

Ministère de l'Enseignement Supérieur
et de la Recherche Scientifique

Ecole Nationale Polytechnique



وزارة التعليم العالي و

البحث العلمي

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات

Département de Génie Civil

Mémoire de fin d'études

En vue de l'obtention du diplôme d'Ingénieur d'Etat en Génie Civil

Thème :

Analyse numérique de l'isolation sismique des ponts isostatiques

Réalisé par :
NAIT-MANSOUR azouaou
HAMDANE Ramzi

Encadré par :
Dr M.ABDESSEMED
Dr R.KETTAB

Promotion 2012

Remerciements

On remercie notre dieu le tout puissant et miséricordieux de nous avoir aidé à accomplir avec succès ce modeste travail qui nous a été confié.

On remercie nos très chers parents pour leur soutien et leur aide tout au long de notre cursus d'ingénieur.

On remercie notre très chère madame KETTAB encadreur, chef de département génie civil à l'école nationale polytechnique de nous avoir aidés tout au long de notre travail par ses précieux conseils et de nous avoir faits profiter de son expérience.

On remercie monsieur ABDESSEMED Mouloud de nous avoir honorés par son encadrement et de nous faire profiter de ses capacités intellectuelles indéniables dans le domaine des ouvrages d'art.

On remercie monsieur A.KIBBOUA chargé de recherche au centre de recherche appliquée en génie parasismique CGS.

On remercie monsieur CHABANE Djihad pour toute l'aide précieuse qu'il nous a apportée dans le calcul numérique.

On remercie A.MOHRI responsable au sein de la société FREYSSINET ALGERIE pour son aide appréciable.

On remercie également toute personne ayant contribué à notre formation d'ingénieur d'état, en particulier tous les enseignants du département génie civil.

Je dédie ce modeste travail à :

Mes très chers parents

Mon oncle DABOUZ Mohamed et sa femme nedjima

Ma très chère et irremplaçable fiancée et toute sa famille

Mes tantes Rahima et Hassina

Mon meilleur ami F.Bouda

Ma très chère tante S.HADDOUM

Ma tante Fadila et ses enfants

Toute la famille NAIT-MANSOUR

Tous mes enseignants

Tous mes amis

Azouaou NAIT-MANSOUR

DEDICACES :

En signe de respect et de reconnaissance, je dédie ce modeste travail :

A la mémoire de mon grand père

A mes chers parents et mes frères

Mon unique et chère B. Rafika et toute sa famille

A tous mes amis

A toute la famille HAMDANE

A tous ceux qui ont participé à notre formation d'ingénieurs.

HAMDANE Ramzi

ملخص

الهدف من هذا العمل هو تقليص القوى الناتجة عن الزلزال المضرة بالجسور وهذا عن طريق فصل حركة سطح الجسر عن حركة سطح الأرض من أجل الحصول على قيم أكبر لأدوار اهتزاز الهيكل، يتعلق الامر اذن بعزل الجسر عن الزلزال بغرض تحديد أهمية العزل الزلزالي والاضافة الايجابية التي يأتي بها هذا الأخير و التي تتمثل في تحسين رد فعل المنشأة الفنية ضد الزلزال.

الجسر المدروس متعدد العوارض مسبقة الاجهاد، يبلغ طوله الاجمالي 117.40 م وعرضه 10 م.

يتكون هذا الجسر من 4 مقاطع منعزلة بطول 33.40 م للمقطعين الواسطين و 25 م للجانبين محدود بحاجزين للسلامة.

من أجل حساب أدوار اهتزازات الجسرين المعزول وغير المعزول زلاليا نقوم باستعمال برنامج ساب 2000 بهدف مقارنة الحالتين.

الكلمات المفتاحية: العزل الزلزالي، نظام مضاد للزلازل، طيف، زلزال، جسور، أدوار الاهتزاز.

Résumé

Le but de ce travail c'est de réduire les efforts sismiques sur les ponts en découplant le mouvement du sol de celui du tablier en vue d'obtenir des périodes de vibration nettement plus importantes, il s'agit donc de l'isolation sismique des ponts et ce pour voir son apport à la réponse de la structure et d'essayer d'améliorer son comportement vis-à-vis des forces sismiques.

Le pont étudié est situé à Alger, zone à sismicité élevée, c'est un pont à poutres multiples sous chaussée de longueur 117.40 m et de largeur de 10m, composé de quatre travées indépendantes et une largeur de 10m bordé de deux glissières de sécurité.

L'utilisation de l'outil informatique s'impose pour déterminer les périodes propres des systèmes avant et après isolation sismique. Pour cela, on a fait appel au logiciel SAP2000.

Mots clés : isolation sismique, RPOA, spectre, séisme, ponts, périodes propres.

Abstract:

The goal of this work is to reduce the seismic forces applied on bridges by isolating soil's movement from deck's movement in order to get higher vibration periods; we're then interested to seismic isolation of bridges to be able to see which difference brings the use of seismic isolator for the structure's response during earthquake and try to enhance the behavior of our bridge against seismic solicitations.

The studied bridge is located in Algiers, known by its high seismicity, a girder bridge with a length of 117.40 m and a width of 9,24 m; this bridge is bordered of two safety fences, and is composed of four independent spans.

The use of the computer tools is essential to determine the vibration's periods of both of isolated and non isolated bridges. For this purpose we use SAP2000

Key words : seismic isolation, RPOA, spectrum, earthquak, bridges, periods of vibration.

Table des matières

Introduction	1
Chapitre I : Synthèse bibliographique	2
I.1-Patrimoine algérien des ouvrages d'art :.....	3
I.2-Effet du séisme sur les ponts :.....	5
I.2.1 La perte d'assise :.....	6
I.2.1.1 Endommagement par échappement d'appuis :.....	6
I.2.1.2 Endommagement par déplacement transversal du tablier :.....	6
I.2.2 La fragilité :.....	7
I.2.2.1 Endommagement des piles des ponts :.....	8
I.2.2.2 Rupture fragile des piles par cisaillement :.....	8
I.2.3 La liquéfaction et le tassement des sols :.....	9
I.2.3.1 Endommagement par glissement des culées :.....	9
I.2.3.2 Endommagement par liquéfaction et tassement du sol :.....	11
I.2.3.3 Les impacts sociaux :.....	12
I.3- le règlement parasismique algérien des ouvrages d'art 2008 :.....	13
I.3.1 Méthodes de calculs des sollicitations sismiques :.....	14
I.4Isolation sismique des ouvrages d'art :.....	15
I.4.1 Historique :.....	15
I.4.2 Objectifs :.....	15
I.4.3 Principe de L'isolation sismique des ponts :.....	16
I.4.4 Composantes des systèmes d'isolation sismique à la base :.....	17
I.4.5 Principaux types des systèmes d'isolation parasismique:.....	17
I.4.5.1 Les systèmes à base d'élastomère :.....	18
I.4.5.2 Les systèmes à base de glissement :.....	19
I.4.5.3 Les amortisseurs visqueux:.....	20
I.5 Comportement des ponts pendant une agression sismique:.....	21
I.5.1 Principe des mouvements sismiques:.....	21
I.5.2: Réponse dynamique de la structure du pont :.....	22
I.6 Comportement des ponts avec isolateurs sismiques:.....	23
Chapitre II: Modélisation des isolateurs sismiques	24
II.1Généralités :.....	25

II.2 Critère de conformité :.....	25
II.3 Propriétés de calcul des isolateurs :.....	25
II.3.1 Généralités :	25
II.3.2 Variabilité des propriétés des isolateurs :.....	25
II.4 Conditions d'application des méthodes d'analyse:.....	26
II.5 Vérification des isolateurs sismiques :.....	26
II.6 Exigences spéciales :.....	27
II.6.1 Capacité de rappel latéral de l'isolateur :	27
II.6.2 Maintien latéral au niveau de l'interface d'isolation :	27
II.6.3 Inspection et maintenance :.....	27
II.7 Les butées :.....	27
II.7.1 Les butées de sécurité :	27
II.7.2 Les butées de blocage :	28
II.8 Modélisation des appareils d'appui :.....	29
II.9 Essais sur les isolateurs sismiques	31
II.10 résultats et comportement des isolateurs sismiques :.....	33
Chapitre III : méthodes d'analyse sismique.....	34
III.1 Introduction :.....	35
III .2 Présentation du logiciel de calcul:.....	35
III .2 Analyse sismique des ponts:.....	36
III .2.1 Principes généraux et hypothèses :.....	36
III .2.1.1 Principes généraux :	36
III .2.1.2 Hypothèses de base :.....	36
III 2.2 Classification des ouvrages:.....	36
III 2.3 Classification des sites :	37
III 2.4 Détermination du coefficient d'accélération de zone :.....	38
III 2.5 Coefficient de comportement :	38
III 2.6 Méthodes d'analyse sismique des ponts :.....	39
III 2.7 Spectre de réponse :.....	39
III 2.7.1 Spectre de réponse élastique :.....	39
III 2.7.2 Spectre de dimensionnement:	42
III 2.8 Le modèle structurel :.....	43
III 2.8.1 Modélisation :.....	43
III 2.8.2 discrétisation :	44

III 2.8.3 Masses :	44
III 2.8.4 Raideurs des éléments :	44
III 2.8.5 Amortissement :	44
III.3 Choix de la méthode d'analyse :	45
III.3.1 Analyse monomodale spectrale :	45
III.3.1.1 Principe :	45
III.3.1.2 Domaine d'application :	45
III.3.1.3 Séisme longitudinal :	46
III.3.1.4 Séisme transversal :	47
III.3.1.5 Séisme vertical :	48
III.3.2 Analyse multimodale spectrale :	49
III.3.3 Analyse par le spectre de puissance :	49
III.3.4 Analyse temporelle :	49
III.3.5 Analyse temporelle non linéaire :	50
III.4 le nombre de modes nécessaires pour l'analyse modale :	50
Chapitre IV : Evaluation des charges et surcharges	51
IV.1 Présentation du cas d'étude :	52
IV.2 Caractéristiques des matériaux du pont étudié :	53
IV.2 .1 Béton :	53
IV. 2.1 l'acier:	53
IV.3 Evaluation des charges et des surcharges :	54
IV.3.1 Evaluation des charges permanentes CP:	54
IV.3.1 Poids propre des poutres :	54
IV.3.2 Poids propre de la dalle :	56
IV.4 Poids propre des compléments de charges permanentes CCP :	56
IV.4.1 Poids propre des trottoirs + corniches :	57
IV.4.2 Poids propre des garde-corps :	57
IV.4.3 Poids propre des glissières de sécurité :	58
IV.4.4 Poids propre de revêtement :	58
IV.4.5 Calcul du poids propre du tablier :	58
Chapitre V: Evaluation des sollicitations sismiques	59
V.1 Evaluation des sollicitations sismiques par la méthode monomodale :	60
V .1 Sens longitudinal :	61
V.1.1 détermination de la masse du système :	61

V.1.2 détermination de la raideur du système :.....	61
V.1.2.1 Raideurs des appuis:	61
V.1.2.2 Raideurs des appareils d'appui K_{appareil} :.....	61
V.1.2.2 Raideur totale par appui :.....	62
V.1.3 Evaluation de l'amortissement :	64
V.1.4 Période propre de l'ouvrage :	64
V.1.5 Amortissement structurel :	64
V.1.6 Calcul des forces statiques équivalentes :	64
V.1.6.1 Effort longitudinal :	65
V.1.6.2 Répartition des efforts sismiques sur les appuis :.....	65
V.1.6.3 Déplacement du tablier par rapport au sol :.....	65
V.1.6.4 Déplacement de la tête d'appui par rapport au sol :.....	65
V.1.7 Détermination des efforts sismiques dans le sens transversal :.....	66
V.1.7.1 Période fondamentale du pont dans le sens transversal :.....	66
V.1.5 Modélisation de l'ouvrage :	67
V.1.6 Direction longitudinale :.....	67
V.1.6.1 Modèle mathématique de l'ouvrage :	67
V.1.6.2 Equation du mouvement :	68
V.1.7 Direction transversale :	69
V.1.7.1 Modèle mathématique de l'ouvrage :	70
V.1.7.2 Equation du mouvement :	70
V.1.8 Analyse modale de l'ouvrage :	71
V.1.8.1 Sens longitudinal :	71
V.1.8.2 Sens transversal :	73
Chapitre VI: comportement sismique de l'ouvrage	74
VI.1 Introduction :	75
VI.2 comportement du pont isostatique non isolé sismiquement :.....	75
VI.2 comportement du pont isostatique isolé sismiquement :.....	80
VI.2 Discussion des résultats :.....	85
Conclusion	87
Bibliographie	88
Annexes	89

Liste des tableaux :

<i>Tableau 1.1 : comparaison entre le séisme de Kobé et de Northridge [6]</i>	12
<i>Tableau II.1 : Calcul des raideurs [14]</i>	31
<i>Tableau III.1 : Classification des sites. [1]</i>	37
<i>Tableau III.2 : Coefficient d'accélération de zone A [1]</i>	38
<i>Tableau III.3 : Valeurs de T1, T2 et S pour la composante horizontale [1]</i>	40
<i>Tableau III.4 : Valeurs de T1, T2 pour la composante verticale [1]</i>	42
<i>Tableau III.5 : Valeurs du taux d'amortissement critique [1]</i>	45
<i>Tableau IV.1 : Caractéristiques du béton utilisé</i>	53
<i>Tableau IV.2 : Coefficients multiplicateurs des actions permanentes. [RCPR]</i>	58
<i>Tableau IV.3 : Valeurs des charges permanentes du tablier</i>	58
<i>Tableau V.2 : Rigidité des piles</i>	61
<i>Tableau V.3 : Rigidité totale (équivalente) des piles</i>	62
<i>Tableau V.4 : Rigidité totale KT de l'ouvrage (sens longitudinal)</i>	62
<i>Tableau V.5 : Période propre du système dans le sens longitudinal</i>	64
<i>Tableau V.6 : Périodes propres de vibration dans le sens longitudinal</i>	72
<i>Tableau V.7 : comparaison des périodes obtenues par le SAP200 et celles obtenues par lmodèle mathématique</i>	72
<i>Tableau V.7 : Périodes propres de vibration dans le sens transversal</i>	73
<i>Tableau VI.1 comparatif des périodes pour les deux cas</i>	85
<i>Tableau VI.2 le pourcentage des variations des périodes</i>	86

Liste des figures :

<i>Figure I.1: Répartition des ponts par wilaya [MTP]</i>	<i>3</i>
<i>Figure I.2 : Répartition des ponts par zone sismique [MTP]</i>	<i>4</i>
<i>Figure I.3 : Répartition des ponts selon leur état [MTP].....</i>	<i>5</i>
<i>Figure I.4 : Chute du tablier lors du tremblement de terre de Kobe 1995 [3].....</i>	<i>6</i>
<i>Figure I.5 : déplacement latéral du tablier et chute des appuis sur la palée d'un pilier à Kobe 1995[3].....</i>	<i>7</i>
<i>Figure I.6 : déplacement transversal du tablier et destruction des butées lors du séisme El Asnam 1980 [2].....</i>	<i>7</i>
<i>Figure I.7 : Endommagement des piles en béton armé lors du séisme de Northridge 1994 [5].....</i>	<i>8</i>
<i>Figure I.8 : Rupture des piles par cisaillement lors du séisme De Chi-Chi à Taiwan 1999 [6].....</i>	<i>9</i>
<i>Figure I.9 : glissement d'une culée du pont à Costa Rica 1990 [7].....</i>	<i>11</i>
<i>Figure I.10 : Tassements faibles derrière la culée d'un pont-route à Boumerdes, Algérie, 2003 [9].....</i>	<i>11</i>
<i>Figure I.11 : tassement généralisé à Kobe, Japon, 1995 [9]</i>	<i>12</i>
<i>Figure I.12 : tassement différentiel des piles d'un pont route à Watson ville(usa) [6].....</i>	<i>12</i>
<i>Figure I.13 : Différents cas d'actions statiques sismiques.....</i>	<i>15</i>
<i>Figure I.14 : Effet de l'augmentation de la période et du taux d'amortissement visqueux [10].....</i>	<i>16</i>
<i>Figure I.15 : Isolateur sismique utilisé dans le pont de la rivière bostonnais, QC [11].....</i>	<i>18</i>
<i>Figure I.16 : Schéma isolateur élastomérique avec noyau de plomb [10].....</i>	<i>19</i>
<i>Figure I.17 : Schéma de l'isolateur de type pendule à friction [10].....</i>	<i>20</i>
<i>Figure I.18 : Schéma de l'amortisseur visqueux [12].....</i>	<i>21</i>
<i>Figure I.19 : Propagation des ondes sismiques [6].....</i>	<i>22</i>
<i>Figure I.20 : Scénarios d'effondrement d'un pont autoroutier, Kobé, Japon 1995 [6].....</i>	<i>23</i>
<i>Figure II.1 : Exemple des butées de sécurité [1].....</i>	<i>28</i>
<i>Figure II.2: Modèle de calcul à poutres massiques [14].....</i>	<i>29</i>
<i>Figure II.3: Modélisation par ressorts [14].....</i>	<i>30</i>

Figure II.4.a : Montage d'essai sur les isolateurs sismiques [16].....	31
Figure II.4.b : Montage d'essai sur les isolateurs sismiques [16].....	32
Figure II.5 comportement des isolateurs sismiques suite à des essais au laboratoire.....	33
<i>Figure III.1 : Spectre de réponse pour la composante horizontale - $\xi=5\%$ [1].....</i>	<i>41</i>
<i>Figure III.2 : Spectre de réponse pour la composante verticale - 5% d'amortissement [1].....</i>	<i>42</i>
<i>Figure III.3 : Spectre de dimensionnement pour la composante horizontale [1]</i>	<i>43</i>
<i>Figure III.4 : Séisme longitudinal [1]</i>	<i>47</i>
<i>Figure III.5 : Séisme transversal [1]</i>	<i>48</i>
<i>Figure III.6 : Séisme vertical [1].....</i>	<i>49</i>
<i>Figure IV .1 : vue en élévation du pont étudié.....</i>	<i>52</i>
<i>Figure IV.2: Coupe transversale du pont.....</i>	<i>53</i>
<i>Figure IV.3: Détails des sections des poutres de longueur 25m.....</i>	<i>54</i>
<i>Figure IV.4: Détails des sections des poutres de longueur 33.40m.....</i>	<i>55</i>
<i>Figure IV.5: Détails du trottoir et de la corniche.....</i>	<i>57</i>
Figure V.1 : Schéma représentatif d'un appareil d'appui en élastomère fretté.....	61
<i>Figure V.2 : Représentation des fûts en plan.....</i>	<i>63</i>
Figure V.3: Modèle dynamique de l'ouvrage (sens longitudinal).....	67
Figure V.4: Modèle analytique de l'ouvrage étudié (sens longitudinal).....	67
Figure V.5: représentation transversale de l'ouvrage (sens transversal).....	69
Figure V.6: Modèle analytique de l'ouvrage (sens transversal).....	69
Figure V.7: Rigidités rotationnelle et effective de l'ouvrage (sens transversal).....	71
<i>Figure VI.1 : 1^{er} Mode de vibration.....</i>	<i>75</i>
<i>Figure VI.2 : 2^{eme} Mode de vibration.....</i>	<i>76</i>
<i>Figure VI.3 : 3^{eme} Mode de vibration.....</i>	<i>77</i>
<i>Figure VI.4 : 4^{eme} Mode de vibration.....</i>	<i>78</i>
<i>Figure VI.5 : 5^{eme} Mode de vibration.....</i>	<i>79</i>
<i>Figure VI.6 : 6^{eme} Mode de vibration.....</i>	<i>80</i>

<i>Figure VI.7 : 7^{eme} Mode de vibration.....</i>	<i>81</i>
<i>Figure VI.8 : 1^{er} Mode de vibration.....</i>	<i>82</i>
<i>Figure VI.9 : 2^{eme} Mode de vibration.....</i>	<i>83</i>
<i>Figure VI.10 : 3^{eme} Mode de vibration.....</i>	<i>84</i>
<i>Figure VI.11 : 4^{eme} Mode de vibration.....</i>	<i>85</i>
<i>Figure VI.12 : 5^{eme} Mode de vibration.....</i>	<i>86</i>
<i>Figure VI.13 : 6^{eme} Mode de vibration.....</i>	<i>87</i>
<i>Figure VI.14: 7^{eme} Mode de vibration.....</i>	<i>87</i>

INTRODUCTION GENERALE :

Les ponts sont des maillons indispensables qui assurent des liaisons vitales dans le réseau de transport, réseau dont le bon fonctionnement et l'efficacité sont essentiels pour la prospérité économique d'une région. Or le risque sismique représente une menace considérable au bon fonctionnement des structures de pont.

Connue par sa diversité géographique, plusieurs régions en Algérie sont qualifiées de zones sismiquement actives. Alors que l'Algérie compte plus de 11000 ponts dont la plupart sont vieillissants et non isolés sismiquement, les prescriptions relatives à la conception parasismique sont de plus en plus sévères dans la norme Algérienne concernant le calcul des ouvrages d'art et notamment les ponts. En effet, le séisme de Boumerdès de mai 2003, a mis en relief l'importance du risque Sismique qui a affecté les ouvrages d'art et en particulier les ponts (la reconstruction du pont de baghlia), ainsi que le viaduc de Bouira qui a été calculé selon le RPA88 [17] alors que le premier règlement parasismique algérien applicable au domaine des ouvrages d'art qu'est le RPAO 2008, n'a vu le jour que le 17 juin 2009.

La vulnérabilité des ponts aux séismes est un facteur prépondérant dont il faut tenir compte lors de la conception car les dommages enregistrés peuvent engendrer des pertes humaines et matérielles et nécessitent une réhabilitation plus ou moins rapide afin de rétablir la voie de circulation. Les conséquences de dommages sont importantes du fait que la fermeture même provisoire d'un pont peut avoir des répercussions graves car les ponts jouent un rôle majeur pour le déplacement des biens et des services.

Le but de ce travail est de faire une analyse numérique de l'isolation sismique des ponts isostatiques et de mettre l'accent sur l'importance de l'isolation sismique des ponts et pour cela on va faire une étude sur un pont non isolé puis isolé sismiquement, en comparant les résultats obtenus.

Pour cela on doit passer par ces principaux chapitres :

- ✓ Premier chapitre est consacré à une synthèse bibliographique englobant systèmes d'isolation sismique appliqués aux ponts en Algérie et dans le monde.
- ✓ Le second traite la modélisation des isolateurs sismiques et l'étude de leurs comportements.
- ✓ Le troisième chapitre est consacré aux méthodes d'analyse sismique des ponts.
- ✓ Dans le quatrième chapitre on traite l'évaluation des charges et des surcharges appliquées sur le pont étudié.
- ✓ Cinquième chapitre est réservé à l'évaluation des sollicitations sismiques.
- ✓ Le dernier chapitre porte sur deux cas d'étude l'un sur un pont isolé et l'autre sur un pont non isolé sismiquement et discussion des résultats obtenus.
- ✓ Enfin une conclusion générale et recommandations pour de futurs travaux.

Chapitre I

Synthèse

bibliographique

I.1-Patrimoine algérien des ouvrages d’art :

Les récentes statistiques établies par le Ministère des Travaux Publics ont montré que le patrimoine national des ouvrages d’art comporte plus de 6000 ponts routiers repartis sur 48 wilayas (Figure I.1), dont 70% sont situés dans des zones de moyenne à forte sismicité (Figure I.2). L’omission du risque sismique dans les calculs des ouvrages d’art se traduisait par l’absence d’un règlement parasismique algérien.

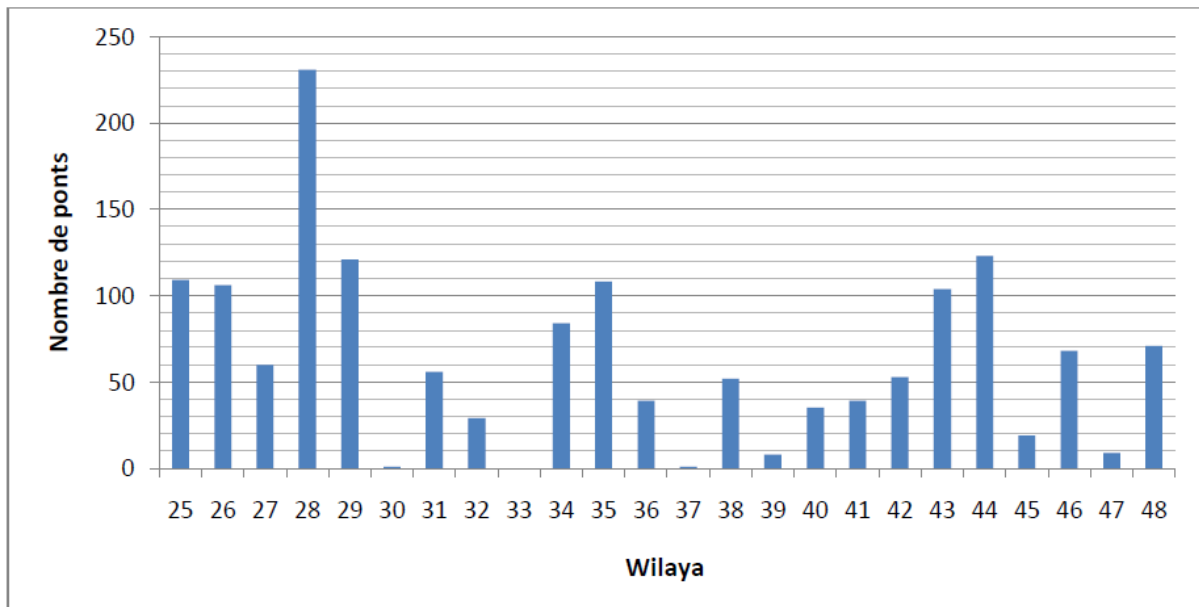
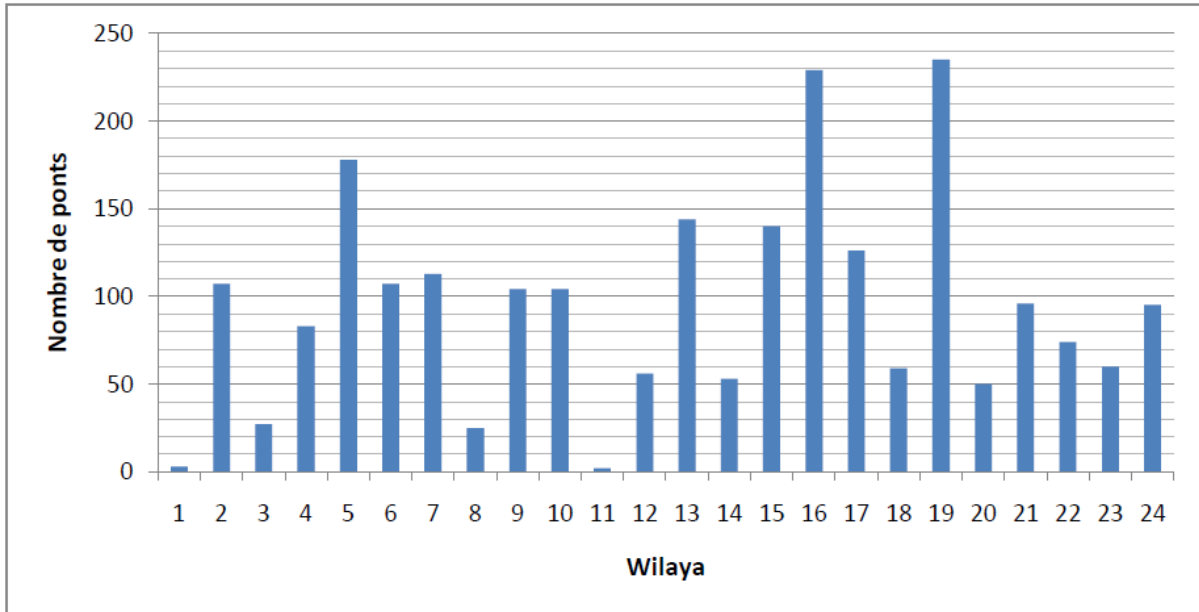


Figure I.1: Répartition des ponts par wilaya [MTP]

La réalisation des projets structurants (tels que : le projet d'autoroute est-ouest ,rocade autoroutière des haut plateaux, dédoublement de la RN1 a mis en relief la nécessité de disposer d'un référentiel parasismique national en matière de conception et de réalisation des ouvrages d'art.

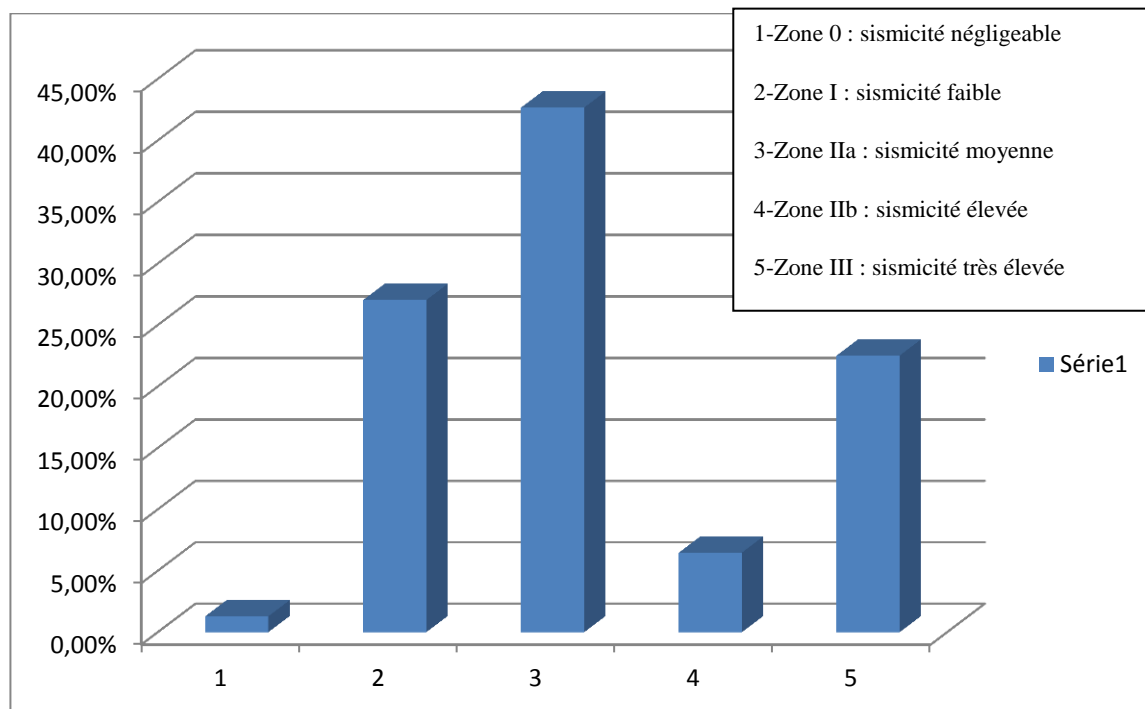


Figure I.2 : Répartition des ponts par zone sismique [18]

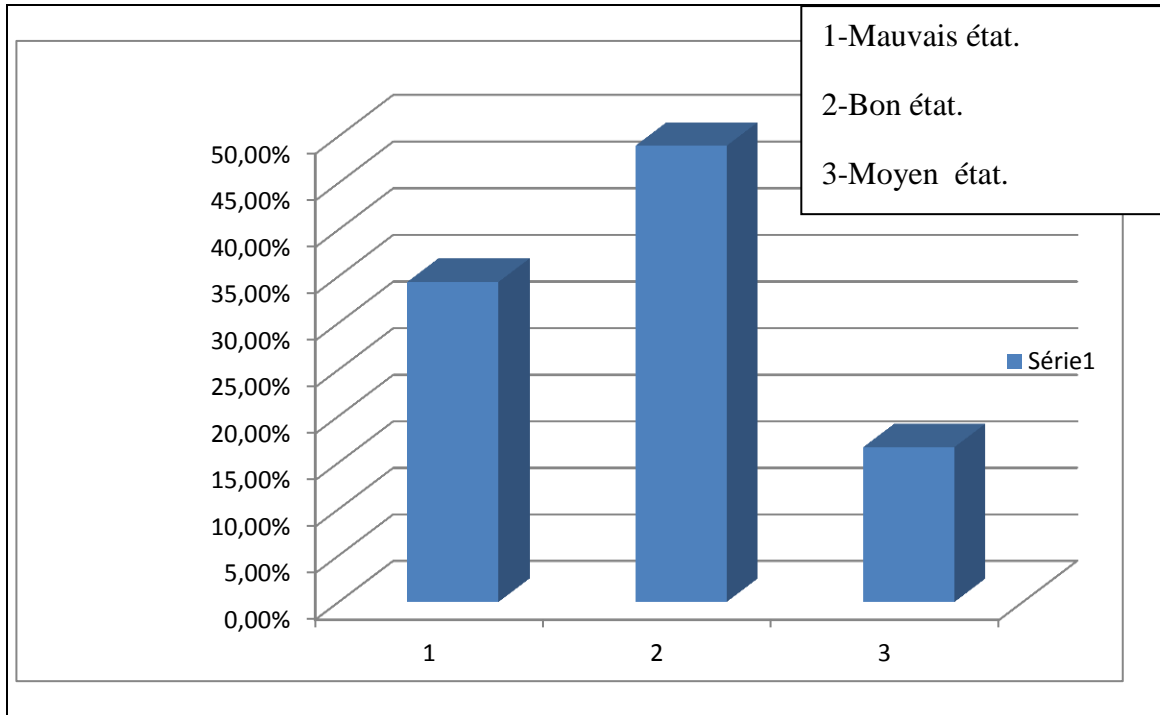


Figure I.3 : Répartition des ponts selon leur état [18]

Alors que 30% des ponts en Algérie se trouvent dans de zones de forte sismicité, et 35% des ponts sont dans un mauvais état (Figure I.3), il devient primordial de développer des techniques de conception parasismique rentables et efficaces. La priorité est évidemment accordée aux ouvrages stratégiques et aux ponts prioritaires car ils assurent des liaisons vitales dans le système de transport (sécurité civile et communication d'urgence).

I.2-Effet du séisme sur les ponts :

Le séisme est l'un des phénomènes naturels des plus dévastateurs et destructeurs causant d'énormes dégâts humains et matériels, et qui affecte amplement les ouvrages d'art tels que les ponts dont certains sont considérés comme ouvrages stratégiques qui doivent demeurer fonctionnels pendant et après le séisme. [2]

Les leçons tirées 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.
- La liquéfaction et le tassement des sols.

I.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 par exemple :

I.2.1.1 Endommagement par échappement d'appuis :

Les appareils d'appuis ont pour rôle de transmettre aux éléments porteurs de la structure les forces d'inertie provenant du tablier. Dans le cas d'une structure isostatique à travées multiples, le mouvement longitudinal du tablier peut engendrer une perte d'appuis; parfois, cela entraîne la rupture subséquente de la pile sous l'impact occasionné par la chute du tablier. c'est le cas typique des dommages des ponts à poutres notamment ceux à poutres préfabriquées. La figure I.4 montre la chute du tablier à Kobe au Japon en 1995. [6]



Figure I.4 : Chute du tablier lors du tremblement de terre de Kobe 1995 [3]

I.2.1.2 Endommagement par déplacement transversal du tablier :

Ce type d'endommagement aura lieu quand sous la composante transversale de l'action sismique, les éléments porteurs se déplacent latéralement à l'endroit d'un joint de dilatation, et tombent depuis les appuis sur le banc d'appui constitué par la palée des piles, sans que la rupture ait lieu. Les figures I.5 et I.6 montrent l'exemple de désordres subis par les ponts lors des séismes de Kobe en 1995 et El Asnam en 1980 respectivement. [3]



Figure I.5 : déplacement latéral du tablier et chute des appuis sur la palée d'un pilier à Kobe 1995 [3]



Figure I.6 : déplacement transversal du tablier et destruction des butées lors du séisme El Asnam 1980 [2]

I.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. [8]. Parmi les désordres subis par les ponts on trouve :

I.2.2.1 Endommagement des piles des ponts :

Lorsqu'une pile de pont est soumise à une secousse sismique élevée, son mouvement en plan transversal provoque des fissures profondes et des allongements dans les armatures longitudinales et transversales à la partie inférieure de la pile; le flambement observé sur des aciers principaux est associé aux détails d'armatures longitudinales et transversales inappropriés sur des piles à colonne unique. Sur la Figure I.7, on remarque un exemple de fissuration par cisaillement d'une pile à colonne unique. [6]



Figure I.7 : Endommagement des piles en béton armé lors du séisme de Northridge 1994 [5]

I.2.2.2 Rupture fragile des piles par cisaillement :

Dans la plupart des ruptures en cisaillement observées (figure I.8), on a remarqué un manque de confinement du béton causé par des étriers dont l'espacement est trop grand. Ce comportement fragile résulte d'un excès de la capacité en flexion sur la résistance en cisaillement.

Pendant un séisme majeur, la structure subit des mouvements cycliques très importants, diminuant

ainsi la résistance du béton en compression, et entraînant la formation d'une rotule plastique de sorte que la rupture par cisaillement peut survenir.

De plus, l'auscultation des ponts qui se sont effondrés à la suite d'un séisme a montré une défaillance des armatures à la base des piles. Cette zone est affectée par un chevauchement des armatures inadéquat; cette défaillance a tendance à ne pas fournir une ductilité suffisante puisqu'elle ne permet pas la plastification des armatures [6].



Figure I.8 : Rupture des piles par cisaillement lors du séisme

De Chi-Chi à Taiwan 1999 [6]

I.2.3 La liquéfaction et le tassement des sols :

Lorsqu'un pont est construit sur un sol meuble ou liquéfiable, le risque sismique augmente. Un sol ayant une vitesse moyenne des ondes de cisaillement inférieure à celle du roc (1500 m/s) amplifie généralement la réponse vibratoire des mouvements sismiques et augmente la probabilité de déplacement de la structure; également, si un pont est construit sur un sol saturé de type sable silteux ou silt sableux ou un sol susceptible d'affaissement en raison de charges dues aux séismes, la liquéfaction du sol peut se produire, entraînant une perte d'appui et un déplacement excessif indépendamment de la réponse de vibration [6]

Parmi les dommages remarquables constatés sur les ponts on cite :

I.2.3.1 Endommagement par glissement des culées :

Les culées sont des composantes structurales qui assurent la liaison entre le tablier et les remblais. Elles sont sensibles aux mouvements latéraux extrêmes du sol. Pendant un séisme, le glissement des culées se produit généralement dans les zones où le sol est mal consolidé.

Les observations effectuées sur les ponts endommagés ont montré que le glissement des culées est

causé par des efforts en rotation et en translation dus aux poussées des terres. [6]

La figure I.9 montre le glissement d'une culée du pont RIO Banano à la suite du tremblement de terre de Costa Rica en 1990.



Figure I.9 : glissement d'une culée du pont à Costa Rica 1990 [7]

Les culées peuvent également être endommagées par des tassements des fondations, du remblai arrière et de la dalle de transition. Des tassements dans la zone de transition à l'arrière des culées peuvent être rapidement égalisés comme le montre la figure I.10 de Boumerdès au nord de l'Algérie en 2003 (Magnitude $M_w = 6,7$).

Les rotations de culées suite à l'augmentation des poussées des terres pendant le tremblement de terre, ou à des tassements différentiels, sont plus dangereuses. Les culées élevées, à partir d'une hauteur libre d'environ 7 m, sont particulièrement vulnérables, car de petites rotations peuvent engendrer de grands déplacements horizontaux du banc d'appui. [9]



Figure I.10 : Tassements faibles derrière la culée d'un pont-route à Boumerdes, Algérie, 2003 [9]

I.2.3.2 Endommagement par liquéfaction et tassement du sol :

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 $M_w = 7,6$), on a 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 g et sur des pentes supérieures à 3%.

L'étude des effets de séismes sur les sols de fondation se limite en l'occurrence aux combinaisons les plus élevées des zones d'aléa sismiques et des classes de sol de fondation.

La figure I.11 montre un tassement généralisé causé par la liquéfaction du sol autour de la dalle de fondation sur pieu d'une pile de pont à Kobé, Japon, 1995 [9]

la figure I.12 montre un tassement différentiel des piles d'un pont à Watson ville (USA). [6]



Figure I.11 : Tassement généralisé à Kobe, Japon, 1995 [9]

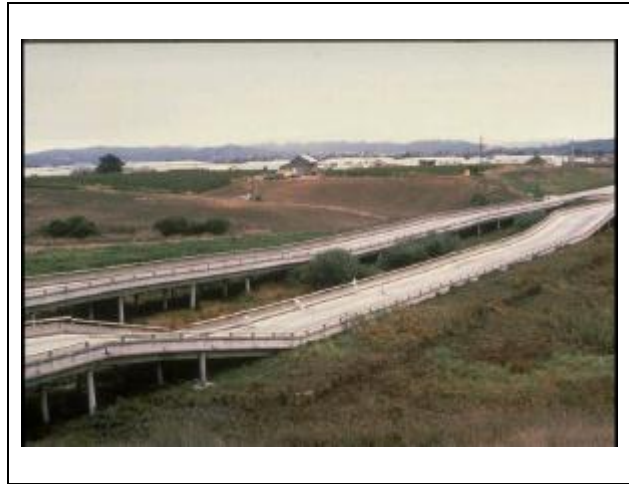


Figure I.12 : tassement différentiel des piles d'un pont route à Watson ville(usa) [6]

Et comme conséquence de ces impacts sur les ponts on cite :

I.2.3.3 Les impacts sociaux :

Les codes actuels en génie parasismique visent généralement à éviter les pertes de vie mais aussi à accepter les dommages qui tiennent compte de la ductilité des éléments structuraux du pont ou du viaduc. Le tableau I.1 compare les pertes encourues pour les séismes de Northridge (États-Unis, 1994) et de Kobé (Japon, 1995), et met en évidence qu'au-delà des pertes matérielles, l'impact sur la vie humaine est significatif. La gestion de risque reste l'outil le plus efficace de la protection contre un séisme, en mettant en place des règles et des normes capables de réduire les impacts sociaux. [6]

Tableau I.1 : comparaison entre le séisme de Kobé et de Northridge [6]

	Séisme de Northridge (États Unis) en 1994	Séisme de Kobé (Japon) en 1995
Magnitude sur l'échelle Richter	6.7	6.9
Superficie	44 km ²	551 km ²
Nombre de blessés	3000 (68 blessés par km ²)	40 000 (73 blessés par 1 km ²)
Nombre de sans abris	22 000 (500 sans-abris par km ²)	310000 (562 sans-abris par 1 km ²)
Nombre de morts	81 (2 morts par km ²)	5502 (10 morts par 1 km ²)

I.3- le règlement parasismique algérien des ouvrages d'art 2008 :

Le RPOA donne les principes de conception et de dimensionnement, les critères et les dispositions constructives pour les ponts neufs, dans un souci de réduire au minimum leur susceptibilité aux dommages dus aux actions sismiques. Le Ministère des Travaux Publics (MTP) a engagé en 2004, un certain nombre d'actions qui avaient pour objectif l'augmentation de l'invulnérabilité des ouvrages d'art aux séismes car les dommages enregistrés sont parfois graves. D'où la nécessité d'établir un référentiel parasismique national en matière de conception et de réalisation des ouvrages d'art, en effet les pouvoirs publics se sont résolument engagés dans le renforcement du dispositif réglementaire.

Ainsi et depuis l'année 2005, un groupe d'experts nationaux et internationaux et en relation avec l'organisme nationale de Contrôle Technique des Travaux Publics (CTTP) et en collaboration avec le Centre National de Recherche Appliquée en Génie Parasismique (CGS) se sont attelés de la tâche pour donner à ce document si important intitulé Règlement Parasismique Applicable aux Ouvrages d'Art (RPOA).

Ce règlement comprend essentiellement trois parties : -Partie 1 : sur les ponts neufs.

-Partie 2 : sur les tunnels.

-Partie 3 : sur les ponts existants.

A/ Les ponts neufs :

Le RPOA donne les principes de conception et de dimensionnement, les critères et les dispositions constructives pour les ponts neufs, dans un souci de réduire au minimum leur susceptibilité aux dommages dus aux actions sismiques.

Il peut être appliqué également pour le dimensionnement sismique d'autres types de ponts, comme les ponts en arc, les ponts portiques, les ponts à béquilles, et les ponts haubanés.

Les ponts suspendus, les ponts mobiles, ou les cas de ponts de configuration extrême ne sont pas complètement couverts par les dispositions contenues dans ce règlement [1].

B/ Les tunnels :

Les ouvrages souterrains linéaires (tunnels, galeries, descenderies, puits, trémies) superficiels ou profonds sont visés par le RPOA et ce pour n'importe quelle méthode de réalisation.

C/ Les ponts existants :

Le RPOA définit les conditions et les critères de renforcement et réhabilitation (isolation sismique) des ponts existants en tenant compte des effets qui résultent des déformations du sol induites par le séisme.

Pour faire face à l'effondrement et les dégâts subis par les ponts lors d'une agression sismique, le RPOA tient compte d'une multitude d'options de renforcement et de réhabilitation des ouvrages d'art.

Généralement, le niveau de renforcement est fonction de l'importance de l'itinéraire, de la structure, de la zone de sismicité de pont.

I.3.1 Méthodes de calculs des sollicitations sismiques :

Les méthodes appliquées dans ce règlement pour le calcul des sollicitations sismiques sont :

A/ Méthode statique équivalente :

C'est une méthode qui s'applique à tout type de construction y compris les ponts. Dans cette méthode il n'y a pas de précision sur l'accélération du sol, cette dernière est assimilée à une force statique équivalente qui a deux composantes verticale et horizontale :

- ✓ 7 à 10% de la pesanteur pour la composante verticale.
- ✓ 10 à 35 % de la pesanteur pour la composante horizontale.

Le schéma ci-dessous résume les différents cas qui peuvent se présenter :

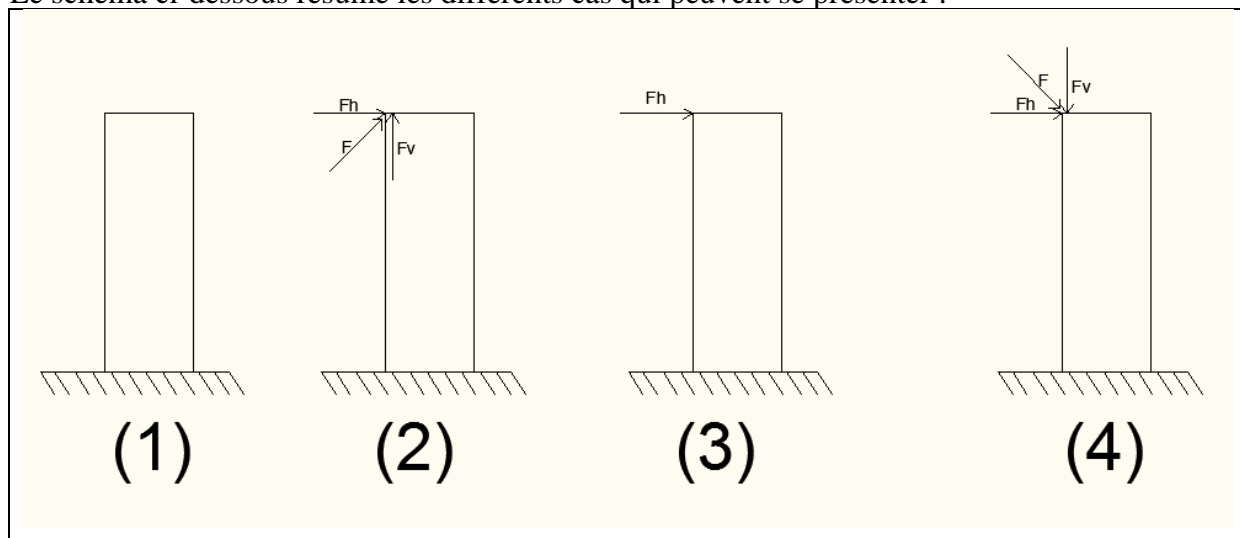


Figure I.13 : Différents cas d'actions statiques sismiques

- (1) Absence de forces sismiques.
- (2) Présence de deux forces une verticale (vers le haut) et l'autre horizontale qui donnent une force inclinée vers le haut.
- (3) Présence d'une seule force qui est horizontale.
- (4) Présence de deux forces une verticale (vers le bas) et l'autre horizontale qui donnent une force inclinée vers le bas.

B/ La méthode monomodale spectrale :

La très grande majorité des ouvrages courants (ponts à poutres, à voussoir, ponts dalle) s'analysent en dynamique grâce à cette méthode. Dans cette méthode simplifiée, on fait l'hypothèse que la charge sismique peut être considérée comme une force statique horizontale ou verticale appliquée au tablier dans une des trois directions (longitudinale, transversale ou verticale).

Cependant, cette méthode ne s'applique pas aux ponts exceptionnels au sens usuel du terme : ponts arcs, ponts à béquilles, ponts à câbles (de suspension ou de haubanage) et ponts cantilevers.

I.4 Isolation sismique des ouvrages d'art :**I.4.1 Historique :**

L'isolation sismique est un principe connu depuis le début du 20^e siècle, mais il n'a été appliqué en Amérique du Nord qu'au courant des années 80. Aux États-Unis, un premier pont a été isolé avec des appareils en élastomère fretté avec noyau de plomb à San Francisco en 1985.

Au Canada, un premier pont a été isolé avec des appareils en élastomère fretté avec noyau de plomb à Richmond en Colombie Britannique en 1990. Au Québec, ce n'est qu'en 2002 qu'un premier pont a été isolé. Ce pont est situé à Alma et les isolateurs étaient des appareils fonctionnant à base de friction. La même année, un pont situé dans la ville de Québec a été équipé avec des amortisseurs et des transmetteurs de chocs sismiques. [10]

I.4.2 Objectifs :

L'isolation sismique consiste à découpler le mouvement du sol du mouvement de la structure par des éléments de liaison flexibles principalement des appareils d'appui en élastomère fretté ou des dispositifs de glissement, pour augmenter ainsi la période fondamentale de vibration de la structure et par conséquent réduire les forces transmises à cette dernière.

Les forces sismiques exercées sur la structure isolée sont typiquement de l'ordre de 3 à 10 fois plus petites que la demande en force sur la structure non isolée. L'isolateur capte les déformations (inélastiques) et filtre les accélérations (hautes fréquences) de sorte que la superstructure isolée (au dessus) se déplace essentiellement selon un mode rigide subissant de faibles accélérations et presque pas de déformations. Par conséquent, les forces d'inertie transmises aux éléments de fondations sont limitées et demeurent en deçà de la capacité élastique de tels éléments. Ce comportement se traduit par la limitation des dommages subis par la superstructure et les éléments de fondation et par la préservation de la fonctionnalité de la structure après le séisme. [10]

I.4.3 Principe de L'isolation sismique des ponts :

L'isolation sismique repose sur le principe que si la période de vibration est augmentée suffisamment pour s'éloigner de la période d'excitation prédominante du séisme, les accélérations transmises à la structure (et par conséquent les forces d'inertie) sont considérablement réduites.

Cependant, l'augmentation de la période engendre des déplacements plus importants concentrés au niveau de l'isolateur. Dès lors l'incorporation d'un dispositif de dissipation d'énergie (amortissement) à l'isolateur est requise.

Les figures I.14.a et I.14.b présentent, de façon idéalisée, l'effet de l'accroissement de la période et de l'amortissement respectivement sur les forces et déplacements sismiques [10].

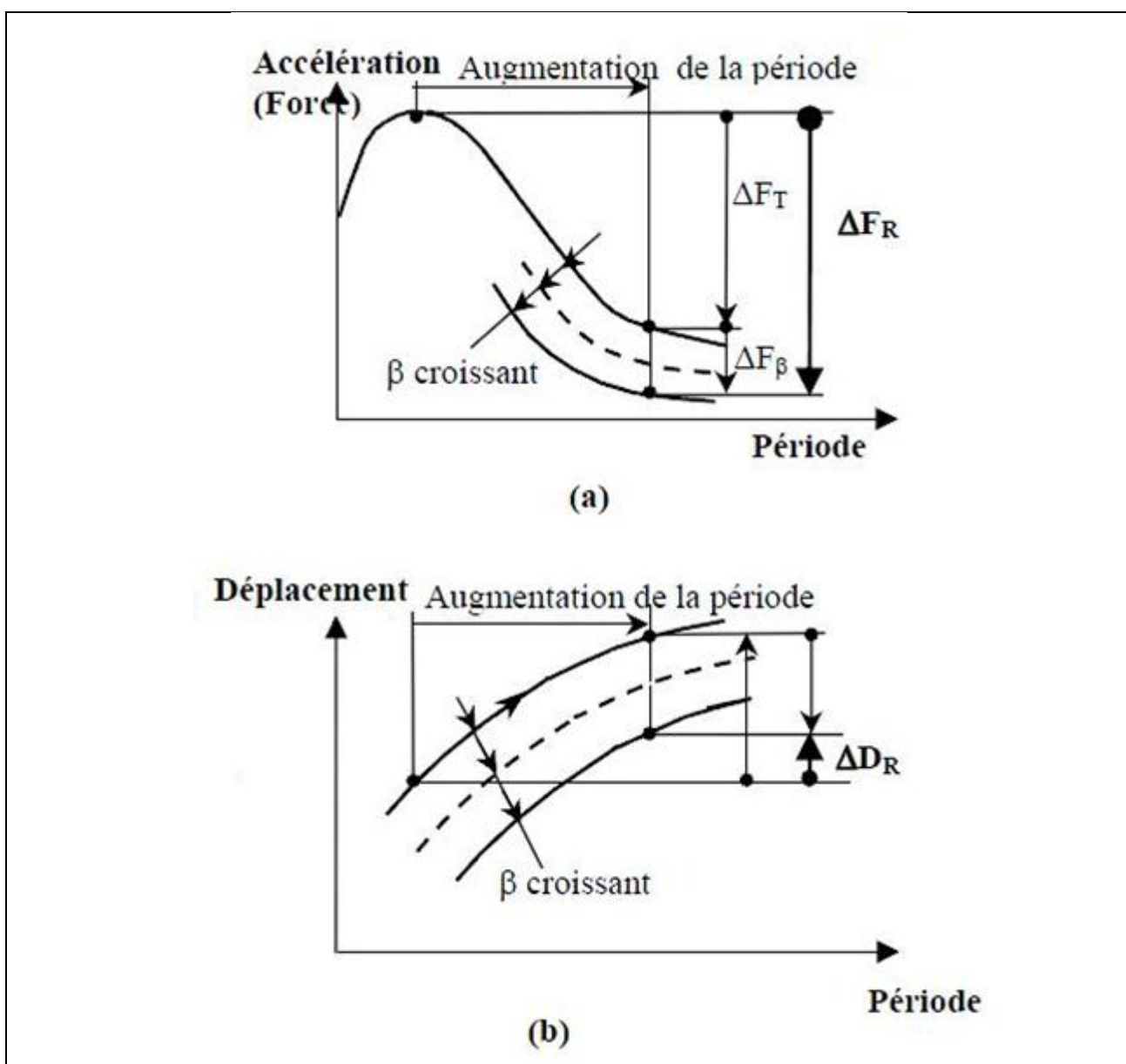


Figure I.14 : Effet de l'augmentation de la période et du taux d'amortissement visqueux [10]

I.4.4 Composantes des systèmes d'isolation sismique à la base :

Les composantes essentielles d'un système d'isolation typique sont :

-Un appui capable de transmettre les charges verticales mais ayant une faible rigidité horizontale :
C'est le noyau de l'isolateur, la rigidité latérale de l'appui est le paramètre clé dans l'augmentation de la période et par conséquent dans la réduction des forces sismiques. De plus, la rigidité latérale de l'appui joue un rôle très important dans le déplacement sismique de l'ouvrage et son recentrage après le séisme (déplacement résiduel). [10]

-Un mécanisme de dissipation d'énergie (amortisseurs sismiques) :

Ce mécanisme est soit directement incorporé à l'appui, soit installé en parallèle. Son principal objectif est de contrôler la déformation de l'isolateur et par conséquent le déplacement absolu de la superstructure. La composante de dissipation d'énergie peut aussi amener une réduction des forces et accélérations dans la structure. Une multitude de systèmes de dissipation d'énergie ont été mis au point avec une application plus au moins répandue, les plus courants sont :

- Les amortisseurs hydrauliques
- les amortisseurs à base de friction (comportement plastique ou élasto-plastique)
- les amortisseurs à base de comportement hystérésis, élastomères à haut taux d'amortissement

En revanche, les deux derniers types d'amortisseurs ont le défaut de transmettre les accélérations des modes supérieurs à la structure. [10]

-Un système de retenue :

Le système d'isolation doit avoir une rigidité initiale élevée afin de minimiser les déplacements sous les charges de service tel que le freinage et le vent. Pour certains types d'isolateur, il peut s'avérer nécessaire d'incorporer un mécanisme de retenue sacrificiel (fuse) dont les résistances minimale et maximale sont soigneusement établies. [10]

I.4.5 Principaux types des systèmes d'isolation parasismique:

Dans la majorité des cas, les ouvrages n'utilisaient qu'une protection passive comme les murs de contreventement pour les bâtiments ou basée sur la plastification d'éléments préalablement choisis pour les ponts.

Si ce type de protection permet aux structures de résister aux séismes de calcul et de protéger les vies humaines, elle impose cependant, après un tremblement de terre de forte intensité, la réparation lourde des éléments de protection endommagés.

Les sociétés modernes n'acceptent plus les tremblements de terre comme une fatalité, et la tendance actuelle est d'équiper les structures en zones sismiques de dispositifs spéciaux qui absorbent ou limitent les effets des séismes sur les structures.

Il existe une multitude de systèmes d'isolation dont l'application a été plus au moins répandue (Figure I.15)



Figure I.15 : Isolateur sismique utilisé dans le pont de la rivière bostonnais, QC [11]

Néanmoins, on peut grossièrement classer les systèmes d'isolation sismiques en trois catégories :

I.4.5.1 Les systèmes à base d'élastomère :

L'élastomère fretté avec noyau de plomb, inventé en avril 1975 par W. H. Robinson est un élastomère fretté au centre duquel on perce un trou circulaire vertical dans lequel on insère un cylindre de plomb fixé à la base de l'isolateur. Ce noyau de plomb se déforme lorsque l'isolateur est soumis à un déplacement latéral. Il fournit ainsi une grande capacité de dissipation d'énergie et donne lieu à une plus grande rigidité sous l'effet des forces latérales Statiques.

Ces systèmes exploitent le principe de l'appui fretté et sa flexibilité latérale. Il existe plusieurs variantes dans cette catégorie d'appui tel que les appuis frettés avec élastomère à haut taux d'amortissement (par hystérésis interne). Néanmoins, le système d'isolateur à base d'élastomère est l'isolateur à base d'appui fretté avec un noyau de plomb intégré à l'intérieur de l'appui tel qu'illustré à la figure I.16. [10]

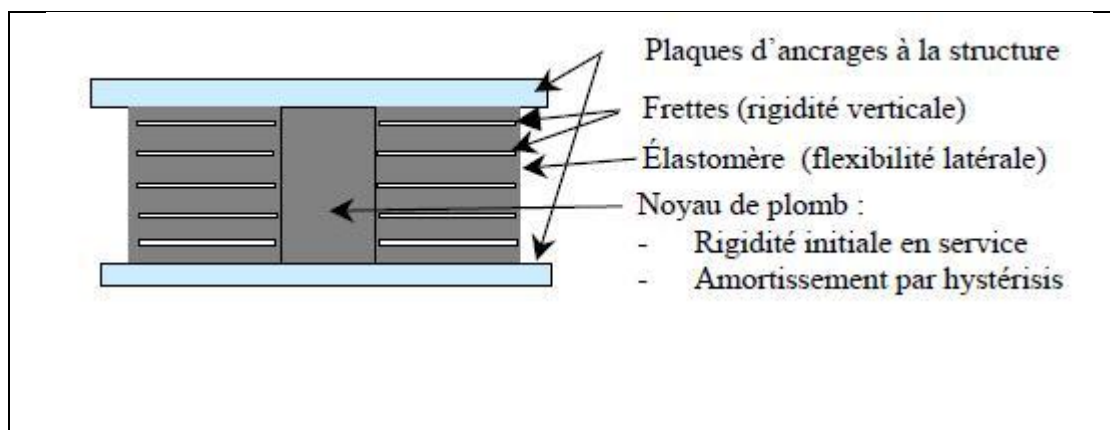


Figure I.16 : Schéma isolateur élastomérique avec noyau de plomb [10]

Les principales limitations des systèmes à base d'élastomère sont :

-La sensibilité aux variations thermiques (la rigidité de l'élastomère augmente avec la diminution de la température).

-L'instabilité de l'appui (la résistance à la charge verticale diminue avec l'accroissement de la déformation latérale).

-Les dimensions de l'appui et particulièrement sa hauteur peuvent constituer une limitation pratique particulièrement pour les applications de réhabilitation.

-Le noyau de plomb a le défaut de transmettre des accélérations de haute fréquence et réduit l'efficacité de l'isolation.

Vu les limitations décrites ci-dessus, il est parfois plus judicieux d'opter pour un autre type d'isolation : Système à base de glissement. [10]

I.4.5.2 Les systèmes à base de glissement :

Ces systèmes permettent le découplage des mouvements de la superstructure de ceux des fondations au moyen d'interface de glissement. De plus, l'interface de glissement permet de dissiper l'énergie sismique par friction. A titre d'exemple, le système de pendule à friction est un système qui utilise une interface de glissement sous forme de cuvette (portion d'une sphère) qui confère à la structure un mouvement global similaire à un pendule.

Le rayon de courbure et le coefficient de frottement de l'interface sont les caractéristiques clé qui contrôlent la période d'isolation et la quantité d'énergie dissipée du système.

(Figure I.17). [10]

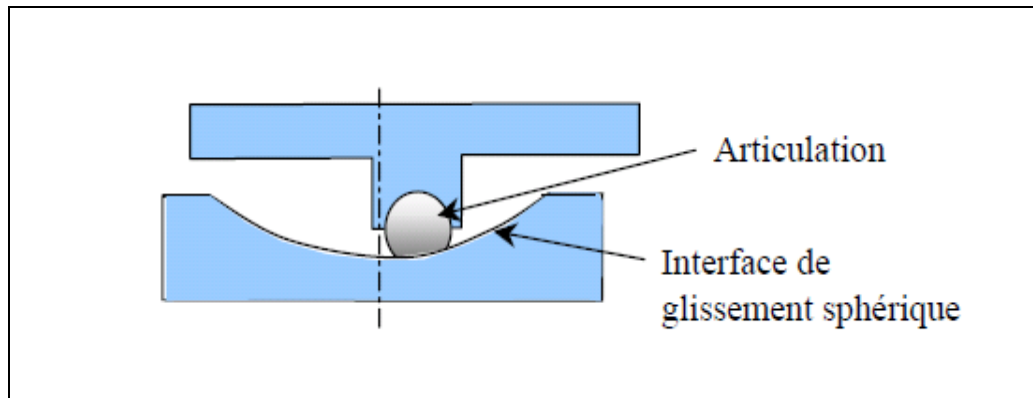


Figure I.17 : Schéma de l'isolateur de type pendule à friction [10]

Les deux systèmes d'isolation définis au dessus ont pour but l'augmentation de la période fondamentale de vibration de la structure afin de minimiser au mieux les accélérations et les efforts sismiques.

Ainsi, la structure subira des déplacements importants raison pour laquelle il est judicieux d'introduire un amortisseur visqueux et pour le contrôle des déplacements et pour la réduction des accélérations et des forces sismiques susceptibles d'endommager l'ouvrage :

I.4.5.3 Les amortisseurs visqueux:

L'amortisseur visqueux est composé d'un cylindre rempli d'un fluide visqueux, souvent une huile ou un liquide à base de silicone, à l'intérieur duquel peut aller et venir un piston à double action qui est percé d'une série d'orifices tubulaires parallèles laissant passer le fluide lorsque le piston se déplace. La différence de pression entre les deux côtés du piston peut donner lieu à de grandes forces qui résistent aux forces sismiques.

Le comportement de l'appareil est principalement dicté par la viscosité du fluide utilisé et l'ouverture des orifices qui font évacuer le fluide de part et d'autre du piston, Un amortisseur visqueux permet les mouvements lents, tels que ceux induits par les effets du retrait, du fluage et des dilatations thermiques, de même que les mouvements rapides dus aux forces de freinage et aux secousses sismiques, tout en dissipant l'énergie de ces derniers. La résistance du système aux forces sismiques est donc créée par le cisaillement du fluide lorsqu'il traverse les orifices. (Figure I.18) [13]



Figure I.18 : Schéma de l'amortisseur visqueux [12]

Ces systèmes peuvent travailler dans la direction longitudinale du pont. Ils sont alors installés aux joints de dilatation du tablier ou aux éléments de fondation. Ils peuvent aussi être utilisés dans la direction transversale du pont, par exemple pour contrôler la réponse transversale de ponts haubanés.

Ce système ne reprend pas de forces verticales et de par la manière dont il est installé sur la structure, il n'est pas nécessaire de soulever le tablier ni interrompre la circulation sur le pont pour son installation, son inspection ou son remplacement. Ce système présente une force de résistance F qui dépend de la vitesse du mouvement, de la viscosité du fluide et de la grosseur des orifices dans le piston. [13]

I.5 Comportement des ponts pendant une agression sismique:

I.5.1 Principe des mouvements sismiques:

Le tremblement de terre génère des ondes de surface qui mettent en vibration les structures se trouvant dans l'environnement proche de l'épicentre. Il correspond à une succession de vibrations transitoires et de déplacements rapides imposés au sol et aux fondations des structures.

Dans le cas d'une structure rigide, les effets de ces ondes sismiques sont équivalents à une accélération uniforme ayant une composante horizontale de direction quelconque et une composante verticale. Loin de la zone épiscopentrale, le mouvement vertical est généralement plus faible que le mouvement horizontal de 1/2 à 2/3. [6]

L'accélération horizontale et l'accélération verticale sont en phase, La figure I.19 montre une propagation des ondes sismiques du foyer vers les structures [4]

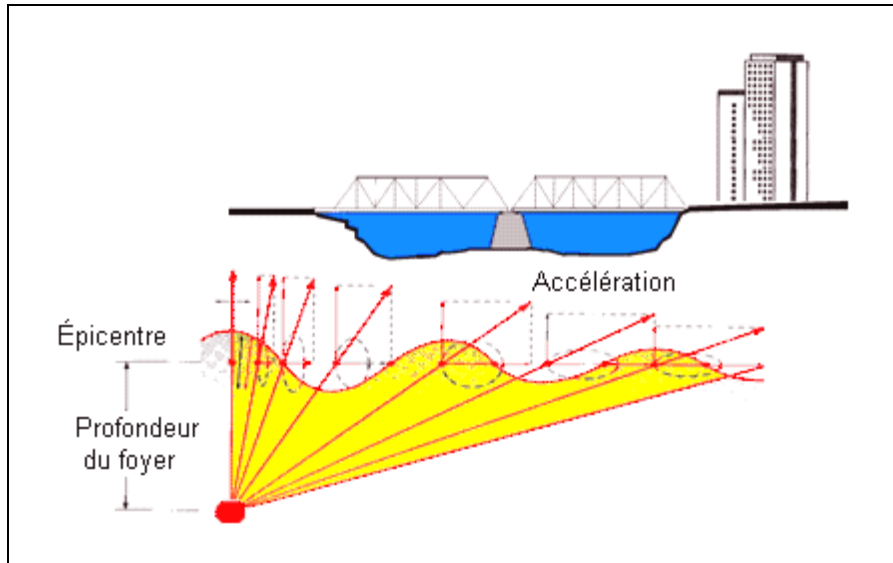


Figure I.19 : Propagation des ondes sismiques [6]

I.5.2: Réponse dynamique de la structure du pont :

Selon les principes de la mécanique, un pont peut être sollicité directement par les mouvements sismiques du sol ou indirectement par le glissement de terrain, la liquéfaction et le tassement différentiel. Les ondes sismiques injectent une quantité d'énergie à l'occasion de chaque cycle de mouvements. Une partie de cette énergie est absorbée par la structure sous forme d'énergie cinétique des masses en mouvement et d'énergie stockée dans la structure sous forme d'énergie de déformation. Il s'agit de forces internes qui sont fonction de la rigidité des piles de la structure (selon une direction particulière), de forces d'amortissement qui peuvent être matérielles ou structurales et de forces d'inertie qui dépendent de la masse et de l'accélération.

De ce fait, l'intégrité structurale d'un pont lors d'un événement sismique repose essentiellement sur sa masse et sa rigidité. La figure I.20 illustre le scénario d'effondrement d'un pont autoroutier à la suite du tremblement de terre de Kobé en 1995 au Japon. On remarque au début du mouvement, l'apparition de fissures de flexion pendant la vibration transversale des piles.

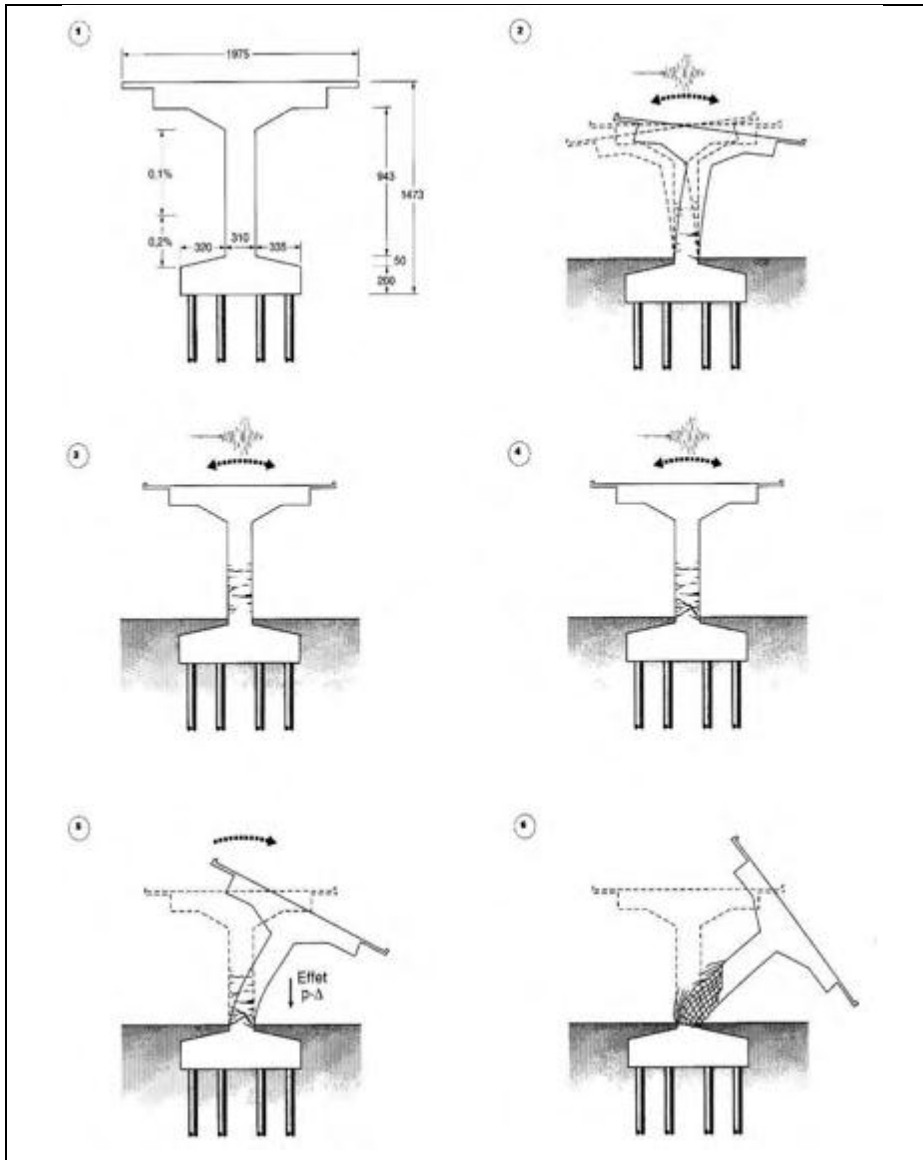


Figure I.20 : Scénarios d'effondrement d'un pont autoroutier, Kobé, Japon 1995 [6]

I.6 Comportement des ponts avec isolateurs sismiques:

Les ponts munis d'un système de mécanisme de dissipation d'énergie permettant 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, demeurent généralement fonctionnels après une agression sismique.

Quand la structure est isolée du mouvement du sol par des éléments de liaison flexibles, principalement des appareils d'appui en élastomère fretté ou des dispositifs de glissement, verra augmenter sa période fondamentale de vibration et sa réponse à l'accélération sismique sera significativement réduite.

Chapitre II

Modélisation des isolateurs

II.1 Généralités :

Les isolateurs sismiques visent à réduire la réponse du pont due à l'action sismique horizontale. Les isolateurs sont disposés au dessus de l'interface d'isolation, généralement située sous le tablier et au dessus de la tête des piles/culées.

La réponse peut être réduite :

- Par une augmentation de la période fondamentale de la structure (effet de décalage de la réponse lue sur le spectre de réponse), qui réduit les forces mais augmente les déplacements.
- Par une augmentation de l'amortissement, qui réduit les déplacements et peut réduire les forces.
- Par une combinaison de ces deux effets (solution préférable).

II.2 Critère de conformité :

Une plus grande fiabilité concernant la résistance et l'intégrité des isolateurs est requise, du fait du rôle critique joué par leur capacité de déplacement pour la sécurité du pont.

Pour tous les types d'isolateurs, à l'exception des appareils d'appui simples en élastomère à faible amortissement et des appareils d'appui glissant plats.

Les propriétés de calcul doivent être validées sur la base des essais de qualification et de prototype.

II.3 Propriétés de calcul des isolateurs :

II.3.1 Généralités :

Tous les isolateurs doivent être conformes aux normes en vigueur ou faire l'objet d'un agrément technique.

Dans le cas des isolateurs dont les essais de prototype ne sont pas entièrement couverts par ladite norme, les exigences mentionnées dans l'annexe B peuvent être appliquées.

II.3.2 Variabilité des propriétés des isolateurs :

Les propriétés de calcul nominales des isolateurs doivent être validées en général conformément aux normes en vigueur ou être incluses dans un avis technique, à l'exception des cas spéciaux des appareils d'appui en élastomère à faible amortissement et des appareils d'appui glissants.

Les propriétés nominales des isolateurs, et donc celles du système d'isolation, peuvent être affectées par le vieillissement, température, le chargement cyclique (rugosité), la contamination et la course cumulée (usure). Cette variabilité doit être prise en compte par toute méthode scientifiquement validée, en utilisant les deux ensembles suivants de propriétés de calcul du système d'isolation, correctement établis :

- Propriétés de calcul limites supérieures.

- Propriétés de calcul limites inférieures.

En général et indépendamment de la méthode d'analyse choisie, deux analyses doivent être effectuées :

Une analyse qui utilise les limites supérieures, qui entraîne généralement l'application des forces maximales sur l'infrastructure et le tablier, et une autre analyse qui utilise les limites inférieures qui conduit généralement aux déplacements maximaux du système d'isolation et du tablier.[1]

II.4 Conditions d'application des méthodes d'analyse:

L'analyse spectrale par le mode fondamental peut être appliquée si toutes les conditions suivantes sont satisfaites :

-La distance entre le site d'emplacement du pont et la faille sismique active connue la plus proche est supérieure à 10 km.

-Le taux d'amortissement effectif n'excède pas 0,30.

L'analyse spectrale multimodale peut être appliquée si le taux d'amortissement effectif n'excède pas 0,30.

L'analyse non linéaire temporelle peut être appliquée pour le dimensionnement de tout pont avec isolateur sismique. [1]

II.5 Vérification des isolateurs sismiques :

L'augmentation de fiabilité requise doit être mise en application par le dimensionnement de chaque isolateur pour des déplacements de calcul majorés par 1,5.

Le déplacement total maximal de chaque unité d'isolateur dans chaque direction doit être obtenu en ajoutant au déplacement sismique de calcul amplifié susmentionné le déplacement horizontal potentiellement induit par :

-Les actions permanentes.

-Les déformations à long terme (précontrainte, retrait et fluage des tabliers en béton) de la superstructure.

-50% de l'action thermique.

Tous les composants de l'isolateur doivent être capables de fonctionner aux déplacements totaux maximaux.

La résistance de calcul de chaque élément porteur de l'isolateur, y compris son ancrage doit être supérieure à la force qui agit sur l'élément au déplacement total maximal.

Elle doit également être supérieure à la force de calcul générée par l'action du vent sur la structure dans la direction appropriée.

Il n'est admis aucun soulèvement au droit des isolateurs supportant une force verticale dans la situation sismique de calcul avec l'action sismique. [1]

II.6 Exigences spéciales :

II.6.1 Capacité de rappel latéral de l'isolateur :

L'isolateur doit présenter une capacité de rappel latérale dans les deux directions principales, afin d'éviter tout accroissement cumulé de déplacements. Cette capacité est effective lorsque le système comprend l'une des deux propriétés suivantes :

- Déplacement résiduel faible par rapport à sa capacité de déplacement.
- En partant de la position de déplacement résiduel, le système présente une rigidité sensiblement moins importante à tous mouvements en direction du centre, par comparaison à tout mouvement dans la direction opposée. [1]

II.6.2 Maintien latéral au niveau de l'interface d'isolation :

Un maintien latéral suffisant au niveau de l'interface d'isolation doit être assuré par l'isolateur et ce pour satisfaire les règlements et respecter les normes concernant la limitation des déplacements/déformations pour le respect des critères d'aptitude au service. [1]

II.6.3 Inspection et maintenance :

Toutes les unités d'isolateurs doivent être accessibles pour les opérations d'inspection et de maintenance.

Un programme d'inspection et de maintenance du système d'isolation et de tous les composants traversant l'interface d'isolation doit être élaboré.

La réparation, le remplacement ou la mise à niveau de toute unité d'isolation ou de tout composant traversant l'interface d'isolation doivent être effectués sous la direction de l'administration responsable de la maintenance du pont, et doivent être consignés de manière détaillée dans un rapport approprié. [1]

II.7 Les butées :

Il convient de distinguer les butées de sécurité, des butées de blocage comme suit :

II.7.1 Les butées de sécurité :

Les butées de sécurité n'entrent en jeu qu'en cas de rupture de l'appareil d'appui, elles doivent être conçues de telle sorte qu'elles laissent libre un jeu égal au déplacement calculé sous la combinaison sismique.

Dans le cas de butées de sécurité disposées pour éviter la chute du tablier sous l'effet du

séisme longitudinal, il y'a lieu de prendre en compte également une portion des effets thermiques et la totalité des effets différés dans le calcul du jeu « d ». [1]

$$d = d_G + 0,4 d_{\Delta T} + d_D + d_s$$

- d_G : déplacement dû aux actions permanentes et quasi-permanentes ;
- $d_{\Delta T}$: déplacement de calcul dû aux mouvements thermiques ;
- d_D : déplacement dû aux effets différés ;
- d_s : déplacement sismique de calcul.

Le jeu dégagé ne doit pas être plus important pour limiter les effets de choc provenant de la mise en mouvement du tablier.

La figure II.1 présente deux dispositions possibles .La butée est obtenue par des tenons en béton armé solidaires de l'appui ou du tablier et se recouvrant sur une hauteur de l'ordre de 10cm. La butée de sécurité ainsi constituée fonctionne dans le sens transversal uniquement. Une autre disposition possible consiste à intégrer les butées dans les murs caches qui reposent sur les chevêtres des culées et jouxtent le tablier. [1]

Le calcul et le dimensionnement des butées doivent être selon le règlement adapté à leur matériau constitutif.

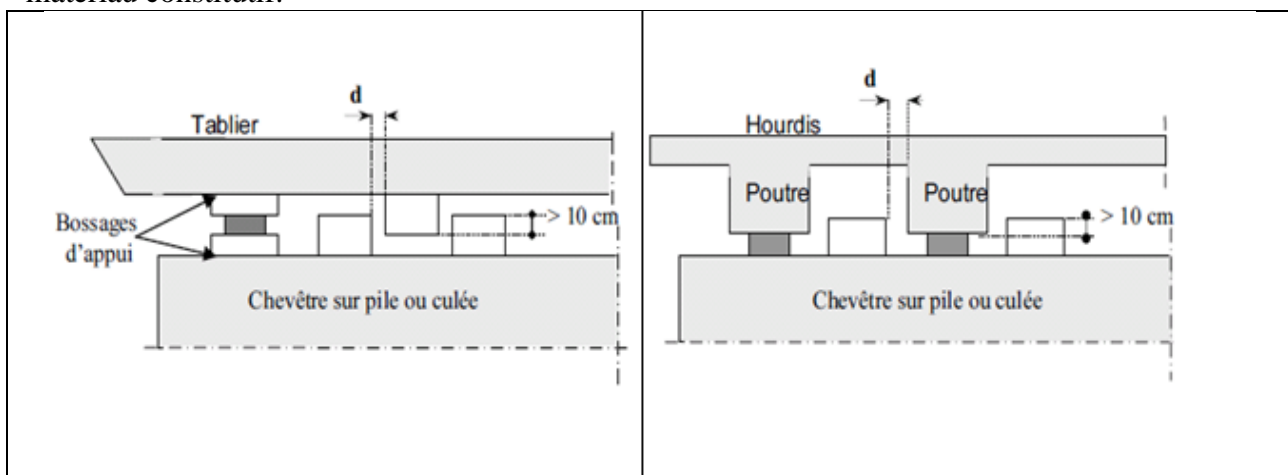


Figure II.1 : Exemple des butées de sécurité [1]

Les butées en béton armé seront calculées comme étant des consoles courtes.

Il faut impérativement veiller à ce que les butées n'entraînent pas des conséquences préjudiciables sur la durabilité des appareils d'appui. (Évacuation des eaux, gêne dans les dilatations thermiques, le retrait,...)

II.7.2 Les butées de blocage :

Par opposition au cas précédent, les butées de blocage reprennent la totalité des efforts générés par le séisme.

Pour les ouvrages courants le blocage peut être similaire à l'attelage sismique avec un jeu qui

a pour valeur maximale 15mm.

Les exemples des butées de blocage sont comme celles décrites en Figure II.1 mais avec un $d \leq 15\text{mm}$.

Le jeu laissé est nécessaire pour permettre des éventuelles déformations dans la direction perpendiculaire au blocage.

Pour préserver l'intégrité des équipements (joints de chaussée, dispositifs de retenue,...) le modèle de calcul sismique doit tenir compte du blocage ; donc il est intéressant de se placer dans cette configuration lorsque l'on souhaite bloquer le fonctionnement d'un appareil d'appui en caoutchouc fretté dans une des directions horizontales.[1]

II.8 Modélisation des appareils d'appui :

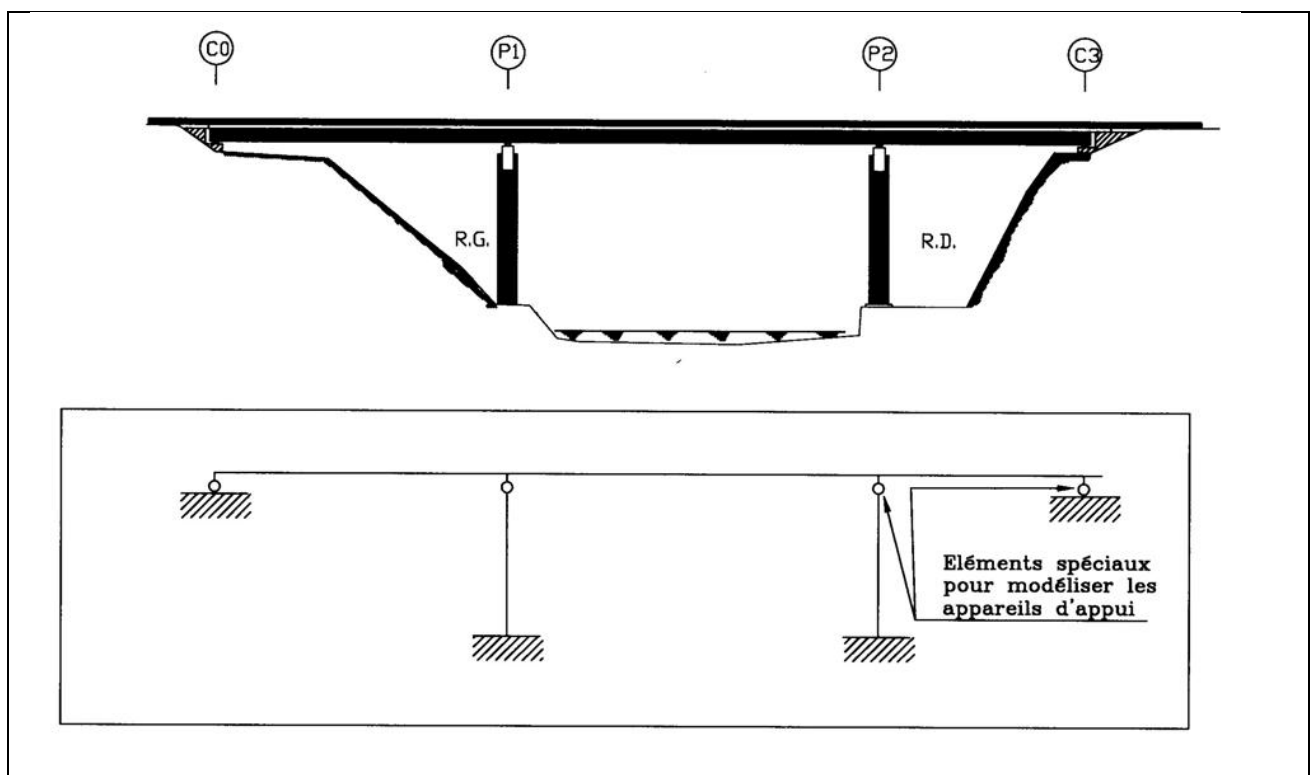


Figure II.2: Modèle de calcul à poutres massives [14]

Lorsqu'un tablier repose sur des appareils d'appui en élastomère fretté, ce sont ces derniers qui apportent le plus de souplesse à l'ouvrage. Il est donc primordial de les prendre en compte dans le modèle dynamique permettant de calculer les périodes propres. En théorie, l'appareil d'appui (Figure II.2 et II.3) doit être modélisé par un ressort multidirectionnel, fonctionnant aussi bien en traction-compression qu'en rotation, c'est-à-dire par six raideurs. [14].

Les raideurs doivent être calculées comme cela est indiqué dans le tableau II.1. Dans la grande majorité des cas, l'appareil d'appui peut être considéré comme infiniment rigide en direction verticale et infiniment souple en rotation, ce qui conduit à la formulation simplifiée

de la deuxième colonne. [14]

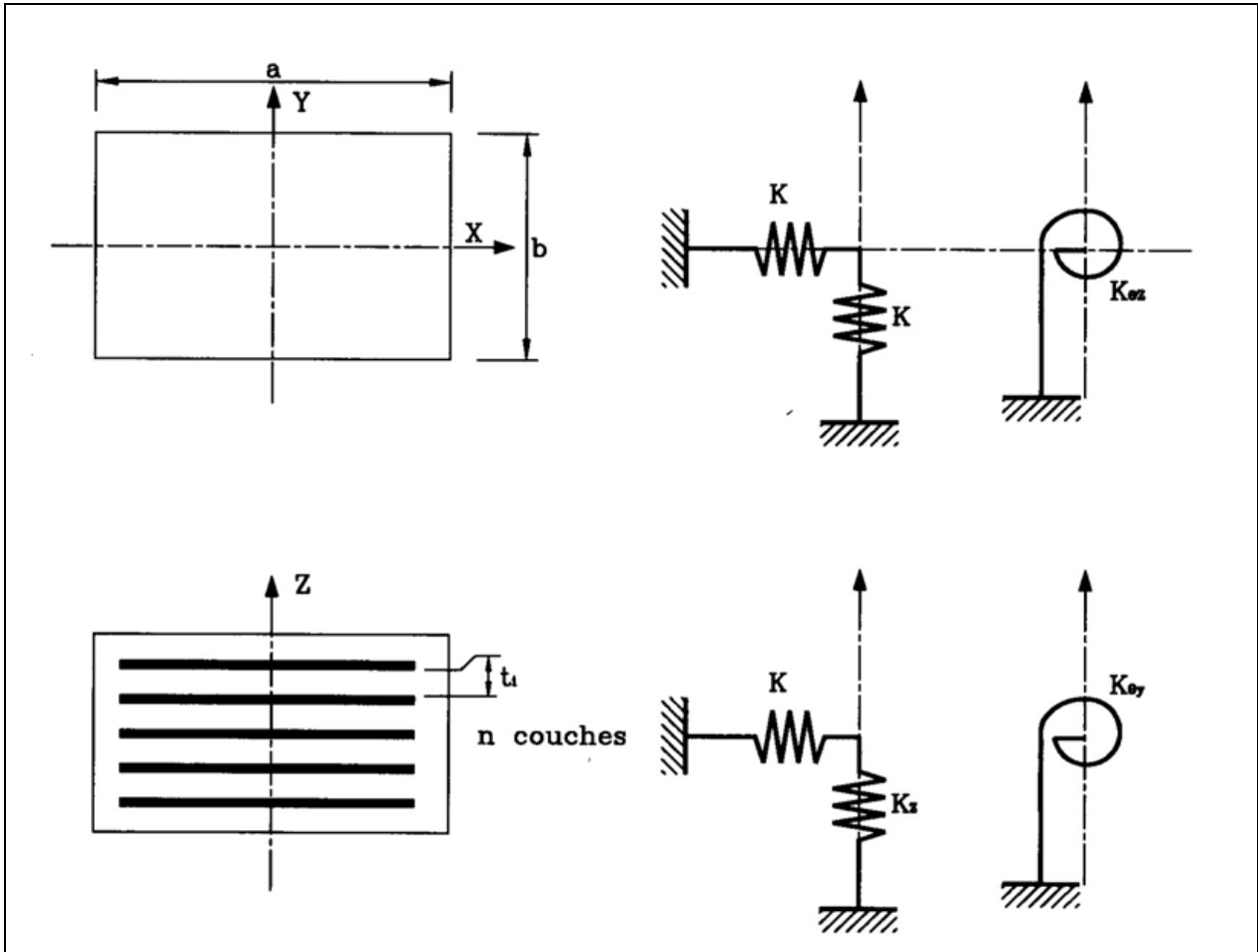


Figure II.3: Modélisation par ressorts [14]

Tableau II.1 : Calcul des raideurs [14]

Raideur	Formules simplifiées
K_x et K_y	$A.G_b / T_E$
K_z	∞
K_θ (rectangulaire)	0
K_θ (circulaire)	0
$K_{\theta z}$	0

II.9 Essais sur les isolateurs sismiques :

Deux échantillons grandeur nature doivent être soumis à des essais dynamiques afin de valider les forces et les déplacements sous les charges thermiques, les charges de service et les charges ultimes. Ils servent également à vérifier la réponse dynamique sous différents déplacements, la capacité de survie après un séisme important et la stabilité d'appui sous un déplacement de 1,5 fois le déplacement maximal de calcul ainsi que des essais supplémentaires à basse température (-30°C) .

Durant l'essai, Deux isolateurs identiques aux appareils d'appui à installer sous les poutres de béton sont testés au laboratoire. Ces essais sont réalisés et supervisés par une équipe qui soumet un rapport de conformité à la fin des essais de qualification.

Le système d'essais, présenté à la figure II.4a et la figure II.4b, comprend des éléments hydrauliques et mécaniques qui appliquent simultanément la charge verticale, représentant les charges de gravité, et un déplacement horizontal, représentant le déplacement relatif du tablier par rapport à la pile. [16]



figure II.4.a : Montage d'essai sur les isolateurs sismiques [16]



figure II.4.b : Montage d'essai sur les isolateurs sismiques [16]

La force verticale est appliquée par plusieurs vérins connectés en parallèle à une pompe hydraulique. Les vérins sont installés symétriquement par rapport au spécimen pour distribuer la charge uniformément sur l'appui. Le déplacement horizontal est appliqué par un vérin servo-hydraulique attaché à la plaque supérieure d'appui. La force horizontale est mesurée par une cellule de force reliée au système de contrôle. Les mesures de la cellule de charge sont enregistrées dans le système d'acquisition de données. Les déplacements sont mesurés par deux capteurs de déplacement (LVDT), un installé sur la plaque supérieure et l'autre sur la plaque inférieure du spécimen. Le déplacement horizontal est obtenu en soustrayant les deux mesures.

II.10 résultats et comportement des isolateurs sismiques :

Les graphes suivants nous déterminent le comportement typique des isolateurs .

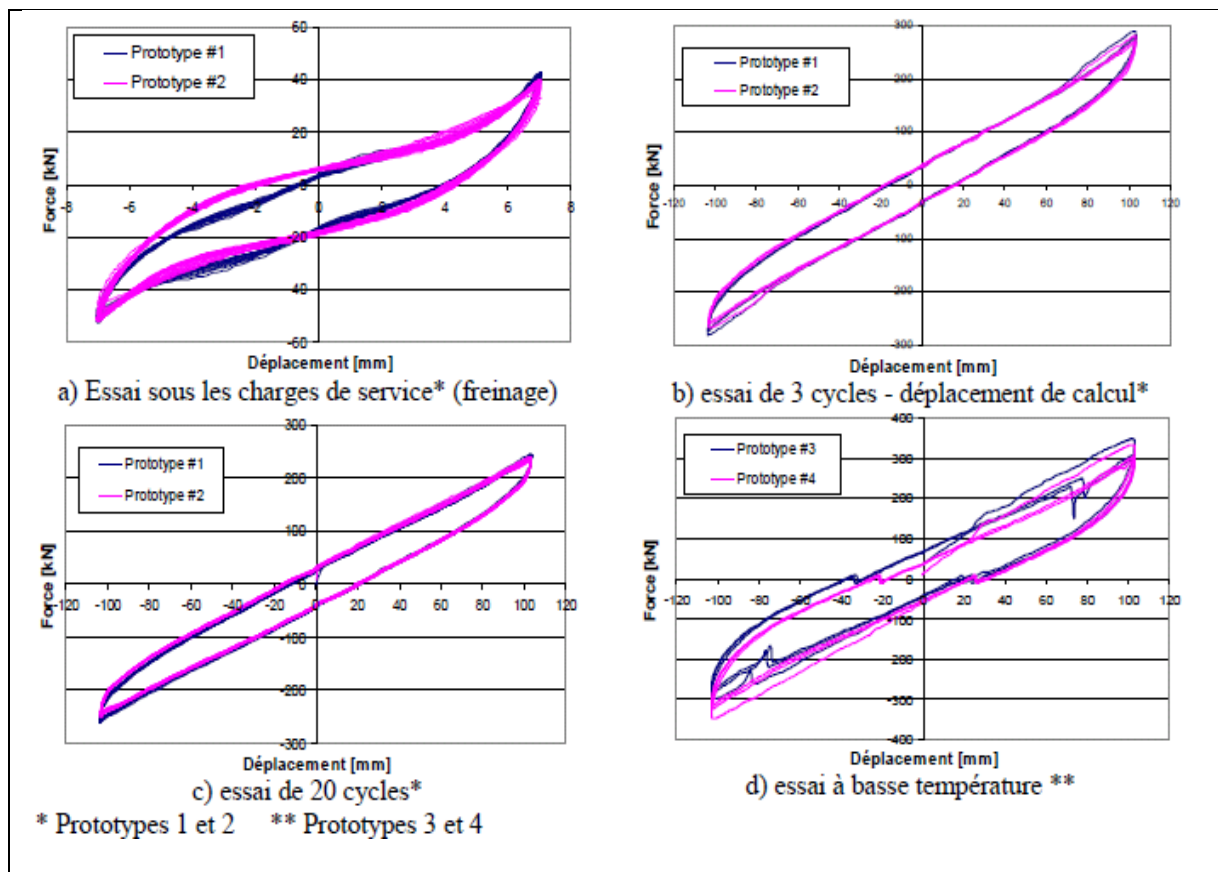


figure II.5 comportement des isolateurs sismiques suite à des essais au laboratoire

Chapitre III
Méthodes d'analyse
sismique

III.1 Introduction :

Afin d'effectuer une analyse sismique d'un pont il va falloir faire appel à un logiciel performant de calcul, et il faut faire un choix judicieux parmi une gamme très large de ces derniers selon le besoin et l'utilisation.

On a opté dans notre travail pour un logiciel commercial pour le calcul de ce type d'ouvrage qui n'est autre que le SAP2000.

III .2 Présentation du logiciel de calcul:

Actuellement, on dispose de nombreux programmes basés sur la méthode des éléments finis (M.E.F) permettant le calcul automatique de structures diverses. Parmi ces logiciels le *SAP 2000* qui est un logiciel de conception et de calcul des structures d'ingénierie particulièrement adapté aux bâtiments et ouvrages de génie civil. Il permet en un même environnement la saisie graphique des ouvrages de génie civil avec une bibliothèque d'éléments autorisant l'approche du comportement de ce type de structure. Il offre de nombreuses possibilités d'analyse des effets statiques et dynamiques avec des compléments de conception et de vérification des structures en béton armé, charpente métallique. Le post-processeur graphique disponible facilite considérablement l'interprétation et l'exploitation des résultats et la mise en forme des notes de calcul et des rapports explicatifs.

Il permet également d'effectuer les étapes de modélisation (définition de la géométrie, conditions aux limites, chargements de la structure, etc.) de façon totalement graphique, numérique ou combinée, en utilisant une multitude d'outils disponibles.

Une structure peut être composée en sous schémas (portiques, treillis, dalle, voile) chacun défini dans sa base graphique correspondante, ensuite assemblée en schéma final de calcul, pendant que la compatibilité des connections s'effectue automatiquement.

Par ailleurs, les éléments finis, associés à une des bases graphiques de génération de schéma (base de treillis, de portique, de trame de poutre, de dalle, de voile, de coque, etc.), sont directement paramétrés.

Le préprocesseur numérique qui traduit automatiquement les données saisies graphiquement, offre une assistance permanente pour l'extension ou la correction des documents générés. Ces données numériques sont traduites dans un fichier ayant une extension \$2K ou S2K.

Le programme offre les possibilités d'analyse suivantes : Analyse statique linéaire ; Analyse P-Delta ; Analyse statique non linéaire ; Analyse dynamique (analyse modale, analyse spectrale, analyse temporelle).

Le logiciel SAP 2000 facilite considérablement l'interprétation des résultats (Post – processeur), en offrant notamment la possibilité de visualiser : la déformée du système, les diagrammes des efforts et courbes enveloppes, les champs de contraintes, les modes propres de vibration, etc.

III .2 Analyse sismique des ponts:

III .2.1 Principes généraux et hypothèses :

III .2.1.1 Principes généraux :

Les ouvrages, objets du RPOA, sont calculés à l'aide d'un spectre de réponse.

Dans le cas d'un calcul élastique, on utilise le spectre élastique défini en III 2.6.1, 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 qui concernent le ferrailage minimal longitudinal (moment fléchissant), et transversal (effort tranchant), 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 défini IV 2.6.2 ainsi que les coefficients de comportement.

Pour déterminer les sollicitations, on commence d'abord par un calcul élastique et ce pour n'importe quelle la méthode de dimensionnement. Dans tous les cas le tablier est dimensionné en sorte qu'il reste élastique après avoir subi une agression sismique. [1]

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

L'utilisation d'autres méthodes (spectre de puissance, analyse temporelle linéaire ou non linéaire) doit faire l'objet de justifications scientifiquement validées.

III .2.1.2 Hypothèses de base :

Pour un séisme donné, on distingue les trois directions, longitudinale, transversale et verticale que l'on traite d'une façon indépendante. La composante horizontale du mouvement sismique est appliquée selon les directions, longitudinale et transversale du pont. Pour les ponts courbes, on définit l'axe longitudinal par la corde joignant les appuis extrêmes intervenant dans la reprise des efforts horizontaux. [1]

III 2.2 Classification des ouvrages:

Selon leur importance, les ponts sont classés en trois groupes, cette classification préconise des seuils minima de protection qu'un maître d'ouvrage peut modifier uniquement en surclassant l'ouvrage pour une protection accrue, en tenant compte de la nature et de la destination de l'ouvrage vis-à-vis des objectifs visés et en s'articulant sur les critères suivants:

A/ Ponts stratégiques

Le présent groupe inclut les ponts stratégiques qui doivent demeurer fonctionnels en phase post-séisme soit :

- Ponts assurant des liaisons vitales pour le besoin de la survie de la région, de la sécurité publique et de la défense nationale et de maintien de l'ordre public.
- Ponts supportant des pistes d'avions appartenant à des aérodomes.
- Les ponts sur itinéraires d'acheminement des secours vers les zones affectées par le séisme et de desserte des installations d'implantation vitale (Groupe 1A / RPA 99).
- Liaisons ferroviaires.

B/ Ponts importants

Dans ce groupe sont classés les ponts qui franchissent ou longent au moins une des voies terrestres ci-après :

- Autoroutes, routes express et voies à grande circulation;
- Liaisons assurant la continuité du réseau autoroutier ;
- Grandes liaisons d'aménagement du territoire ;
- Les ponts situés dans les emprises des ports commerciaux maritimes ;
- Les ponts sur itinéraire de desserte des installations de grande importance (Groupe 1B/ RPA 99).

C/ Ponts d'importance moyenne

Ce groupe inclut les ponts qui ne sont classés ni dans le 1^{er} groupe ni dans le 2^{ème} groupe. [1]

III 2.3 Classification des sites :

Quatre types de sites sont définis par RPOA selon la nature et l'épaisseur des couches de sol sous-jacentes :

Tableau III.1 : Classification des sites. [1]

Site	Rocheux	Ferme	Meuble	Très meuble
Catégorie	S_1	S_2	S_3	S_4

Catégorie S1 : Rocher sain ou autre formation géologique caractérisée par une vitesse d'onde de cisaillement $V_s \geq 800\text{m/s}$.

Catégorie S2 : Dépôts de sables et graviers denses à très denses, marnes ou argiles raides très surconsolidées sur 10 à 20m d'épaisseur avec $V_s \geq 400\text{m/s}$ à partir de 10m de profondeur.

Catégorie S3 : Dépôts épais de sables et graviers moyennement denses ou d'argile moyennement raide avec $V_s \geq 200\text{m/s}$ à partir de 20m de profondeur.

Catégorie S4 : Dépôts de sables lâches avec ou sans présence de couches d'argile molle pour $V_s < 200\text{m/s}$ dans les 20 premiers mètres.

Dépôts d'argile molle à moyennement raide avec $V_s < 200\text{m/s}$ dans les 20 premiers mètres.

III 2.4 Détermination du coefficient d'accélération de zone :

Le coefficient d'accélération de zone noté « A » caractérise l'intensité sismique, Il est donné en fonction de la zone sismique et de l'importance du pont dans le tableau III.2

Tableau III.2 : Coefficient d'accélération de zone A [1]

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

III 2.5 Coefficient de comportement :

Lorsque le tablier est fixé sur une ou plusieurs piles, on peut admettre un comportement non linéaire de celle(s) ci, par plastification des aciers longitudinaux dans des zones bien déterminées appelée *Rotules plastiques*. Les efforts obtenus par l'analyse linéaire élastique peuvent ainsi être réduits, ce qui peut être bénéfique en l'occurrence 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 défini en III.7.2 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.

Il est conseillé d'utiliser des coefficients de comportement inférieurs à 1 quand la formation des rotules plastiques n'est pas probable. [1]

III 2.6 Méthodes d'analyse sismique des ponts :

Il est préférable d'utiliser l'analyse tridimensionnelle par éléments finis pour effectuer une analyse statique et dynamique d'un pont.

A/ Analyse statique :

Cette section décrit les procédures d'analyse et d'évaluation nécessaires pour assurer la stabilité structurelle du pont sous les charges statiques. Les méthodes d'analyse admissibles pour le calcul des contraintes et déformations développées dans le pont doivent inclure des éléments finis tridimensionnels.

Les résultats de l'analyse doivent être présentés d'une façon appropriée dans le but de faciliter l'examen et l'interprétation des résultats.

B/ Analyse dynamique :

Tous les ponts situés dans des zones à sismicité élevée doivent être calculés en utilisant une analyse dynamique, actuellement la méthode des éléments finis linéaires élastiques est une technique largement utilisée dans l'analyse dynamique.

Une analyse dynamique linéaire et élastique des ponts englobe les étapes suivantes :

- L'évaluation du séisme et des mouvements du sol associés ;
- Le développement de modèles tridimensionnels en éléments finis appropriés en prenant en considération les effets de l'Interaction Sol- Structure ;
- La spécification des propriétés dynamiques du pont (amortissement) ;
- Le calcul de la réponse sismique avec présentation et interprétation des résultats.

Le mouvement sismique du sol doit inclure les spectres de réponse horizontaux et verticaux :

III 2.7 Spectre de réponse :

Selon la catégorie du site de l'ouvrage, du coefficient d'accélération de zone (A) et de taux d'amortissement (ξ) par le biais du facteur de correction d'amortissement $\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}}$, il existe deux types de spectre de réponse :

III 2.7.1 Spectre de réponse élastique :

Il constitue la donnée de base pour le calcul sismique élastique.

a- Composante horizontale :

Le spectre de réponse élastique (Sae) pour les deux composantes horizontales est donné en fonction de la période élastique (T) et du taux d'amortissement (ξ) de l'ouvrage par :

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

g : Accélération de la pesanteur = 9,81m/s² ;

T₁, T₂ : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site donné dans le tableau III.3 ;

S : Coefficient de site donné dans le tableau III.3 ;

A : Coefficient d'accélération de zone donné dans le tableau III.2 ;

η : Facteur de correction de l'amortissement.

ξ : Taux d'amortissement défini en III 2.8.5

Tableau III.3 : Valeurs de T₁, T₂ et S pour la composante horizontale [1]

Site	S ₁	S ₂	S ₃	S ₄
T ₁	0.15	0.15	0.20	0.20
T ₂	0.30	0.40	0.50	0.70
S	1.0	1.1	1.2	1.3

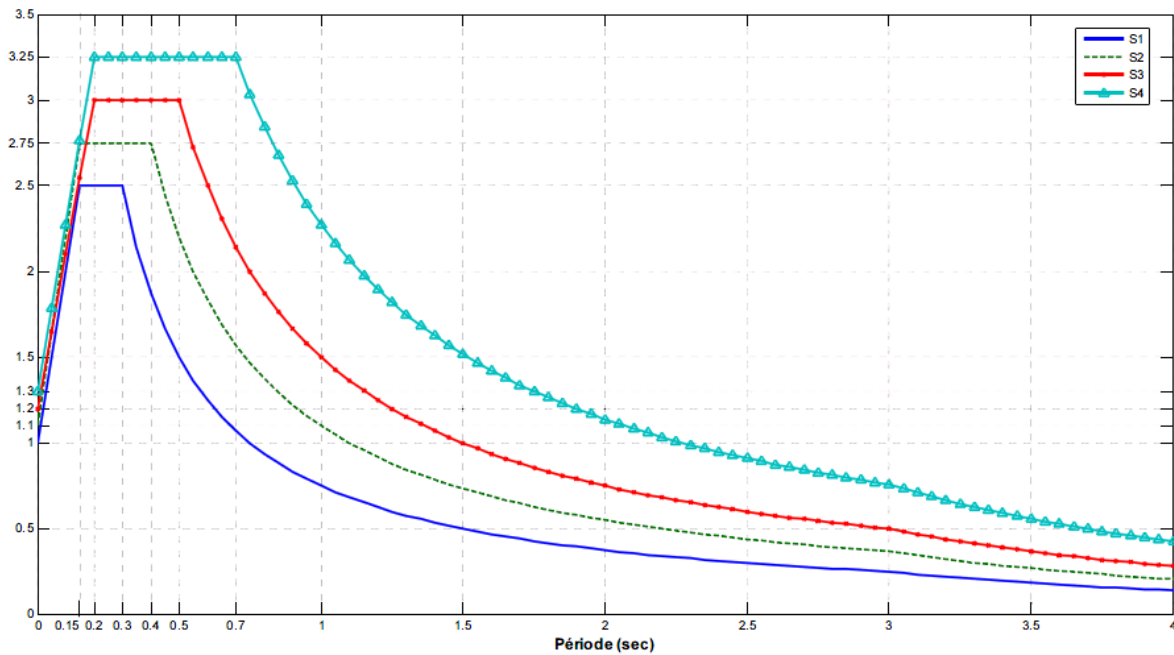


Figure III.1 : Spectre de réponse pour la composante horizontale - $\xi = 5\%$ [1]

b- Composante verticale :

Le spectre de réponse élastique pour la composante verticale est donné en fonction de la période élastique (T) et du taux d'amortissement (ξ) de l'ouvrage par :

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

Où :

- g : Accélération de la pesanteur = 9,81m/s² ;
- A : Coefficient d'accélération de zone donné dans le tableau III.2 ;
- α : Coefficient qui tient compte de l'importance de la composante verticale en zone de forte sismicité : $\alpha = 0,7$ pour les zones sismiques I, IIa et IIb et 1,0 pour la zone sismique III ;
- T₁, T₂ : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site données dans le tableau III.4

Tableau III.4 : Valeurs de T_1 , T_2 pour la composante verticale [1]

Site	S_1	S_2	S_3	S_4
T_1	0.15	0.15	0.20	0.20
T_2	0.30	0.40	0.40	0.40

Dans le cas de la composante verticale, le coefficient de site est pris égal à 1.

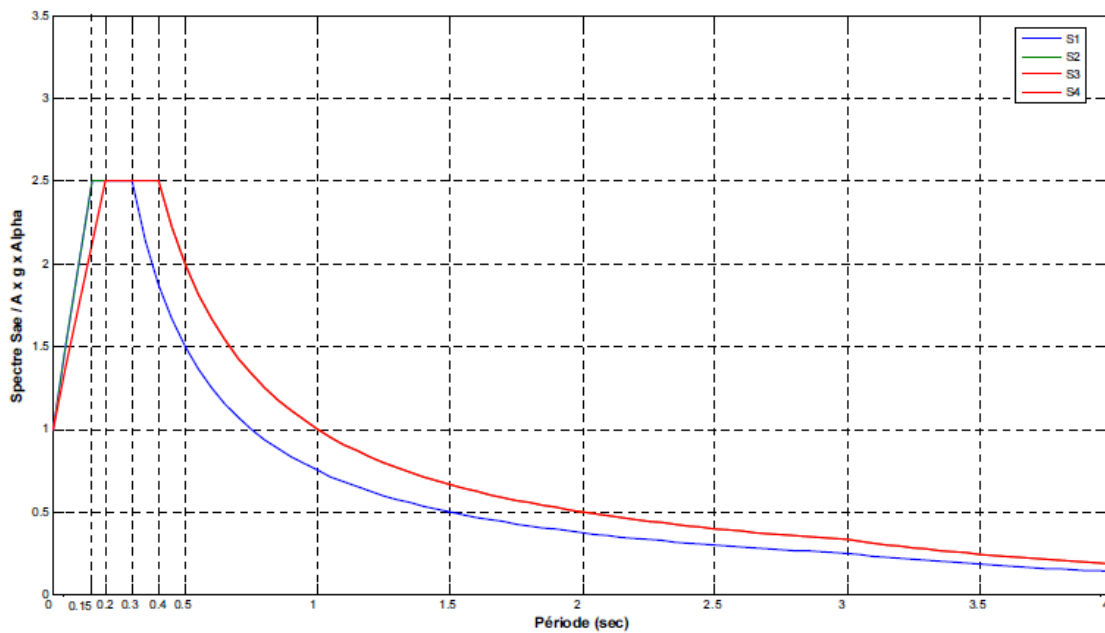


Figure III.2 : Spectre de réponse pour la composante verticale - 5% d'amortissement [1]

III 2.7.2 Spectre de dimensionnement:

Le spectre de dimensionnement S_{ad} (figure III.3) est à utiliser pour le calcul de résistance, avec un coefficient de comportement (q) est donné par :

$$S_{ad}(T, \xi) = \begin{cases} 2.5\eta Ag S & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta Ag S \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta Ag S \left(\frac{T_2}{3.0}\right)^{2/3} \left(\frac{3.0}{T}\right)^{5/3} & T \geq 3.0s \end{cases}$$

Où :

- η : est défini en III.2.6
- g : Accélération de la pesanteur = $9,81\text{m/s}^2$;
- T_2 : Période caractéristique donnée dans le tableau III.3 ;
- S : Coefficient de site donné dans le tableau III.3 ;
- A : est donnée dans le tableau III.2.

Le graphe suivant montre les variations de l'accélération en fonction des périodes avec un taux d'amortissement pris égal à 5%

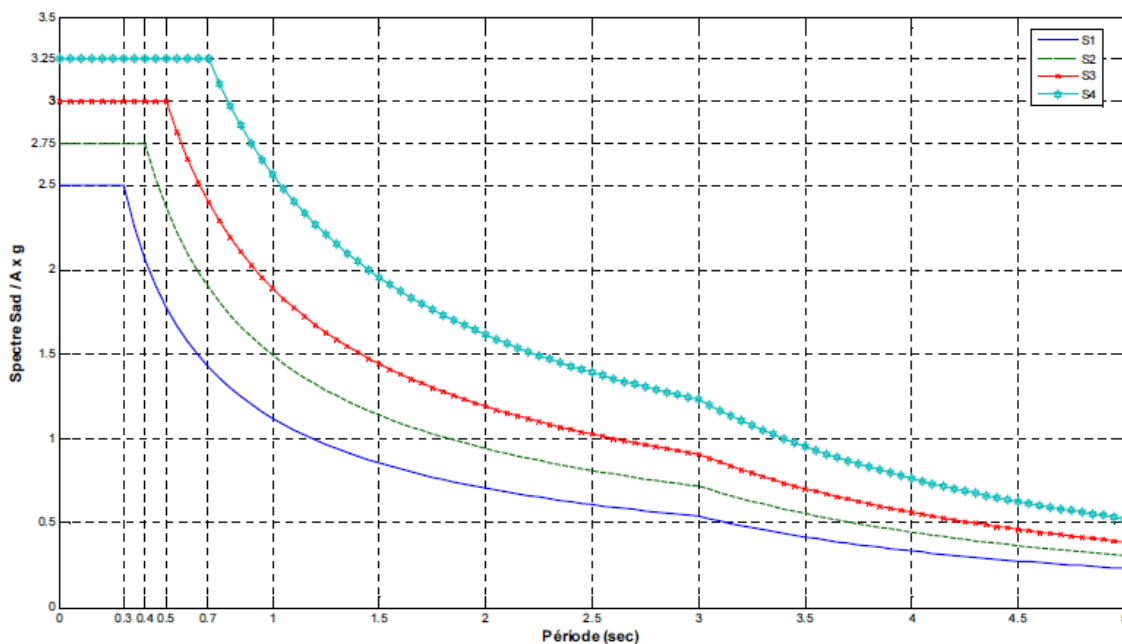


Figure III.3 : Spectre de dimensionnement pour la composante horizontale [1]

III 2.8 Le modèle structurel :

Pour s'assurer qu'une analyse numérique simulera le mieux possible un problème réel donné, il faut effectuer deux opérations essentielles, la modélisation et la discrétisation. Ces opérations s'effectuent en deux temps : modélisation d'abord, discrétisation ensuite et portent sur les deux aspects principaux du problème pratique :

- Représentation de la géométrie, des charges, des conditions aux limites et du milieu ;
- Choix des éléments finis et du maillage.

III 2.8.1 Modélisation :

Cette opération permet de :

- ❖ Ramener la structure à une géométrie simple, en choisissant des axes (poutre, câbles), des plans (plaques, parois), des surfaces (coques), des volumes (solides) après avoir éliminé certains détails (goussets, petites excentricités), à définir les conditions

d'appuis et de charge.

- ❖ Au point de vue de la rhéologie, à choisir de façon réaliste les lois constitutives des matériaux décrivant tant les réponses mécaniques classiques (linéarités, anisotropie, plasticité...), à déterminer les paramètres qui définissent ces lois et à connaître l'état initial des matériaux.

III 2.8.2 discrétisation :

L'opération de discrétisation est aussi importante que celle de la modélisation. Elle implique essentiellement deux choix :

- l'un porte sur le type de grandeur à discrétiser, soit plus explicitement sur le type d'éléments finis à utiliser.

- l'autre sur la finesse de cette discrétisation en liaison avec le maillage.

Pratiquement, la subdivision en élément finis est guidée essentiellement par la géométrie, à savoir par la discontinuité (trous, variation d'épaisseur et d'inertie...), les conditions d'appuis et éventuellement de chargement et les étapes de construction.

Cependant, avant d'effectuer l'analyse du système, on doit préalablement définir ses principales caractéristiques telles que sa masse, sa raideur et son amortissement.

III 2.8.3 Masses :

Les masses prises en compte sont le poids propre de la structure ainsi que toutes autres charges permanentes qu'elle supporte, exceptés les ponts rails ou bien les ponts urbains très fréquentés pour lesquels on peut ajouter une fraction des charges d'exploitation soit :

- 20% des charges d'exploitations routières pour ponts routiers urbains.
- 30% des charges d'exploitations ferroviaires.
- 0% pour les autres cas.

III 2.8.4 Raideurs des éléments :

Les raideurs qui doivent être prises en compte sont celles des trois parties de l'ouvrage suivantes :

- Fondations et sol environnant ;
- Appuis ;
- Les isolateurs sismiques (Appareils d'appuis en élastomère fretté).

III 2.8.5 Amortissement :

Pour un matériau donné, l'amortissement est introduit conventionnellement par un modèle visqueux, le tableau III.5 résume les valeurs pratiques du taux d'amortissement critique (ξ) pour les matériaux couramment utilisés :

Tableau III.5 : Valeurs du taux d'amortissement critique [1]

Matériaux	Acier soudé	Acier boulonné	Béton précontraint	Béton non armé	Béton armé	Élastomère fretté
ξ	2%	4%	2%	3%	5%	7%

Pour le sol de fondation, le taux d'amortissement peut avoir des valeurs bien supérieures à celles données ci-dessus, selon la nature du terrain et l'importance des contraintes qui s'y développent. En l'absence de renseignements, on adoptera une valeur $\xi=5\%$. [4]

Pour les ouvrages dont les modes principaux mettent en jeu la déformation simultanée d'éléments constitués de matériaux différents, on retient l'amortissement le plus faible. [1]

Quand un pont est muni d'un système d'amortisseurs on doit savoir que :

- Ces dispositifs se comportent comme un système ressort et amortisseur agissant en parallèle, il faut donc en déterminer la raideur et l'incorporer au modèle de calcul.
- Le coefficient d'amortissement qu'on leur associe est souvent d'une valeur très élevée, de sorte que la matrice d'amortissement du système peut s'écarter beaucoup du cas diagonalisable sur la base des modes propres non amortis. Le choix de la méthode de résolution doit en tenir compte.

III.3 Choix de la méthode d'analyse :

En fonction de la zone sismique, la géométrie, et l'importance du pont, les méthodes d'analyse suivantes peuvent être utilisées pour la conception sismique des ponts:

III.3.1 Analyse monomodale spectrale :

III.3.1.1 Principe :

C'est une méthode simplifiée où les mouvements de la structure sont à tout instant proportionnels à une déformée privilégiée, appelée mode fondamental. 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. [1]

III.3.1.2 Domaine d'application :

Pour que l'on puisse appliquer la méthode monomodale spectrale on doit vérifier les critères suivants :

- **Critère n°1 : Masses modales**
La masse totale mise en mouvement doit être supérieure à 70% de la masse totale de la structure, y compris la masse des appuis en élévation. On doit vérifier ce critère pour

le séisme longitudinal ainsi que pour le séisme transversal.

- **Critère n°2 : Angle de biais**
L'angle de l'axe du tablier avec l'axe de ses appuis doit être supérieur à 70 grd et les raideurs longitudinales et transversales totales des appuis ne varient pas de plus de 10% par rapport aux valeurs calculées sans biais.
- **Critère n°3 : Angle de courbure**
L'angle balayé en plan par la tangente à l'axe doit être inférieur à 30 grd et les raideurs longitudinales et transversales totales des appuis ne varient pas de plus de 10% par rapport aux valeurs calculées sans courbure.
- **Critère n° 4 : Symétrie transversale**
La distance entre le centre des masses et le centre élastique des appuis n'excède pas 5% de la distance entre appuis extrêmes pour l'étude du séisme transversal

III.3.1.3 Séisme longitudinal :

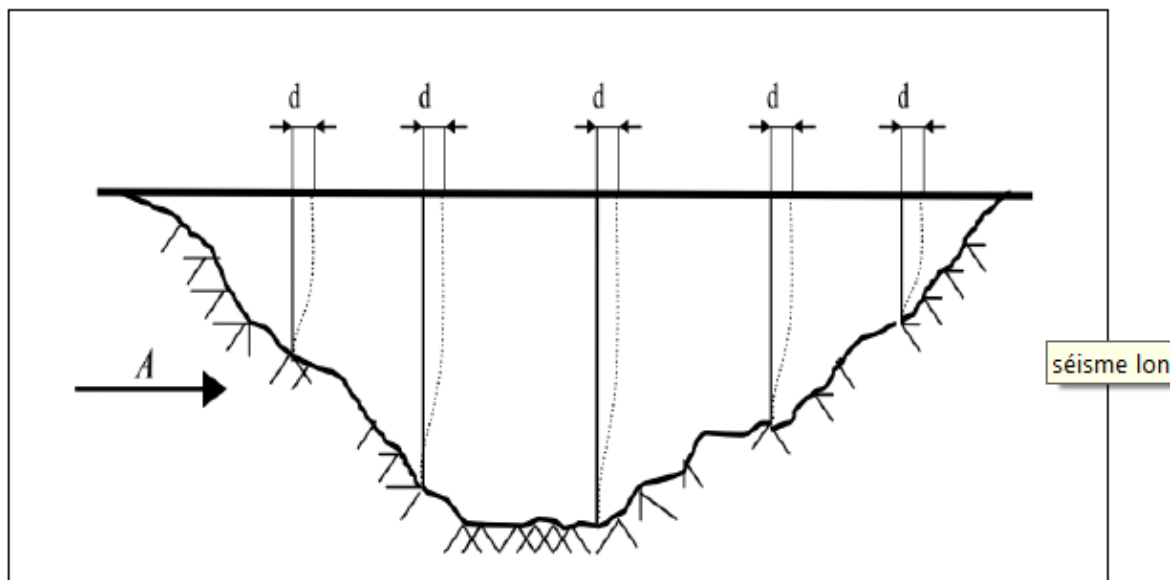


Figure III.4 : Séisme longitudinal [1]

La période longitudinale du système vaut :

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{M}{K}}$$

Avec :

K : Raideur longitudinale de l'ensemble des appuis ($= \sum K_i$ où K_i est la raideur d'un appui)

M : est la masse du tablier augmentée de la masse de la moitié supérieure (fûts et cheville) des appuis bloqués longitudinalement sur le tablier. Pour un tablier reposant sur élastomères frettés ou sur appuis glissants, M est la masse du tablier seul.

L'effort longitudinal global vaut : $F = M \cdot S_a(T)$ et il sera réparti sur chaque appui en fonction

des raideurs :

$$F_i = \frac{K_i}{K} F$$

Le déplacement longitudinal du tablier par rapport au sol vaut : $d^{\text{tablier}}_{\text{long}} = \left(\frac{T}{2\pi} \right)^2 \times S_{ae}(T)$

$S_a(T)$ est l'accélération spectrale du spectre de calcul correspondant à la période fondamentale T :

$S_a(T) = S_{ae}(T)$ pour un calcul élastique ($q=1$) ;

$S_a(T) = S_{ad}(T)$ pour un calcul en capacité ($q>1$) ;

III.3.1.4 Séisme transversal :

Le modèle de déformation du tablier dépend de sa raideur relative par rapport aux appuis : Si le tablier est très raide, on pourra le considérer comme un bloc indéformable, auquel cas son déplacement transversal est décrit par un unique degré de liberté (modèle à tablier rigide) ; si le tablier est un peu plus souple, on devra prendre en compte sa déformée transversale (modèle à tablier flexible). Ces deux modèles sont proposés par le RPOA pour la protection parasismique des ponts.

III.3.1.4.1 Modèle à tablier rigide :

En direction transversale, le tablier peut être supposé comme étant rigide si :

- $\frac{L}{B} \leq 5$; où L est la longueur totale du tablier et B sa largeur
- $\frac{\Delta d}{d_a} \leq 0.20$ ou Δd et d_a sont respectivement la différence maximale et la moyenne des déplacements transversaux du sommet de toutes les piles liées transversalement au tablier, sous l'action sismique transversale.

Dans ce cas, on peut utiliser les mêmes formules données pour le séisme longitudinal, mais en prenant les masses et raideurs pour la direction transversale.

III.3.1.4.2 Modèle à tablier flexible :

Si l'on désigne par u_i la flèche de la masse m_i dans la déformée du tablier quand il est placé dans un champ d'accélération transversale unité (1 m/s^2), la période de vibration du mode fondamental transversal est évaluée comme suit :

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{\sum m_i u_i^2}{\sum f_i u_i}}$$

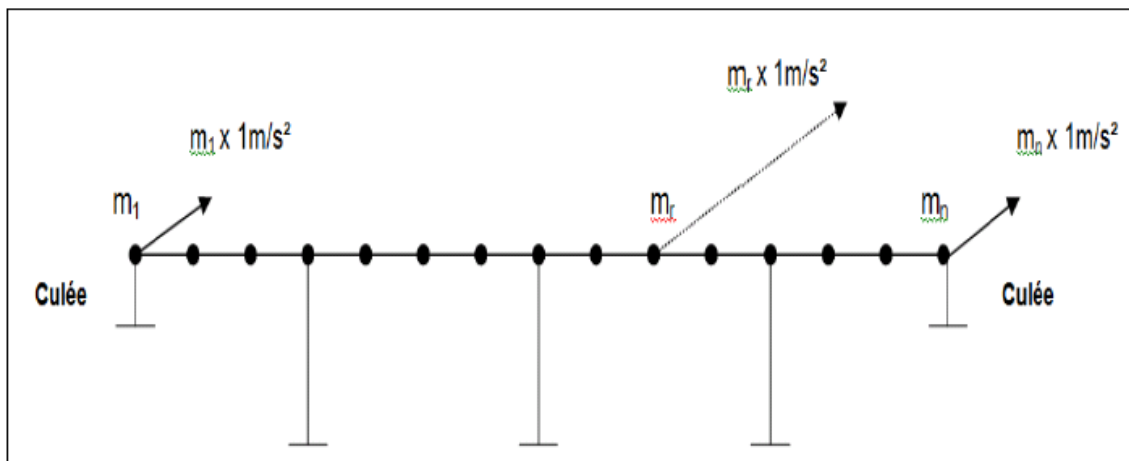


Figure III.5 : Séisme transversal [1]

L'effet du séisme résulte de l'application de forces latérales statiques équivalentes au nœud de rang i qui ont pour expression :

$$F_i = \left(\frac{2\pi}{T} \right)^2 S_a(T) u_i m_i$$

Les déplacements correspondant ont pour valeurs :

$$d_i = \frac{u_i}{\sum m_i u_i} M \left(\frac{T}{2\pi} \right)^2 S_a(T)$$

III.3.1.5 Séisme vertical :

La force totale verticale peut être distribuée proportionnellement au mode fondamental flexionnel du tablier, en utilisant le modèle à tablier flexible.

$$F_i = \left(\frac{2\pi}{T} \right)^2 \frac{S_{ae}^v(T) v_i m_i}{g}$$

Où :

T : est la période du mode fondamental de vibration pour la direction verticale ;

m_i : est la masse concentrée au point i ;

v_i : est le déplacement vertical de l' i -ème point nodal déterminé approximativement par la forme du premier mode ;

$S_{ae}^v(T)$: est l'accélération spectrale du spectre de calcul pour la composante verticale.

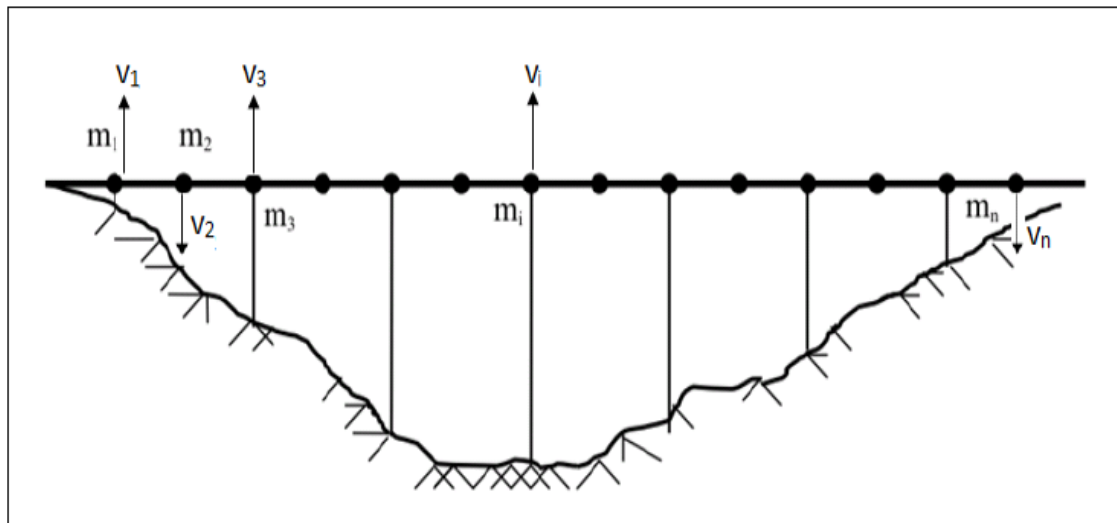


Figure III.6 : Séisme vertical [1]

III.3.2 Analyse multimodale spectrale :

Cette méthode est utilisée par exemple lorsque la méthode spectrale monomodale n'est pas applicable, ainsi on utilise cette méthode pour les ouvrages dont la géométrie est complexe. Les effets de l'action sismique dans cette méthode 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. La réponse globale est obtenue par des combinaisons statistiques des contributions modales maximales.

III.3.3 Analyse par le spectre de puissance :

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

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

Les valeurs de calcul doivent être déterminées en divisant les effets élastiques par le coefficient de comportement q approprié.

La méthode a le même domaine d'application que l'analyse multimodale spectrale.

III.3.4 Analyse temporelle :

Dans une analyse temporelle, les effets de l'action sismique sont obtenus en faisant la moyenne des échantillons de la réponse extrême, calculée pour chaque accélérogramme. L'action sismique peut être décrite par un ensemble d'accélérogrammes construits artificiellement ou réels.

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

Toute utilisation de ce type de représentation de l'action sismique doit faire appel à une méthode scientifique validée.

III.3.5 Analyse temporelle non linéaire :

Dans cette méthode, la réponse de la structure au cours du temps peut être obtenue par intégration numérique directe de ses équations différentielles non linéaires du mouvement. La sollicitation sismique doit consister en une description temporelle du mouvement du sol développée pour le site particulier et représentant de préférence des séismes réels. Sauf précision différente dans cette partie, cette méthode ne peut être utilisée que conjointement avec une analyse multimodale spectrale, pour donner un aperçu de la réponse post-élastique et une comparaison entre les ductilités locales exigées et disponibles. À l'exception des ponts placés sur des dispositifs d'isolation et des ponts spéciaux, les résultats de l'analyse non linéaire ne doivent pas être utilisés pour assouplir les prescriptions résultant de l'analyse spectrale multimodale.

III.4 le nombre de modes nécessaires pour l'analyse modale :

En général, uniquement les premiers modes de vibrations sont nécessaires dans l'analyse des ponts par la méthode des spectres de réponse. Actuellement le nombre de modes à prendre en considération dépend des périodes naturelles et des modes de vibrations naturelles.

Les 3 à 5 premiers modes contribuent généralement le plus, mais pour les ponts avec des modes étroitement séparés de période supérieures à 0.1 sec, la contribution des modes au-delà du 3ième peut être significative.

Comme règle générale, l'analyse par les spectres de réponse doit inclure un nombre suffisant de modes jusqu'à avoir au moins 90% des valeurs exactes des réponses. [6]

Chapitre IV

Evaluation des charges et surcharges

IV.1 Présentation du cas d'étude :

Le cas d'étude présenté porte sur l'analyse d'un pont à poutres multiples isostatiques de 117,40 m de long, représentatif d'une catégorie de ponts couramment utilisés en Algérie. Le tablier de 10m de largeur avec une largeur roulable de 7.00m et bordé de deux trottoirs de 1,50m de largeur chacun, il est constitué de sept poutres préfabriquées en béton précontraint. Ces poutres, surmontées d'une dalle en béton armé de 20 cm d'épaisseur, reposent sur les piles par le biais d'appareils d'appuis munis d'un système d'isolation sismique.

. Les piles sont construites en béton armé et sont encastrées à la semelle. Le pont est implanté en zone de forte sismicité (Zone III-a), ce dernier est constitué de quatre travées isostatiques de portées 25m, 33,40m, 33,40m, 25m et est biais avec un angle de 79.64 gr.

La figure IV.1 montre la vue en élévation de l'ouvrage étudié.

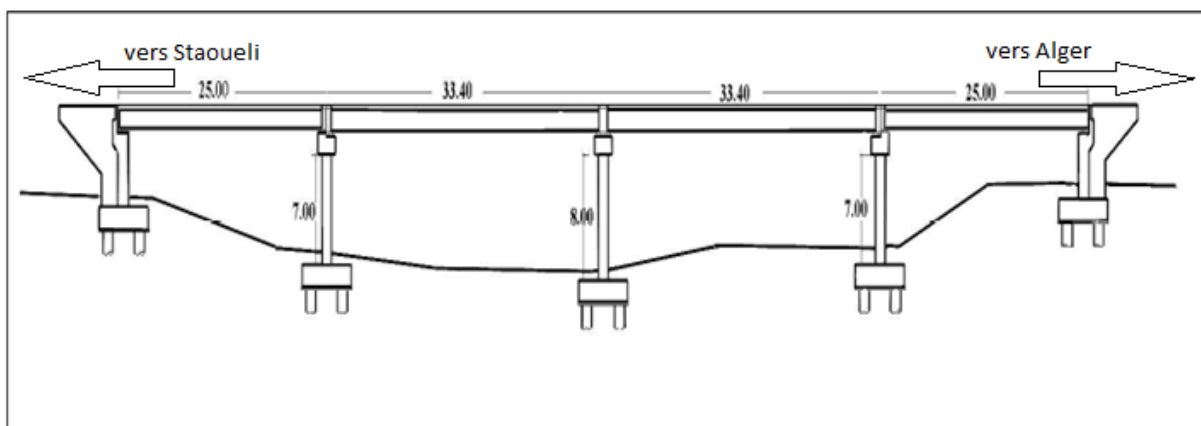


Figure IV.1 : Vue en élévation du pont étudié

Les appuis aux extrémités du pont sont des culées massives ancrées dans le sol par le biais des fondations profondes, chacun des trois appuis intermédiaires du pont est constitué d'un chevron dont la longueur est identique avec la largeur du pont.

Chaque appui intermédiaire est également constitué de trois fûts circulaires de 1.20 m de diamètre prenant appuis sur le sol au moyen de fondations profondes.

La figure IV.2 montre une coupe transversale de l'ouvrage étudié.

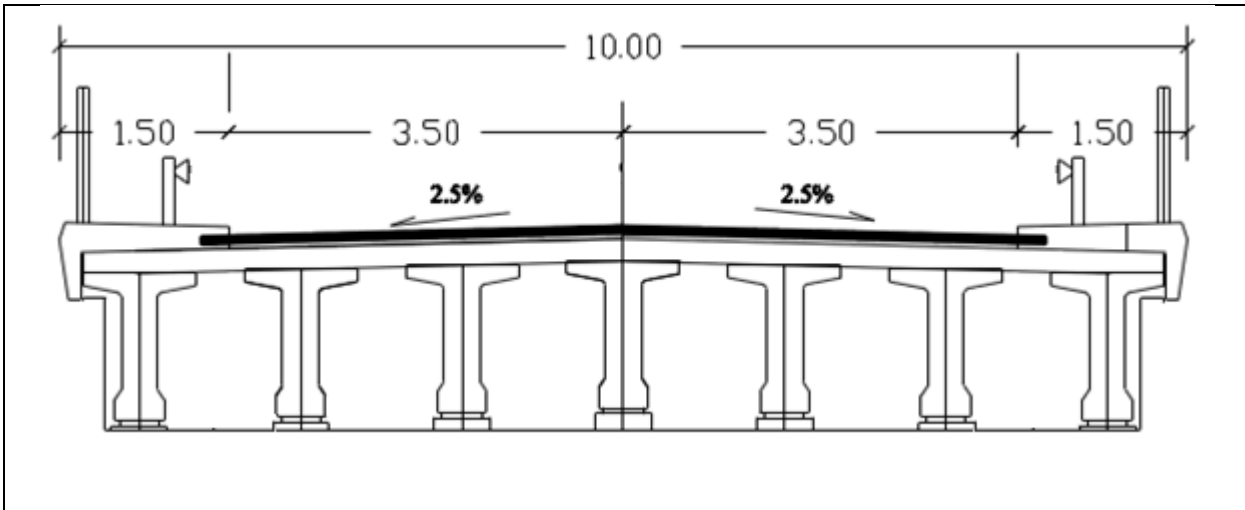


Figure IV.2: Coupe transversale du pont.

IV.2 Caractéristiques des matériaux du pont étudié :

IV.2.1 Béton :

Le béton est défini par sa résistance caractéristique à la compression à 28 jours notée f_{c28} , et sa masse volumique qui est de l'ordre de 25 KN/m^3 .

Le tableau IV.1 récapitule les caractéristiques du béton utilisé pour cet ouvrage :

Tableau IV.1 : Caractéristiques du béton utilisé.

	f_{c28} (MPa)	$E_{instantané}$ (MPa)	$E_{différé}$ (MPa)
Béton poutre	35	35982	11994
Béton dalle, appuis et chevêtre	30	34179.56	11496.76

IV. 2.1 l'acier:

L'acier utilisé dans ce pont est de type : armatures de haute adhérence HA, de nuance FeE400, dont le module de Young est de l'ordre de $E = 2.10^5 \text{ MPa}$.

IV.3 Evaluation des charges et des surcharges :

IV.3.1 Evaluation des charges permanentes CP:

En tenant compte du poids propres des éléments suivants : Les poutres et la dalle et le complément des charges permanentes : les équipements tels que les trottoirs et les corniches garde-corps, glissières de sécurité, chape d'étanchéité, revêtement.

IV.3.1 Poids propre des poutres :

La structure porteuse de notre pont est constituée de sept poutres dont les formes sont de nombre de quatre.

La figure IV.3 montre les sections d'about et médiane pour les poutres dont la longueur est de 25m.

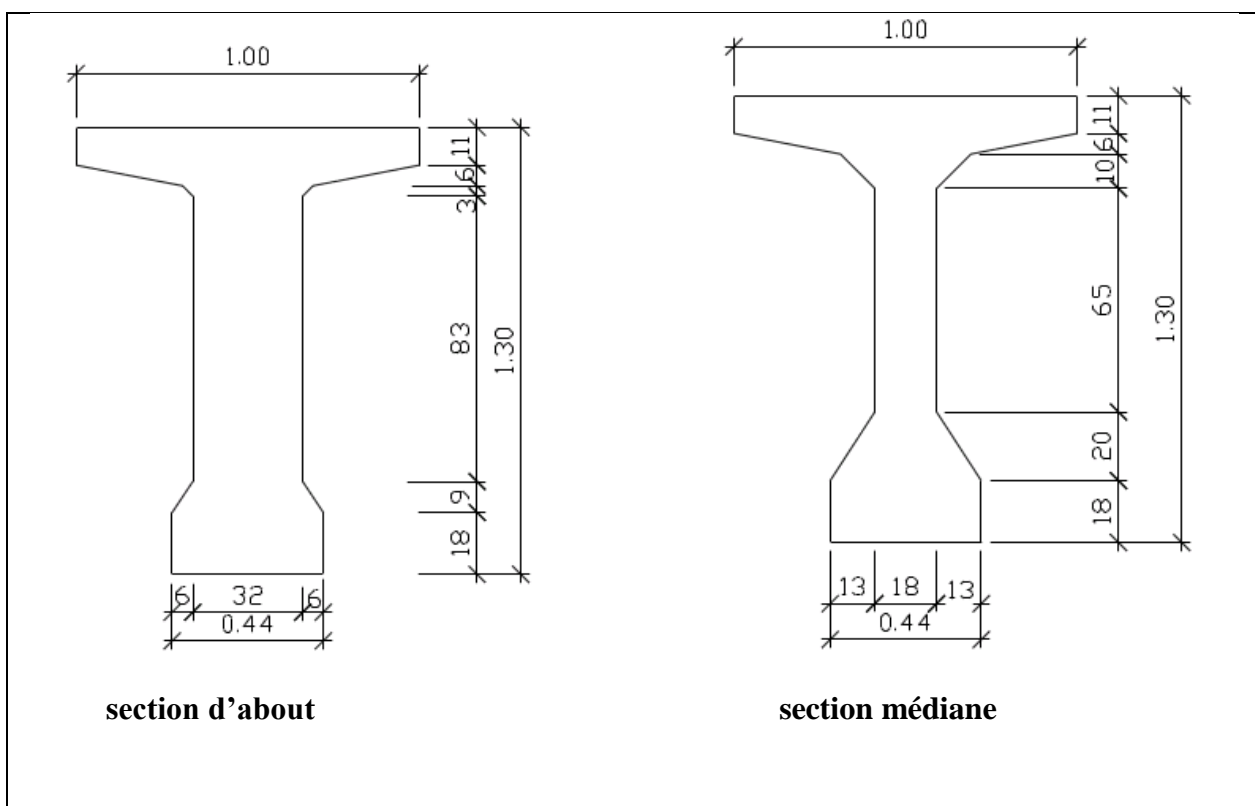


Figure IV.3: Détails des sections des poutres de longueur 25m.

Les figures IV.4 montrent les sections d'about et médiane pour les poutres dont la longueur est de 33.40 m.

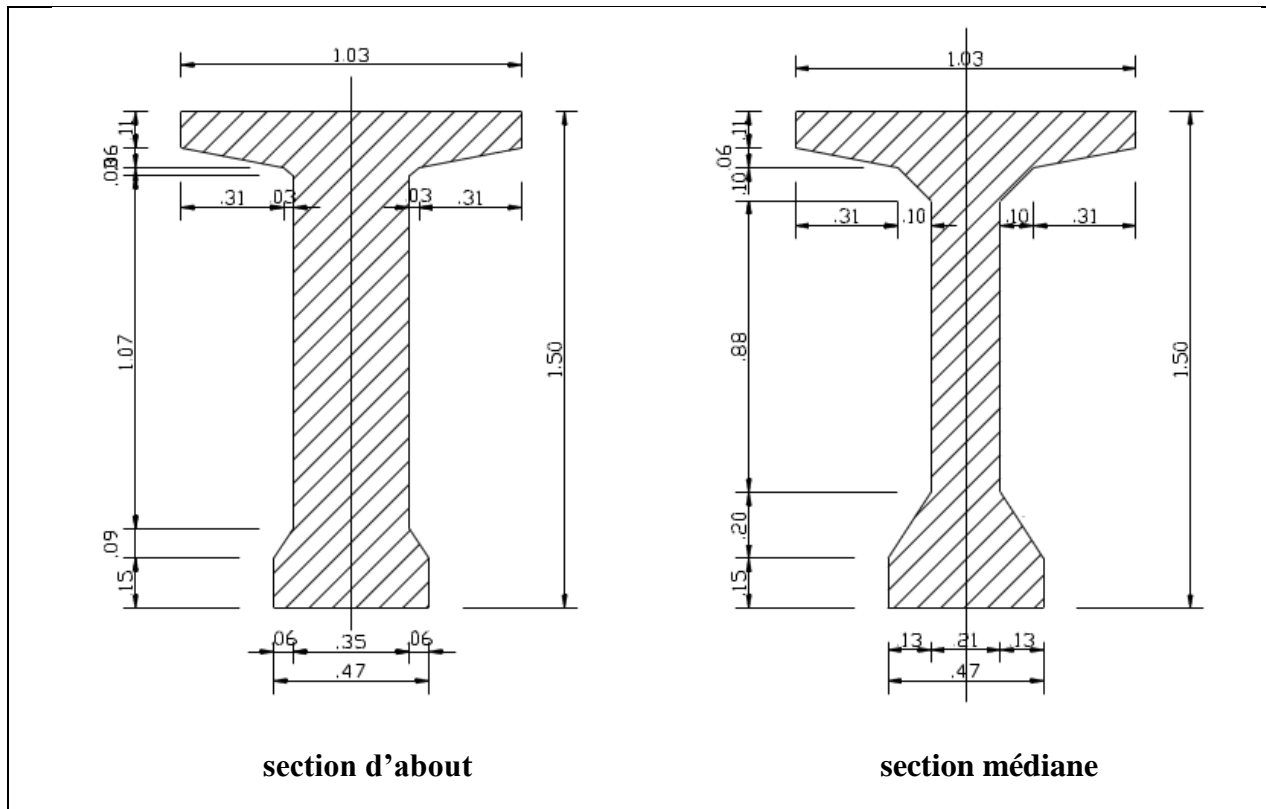


Figure IV.4: Détails des sections des poutres de longueur 33.40m.

Le poids propre de la poutre est obtenu comme suit :

$$G_{pi} = S_{pi} \gamma_b \times L_i \quad \text{tel que :}$$

L_i : représente la longueur de la poutre « i ».

S_{pi} : représente la section droite de la poutre « i ».

γ_b : représente le poids volumique du béton précontraint = 2.5t/ml.

Poutre 25m section d'about :

$$S_{p1} = 0,675 \text{ m}^2 .$$

$$G_{p1} = 0,675 \times 2,5 \times 25 = 42,1875 \text{ t}$$

Poutre 25m section médiane :

$$S_{p2} = 0,44 \text{ m}^2$$

$$G_{p2}=0.44 \times 2.5 \times 25 = 27.5 \text{ t}$$

Poutre 33,4m section d'bout :

$$S_{p3}=0,6463 \text{ m}^2$$

$$G_{p3}=0.6463 \times 2.5 \times 33.40 = 53.96 \text{ t}$$

Poutre 33,4m section médiane :

$$S_{p4}= 0.511 \text{ m}^2$$

$$G_{p4}= 0.511 \times 2.5 \times 33.40 = 42.67 \text{ t}$$

Poids total des poutres :

$$\begin{aligned} \text{Donc le poids total des poutres } G_{poutres} &= 4 \times (G_{p1} + G_{p3}) + 10 \times (G_{p2} + G_{p4}) \\ &= 4 (42.1875+53.96) + 10 (27.5+42.67) \end{aligned}$$

$$G_{poutres} = 1086.29 \text{ t}$$

IV.3.2 Poids propre de la dalle :

Le poids propre de la dalle peut être obtenu par le biais de la formule suivante :

$$G_{dalle} = S \times \gamma_b \times L$$

Où : L : Longueur totale du pont égale à 117.4 m

S : Surface transversale de la dalle = $0.20 \times 10 = 2.0 \text{ m}^2$;

γ_b : Poids volumique du béton armé = 2.5 t/m^3 .

$$\text{On aura : } G_{dalle}=2.0 \times 2.5 \times 117.4 = 587 \text{ t}$$

D'où le poids des charges permanentes CP est ainsi calculé : $CP=G_{poutres} + G_{dalle}$

$$CP= 1673.29 \text{ t}$$

IV.4 Poids propre des compléments de charges permanentes CCP :

Les compléments des charges permanentes sont : les trottoirs, les corniches, les garde-corps, les glissières de sécurité, chape d'étanchéité et le revêtement.

IV.4.1 Poids propre des trottoirs + corniches :

$$G_{\text{trottoir+corniche}} = 2 \times S \times \gamma_b \times L$$

S : surface du trottoir +corniche = 0,571 m²

γ_b : Poids volumique du béton armé = 2.5 t/m³.

L=117.40 m

$$G_{\text{trottoir+corniche}} = 335.17 \text{ t}$$

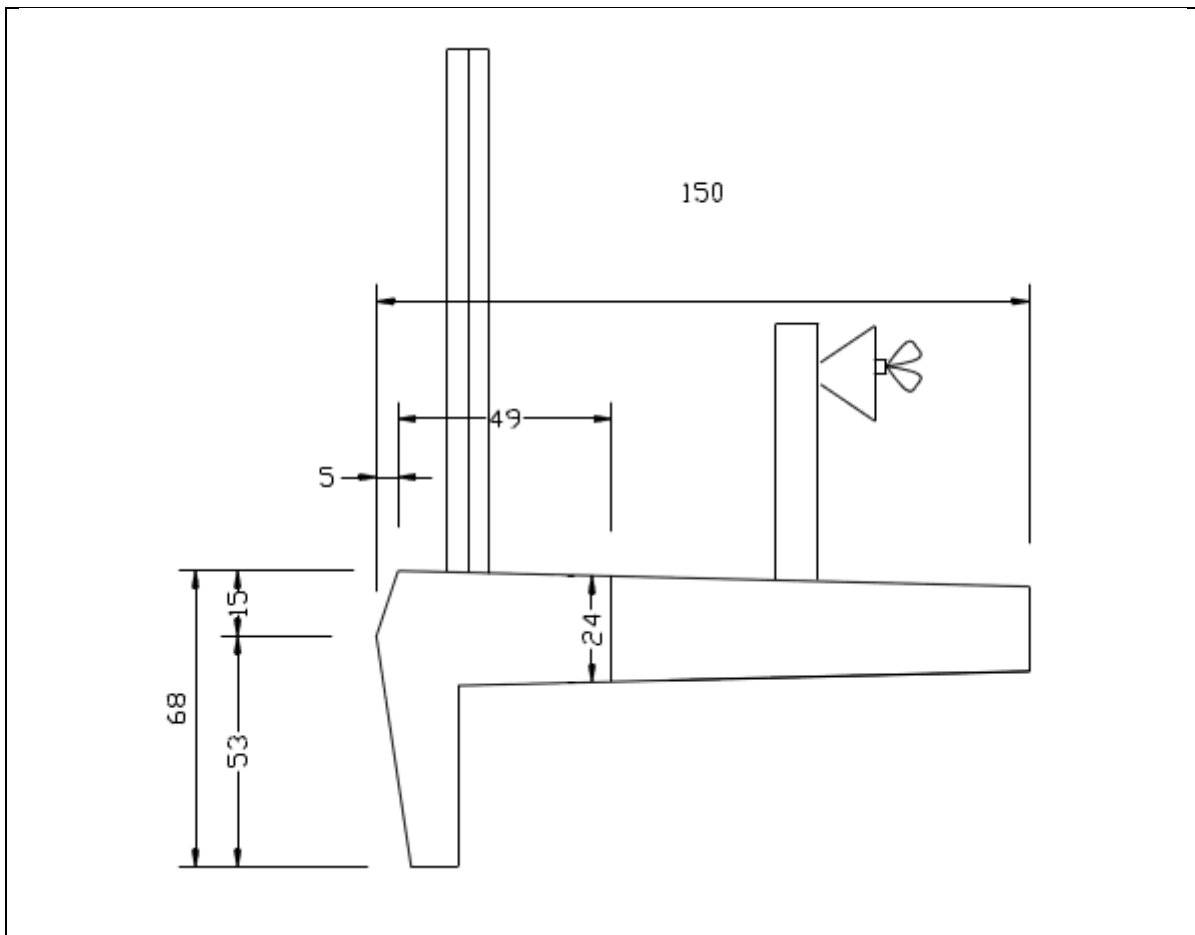


Figure IV.5: Détails du trottoir et de la corniche.

IV.4.2 Poids propre des garde-corps :

Le poids d'un garde-corps est estimé à 0,1 t/m donc : $G_{\text{garde-corps}} = 23.48 \text{ t}$

IV.4.3 Poids propre des glissières de sécurité :

La glissière de sécurité est en acier, son poids est de 0.06 t/ml. Donc $G_{glissière} = 14.08$ t

IV.4.4 Poids propre de revêtement :

En se référant au RCPR, l'épaisseur de la chape d'étanchéité et de revêtement est de l'ordre de 8cm, le revêtement se fait avec un béton bitumineux de poids volumique de 2.5 t/m³.

$$G_{revêtement} = 0.08 \times 7 \times 2.5 \times 117.40 = 164.36 \text{ t}$$

Le poids global des compléments des charges permanentes s'élève à :

$$CCP = \sum (G_{trottoir} + G_{garde-corps} + G_{glissière} + G_{revêtement}) = 335.17 + 23.48 + 14.08 + 164.36 = 537 \text{ t}$$

IV.4.5 Calcul du poids propre du tablier :

Selon le RCPR, pour obtenir le poids maximal et minimal du tablier, il faut que les poids propres des équipements du pont précédemment calculés doivent être multipliés par des coefficients du tableau ci après :

TableauIV.2 : Coefficients multiplicateurs des actions permanentes. [RCPR]

Charges	G _{max}	G _{min}
Poids propre	1.06	0.90
Terres	1.05	0.95
Etanchéité	1.20	0.80
Enrobé et béton bitumineux	1.40	0.80
Autres équipements	1.20	0.80
Autres charges	1.00	1.00

TableauIV.3 : Valeurs des charges permanentes du tablier

	Coefficient G _{min}	G _{min} (t)	G _{moy} (t)	Coefficient G _{max}	G _{max} (t)
Poids propre	0.90	1505.96	1673.29	1.06	1773.70
Revêtement	0,80	131.50	164.36	1,40	230.10
Trottoirs + glissières + garde-corps	0,80	298.18	372.73	1,20	447.28
Somme		1935.64	2210.40		2451.10

Donc la masse totale du tablier est : $G_{moy} = 2210.40$ t

Chapitre V
Evaluation des
sollicitations
sismiques

V.1 Evaluation des sollicitations sismiques par la méthode monomodale :

Il est impératif de vérifier certains critères avant d'effectuer une analyse sismique :

- **Critère n°1 : Masses modales**

La masse en mouvement doit être supérieure à 70% de la masse totale. Cette condition est considérée comme vérifiée si la masse des piles (la masse des piles + la masse des trois Chevêtres i.e. $3.14 (1.20 \times 1.20) / 4 \times (6 \times 7 + 3 \times 8) \times 2.5 + 3 \times 2.11 \times 1.20 \times 9.58 \times 2.5 = 368.44t$) est inférieure à 0.43 la masse du tablier ($0.43 \times 2210.40 = 950.47t$).

Cette condition est donc vérifiée.

- **Critère n°2 : Angle de biais**

Raideur totale K_T du système avec biais: 167536.14 KN/m

Raideur totale K_T du système sans biais: 147469.7 KN/m

Variation des raideurs : 9.88 % < 10%

L'angle de biais est égal à 79.64 gr, et la condition sur la variation des raideurs longitudinales et transversales est vérifiée

- **Critère n°3 : Angle de courbure**

L'ouvrage étudié ne présente aucune courbure, il n'y a pas une vérification vis-à-vis de cette condition.

- **Critère n°4 : Symétrie transversale**

La symétrie transversale c'est-à-dire la distance entre le centre de masse du tablier et le centre élastique des appuis (excentricité théorique e_0) ne doit pas excéder 5% de la distance entre appuis extrême pour l'étude du séisme transversal.

L'ouvrage étant symétrique aussi bien géométriquement que mécaniquement, l'excentricité est donc nulle et la condition vérifiée.

Tous les critères sont vérifiés. Nous sommes donc en présence d'un ouvrage pour lequel nous pouvons utiliser la méthode d'analyse simplifiée dite monomodale.

V.1 Sens longitudinal :**V.1.1 détermination de la masse du système :**

La masse du système est celle du tablier. On ne tient pas compte des surcharges routières car le pont en question n'est pas très fréquenté, **M = 2210.40 t**

V.1.2 détermination de la raideur du système :

La raideur du système est directement déduite de la somme des raideurs des éléments qui le constituent tels que : les piles et les appareils d'appui sur culée.

V.1.2.1 Raideurs des appuis:

$$K_{\text{pile } i} = n \frac{3EI}{h_i^3}$$

n : le nombre de fûts de la pile.

E : le module de déformation instantanée du béton.

I : l'Inertie longitudinale d'un fût.

h : la hauteur du fût de pile.

Tableau V.2 : Rigidité des piles

Raideurs (KN/m)	Piles (1, 3)	Pile 2
Avec angle de biais	148208	99288
Sans angle de biais	85423	57227

V.1.2.2 Raideurs des appareils d'appui K_{appareil} :

Selon le RPOA, la raideur des appareils d'appui peut être obtenue par la formule suivante :

$$K_{\text{appareil}} = n \frac{GA}{e}$$

Ou :

- n : nombre d'appareil d'appui = 14 ;
- G : module de cisaillement de l'appareil d'appui = 1.2 MPa en condition sismique ;
- A : surface en plan de l'appareil d'appui = (0.4 x 0.4) m² ;
- e : épaisseur du caoutchouc de l'appareil d'appui = 0.05 m ;

Donc la rigidité des appareils d'appui $K_{\text{appareil}} = 14 \times \frac{1.2 \times 0.4 \times 0.4}{0.05} = 53760 \text{ KN/m}$.

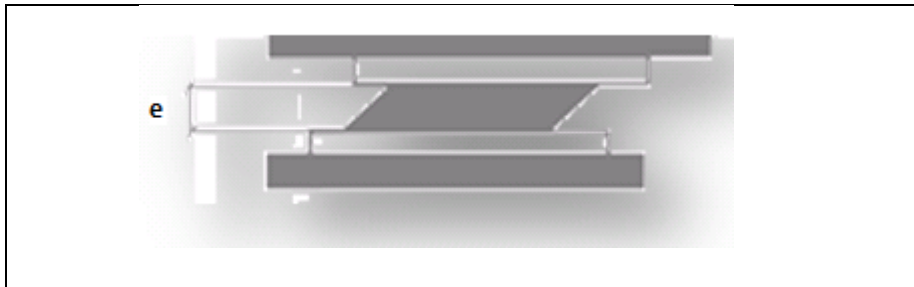


Figure V.1 : Schéma représentatif d'un appareil d'appui en élastomère fretté

V.1.2.2 Raideur totale par appui :

La raideur totale communément appelée raideur équivalente par appui doit être calculée dans le cas où celui-ci est surmonté d'appareils d'appui. Celle-ci vaut :

$$K_{\text{appui}} = \frac{1}{\frac{1}{K_{\text{appareils}}} + \frac{1}{K_{\text{pile}}}}$$

Et les résultats obtenus sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau V.3 : Rigidité totale (équivalente) des piles

Raideurs (KN/m)	Piles (1, 3)	Pile 2
Avec angle de biais	39450.00	34876.14
Sans angle de biais	32995.00	27719.70

La rigidité totale dans le sens longitudinale de l'ouvrage est évaluée pour les deux cas est récapitulée dans le tableau suivant :

Tableau V.4 : Rigidité totale K_T de l'ouvrage (sens longitudinal)

Avec angle de biais (KN/m)	Sans angle de biais (KN/m)
167536.14	147469.7

- **Raideur avec angle de biais :** Comme la ligne joignant les centres de gravité des fûts

n'est pas perpendiculaire à la force appliquée longitudinalement et afin de pouvoir déterminer la raideur des deux groupes de fûts, il y'a lieu d'utiliser la formule de Huygens suivante :

$$K_{fi} = 2 \frac{3E}{h_i^3} \left[\frac{\pi D^4}{64} + \frac{\pi D^2}{4} d^2 \right] + \frac{3E}{h_i^3} \frac{\pi D^4}{12}$$

Comme cela est indiqué dans la figure V.1, « d » représente la distance entre les centres de gravité des fûts extrêmes et le centre de gravité du fût central prise égale à :

- ✓ 0.85 m dans le sens longitudinal.
- ✓ 3.46 m dans le sens transversal.

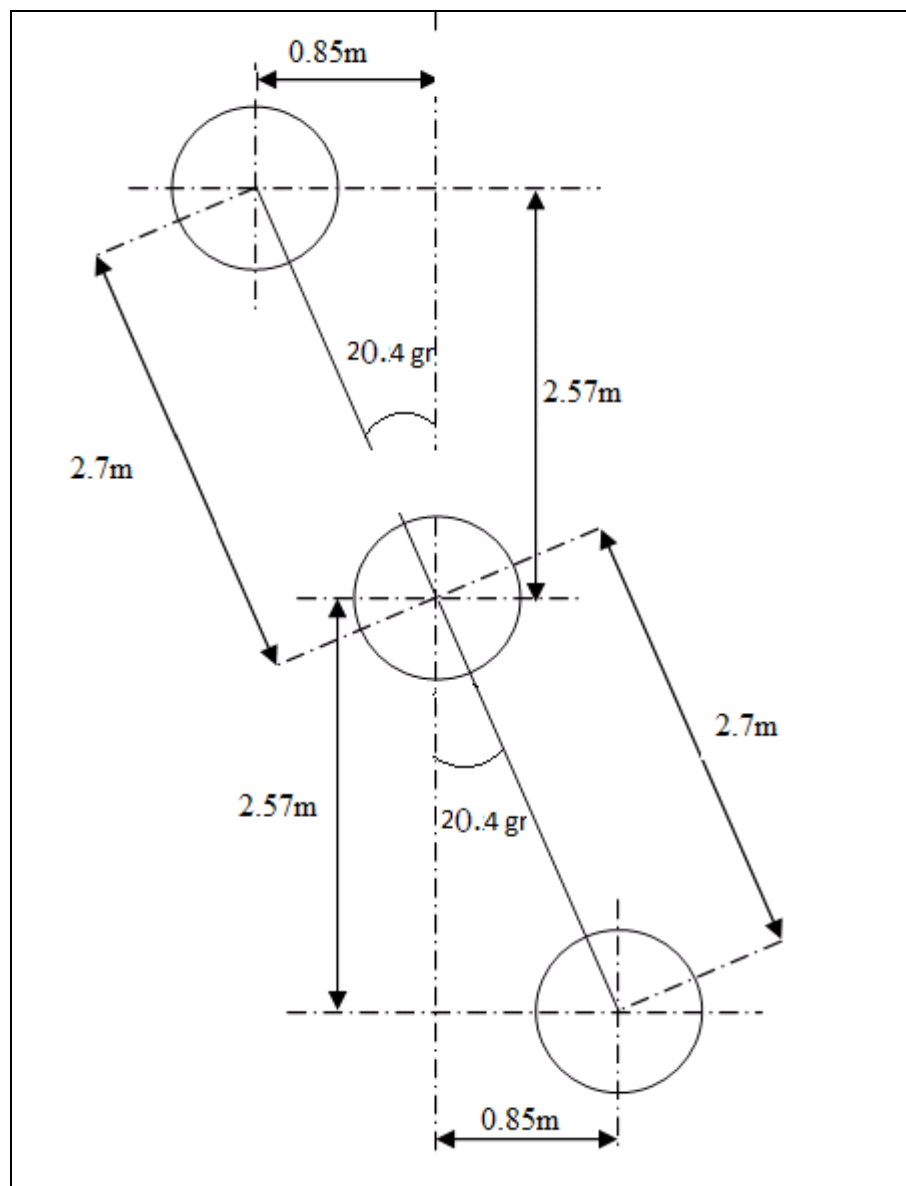


Figure V.2 : Représentation des fûts en plan

V.1.3 Evaluation de l'amortissement :

Comme l'ouvrage en question est un pont courant à trois piles en béton armé, le RPOA préconise un taux d'amortissement de 5%, ce qui revient à utiliser le spectre de réponse sans correction ($\eta = 1$).

V.1.4 Période propre de l'ouvrage :

La période propre de l'ouvrage T est calculée par la formule suivante : $T = 2\pi \sqrt{\frac{M}{K_T}}$

Tableau V.5 : Période propre du système dans le sens longitudinal

Période propre avec angle de biais (s)	Période propre sans angle de biais (s)
0.72	0.77

Par conséquent c'est la période avec angle de biais $T=0,72s$ qui est retenue car elle nous permet d'avoir un effort sismique plus grand que dans le cas d'un pont sans angle de biais.

Pour calculer les caractéristiques dynamiques du pont, il faut idéaliser la structure en créant par exemple un modèle dynamique qui permet par la suite de calculer les caractéristiques dynamiques de l'ouvrage (périodes propres et déformées modales).

V.1.5 Amortissement structurel :

Par simplification, dans le cas des ponts courants, on adopte le taux d'amortissement critique le plus faible. Dans le cas d'un ouvrage avec des piles en béton armé, on applique un taux d'amortissement égal à 5%, ce que revient à utiliser le spectre sans correction ($\eta = 1$)

V.1.6 Calcul des forces statiques équivalentes :

- Le coefficient d'accélération de zone : $A= 0.25$ (tableau 3.1 du RPOA 2008)
- Le taux d'amortissement critique : $\xi = 0.05$
- La période de l'ouvrage dans le sens longitudinal : $T = 0.72$ s
- Le coefficient de site : $S= 1.2$ (tableau 3.3 du RPOA 2008)
- Les périodes caractéristiques associées à la catégorie de site (tableau 3.3 du RPOA 2008)
 $T_1 = 0.2$ s et $T_2 = 0.5$ s

La période du système ($T=0.72$ s) se situe entre 0.5 s et 3.0s, donc nous utilisons la troisième équation du spectre qui est :

$$S_{ae}(T, \xi) = 2.5\eta A_g S \left(\frac{T_2}{T} \right) = 2.5 \times 1 \times 0.25 \times 9.81 \times 1.2 \times \left(\frac{0.5}{0.72} \right)$$

$$S_{ae}(T, \xi) = 5.1 m/s^2$$

V.1.6.1 Effort longitudinal :

L'effort longitudinal total est : $F_{long} = M \times S_{ae}(T) = 2210.4 \times 5.1 = 11273 \text{ KN}$

V.1.6.2 Répartition des efforts sismiques sur les appuis :

a-effort sur les piles :

L'effort par élément porteur se calcul ainsi : $F^i_{long} = \frac{K_i}{K} \times F_{long}$

- Sur les piles (1,3) :

$$F^{1,3}_{long} = \frac{39450}{167536.14} \times 11273 = 2654.50 \text{ KN}$$

- Sur la pile 2 :

$$F^2_{long} = \frac{34876.14}{167536.14} \times 11273 = 2346.71 \text{ KN}$$

b-effort sur la culée :

$$F^{culée}_{long} = \frac{26880}{167536.14} \times 11273 = 1808.7 \text{ KN}$$

V.1.6.3 Déplacement du tablier par rapport au sol :

$$d^{tablier}_{long} = \left(\frac{T}{2\pi} \right)^2 \times S_{ae}(T) = \left(\frac{0.72}{2\pi} \right)^2 \times 5.1 = 0.067 \text{ m} \approx 6.7 \text{ cm}$$

V.1.6.4 Déplacement de la tête d'appui par rapport au sol :

$$d^{appui}_{long} = \frac{F_{long}}{K_{appui}}$$

- Déplacement de la tête de pile par rapport au sol :

$$d^{pile}_{long}(1,3) = \frac{2654.5}{148208} = 0.018 \text{ m} \approx 1.8 \text{ cm}$$

$$d_{long}^{pile}(2) = \frac{2346.71}{99288} = 0.0236m \approx 2.36cm$$

- Déplacement de la tête de culée par rapport au sol :

$$d_{long}^{culée} = \frac{1808.7}{\infty} \mapsto 0cm$$

V.1.7 Détermination des efforts sismiques dans le sens transversal :

En direction transversale, le tablier peut être considéré comme flexible si : $\frac{L}{B} > 5$ avec :

L : Longueur totale du tablier continu (L = 117.40m)

B : largeur du tablier (B = 10m)

$$\frac{L}{B} = \frac{117.4}{10} = 11.74 > 5 \text{ Donc :}$$

Il y a lieu de considérer le modèle à tablier flexible dont la période fondamentale de la structure peut être approximée par le premier mode à partir de la déformée sous charges permanentes (méthode de Rayleigh) par exemple, ou par toute autre méthode scientifiquement validée.

V.1.7.1 Période fondamentale du pont dans le sens transversal :

La période fondamentale de la structure, dans la direction transversale étudiée, peut être estimée par la méthode de Rayleigh comme suit :

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{\sum m_i u_i^2}{\sum f_i u_i}}$$

Où :

- m_i : la masse concentrée au $i^{\text{ème}}$ point.
- u_i : le déplacement dans la direction étudiée, lorsque la structure est soumise aux forces $f_i = m_i \times g$ agissant à tous les points nodaux dans la même direction.

Les forces f_i agissent statiquement sur l'ouvrage à tous les points nodaux, donc le déplacement de chaque degré de liberté est donné par : $U = K^{-1} \times F$

K étant la matrice de rigidité de l'ouvrage, obtenue par la même procédure dans le cas du sens longitudinal.

V.1.5 Modélisation de l'ouvrage :

La représentation d'une structure en un système équivalent à plusieurs DDL est une tâche délicate. La précision de la solution va dépendre de la modélisation mathématique.

Pour l'étude de cet ouvrage, deux modèles dynamiques ont été utilisés pour analyser cette structure dans les directions longitudinale et transversale.

V.1.6 Direction longitudinale :

Le tablier repose sur des appareils d'appui en élastomère fretté et des isolateurs sismiques qui sont infiniment souples en rotation et infiniment rigides en translation, ce qui apporte à l'ouvrage plus de souplesse. Il est donc recommandé de les prendre en compte dans le modèle dynamique permettant de calculer les caractéristiques dynamiques de l'ouvrage (Figure V.3).

K : représente la raideur de l'appareil d'appui.

K_1 : représente la raideur de la 1^{ère} et la 3^{ème} pile.

K_2 : représente la raideur de la 2^{ème} pile.

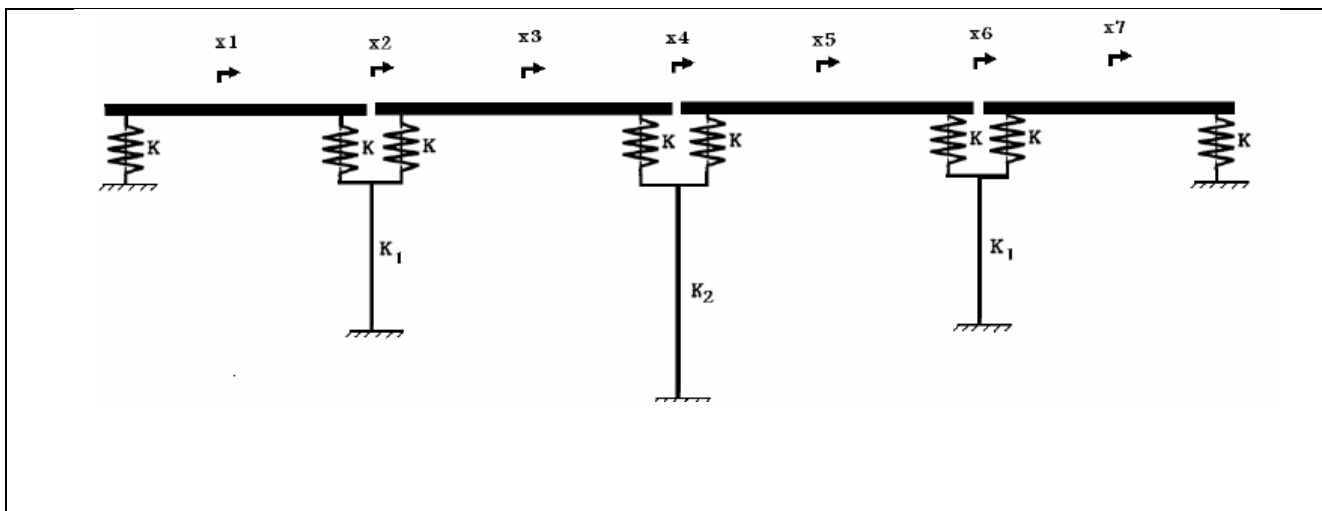


Figure V.3: Modèle dynamique de l'ouvrage (sens longitudinal)

V.1.6.1 Modèle mathématique de l'ouvrage :

Le tablier est considéré comme un diaphragme infiniment rigide. Il peut être donc représenté comme une masse concentrée et appliquée au niveau de son centre de gravité avec la moitié des masses des piles prise en considération. Le système est représenté par sept degrés de liberté régissant le mouvement de translation longitudinale (Figure V.4).

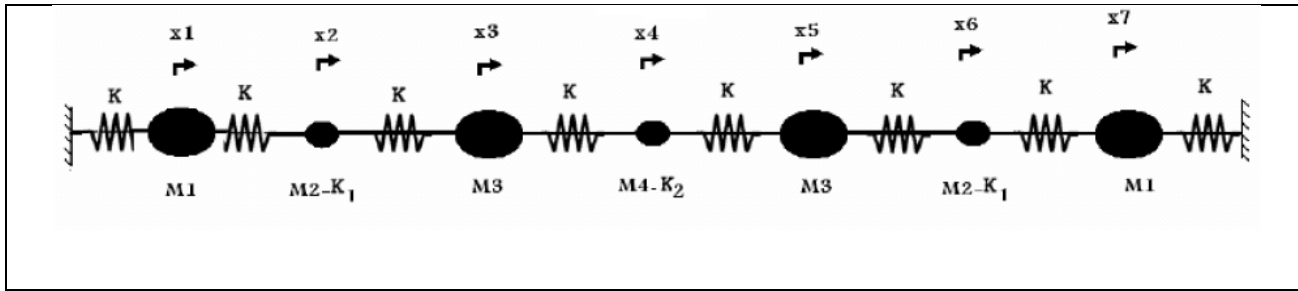


Figure V.4: Modèle analytique de l'ouvrage étudié (sens longitudinal)

V.1.6.2 Equation du mouvement :

Soit L le lagrangien du système: $L = E_c - E_p$

L'énergie cinétique du système est de la forme :

$$E_c = \frac{1}{2} \sum_{i=1}^{i=7} M_i \dot{x}_i^2$$

L'énergie potentielle du système: $E_p = \frac{1}{2} K x_1^2 + \frac{1}{2} K (x_2 - x_1)^2 + \dots + \frac{1}{2} K x_7^2$

L'équation de Lagrange pour un système non amorti s'écrit :

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

L'équation de Lagrange pour chaque degré de liberté est appliquée, on obtient le système d'équation suivant :

$$\begin{aligned} M_1 \ddot{x}_1 + K x_1 + K (x_2 - x_1) &= 0 \\ M_2 \ddot{x}_2 + K_1 x_2 + K (x_2 - x_1) - K (x_3 - x_2) &= 0 \\ M_3 \ddot{x}_3 + K (x_3 - x_2) - K (x_4 - x_3) &= 0 \\ M_4 \ddot{x}_4 + K (x_4 - x_3) + K_2 x_4 - K (x_5 - x_4) &= 0 \\ M_3 \ddot{x}_5 + K (x_5 - x_4) - K (x_6 - x_5) &= 0 \\ M_2 \ddot{x}_6 + K_1 x_6 + K (x_6 - x_5) - K (x_7 - x_6) &= 0 \\ M_1 \ddot{x}_7 + K (x_7 - x_6) + K x_7 &= 0 \end{aligned}$$

D'où les équations du mouvement pour un système à plusieurs DDL non amorti en vibrations libres s'écrivent simplement :

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

M : matrice de masse du système.

K : matrice de rigidité du système.

$$M = \begin{bmatrix} M_1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & M_2 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & M_3 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & M_4 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & M_3 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & M_2 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & M_1 \end{bmatrix} \quad \text{et}$$

$$K = \begin{bmatrix} 2K & -K & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ -K & 2K + K_1 & -K & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & -K & 2K & -K & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & -K & 2K + K_2 & -K & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & -K & 2K & -K & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & -K & 2K + K_1 & -K \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -K & 2K \end{bmatrix}$$

V.1.7 Direction transversale :

Le modèle à tablier flexible convient le mieux pour représenter le comportement dynamique de l'ouvrage, à condition de tenir compte de la rigidité rotationnelle du tablier pour modéliser la liaison entre le tablier et les appareils d'appuis.

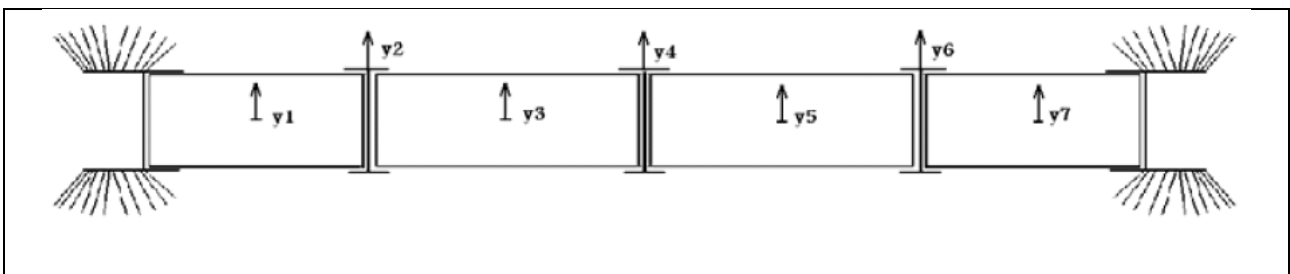


Figure V.5: représentation transversale de l'ouvrage (sens transversal)

V.1.7.1 Modèle mathématique de l'ouvrage :

Le tablier est segmenté en huit portions identiques; ce qui donne sept 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 rotationnelle due à l'ensemble des appareils d'appui.

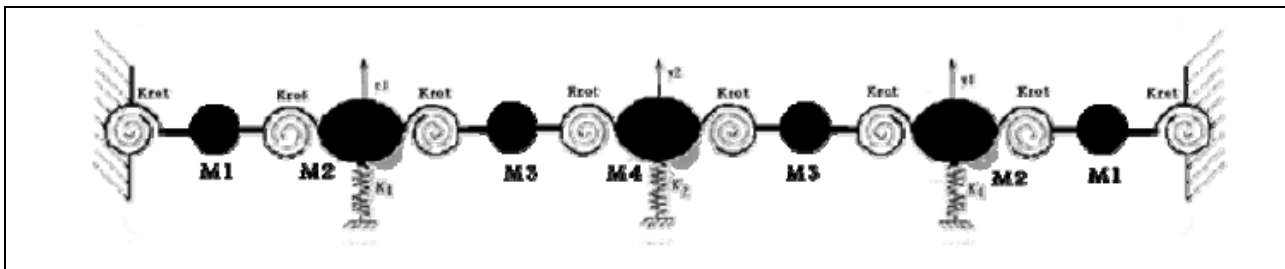


Figure V.6: Modèle analytique de l'ouvrage (sens transversal)

V.1.7.2 Equation du mouvement :

Les équations du mouvement pour un système à plusieurs DDL non amorti en vibrations libres s'écrivent simplement :

$$M\ddot{x} + Kx = 0$$

D'où les matrices masse M et rigidité K du système :

$$M = \begin{bmatrix} M_1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & M_2 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & M_3 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & M_4 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & M_3 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & M_2 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & M_1 \end{bmatrix}$$

$$K = \begin{bmatrix} 2k_{eff1} & -k_{eff1} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ -k_{eff1} & k_1 + k_{eff1} + k_{eff2} & -k_{eff2} & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & -k_{eff2} & 2k_{eff2} & -k_{eff2} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & -k_{eff2} & 2k_{eff2} + k_2 & -k_{eff2} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & -k_{eff2} & 2k_{eff2} & -k_{eff2} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & -k_{eff2} & k_1 + k_{eff1} + k_{eff2} & -k_{eff1} \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -k_{eff1} & 2k_{eff1} \end{bmatrix}$$

K_{eff} : représente la rigidité correspondante à la portion du tablier (moitié du tablier), dont un coté est considéré encastré tandis que l'autre est régi par la rigidité rotationnelle due à la déformation de l'ensemble des appareils d'appuis.

$$k_{eff} = \frac{EI}{h^3} \left(12 - \frac{9}{1 + \frac{hk_{rot}}{4EI}} \right) \text{ et } k_{rot} = \frac{M}{\theta} = \sum k_i d_i^2$$

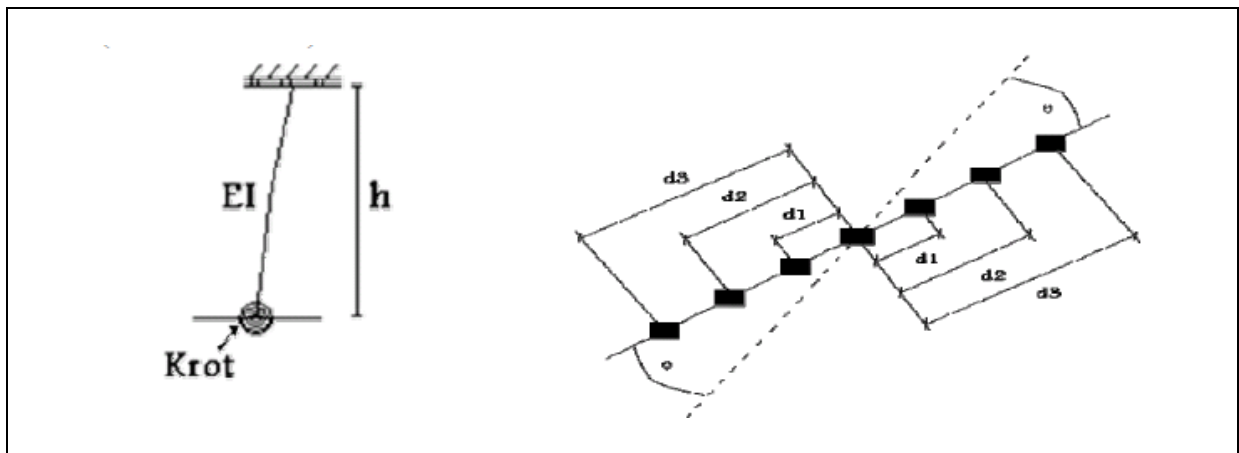


Figure V.7: Rigidités rotationnelle et effective de l'ouvrage (sens transversal)

V.1.8 Analyse modale de l'ouvrage :

V.1.8.1 Sens longitudinal :

La matrice de masse : $M(t) =$

$$\begin{bmatrix} 421 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 91 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 562 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 95 & \nu & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 562 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 91 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 421 \end{bmatrix}$$

La matrice de rigidité est :

$$K \text{ (KN/m)} = \begin{bmatrix} 53760 & -26880 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ -26880 & 201968 & -26880 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & -26880 & 53760 & -26880 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & -26880 & 153048 & -26880 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & -26880 & 53760 & -26880 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & -26880 & 201968 & -26880 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -26880 & 53760 \end{bmatrix}$$

En calculant le déterminant de la matrice $|K - M\omega^2| = 0$ ensuite on résout l'équation caractéristique du système en utilisant le langage de programmation Matlab on obtient les périodes propres de vibration du système dans le sens longitudinal. (Tableau V.6)

Tableau V.6 : Périodes propres de vibration dans le sens longitudinal

Mode i	1	2	3	4	5	6	7
Période(s)	0,85	0,45	0,43	0,40	0,37	0,27	0,25

Le tableau suivant montre un comparatif entre les périodes de vibration dans le sens longitudinal du pont isolé obtenues par le logiciel SAP2000 et celles obtenues par le modèle mathématique :

Tableau V.7 : comparaison des périodes obtenues par le SAP200 et celles obtenues par le modèle mathématique

Mode i	1	2	3	4	5	6	7
T (SAP2000)	0,89	0,48	0,46	0,42	0,37	0,30	0,29
T(mod.mathématique)	0,85	0,45	0,43	0,40	0,37	0,27	0,25
Variation (%)	4.76	7.88	9.11	5.34	1.81	11.4	18.76

On remarque que le modèle mathématique est proche du modèle automatique en terme de périodes, les périodes obtenues pour les deux modèles sont voisines ce qui confirme les résultats obtenus lors de l'analyse dynamique par le logiciel SAP2000 pour le pont isolé sismiquement.

Une autre comparaison entre les périodes sera faite mais cette fois-ci entre les périodes de vibration du système isolé et celui non isolé dans le sens longitudinal comme montré dans un prochain chapitre.

V.1.8.2 Sens transversal :

Le calcul des caractéristiques dynamiques de l'ouvrage dans le sens transversal se fait suivant la même démarche suivie dans le sens longitudinal.

$$\text{La matrice masse } M(t) = \begin{bmatrix} 211 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 337 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 281 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 376 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 281 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 91 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 211 \end{bmatrix}$$

Pour la détermination de la matrice de rigidité du système dans le sens transversal, il va falloir déterminer K_{eff1}

$$K_{eff1} = \left(G \frac{ab}{h} \right) \times 14 + 148208 = \left(1200 \frac{0.4 \times 0.4}{0.05} \right) \times 14 + 148208 = 201968 \text{ KN/m}$$

La matrice de rigidité K (KN/m) =

$$\begin{bmatrix} 3918440.297 & -1959220.149 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ -1959220.149 & 3205350.113 & -904672.239 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & -904672.239 & 1809344.478 & -904672.239 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & -904672.239 & 2038094.478 & -904672.239 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & -904672.239 & 1809344.478 & -904672.239 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & -904672.239 & 3205350.113 & -1959220.149 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -1959220.149 & 3918440.297 \end{bmatrix}$$

La résolution du système d'équation $|K - M\omega^2| = 0$ est faite en utilisant le même programme de calcul développé avec Matlab. Les périodes propres calculées sont données dans le tableau

Tableau V.7 : Périodes propres de vibration dans le sens transversal

T ₁ (s)	T ₂ (s)	T ₃ (s)	T ₄ (s)	T ₅ (s)	T ₆ (s)	T ₇ (s)
0.18	0.11	0.09	0.07	0.06	0.04	0.04

Chapitre VI
Comportement
sismique de l'ouvrage

VI.1 Introduction :

Dans le présent chapitre on va exposer le comportement sismique d'un pont isostatique non isolé sismiquement, et celui d'un autre pont qui l'est, par ailleurs on va comparer leurs périodes de vibration selon les différents modes.

Par conséquent on va essayer de voir lequel des deux va mieux se comporter vis-à-vis des séismes.

VI.2 comportement du pont isostatique non isolé sismiquement :

Après modélisation de l'ouvrage avec le logiciel SAP2000 et après une analyse dynamique on a obtenu différents modes de vibration présentés ci-dessous :

- **1^{er} Mode de vibration :**

Le premier mode représente un déplacement longitudinal de l'ensemble comme représenté ci-dessous dont la période est égale $T_1 = 0,802470$ s.

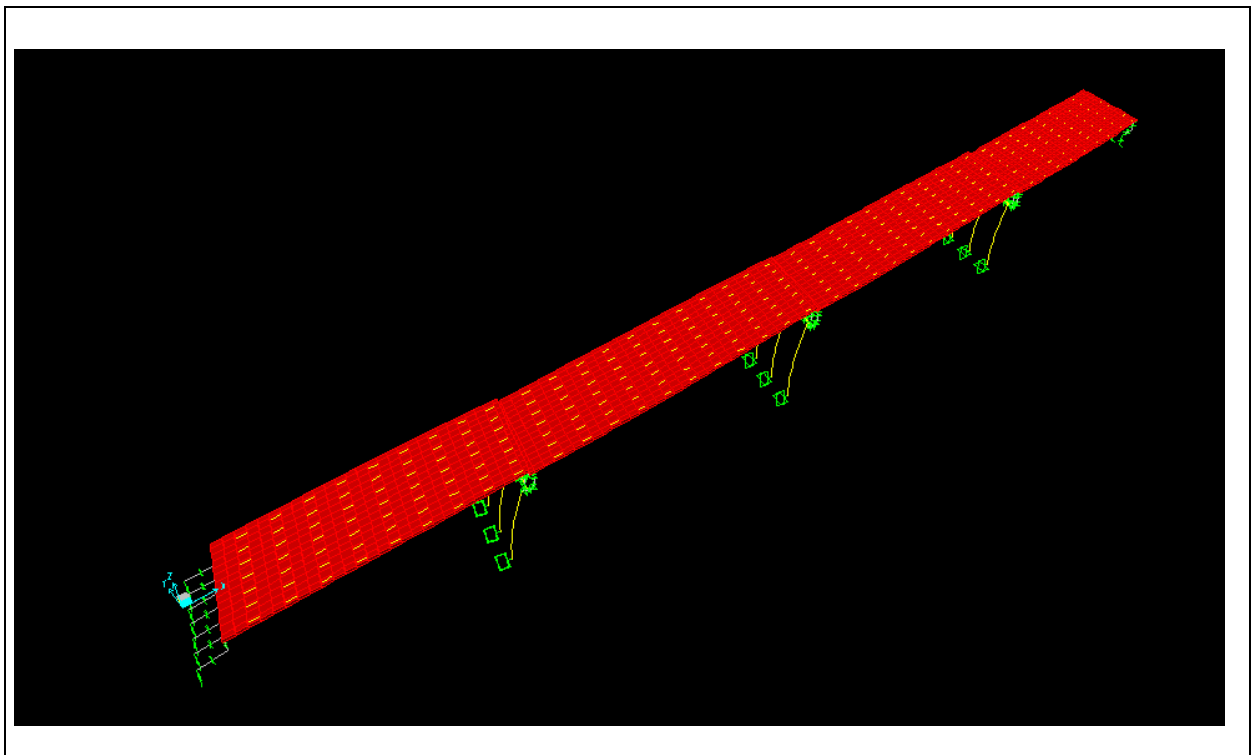


Figure VI.1 : 1^{er} Mode de vibration

- **2^{ème} Mode de vibration :**

Le deuxième mode représente un déplacement latéral de l'ensemble comme représenté ci-dessous dont La période est égale $T_2 = 0,395034$ s.

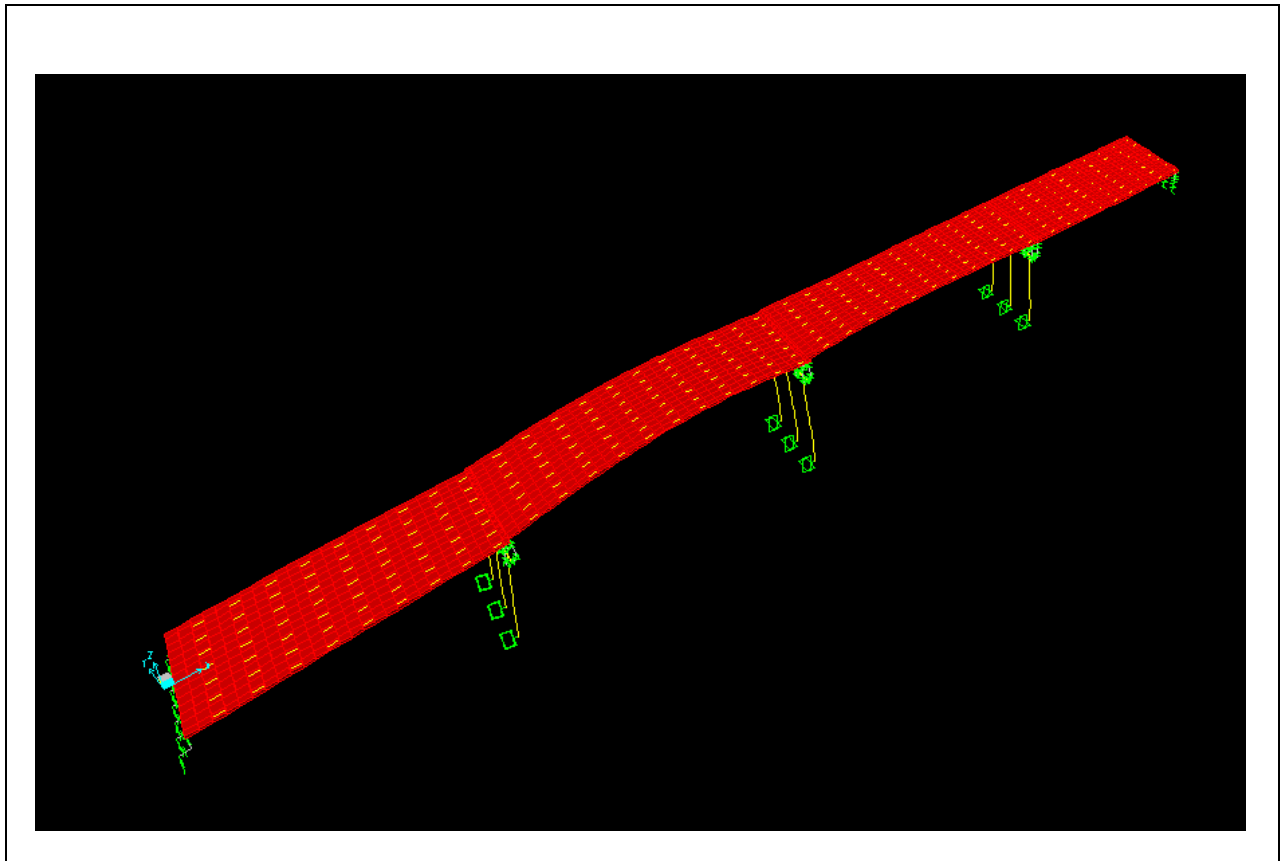


Figure VI.2 : 2^{ème} Mode de vibration

- **3^{ème} Mode de vibration :**

Le troisième mode représente un fléchissement des travées 2 et 3 et un déplacement longitudinal de la première et de la dernière travée comme représenté ci-dessous dont La période est égale $T_3 = 0,393701$ s.

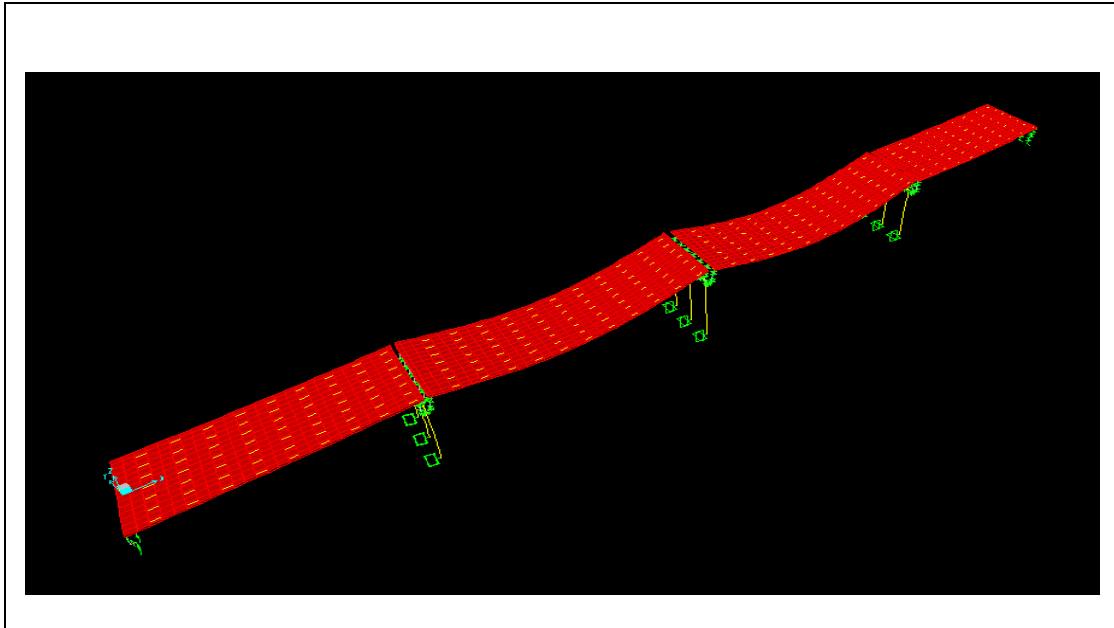


Figure VI.3 : 3^{ème} Mode de vibration

- **4^{ème} Mode de vibration :**

Le quatrième mode représente un fléchissement des travées 2 et 3 et un déplacement longitudinal de la première et de la dernière travée moins important que le mode précédent comme représenté ci-dessous dont La période est égale $T_4 = 0,379213$ s.

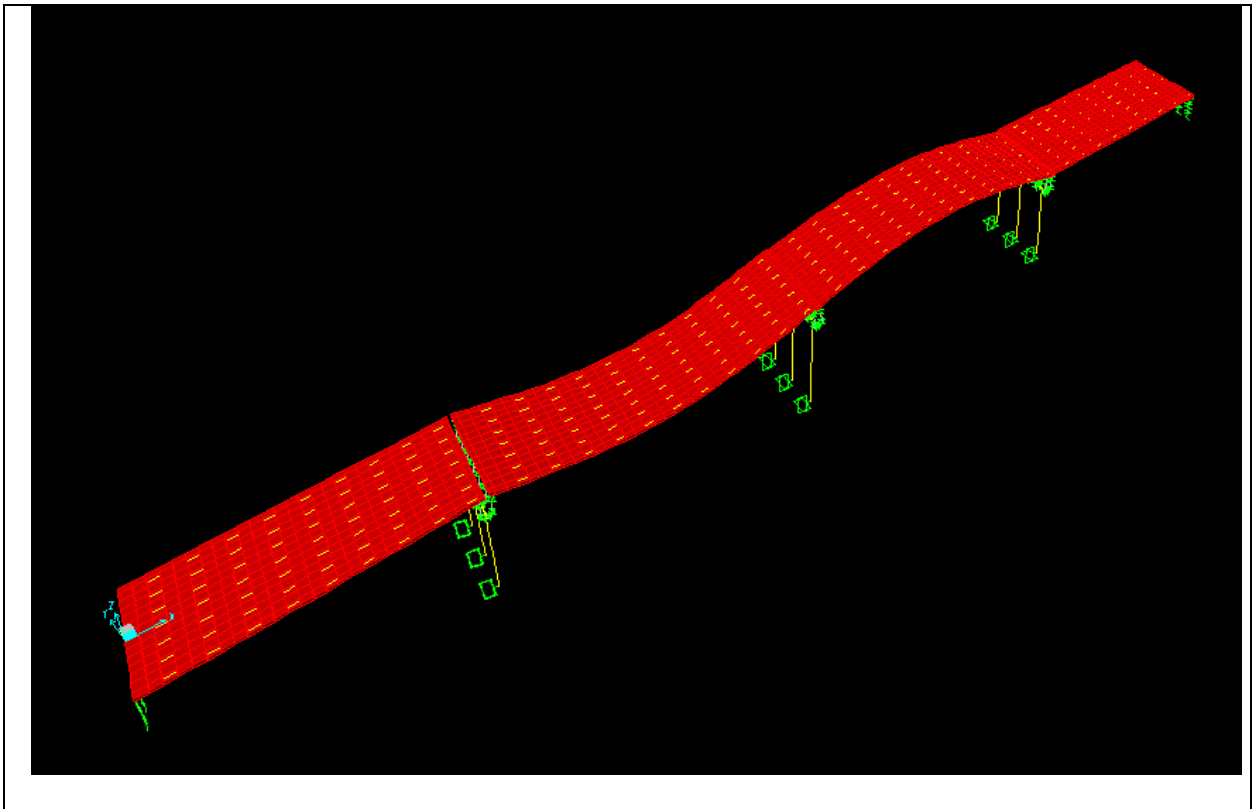


Figure VI.4 : 4^{ème} Mode de vibration

- **5^{ème} Mode de vibration :**

Le cinquième mode représente une torsion des travées 2 et 3 et un déplacement latéral de la première et de la dernière travée comme représenté ci-dessous dont La période est égale $T_5 = 0,313237$ s.

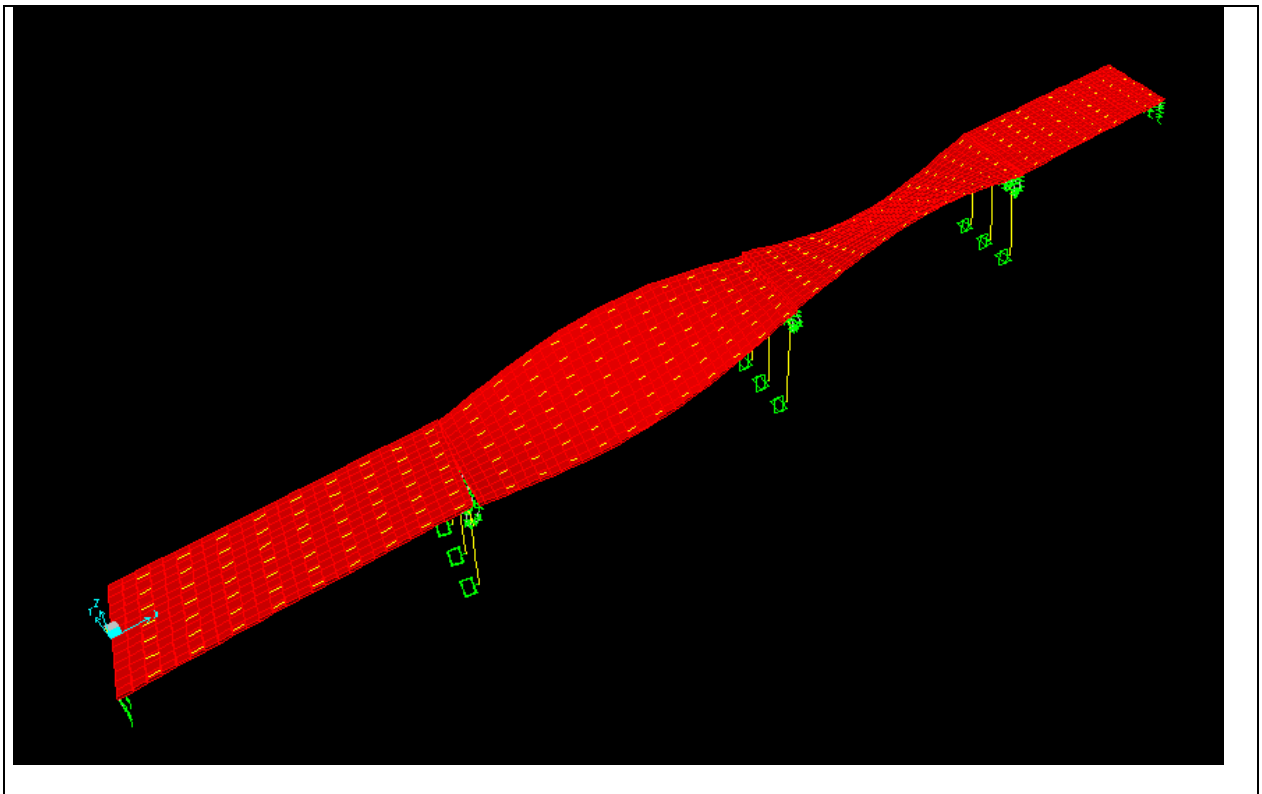


Figure VI.5 : 5^{ème} Mode de vibration

- **6^{ème} Mode de vibration :**

Le sixième mode représente une torsion de l'ensemble comme représenté ci-dessous dont La période est égale $T_6 = 0,287618$ s.

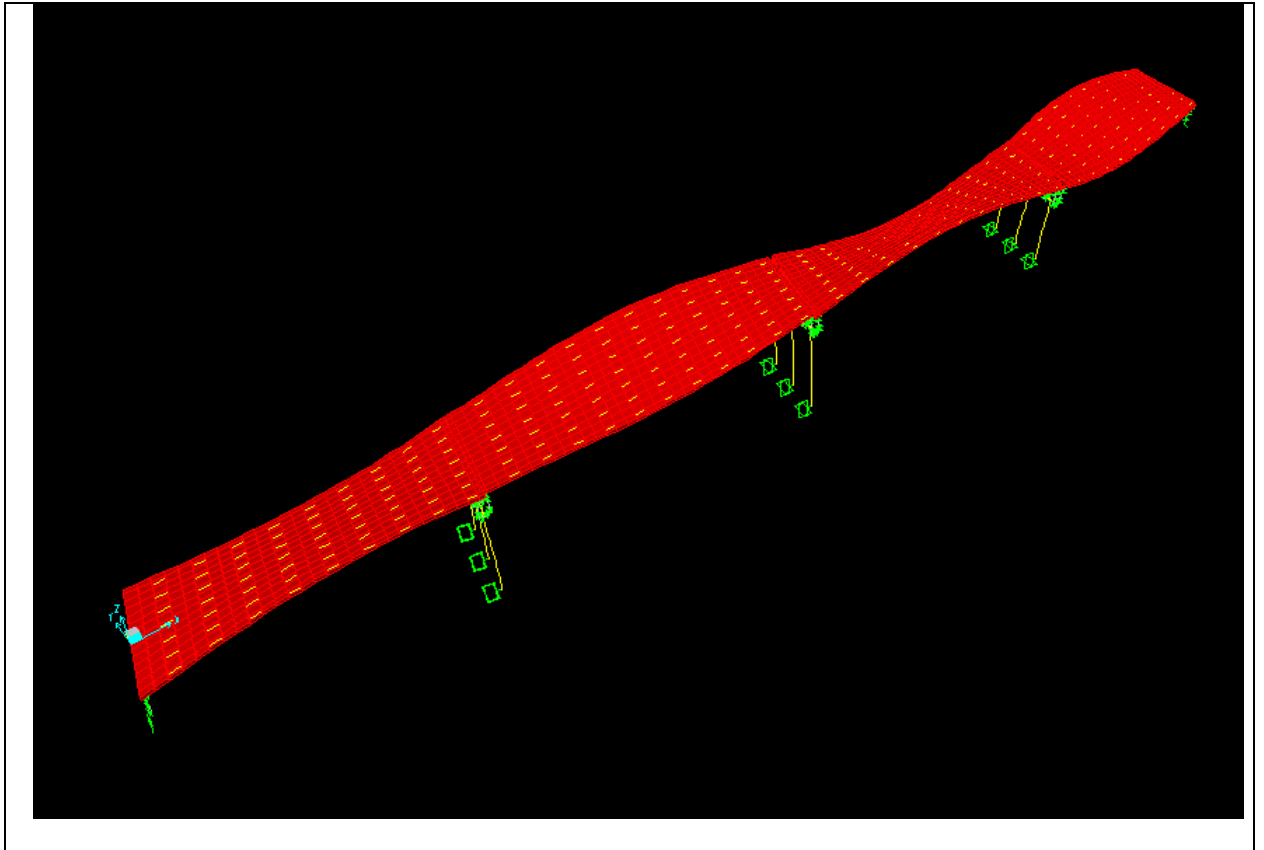


Figure VI.6 : 6^{ème} Mode de vibration

- **7^{ème} Mode de vibration :**

Le septième mode représente une torsion des trois premières travées et un fléchissement de la dernière travée comme représenté ci-dessous, dont La période est égale $T_7 = 0,269757$ s.

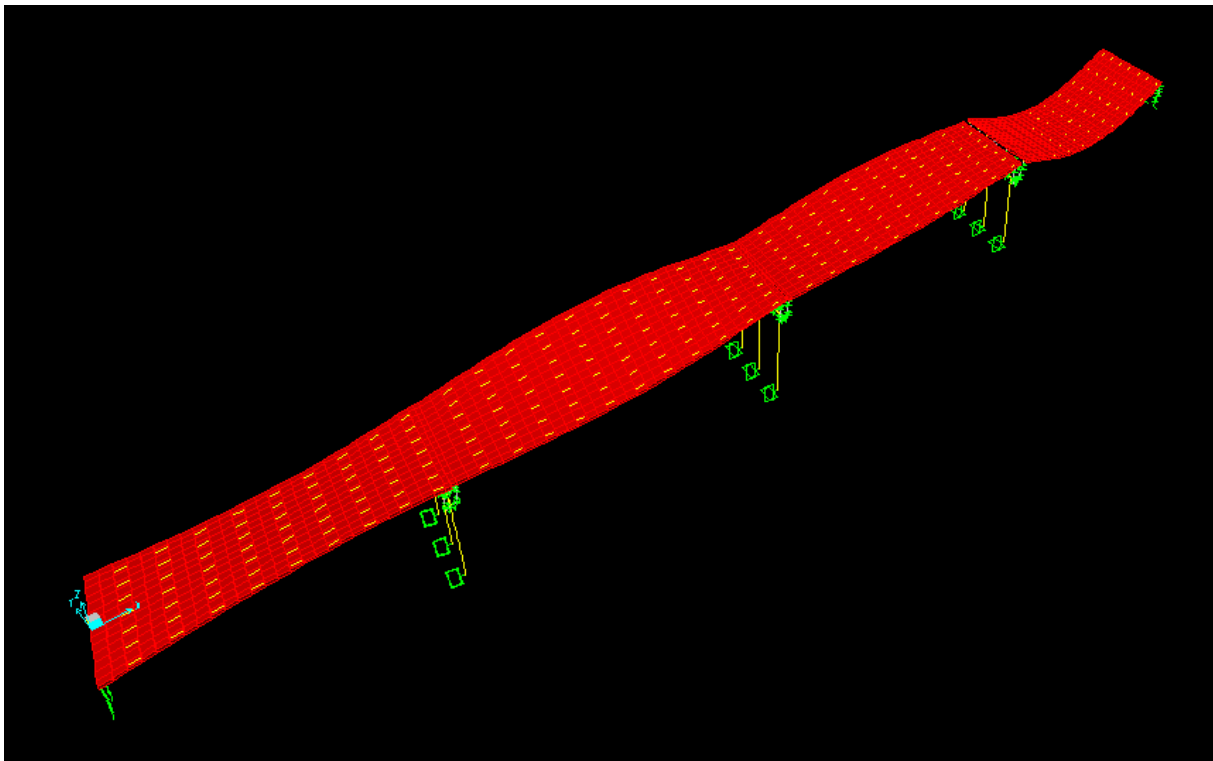


Figure VI.7 : 7^{ème} Mode de vibration

VI.2 comportement du pont isostatique isolé sismiquement :

La structure du pont est munie d'un système de mécanisme de dissipation d'énergie permettant l'absorption d'une partie importante de l'énergie sismique.

En analysant dynamiquement le modèle toujours avec le même logiciel on a obtenu les différents modes de vibration suivants :

- **1^{er} Mode de vibration :**

Le premier mode représente un mouvement longitudinal de l'ensemble comme représenté ci-dessous dont la période $T_1=0,890465$ s.

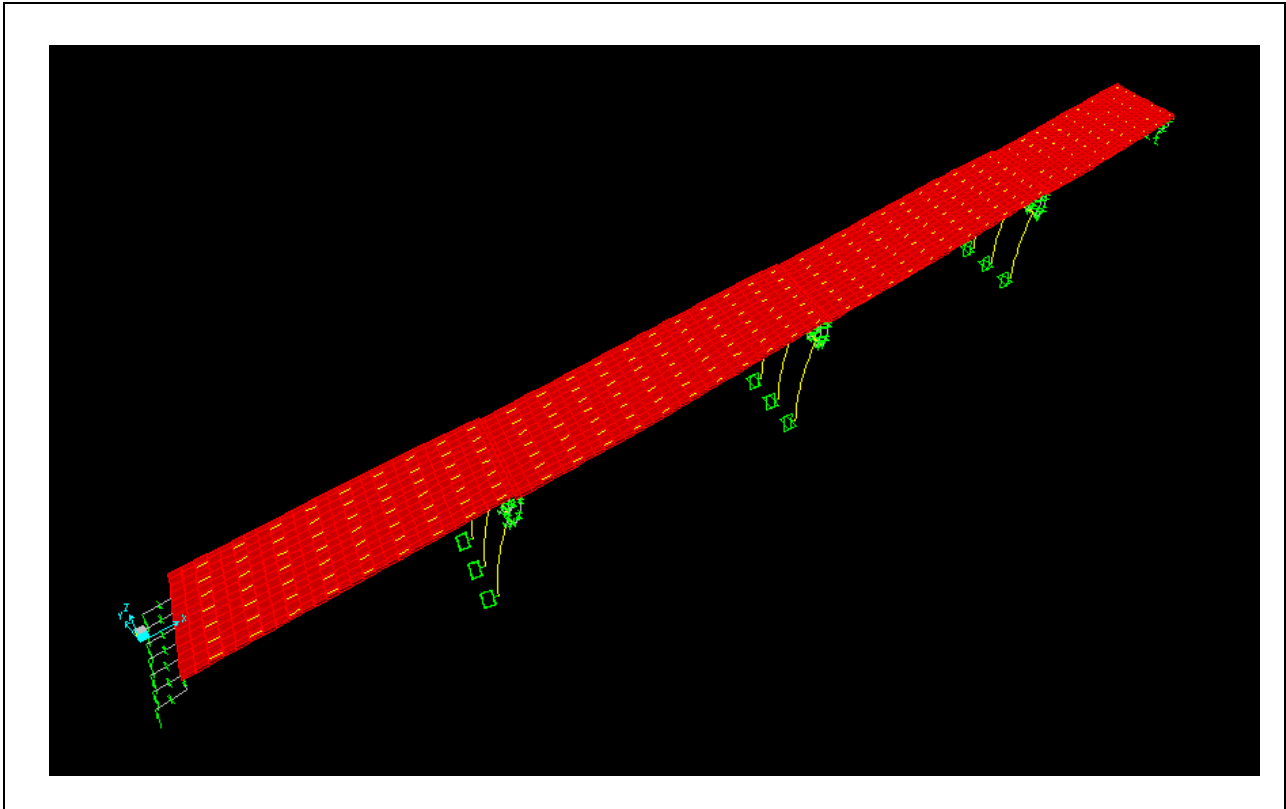


Figure VI.8 : 1^{er} Mode de vibration

- **2^{eme} Mode de vibration :**

Le deuxième mode représente le fléchissement des travées deux et trois et un déplacement longitudinal de la première et de la dernière travée comme représenté ci-dessous dont la période de vibration $T_2 = 0,485472$ s.

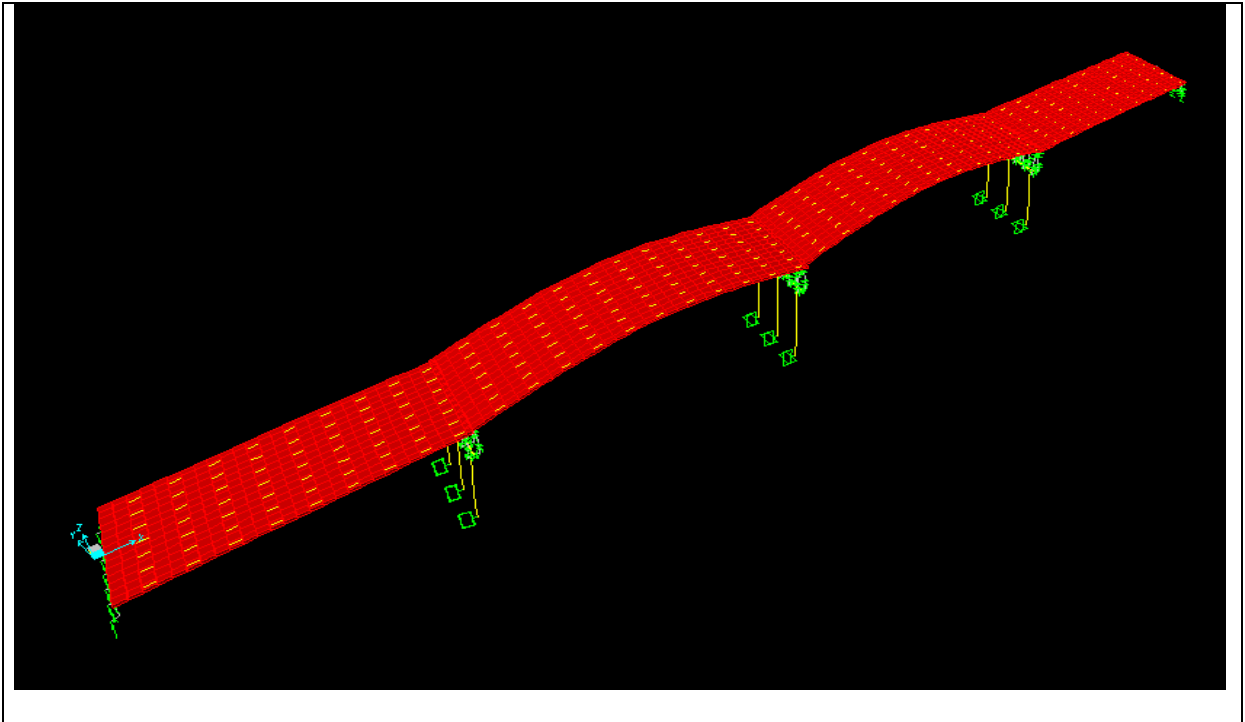


Figure VI.9 : 2^{ème} Mode de vibration

- 3^{ème} Mode de vibration :

Le troisième mode représente le fléchissement des travées deux et trois et un déplacement longitudinal de la première et de la dernière travée comme représenté ci-dessous dont la période de vibration $T_3 = 0,469199$ s.

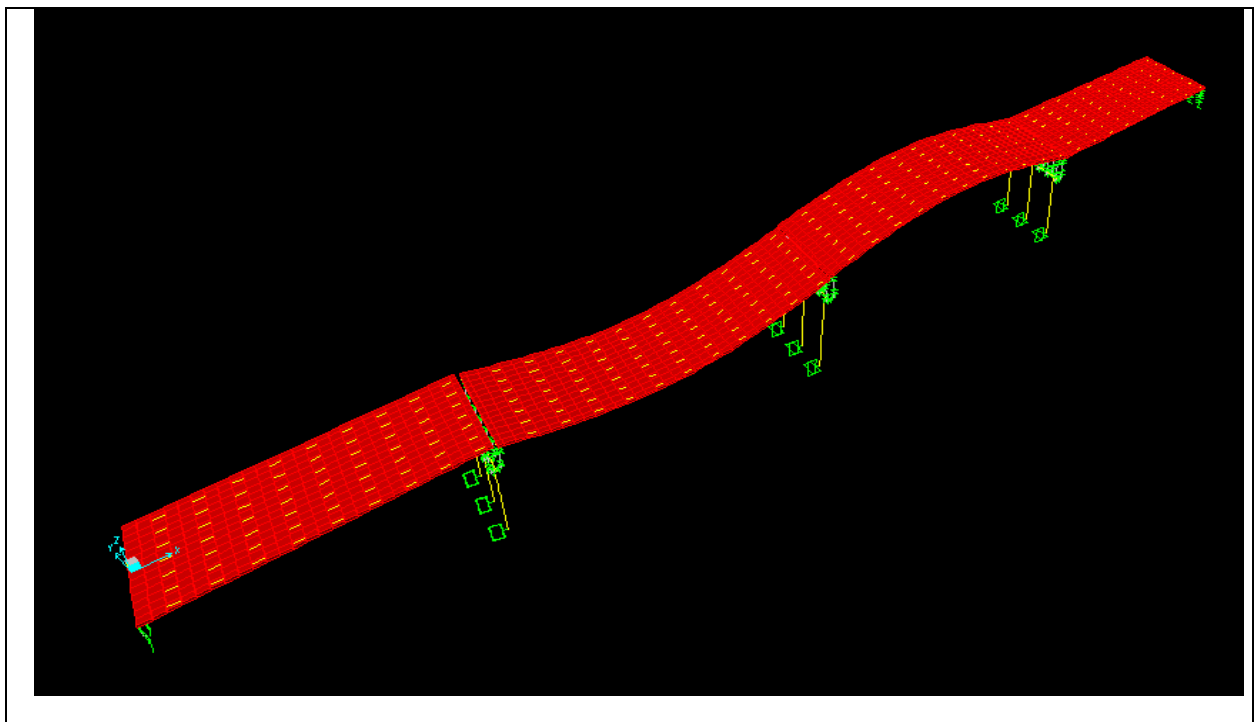


Figure VI.10 : 3^{ème} Mode de vibration

- **4^{ème} Mode de vibration :**

Dans le quatrième mode l'ensemble de l'ouvrage a un déplacement latéral dont le mouvement est représenté ci-dessous.

La période de vibration du pont dans le présent mode $T_4 = 0,421368$ s.

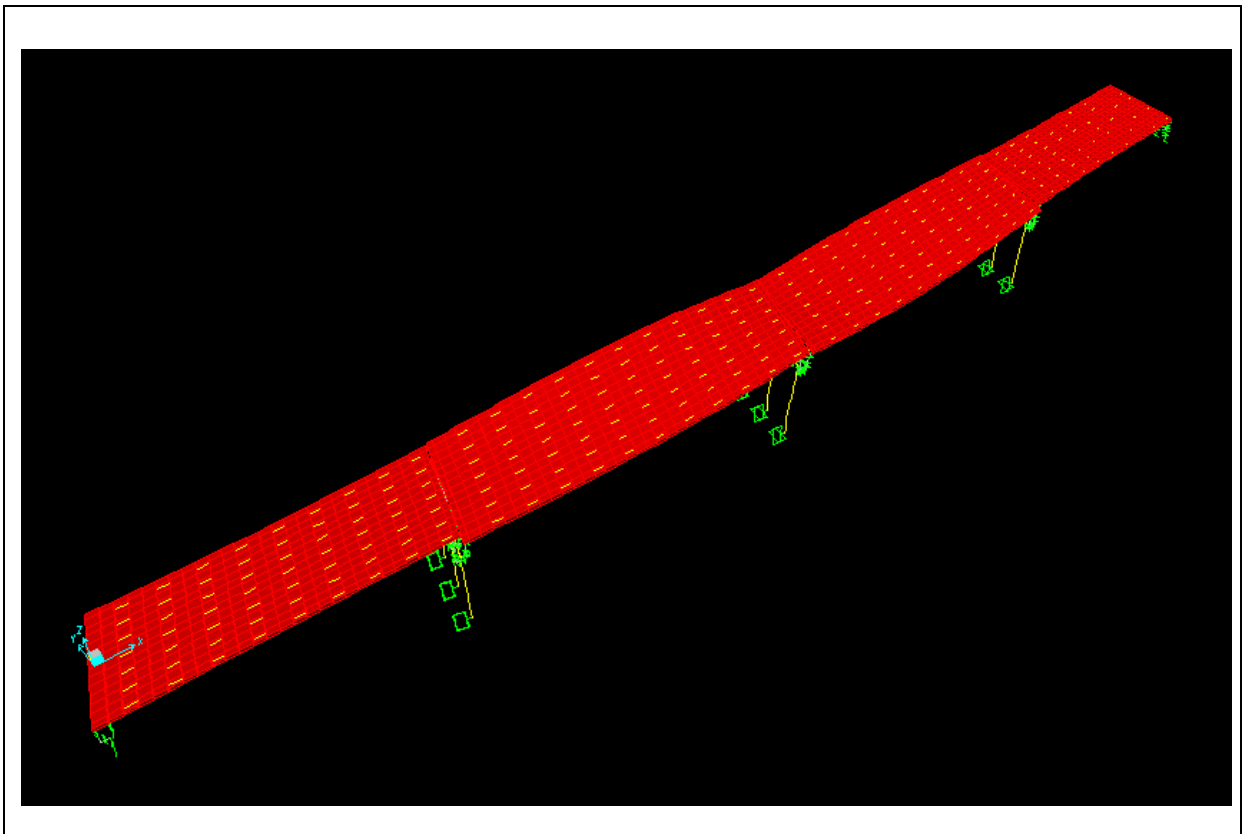


Figure VI.11 : 4^{ème} Mode de vibration

- **5^{ème} Mode de vibration :**

Dans le quatrième mode on a un déplacement latéral de la première et de la dernière travée, et une torsion des travées deux et trois comme représenté ci-dessous, la période de vibration $T_5 = 0,376708$ s.

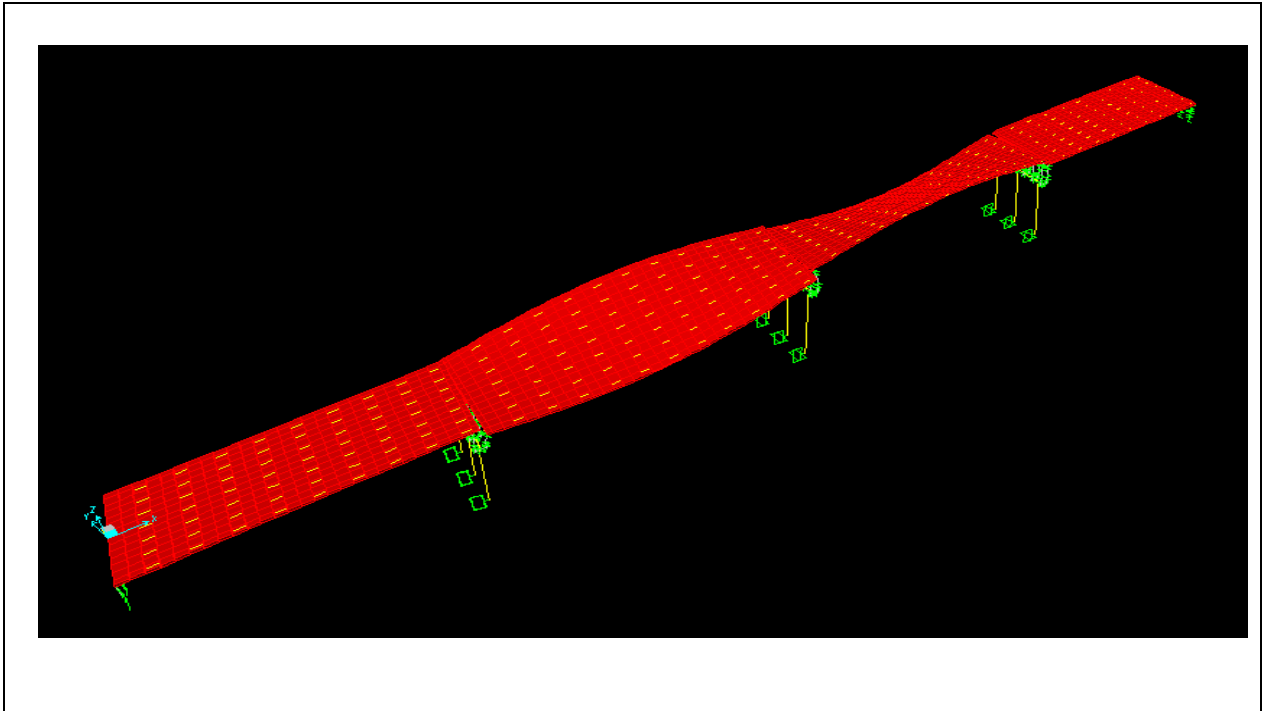


Figure VI.12 : 5^{ème} Mode de vibration

- **6^{ème} Mode de vibration :**
Dans ce mode on a une torsion de l'ensemble de l'ouvrage comme montré dans la figure ci-dessous, et dont la période $T_6 = 0,300788$ s.

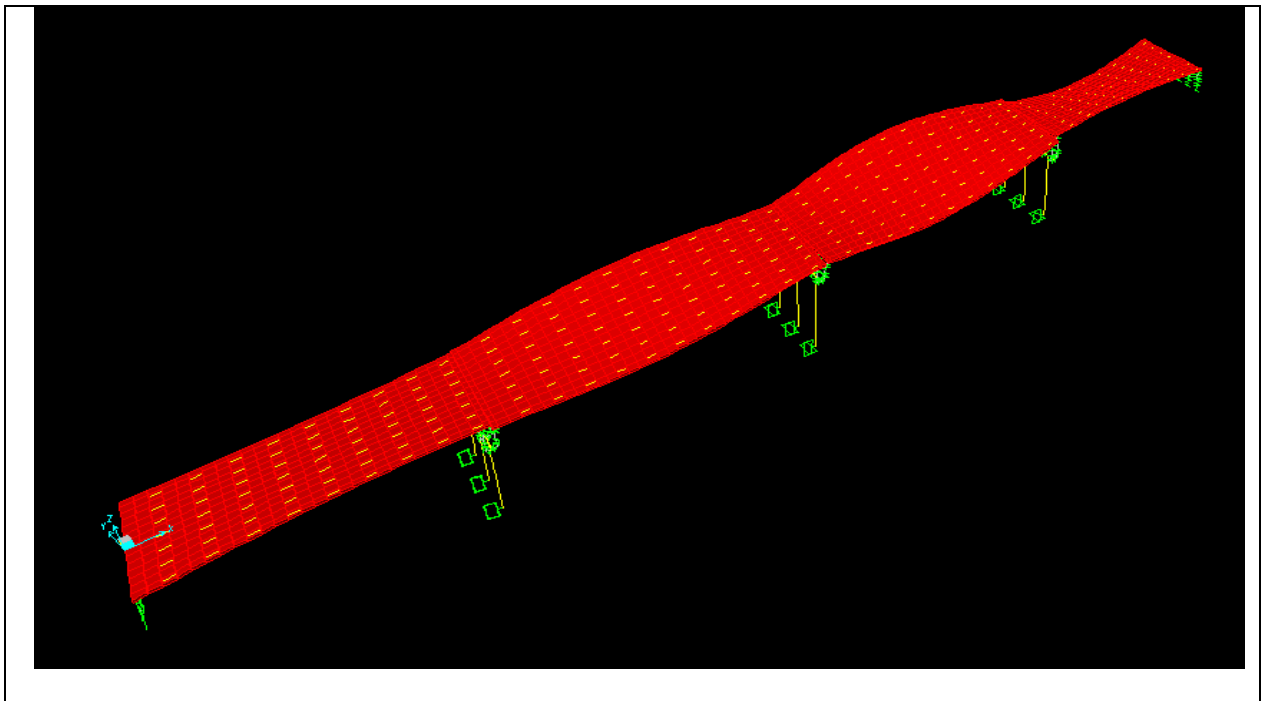


Figure VI.13 : 6^{ème} Mode de vibration

- 7^{ème} Mode de vibration :

On observe ce mode une torsion de l'ensemble comme le montre la figure ci-dessous, dont la période $T_7 = 0,296915$ s.

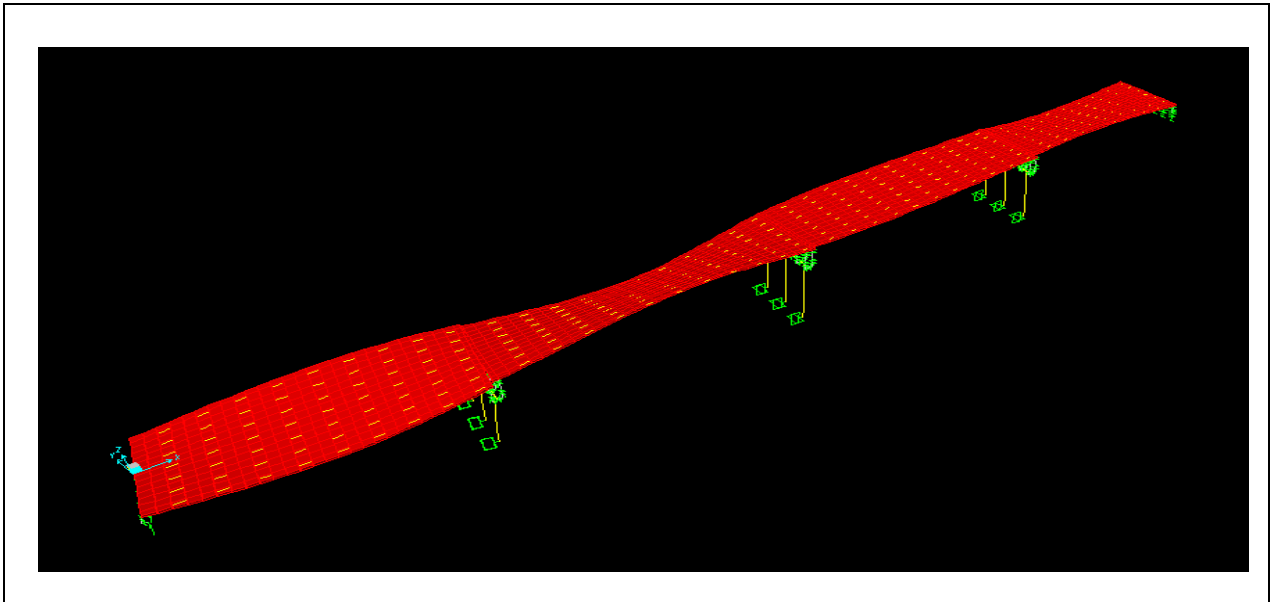


Figure VI.14: 7^{ème} Mode de vibration

VI.2 Discussion des résultats :

Le tableau ci-dessous récapitule un comparatif des différentes périodes des deux types de ponts isolé et non isolé sismiquement.

Tableau VI.1 comparatif des périodes pour les deux cas

Périodes (s)	Cas isolé	Cas non isolé
T_1	0,890465	0,802470
T_2	0,485472	0,395034
T_3	0,469199	0,393701
T_4	0,421368	0,379213
T_5	0,376708	0,313237
T_6	0,300788	0,287618
T_7	0,296915	0,269757

D'après l'analyse dynamique des deux modèles on remarque qu'après avoir introduit les isolateurs sismiques, les périodes propres de vibration augmentent, et le pourcentage des

variations entre les périodes pour les deux cas sont représentées ci-dessous :

Tableau VI.2 le pourcentage des variations des périodes

Périodes (s)	Variations (%)
T ₁	10,96
T ₂	22,89
T ₃	19,17
T ₄	11,11
T ₅	20,26
T ₆	04,57
T ₇	10,06

On a par exemple pour T₁ du pont isolé est supérieure à celle du pont non isolé (0,890465s > 0,802470s), et cela même pour les 6 autres modes, cela s'explique par la présence des isolateurs qui ont pour but le découplage du mouvement du sol de celui du tablier et de dissiper l'énergie sismique en augmentant les périodes de vibration en diminuant ainsi les accélérations transmises à la structure par le sol (diminuer les forces sismiques).

Conclusion générale :

Les nouvelles technologies et particulièrement l'isolation sismique des ponts offre une alternative très attrayante permettant la réalisation d'économies à court et à long terme.

Cette discipline est de plus en plus encadrée par les différents codes et normes, Malgré des conditions favorables et les progrès prometteurs réalisés durant les dernières années, le nombre d'applications de ces nouvelles technologies parasismiques dans le domaine des ponts demeure très restreint. L'ingénieur praticien devrait envisager sérieusement ces nouvelles technologies comme alternative à la conception conventionnelle à base fixe.

Ce mémoire a permis d'étudier le comportement dynamique des ponts équipés avec des systèmes d'appareils de protection parasismique et ceux qui en sont dépourvus. La réponse dynamique a été étudiée uniquement dans la direction longitudinale des ponts.

Des analyses purement numériques ont été réalisées avec le logiciel SAP2000 parallèlement au programme expérimental pour fins de comparaison.

Le but qui a été fixé au début de cette étude qui était de contrôler les mouvements de la structure sous séisme, réduire le plus possible les efforts sismiques et assurer une fonctionnalité à l'ouvrage en fonction des besoins d'exploitation post-sismique et ceci en augmentant les périodes de vibration pour diminuer ainsi les accélérations du sol et les forces sismiques qui sont transmises directement à la structure également par conséquent dissipation de l'énergie induite par le séisme, ce but a été atteint.

Il convient de mentionner que la technique d'isolation sismique pour les ouvrages d'art n'est pas très répandu en Algérie et cela est du principalement au manque d'informations spécifiques à ces technologies auprès de la plupart des ingénieurs praticiens, le nombre limité de compétiteurs et/ou l'insuffisance des compagnes de mise en marché de leurs fournisseurs.

Recommandations :

On recommande de :

- Utiliser les isolateurs sismiques comme une solution envisageable quand le pont est implanté dans une zone à sismicité élevée.
- Faire intervenir l'interaction sol-structure dans la modélisation de l'ouvrage par un semi encastrement (Une rigidité rotationnelle entre la fondation et le sol portant).
- L'utilisation des logiciels performants de calcul d'ouvrages d'art.

Bibliographie :

- [1] Ministère des travaux publics règles parasismiques applicables au domaine des ouvrages d'art R.P.O.A 2008 en vigueur en Algérie. Ministère algérien des Travaux Publics, juin 2010.
- [2] Mounir AIT-BELKACEM, implication du projet RPOA sur la conception sismique des ponts en Algérie, mémoire de magister, université SAAD DAHLEB Blida, Algérie, 2010.
- [3] Evaluation parasismique des ponts-routes existants, 2005, Office fédéral des routes.
- [4] A. CAPRA et V.DAVIDOVIVI, 1984, Calcul dynamique des structures en zone sismique, EYROLLES.
- [5] Conception et dimensionnement des ponts poutres –cours de génie parasismique semestre d'été 2007-Ecole Polytechnique Fédérale de LAUSANE, suisse 2007.
- [6] H. HIDA , Projet de fin d'étude " Evaluation de la vulnérabilité sismique des ponts et viaducs ", École de Technologie Supérieure, Université du Québec, Montréal 2009.
- [7] MEEDPM Présentation ministère développement durable.
- [8] D.Amir – Mazaheri, Retour d'expérience, juin 2006, «Résistance des ponts aux séismes».
- [9] D.LAGAB, Isolation parasismique des ponts et viaducs Cadre règlementaire et méthodologie projet, ENTP, Alger 2011.
- [10] Guizani, L. Isolation sismique et technologies parasismiques pour les ponts au Québec : Mise au point. *14e Colloque sur la progression de la recherche québécoise sur les ouvrages d'art (In French), Québec Canada, 2007.*
- [11] Goodco Z-Tech(2009) .<http://www.goodcoztech.ws/www/v48/eGoodco.ns>. Consulté en Mai 2009.
- [12] Seismic isolation of bridges in japan -5th congress rom 2001.
- [13] CASSANDRA DION, Projet de fin d'étude « Etude numérique et expérimentation du comportement dynamique des ponts avec isolateurs et amortisseurs sismiques », Ecole Polytechnique de MONTREAL 2010.
- [14] Appareils d'appui en élastomère fretté. « Guide technique ». Service d'Etudes Techniques des Routes et Autoroutes (SETRA) 2007.
- [15] RCPR. « Règles définissant les charges à appliquer pour le calcul et les épreuves des ponts routes ». Document Technique Règlementaire (DTR). Ministère des Travaux Publics, Algérie, 2008.
- [16] Nikolay Velev, Jimmy Fortier, Christian Lemay DESSAU, Montréal, Québec, Canada RÉHABILITATION SISMIQUE D'UN PONT EXISTANT AVEC DES APPUIS EN ÉLASTOMÈRES FRETTÉS, RETOUR VERS L'AVENIR.

[17] Règlement parasismique Algérien (RPA), Algérie 1988.

[18] Ministère des Travaux Publics.

ANNEXE A

Annexe A Comportement des isolateurs dans la direction horizontale

A.1 Comportement hystérétique

La relation force-déplacement d'un isolateur dans la direction horizontale peut être représentée de manière approchée par une relation bilinéaire, telle qu'illustré dans la Figure A.1, pour un isolateur.

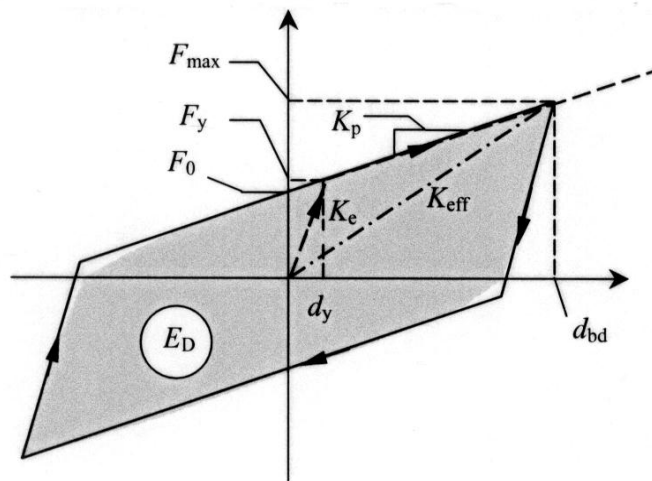


Figure A.1 Approximation bilinéaire d'une loi de comportement hystérétique exprimée en force-déplacement

Les paramètres de l'approximation bilinéaire sont les suivants :

d_y = déplacement à la limite d'élasticité

;

d_{cd} = déplacement de calcul du système global d'isolation ;

d_{bd} = déplacement de calcul de l'isolateur ;

E_D = énergie dissipée par cycle correspondant au déplacement de calcul d_{bd} , égale à l'aire de la boucle d'hystérésis réelle = $4(F_y d_{bd} - F_{max} d_y)$;

F_y = force plastique dans un chargement monotone ;

F_0 = force correspondant au déplacement nul lors d'un chargement cyclique = $F_y - K_p d_y$;

F_{max} = force maximale correspondant au déplacement de calcul d_{bd} ;

K_e = rigidité élastique pour un chargement monotone = F_y/d_y , égale également à la rigidité de déchargement en chargement cyclique ;

K_p = rigidité post-élastique (tangente) = $(F_{max} - F_y)/(d_{bd} - d_y)$.

A.2 Comportement des appareils d'appui en élastomère

On distingue les appareils d'appui en élastomère à faible amortissement et ceux à amortissement élevé. Les

appareils d'appui en élastomère à faible amortissement sont les appareils dont le taux d'amortissement visqueux équivalent ξ est inférieur à 6%. Ces appareils d'appui ont un comportement cyclique similaire à un comportement hystérétique avec des boucles d'hystérésis très étroites. Ils sont à prendre en compte conformément à 6.3.3.

Les appareils d'appui en élastomère à amortissement élevé présentent des boucles d'hystérésis importantes, correspondant à un coefficient d'amortissement visqueux équivalent ξ généralement compris entre 10% et 20%. Il convient de considérer leur comportement comme hystérétique linéaire.

Eu égard aux essais spéciaux requis pour évaluer les performances sismiques, la présente partie différencie les appareils d'appui simples en élastomère à faible amortissement des appareils d'appui spéciaux en élastomère.

Les appareils d'appui à faible amortissement conformes à 6.3.3 sont définis comme des appareils d'appui simples en élastomère à faible amortissement.

Les appareils d'appui simples en élastomère à faible amortissement peuvent être utilisés comme isolateurs, sans être soumis à des essais spéciaux pour évaluer leurs performances sismiques.

Les appareils d'appui spéciaux en élastomère sont des appareils d'appui en élastomère à amortissement élevé soumis à des essais spéciaux conformément aux exigences des normes en vigueur.

Il convient que les propriétés de calcul des appareils d'appui en élastomère utilisés dans la présente annexe couvrent à la fois les conditions de rugosité et de non rugosité des appareils d'appui.

Les appareils d'appui en caoutchouc à noyau de plomb (LRB) consistent en des appareils d'appui en élastomère à amortissement faible, comportant un noyau cylindrique en plomb. La plastification du noyau en plomb confère à ces dispositifs un comportement hystérétique important. Ce comportement hystérétique peut être représenté par l'approximation bilinéaire illustrée à la Figure A.1 avec les paramètres suivants :

$$\text{Rigidité élastique : } K_e = K_L + K_R$$

où K_R et K_L représentent respectivement les raideurs au cisaillement des parties en élastomère et en plomb de l'appareil.

$$\text{Rigidité post-élastique : } K_p = K_R$$

$$\text{Force plastique : } F_y = F_{Ly} (1 + K_R/K_L)$$

où F_{Ly} est la force plastique du noyau en plomb

A.3 Amortisseurs visqueux fluides

La réaction des amortisseurs visqueux fluides est proportionnelle à v^{α_b} , où $v = \dot{d}_b = \frac{d}{dt}(d_b)$ est la vitesse du mouvement. Cette réaction est nulle quand le déplacement est maximal $d_{max} = d_{bd}$ et, par conséquent, elle ne contribue pas à la rigidité effective du système d'isolation. La relation force-déplacement d'un amortisseur visqueux fluide est illustrée à la Figure F.2 (pour un mouvement sinusoïdal), en fonction de l'exposant α_b .

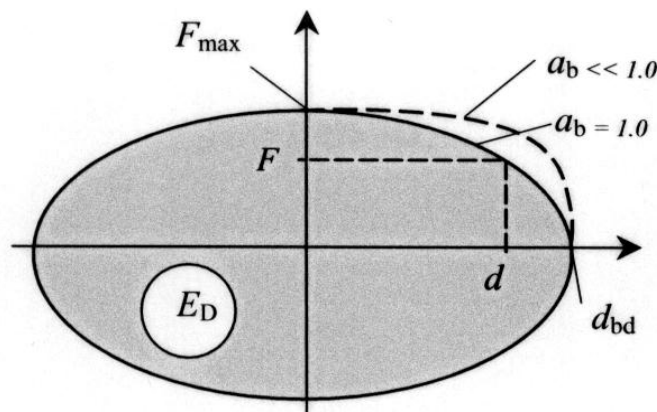


Figure A.2 Loi de comportement visqueux exprimée en force-déplacement

$$d_b = d_{bd} \sin(\omega t), \text{ avec } \omega = 2\pi/T_{eff}$$

$$F = C v^{\alpha_b} = F_{max} (\cos(\omega t))^{\alpha_b}$$

$$F = C(d_{bd}\omega)^{\alpha_b}$$

$$E_D = \lambda(\alpha_b) F_{\max} d_{bd}$$

$$\lambda(\alpha_b) = 2^{2+\alpha_b} \frac{\Gamma^2(1+0,5\alpha_b)}{\Gamma(2+\alpha_b)}$$

$\Gamma(\cdot)$ = est la fonction gamma

F.4 Comportement frottant

Les dispositifs glissants à surface de glissement plate limitent la force transmise à la superstructure à :

$$F_{\max} = \mu_d N_{Sd} \text{sign}(\dot{d}_b)$$

où :

μ_d est le coefficient de frottement dynamique ;

N_{Sd} est la force normale transmise par l'appareil ;

$\text{Sign}(\dot{d}_b)$ est le signe du vecteur de vitesse \dot{d}_b ;

d_b est le déplacement relatif entre les deux surfaces de glissement

Des appareils de ce type peuvent toutefois entraîner des déplacements permanents importants. Il convient par conséquent de les utiliser avec des appareils fournissant une capacité de rappel adéquate.

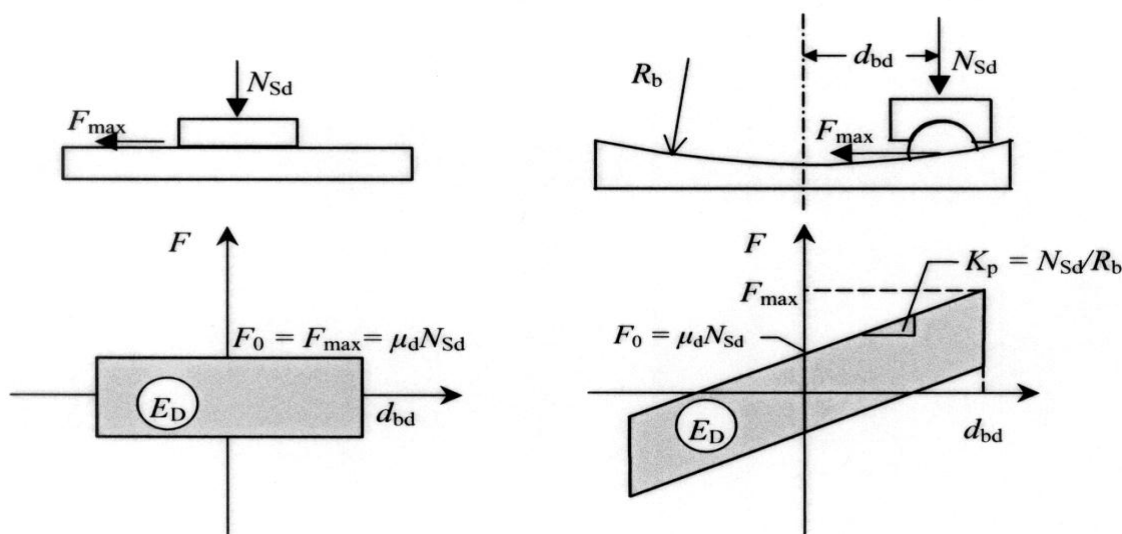


Figure A.3 Comportement frottant exprimé en force-déplacement

Les appareils glissants ayant une surface de glissement sphérique de rayon R_b fournissent une force de rappel au déplacement d_b égale à $N_{Sd}d_b/R_b$. Pour un dispositif de ce type, la relation force-déplacement est la suivante :

$$F_{\max} = \frac{N_{Sd}}{R_b} d_b + \mu_d N_{Sd} \text{sign}(\dot{d}_b)$$

Dans les deux cas susmentionnés, l'énergie dissipée par cycle E_D (voir Figure F.3), pour le déplacement de calcul d_{bd} s'élève à :

$$E_D = 4\mu_d N_{Sd} d_{bd}$$

Le coefficient de frottement dynamique μ_d dépend principalement de :

la composition des surfaces
de glissement du recours ou
non à la lubrification
de la pression sur la surface de glissement dans la situation
sismique de calcul de la vitesse de glissement

et il convient de le déterminer au moyen
d'essais appropriés.

Des informations concernant les essais pouvant être utilisés pour déterminer le coefficient de frottement dynamique sont données dans l'annexe G. Il convient de noter que, dans le cas d'un polymère dans son état initial lubrifié glissant (type PTFE) sur une surface en acier inoxydable polie, le coefficient de frottement dynamique peut être relativement faible ($\leq 0,01$) dans la gamme de vitesses correspondant aux mouvements sismiques et dans les gammes usuelles de pression exercée sur la surface de glissement dans la situation sismique de calcul.

ANNEXE B

Annexe B Essais pour la validation des propriétés de calcul des isolateurs sismiques

B.1 Domaine d'application

la présente annexe est destinée à fournir des recommandations concernant les essais de prototype (ou de type) lorsque la réglementation en vigueur ne comporte pas d'exigences détaillées relatives aux essais de cette nature.

La plage des valeurs des caractéristiques de déformation et des valeurs d'amortissement des isolateurs utilisés dans le dimensionnement et l'analyse des ponts possédant une isolation sismique peut être validée par les essais décrits dans la présente annexe. Ces essais ne sont pas destinés à être utilisés comme essais dans le cadre du contrôle qualité.

Les essais de prototype spécifiés en B.2 ont pour objectif d'établir ou de valider la gamme des propriétés de calcul nominales des isolateurs utilisés pour le dimensionnement. Ces essais sont généralement spécifiques au projet concerné. Toutefois, les résultats disponibles des essais effectués sur spécimens de type et de taille similaires, et avec des valeurs identiques des paramètres de calcul, sont acceptables.

Les essais définis en B.3 visent à corroborer les propriétés des isolateurs, qui ne sont habituellement pas spécifiques au projet.

B.2 Essais de prototype

B.2.1 Généralités

Il convient d'effectuer les essais sur au moins deux spécimens. Il convient de ne soumettre les spécimens à aucun chargement latéral ou vertical préalablement aux essais de prototype.

Il convient généralement d'utiliser des spécimens grandeur réelle. L'autorité compétente peut autoriser la réalisation de certains essais sur des spécimens à échelle réduite, uniquement lorsque les laboratoires d'essai existants n'ont pas une capacité suffisante pour soumettre à l'essai des spécimens grandeur réelle.

Lorsque des spécimens à échelle réduite sont utilisés pour les tests, il convient qu'ils soient constitués du même matériau et qu'ils soient du même type, avec une géométrie similaire à celle des spécimens grandeur réelle.

Il convient également que leur fabrication utilise les mêmes procédures de réalisation et de contrôle qualité.

B.2.2 Séquence d'essais

Il convient d'appliquer la séquence d'essais suivante pour le nombre de cycles prescrit, avec une charge verticale égale à la charge permanente moyenne, sur tous les isolateurs d'un type et d'une taille courants :

T₁ Trois cycles alternés complets, à plus ou moins le déplacement thermique maximal à une vitesse d'essai d'au moins 0,1 mm/min.

T₂ Vingt cycles complets de chargement alterné, à plus ou moins la réaction de calcul non sismique maximale, à une fréquence d'essai moyenne de 0,5 Hz. Suite aux essais cycliques, il convient de maintenir la charge sur le spécimen pendant une minute.

T₃ Cinq cycles alternés complets, au déplacement sismique de calcul amplifié.

T₄ Quinze cycles alternés complets, au déplacement de calcul amplifié, commençant à la valeur du déplacement initial. Les cycles peuvent être appliqués en trois groupes de cinq cycles chacun, chaque groupe étant séparé par un temps d'arrêt afin de permettre le refroidissement des spécimens.

T₅ Répétition de l'essai T₂ avec un nombre de cycles réduit à trois (au lieu de 20).

T₆ Si un isolateur est également un élément porteur vertical, il convient alors de le soumettre également à l'essai pour un cycle alterné complet au déplacement sismique total de calcul, avec application des charges verticales suivantes :

$$\begin{aligned} & 1,2 Q_G + |\Delta F_{Ed}| \\ & 0,8 Q_G - |\Delta F_{Ed}| \end{aligned}$$

où :

Q_G est la charge permanente et

ΔF_{Ed} est la charge verticale supplémentaire due aux effets sismiques de balancement, sur la base de la réponse maximale sous l'action sismique de calcul.

Il convient d'effectuer les essais T_3 , T_4 et T_6 à une fréquence égale à l'inverse de la période effective du système d'isolation. Il est permis de faire exception à cette règle pour les isolateurs qui ne dépendent pas de la vitesse de chargement (cette dernière entraîne, comme effet premier, l'échauffement visqueux ou par frottement des spécimens). Les caractéristiques force-déplacement d'un isolateur sont considérées comme étant indépendantes de la vitesse de chargement, lorsque les deux valeurs F_o et K_p définissant la boucle d'hystérésis (voir Figure B.1) présentent chacune une différence inférieure à 15 %, lorsque les spécimens sont soumis à trois cycles alternés complets au déplacement de calcul et à des fréquences comprises entre 0,2 et 2 fois l'inverse de la période effective du système d'isolation.

B.2.3 Détermination des caractéristiques des isolateurs

B.2.3.1 Caractéristiques force-déplacement

Il convient de calculer la rigidité effective d'un isolateur pour chaque cycle de chargement comme suit :

$$K_{eff} = \frac{F_p - F_n}{d_p - d_n}$$

où :

d_p et d_n sont respectivement les déplacements d'essais maximaux positif et négatif, et F_p et F_n sont respectivement les forces positive et négative maximales, pour les unités ayant un comportement hystérétique et de frottement, ou les forces positive et négative correspondant à d_p et d_n , respectivement, pour les unités ayant un comportement viscoélastique.

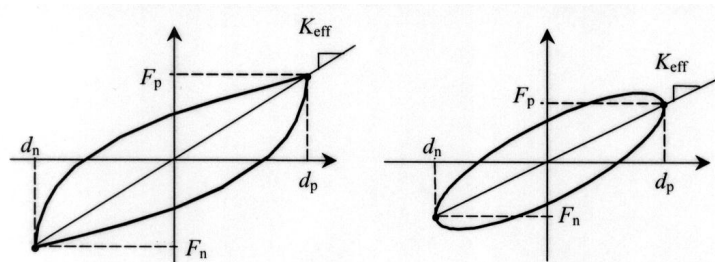


Figure B.1 — Diagrammes des essais force-déplacement
(gauche : comportement hystérétique ou frottant ; droite : comportement visqueux)

B.2.3.2 Caractéristiques d'amortissement

Il convient de déterminer l'énergie dissipée par cycle E_{Di} d'un isolateur i , pour chaque cycle de chargement, comme l'aire de la boucle d'hystérésis correspondante des cinq cycles alternés complets au déplacement total de calcul défini à l'essai T_3 de B.2.2.

B.2.3.3 Adéquation du système

Il convient de considérer la performance des spécimens comme appropriée si les exigences suivantes sont satisfaites :

R_1 à l'exception des amortisseurs visqueux fluides, il convient que les tracés force-déplacement de tous les essais spécifiés en B.2.2 aient une force résistante croissante en phase de chargement.

R_2 dans l'essai T_1 de B.2.2, il convient que la force maximale mesurée n'excède pas la valeur de calcul de plus de 5 %.

R_3 dans les essais T_2 et T_5 de B.2.2, il convient que le déplacement maximal mesuré ne soit pas inférieur à 90 % de la valeur de calcul.

R_4 dans l'essai T_3 de B.2.2, il convient de déterminer les valeurs maximale et minimale de la rigidité effective K_{effi} (et les diagrammes force-déplacement correspondants), ainsi que de l'énergie dissipée par cycle, E_{Di} , comme étant les valeurs maximale et minimale, respectivement, de la moyenne de chacune des quatre paires de cycles d'essai consécutifs. Il convient que ces propriétés nominales se situent dans la gamme des propriétés nominales de dimensionnement supposées.

R₅ dans l'essai T₄ de B.2.2, il convient que le rapport des rigidités effectives, minimale et maximale, mesurées dans chacun des 15 cycles ne soit pas inférieur à 0,7.

R₆ dans l'essai T₄ de B.2.2, il convient que le rapport minE_D/maxE_D pour chacun des 15 cycles ne soit pas inférieur à 0,7.

R₇ Il convient que toutes les unités porteuses verticalement demeurent stables (c'est-à-dire avec une rigidité incrémentale positive) au cours de l'essai T₆ de B.2.2.

R₈ À la fin des essais, il convient d'examiner tous les spécimens afin de détecter tout signe de détérioration significative, pouvant constituer une cause de rejet, tel que (le cas échéant) :

- Absence d'adhérence caoutchouc-acier
- Erreur de positionnement des frettes
- Épaisseur ou profondeur de fissuration du caoutchouc superficielle supérieure à 70 % de l'épaisseur de l'enrobage en caoutchouc
- Écaillage des matériaux sur plus de 5 % de la surface d'adhérence
- Absence d'adhérence PTFE-métal sur plus de 5 % de la surface d'adhérence
- Marquage de la plaque en acier inoxydable par des entailles d'une profondeur ou d'une largeur supérieure à 0,5 mm et sur une longueur supérieure à 20 mm
- Déformation
- permanente
- fuite.

B.3 Autres essais

B.3.1 Essais d'usure et de fatigue

Il convient que ces essais tiennent compte de l'influence de la course cumulée due aux déplacements occasionnés par les chargements thermiques et les actions dues au trafic, au cours d'une durée de vie d'au moins 30 ans.

Pour les ponts de longueur normale (jusqu'à environ 200 m), et à défaut d'une valeur différente déterminée par un calcul plus précis, la course cumulée minimale peut être prise égale à 2 000 m.

B.3.2 Essais à basse température

Si les isolateurs sont destinés à être utilisés dans des zones à basse température, avec une température d'isolateur minimale pour le dimensionnement sismique $T_{\min,b} < 0$ °C, il convient alors d'effectuer un essai à cette température, ledit essai consistant en cinq cycles alternés complets au déplacement de calcul, dans les conditions réelles spécifiées dans l'essai T₃ de B.2.2. Il convient de maintenir le spécimen en dessous d'une température inférieure à 0 °C pendant au moins deux jours avant l'essai. Il convient d'évaluer les essais tel que spécifié en R₄ de B.2.3.3.

Dans les essais de B.3.1, il convient d'effectuer 10 % de la course sous la température $T_{\min,b}$.

ANNEXE C

ANNEXE C

PROGRAMME MATLAB pour la résolution du système d'équation

format long

```
M = [x 0 0 ; 0 x 0 ; 0 0 x];
```

```
K = [ x x 0 ; x x x ; 0 x x];
```

```
[V,D]=eig(K,M);
```

```
Mtot=sum (diag (M));
```

```
N=size (K);
```

```
forcetot=0;
```

```
id= [1 ; 1 ; 1 ];
```

```
for I=1: N;
```

```
Fi=V (:,I)/V(1,I);
```

```
Mgi=Fi'*M*Fi;
```

```
Valpi=sqrt(D(I,I));
```

```
Alfai=Fi*diag (M)/Mgi;
```

```
Periodi= (2*3.14/Valpi);
```

```
if Periodi < 0.15 ;
```

```
sdii= 3.2373*(1+1.5*Periodi/0.15)/Valpi^2;
```

```
elseif 0.15 <= Periodi & Periodi <= 0.4 ;
```

```
sdii= 8.09325/Valpi^2;
```

```
else
```

```
sdii=3.2373/Periodi/Valpi^2;
```

```
end;
```

```
accii = sdii*Valpi^2;
```

```
a ii = (Fi*M*id)/(Fi*M*Fi);
```

```
a (I) = a ii ;
```

```
accelerations (I) = accii;
```

```
sdi (I) = sdii ;
```

```
ph= a ii*Fi;
```

```
phi(:,I) = ph ;
```

```
ui=accii*ph/Valpi^2;
```

```
deplrelatifs (:,I) = ui;
```

```
ei (:,I) = K*deplrelatifs (:,I);
```

```
energiepot(I) = 0.5*(deplrelatifs(:,I)*K*deplrelatifs(:,I));
```

```
sommeep=sum(energiepot);
```

```
Massegeneralise (I) = Mgi;
```

```
Modespropre (:,I)=Fi;
```

```
Participatiomassiquei=100*(((Fi'*diag(M))^2)/ (Mtot*Mgi));
```

```
Participationmassique(I)=Participatiomassiquei;
```

```
Pulsations (I) =Valpi;
```

```
Periodes (I) =Periodi;
```

```
Facteurdecontributionmodal(I)=Alfai;
```

```
Facteurdeparticipationmassique(I)=Participatiomassiquei;
```

```
end;
```

```
sommecarre(I)=0;
```

```
for I=1: N;
```

```
for j = 1: N ;
```

```
sommecarre(I) =sommecarre(I)+ei(I,j)^2 ;
```

```
end;
```

```
forcei(I)=sqrt(sommecarre(I));
```

```

forcetot=forcetot+forcei(I);
pourcentageep(I)=100*energiepot(I)/sommeep;
end;
Pulsations (I)=Valpi
Periodes (I)=Periodi
Modespropre(:,I)=Fi
sdi (I) = sdii
accelerations (I) = accii
phi(:,I) = ph
deplrelatifs (:,I) = ui
energiepot(I) = 0.5*(deplrelatifs(:,I)'K*deplrelatifs(:,I))
sommeep=sum(energiepot) ;
pourcentageep(I)=100*energiepot(I)/sommeep
ei (:,I) = K*deplrelatifs (:,I)
forcei(I)=sqrt(sommecarre(I))
forcetot
Massegeneralise(I)= Mgi
Facteurdecontributionmodal(I)=Alfai
Participationmassique(I)=Participatiomassiquei

```

ANNEXE D

ANNEXE D

Calcul de la rigidité rotationnelle et effective du tablier dans le sens transversal

D.1 Rigidité effective :

$$k_{eff} = \frac{EI}{h^3} \left(12 - \left(\frac{9}{1 + \frac{hk_{rot}}{4EI}} \right) \right)$$

I : le moment d'inertie du tablier dans le sens transversal ;

h : la longueur de la moitié du tablier = 58.70 m ;

E : le module d'élasticité de béton du tablier = 35982 MPa ;

D.2 Calcul de l'inertie du tablier dans le sens transversal :

Dans ce sens, la position du centre de gravité de l'ensemble (dalle + poutres) est au milieu du tablier ($x = 5.00$ m), donc on doit calculer l'inertie de chaque poutre par rapport à son centre de gravité, et appliquer ensuite la relation de Huygens pour avoir l'inertie totale du tablier par rapport au centre de gravité du système. Le centre de gravité de la dalle coïncide avec le centre de gravité de l'ensemble, l'inertie de la dalle est alors calculée directement.

D.2.1 Inertie de la dalle :

La dalle est rectangulaire de section $0.2 \times 10\text{m}^2$, son inertie dans le sens transversal vaut :

$$I_{dalle} = 0.2 \times 10^3 / 12 = 16.67\text{m}^4$$

D.2.2 Inertie des poutres :

Le tableau (D.1) donne les étapes de calcul de l'inertie d'une poutre dans le sens transversal, la poutre prise en compte est la poutre médiane, elle est montrée à la figure (D.1)

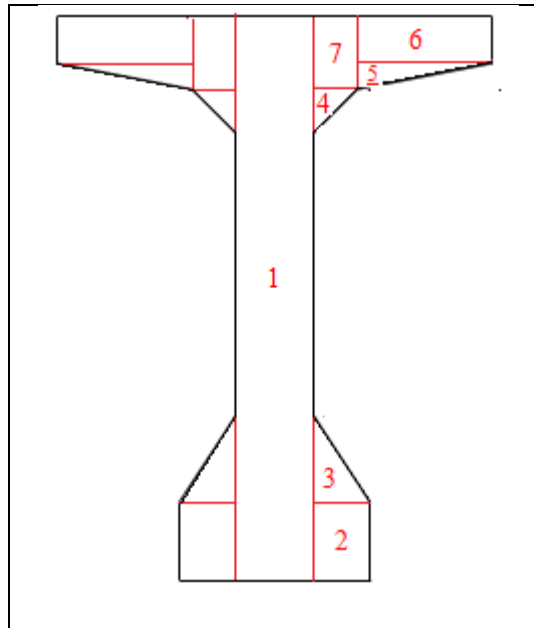


Figure D1. Schéma de poutre pour le calcul d'inertie

section	b (m)	h (m)	A (m ²)	x (m)	A x ² (m ⁴)	I _{x0} (m ⁴)	I _{total} (m ⁴)
1	0.18	1.30	0.234	0.	0	0.033	0.033
2	0.13	0.18	0.0234	0.155	5.62*10 ⁻⁴	6.32*10 ⁻⁵	12.5*10 ⁻⁴
3	0.13	0.20	0.026	0.133	4.60*10 ⁻⁴	2.88*10 ⁻⁵	9.77*10 ⁻⁴
4	0.10	0.10	0.01	0.123	1.51*10 ⁻⁴	2.77*10 ⁻⁶	3.07*10 ⁻⁴
5	0.06	0.31	0.0186	0.293	1.60*10 ⁻³	4.96*10 ⁻⁵	33*10 ⁻⁴
6	0.11	0.31	0.0341	0.345	4.00*10 ⁻³	2.73*10 ⁻⁴	85.46*10 ⁻⁴
7	0.10	0.17	0.017	0.140	3.33*10 ⁻⁴	4.10*10 ⁻⁵	7.48*10 ⁻⁴

$$I_{poutre}^{trans} = \sum_{i=1}^7 I_{i total}$$

On a alors : $I_{poutre}^{trans} = 0.04813 \text{ m}^4$

D.2.3 Inertie de l'ensemble :

$$I_{tablier} = 16.67 + 2 \times (0.04813)(1.43^2 + 2.86^2 + 4.29^2) = 19.425 \text{ m}^4$$

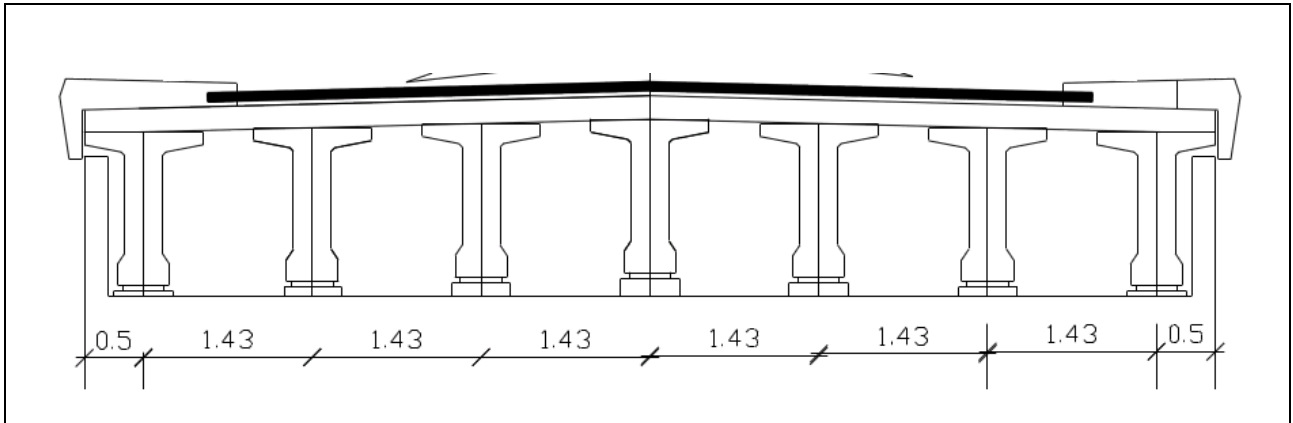


Figure D.2. Schéma du tablier pour le calcul d'inertie

D.3 Rigidité rotationnelle :

$$k_{rot} = \frac{M}{\theta} = \sum k_i d_i^2$$

k_i : la rigidité d'un appareil d'appui dans le sens transversal ;

$$K_{rot} = 2 * 4.6 * (1.43^2 + 2.86^2 + 4.29^2) = 112.88 \text{ MN/m}$$

$$K_{eff1} = 1959.220149 \text{ MN/m}$$

$$K_{eff2} = 904.672239 \text{ MN/m}$$