

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique

Université Abou Bekr Belkaid - Tlemcen



Faculté de Technologie

Département de Génie Civil

Master en Travaux Publics Voies et Ouvrages d'Art

Présenté par

Mr. BENYAHIA Mohammed

Mr. BENAMAR Boumediene

Sujet de mémoire

**Etude paramétrique du viaduc au PK38+425 de la nouvelle
ligne ferroviaire à double voies électrifiées**

Oued Tlélat-Tlemcen

Soutenue le 08 Juillet 2021, devant le jury composé de :

Pr. BOUMECHRA. N

Président

Pr. ZANDAGUI. D

Examineur

Dr. BENMANSOUR. N

Encadreur

Mr : DERBAL. R

Encadreur

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ



DEDICACES

Mr. BENYAHIA Mohammed

Je dédie ce modeste travail

A Mon père qui n'a pas cessé de m'encourager et de se sacrifier pour que je puisse franchir tout obstacle durant toutes mes années d'étude, que dieu me le garde en très bonne santé.

A Ma plus belle étoile qui puisse exister dans l'univers, ma très chère mère, celle à qui je la souhaite une longue vie.

A Mes deux sœurs Djihane & Ghizlane.

A mes oncles et mes tantes pour leur aide précieux.

A tous mes cousins et cousines.

A mon cousin, mon ami, mon binôme BENAMAR Boumediene

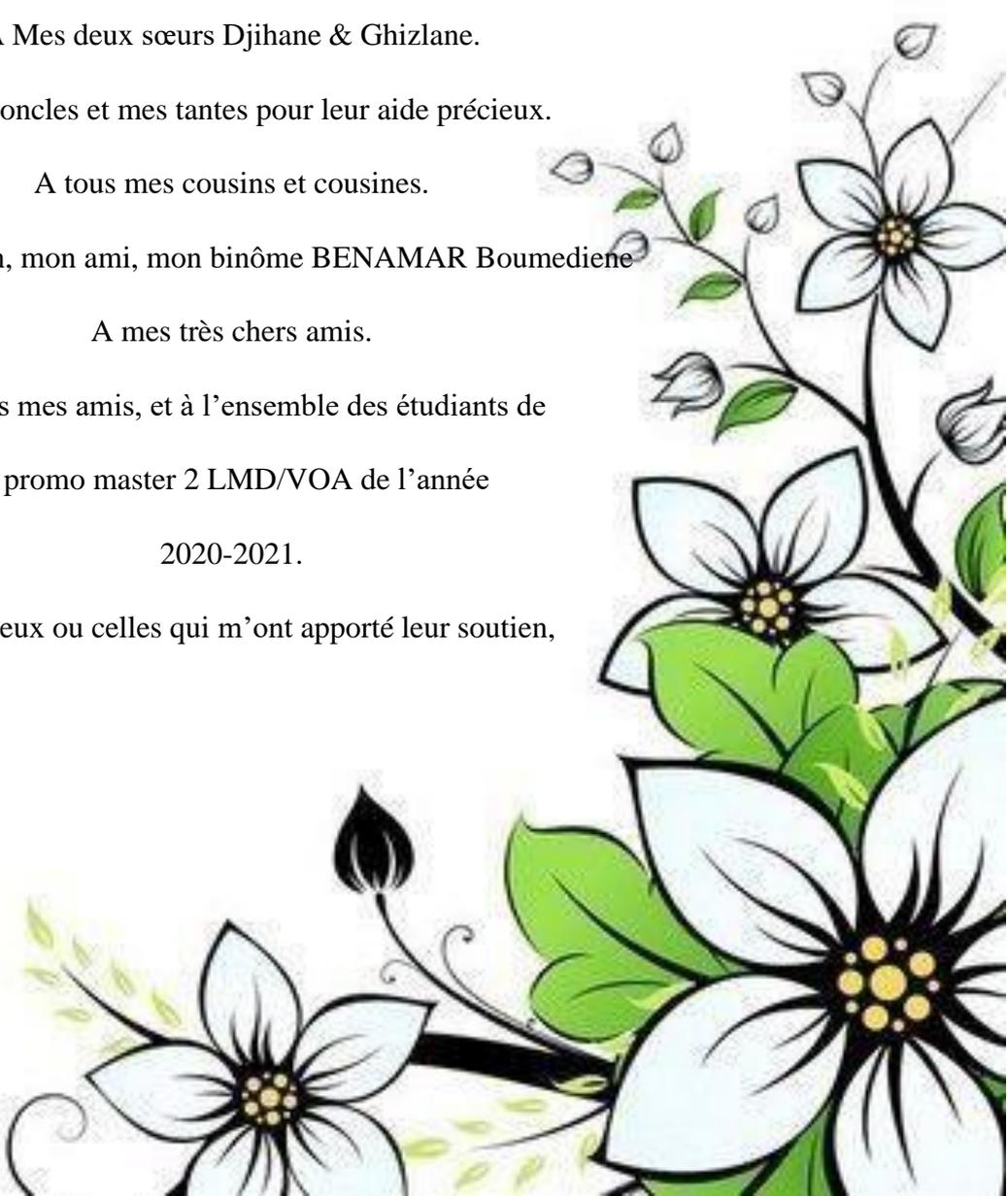
A mes très chers amis.

A Tous mes amis, et à l'ensemble des étudiants de

la promo master 2 LMD/VOA de l'année

2020-2021.

Tous ceux ou celles qui m'ont apporté leur soutien,





DEDICACES

Mr. BENAMAR Boumediene

Je dédie ce travail

A mes très chers parents pour leur soutien, leur encouragement, leur patience, que dieu me les garde en bonne santé.

A mes frères Abderrahmane et Mohammed, mes sœurs Ahlem et Amina pour leurs conseils précieux.

A ma nièce Zineb pour son sourire.

A mon cousin, mon ami, mon binôme BENYAHIA Mohammed.

A mes très chers amis et collègues.

A l'ensemble des étudiants de la promo master 2 LMD/VOA de l'année 2020-2021.

A tous ceux et celles qui m'ont apporté leur soutien, réconfort moral et leur contribution dans l'élaboration de ce mémoire.

A Tous ceux qui m'aime.



Remerciement

Nous voulons remercier en premier lieu Dieu qui nous a donné la puissance pour achever ce modeste travail.

Un grand remerciement à nos encadreurs, Mme.BENMANSOUR.N et Mr.DERBAL.R pour leur soutien, leur aide, leur disponibilité, leur grand intérêt qu'ils m'ont toujours manifesté, durant notre formation et la préparation de ce mémoire. Nous avons bénéficié, grâce à eux, deux enseignants vrais, non seulement sur le plan scientifique, mais aussi sur le plan humain. Ce travail n'aurait jamais pu aboutir sans eux, qui ont toujours su nous consacrer un peu de leur temps à nos calculs. Qu'ils trouvent ici l'expression de nos sincères gratitudees.

Nos plus vifs remerciements s'adressent à Mr.BOUMECHRA.N de nous avoir fait l'honneur d'accepter la présidence de notre jury.

Que Mr. ZENDAGUI.D reçoive l'expression de notre profonde reconnaissance d'avoir accepté d'être examinateur de ce travail.

Nous adressons également notre profonde gratitude à tous les professeurs de l'université Abou bekr Belkaid en particulier ceux du département de GENIE CIVIL.

Nos remerciements s'attarderont aussi à nos amis de plus longue date. A la promotion 2020-2021 Les nommer serait inutile, ils se reconnaîtront. Qu'ils sachent que leur amitié nous est précieuse.

Table des matières

Résume.....	i
Abstract.....	ii
ملخص.....	iii
Liste des tableaux.....	iv
Liste des figures.....	vi
Notation.....	vii
Introduction générale.....	ix
CHAPITRE 1 : la variabilité spatiale du mouvement sismique	
1.1 Introduction.....	1
1.2 Les Causes de La SVGM.....	1
1.3 Historique de la SVGM.....	4
1.4 Conclusion.....	9
CHAPITRE 2 : la SVGM dans la réglementation parasismique.	
2.1 Introduction.....	11
2.1 La SVGM dans le code AASHTO et ATC 1996:.....	11
2.2 La SVGM dans le code Japonais.....	12
2.3 Méthode simplifiée de l'Eurocode8 pour la SVGM.....	13
2.4 Méthode simplifiée de RPOA pour la SVGM:.....	18
2.5 Conclusion.....	21
CHAPITRE 3 : Présentation du pont étudié	
3.1 Introduction.....	23
3.2 Présentation du viaduc.....	23
3.3 Conception Générale.....	29

3.3.1	Les données fonctionnelles	29
3.3.1.1	Tracé en plan	29
3.3.1.2	Profil en long	30
3.3.1.3	Profil en travers	30
3.3.1.4	La topographie	31
3.3.1.5	Classification des ponts	31
3.3.2	Les données naturelles	32
3.3.3	Dimensionnement géotechnique des fondations	33
3.4	Caractéristiques des matériaux	37
3.4.1	Béton	37
3.4.2	L'acier	40
3.5	Charges permanentes	42
3.6	Charges d'exploitation	44
3.7	Les combinaisons d'actions	45
3.8	Conclusion	45

CHAPITRE 4 : Etude paramétrique statique & dynamique

4.1.	Introduction	46
4.2.	Modélisation du pont ferroviaire	46
4.3.	Appareils d'appuis	47
4.4.	Action sismique	48
4.5.	Les combinaisons de composantes de l'action sismique	51
4.6.	Analyse Modale	51
4.7.	Résultats obtenus au niveau des piles	57
4.8.	Etude dynamique de pont en tenant en compte le déplacement différentiel	61
4.8.1.	Calcul des déplacements différentiels	62

4.9. Conclusion.....	73
Conclusion générale	75
BIBLIOGRAPHIE	76

Résumé :

Il est reconnu que le mouvement sismique présente une variabilité spatiale sur des distances comparables à celle des structures étendues tels que les ponts. L'objectif de ce mémoire est d'effectuer une analyse sismique sous déplacement différentiel au cas du pont mixte PK 38+425, qui fait partie de la nouvelle ligne ferroviaire électrifiée à double voie. En effet, le pont choisi est modélisé par le logiciel en éléments finis Sap2000 où il est soumis au mouvement sismique uniforme, représenté par le spectre correspondant, et au mouvement différentiel représenté par la combinaison du spectre de réponse et des déplacements différentiels imposés statiquement aux appuis du pont. Ces déplacements sont calculés en utilisant les méthodes simplifiées de l'RPOA et l'Eurocode8. La comparaison des résultats de ces analyses montre que la SVGM a un impact sur les valeurs des efforts internes obtenus au niveau des piles.

Mots clés :

Pont ; Variabilité spatiale ; Séisme ; Eurocode 8-2 ; RPOA.

Abstract :

It is recognized that seismic motion exhibits spatial variability over distances comparable to those of extended structures such as bridges. The purpose of this submission is to conduct a seismic analysis under differential displacement in the case of the PK 38+425 combined bridge, which is part of the new dual-track electrification line. Indeed, the chosen bridge is modelled by the Sap2000 finite element software where it is subjected to uniform seismic motion, represented by the corresponding spectrum, and the differential motion represented by the combination of the response spectrum and the statically imposed differential displacements at the bridge supports. These displacements are calculated using the simplified methods of the RPOA and Eurocode8. A comparison of the results of these analyses shows that SVGM has an impact on the values of the internal forces obtained at the bent level.

Key Words :

Bridge ;Spatial Variability of Ground Motion ; Earthquake ; EC 8-2 ; RPOA.

ملخص :

من المسلم به أن الحركة الزلزالية تُظهر تباينًا مكانيًا عبر مسافات مماثلة لتلك الموجودة في الهياكل الكبيرة مثل الجسور. الهدف من هذه الأطروحة هو إجراء تحليل زلزالي تحت الإزاحة التفاضلية في حالة الجسر المختلط PK 38 + 425، والذي يعد جزءًا من خط سكة حديد مزدوج مكهرب جديد. في الواقع، تم تصميم الجسر المختار بواسطة البرنامج Sap2000 حيث يخضع لحركة زلزالية موحدة، ممثلة بالطيف المقابل، وللحركة التفاضلية التي يمثلها مزيج من طيف الاستجابة وحالات الإزاحة التفاضلية المفروضة بشكل ثابت على الدعامات من الجسر. يتم حساب عمليات الإزاحة هذه باستخدام الطرق المبسطة للقواعد الجزائرية والقواعد الأوروبية. تظهر مقارنة نتائج هذه التحليلات أن التغير الفضائي للحركة الزلزالية له تأثير على قيم القوى الداخلية التي تم الحصول عليها على مستوى الأكوام.

الكلمات المفتاحية:

جسر، التغير الفضائي للحركة الزلزالية، زلازل، القواعد الأوروبية، القواعد الجزائرية.

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 2. 1 : Les valeurs de L_g et L_{lim} (CEN, 2005b).	14
Tableau 2. 2 Valeurs de LM , $DM(H)$ et $DM(V)$	20
<hr/>	
Tableau 3. 1 : Type & dimension des piles	27
Tableau 3. 2 : classification des ponts.	31
Tableau 3. 3 : Le coefficient d'accélération A	33
Tableau 3. 4 : dimension des semelles & des pieux.	37
Tableau 3. 5 : résistance du béton a 28j	37
Tableau 3. 6 : Valeurs nominales de f_y et f_u pour des aciers de construction courant.	40
Tableau 3. 7 : Les Caractéristiques de L'acier.	41
Tableau 3. 8 : Poids propre G_1	43
Tableau 3. 9 : Poids propre G_2	43
<hr/>	
Tableau 4. 1 : Les types et symboles d'appareils d'appuis.	47
Tableau 4. 2 : Valeurs de T_1 , T_2 et S pour la composante horizontale.	49
Tableau 4. 3: Valeurs de T_1 , T_2 et S pour la composante horizontale.	50
Tableau 4. 4: Modes propres et rapport des cumuls des masses modales correspondant aux trois directions. _	54
Tableau 4. 5: Efforts internes obtenus à l'ELU au niveau des piles.	57
Tableau 4. 6: Combinaison d'action a l'ELS au niveau des piles.	58
Tableau 4. 7: Combinaison d'action SISM1 au niveau des piles.	59
Tableau 4. 8: Combinaison d'action SISM2 au niveau des piles.	59
Tableau 4. 9: Combinaison d'action SISM3 au niveau des piles.	60
Tableau 4. 10: Combinaison a l'ELU accidentelles (X) au niveau des piles.	60
Tableau 4. 11: Combinaison a l'ELU accidentelles (Y) au niveau des piles.	61
Tableau 4. 12: Déplacements différentiels verticaux et horizontaux (Cas1).	63
Tableau 4. 13: Déplacements différentiels verticaux et horizontaux (cas 2).	63
Tableau 4. 14: Déplacements différentiels verticaux et horizontaux (cas 3).	64
Tableau 4. 15: Déplacements différentiels de la série A.	65
Tableau 4. 16: Déplacements différentiels de la série B.	66
Tableau 4. 17: Les moments fléchissant au niveau des piles en sens transversal (cas 1).	67
Tableau 4. 18: Les moments fléchissant au niveau des piles en sens longitudinal (cas 1).	67
Tableau 4. 19: Les moments fléchissant au niveau des piles en sens transversal cas 2.	68

<i>Tableau 4. 20: Les moments fléchissant au niveau des piles en sens longitudinal cas 2.</i>	<i>68</i>
<i>Tableau 4. 21: Les moments fléchissant au niveau des piles en sens transversal cas 3.</i>	<i>69</i>
<i>Tableau 4. 22: Les moments fléchissant au niveau des piles en sens longitudinal cas 3.</i>	<i>69</i>
<i>Tableau 4. 23: Les moments fléchissant au niveau des piles en sens transversal cas Eurocode.</i>	<i>70</i>
<i>Tableau 4. 24: Les moments fléchissant au niveau des piles en sens longitudinal cas Eurocode.</i>	<i>70</i>
<i>Tableau 4. 25: Pourcentage d'augmentation des moments entre E et E+D (%) (cas1).</i>	<i>72</i>
<i>Tableau 4. 26: Pourcentage d'augmentation des moments entre E et E+D (%) (cas2).</i>	<i>72</i>
<i>Tableau 4. 27: Pourcentage d'augmentation des moments entre E et E+D (%) (cas3).</i>	<i>73</i>

LISTE DES FIGURES

<i>Figure1. 1 : l'effet d'incohérence (a,b), Illustration de l'effet de passage d'onde (c) et l'effet d'atténuation (d) (Damir Lazarevic,2015)</i>	2
<i>Figure1. 2 : Réseau SMART 1 TAIWAN. (Zerva,2009)</i>	4
<hr/>	
<i>Figure 2. 1 : Cas de considération de la SVGM (Alain capra, 2006)</i>	13
<i>Figure 2. 2 : Les deux séries de déplacements imposés au pont pour l'évaluation de la</i>	17
<i>Figure 2. 3 : Pont soumis au déplacement différentiel du sol d (Benmansour,2013)</i>	21
<hr/>	
<i>Figure 3. 1: Plan d'ensemble (ANESRIF,2013).</i>	23
<i>Figure 3. 2 : Viaduc PK038+425 (ANESRIF,2013).</i>	24
<i>Figure 3. 3 : Tablier en travée indépendante de 30m (ANESRIF,2013).</i>	24
<i>Figure 3. 4 : Tablier en travées continues de 40+40m (ANESRIF ,2013).</i>	25
<i>Figure 3. 5 : La pile plein de type A (ANESRIF ,2013).</i>	25
<i>Figure 3. 6 : La pile plein de type B (ANESRIF ,2013).</i>	26
<i>Figure 3. 7 : La pile plein de type B1 (ANESRIF ,2013).</i>	26
<i>Figure 3. 8 : La culée A (ANESRIF,2013).</i>	27
<i>Figure 3. 9 : La culée B (ANESRIF,2013).</i>	28
<i>Figure 3. 10: Section typologique du tablier (ANESRIF ,2013).</i>	28
<i>Figure 3. 11 : Vue en plan (ANESRIF ,2013)</i>	29
<i>Figure 3. 12 : Profil en long (ANESRIF ,2013).</i>	30
<i>Figure 3. 13 : Profil en travers (ANESRIF ,2013).</i>	30
<i>Figure 3. 14 : Vue en travers (ANESRIF ,2013).</i>	31
<i>Figure 3. 15 : Organigramme Des Essais géotechniques (ANESRIF,2013).</i>	34
<i>Figure 3. 16 : Coupe stratigraphique du terrain (ANESRIF,2013).</i>	35
<i>Figure 3. 17 : Légende unité Géotechnique (ANESRIF,2013).</i>	36
<i>Figure 3. 18 : Diagramme contrainte-déformation du béton.</i>	41
<i>Figure 3. 19 : Modèle de charge 71.</i>	44
<i>Figure 3. 20 : Modèle de charge SW/0.</i>	44
<i>Figure 3. 21 : Modèle de charge SW/2.</i>	45
<hr/>	
<i>Figure 4. 1 : Modèle 3D en éléments finis du pont ferroviaire.</i>	47
<i>Figure 4. 2 : Emplacements des appareils d'appuis.</i>	48

NOTATION

- Δd_i Différences des déplacements absolus d_i
- α L'angle d'inclinaison des supports.
- β_r Coefficient qui tient compte de l'amplitude des déplacements du sol se produisant dans une direction opposée au droit des appuis adjacents.
- γ_{jk} Fonction de cohérence entre deux mouvements sismiques mesurés en deux points j et k.
- η Coefficient en fonction de la composante sismique et du type de site selon le règlement RPOA.
- A Coefficient d'accélération de zone.
- A,B,C,D Catégories de performance sismique du règlement AASHTO.
- F_v Le coefficient de site.
- H Hauteur de la colonne.
- H_j La hauteur la plus importante des piles situées entre les joints.
- L Longueur de pont.
- L_j La distance entre les joints.
- L_t La longueur de la travée.
- L_g Distance au-delà de laquelle les mouvements sismiques peuvent être considérés comme indépendants selon l'Eurocode8.
- L_{lim} Longueur de tablier au-delà de laquelle la variabilité de l'action spatiale doit être prise en compte selon l'Eurocode8.
- L_M Distance au-delà de laquelle les mouvements des deux points peuvent être considérés comme indépendants selon le RPOA.

- S Paramétré de sol.
- S1, S2, S3, S4 Types de site de l'RPOA.
- SVGM Mouvement variable dans l'espace.
- T période du signal.
- T_D Valeur de la période définissant le début de la branche à déplacement spectral constant, donnée par L'Eurocode8.
- U_R Le déplacement différentiel entre la superstructure et l'infrastructure.
- U_G Le déplacement relatif du sol dû aux déformations du sol entre les piles.
comme indépendants.
- N_s Longueur minimale de repos d'appuis.
- B La largeur de la superstructure.
- a_g Accélération de calcul au niveau d'un sol de classe A selon L'Eurocode8.
- d Déplacement différentiel entre deux points du sol dû à la SVGM selon le règlement RPOA.
- d_{eg} Déplacement effectif des deux parties, dû à la variation spatiale du déplacement sismique du sol.
- d_{es} Déplacement sismique effectif du support dû à la déformation de la structure.
- d_g Déplacement de calcul de sol donné par l'Eurocode8.
- d_{ri} Déplacements relatifs dû à la SVGM appliqués simultanément avec le même signe.
- d_i Déplacements absolus dû à la SVGM appliqués dans des directions opposées.

INTRODUCTION GENERALE

Depuis la fin de l'année 1970, les chercheurs ont montré que les accéléromètres mesurés à différents endroits séparés par des dimensions similaires à celles de la structure étendue sont très différents. Au cours des dernières décennies, de nombreuses recherches ont été réalisées sur la modélisation de la variabilité spatiale du mouvement sismique, SVGM, et l'étude de son influence sur la réponse sismique des structures étendues, tel que les ponts. Ces études ont montré l'importance de l'impact de ce phénomène sur la réponse de ce type de structure.

Le premier code sismique algérien des ouvrages d'art, le RPOA 2008, fournit une méthode simplifiée pour intégrer les effets de la SVGM dans la conception dynamique des ponts. Cette méthode consiste à combiner au chargement sismique uniforme un champ de déplacements différentiels appliqués statiquement aux différents appuis de l'ouvrage. L'Eurocode8 partie 2, procure également une démarche pseudo statique pour inclure les effets de la SVGM dans le calcul sismique des ponts, il fournit également des procédures plus réalistes d'analyse dynamique sous chargement sismique variable dans une annexe informative.

Dans ce projet de fin d'étude, nous traitons le cas d'un viaduc de PK 38+425, c'est un viaduc mixte béton-acier, ferroviaire a double voie électrifié de 270m de longueur. L'objectif de ce mémoire est d'effectuer d'abord une analyse sismique de l'ouvrage, par la suite les effets de la prise en charge de la SVGM selon la réglementation vont être analysés.

Le mémoire élaboré est constitué de quatre chapitres après une introduction générale :

- Dans le premier chapitre, on définit la SVGM toute en expliquant ces causes et en citant ses effets à travers la présentation de quelques recherches sur ce phénomène.
- Le deuxième chapitre est consacré à la présentation des méthodes simplifiées de la prise en charge de la SVGM dans les règlements parasismiques des ouvrages d'arts : le RPOA et l'Eurocode 8.
- Le troisième chapitre donne la présentation des éléments du pont étudié, les matériaux de sa construction et les différentes charges appliquées avec leurs combinaisons.

- Le dernier chapitre est consacré à l'étude statique et dynamique du pont choisi. Ainsi, une étude paramétrique sur les effets des déplacements différentiels sur la réponse du pont est établie.

Et à la fin de ce projet, on termine par une conclusion générale qui va regrouper tous les résultats obtenus dans ce mémoire.

CHAPITRE 01 :

LA VARIABILITÉ SPATIALE DU MOUVEMENT SISMIQUE

CHAP N° 1 : la variabilité spatiale du mouvement sismique

1.1 Introduction :

Les observations de réseaux sismographiques rapprochés depuis la fin des années 1970 ont montré que les accéléromètres mesurés à différents endroits séparés par des dimensions semblables à celles des structures étendues sont très différents. Cela a donné lieu, au cours des dernières décennies, à des recherches considérables sur la modélisation de la variabilité spatiale du mouvement sismique (En anglais : Spatial Variability of Ground Motion : SVGM) et sur la détermination de son effet sur la réponse sismique des structures étendues comme les ponts, les pipelines, les barrages, les tunnels, les centrales nucléaires, les structures offshore ainsi que sur des structures classiques symétriques et asymétriques. Parmi ces recherches : Zerva, 1994 ; Harichandran et al., 1996 ; Sextos et al., 2003a & 2003b ; Lou and Zerva, 2005 ; Lupoi et al., 2005 ; Zerva, 2009). Une modification de la méthode populaire du spectre de réponse a également été développée pour inclure la SVGM.

La SVGM décrit les différences d'amplitude et de phase entre des signaux sismologiques enregistrés en des points distincts. Elle peut modifier de manière significative les forces internes induites dans les ouvrages.

1.2 Les Causes de La SVGM :

Malgré le fait qu'aujourd'hui la conception sismique des ponts importants est de plus en plus réalisée en utilisant l'analyse dynamique dans le domaine temporel, en utilisant les enregistrements sismiques naturels ou artificiellement générés identiques pour tous les supports de pont, la question se pose encore pour savoir si ce processus décisionnel est toujours valable pour les structures élargies. En particulier dans le cas des ponts (particulièrement longs), il est clair que le mouvement du sol lors d'un tremblement de terre peut différer considérablement entre les points d'appui, en termes d'amplitude, de contenu en fréquence et de temps d'arrivée, induisant dans certaines circonstances des forces et des déformations significatives qui ne se développeraient pas si l'hypothèse de l'excitation synchrone était adoptée (Hao, Shinozuka & Deodatis, Zerva). Ces variations spatiales et temporelles du mouvement sismique peuvent être principalement attribuées à quatre facteurs (Der Kiureghia, 1996 ;2015) (**fig 1.1**)

- **L'effet de passage d'onde** : Déplacement des vagues d'ondes sismiques à une vitesse finie, de sorte que leur arrivée à chaque point d'appui est déphasée.
- **L'effet d'incohérence** : c'est-à-dire perte de la « similitude » des signaux en raison de multiples réflexions, réfractions et superpositions des ondes sismiques incidentes le long du processus de propagation du point focal à l'endroit considéré.
- **L'effet de site** : c'est la variation des conditions locales géotechnique d'un site, en particulier dans les cas où le profil géologique par lequel le mouvement se propage varie considérablement.
- **L'effet d'atténuation** : causé par la diminution progressive de l'amplitude du signal avec la distance.

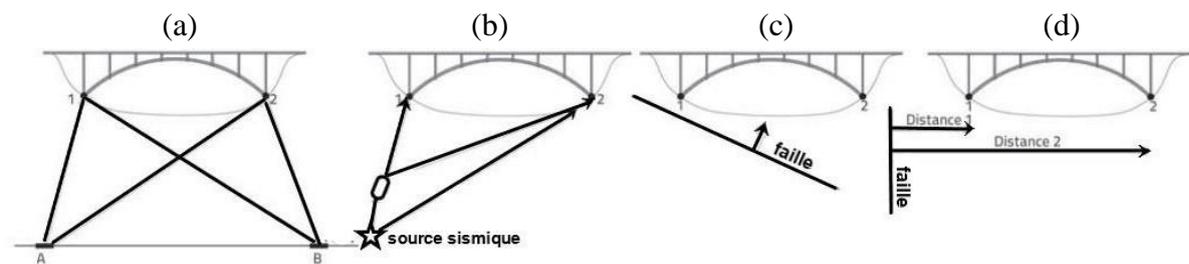


Figure1. 1 : l'effet d'incohérence (a,b), Illustration de l'effet de passage d'onde (c) et l'effet d'atténuation (d) (Damir Lazarevic,2015)

L'effet d'atténuation du mouvement peut être éliminé dans le cas où les dimensions des structures sont de petite taille par rapport à la distance épacentrale.

Les effets de passage d'onde peuvent être pris en compte par une fonction déterministe correctement dérivée qui provoque un déphasage. Le déphasage est la différence de temps entre l'arrivée de l'onde à chaque position d'appui, et il dépend de la vitesse de propagation de l'onde et de la distance entre les piliers.

L'effet d'incohérence peut être expliqué plus facilement en utilisant une méthode stochastique, dans lequel les ondes sismiques sont modélisées comme des processus stochastiques. Puis, l'effet d'incohérence peut être décrit par une fonction stochastique

(généralement appelée fonction de cohérence), qui représente le degré de corrélation entre l'accélération de deux points adjacents au fil du temps.

Il existe de nombreuses fonctions de cohérence dans la littérature, dont certaines sont obtenues à partir de modèles stochastiques analytiques, mais la plupart ont une base empirique et sont calculées sur la base de l'étude des données d'enregistrement du réseau SMART-1 (**fig1.2**). Les fonctions de cohérence empiriques sont dépendantes du site et de l'événement sismique, car elles proviennent des données obtenues à partir des réseaux denses spécifiques utilisant des événements sismiques typiques. Certaines fonctions de cohérence empiriques peuvent avoir une gamme d'applications plus large lorsqu'elles sont validées dans d'autres réseaux, ou dans le même réseau mais avec des événements sismiques différents (Rachedi.M).

Actuellement, les fonctions de cohérence sont tout simplement un rapport de paramètres pratiques qui semblent simuler correctement les effets d'incohérence. Par conséquent, le choix d'une fonction de cohérence spécifique est principalement basé sur les préférences personnelles, mais on peut s'attendre à ce que les processus stochastiques générés lors de l'utilisation de différentes fonctions soient différents. Il est recommandé d'utiliser une fonction de cohérence qui fonctionne d'une manière fiable et cohérente pour un site donné.

Les fonctions de cohérence analytiques ne sont pas basées sur les enregistrements réels, elles n'ont donc rien à voir avec l'emplacement du réseau et de l'événement sismique. Elles peuvent être intéressantes lorsque l'utilisation des fonctions de cohérence empiriques est discutable.

Les conditions locales du site ont un effet beaucoup plus complexe que la modification spectrale des spectres de conception de code. Pour les colonnes de sol humides multicouches, l'accélération maximale du sol et la teneur en fréquence du mouvement de surface dépendent fortement des conditions du sol et du site et du contraste de vitesse entre le substrat rocheux et les couches superposées (Zerva,2009).

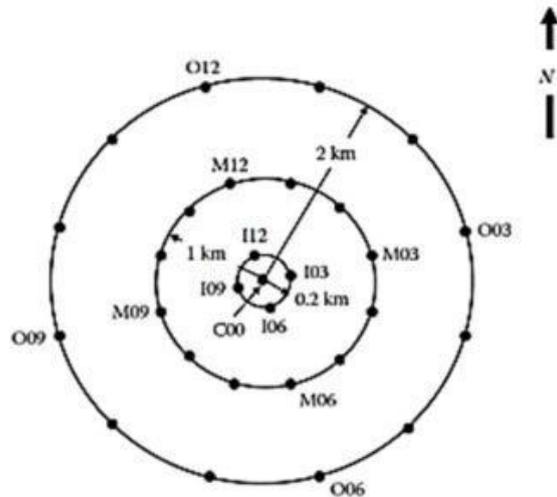


Figure1. 2 : Réseau SMART 1 TAIWAN. (Zerva,2009)

1.3 Historique de la SVGM :

Plusieurs chercheurs ont étudié la réponse des structures à longue portée aux excitations sismiques différentielles (p. ex., Zerva 2009, Harichandran 1986 et Wang 2009). Certaines études ont utilisé des modèles linéaires relativement simples pour décrire la structure (p. ex., poutres simples ou continus) et ont suivi une approche de vibration linéaire aléatoire pour déterminer la réponse, se concentrer sur le passage des vagues et les effets d'incohérence avec des comparaisons faites avec le cas d'un mouvement de fond identique.

Par ailleurs, plusieurs études ont été établies en considérant des modèles réels de structures étendues soumises au mouvement sismique variable dans l'espace (p. ex., **Sextos et al. (2003a, 2003b)**, **Lou et al. (2005)**).

Der Kiureghian (1996, 1997) a suggéré un modèle intégrant le passage des ondes, l'incohérence et les effets locaux du sol et l'a utilisé pour analyser la réponse des ponts à plusieurs portées modélisés comme des cadres utilisant une approche linéaire de vibration aléatoire.

Monti et al (1996) ont examiné la réponse inélastique des ponts à plusieurs portées à l'aide d'une approche de simulation de Monte Carlo et de la méthode de représentation spectrale (**Shinozuka et Deodatis, 1991**) et ont examiné l'importance relative des effets d'incohérence et de passage des ondes. Toutefois, l'effet local du sol n'a pas été pris en

compte dans cette étude et tous les supports du pont ont été présumés être dans les mêmes conditions locales du sol.

Tzanetos et al. (2000) ont examiné deux modèles différents d'un pont de 184 m de longueur et composé de cinq travées à distances différentes, impliquant la rotation de l'axe vertical de la culée gauche. Le premier modèle permet une rotation dans ce sens par contre dans le deuxième modèle la rotation est bloquée. Ils ont montré que la SVGM entraîne une demande sismique différente par rapport au cas d'un chargement uniforme. Cela peut entraîner une augmentation significative de la réponse dépendant des caractéristiques de l'excitation variable, de la configuration du pont et de ses conditions aux limites.

Shinozuka et al. (2000) et Saxena (2000) ont effectués une étude non linéaire de sept ponts de longueur totale de 34 m à 500 m et de nombre de travées varie de 3 à 12. Leurs objectifs étaient d'établir une méthode pour générer les mouvements sismiques différentiels, étudier la conséquence relative des différentes sources de la SVGM (les effets de passage d'onde, d'incohérence et de site sur la réponse dynamique des ponts) et établir les courbes de fragilités pour ces ponts en considérant la SVGM. A partir de ces études, les auteurs ont remarqué que l'effet de la SVGM devient moins important dans le cas d'un site uniforme. Ils ont aussi observé que l'effet de site est plus important que les deux autres effets. L'effet d'incohérence est plus important que l'effet de passage d'onde sauf dans le cas où la vitesse de propagation d'ondes est très faible.

Sextos et al. (2003a, 2003b) ont étudié 20 modèles de ponts créés en variant : la rigidité effective des piles et leurs hauteurs, les conditions de blocage d'appuis au niveau des culés, le nombre et les longueurs des travées. Les deux cas d'analyse linéaire et non linéaire ont été traités dans cette étude. Parmi les résultats tirés de cette étude :

- Il existe une liaison significative entre l'effet de site et l'interaction sol structure et il est difficile d'évaluer l'importance relative de chacun de ces effets. Il faut trouver une méthodologie complète pour pouvoir traiter ces phénomènes.
- En termes de déplacement absolu et de moment fléchissant des piles, les effets de passage d'onde et de perte de cohérence sont favorables pour les ponts courts.
- La SVGM doit être considéré pour les ponts supérieurs à 400 m.
- L'effet de site joue un rôle important dans la description de de l'interaction sol structure et son ignorance dans l'étude présente une erreur de $\pm 50\%$ en terme de déplacement.

- Si on ignore les effets cités précédemment, Les exigences de ductilité des piles de ponts peuvent être sous-estimées en moyenne de 25% et, dans les cas extrêmes, peuvent être jusqu'à 3 fois plus élevées.

Lupoi et al. (2005) ont étudié 27 modèles différents de pont créés en variant les sections du tablier et des piles, la hauteur des piles et le facteur de comportement. Ces modèles sont établis à partir d'une configuration de base qui est constituée de 4 travées de longueur égale à 50 m et comprend un tablier continu en béton précontraint. Parmi les résultats obtenus de cette étude :

- La probabilité de la rupture des ponts sous chargement différentiel est supérieure à la probabilité de la rupture des ponts sous chargement uniforme.
- La valeur de probabilité de rupture causée par l'effet de site est supérieure à la probabilité obtenue par l'effet d'incohérence et de passage d'onde
- La SVGM affecte grandement la réponse du pont, ce qui à son tour affecte la sécurité de ces structures.

Lou et al. (2005) et Lou (2006) ont étudié la réponse de deux configurations de ponts spécifiques sous différents types d'excitations uniformes et variables. Le premier pont a deux travées avec une longueur totale de de 74 m. le second est un pont biais à trois travées et de longueur totale de 98 m. parmi ce que les auteurs ont conclus :

- Même pour les ponts courts, la SVGM affectera négativement ou positivement la réponse sismique du pont. Cela est dû à l'influence significative de la composante pseudo-statique.
- L'utilisation d'un spectre de réponse uniforme sur tous les appuis du pont sans tenir compte de l'effet de site peut sous-estimer la demande sismique.
- Plus les systèmes sont rigides et plus les propriétés de sol au niveau des appuis sont différentes, plus l'effet de la SVGM est important.
- L'analyse linéaire surestimera considérablement la demande sismique du pont. Afin d'analyser de manière plus réaliste l'effet de SVGM sur la réponse sismique des ponts, une analyse non linéaire doit être réalisée sous forte excitation sismique.

Burdette et al. (2006, 2008) : Ils ont réalisé une analyse de l'effet de la SVGM sur la réponse dynamique d'un pont courbe de longueur de 344 m, et d'un pont droit de la même longueur. Une analyse dynamique non linéaire est effectuée pour les deux ponts en

considérant les non-linéarités géométriques et matérielles. Cette étude a abouti aux résultats suivants :

- Dans tous les cas traités, la distribution irrégulière de l'amplification de la réponse correspond au mode supérieur de la structure.
- Pour le pont courbe la SVGGM peut amplifier les déplacements.
- La SVGGM réduit considérablement la réponse de la pile ce qui est dû à la complexité du mouvement différentiel. Par conséquent, il est nécessaire d'utiliser un ensemble de mouvements sismiques générés.
- L'effet de passage d'onde est moins important que l'effet d'incohérence.
- L'amplification de la réponse du pont sous l'effet de la SVGGM est liée au niveau d'incohérence.
- La rigidité du pont affecte de significativement l'amplification de la réponse.

Sextos et Kappos (2008) ont visé à évaluer la façon dont l'Eurocode 8 ((Eurocode8-2, 2004)) traite la prise en compte de la SVGGM lors de la conception sismique des ponts, et à discuter de solutions de rechange dans les cas où les dispositions existantes n'aboutissent pas à des résultats satisfaisants. Sur la base de l'étude de 27 structures de ponts en mouvement asynchrone, les conclusions suivantes peuvent être tirées :

- Les dispositions adoptées par l'Eurocode 8-2 sont considérées comme un pas en avant. Les sources de variabilité spatiale sont suffisamment prises en compte, chacun d'entre eux est pris en considération et une méthode de référence rigoureuse (Der Kiureghian et Neuenhofer, 1992) est adoptée.
- L'analyse de la variabilité spatiale doit maintenant être effectuée pour les ponts dont la longueur totale est inférieure à 600 m, ce qui était la limite imposée dans la version précédente du code pour l'examen obligatoire des effets de la variabilité spatiale.
- Une autre amélioration importante introduite dans l'Eurocode 8 est le fait que, l'effet SVGGM devrait être considéré même pour les ponts plus courts dans les cas où les conditions du sol varient considérablement entre les supports, un fait qui a été vérifié par toutes les analyses considérées ici, ainsi que d'autres chercheurs (Lou et Zerva, 2005).

Wang et al. (2009) : Leur but était d'étudier l'influence de la vitesse de propagation des ondes sismiques et de l'incohérence sur la réponse dynamique non linéaire des ponts. Les résultats de cette étude sont :

- Les mouvements sismiques non-uniformes ont un effet important sur la réponse des ponts longs.
- Le changement de la réponse dynamique est relié au changement de la vitesse de propagation des ondes sismique et le degré d'incohérence.
- L'incohérence a un effet direct sur la réponse pseudo-statique (plus grande est l'incohérence, plus la réponse est importante).

Mwafy et al. (2011) ont choisi un pont existant réalisé à proximité d'une faille sismique importante pour objectif d'étudier l'effet de la SVGM sur le comportement sismique. Ce pont est constitué de 59 travées avec une longueur totale de 2164 m. Les résultats de cette étude sont :

- L'influence significative de la SVGM sur les caractéristiques dynamiques du pont a été confirmée par les auteurs.
- Les auteurs ont remarqué que les effets de passage d'onde et d'incohérence amplifient la demande sismique en déformation et en efforts internes, tout en réduisant ces demandes en d'autres.
- Ils ont aussi conclu que l'évaluation sismique détaillée de ce grand pont nécessite des techniques de modélisation avancées pour déterminer réellement sa réponse sismique complexe.

Konakli et Der Kiureghian (2012) ont présenté une méthode de simulation de la SVGM intégrant les effets de l'incohérence, du passage des ondes et de la réponse différentielle du site. Ils ont proposé deux approches. La première est la simulation conditionnelle où les mouvements sont compatibles avec les densités spectrales de puissance d'un mouvement enregistré segmenté et sont caractérisés par une variabilité uniforme à tous les emplacements. Pour la seconde simulation, les mouvements du sol sont conditionnés par l'enregistrement segmenté lui-même et montrent une variance croissante avec la distance du site d'observation. Un exemple de simulation de mouvement est présenté pour un modèle de pont existant. La méthode proposée a été validée en comparant les caractéristiques statistiques des mouvements synthétiques avec les modèles théoriques cibles.

Benmansour et al. (2013) ont développé une technique pour générer des signaux sismiques variables dans l'espace et le temps. Cette technologie est basée sur la méthode de représentation spectrale mise en œuvre par **Shinozuka (1971)**. Selon cette méthode de simulation du signal sismique développée, le signal différentiel généré peut être obtenu en

termes d'accélération, de vitesse ou même de déplacement. Ces derniers peuvent être aussi obtenus par une simple intégration des accélérations.

Adanur et al. (2016) ont étudié l'influence de la variabilité spatiale du mouvement sismique sur les caractéristiques dynamiques du pont suspendu du Bosphore. Ils ont utilisé des vibrations aléatoires basées sur la méthode d'analyse du spectre et deux méthodes de spectre de réponse. La variabilité spatiale du mouvement du sol prend en compte les effets de l'incohérence, du passage des ondes et de la réponse du site. En conclusion, ils ont observé que la réponse sismique de la structure pour chaque analyse de vibration aléatoire est directement liée à l'intensité et au contenu en fréquence de la fonction de densité spectrale de puissance utilisée.

Shiravand et Parvanehro (2019) ont fourni des résultats de comparaison des ponts à haubans soumis à des excitations différentielles (tenant en compte l'effet de la SVGM) et uniformes. Leurs résultats indiquent que la réponse du pont peut varier considérablement selon le type de sol.

Derbal (2019) : L'objectif de ce travail était d'évaluer la sensibilité de la réponse dynamique des structures étendues à la SVGM. Tous les facteurs de variabilité spatiale du mouvement du sol ont été pris en compte, en particulier l'effet du site. Une méthode a été présentée pour simuler les mouvements spatialement variables du sol sismique. Plusieurs analyses dynamiques d'un viaduc à divers cas de la SVGM ont été effectuées. Les résultats ont montré que les signaux sismiques générés sont fortement conditionnés par l'effet du site local. La réponse dynamique du viaduc est très sensible à la variation des conditions géologiques locales du site. La négligence de l'effet de site dans l'analyse dynamique donne lieu à une sous-estimation significative de la demande sismique de la structure.

1.4 Conclusion :

Dans ce premier chapitre, nous avons commencé par une définition simple de la variation spatiale du mouvement sismique. Ensuite, un rappel des causes de la SVGM a été fait, puis nous avons donné un aperçu sur chacun des facteurs provoquant la SVGM.

Les études sur ce phénomène ont commencé dans les années 1970. Plusieurs recherches ont été présentées dans ce chapitre. Les chercheurs avaient pour objectif de donner une vision simple et claire de ce phénomène. Jusqu'à aujourd'hui, les études ont seulement exploré une

petite tranche de ce vaste domaine. Des approches réglementaires pour le dimensionnement des ponts sous l'effet de la SVGM vont être présentées dans le chapitre suivant.

CHAPITRE 02 :

LA SVGM DANS LA RÉGLEMENTATION PARASISMIQUE

CHAP N°2 : la SVGM dans la réglementation parasismique

2.1 Introduction :

Bien que de nombreuses recherches aient été menées au cours des dernières décennies pour quantifier l'impact de la SVGM sur la réponse dynamique des ponts, et que ce domaine de recherche ait suscité le principal objectif et l'intérêt pratique des chercheurs dans ce domaine, la nature multi-paramètre et la complexité du problème ont rendu difficile le développement d'une norme de conception spéciale dans la plupart des spécifications modernes. En conséquence, l'impact potentiel de l'excitation différentielle n'est que partiellement pris en compte. Le problème est traité d'une manière indirecte dans les réglementations les plus modernes tels que les réglementations des États-Unis et du Japon (AASHTO : American Association of National Highway and Transportation Officials, 1996 ; ATC : Applied Technology Committee, 1996 ; et Japan Road Association, cité par Sextos et Kappos en 2002, 2009).

Face à ces difficultés, l'Eurocode8 présente l'avantage de simplifier la démarche d'étudier les ponts sous l'effet de la SVGM dans sa section consacrée aux ponts. Il fournit également des procédures d'analyse et de calcul dans une annexe informative. Le premier code sismique algérien des ouvrages d'art, RPOA 2008, fournit également une méthode équivalente pour incorporer les effets de la SVGM dans la conception dynamique des ponts.

2.1 La SVGM dans le code AASHTO et ATC 1996:

D'après le code AASHTO, tant que la méthode d'analyse est acceptable, la valeur de déplacement sismique de conception peut être déterminée par n'importe quelle analyse dynamique du pont. AASHTO spécifie également la longueur statique minimale de repos d'appuis aux deux extrémités de la poutre. Cette longueur est notée N_s et est donnée par l'équation (2.1), qui est exprimée en fonction de la catégorie de performance sismique (SPC : catégorie de performance sismique) des codes A, B, C et D, telles que définies dans l'AASHTO) :

$$N_s(\text{en mm}) = \begin{cases} (203 + 1.67L + 6.66H) \cdot (1 + 0.000125\alpha^2) & \text{pour SPC A et B} \\ (305 + 2.50L + 10.0H) \cdot (1 + 0.000125\alpha^2) & \text{pour SPC C et D} \end{cases} \quad (2.1)$$

Avec :

L est la longueur du pont (en mètre).

H est la hauteur de la colonne (en mètre).

α est l'angle d'inclinaison des supports (en degrés).

La longueur du repos d'appuis est donnée dans l'ATC par une expression similaire (2.2) :

$$N_s = \left[0.10 + 0.0017L_j + 0.007H_j + 0.05\sqrt{H_j} \cdot \sqrt{1 + \left(2 \frac{B}{L_j}\right)^2} \right] \cdot \frac{1+1.25F_v S_1}{\cos \alpha} \quad (2.2)$$

Avec :

L_j est la distance entre les joints.

H_j est la hauteur la plus importante des piles situées entre les joints.

B est la largeur de la superstructure.

F_v est le coefficient de site.

S_1 est l'accélération spectrale équivalente à une période de 1 seconde.

2.2 La SVGM dans le code Japonais :

Le code Japonais propose d'estimer la longueur de repos d'appui comme suit :

$$N_s(\text{en cm}) = U_R + U_G \geq 70 + \frac{L_t}{2} \quad (2.3)$$

U_R est le déplacement différentiel entre la superstructure et l'infrastructure (en cm)

U_G est le déplacement relatif du sol dû aux déformations du sol entre les piles (en cm).

L_t est la longueur de la travée (en m).

2.3 Méthode simplifiée de l'Eurocode8 pour la SVGM

Pour les sections de pont ayant un tablier continu, la non uniformité des déplacements du sol au droit des appuis (variabilité spatiale) doit être prise en compte lorsque l'une ou les deux conditions suivantes s'appliquent (**fig 2.1**) :

- La longueur totale du pont est supérieure à une longueur limite $L_{lim} = L_g/1,5$
- Sol changeant de nature le long de l'ouvrage.

L_g est la distance à partir de laquelle les mouvements entre deux appuis sont considérés comme indépendants.

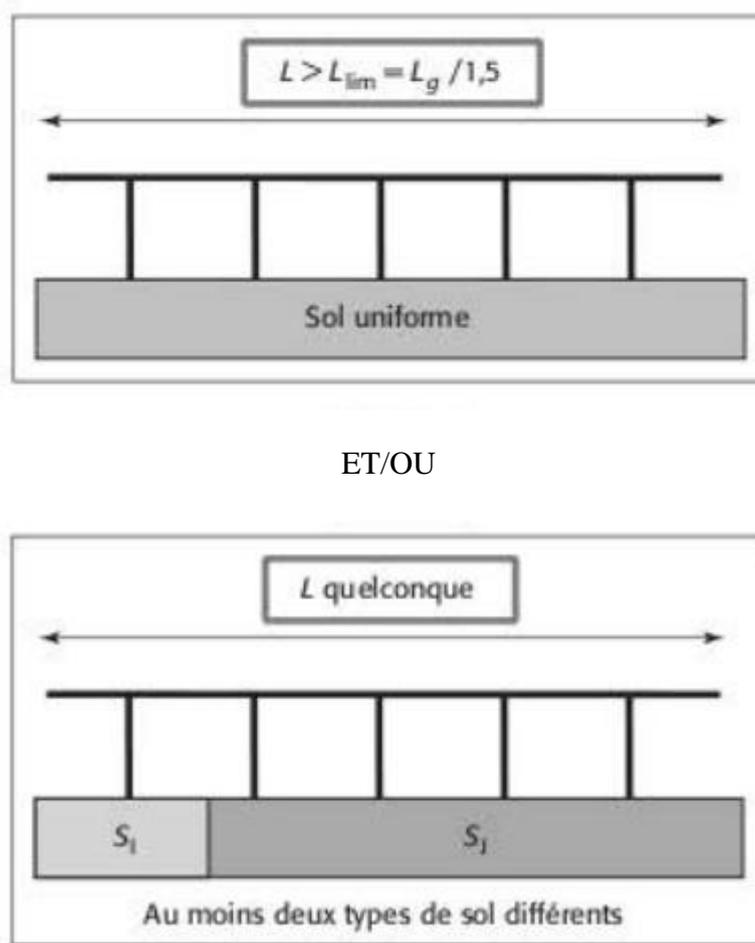


Figure 2. 1 : Cas de considération de la SVGM (Alain capra, 2006)

Le tableau 2.1 répertorie les valeurs de L_g et L_{lim} de différents types de site A à E selon la classification de l'Eurocode 8.

Tableau 2. 1 : Les valeurs de L_g et L_{lim} (CEN, 2005b).

Type de sol	A	B	C	D	E
L_g (m)	600	500	400	300	500
L_{lim} (m)	400	333	267	200	333

L'Eurocode8 fournit une méthode claire et détaillée, pour la prise en compte de la SVGM lors de la conception des ponts, en proposant une méthode simplifiée et une autre méthode analytique. Dans la méthode simplifiée, le code recommande d'effectuer d'abord une analyse dynamique de la structure sous chargement sismique uniforme, puis une analyse pseudo-statique basée sur deux séries des déplacements différentiels nommés « Série A » et « Série B », et appliquées séparément sur les fondations ou sur l'extrémité du ressort de sol correspondant. La réponse totale est obtenue en combinant dans chaque direction horizontale la réponse dynamique avec la réponse pseudo-statique des déplacements différentiels la plus sévère, ce en utilisant la règle SRSS (la racine carrée de la somme des carrés). Le code recommande que la réponse dynamique de la structure soit évaluée par une analyse spectrale ou temporelle en utilisant un accélérogramme compatible au spectre de réponse réglementaire. Dans le cas où les propriétés du sol sont variables, l'analyse dynamique devrait être conduite pour le type de sol le plus sévère sous l'ouvrage.

La série A de déplacements imposés (**fig 2. 2 (a)**) consiste à appliquer simultanément des déplacements relatifs d_{ri} avec le même signe (+ ou -) à tous les supports du pont dans la direction horizontale considérée, d_{ri} est donné par l'équation (2. 4) :

$$d_{ri} = s_r L_i \leq d_g \sqrt{2} \quad (2.4)$$

Ou

$$s_r = d_g \sqrt{2} / L_g \quad (2.5)$$

Avec :

i est le numéro d'identification du support.

L_i est la distance (projetée horizontalement) entre l'appui i et l'appui de référence.

d_g est le déplacement de calcul au niveau du sol, correspondant au type de sol de fondation du support i . Il est estimé à l'aide de l'expression suivante :

$$d_g = 0.025 a_g S T_c T_D \quad (2.6)$$

Avec :

a_g est l'accélération de calcul au niveau d'un sol de classe A.

S est le paramètre du sol.

T_c est la limite supérieure des périodes correspondant au palier d'accélération spectrale constante.

T_D est la valeur définissant le début de la branche à déplacement spectral constant.

La série B du déplacement appliqué (**fig 2.2 (b)**) couvre l'influence du déplacement du sol se produisant dans des directions opposées au niveau des piles adjacents. Premièrement, la différence de déplacement Δd_i est évaluée sur chaque support intermédiaire i , en supposant que les appuis adjacents $i-1$ et $i+1$ sont bloqués. Δd_i est donné par la formule (2.7) (CEN, 2005b).

$$\Delta d_i = \pm \beta_T \varepsilon_r L_{av,i} \quad (2.7)$$

Avec :

$L_{av,i}$ est la moyenne des distances $L_{i-1,i}$ et $L_{i,i+1}$ entre le support intermédiaire i et les supports adjacents $i-1$ et $i+1$ respectivement. Pour les deux supports extrêmes (0 et n)

$$L_{av,0} = L_{0,1} \text{ et } L_{av,n} = L_{n-1,n}$$

β_r est le coefficient qui tient compte de l'amplitude des déplacements du sol se produisant dans une direction opposée au droit des appuis adjacents, les valeurs recommandées pour ce facteur sont $\beta_r=0.5$ dans le cas où trois appuis sont situés sur les mêmes conditions du sol, et $\beta_r=1$ si un des appuis est situé sur un type de sol différent que le type du sol des deux autres appuis.

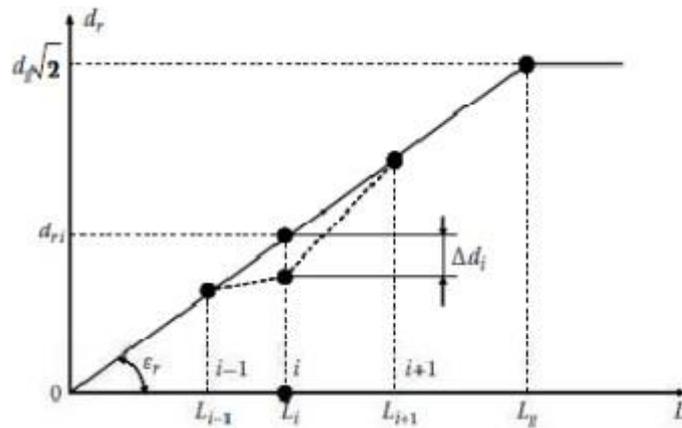
ϵ_r est défini de la même manière que pour la série A (Eq. 2. 5), si le type de sol au niveau de deux appuis est variable alors la valeur maximale de ϵ_r doit être utilisée.

La série B comprend la configuration suivante de déplacements absolus imposés avec un signe opposé au droit des supports adjacents i et $i + 1$, pour $i = 0$ à $n-1$

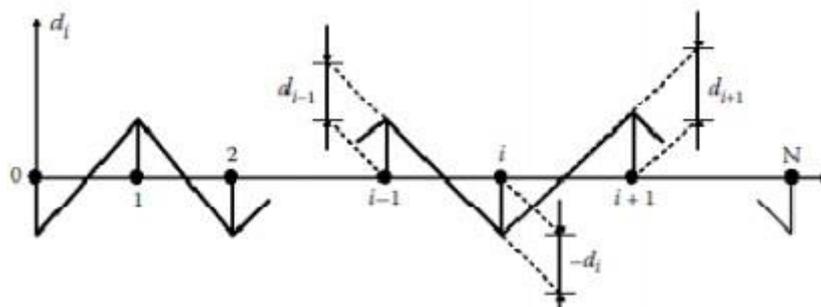
$$d_i = \pm \Delta d_i / 2 \text{ et } d_{i+1} = \pm \Delta d_{i+1} / 2 \quad (2.8)$$

En général, à moins qu'une analyse plus rigoureuse et précise soit effectuée, la méthode simplifiée décrite doit être suivie. Pour cette raison, l'Eurocode 8 a également proposé une méthode d'analyse dans l'annexe consultative, suggérant une analyse dynamique en vibrations aléatoires ou temporelles sous l'action de SVGM. Comme modèle de cohérence, le code suggère d'utiliser le modèle de Luco et Wong (1986).

L'effet de passage d'ondes doit être pris en compte dans cette analyse avec une fonction exponentielle. Les conditions variables des supports de structure doivent être modélisées par des fonctions de densités spectrales compatibles avec les spectres de réponse fournis par le code pour chaque type de sol. Pour une analyse dynamique temporelle, il est recommandé de générer des signaux sismiques différentiels par une méthode similaire à celle de Deodatis (1996). En outre, une analyse de vibration aléatoire du pont peut être effectuée par une approche similaire de la méthodologie proposée par Der Kiurghian et Neuenhofer (1992).



(a) Configuration de la série A des déplacements.



(b) Configuration de la série B des déplacements.

Figure 2. 2 : Les deux séries de déplacements imposés au pont pour l'évaluation de la Réponse pseudo-statique selon la méthode simplifiée de l'Eurocode8 (CEN, 2005b)

En EuroCode8, la valeur du repos d'appuis minimal dépend également des déplacements sismiques différentiels. Selon ce code :

$$N_s = b_0 + d_{eg} + d_{es} \quad (2.9)$$

Avec :

b_0 est la longueur minimale d'appui.

d_{eg} est le déplacement effectif des deux parties, dû à la variation spatiale du déplacement sismique du sol. Il est donné par :

$$d_{eg} = s_e L_{eff} \leq 2d_g \quad (2.10)$$

Avec :

$$s_e = 2d_g/L_g \quad (2.11)$$

L_{eff} est la longueur effective du tablier pris comme une distance entre le joint de protection correspondant et la connexion rigide la plus proche entre le tablier et la structure sous-jacente. Lorsque le tablier est complètement connecté à un groupe de plus de deux piles, L_{eff} doit être considéré comme une distance entre le support et le centre du groupe des piles.

Lorsque le pont est à une distance de moins de 5 km d'une faille sismique active connue, capable de produire un événement sismique supérieur à 6.5, et en l'absence d'une étude sismologique spécifique, la valeur de l'utilisation de d_{eg} est égale à deux fois la valeur donnée dans l'expression (2.10).

d_{es} est le déplacement sismique effectif du support dû à la déformation de la structure.

Pour des tabliers connectés à des piles, soit de manière monolithique, soit par des appareils d'appui fixes agissant comme des attelages sismiques complets : $d_{es} = d_{Es}$ où d_{Es} est la valeur de calcul totale du déplacement longitudinal dans la situation sismique de calcul. Pour des tabliers connectés à des piles ou à une culée, par des attelages sismiques dont le jeu est égal à s on a :

$$d_{es} = d_{Ed} + s$$

2.4 Méthode simplifiée de RPOA pour la SVGM:

Les ponts sont des ouvrages d'une importance capitale pour le système de transport routier et ferroviaire d'un pays. Comme toutes structures de génie civil, les ponts sont sujets aux secousses sismiques et pendant longtemps, la réalisation de ces ouvrages en Algérie n'a pas

été soumise à un règlement parasismique algérien destiné spécialement aux ponts. Jusqu'à l'année 2010 où il y a eu l'édition du premier code algérien des règles parasismiques applicables au domaine des ouvrages d'art (RPOA) (MTP, 2010). Permettant aux concepteurs de dimensionner ces ouvrages à leurs justes valeurs face à une action sismique.

Selon le RPOA, l'effet de la SVG M est généralement négligeable pour les ouvrages courants. Toutefois son effet doit être examiné lorsqu'une des conditions suivantes est vérifiée : (a) le pont franchit une faille active, (b) les appuis sont fondés sur des sols très différents, (c) la longueur du pont est très importante.

Dans la méthode simplifiée des mouvements différentiels de la RPOA. Il est recommandé de faire une première étude dynamique sur la structure sous un mouvement sismique uniforme à l'aide d'une analyse de spectre monomodale ou multimodale. La deuxième étape consiste à effectuer une analyse pseudo-statique de la structure basée sur un modèle de mouvements différentiels imposés aux piles de pont. Enfin, les deux résultats sont combinés.

Sur un site sans discontinuité mécanique marquée, le déplacement différentiel maximal d entre deux points j et k distants de d_{jk} est donné par (MTP, 2010) :

$$d = \eta A g d_{jk} \quad \text{pour } d_{jk} < L_M \quad (2.12)$$

$$d = A g D_M \sqrt{2} \quad \text{pour } d_{jk} \geq L_M \quad (2.13)$$

$$\eta = \frac{D_M}{L_M} \sqrt{2} \quad (2.14)$$

Avec :

A est le coefficient d'accélération de zone.

g est l'accélération de la pesanteur.

L_M est la distance au-delà de laquelle les mouvements des deux points peuvent être considérés comme indépendants.

D_M est le déplacement absolu horizontal ; il est donné pour une accélération unité (1m/s^2).

Les valeurs de L_M , D_M (H : horizontal) et D_M (V : vertical) sont données par le tableau 2.2, pour les quatre types de sites du RPOA, S1 à S4, classés en fonction de la vitesse de propagation des ondes V_s .

Tableau 2. 2 Valeurs de LM, DM(H) et DM(V)

Type de site	S1	S2	S3	S4
Vs (m/s)	≥ 800	400-800	200-400	≤ 200
LM (m)	600	500	400	300
DM(H) (m)	0.03	0.05	0.07	0.09
DM(V) (m)	0.02	0.04	0.06	0.08

Dans le cas où les deux points appartiennent au même type de site, mais ils sont situés au niveau de deux côtés d'une discontinuité topographie accusée (vallée), en l'absence d'un accès approprié à définir, la valeur de d est majorée de 50%.

Dans le cas où les deux points sont situés de part et d'autre d'une discontinuité mécanique (faille), le déplacement différentiel d est calculé par l'équation (2. 15) (MTP, 2010).

$$d = Ag \sqrt{D_{M,1}^2 + D_{M,2}^2} \quad (2.15)$$

Avec :

$D_{M,1}$ et $D_{M,2}$ étant les déplacements absolus des deux points 1 et 2.

Une fois que le déplacement différentiel est calculé entre les extrémités du pont, on applique à l'ouvrage un champ de déplacements imposés statiquement en chacun de ses appuis, en bloquant une extrémité et en imposant à l'autre le déplacement différentiel calculé, tandis que les appuis intermédiaires subissent un déplacement proportionnel à la distance à l'extrémité bloquée. La Figure 2. 3 fournit un exemple de pont avec quatre supports soumis à des déplacements différentiels.

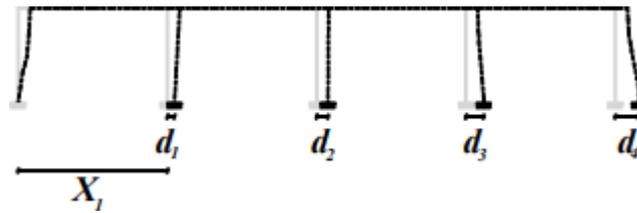


Figure 2. 3 : Pont soumis au déplacement différentiel du sol d (Benmansour,2013)

Lorsque le pont franchit une discontinuité mécanique (faille), le mouvement différentiel est calculé entre les deux points de support successifs qui correspondent à la discontinuité. On applique statiquement les déplacements différentiels aux appuis de la structure tels que tous les points de support d'un côté de la discontinuité sont bloqués et tous de l'autre côté adoptent un déplacement égal au déplacement différentiel calculé. Si le pont traverse plus qu'une discontinuité mécanique, nous procédons successivement pour chaque discontinuité.

Dans le RPOA, l'effet du déplacement différentiel d est introduit également dans la valeur du repos d'appui minimal. Cette valeur peut être évaluée comme suit (MTP, 2010) :

$$N_s = b_0 + d + D \quad (2.16)$$

Avec :

b_0 est la longueur minimale d'appui assurant la transmission en toute sécurité de la réaction verticale statique, avec un minimum de 40 cm.

D est le déplacement du tablier au niveau de l'appui dû à la déformation de la structure.

2.5 Conclusion :

Dans ce chapitre, nous présentons les directives des codes sismiques des ponts sous l'action de la SVGM. Nous avons spécifiquement mentionné celles de l'Eurocode8 et du RPOA.

Dans le chapitre suivant, nous allons présenter le pont sur lequel nous allons appliquer les deux normes.

CHAPITRE 03 :

PRÉSENTATION DU PONT ÉTUDIÉ

CHAP N°3 : Présentation du pont étudié

3.1 Introduction :

Dans cette partie nous présentons le viaduc étudié dans ce projet de fin d'étude, c'est un pont mixte du type quadri-poutre en acier à âme pleine avec dalle en béton armé. Sachant que cette étude est une continuité à un travail qui a été élaboré dans le cadre du projet de fin d'étude (Boudghene Stambouli et Bekkal Brikci,2019).

Evidemment un pont doit pouvoir résister à son poids propre, comme le poids des poutres et de la dalle, plus les actions naturelles et fonctionnelles. Dans ce chapitre, on s'intéresse également aux calculs des charges et des surcharges.

3.2 Présentation du viaduc :

Le viaduc de cette étude est le PK 38+425 à PK 38+695 (fig 3.1-3.2). Sa longueur est de 270 m. Il est placé sur une section en courbe avec un rayon de courbure de 5000 m. Le long du viaduc il y a un raccordement vertical (rayon vertical $R=17000m$), avec une variation de la pente longitudinale du -12,00‰ au 10,50‰.



Figure 3. 1: Plan d'ensemble (ANESRIF,2013).

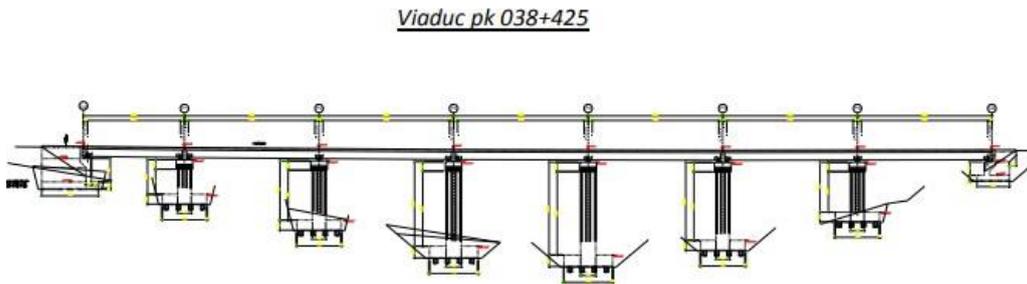


Figure 3. 2 : Viaduc PK038+425 (ANESRIF,2013).

Selon la conception des viaducs courants, il s'agit d'un viaduc composé, pour ce qui concerne le tablier, d'une travée isostatique de 30 m (fig 3.3) et trois travées continues de 40+40m (fig 3.4) à ossature mixtes du type quadri-poutre en acier à âme pleine avec dalle en béton armé, reposant sur six piles desquels :

- P1 du « type A » (dimensions en plan 4,00 x 4,00m).
- P2, P3, P5 et P6 du « type B » (dimensions en plan 4,50 x 4,50m).
- P4 du « type B1 » (dimensions en plan 5,00 x 5,00m).

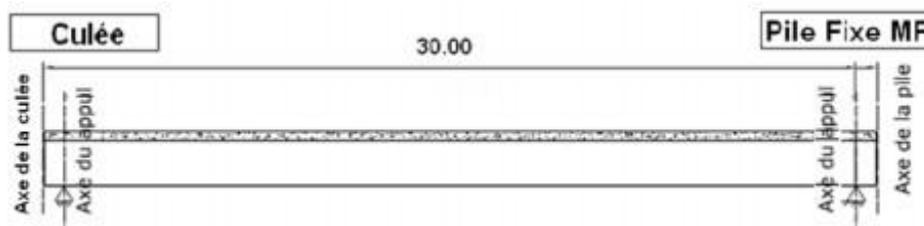


Figure 3. 3 : Tablier en travée indépendante de 30m (ANESRIF,2013).

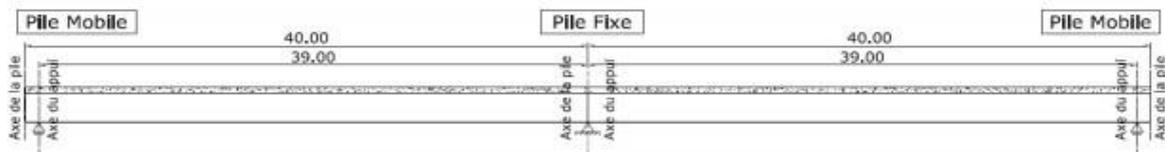


Figure 3. 4 : Tablier en travées continues de 40+40m (ANESRIF ,2013).

Les piles pleines (type-A, B et B1) reposent sur des fondations composées de 16 pieux forés de 1,2m de diamètre (fig 3.5 à 3.7). Les démentions et les types de piles sont donnés par le tableau 3.1.

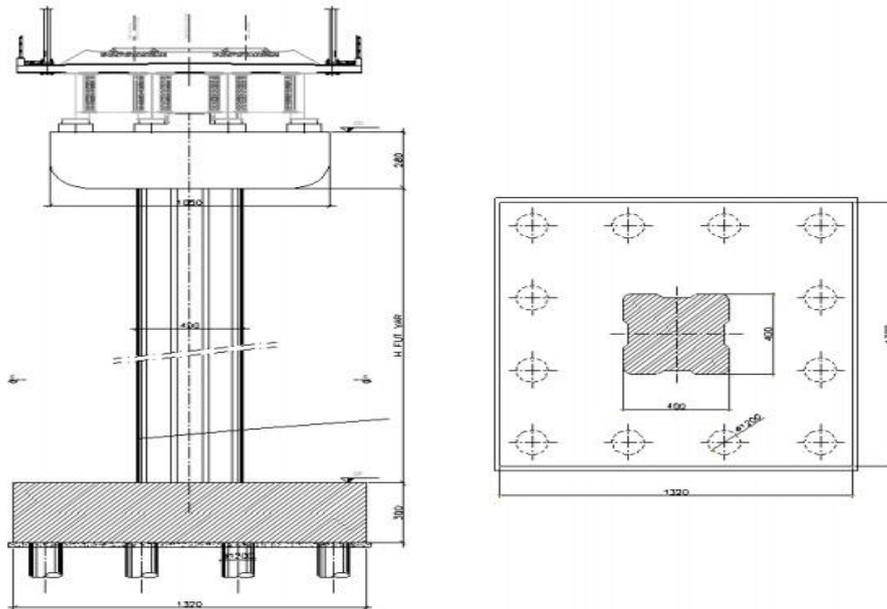


Figure 3. 5 : La pile plein de type A (ANESRIF ,2013).

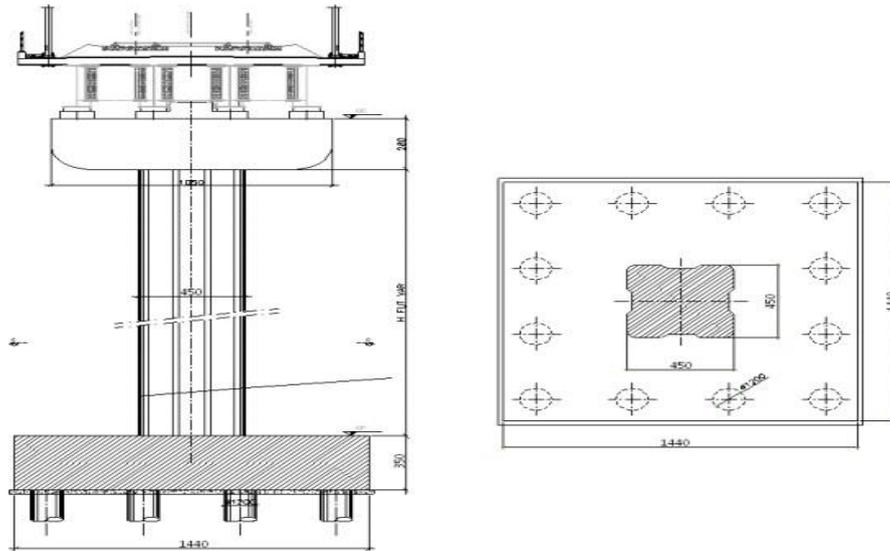


Figure 3. 6 : La pile plein de type B (ANESRIF ,2013).

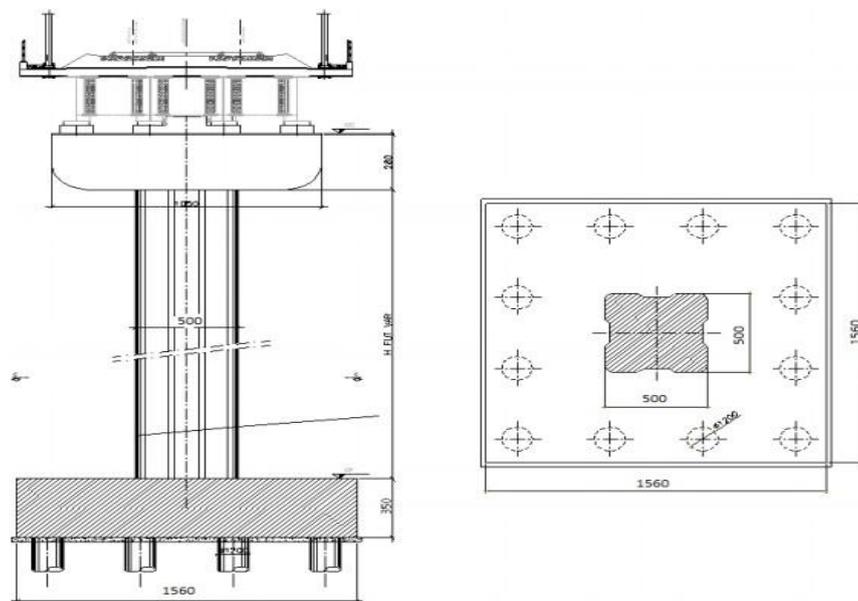


Figure 3. 7 : La pile plein de type B1 (ANESRIF ,2013).

Tableau 3. 1 : Type & dimension des piles

Pile	Dimensions en plan (m ²)	Liaison Tablier/pile	Longueur (m)
P1	4,00 x 4,00 m	Fixe/Mobile	10,30
P2	4,50 x 4,50 m	Fixe	17,80
P3	4,50 x 4,50 m	Mobile	25,30
P4	5,00 x 5,00 m	Fixe	27,80
P5	4,50 x 4,50 m	Mobile	23,30
P6	4,50 x 4,50 m	Fixe	14,80

Les culées A et B sont représentées par les figures 3.8 et 3.9.

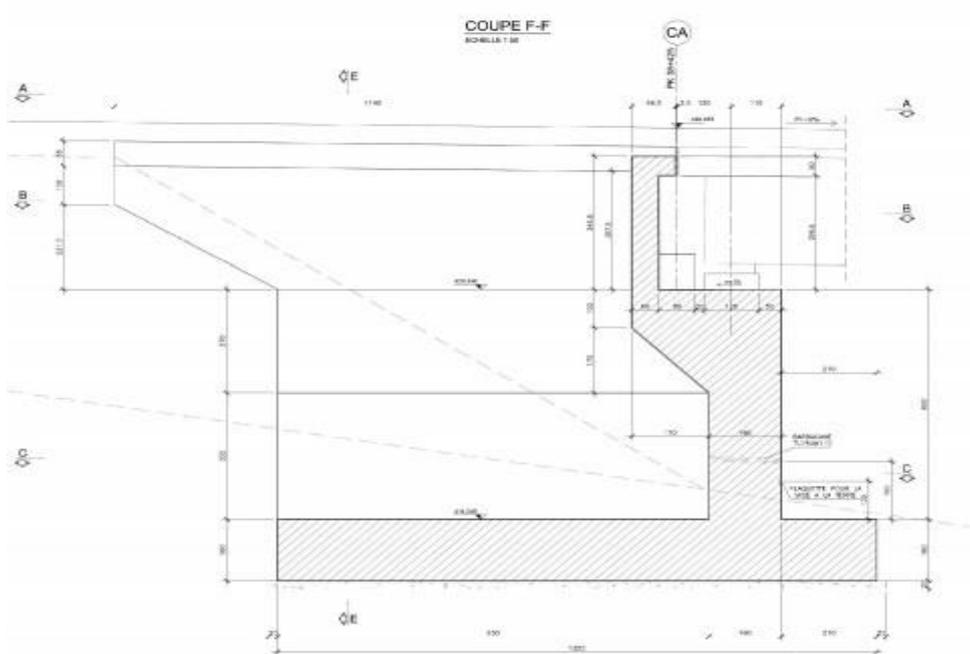


Figure 3. 8 : La culée A (ANESRIF,2013).

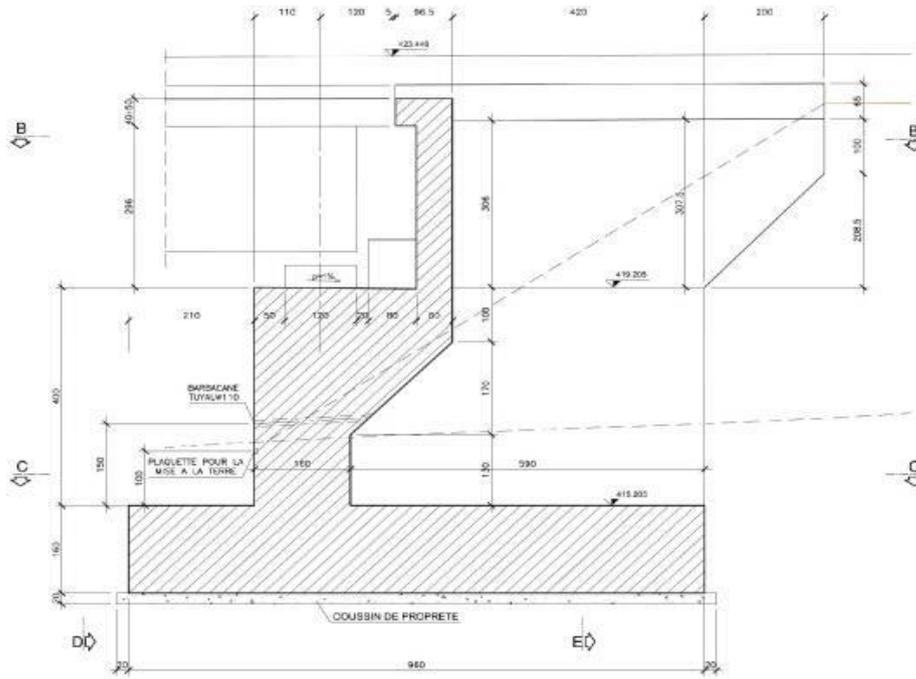


Figure 3. 9 : La culée B (ANESRIF,2013).

À propos du tablier. Il s'agit d'un noyau en acier à quatre poutres avec dalles en béton armé. La hauteur des poutres en acier est de 2,30 m et la hauteur moyenne des dalles en béton armé est de 0,40 m, elle varie entre 0,35 m et 0,45 m avec une pente est de 1,5%. La largeur horizontale est de 12,90 m (fig 3.10).

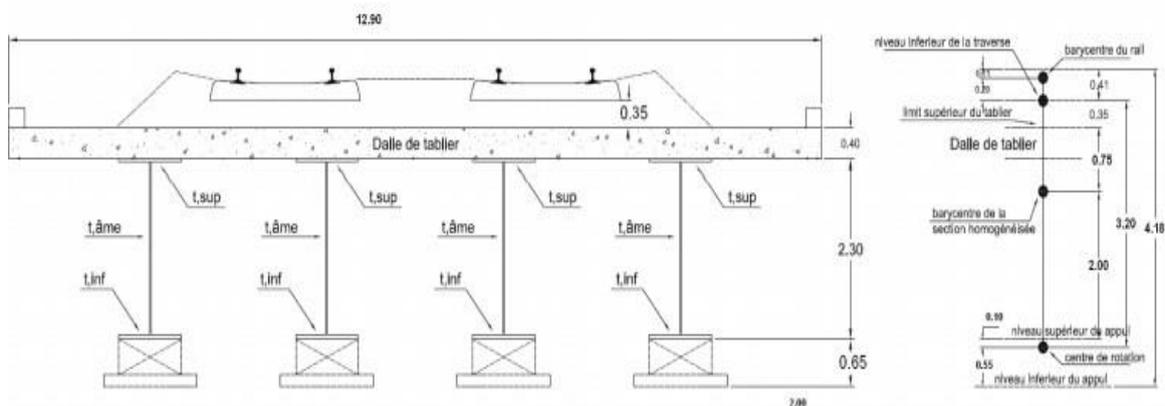


Figure 3. 10: Section typologique du tablier (ANESRIF ,2013).

3.3 Conception Générale :

La conception d'un pont doit satisfaire à des exigences ou données fonctionnelles, naturelles et autres. Les données fonctionnelles sont définies par les caractéristiques qui permettent au pont d'assurer sa fonction. Par ailleurs, les données naturelles sont l'ensemble des éléments de son environnement déterminant sa conception.

3.3.1 Les données fonctionnelles :

La construction de ponts fait partie d'une grande opération (comme les opérations routières ou ferroviaires). Par conséquent, le lieu de travail est le résultat de plusieurs choix dans l'opération ci-dessus, les données sont définies par le propriétaire et nous distinguons les données relatives à la voie portée qui sont : le tracé en plan, le profil en long et le profil en travers.

3.3.1.1 Tracé en plan :

Le tracé en plan est la ligne définissant la géométrie de l'axe de la voie portée, dessinée sur un plan de situation et repérée par les coordonnées de ses points caractéristiques. Ce tracé conditionne la forme en plan du pont à projeter, sa longueur et l'implantation des appuis dans la brèche. Dans notre cas la longueur totale du pont est de 270m (fig 3.11).

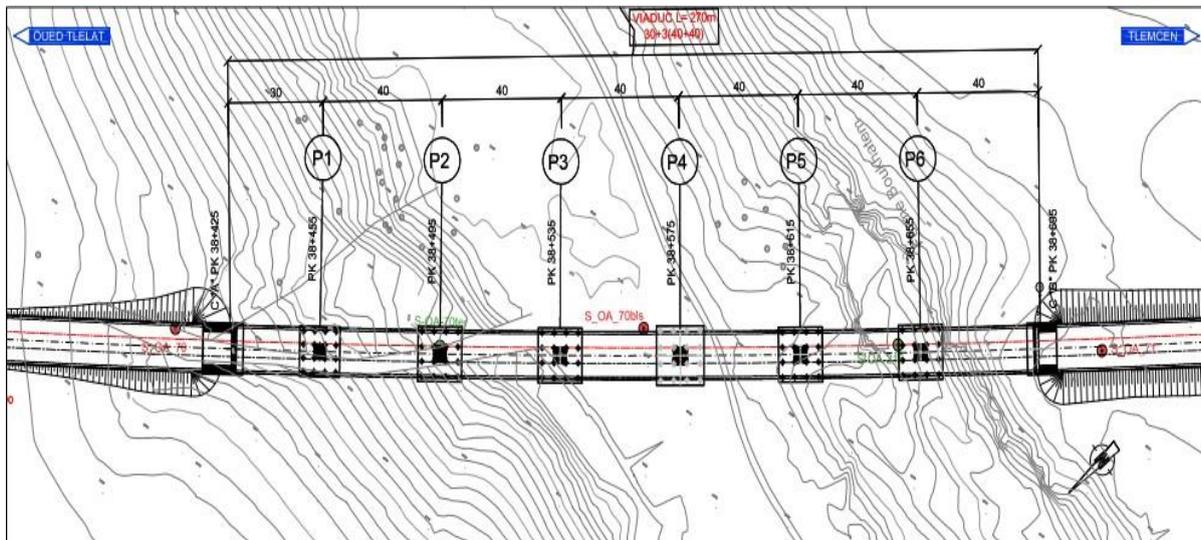


Figure 3. 11 : Vue en plan (ANESRIF ,2013)

3.3.1.2 Profil en long :

C'est la ligne située à l'extrados de l'ouvrage définissant, en élévation le tracé en plan. Il est défini en tenant compte de nombreux paramètres liés aux contraintes fonctionnelles de l'obstacle franchi ou aux contraintes naturelles, et en fonction du type prévisible de l'ouvrage de franchissement. Le viaduc étudié présente quatre travées, d'une travée de 30m et trois travées de 40+40m, ce qui nous donne une longueur totale de 270m (fig 3.12).

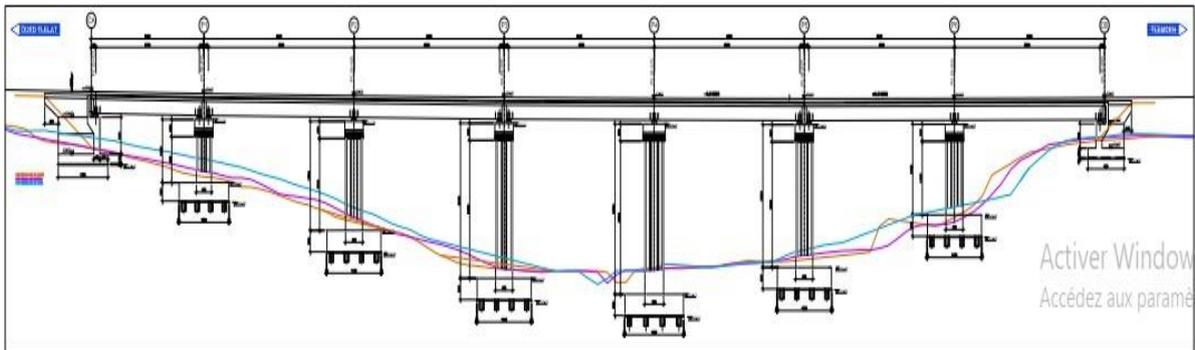


Figure 3. 12 : Profil en long (ANESRIF ,2013).

3.3.1.3 Profil en travers :

Il définit la géométrie et les équipements de la voie dans le sens transversal de la superstructure (fig 3.13). Une coupe transversale du pont est donnée par la figure 3.14.

D'après le profil en travers, La largeur de tablier est de 12.9 m, le nombre de voies est de deux voies de type ferrées électrifiées et le dévers est de 1.5%.

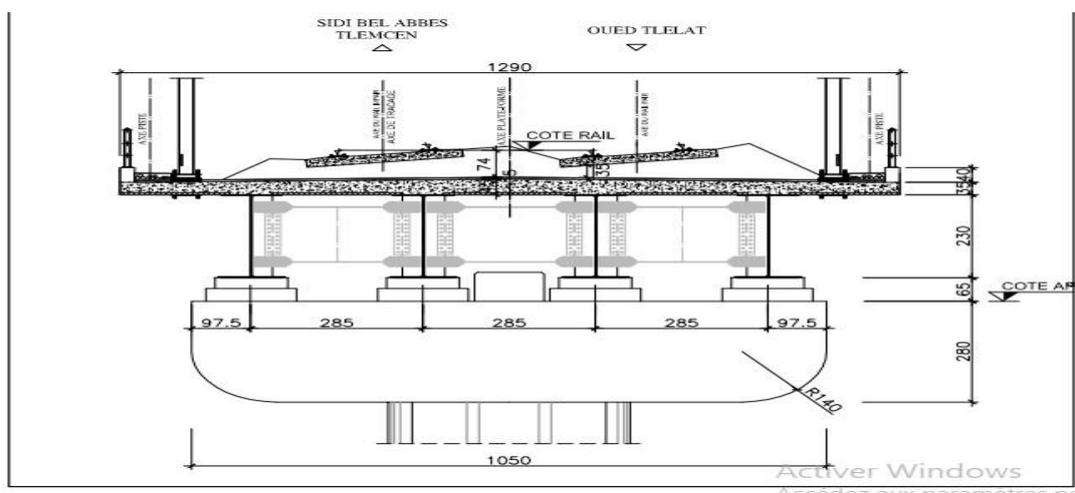


Figure 3. 13 : Profil en travers (ANESRIF ,2013).

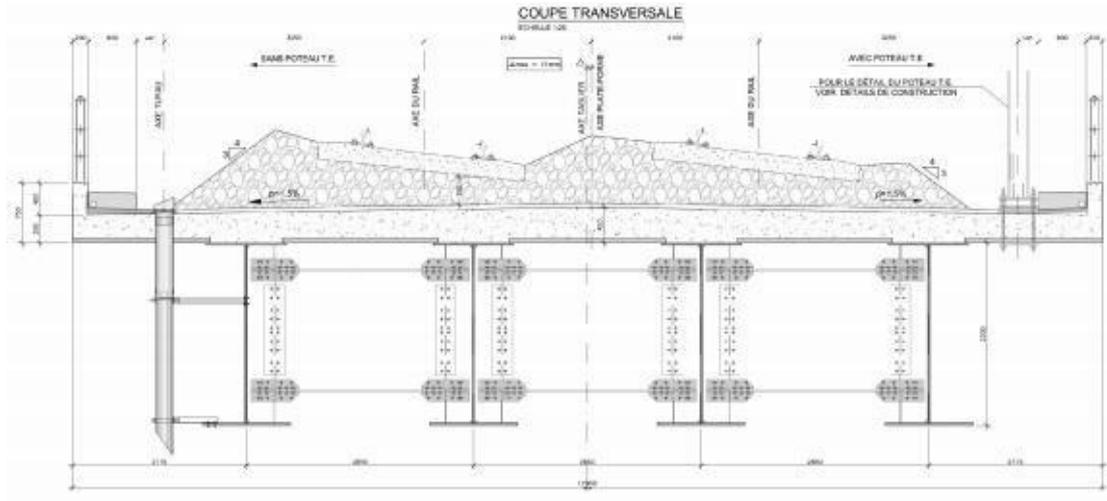


Figure 3. 14 : Vue en travers (ANESRIF ,2013).

3.3.1.4 La topographie :

Il convient de disposer d'un levé topographique et d'une vue en plan du site indiquant les possibilités d'accès, ainsi que les aires disponibles pour les installations du chantier, les stockages...etc.

3.3.1.5 Classification des ponts :

Les ponts sont classés d'après le RPOA comme le montre le tableau 3.2. Le présent pont est classé stratégique, donc groupe 1.

Tableau 3. 2 : classification des ponts.

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

3.3.2 Les données naturelles :

3.3.2.1 Climatique :

La température, le vent, la neige, le gel-dégel, ...sont des paramètres qui ont des répercussions sur la conception et le dimensionnement des ponts.

- La Température :

Le gradient thermique résulte d'un chauffage unilatéral ou d'un refroidissement de la courte durée de la structure de support. Le changement de température uniforme fait référence à la température moyenne de l'emplacement. Selon le règlement algérien les variations de température uniforme sont entre 35°C et -15°C.

- La Neige :

Les effets de la neige ne sont pas pris en compte dans le calcul des ponts, mais peuvent survenir dans certains cas (travail dans la phase de construction), la position qui accueille notre travail est tous proche de la côte. Il n'a donc aucune neige.

- Le Vent :

Le viaduc est situé dans la Zone I de vent (Wilaya de Sidi Bel Abbès) ayant une vitesse de référence $V_{réf} = 25$ m/s.

- L'humidité :

L'humidité relative est supposée égale à : $RH = 55\%$.

3.3.2.2 Sismologique :

Un séisme est une succession de déplacements rapides imposés aux fondations d'un ouvrage. En premier lieu, il s'agit d'assurer la protection des vies humaines et, par conséquent de garantir la sécurité structurelle. Le territoire national étant divisé en quatre zones de sismicité croissante définies comme suit :

→ Zone 0 : sismicité négligeable.

- Zone 1 : sismicité faible.
- Zone 2 : sismicité moyenne IIa et IIb.
- Zone 3 : sismicité élevée.

Selon la classification sismologique de l'RPOA : ce projet qui est situé dans la wilaya de Sidi bel-Abbes est en Zone I de sismicité faible. Le coefficient d'accélération A est donnée par le tableau 3.3. Dans notre cas on a groupe de pont 1 et zone 1, donc $A=0.15$.

Tableau 3.3 : Le coefficient d'accélération A

Groupe de pont	Zone sismologique			
	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

3.3.3 Dimensionnement géotechnique des fondations :

3.3.3.1 Les données de sol :

Ces données sont évidemment fondamentales dans l'étude d'un projet, non seulement définissent-elles le type de fondation au support, mais constitue l'un des éléments de choix pour la solution pour les passages projetés. Elles sont obtenues à partir d'une reconnaissance qui doit fournir les informations souhaitées sur le terrain naturel, le niveau de la nappe (au sens général) et le niveau possible de fondation. En fin, la reconnaissance géotechnique donne des indications quantitatives sur la nature des terrains rencontrés en fonction de :

- Paramètres mécaniques de résistance (pour les problèmes de capacité portante).
- Paramètres rhéologiques (pour le problème de tassement et de fluage).
- Compacité (pour les problèmes de tassements).
- Perméabilité (pour les problèmes d'épuisements ou de bétonnage dans les fouilles).

→ Dimensionnement des éléments de la fondation et vérifications aux Etas Limites Ultimes (ELU) ; en particulier pour les fondations sur pieux on déterminera les sollicitations extrêmes le long du fût ; pour les fondations directes les vérifications géotechniques de portance, résistance vis-à-vis du glissement et de la stabilité globale.

→ Calculs des tassements aux Etas Limites de Service (ELS).

Un organigramme des essais réalisés est donné en figure 3.15.

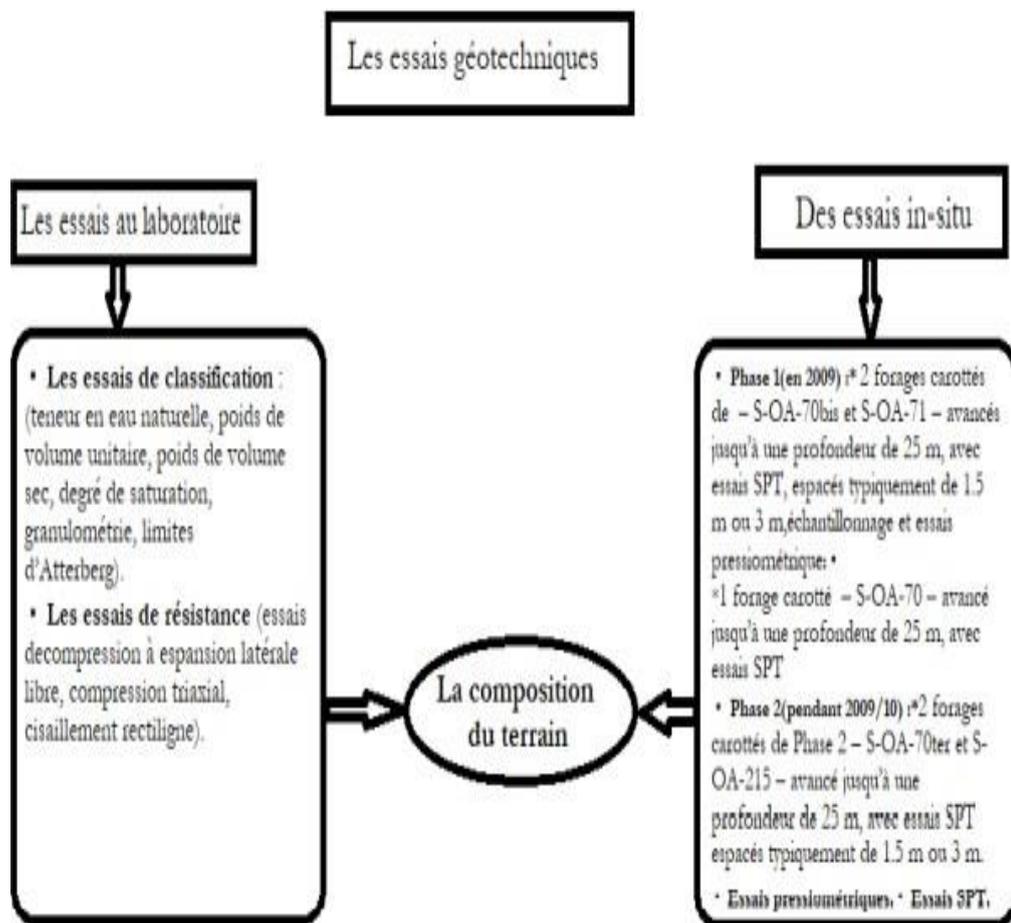


Figure 3. 15 : Organigramme Des Essais géotechniques (ANESRIF,2013).

3.3.3.2 Modèle géologique-géotechnique de référence caractérisation géotechnique :

Le long de la route de la nouvelle ligne haute vitesse OUED-TLELAT/TLEMEN, il a été déterminé, préliminaire, 10 unités géotechniques distinctes sur la base de leurs caractéristiques lithologiques, sur la base de la description lithologique rapportée dans la

légende de la carte géologique et sur la base des résultats des situations in situ et de laboratoire effectués. Une liste synthétique d'unités distinctes est rapportée sur le chemin du projet. (fig 3.16-3.17).

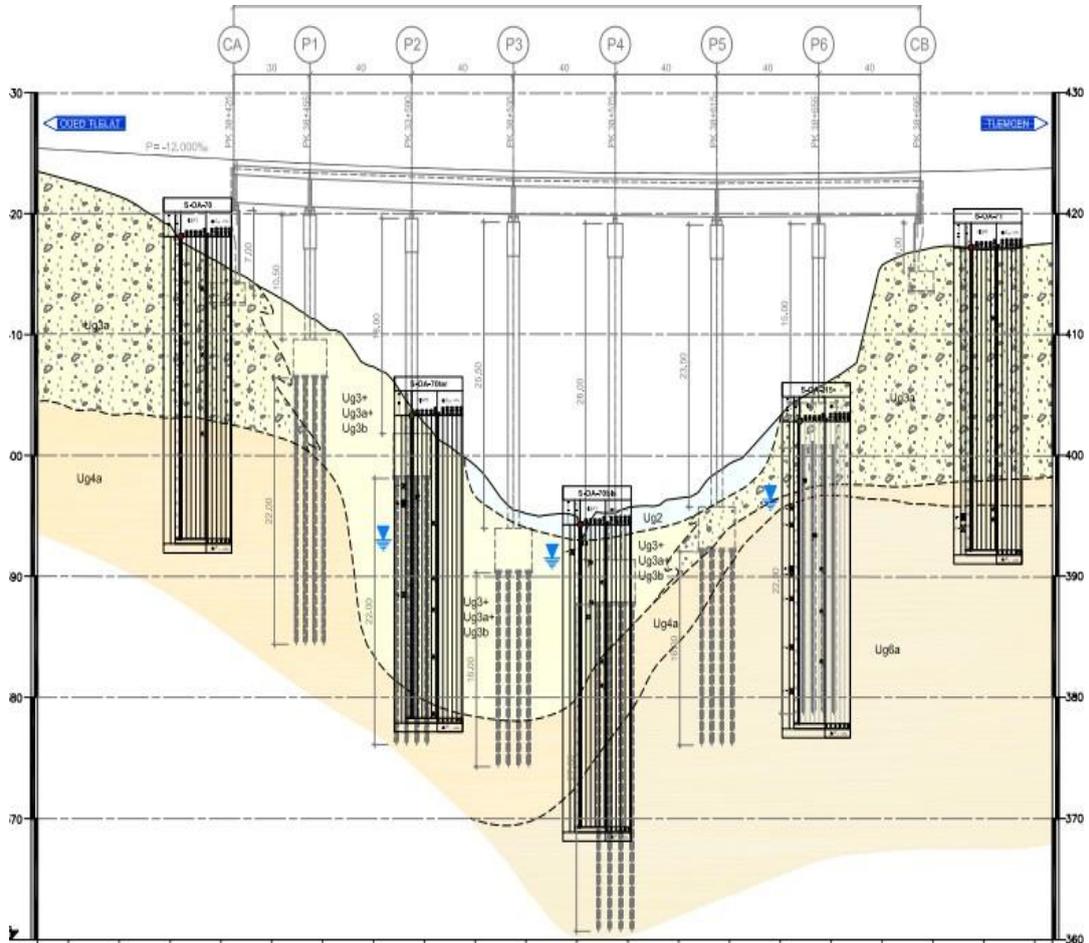


Figure 3. 16 : Coupe stratigraphique du terrain (ANESRIF,2013).

3.3.3.3 Typologie et géométrie de fondations :

En raison des conditions de sous-sol attendues sur la base du modèle géologique, des fondations sur pieux et des fondations directes sont prévues. En particulier, le pilier est posé sur le pieu, et les deux culées CA et CB sont posées sur la fondation directe.

Les fondations seront constituées par des pieux forés de diamètre $d = 1200\text{mm}$, rigidement connectés à une semelle de fondation. Les dimensions des semelles et de pieux sont données dans le tableau 3.4.

Par ailleurs, les fondations des culées présentent pour la culée A une semelle de hauteur de 1,60m et de dimensions en plan de 13,2m de longueur et 13,5m de largeur. La culée B à une semelle de hauteur de 1,6m et des dimensions en plan de 9,60m de longueur et 13,5m largeur.

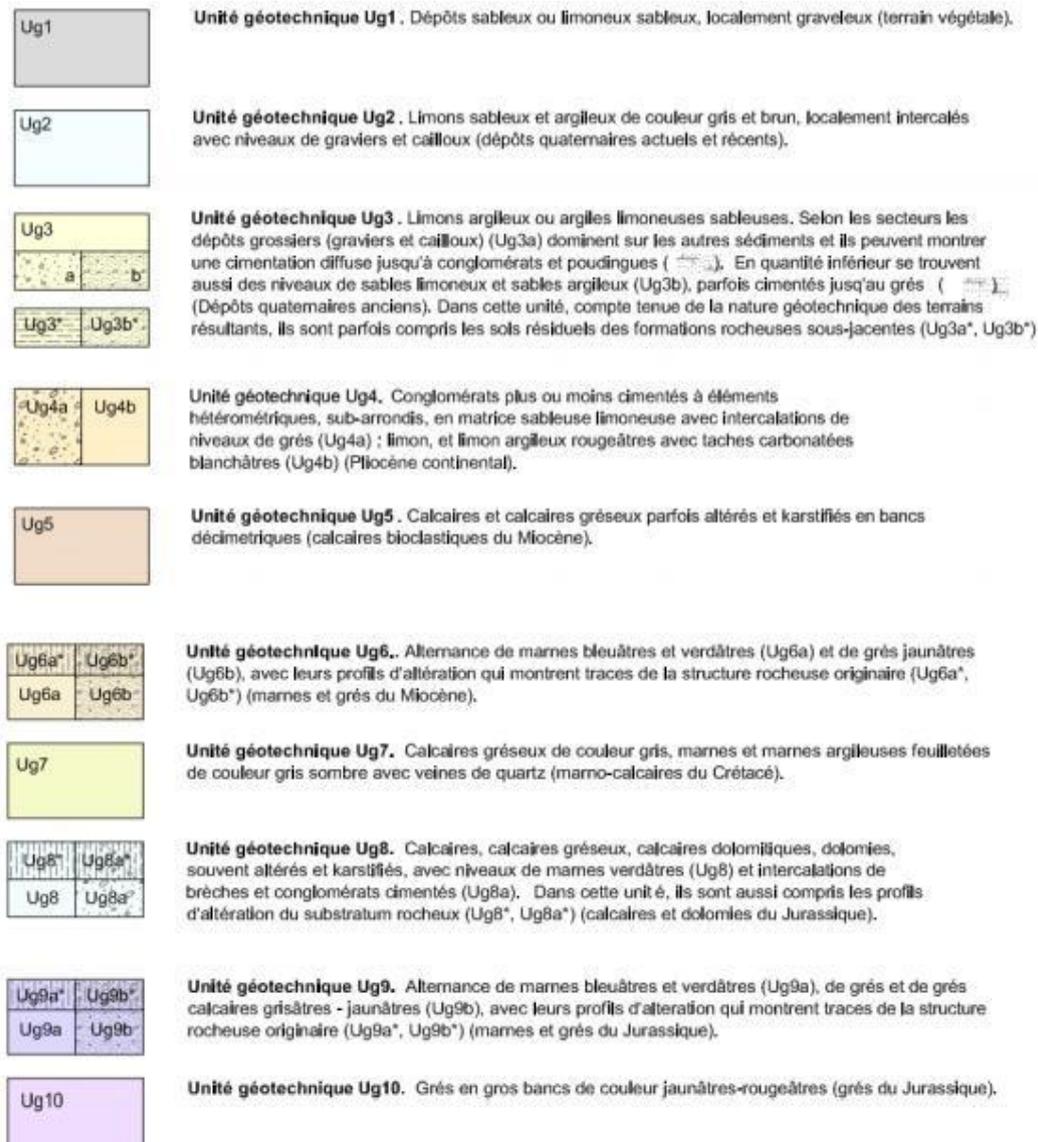


Figure 3. 17 : Légende unité Géotechnique (ANESRIF,2013).

Tableau 3. 4 : dimension des semelles & des pieux.

Pile	Dimensions de semelle de fondation (m ²)	Hauteur de la semelle (m)	Longueur de pieux (m)
P1	13,20 x 13,20 m	3,00	22
P2	14,40 x 14,40 m	3,50	22
P3	14,40 x 14,40 m	3,50	16
P4	15,60 x 15,60 m	3,50	27
P5	14,40 x 14,40 m	3,50	16
P6	14,40 x 14,40 m	3,50	22

3.4 Caractéristiques des matériaux :

3.4.1 Béton :

Les caractéristiques du béton sont résumées par le tableau suivant :

Tableau 3. 5 : résistance du béton a 28j

	Pieux	Semelles de fondation	Culées	Piles
f _{ck}	27 N/mm ²	27 N/mm ²	35 N/mm ²	35 N/mm ²
γ	1,5	1,5	1,5	1,5
v	0,3	0,3	0,3	0,3

Avec :

γ : coefficient de sécurité.

ν : coefficient de poisson.

f_{ck} : Résistance caractéristique à la compression sur cylindre mesurée à 28 jours. En vue de déterminer des caractéristiques de sections de poutres mixtes homogénéisées par rapport à l'acier (par exemple, l'aire de section homogénéisée, le moment d'inertie géométrique homogénéisé), il est pratique d'introduire la notion de coefficient d'équivalence acier- béton, défini comme suit :

$$\eta = E_a / E_{cm}$$

Avec :

E_a : module d'élasticité longitudinale de l'acier de construction a pour valeur 210000 MPa.

E_{cm} : module d'élasticité longitudinale du béton.

3.4.1.1 Résistance à la compression :

- Pour la dalle et les appuis piles et culés on a:

$$f_{cj} = \begin{cases} 35 \text{ MPa} & \text{si } j > 28 \text{ jours} \\ \frac{j}{4,76 + 0,83j} f_{cj} & \text{si } j < 28 \text{ jours} \end{cases}$$

- Pour la fondation Pieux et semelles on a:

$$f_{cj} = \begin{cases} 27 \text{ MPa} & \text{si } j > 28 \text{ jours} \\ \frac{j}{4,76 + 0,83j} f_{cj} & \text{si } j < 28 \text{ jours} \end{cases}$$

3.4.1.2 Résistance à la traction :

Pour un béton âgé de j jours la résistance à la traction est :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{c28}$$

Avec :

$$f_{tj} = \begin{cases} 2,7 \text{ MPa pour les piles et les culées} \\ 2,2 \text{ MPa pour les pieux et semelles} \end{cases}$$

3.4.1.3 Contrainte aux états limites :

→ La contrainte ultime de compression s'exprime par :

$$f_{bu} = 0,85 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

→ La contrainte limite de service est :

$$\sigma_b = \begin{cases} 0,5x f_{c28} \text{ ouvrage fini en service} \\ 0,6x f_{c28} \text{ en construction ou en situation accidentelle} \end{cases}$$

3.4.1.4 Le coefficient de poisson :

Le coefficient de poisson ν représente la variation relative de dimension transversale d'une pièce soumise à une variation relative de dimension longitudinale. Le coefficient ν du béton pour un chargement instantané est de l'ordre de 0,3 mais il diminue avec le temps pour se rapprocher de la valeur 0,2. Quant au cas d'un béton fissuré, ν devient nul. On prend pour les calculs de béton les valeurs :

$$\nu = \begin{cases} 0,2 \text{ Zone non fissuré} \\ 0 \text{ zone fissuré} \end{cases}$$

3.4.1.5 Déformation transversale du béton :

La valeur module de déformation transversale est :

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)}$$

3.4.2 L'acier :

L'acier utilisé dans la structure hybride (acier-béton) a deux types différents de structures passives.

3.4.2.1 Les aciers de constructions :

Pour les aciers de construction on trouvera les valeurs nominales de la limite d'élasticité f_y et de la résistance à la traction f_u de ces différents aciers dans l'Euro code 3 version [EN 1993- 1- 1] ; des valeurs différentes doivent être adoptées selon que l'épaisseur t de l'élément ne dépasse pas ou dépasse 40mm (ce critère, quelque peu schématique, a cependant l'avantage de la simplification pour les calculs). A titre indicatif, le Tableau 3.6, extrait de l'Euro code 3, donne quelques valeurs usuelles de f_y et f_u pour certaine section.

Tableau 3. 6 : Valeurs nominales de f_y et f_u pour des aciers de construction courant.

Norme et nuance d'acier	Epaisseur t de l'élément			
	$40\text{mm} \leq t$		$40\text{mm} < t \leq 80\text{mm}$	
	f_y (N/mm ²)	f_u (N/mm ²)	f_y (N/mm ²)	f_u (N/mm ²)
En 10025-2				
S235	235	360	215	360
S275	275	430	255	410
S355	355	510	335	470
En 10025-3				
S355N/Nl	355	490	355	470
S420N/Nl	420	520	390	520
S460N/Nl	460	540	430	540

3.4.2.2 Les aciers passifs :

L'acier utilisé pour le béton est une adhérence élevée de la classe FeE400, avec une limite d'élasticité $f_e = 400$ Mpa, Le module élastique est de $E_S = 210000$ N/mm². La variation de la contrainte en fonction des déformés est présenté à la Figure. 3.18.

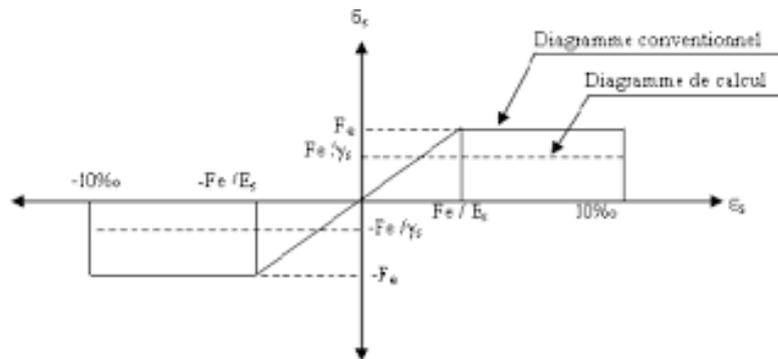


Figure 3. 18 : Diagramme contrainte-déformation du béton.

3.4.2.3 Aciers des poutres métalliques :

Dans la construction, l'acier est défini par la limite élastique représentant la contrainte élastique et la qualité par le facteur de qualité représentant la soudabilité.

Ils sont classés en trois types :

- Aciers normaux : $\sigma \leq 300\text{MPa}$.
- Aciers à haute limite élastique : $300\text{MPa} \leq \sigma_e \leq 400\text{MPa}$.
- Aciers à très haute limite élastique : $\sigma_e \geq 400\text{MPa}$.

L'acier utilisé pour les poutres PRS est le S355, la limite élastique est donc :

$\sigma = 355 \text{ N/mm}^2$. Les caractéristiques des poutres métalliques sont résumées par le tableau 3.7.

Tableau 3. 7 : Les Caractéristiques de L'acier.

Module d'élasticité Longitudinale	$E=210000\text{N/mm}^2$
Module de cisaillement	$G=E/[2(1+\nu)]$
Coefficient de poisson	$\nu=0.3$
Coefficient de dilatation	$\alpha=12 \times 10^{-6} \text{ par}^\circ\text{C}$
Masse volumique	$\rho =7850\text{kg/m}^3$

3.5 Charges permanentes:

On peut classer les charges d'un pont en trois catégories :

- Les charges permanentes :

Les charges permanentes sont celles qui sont toujours présentes sur l'ouvrage. Elles comprennent le poids propre de la structure porteuse, les éléments non porteurs (trottoirs, garde-corps, revêtement, la chape d'étanchéité, glissière de sécurité ...), les éléments porteurs qui concernent le tablier seul tels que les poutres, et les installations fixes.

- Les charges dues au trafic :

Pour les ouvrages d'art non courant étudiés, les effets de la circulation du tram-train à considérer sont : les charges verticales, les actions dynamiques, la force d'accélération et de freinage, l'effort de lacet et les forces centrifuges. De plus, les charges de superstructures doivent également être prises en compte. En fait, ceux-ci répondent aux exigences particulières liées à la circulation des trams-trains.

- Les charges hors trafic :

Les charges variables comme : l'effet de la température, du vent, de l'eau ...etc.

Les charges accidentelles comme : le séisme.

Détermination des charges permanentes :

- G1 : poids propre :

Le poids propre de la charpente métallique est évalué comme une charge de 3,90 KN/m² uniformément répartie sur la largeur du tablier de 12,90 m. Le poids de la dalle en béton est évalué sur une épaisseur moyenne de 0,40 m.

Tableau 3. 8 : Poids propre G1

Charpente métallique	$3,90 \text{ KN/m}^2 \times 12,90 \text{ m} =$	50,31 KN/m
Dalle en béton	$0,4\text{m} \times 12,90\text{m} \times 25 \text{ KN/m}^3$ =	129,00 KN/m
	G1 =	171,31 KN/m

En plus du poids propre du pont G1 on a le poids G2 des charges de la superstructure.

- G2 : Charges des superstructures : Elles sont données par le tableau 3.8.

Tableau 3. 9 : Poids propre G2

		g ₂
Bordures	$1,88 \text{ KN/m} \times 2 =$	3,75 KN/m
Trottoirs	$2,88 \text{ KN/m} \times 2 =$	5,76 KN/m
Rails UIC60	$1,20 \text{ KN/m} \times 2 =$	2,40 KN/m
Traverse avec Attaches	$4,80 \text{ KN/m} \times 2 =$	9,60 KN/m
	g _{2min}	g _{2max}
Ballast	80,29 KN/m	149,10 KN/m
Chape d'étanchéité	12,40 KN/m	21,71 KN/m
G2min = 3,75 + 5,76 + 2,40 + 9,60 + 80,29 + 12,40 =		114,20 KN/m
G2max = 3,75 + 5,76 + 2,40 + 9,60 + 149,10 + 21,71 =		192,31 KN/m

3.6 Charges d'exploitation :

Dans le cas des lignes à deux voies, en supposant que deux trains typiques chargent deux voies en même temps, des actions de trafic ferroviaire seront appliquées.

Ces actions sont définies par le modèle de charge. Deux modèles de chargements ferroviaires sont fournis : l'un représente le trafic normal sur la grande ligne (modèle de charge 71) et l'autre représente des charges anormalement lourdes (modèle de charge SW).

- Modèle de charge LM71 :

Le modèle de charge 71 représente l'impact statique dû à un trafic ferroviaire standard. Il ne décrit pas les charges réelles. Il a été choisi de manière à ce que son effet (en considérant respectivement les majorations dynamiques) représente l'effet du trafic réel. La disposition et les valeurs caractéristiques des charges verticales doivent être les suivantes (fig 3.19). La charge uniformément répartie doit être appliquée selon les lignes d'influence.

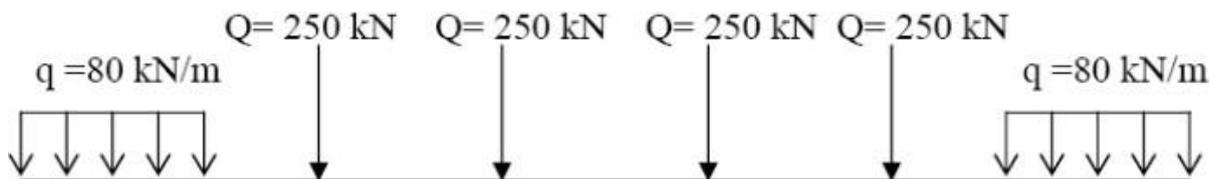


Figure 3. 19 : Modèle de charge 71.

- Modèle de charge SW/0 :

Le modèle de charge SW/0 représente l'effet statique des charges verticales sur les poutres continues causées par le trafic ferroviaire standard. La charge est caractérisée par deux systèmes de charge uniformément répartis, la distance entre eux est de 5,3 m, la longueur de chaque système de charge est de 15,3 m et la valeur est de 133 kN/m (fig 3.20).

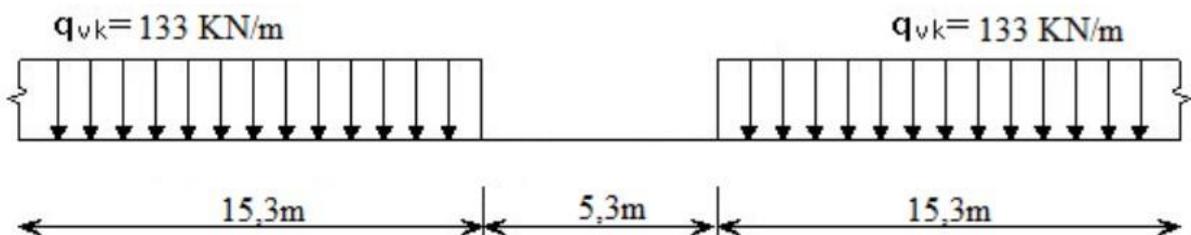


Figure 3. 20 : Modèle de charge SW/0.

- Modèle de charge SW/2 :

Le modèle de charge SW / 2 représente l'effet statique de la charge verticale due au ferroviaire lourd. La charge est caractérisée par deux systèmes de charge uniformes avec une distance de 7,0 m, chaque système a une longueur de 25 m et une intensité de 150kN/m.

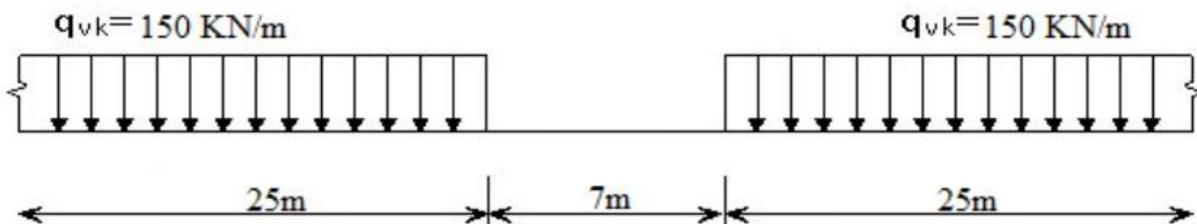


Figure 3. 21 : Modèle de charge SW/2.

- Modèle de charge « train à vide » :

Il consiste en une charge verticale linéaire uniforme qui a une valeur caractéristique de 10 KN/m. Qu'il soit fixé sur une voie existante ou non, le nombre maximum de chaque structure doit être calculé sur autant de voies que possible géométriquement et sur la structure, quelle que soit la situation fixe de la voie existante. Toutes les contraintes doivent être déterminées en plaçant les charges et les forces dans les positions les plus défavorables. Les actions qui ont un effet favorable doivent être ignorées.

3.7 Les combinaisons d'actions :

$$A \text{ l'ELU} : \quad 1,35G + 1,5Q + 1,60LM71$$

$$A \text{ l'ELS} : \quad G + Q + 1,1LM71$$

3.8 Conclusion :

Une présentation générale des différentes composantes de l'ouvrage étudié est faite dans ce chapitre. Les caractéristiques de matériaux sont également exposées. De plus les charges et leurs combinaisons essentielles sont évaluées. Ceci pour déterminer les situations les plus rigoureuses. Ces données vont être utilisées dans le chapitre suivant pour la modélisation du pont.

CHAPITRE 04 :

ETUDE PARAMÉTRIQUE STATIQUE & DYNAMIQUE

Chapitre 4 : Etude paramétrique statique & dynamique

4.1. Introduction :

Le présent chapitre est consacré à l'étude statique et dynamique du pont présenté au chapitre précédent. Nous commençons par la modélisation de cet ouvrage en utilisant le logiciel en éléments finis SAP2000, suivi d'une analyse modale où nous allons déterminer les modes et périodes propres de vibration. Par la suite nous effectuons une analyse dynamique du pont selon le RPOA, la méthode modale spectrale est choisie pour cette étude. Finalement les sollicitations sous les différentes combinaisons vont être déterminées.

Dans ce chapitre nous étudions également l'effet de la prise en compte du déplacement différentiel sur la réponse dynamique. Ces déplacements sont calculés selon la méthode simplifiée du RPOA en variant quelques paramètres sismiques. La méthode simplifiée de l'Eurocode est également utilisée à titre comparatif.

4.2. Modélisation du pont ferroviaire :

Le pont choisi dans cette étude est modélisé en éléments finis en trois dimensions. Ce en utilisant le logiciel Sap2000. Les différents éléments du viaduc sont modélisés comme suit :

- Les piles, les poutres et les entretoises sont modélisées par des éléments de type « Frame ».
- Le tablier est modélisé par des éléments de type « Shell ».
- Les appareils d'appui sont modélisés par des éléments de type « Link ».

Le pont est considéré encasté à sa base. Le modèle établi est représenté par la Figure 4.1.

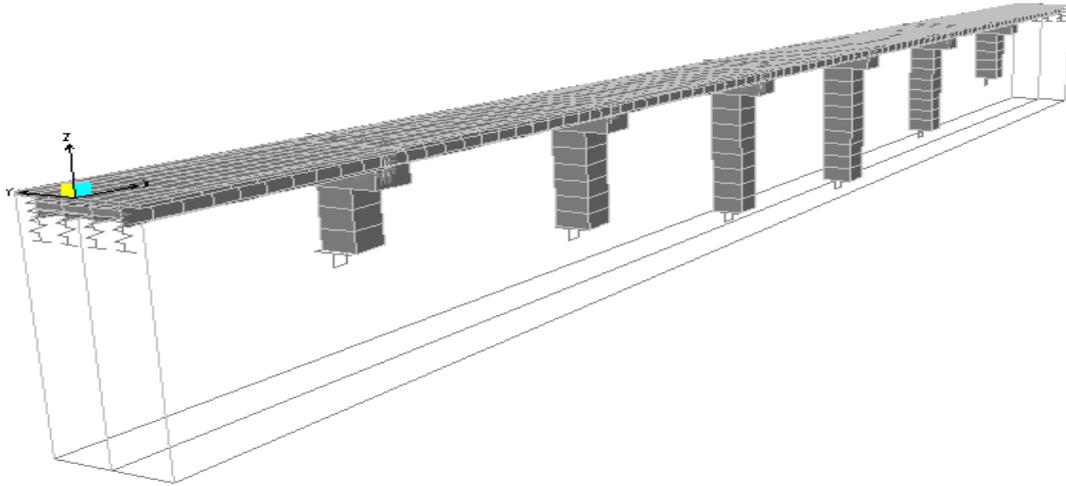


Figure 4. 1 : Modèle 3D en éléments finis du pont ferroviaire.

4.3. Appareils d'appuis :

Les types d'appareils d'appuis relatifs au pont sont les suivants :

- Appareil d'appui sphérique fixe (ESF).
- Appareil d'appui sphérique unidirectionnel longitudinal (ESL).
- Appareil d'appui sphérique multidirectionnel (ESM).

Leurs emplacements sont détaillés dans la figure 4.2, en utilisant les symboles du tableau 4.1.

Tableau 4. 1 : Les types et symboles d'appareils d'appuis.

Symbole	Appui	Type
○	ESF	Appareil d'appui sphérique fixe
⊖	ESL	Appareil d'appui sphérique Unidirectionnel Longitudinal
⊗	ESM	Appareil d'appui sphérique Multidirectionnel

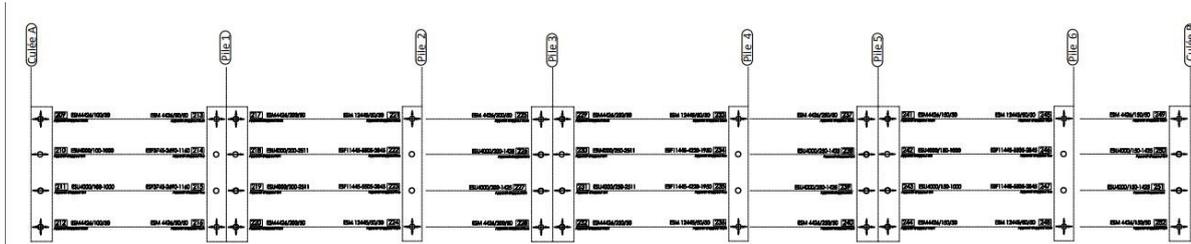


Figure 4. 2 : Emplacements des appareils d'appuis.

4.4. Action sismique :

L'action sismique est représentée dans notre cas par le spectre de réponse fourni par le RPOA. Dans cette étude, deux composantes horizontales et la composante verticale doivent être considérées.

4.4.1. Composantes horizontales :

Les deux composantes horizontales du spectre de réponse sont définies comme suit :

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

Avec :

g : Accélération de la pesanteur (=9.81m/s).

S : Coefficient de site donné par Tableau (4.1).

A : Coefficient d'accélération de zone. A=0.15 (D'après le chapitre 3)

η : Facteur de correction de l'amortissement (η= 7 (2 +ξ)).

ξ : Taux d'amortissement=5%.

T1, T2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site données par le Tableau (4.2).

D'après le rapport géotechnique de la présente étude le sol de fondation du pont est classé en catégorie S2, site ferme.

A partir de ces données nous obtenons le spectre donné par la figure 4.3.

Tableau 4. 2 : Valeurs de T1, T2 et S pour la composante horizontale.

SITE	S1	S2	S3	S4
T1	0,15	0,15	0,20	0,20
T2	0,30	0,40	0,50	0,70
S	1	1,1	1,2	1,3

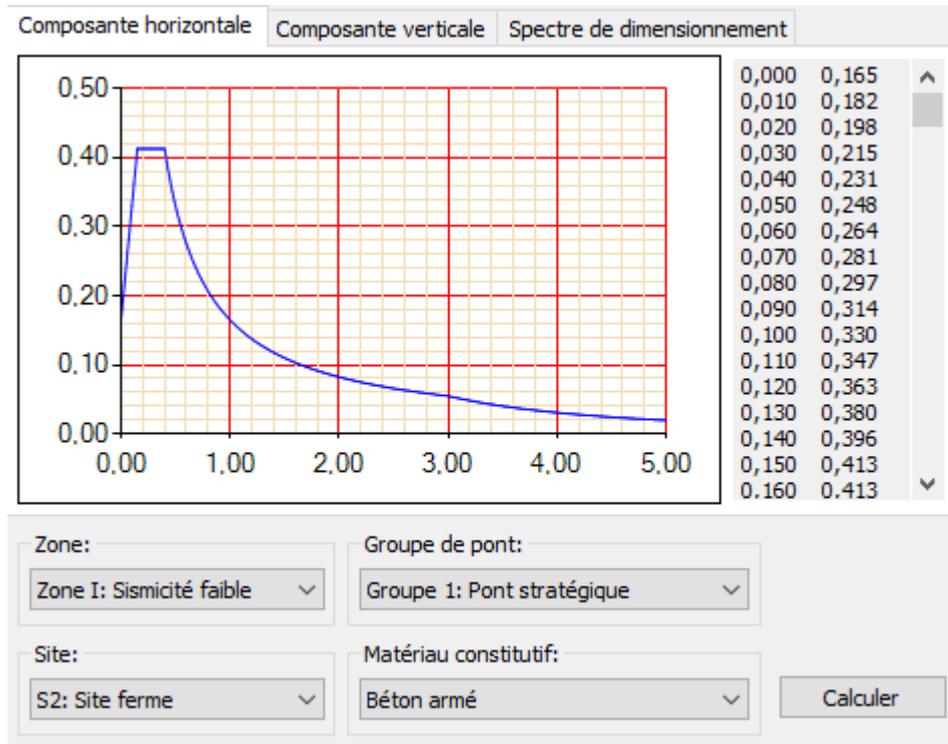


Figure 4. 3 : Composante horizontale du spectre de réponse élastique.

4.4.2. Composante verticale :

La composante verticale du spectre de réponse est définie par:

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

Avec :

g : Accélération de la pesanteur (=9.81m/s) ;

A : Coefficient d'accélération de la zone ;

α : Coefficient qui tient en compte l'importance de la composante verticale en zone de forte sismicité : $\alpha = 0.7$ pour les zones sismiques I, IIa et IIb et 1 pour la zone sismique III.

T1, T2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site données par le tableau (4.3).

Tableau 4. 3: Valeurs de T1, T2 et S pour la composante horizontale.

SITE	S1	S2	S3	S4
T1	0,15	0,15	0,20	0,20
T2	0,30	0,40	0,40	0,40
S	1	1	1	1

La composante verticale du spectre de réponse de cette étude est donnée par la figure 4.4.

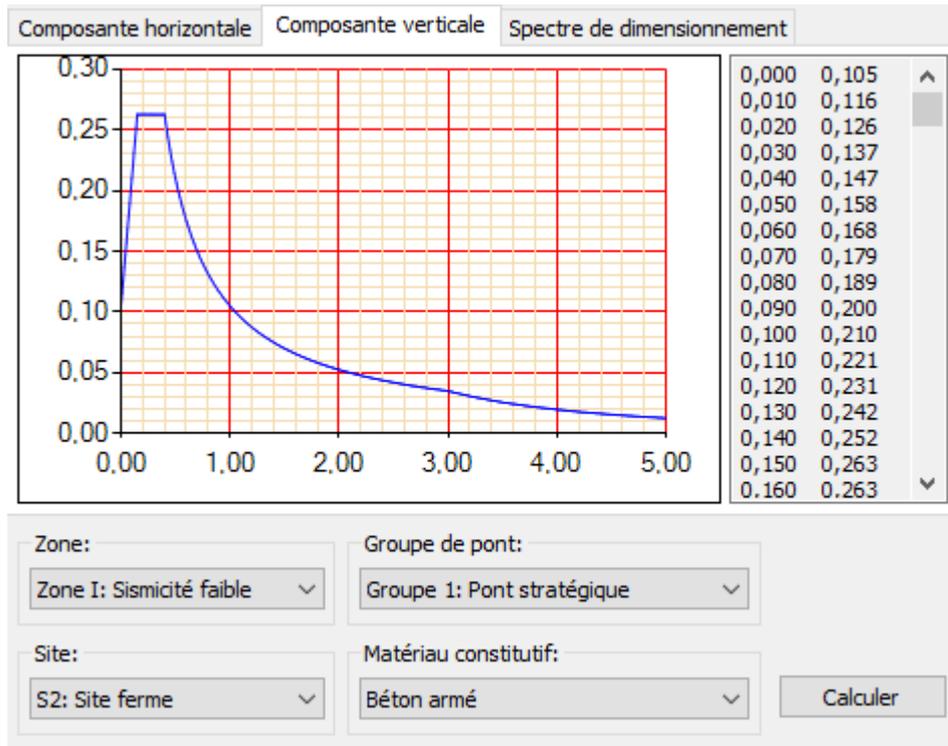


Figure 4. 4 : Spectre de réponse élastique composante verticale.

4.5. Les combinaisons de composantes de l'action sismique :

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

$$\text{SISM1} = E_x \pm 0.3 E_y \pm 0.3 E_z$$

$$\text{SISM2} = E_y \pm 0.3 E_x \pm 0.3 E_z$$

$$\text{SISM3} = E_z \pm 0.3 E_x \pm 0.3 E_y$$

4.6. Analyse Modale :

L'analyse modale peut identifier les paramètres structurels dynamiques ou les paramètres modaux de la structure, tels que la fréquence de résonance et la déformation modale.

L'analyse modale du pont étudié a été réalisée et 250 modes ont été considérés. Les quatre premiers modes de vibration sont illustrés par les figures 4-5 à 4-8.

- Mode 01 : $T = 1,4163s$

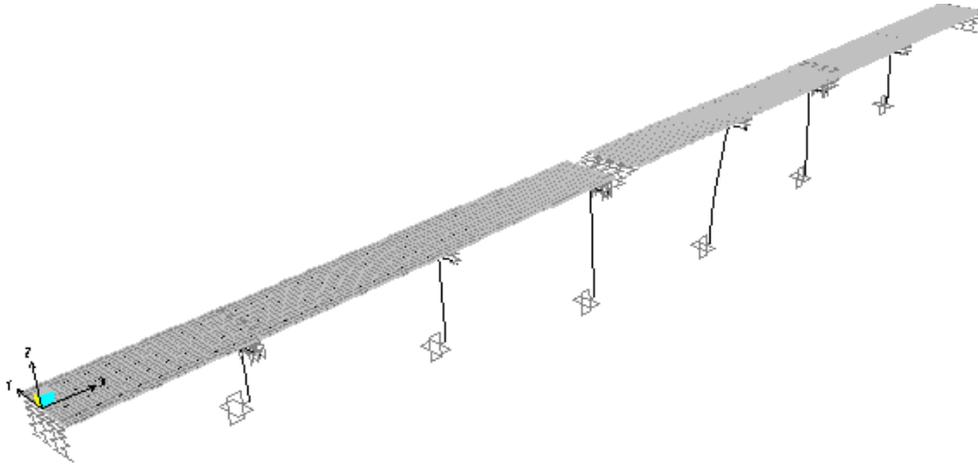


Figure 4. 5 : Mode 01 translation longitudinale suivant l'axe X pour la pile 04.

- Mode 02 : $T = 1,0503 s$

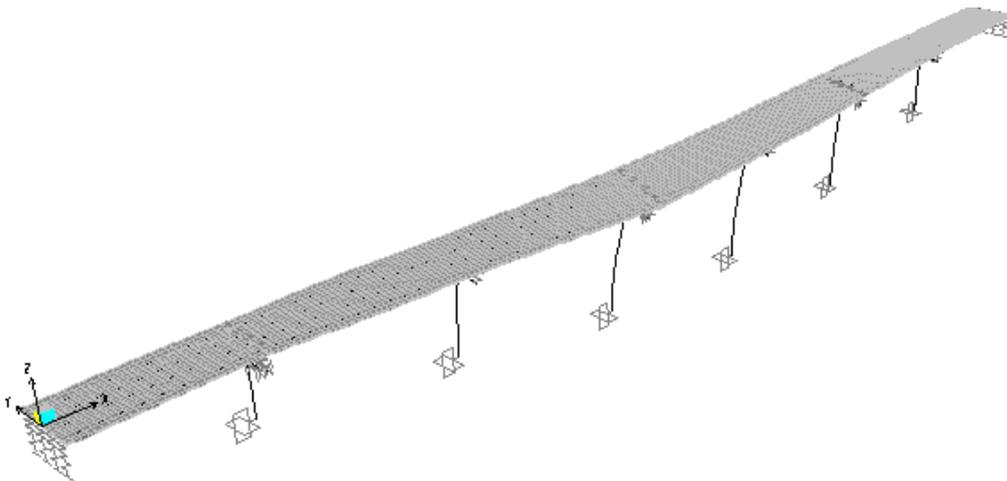


Figure 4. 6 : Mode 02 translation transversal suivant l'axe Y des deux travées du tablier de 40+40m.

- Mode 03 : $T = 0,8837$ s

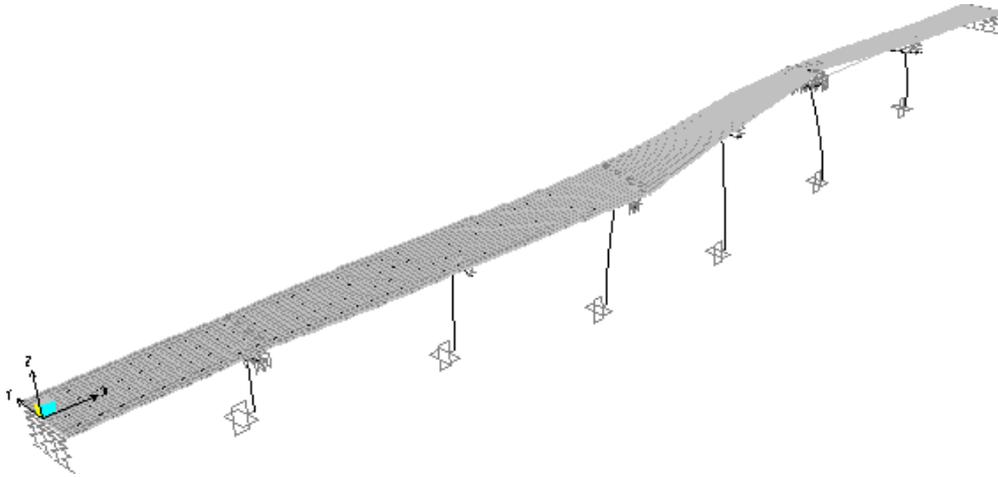


Figure 4. 7 : Mode 03 translation transversal suivant l'axe Y.

- Mode 04 : $T = 0,7612$ s

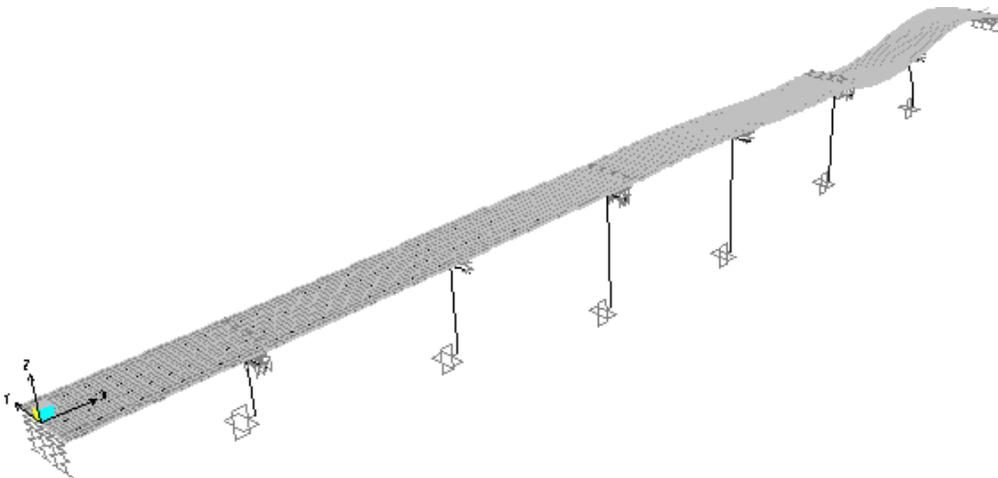


Figure 4. 8 : Mode 04 translation longitudinale suivant l'axe X pour la pile 06.

Le tableau 4.4 donne les valeurs des périodes propres ainsi que le rapport des cumuls des masses modales par rapport à la masse totale du pont suivant les trois directions. On note que 24 modes sont suffisants pour effectuer une analyse modale spectrale dans le sens X, par ailleurs dans le sens Y on a besoin de 49 modes. Concernant le sens vertical la somme des masses modales atteint les 90% de la masse totale du pont en considérant 207 modes.

Les figures 4.9 et 4.10 donnent un extrait des résultats de la note de calcul fait par le bureau d'étude CONDOTTE. Les résultats de ces figures nous ont permis de vérifier et valider le modèle du pont.

Tableau 4. 4: Modes propres et rapport des cumuls des masses modales correspondant aux trois directions.

Numéro du Mode	Période (s)	Rapport des Masses modales en UX	Rapport des Masses modales en UY	Rapport des Masses modales en UZ
1	1,416325	0,2667	3,122E-12	5,21E-11
2	1,050367	0,26672	0,53535	3,868E-09
3	0,883705	0,26675	0,57102	6,406E-09
4	0,761223	0,5015	0,57102	0,000004541
5	0,65748	0,50481	0,57104	0,000007821
6	0,648429	0,79435	0,57141	0,00148
7	0,636036	0,8335	0,5716	0,00192
8	0,616527	0,86072	0,57166	0,00231
24	0,297871	0,90535	0,85831	0,61706
49	0,124613	0,93256	0,90349	0,62742
207	0,035093	0,96768	0,96828	0,90239

Mode	Période s	Fréquence Hz
2	1.1068	0.90
13	0.3403	2.94
4	0.8987	1.11
6	0.5554	1.80
1	1.4190	0.70
8	0.4796	2.09
5	0.6953	1.44

CHIEF DE FILE pag. 52

 **società italiana
per condotte d'acqua S.p.A.**
fondata il 7 aprile 1930

 **RIZZANI
DE ECCHER**

Ac
Ac

Figure 4. 9 : Périodes propres d’après l’analyse du bureau CONDOTTE.

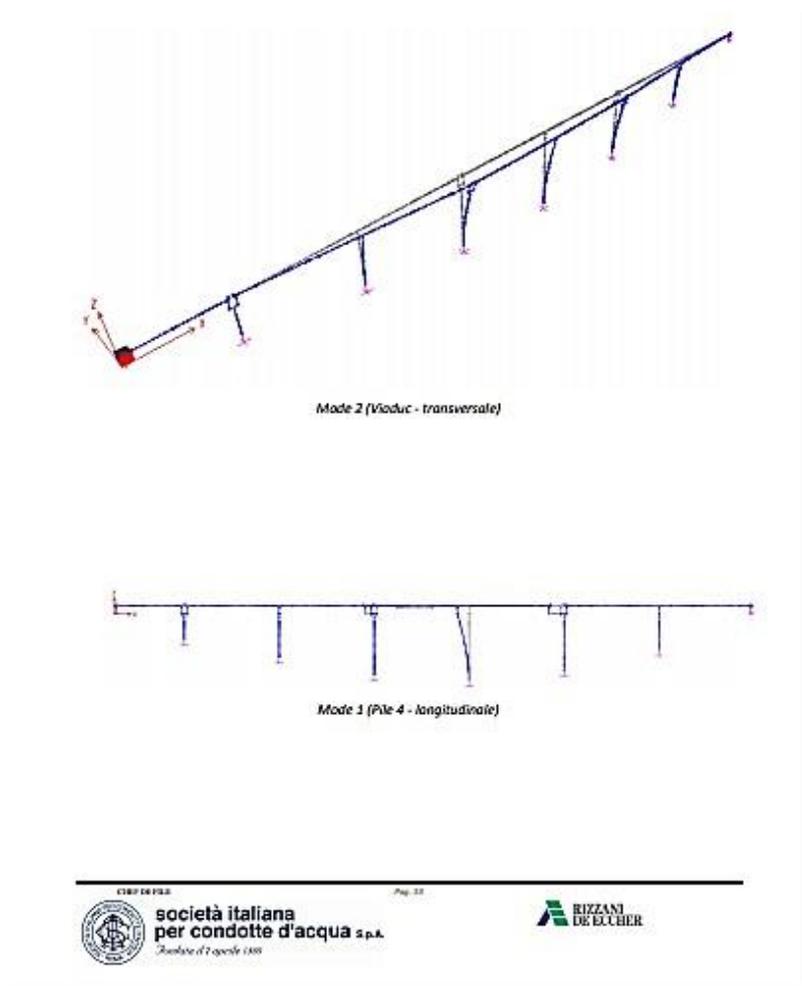


Figure 4. 10 : Les modes 1 et 2 suivants le bureau CONDOTTE.

4.7. Résultats obtenus au niveau des piles :

Les résultats en termes d'efforts internes de chaque pile seront donnés pour les deux combinaisons suivantes :

- Fondamentales.
- Accidentelles.

On note que les piles sont numérotées du côté gauche de pont vers le côté droit.

4.7.1. Combinaisons Fondamentales :

Dans le tableau 4.5, nous présentons les valeurs maximales des moments fléchissant, moment de torsion, d'effort tranchant et d'effort normal à L'ELU. Par ailleurs le tableau 4.6 présente les valeurs des efforts internes à L'ELS obtenus au niveau des piles.

On observe à partir de ces tableaux que les piles 4 et 6 sont les plus sollicitées, ceci est dû à leurs hauteurs importantes par rapport aux autres piles. Les valeurs des moments dans le sens transversal sont plus importantes par rapport à ceux obtenus dans le sens longitudinal dans les piles 1, 2, 4 et 6. Pour les autres piles c'est le contraire.

Tableau 4. 5: Efforts internes obtenus à l'ELU au niveau des piles.

Numéro De pile	E.L.U (1,35G+1,5Q+1,35DEAD+1,6LM-71)				
	P (KN)	V _t (KN)	T (KN)	ML(KN.m)	MT(KN.m)
01	65956,88	519,14	7594,68	78962,58	16697,08
02	103361,44	793,91	3558,49	109977,64	18519,41
03	75138,49	551,36	3296,76	21172,79	15689,13
04	112081,25	658,19	4559,75	0	17972,13
05	74069,77	549,12	3046,83	23111,41	15030,84
06	102702,70	708,70	3628,91	0	17165,52

Tableau 4. 6: Combinaison d'action a l'ELS au niveau des piles.

Numéro De pile	E.L.S (G+Q+DEAD+1,1LM-71)				
	P (KN)	V _t (KN)	T (KN)	ML(KN.m)	MT(KN.m)
01	51647,37	367,51	5574,17	59236,86	11590,01
02	81155,90	552,18	2441,38	82390,69	12860,03
03	89783,13	380,61	2269,15	14519,77	10833,43
04	89783,13	453,09	3138,75	0	12359,46
05	59608,94	380,73	2095,22	15965,19	10329,19
06	80287,28	487,20	2495,22	0	11802,95

4.7.2. Combinaisons Accidentelles :

Les efforts internes maximums issus sous les combinaisons d'action sismique (SISM1, SISM2, SISM3) sont donnés par les tableaux 4.7 à 4.9. Ceci pour toutes les piles du pont. Et les efforts obtenus sous les combinaisons accidentelles sont donnés par les tableaux 4.10 à 4.12.

On remarque à partir des résultats obtenus que les moments enregistrés au niveau des piles dans le cas de l'ELU accidentelle sont plus élevées par rapport à ceux obtenus dans le cas de la combinaison d'action générale.

Nous observons que les plus grandes valeurs des moments fléchissant sont au niveau de la pile 4 et la pile 6 et elles commencent à diminuer en allant vers les piles proches des culées.

Tableau 4. 7: Combinaison d'action SISM1 au niveau des piles.

Numéro De pile	SISM1 (Ex+0,3EY+0,3EZ)				
	P (KN)	V _t (KN)	T (KN)	ML(KN.m)	MT(KN.m)
01	4482,87	4094,95	2546,38	253317,79	56917,29
02	4433,14	3807,42	7351,97	247859,49	79908,36
03	3057,04	3021,47	3687,27	77728,07	82632,07
04	4217,08	3170,41	4636,77	367100,51	93251,45
05	4182,85	2237,24	3430,25	66603,40	57588,88
06	4262,67	2738,07	4565,42	353123,45	48860,19

Tableau 4. 8: Combinaison d'action SISM2 au niveau des piles.

Numéro De pile	SISM2 (0,3EX+EY+0,3EZ)				
	P (KN)	V _t (KN)	T (KN)	ML(KN.m)	MT(KN.m)
01	2814,96	11078,19	15369,57	92691,58	154864,3
02	3928,25	10592,88	22545,93	87502,63	224701,46
03	2575,44	9333,94	10268,69	25374,6	259264,6
04	3592,72	9947,04	13555,80	110228,16	294582,9
05	2786,52	6856,85	10321,64	20519,03	177823,5
06	3478,32	8197,24	14082,31	106359,35	145906,06

Tableau 4. 9: Combinaison d'action SISM3 au niveau des piles.

Numéro De pile	SISM3 (0,3EX+0,3EY+Ez)				
	P (KN)	V _t (KN)	T (KN)	ML(KN.m)	MT(KN.m)
01	6393,52	3663,38	11769,87	102761,18	50757,19
02	11228,79	3396,07	6992,23	88614,63	71521,20
03	7424,83	2896,50	3339,69	30013,96	79760,19
04	11114,59	3060,98	4269,59	110322,9	90239,34
05	7760,89	2131,71	3224,99	21792,39	55038,03
06	10759,1	2583,74	4395,21	107428,18	45970,81

Tableau 4. 10: Combinaison a l'ELU accidentelles (X) au niveau des piles.

Numéro De pile	ELU (G+SISM1+DEAD+0,3LM-71)				
	P (KN)	V _t (KN)	T (KN)	ML(KN.m)	MT(KN.m)
01	49738,95	4265,27	29316,55	302096,17	60810,90
02	76277,81	4000,10	8079,90	315182,75	84261,89
03	57025,10	3135,59	4323,46	82046,46	85901,31
04	84625,88	3297,86	5518,72	367100,51	96341,16
05	57086,96	2342,16	4005,17	71396,21	60461,17
06	75155,80	2871,65	5248,20	353123,45	52044,72

Tableau 4. 11: Combinaison a l'ELU accidentelles (Y) au niveau des piles.

Numéro De pile	ELU (G+SISM2+DEAD+0,3LM-71)				
	P (KN)	V _t (KN)	T (KN)	ML(KN.m)	MT(KN.m)
01	52447,18	11417,66	20615,50	149048,88	165456,86
02	81965,46	11098,08	24862,94	165840,13	236457,25
03	61191,45	9680,75	12332,87	39105,36	268195,53
04	90243,00	10359,24	16411,20	110228,16	304571,06
05	60346,68	7203,06	12226,66	35066,03	187300,66
06	80617,78	8640,32	16350,87	106359,35	156479,47

4.8. Etude dynamique de pont en tenant en compte le déplacement différentiel :

Comme nous l'avons vu au chapitre 2, le RPOA exige sous certaines conditions de tenir en compte la SVGM dans le calcul de la réponse dynamique des ponts. Ceci en imposant aux appuis du pont un mouvement combiné de l'action sismique uniforme et d'un déplacement différentiel entre les points liés au sol. Dans cette section la sensibilité du comportement dynamique du pont à ce phénomène est étudiée. Nous allons également comparés les résultats de cette analyse avec ceux obtenus en utilisant les dispositions correspondantes de l'Eurocode 8 partie 2

Selon les règlements RPOA et Eurocode8, l'effet de la SVGM doit être considéré lorsqu'une des conditions suivantes est vérifiée.

- Le pont franchit une faille active,
- Les appuis sont fondés sur des sols très différents,
- La longueur du pont est très importante.

Dans ce cas la longueur du pont ne dépasse pas la longueur limite suivant les deux règlements. On suppose que le déplacement différentiel doit être considéré à cause de la variété du site. Dans ce cas le site le plus défavorable des sites correspondants aux différents appuis doit être considéré. On analyse dans cette étude le cas des deux sites : site 2 et site 4. Ainsi pour voir l'effet de la puissance du séisme on considère pour le site 2 deux zones sismiques zone I et zone IIb.

Selon le RPOA, il est indiqué que si on a une discontinuité topographique accusée (vallée). En l'absence d'une démarche appropriée définie, il est proposé de majorer la valeur du déplacement différentiel de 50%.

4.8.1. Calcul des déplacements différentiels :

4.8.1.1. Selon le RPOA :

Cas N°01 : Site 2, Zone sismique 1

Dans cette partie on a calculé les déplacements différentiels par rapport au site 2 et zone sismique I ($A=0.15g$). Le tableau 4.12 donne les valeurs des déplacements différentiels dans ce cas.

Tableau 4. 12: Déplacements différentiels verticaux et horizontaux (Cas1).

Distance d_{jk} (m)	Déplacement vertical (cm)	Déplacement horizontal (cm)
270	4,37	5,56
230	3,72	4,73
190	3,07	3,91
150	2,42	3,09
110	1,78	2,26
70	1,133	1,44
30	0 ,49	0,62
0	0	0

Cas N°02 : Site 4, Zone sismique 1

Dans cette partie nous supposons que les conditions du site sont relatives au site 4. On garde la même Zone sismique I. Les résultats des déplacements différentiels sont résumés dans le tableau 4.13.

Tableau 4. 13: Déplacements différentiels verticaux et horizontaux (cas 2).

Distance d_{jk} (m)	Déplacement vertical (cm)	Déplacement horizontal (cm)
270	15,09	16,69
230	12,86	14,22
190	10,62	11,74
150	8,39	9,27

110	6,15	6,80
70	3,91	4,33
30	1,68	1,85
0	0	0

Cas N°03 : Site 2, Zone sismique 2b

Dans ce cas nous changeons la zone sismique en zone IIb et on considère le site 2. Les résultats sont donnés par le tableau 4.14.

Tableau 4. 14: Déplacements différentiels verticaux et horizontaux (cas 3).

Distance d_{jk} (m)	Déplacement vertical (cm)	Déplacement horizontal (cm)
270	8,74	11,12
230	7,44	9,46
190	6,14	7,82
150	4,84	6,18
110	3,56	4,52
70	2,27	2,88
30	0,97	0,36
0	0	0

4.8.1.2. Selon l'Eurocode 8 :

Les calculs dans ce cas sont faits en considérant Site 2 et Zone sismique I. Le règlement Eurocode 8 considère deux types de série A et B pour calculer les déplacements différentiels :

Le déplacement sismique maximum du sol est donné par cette relation :

$$d_g = 0,025 \cdot A \cdot S \cdot T_C \cdot T_D$$

Le type de sol qui représente le Site 2 est site B selon l'Eurocode, les différents paramètres sont donc les suivants :

$$S = 1,2$$

$$T_C = 0,5$$

$$T_D = 2$$

Les déplacements différentiels obtenus dans le cas de la série A sont donnés par le tableau 4.15 et dans le cas de la série B sont donnés par le tableau 4.16.

Tableau 4. 15: Déplacements différentiels de la série A.

Distance d _{jk} (m)	Déplacement vertical (cm)	Déplacement horizontal (cm)
270	1,8	3,37
230	1,53	2,87
190	1,26	2,37
150	1	1,87
110	0,73	1,37
70	0,47	0,87
30	0,2	0,37
0	0	0

Tableau 4. 16: Déplacements différentiels de la série B.

	Distance $L_{av,i}$ (m)	Déplacement vertical (cm)	Déplacement horizontal (cm)
Culée A	30	0,0561	0,0281
Pile 1	35	0,0175	0,0328
Pile 2, 3,4, 5, 6, Culée B	40	0,02	0,0374

4.8.1.3. Analyse des résultats sous déplacements différentiel :

Des analyses dynamiques ont été effectuées en appliquant aux appuis du pont le mouvement sismique représenté par le spectre de réponse et les déplacements différentiels imposés statiquement. Ceci pour les différents cas d'input présentés précédemment.

Dans le cas du RPOA les résultats sont représentés en termes de moments fléchissant maximums obtenus au niveau des piles dans le sens transversal et longitudinal sous les combinaisons suivantes :

$$EX + D_x$$

$$EY + D_y$$

$$EZ + D_z$$

Avec :

EX, EY et EZ représentent les actions sismiques uniformes appliquées respectivement suivant les directions X, Y et Z.

DX, DY et DZ sont les déplacements différentiels imposés respectivement selon X, Y et Z.

Les tableaux 4.17 à 4.22 donnent les valeurs des moments fléchissant pour les trois cas considérés.

Les résultats obtenus en utilisant l'Eurocode 8 sont donnés par les tableaux 4.23 et 4.24. Dans ce cas les combinaisons suivantes sont utilisées :

$$\sqrt{(EX^2 + DX^2)}$$

$$\sqrt{(EY^2 + DY^2)}$$

$$\sqrt{(EZ^2 + DZ^2)}$$

On note que les résultats sous déplacements différentiels sont égaux au maximum entre ceux des deux séries A et B.

Tableau 4. 17: Les moments fléchissant au niveau des piles en sens transversal (cas 1).

PILES	EX	EY	EZ	EX + Dx	EY + Dy	EZ + Dz
PILE 01	10987,51	150911,88	2187,38	11729,60	151500,51	2207,96
PILE 02	13405,42	220252,71	1423,77	14262,60	221934,20	1447,54
PILE 03	5102,02	257434,18	999,33	5420,64	261367,37	1008,17
PILE 04	5160,87	292777,37	857,87	5288,66	308132,58	861,41
PILE 05	4470,61	176234,36	826,54	4500,82	185654,45	827,38
PILE 06	5317,12	143954,08	1189,45	5330,10	153850,76	1189,81

Tableau 4. 18: Les moments fléchissant au niveau des piles en sens longitudinal (cas 1).

PILES	EX	EY	EZ	EX + Dx	EY + Dy	EZ + Dz
PILE 01	241676,17	12210,15	26595,28	266703,37	12817,08	28766,11
PILE 02	240519,77	11438,56	13027,13	286172,91	12545,68	14262,17
PILE 03	75383,85	593,18	7220,85	75558,43	588,95	9556,47
PILE 04	367022,63	62,13	197,45	367022,63	62,13	197,45
PILE 05	65974,11	139,29	1958,37	65977,19	139,36	6548,97
PILE 06	352610,91	90,78	1617,67	352610,92	90,78	1617,67

Tableau 4. 19: Les moments fléchissant au niveau des piles en sens transversal cas 2.

PILES	EX	EY	EZ	EX + Dx	EY + Dy	EZ + Dz
PILE 01	40067,32	242911,51	2186,06	42311,91	244802,32	2255,97
PILE 02	51110,36	425560,11	1422,80	53702,81	430843,68	1503,53
PILE 03	21498,03	531825,41	997,98	22461,68	543789,98	1027,99
PILE 04	20734,99	599859,58	857,35	21121,48	646518,63	869,38
PILE 05	18729,08	356535,25	825,82	18820,45	388625,85	828,67
PILE 06	20448,76	259947,21	1189,25	20488,00	285625,32	1190,47

Tableau 4. 20: Les moments fléchissant au niveau des piles en sens longitudinal cas 2.

PILES	EX	EY	EZ	EX + Dx	EY + Dy	EZ + Dz
PILE 01	941357,38	20926,68	26588,11	1016684,71	22755,83	34065,05
PILE 02	939149,84	21314,77	13024,94	990441,32	24651,39	17304,63
PILE 03	185620,04	850,57	7219,06	186145,46	863,33	15380,54
PILE 04	3152875,64	106,29	195,30	3152875,64	106,29	195,30
PILE 05	164214,80	221,69	1954,56	164225,53	221,91	17750,41
PILE 06	1619570,91	169,81	1615,42	1619570,91	169,82	1615,42

Tableau 4. 21: Les moments fléchissant au niveau des piles en sens transversal cas 3.

PILES	EX	EY	EZ	EX + Dx	EY + Dy	EZ + Dz
PILE 01	40067,32	499823,07	4370,46	42348,11	508088,8	4410,7
PILE 02	51110,36	1185492,75	2844,9	53744,62	1201848,02	2891,37
PILE 03	21498,03	1639575,07	1995,83	22477,22	1641888,7	2013,11
PILE 04	20734,99	1825819,58	1713,24	21127,72	1858779,6	1720,17
PILE 05	18729,08	1034013,97	1650,70	18821,93	1122567,77	1652,34
PILE 06	20448,76	684397,08	2378,46	20488,64	751464,81	2379,17

Tableau 4. 22: Les moments fléchissant au niveau des piles en sens longitudinal cas 3.

PILES	EX	EY	EZ	EX + Dx	EY + Dy	EZ + Dz
PILE 01	941357,38	43209,74	53173,86	1017899,67	45244,97	57532,64
PILE 02	939149,84	50238,85	26007,43	990441,32	53951,40	28470,52
PILE 03	185620,04	1778,89	14441,48	186153,94	1793,08	19100,56
PILE 04	3152875,65	219,97	395,71	3152875,65	219,97	395,71
PILE 05	164214,80	460,17	3932,77	164224,22	460,42	13114,19
PILE 06	1619570,91	348,04	3231,17	1619570,91	348,04	3231,17

Tableau 4. 23: Les moments fléchissant au niveau des piles en sens transversal cas

Eurocode.

PILES	EX	EY	EZ	EX + Dx	EY + Dy	EZ + Dz
PILE 01	15336,97	202466,51	2542,43	15343,65	202466,87	2542,45
PILE 02	18857,44	306318,63	1663,57	18864,68	306320,38	1663,60
PILE 03	7052,29	353893,28	1148,66	7054,96	353901,61	1148,66
PILE 04	7215,44	402170,40	988,85	7215,86	402280,46	988,85
PILE 05	6225,10	241403,30	949,63	6225,13	242911,59	949,64
PILE 06	7453,69	192356,04	1389,89	7453,70	199627,69	1389,9

Tableau 4. 24: Les moments fléchissant au niveau des piles en sens longitudinal cas

Eurocode.

PILES	EX	EY	EZ	EX + Dx	EY + Dy	EZ + Dz
PILE 01	342270,61	16781,68	31110,47	342607,38	16785,75	31123,67
PILE 02	340990,97	15983,14	15158,27	342114,46	15997,37	15166,84
PILE 03	82704,73	728,59	8548,74	82704,80	728,59	8602,91
PILE 04	504679,63	84,01	233,08	504679,63	84,01	233,08
PILE 05	72501,72	181,65	2344,31	72501,72	181,65	3000,84
PILE 06	483397,46	128,70	1884,93	483397,46	128,70	1884,93

A partir des résultats on peut tirer les remarques suivantes :

- Lorsque nous comparons les résultats des cas 1 et 2, nous remarquons que les valeurs des moments fléchissant du pont du cas 2 (site très meuble) sont plus élevées que celles du pont du cas 1 (site ferme). Les résultats du cas 3 (zone sismique 2B) sont aussi plus élevées que celles du cas 1.
- Pour le cas 1 (tableau 4.25), on remarque qu'en RPOA, les pourcentages d'augmentation des moments suivant Ex transversal atteint 7.18% dans la pile 1 puis diminue à 0% en allant vers la pile 6. Pour Ex longitudinal la différence est de 15.9% elle est donnée par la pile 2. Par contre, Les valeurs des moments suivant Ey transversal dans la pile 6 augmentent par 8,11%. Cette augmentation diminue jusqu'à 1% en allant vers la pile 1. Pour le Ey longitudinal la différence est de 9.73% pour la pile 2.
- Dans le tableau 4.26, on observe pour le cas 2 que l'augmentation de Ex atteint environ 7,4% en pile 1 et diminue jusqu'à atteindre 0% en pile 6. Pour le Ey longitudinal en pile 1, ça augmente de 8% et en pile 2 de 13.53% puis il y a une diminution jusqu'à 0% dans les piles 4, 5 et 6. Par contre, le pourcentage le plus élevé pour le Ey transversal est de 9% dans la pile 6 et commence à diminuer en allant vers la pile 1 jusqu'à 0,77%.
- Dans le cas 3 (tableau 4.27), on remarque presque les mêmes tendances de variations que le cas 2 avec des pourcentages moins importants généralement.
- En comparant entre les résultats obtenus par la méthode simplifiée de l'RPOA et la méthode simplifiée de l'Eurocode8, nous remarquons que l'Eurocode donne des valeurs d'efforts internes plus élevées. Ceci est dû à l'importance du spectre de l'Eurocode par rapport à celui de l'RPOA. Le coefficient de site de l'Eurocode est de 1.2 alors qu'il est égal à 1.1 en RPOA. Ainsi la limite des accélérations constantes de l'Eurocode est de 0.5s, elle est plus importante à celle du RPOA qui est de 0.4s.
- D'autre part, en Eurocode, les moments dans la pile 1 augmentent par seulement 1%. Cette augmentation diminue jusqu'à 0% à partir de la pile 4.
- En comparaison entre ces deux normes, cette différence d'augmentation est due à la grande différence entre les valeurs des déplacements calculés.

Tableau 4. 25: Pourcentage d'augmentation des moments entre E et E+D (%) (cas1).

Numéro de la pile	RPOA				Eurocode
	Ex Transversal	Ex Longitudinal	Ey Transversal	Ey Longitudinal	Ex, Ey et Ez
Pile 1	7,18	9,38	0,93	5,75	0,1
Pile 2	5,21	15,90	1,12	9,73	0,1
Pile 3	2,64	0,23	1,28	1	0,1
Pile 4	1,39	0	4,66	0	0
Pile 5	0,37	0	7,07	0	0
Pile 6	0	0	8,11	0	0

Tableau 4. 26: Pourcentage d'augmentation des moments entre E et E+D (%) (cas2).

Numéro de la pile	RPOA			
	Ex Transversal	Ex Longitudinal	Ey Transversal	Ey Longitudinal
Pile 1	5,30	7,40	0,77	8,04
Pile 2	4,82	5,17	1,22	13,53
Pile 3	4,29	0,28	2,20	1,48
Pile 4	1,83	0	7,21	0
Pile 5	0,49	0	8,25	0
Pile 6	0,2	0	8,99	0

Tableau 4. 27: Pourcentage d'augmentation des moments entre E et E+D (%) (cas3).

Numéro de la pile	RPOA			
	Ex Transversal	Ex Longitudinal	Ey Transversal	Ey Longitudinal
Pile 1	5,38	7,52	1,62	4,50
Pile 2	4,90	5,17	1,36	6,88
Pile 3	4,35	0,29	0,13	0,79
Pile 4	1,85	0	1,77	0
Pile 5	0,48	0	7,88	0
Pile 6	0,2	0	8,92	0

4.9. Conclusion :

Dans ce dernier chapitre, nous avons présenté le modèle du pont étudié en utilisant le logiciel SAP2000. Nous avons représenté les différents modes propres ainsi que les valeurs des efforts internes au niveau des piles des différentes combinaisons.

D'autre part, nous avons aussi présenté les valeurs des déplacements différentiels calculés en utilisant les méthodes simplifiées de l'RPOA et l'Eurocode8. Ainsi que les moments fléchissant tirés à partir du logiciel SAP2000 pour chacun des cas choisis.

Une comparaison des valeurs a été faite afin de voir l'impact de la prise en compte des déplacements différentiels dans le calcul dynamique du pont choisi. On a trouvé en utilisant le RPOA que les moments peuvent augmenter de 15,9% en pile 2 pour le cas1 qui représente les conditions réelles du pont (site2, zone1). Concernant l'Eurocode8 on remarque qu'il n'y a pas d'effet des déplacements différentiels sur la réponse totale. Ceci est dû à leurs faibles valeurs.

Par la suite on a changé le site en site 4, on a constaté que l'augmentation peut atteindre 13,53% en pile 2. On a également changé la zone sismique en zone 4, dans ce cas les moments ont augmenté de 8,92% en pile 6.

CONCLUSION GENERALE

Au cours des dernières décennies, les enregistrements de l'accélération des tremblements de terre ont confirmé une certaine variabilité spatiale des mouvements sismiques. L'origine de cette variabilité est constituée dans les effets d'incohérence, de propagation des ondes sismiques et des effets de sites. Plusieurs recherches ont montré qu'il faut prendre en compte l'effet de la SVGM dans le calcul de la réponse sismique des structures étendues, telles que les ponts, les tunnels et les barrages. Des modèles décrivant la SVGM ont été développés et des analyses structurelles ont été réalisées sur de nombreuses structures.

Toutes ces connaissances sont toujours loin de donner une vision claire de ce phénomène si complexe. Sa complexité a rendu très difficile l'établissement de normes réglementaires pratique pour le dimensionnement des ponts sous l'influence de la SVGM.

Sur la base de ces recherches, l'Eurocode8 et l'RPOA ont proposé des exigences réglementaires détaillées pour la conception sismique sous chargement différentiel. Les recommandations des méthodes simplifiées proposées par ces règlements ont été présentées dans le 2^{ème} chapitre. Ce sont des méthodes simples et peuvent être facilement utilisées par les praticiens.

Dans le chapitre 3, nous avons présenté les différentes composantes de l'ouvrage étudié. De plus, nous avons exposé les caractéristiques des matériaux et nous avons déterminé les charges et leurs combinaisons. Ces données ont été utilisées pour faire la modélisation du viaduc par le logiciel SAP2000.

Dans le chapitre 4, nous avons d'abord établi une analyse modale qui nous a permis de déterminer les périodes et les modes propres de vibration. Ensuite, une étude statique, puis dynamique selon le RPOA en utilisant la méthode modale spectrale. Les sollicitations sous les différentes combinaisons ont été déterminées. Finalement, nous avons introduit l'effet de la SVGM sur la réponse dynamique totale du pont en utilisant les méthodes simplifiées de l'RPOA et de l'Eurocode 8. Pour l'RPOA, nous avons fait une étude paramétrique en variant le site et la zone sismique. Il a été constaté que la prise en compte des déplacements différentiels a un impact sur les efforts internes obtenus au niveau des piles. Concernant l'Eurocode8, il a été observé que la réponse totale n'est pas influencée pour le seul cas considéré.

BIBLIOGRAPHIE

Adanur, S. (2016). Multiple-support seismic response of Bosphorus Suspension Bridge for various random vibration methods.

ANESRIF. Description générale (viaduc PK38+425).

ANESRIF. Note de calcul (viaduc PK38+425).

Alain Capra. (2015). Ouvrages d'art en zone sismique Guide d'application de l'Eurocode 8. Afnor Edition.

Anastasios SEXTOS, Andreas J. Kappos and Panayiotis MERGOS, Effect of Soil-Structure Interaction and Spatial Variability of Ground Motion on irregular Bridges: The case of The Krystallopigi Bridge.

Anastasios G. Sextos, Andreas J.Kappos (2008). Evaluation of seismic response of bridges under asynchronous excitation and comparisons with Eurocode 8-2 provisions.

Benmansour, N. (2013). Effet de la variabilité spatiale du mouvement sismique comportement dynamique des ponts. Thèse de doctorat en génie civil.

Benmansour, N., Derbal, R., Djafour, M., Ivorra, S., Matallah, M. (2021). "Impact of Local Site Conditions on Simulation of Non-stationary Spatial Variable Seismic Motions", Periodica Polytechnica Civil Engineering.

Benmansour, N. Djafour, M. Bekkouche, A. Zendagui, D. Benyacoub, A. (2012). Seismic response evaluation of bridges under differential ground motion: a comparison with the new Algerian provisions. European Journal of Environmental and Civil Engineering.

Boudghene Stambouli Younes et Bekkal Briki Larbi (2019), Etude dynamique d'un viaduc au PK38+425 de la nouvelle ligne ferroviaire à double voies électrifiées Oued Tlelat-Tlemcen.

Burdette, N., Elnashai, A., Lupoi, A., Sextos, A. G. (2006). The effect of asynchronous earthquake motion on complex bridges.

Burdette, N., & Elnashai, A. (2008). The effect of asynchronous earthquake motion on complex bridges. Part 2: Results and implications on Assessment.

Damir Lazarević, Marta Šavor Novak, Josip Atalić (2015). Influence of spatial variability of ground motion on seismic response of bridges.

Derbal, R. Benmansour, N., Djafour, M. (2017). Influence de l'Effet de Site sur le Comportement Dynamique des Ponts.

Eurocode8-2 (2005), Calcul des ponts pour leur résistance aux séismes.

Harichandran, R.S. (1999). Spatial Variation of Earthquake ground motion. What is it, how do we model it, and what are its engineering implications.

Konakli et Der Kiureghian (2012). Simulation of spatially varying ground motions including incoherence, wave-passage and differential site-response effects.

Lou, L., Zerva, A. (2005). Effects of spatially variable ground motions on the seismic response of a skewed, multi-span bridge.

Lou, L. (2006). Effect of the spatial variability of ground motions on the seismic response of reinforced concrete highway bridges.

Mwafy, A. M., Kwon, O. S., Elnashai, A., & Hashash, Y. M. (2011). Wave passage and ground motion incoherency effects on seismic response of an extended bridge.

N. Benmansour, M. Djafour, A. Bekkouche, D. Zendagui (2011). Seismic Bridge Response to Differential Ground Motion and Comparison with Algerian Seismic Design Rule.

RACHEDI Mohammed, Génération Conditionnelle De Signaux Sismiques Artificiels Variables Dans L'espace Et Compatibles Aux Spectres De Réponse Sans Le Problème De L'intégrabilité, Faculté de technologie, Tlemcen.

Rachid Derbal, Nassima Benmansour, Mustapha Djafour, Mohammed Matallah et Salvador Ivora (2019). Viaduct seismic response under spatial variable ground motion considering site conditions.

RPOA (2008), Règlement parasismique applicable au domaine d'ouvrage d'art.

Sextos, A. Kappos, A. (2009). Evaluation of seismic response of bridges under asynchronous excitation and comparisons with Eurocode 8-2 provisions. Bulletin of Earthquake Engineering.

Sextos, A. G., Ptilakis, K. D., & Kappos, A. J. (2003a). Inelastic dynamic analysis of RC bridges accounting for spatial variability of ground motion, site effects and soil–structure interaction phenomena. Part 1: Methodology and analytical tools.

Sextos, A. G., Ptilakis, K. D., & Kappos, A. J. (2003b). Inelastic dynamic analysis of RC bridges accounting for spatial variability of ground motion, site effects and soil–structure interaction phenomena. Part 2: Parametric study.

Savvas Papadopoulos, Vassilios Lekidis, Anastasio Sextos and Christos Karakostas (2013). Assessment of EC8 Procedures for The Asynchronous Excitation of Bridges Based On Numerical Analyses and Recorded Data.

SAP2000. Reference Manuel SAP2000®, Etabs® and SAFE®, Bridge®. Computer and Structures inc, Berkeley, Californie, USA.

Shiravand, M. R., Parvanehro, P. (2019). Spatial variation of seismic ground motion effects on nonlinear responses of cable stayed bridges considering different soil types.

Vinita SAXENA, George DEODATIS and Masanobu SHINOZUKA (2000). Effect of Spatial Variation of Earthquake Ground Motion on The Nonlinear Dynamic Response of Highway Bridges.

Wang, J., Carr, A., Cooke, N., & Moss, P. (2009). The response of a 344 m long bridge to non-uniform earthquake ground motions.

Zerva, A. (2009). Spatial Variation of Seismic Ground Motions, Modeling and Engineering Applications.

Zerva, A. al. (2017). Simplified Displacement Loading Patterns for Incorporation of Spatially Variable Ground Motions in Bridge Seismic Design Codes. American Society of Civil Engineers.