réalisés en béton précontraint.



Pont 14 South Connector [11], Séisme de Northridge –Los Angeles 1994



Pont 14 North Connector [11], Séisme de Northridge –Los Angeles 1994



Séisme de San Fernando –Californie 1971 [26]

Figure 1.2 : Effondrement des tabliers lors des séismes de Northridge 1994 et San Fernando 1971

- **Au Japon**

Les dommages ci-dessous mis en évidence ont été constatés sur deux ponts lors des séismes. Celui de Niigata 1964 réalisé en béton précontraint et celui de Kobé 1995 conçu en charpente métallique.



Séisme de Niigata –Japon 1964 [26]



Séisme de Kobé –Japon 1995 [26]

Figure 1. 3 : Déplacements et effondrements des tabliers lors des séismes de Niigata 1964 et Kobé 1995

1.2.2. La fragilité

Lors des séismes, les piles sont les éléments structuraux qui ont subi le plus de dommages caractérisés par une série de défaillances dues à la combinaison des deux facteurs flexion-effort tranchant.

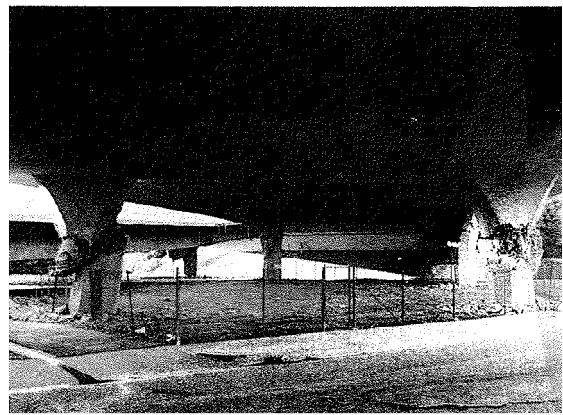
Le ferrailage transversal insuffisant des piles fait qu'un bon confinement et une ductilité appropriée ne soient pas assurés. Ceci entraîne un éclatement du béton et un flambement des armatures longitudinales.

On peut citer comme exemples les différents cas suivants :

- **Au Etats Unis**

Voici certains ponts endommagés lors des séismes de Loma Prieta 1989 et Northridge 1994.

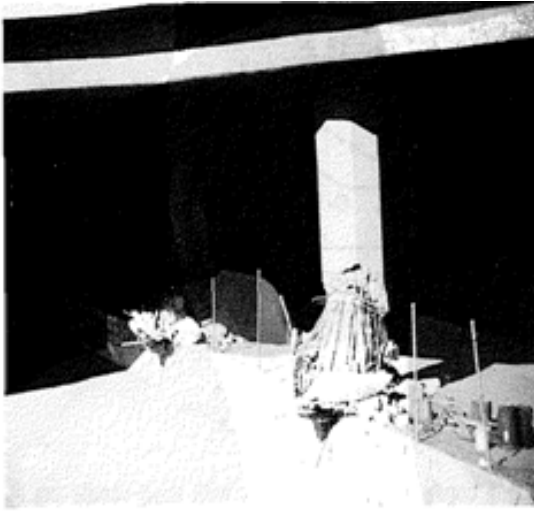
Ils ont une structure composée d'un tablier avec des poutres en post-tension supportées par des piles en béton armé.



Pont State 118/Mission Gothic [11], Séisme de Northridge –Los Angeles 1994



Pont Fairfax-Washington [11], Séisme de Northridge –Los Angeles 1994



Pont 118/Bull Creek [11], Séisme de Northridge –Los Angeles 1994



Pont Cypress [26], Séisme de Loma Prieta–San Francisco 1989

Figure 1.4 : Endommagement des piles lors des séismes de Northridge 1994 et Loma Prieta 1989

- **Au Japon**

Ces ponts endommagés lors du séisme de Kobé 1995 sont en béton précontraint avec des piles en béton armé.



Séisme de Kobé –Japon 1995 [26]



Séisme de Kobé –Japon 1995 [26]

Figure 1.5 : Endommagement des piles lors du séisme de Kobé 1995

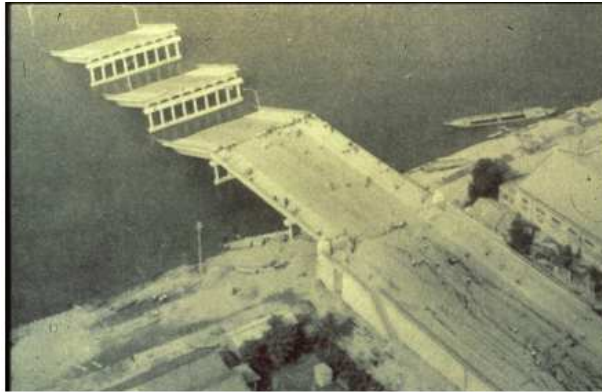
1.2.3. La liquéfaction et tassement des sols

Dans certains sols, sous l'effet de plusieurs cycles de déformations alternées d'origine sismique peut conduire à une perte de résistance au cisaillement momentanée, accompagnée de déformations de grande amplitude.

A partir des investigations post-sismiques sur des ponts construits sur des sites sujets à ce phénomène, il a été constaté qu'ils ont subi des dégâts très importants les conduisant parfois jusqu'à la ruine.

On cite comme exemples les différents cas suivants :

- Au Japon

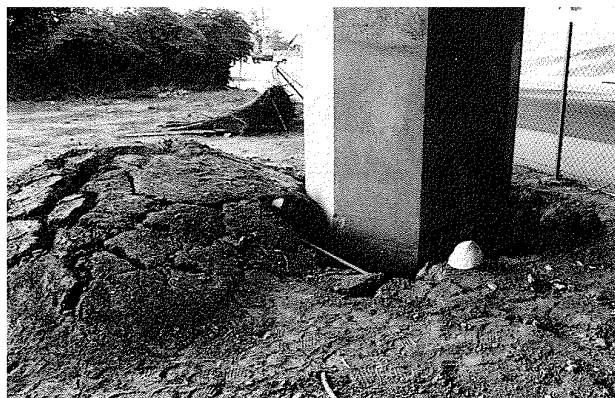


Séisme de Niigata –Japon 1964 [26]

- Au Etats Unis



Séisme de Loma Prieta–San Francisco 1989 [26]



Pont State 118/Mission Gothic [11], Séisme de Northridge –Los Angeles 1994

Figure 1.6: La liquéfaction et tassement des sols lors des séismes de Niigata 1964, Loma Prieta 1989 et Northridge 1994

1.3. Les codes parasismiques des ouvrages d'art

Le retour d'expérience lors des tremblements de terre a mis en évidence la nécessité de mieux protéger les structures de ponts à travers des règles de calcul et de détails plus complètes, plus élaborées mais aussi par le développement de spécifications et de lignes directrices de calcul permettant l'incorporation de technologies innovatrices qui émergent continuellement [1].

Cette volonté s'est reflétée clairement dans les éditions des normes de calcul des ponts des années 1990 à 2000. Et les pays qui ont eu une contribution significative dans le développement de la conception parasismique des ponts sont : Les Etats Unis et le Canada, le Japon, la Nouvelle Zélande et l'Europe.

Tous ces pays ont récemment révisés leurs codes parasismiques des ponts [2]. On recense plusieurs codes parasismiques ayant fait l'objet de révision et de nouvelles publications dont les principaux sont cités ci-dessous :

- Le code Européen (Eurocode 8 Partie 2 : Ponts) en 1995,
- Le code New Zélandais (Transit New Zeland Bridge Manual) en 1995,
- Le code Japonais (Design Specifications of Highway Bridges, Japan) en 1996,
- Au Etats Unis, par la publication de deux codes par AASHTO que sont : Standard Specifications for Highway Bridges et LRFD Bridge Design Specifications en 1998,
- Le département des transports de l'état de Californie (Caltrans) a développé son propre code parasismique, et a publié deux documents (Caltrans 1999a) et (Caltrans 1999b),
- Le code Canadien (CAN/CSA-S6-00) en 2000 et (CAN/CSA-S6-06) en 2006.

En faisant une synthèse des codes cités ci-dessus on relève que les approches utilisées et les révisions effectuées sont plus ou moins semblables et qu'on peut les présenter comme suit :

- Dans chaque code, les performances requises dépendent de l'importance des ponts classés en 2 ou 3 catégories. A cet effet un facteur de majoration des charges de conception est introduit [2].
- La classification des ponts est basée sur deux catégories : ponts importants et ponts ordinaires. Un pont est dit important s'il satisfait la condition d'être accessible aux véhicules d'urgences après un séisme majeur [10].
- On constate, un accroissement considérable des charges sismiques spécifiées : les spectres de calcul sont plus sévères avec un taux d'amortissement de 5% [2].

- La généralisation de l'utilisation de la méthode capacitaire pour le dimensionnement des ponts [5].
- L'adoption de spécifications relatives au calcul des ponts munis d'un système d'isolation sismique de la base. Ces spécifications couvrent le calcul des charges sismiques, les méthodes d'analyses, et la conception des unités d'isolation [6].
- Utilisation des différentes méthodes d'analyses telles que : L'analyse statique linéaire (ESA), l'analyse dynamique linéaire (EDA), l'analyse statique non linéaire (ISA), l'analyse dynamique non linéaire (IDA).
- Utilisation des règles de calcul plus élaborées pour une meilleure concordance avec les connaissances accumulées en génie parasismique qui tiennent compte des caractéristiques dynamiques du pont tel que les périodes de vibration des modes propres, et de la configuration géométrique de l'ouvrage.

1.4.Philosophie de conception et critères de performances sismiques

Dans la conception sismique des ponts il est important d'avoir une vision claire sur leurs performances sismiques [3]. Le concept de base de la philosophie de conception et les critères de performances sismiques sont plus ou moins similaires pour tous les codes, selon lesquels sous des séismes faibles ou modérés, les ponts doivent résister en restant toujours dans le domaine élastique sans subir de dommages significatifs, et ceux exposés à des séismes majeurs ne doivent en aucun cas s'effondrer [4].

On peut classer les stratégies de conception parasismique des ponts en deux catégories : une conception conventionnelle et une conception utilisant des technologies parasismique.

1.4.1. Conception conventionnelle

La méthode conventionnelle de conception parasismique consiste à assurer à la structure et à sa fondation une résistance suffisante pour reprendre les charges sismiques de façon sécuritaire et économique. Pour y arriver, les structures sont conçues de façon à dissiper l'énergie induite par le séisme de calcul à travers les déformations inélastiques concentrées dans des zones préalablement sélectionnées et détaillées à cet effet. Les zones de dissipation d'énergie par déformations inélastiques sont dites rotules plastiques. Elles sont typiquement situées à la base des unités de fondation au dessus du niveau du sol et sont détaillées pour avoir un comportement ductile (avoir une bonne capacité de déformation inélastique sans dégradation importante de la résistance ou de la rigidité). Parce qu'elles sont difficiles à inspecter et à réparer, les parties des fondations situées sous le niveau du sol sont calculées pour demeurer élastique [9].

De cette façon, la structure y compris les éléments de fondation accessibles est conçue à un niveau de résistance de plusieurs fois inférieur aux forces sismiques élastiques (Demande en force si la structure est assez résistante pour demeurer élastique). Ceci revient à transformer la demande en force en une demande en ductilité qui se veut plus économique à assurer. Dans tous les Codes parasismiques, la réduction des forces élastiques est représentée par le coefficient de modification de réponse R . Ce coefficient, varie en fonction du type des éléments de fondation (redondance structurale, performance passée) et est directement et explicitement relié à des exigences concernant les détails des zones critiques de ces éléments de sorte à leur assurer un niveau de ductilité consistant avec la valeur de R utilisée [1].

1.4.2. Conception avec des technologies parasismiques

Le développement des techniques de calcul sur support informatique beaucoup plus puissantes qu'auparavant, la disponibilité d'installations d'essais tel que les simulateurs sismiques (tables vibrantes) ont favorisé l'émergence de ces technologies innovatrices dont les premières applications aux ponts rapportées en Amérique du Nord remontent seulement à la fin des années 80 et pour lesquelles des normes de calcul leur sont désormais mises en place.

Par ailleurs, la fin de la guerre froide vers le début des années 1990, a rendu possible le transfert de la technologie d'amortisseurs hydrauliques, initialement développé pour des besoins militaires, vers des applications en génie civil qui se voit soudainement profiter de progrès technologiques, accumulés pendant presque un demi-siècle [1].

Trois principales technologies parasismiques sont des plus utilisées sur les ponts, soit :

- 1- L'isolation sismique de la base à savoir les systèmes à base d'élastomère et à base de glissement (voir Figure 1.7 et Figure 1.8) [7].

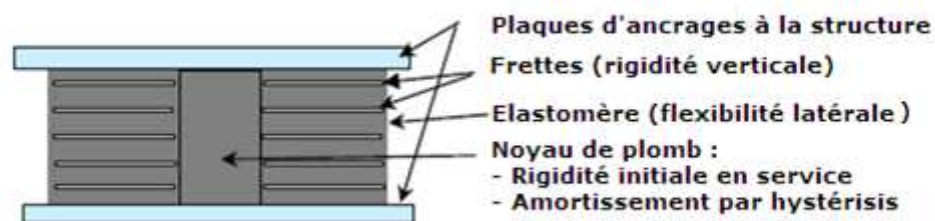


Figure 1.7 : Schéma d'un isolateur à base d'appui en élastomère avec noyau de plomb

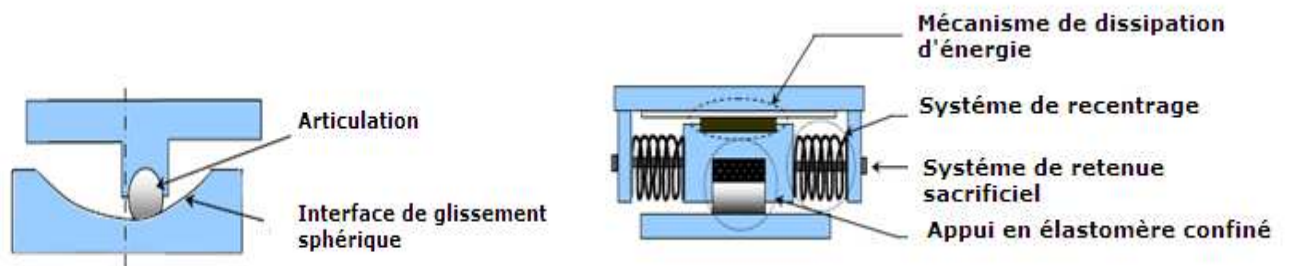


Figure 1.8 : Schémas d'isolateurs à base de glissement

- 2- L'usage d'amortisseurs sismiques: Il s'agit d'ajouter à la structure qui comprend des appuis conventionnels (avec appuis fixes) un système de mécanisme de dissipation d'énergie afin d'absorber une partie importante de l'énergie sismique induite par le séisme et ainsi réduire l'étendue et la sévérité des dommages inélastiques dans celle-ci [7]. On distingue trois familles principales d'amortisseurs à savoir les amortisseurs hydrauliques ayant un amortissement visqueux, les amortisseurs à base de friction et les amortisseurs à base de comportement hystérétique dont l'amortissement est généralement de nature élasto-plastique [8].

- 3- L'usage de transmetteurs de chocs sismiques (TCS) : Même s'ils s'apparentent à la famille des amortisseurs hydrauliques visqueux, ils présentent un comportement fondamentalement différent et doivent être considérés comme une catégorie à part. L'idée derrière l'utilisation des TCS consiste à augmenter la résistance de la structure aux forces sismiques en faisant participer les unités de fondation comportant des appuis mobiles. Pour ce faire, le TCS est installé parallèlement aux appuis mobiles du pont. Il se comporte comme un appui mobile, en opposant une faible résistance aux mouvements lents tel que ceux induits par les variations thermiques ou le fluage mais en transmettant les forces, à la manière d'un appui fixe, lorsqu'il est sollicité par un mouvement rapide tel que celui engendré par un séisme [8].

1.5. Conclusion

Les dommages subis par les ponts lors de grands séismes ont aidé les ingénieurs à mieux comprendre leur comportement sismique et à identifier les différentes pathologies et leurs causes.

On peut classer ces dommages en trois grandes catégories suivantes :

- La perte d'appuis,
- La fragilité,
- La liquéfaction et tassement des sols.

Pour y remédier, de nouvelles méthodes de conception et des règles de calcul et de détails plus élaborées ont été introduites dans les codes parasismiques afin d'assurer une protection parasismique efficace de ces structures.

CHAPITRE 2

PRÉSENTATION DU REGLEMENT PARASISMIQUE DES OUVRAGES D'ART ALGERIEN (RPOA 2008)

CHAPITRE 2

PRÉSENTATION DU REGLEMENT PARASISMIQUE DES OUVRAGES D'ART ALGERIEN (RPOA 2008)

2.1. Introduction

Les ponts sont des ouvrages d'une importance capitale pour le système de transport routier et ferroviaire d'un pays. Comme toutes structures de génie civil, les ponts sont sujets aux secousses sismiques et pendant longtemps, la réalisation de ces ouvrages en Algérie n'a pas été soumise à un règlement parasismique permettant aux concepteurs de dimensionner ces ouvrages à leurs justes valeurs face à une action sismique.

D'ailleurs les experts ont tiré la sonnette d'alarme sur les dangers qui en découlaient vu le nombre important de cas de dommages et de ruines observés en Algérie et dans le monde.

C'est dans ce contexte que le secteur des travaux publics a engagé une action pour l'élaboration d'un référentiel pour l'application parasismique afin d'assurer la vérification des ouvrages vis-à-vis des actions sismiques de calcul, de sorte que le risque de défaillance sous séisme potentiel soit suffisamment faible.

2.2. La structure du code parasismique des ouvrages d'art (RPOA 2008)

Comme on le voit dans le diagramme représenté par la figure 2.1, le code parasismique RPOA2008 est structuré d'une façon simple où nous pouvons distinguer trois (03) parties principales, à savoir: Les ponts neufs, les tunnels et les ponts existants. Dans le cadre de ce travail on se limitera à l'étude de la première partie du code à savoir "les ponts neufs" qui est structuré comme suit :

Des règles générales de conception sont données afin de guider l'ingénieur pour la prise en compte du risque sismique dès le stade de la conception du projet, et une classification des ponts selon leurs importances avec des exigences fondamentales le non effondrement et la minimisation des dommages à satisfaire.

La deuxième partie traite les critères de classification des zones sismiques qui déterminent les facteurs d'accélération de zone selon le groupe de pont. Les sites d'implantation sont classés en quatre catégories selon leurs caractéristiques géotechniques.

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

Des spectres de réponses élastiques ou de dimensionnement γ sont définis et dépendent de la catégorie du site de l'ouvrage, du coefficient de zone A et du taux d'amortissement (ξ).

Les déplacements absolus horizontaux et verticaux sont définis en fonction du site, et un déplacement différentiel maximal est fixé en fonction du coefficient d'accélération de zone A.

La troisième partie concerne la méthode d'analyse des ouvrages qui sont calculés à l'aide d'un spectre de réponse. Dans le cas d'un calcul élastique, on utilise le spectre élastique, et les efforts ainsi obtenus sont directement utilisés pour dimensionner les sections.

Pour certains systèmes d'appui sous réserve d'adopter des dispositions constructives particulières, il est possible de procéder à un calcul inélastique qui réduit forfaitairement les efforts à l'aide d'une approche linéaire équivalente en utilisant le spectre de dimensionnement.

Dans la quatrième partie les résultats de l'analyse sismique sont alors employés pour vérifier la résistance et la stabilité des différents éléments qui constituent les ponts (piles-appuis-fondations).

Enfin, le dernier chapitre fournit les dispositions constructives de ferrailage particulières au dimensionnement parasismique qui doivent être adoptées pour les différents éléments en béton et s'ajoutent aux principes de base définis dans les règles de béton armé en vigueur.

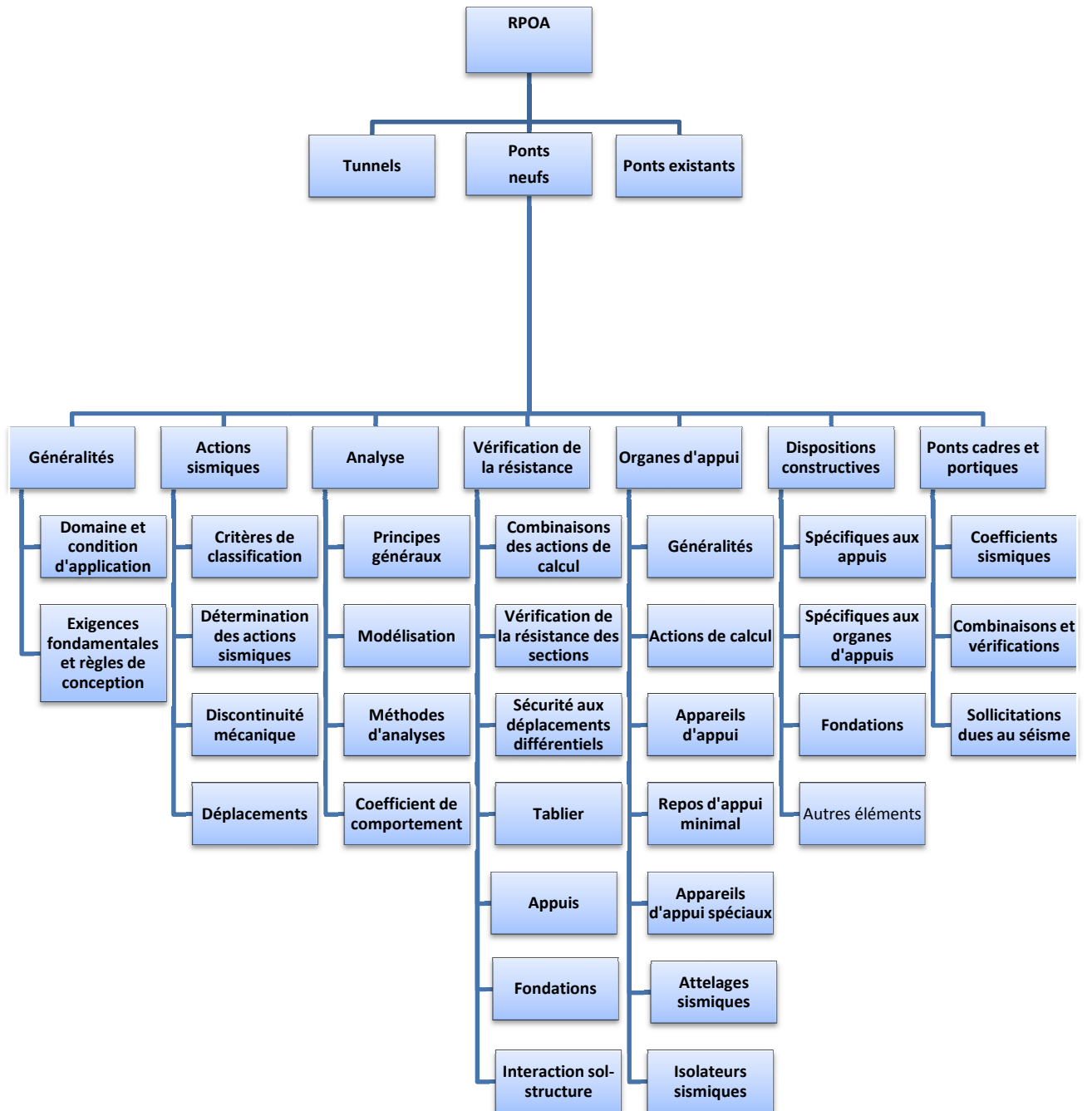


Figure 2.1 : Diagramme représentant la structure du code sismique (RPOA)

2.3. Classification des ponts

Pour la prise en compte du risque sismique, les ponts sont classés en trois groupes qui sont présentés dans le tableau suivant :

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

Tableau 2.1 : classification des ponts [24].

2.4. Critères de performance structurale

2.4.1 Exigence de non effondrement (ELU)

Après un séisme, le pont doit maintenir son intégrité structurale et une résistance résiduelle adéquate, malgré le fait qu'en certaines parties du pont des dommages considérables puissent s'être produits.

Le pont doit pouvoir tolérer des dégâts, c'est-à-dire que les parties du pont susceptibles d'être endommagées par leur contribution à la dissipation d'énergie durant l'événement sismique, doivent être dimensionnées de manière que la structure puisse supporter les actions d'un trafic d'urgence et que l'inspection et les réparations puissent être effectuées facilement.

Dans ce but, la plastification en flexion de certaines sections (c'est-à-dire la formation de rotules plastiques) est permise dans les piles. Elle est en général nécessaire dans les régions de forte sismicité, afin de réduire l'action sismique de calcul à un niveau qui n'entraîne que des coûts de construction supplémentaires raisonnables.

Le tablier doit cependant se trouver prémuni vis-à-vis de la formation de rotules plastiques ainsi que de la perte d'appuis sous les déplacements sismiques extrêmes [24].

2.4.2. Minimisation des dommages (ELS)

Sous l'effet d'un séisme de calcul, (moins intense mais plus fréquent) la structure doit rester dans le domaine élastique (ELS) permettant la reprise de la circulation après une courte inspection.

Pour les ouvrages courants, les critères ELS sont couverts par les critères ELU.

Les parties du pont destinées à contribuer à la dissipation de l'énergie durant l'événement sismique de calcul, doivent subir uniquement des dégâts mineurs. Ceux-ci ne doivent entraîner ni réduction du trafic, ni nécessité d'effectuer des réparations immédiates [24].

2.5. Conception sismique des ponts

La prise en compte des effets sismiques dès le stade de la conception du projet du pont est importante, même pour les régions à sismicité faible ou modérée. Dans les zones à sismicité modérée ou forte, le choix du comportement ductile est en général approprié [24].

Sa mise en application doit être faite, soit en prévoyant la formation d'un mécanisme plastique fiable, soit en utilisant à la base un dispositif d'isolation et de dissipation de l'énergie. Si un comportement ductile est choisi, les points principaux suivants doivent généralement être pris en considération :

- Le nombre d'éléments supports (piles et culées) qui seront utilisés pour résister aux forces sismiques en direction longitudinale et transversale, doit être choisi.
- En général, les structures continues se comportent mieux dans les conditions sismiques que les ponts ayant de nombreux joints de dilatation.
- Le comportement sismique post-élastique optimal est réalisé si les rotules plastiques se forment presque simultanément dans le plus grand nombre de piles possible.
- Le nombre de piles résistant aux séismes peut être réduit en utilisant des assemblages flexibles entre le tablier et les piles, dans une ou dans les deux directions. Avec ces assemblages, on évite les réactions importantes dues aux déformations empêchées, des distributions indésirables des actions sismiques et/ou des effets du dimensionnement en capacité.
- Un équilibre doit en général être maintenu entre les prescriptions de résistance et de déformabilité pour les supports horizontaux. Une grande déformabilité réduit le niveau de l'action sismique de calcul, mais augmente le mouvement aux joints et aux appuis mobiles et peut conduire à des effets du second ordre importants.

- L'emplacement des points de dissipation de l'énergie doit être choisi de manière à assurer leur accessibilité pour le contrôle et les réparations.
- L'emplacement d'autres régions exposées à des dégâts potentiels sous l'effet de mouvements sévères doit être identifié et les difficultés de réparation doivent être réduites au minimum.
- Dans le cas de ponts de longueur exceptionnelle, ou de ponts traversant des formations de sol non homogènes, on doit décider du nombre et de l'emplacement des joints de dilatation intermédiaires.
- Dans le cas de ponts passant au-dessus de failles tectoniques potentiellement actives, la discontinuité probable des déplacements du sol doit généralement être évaluée et prise en compte, soit par une flexibilité appropriée de la structure, soit par une disposition convenable des joints de dilatation.
- Le potentiel de liquéfaction du sol de fondation doit faire l'objet d'investigations.

2.6.Détermination des actions sismiques

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

- une translation d'ensemble (tous les points du sol se déplacent en phase) dans chacune des trois directions de l'espace ;
- un déplacement différentiel entre points du sol dans chacune des trois directions de l'espace.

Ce déplacement différentiel dépend de la distance entre les points et des caractéristiques géotechniques et topographiques du site. Pour le mouvement sismique de calcul, la translation d'ensemble est définie par le coefficient d'accélération de zone A, un spectre de réponse horizontal valable pour les deux composantes horizontales du mouvement et un spectre de réponse verticale valable pour la composante verticale du mouvement.

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

Les spectres de réponses, élastiques ou de dimensionnement, dépendent de la catégorie du site de l'ouvrage, du coefficient d'accélération de zone (A) et du taux d'amortissement critique (ξ) par le biais du facteur de correction d'amortissement $\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)}$ [24].

2.7. Méthodes d'analyses

2.7.1. Analyse spectrale monomodale (mode fondamental)

Pour les ponts réguliers, les effets du mouvement d'ensemble sont déterminés par un calcul spectral monomodale. Les déplacements différentiels sont pris en compte de façon statique. Les caractéristiques du mode fondamental dans chaque direction sont déterminées soit à l'aide d'une analyse modale dans la direction considérée à condition de remplacer, pour le calcul des efforts, la masse du mode fondamental par la masse totale du modèle [24].

2.7.2. Analyse dynamique linéaire — Méthode du spectre de réponse

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

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

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

Pour les types de ponts, qui sont définis comme ponts spéciaux, il y a lieu de prendre en compte certaines recommandations : ponts haubanés, ponts en arc, ponts à béquilles inclinées, ponts ayant une géométrie très particulière, ponts dont les plastifications dans les piles sont sensiblement différentes [24].

2.7.3. Autres méthodes d'analyse

D'autres méthodes d'analyse sont utilisées et doivent faire l'objet de justifications scientifiquement validées, ces méthodes sont les suivantes :

- Analyse par le spectre de puissance
- Analyse temporelle
- Analyse temporelle non linéaire

2.8. Coefficient de comportement pour l'analyse non linéaire

Lorsque le tablier de l'ouvrage est fixé sur une ou plusieurs piles, on peut admettre un comportement non linéaire de celle(s)-ci par plastification alternée des aciers longitudinaux dans des zones bien délimitées appelées rotules plastiques. Les efforts obtenus par l'analyse linéaire élastique peuvent ainsi être réduits, ce qui peut être bénéfique en particulier pour le dimensionnement des fondations.

Pour réduire les efforts de dimensionnement, la notion de coefficient de comportement q est utilisée. Les efforts obtenus par un calcul élastique, en utilisant le spectre de dimensionnement S_{ad} , sont divisés par ce coefficient " q " pour le dimensionnement de la structure. Seuls les efforts sont divisés et non les déplacements.

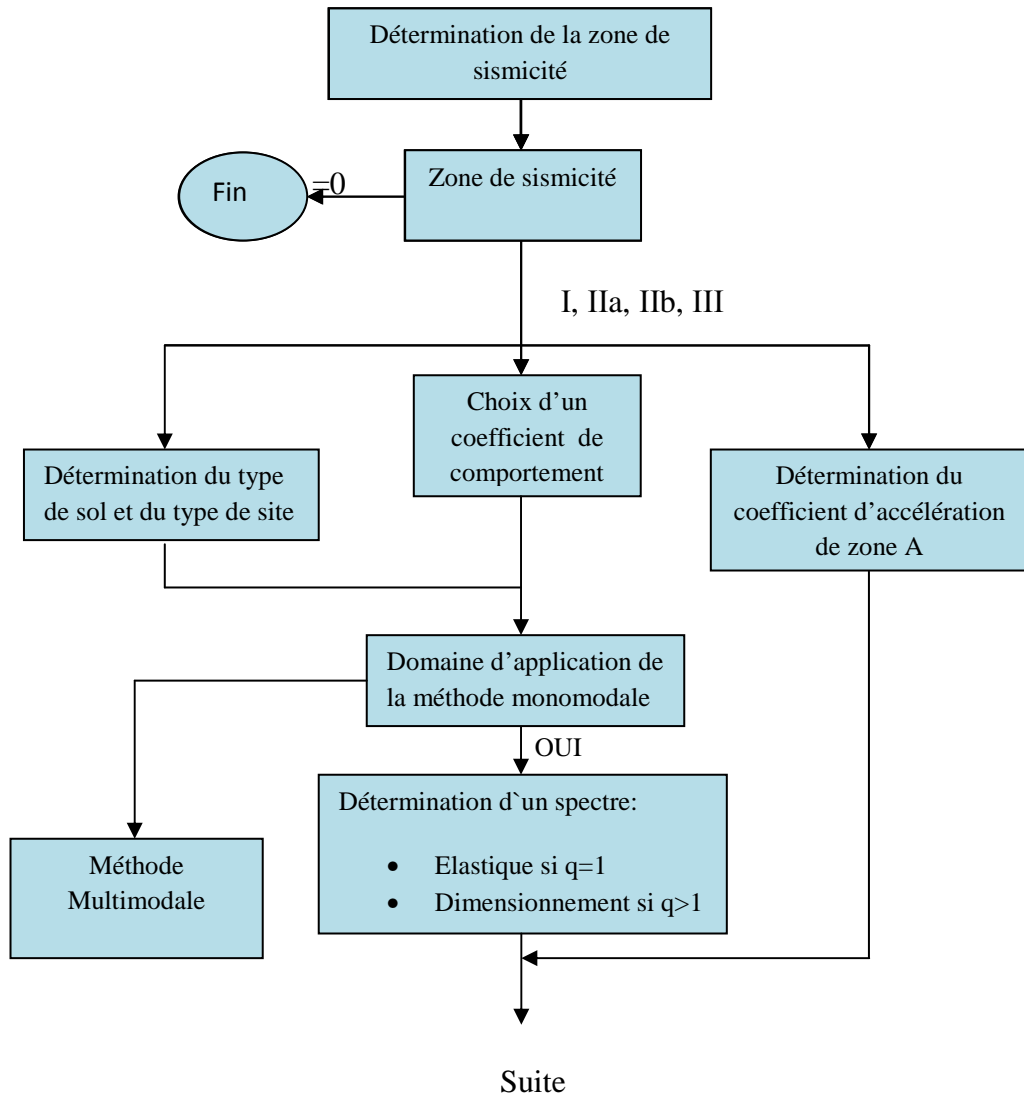
La formation de rotules plastiques de flexion dans les éléments ductiles est une exigence essentielle pour l'application des valeurs du coefficient q pour le comportement ductile.

Si la formation de rotules plastiques dans les piles n'est pas probable, il ne faut pas utiliser de coefficients de comportement supérieurs à 1 sans motivation particulière, puisque les piles n'arrivent pas à la plastification sous l'action sismique de calcul. Ceci est susceptible de se produire lorsque pratiquement la totalité de l'action sismique est supportée par un ou deux éléments très raides et résistants (culées ou piles) qui demeurent dans le domaine élastique.

Dans des zones de forte sismicité, lorsque la dissipation est concentrée aux culées, il convient de disposer sur celles-ci des dispositifs qui absorbent l'énergie [24].

2.9. Procédure de dimensionnement d'un ouvrage multitravée

La procédure de dimensionnement d'un ouvrage multitravée est présentée ci-dessous sous forme d'un diagramme telle qu'elle est décrite dans le règlement (RPOA2007).



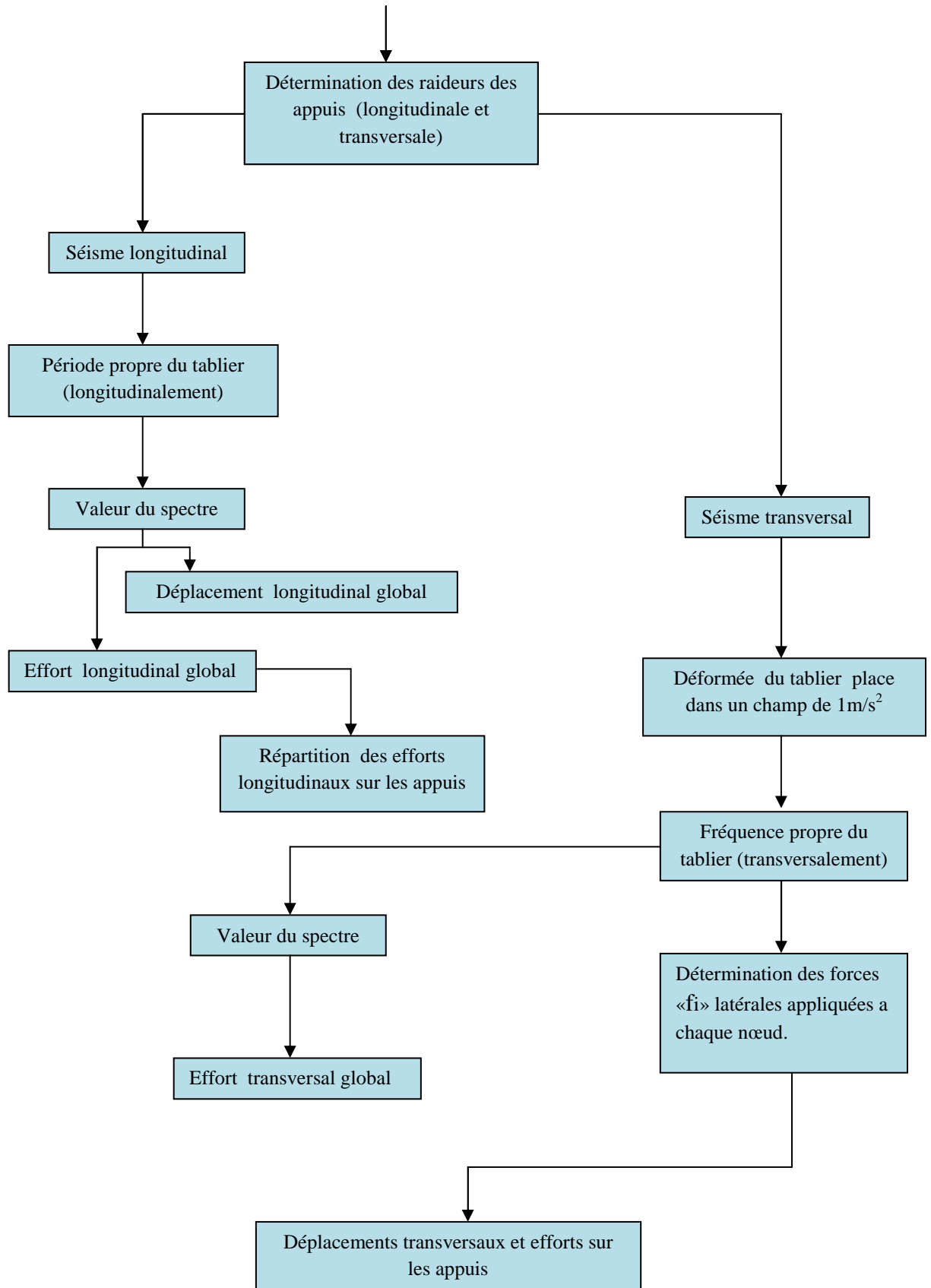


Figure 2.2 : Procédure de dimensionnement d'un ouvrage multitravées [25].

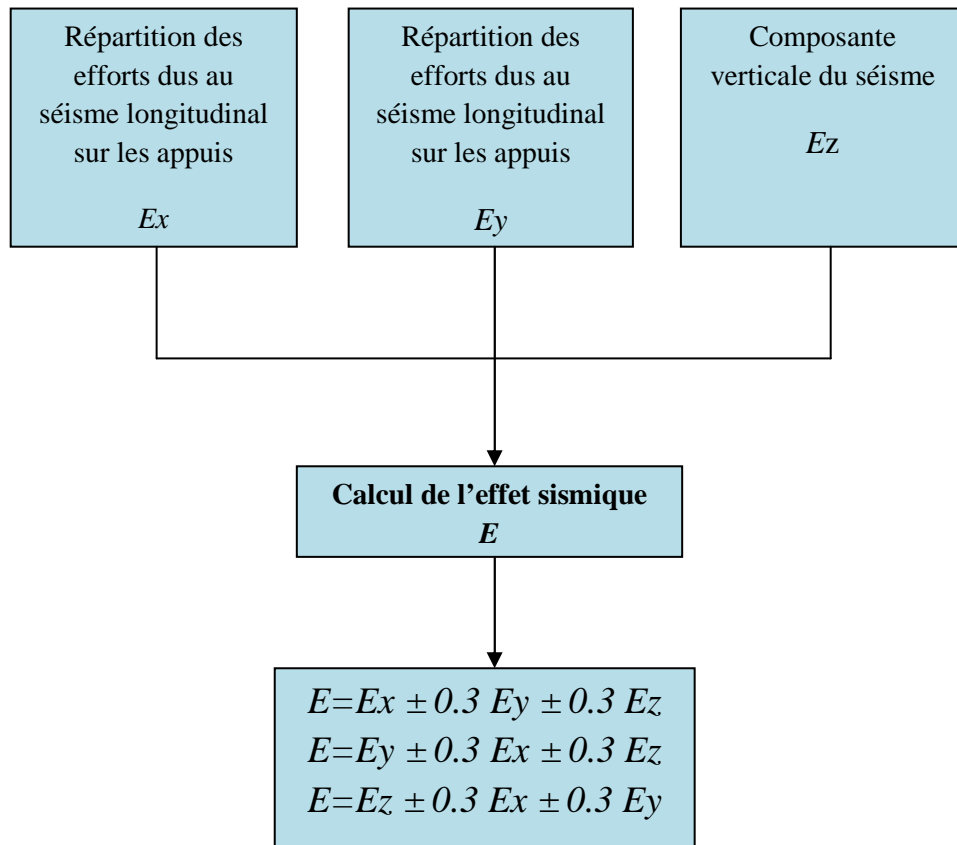


Figure 2.3 : Diagramme des combinaisons sismiques [25].

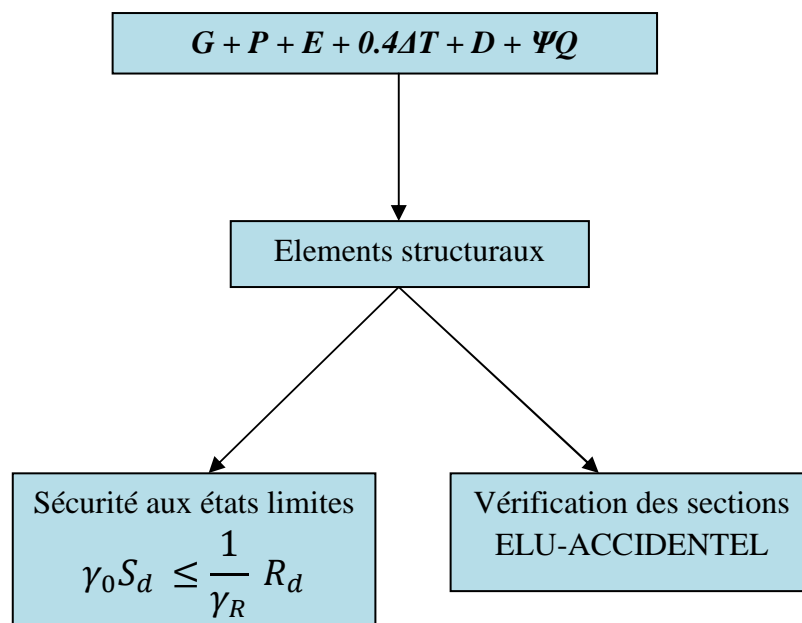


Figure 2.4 : Diagramme de la combinaison ELU-ACCIDENTEL [25].

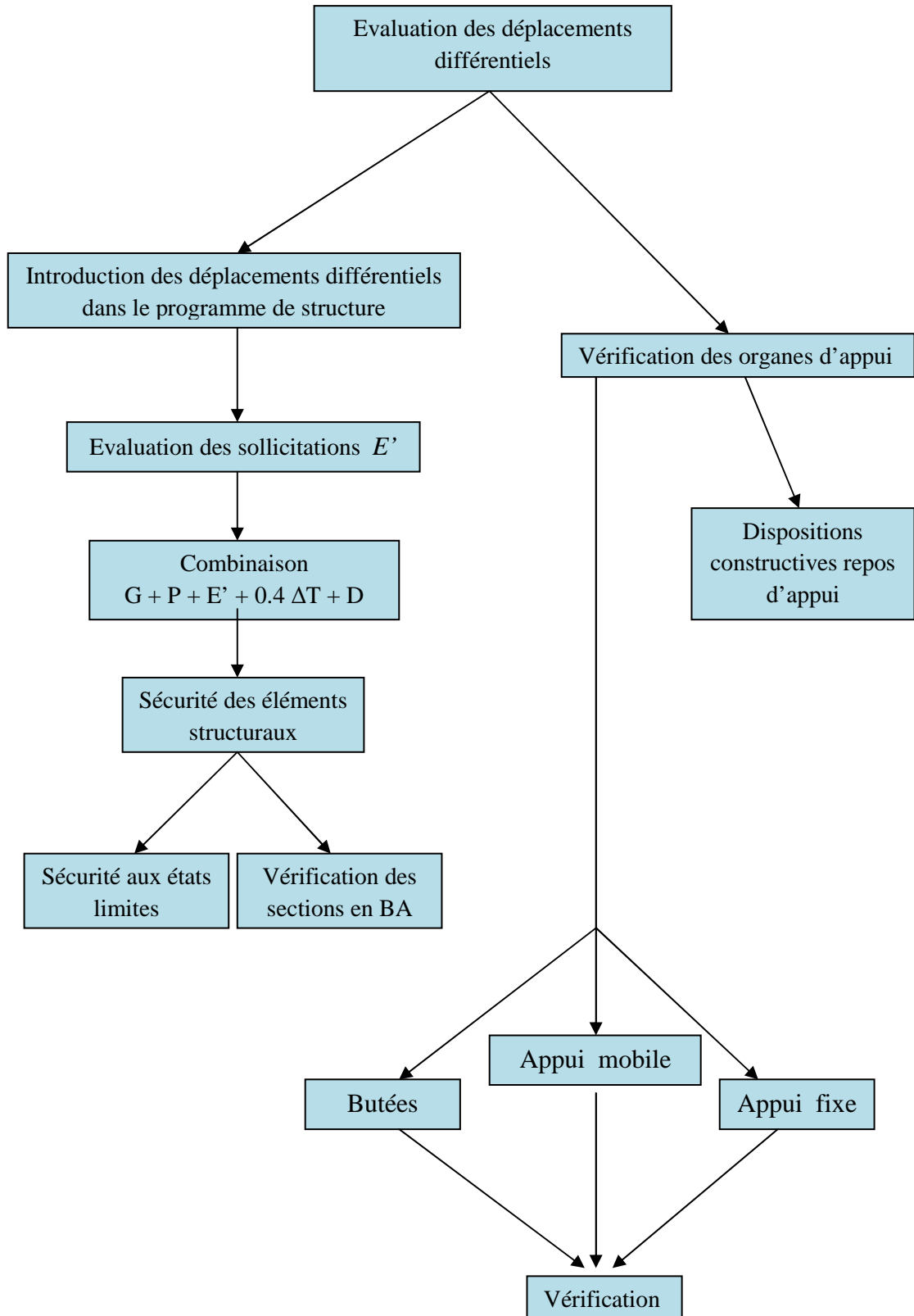


Figure 2.5 : Diagramme des déplacements différentiels [25].

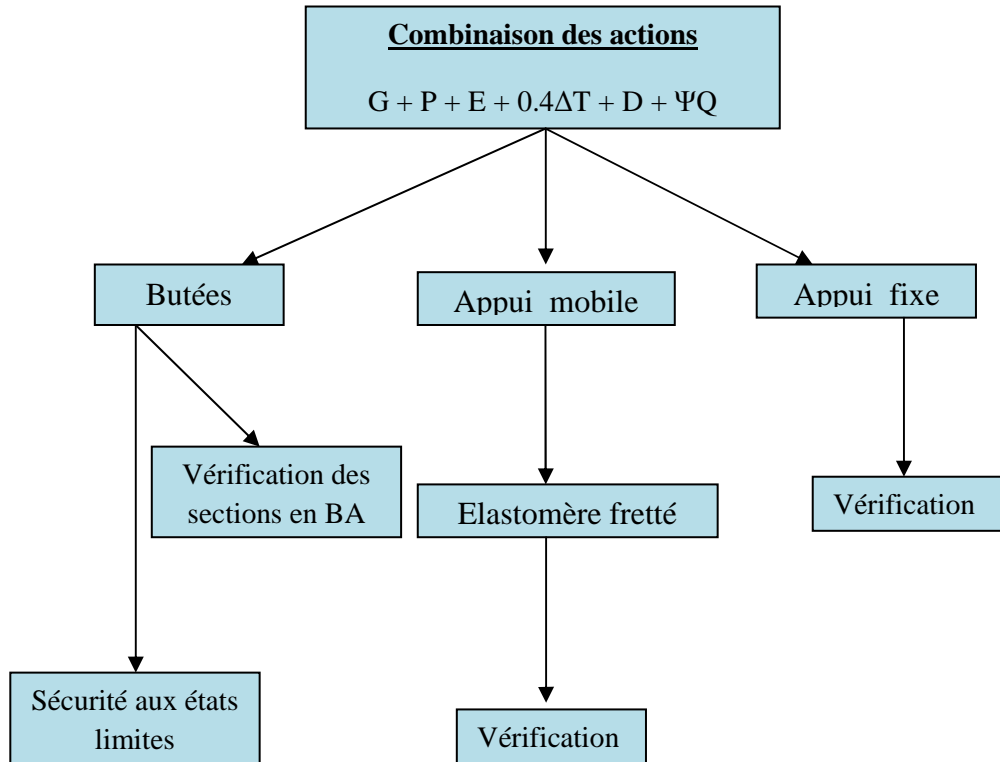


Figure 2.6 : Diagramme de combinaison – Effets inertiels- [25].

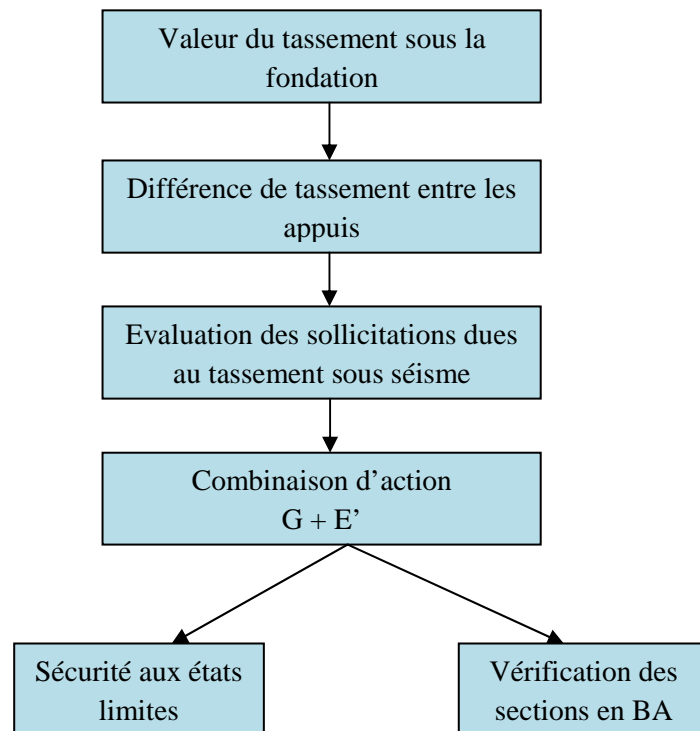


Figure 2.7 : Diagramme des tassements [25].

2.10. Dimensionnement en capacité

L'action sismique impose aux structures des déformations horizontales, cycliques et dynamiques. Dans le cas d'un séisme important, le caractère cyclique de la sollicitation conduit à l'éclatement du béton de couverture dans les zones de grandes déformations plastiques. Quand au caractère dynamique de l'action sismique, il implique notamment que la rigidité de la structure influence le niveau de sollicitation.

Lorsqu'une structure se déforme plastiquement pendant un séisme, la diminution de sa rigidité entraîne généralement une réduction de la sollicitation. Une ductilité suffisante permet le développement de ce phénomène favorable [21].

2.10.1. Choix du comportement

Lors du calcul spectral, on suppose un comportement linéaire et élastique de la structure. Toutefois, dans certains cas et notamment pour des ouvrages comportant une ou plusieurs piles fixes et soumis à des séismes de forte intensité, il n'est pas réaliste de considérer que le comportement de la structure reste dans le domaine élastique.

La détermination de la réponse d'un système non linéaire par un calcul pas à pas donne une meilleure description du comportement de l'ouvrage mais la complexité d'une telle analyse, par rapport à une analyse spectrale d'un système linéaire, ne se justifie que pour les cas exceptionnels.

Dans les cas où il est admis un comportement inélastique de la structure, il est accepté que les déformations réelles (avec comportement non linéaire) soient sensiblement égales à celles calculées sur un modèle linéaire correspondant à l'état initial.

Les efforts réels se trouvent alors écrêtés par la formation de "rotules plastiques" dans la structure. Le calcul dit "pseudo élastique" est donc mené en supposant la structure parfaitement élastique, et la prise en compte des zones plastifiées se fait par l'introduction d'un coefficient de comportement venant réduire les efforts calculés [20].

2.10.2. Coefficient de comportement

Plutôt qu'une application de forces, l'action sismique agit sur la structure en lui "appliquant" une "bouffée" d'énergie. Cette énergie absorbée par la structure doit être dissipée soit par l'amortissement soit par des déformations plastiques.

L'effet favorable de la capacité de la structure à dissiper l'énergie introduite sous forme de déformations plastiques est pris en compte par le coefficient de comportement "q".

Un coefficient de comportement $q=1.0$ correspond à un comportement élastique dans lequel l'énergie est dissipée par l'amortissement seul. Plus la structure est capable de dissiper l'énergie sous forme de déformations plastiques, plus le coefficient de comportement est élevé. Dans le dimensionnement, le coefficient de comportement est utilisé pour réduire la force sismique de remplacement élastique et, par conséquent, les efforts de dimensionnement [21].

2.10.3. Ductilité globale et locale

La ductilité est le paramètre clé du comportement parasismique. D'une manière générale, admettant un comportement idéalisé selon la figure 2.8, la ductilité (U_{tot}/U_y) est définie comme le rapport entre la déformation totale (U_{tot}) et la déformation à l'initiation de la plastification (U_y). Cette définition s'applique aux déformations au sens large du terme, c'est-à-dire aux déplacements, aux courbures, aux rotations, aux allongements, etc.

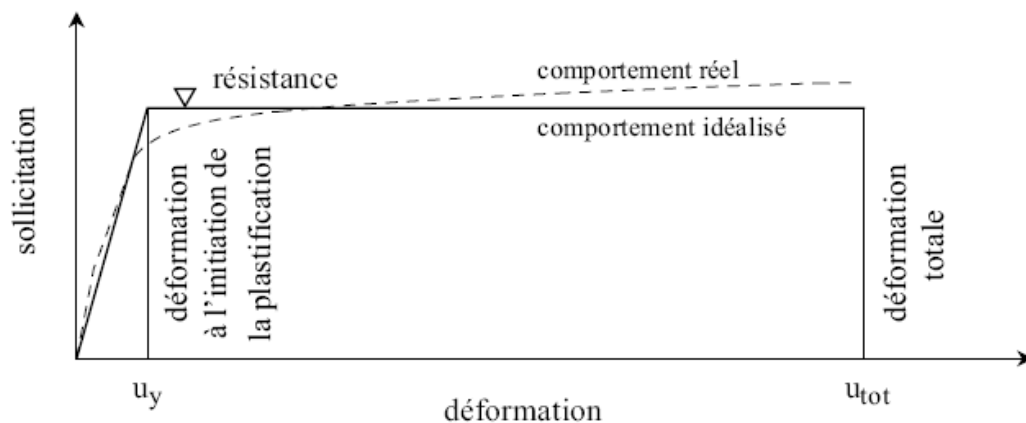


Figure 2.8 : Définition de la ductilité

Cependant, il faut bien distinguer entre ductilité globale correspondant au rapport des déformations horizontales au sommet et déformations au niveau de la structure. Elle permet de déterminer le coefficient de comportement "q".

La ductilité locale considère les déformations au niveau des zones plastiques. Elle correspond aux sollicitations effectives des matériaux et ses valeurs sont nettement plus élevées que celles de la ductilité globale [22].

2.10.4. Dimensionnement

Etant donné que les sollicitations sismiques entraînent les matériaux loin dans le domaine plastique, des méthodes de dimensionnement particulières sont nécessaires. Le dimensionnement en capacité (capacity design) est l'une de ces méthodes [20]. Le principe de base du dimensionnement en capacité peut s'énoncer comme suit : l'ingénieur choisit les endroits où les déformations plastiques doivent se concentrer (rotules plastiques) en cas de séisme pour un comportement ductile de la structure [23].

Il conçoit ces zones de manière à ce qu'elles puissent supporter ces déformations, sans menacer la capacité de la structure à supporter les charges gravitaires. Le reste de la structure, en particulier les zones adjacentes aux rotules plastiques, est renforcé pour garantir son maintien dans le domaine élastique. De cette manière, une hiérarchie claire des résistances est établie.

Cette hiérarchie prévient les plastifications intempestives et garantit un comportement sismique favorable de la structure. En d'autres termes, l'ingénieur impose à la structure où elle "doit" se plastifier et où elle ne "doit" pas [21].

2.10.5. Comportement ductile

L'ingénieur dimensionne une structure en admettant qu'en cas de séisme son comportement sera ductile. Dans ce cas, le dimensionnement doit être effectué conformément aux règles du dimensionnement en capacité [22].

Les concepts de base du dimensionnement en capacité doivent être respectés, en particulier il faut :

- distinguer entre zones plastiques et élastiques de la structure.
- optimiser la dissipation d'énergie en choisissant la localisation des zones plastiques.
- assurer une grande capacité de déformation des zones plastiques en soignant les détails constructifs.

2.11. Dimensionnement en capacité d'une pile

M_d est le diagramme des moments dans les appuis issu du calcul utilisant le spectre de dimensionnement $S_{ad}(T)$. Dans la conception en capacité, pour les structures à comportement ductile, on divise ces moments par le coefficient de comportement q [24].

La valeur M_{Rd} à utiliser dans le calcul de la résistance à la flexion, dans la direction et le sens choisis du séisme est donnée par l'expression :

$$M_{Rd} = \frac{M_d}{q} \dots\dots\dots (2.1)$$

Les rotules plastiques se forment en pied de pile, ou éventuellement en tête (en cas d'encastrement dans le tablier), là où la valeur du moment fléchissant atteint son maximum.

Des " zones critiques " englobent les zones de rotule plastique et qui s'étendent à partir de l'encastrement sur une longueur l_c qui est la plus grande des deux valeurs :

$$l_c = \lambda h \dots\dots\dots (2.2)$$

où : $\lambda = \frac{1}{3} \left(2 + \frac{l}{h} \right)$ avec : $1 \leq \lambda \leq 2$.

- l : est la longueur de l'élément en béton.
- h : est la hauteur de sa section transversale.

- La longueur sur laquelle le moment (résultant du calcul élastique avec spectre de dimensionnement) est compris entre $0,8 M_{max}$, et M_{max} .

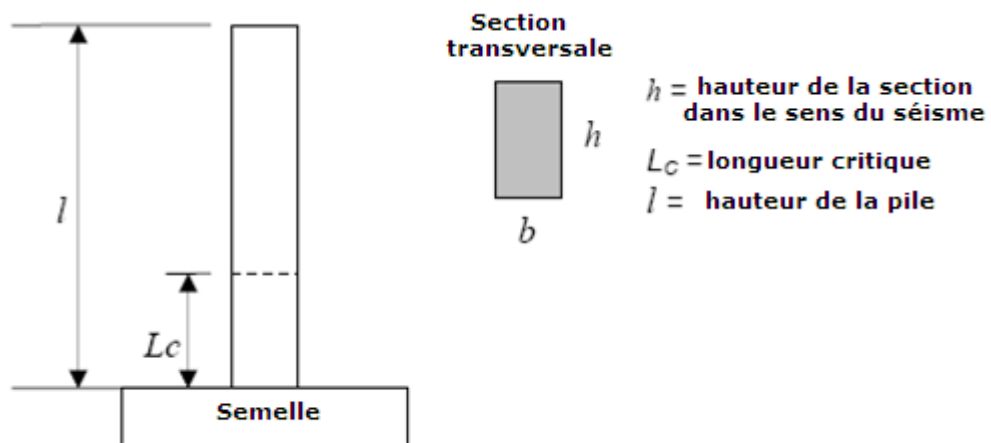


Figure 2.9 : Zone critique

Des dispositions constructives concernant notamment le ferrailage transversal assurent un comportement non linéaire convenable de cette zone.

Dans cette zone critique, on dimensionne le ferrailage longitudinal pour la valeur de M_{Rd} et l'effort normal concomitant le plus défavorable.

Il est important de ne pas surdimensionner le ferrailage longitudinal de façon à ce que la rotule plastique se produise bien dans la zone critique et pas ailleurs.

En dehors de la zone critique, les dispositions constructives sont moins conséquentes et ont pour but d'assurer qu'aucune rotule plastique ne s'y forme. C'est pourquoi, il y a lieu de multiplier M_{Rd} , en dehors des zones critiques, par un coefficient de " surcapacité " (γ_0) qui est d'autant plus grand que le comportement inélastique prévisible (q) est grand :

- $\gamma_0 = 0.8 + 0.2q$ pour le béton
- $\gamma_0 = 1.2$ si $q > 1$ pour la charpente métallique

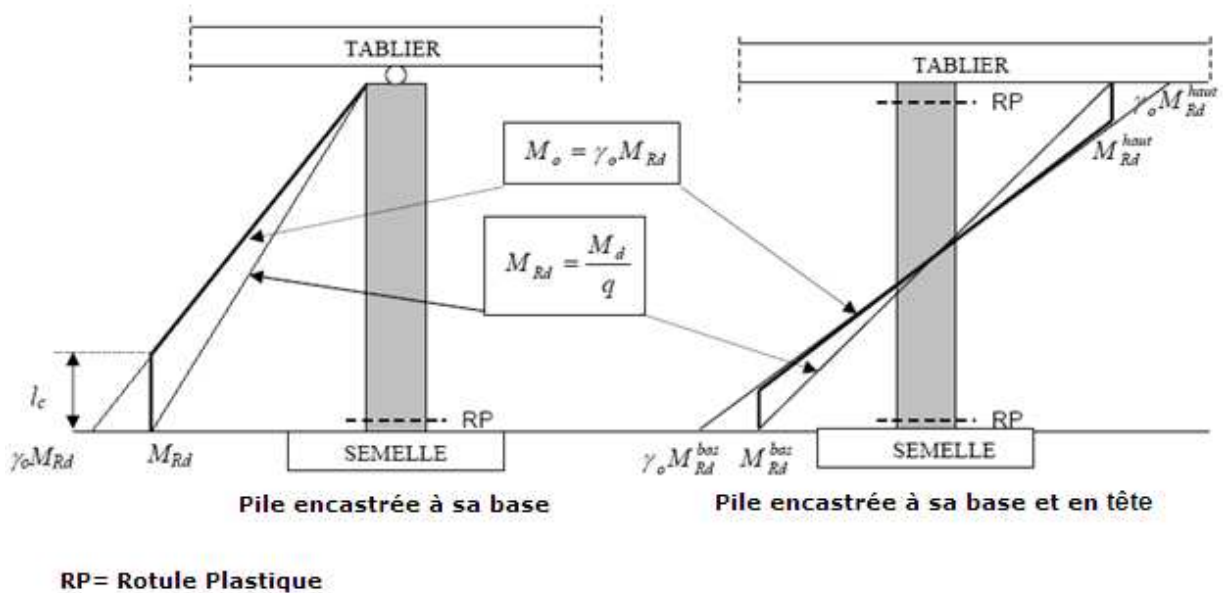


Figure 2.10 : Moments de dimensionnement en capacité

On dimensionne le ferrailage longitudinal de la rotule plastique pour M_{Rd} à partir l'encastrement jusqu'à l'intersection avec la courbe M_0 . Au-delà la surcapacité en moment d'une section doit être calculé pour :

$$M_0 = \gamma_0 M_{Rd} \dots\dots\dots (2.3)$$

Sur une longueur d'au moins l_c , le ferrailage longitudinal doit rester constant et complètement actif.

La figure ci-dessus donne respectivement les diagrammes des moments à adopter pour le dimensionnement dans des cas de piles mono ou bi-encastées.

On doit se limiter volontairement à un moment résistant de calcul égal à M_{Rd} dans la zone critique : si on dépassait cette valeur, sans augmenter simultanément les moments résistants ailleurs, on pourrait développer une rotule plastique hors zone critique, là où les dispositions constructives ne le permettent pas.

Le surdimensionnement risquerait de modifier le mode de rupture pouvant basculer vers un mode fragile, dangereux pour la structure.

Pour le dimensionnement des aciers longitudinaux, on applique les dispositions usuelles du béton armé, avec en particulier un décalage de la ligne des moments sur une longueur environ égale 0.8 fois hauteur de la section.

Les effets du dimensionnement en capacité doivent être calculés en général dans chaque sens de l'action sismique et dans les directions longitudinale et transversale.

2.12. Conclusion

La démarche de conception et de dimensionnement du code RPOA est basée, en ce qui concerne la résistance sismique des ponts, sur l'exigence générale d'après laquelle les communications d'urgence doivent être maintenues avec une fiabilité appropriée, et que les dommages que pourraient provoquer leur défaillance sur les constructions et installations environnantes soient maîtrisés.

Il n'ya pas de protection absolue et de risque nul, mais une protection relative et un risque acceptable, aussi, il est admis que certaines structures puissent subir des déformations qui se situent dans le domaine post élastique entraînant des détériorations : fissurations, destruction de certains éléments non structuraux.

Les règles de calcul de ce code sont basées sur le principe de calcul par capacité qui fait appel à des notions d'hierarchisation de la formation des rotules plastiques et de vérification par des méthodes d'analyse non-linéaire appropriées , qui ne sont utilisées par les autres codes et règlements que depuis récemment.

CHAPITRE 3 :
ANALYSE LINÉAIRE D'UN PONT A POUTRES

CHAPITRE 3 :

ANALYSE LINÉAIRE D'UN PONT A POUTRE

3.1. Introduction

Généralement avant de mettre en application un nouveau code, il est recommandé d'effectuer des calculs de simulation en vue d'obtenir un retour d'expérience préliminaire sur le degré de « sévérité » ou de « conservatisme » du code par rapport aux méthodes en vigueur et de mesurer les implications en termes de forces sismiques de conception .

Dans cette optique, on choisi un type de pont régulier représentatif de ceux qu'on construit fréquemment pour en faire un exemple de calcul.

3.2. Présentation de la structure étudiée

La structure analysée est un pont à poutre classé selon le RPOA dans la catégorie des ponts importants, implanté en zone de moyenne sismicité.

Notre choix s'est porté sur un pont à poutre du faite qu'il est le type de pont le plus répandu en Algérie.

Les caractéristiques du Pont sont les suivantes :

- Dimensions en plan : $L_x=65\text{m}$; $L_y=9,40\text{m}$.
- Le pont est classé dans le groupe 2 : pont important.
- Le pont est implanté dans une zone de moyenne sismicité (zone IIa).
- Les piles sont construites en béton armé et sont encastrées à la semelle.
- Le tablier est constitué de six poutres en béton précontraint pour chacune des deux travées constituant le pont.

Les caractéristiques mécaniques des matériaux du Pont sont fixées comme suit :

- Béton : la résistance à la compression à 28 jours : 35 MPa béton des appuis.
- Module d'élasticité du béton : $E_{bc} = 35981 \text{ MPa}$
- Armatures longitudinales et transversales en acier FeE400

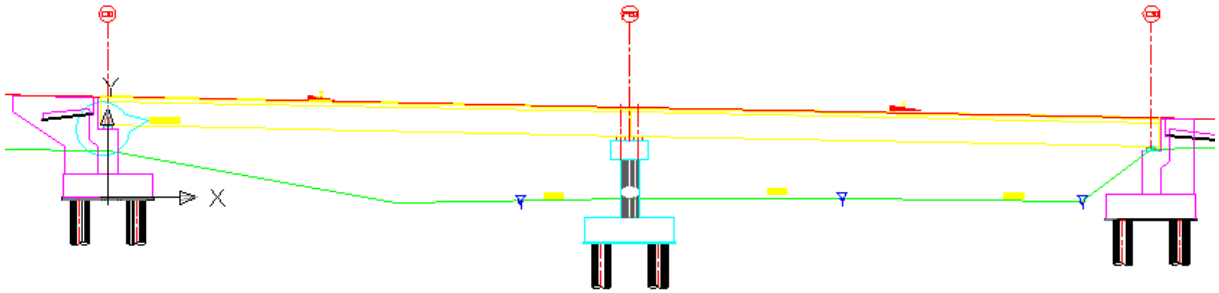


Figure 3.1 : Coupe longitudinale du pont

3.3. Evaluation des charges et des surcharges

Les charges et les surcharges agissants sur le pont sont classées en trois catégories suivantes :

- Les charges permanentes (CP)
- Les charges complémentaires permanentes (CCP)
- Les surcharges routières

- **Les charges permanentes (CP)**

C'est le poids propre de la dalle+le poids propre des poutres.

- Le poids propre d'une poutre = 1.47 t/ml
- Le poids propre de la dalle qui revient à une poutre = 0.75 t/ml

- **Les charges permanentes complémentaires (CCP)**

- poids total : $P_{ccp} = 3.33 \text{ t/ml}$

- **Evaluation des surcharges**

D'après le règlement parasismique algérien des ouvrages d'art, les surcharges à utilisées pour le dimensionnement du pont sont les suivantes :

- Système A (L)
- Système B_C
- Système militaire MC120
- Convoi D240
- Surcharges sur trottoirs
- Surcharges dues au vent et au séisme.

- **Système A (L)**

Le système A se compose d'une charge uniformément répartie dont l'intensité dépend de la longueur « L » chargée est donnée par la formule suivante [13]:

$$A_l = a_1 \times a_2 \times A(L) \quad \text{avec : } A(L) = 230 + \frac{36000}{L+12} \quad \text{et } L: \text{ c'est la portée du pont.}$$

$$A(L) = 1.04 \text{ t/m}^2.$$

- **Système B**

Les charges du système B_C sont pondérées par un coefficient de majoration dynamique δ [13] :

$$\delta_{BC} = 1 + \frac{0.4}{1+0.2L} + \frac{0.6}{1+4\frac{G}{S_1}}$$

L : portée du pont = 32.4 m

G : charge permanente = 637 t

s : surcharges max = (2x30x2) = 120 t.

b_C = 1,10 pour deux voies chargées.

S₁ = s x b_C = 120 x 1,10 = 132 t.

On trouve: $\delta_{BC} = 1.087$

- **Système militaire M_{C120}**

Les ponts doivent être calculés pour supporter les véhicules de type M_{C120}, qui peuvent circuler en convois [13] :

- Dans le sens transversal : un seul convoi.
- Dans le sens longitudinal : la distance libre entre leurs points de contact et la chaussée devant être au moins égale à 30.5m

Les charges militaires sont pondérées d'un coefficient de majoration dynamique δ :

$$\delta_{Mc120} = 1 + \frac{0.4}{1+0.2L} + \frac{0.6}{1+4\frac{G}{S}}$$

L : portée du pont =32.4 m

G : charge permanente = 637 t

S=110 t

On trouve: $\delta_{Mc120} = 1.082$

- **Convoi D₂₄₀**

C'est une charge de 240 t réparties uniformément. Cette surcharge n'est pas pondérée d'un coefficient de majoration dynamique [13].

$q_{D240} = 12.9$ t/ml

- **Surcharge sur trottoirs**

Nous appliquons sur les trottoirs une charge uniforme $q_{tro}=0.15t/m^2$ de façon à produire l'effet maximal envisagé [13].

Les deux trottoirs peuvent ne pas être chargés simultanément.

- **01 trottoir chargé** : $p_1=0.15 \times 1=0.15$ t/ml
- **02 trottoirs chargés** : $p_2= 0.15 \times 2 \times 1=0.3$ t/ml

3.4. Analyse de la structure

3.4.1. Modélisation de la structure

Pour les besoins de l'étude un modèle 3D en éléments finis a été élaboré en utilisant le logiciel de calcul SAP2000.

Les poutres et les piles ont été modélisées comme étant des éléments FRAME, la dalle par des éléments SHELL.

Les appareils d'appui ont été modélisés par des éléments 'LINK' pour la prise en compte de leurs raideur propre afin d'approcher au mieux le comportement réel de la structure. Le modèle ainsi obtenu comporte 2100 ddl, 243 éléments frame, 12 éléments link et 292 éléments shell.

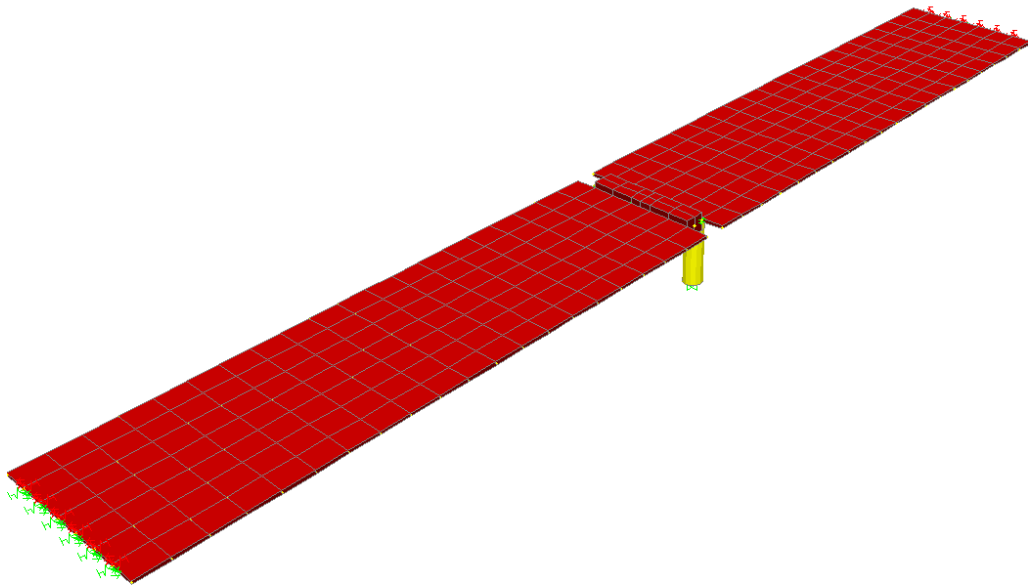


Figure 3.2 : Vue 3D du pont à poutre

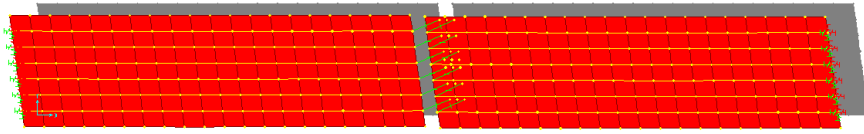
3.4.2. Analyse modale

Selon le RPOA tous les modes qui ont une contribution importante à la réponse structurale totale doivent être pris en compte.

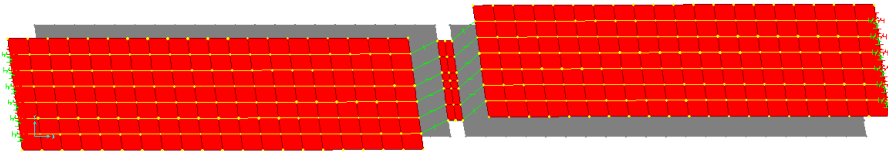
Le critère ci-dessus est considéré comme satisfait si la somme des «masses modales effectives», atteint pour les modes considérés au moins 90 % de la masse totale du pont.

Le critère ci-dessus est également considéré comme satisfait si cette somme atteint pour les modes considérés au moins 70 % de la masse totale du pont, à condition de considérer le mode résiduel qui tient compte des modes négligés.

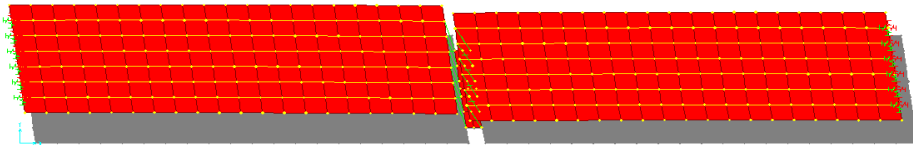
Pour notre structure cette condition est satisfaite à partir du 3^{ème} mode de vibration.



1^{er} mode de vibration ($T_1=0.847s$)



2^{ème} mode de vibration ($T_1=0.842s$)



3^{ème} mode de vibration ($T_1=0.840s$)

Figure 3.3 : Modes de vibration du pont à poutre

Tableau 3.1 : Facteurs de participation modale du pont à poutre

Modes	Période	UX	UY	ΣUX	ΣUY
	sec	%	%	%	%
Mode 1	0.847	80.27	16.06	80.27	16.06
Mode 2	0.842	0.44	1.15	80.71	17.21
Mode 3	0.840	15.51	78.88	96.22	96.10

3.4.3. Calcul au séisme selon RPOA

On a utilisé la méthode d'analyse du spectre de réponse exigée par le RPOA, Cette méthode est basée sur la combinaison des maximums des effets modaux engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse élastique donné par la formule ci-dessous :

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

- **Paramètres du spectre de calcul**

D'après le RPOA les paramètres du spectre élastique (Sae) sont les suivants :

- $T_1 = 0.15$ sec & $T_2 = 0.4$ sec. (Sol S2).
- $S = 1.1$: Coefficient de site
- $A = 0.25$: Coefficient d'accélération de zone.
- $\eta = 1$: Facteur de correction d'amortissement [$\xi = 5\%$].

Tableau 3.2 : Périodes et coefficients du site en fonction du type de sol

. Site	S1	S2	S3	S4
T1	0.15	0.15	0.15	0.15
T2	0.30	0.40	0.50	0.70
S	1	1.1	1.2	1.3

Tableau 3.3 : Coefficient d'accélération de zone (A)

Groupe de pont	Zone sismique			
	I	IIa	IIb	III
1	0.2	0.30	0.40	0.50
2	0.15	0.25	0.30	0.40
3	0.10	0.20	0.25	0.30

3.4.4. Calcul des efforts sismiques

Le tableau ci-dessous présente les efforts sismiques obtenus selon les deux méthodes : Méthode RPOA (modale spectrale) et la méthode conventionnelle.

La méthode conventionnelle calcule les efforts sismiques forfaitairement par une approximation en multipliant la charge permanente par un coefficient généralement pris égal à 0,1 pour la charge horizontale et $(1\pm 0,07)$ pour la charge verticale.

Tableau 3.4 : Les efforts sismiques

	L'effort normal N (t) / FUT	Moment M (t. m) / FUT
Méthode Conventionnelle	197.5	140.5
Méthode RPOA	-35.7	109.4

3.5. Etude du fut

3.5.1. Les combinaisons des charges

Les combinaisons des charges sont obtenues en considérant une action prépondérante accompagnée d'actions concomitantes.

Les coefficients des majorations sont mentionnés dans le tableau suivant :

Tableau 3.5 : Les coefficients de majorations

Actions	ELA
Poids propre (G)	1
Surcharge A(L)	0.2
Systeme B_C	0.2
Surcharge Militaire Mc120	0.2
Surcharge exceptionnelle D240	0.2
Surcharge Trottoirs (S_T)	0.2
Freinage (F)	0.2
Séisme (E)	1

Les combinaisons utilisées sont énumérées dans le tableau ci – dessous :

Tableau 3.6 : Les combinaisons des charges

Action prépondérante	Numéro de la combinaison	Combinaisons
ELA	01	$G + E + 0.2 (A(L) + Fa + S_T)$
	02	$G + E + 0.2 (B_C + F_{bc} + S_T)$
	03	$G + E + 0.2 M_{C120}$
	04	$G + E + 0.2 D_{240}$

3.5.2. Efforts de dimensionnement

Les résultats de ces combinaisons des charges sont illustrés dans le tableau suivant :

Tableau 3.7 : Les efforts engendrés dans les piles sous les différentes combinaisons

Action prépondérante	Numéro de la combinaison	L'effort normal N (t) / FUT	Moment M (t. m) / FUT	Section d'armatures As (cm ²)
ELA -méthode RPOA-	01	-13.64	95.07	51.85
	02	-13.68	94.65	51.63
	03	-14.80	95.36	52.30
	04	-13.42	94.76	51.62
ELA -méthode conventionnelle-	/	197.5	140.5	31.89

En comparant les résultats obtenus par les deux méthodes, on constate que les efforts de dimensionnement obtenus par la méthode modale-spectrale sont dans ce cas plus sécuritaire par rapport à ceux obtenus par la méthode conventionnelle.

3.6. Etude paramétrique

Dans le but de quantifier l'implication de l'utilisation de la méthode RPOA sur la conception et le dimensionnement de ce type de pont (pont à poutre), on réalise une étude paramétrique

pour voir la variation du rapport « effort tranchant/poids de la structure » (V/W) en le comparant avec celui utilisé par la méthode forfaitaire pris égal à 0.1.

Les résultats obtenus sont illustrés dans un graphe montrant la variation de V/W en fonction de la catégorie du sol pour une zone de sismicité donnée (Z1, Z2a, Z2b, ZIII).

Tableau 3.8 : Valeurs de V/W en fonction du site

SITE	V/W			
	Z1	Z2a	Z2b	ZIII
S1	0.1	0.16	0.2	0.26
S2	0.15	0.24	0.29	0.39
S3	0.2	0.33	0.4	0.53
S4	0.3	0.5	0.6	0.8

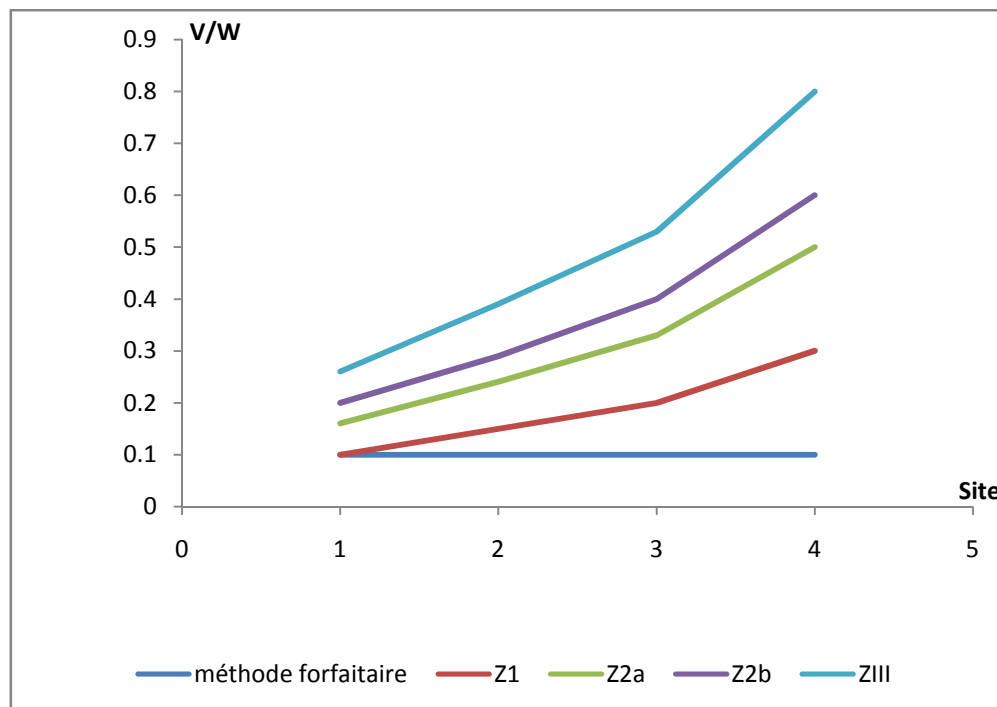


Figure 3.4 : Variation de V/W en fonction du site selon la zone de sismicité

Les résultats obtenus montrent une variation croissante du coefficient V/W variant de 0.1 à 0.8 qui représente un rapport relativement élevée. Les efforts engendrés dans la structure obtenus par la méthode RPOA seront donc plus sécuritaires par rapport à ceux de la méthode

forfaitaire. Ainsi on constate que cette dernière ne couvre que les cas des ponts en zone 1 sur le site S1.

Il est à noter que ces résultats sont propres à un cas de pont d'une période fondamentale située dans l'intervalle ($T_2 \leq T \leq 3s$) d'une catégorie de sol S2.

Pour généraliser cette conclusion, on étudie les variations des rapports des valeurs spectrales ($S4/S3$, $S4/S2$, et $S4/S1$) et on trace les courbes correspondantes en fonction de la période.

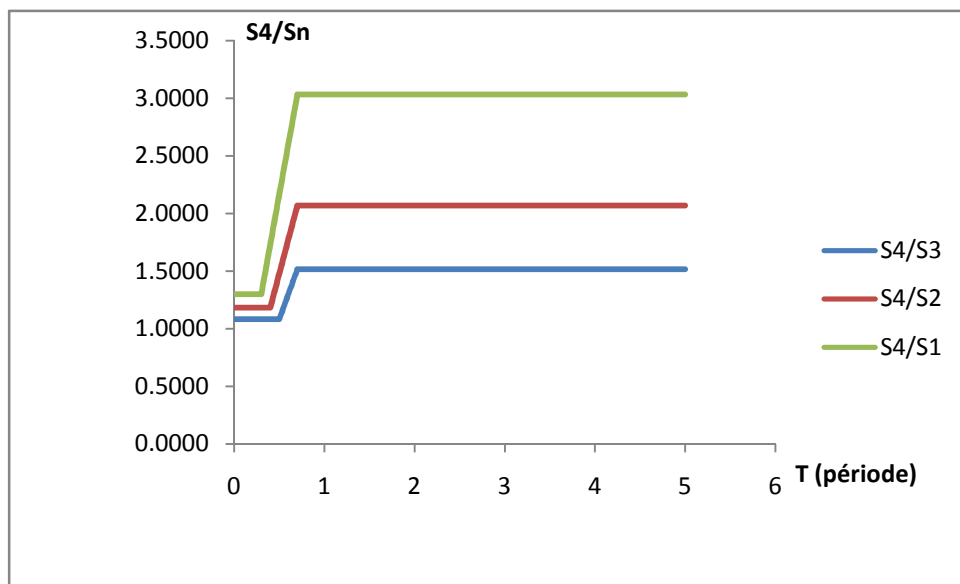


Figure 3.5 : rapports des valeurs spectrales ($S4/S3$, $S4/S2$, et $S4/S1$) en fonction des périodes

On remarque que ces rapports sont proches (< 1.3) pour les courtes périodes ($0s \leq T \leq 0,5s$) et augmente linéairement dans l'intervalle ($0,5s \leq T \leq 0,8s$), pour atteindre le seuil de 3 pour le rapport $S4/S1$ dans les moyennes à longues périodes ($T > 1$).

Ces résultats montrent que l'effet du sol devient très important pour les ponts à périodes supérieures à 1s où les accélérations spectrales de calcul d'un pont implanté sur un sol S4 est 1,5 fois celles d'un sol S3, deux fois celles d'un sol S2 et trois fois celles d'un sol S1.

3.7. Conclusion

Dans ce chapitre, une analyse linéaire d'un pont à poutre à été effectuée selon les recommandations du nouveau règlement RPOA 2008.

En comparant les efforts obtenus par la méthode RPOA avec ceux de la méthode conventionnelle on déduit que les forces sismiques de calcul selon la méthode RPOA sont plus importantes par rapport à celles de la méthode forfaitaire.

Dans le but de quantifier l'implication de l'utilisation de la méthode RPOA sur la conception et le dimensionnement de ce type de pont (pont à poutre), on réalise une étude paramétrique montrant la variation du rapport V/W en fonction de la catégorie du sol et de la zone de sismicité.

Les résultats montrent que la méthode forfaitaire ne couvre que les cas de ponts en zone I sur le site S1, avec un rapport V/W obtenu par la méthode RPOA relativement élevé pouvant atteindre 0,8 pour le cas le plus défavorable (site S4, zone III).

De ce fait, les efforts engendrés par la méthode RPOA concernant ce type de ponts (pont à poutre) seront alors plus sécuritaires que ceux obtenus par la méthode forfaitaire.

Afin de généraliser cette conclusion, une étude sur la variation des rapports (S_n/S_4) a démontré que l'effet du sol devient un paramètre très important pour les ponts à périodes supérieures à 0.8s comme tel est le cas dans cette étude où la période du pont étudié est de 0,84s.

CHAPITRE 4 :
ANALYSE NON LINEAIRE D'UN PONT A VOUSOIR

CHAPITRE 4 : ANALYSE NON LINEAIRE D'UN PONT A VOUSOIR

4.1.Introduction

Ce chapitre traite le comportement structural sous sollicitation sismique d'un pont à voussoir, et ce en utilisant la démarche du dimensionnement en capacité conformément au règlement parasismique des ouvrages d'art (RPOA) , avec la conception d'appuis ductiles qui se traduit par la formation des rotules plastiques qui doit être confirmé par calcul en utilisant les deux méthodes d'analyses « push-over » et « l'analyse dynamique non linéaire » .

Les efforts obtenus par l'analyse linéaire élastique peuvent dans ce cas être réduits en les divisant par un coefficient de comportement « q » dont la valeur est supérieure à 1 lors de la formation des rotules plastiques de flexion pour un comportement ductile de la structure.

Dans le but d'évaluer la performance post-élastique du pont à voussoir conçu conformément au RPOA 2008, une analyse dynamique non linéaire est effectuée.

4.2.Présentation de la structure étudiée

La structure analysée est un pont à voussoir classé selon le RPOA dans la catégorie des ponts importants, implanté en zone de forte sismicité.

Les caractéristiques du Pont sont les suivantes :

- Dimensions en plan : $L_x=510\text{m}$; $L_y=13,5\text{m}$.
- Le pont est classé dans le groupe 2 : pont important.
- Le pont est implanté dans une zone de forte sismicité (zone III).
- Les piles sont construites en béton armé et sont encastées à la semelle et au tablier, les semelles sont fondées sur un groupe de pieux de diamètre de 1,2m.
- Le tablier précontraint est constitué d'une poutre continue sur six travées constituées d'un caisson à trois âmes.

Les caractéristiques mécaniques des matériaux du Pont sont fixées comme suit :

- Béton : la résistance à la compression à 28 jours : $\left\{ \begin{array}{l} 35 \text{ MPa} \text{ béton caisson} \\ 27 \text{ MPa} \text{ béton des appuis} \end{array} \right.$
- Module d'élasticité du béton : $\left\{ \begin{array}{l} E_{bc} = 35981 \text{ MPa} \\ E_{ba} = 33000 \text{ MPa} \end{array} \right.$
- Armatures longitudinales et transversales en acier FeE400

4.3. Modélisation et analyse modale de la structure

Nous avons utilisé pour cette analyse statique non linéaire de poussée progressive « Push-over » le logiciel SAP 2000 non linéaire version 12.0.0.

Les piles sont modélisées comme étant des éléments «Frame», la dalle et les éléments constituant le tablier comme étant des éléments «Shell» et les appareils d'appuis par des éléments «Springs».

Les nœuds plastiques pour l'analyse pushover ont été définis comme étant des « Rotules » dont la position est en pied et en tête des piles, avec des courbes d'interactions Effort Normal-Moment Fléchissant (P-M) unidirectionnel selon le sens de l'excitation.

Le modèle 3D de notre structure est comme le montre la figure 4.1 ci-dessous ;

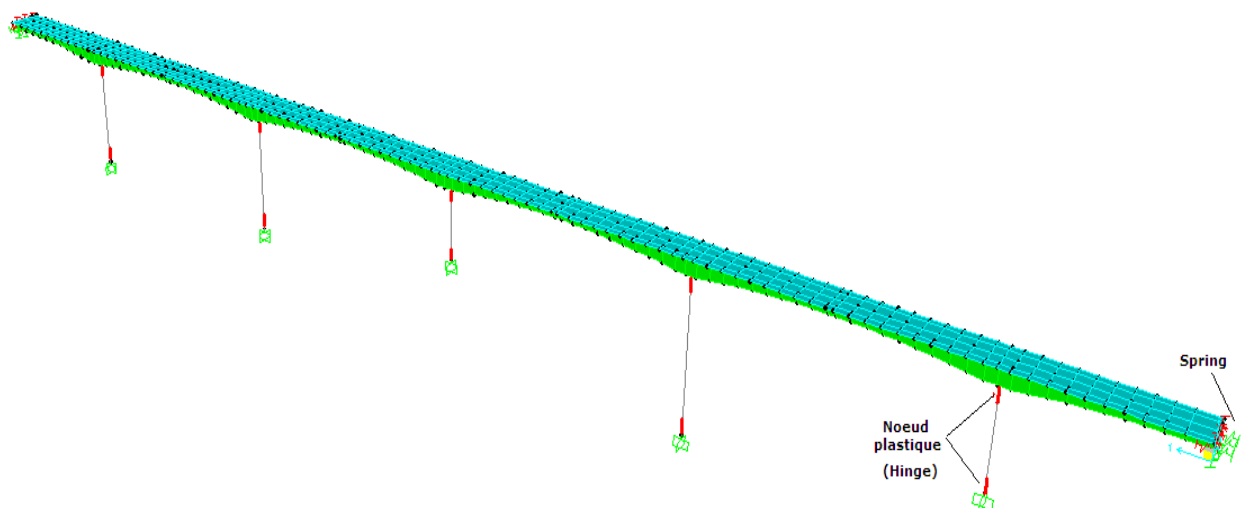
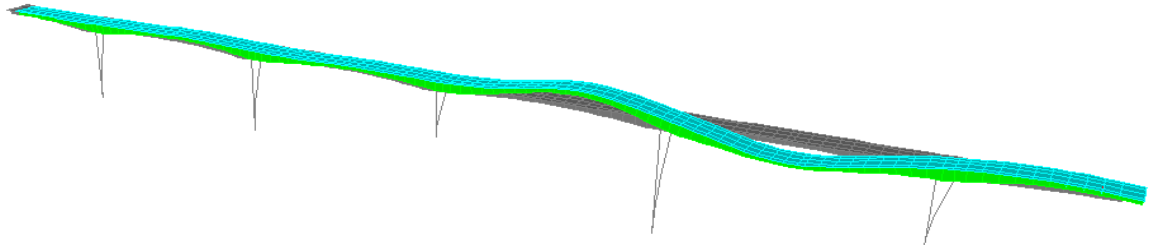


Figure 4.1 : Vue en 3D du pont à voussoir

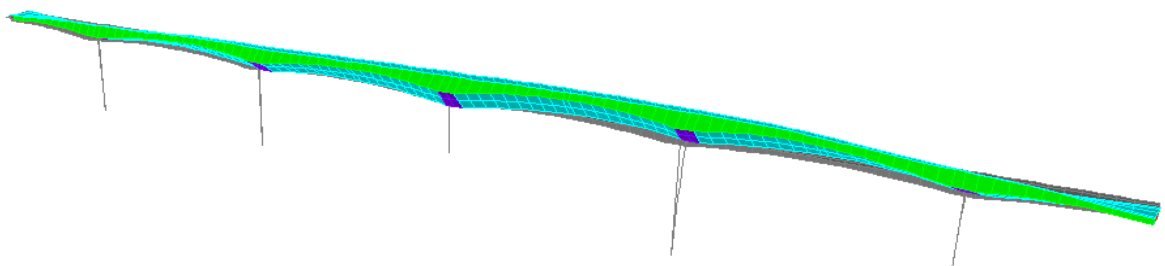
Les résultats de l'analyse modale de l'ouvrage sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau 4.1 : Facteurs de participation modale du pont à voussoir

Modes	Période	UX	UY	ΣUX	ΣUY
	sec	%	%	%	%
Mode 1	1.9411	50.26	0.00	50	0
Mode 2	1.8218	0.00	7.89	50	8
Mode 3	1.6696	8.07	0.00	58	8
Mode 4	1.4091	3.54	0.00	62	8
Mode 5	1.3659	0.00	5.42	62	13
Mode 6	1.2328	0.81	0.00	63	13
Mode 7	1.2274	0.00	84.01	63	97
Mode 8	1.0900	14.44	0.00	77	97
Mode 9	1.0065	0.00	2.10	77	99
Mode 10	0.8814	0.17	0.00	77	99
Mode 11	0.8372	9.75	0.00	87	99
Mode 12	0.8283	0.00	0.15	87	100
Mode 13	0.7622	2.01	0.00	89	100
Mode 14	0.6116	3.62	0.00	93	100



1^{er} mode de vibration ($T_1=1.94s$)



7^{ème} mode de vibration ($T_1=1.22s$)

Figure 4.2 : Modes de vibration du pont à voussoir

Tous les modes ayant une contribution importante à la réponse structurale totale ont été pris en compte tel que préconisé par le RPOA. La somme des masses modales effectives atteint pour les modes considérés au moins 90% de la masse totale du pont.

4.4. Analyse par poussée progressive (pushover)

L'analyse 'pushover' est une procédure statique non-linéaire dans laquelle la structure subit des charges latérales suivant un certain modèle prédéfini en augmentant l'intensité des charges jusqu'à ce que les modes de ruine commencent à apparaître dans la structure [15].

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.

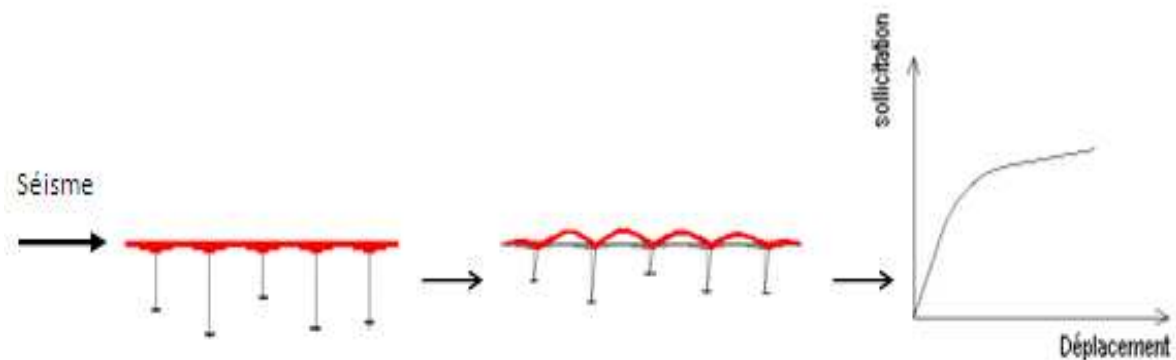


Figure 4.3 : Signification physique de la courbe de capacité

4.4.1. But de l'analyse pushover

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

L'analyse pushover est supposée fournir des informations sur plusieurs caractéristiques de la réponse qui ne peuvent être obtenues par une simple analyse élastique [16], on cite :

- L'estimation des déformations dans le cas des éléments qui doivent subir des déformations inélastiques afin de dissiper de l'énergie communiquée à la structure par le mouvement du sol.

- La détermination des sollicitations réelles sur les éléments fragiles, telles que les sollicitations sur les assemblages de contreventements, les sollicitations axiales sur les poteaux, les moments sur les jonctions poteau-poutre, les sollicitations de cisaillement.
- Les conséquences de la détérioration de la résistance des éléments sur le comportement global de la structure ce qui permet de déterminer les points forts et les points faibles de notre structure.
- L'identification des zones critiques dans lesquelles les déformations sont supposées être grandes.
- L'identification des discontinuités de résistance en plan et en élévation qui entraînent des variations dans les caractéristiques dynamiques dans le domaine inélastique.
- L'estimation des déplacements qui tiennent compte des discontinuités de la rigidité et de la résistance qui peut être utilisés dans le contrôle de l'endommagement.

Tous ces points sont utilisés dans le cas de calcul en capacité pour s'assurer que la séquence de formation des rotules plastiques est conforme aux hypothèses de la conception.

4.4.2. Niveaux de performance

Les niveaux de performance sont décrits par une courbe de capacité (Figure 4.4) composée de quatre segments, chaque segment correspond à une étape d'endommagement.

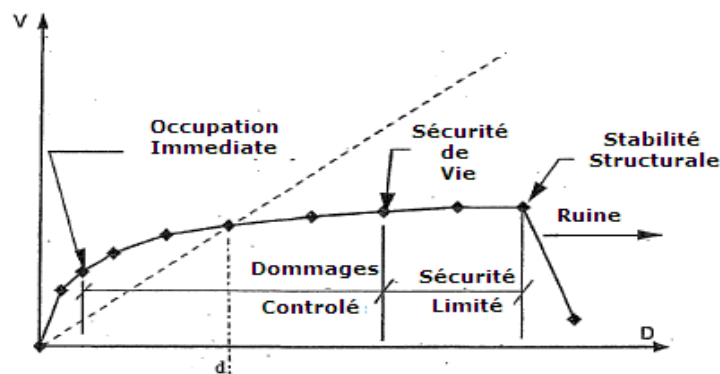


Figure 4.4 : Niveaux d'endommagement décrits par une courbe de capacité selon L'ATC 40

a) Le premier niveau : correspond au comportement élastique de la structure et représente le niveau de conception parasismique habituel. Il indique par conséquent un état d'endommagement superficiel (ou bien de non endommagement).

b) Le deuxième niveau : d'endommagement correspond à un niveau de dommage contrôlé. La stabilité de la structure n'est pas en danger, mais toutefois un endommagement mineur est susceptible de se développer.

c) Le troisième niveau : représente un état d'endommagement avancé, sa stabilité étant en danger. Au delà de ce niveau, la structure est susceptible à l'effondrement, ne présentant aucune capacité de résistance.

4.4.3. Critères de performance

Pour l'évaluation du niveau de performance de la structure, on présente les niveaux de dommages spécifiques aux ponts selon l'ATC 32 qui sont les suivants :

- **Dommages minimaux**

Bien qu'une réponse post-élastique puisse se produire, la structure ne subira pas de déformations permanentes.

- **Dommages réparables**

La structure sera sollicitée dans le domaine plastique ayant pour résultat : la fissuration du béton, la plastification des aciers et l'éclatement du béton d'enrobage.

L'ampleur des dommages doit être limitée de manière que la structure retrouve son état d'avant séisme sans avoir à remplacer le ferrailage ou les éléments structuraux. La réparation ne devrait pas exiger la fermeture, et le pont doit rester fonctionnel.

- **Dommages significatifs**

Bien qu'il n'y ait aucun effondrement, la structure subit des dommages importants qui peuvent exiger sa fermeture pour la réparation.

Le remplacement partiel ou complet des éléments structuraux peut s'avérer nécessaire.

Au-delà de ce niveau de dommages la structure subira la ruine totale.

Ainsi, Les critères d'acceptation des performances proposés par FEMA 273 (1997) seront mis en application pour évaluer les niveaux de performances [17] comme suit :

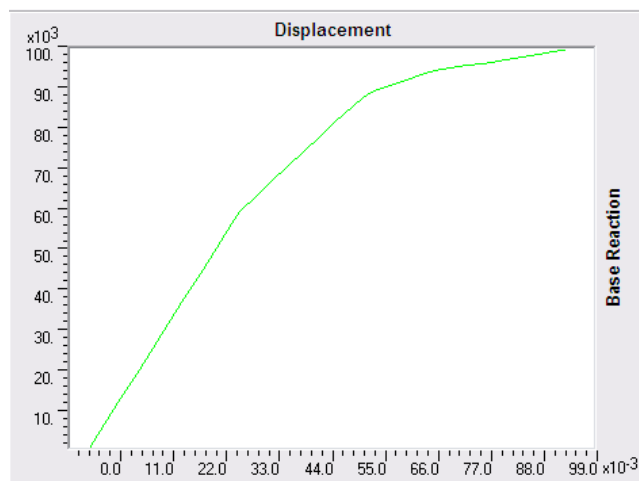
- Le premier niveau de dommages (**Dommages minimaux**) correspond à un niveau de performance de la structure : **Immediate Occupancy «IO»**.
- Le deuxième niveau de dommages (**Dommages réparables**) correspond à un niveau de performance de la structure : **Life Safety «LS»**.
- Le troisième niveau de dommages (**Dommages significatifs**) correspond à un niveau de performance de la structure : **Collapse Prevention «CP»**.

4.4.4. Analyse et interprétation des résultats

Une analyse pushover est réalisée sur un pont à voussoir afin de déterminer le comportement de ce type de structure sollicité par un chargement sismique, et une étude d'évaluation des demandes sismiques sera faite avec une vérification des niveaux de performance.

Les résultats de l'analyse push-over sont montrés sous forme d'un graphe qui exprime la variation de l'effort tranchant à la base de la structure en fonction du déplacement au sommet selon les deux directions (x-x) et (y-y).

- **Sens x-x**



- Sens y-y

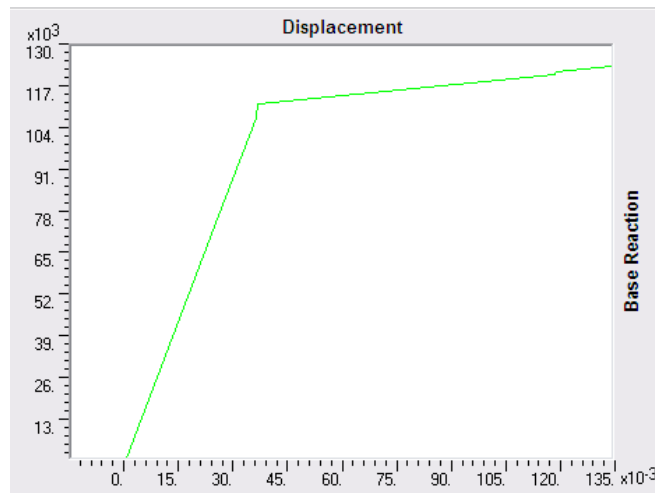


Figure 4.5 : Courbes push-over effort tranchant à la base-déplacement au sommet

D'après les graphes ci-dessus on distingue clairement deux phases par lesquelles passe notre structure, la première phase étant la phase élastique caractérisé par une ligne droite qui continue jusqu'à une limite de l'effort tranchant à la base et un déplacement au sommet égale à (110169 KN,0.035m) et (61690 KN,0.026 m) pour le sens (x-x) et (y-y) respectivement.

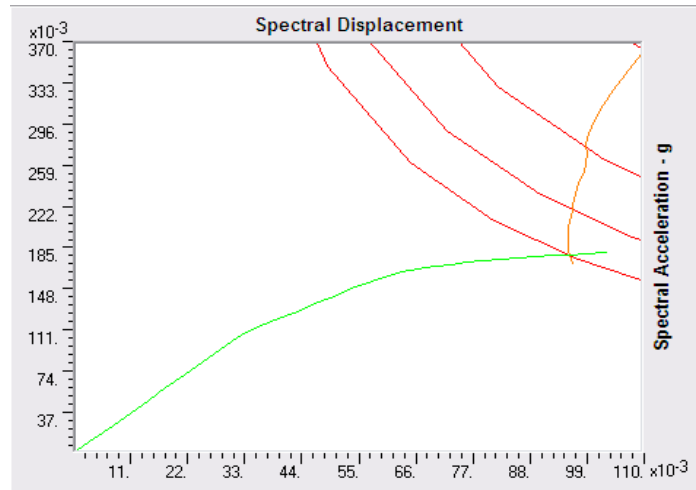
La deuxième phase ou on remarque que la courbe continue presque à l'horizontal, ce qui signifie que plusieurs zones atteignent leurs limites élastiques et passe dans le domaine post-élastique avec la formation des rotules plastiques.

Dans le sens (x-x) la courbe est caractérisé par un passage brusque du domaine élastique au domaine plastique ce qui indique la formation simultanée de plusieurs nœuds plastiques.

Dans le sens (y-y) le passage progressif vers le domaine plastique nous indique une succession dans la formation des nœuds plastiques.

On traçant les courbes de fragilité selon les deux sens (x-x) et (y-y) on détermine le niveau de performance de la structure comme suit :

- **Sens x-x**



- **Sens y-y**

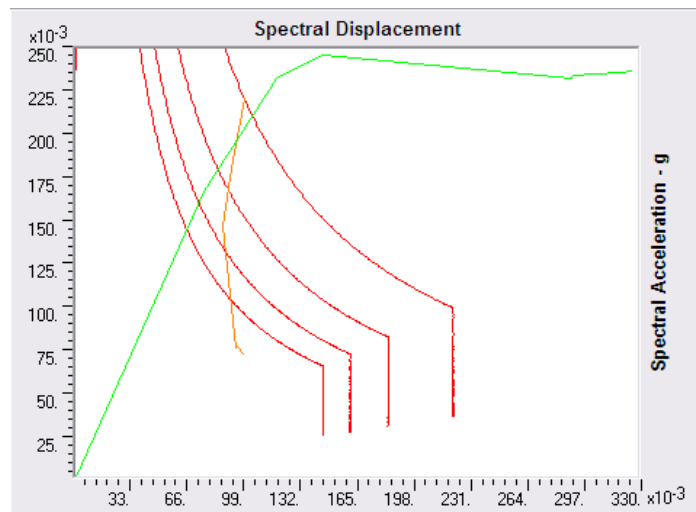


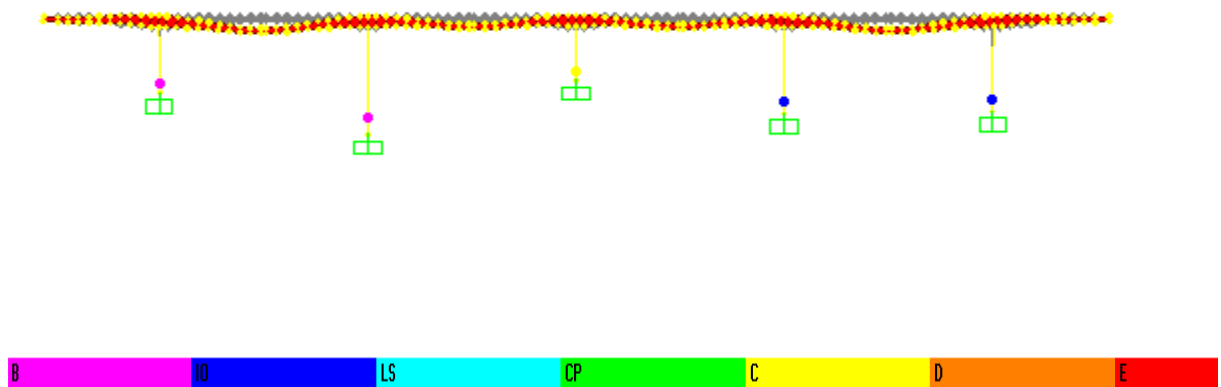
Figure 4.6 : Courbes de fragilité

D'après l'analyse suivant les deux sens (x-x) et (y-y) on constate que la structure se situe dans un niveau de performance **Collapse Prevention** «CP» dans le premier sens, et **Immediate Occupancy** «IO» selon le deuxième sens.

Cette analyse, nous permet de dire que la structure n'arrive pas à l'état de ruine mais peut subir des dommages importants nécessitant sa fermeture pour la réparation et le remplacement d'un ou de plusieurs éléments structuraux.

Les figures ci-après nous montrent la propagation des rotules plastiques dans les piles selon les deux directions du séisme.

- **Sens x-x**



- **Sens y-y**

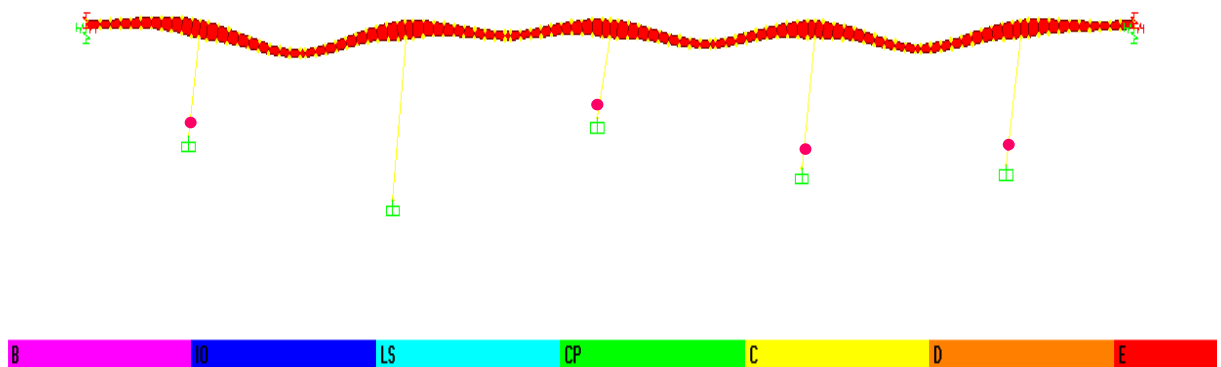


Figure 4.7 : Formation des rotules plastiques

D'après cette analyse on conclue que :

- 1- La déformation post-élastique de la structure dans le sens (x-x) transversal est plus prononcée que celle du sens (y-y) longitudinal avec l'apparition des mécanismes de ruine dans certains éléments.
- 2- l'apparition des rotules plastiques à la base de notre structure au niveau des piles confirme notre hypothèse selon laquelle ces mécanismes se forment en tête ou en pied des piles qui sont encastré-encastré.
- 3- La constatation précédente est très importante car elle confirme l'incursion de la structure dans le domaine post-élastique, ce qui justifie le dimensionnement en capacité de la structure tel que préconisé par le RPOA dans ce cas.

4.5. Analyse dynamique non linéaire

L'analyse dynamique non linéaire est une analyse très laborieuse mais fiable dans l'évaluation des dommages structuraux, et particulièrement pour la détermination des modes de ruines.

Cette analyse est élaborée dans la plupart des cas en utilisant la méthode d'intégration directe pas à pas de l'algorithme Newmark – Beta [19]. Le changement des propriétés des matériaux est très facile à incorporer, et les déformations internes des éléments sont modélisées par des lois de comportement simulant la dégradation et la détérioration de la rigidité et la résistance des éléments structuraux.

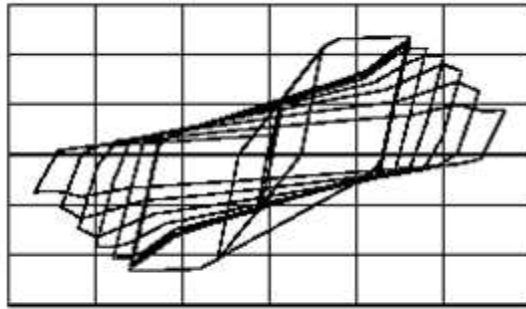
Le but de cette analyse est d'évaluer la performance et le comportement post élastique, ainsi que l'identification des mécanismes de ruine de cette structure sous l'effet des sollicitations sismiques à des intensités croissantes.

4.5.1. Modèle d'hystérésis

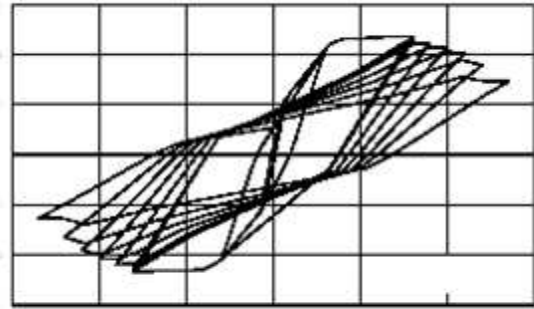
La réponse des éléments en béton armé sous des chargements cycliques quelconques est souvent caractérisée par des courbes de lois de comportement communément connues sous le nom de « courbes d'hystérésis ». Ces courbes décrivent les relations forces-déformations au niveau des nœuds plastiques.

En fait, il existe plusieurs types de courbes d'hystérésis qui peuvent décrire la propagation de la dégradation des éléments structuraux jusqu'à la rupture. Pour les piles de ponts on adopte les courbes d'hystérésis avec pincement intégrant des coefficients de dégradation de la rigidité, la résistance et l'adhérence acier-béton.

Dans cette catégorie de courbe on distingue deux types, le premier type est employé lorsqu'on a une dégradation de la résistance de l'élément et le deuxième est employé lorsqu'on a une dégradation de la résistance et de la rigidité comme le montre les figures suivantes :

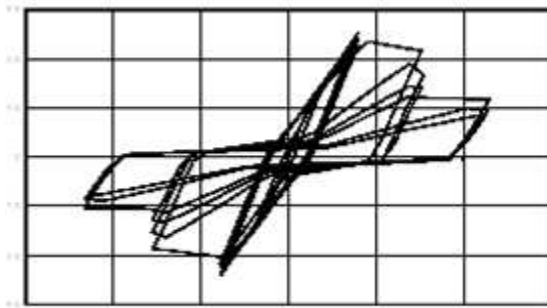


Détérioration de résistance



Détérioration de la résistance
et Dégradation de la rigidité

Figure 4.8 : Courbes d'hystérésis d'une structure ductile



Détérioration de résistance



Détérioration de la résistance
et Dégradation de la rigidité

Figure 4.9 : Courbes d'hystérésis d'une structure fragile

Dans cette étude on modélise les nœuds plastiques par des éléments «link element» avec une courbe multilinéaire à pivot (SAP 2000).

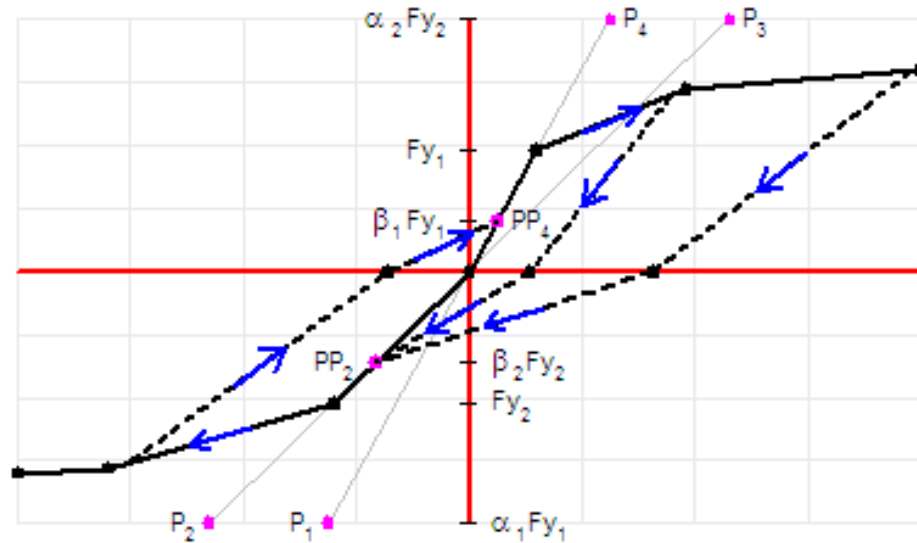


Figure 4.10 : Modèle link multilinéaire plastique avec pivot

Avec :

- P_1, P_2, P_3, P_4 : Points primaires.
- PP_2, PP_4 : Points de pincement.
- $\alpha_1, \alpha_2, \beta_1, \beta_2$: Paramètres de dégradation de la résistance.
- F_{y1}, F_{y2} : Limite élastique.

4.5.2. Détermination du chargement sismique

L'étape la plus délicate dans une analyse dynamique inélastique est la détermination du chargement dynamique.

Le chargement est introduit sous forme d'une accélération appliquée à la base de l'ouvrage. On se limite dans cette étude à l'introduction de la composante E-W de l'accélérogramme enregistré lors du séisme du 21 Mai 2003 à Dar El Beida. L'accélération maximale (PGA) est de 0,54g.

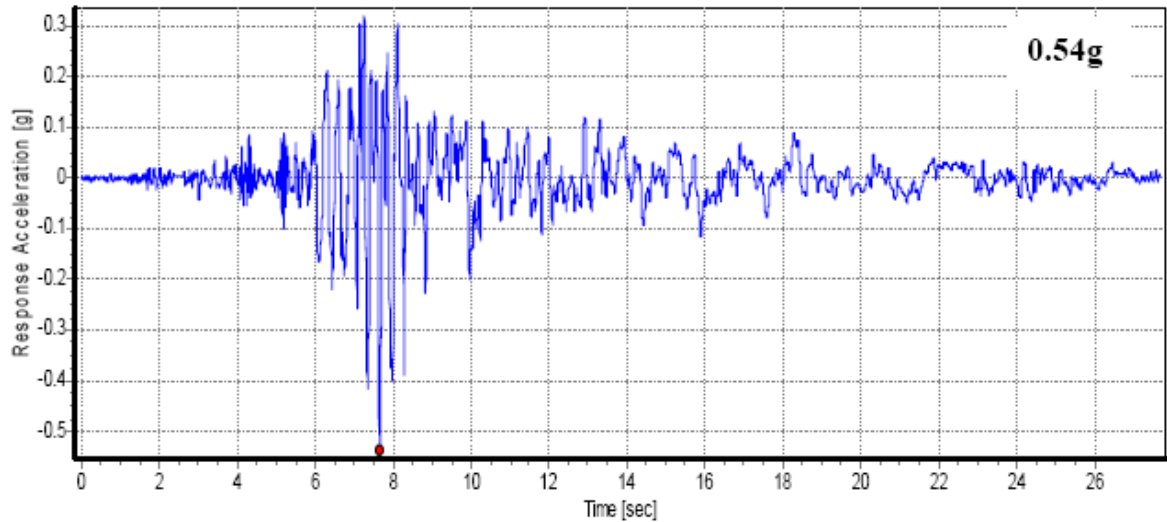


Figure 4.11 : Accélérogramme du séisme du 21 Mai 2003 station Dar El Beida

4.5.3. Analyse et interprétation des résultats

La performance du pont est évaluée en fonction des réponses structurelles suivantes :

- **Formation des nœuds plastiques**

La position des nœuds plastiques ainsi que les courbes d'hystérésis les plus représentatives de la variation du moment à la base des piles en fonction de la rotation sont représentées sur les figures suivantes :

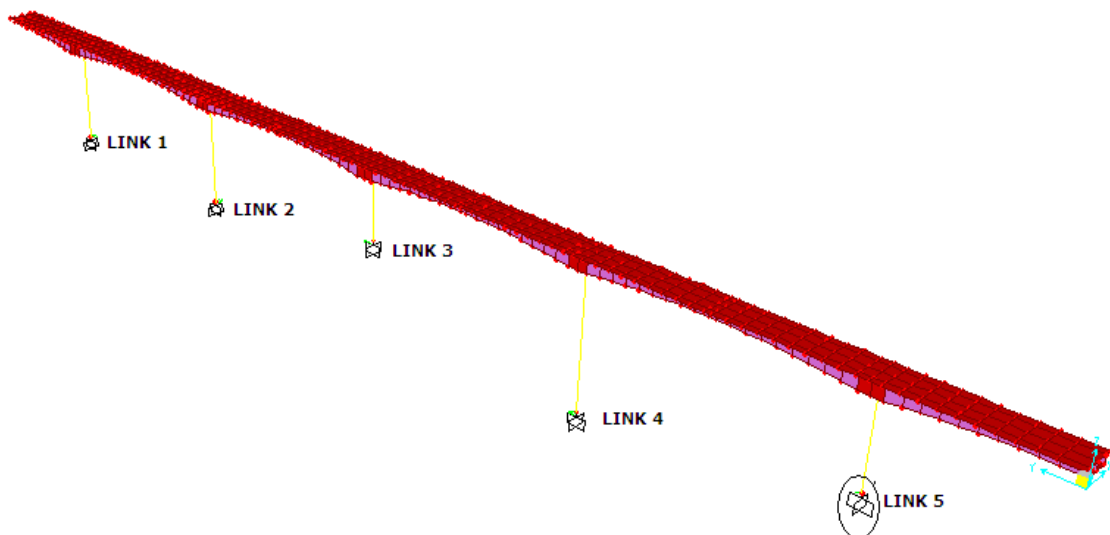


Figure 4.12 : Position des nœuds plastiques

- Selon x-x (Direction transversale du pont)

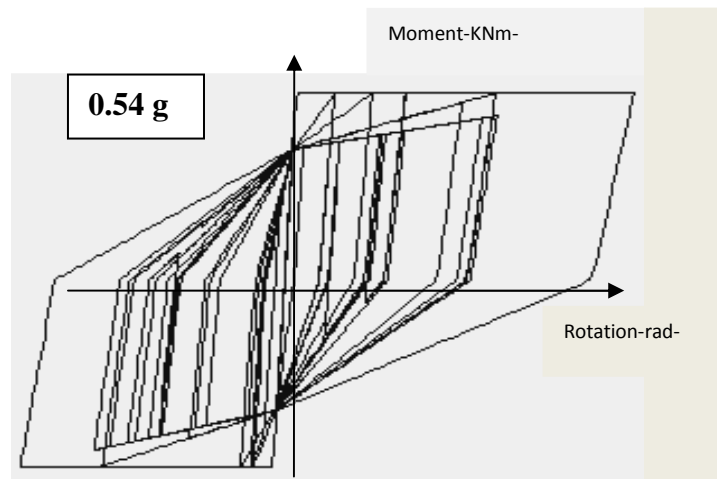


Figure 4.13 : Courbe (M-Ø) d'une pile de pont avec PGA=0.54g
(LINK 5)

- Selon y-y (Direction longitudinale du pont)

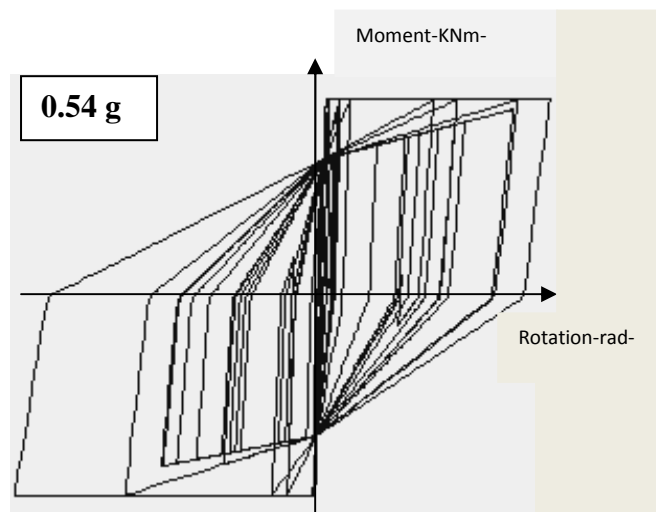


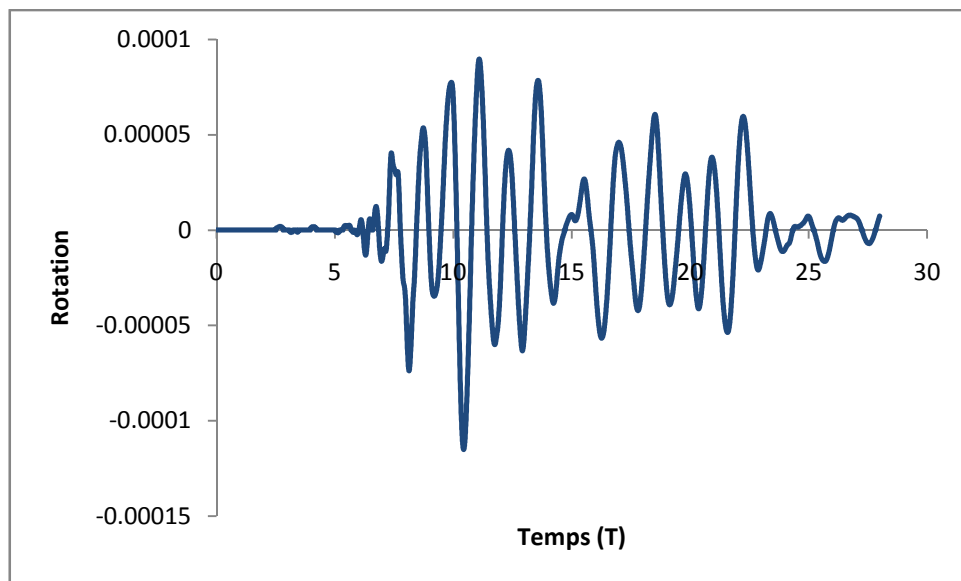
Figure 4.14 : Courbe (M-Ø) d'une pile de pont avec PGA=0.54g
(LINK 5)

D'après les courbes d'hystérésis obtenues par l'analyse on peut déduire qu'il ya bien formation de rotules plastiques au niveau de la base des piles avec une bonne dissipation d'énergie par effet d'Hystérésis. La forme des courbes d'hystérésis est assez stable et reflète un comportement d'une structure ductile.

- **Déplacement longitudinal et transversal**

En traçant les courbes de déformations en fonction du temps des nœuds plastiques (Figure 4.15), on remarque que malgré l'incursion profonde dans le domaine plastique les courbes ne comportent pas de déformations résiduelles, ce qui témoigne d'une bonne réserve élastique capable de ramener la structure vers sa position d'équilibre.

• **Selon x-x (Direction transversale du pont)**



• **Selon y-y (Direction longitudinale du pont)**

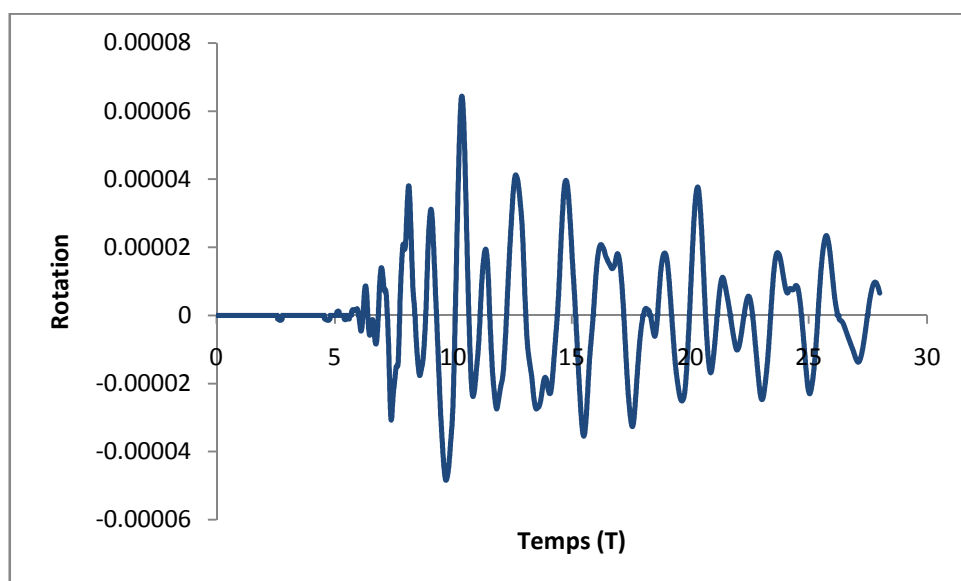


Figure 4.15 : Courbes des déformations en fonction du temps du nœud plastique (Link 5)

- Courbes d'énergies

Les courbes d'énergie en fonction du temps montrent la performance de la structure à transformer l'énergie induite par le séisme.

— Energie hystérésis — Energie Totale — Energie d'Amortissement Modal

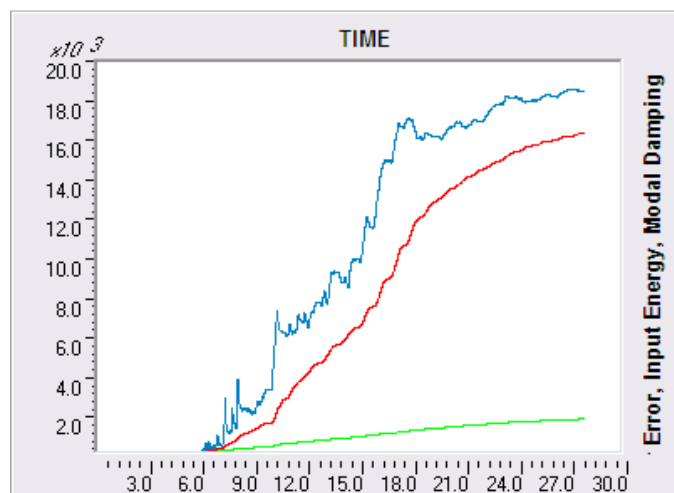


Figure 4.16 : Courbes des Energies

On remarque que la courbe d'énergie totale comporte des fluctuations et des pics indiquant qu'une partie de l'énergie a été temporairement emmagasiner sous forme d'énergie cinétique (accélération et vitesses des masses) et restituer en énergie de potentiel sous forme de déformations élastique avant d'être efficacement dissipé par les mécanismes de dissipation visqueux(modale) et surtout par effet hystérésis durant les incursions dans le domaine plastique.

On constate aussi que l'énergie dissipé par effet hystérésis est beaucoup plus importante que celle de l'énergie dissipé par l'amortissement modal.

4.5.4. Etude incrémentale

Une étude incrémentale a été effectuée dans le but d'évaluer la performance post-élastique de la structure à des intensités croissantes. L'accélérogramme est pondéré par des coefficients multiplicatifs afin d'obtenir des seuils d'accélération maximales (PGA) variant de 0.05g à 1.2g qui permettent de balayer le domaine élastique et post-élastique du pont.

On obtient alors les courbes (IDA) en traçant les valeurs maximales de l'effort tranchant à la base et les déplacements correspondants pour les deux directions transversales et longitudinales du pont comme le montre les figures suivantes :

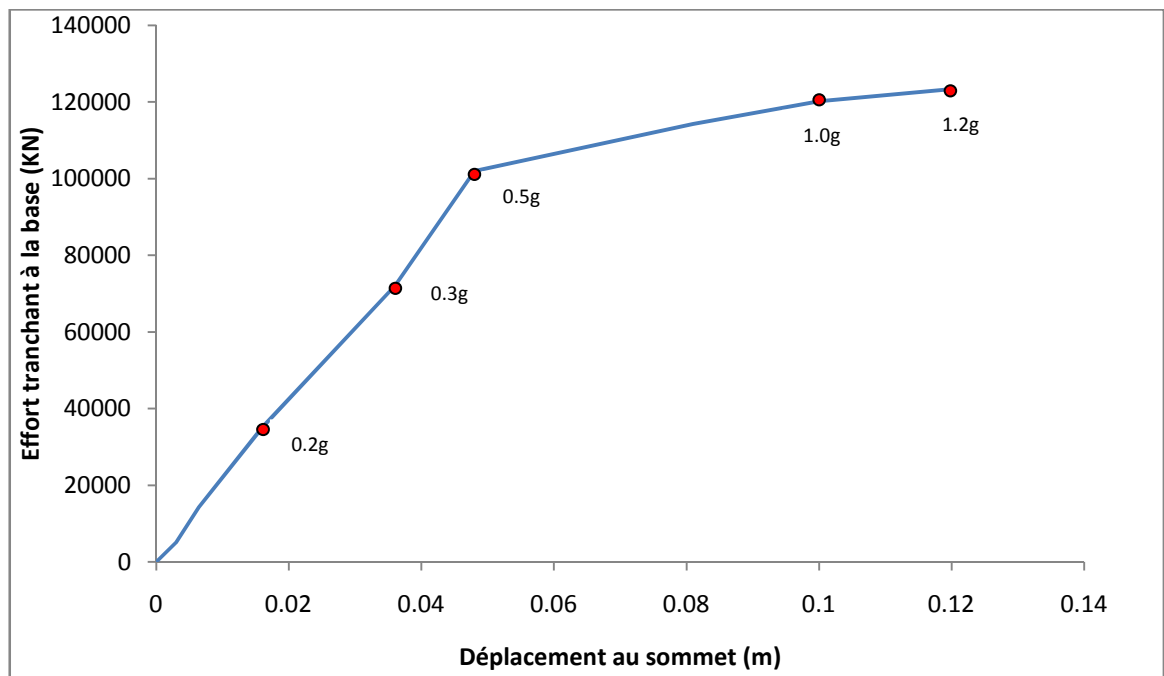


Figure 4.17 : Courbe IDA selon la direction transversale du pont

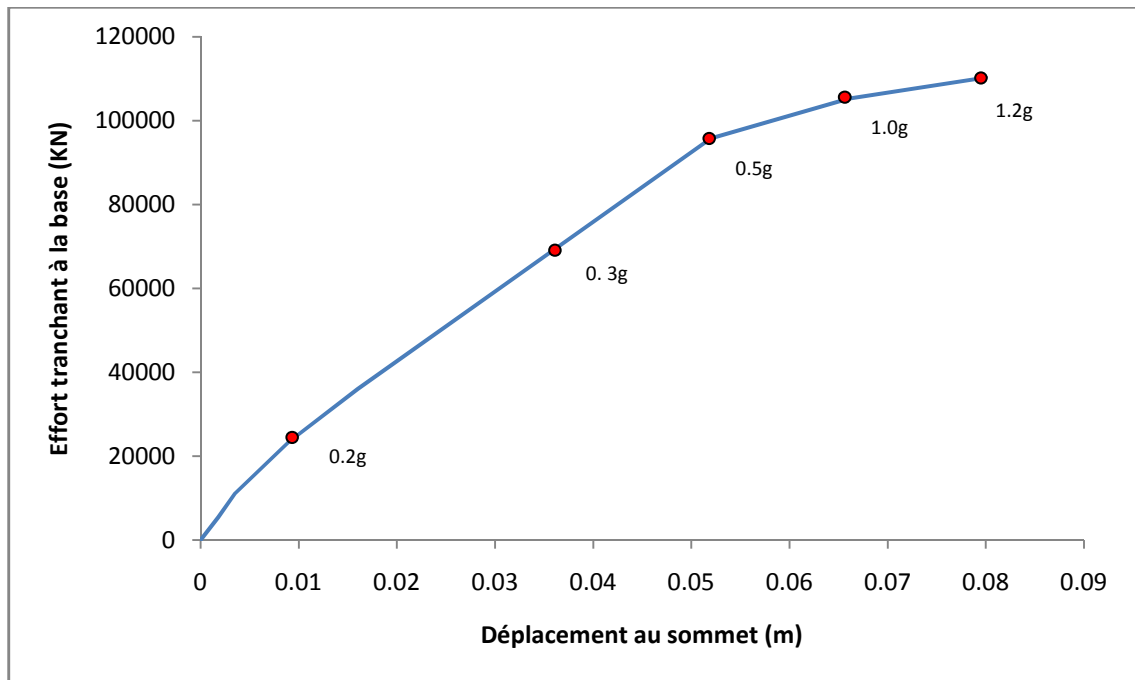


Figure 4.18 : Courbe IDA selon la direction longitudinale du pont

De part l'allure des courbes obtenues on distingue clairement les deux phases par lesquelles passe la structure, à savoir la première phase élastique qui est caractérisée par une ligne droite jusqu'à une accélération de 0,5g ou la courbe continue plus ou moins horizontalement ce qui signifie que la structure passe dans le domaine post-élastique.

Enfin, une comparaison entre les résultats de l'analyse push-over et ceux de l'analyse dynamique non linéaire s'avère judicieuse et nous permet de confirmer les résultats. On superpose alors les courbes IDA des deux analyses comme présenté par les figures suivantes :

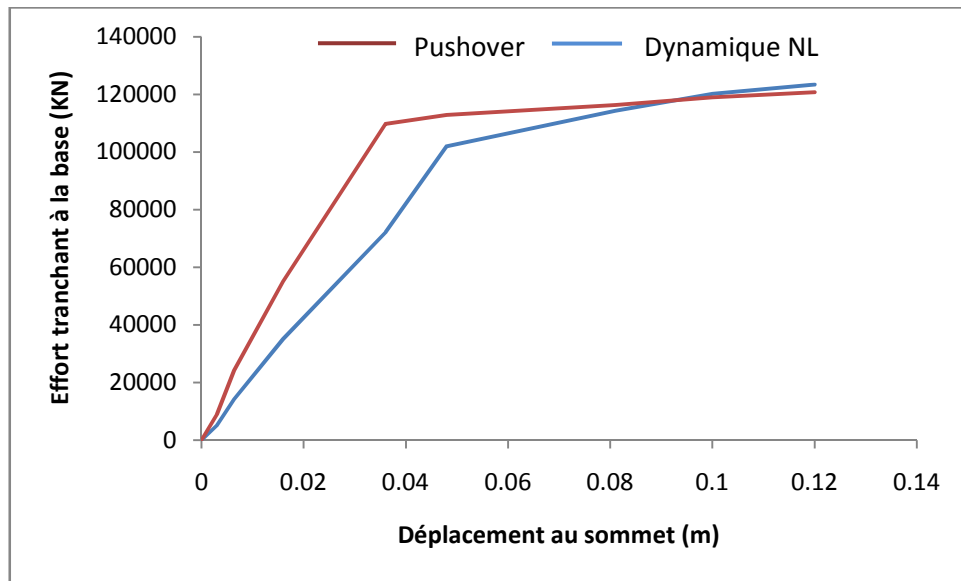


Figure 4.19 : Comparaison des résultats de l'analyse dynamique non linéaire et ceux de l'analyse statique non linéaire –Direction transversale du pont-

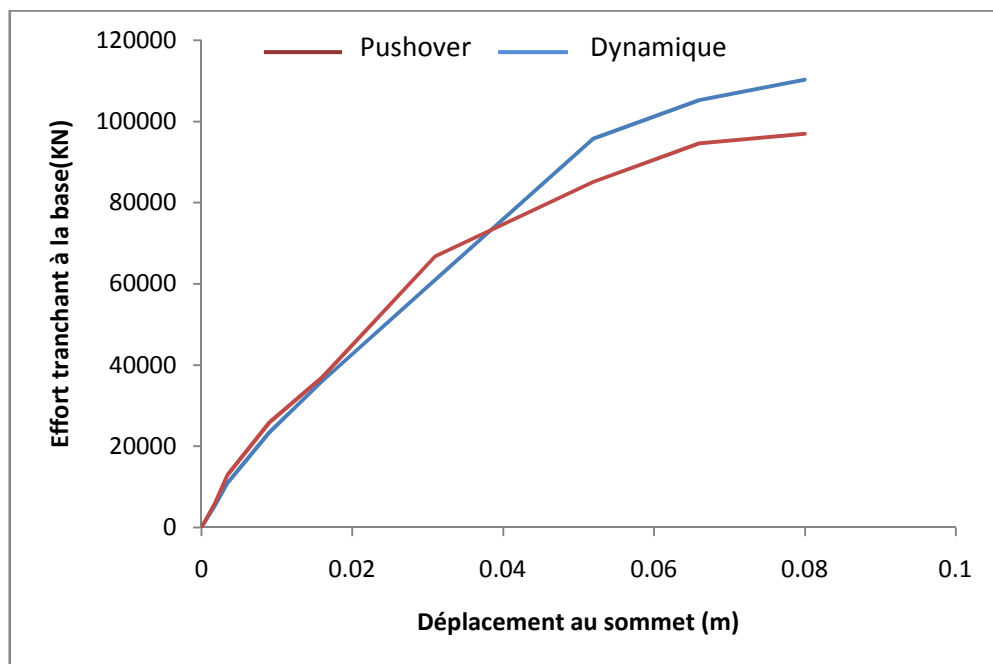


Figure 4.20 : Comparaison des résultats de l'analyse dynamique non linéaire et ceux de l'analyse statique non linéaire –Direction longitudinale du pont-

D'une manière générale, on constate une bonne concordance entre les courbes avec un léger décalage. Les résistances ultimes et les paliers de ductilité sont assez proches.

Néanmoins, on remarque pour la courbe de la direction longitudinale que la valeur de la résistance ultime prédite par l'analyse dynamique non linéaire est de 30% plus grande que celle obtenue par l'analyse statique non linéaire.

La différence peut s'expliquer par l'effet de réversibilité de la charge dynamique qui conduit la structure à revenir à sa position initiale.

4.6. Conclusion

Les résultats obtenus par la méthode d'analyse «push-over» confortent l'hypothèse selon laquelle la formation des rotules plastiques au niveau des piles se produit comme conçues lorsque le pont est sollicité au-delà de sa limite élastique.

L'analyse «push-over» nous a permis de décrire le comportement réel de la structure et de suivre le développement des mécanismes de ruines dans les éléments ainsi que l'évaluation des dommages structuraux.

Les résultats de l'étude dynamique non linéaire ont montré que le pont qui a été conçu conformément au RPOA a exhibé une bonne performance sismique caractérisée par une capacité de dissipation d'énergie appréciable et une réserve élastique dans le palier de ductilité suffisante pour minimiser les déformations résiduelles.

L'analyse dynamique non linéaire nous a permis de suivre le développement des efforts dans les éléments structuraux et de constater la dégradation et la détérioration de leur rigidité et de la résistance, et nous a renseignés sur la capacité de la structure à dissiper de l'énergie par effet d'hystérésis.

En comparant les résultats obtenus par les deux analyses, on a constaté une bonne concordance avec de légères différences qui peuvent être attribuées à l'effet de réversibilité de la charge dynamique qui conduit la structure à revenir à son état d'équilibre.

CONCLUSION GENERALE

Les ponts sont des infrastructures d'une grande importance dans le système routier d'un pays, leur bon fonctionnement doit être assuré, ce qui impose la nécessité d'améliorer leur comportement sismique.

Dés lors, le secteur des travaux publics en Algérie a pris en charge l'élaboration d'un référentiel pour la conception sismique de ces ouvrages désigné sous le nom de : « Règles Parasismiques Applicables au domaine des ouvrages d'art » RPOA 2008.

Un organigramme illustrant les différentes parties du code RPOA concernant les tunnels, les ponts neufs et les ponts existants a été développé pour mettre en évidence les différentes étapes de calcul et d'analyse.

Ce travail s'articule sur deux cas d'études de ponts parmi les plus fréquemment utilisés, choisis pour couvrir les deux cas de dimensionnement possible (élastique et plastique).

Ces études effectuées conformément aux recommandations du nouveau règlement servent de guide et permettent de faire une évaluation de ce code par rapport à la méthode conventionnelle.

Pour le premier cas d'étude on procède à une conception élastique d'un pont à poutre, pour des efforts calculés grâce à un modèle parfaitement élastique. C'est en général le cas pour des piles de pont surmontées par des élastomères frettés tel que préconisé par le RPOA.

Les résultats de l'analyse ont montré que les forces sismiques de calcul selon la méthode RPOA sont plus importantes par rapport à ceux de la méthode forfaitaire, qui ne couvre en réalité que les ponts implantés en zone 1 sur le site S1.

De ce faite, les efforts engendrés par la méthode RPOA concernant ce type de ponts (pont à poutres) seront alors plus sécuritaires que ceux obtenus par la méthode forfaitaire.

Pour le deuxième cas d'étude d'un pont à voussoir, on a opté pour une conception plastique en utilisant la méthode du dimensionnement en capacité. Le principe de base du dimensionnement en capacité est de choisir les endroits où les déformations plastiques

doivent se concentrer (rotules plastiques) en cas de séisme pour un comportement ductile de la structure.

Ces zones sont conçues de manière à ce qu'elles puissent supporter ces déformations, sans menacer la capacité de la structure à supporter les charges gravitaires. Le reste de la structure, en particulier les zones adjacentes aux rotules plastiques, est renforcé pour garantir son maintien dans le domaine élastique. De cette manière, une hiérarchie claire des résistances est établie. Cette hiérarchie prévient les plastifications intempestives et garantit un comportement sismique favorable de la structure

Les efforts réels se trouvent alors écrêtés par la formation de "rotules plastiques" dans la structure. La prise en compte des zones plastifiées se fait par l'introduction d'un coefficient de comportement venant réduire les efforts calculés.

Insistons sur le fait qu'il s'agit d'une méthode de dimensionnement et non d'une technique de vérification. Le règlement impose seulement de vérifier que sous les efforts ainsi calculés, il y a bien formation de rotules plastiques.

Cette vérification a été faite par les deux analyses « pushover » et « dynamique non linéaire » qui décrivent le comportement post-élastique du pont étudié jusqu'au développement des mécanismes de ruines.

Ces analyses ont montré le bon comportement post-élastique du pont conçu conformément au règlement RPOA 2008 à travers les courbes d'énergies qui ont montré la capacité de ce pont à dissiper l'énergie induite par l'excitation sismique par effet hystérésis, et ont permis de mettre en évidence le palier de ductilité à travers les courbes de capacité de l'analyse push over.

Recommandations

Afin d'assurer la continuité de ce travail, on propose pour d'éventuels futurs travaux de recherches d'aborder les aspects suivants :

- Comparaison des forces sismiques de calcul RPOA avec celles des autres codes dans d'autres régions (pays).
- Etudes d'autres types de ponts.

REFERENCES

1. L.Guizani, « Isolation sismique et technologies parasismiques pour les ponts», ALG Groupe Conseil Inc, 2006.
2. Kazuhiko Kawashima, «Seismic Design and Retrofit of Bridges», 2000.
3. Roberts.J.E, « Optimizing Post Earthquake Lifeline System Reliability Seismic Design Details for Bridges », Taipei, Taiwan, R.O.C, 1999.
4. Buckle,I.A, « Overview of Seismic Design Methods for Bridges in Different Countries and Future Directions», Paper No.2113, 11WCEE, Acapulco, Mexico,1996.
5. Priestley, M.J.N, Seible.F and Calvi, « Seismic Design and Retrofit of Bridges », John Wiley and Sons, New York, USA, 1996.
6. L.Guizani, «Rapport Sommaire Préliminaire sur l'isolation sismique des ponts », Madrid, Août 2005.
7. American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO), «Guide Specifications for Seismic Isolation Design », 1998.
8. Canadian Highway Bridges Design Code (CAN-CSA-S6-00), Décembre 2000.
9. CNRC 2003, « Revue Canadienne de Génie Civil», Volume 30, Avril 2003.
10. Housner,G.W, «The Continuing Challenge-The Northridge Earthquake of January 17, 1994 », Sacramento, California, 1994.
11. Denis Mitchell, Michel Bruneau, « Performance of Bridges in the 1994 Northridge Earthquake ».
12. Rapport Préliminaire de la mission AFPS, Séisme du 21 Mai 2003 en Algérie, Juillet 2003.

13. C.G.S. « Projet du Guide Définissant les Charges à Appliquer dans les Calculs et les Epreuves des Ouvrages d'Arts », Septembre 2006.
14. Applied Technology Council (1996), « Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Building », ATC 40, Volume 1 et 2, Report No.SSC 96-01, Seismic Safety Commission, Redwood City, CA.
15. H.Krawinkler, « Procedure and Construction of pushover analysis of Seismic Performance Evaluation Engineering Structure », Volume 20, Edition Elsevier Science, Department of Civil Engineering Standford University, USA, 1998.
16. Federal Emergency Management Agency, « NEHRP Recommended Provisions for Seismic Regulations for New Building and Other Structures », FEMA 273, Chapter 3, Washington, D.C.
17. Cosming Chiorean, « Application of pushover Analysis on Reinforced Concrete Bridge Model », Juillet 2003.
18. M.Inel, B.Edgar, F.Black,USEE 2001,« Utility Software for Earthquake Engineering », Report and User's Manual, Civil and Environmental Engineering, University of Illinois at Urbana, 2007.
19. W.Edward, « Three Dimensional Static and Dynamic Analysis of Structures at Physical Approach with Emphasis on Earthquake Engineering », University of California, USA, January 2002.
20. T.Paulay, Priestly, « Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Building», New York, 1992.
21. Construction en béton, Introduction à la Norme SIA 262, «Dimensionnement parasismique», Société Suisse des Ingénieurs et des Architectes, Zurich, 2003.
22. H .Bachmann, «Dimensionnement en capacité»,2002.
23. R.Land, S.Post, « Seismic Design Methodology», January 1999.
24. C.G.S. «Projet du Règlement Parasismique des Ouvrages d'Arts Algérien», RPOA 2007.
25. C.G.S, RPOA 2007, « Procédures de Dimensionnement », Annexe A, 2007.
26. D.Amir-Mazaheri, «Résistance des ponts au séisme», Retour d'expérience, Juin 2006.

