

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE
SCIENTIFIQUE

Ecole Nationale Polytechnique



المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
Ecole Nationale Polytechnique

Département de Génie Civil

Mémoire de Master en Génie Civil

**ETUDE DYNAMIQUE D'UN PONT
PAR DEUX METHODES :ANALYTIQUE – DYNAMIQUE**

Auteur : BOUHADDA Mehdi

Sous la direction de : Mr R. BOUTEMEUR

Présenté et soutenu publiquement le : 05/06/2017

Composition du Jury :

Président :	Mme. R. KETTAB	Pr	Ecole Nationale Polytechnique
Promoteur :	Mr R. BOUTEMEUR	MAA	Ecole Nationale Polytechnique
Examineur :	M. M. DEMIDEM	MAA	Ecole Nationale Polytechnique
Examineur :	M. S. LAKEHAL	MAA	Ecole Nationale Polytechnique

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE
SCIENTIFIQUE

Ecole Nationale Polytechnique



المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
Ecole Nationale Polytechnique

Département de Génie Civil

Mémoire de Master en Génie Civil

**ETUDE DYNAMIQUE D'UN PONT
PAR DEUX METHODES :ANALYTIQUE – DYNAMIQUE**

Auteur : BOUHADDA Mehdi

Sous la direction de : Mr R. BOUTEMEUR

Présenté et soutenu publiquement le : 05/06/2017

Composition du Jury :

Président :	Mme. R. KETTAB	Pr	Ecole Nationale Polytechnique
Promoteur :	Mr R. BOUTEMEUR	MAA	Ecole Nationale Polytechnique
Examineur :	M. M. DEMIDEM	MAA	Ecole Nationale Polytechnique
Examineur :	M. S. LAKEHAL	MAA	Ecole Nationale Polytechnique

ملخص

الهدف من هذا العمل هو تسليط الضوء على التحليل الديناميكي للهياكل، لهذا الغرض، نقوم من خلال هذه الدراسة بتحليل ديناميكي لجسر وذلك باستخدام الطرق التي ينص عليها RPOA استنادا إلى نماذج للتنبؤ بسلوك الهيكل في الزلزال.

وتتم مقارنة النتائج التي تم الحصول عليها عن طريق تحليل اليدوي مع تلك التي نتجت من خلال النمذجة الأتوماتيكية باستخدام برنامج AUTODESK ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS

الكلمات المفتاحية: الدراسة الزلزالية، التحليل الطيفي، الزلازل، السلوك الديناميكي.

Abstract

The aim of this paper is to highlight the dynamic analysis of structures, for this purpose, we proceed to a dynamic analysis of a bridge using the methods advocated by the RPOA, based on convenient models to predict the behavior of the structure in the earthquake.

The results obtained by the manual analysis will be compared with those obtained by the automatic modeling established by the software AUTODESK ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS

Key words: seismic analysis, spectral analysis, earthquake, dynamic behavior.

Résumé

L'objet du présent mémoire est de mettre en valeur l'analyse dynamique des ouvrages d'art. à cet effet nous précéons à travers ce travail a une analyse dynamique d'un pont par les méthodes préconisées par le RPOA en s'appuyant sur des modèles appropriés permettant de prévoir le comportement de la structure au tremblement de terre.

Les résultats obtenus par l'analyse manuelle seront comparés à ceux obtenus par la modélisation automatique établie par le logiciel AUTODESK ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS

Mots clés : étude sismique, analyse spectrale, séisme, comportement dynamique.

Dédicaces

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

Je dédie ce modeste travail :

A la plus belle étoile qui puisse exister dans mon univers ma Chère
mère

A mon meilleur ami : mon père, le meilleur de tous les pères

Aux piliers qui me soutiennent, mes chers frères

A Toute ma grande famille sans exception

A tous mes amis

A toutes les personnes qui m'ont soutenu et cru en moi lors de mon
parcours et à tous ceux qui m'ont aidé de près ou de loin.

BOUHADDA Mehdi

Remerciements

Je remercie tout d'abord Dieu tout Puissant, de m'avoir donné la force, le courage et la volonté durant tout mon cursus des études et de m'avoir aidé à réaliser mon travail, je remercie infiniment mes parents, qui m'ont encouragé et aidé à arriver à ce stade d'étude, que Dieu m'aide à les honorer, les servir et les combler.

Je souhaite exprimer, mes remerciements à mon encadreur Mr R. BOUTEMEUR de m'avoir fait confiance et accepter de diriger mon mémoire ainsi que pour sa disponibilité tout le long de ce travail.

Mes remerciements vont également aux membres du jury d'avoir honoré ma soutenance et pour l'effort fourni afin de juger ce modeste travail.

Un grand merci s'adresse, tout particulièrement, a DJEMAI Riad et HOCIN Mohammed Bachir ,ingénieurs en génie civil pour leur assistance, orientations et leur dévouement, sans oublier Mr HAMIDANI Rabah, BOURAI Hocine et KERKAR Hakim pour leur soutien pendant toute la durée du travail.

Mes remerciements sont exprimés également :

A tous les enseignants de l'ENP qui nous ont enrichi de connaissances et de savoir, ainsi qu'à toute la famille de l'école polytechnique.

A tous ceux qui m'ont aidé de près ou de loin dans la réalisation de ce projet de fin d'étude.

Table des matières

Liste des figures

Liste des tableaux

Introduction générale.....	11
Chapitre I.....	13
Utilité de l'étude sismique pour les ouvrages d'art.....	13
I.1. Introduction.....	14
I.2. Effets des séismes sur les ponts.....	14
I.2.1. Dommages des superstructures.....	14
I.2.2. Dommages des piles.....	16
I.2.3. Dommages des fondations.....	20
I.2.4. Dommages des appuis et joints de chaussée.....	21
I.3. Evolution des codes parasismiques des ouvrages d'art.....	22
I.4. Conception et critères de performances sismiques.....	24
I.4.1. Conception conventionnelle.....	24
I.4.2. Conception avec des technologies parasismiques.....	24
I.5 Conclusion.....	26
Chapitre II.....	27
Méthodes et procédures de l'analyse sismique d'un pont.....	27
II.1. Introduction.....	28
II.2. Etapes d'une analyse dynamique.....	28
II.2.1. La modélisation d'une structure.....	28
II.2.2. Définition des propriétés de la structure $[M]$, $[K]$, $[C]$	29
II.2.2.1. Evaluation de la matrice de rigidité.....	29
II.2.2.2. Evaluation de la matrice masse.....	29
II.2.2.3. Evaluation de la matrice d'amortissement.....	29
II.2.3. Le calcul dynamique.....	30
II.2.3.1. Résolution du système d'équation.....	30
II.2.3.1.a. Analyse modale - méthode des modes normaux.....	30

II.2.3.1.b. Analyse sismique approximative – Méthode spectrale	31
II.3. Méthodes d'analyses dynamique	32
II.3.1. Analyse spectrale monomodale (mode fondamentale).....	32
II.3.2. L'analyse multimodale spectrale	32
II.4. Conclusion	32
Chapitre III.....	33
Etude dynamique de l'ouvrage.....	33
III.1. Introduction	34
III.2. Présentation de l'ouvrage	34
III.3. Modélisation du système.....	35
III.2.1. Modèle analytique.....	35
III.2.1.1 Sens longitudinal.....	35
III.2.1.1.a. Formulation Du Système D'équations	35
III.2.1.2 Sens transversal.....	37
III.4. Analyse multimodale du système	40
III.4.1. Sens longitudinal.....	40
III.4.1.1. Les pulsations propres	40
III.4.1.2. Les périodes propres	41
III.4.1.3. Les modes de vibrations du système.....	41
III.4.1.4. La masse généralisée de chaque mode	41
III.4.1.5. Le facteur de contribution modale de chaque mode	41
III.4.1.6. Le taux de contribution modale de chaque mode.....	42
III.4.2.1. Les pulsations propres	43
III.4.2.2. Les périodes propres	43
III.4.2.3. Les modes de vibrations du système.....	43
III.4.2.4. La masse généralisée de chaque mode	43
III.4.2.5. Le facteur de contribution modale de chaque mode	44
III.4.2.6. Le taux de contribution modale de chaque mode.....	44
III.4. Etude sismique automatique du système	44
III.4.1. Étapes du calcul automatique.....	45
III.4.1. Étapes du calcul automatique.....	47
III.5 Comparaison des résultats	48
III.5.1 Périodes propres.....	48

<i>III.5.1.1 Sens longitudinal</i>	48
<i>III.5.1.2 Sens transversal</i>	48
<i>III.6. Remarques et conclusion</i>	48
<i>Conclusion générale</i>	49
<i>Références bibliographiques</i>	51

Liste des figures

<i>Figure 1.1. Chute du tablier d'un pont lors du tremblement de terre de Kobe en 1995.....</i>	<i>14</i>
<i>Figure 1.2. Effondrement du tablier d'un pont à poutres préfabriquées lors du tremblement de terre de Taiwan 1999</i>	<i>15</i>
<i>Figure 1.3. Déplacement latéral du tablier et chute des appuis sur la palée d'un pilier Kobe,1995</i>	<i>15</i>
<i>Figure 1.4. Entrechoquement des tabliers adjacents du a une rupture des appareils d'appuis</i>	<i>16</i>
<i>Figure 1.5. Ruine de piles de pont en béton armé Kobe, 1995</i>	<i>17</i>
<i>Figure 1.6. Ruine à l'effort tranchant d'une pile de pont en béton armé Kobe,1995.....</i>	<i>17</i>
<i>Figure 1.7. Rupture par cisaillement due à un grand espacement des armatures transversales</i>	<i>18</i>
<i>Figure 1.8. Rupture fragile due à une insuffisance de confinement du béton.....</i>	<i>18</i>
<i>Figure 1.9. Rupture par cisaillement de la pile due au manque de ductilité suffisante, séisme de Urakawa 1982</i>	<i>18</i>
<i>Figure 1.10. Institut national de la technologie, USA</i>	<i>19</i>
<i>Figure 1.11. Disposition des armatures avant et après le séisme de Kobe 1995</i>	<i>19</i>
<i>Figure 1.12. Rupture de pont de SHOWA, causée par la liquéfaction de sol des fondations lors du séisme de NIIGATA 1964.....</i>	<i>20</i>
<i>Figure 1.13. Dommages observés sur une tête de pieux.....</i>	<i>20</i>
<i>Figure 1.14. Tassements généralisés causés par la liquéfaction du sol autour de la dalle de fondation sur pieu d'une pile de pont, Kobe, 1995</i>	<i>21</i>
<i>Figure 1.15. Appui longitudinal écrasé, sur la culée d'un pont a poutre, Boumerdès 2003... </i>	<i>21</i>
<i>Figure 1.16. Joints de chaussée endommagés, séisme de Taiwan 1999.....</i>	<i>22</i>
<i>Figure 1.17. Schémas d'isolateurs à base de glissement</i>	<i>25</i>
<i>Figure 2.1. Exemple de discrétisation en masses concentrées</i>	<i>29</i>
<i>Figure 3.1. Modèle 3D de l'ouvrage.....</i>	<i>34</i>
<i>Figure 3.2. Modèle mathématique du pont dans la direction longitudinale.....</i>	<i>35</i>
<i>Figure 3.3. Modèle mathématique du pont dans la direction transversale</i>	<i>37</i>

<i>Figure 3.4. Modélisation de la structure par ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS</i>	<i>45</i>
<i>Figure 3.5. Fenêtre des options de calcul de l'analyse automatique</i>	<i>45</i>
<i>Figure 3.6. Paramètres de l'analyse sismique</i>	<i>46</i>
<i>Figure 3.7. Calcul dynamique de la structure</i>	<i>46</i>
<i>Figure 3.8. Quelques modes Propres de l'ouvrage</i>	<i>47</i>

Liste des tableaux

<i>Tableau 3.1. Caractéristiques de l'ouvrage.....</i>	<i>34</i>
<i>Tableau 3.2. Les pulsations propres du système.....</i>	<i>40</i>
<i>Tableau 3.3. Les périodes propres du système.....</i>	<i>41</i>
<i>Tableau 3.4. Les modes de vibrations du système.....</i>	<i>41</i>
<i>Tableau 3.5. La masse généralisée de chaque mode</i>	<i>41</i>
<i>Tableau 3.6. Le facteur de contribution modale de chaque mode</i>	<i>41</i>
<i>Tableau 3.7. Le taux de contribution modale de chaque mode.....</i>	<i>42</i>
<i>Tableau 3.8. Les pulsations propres du système.....</i>	<i>43</i>
<i>Tableau 3.9. Les périodes propres du système.....</i>	<i>43</i>
<i>Tableau 3.10. Les modes de vibrations du système.....</i>	<i>43</i>
<i>Tableau 3.11. La masse généralisée de chaque mode</i>	<i>43</i>
<i>Tableau 3.12. Le facteur de contribution modale de chaque mode</i>	<i>44</i>
<i>Tableau 3.13. Le taux de contribution modale de chaque mode.....</i>	<i>44</i>
<i>Tableau 3.14. Résultats de l'analyse dynamique automatique</i>	<i>47</i>
<i>Tableau 3.15. Les périodes propres dans le sens longitudinal.....</i>	<i>48</i>
<i>Tableau 3.16. Les périodes propres dans le sens transversal.....</i>	<i>48</i>

Introduction générale

Les tremblements de terre ont présenté depuis toujours un des plus graves désastres pour l'humanité. Leur apparition brusque et surtout imprévue, la violence des forces mises en jeu, l'énormité des pertes humaines et matérielles ont marqué la mémoire des générations.

Parfois, les dommages sont comparables à un budget national annuel pour un pays, surtout si ses ressources sont limitées. Une catastrophe sismique peut engendrer une grave crise économique, ou au moins une brusque diminution du niveau de vie dans toute une région pendant une longue période.

Parmi les structures menacées, les ponts ; ces ouvrages stratégiques engendrent dans le cas de désordres ou d'effondrements une aggravation de la situation.

C'est pourquoi, la prise en compte du risque sismique demeure obligatoire pour l'élaboration des projets d'ouvrages d'art.

Le présent mémoire consiste à élaborer l'analyse dynamique d'un pont à poutres en béton précontraint, en procédant par deux méthodes distinctes

Pour ce faire, il est organisé de la façon suivante :

Le premier chapitre illustre quelques dégâts causés par les séismes, ce qui justifie l'importance de la prise en compte du risque sismique dans l'étude des ouvrages.

Le deuxième chapitre porte sur les notions de base pour une étude dynamique des structures.

Le troisième présente l'étude dynamique de l'ouvrage par deux méthodes.

Le projet sera clôturé par une conclusion générale, qui illustrera les points essentiels, les résultats et les connaissances obtenus à l'issue de ce travail.

Chapitre I

Utilité de l'étude sismique pour les ouvrage d'art

I.1. Introduction

Les ponts peuvent être amenés à osciller sous l'effet des tremblements de terre, cette oscillation peut être verticale ou horizontale, fonction de la direction d'excitation.

Dans le cas de faible à moyenne sismicité, une excitation verticale ne génère aucun dégât, car les ouvrages sont conçus en premier lieu de manière à reprendre les charges verticales telles que le poids propre et les surcharges d'exploitations, néanmoins, l'effet de la composante verticale peut apparaître dans une zone de forte sismicité. la raison pour laquelle les règlements en vigueur (RPOA) recommandent une vérification vis-à-vis de la composante verticale ascendante du séisme dans les tabliers en béton précontraint.

A l'inverse de la composante verticale la composante horizontale du séisme, peut causer des sollicitations nettement plus grandes que les autres actions, particulièrement dans les ponts à poutres, cette action est plus importante dans le sens longitudinal, que dans le sens transversal.

Dans le présent chapitre il s'agira de répondre à la question suivante :

Quelles sont les dégâts qui peuvent être causés par un séisme sur un ouvrage d'art ?

En effet, la meilleure méthode pour se prémunir du risque sismique et assurer une bonne tenue contre les tremblements de terre, est de faire une analyse sur les dommages qui ont été créés par les séismes passés.

I.2. Effets des séismes sur les ponts

I.2.1. Dommages des superstructures

Sous l'effet d'un séisme longitudinal, L'échappement de tablier de ces appuis constitue un des dysfonctionnements les plus fréquents des ponts à travées indépendantes. Ce type de dommage aux ponts à travées indépendantes dû à la courte zone d'appui assurée au tablier.



Figure 1.1. Chute du tablier d'un pont lors du tremblement de terre de Kobe en 1995



Figure 1.2. Effondrement du tablier d'un pont à poutres préfabriquées lors du tremblement de terre de Taiwan 1999

Ce genre de dégât doit être évité, vu que l'effondrement du tablier d'un pont conduit à des dommages corporels et à la ruine totale du pont occasionnant une longue interruption du trafic. Jusqu'à ce que le pont soit réparé ou remplacé .

Les poutres continues peuvent également s'effondrer aux culées et aux joints de dilatation sur des piles intermédiaires, la figure 1.2 montre des éléments porteurs déplacés latéralement à l'endroit d'un joint de dilatation.



Figure 1.3. Déplacement latéral du tablier et chute des appuis sur la palée d'un pilier Kobe, 1995



Figure 1.4. Entrechoquement des tabliers adjacents du a une rupture des appareils d'appuis

Une des solutions à ces problèmes, est de prévoir un attelage de tablier au niveau des piles afin de rendre la structure continue, dans le cas des ouvrages qui sont déjà réalisés.

Dans le cas des ouvrages qui ne sont pas encore réalisés, les règlements parasismiques en vigueur (RPOA), prévoient un repos minimal d'appui qui tient compte du déplacement relatif entre le tablier et le support. [1]

I.2.2. Dommages des piles

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.



Figure 1.5. Ruine de piles de pont en béton armé Kobe, 1995

Des piles intermédiaires relativement courtes sont particulièrement exposées au danger. En raison de leur grande rigidité elles encaissent d'une part les forces horizontales des éléments porteurs du pont, et d'autre part elles présentent, en raison de leur faible hauteur, un rapport défavorable des sollicitations entre efforts tranchants et moments fléchissants conduisant souvent à une rupture fragile par cisaillement.



Figure 1.6. Ruine à l'effort tranchant d'une pile de pont en béton armé Kobe, 1995



Figure 1.7. Rupture par cisaillement due à un grand espacement des armatures



Figure 1.8. Rupture fragile due à une insuffisance de confinement du béton



Figure 1.9. Rupture par cisaillement de la pille due au manque de ductilité suffisante, séisme de Urakawa 1982

Plusieurs recherches ont été faites pour améliorer la performance sismique des ponts. Des résultats ont été arrêtés pour se prémunir de ce type de rupture (rupture fragile). Les dispositions constructives qui sont arrêtées par les règlements parasismique sont le fruit de ces nombreuses recherches, accompagnée d'une base théorique issue de la mécanique classique.



Figure 1.10. Institut national de la technologie, USA

Parmi ces résultats :

- Un ferrailage approprié des zones nodales, doit assurer le confinement du béton.
- Un espacement maximal et une section minimale des armatures transversales doivent être respectées pour éviter une rupture fragile par cisaillement.
- Un pourcentage des armatures longitudinales ne doit pas sortir des gammes arrêtées par les règlements, pour assurer une ductilité appropriée aux sections.

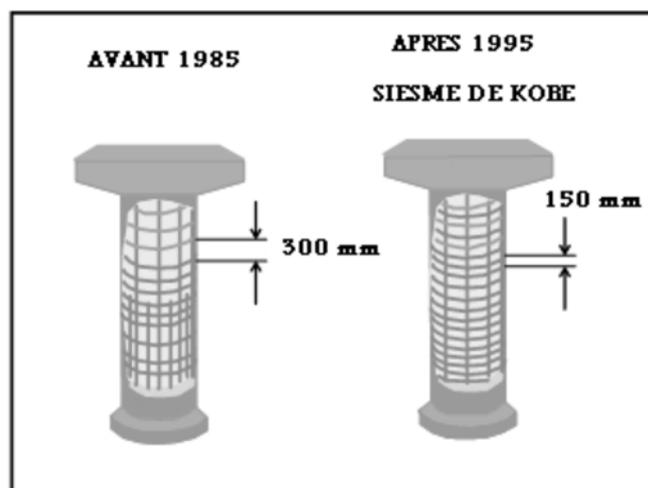


Figure 1.11. Disposition des armatures avant et après le séisme de Kobe 1995

I.2.3. Dommages des fondations

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.



Figure 1.12. Rupture de pont de SHOWA, causée par la liquéfaction de sol des fondations lors du séisme de NIIGATA 1964

Lors d'un événement sismique majeur, les fondations profondes absorbent presque toute l'énergie causée par les mouvements sismiques ; ces éléments structuraux peuvent avoir une augmentation des sollicitations dues à la réduction de la capacité portante du sol. Cela met en évidence l'intérêt pour ces éléments structuraux capables de supporter plusieurs cycles de déformations. La figure ci-dessous montre une tête de pieux endommagée suite à des efforts sismiques très importants. Ce type de rupture peut être dû à une insuffisance de résistance en cisaillement, ou à un ancrage inadéquat, entraînant une diminution de la capacité en traction des pieux.



Figure 1.13. Dommages observés sur une tête de pieux

En plus de la liquéfaction du sol, les séismes peuvent également provoquer des glissements de terrain et des éboulements. Ce sont surtout les fondations dans les zones actives de glissement qui sont mises en danger. Lors du séisme de Chi-Chi à Taiwan en 1999 (magnitude $M_w = 7.6$), il a été observé plus de 10 000 glissements de versants. La plupart d'entre eux ont eu lieu dans les régions soumises à une accélération maximale du sol supérieure à $0,15\text{ g}$ et sur des pentes supérieures à 30° . L'étude des effets de séismes sur les sols de fondation se limite aux combinaisons les plus élevées des zones d'aléa sismiques et des classes de sol de fondation.



Figure 1.14. Tassements généralisés causés par la liquéfaction du sol autour de la dalle de fondation sur pieu d'une pile de pont, Kobe, 1995

I.2.4. Dommages des appuis et joints de chaussée

Des dommages ont souvent été observés aux appuis fixes lorsque la structure porteuse d'un pont est fixée dans le sens longitudinal. Le va-et-vient dans le jeu de l'appui fixe provoque des forces de choc très importantes qui peuvent facilement endommager l'appui.



Figure 1.15. Appui longitudinal écrasé, sur la culée d'un pont à poutre, Boumerdès 2003

En cas d'appui longitudinal fixe, il faut s'attendre en général à l'effondrement du tablier, après destruction de l'appui longitudinal dans la phase initiale du tremblement de terre. Si la chute du tablier peut être évitée, les dommages restent faibles.

La figure 1.16 montre des joints de chaussée d'un pont à poutres endommagés aux culées, du fait des déplacements horizontaux importants entre le tablier et la culée. Selon l'ampleur des dégâts, le pont peut encore être utilisé immédiatement après un séisme (cas de gauche), ou il peut être muni d'un élément adéquat, par exemple une plaque métallique provisoire, (cas de droite)



Figure 1.16. Joints de chaussée endommagés, séisme de Taiwan 1999

I.3. Evolution des codes parasismiques des ouvrages d'art

Le recours à l'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 [2].

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 révisé leurs codes parasismiques des ponts [3]. On recense plusieurs codes parasismiques ayant fait l'objet de révision et de nouvelles publications dont les principaux sont cités ci-dessous [4] :

- 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.
- 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.
- On constate, un accroissement considérable des charges sismiques spécifiées : les spectres de calcul sont plus sévères avec un taux d'amortissement de 5%.
- La généralisation de l'utilisation de la méthode capacitaire pour le dimensionnement des ponts.
- 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.
- 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.

I.4. Conception et critères de performances sismiques

Dans la conception sismique des ponts il est important d'avoir une vision claire sur leurs performances sismiques. 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 :

I.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 [5].

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 [2].

I.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) a 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 [2].

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 [6].

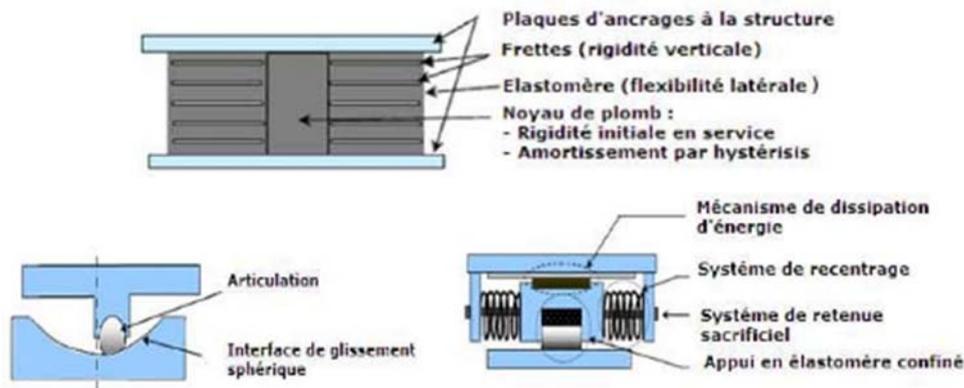


Figure 1.17. Schémas d'isolateurs à base de glissement

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. 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 [7].

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 [7].

I.5 Conclusion

Les dommages subis sur 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.

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 II

Méthodes et procédures de l'analyse sismique d'un pont

II.1. Introduction

Une meilleure connaissance des effets dynamiques dans un ouvrage améliore la précision de l'évaluation de la sécurité structurelle de celui-ci, et cela nécessite une compréhension des phénomènes mécaniques qui permettent une prévention de sa réponse à des excitations variables, à cet effet une analyse dynamique est indispensable afin d'évaluer de façon concrète le comportement d'une structure soumise au tremblement de terre.

II.2. Etapes d'une analyse dynamique

Les principes étapes d'un calcul dynamique sont :

- 1. La définition de la charge dynamique.
- 2. L'idéalisation de la structure.
 - La définition des DDLD importants.
 - La définition des propriétés de la structure (masse, rigidité, amortissement, limite élastique, etc.).
 - La définition des propriétés des sols.
- 3. Le calcul dynamique.
- 4. L'appréciation et la compréhension du comportement dynamique et l'analyse des résultats.
- 5. La combinaison des contraintes dynamiques avec les autres charges (statiques) pour obtenir les valeurs maximales.
- 6. La conception et la vérification de la construction.

II.2.1. La modélisation d'une structure

La première étape de l'analyse dynamique d'une structure, consiste à en créer un modèle mécanique représentatif, ce modèle généralement élaboré à l'aide de programmes de calcul basés sur la méthode des éléments finis. Le modèle de déformation du tablier dépend de sa raideur par rapport aux appuis :

Si le tablier est très raide, on pourra le considérer comme un bloc indéformable, son déplacement transversal est décrit par un unique degré de liberté.

Si le tablier est un peu plus souple, on devra prendre en compte sa déformée transversale

Ces deux modèles sont proposés par le RPOA pour la protection parasismique des ponts.

II.2.2. Définition des propriétés de la structure [M], [K], [C]

II.2.2.1. Evaluation de la matrice de rigidité

On peut évaluer la matrice de rigidité [K], par des techniques standard d'analyse statique des structures. La méthode la plus pratique, c'est de déterminer les éléments de la matrice par colonne. Donc pour déterminer les éléments de la colonne j, on impose un déplacement unitaire au nœud j, puis on évalue les réactions aux nœuds bloqués qu'on les considère comme des appuis fixes.

II.2.2.2. Evaluation de la matrice masse

La méthode la plus simple pour l'évaluation de la matrice de masse d'un système repose dans l'hypothèse que toute la masse est concentrée aux points des DDL. la procédure habituelle vise à considérer la structure en segments entre les points des DDL ; ainsi la masse de chaque segment est distribuée également aux points des DDL (nœuds). La Figure 2.1 illustre la procédure utilisée Pour une poutre avec trois degrés de liberté.

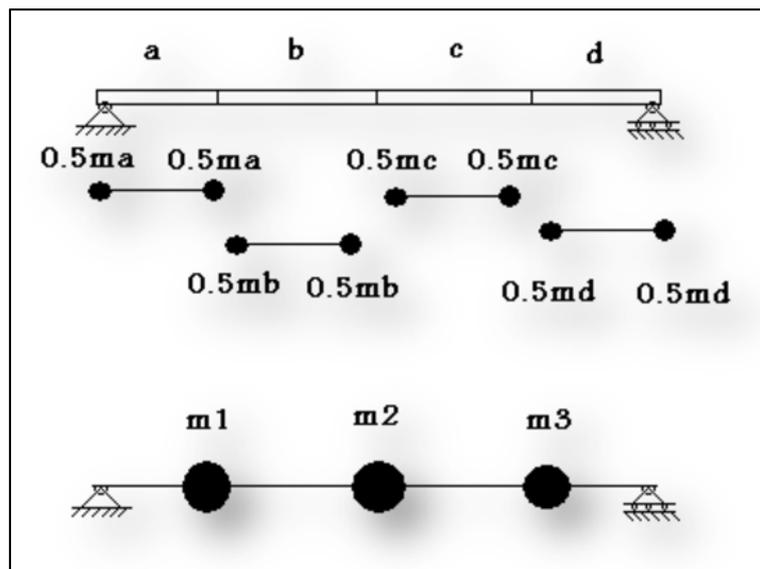


Figure 2.1. Exemple de discrétisation en masses concentrées

Pour un système avec N degrés de liberté de translation, la matrice de masse sera diagonale de NxN.

II.2.2.3. Evaluation de la matrice d'amortissement

Il est impossible d'évaluer les forces d'amortissement qui s'appliquent sur une structure, Vu sa simplicité mathématique, on adopte alors le modèle simple d'amortissement visqueux. Selon ce dernier, les coefficients de la matrice d'amortissement [C], sont généralement définis en fonction d'amortissement modal.

II.2.3. Le calcul dynamique

D'une façon générale le mouvement d'une structure obéit à une équation différentielle de forme :

$$[M]\{\ddot{x}\} + [C]\{\dot{x}\} + [K]\{x\} = \{F(t)\}$$

Dans laquelle :

- $\{F(t)\}$ est le vecteur colonne des forces nodales dynamique appliquées à la structure.
- $\{x\}$ est le vecteur de déplacement nodaux, correspondant au nombre totale de degré de liberté.
- $[M]$ est la matrice de masse de système.
- $[K]$ est la matrice de rigidité.
- $[C]$ est la matrice d'amortissement.

Cette équation présente un système d'équations différentielles linéaires gouvernant le mouvement d'un système avec plusieurs degrés de libertés.

II.2.3.1. Résolution du système d'équation

Une résolution de système libre non-amorti, permet d'obtenir l'ensemble des pulsations propres et les modes propres du système, à partir duquel on peut estimer la réponse maximale du système, soit par une intégration directe des équations de mouvement découplées moyennant l'intégrale de Duhamel, ou bien par la méthode dite spectrale.

II.2.3.1.a. Analyse modale - méthode des modes normaux

Cette méthode consiste à découpler les modes, faisant une transformation linéaire des équations différentielles des coordonnées $\{x\}$ en un nouveau système de coordonnées normales $\{u\}$, moyennant la matrice modale.

Les colonnes de la matrice sont constituées par les modes propres de vibration, issus d'une résolution de système d'équation homogène non-amorti.

On obtient alors le nouveau système d'équation :

$$M_i \ddot{u}_i + C_i \dot{u}_i + K_i u_i = P_i(t)$$

La solution de cette équation est donnée par l'intégral de Duhamel :

$$x(t) = \frac{1}{m\omega_d} \int_0^t p(\tau) e^{-\zeta\omega_n(t-\tau)} \sin[\omega_d(t-\tau)] d\tau$$

II.2.3.1.b. Analyse sismique approximative – Méthode spectrale

L'analyse sismique spectrale constitue un outil puissant pour estimer la réponse dynamique maximum de toute structure linéaire avec masse concentrée soumise à un chargement sismique quelconque représenté par son spectre de réponse sismique élastique.

Les étapes à suivre dans une analyse spectrale sont :

- Le choix du spectre de réponse qui est fonction de la sismicité de la région, il est représenté par un spectre simplifié de calcul.
- Le calcul des fréquences propres et les modes de vibration, ce calcul revient à la résolution de problèmes des valeurs propres et des vecteurs propres pour chaque mode.

$$([K] - \omega^2[M])\{A\} = 0$$

$\{A\}$ est un vecteur constant dont les coordonnées a_j sont les n déplacements des nœuds.

- Le calcul des masses généralisées :

$$M_i^* = \{A^i\}^T \times [M] \times \{A^i\}$$

- Le calcul de facteur de participation modal :

$$\alpha_i = \frac{\{A^i\}^T \times [M] \times \{I\}}{\{M_i^*\}}$$

- Le calcul de la réponse modale maximale :

$$x_i = \{A^i\} \times \alpha_i \times S_d$$

S_d : c'est le déplacement maximum tire de spectre de réponse (RPOA).

- L'Estimation des réponses maximales par combinaison statique des réponses modales maximales.

II.3. Méthodes d'analyses dynamique

De manière générale, l'analyse d'un pont se fait selon le RPOA par la méthode spectrale monomodale (mode fondamental) ou par la méthode du spectre de réponse (analyse dynamique linéaire).

II.3.1. Analyse spectrale monomodale (mode fondamental)

Pour les ponts réguliers, les effets du mouvement d'ensemble sont déterminés par un calcul spectral monomodal. Les déplacements différentiels sont pris en compte de façon statique. Les caractéristiques du mode fondamental dans chaque direction sont déterminées 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 [9].

II.3.2. L'analyse multimodale spectrale

L'analyse multimodale spectrale est plus sophistiquée que la méthode monomodale et elle est très efficace dans l'analyse de la réponse des structures élastiques linéaires complexes à une excitation d'un tremblement de terre. Cette méthode est appropriée pour des structures à géométrie irrégulière. Ces irrégularités induisent un couplage dans les trois directions orthogonales au sein de chaque mode de vibrations.

Cette analyse prend en compte tous les modes de vibration qui ont une contribution sur la réponse de la structure à une excitation sismique. Elle est basée sur un calcul dynamique multimodal spectral et tient compte de façon statique des déplacements différentiels. La réponse globale est obtenue par des combinaisons statistiques des contributions modales maximales.

II.4. Conclusion

On conclue que l'analyse dynamique ne peut être effectuée sans la compréhension du phénomène et l'élaboration d'un model adéquat, afin de parvenir à représenter les conditions réelles et l'environnement dans lequel se situe l'ouvrage sujet de l'étude.

Chapitre III

Etude dynamique de l'ouvrage

III.1. Introduction

L'étude dynamique représente un élément essentiel dans l'étude d'un pont, nous allons dans ce chapitre procéder à l'analyse dynamique d'un ouvrage par deux méthodes distinctes et en comparer les résultats.

Le choix de l'ouvrage à étudier était porté en premier lieu sur l'ouvrage étudié en mémoire de projet de fin d'étude viaduc 1 du tracé du contournement de la ville de Cherchell, cependant, vu la complexité de la structure et la présence d'une courbe, il sera impossible de l'étudier manuellement dans un délai réduit, par conséquent nous avons choisi un ouvrage plus simple afin de répondre à l'objectif de ce travail.

III.2. Présentation de l'ouvrage

L'ouvrage sujet de l'étude est un pont à poutres multiples en béton précontraint à trois travées indépendantes de 40 m situé au niveau de l'autoroute reliant Tizi-Ouzou à l'autoroute Est-Ouest. [10]

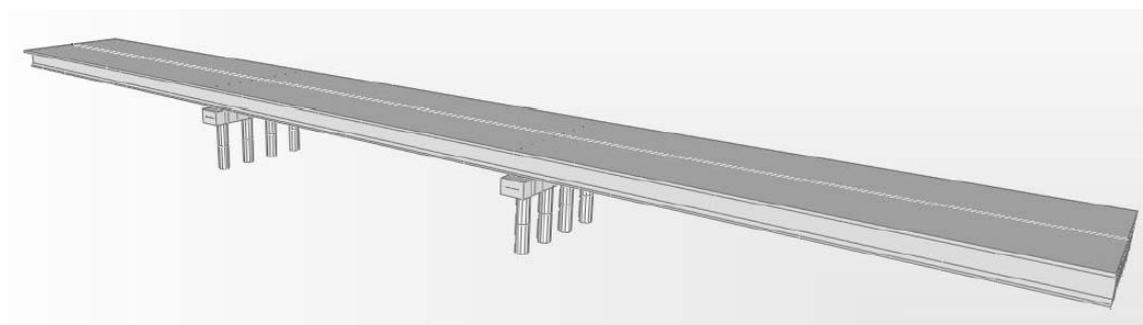


Figure 3.1. Modèle 3D de l'ouvrage

Tableau 3.1. Caractéristiques de l'ouvrage

Zone sismique	Groupe d'usage	Catégorie de site
IIa	2	S2

Les trois travées constituant le pont reposent au niveau de chaque appui intermédiaire sur deux lignes d'appareils d'appui, les piles font 7,5 m de hauteur.

L'ouvrage présente une symétrie longitudinale et transversale et une régularité appropriée.

III.3. Modélisation du système

III.3.1. Modèle analytique

III.3.1.1 Sens longitudinal

Dans ce modèle, on a considéré que le tablier est un diaphragme infiniment rigide. De ce fait l'ensemble des points du tablier subissent la même intensité du déplacement. Ce dernier peut être représenté comme une masse concentrée et appliquée au niveau de son centre de gravité avec la moitié des masses des piles prises en considération.

En raison de la symétrie de l'ouvrage, l'excentricité entre le centre de masse et le centre de rigidité peut être considéré égale zéro (pas de rotation des masses).

Dans ce cas, le système est représenté par cinq degrés de liberté régissant le mouvement de translation.

Dans le sens longitudinal les masses du tablier sont maintenues de part et d'autre par deux ressorts dont la raideur est celle des appareils d'appui. Quant aux masses concentrées en tête d'appuis, elles sont maintenues par les deux ressorts et le voile. De ce fait, chaque degré de liberté sera régi à la fois par la rigidité des appareils d'appui et celle des piles.

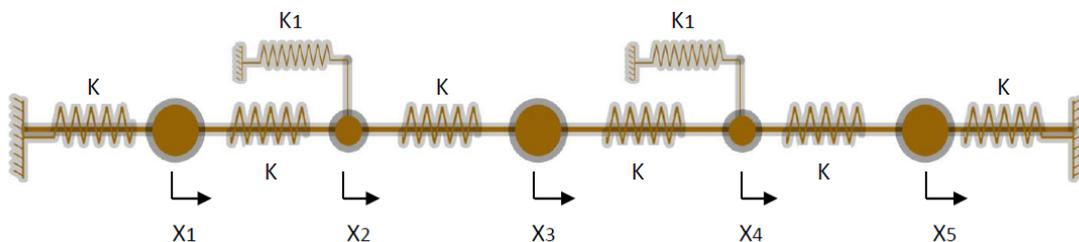


Figure 3.2. Modèle mathématique du pont dans la direction longitudinale

III.3.1.1.a. Formulation Du Système D'équations

$$\text{On a : } L = E_c - E_p$$

L : lagrangien du système.

E_c : l'énergie cinétique du système.

E_p : L'énergie potentielle du système.

$$E_c = \frac{1}{2} \sum_{i=1}^5 M_i \dot{x}_i^2$$

$$E_p = \frac{1}{2} K x_1^2 + \frac{1}{2} K (x_2 - x_1)^2 + \frac{1}{2} K_1 x_2^2 + \frac{1}{2} K (x_3 - x_2)^2 + \frac{1}{2} K (x_4 - x_3)^2 + \frac{1}{2} K_2 x_4^2 + \frac{1}{2} K (x_5 - x_4)^2$$

L'équation de Lagrange pour un système libre non amorti :

$$\frac{d}{dt} \left(\frac{\partial L}{\partial \dot{x}} \right) - \frac{\partial L}{\partial x} = 0$$

Appliquant l'équation de Lagrange pour chaque degré de liberté on obtient le système d'équation sous la forme suivante :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_1 \ddot{x}_1 + kx_1 - k(x_2 - x_1) = 0 \\ M_2 \ddot{x}_2 + k_1 x_2 + k(x_2 - x_1) - k(x_3 - x_2) = 0 \\ M_3 \ddot{x}_3 + k(x_3 - x_2) - k(x_4 - x_3) = 0 \\ M_4 \ddot{x}_4 + k(x_4 - x_3) + k_1 x_4 - k(x_5 - x_4) = 0 \\ M_5 \ddot{x}_5 + k(x_5 - x_4) + kx_5 = 0 \end{array} \right.$$

D'où le système d'équation est de la forme suivante :

$$[M]\{\ddot{x}\} + [K]\{x\} = 0$$

$$[M] = \begin{pmatrix} M_1 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & M_2 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & M_3 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & M_4 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & M_5 \end{pmatrix}$$

$$[K] = \begin{pmatrix} 2k & -k & 0 & 0 & 0 \\ -k & 2k+k_1 & -k & 0 & 0 \\ 0 & -k & 2k & -k & 0 \\ 0 & 0 & -k & 2k+k_2 & -k \\ 0 & 0 & 0 & -k & 2k \end{pmatrix}$$

Avec k : la rigidité des appareils d'appuis

k_1, k_2 : les rigidités des piles dans le sens longitudinal

III.3.1.2 Sens transversal

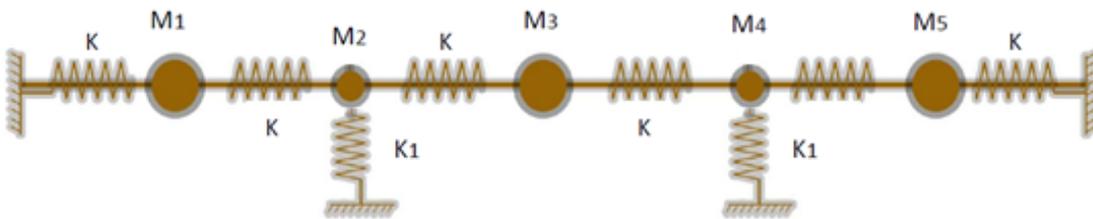


Figure 3.3. Modèle mathématique du pont dans la direction transversale

Le tablier est segmenté en six portions identiques, ce qui donne cinq degrés de liberté de translation dans le sens transversal. Il contient des blocages transversaux au niveau des piles et des culées. Les masses sont donc assignées aux têtes des appuis et à mi- portée de chaque tablier. Elles sont de ce fait régies par la rigidité des piles et par la rigidité de l'ensemble des appareils d'appui.

D'où, la matrice de masse :

$$[M] = \begin{pmatrix} M_1 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & M_2 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & M_3 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & M_4 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & M_3 \end{pmatrix}$$

Pour déterminer la matrice de rigidité de l'ouvrage, on a recours à la méthode décrite précédemment, c-a-d on détermine les éléments de la matrice colonne par colonne, en appliquant à chaque fois un déplacement unitaire à un degré de liberté tout en bloquant les autres, puis on évalue les réactions de système qui représentent bien les éléments de la colonne correspondante au degré de liberté considéré, d'où la matrice de rigidité de système :

$$[K] = \begin{pmatrix} 2k & -k & 0 & 0 & 0 \\ -k & 2k+k_1 & -k & 0 & 0 \\ 0 & -k & 2k & -k & 0 \\ 0 & 0 & -k & 2k+k_2 & -k \\ 0 & 0 & 0 & -k & 2k \end{pmatrix}$$

Avec k : la rigidité des appareils d'appuis

k_1, k_2 : les rigidités des piles dans le sens transversal

La résolution du système sera effectuée moyennant le langage de programmation MATLAB par le biais de l'algorithme suivant :

```

clc
clear all
m=[m.txt];
k=[k.txt];

%calcul des valeurs propres et vecteurs propres
[v,w]=eig(k,m)
for i=1:5
    v(:,i)=v(:,i)./v(1,i);
end
v
pulsationpropre=sqrt(w)

%la masse totale
masstotal=sum(diag(m))
    
```

```

%verification de l'ortogonalite
for i=1:5
    for j=1:5
        kv(i,j)=((v(:,i))'*k*v(:,j));
        mv(i,j)=((v(:,i))'*m*v(:,j));
    end
end
kv
mv
n=5;

%calcul des périodes propres
period=diag(2*pi./sqrt(w))

%calcul de masse généralisée de chaque mode et la
rigidité de chaque mode
mmod=diag(v'*m*v)
kmod=diag(v'*k*v)

%calcul du facteur de contribution modale de chaque
mode et le taux de contribution modal
for i=1:5
    alpha(i)=(v(:,i))'*diag(m)/mmod(i);
    nu(i)=((v(:,i))'*diag(m))^2/(mmod(i)*masstotal);
end
alpha
nu

```

III.4. Analyse multimodale du système

III.4.1. Sens longitudinal

La matrice de masse est donnée en tonnes par :

$$[M] = \begin{pmatrix} 1179,013 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 121,323 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 1179,013 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 121,323 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 1179,013 \end{pmatrix}$$

La matrice de rigidité est donnée en MN/m par :

$$[K] = \begin{pmatrix} 73,76 & -36,88 & 0 & 0 & 0 \\ -36,88 & 264,06 & -36,88 & 0 & 0 \\ 0 & -36,88 & 7376 & -36,88 & 0 \\ 0 & 0 & -36,88 & 264,06 & -36,88 \\ 0 & 0 & 0 & -36,88 & 73,76 \end{pmatrix}$$

Résolvant ce système d'équation moyennant le programme de MATLAB ,

$$([K] - \omega^2[M])\{A\} = 0$$

III.4.1.1. Les pulsations propres

Tableau 3.2. Les pulsations propres du système

ω_1 (rad/s)	ω_2 (rad/s)	ω_3 (rad/s)	ω_4 (rad/s)	ω_5 (rad/s)
7.0108	7.6205	7.9095	46.7011	46.7965

III.4.1.2. Les périodes propres

Tableau 3.3. Les périodes propres du système

T ₁ (s)	T ₂ (s)	T ₃ (s)	T ₄ (s)	T ₅ (s)
0.8962	0.8245	0.7944	0.1345	0.1343

III.4.1.3. Les modes de vibrations du système

Tableau 3.4. Les modes de vibrations du système

A ₁	A ₂	A ₃	A ₄	A ₅
1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000
0.4287	0.1435	0.0000	-67.7239	-68.0091
2.0000	0.0000	-1.0000	-0.0000	2.0000
0.4287	-0.1435	-0.0000	67.7239	-68.0091
1.0000	-1.0000	1.0000	-1.0000	1.0000

III.4.1.4. La masse généralisée de chaque mode

$$M_i^* = \{A^i\}^T \times [M] \times \{A^i\}$$

Tableau 3.5. La masse généralisée de chaque mode

M* ₁ (10 ⁹ kg)	M* ₂ (10 ⁹ kg)	M* ₃ (10 ⁹ kg)	M* ₄ (10 ⁹ kg)	M* ₅ (10 ⁹ kg)
0.0071	0.0024	0.0035	1.1153	1.1294

III.4.1.5. Le facteur de contribution modale de chaque mode

$$\alpha_i = \frac{\{A^i\}^T \times [M] \times \{I\}}{\{M_i^*\}}$$

Tableau 3.6. Le facteur de contribution modale de chaque mode

α ₁	α ₂	α ₃	α ₄	α ₅
0.6771	0.0000	0.3333	0.0000	-0.0104

III.4.1.6. Le taux de contribution modale de chaque mode

$$\eta = \frac{MM_i}{\sum MM_i} \quad \text{avec} \quad MM_i = \frac{[(\Phi(i))^T \times [M] \times (\Phi(i))]^2}{(\Phi(i))^T \times [M] \times (\Phi(i))}$$

Tableau 3.7. Le taux de contribution modale de chaque mode

η_1 (%)	η_2 (%)	η_3 (%)	η_4 (%)	η_5 (%)
0.8635	0.0000	0.1040	0.0000	0.0325

III.4.2. Sens Transversal

La matrice de masse est donnée en tonnes par :

$$[M] = \begin{pmatrix} 1179,013 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 121,323 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 1179,013 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 121,323 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 1179,013 \end{pmatrix}$$

La matrice de rigidité est donnée en MN/m par :

$$[K] = \begin{pmatrix} 73,76 & -36,88 & 0 & 0 & 0 \\ -36,88 & 722,54 & -36,88 & 0 & 0 \\ 0 & -36,88 & 73,76 & -36,88 & 0 \\ 0 & 0 & -36,88 & 722,54 & -36,88 \\ 0 & 0 & 0 & -36,88 & 73,76 \end{pmatrix}$$

Résolvant ce système d'équation moyennant le langage de programmation MATLAB,

$$([K] - \omega^2[M])\{A\} = 0$$

III.4.2.1. Les pulsations propres

Tableau 3.2. Les pulsations propres du système

ω_1 (rad/s)	ω_2 (rad/s)	ω_3 (rad/s)	ω_4 (rad/s)	ω_5 (rad/s)
7.5976	8.3201	9.1015	77.1824	77.2033

III.4.2.2. Les périodes propres

Tableau 3.3. Les périodes propres du système

T_1 (s)	T_2 (s)	T_3 (s)	T_4 (s)	T_5 (s)
0.8270	0.7548	0.6944	0.0814	0.0814

III.4.2.3. Les modes de vibrations du système

Tableau 3.4. Les modes de vibrations du système

A_1	A_2	A_3	A_4	A_5
1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000
0.1546	0.0516	-0.0000	-188.4424	-188.5455
2.0000	-0.0000	-1.0000	0.0000	2.0000
0.1546	-0.0516	0.0000	188.4424	-188.5455
1.0000	-1.0000	1.0000	-1.0000	1.0000

III.4.2.4. La masse généralisée de chaque mode

$$M_i^* = \{A^i\}^T \times [M] \times \{A^i\}$$

Tableau 3.5. La masse généralisée de chaque mode

M^*_1 (10^9 kg)	M^*_2 (10^9 kg)	M^*_3 (10^9 kg)	M^*_4 (10^9 kg)	M^*_5 (10^9 kg)
0.0071	0.0024	0.0035	8.6188	8.6330

III.4.2.5. Le facteur de contribution modale de chaque mode

$$\alpha_i = \frac{\{A^i\}^T \times [M] \times \{I\}}{\{M_i^*\}}$$

Tableau 3.6. Le facteur de contribution modale de chaque mode

α_1	α_2	α_3	α_4	α_5
0.6714	-0.0000	0.3333	-0.0000	-0.0048

III.4.2.6. Le taux de contribution modale de chaque mode

$$\eta = \frac{MM_i}{\sum MM_i} \quad \text{avec} \quad MM_i = \frac{[(\Phi(i))^T \times [M] \times (I)]^2}{(\Phi(i))^T \times [M] \times (\Phi(i))}$$

Tableau 3.7. Le taux de contribution modale de chaque mode

η_1 (%)	η_2 (%)	η_3 (%)	η_4 (%)	η_5 (%)
0.8444	0.0000	0.1040	0.0000	0.0516

III.4. Etude sismique automatique du système

Dans le logiciel de calcul « ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS », la masse des éléments structuraux de l'ouvrage est calculée de manière implicite à partir des caractéristiques géométriques (dimensions du tablier et des sections des piles) et mécaniques (masse volumique du béton).

La masse due au poids propre des surcharges et des équipements fixés sur le tablier est assignée par le calculateur, sous forme de charges permanentes additionnelles

Une rotation autour de l'axe vertical est empêchée (vu que l'excentricité entre le centre de masse et le centre de rigidité, n'est pas prise en compte dans l'analyse analytique,

Le déplacement dans le sens vertical est empêché pour assurer que les masses ne puissent se déplacer que longitudinalement et dans le même plan.

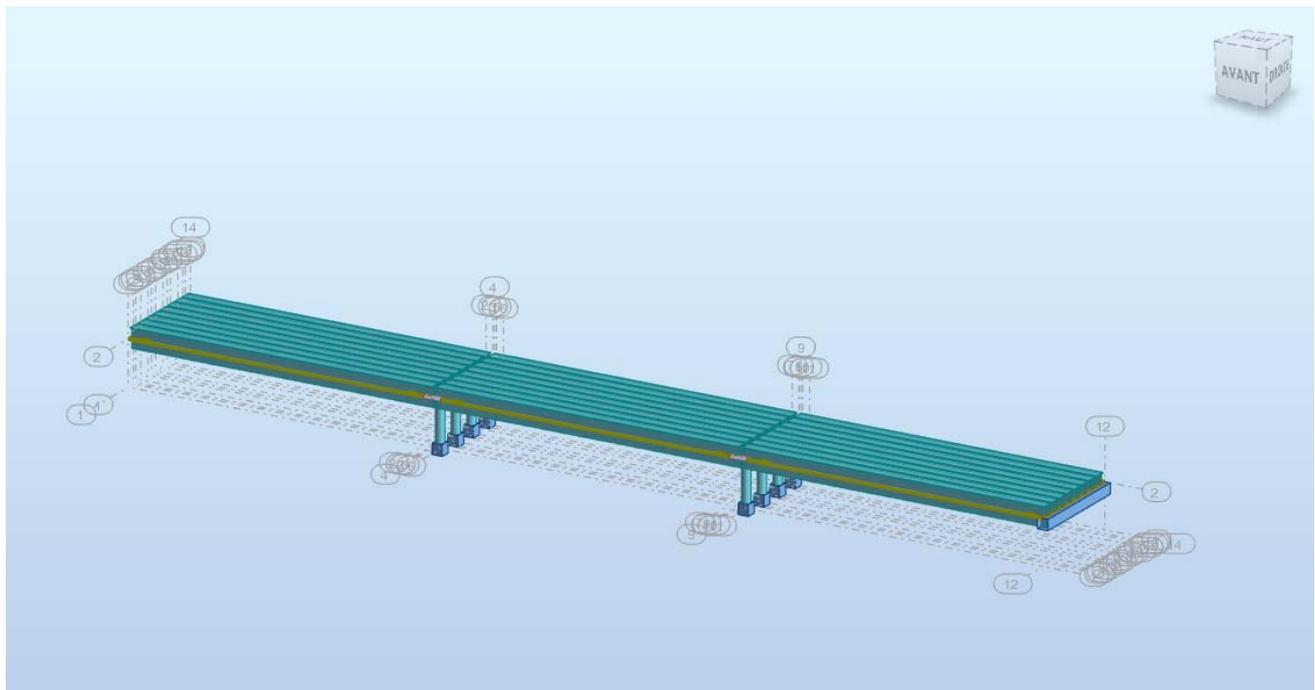


Figure 3.4. Modélisation de la structure par ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS

III.4.1. Étapes du calcul automatique

La première étape après la modélisation consiste à définir le type d'analyse à effectuer

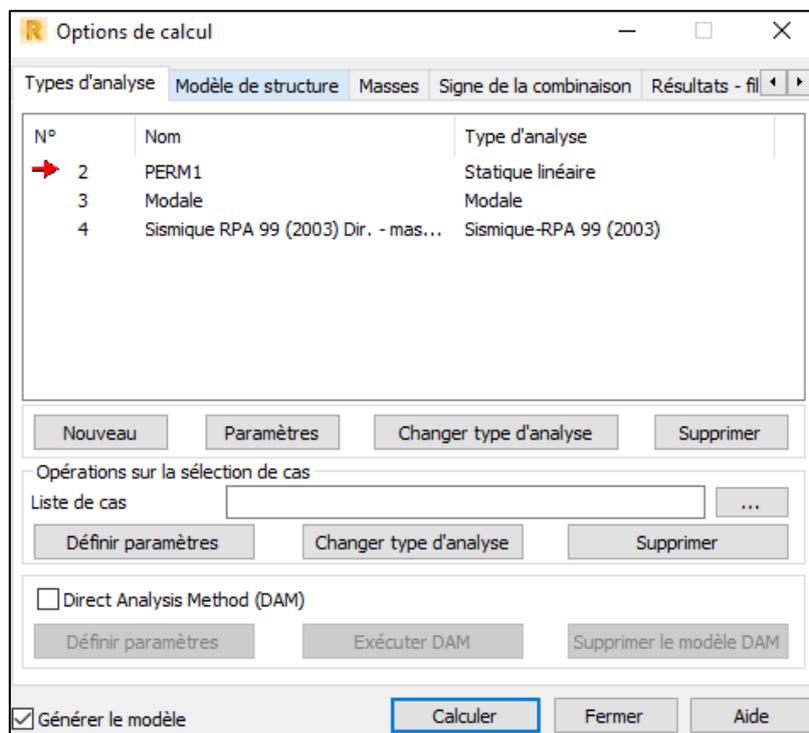


Figure 3.5. Fenêtre des options de calcul de l'analyse automatique

La figure suivante illustre la seconde étape qui représente la définition des paramètres de l'ouvrage.

Enfin arrive le début de l'analyse illustrée par la figure ci-après :

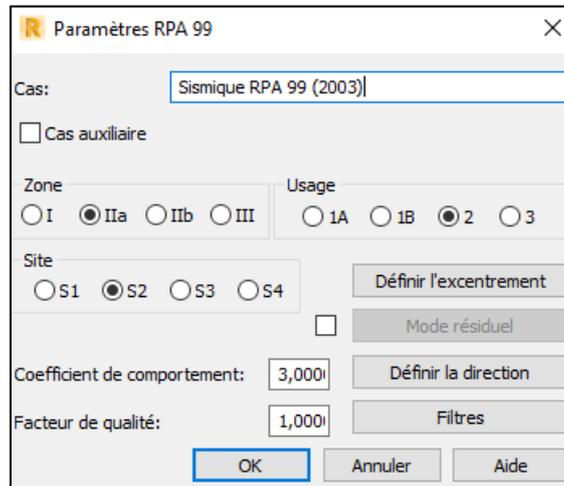


Figure 3.6. Paramètres de l'analyse sismique

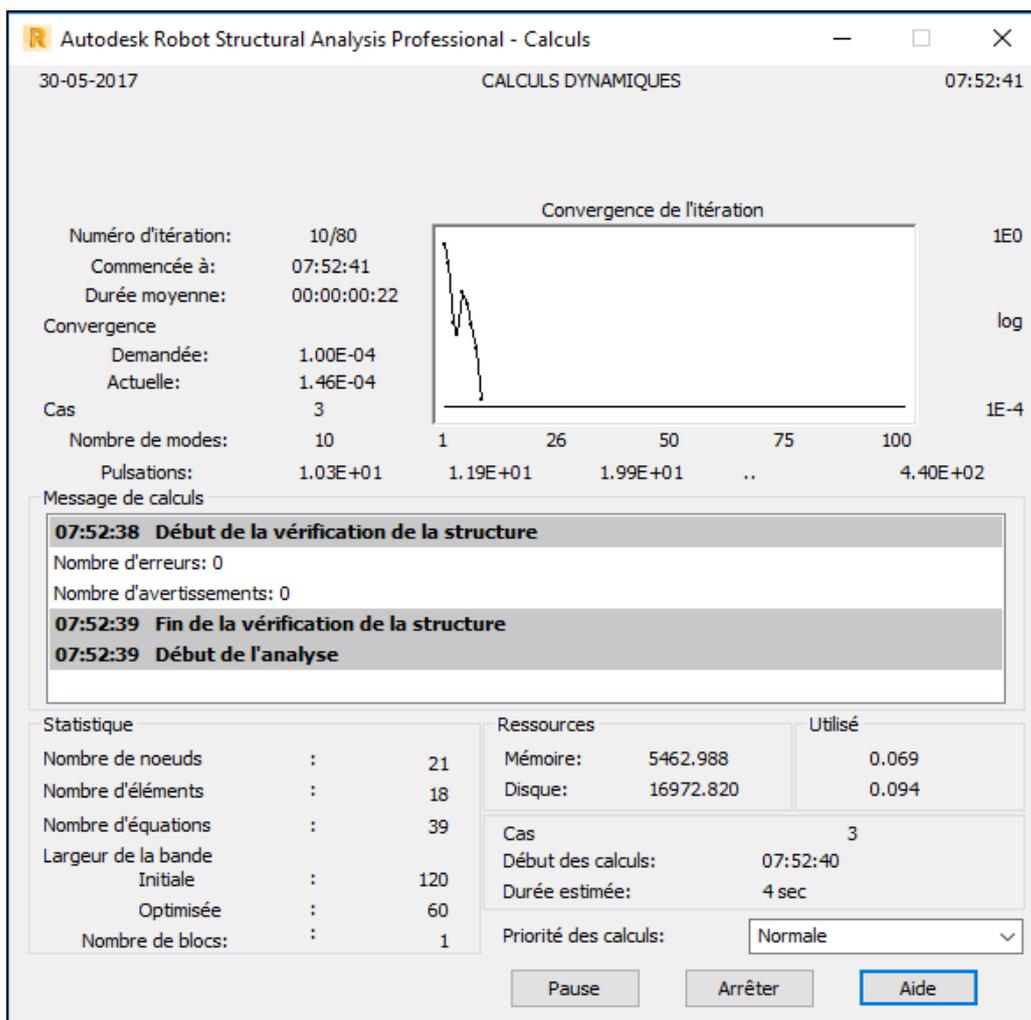


Figure 3.7. Calcul dynamique de la structure

III.4.1. Étapes du calcul automatique

Tableau 3.8. Résultats de l'analyse dynamique automatique

Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Tot.mas.UX [kg]	Tot.mas.UY [kg]
1	1,14	0,88	92,6	0	39129333,39	39129333,39
2	1,34	0,75	9.58 E-06	3.27 E-09	39129333,39	39129333,39
3	1,72	0,58	0,76	3.61 E-13	39129333,39	39129333,39
4	1,92	0,52	9.41 E-17	89,6	39129333,39	39129333,39
5	2,56	0,39	0	1,55	39129333,39	39129333,39
6	56,71	0,02	1,32 E-19	3.27 E-17	39129333,39	39129333,39
7	56,71	0,02	0	0,01	39129333,39	39129333,39
8	57,52	0,02	0,02	0	39129333,39	39129333,39
9	57,52	0,02	0	0	39129333,39	39129333,39
10	60,2	0,02	0	0	39129333,39	39129333,39

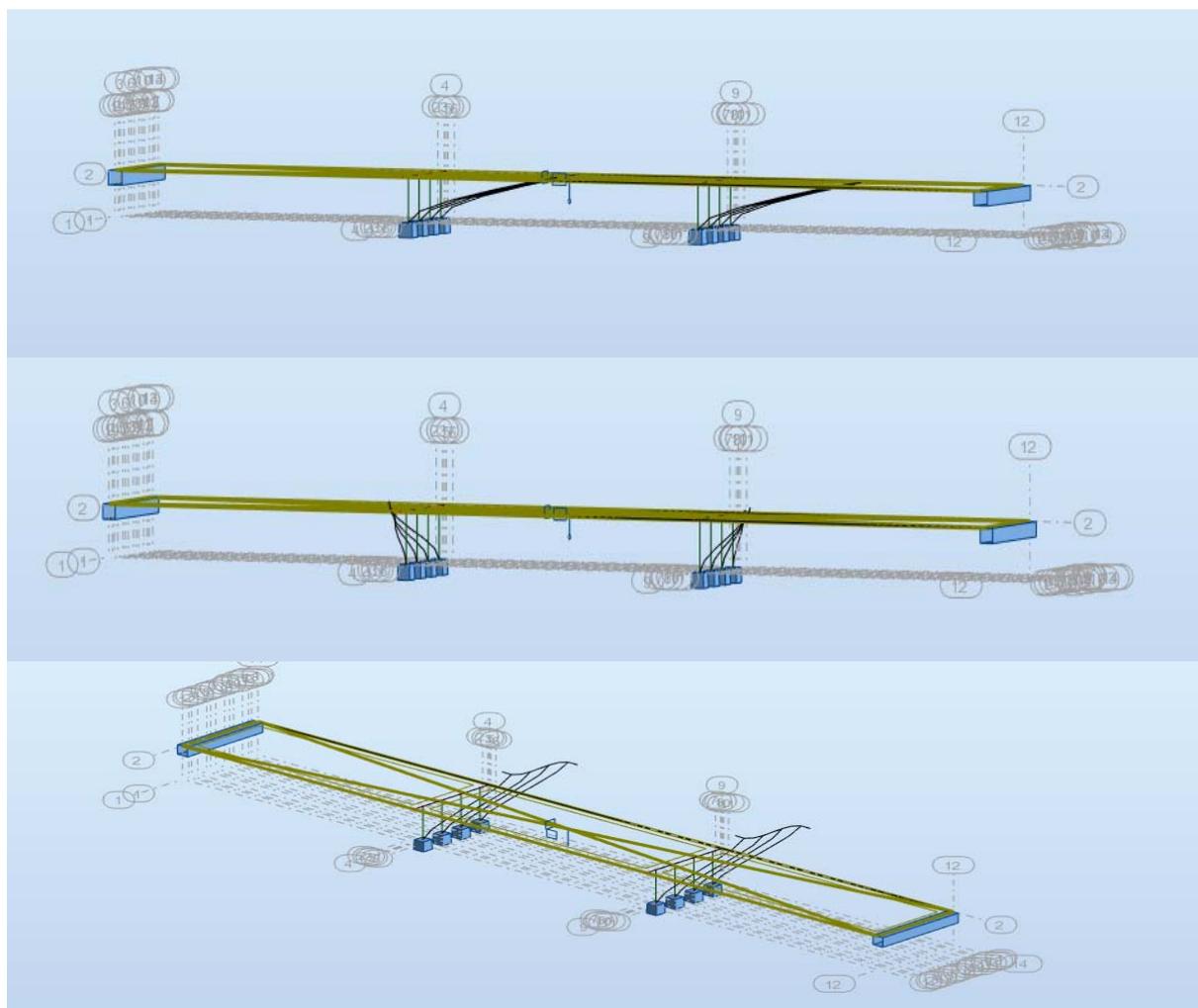


Figure 3.8. Quelques modes Propres de l'ouvrage

III.5 Comparaison des résultats

III.5.1 Périodes propres

III.5.1.1 Sens longitudinal

Mode	Calcule analytique	Calcule automatique
1	0.89	0,88
2	0.82	0,75
3	0.79	0,58

Tableau 3.9. Les périodes propres dans le sens longitudinal

III.5.1.2 Sens transversal

Mode	Calcule analytique	Calcule automatique
1	0.82	0,52
2	0.75	0,39
3	0.69	0,02

Tableau 3.10. Les périodes propres dans le sens transversal

III.6. Remarques et conclusion

A l'issue de la comparaison des résultats obtenus par la modélisation mathématique avec ceux obtenus par le calcul automatique, nous constatons que dans le sens longitudinal les valeurs des deux méthodes sont pratiquement rapprochées, par contre ; dans le sens transversal elles sont distantes..

A travers ces constatations, et en tenant compte des déformées illustrées par la figure 3.8, nous concluons que le model choisi dans le sens longitudinal est satisfaisant, contrairement au sens transversal ou il faut apporter des corrections aux rigidités prises en compte, particulièrement celles du tablier en omettant l'hypothèse du tablier infiniment rigide.

Conclusion générale

Le projet de master bien que complémentaire dans le cursus d'élève ingénieur, m'a permis d'acquérir des connaissances approfondies dans le domaine de la dynamique des ouvrages d'art.

Les dégâts subis sur les ponts et les conséquences engendrées ont conduit à la création de dispositifs améliorant le comportement des ouvrages face aux séismes, ainsi que le développement des études permettant la compréhension du phénomène.

A l'issue de ce travail qui a permis la comparaison entre une analyse dynamique analytique dans les deux sens longitudinaux, et une autre analyse globale établie à l'aide d'un logiciel, nous pouvons conclure que l'analyse automatique, à travers des modélisations appropriées permet une bonne compréhension du phénomène malgré la complexité des structures, contrairement aux méthodes manuelles qui sont limitées et qui nécessitent plus de temps et de labeur.

Ce mémoire représente le fruit d'un travail ardu, de recherche et de réflexion qui m'a permis d'appliquer mes connaissances en dynamique .il m'a donné aussi l'occasion de procéder à la programmation par le langage MATLAB, la maîtrise de la réglementation régissant les principes de calcul des structures relatifs aux ouvrages d'art, et d'approfondir mes connaissances théoriques et pratiques.

Références bibliographiques

- [1] A. BOUKELIA, M. BOUZIANE, < Etude statique et dynamique d'un pont a poutres multiples en béton précontraint dans le cadre des nouveaux règlements algériens des ouvrages d'art >, mémoire de fin d'études, Travaux publics, Alger, ENSTP, 2010.
- [2] L. GUIZANI, « Isolation sismique et technologies parasismiques pour les ponts », ALG Groupe Conseil Inc, 2006.
- [3] KAZUHIKO KAWASHIMA, «Seismic Design and Retrofit of Bridges», 2000.
- [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] CNRC 2003, « Revue Canadienne de Génie Civil », Volume 30, Avril 2003.
- [6] American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO), «Guide Specifications for Seismic Isolation Design », 1998.
- [7] Canadian Highway Bridges Design Code (CAN-CSA-S6-00), Décembre 2000.
- [8] SETRA (Service d'Etude Techniques des Routes et Autoroutes), Pont en zone sismique, Janvier 2000.
- [9] RPOA-2008, Règles parasismiques applicables au domaines des ouvrages d'art, Document Technique Règlementaire (DTR), Ministère des Travaux Publics, Algérie, 2008.
- [10] A. MENACRI, A. BEGRICHE, < Conception et étude du viaduc V5 sur la pénétrente reliant Tizi-Ouzou a l'autoroute Est-Ouest >, mémoire de fin d'études, Génie civil, Alger, ENP, 2016
- [11] S. BERKANE, A. NEDJAR, < Application des Règles parasismiques applicables au domaine des ouvrages d'art (RPOA-2008) pour l'étude d'un pont à poutres en béton précontraint >, mémoire de fin d'études, Travaux publics, Alger, ENSTP, 2014.
- [12] Cours de dynamique des structures de l'Ecole Nationale Polytechnique, Pr TILIOUIN, 2016.