

Ministère de l'Enseignement Supérieur
et de la Recherche Scientifique

Ecole Nationale Polytechnique



وزارة التعليم العالي
و البحث العلمي

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات

DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

Projet de fin d'étude

En vue de l'obtention du diplôme d'ingénieur d'état en Génie Civil

APPLICATION DU NOUVEAU RÈGLEMENT PARASISMIQUE
ALGÉRIEN DES OUVRAGES D'ART "RPOA 2008" POUR LE
CALCUL D'UN PONT À POUTRES MULTIPLES



Proposé par : M^r M. ABDESSEMED

M^{me} R. KETTAB

Elaboré par : HAMMOUDA M^{ed} Tahar

CHOUIDER Abdallah

Promotion 2011

ملخص :

الهدف من هذا المشروع هو المساهمة في فهم النظام الجديد المضاد للزلازل الخاص بالمنشآت الفنية 2008. لهذا الغرض تمت دراسة جسر متعدد العارضات كتطبيق لتوضيح المبادئ و المراحل المتبعة خلال الدراسة المضادة للزلازل الخاصة بالجسور. تمت مقارنة الطرق المقترحة في هذا النظام مع الطرق المستعملة سابقا لإبراز الإضافة التي أتى بها.

الكلمات المفتاحية : نظام مضاد للزلازل، دراسة ديناميكية، طيف، جسر، زلزال.

Résumé :

Le but du présent travail est de contribuer à la compréhension du nouveau règlement parasismique des ouvrages d'art RPOA 2008. Un cas d'étude : pont à poutres multiples sous chaussée à travées indépendantes est pris comme application afin d'illustrer les principes de la conception parasismique des ponts et les méthodes d'analyse dynamique. Les méthodes d'analyse proposées par le RPOA seront comparées à celles appliquées avant l'édition de ce dernier afin de mettre en évidence l'apport de cette nouvelle réglementation.

Mot clés : RPOA, calcul dynamique, spectre, pont, séisme.

Abstract :

The aim of this work is to contribute to the understanding of the new regulation of seismic structures RPOA 2008. A case study : a girder bridge with simply supported spans is taken as an application to illustrate the principles of seismic design of bridges and methods of dynamic analysis. The methods proposed by the RPOA will be compared to those applied before publishing it to emphasize the contribution of this new regulation.

Key words : RPOA, dynamic calculation, spectrum, bridge, earthquake.

REMERCIEMENTS

Nous tenons tout d'abord à remercier Dieu le tout puissant et miséricordieux qui nous a donné la force, la volonté et le courage pour achever ce travail.

Ce modeste travail a été réalisé sous la direction de M^{me} KETTAB Ratiba chef du département génie civil à l'Ecole Nationale Polytechnique et M^r ABDESSEMED Mouloud directeur des infrastructures aéroportuaires au Ministère des Travaux Publics.

Nous tenons à leur témoigner tout particulièrement notre reconnaissance pour les précieux conseils qu'ils nous ont donnés tout au long de ce travail ainsi que pour leur grande disponibilité.

Nous tenons à remercier tout le personnel du CGS, ENGOA, SAITI et CTPP, et en particulier Mrs A. KIBBOUA et M. AIT BELKACEM chargés de recherche au centre de recherche appliquée en génie parasismique CGS.

Que toute personne qui a contribué de près ou de loin à la réalisation de ce travail, trouve ici toute notre reconnaissance.

Nous exprimons aussi notre plus grande reconnaissance à tous les enseignants de l'ENP et particulièrement les enseignants du département génie civil.

Que Mesdames et Messieurs les membres de Jury trouvent ici, l'expression de notre profonde gratitude pour l'honneur qu'ils nous ont fait en acceptant d'examiner ce travail.

DÉDICACES

En signe de respect et de reconnaissance, nous dédions ce modeste travail

A nos parents dont leurs sacrifices et amour n'ont jamais cessé,

A nos familles,

A nos amis,

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

Table des matières

Introduction générale	1
Chapitre I : Synthèse bibliographique.....	2
I.1 Patrimoine des ouvrages d'art en Algérie	3
I.2 Effet du séisme sur les ponts.....	5
I.2.1 Ponts à poutres	6
I.2.1.1 Endommagement par chute de tablier	6
I.2.1.2 Endommagement des piles /culées	7
I.2.2 Ponts-cadres et ponts à béquilles.....	8
I.2.3 Ponts-arc.....	8
I.2.4 Ponts haubanés	9
I.2.5 Appuis et joints de chaussée.....	10
I.2.6 Culées	11
I.2.7 fondations profondes	11
I.2.8 Effet de site.....	12
I.3 Genèse des Règlements Parasismiques des Ouvrages d'Art	12
I.3.1 Le risque sismique.....	12
I.3.2 Evolution de la réglementation parasismique dans le monde	13
I.3.2.1 Codes parasismiques de première génération.....	13
I.3.2.2 Codes parasismiques de deuxième génération	14
I.3.2.3 Codes parasismiques de troisième génération	14
I.3.3 Application des règlements parasismiques des ouvrages d'art en Algérie	16
I.3.3.1 Méthode statique équivalente	16
I.3.3.2 Règles PS69.....	16
I.3.3.3 RPA	18
I.3.4 Pré-aboutissement du RPOA 2008.....	18
Chapitre II : Présentation du RPOA	20
II.1 Préambule.....	21
II.2 Contenu du RPOA.....	21
II.2.1 Ponts neufs	21
II.2.2 Tunnels.....	22
II.2.3 Ponts existants.....	22

II.3	Application du RPOA pour les ponts neufs.....	23
II.3.1	Principes du calcul élastique.....	23
III.3.2	Principes du calcul inélastique.....	23
II.4	Démarche de l'analyse sismique des ponts	24
II.4.1	Classification des zones sismiques	24
II.4.2	Classification de l'ouvrage.....	25
II.4.3	Classification du site	26
II.4.4	Détermination du coefficient d'accélération de zone	26
II.4.5	Déduction du spectre de réponse	27
II.4.5.1	Spectres de réponse élastique.....	27
II.4.5.2	Spectre de dimensionnement.....	29
II.4.6	Modélisation	30
II.4.6.1	Masses	30
II.4.6.2	Raideurs.....	30
II.4.6.3	Amortissement	30
II.4.7	Choix de la méthode d'analyse	31
II.4.7.1	La méthode monomodale spectrale.....	31
II.4.7.2	La méthode multimodale spectrale.....	31
II.4.7.3	Analyse par le spectre de puissance	31
II.4.7.4	Analyse temporelle.....	31
II.4.7.5	Analyse temporelle non linéaire.....	32
II.4.8	Détermination des efforts provenant des poussées dynamiques du sol	32
	Chapitre III : Méthodes d'analyse sismique des ponts	34
III.1	Analyse monomodale spectrale.....	35
III.1.1	Principe.....	35
III.1.2	Domaine d'application.....	35
III.1.3	Séisme longitudinal	36
III.1.4	Séisme transversal	37
III.1.4.1	Modèle à tablier rigide	37
III.1.4.2	Modèle à tablier flexible	37
III.1.5	Séisme vertical.....	38
III.2	L'analyse multimodale spectrale	39
III.2.1	Définition.....	39
III.2.2	Principe.....	39

III.2.3	Etapes de modélisation	39
III.2.3.1	Choix du modèle	39
III.2.3.2	Construction de la matrice des masses.....	39
III.2.3.3	Construction de la matrice de rigidité	40
III.2.3.4	Construction de la matrice d'amortissement.....	41
III.2.3.5	Formulation de l'équation du mouvement.....	41
III.2.3.6	Détermination des fréquences propres de vibration.....	42
III.2.4	Modes significatifs	42
III.2.5	Combinaison des réponses modales	43
III.2.6	Combinaison des composantes sismiques	43
Chapitre IV	Evaluation des charges et surcharges	44
IV.1	Présentation du cas d'étude	45
IV.2	Caractéristiques des matériaux du pont étudié.....	46
IV.2.1	Béton	46
IV.2.2	Acier	46
IV.3	Evaluation des charges permanentes CP	46
IV.3.1	Poids propre des poutres.....	46
IV.3.2	Poids propre de la dalle	47
IV.4	Evaluation du complément de charges permanentes CCP.....	48
IV.4.1	Poids propre trottoirs + corniches	48
IV.4.2	Poids propre garde corps	48
IV.4.3	Poids propre glissière de sécurité	48
IV.4.4	Poids propre revêtement.....	48
IV.4.5	Calcul du poids propre du tablier	49
IV.5	Evaluation des surcharges routières	49
IV.5.1	Caractéristique de l'ouvrage.....	49
IV.5.1.1	Largeur roulable L_r	49
IV.5.1.2	Largeur chargeable L_c	49
IV.5.1.3	Nombre de voies N	50
IV.5.1.4	Largeur de la voie v	50
IV.5.1.5	Classe du pont.....	50
IV.5.2	Système de charge A	50
IV.5.3	Système de charge B_C	51
IV.5.4	Système de charge B_t	51

IV.5.5	Coefficient de majoration dynamique	52
IV.5.6	La surcharge militaire M_{c120}	52
IV.5.7	Le convoi exceptionnel D_{240}	53
IV.5.8	Les surcharges sur trottoirs	53
IV.6	Calcul des réactions d'appuis	53
IV.6.1	Réactions d'appuis sous charges permanentes	53
IV.6.1.1	Réactions d'appuis sous G_{max}	54
IV.6.1.2	Réactions d'appuis sous G_{min}	54
IV.6.1.3	Réactions d'appuis sous G_{moy}	54
IV.6.2	Réactions d'appuis sous la surcharge $A(L)$	55
IV.6.3	Réactions d'appuis sous B_c	55
IV.6.3.1	Réaction sur la pile	55
IV.6.3.2	Réaction sur la culée	56
IV.6.4	Réactions d'appuis sous B_t	56
IV.6.4.1	Réaction sur la pile	56
IV.6.4.2	Réaction de la culée	57
IV.6.4	Calcul des réactions d'appuis sous M_{c120}	58
IV.6.4.1	Réaction de la pile	58
IV.6.4.2	Réaction sur la culée	58
IV.6.5	Calcul des réactions d'appuis sous D_{240}	59
IV.6.5.1	Réaction sur la pile	59
IV.6.5.2	Réaction sur la culée	59
IV.6.6	Réactions d'appuis sous les surcharges des trottoirs	59
Chapitre V : Evaluation des sollicitations sismiques		61
V.1	Evaluation des efforts sismiques par la méthode monomodale	62
V.1.1	Domaine d'application	62
V.1.2	Sens longitudinal	62
V.1.2.1	Détermination de la masse du système	62
V.1.2.2	Détermination de la raideur du système	63
V.1.2.3	Evaluation de l'amortissement	65
V.1.2.4	Période propre de l'ouvrage	65
V.1.2.5	Evaluation de la force sismique longitudinale	65
V.1.2.6	Répartition des efforts sismiques sur les appuis	66
V.1.2.7	Evaluation des déplacements	66

V.1.3	Sens transversal	66
V.1.3.1	Période propre de l'ouvrage.....	66
V.1.3.2	Evaluation de la force sismique transversale	67
V.1.3.3	Répartition de la force transversale sur les appuis	68
V.1.4	Sens vertical.....	68
V.1.4.1	Période propre de l'ouvrage	68
V.1.4.2	Evaluation de la force sismique verticale	69
V.1.4.3	Répartition de la force verticale sur les appuis	69
V.2.	Evaluation des efforts sismiques par la méthode multimodale	70
V.2.1	Sens longitudinal	70
V.2.1.1	Modèle analytique.....	70
V.2.1.2	Modèle mathématique.....	70
V.2.1.3	Formulation du système d'équation.....	71
V.2.1.4	Résolution du système d'équations.....	72
V.2.1.5	Evaluation des efforts sismiques.....	73
V.2.2	Sens transversal	74
V.2.2.1	Modèle mathématique.....	74
V.2.2.2	Résolution du système d'équations.....	75
V.2.2.3	Evaluation des efforts sismiques.....	76
V.2.3	Modèle automatique	77
V.2.3.1	Analyse modale bidimensionnelle	78
V.2.3.2	Analyse modale tridimensionnelle.....	79
V.2.4	Comparaison des résultats	81
V.2.4.1	Sens longitudinal.....	82
V.2.4.2	Sens transversal.....	82
V.3	Comparaison méthode forfaitaire – Méthodes RPOA	82
	Chapitre VI : Etude des appuis.....	84
VI.1	Etude de la pile.....	85
VI.1.1	Etude du chevetre	85
VI.1.1.1	Evaluation des efforts dans le chevetre	85
VI.1.1.2	Combinaison des actions	86
VI.1.1.3	Evaluation des sollicitations dans le chevetre.....	86
VI.1.1.4	Ferraillage du chevetre.....	87
VI.1.2	Etude des fûts	88

VI.1.2.1	Evaluation des efforts dans les fûts.....	88
VI.1.2.2	Combinaison des actions	90
VI.1.2.3	Ferraillage du fût central.....	90
VI.2	Vérification des appareils d'appuis	92
VI.2.1	Caractéristiques des appareils d'appui	92
VI.2.2	Inventaire des charges sur un appareil d'appui	92
VI.2.3	Déplacements des appareils d'appui	93
VI.2.4	Vérification à la compression.....	93
VI.2.5	Vérification au flambement.....	93
VI.2.6	Vérification à la distorsion	93
VI.2.7	Condition de non glissement	94
	Conclusion générale	95
	Bibliographie	96
	Annexes	97

Liste des figures

Figure I.1 Répartition des ponts par wilaya [MTP].....	3
Figure I.2 Répartition des ponts par zone sismique [MTP]	4
Figure I.3 Répartition des ponts selon leur état [MTP].....	4
Figure I.4 Chute du tablier d'un pont lors du tremblement de terre de Kobe en 1995 [5].....	6
Figure I.5 Déplacement latéral du tablier et chute des appuis sur la palée d'un pilier à Kobe 1995 [5]	6
Figure I.6 Ruine de piles de pont en béton armé "Kobe en 1995" [5]	7
Figure I.7 Voilement d'une pile métallique ronde "Kobe en 1995" [5].....	7
Figure I.8 Ruine à l'effort tranchant d'une pile de pont en béton armé "Kobe en 1995" [5]....	8
Figure I.9 Pont-arc en pierres naturelles endommagé "Turquie 1998" [5]	9
Figure I.10 Appui longitudinal écrasé, sur la culée d'un pont-poutre, Boumerdès 2003 [13].	10
Figure I.11 Joints de chaussée endommagés "Taiwan 1999" [5].....	10
Figure I.12 Tassements derrière la culée d'un pont à Boumerdès, "Algérie 2003" [13]	11
Figure I.13 Dommages observés sur une tête de pieux [10]	12
Figure I.14 Évolution de la réglementation parasismique.....	13
Figure I.15 Actions statiques sismiques possibles	16
Figure I.16 Valeurs du coefficient β [12].....	17
Figure I.17 Plaques tectoniques [13].....	18
Figure II.1 Carte de zonage de l'Algérie [1]	25
Figure II.2 Spectre de réponse pour la composante horizontale- 5% d'amortissement [1]	28
Figure II.3 Spectre de réponse pour la composante verticale- 5% d'amortissement [1].....	29
Figure II.4 Spectre de dimensionnement pour la composante horizontale- 5% d'amortissement [1]	30
Figure III.1 Séisme longitudinal [1].....	36
Figure III.2 Séisme transversal [1]	37
Figure III.3 Séisme vertical [1]	38
Figure III.4 Exemple de discrétisation en masses concentrées [9].....	40
Figure IV.1 Coupe longitudinale du pont.....	45
Figure IV.2 Coupe transversale du pont.....	45
Figure IV.3 Section droite des différentes poutres.....	46
Figure IV.4 Schéma du trottoir et de la corniche	48
Figure IV.5 Largeur roulable et largeur chargeable [2]	50

Figure IV.6 Disposition des camions Bc [2]	51
Figure IV.7 Disposition des camions Bt [2].....	52
Figure IV.8 Surcharge militaire Mc120 [2].....	53
Figure IV.9 Convoi exceptionnel D240 [2].....	53
Figure IV.10 Réactions d'appuis sous G_{max}	54
Figure IV.11 Réactions d'appuis sous G_{min}	54
Figure IV.12 Réactions d'appui sous G_{moy}	54
Figure IV.13 Réaction A(L)	55
Figure IV.14 Réaction maximale de la pile sous B_c	55
Figure IV.15 Réaction maximale de la culée sous B_c	56
Figure IV.16 Réaction maximale de la pile sous B_t	57
Figure IV.17 Réaction maximale de la culée sous B_t	57
Figure IV.18 Réaction maximale de la pile sous M_{c120}	58
Figure IV.19 Réaction maximale sur la culée sous M_{c120}	58
Figure IV.20 Réaction maximale de la pile sous D_{240}	59
Figure IV.21 Réaction maximale sur la culée sous D_{240}	59
Figure IV.22 Surcharges des trottoirs	60
Figure V.1 Représentation en plan des fûts.....	64
Figure V.2 Répartition des forces transversales	68
Figure V.3 Répartition des forces verticales	69
Figure V.4 Modèle analytique de l'ouvrage "sens longitudinal"	70
Figure V.5 Modèle dynamique de l'ouvrage "sens longitudinal"	70
Figure V.6 Représentation transversale du pont	74
Figure V.7 Modèle dynamique de l'ouvrage "sens transversal"	75
Figure V.8 Modèle automatique SAP 2000	78
Figure V.9 Modes propres de vibration	81
Figure VI.1 Schéma de la pile	85
Figure VI.2 Sollicitations sur le chevêtre (M, T)	87
Figure VI.3 Schéma de ferrailage du chevêtre	88
Figure VI.4 Schéma du ferrailage du fût central.....	91
Figure VI.5 Caractéristique d'appareil d'appui.....	92
Figure A.1 Schéma de poutre pour le calcul d'inertie.....	987
Figure A.2 Schéma du tablier pour le calcul d'inertie	99
Figure B.1 Schéma statique "sens transversal"	99
Figure B.2 Schéma statique "sens vertical"	102

Liste des tableaux

Tableau I.1 Classification des dommages [10]	5
Tableau I.2 Évolution des règlements parasismiques au Maghreb	15
Tableau I.3 Valeurs du coefficient α [12]	17
Tableau I.4 Valeurs du coefficient δ [12].....	17
Tableau II.1 Valeurs du coefficient A [1]	26
Tableau II.2 Valeurs de T_1 , T_2 et S pour la composante horizontale [1].....	27
Tableau II.3 Valeurs de T_1 et T_2 pour la composante verticale [1].....	28
Tableau II.4 Taux d'amortissement critique	30
Tableau IV.1 Caractéristiques du béton	46
Tableau IV.2 Valeurs des charges permanentes.....	49
Tableau IV.3 Classe de pont.....	50
Tableau IV.4 Valeurs de la surcharge A(L)	51
Tableau IV.5 Valeurs de δ sous B_c et B_t	52
Tableau V.1 Raideurs longitudinales et transversales du système	62
Tableau V.2 Rigidité de la pile dans le sens longitudinal	64
Tableau V.3 Rigidité totale du système dans le sens longitudinal	65
Tableau V.4 Période propre du système pour les deux cas	65
Tableau V.5 Forces sismiques transversales nodales	67
Tableau V.6 Forces sismiques verticales nodales	69
Tableau V.7 Pulsations et périodes propres " sens longitudinal "	72
Tableau V.8 Modes propres " sens longitudinal "	72
Tableau V.9 Facteurs de contribution modale "sens longitudinal"	72
Tableau V.10 Masses généralisées et taux de participations massiques "sens longitudinal" ..	73
Tableau V.11 Accélérations et déplacements spectraux "sens longitudinal"	73
Tableau V.12 Déplacements relatifs "sens longitudinal"	73
Tableau V.13 Effets sismiques "sens longitudinal"	73
Tableau V.14 Forces sismiques longitudinales	74
Tableau V.15 Pulsations et périodes propres " sens transversal "	75
Tableau V.16 Modes propres "sens transversal"	76
Tableau V.17 Facteurs de contribution modale "sens transversal"	76
Tableau V.18 Masses généralisées et taux de participations massiques "sens transversal"	76
Tableau V.19 Accélérations et déplacements spectraux "sens transversal"	76
Tableau V.20 Déplacements relatifs "sens transversal"	77

Tableau V.21 Effets sismiques "sens transversal"	77
Tableau V.22 Forces sismiques transversales	77
Tableau V.23 Périodes et participation massique "sens longitudinal"	78
Tableau V.24 Périodes et participations massiques "transversal"	79
Tableau V.25 Périodes et participations massiques "sens vertical"	79
Tableau V.26 Efforts sismiques « modèle 2D » dans les trois directions	79
Tableau V.27 Périodes et participations massiques "modèle automatique 3D"	80
Tableau V.28 Efforts sismiques « modèle 3D » dans les trois directions	80
Tableau V.29 Comparaison des périodes "sens longitudinal"	82
Tableau V.30 Comparaison des périodes "sens transversal"	82
Tableau VI.1 Surcharges routières revenant aux appareils d'appui	86
Tableau VI.2 Sollicitations sismiques sur le fût central	89
Tableau VI.3 Surcharges routières sur le fût étudié	89
Tableau VI.4 Résultats des combinaisons d'action	90
Tableau A.1 Calcul de l'inertie transversale du tablier	99

Introduction générale

Les ponts ont eu longtemps la réputation d'être invulnérables aux tremblements de terre. De ce fait, la proportion d'ouvrages endommagés par des séismes est faible en comparaison avec d'autres structures tels que les bâtiments. Cet avantage est dû aux qualités intrinsèques de ces ouvrages (souplesse, hyperstaticité) ainsi qu'au soin apporté à leur réalisation.

L'analyse des événements sismiques passés a montré que les ponts ne sont pas aussi invulnérables que l'on pensait ; les dommages causés par le séisme sur un pont peuvent induire des dégâts graves aussi bien matériels qu'humains. Les conséquences des dommages bien que relativement moins graves sont moins évidentes et dramatiques, mais elles n'en sont pas moins importantes. En effet, une fermeture d'un pont, même si elle est temporaire, peut avoir des conséquences très importantes sur les besoins de la sécurité civile, de la défense nationale ainsi que pour le maintien de l'ordre public. L'impact économique d'une fermeture d'un pont est d'autant plus grave que la durée de fermeture est élevée.

Devant l'importance de l'investissement réalisé en ouvrages d'art en Algérie, ainsi que les graves tremblements de terre survenus au cours de cette dernière décennie (séisme de Boumerdès de Mai 2003), les autorités publiques Algériennes désignées par le Ministère des Travaux Publics se sont résolument engagées pour la mise en place d'un référentiel parasismique national en matière de conception et de réalisation des ouvrages d'art : Règlement Parasismique des Ouvrages d'Art (RPOA 2008).

Le but de ce travail est de contribuer à la compréhension de ce règlement, en illustrant les principes de la conception parasismique des ponts, les étapes de calcul sismique ainsi que l'apport du RPOA par rapport aux méthodes empiriques utilisées avant l'édition de ce règlement. Un cas d'étude : pont à poutres multiples isostatiques est pris comme application.

Ce travail s'articule autour de six chapitres :

- Le premier chapitre consiste en une synthèse bibliographique englobant le patrimoine des ponts en Algérie, l'effet du séisme sur les ponts et la genèse des règlements parasismiques.
- Le deuxième est consacré à la présentation du RPOA et la démarche à suivre pour le calcul sismique des ponts.
- Le troisième chapitre s'étale sur les deux principales méthodes d'analyse sismique des ponts présentées dans le RPOA : la méthode monomodale et la méthode multimodale.
- Le quatrième chapitre présente le cas d'étude ainsi que l'évaluation des charges et surcharges routières.
- Le cinquième chapitre est réservé à l'évaluation des efforts sismiques moyennant un calcul analytique et automatique et la comparaison des résultats avec la méthode statique équivalente.
- Le sixième chapitre donne le ferrailage de la pile et la vérification des appareils d'appuis.

Ces chapitres sont suivis d'une conclusion générale.

CHAPITRE I

SYNTHÈSE BIBLIOGRAPHIQUE

I.1 Patrimoine des ouvrages d'art en Algérie

L'Algérie compte plus de 5000 ponts routiers répartis à travers les 48 wilayas (Figure I.1), dont 70 % sont situés dans des zones de moyenne à forte sismicité (Figure I.2). En l'absence d'un règlement parasismique algérien, rares ont été les ouvrages à être calculés au séisme par une approche dynamique et sismique.

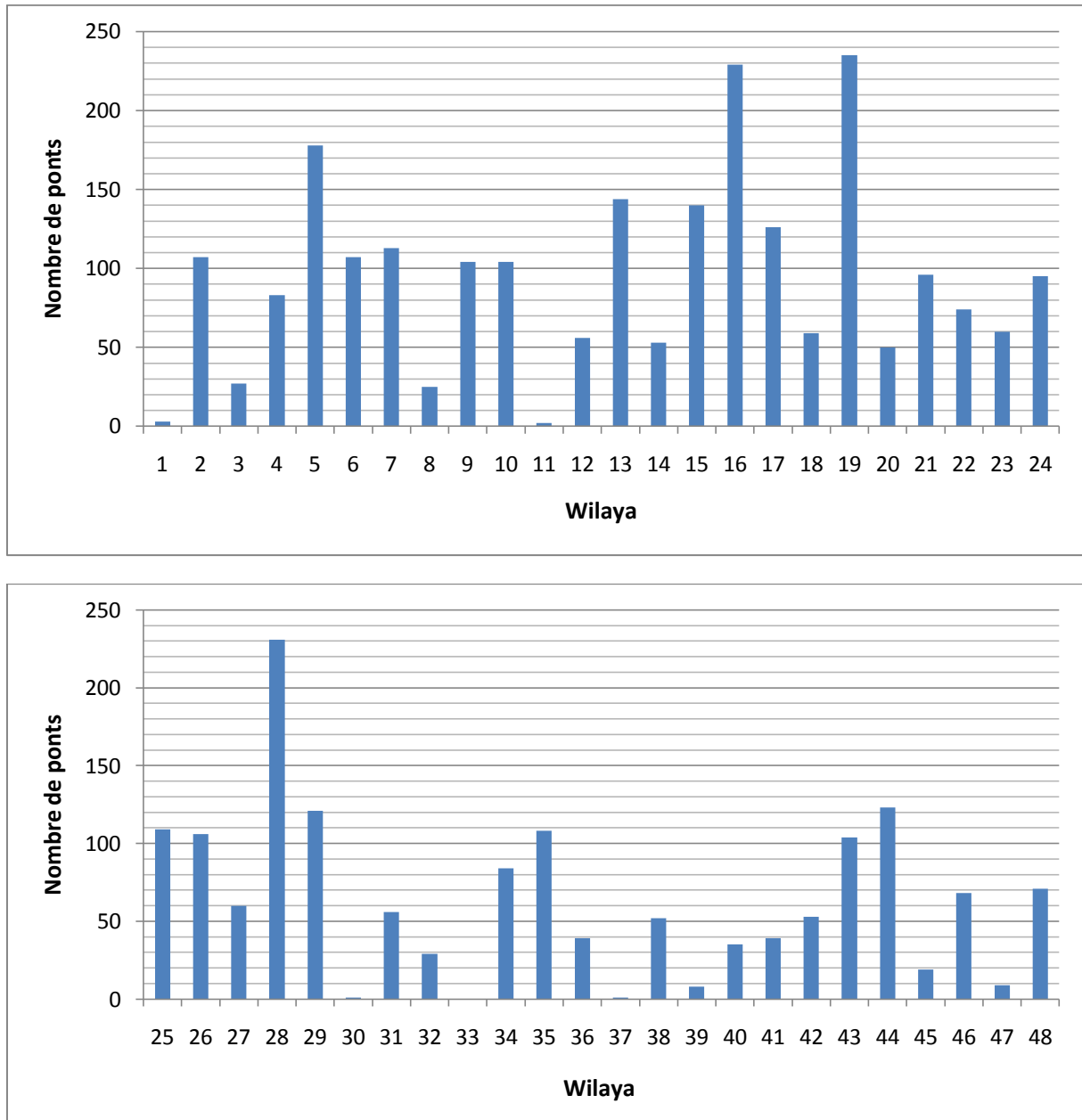


Figure I.1. Répartition des ponts par wilaya [MTP]

Avec la réalisation de grands projets d'ouvrages d'art (autoroutes : est-ouest, nord-sud, hauts plateaux) lancés par les pouvoirs publics dans le cadre des plans quinquennaux (2010-2014), le Ministère des Travaux Publics a élaboré un guide algérien de conception parasismique des ouvrages d'art qui vient combler le vide réglementaire.

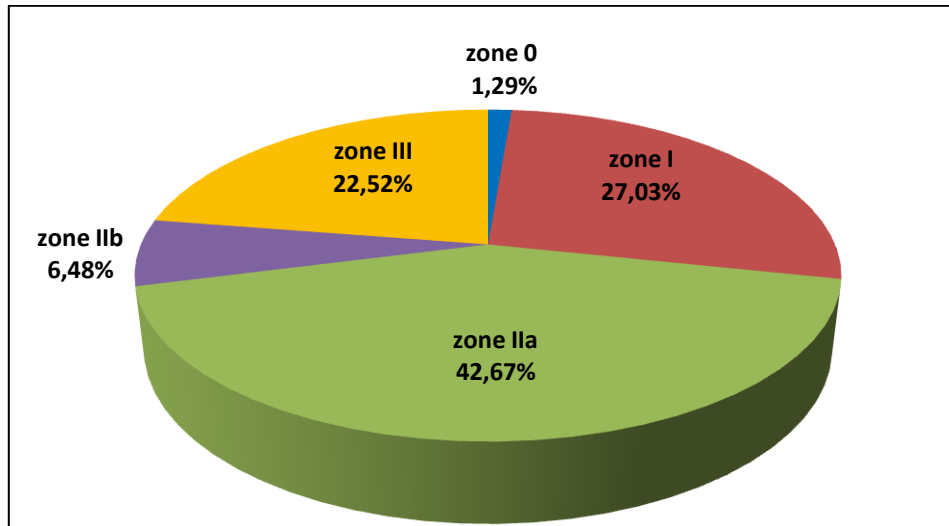


Figure I.2. Répartition des ponts par zone sismique

- Zone 0 : sismicité négligeable
- Zone I : sismicité faible
- Zone IIa : sismicité moyenne
- Zone IIb : sismicité élevée
- Zone III : sismicité très élevée

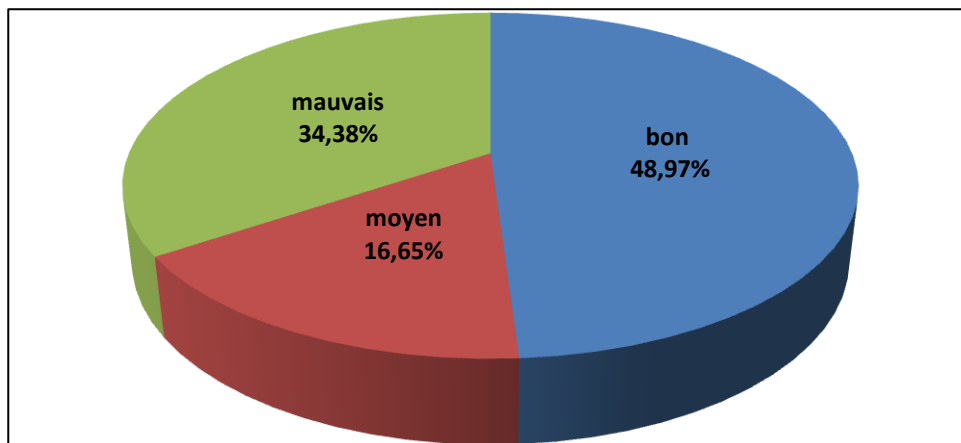


Figure I.3. Répartition des ponts selon leur état

Sachant que 35% des ponts sont dans un mauvais état (Figure I.3), des mesures de sécurité particulières, tels que les renforcements et les réparations, doivent être prévues afin d'éviter toute rupture fragile causée par un séisme. On accordera la priorité aux ouvrages qui se trouvent dans les grandes villes et les ponts autoroutiers en raison de leur importance pour les besoins de la sécurité civile et le maintien des communications d'urgence.

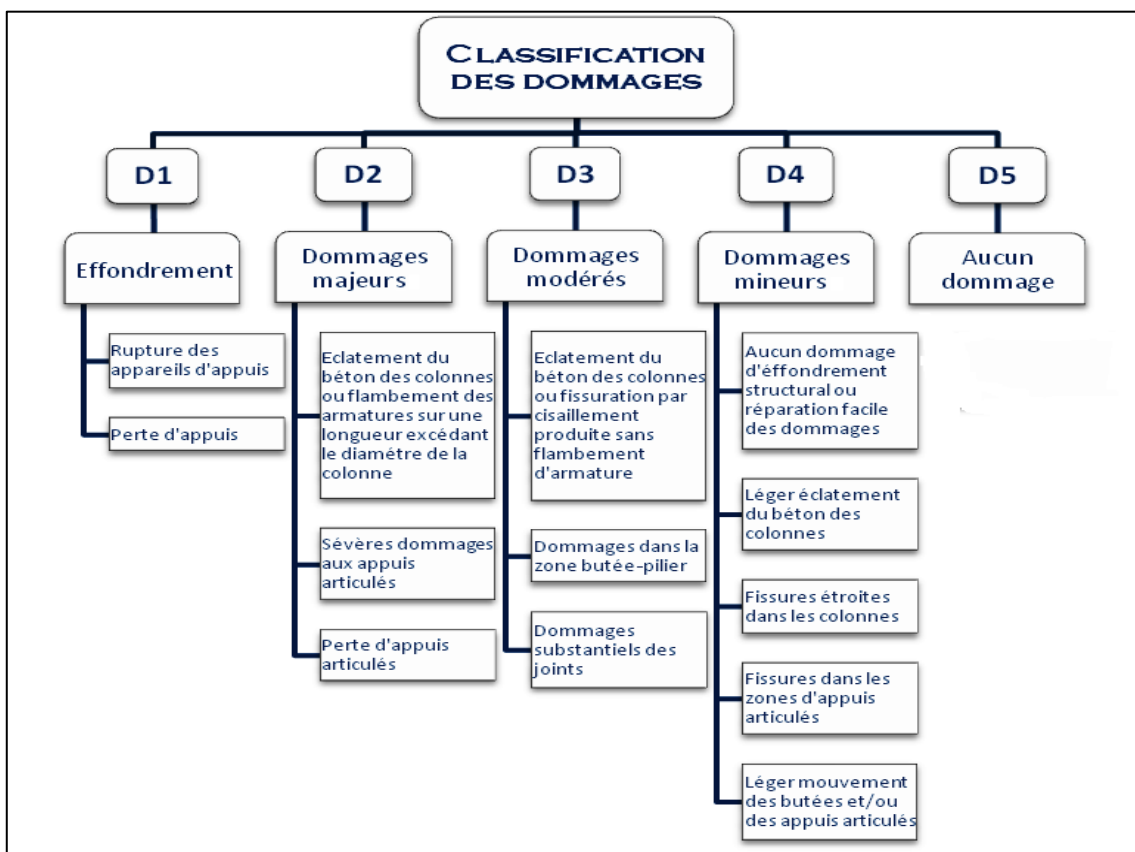
I.2 Effet du séisme sur les ponts

La plupart des règles parasismiques existantes ont été édictées pour des ouvrages de type bâtiment où la modélisation peut se faire à l'aide d'une console verticale avec des masses concentrées au niveau des plancher (modèle brochette). Ces règles ne s'appliquent pas aux ponts où le tablier repose sur des appuis multiples, de rigidités différentes, et où le problème relatif aux déplacements est aussi important que celui dû aux forces sismiques.

En raison des mouvements rapides du sol au cours d'un séisme, les ponts peuvent être amenés à osciller dans le sens vertical ou horizontal. Si la sismicité est faible à moyenne, l'excitation verticale est en général absorbée sans problème car les ponts sont conçus en premier lieu pour les charges verticales (poids propre et charge d'exploitation). L'excitation horizontale, quant à elle, conduit souvent à des sollicitations nettement plus grandes que toutes les autres actions; la vulnérabilité dans le sens longitudinal est plus grande que dans le sens transversal, particulièrement pour les ponts à poutres. [5]

L'analyse des événements sismiques passés montre que les structures des ponts peuvent être sollicitées par deux chargements sismiques. Le premier chargement étant sous forme d'une sollicitation directe provenant des mouvements du sol (accélération, vitesse, amplitude des déplacements, amplification, durée d'événement...), tandis que le deuxième chargement se manifeste comme étant une sollicitation indirecte (glissement de terrain, liquéfaction de sol...). [3]

Tableau I.1. Classification des dommages [10]



Le tableau I.1 illustre un classement des dommages les plus représentatifs sur des ponts à la suite du tremblement de terre de Northridge 1994.

I.2.1 Ponts à poutres

I.2.1.1 Endommagement par chute de tablier

Le cas typique de dommage des ponts à poutres est la chute du tablier en raison de zones d'appui trop courtes dans le sens longitudinal. La figure I.4, prise après le tremblement de terre de Kobe au Japon en 1995, en montre un exemple. Les ponts constitués d'une poutre simple, comme les ponts à poutres préfabriquées, sont particulièrement sujets à l'effondrement du tablier lors de séismes.



Figure I.4. Chute du tablier d'un pont lors du tremblement de terre de Kobe en 1995 [5]

Les poutres continues peuvent également s'effondrer aux culées et aux joints de dilatation sur des piles intermédiaires (Figure I.4). La figure I.5 montre des éléments porteurs déplacés latéralement à l'endroit d'un joint de dilatation, et tombés depuis les appuis sur le banc d'appui constitué par la palée des piles, sans s'écrouler complètement.



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

L'effondrement de tabliers conduit en général à des dommages corporels et à la ruine totale du pont occasionnant une longue interruption du trafic jusqu'à ce que le pont soit réparé ou remplacé. Si les poutres ne tombent que des appuis sur le banc d'appui (Figure I.5), le pont peut souvent être remis en place avec des moyens limités. Il peut surtout dans ce cas être remis en fonction assez rapidement avec des appuis provisoires.

I.2.1.2 Endommagement des piles /culées

Le deuxième cas typique de dommage des ponts à poutres est l'endommagement des piles, allant jusqu'à l'effondrement. Cela concerne particulièrement les piles en béton armé dimensionnées de manière conventionnelle, avec une armature transversale faible, un grand espacement des étriers par rapport aux sections de l'armature longitudinale (Figure I.6).

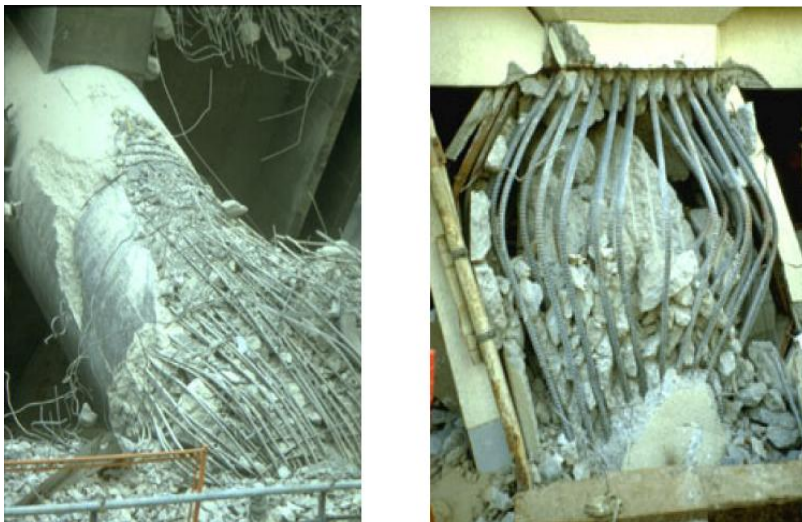


Figure I.6. Ruine de piles de pont en béton armé "Kobe en 1995" [5]

Pour les piles en acier, des instabilités dangereuses peuvent survenir dans le pourtour de la pile. Elles peuvent conduire à une rupture fragile sans dissipation d'énergie significative par déformation plastique (figure I.7).



Figure I.7. Voilement d'une pile métallique ronde "Kobe en 1995" [5]

Des piles intermédiaires relativement courtes sont particulièrement exposées au danger. En raison de leur grande rigidité elles encaissent d'une part les forces horizontales des éléments porteurs du pont, et d'autre part elles présentent, en raison de leur faible hauteur, un rapport défavorable des sollicitations entre efforts tranchants et moments fléchissant conduisant souvent à une rupture fragile par cisaillement (Figure I.8).



Figure I.8. Ruine à l'effort tranchant d'une pile de pont en béton armé "Kobe en 1995" [5]

I.2.2 Ponts-cadres et ponts à béquilles

Les ponts-cadres monolithiques se caractérisent par un comportement parasismique en général favorable. Ils n'ont pas les points faibles typiques des ponts-poutres tels qu'appuis, zones d'appui insuffisantes. Les dommages possibles sont dus à des déplacements des fondations ou à des torsions, ainsi qu'à des tassements des remblais de chaussée de part et d'autre du pont. Les ponts-cadres dont les parois latérales sont relativement hautes peuvent être menacés par la pression accrue du sol de la même manière que les grands murs de soutènement.

Les ponts à béquilles peuvent être classés sur le plan du comportement parasismique entre les ponts-poutres et les ponts-cadres.

I.2.3 Ponts-arc

Les ponts-arc sont dotés d'une rigidité longitudinale relativement élevée et réagissent de manière sensible aux déplacements relatifs des naissances des arcs. Sous secousses sismiques, les deux fondations sont stimulées de manière asynchrone. L'allongement et le raccourcissement cycliques de la travée de l'arc peuvent provoquer des dommages, allant de la chute des pierres en clef de voûte, (Figure I.9), jusqu'à l'effondrement de l'arc. Pour les ponts-arc avec tablier surélevé, il y a danger d'effondrement du tablier comme pour les ponts-poutres.



Figure I.9. Pont-arc en pierres naturelles endommagé "Turquie 1998" [5]

I.2.4 Ponts haubanés

Les ponts haubanés présentent en général, des formes de l'oscillation fondamentale caractérisées par des périodes de vibration relativement grandes dans les sens longitudinal et transversal. Ils peuvent être amenés à osciller avec une grande amplitude lors de séismes importants. Cela conduirait à la chute du tablier aux culées ou à l'endroit de joints intermédiaires. De plus, le tablier peut heurter les pylônes.

Plusieurs ponts haubanés de grande envergure ont été soumis à de très importants mouvements de terrain lors du tremblement de terre de Kobe en 1995. Ils ont résisté au séisme sans grands dommages, étant placés dans une classe d'ouvrage supérieure. Ils ont été dimensionnés et construits selon les concepts modernes du génie parasismique. Dans certains cas, il y a eu des dommages aux appuis et aux ancrages des haubans.

Lors du séisme de Chi-Chi à Taiwan en 1999, le premier cas mondial de dégât majeur sur un pont haubané suite à un séisme a été observé. L'élément porteur du pont de Gi-Lu long de 240 m a heurté la culée, provoquant des dommages majeurs; en particulier, un hauban a été détruit.

I.2.5 Appuis et joints de chaussée

Des dommages ont souvent été observés aux appuis fixes lorsque la structure porteuse d'un pont est fixée dans le sens longitudinal. Le va-et-vient dans le jeu de l'appui fixe provoque des forces de choc très importantes qui peuvent facilement endommager l'appui (Figure I.10).



Figure I.10. Appui longitudinal écrasé, sur la culée d'un pont-poutre, Boumerdès 2003 [13]

En cas d'appui longitudinal fixe, il faut s'attendre en général à l'effondrement du tablier, après destruction de l'appui longitudinal dans la phase initiale du tremblement de terre. Si la chute du tablier peut être évitée, les dommages restent faibles. La figure I.11 montre des joints de chaussée d'un ponts-poutres endommagés aux culées, du fait des déplacements horizontaux importants entre le tablier et la culée. Selon l'ampleur des dégâts, le pont peut encore être utilisé immédiatement après un séisme (cas de gauche sur la figure I.11), ou il peut être muni d'un élément adéquat, par exemple une plaque métallique provisoire, comme à droite sur la figure I.11



Figure I.11. Joints de chaussée endommagés "Taiwan 1999" [5]

I.2.6 Culées

Les culées peuvent être endommagées par 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.12 de Boumerdès en 2003 (Magnitude $M_w = 6,7$).



Figure I.12. Tassements derrière la culée d'un pont à Boumerdès, "Algérie 2003" [13]

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.

Des tassements et des rotations de culée permanentes peuvent également être provoqués par une liquéfaction du sol. Les sols contenant des couches étendues de sable meuble en zone immergée sont particulièrement sensibles à la liquéfaction. Une fondation sur pieux ne suffit en général pas, car le remblai derrière la culée peut s'effondrer tout de même par suite de la liquéfaction du sol. Les mesures envisageables sont le remplacement, le compactage ou le drainage des couches sensibles du sol.

I.2.7 fondations profondes

Lors d'un événement sismique majeur, les fondations profondes absorbent presque toute l'énergie causée par les mouvements sismiques; ces éléments structuraux peuvent avoir une augmentation des sollicitations dues à la réduction de la capacité portante du sol. Cela met en évidence l'intérêt pour ces éléments structuraux capables de supporter plusieurs cycles de déformations.

La figure ci-contre montre une tête de pieux endommagée suite à des efforts sismiques très importants. Ce type de rupture peut être dû à une insuffisance de résistance en cisaillement, ou à un ancrage inadéquat, entraînant une diminution de la capacité en traction des pieux.



Figure I.13 *Domage observé sur une tête de pieux [10]*

I.2.8 Effet de site

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 30° . L'étude des effets de séismes sur les sols de fondation se limite en aux combinaisons les plus élevées des zones d'aléa sismiques et des classes de sol de fondation.

I.3 Genèse des Règlements Parasismiques des Ouvrages d'Art

I.3.1 Le risque sismique

Les séismes sont un risque majeur contre lequel l'homme ne peut agir directement ; sa protection ne peut être que passive car il est impossible d'empêcher un séisme d'avoir lieu. On peut en revanche prendre des dispositions pour minimiser ses conséquences. La réduction du nombre de victimes lors d'un séisme passe d'abord par l'adaptation des structures de bâtiments et d'ouvrages d'art aux sollicitations dynamiques.

Il existe des règlements parasismiques depuis longtemps. Ils ont été améliorés à plusieurs reprises En fonction de la connaissance sur les mouvements de terrains et des techniques de construction.

L'objectif principal de la réglementation parasismique est la sauvegarde d'un maximum de vies humaines pour une secousse de niveau d'agression fixé pour chaque zone de sismicité. Les constructions peuvent alors subir des dommages irréparables, sans s'effondrer sur ses occupants. En cas de secousse plus modérée, l'application des dispositions définies dans les

règles parasismiques doit aussi permettre de limiter les destructions et, ainsi, les pertes économiques.

I.3.2 Evolution de la réglementation parasismique dans le monde

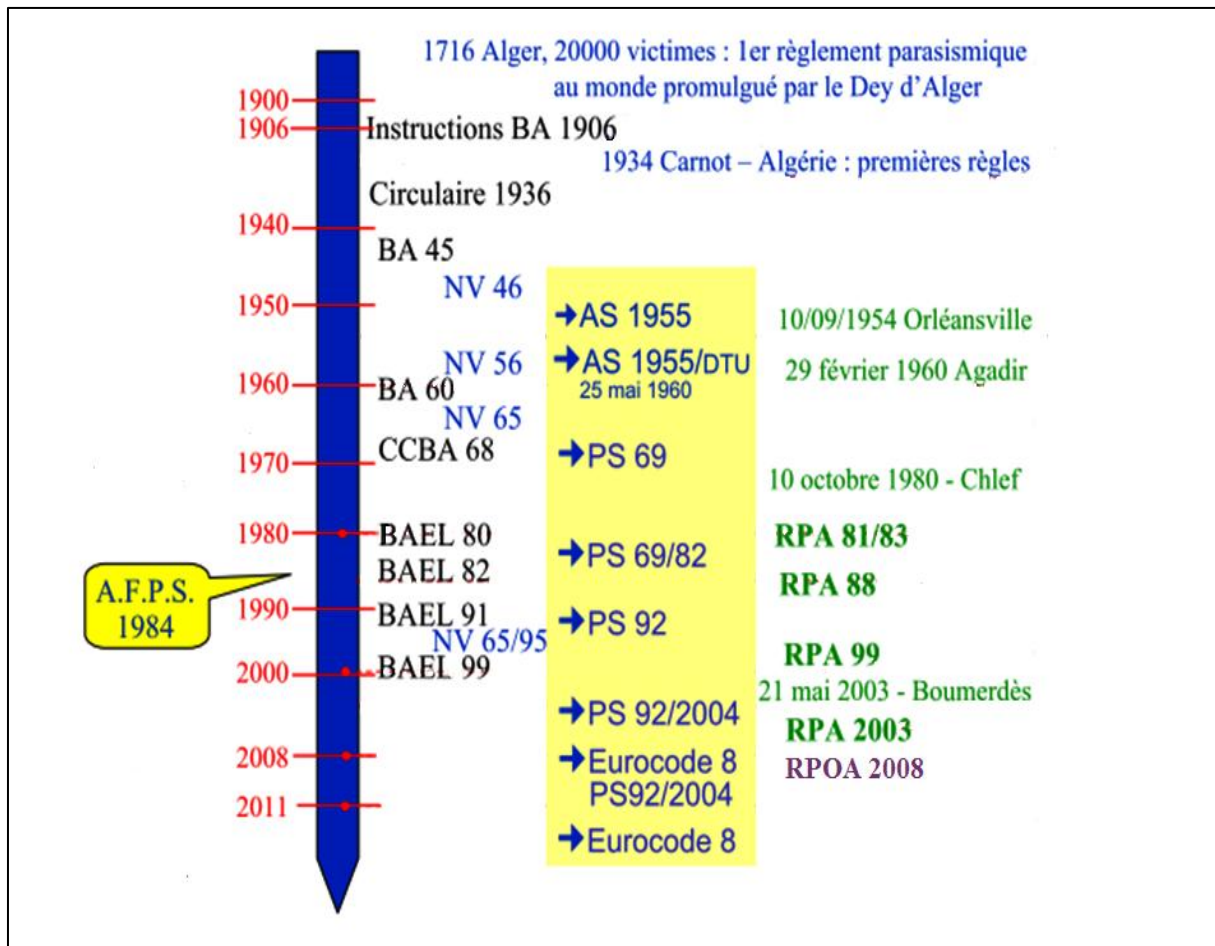


Figure I.14. Évolution de la réglementation parasismique

I.3.2.1 Codes parasismiques de première génération

Les premières règles de calcul parasismique furent proposées au début du XX^{ème} siècle, après les séismes de San Francisco (18 avril 1906) et de Messine (28 décembre 1908). Elles imposaient simplement une certaine résistance des structures vis-à-vis des efforts horizontaux, au moyen d'un coefficient sismique forfaitaire (de l'ordre de 10% de g pour la composante horizontale est 7 % pour la composante verticale), éventuellement modulé en fonction de la côte (coefficient sismique plus élevé pour les étages supérieurs).

En parallèle avec ces premières tentatives de calcul, l'importance des dispositions de construction et particulièrement des "choses à ne pas faire" a été rapidement reconnue et les premiers codes parasismiques ont introduit des recommandations sur la nature des contreventements et la mise en œuvre des matériaux. [4]

Pour l'Algérie, les règles de première urgence édictées après le séisme d'Orléansville (Chlef actuellement) en 1954 sont les *Recommandations de constructions parasismiques AS55*.

I.3.2.2 Codes parasismiques de deuxième génération

Le premier enregistrement de mouvement fort fut obtenu à Long Beach en 1933 et, jusqu'en 1970, le nombre de tels enregistrements est resté très limité. Le plus célèbre, utilisé par des générations de calculateurs, est celui d'El Centro en Californie (18 mai 1940) dont une composante horizontale a atteint l'accélération de 34% de g. Cette valeur paraissait très élevée d'après l'opinion la plus répandue à l'époque, et beaucoup d'experts pensaient qu'elle était proche du maximum concevable qui était considéré comme étant de l'ordre de 50% g.

En 1971, le séisme de San Fernando, en Californie, fournit un très grand nombre d'enregistrements dont un, celui de Pacoima Dam, dépassait l'accélération de la pesanteur. Les ingénieurs de génie parasismique, dont certains avaient déjà pressenti que les spéculations sur la limitation des mouvements sismiques n'étaient guère fondées, durent reconnaître que ces mouvements pouvaient être beaucoup plus intenses que ce que l'on croyait.

Le rôle fondamental de la dissipation d'énergie lors des cycles de déformation inélastique fut mis en évidence et permit de comprendre le bon comportement de certaines structures non calculées au séisme, ou calculées avec des coefficients sismiques modérés, et la ruine de certaines autres, dont les capacités de dissipation d'énergie étaient insuffisantes.

Ces progrès dans les connaissances ont été concrétisés dans les codes dits de deuxième génération (comme les Règles PS 69/82 en France) dans lesquels :

- le caractère dynamique de la réponse est explicité par un coefficient dépendant de la période fondamentale de la structure ;
- le rôle de la ductilité est reconnu implicitement par le fait que les coefficients sismiques restent modérés (alors que les nouvelles données d'enregistrement auraient dû conduire à une augmentation sensible) et par l'accent qui est mis sur les dispositions qualitatives de construction nécessaires pour l'obtention de la ductilité.

Les Règles PS 69/82 ont pris, en France, la suite des Recommandations AS 55, élaborées pour l'essentiel en 1962, retouchées en 1964, et publiées en octobre 1970 sous forme d'un DTU (Document Technique Unifié). Après le séisme de 1980 à El Asnam (Chlef actuellement), la nécessité de certaines révisions a conduit à la rédaction des Addenda de 1982. [4]

I.3.2.3 Codes parasismiques de troisième génération

Le défaut principal des codes de deuxième génération est que la prise en compte de la ductilité n'est pas explicite et que le calcul spectral précédemment décrit, suppose un comportement linéaire et élastique de la structure. Toutefois, dans certains cas et notamment pour des ouvrages comportant une ou plusieurs piles fixes et soumis à des séismes de forte intensité, il n'est pas réaliste de considérer que le comportement de la structure reste dans le domaine élastique. [4]

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

se trouvent alors écrêtés par la formation de " rotules plastiques " dans la structure. Le calcul dit " pseudo-élastique " est donc mené en supposant la structure parfaitement élastique, et la prise en compte des zones plastifiées se fait par l'introduction d'un coefficient de comportement venant réduire les efforts calculés. [3]

Quelques codes parasismiques de troisième génération pour les ponts :

- Etats-Unis (Général AASHTO Standard Specification for Highways Bridges, ou spécifique à la Californie SDC Caltrans Seismic Design Criteria).
- Japon (JSCE Design Specification for Highway Bridges in Japan and Design Earthquake Motions).
- Nouvelle Zélande (NZ New Zeland Code).
- Europe (Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance Part2: Bridges).
- France (Guide AFPS92 pour la protection parasismique des ponts).
- Italie (Ordinanza 3274-Disposizioni relative ai ponti).
- Espagne (NCSE-02 Norma de Construcción Sismoresistente).
- Algérie (Règles parasismiques applicables au domaine des ouvrages d'art " RPOA 2008").

Tableau I.2. Évolution des règlements parasismiques au Maghreb

Année	Séismes au Maghreb	Parution de
1716	Alger	Mesures parasismiques – Dey CHAOUCH Alger
1954	Orléans – ville (Chlef) Algérie	Recommandations de constructions parasismiques "AS55"
1960	Agadir Maroc	Décret n° 2-60-893 du 21-12-1960 "Normes d'Agadir 1960" règles parasismiques 1969 ; "PS69"
1980	El Asnam – Algérie	« Addenda 02/82 » au PS 69
1985	Constantine Algérie	Règles parasismiques Algériennes "RPA 81" et "RPA 83"
1989	Tipaza -Alger	Révision en "RPA88"
1992	Rissane – Maroc	En France 1990 Refonte du "PS69"
1992	Erfoud – Maroc	1992 application des règles parasismiques applicables aux bâtiments
1994	Al Hoceima Maroc	1995 « guide technique pour les ouvrages d'art »
1994	Mascara Algérie	
1996	Ain Benian Algérie	
1999	Ain Témouchent Algérie	Révision du zonage en "RPA99"
2000	Beni Ouartilane Sétif Algérie	MAROC : Avril 2000 présentation du nouveau code sismique marocain du bâtiment "CSMB 2000" version II du règlement sismique marocain du bâtiment "RSMB 2000"
2001	Rabat – Kenitra Maroc	Maroc : Parution et application du "RPS2000"
2002		
2003	Boumerdès - Algérie	Révision du "RPA99" en "RPA2003"
2004	Al Hoceima - Maroc	Révision du "RPS2000" - en cours dite "RPS2008"
2008		Algérie : Règles parasismiques applicables au domaine des ouvrages d'art "RPOA 2008"

I.3.3 Application des règlements parasismiques des ouvrages d'art en Algérie

I.3.3.1 Méthode statique équivalente

Dite aussi la méthode forfaitaire 0.1g ; elle s'applique à tout type de construction notamment les ponts. L'accélération du sol n'étant pas précisée, l'effet du séisme est assimilé à une force statique équivalente égale à :

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

Suivant la direction de la force sismique statique, 4 cas possibles peuvent se présenter :

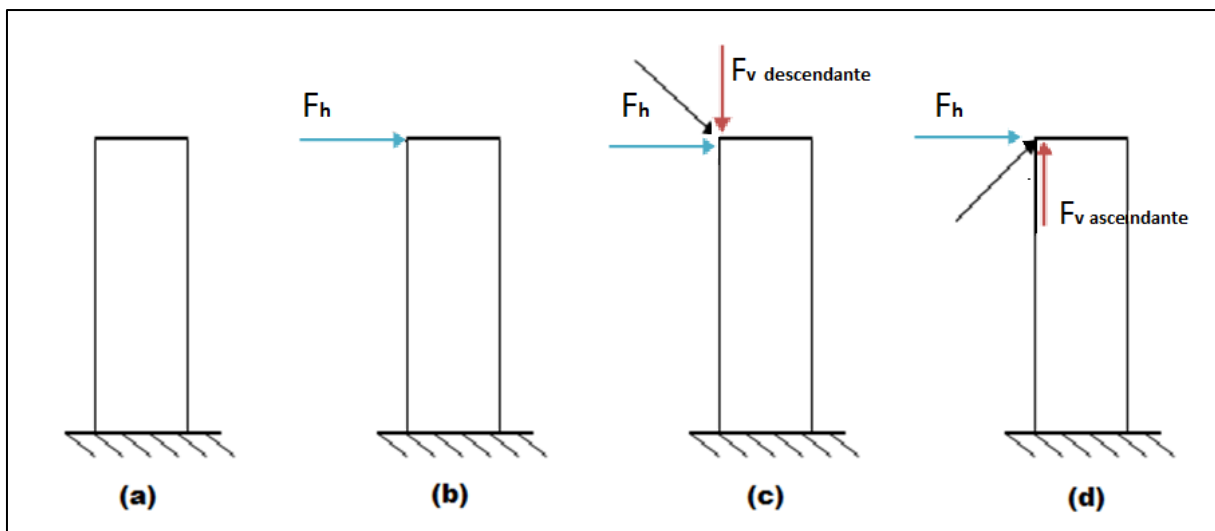


Figure I.15. Actions statiques sismiques possibles

(a) absence de force statique donc absence de séisme.

(b) présence de force statique horizontale.

(c) présence de force statique inclinée vers le bas donc naissance de force statique verticale descendante.

(d) présence de force statique inclinée vers le haut donc naissance de force statique verticale ascendante.

I.3.3.2 Règles PS69

Dans ces Règles, le coefficient sismique horizontal σ_x est donné par la formule : $\sigma_x = \alpha \cdot \beta \cdot \gamma \cdot \delta$ avec :

- α : Coefficient d'intensité, caractérisant l'aléa sismique ($\alpha = 1$ pour une intensité MSK de VIII).

Tableau I.3. Valeurs du coefficient α [12]

α	0.5					1					2					3					4					5																																	
	[Scale with 60 divisions]																																																										
Intensité nominale	6						7						8						9						10																																		
Intensité selon l'échelle MSK	VII										VIII										IX										X										XI																		

- β : Coefficient de réponse (figure I.16), fonction de la période fondamentale T et du niveau d'amortissement (normal, moyen ou faible) ; pour l'amortissement dit normal, β est compris entre 0,05 et 0,1 ;

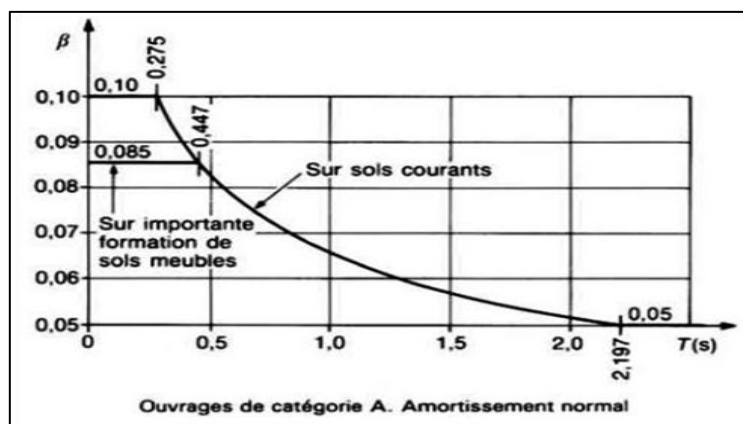


Figure I.16. Valeurs du coefficient β [12]

- γ : Coefficient de distribution suivant les étages ; par exemple, pour un bâtiment de N étages, on a pour l'étage de rang n : $\gamma_n = 3n / (2N + 1)$
- δ : Coefficient de fondation, variant de 0,9 à 1,3, destiné à traduire le fait que les constructions sont plus vulnérables sur sol médiocre.

Tableau I.4. Valeurs du coefficient δ [12]

Mode de fondation	SOL			
	A Terrains de consistance rocheuse	B Terrains de consistance moyenne	C Terrains meubles, assez forte teneur en eau	D Limons et vases gorgés en eau
1/Semelles superficielles	1.00	1.15	1.25	
2/semelles sur puits	0.90	1.00	1.15	
3/radier		1.00	1.10	1.20
4/pieux appuyés en pointe à travers les sols B, C ou D		1.10	1.15	1.30
5/pieux flottants		1.10	1.30	

I.3.3 RPA

Règles Parasismiques Algériennes spécifiques aux bâtiments moyennant certaines adaptations pour les ouvrages d'art (zonage, accélération nominale).

I.3.4 Pré-aboutissement du RPOA 2008

La situation géographique d'Algérie, aux frontières de la plaque africaine (figure I.17), fait que plusieurs régions de notre pays peuvent être qualifiées de zones sismiquement actives. Les dernières sollicitations telluriques, qu'a connues la région du centre d'Algérie en 2003, en ont apporté l'ultime preuve. Elles ont, également, déclenché le débat sur la prise en compte du risque sismique dans le dimensionnement des structures en général et notamment les ouvrages d'art vu qu'on ne dispose pas d'un règlement parasismique en vigueur pour ces derniers.

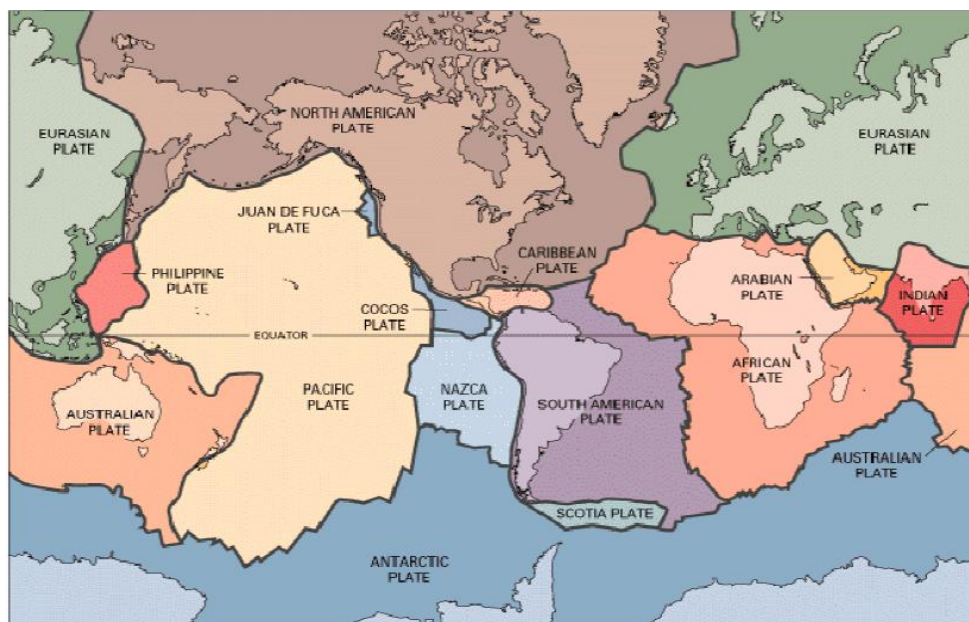


Figure I.17. Plaques tectoniques [13]

Le Ministère des Travaux Publics (MTP) a alors, engagé en 2004 un certain nombre d'actions qui ont pour objectif la minimisation de la vulnérabilité des ouvrages d'art face aux séismes, car les dommages engendrés peuvent avoir des conséquences graves.

L'une des actions importantes engagée, par le MTP, a été de doter le secteur d'un règlement parasismique relatif aux ouvrages d'art du type troisième génération, le premier du genre depuis l'indépendance.

Ainsi, et depuis 2005, un groupe d'experts nationaux et internationaux provenant de plusieurs organisations telles que des entreprises, des bureaux d'étude technique, des laboratoires de recherche, des universités, des administrations..., en relation avec l'organisme national de Contrôle Technique des Travaux Publics (CTTP) et en collaboration avec le centre national de recherche appliquée en génie parasismique (CGS) se sont attelés à la tâche pour produire ce document intitulé : Règlement Parasismique Applicable aux domaines des Ouvrages d'art "RPOA".

En 2006, fut mis en place un Groupe de Techniciens Spécialisés (GTS) présidé par le directeur du CGS et composé de plusieurs membres comprenant des enseignants d'universités et d'écoles, des membres du CGS, des membres des grandes entreprises de réalisation des ouvrages d'art telles que ENGOA, SAPTA, SAETI, des membres du CTC et du CTTP... dans l'objectif d'élaborer le document réglementaire, cette élaboration a été enrichie par la contribution d'experts étrangers.

Les travaux du GTS ont duré deux années et c'est en 2008 que le projet a été validé par le Comité Technique Permanent (CTP).

L'application du dit règlement, par les bureaux d'études, laboratoires, entreprises, ou tout organisme activant dans le domaine des ouvrages d'art, que ce soit pour la conception, l'étude, ou la remise en état des ouvrages d'art, a été instruite par l'arrêté ministériel du 27 juin 2009 modifié et remplacé par l'arrêté du 14 octobre 2010.

CHAPITRE II

PRÉSENTATION DU RPOA

II.1 Préambule

Les ponts du réseau routier algérien ont été construits avant l'entrée en vigueur du nouveau règlement parasismique pour les ouvrages d'art (RPOA 2008). Ils ont été dimensionnés de manière empirique pour supporter des tremblements de terre. En conséquence, certains d'entre eux se caractérisent par une sécurité aux séismes insuffisante selon les critères actuels notamment en termes de ductilité et de dispositions constructives.

Aujourd'hui le RPOA est devenu un référentiel spécifique pour les différents acteurs de la construction (Maîtres d'ouvrage, Maîtres d'œuvre, ingénieurs, projeteurs, entreprises...), dans l'établissement et la réalisation des projets d'ouvrages d'art. Son application a été imposée par l'arrêté ministériel du 14 octobre 2010.

Ce règlement est destiné aux ouvrages d'art neufs (ponts et tunnels) routiers ou ferroviaires ; il propose également des recommandations pour l'évaluation en vue de renforcement parasismique éventuel des ouvrages existants.

Pour les ouvrages neufs, le RPOA donne les principes de conception et établit les règles de calcul des ouvrages résistants aux séismes, les exigences et les dispositions constructives pour assurer une sécurité des ouvrages et ceci à des conditions économiques acceptables.

Pour les ouvrages existants, le RPOA définit les conditions et les critères d'évaluation et de renforcement des ponts en soulignant les aspects structuraux du comportement sismique, y compris les effets sur les structures résultant de la liquéfaction et des déformations du sol induites par le séisme. Les vérifications reviennent pour l'essentiel à évaluer la sécurité parasismique des ouvrages existants selon les règles parasismiques des ouvrages neufs.

II.2 Contenu du RPOA

Le Règlement Parasismique Algérien est composé essentiellement de trois parties :

- Partie I : ponts neufs.
- Partie II : tunnels.
- Partie III : ponts existants.

II.2.1 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.

Ce règlement couvre essentiellement la conception parasismique des ponts pour lesquels les actions horizontales sismiques sont principalement reprises, soit par les culées, soit par la flexion des piles, c'est-à-dire les ponts composés d'un système de piles sensiblement verticales, supportant le tablier. 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 ainsi que les ponts cadres. Les ponts suspendus, les ponts mobiles, ou les cas de ponts de configuration extrême (par exemple les ponts fortement biais ou les ponts avec une courbure horizontale importante) ne sont pas complètement couverts par les dispositions contenues dans ce règlement.

La démarche de dimensionnement de ce règlement est basée sur l'exigence générale d'après laquelle les communications d'urgence doivent être maintenues, avec une fiabilité appropriée, après l'événement sismique de calcul et sur l'exigence que les dommages que pourraient provoquer leur défaillance sur les constructions et installations environnantes soient maîtrisés. Aussi, il est admis que certaines structures puissent subir des déformations qui se situent dans le domaine post élastique entraînant des détériorations : fissurations, destruction de certains éléments non structuraux.

Les ouvrages, objets du présent règlement, sont calculés à l'aide d'un spectre de réponse élastique dans le cas d'un calcul élastique, les efforts ainsi obtenus sont directement utilisés pour dimensionner les sections. Pour certains systèmes d'appui et sous réserve d'adopter des dispositions constructives particulières, il est possible de procéder à un calcul inélastique qui réduit forfaitairement les efforts, en utilisant le spectre de dimensionnement et des coefficients de comportements. Dans tous les cas, le tablier est dimensionné de façon à ce qu'il reste élastique.

II.2.2 Tunnels

Ce règlement vise aussi les ouvrages souterrains linéaires (tunnels, galeries, descenderies, puits, trémies) superficiels ou profonds, quelle que soit leur méthode de réalisation.

Pour les ouvrages souterrains à géométrie plus complexe (stations, usines, cavités), certaines parties du règlement peuvent servir de guide au projeteur, notamment en ce qui concerne la définition de l'action sismique, les méthodes de calcul à utiliser sont à définir au cas par cas et sortent du cadre du RPOA.

II.2.3 Ponts existants

Le RPOA définit les conditions et les critères d'évaluation et de renforcement des ponts. Il souligne les aspects structuraux du comportement sismique, en mettant l'accent sur les effets résultant de la liquéfaction et des déformations du sol induites par le séisme.

Plusieurs options de renforcement sont disponibles pour protéger les ponts contre l'effondrement et les dommages majeurs causés par les tremblements de terre. En général, le niveau de renforcement est choisi selon l'importance de l'itinéraire et de la structure, de la zone de sismicité du pont, et de l'exigence à l'aptitude au service post sismique de la structure en terme de trafic et dommages acceptables.

Le projet d'évaluation et de renforcement des ouvrages existants doit se baser sur un séisme de référence, en combinant les critères d'importance de l'ouvrage avec les indices de risque sismique permettant ainsi d'établir un niveau de priorité de renforcement du pont.

II.3 Application du RPOA pour les ponts neufs

Contrairement aux codes parasismiques de première génération (§I.3.2.1) qui s'appliquaient en Algérie depuis 1955 où on effectuait un calcul empirique, le RPOA classé comme un règlement de troisième génération (§II.3.2.3) apporte quelques éléments supplémentaires à la conception parasismique des ponts. Ils portent principalement sur la prise en compte de la ductilité à travers l'introduction d'un facteur de comportement (q) et les dispositions constructives dans les différents éléments de la structure du pont afin de dissiper l'énergie provenant du séisme sans dommages majeurs. Ce règlement offre aux projeteurs deux possibilités majeures de conception pour les appuis :

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

II.3.1 Principes du calcul élastique

La conduite du calcul élastique passe par les points suivants :

- I. Définition des masses de la structure ;
- II. Définition des raideurs des appuis ;
- III. Evaluation de la période propre de l'ouvrage et de sa déformée sous sollicitation dynamique ;
- IV. Evaluation de l'amortissement structurel ;
- V. Evaluation des forces statiques équivalentes à l'aide de spectre de réponse élastique ;
- VI. Détermination des sollicitations élastiques.

III.3.2 Principes du calcul inélastique

On admet la formation de rotules plastiques par plastification des aciers longitudinaux pour des efforts inférieurs à ceux qu'une structure parfaitement élastique aurait subis. On applique la démarche du calcul élastique (points I à VI) avec le spectre de dimensionnement, puis on divise les efforts obtenus par un coefficient dit de comportement, qui permet de tenir compte des capacités de ductilité de la structure.

Il faut toutefois bien vérifier que, sous les sollicitations réduites obtenues, il y a effectivement formation de rotules plastiques et, qu'en dehors des rotules plastiques, la structure reste bien élastique. La vérification de ce critère de cohérence assure au projeteur que, sous les sollicitations ainsi déterminées, les parties fragiles (i.e. non ductiles) de la structure sont bien protégées par la formation de rotules plastiques ductiles.

En somme, on dicte à la structure les seuls endroits où elle peut dissiper de l'énergie par endommagement et plastification des aciers. [3]

Coefficient de comportement : Ce coefficient est unique pour l'ensemble de l'ouvrage et fixé par le RPOA (Article 4.4 page 34) en fonction du matériau utilisé et du type de structure. Il tient compte forfaitairement de la capacité plus ou moins grande des éléments résistant au séisme (piles) à supporter des déformations plastiques par formation de rotules plastiques dans des endroits précis.

La démarche modifie et complète le calcul élastique par les points suivants :

- V. Evaluation des forces statiques équivalentes par le spectre de dimensionnement;
- VI. Détermination des sollicitations à partir des forces précédentes;
- VII. Division des sollicitations par un coefficient de comportement ; les déplacements ne sont pas divisés par ce coefficient;
- VIII. Vérification du critère de cohérence : les aciers longitudinaux plastifient bien dans les rotules plastiques et pas ailleurs;
- IX. Ferrailage convenable des rotules plastiques de façon à éliminer le risque de rupture fragile par cisaillement lorsque les rotules plastiques se sont développées.

II.4 Démarche de l'analyse sismique des ponts

L'analyse sismique est conduite en suivant les étapes suivantes :

- Classification des zones sismiques.
- Classification de l'ouvrage.
- Classification du site.
- Détermination du coefficient d'accélération de zone.
- Dédution du spectre de réponse.
- Choix de la méthode d'analyse.
- Détermination des efforts provenant de la mise en mouvement du tablier.
- Détermination des efforts provenant des poussées dynamiques du sol.

II.4.1 Classification des zones sismiques

L'ensemble du territoire national algérien est réparti en cinq zones de sismicité croissante :

- **Zone 0** : sismicité négligeable
- **Zone I** : sismicité faible
- **Zone Iia** : sismicité moyenne
- **Zone IIb** : sismicité élevée
- **Zone III** : sismicité très élevée

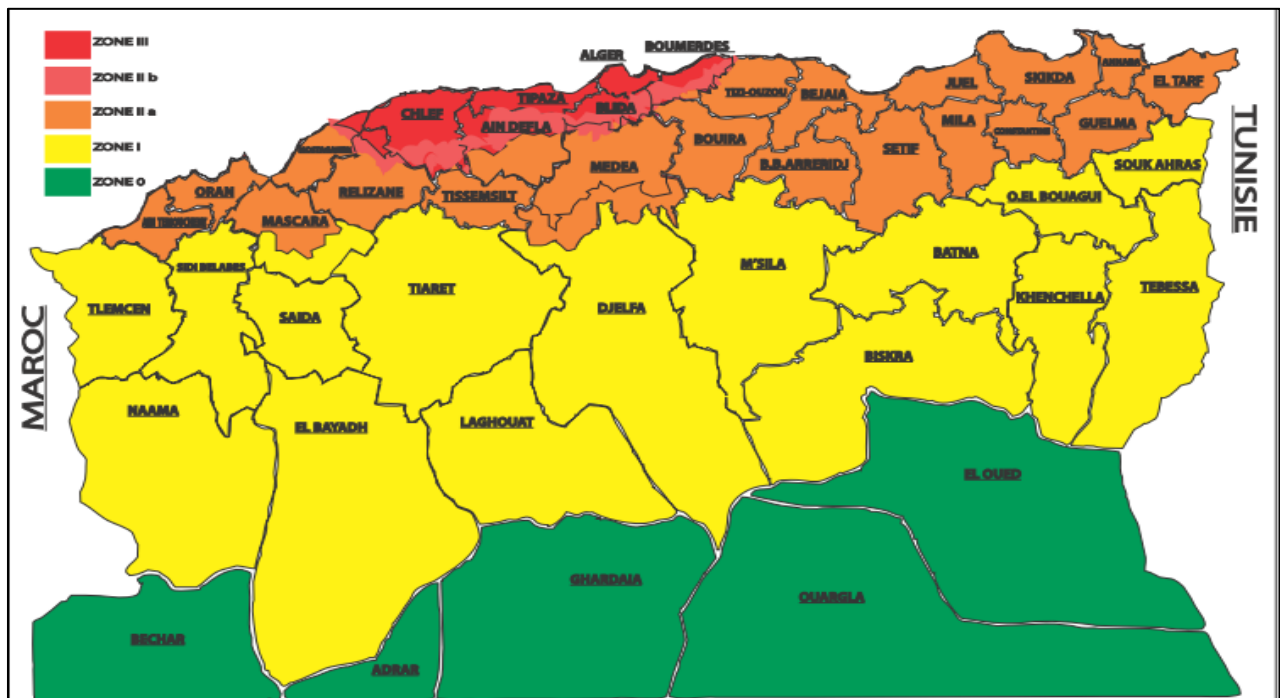


Figure II.18. Carte de zonage de l'Algérie [1]

II.4.2 Classification de l'ouvrage

Les ponts sont classés selon leur importance en trois groupes, cette classification est du ressort du maître d'ouvrage qui doit la faire figurer dans le cahier des charges, en s'appuyant sur les critères généraux énoncés ci-après :

Groupe 1 : Pont stratégique

Ce groupe recouvre les ponts stratégiques devant rester circulables après avoir subi l'action sismique ultime réglementaire :

- Les ponts dont l'utilisation est primordiale pour les besoins de la sécurité civile, de la défense nationale ainsi que pour le maintien de l'ordre public ;
- Les ponts supportant des pistes d'avion appartenant à des aéroports ;
- 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).

Groupe 2 : Pont important

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 ;

- Liaisons ferroviaires ;
- 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).

Groupe 3 : Pont d'importance moyenne

- Les ponts qui ne sont rangés ni en groupe 1 ni en groupe 2.

II.4.3 Classification du site

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

- **Catégorie S1** : (site rocheux)

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

- **Catégorie S2** : (site ferme)

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** : (site meuble)

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** : (site très meuble)

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.

II.4.4 Détermination du coefficient d'accélération de zone

Le paramètre A caractérise l'intensité sismique. On peut l'interpréter comme l'accélération maximale au rocher au droit de l'ouvrage à prendre en compte dans les calculs.

Il est donné en fonction de la zone sismique et de l'importance du pont dans le tableau II.1

Tableau II.1. Valeurs du coefficient 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

II.4.5 Déduction du spectre de réponse

II.4.5.1 Spectres de réponse élastique

Le spectre de réponse élastique S_{ae} (Figure II.2) constitue généralement la donnée de base pour le calcul sismique élastique. Pour chaque composante de la force sismique (horizontale ou verticale) est établi un spectre de réponse. Il permet de déterminer le déplacement maximal d'un oscillateur (de période T et de taux d'amortissement critique ξ) par rapport à sa base ainsi que l'effort maximal induit dans cet oscillateur F_{\max}

a. Composante horizontale

Le RPOA donne le spectre de réponse élastique pour les deux directions horizontales (longitudinale et transversale) par les formules ci-dessous :

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

Où :

- g : Accélération de la pesanteur = $9,81\text{m/s}^2$;
- T_1, T_2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site donné dans le tableau II.2 ;
- S : Coefficient de site donné dans le tableau II.2 ;
- A : Coefficient d'accélération de zone donné dans le tableau II.1 ;
- $\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)}$ Facteur de correction de l'amortissement ;
- ξ : Taux d'amortissement défini en II.4.6.3 ;

Tableau II.2. Valeurs de T_1 , T_2 et S pour la composante horizontale [1]

Site	S1	S2	S3	S4
T_1	0.15	0.15	0.20	0.20
T_2	0.30	0.40	0.50	0.70
S	1	1.1	1.2	1.3

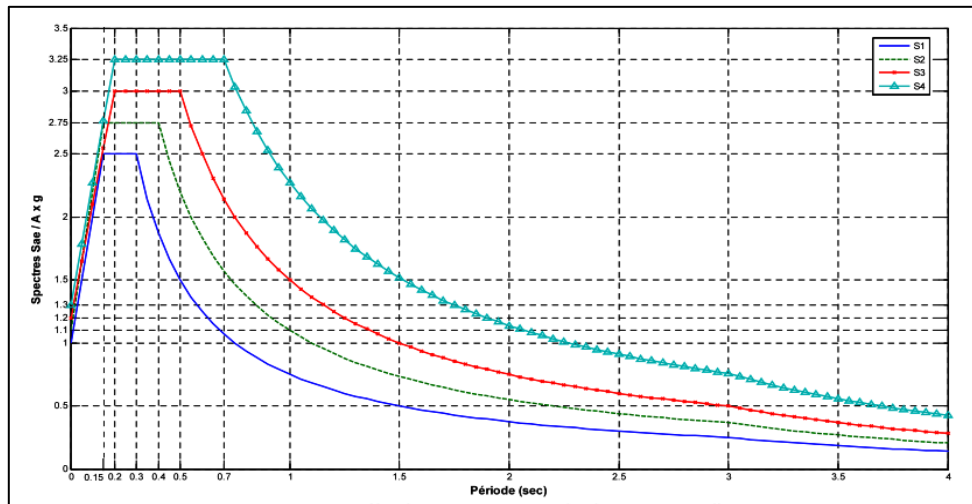


Figure II.2 Spectre de réponse pour la composante horizontale- 5% d'amortissement [1]

b. Composante verticale

Le spectre de réponse pour la composante verticale est donné par les formules ci-dessous :

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

Où :

- g : Accélération de la pesanteur = 9,81m/s² ;
- A : Coefficient d'accélération de zone donné dans le tableau II.1 ;
- α : Coefficient qui tient compte de l'importance de la composante verticale en zone de forte sismicité : α = 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 II.3 ;

Tableau II.3. Valeurs de T1 et T2 pour la composante verticale [1]

Site	S1	S2	S3	S4
T ₁	0.15	0.15	0.20	0.20
T ₂	0.30	0.40	0.40	0.40

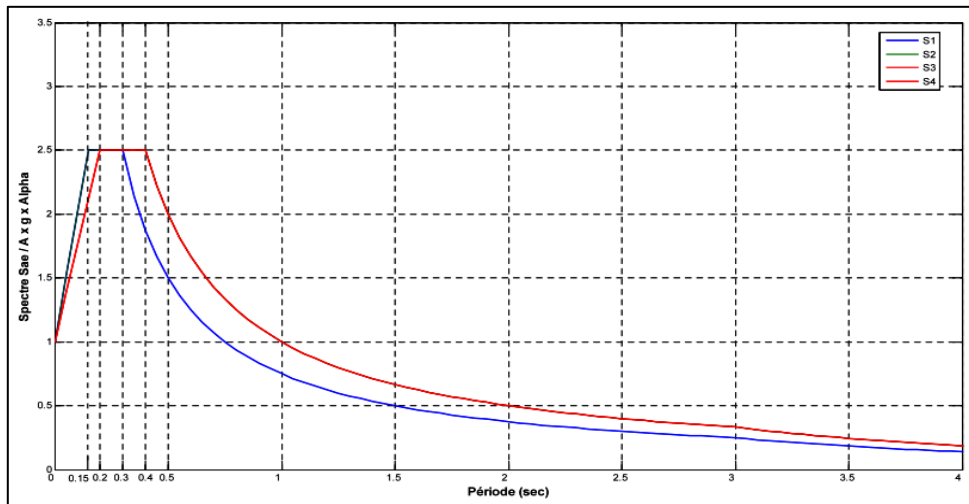


Figure II.3. Spectre de réponse pour la composante verticale- 5% d'amortissement [1]

II.4.5.2 Spectre de dimensionnement

Le spectre de dimensionnement S_{ad} (Figure II.4) est à utiliser conjointement avec un coefficient de comportement. Il diffère du spectre de réponse élastique en deux régions :

- les branches descendantes aux grandes périodes décroissent moins vite.
- les branches ascendantes aux faibles périodes ont disparu et le plateau s'étend jusqu'aux périodes nulles : on se prémunit ainsi contre les risques d'assouplissement de la structure par endommagement des appuis.

Il est donné pour les deux directions horizontales par les formules ci-dessous :

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

Où :

- η : est défini en II.4.5.1.a ;
- g : Accélération de la pesanteur = 9,81m/s² ;
- T_2 : Période caractéristique donnée dans le tableau II.2 ;
- S : Coefficient de site donné dans le tableau II.2 ;
- A : est donnée dans le tableau II.1 ;

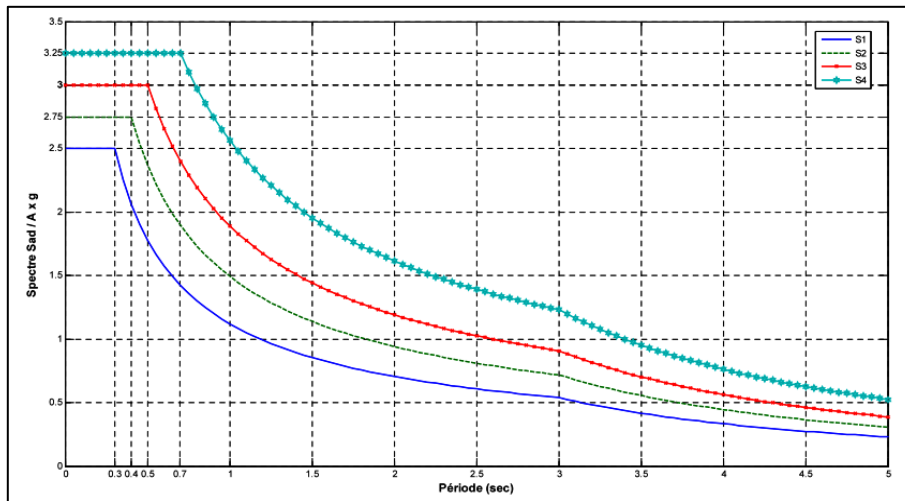


Figure II.4. Spectre de dimensionnement pour la composante horizontale- 5% d'amortissement [1]

II.4.6 Modélisation

Avant de procéder à l'analyse, on doit d'abord définir les caractéristiques du système telles que sa masse, sa raideur, son amortissement.

II.4.6.1 Masses

Les masses se limitent au poids propre de la structure et aux autres charges permanentes qu'elle supporte, sauf pour les ponts urbains très fréquentés ou les ponts rails, 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.

II.4.6.2 Raideurs

Les raideurs à prendre en compte proviennent des trois parties d'ouvrages suivantes :

- Fondations et sol environnant.
- Appuis.
- Appareils d'appuis.

II.4.6.3 Amortissement

L'amortissement dans un matériau est conventionnellement introduit par un modèle visqueux. La valeur du taux d'amortissement critique ξ (en %) pour les matériaux courants est :

Tableau II.4. Taux d'amortissement critique

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

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.

II.4.7 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:

II.4.7.1 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.

II.4.7.2 La méthode multimodale spectrale

Cette méthode est utile pour l'analyse des ponts à géométrie complexe tels que les ponts qui ne peuvent pas être calculés par la méthode monomodale. 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 (CQC ou SRSS).

II.4.7.3 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.

II.4.7.4 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.

II.4.7.5 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.

II.4.8 Détermination des efforts provenant des poussées dynamiques du sol

Ces efforts ne concernent que les culées. Ils sont déterminés de la même manière que les efforts dus au poids de la culée, c à d, il faudrait accélérer les terres avec σ_H et σ_V .

En cas de séisme, en plus de la poussée statique du sol, un surplus de poussée se crée, il est

$$\text{donnée par : } \Delta F_{ad} = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2 [(1 \pm \sigma_V) \cdot K_{ad} - K_a]$$

Cette force est appliquée à $0.6H$ compté à partir de la base de l'écran. H étant la hauteur de l'écran, avec :

γ : Masse volumique des terres

K_a : coefficient de poussée statique des terres

K_{ad} : Coefficient de poussée dynamique des terres

$$K_a = \frac{\cos^e(\varphi - \lambda)}{\cos^2 \lambda \cos(\delta + \lambda) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi - \beta)}{\cos(\delta + \lambda) \cos(\beta - \lambda)}} \right]^2}$$

$$K_{ad} = \frac{\cos^e(\varphi - \lambda - \theta)}{\cos \theta \cos^2 \lambda \cos(\delta + \lambda + \theta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi - \beta - \theta)}{\cos(\delta + \lambda + \theta) \cos(\beta - \lambda)}} \right]^2}$$

Avec :

φ : Angle de frottement interne des terres derrière la culée

λ : Angle d'inclinaison de l'écran par rapport à la verticale

β : Angle d'inclinaison du talus

δ : Angle de frottement sol-écran (il est conseillé de le prendre nul)

θ : Angle apparent de la gravité = $\arctg\left(\frac{\sigma_H}{1 \pm \sigma_V}\right)$

CHAPITRE III

MÉTHODES D'ANALYSE SISMIQUE DES PONTS

III.1 Analyse monomodale spectrale

III.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 déterminés 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.1.2 Domaine d'application

L'application de la méthode monomodale est gouvernée par la vérification des 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 ". Ce critère est à vérifier aussi bien pour le séisme longitudinal 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 gr 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 gr 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.1.3 Séisme longitudinal

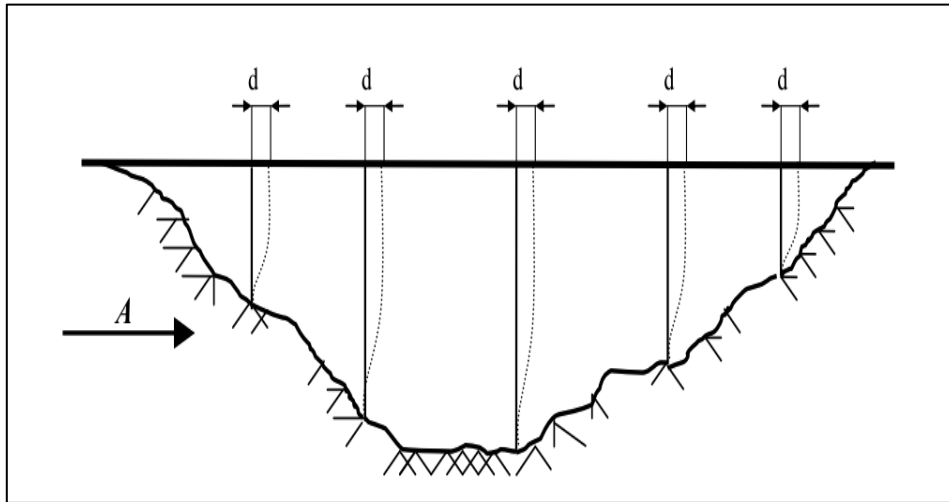


Figure III.1. Séisme longitudinal [1]

La période longitudinale du système vaut :

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

Avec :

- K : Raideur longitudinale de l'ensemble des appuis ($= \Sigma K_i$ 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 chevêtre) 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 aux fondations vaut :

$$d = \left(\frac{T}{4\pi}\right)^2 \cdot S_a(T)$$

$S_a(T)$ 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.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.1.4.1 Modèle à tablier rigide

Transversalement, le tablier peut être supposé comme étant rigide si :

- $L/B \leq 5$ où L est la longueur totale du tablier et B sa largeur ;
- $\Delta d/d_a \leq 0.20$ où 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.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 :

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

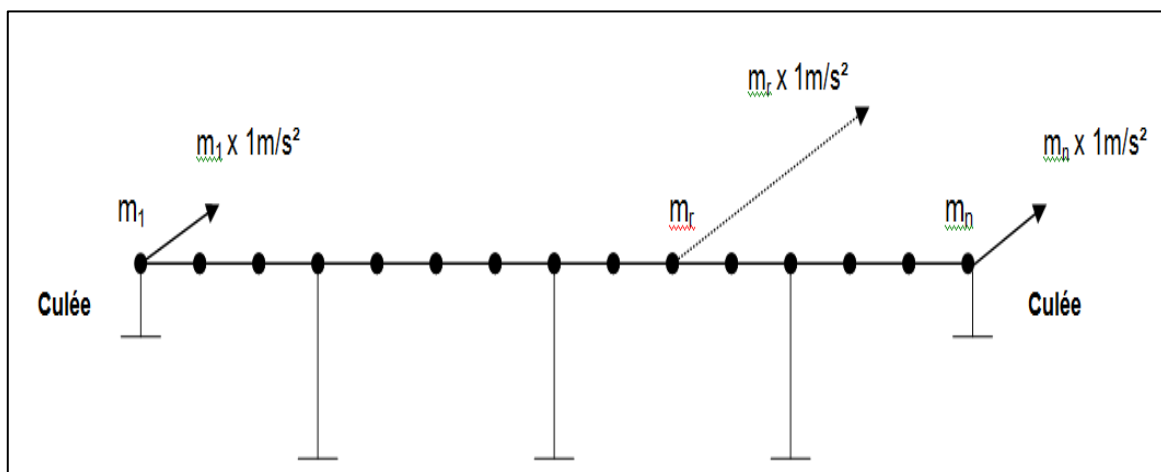


Figure III.2. Séisme transversal

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

$$F_i = \frac{4\pi^2}{T^2} \cdot S_a(T) \cdot u_i m_i$$

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.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.

$$F_i = \frac{4\pi^2}{T^2} \frac{S_{ae}^v(T)}{g} v_i m_i$$

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 est l'accélération spectrale du spectre de calcul pour la composante verticale.

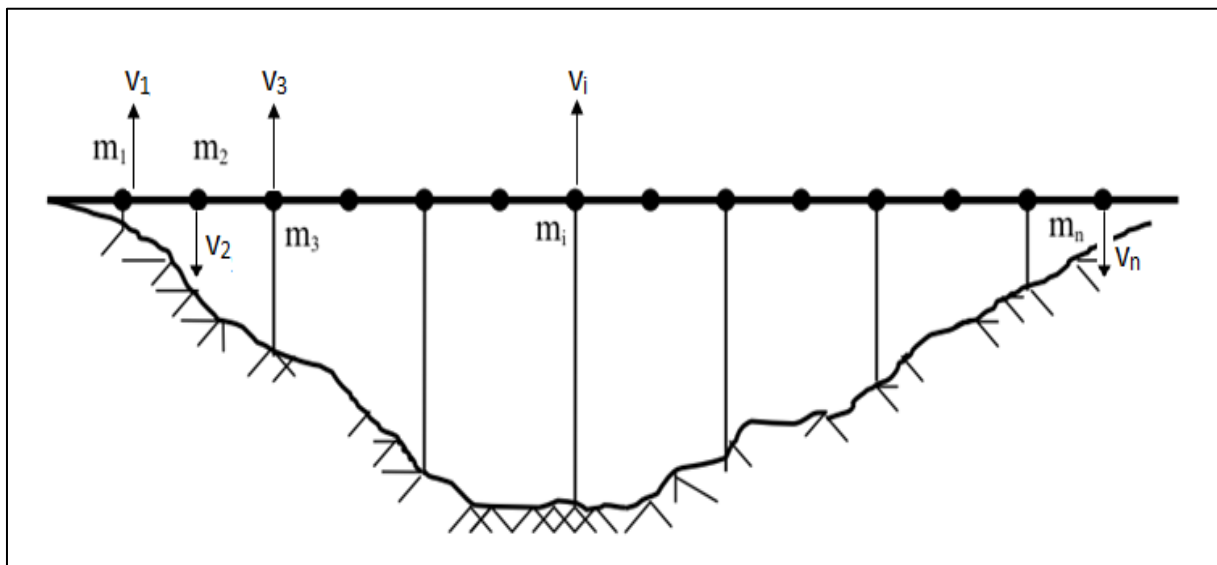


Figure III.3. Séisme vertical [1]

III.2 L'analyse multimodale spectrale

III.2.1 Définition

L'analyse multimodale spectrale est plus sophistiquée que la méthode monomodale et est très efficace dans l'analyse de la réponse des structures élastiques linéaires complexes à une excitation d'un tremblement de terre. Cette méthode est appropriée pour des structures à géométrie irrégulière. Ces irrégularités induisent un couplage dans les trois directions orthogonales au sein de chaque mode de vibrations. [8]

III.2.2 Principe

Cette analyse prend en compte tous les modes de vibration qui ont une contribution sur la réponse de la structure à une excitation sismique. Elle est basée sur un calcul dynamique multimodal spectral et tient compte de façon statique des déplacements différentiels. La réponse globale est obtenue par des combinaisons statistiques des contributions modales maximales. [1]

III.2.3 Etapes de modélisation

III.2.3.1 Choix du modèle

Une analyse spectrale multimodale est généralement effectuée par la modélisation de la structure du pont en plusieurs éléments dans les trois directions avec une masse de structure concentrée à différents endroits pour représenter les modes de vibration des composants. Habituellement, cinq éléments sont suffisants par travée pour représenter les trois premiers modes de vibration. En général, pour saisir le $i^{\text{ème}}$ mode des vibrations, la travée doit être décomposée en au moins $(2i-1)$ éléments. Pour les structures à longue portée beaucoup plus d'éléments devraient être utilisés pour capturer tous les modes qui contribuent à la vibration. Pour obtenir une réponse raisonnable, le nombre de modes devraient être au moins égale à trois fois le nombre de travées. Cette analyse est généralement effectuée par un programme informatique d'analyse dynamique comme ADINA, GTSTRUDL, SAP2000, ANSYS, et NASTRAN. Les discontinuités au niveau des articulations et des butées doivent être incluses dans le modèle. [8]

III.2.3.2 Construction de la matrice des masses

La manière la plus simple de représenter les caractéristiques massiques d'une structure consiste à supposer que toute la masse est concentrée aux points de définition des déplacements en translation. Le calcul de ces masses ponctuelles suppose en général la structure constituée d'un nombre fini de segments. La figure (III.4) illustre ce concept dans le

cas d'un pont à une seule travée. La masse des segments est concentrée aux nœuds, leur répartition étant déterminée par les règles de la statique. Le total des masses concentrées à un nœud donné doit donc être égal à la somme des contributions nodales de chacun des segments concourant à ce nœud. Par exemple, pour la figure ci-dessous $m_1 = 0.5 m_A + 0.5 m_B$ [9]

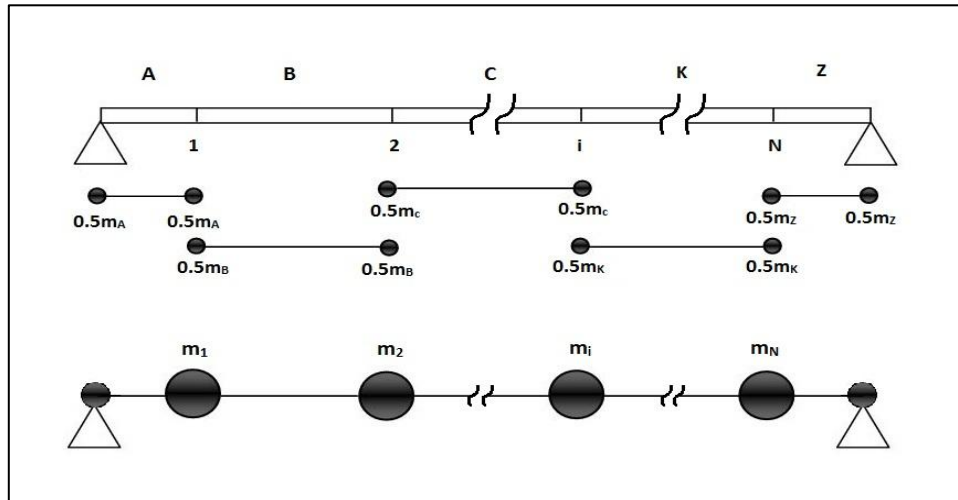


Figure I.4. Exemple de discrétisation en masses concentrées [9]

La modélisation en masses concentrées n'introduit aucun couplage entre les degrés de liberté. Il en résulte pour la matrice de masse une structure diagonale qui présente beaucoup d'avantages pour le traitement numérique.

$$\underline{M} = \begin{bmatrix} m_1 & & & & & & \\ & \ddots & & & & & 0 \\ & & m_i & & & & \\ & & & \ddots & & & \\ & 0 & & & & & \\ & & & & & & \\ & & & & & & m_n \end{bmatrix}$$

III.2.3.3 Construction de la matrice de rigidité

La définition de la matrice de raideur montre que le terme k_{ij} de la matrice est égal à la force qu'il faut appliquer au degré de liberté i pour maintenir son déplacement nul sous l'effet d'un déplacement unitaire appliqué au seul degré de liberté j ; en particulier le terme k_{ij} est égal à la force qu'il faut appliquer au degré de liberté i pour lui imposer un déplacement unitaire tout en maintenant nuls les autres degrés de liberté.

La formulation de la matrice K dans le cadre de la méthode des éléments finis ne conduit pas à une matrice pleine dans laquelle tous les coefficients sont non nuls. Au contraire le

couplage entre nœuds n'existe que pour les nœuds adjacents. Il en résulte qu'un grand nombre de termes sont nuls et que la matrice \mathbf{K} a une structure bande. Par exemple dans le cas d'un pont droit, la matrice \mathbf{K} sera tridiagonale.

$$\underline{\mathbf{K}} = \begin{pmatrix} & & & & \mathbf{0} \\ & & & & \\ & & & & \\ & & & & \\ \mathbf{0} & & & & \end{pmatrix}$$

III.2.3.4 Construction de la matrice d'amortissement

Si on connaît quantitativement les diverses forces d'amortissement qui agissent sur la structure, on peut encore utiliser la notions d'éléments finis pour définir les coefficients d'amortissement du système ; Par exemple ces coefficients peuvent être de la forme suivante :

$$c_{ij} = \int_0^L c(x)\psi_i(x)\psi_j(x) dx$$

Expression dans laquelle $c(x)$ représente un amortissement visqueux réparti le long de l'élément. Une fois déterminés les coefficients d'amortissement de chaque élément, on pourrait les assembler de la même manière que la rigidité et la masse, et obtenir ainsi la matrice d'amortissement de l'ensemble de la structure. En pratique cependant, il est très difficile de déterminer la fonction $c(x)$ (ou toute autre propriété d'amortissement) : c'est pourquoi on préfère en général exprimer l'amortissement sous la forme d'un pourcentage d'amortissement critique. [9]

III.2.3.5 Formulation de l'équation du mouvement

L'équation du mouvement pour un système à n degrés de liberté est donnée par l'équation différentielle suivante :

$$[M]\{\ddot{x}\} + [K]\{x\} + [C]\{\dot{x}\} = -[M]\{\Delta\}\ddot{x}_g.$$

$\{\Delta\}$ est un vecteur dont les composantes sont soit égales à 1, soit nulles, selon que le déplacement du degré de liberté est dans la même direction que celle de la base ou non.

\ddot{x}_g est l'accélération absolue de la base qui est donnée par l'accélérogramme de la secousse sismique.

III.2.3.6 Détermination des fréquences propres de vibration

Pour calculer les fréquences propres de vibration, on utilise l'équation précédente en vibration libre non amortie, cela revient à résoudre l'équation suivante :

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

Une solution particulière est donnée par l'expression

$$x = a D \sin(\omega t + \theta)$$

Où a , ω et θ sont des constantes et D un vecteur constant dont les coordonnées d_j sont les n déplacements des nœuds.

Le vecteur des accélérations a pour valeur :

$$\ddot{x} = -\omega^2 a D \sin(\omega t + \theta) = -\omega^2 x$$

En substituant les deux expressions précédentes dans l'équation du mouvement on aura :

$$(-\omega^2 M D + K D) a \sin(\omega t + \theta) = 0$$

Cette relation doit être vérifiée quelle que soit la valeur du temps t , on en déduit donc :

$$(K - M\omega^2)D = 0$$

L'expression ci-dessus représente un système de n équations à n inconnues qui sont les composantes du vecteur D . Une solution différente de zéro n'est possible que si le déterminant de la matrice $[K - M\omega^2]$ est nul, soit $|K - M\omega^2| = 0$

En développant ce déterminant, on obtient une équation de degré n en ω^2 . La résolution de cette équation fournit les valeurs des pulsations $\omega_1, \omega_2, \dots, \omega_n$ relatives aux n modes de vibration possibles. [11]

III.2.4 Modes significatifs

On doit prendre en compte tous les modes ayant une contribution importante à la réponse structurale totale. Ceci est vérifié si la somme des "masses modales effectives", atteint pour les modes considérés au moins 90 % de la masse totale du pont.

Pour mesurer le degré de participation d'un mode, on doit calculer le facteur de contribution modale par le biais de la formule suivante : $\alpha_i = \frac{D_i^T \cdot M \cdot \Delta}{D_i^T \cdot M \cdot D_i}$

Ce facteur est unique pour chaque mode, et la somme des facteurs de contribution modale de tous les modes, doit être égale à 1.

III.2.5 Combinaison des réponses modales

La réponse maximale d'un système linéaire ne peut pas être calculée en additionnant la réponse maximale de chaque mode, car les différents modes atteignent leurs valeurs maximales à des moments différents. [8] Donc on a recours à des combinaisons statistiques des modes de vibration, après le calcul des fréquences propres et des modes propres de vibration. Deux méthodes couramment utilisées sont la racine carrée de la somme des carrés (SRSS) et la combinaison quadratique complète (CQC).

La valeur maximale probable E pour la combinaison SRSS est calculée comme suit :

$$E = \sqrt{\sum E_i^2}$$

Cette combinaison n'est pas sécuritaire lorsque deux modes ont des périodes naturelles peu espacées, avec un rapport $\rho = \frac{T_i}{T_j}$ qui dépasse la valeur de $\frac{10}{10+\xi}$;

On utilise alors la combinaison CQC, dont la valeur maximale probable est estimée de la façon suivante :

$$E = \sqrt{\sum_i \sum_j E_i r_{ij} E_j}$$

$$r_{ij} = \frac{8\xi^2(1+\rho)\rho^{3/2}}{10^4(1-\rho^2)^2 + 4\xi^2\rho(1+\rho)^2}$$
 est un facteur de corrélation

III.2.6 Combinaison des composantes sismiques

Les effets des différentes composantes du mouvement d'ensemble sont combinés de la manière suivante :

$$E = E_x \pm 0.3 E_y \pm 0.3 E_z$$

$$E = E_y \pm 0.3 E_x \pm 0.3 E_z$$

$$E = E_z \pm 0.3 E_x \pm 0.3 E_y$$

E_x , E_y et E_z étant les effets des actions sismiques dans chacune des directions respectives X, Y et Z.

CHAPITRE IV

EVALUATION DES CHARGES ET SURCHARGES

IV.1 Présentation du cas d'étude

L'ouvrage d'art étudié est situé sur l'axe de l'autoroute Est-Ouest, tronçon "Oued Fodda – Khemis Meliana", cette zone est classée selon RPOA comme une zone de forte sismicité.

Le pont étudié est constitué de deux travées isostatiques de portée 32.95 m chacune présentant un biais de l'ordre de 76 gr, la largeur du tablier est de 11 m avec une largeur roulable de 8.00 m bordée de deux trottoirs de 1.50 m de large.

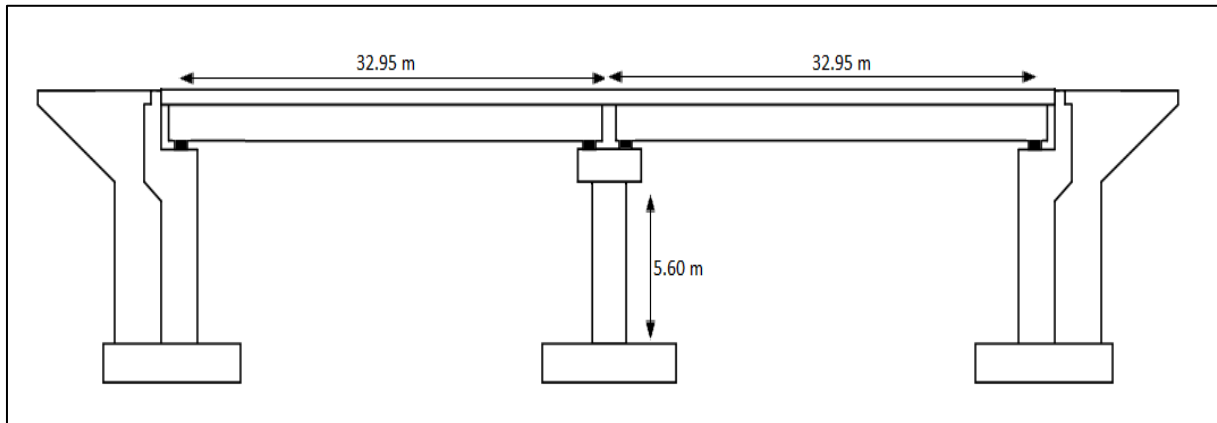


Figure IV.1 Coupe longitudinale du pont

Le tablier est constitué de six poutres en béton précontraint de 33.40 m de longueur et de 1.50 m de hauteur surmontées d'une dalle en béton armé de 20 cm d'épaisseur.

Les appuis extrêmes du pont sont des culées massives ancrées dans le sol au moyen de fondations profondes. L'appui central du pont est constitué d'un chevet recevant les appareils d'appuis en élastomères frettés et de trois fûts circulaires de 1.20 m de diamètre prenant appuis sur le sol au moyen de fondations profondes.

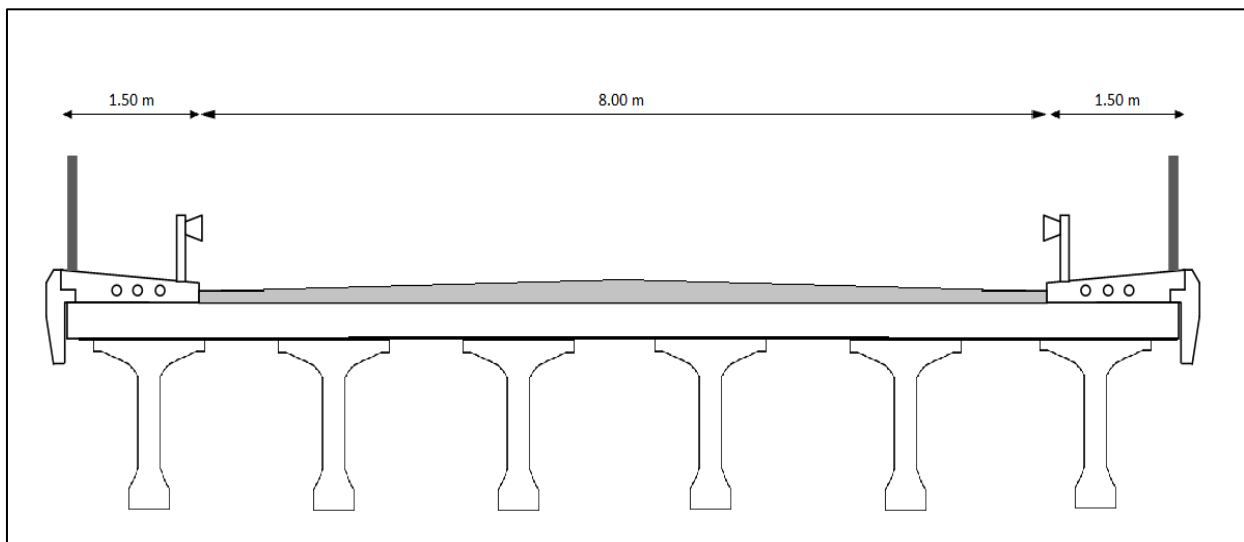


Figure IV.2. Coupe transversale du pont

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 normale qui est de l'ordre de 2.5 t/m^3

Les caractéristiques du béton de l'ouvrage sont données dans le tableau IV.1 :

Tableau IV.1. Caractéristiques du béton

	f_{c28} (MPa)	E instantané (MPa)	E différé (MPa)
Béton poutre	35	35982	11994
Béton dalle, appuis et chevêtre	27	33000	11000

IV.2.2 Acier

L'acier est défini par sa résistance caractéristique à la traction, les armatures utilisées dans notre ouvrage sont des hautes adhérences, de nuance FeE400, leur module d'élasticité est de l'ordre de $E = 2 \times 10^5 \text{ MPa}$.

IV.3 Evaluation des charges permanentes CP

IV.3.1 Poids propre des poutres

Le tablier est constitué de 06 poutres de 03 formes différentes :

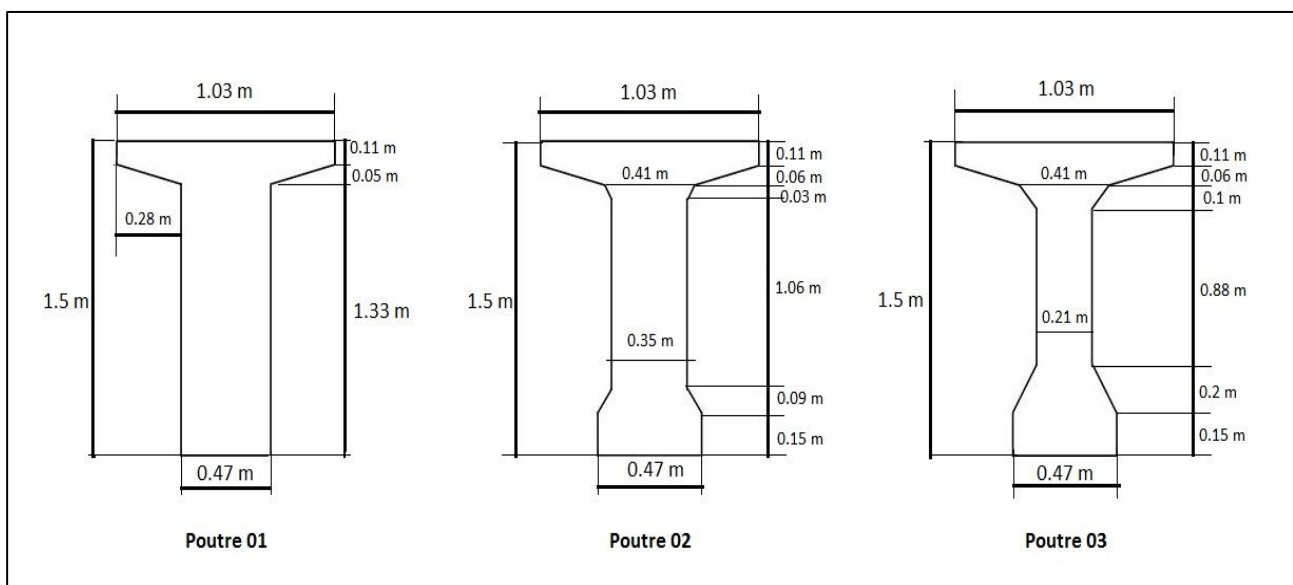


Figure IV.3. Section droite des différentes poutres

Le poids propre d'une poutre est évalué de la manière suivante :

$$G_{pi} = 2 S_{pi} L_i \gamma_b \text{ tel que :}$$

- S_{pi} = la surface droite de la poutre i ;
- L_i = la longueur de la poutre i sur la mi-travée ;
- γ_b = poids volumique du béton précontraint = 2.5 t/ml

Poutre 01 :

- $S_{p1} = 0.47 \times 1.33 + 0.11 \times 1.03 + (1.03 + 0.47) \times 0.05 / 2 = 0.776 \text{ m}^2$;
- $L_1 = 1.14 \text{ m}$;

$$\text{D'où } G_{p1} = 2.2 \text{ t}$$

Poutre 02 :

- $S_{p2} = 0.15 \times 0.47 + ((0.47 + 0.35) \times 0.09) / 2 + 0.35 \times 1.06 + ((0.41 + 0.35) \times 0.03) / 2 + ((1.03 + 0.41) \times 0.06) / 2 + 1.03 \times 0.11 = 0.646 \text{ m}^2$;
- $L_2 = 13.74 \text{ m}$;

$$\text{D'où } G_{p2} = 22.18 \text{ t}$$

Poutre 03 :

- $S_{p3} = 0.47 \times 0.15 + ((0.47 + 0.21) \times 0.2) / 2 + 0.21 \times 0.88 + ((0.21 + 0.41) \times 0.1) / 2 + ((1.03 + 0.41) \times 0.06) / 2 + 1.03 \times 0.11 = 0.511 \text{ m}^2$;
- $L_3 = 18.34 \text{ m}$;

$$\text{D'où } G_{p3} = 23.42 \text{ t}$$

Le poids de la travée vaut $G_{p1} + G_{p2} + G_{p3} = 47.8 \text{ t}$

D'où charge permanente d'une poutre par unité de longueur $G_{poutre} = 47.8 / 33.4 = 1.43 \text{ t/ml}$

IV.3.2 Poids propre de la dalle

$$G_{dalle} = S \cdot \gamma_b \text{ avec}$$

- S : surface transversale de la dalle = $0.20 \times 11 = 2.2 \text{ m}^2$
- γ_b : Poids volumique du béton armé = 2.5 t/m^3

$$\text{D'où } G_{dalle} = 5.5 \text{ t/ml}$$

$$\text{CP} = 6 \times G_{poutre} + G_{dalle} = 14.08 \text{ t/ml}$$

IV.4 Evaluation du complément de charges permanentes CCP

Le CCP comprend le poids propre des équipements suivants : trottoirs et corniches, garde-corps, glissières de sécurité, chape d'étanchéité, revêtement.

IV.4.1 Poids propre trottoirs + corniches

$$G_{\text{trottoir+corniche}} = 2.S.\gamma_b \text{ avec}$$

- S : surface du trottoir = 0.517 m^2
- γ_b : Poids volumique du béton armé = 2.5 t/m^3

$$G_{\text{trottoir+corniche}} = 2.58 \text{ t/ml}$$

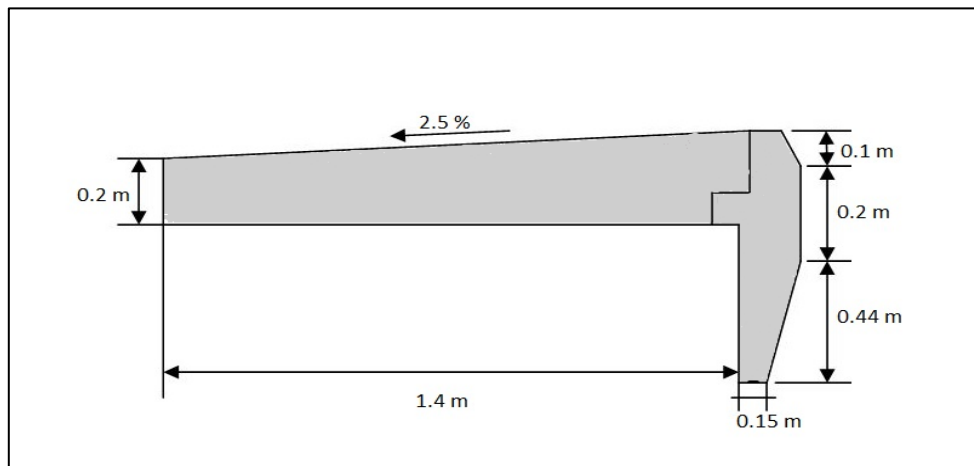


Figure IV.4. Schéma du trottoir et de la corniche

IV.4.2 Poids propre garde corps

Le poids d'un garde corps est estimé à $0,1 \text{ t/m}$ donc : $G_{\text{garde-corps}} = 0,2 \text{ t/m}$.

IV.4.3 Poids propre glissière de sécurité

La glissière de sécurité est en acier, son poids est de 0.06 t/ml

$$\text{D'où } G_{\text{glissière}} = 0.12 \text{ t/ml}$$

IV.4.4 Poids propre revêtement

L'épaisseur de la chape d'étanchéité et du revêtement est de 8 cm , le revêtement est en béton bitumineux de 2.5 t/m^3 (selon RCPR).

$$\text{D'où } G_{\text{revêtement}} = 0.08 \times 8 \times 2.5 = 1.6 \text{ t/ml}$$

$$\text{Au total : } CCP = \sum(G_{\text{trottoir}} + G_{\text{garde - corps}} + G_{\text{glissière}} + G_{\text{revêtement}})$$

$$= 4.5 \text{ t/ml}$$

IV.4.5 Calcul du poids propre du tablier

Selon RCPR, le poids des différents éléments du tablier est multiplié par des coefficients de majoration pour calculer le poids maximal et minimal du tablier. Les valeurs des poids sont données dans le tableau IV.2

Tableau IV.2. Valeurs des charges permanentes

	Coefficient G_{\min}	G_{\min} (t/ml)	G_{moy} (t/ml)	Coefficient G_{\max}	G_{\max} (t/ml)
Poids propre CP	0.9	12.67	14.08	1.06	14.92
Revêtement	0.8	1.28	1.6	1.4	2.24
Trottoirs + glissières + garde-corps	0.8	2.32	2.9	1.2	3.48
Somme		16.27	18.58		20.64

IV.5 Evaluation des surcharges routières

Les surcharges à prendre en compte pour le dimensionnement sont les suivantes :

- Le système de charge A ;
- Le système B_c ;
- Le système B_t ;
- Les surcharges militaires M_{c120} ;
- Le convoi exceptionnel D_{240} ;
- Les surcharges sur trottoirs ;

IV.5.1 Caractéristique de l'ouvrage

IV.5.1.1 Largeur roulable L_r

La largeur roulable est définie comme la largeur comprise entre dispositifs de retenue ou bordures. Elle est égale dans notre cas à $L_r = 11 - 2 \times 1.5 = 8$ m.

IV.5.1.2 Largeur chargeable L_c

Elle se déduit de la largeur roulable, en enlevant une bande de 0,50m le long de chaque dispositif de retenue (glissière ou barrière) lorsqu'il existe. Dans notre cas, le tablier est bordé par deux trottoirs, donc la largeur roulable et la largeur chargeable sont confondues

$$L_c = L_r = 8 \text{ m}$$

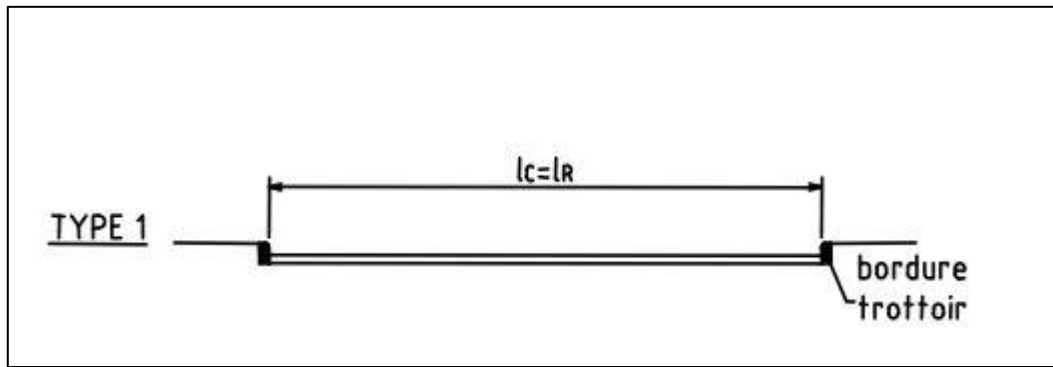


Figure IV.5. Largeur roulable et largeur chargeable [2]

IV.5.1.3 Nombre de voies N

Les chaussées comportent un nombre de voie de circulation égal à la partie entière du quotient par 3 de leur largeur chargeable, $N = E(L_c / 3)$.

Dans notre cas, $N = 2$ voies.

IV.5.1.4 Largeur de la voie v

La largeur d'une voie est égale au rapport entre la largeur chargeable et le nombre de voies. $v = L_c / N = 4$ m.

IV.5.1.5 Classe du pont

On distingue trois classes de ponts, en fonction de leur largeur roulable :

Tableau IV.3. Classe de pont

Classe du pont	Largeur roulable
1	$L_r \geq 7$ m
2	$5,50 \text{ m} < L_r < 7$ m
3	$L_r < 5,50$ m

On a $L_r > 7$ m donc notre pont est classé dans la 1^{ère} classe.

IV.5.2 Système de charge A

Le système de charges A est une charge uniforme dont l'intensité $A(L)$ dépend de la longueur chargée (L) et les facteurs a_1 et a_2 dépendant du nombre de voies chargées et de la classe de l'ouvrage, cette charge vaut $A(L) = a_1 \cdot a_2 \cdot A_1(L)$

$$A_1(L) = 0.23 + \frac{36}{L + 12} = 1.03 \text{ t/m}^2$$

$a_1 = 1$ Pour une ou deux voies chargées.

$$a_2 = \frac{v_0}{v} = \frac{3.5}{4} = 0.875$$

v_0 est fonction de la classe du pont et vaut 3.5 m dans notre cas.

D'où $A(L) = 0.9 \text{ t/m}^2$

Tableau IV.4. Valeurs de la surcharge $A(L)$

Nombre de voies chargées	$A(L)$
01	3.6 t/ml
02	7.2 t/ml

Le cas le plus défavorable est donné par deux voies chargées.

IV.5.3 Système de charge B_c

Dans le sens longitudinal, le nombre de camions par file est limité à deux. On dispose sur la chaussée autant de camions que de voies de circulation. On note que le système B_r composé d'une roue isolée de 10 t, est moins défavorable que le système B_c .

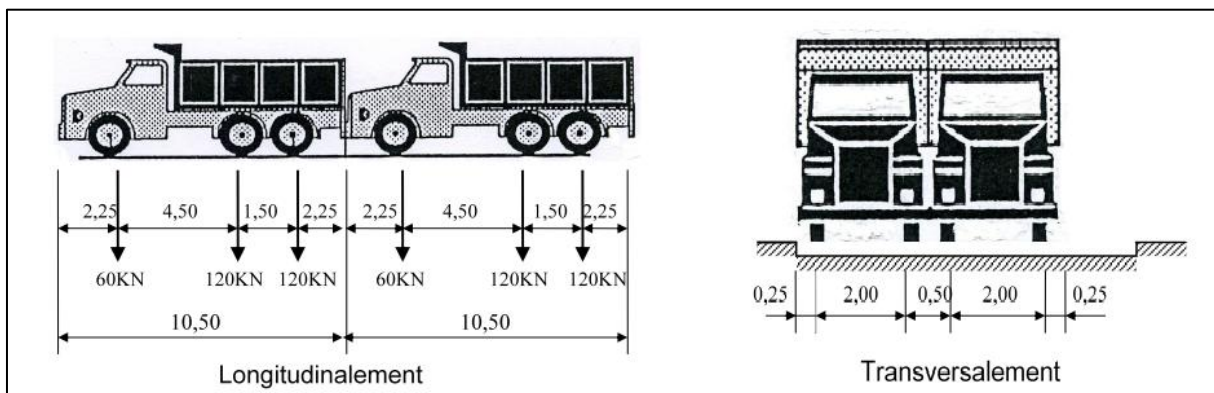


Figure IV.6. Disposition des camions B_c [2]

- Une voie chargée : $SB_c = 2 \times 30 \times b_c = 2 \times 30 \times 1.2 = 72 \text{ t}$
- Deux voies chargées : $SB_c = 4 \times 30 \times b_c = 4 \times 30 \times 1.1 = 132 \text{ t}$

IV.5.4 Système de charge B_t

Ce système est applicable seulement pour les ponts de 1^{ère} et 2^{ème} classe. Un tandem du système B_t comporte deux essieux ($2 \times 16 \text{ t}$), tous deux à roues simples munies de pneumatiques. Pour les ponts à une voie un seul tandem est supposé disposer sur la chaussée ; pour les ponts supportant au moins deux voies, deux tandems pas plus sont disposés de front sur la chaussée.

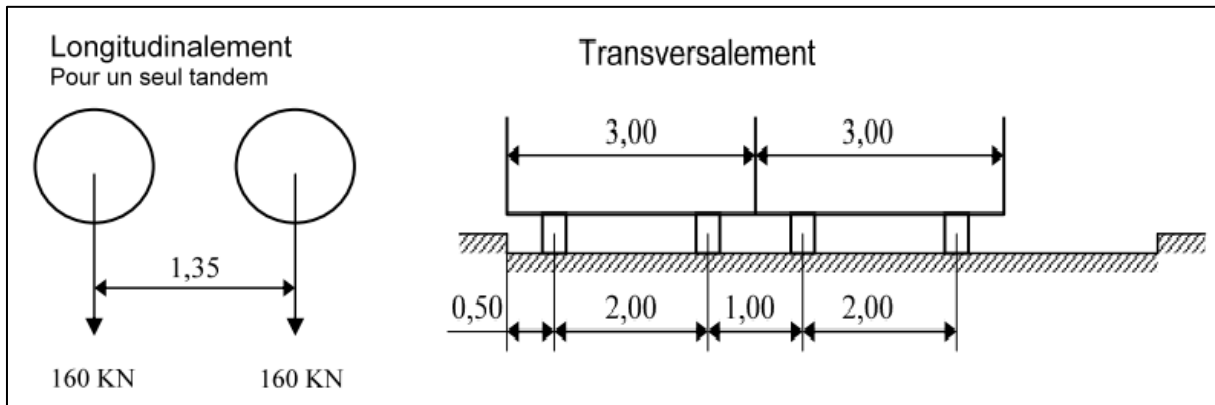


Figure IV.7. Disposition des camions Bt [2]

- Une voie chargée : $SB_t = 2 \times 16 \times b_t = 2 \times 16 \times 1.2 = 38.4 \text{ t}$
- Deux voies chargées : $SB_t = 4 \times 16 \times b_t = 4 \times 16 \times 1.2 = 76.8 \text{ t}$

IV.5.5 Coefficient de majoration dynamique

Les valeurs du système B sont majorées d'un coefficient de majoration dynamique δ , il est donné par la formule ci-dessous :

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

Où

- L : longueur de la travée = 32.4 m
- G : poids propre du tablier = 612.21 t
- S : surcharge B maximale

Tableau IV.5. Valeurs de δ sous B_c et B_t

	Système B_c	Système B_t
Une voie chargée	1.07	1.062
Deux voies chargées	1.084	1.079

La valeur à prendre en compte est la valeur maximale, d'où $\delta = 1.084$ pour le système B.

IV.5.6 La surcharge militaire M_{c120}

Le système de surcharge militaire M_{c120} a une charge totale de 110 t et des dimensions 4.30 m transversalement dont 1 m la largeur de la bande de circulation et 6.10 m dans le sens longitudinale. Le coefficient de majoration dynamique correspondant vaut $\delta = 1.079$;

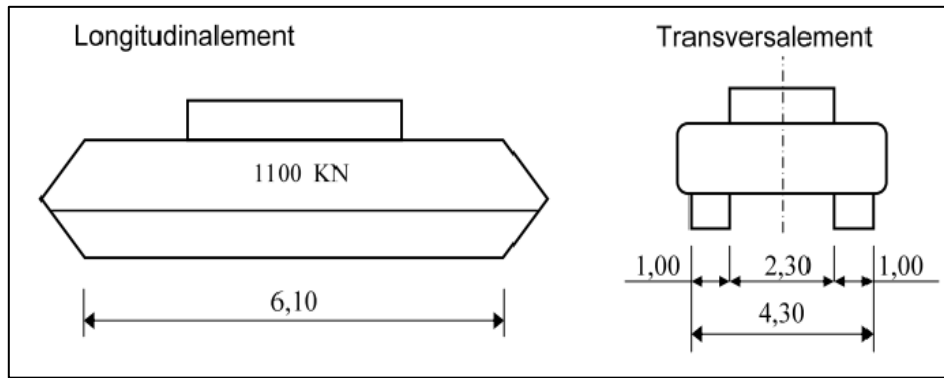


Figure IV.8. Surcharge militaire Mc120 [2]

IV.5.7 Le convoi exceptionnel D₂₄₀

Le convoi exceptionnel D240 a une charge totale de 240 t, distribuée uniformément sur une longueur de 18,60 m et une largeur de 3,20 m ; l'intensité de la charge répartie vaut $q = 240 / 18,6 = 12,9 \text{ t/ml}$

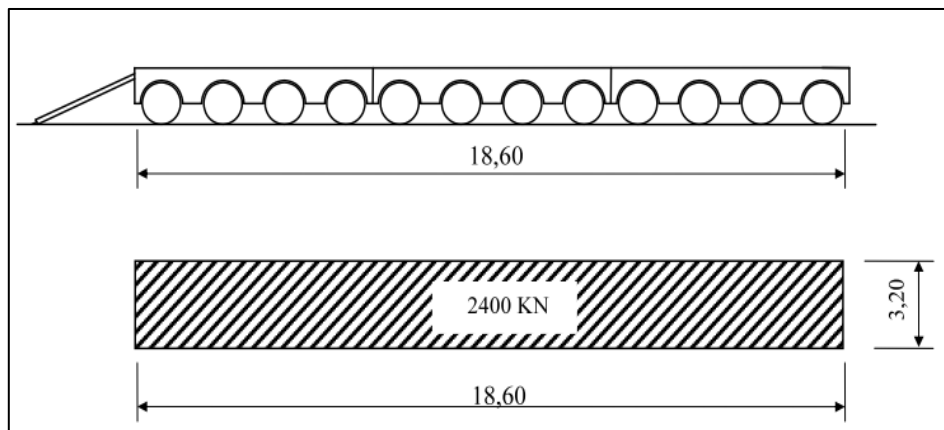


Figure IV.9. Convoi exceptionnel D240 [2]

IV.5.8 Les surcharges sur trottoirs

On applique aux trottoirs une charge uniforme de $0,15 \text{ t/m}^2$ réservé exclusivement à la circulation des piétons et des cycles de façon à produire l'effet maximal envisagé.

- Un trottoir chargé : $P = 0,15 \times 1,50 = 0,225 \text{ t/ml}$
- Deux trottoir chargées : $P = 0,15 \times 1,50 \times 2 = 0,45 \text{ t/ml}$

Le cas le plus défavorable est donné pour deux trottoirs chargés.

IV.6 Calcul des réactions d'appuis

IV.6.1 Réactions d'appuis sous charges permanentes

Le pont est isostatique, et présente une symétrie longitudinale aussi bien géométriquement que mécaniquement. Les réactions d'appuis pour une travée sont égales. Cependant, la pile reprend le double car il y a deux travées qui reposent sur elle.

IV.6.1.1 Réactions d'appuis sous G_{max}

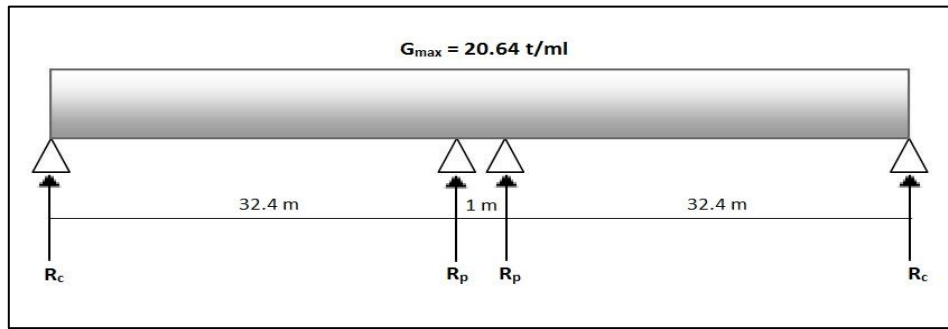


Figure IV.10. Réactions d'appuis sous G_{max}

- Culée : $R_{c \max} = \frac{20.64 \times 32.9 \times 15.95}{32.4} = 334.79 \text{ t}$
- Pile : $R_{p \max} = \frac{20.64 \times 32.9^2}{2 \times 32.4} \times 2 = 689.53 \text{ t}$

IV.6.1.2 Réactions d'appuis sous G_{min}

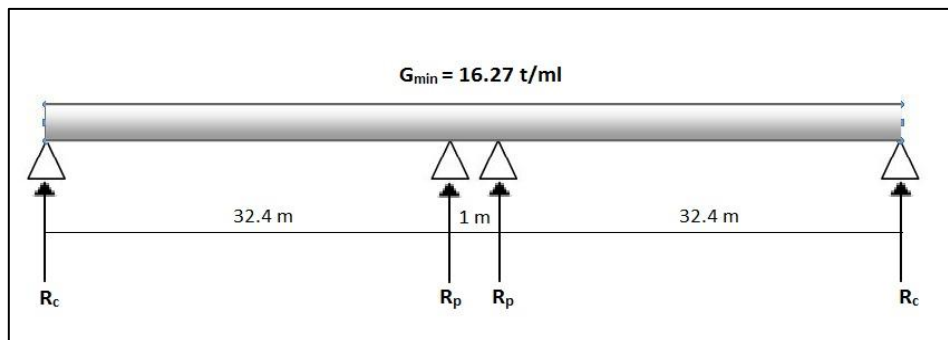


Figure IV.11. Réactions d'appuis sous G_{min}

- Culée : $R_{c \min} = \frac{16.27 \times 32.9 \times 15.95}{32.4} = 263.91 \text{ t}$
- Pile : $R_{p \max} = \frac{16.27 \times 32.9^2}{2 \times 32.4} \times 2 = 543.54 \text{ t}$

IV.6.1.3 Réactions d'appuis sous G_{moy}

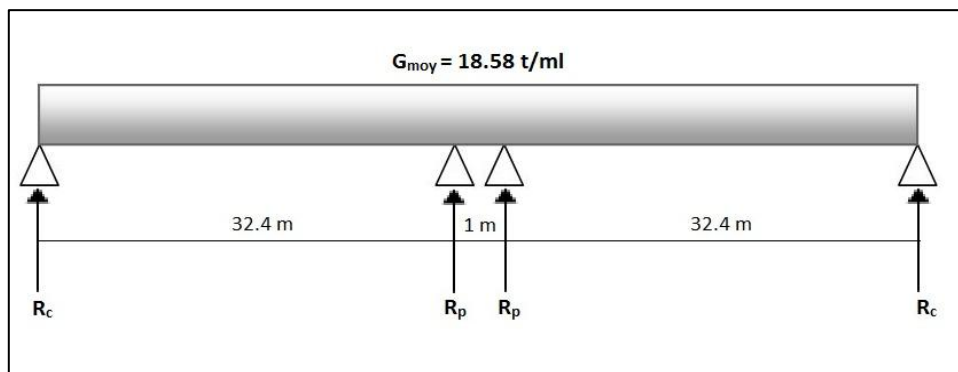


Figure IV.12. Réactions d'appuis sous G_{moy}

- Culée : $R_{c\text{ moy}} = \frac{18.58 \times 32.95 \times 15.95}{32.4} = 301.38\text{ t}$
- Pile : $R_{p\text{ moy}} = \frac{18.58 \times 32.9^2}{2 \times 32.4} \times 2 = 620.71\text{ t}$

IV.6.2 Réactions d'appuis sous la surcharge A(L)

La surcharge est uniformément répartie, le calcul des réactions se fait de la même manière que dans le cas de calcul des réactions sous les charges permanentes. En effet :

- Culée : $R_c^{A(L)} = \frac{7.2 \times 32.9 \times 15.95}{32.4} = 116.79\text{ t}$
- Pile : $R_p^{A(L)} = \frac{7.2 \times 32.95^2}{2 \times 32.4} \times 2 = 240.53\text{ t}$

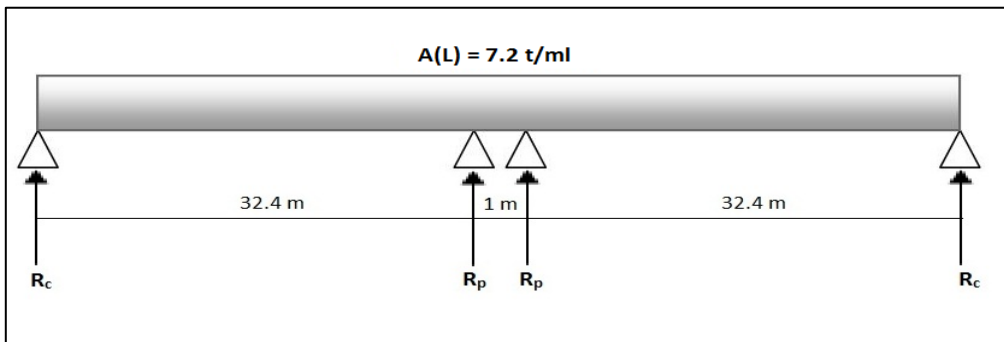


Figure IV.13. Réaction A(L)

IV.6.3 Réactions d'appuis sous Bc

IV.6.3.1 Réaction sur la pile

Le cas le plus défavorable pour le calcul de la réaction de la pile sous Bc, est montré dans la figure (IV.14), la réaction totale de la pile pour une seule travée chargée est égale à la somme des réactions pour chaque travée, $R_p = R_{p1} + R_{p2}$. Pour n travées chargées, la réaction de la pile est évaluée de la manière suivante :

$$R_{pile}^{B_c} = n \times \delta \times bc \times R_p$$

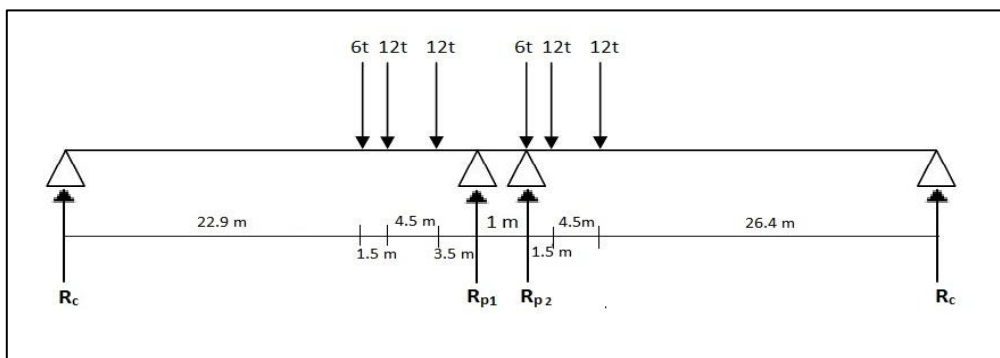


Figure IV.14. Réaction maximale de la pile sous Bc

$$\sum M_{/culée} = 0 \rightarrow R_{p1} = \frac{6 \times 28.9 + 12 \times 24.4 + 12 \times 22.9}{32.4} = 22.87 \text{ t}$$

$$\sum M_{/culée} = 0 \rightarrow R_{p2} = \frac{12 \times 32.4 + 12 \times 30.9 + 6 \times 26.4}{32.4} = 28.33 \text{ t}$$

D'où $R_p = 51.2 \text{ t}$

$$R_{pile}^{B_c} = 2 \times 1.084 \times 1.1 \times 51.2 = 122.1 \text{ t}$$

IV.6.3.2 Réaction sur la culée

Le cas le plus défavorable pour le calcul de la réaction sur culée, est celui montré à la figure (IV.15), la réaction maximale pour n travées vaut : $R_c = n \times \delta \times b_c \times R'_c$

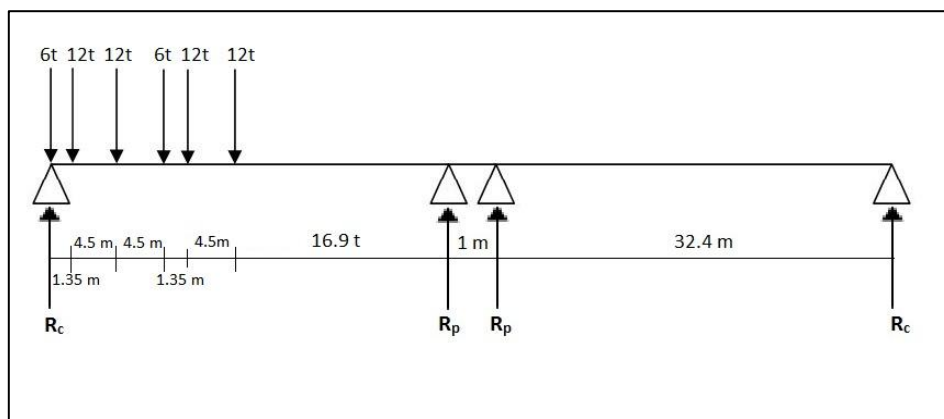


Figure IV.15. Réaction maximale de la culée sous B_c

$$\sum M_{/pile} = 0 \rightarrow R_c = \frac{12 \times 32.4 + 12 \times 30.9 + 6 \times 26.4 + 12 \times 21.9 + 12 \times 20.4 + 6 \times 15.9}{32.4} = 46.94 \text{ t}$$

$$R_{culée}^{B_c} = 2 \times 1.084 \times 1.1 \times 46.94 = 111.94 \text{ t}$$

IV.6.4 Réactions d'appuis sous B_t

IV.6.4.1 Réaction sur la pile

La réaction de la pile sous le système B_t est évaluée de la même manière que pour le système B_c, le cas le plus défavorable qui donne la réaction maximale est montré à la figure (IV.16) ;

$$R_{pile}^{B_t} = n \times \delta \times b_t \times R_p$$

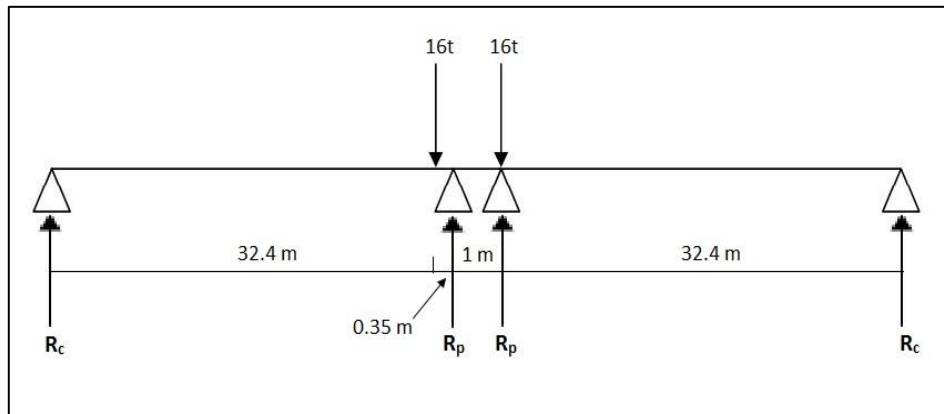


Figure IV.16. Réaction maximale de la pile sous B_t

$$\sum M_{/culée} = 0 \rightarrow R_{p1} = \frac{16 \times 32.05}{32.4} = 15.827 \text{ t}$$

$$R_{p2} = 16 \text{ t}$$

$$R_p = 15.827 + 16 = 31.827 \text{ t}$$

$$R_{pile}^{B_t} = 2 \times 1.084 \times 1.2 \times 31.827 = 82.8 \text{ t}$$

IV.6.4.2 Réaction de la culée

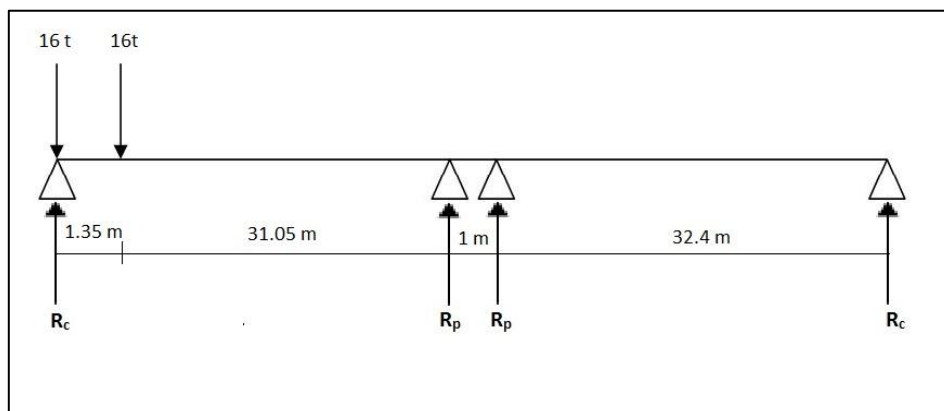


Figure IV.17. Réaction maximale de la culée sous B_t

$$\sum M_{/pile} = 0 \rightarrow R_c = \frac{16 \times (32.4 + 31.05)}{32.4} = 31.33 \text{ t}$$

$$R_{culée}^{B_t} = 2 \times 1.084 \times 1.2 \times 31.33 = 81.59 \text{ t}$$

IV.6.4 Calcul des réactions d'appuis sous M_{c120}

IV.6.4.1 Réaction de la pile

La charge appliquée est une charge uniformément répartie sur une longueur de 6.1 m, d'intensité $q = 110 / 6.1 = 18.03$ t/ml (Figure IV.18). la réaction de la pile est frappée par le coefficient de majoration dynamique.

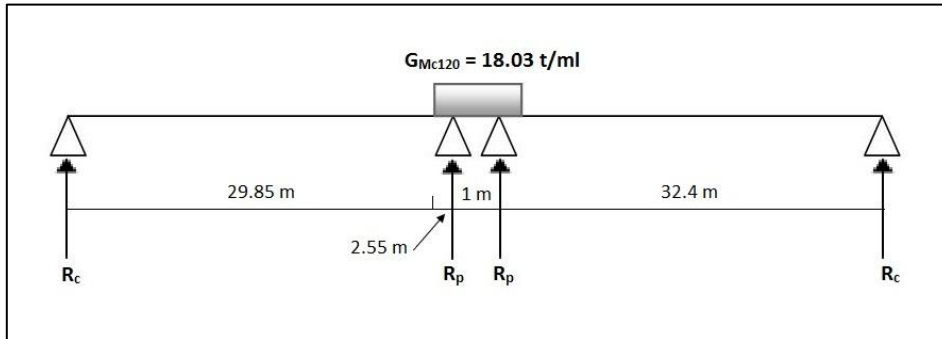


Figure IV.18. Réaction maximale de la pile sous M_{c120}

$$R_{p1} = R_{p2} = \frac{18.03 \times 3.05 \times 31.375}{32.4} = 53.25 \text{ t}$$

$$R_{pile}^{M_{c120}} = 2 \times 1.079 \times 53.25 = 114.92 \text{ t}$$

IV.6.4.2 Réaction sur la culée

De la même manière que pour la pile, on calcule la réaction de la culée sous la charge répartie, et on la multiplie par le coefficient de majoration dynamique. La figure (IV.19) montre le cas qui donne la réaction maximale sur la culée.

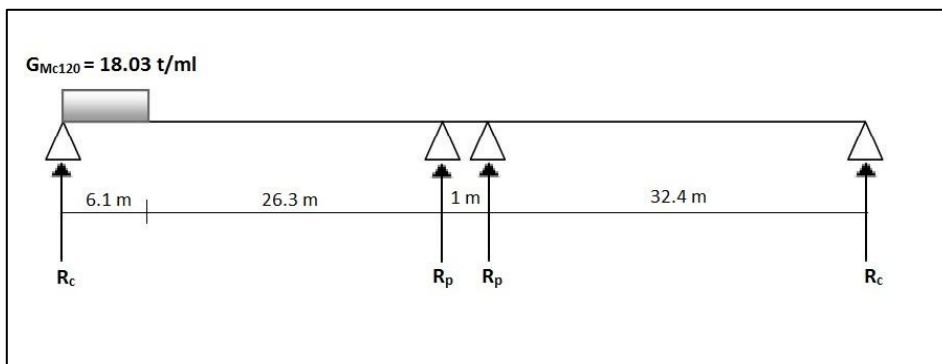


Figure IV.19. Réaction maximale sur la culée sous M_{c120}

$$R_c = \frac{18.03 \times 6.1 \times 29.35}{32.4} = 99.63 \text{ t}$$

$$R_{culée}^{M_{c120}} = 1.079 \times 99.63 = 107.5 \text{ t}$$

IV.6.5 Calcul des réactions d'appuis sous D₂₄₀

IV.6.5.1 Réaction sur la pile

Pour ce système, il n'y a pas de multiplication par un coefficient de majoration dynamique, la réaction est obtenue directement comme suit :

$$R_{p1} = R_{p2} = \frac{12.9 \times 9.3 \times 28.25}{32.4} = 104.6 \text{ t}$$

$$R_{pile}^{D_{240}} = 2 \times 104.6 = 209.2 \text{ t}$$

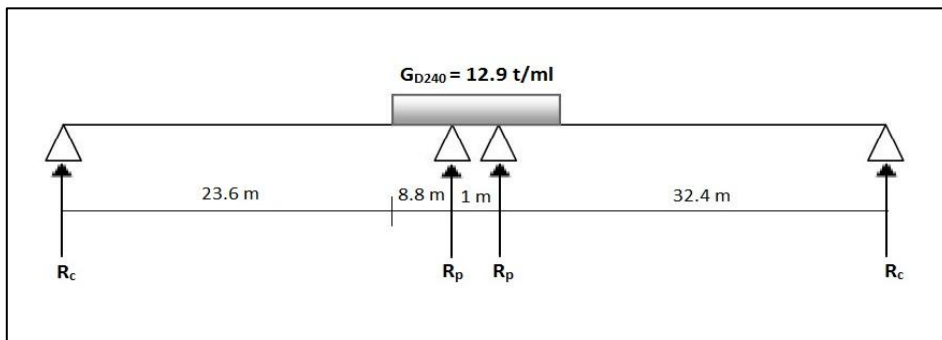


Figure IV.20. Réaction maximale de la pile sous D₂₄₀

IV.6.5.2 Réaction sur la culée

La réaction maximale sur la culée, est obtenue suivant la configuration montrée à la figure (IV.21). Là encore, il n'y a pas de multiplication par un coefficient de majoration dynamique.

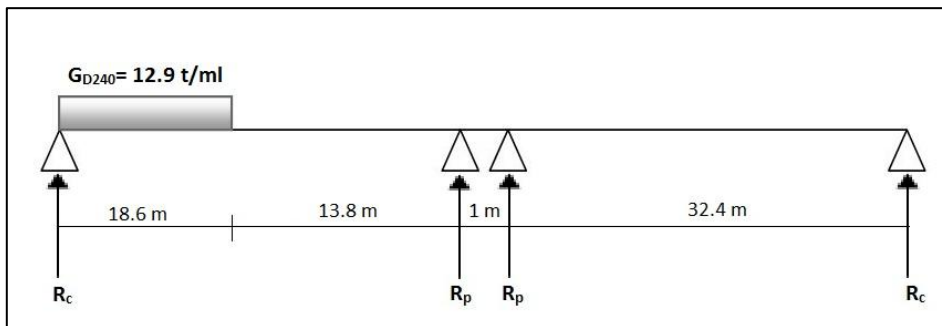


Figure IV.21. Réaction maximale sur la culée sous D₂₄₀

$$R_{culée}^{D_{240}} = \frac{12.9 \times 18.6 \times 23.1}{32.4} = 171.07 \text{ t}$$

IV.6.6 Réactions d'appuis sous les surcharges des trottoirs

La surcharge est uniformément répartie, le calcul des réactions se fait de la même manière que dans le cas de calcul des réactions sous les charges permanentes. En effet :

- Culée : $R_{c \text{ trottoir}} = \frac{0.45 \times 32.9 \times 15.95}{32.4} = 7.29 \text{ t}$
- Pile : $R_{p \text{ trottoir}} = \frac{0.45 \times 32.95^2}{2 \times 32.4} \times 2 = 15.08 \text{ t}$

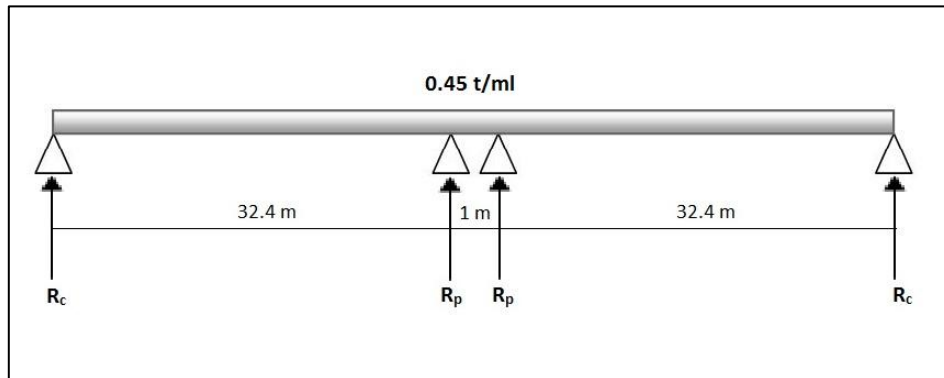


Figure IV.22. Surcharges des trottoirs

CHAPITRE V

EVALUATION DES SOLLICITATIONS SISMIQUES

V.1 Evaluation des efforts sismiques par la méthode monomodale

V.1.1 Domaine d'application

Avant de procéder à l'analyse, on doit vérifier la validité de cette méthode pour notre cas d'étude, cela revient à vérifier les critères suivants :

- **Critère n°1** : Masses modales

La masse en mouvement doit être supérieure à 70% de la masse totale. Cette condition est considéré comme vérifié si la masse de la pile (106.41 t) est inférieur à 0.43 la masse du tablier ($0.43 \times 1224.42 = 526.5$ t), cette condition est donc vérifié.

- **Critère n°2** : Angle de biais

L'angle de biais est égal à 76 gr, et la condition sur la variation des raideurs longitudinales et transversales est vérifiée. Les résultats dont donnée au tableau ci-dessous V.1 :

Tableau V.1. Raideurs longitudinales et transversales du système

	Sens longitudinal	Sens transversal
Raideurs totales sans angle de biais (MN/m)	77.73	43.1
Raideurs totales avec angle de biais (MN/m)	85.82	43.08
Variation (%)	10.4	0.0005

Remarque : la méthode monomodale reste applicable dans le sens longitudinal, car la variation entre la raideur avec et sans biais du système dépasse légèrement les 10%, ce qui est pratiquement négligeable.

- **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

L'excentricité entre le centre des masses et le centre élastique des appuis n'excède pas 5% de la distance entre appuis extrêmes. Cette excentricité est vérifié du fait que l'ouvrage est symétrique aussi bien géométriquement que mécaniquement.

V.1.2 Sens longitudinal

V.1.2.1 Détermination de la masse du système

La masse du système est égale à la masse du tablier seul car il repose sur des appareils d'appuis en élastomères frettés. La portion des surcharges routières n'est pas prise en compte parce que le pont étudié n'est pas très fréquenté. D'où $M = 1224.42$ t

V.1.2.2 Détermination de la raideur du système

La raideur du système comprend la raideur des piles et la raideur des appareils d'appui sur culées.

V.1.2.2.1 Raideur de la pile (k_p)

La raideur de la pile comprend la raideur des fûts est celle des appareils d'appui :

a. Raideurs des appareils d'appui (k) :

La raideur des appareils d'appui est calculée selon le guide d'application du RPOA (§5.1.2.2), par la formule suivante :

$$k = n \frac{G a b}{e}$$

Tel que :

- n : nombre d'appareil d'appui = 12 ;
- G : module de cisaillement de l'appareil d'appui = 1.2 MPa en condition sismique ;
- $a.b$: surface en plan de l'appareil d'appui = 0.4 x 0.4 m² ;
- e : épaisseur du caoutchouc de l'appareil d'appui = 0.01 m ;

D'où $k = 43.2$ MN/m

b. Raideur des fûts (k_1):

On distingue la raideur des fûts sans angle de biais et avec un angle de biais.

c. Raideur sans angle de biais :

La raideur d'un fût encastré en bas et articulé en tête est calculée selon le guide d'application du RPOA (§5.1.2.2) par la formule suivante :

$$k_1 = n \frac{3EI}{h^3}$$

Tel que :

- n : nombre de fût = 3 ;
- E : module d'élasticité instantané du béton = 33000 MPa ;
- I : moment d'inertie en plan du fût = $\frac{\pi D^4}{64} = 0.1$ m⁴ ;
- h : hauteur du fût = 5.6 m ;

D'où $k_1 = 169.12$ MN/m

d. Raideur avec angle de biais :

Les centres de gravités des fûts ne sont pas alignés sur la droite perpendiculaire à la direction de la force appliquée longitudinalement, il y a lieu d'appliquer la formule de Huygens :

$$k_1 = 2 \frac{3E}{h^3} \left[\frac{\pi D^4}{64} + \frac{\pi D^2}{4} d^2 \right] + \frac{3E \pi D^4}{h^3 12}$$

Où d représente la distance entre les centres de gravité des fûts extrêmes et le centre de gravité du fût central prise égale à :

- 1.53 m dans le sens longitudinal ;
- 3.6 m dans le sens transversal ;

D'où

- $k_1 = 3157.08$ MN/m longitudinalement
- $k_1 = 1694646.44$ MN/m transversalement

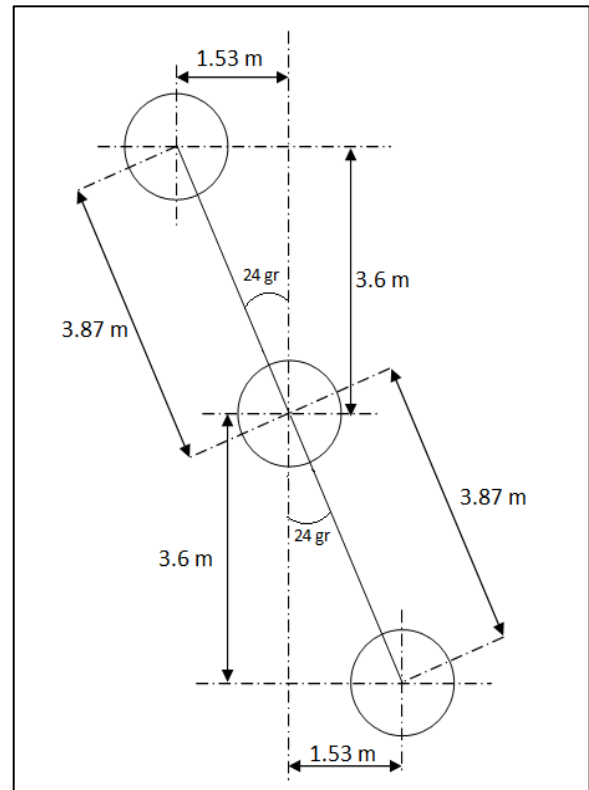


Figure V.1. Représentation en plan des fûts

La raideur totale de la pile est un assemblage en série de deux ressorts (fûts et appareils d'appui), d'où :

$$k_p = \frac{1}{\frac{1}{k_1} + \frac{1}{k}}$$

Tableau V.2. Rigidité de la pile dans le sens longitudinal

Raideur de la pile avec angle de biais (MN/m)	Raideur de la pile sans angle de biais (MN/m)
42.62	34.53

V.1.2.2.2 Raideur de la culée (k_c)

Puisque la culée est infiniment rigide dans le sens longitudinal, la raideur à prendre en compte de la culée est celle des appareils d'appui :

$$k = n \frac{G a b}{e}$$

On a les mêmes appareils d'appui sur culées que sur la pile, donc on conserve les mêmes caractéristiques sauf pour le nombre qui est égal à 6, d'où $k_c = 21.6 \text{ MN/m}$

V.1.2.2.3 Raideur total du système (K_T)

La raideur totale du système est un assemblage en parallèle des 3 ressorts (2 culées et une pile), donc la raideur totale est la somme des raideurs des appuis :

$$K_T = 2k_c + k_p$$

Tableau V.3. Rigidité totale du système dans le sens longitudinal

Raideur total du système avec angle de biais (MN/m)	Raideur totale du système sans angle de biais (MN/m)
85.82	77.73

V.1.2.3 Evaluation de l'amortissement

Le pont étudié est un pont courant avec une pile en béton armé, le règlement préconise d'adopter un taux d'amortissement de 5%, ce qui revient à utiliser le spectre de réponse sans correction ($\eta = 1$).

V.1.2.4 Période propre de l'ouvrage

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

Tableau V.4. Période propre du système pour les deux cas

Période propre avec angle de biais (s)	Période propre sans angle de biais (s)
0.750	0.788

La période propre retenue est la période avec angle de biais, car elle nous permet d'obtenir un effort sismique longitudinal plus grand que dans le cas d'un système sans angle de biais. Donc cette période est la plus représentative.

V.1.2.5 Evaluation de la force sismique longitudinale

La période du système se situe entre 0.4 s et 3 s, donc on utilisera la 3^{ème} équation du spectre élastique (§II.4.5.1.1) avec les paramètres suivants :

- $A = 0.3$;
- $S = 1.1$;
- $T_1 = 0.15 \text{ s}$;
- $T_2 = 0.4 \text{ s}$;
- $\eta = 1$.

D'où l'accélération spectrale est égale à :

$$S_{ae} = 2.5 \times 1 \times 0.3 \times 9.81 \times 1.1 \times \frac{0.4}{0.75} = 4.316 \text{ m/s}^2$$

La force sismique longitudinale vaut alors : $F_{longitudinal} = M S_{ae}$

$$F_{longitudinal} = 1224.42 \times 4.316 = 528.5 \text{ t}$$

V.1.2.6 Répartition des efforts sismiques sur les appuis

a. Effort sur la culée

$$F_{culée} = \frac{21.6}{85.82} \times 528.5 = 133.02 \text{ t}$$

b. Effort sur la pile

$$F_{pile} = \frac{43.2}{85.82} \times 528.5 = 262.46 \text{ t}$$

V.1.2.7 Evaluation des déplacements

a. Déplacement du tablier par rapport au sol

$$d_{longitudinal} = \frac{0.75^2}{4\pi^2} \times 4.316 = 61.49 \text{ mm}$$

b. Déplacement de la tête de pile par rapport au sol

$$d_{pile} = \frac{528.5}{3157.08} = 0.083 \text{ mm}$$

On constate que, le déplacement longitudinal de la tête de la pile par rapport au sol, est très petit devant celui du tablier, car le tablier ne transmet pas son déplacement à la pile puisque il repose sur des appareils d'appui en élastomère frettés, c'est eux qui encaissent ce déplacement car ils sont souples dans la direction longitudinale. Ça n'aurait pas été le cas si le tablier était encastré à la pile.

V.1.3 Sens transversal

V.1.3.1 Période propre de l'ouvrage

Le pont étudié appartient au domaine des ponts à tablier flexible. En effet :

$$\frac{L}{B} = \frac{65.9}{11} = 5.99 > 5$$

La période propre du pont est évaluée en utilisant la formule de Rayleigh (III.1.4.2). Chaque travée est discrétisée en quatre travées identiques, ce qui revient à diviser la travée en cinq

masses. Le déplacement transversal de chaque masse est calculé moyennant le logiciel de calcul des structures SAP 2000 v14 en appliquant aux masses un champ d'accélération transversale de 1 m/s^2 (à chaque masse est appliquée une force transversale correspondant à $m_i \times 1$)

Le vecteur masse en tonnes est donné par :

$$M = \{76.52 ; 153.05 ; 153.05 ; 153.05 ; 76.52 ; 76.52 ; 153.05 ; 153.05 ; 153.05 ; 76.52\} ;$$

Le vecteur déplacement en mètres est donné par :

$$U = \{0 ; 0.0001 ; 0.0001925 ; 0.0002535 ; 0.0002755 ; 0.0002755 ; 0.0002535 ; 0.0001925 ; 0.0001 ; 0\} ;$$

Faute de biais, on constate une asymétrie dans les valeurs des déplacements transversaux des deux travées.

La période vaut alors :

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{\sum m_i (u_i)^2}{\sum m_i u_i}} = 0.0928 \text{ s}$$

V.1.3.2 Evaluation de la force sismique transversale

La force sismique appliquée en chaque masse vaut :

$$F_i = \frac{4\pi^2}{T^2} \cdot S_a(T) \cdot u_i m_i$$

La valeur de l'accélération spectrale $S_a(T)$ tirée du spectre de réponse horizontal correspondante à la période $T = 0.0928 \text{ s}$ est égale à 5.67 m/s^2

Tableau V.5. Forces sismiques transversales nodales

Nœud	Masse (t)	Déplacement (m)	Force sismique (t)
1	76.52	0	0
2	153.05	0.000794	39.831
3	153.05	0.00149	76.676
4	153.05	0.001947	100.973
5	76.52	0.002103	54.845
6	76.52	0.002094	54.845
7	153.05	0.001919	100.973
8	153.05	0.001439	76.676
9	153.05	0.000729	39.831
10	76.52	0	0

La force sismique totale appliquée au tablier dans le sens transversal, est la somme des forces appliquées sur les masses concentrées, et vaut 544.652 t

V.1.3.3 Répartition de la force transversale sur les appuis

On applique à la structure du pont les efforts F_1, \dots, F_{10} et on calcule les réactions aux droit des piles et culées. Ce sont les efforts sismiques transversaux à prendre en compte pour la justification des appuis.

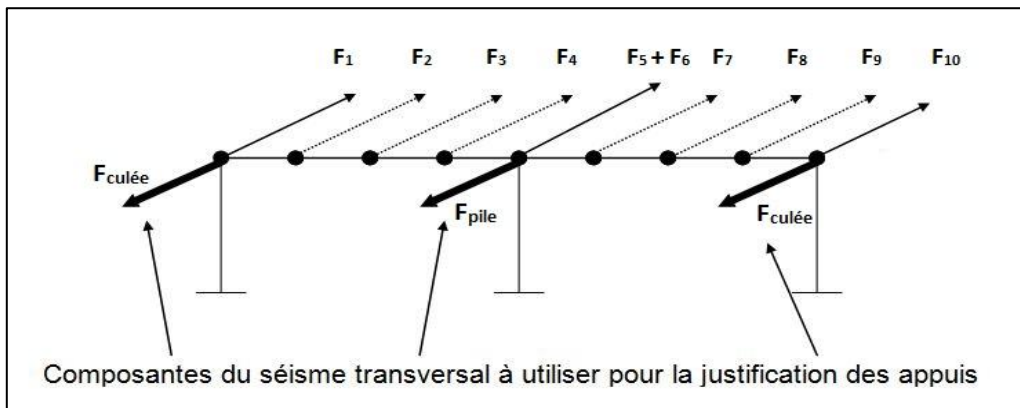


Figure V.2. Répartition des forces transversales

Dans la direction transversale, le pont est assimilé à une poutre équivalente reposant sur deux appuis, l'appui constituant la culée est un appui simple, tandis que l'appui constituant la pile est un appui élastique de raideur égale à celle des appareils d'appuis. Cette poutre est sollicitée en flexion simple par les forces calculées ci-dessus.

Le calcul a donné les résultats suivant (voir annexe B pour les détails de calcul) :

- Effort sur la pile : $F_{pile} = 39.4 t$
- Effort sur la culée : $F_{culée} = 252.62 t$

L'effort sur la culée sera repris entièrement par les butées de blocage.

V.1.4 Sens vertical

V.1.4.1 Période propre de l'ouvrage

Le vecteur masse est donné par :

$$M = \{76.52 ; 153.05 ; 153.05 ; 153.05 ; 76.52 ; 76.52 ; 153.05 ; 153.05 ; 153.05 ; 76.52\} ;$$

Le vecteur déplacement est donné par :

$$U = \{0 ; 0.000585 ; 0.000819 ; 0.000702 ; 0.000235 ; 0.000235 ; 0.000702 ; 0.000819 ; 0.000585 ; 0\}$$

La période propre de l'ouvrage est évaluée comme suit :

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{\sum m_i (u_i)^2}{\sum m_i g u_i}} = 0.0527 s$$

V.1.4.2 Evaluation de la force sismique verticale

La force sismique appliquée en chaque masse vaut :

$$F_i = \frac{4\pi^2}{T^2} \cdot \frac{S_a(T)}{g} \cdot u_i m_i$$

La valeur de l'accélération spectrale $S_a(T)$ tirée du spectre de réponse vertical correspondant à la période $T = 0.0527$ s est égale à 4.494 m/s^2

Tableau V.6. Forces sismiques verticales nodales

Nœud	Masse (t)	Déplacement (m)	Force sismique (t)
1	76.52	0	0
2	153.05	0.000585	58.352
3	153.05	0.000819	81.683
4	153.05	0.000702	70.033
5	76.52	0.000235	11.705
6	76.52	0.000235	11.705
7	153.05	0.000702	70.033
8	153.05	0.000819	81.683
9	153.05	0.000585	58.352
10	76.52	0	0

La force sismique totale appliquée au tablier dans le sens vertical, est la somme des forces appliquées sur les masses concentrées, et vaut 443.548 KN

V.1.4.3 Répartition de la force verticale sur les appuis

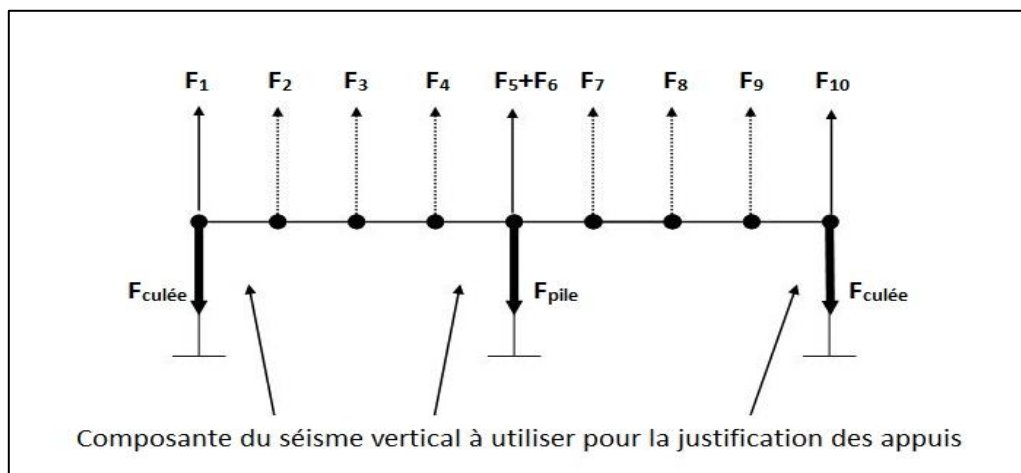


Figure V.3. Répartition des forces verticales

La répartition de la force verticale se fait de la même manière que pour la force transversale, sauf que, l'appui constituant la pile est considéré comme un appui simple et non pas comme un appui élastique, car les appareils d'appuis sont infiniment rigide dans la direction verticale.

Le calcul a donné les résultats suivant (voir annexe B pour les détails) :

- Effort sur la pile : $F_{pile} = 239.31 t$
- Effort sur la culée : $F_{culée} = 102.11 t$

V.2. Evaluation des efforts sismiques par la méthode multimodale

V.2.1 Sens longitudinal

V.2.1.1 Modèle analytique

Le tablier repose sur des appareils d'appuis en élastomère fretté qui rendent l'ouvrage plus souple, donc on doit les prendre en compte dans le modèle dynamique afin de calculer les caractéristiques dynamique de l'ouvrage. (Figure V.4).

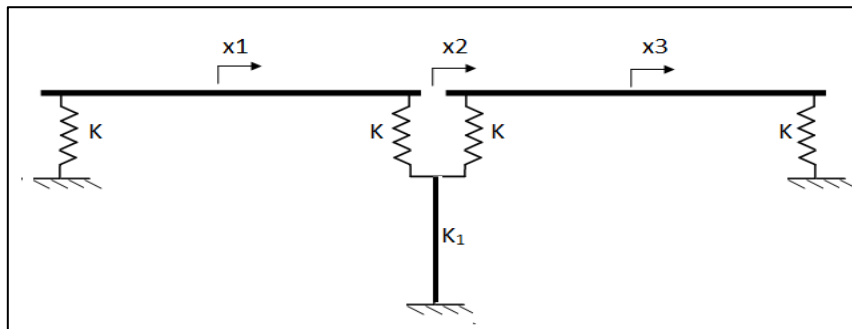


Figure V.4. Modèle analytique de l'ouvrage "sens longitudinal"

V.2.1.2 Modèle mathématique

Le tablier est considéré dans ce modèle comme infiniment rigide et les déplacements longitudinaux sont les mêmes en tout point ; on peut représenter chaque travée par une seule masse concentrée en son centre de gravité. La masse de la moitié supérieure de la pile est prise en compte pour assurer la continuité de masses entre les deux travées.

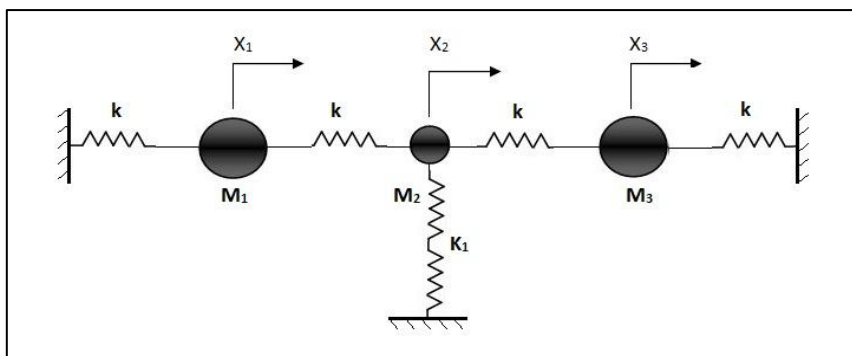


Figure V.5. Modèle dynamique de l'ouvrage "sens longitudinal"

Les masses concentrées des travées sont maintenues de part et d'autre par des ressorts de rigidité égale à celle des appareils d'appuis, et la masse concentrée en tête de pile est maintenue par les deux ressorts et les fûts d'appui à la fois.

V.2.1.3 Formulation du système d'équation

L'énergie cinétique du système vaut :

$$E_c = \sum_{i=1}^3 M_i \dot{x}_i^2$$

L'énergie potentielle du système vaut :

$$E_p = \frac{1}{2} k x_1^2 + \frac{1}{2} k (x_2 - x_1)^2 + \frac{1}{2} k_1 x_2^2 + \frac{1}{2} k (x_3 - x_2)^2 + \frac{1}{2} k x_3^2$$

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

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

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

En appliquant l'équation de Lagrange pour chaque degré de liberté, on obtient alors le système d'équations suivant :

$$\begin{aligned} M_1 \ddot{x}_1 + k x_1 - k (x_2 - x_1) \\ M_2 \ddot{x}_2 + k x_2 + k (x_2 - x_1) - k (x_3 - x_2) \\ M_3 \ddot{x}_3 + k (x_3 - x_2) + k x_3 \end{aligned}$$

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

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

Où [M] et [K] sont respectivement les matrices de masse et de rigidité du système évaluées comme suit :

$$[M] = \begin{bmatrix} M_1 & 0 & 0 \\ 0 & M_2 & 0 \\ 0 & 0 & M_3 \end{bmatrix} \quad [K] = \begin{bmatrix} 2k & -k & 0 \\ -k & 2k + k_1 & -k \\ 0 & -k & 2k \end{bmatrix}$$

Dans notre cas, les matrices de masse et de rigidité sont données par :

$$[M] = \begin{bmatrix} 612.21 & 0 & 0 \\ 0 & 82.66 & 0 \\ 0 & 0 & 612.21 \end{bmatrix} \quad [K] = \begin{bmatrix} 43200 & -21600 & 0 \\ -21600 & 3200280 & -21600 \\ 0 & -21600 & 43200 \end{bmatrix}$$

V.2.1.4 Résolution du système d'équations

La résolution du système d'équations est faite moyennant le logiciel de programmation MATLAB ; le programme de calcul est joint en annexe C .Les résultats sont donnés dans les tableaux V.7 à V.10

a. Pulsations et périodes propres

Les pulsations et périodes propres sont données dans le tableau V.7

Tableau V.7. Pulsations et périodes propres " sens longitudinal "

	Mode 1	Mode 2	Mode 3
Pulsations propres (rad/s)	8.371	8.400	197.255
Périodes propres (s)	0.750	0.747	0.032

b. Modes propres de vibration

Les modes propres obtenus sont données le tableau V.8

Tableau V.8. Modes propres " sens longitudinal "

D ₁	D ₂	D ₃
1	1	1
0.013	0	-1095.348
1	-1	1

c. Facteur de contribution modale

$$a_i = \frac{D_i^T \cdot M \cdot \Delta}{D_i^T \cdot M \cdot D_i}$$

Tableau V.9. Facteurs de contribution modale "sens longitudinal"

a ₁	a ₂	a ₃
1.00089	0	- 0.00089

d. Taux de participation massique

$$\eta = \frac{MM_i}{\sum M_i} \text{ avec}$$

$$MM_i = \frac{[\Phi_i^T \cdot [M] \cdot I]^2}{\Phi_i^T \cdot [M] \cdot \Phi_i}$$

$M_i = A_i^T \cdot [M] \cdot A_i$ est la masse généralisée pour chaque mode.

Tableau V.10. Masses généralisées et taux de participations massiques "sens longitudinal"

	Mode 1	Mode 2	Mode 3
Masses généralisées (t)	1224.435	1224.420	99671896.982
Taux de participation massique (%)	93.846	0	6.154

Vérification de l'orthogonalité des deux derniers modes : $D_2^T \cdot M \cdot D_3 = 0$ " vérifié "

V.2.1.5 Evaluation des efforts sismiques

Le déplacement relatif maximal de chaque degré de liberté (i) dans chaque mode (j) est donné par la formule suivante :

$$x_{i_{max}}^{(j)} = A_i^{(j)} a_i S_d^{(j)}$$

$S_d^{(j)}$ est le déplacement spectral tiré du spectre de réponse élastique ; il se calcule par la relation suivante : $S_d = S_{ae}/\omega^2$. Ce déplacement est unique pour chaque mode de vibration.

Tableau V.11. Accélération et déplacements spectraux "sens longitudinal"

	Mode 1	Mode 2	Mode 3
Accélération spectrales (m/s ²)	4.315	4.330	4.270
Déplacements spectraux (m)	6.157	6.136	0.011

D'où le vecteur de déplacement relatif maximal pour chaque mode :

Tableau V.12. Déplacements relatifs "sens longitudinal"

x_1 (m)	x_2 (m)	x_3 (m)
0.0616	0	0
0.0008	0	0.0001
0.0616	0	0

La réponse maximale est alors évaluée par la formule suivante :

$$E_i^{max} = K \times x_i^{max}$$

Tableau V.13. Effets sismiques "sens longitudinal"

E_{1i} (t)	E_{2i} (t)	E_{3i} (t)
264,443	0	-0,235
0,483	0	34,822
264,443	0	-0,235

Les effets sismiques des différents modes sont combinés par la combinaison SRSS, La valeur maximale probable E , de l'effet sismique sur chaque degré de liberté est donnée par :

Tableau V.14. Forces sismiques longitudinales

$F_1(t)$	$F_2(t)$	$F_3(t)$
264,444	34,825	264,444

La sommation algébrique de ces effets donne la force sismique totale appliquée au tablier dans le sens longitudinal, et vaut 563,713 t

V.2.2 Sens transversal

La figure V.6 illustre la représentation transversale du pont.

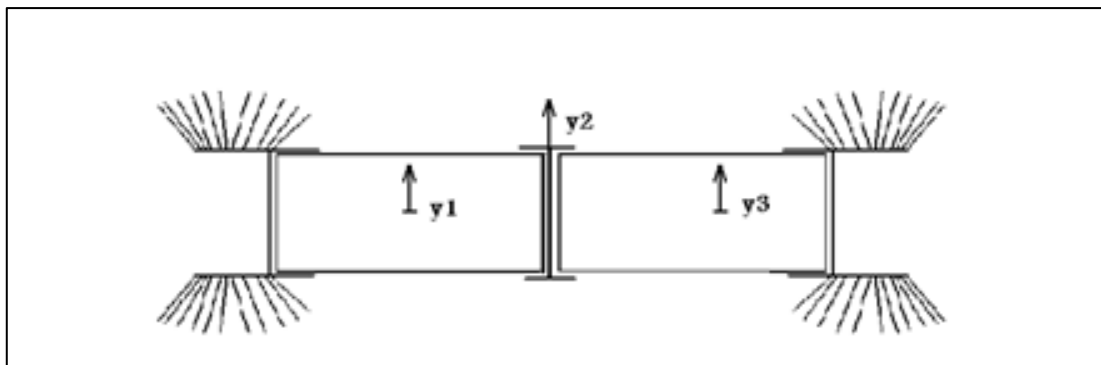


Figure V.6. Représentation transversale du pont

V.2.2.1 Modèle mathématique

Dans ce sens, le tablier est segmenté en trois portions correspondant à la moitié d'une travée de part et d'autre de la pile, plus la masse d'une travée concentrée en tête de pile ; à cela vient s'ajouter la masse de la moitié supérieure de la pile.

En plus de la rigidité des appareils d'appuis et des fûts sur la pile, on doit prendre en compte une rigidité rotationnelle due à la déformation de l'ensemble des appareils d'appuis sous la composante transversale du séisme, cette déformation a pour cause la présence d'un angle de biais entre le tablier et ses appuis.

Il est à noter que la rigidité des appareils d'appuis sur culée n'est pas prise en compte du fait que le tablier est bloqué sur les culées dans le sens transversal.

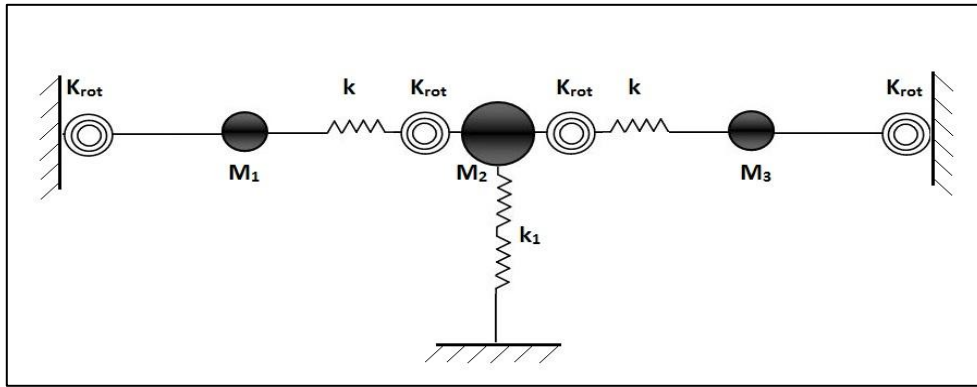


Figure V.7. Modèle dynamique de l'ouvrage "sens transversal"

De la même façon que pour le sens longitudinal, les matrices de masse et de rigidité sont évaluées comme suit :

$$[M] = \begin{bmatrix} M_1 & 0 & 0 \\ 0 & M_2 & 0 \\ 0 & 0 & M_3 \end{bmatrix} \quad [K] = \begin{bmatrix} 2K_{eff} + k & -K_{eff} - k & 0 \\ -K_{eff} - k & 2K_{eff} + 2K + K_1 & -K_{eff} - k \\ 0 & -K_{eff} - k & 2K_{eff} + k \end{bmatrix}$$

K_{eff} représente la rigidité correspondant à la portion du tablier (moitié du tablier), dont un côté est considéré encasté tandis que l'autre est régi par la rigidité rotationnelle due à la déformation de l'ensemble des appareils d'appuis. [6]

Dans notre cas, les matrices de masse et de rigidité sont données par :

$$[M] = \begin{bmatrix} 306.105 & 0 & 0 \\ 0 & 694.96 & 0 \\ 0 & 0 & 306.105 \end{bmatrix} \quad [K] = \begin{bmatrix} 1141600 & -581600 & 0 \\ -581600 & 18441172 & -581600 \\ 0 & -581600 & 1141600 \end{bmatrix}$$

Pour les détails de calcul de la rigidité effective, voir annexe A.

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

V.2.2.2 Résolution du système d'équations

De même que pour le sens longitudinal, le système est résolu moyennant le langage de programmation MATLAB et les résultats sont donnés dans les tableaux suivants :

a. Pulsations et périodes propres

Tableau V.15. Pulsations et périodes propres "sens transversal"

	Mode 1	Mode 2	Mode 3
Pulsations propres (rad/s)	59.923	61.069	163.322
Périodes propres(s)	0.104	0.102	0.039

b. Modes propres de vibration

Tableau V.16. Modes propres "sens transversal"

D₁	D₂	D₃
1	1	1
0.076	0	- 11.528
1	-1	1

c. Facteur de contribution modale :

Tableau V.17. Facteurs de contribution modale "sens transversal"

a₁	a₂	a₃
1.079	0	- 0.079

d. Taux de participation massique :

Tableau V.18. Masses généralisées et taux de participations massiques "sens transversal"

	Mode 1	Mode 2	Mode 3
Masses généralisées (t)	615.908	612.21	2462697.696
Taux de participation massique (%)	54.582	0	45.417

Vérification de l'orthogonalité des deux derniers modes :

$$D_2^T \cdot M \cdot D_3 = 0 \quad \text{" vérifié "}$$

V.2.2.3 Evaluation des efforts sismiques

Les efforts sismiques dans la direction transversale sont évalués de la même façon que pour la direction longitudinale. Ainsi :

Les accélérations et les déplacements spectraux pour chaque mode :

Tableau V.19. Accélérations et déplacements spectraux "sens transversal"

	Mode 1	Mode 2	Mode 3
Accélérations spectrales (m/s²)	6.6	6.535	4.505
Déplacements spectraux (mm)	1.806	1.720	0.175

Le vecteur de déplacement relatif maximal pour chaque mode :

Tableau V.20. Déplacements relatifs "sens transversal"

x_1 (m)	x_2 (m)	x_3 (m)
0.001949	0	0
0.000148	0	0.0001
0.001949	0	0

La réponse maximale pour chaque mode :

Tableau V.21. Effets sismiques "sens transversal"

E_{1i} (t)	E_{2i} (t)	E_{3i} (t)
218,113	0	- 10,975
378,3741502	0	287,275
218,113	0	- 10,975

Les effets sismiques des différents modes sont combinés par la combinaison SRSS, La valeur maximale probable E, de l'effet sismique sur chaque degré de liberté est donnée par :

Tableau V.22. Forces sismiques transversales

F_1 (t)	F_2 (t)	F_3 (t)
310,770	0	287.694

La sommation algébrique de ces effets donne la force sismique totale appliquée au tablier dans le sens transversal, et vaut 598.464 t

V.2.3 Modèle automatique

On a utilisé pour l'étude dynamique de l'ouvrage, le logiciel de modélisation SAP 2000 version 14. Les piles et les poutres sont modélisées comme étant des éléments "Frame", la dalle et le chevêtre comme étant des éléments "Shell" et les appareils d'appuis par des éléments "Springs" sur culée et des éléments "Link" sur la pile.

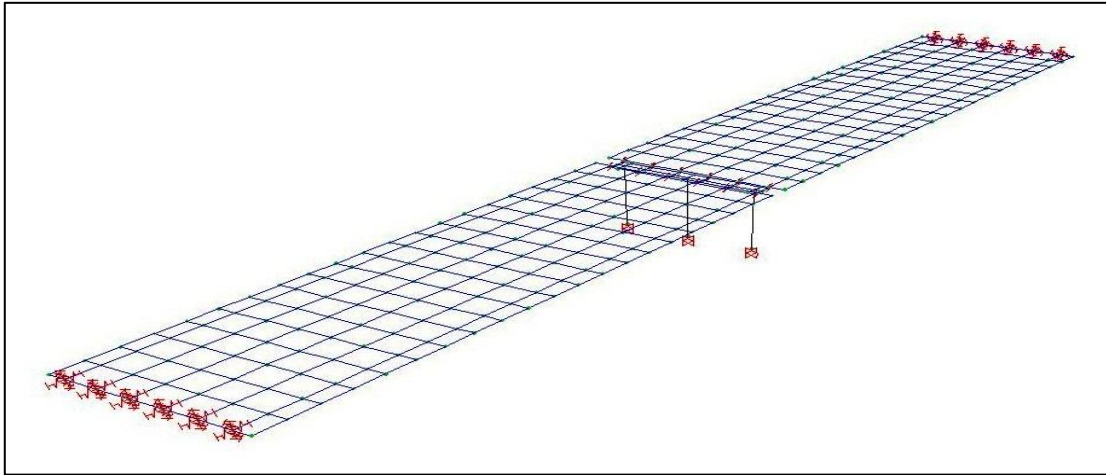


Figure V.8. Modèle automatique SAP 2000

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

L'analyse modale a été faite par sens de vibration (2D), afin de pouvoir comparer les résultats obtenus précédemment par la méthode monomodale et la méthode multimodale spectrale. Cependant, l'analyse en 3D a été faite, et les résultats qu'elle donne sont les plus significatifs, car ils correspondent au cas réel de vibration.

V.2.3.1 Analyse modale bidimensionnelle

V.2.3.1.1 Sens longitudinal

Les déplacements retenus sont ceux dans la direction longitudinale, les autres déplacements ne sont pas pris en compte (transversal et vertical). La rotation autour de l'axe vertical est négligée du fait de la symétrie que présente le tablier (excentricité entre le centre de masse et celui de rigidité nulle).

Les résultats de l'analyse modale spectrale sont donnés dans le tableau V.23 :

Tableau V.23. Périodes et participation massique "sens longitudinal"

Modes	Périodes (s)	Participation massique (%)
1	0,742	96.14
2	0,729	0
3	0,057	3.85
4	0,020	0
5	0,020	0
6	0,016	0

V.2.3.1.2 Sens transversal

Le seul déplacement pris en compte est le déplacement transversal, les autres étant ignorés. La rotation d'axe vertical est autorisée afin de pouvoir mobiliser la rigidité rotationnelle.

Tableau V.24. Périodes et participations massiques "transversal"

Modes	Périodes (s)	Participation massique (%)
1	0,0996	77.068
2	0,0995	0
3	0,0579	6.283
4	0,0335	0
5	0,0335	8.545
6	0,020	0

V.2.3.1.3 Sens vertical

De la même manière que pour le sens transversal, le seul déplacement étudié est le déplacement vertical tout en négligeant les autres déplacements dans les autres directions.

Tableau V.25. Périodes et participations massiques "sens vertical"

Modes	Périodes (s)	Participation massique (%)
1	0,0619	83
2	0,0576	0
3	0,0509	5
4	0,0509	0
5	0,0401	3.45
6	0,0401	0

V.2.3.1.4 Efforts sismiques

Tableau V.26. Efforts sismiques « modèle 2D » dans les trois directions

Effort sismique longitudinal (t)	Effort sismique transversal (t)	Effort sismique vertical (t)
527	553.188	512.442

V.2.3.2 Analyse modale tridimensionnelle

V.2.3.2.1 Périodes et participations massiques

Cette analyse est faite en prenant en considération la vibration des masses dans toutes les directions, les périodes propres de vibration et la participation modale de chaque mode dans les trois directions sont données dans le tableau suivant :

Tableau V.27. Périodes et participations massiques "modèle automatique 3D"

Modes	Périodes (s)	Participation massique suivant X(%)	Participation massique suivant y(%)	Participation massique suivant z(%)
1	0,764605	96%	0%	0%
2	0,75081	0%	0%	0%
3	0,444299	0%	69%	0%
4	0,444006	0%	0%	0%
5	0,264255	0%	0%	0%
6	0,240968	0%	0%	67%

V.2.3.2.2 Efforts sismiques globaux

Le séisme étant un mouvement du sol dans les trois directions longitudinal, transversal et vertical, il est nécessaire d'avoir recours à une analyse tridimensionnelle afin de définir au mieux le comportement d'un pont face à une sollicitation dynamique.

Tableau V.28. Efforts sismiques « modèle 3D » dans les trois directions

Effort sismique longitudinal (t)	Effort sismique transversal (t)	Effort sismique vertical (t)
526	553.709	511.807

Les efforts trouvés avec les deux méthodes (bidimensionnelle et tridimensionnelle) sont pratiquement identiques ce qui laisse conclure que la différence se situe essentiellement dans les valeurs des périodes. En effet, les périodes données par l'analyse 2D représentent la projection du mouvement de la structure dans chacune des trois directions.

V.2.3.2.3 Modes propres de vibration

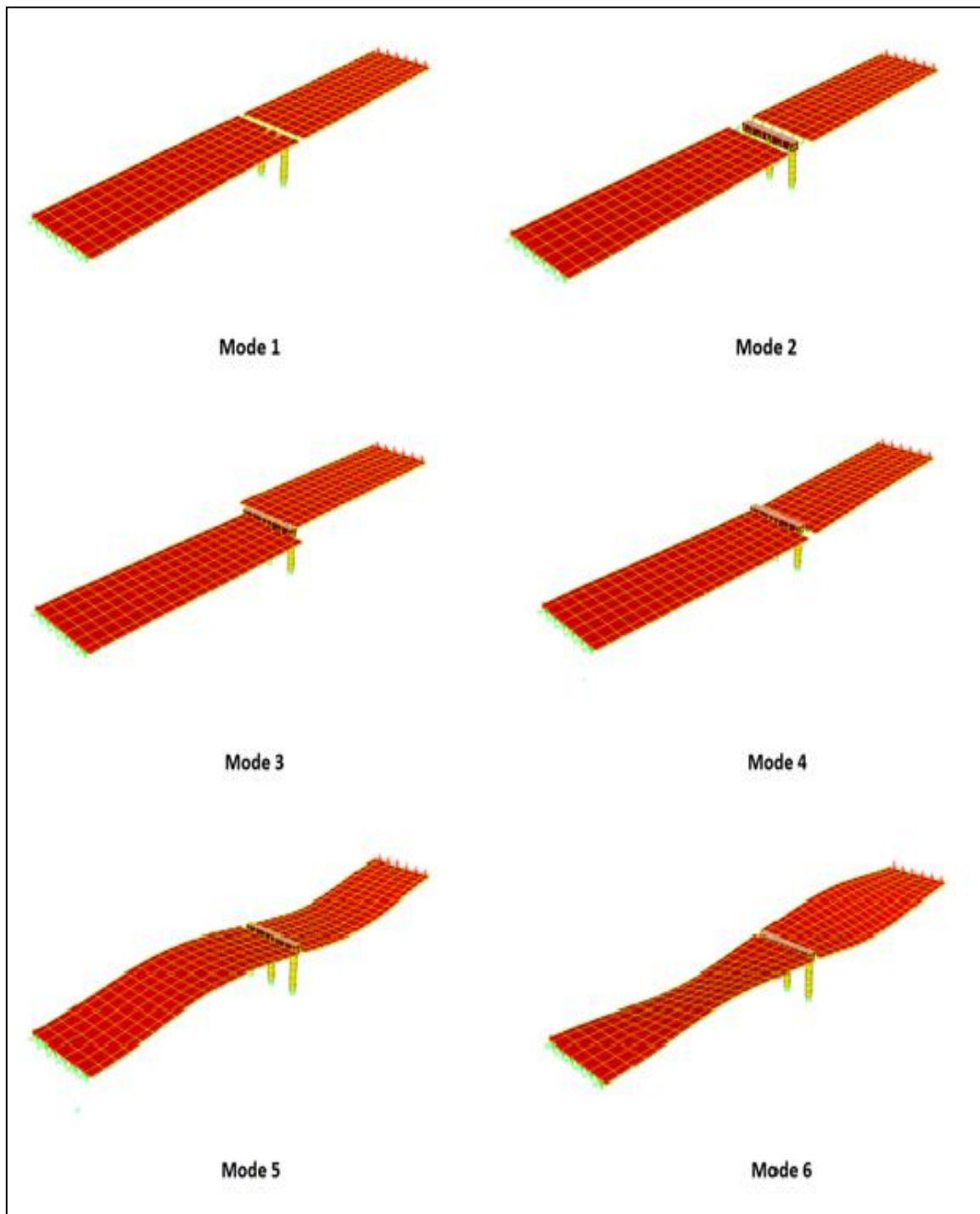


Figure V.9. Modes propres de vibration

V.2.4 Comparaison des résultats

On a procédé à une comparaison, pour vérifier la validité du modèle choisi par la méthode multimodale spectrale. Cette comparaison porte sur les périodes propres de vibration.

V.2.4.1 Sens longitudinal

Tableau V.29. Comparaison des périodes "sens longitudinal"

Modes	Calcul analytique	Calcul automatique	Erreur relative
1	0.750 s	0,742 s	1 %
2	0.747 s	0,729 s	2.4 %
3	0.032 s	0,057 s	43.8 %

V.2.4.2 Sens transversal

Tableau V.30. Comparaison des périodes "sens transversal"

Modes	Calcul analytique	Calcul automatique	Erreur relative
1	0.104 s	0,097 s	6.7 %
2	0.102 s	0,096 s	5.9 %
3	0.039 s	0,057 s	31.5 %

Remarque : Le pourcentage d'erreur entre le modèle analytique et automatique est relativement faible dans le premier et deuxième mode. Par contre, l'erreur dans le troisième mode est relativement grande car les périodes comparées sont très petites. Le modèle analytique choisis est donc valide.

V.3 Comparaison méthode forfaitaire – Méthodes RPOA

L'ouvrage étudié étant relativement raide dans le sens longitudinal, la pseudo-accélération sous l'action du séisme longitudinal calculée avec les méthodes proposées par le RPOA est plus élevée que 0.35 g (0.44 g avec la méthode monomodale et 0.45 g avec la méthode multimodale). De même, le déplacement longitudinal du tablier est plus fort avec les méthodes de calcul spectral qu'avec la méthode statique équivalente.

Dans la méthode multimodale, la masse de la moitié inférieure des piles est négligée, et celle de la moitié supérieure des piles est appliquée au niveau du tablier. Cette application est abusive dans le cas de notre ouvrage du fait de la présence d'appuis élastomère en tête de pile.

Sous l'action du séisme transversal, la pseudo-accélération est voisine de 0.6 g avec les méthodes de calcul spectral (0.58 g avec la méthode monomodale et 0.65 g avec la méthode multimodale). La forme du diagramme de charge horizontale appliquée au tablier est très différente, elle est uniforme dans le cas de la méthode forfaitaire et proportionnelle à la déformée du tablier dans le cas des méthodes monomodale et multimodale. La méthode forfaitaire contrairement aux méthodes exposées dans le RPOA ne prend pas en compte la flexibilité du tablier dans le sens transversal.

Verticalement, la pseudo-accélération obtenue par la méthode forfaitaire (0.07 g) est sous-estimée par rapport à celle obtenue par le calcul dynamique suivant les étapes dictées dans

le RPOA (0.45 g avec la méthode monomodale et 0.48 g avec la méthode multimodale). La répartition de la charge verticale est aussi différente qu'elle l'est dans le sens transversal pour la même raison qui est la déformation du tablier prise en compte uniquement dans le calcul dynamique.

On peut conclure que la méthode statique équivalente est une méthode forfaitaire dont le niveau d'agression est arbitraire et qui ne sollicite la structure que de façon statique. Ce n'est donc pas une méthode adéquate pour vérifier la tenue d'un ouvrage face à un séisme.

Les méthodes proposées par le RPOA décrivent au mieux le comportement dynamique de la structure en la sollicitant entièrement, et c'est la seule façon de fournir des résultats réalistes.

CHAPITRE VI

ÉTUDE DES APPUIS

VI.1 Etude de la pile

La pile est constituée d'un chevêtre, 03 fûts circulaires de 1.2 m de diamètre, et 12 appareils d'appui en élastomère fretté (Figure V.1).

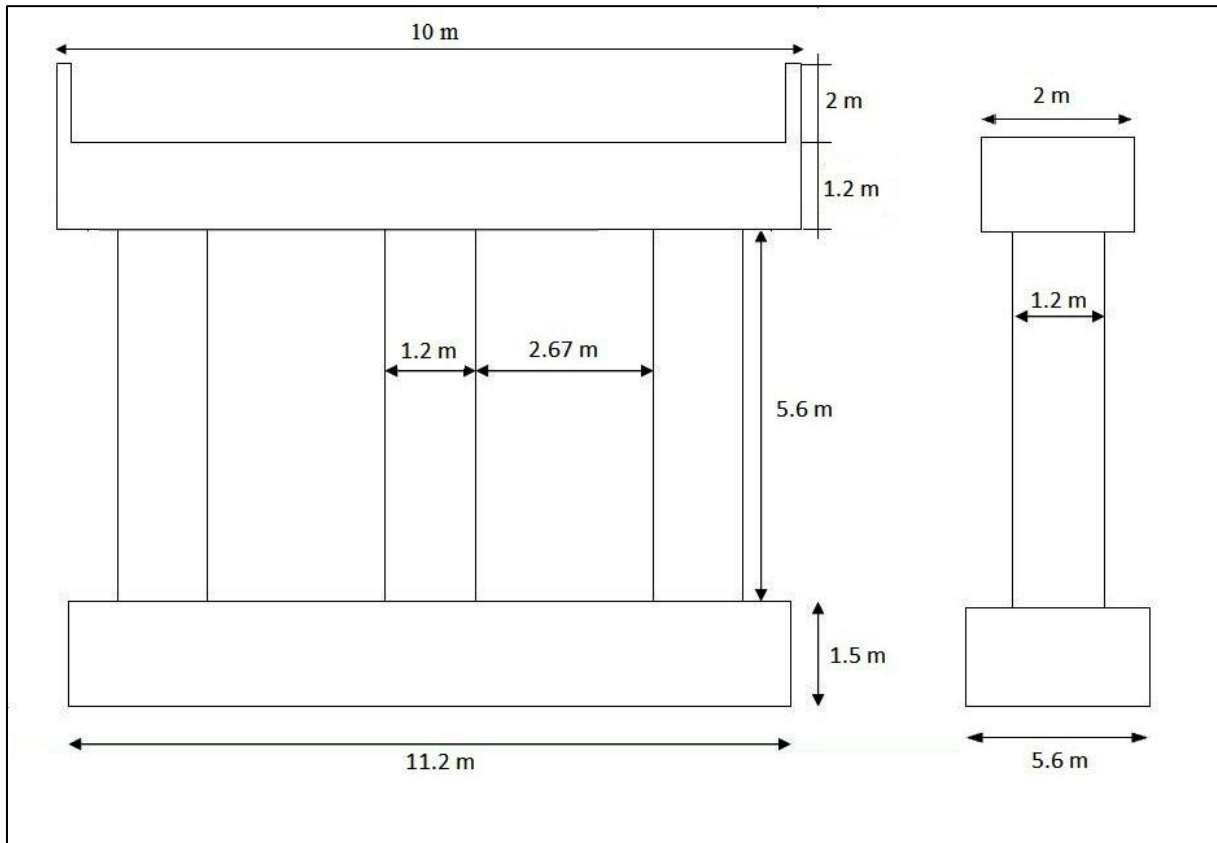


Figure VI.1. Schéma de la pile

VI.1.1 Etude du chevêtre

Le chevêtre est considéré comme une poutre continue, reposant simplement sur trois appuis constitués par les fûts.

VI.1.1.1 Evaluation des efforts dans le chevêtre

a. Charges permanentes

Poids propre : $PP_{chevêtre} = 58.91/10 = 5.981 \text{ t/m}$

Le poids du tablier est réparti sur les appareils d'appui de la pile ; on a douze charges concentrées. Pour faciliter le calcul, ces charges sont combinées deux par deux afin d'avoir une série de six charges réparties le long de l'axe longitudinal du chevêtre.

$G_{tablier} = G_{max}/6 = 114.92 \text{ t}$

b. Surcharges routières

Tableau VI.1. Surcharges routières revenant aux appareils d'appui

	Réaction sur la pile (t)	Surcharges revenant aux appareils d'appui (t)
Système de charge A	240.53	40.08
Système de charge B_c	122.1	20.35
Système de charge B_t	82.8	13.8
Surcharge militaire M_{c120}	114.92	19.15
Convoi exceptionnel D₂₄₀	209.2	34.86
Surcharges des trottoirs	15.08	2.51

VI.1.1.2 Combinaison des actions

Les combinaisons à prendre en compte sont celles de l'état limite ultime de résistance (ELU), car elles sont plus défavorables que les autres combinaisons (ELS et ELA).

A l'ELU, on a les combinaisons suivantes (RCPR §6.2.2.1) :

$$1.35G_{max} + G_{min} + 1.5Q_r$$

$$1.35G_{max} + G_{min} + 1.35Q_{rp}$$

- Q_r représente les charges de chaussée A(L) ou B avec les surcharges des trottoirs.
- Q_{rp} représente la charge militaire ou exceptionnelle.

La surcharge A(L) est la plus défavorable, par conséquent, on utilise la première combinaison.

Le chevêtre sera calculé alors avec les efforts suivants :

- Charge répartie : $1.35 \times 5.981 = 7.95$ t/ml
- Charges concentrées : $1.35 \times 114.92 + 1.5 \times (40.08 + 2.51) = 219.03$ t

VI.1.1.3 Evaluation des sollicitations dans le chevêtre

L'évaluation du moment fléchissant et de l'effort tranchant dans le chevêtre a été faite moyennant le logiciel RDM 6. Les résultats sont montrés dans la figure V.2

Le moment fléchissant maximal vaut 1786 KN.m et sera utilisé pour le dimensionnement des armatures de flexion.

L'effort tranchant maximal vaut 2357 KN et sera repris par les armatures transversales.

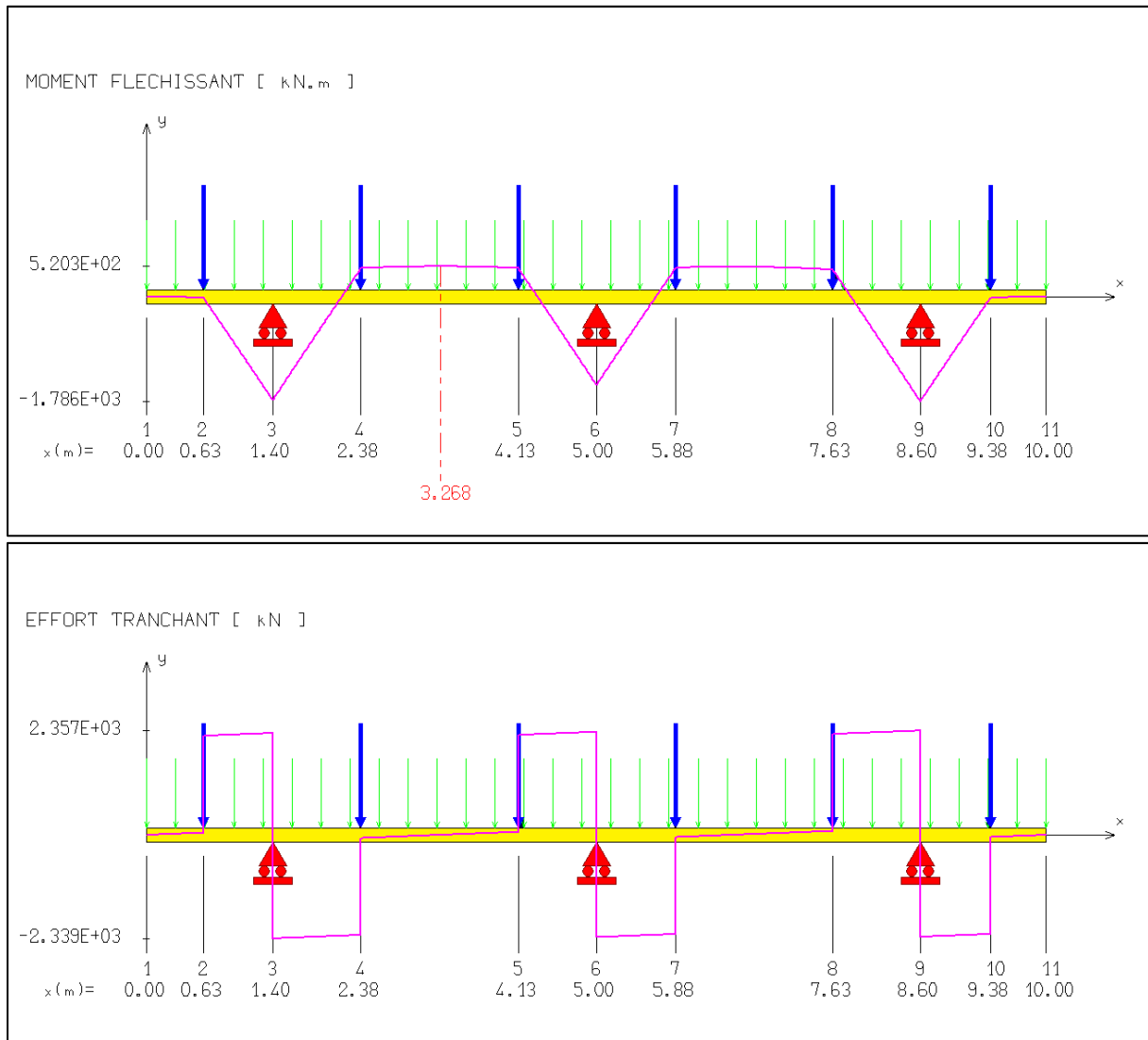


Figure VI.2. Sollicitations sur le chevêtre (M, T)

VI.1.1.4 Ferrailage du chevêtre

a. Ferrailage longitudinal

Le ferrailage longitudinal du chevêtre a été calculé par le logiciel SOCOTEC ; la section d'armatures est égale à 45.71 cm^2 , soit $10\Phi 25$ (49 cm^2);

Cependant, le guide de conception des ponts courants en zone sismique (SETRA § 6.3.4.a) stipule que le pourcentage minimum d'armature (ρ_g) est de 0.35% pour un acier FeE400. Dans notre cas $\rho_g = 0.2\%$, la section d'armatures longitudinales à prendre en compte est alors égale à 84 cm^2 , soit $18\Phi 25$ (88 cm^2). L'espacement adopté est de 21 cm, on pose deux nappes d'armatures sur les faces supérieure et inférieure du chevêtre.

b. Ferrailage transversal

- La contrainte de cisaillement maximale : $\tau_u = 2.357 / 2 * 0.9 * 1.2 = 1.09 \text{ MPa}$;

- La contrainte limite de cisaillement : $\tau_{lim} = \min (0.2f_{c28}/\gamma_b = 3.6 \text{ MPa} ; 4\text{MPa}) = 3.6 \text{ MPa}$;
- $\tau_0 = 0.3 k f_{tj} = 0.3 \times 1 \times (0.6 + 0.06 \times 27) = 0.666 \text{ MPa}$

On doit vérifier l'inégalité suivante : $\frac{A_t}{b_0 S_t} \leq \frac{\tau_u - \tau_0}{(\cos \alpha + \sin \alpha) 0.9 f_e / \gamma_s}$

D'où $A_t / S_t = 2.71 \times 10^{-3} \text{ m}$

En adoptant un espacement de $30 \text{ cm} < S_t \text{ max} = 40 \text{ cm}$ (guide de conception des ponts courants en zone sismique SETRA § 6.3.4.b), on aura $A_t = 8.13 \text{ cm}^2$, soit $6\Phi 14$ (9.23 cm^2)

c. Schéma du ferrailage

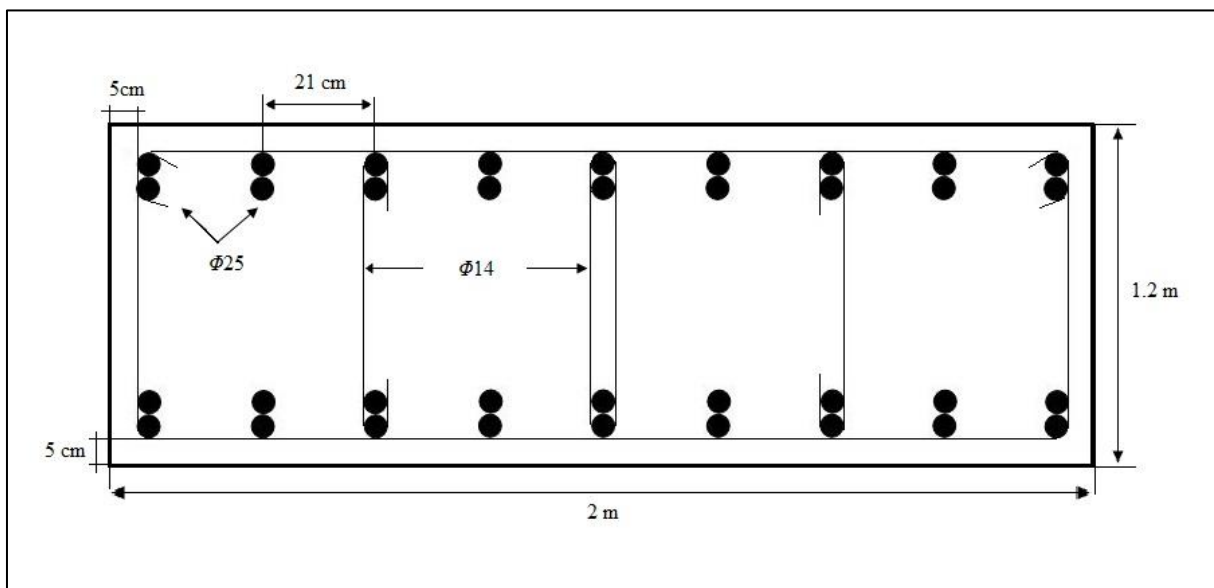


Figure VI.3. Schéma de ferrailage du chevêtre

VI.1.2 Etude des fûts

VI.1.2.1 Evaluation des efforts dans les fûts

Les efforts à prendre en compte sont les efforts sismiques dans les trois directions et les efforts de service qui comprennent les charges permanentes et les surcharges routières. Le fût étudié est le fût central ; la part des efforts qui lui revient est le tiers des efforts sur la pile. Le fût est sollicité en flexion composée ; les sollicitations considérées sont l'effort normal et le moment fléchissant en pied de pile.

a. Efforts sismiques

Conformément au § III.2.6 du présent travail, les efforts sismiques sont découplés suivant les trois directions. Les résultats des combinaisons sismiques sont donnés dans le tableau V.2

Tableau V.2. Sollicitations sismiques sur le fût central

	E long	E trans	E vert	E1	E2	E3
V long (t)	87,486	0	0	87,486	26,2458	26,2458
V trans (t)	0	13,13	0	3,939	13,13	3,939
M long (t)	489,92	0	0	489,92	146,976	146,976
M trans (t)	0	73,528	0	22,0584	73,528	22,0584
N (t)	0	0	79,77	23,931	23,931	79,77

b. Charges permanentes

Les charges permanentes sont calculées et donnent :

$$\begin{aligned}
 - \text{ Poids propre du fût : } PP_{\text{fût}} &= \frac{\pi D^2}{4} \times L \times \gamma_b \\
 &= \frac{\pi \times 1,2^2}{4} \times 5,6 \times 2,5 \\
 &= 15,83 \text{ t}
 \end{aligned}$$

$$- \text{ Poids du chevêtre : } G_{\text{chevêtre}} = PP_{\text{chevêtre}}/3 = 19,63 \text{ t}$$

$$- \text{ Poids du tablier : } G_{\text{max}}^{\text{tablier}} = R_{p \text{ max}}/3 = 229,84 \text{ t}$$

$$G_{\text{min}}^{\text{tablier}} = R_{p \text{ min}}/3 = 181,18 \text{ t}$$

$$G_{\text{max}} = G_{\text{chevêtre}} + G_{\text{max}}^{\text{tablier}} + PP_{\text{fût}} = 265,3 \text{ t}$$

$$G_{\text{min}} = PP_{\text{fût}} + G_{\text{chevêtre}} + G_{\text{min}}^{\text{tablier}} = 216,64 \text{ t}$$

c. Surcharges routières

Les surcharges routières à prendre en compte dans le calcul du fût sont récapitulées dans le tableau VI.3

Tableau VI.3. Surcharges routières sur le fût étudié

	Réaction sur la pile (t)	Charge reprise par le fût central (t)
Système de charge A	240.53	80.17
Système de charge B _c	122.1	40.7
Système de charge B _t	82.8	27.63
Surcharge militaire M _{c120}	114.92	38.3
Convoi exceptionnel D ₂₄₀	209.2	69.73
Surcharges des trottoirs	15.08	5.02

VI.1.2.2 Combinaison des actions

La combinaison utilisée pour le dimensionnement des fûts est la combinaison accidentelle la plus défavorable donnée par le RCPR (§ 6.2.2.1) :

$$G_{max} + G_{min} + 0.6Q_r \pm A_d$$

On a les six combinaisons suivantes :

$$E1 + 0.6Q_r + G_{max}$$

$$E2 + 0.6Q_r + G_{max}$$

$$E3 + 0.6Q_r + G_{max}$$

$$-E1 + 0.6Q_r + G_{min}$$

$$-E2 + 0.6Q_r + G_{min}$$

$$-E3 + 0.6Q_r + G_{min}$$

Les résultats des combinaisons sont donnés dans le tableau VI.4 :

Tableau VI.4. Résultats des combinaisons d'actions

	1	2	3	4	5	6
V_{long} (t)	87,486	26,2458	26,2458	87,486	26,2458	26,2458
V_{trans} (t)	3,939	13,13	3,939	3,939	13,13	3,939
M_{long} (t)	489,92	146,976	146,976	489,92	146,976	146,976
M_{trans} (t)	22,0584	73,528	22,0584	22,0584	73,528	22,0584
N (t)	340,3522	340,3522	396,1912	243,8302	243,8302	187,9912

VI.1.2.3 Ferrailage du fût central

a. Ferrailage longitudinal

Conformément au §5.2 du RPOA, on effectue le calcul en flexion composée. On dimensionne avec les paramètres suivants :

- $\gamma_b = 1.3$
- $\gamma_s = \gamma_0 = \gamma_r = 1.0$
- q (coefficient de comportement) = 1

L'enrobage des armatures est pris égal à 5 cm. L'acier utilisé est de nuance FeE400 et la combinaison la plus défavorable est la combinaison 4.

On a utilisé pour le ferrailage le logiciel SOCOTEC avec les données géométriques et mécaniques adéquates. La section d'armatures longitudinales vaut 243.04 cm^2 , on adopte donc $19\Phi 25 + 19\Phi 32$ ($93,2187 + 152,729 = 245.947 \text{ cm}^2$).

Cette section est conforme à la réglementation qui stipule que le pourcentage d'armatures (ρ_g) doit être compris entre 0.5 et 3% hors zone de recouvrement (RPOA §7.2.1.1). Dans notre cas $\rho_g = A_s/B = 245.947/113 = 2.17\%$

L'espacement adopté des armatures longitudinales est de 15.8 cm, ces dernières seront posées en deux nappes.

b. Ferrailage transversal

Les efforts tranchants sont majorés par le coefficient $\gamma_r = 1.4$ (RPOA §5.2). L'effort tranchant maximal dû au séisme est alors : $V=122.48 \text{ t}$ et la contrainte de cisaillement correspondante vaut $\tau_u = 1.28 \text{ MPa}$;

L'inégalité suivante doit être vérifiée : $\frac{A_t}{b_0 S_t} \leq \frac{\tau_u - \tau_0}{(\cos \alpha + \sin \alpha) 0.9 f_e / \gamma_s}$ avec :

- $\tau_0 = 0.666 \text{ MPa}$;
- α est l'angle d'inclinaison entre les armatures transversales et longitudinales = 90° ;
- $f_e = 400 \text{ MPa}$;
- $\gamma_s = 1.15$;
- $b_0 = 1.2 \text{ m}$;

L'espacement S_t doit être tel que (RPOA §7.2.1.2) : $S_{t \max} = \min [12\Phi_l, b, 200 \text{ mm}]$.

Dans notre cas, $S_{t \max} = 20 \text{ cm}$, on adopte un espacement de 15 cm.

D'où la section des armatures transversales $A_t = 3.57 \text{ cm}^2$, soit $2\Phi 16$.

c. Schéma du ferrailage

Le ferrailage du fût est schématisé dans la figure VI.6

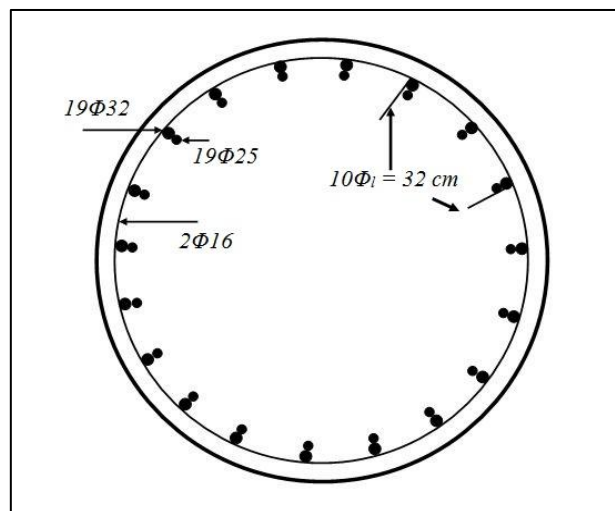


Figure VI.4. Schéma du ferrailage du fût central

VI.2 Vérification des appareils d'appuis

Les appareils d'appui ont été dimensionnés pour les charges de service, on les vérifiera dans ce qui suit pour les charges sismiques. On s'intéressera aux composantes longitudinale et verticale du séisme, obtenues par la méthode monomodale. Les appareils d'appui à vérifier sont ceux sur la pile, car ils subissent les efforts sismiques les plus grands.

VI.2.1 Caractéristiques des appareils d'appui

- ❖ Aire : $B = 0.3 \times 0.4 \text{ m}^2$;
- ❖ Epaisseur totale du caoutchouc : 4 cm ;
- ❖ Epaisseur totale de l'appareil : 5.2 cm ;
- ❖ Facteur de forme : $S = \frac{B}{2e(a+b)} = 8.57$;
- ❖ Module de cisaillement sous séisme : $G = 1.2 \text{ MPa}$;
- ❖ Charge critique : $P_c = \frac{4 G B S^2 d}{h} = 10.58 \text{ MN}$;

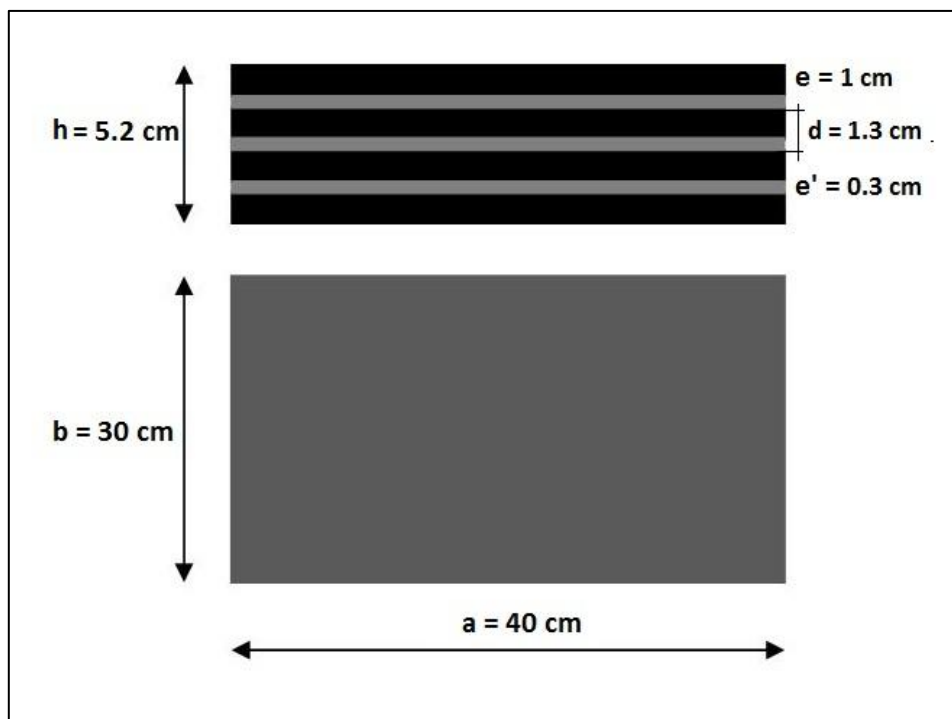


Figure VI.5. Caractéristique d'appareil d'appui

VI.2.2 Inventaire des charges sur un appareil d'appui

En divisant les efforts sur la pile sur le nombre d'appareils d'appui (12) on obtient :

- ❖ Descente de charge : $G_{\max} = 56.67 \text{ t}$;
- ❖ Descente de charge : $G_{\min} = 44.67 \text{ t}$;
- ❖ Effort sismique longitudinal : $F_{\text{long}} = 21.87 \text{ t}$;
- ❖ Effort sismique transversal : $F_{\text{trans}} = 3.28 \text{ t}$;

- ❖ Effort sismique vertical : $F_{\text{vert}} = 19.94 \text{ t}$;

VI.2.3 Déplacements des appareils d'appui

- ❖ Distorsion : $E = \frac{1}{K_{\text{pile}}} = \frac{1}{43.2} = 0.023 \text{ m}$;
- ❖ Retrait : $\frac{\Delta l}{l} = \varepsilon_r \rightarrow \Delta l = \varepsilon_r \times l = 3.5 \times 10^{-4} \times 32.95 = 0.0115 \text{ m}$;
- ❖ Fluage: $\frac{\Delta l}{l} = \varepsilon_f \rightarrow \Delta l = \varepsilon_f \times l = 3 \times 10^{-4} \times 32.95 = 0.0098 \text{ m}$;
- ❖ Temperature: $\frac{\Delta l}{l} = \varepsilon_T \rightarrow \Delta l = \varepsilon_T \times l = 3 \times 10^{-4} \times 32.95 = 0.0098 \text{ m}$;

VI.2.4 Vérification à la compression

On doit vérifier que:

$$\sigma_m = \frac{G_{\text{max}} + F_{\text{vert}}}{S'} \leq 15 \text{ MPa}$$

S' est la surface réduite en plan de l'appareil d'appui après la déformation $E + 0.4 \Delta T + \text{Diff}$, ce déplacement vaut dans notre cas : 0.0482 m. la surface réduite vaut alors 0.1 m² ;

$$\sigma_m = \frac{56.67 + 19.94}{(0.4 - 0.0482) \times 0.3} = 7.66 \text{ MPa}$$

La résistance à la compression n'est pas dépassée et la condition est vérifiée.

VI.2.5 Vérification au flambement

On doit vérifier que : $\gamma_s P_u < P_c$

- P_u est la valeur maximale des charges verticales = $56.67 + 18.48 = 76.61 \text{ t} = 0.76 \text{ MN}$;
- γ_s est un coefficient partiel de sécurité pris égal à 3 ;
- $P_c = 10.58 \text{ MN}$

$$3 \times 0.76 = 2.29 < 10.58 \text{ MN} \quad \text{OK}$$

VI.2.6 Vérification à la distorsion

La distorsion $\delta = \tan(\gamma)$, rapport du déplacement horizontal à l'épaisseur totale d'élastomère doit être limitée aux valeurs suivantes :

$$\text{Pour } p = P_u/P_c < 0,25 : \quad \delta < \delta_c = 0,7 + 4 (\delta_0 - 0,7) (0,25 - p)$$

- $\delta_0 = c/h$; borné par $[0,7 < \delta_0 < 2]$;
- c : petit côté pour un appui rectangulaire ;
- h : épaisseur totale d'élastomère ;

Pour $p > 0,25$: $\delta < 1,4(1-2p)$

Application numérique :

- $P_u = G_{max} + 0.3 \times F_{vert} = 56.67 + 0.3 \times 19.94 = 62.65 \text{ t} = 0.626 \text{ MN}$;
- $P_c = 10.58 \text{ MN}$;
- $p = 0.059 < 0.25$;
- $\delta_0 = 0.3 / 0.04 = 7.5 > 2$, on prend alors $\delta_0 = 2$;
- $\delta_c = 0.7 + 4(2 - 0.7)(0.25 - 0.059) = 1.692$;

$$\delta = \frac{0.0482}{4 \times 0.01} = 1.2 < 1.692 \quad \text{OK}$$

VI.2.7 Condition de non glissement

La stabilité au glissement de l'appareil d'appui doit être justifiée en tenant compte de la composante verticale du séisme. On doit vérifier que :

$H < H_{lim} = fN$ où :

- H est l'effort sismique horizontal ;
- N est l'effort de compression vertical $= G_{min} - 0.3 \times F_{vert}$;
- f est un coefficient de frottement donné par : $f = 0,10 + 0,60 / \sigma_m$;
- σ_m est la contrainte moyenne de compression exprimée en MPa ;

Application numérique :

- $H = 0.218 \text{ MN}$;
- $N = 0.38 \text{ MN}$;
- $\sigma_m = 3.22 \text{ MPa}$;
- $f = 0.286$;
- $H_{lim} = 0.286 \times 0.38 = 0.108 \text{ MN} < H = 0.218 \text{ MN}$;

La condition de non glissement n'est pas vérifiée, d'où il est nécessaire de mettre des dispositifs anti glissement sur la pile, pour éviter le glissement des appareils d'appui, et éviter la perte d'appui par la suite.

Conclusion générale

La procédure recommandée par le RPOA pour évaluer les efforts sismiques appliquée aux ponts courants en zone sismique a été décrite aussi bien pour l'approche basée sur l'analyse monomodale que multimodale. Ces méthodes relevant de la dynamique des structures, une élaboration d'un modèle mécanique de l'ouvrage était inévitable. Bien que ceci soit apparu simple et facile à mettre en œuvre, on a eu recours à chaque fois à un calcul lent et fastidieux pour évaluer l'action maximale probable qui peut solliciter l'ouvrage. La complexité de ce calcul ne concerne pas uniquement l'évaluation des efforts sismiques, elle s'étend à sa répartition sur les différents éléments porteurs de l'ouvrage. D'où la nécessité de recourir à un logiciel de calcul des structures dans le cas des ouvrages à plusieurs travées.

Il convient de mentionner que dans le cas d'un tablier reposant sur des appareils d'appui en élastomère fretté, une autre problématique est apparue : le tablier se comportant comme une structure isolée ; une étude fiable est par conséquent nécessaire et doit faire appel aux techniques de calcul des structures isolées.

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

Recommandations

On recommande de :

- Elaborer et caler des modèles mécaniques des ouvrages courants, faisant intervenir des méthodes diverses (expérimentales ou numériques). Ils serviraient pour l'estimation de l'effort sismique.
- 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).
- Revoir les valeurs des accélérations données par le spectre vertical à la baisse. En effet, la plupart des ponts dimensionnés avec une accélération verticale 0.07g ont fait leurs preuves face aux séismes.
- Prendre en compte le mode de vibration propre de la pile dans les ponts à tablier isolé, (Guide de conception des ponts courants en zone sismique, SETRA §4.2.4).
- Expliciter les différentes dispositions constructives telles que les pourcentages d'armatures minimal et maximal pour les chevêtres.

Bibliographie

- [1] Règles parasismiques applicables au domaine des ouvrages d'art R.P.O.A 2008. Ministère des Travaux Publics.
- [2] Règles définissant les charges à appliquer pour le calcul et les épreuves des ponts routes RCPR 2008. Ministère des Travaux Publics.
- [3] Ponts courants en zones sismique, " guide de conception ". Janvier 2000. Service d'Etudes Techniques des Routes et Autoroutes (SETRA).
- [4] J. BETBEDER-MATIBET et J. DOURY, Technique de l'ingénieur "constructions parasismiques".
- [5] Evaluation parasismique des ponts-routes existants, 2005, Office fédéral des routes.
- [6] BOUKELIA et M. BOUZIANE, 2010, Projet de fin étude "Etude statique et dynamique d'un pont a poutres multiples en béton précontraint dans le cadre des nouveaux règlements Algériens des ouvrages d'art (RPOA 2008 ET RCPR 2008)", ENSTP.
- [7] J.P MOEHLE et M.O EBERHARD, 2000, Bridge Engineering Handbook "Earthquake Damage to Bridges".
- [8] R. BAVIRISETTY, M. VINAYAGAMOORTHY et L. DUAN, 2000, Bridge Engineering Handbook "Dynamic Analysis".
- [9] R.W. CLOUGH et J. PENZIEN, 1980, Dynamique des structures, Tome 1 " principes fondamentaux ", PLURALIS.
- [10] H. HIDA, 2009, Projet de fin d'étude " Evaluation de la vulnérabilité sismique des ponts et viaducs ", École de Technologie Supérieure, Université du Québec, Montréal.
- [11] A. CAPRA et V.DAVIDOVIVI, 1984, Calcul dynamique des structures en zone sismique, EYROLLES.
- [12] Règles de construction parasismique PS 1969, JALIL et A.WOLFGANG, Eyrolles.
- [13] D.LAGAB, Isolation parasismique des ponts et viaducs Cadre réglementaire et méthodologie projet, du 28 Février au 03 Mars 2011, ENTP.

ANNEXES

ANNEXE A

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

A.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 = 16.475 m ;
- E : le module d'élasticité de béton du tablier = 35982 MPa ;

A.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 ($x = 5.5$ 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.

A.2.1 Inertie de la dalle

La dalle est rectangulaire de section 0.2×11 m², son inertie dans le sens transversal vaut : $I_{dalle} = 0.2 \times 11^3 / 12 = 22.183$ m⁴

A.2.2 Inertie des poutres

Le tableau (A.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 (A.1)

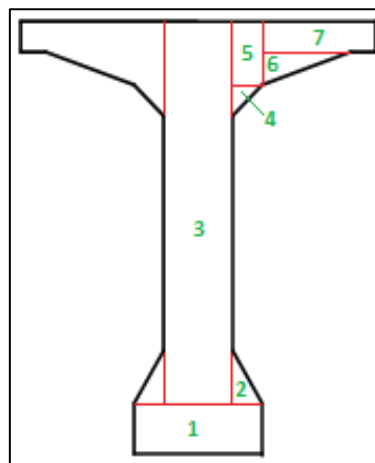


Figure A.1. Schéma de poutre pour le calcul d'inertie

Tableau A.1. Calcul de l'inertie transversale du tablier

section	b (m)	h (m)	A (m ²)	x (m)	A x ² (m ⁴)	I _{/x0} (m ⁴)	I _{total} (m ⁴)
1	0.15	0.47	0.0705	0	0	1.297x 10 ⁻³	1.297x 10 ⁻³
2	0.2	0.13	0.013	0.148	2.847x10 ⁻⁴	1.22x10 ⁻⁴	(2.969x10 ⁻⁴) x 2
3	1.35	0.21	0.2835	0	0	1.042x10 ⁻³	1.042x10 ⁻³
4	0.1	0.1	0.005	0.138	9.522x10 ⁻⁵	2.778x10 ⁻⁶	(9.799x10 ⁻⁵) x 2
5	0.17	0.1	0.017	0.155	4.084x10 ⁻⁴	1.416x10 ⁻⁵	(4.225x10 ⁻⁴) x 2
6	0.06	0.31	0.0093	0.308	8.822x10 ⁻⁴	4.965x10 ⁻⁵	(9.318x10 ⁻⁴) x 2
7	0.11	0.31	0.0341	0.36	4.419x10 ⁻³	2.731x10 ⁻⁴	(4.692x10 ⁻³) x 2

$$I_{\text{Tablier}} = 0.0152 \text{ m}^4$$

A.2.3 Inertie de l'ensemble

$$I_{\text{Tablier}} = 22.183 + 2 \times 0.0152 \times (0.875^2 + 2.625^2 + 4.375^2)$$

$$= 23 \text{ m}^4$$

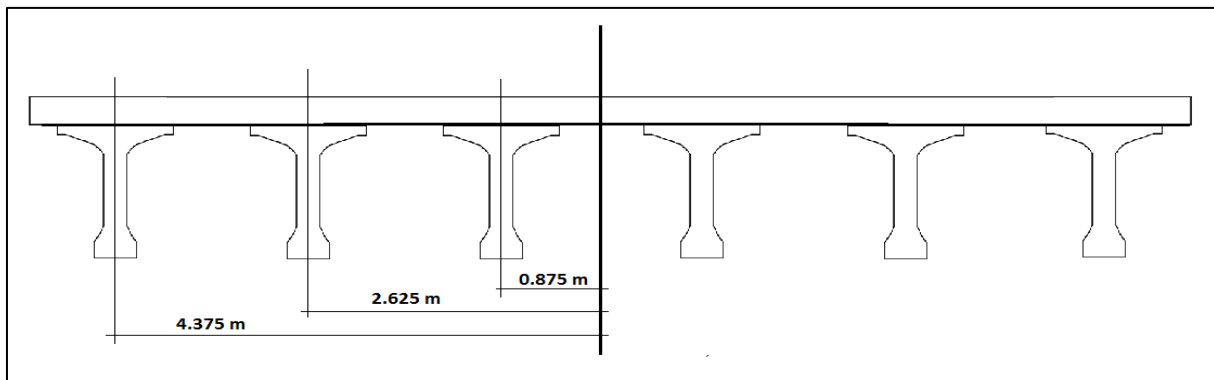


Figure A.2. Schéma du tablier pour le calcul d'inertie

A.3 Rigidité rotationnelle

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

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

$$k_{rot} = 2 \times 3.6 \times (0.875 + 2.625 + 4.375)$$

$$= 192.937 \text{ MN/m}$$

$$k_{eff} = \frac{35982 \times 23}{16.475^3} \left[12 - \left(\frac{9}{1 + \frac{16.475 \times 192.937}{4 \times 35982 \times 23}} \right) \right] = 559.78 \text{ MN/m}$$

ANNEXE B

Répartition des efforts transversal et vertical sur les appuis

B.1 Calcul des réactions d'appuis sous la composante transversale du séisme

Le pont étudié est un pont isostatique, les équations d'équilibre suffisent alors pour le calcul des réactions d'appuis. Le pont est assimilé à une poutre reposant d'un coté sur un appui élastique de rigidité égale à celle des appareils d'appui, et de l'autre coté sur un appui simple qui sont les butées de blocage transversal. La poutre est sollicitée en flexion simple par les forces sismiques transversales calculées par la méthode monomodale. La figure (B.1) montre le schéma de la poutre étudiée dans le sens transversal.

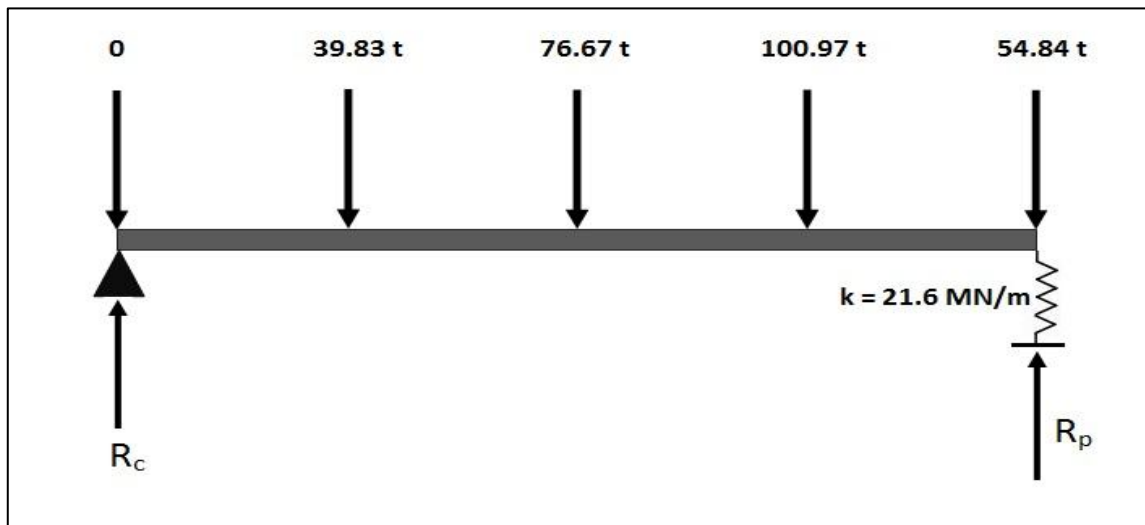


Figure B.1. Schéma statique "sens transversal"

B.1.1 Réaction de la pile

Le calcul de la réaction se fait par la méthode énergétique, on calcule le moment fléchissant M_z de la poutre et on détermine le déplacement sur la pile par la formule suivante :

$$\Delta_p = \frac{1}{EI} \int_0^L M_z \frac{\partial M_z}{\partial R_{p1}} = -\frac{R_{p1}}{k}$$

Le moment fléchissant de la poutre est :

$$\begin{aligned} M_z &= R_{p1} x - 54.84 x - 100.97 (x - 24.3) - 76.67 (x - 16.2) - 39.83 (x - 8.1) \\ &= R_{p1} x - 54.84 x + 2453.64 - 100.97 x + 1242.15 - 76.67 x + 322.63 - 39.83 x \\ &= (R_{p1} - 272.32) x + 4018.42 \end{aligned}$$

$$\frac{\partial M_z}{\partial R_{p1}} = x$$

$$\begin{aligned} \Delta_p &= \frac{1}{EI} \int_0^L [(R_{p1} - 272.32)x + 4018.42] x dx \\ &= \frac{1}{EI} \left[(R_{p1} - 272.32) \frac{x^3}{3} + 4018.42 \frac{x^2}{2} \right]_0^L \\ &= \frac{1}{EI} \left[(R_{p1} - 272.32) \frac{L^3}{3} + 4018.42 \frac{L^2}{2} \right] = -\frac{R_{p1}}{k} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} R_{p1} &= \frac{90.77 L^2 - 2009.21 L^3}{\frac{L^3}{3} + \frac{EI}{k}} \\ &= \frac{90.77 \times 32.4^2 - 2009.21 \times 32.4^3}{\frac{32.4^3}{3} + \frac{35982 \times 23}{21.6}} \\ &= 19.7 t \end{aligned}$$

$R_{p1} = R_{p2}$ du fait que les deux travées sont identiques, la réaction totale de la pile vaut :

$$R_p = R_{p1} + R_{p2} = 39.4 t$$

B.1.2 Réaction de la culée

$$\begin{aligned} R_c &= (F_{transversale} - R_p)/2 \\ &= \frac{544.65 - 39.4}{2} = 252.62 t \end{aligned}$$

Cette force sismique transversale est reprise par les butées de blocages sur culée et est utilisée pour les dimensionner.

B.2 Calcul des réactions d'appuis sous la composante verticale du séisme

Là aussi, le pont est assimilé à une poutre. Les équations d'équilibre statique suffisent pour la détermination des réactions d'appuis car le pont est isostatique. Les deux appuis sont simples du fait de la grande rigidité des appareils d'appui dans le sens vertical. La figure (B.2) montre le schéma de la poutre étudiée dans ce sens.

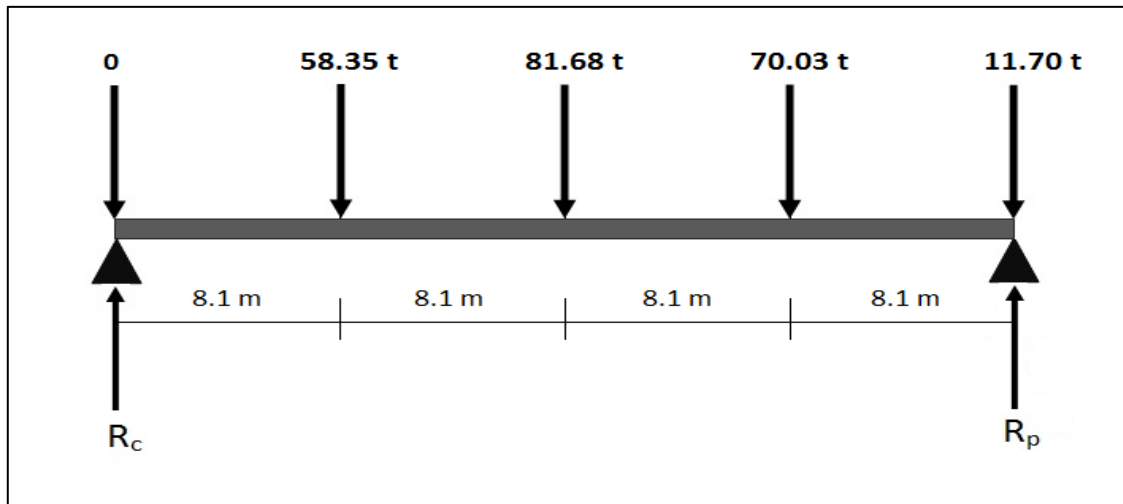


Figure B.2. Schéma statique "sens vertical "

B.2.1 Réaction de la pile

$$\sum M_{/R_c} = 0 \rightarrow R_{p1} \times 32.4 = 11.7 \times 32.4 + 70.03 \times 24.3 + 81.68 \times 16.2 + 58.35 \times 8.1$$

$$R_{p1} = 119.657 t$$

$$R_{p2} = R_{p1} = 119.657 t$$

La réaction totale de la pile vaut $R_{pile} = 239.314 t$

B.2.2 Réaction de la culée

$$R_c + R_{p1} = 443.548 \rightarrow R_{culée} = 102.116 t$$

ANNEXE C
PROGRAMME MATLAB pour la résolution du système d'équation
 $|K - M\omega^2| = 0$

```

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;
aii = (Fi'*M*id)/(Fi'*M*Fi);
a (I) = aii ;
accelerations (I) = accii;
sdi (I) = sdii ;
ph= aii*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
Modespropres(:,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

```