

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique

Université



Faculté de Technologie

Département de Génie Civil

Master en Travaux Publics Voie Ouvrage D'art

Présenté par

Mr BOUDGHENE STAMBOULI Younes

Mr BEKKAL BRIKCI Larbi

Sujet de mémoire

**Etude Dynamique du viaduc au PK
38+425 de la nouvelle ligne ferroviaire à
double voies électrifiées Oued Tlelat-
Tlemcen**

Soutenue le 22/06/2019 devant le jury composé de

Mme. BENADLA.Z

Président

Mr. OUDJEDI.F

Examineur

Mme. BENMANSOUR.N

Encadreur

Mr. MEGNOUNIF.A

Encadreur

Dédicaces

Mr BOUDGHENE STAMBOULI Younes

Je dédie ce modeste travail

A Mes chers parents pour leur soutien, leur patience, leur encouragement
durant mon parcours scolaire.

A Mes deux sœurs et mon frère ainsi toute ma famille.

A Tous mes professeurs.

A Tous mes amis, et à l'ensemble des étudiants de la promotion master 2
LMD/VOA de l'année 2018-2019.

A Tous ce qui ont contribué de loin ou de près à l'élaboration de ce travail.

Mr BRIKCI BEKKAL Larbi

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

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 Mes très chère sœur que j'aime beaucoup Sarra et Nardjesse.

A Mon très cher frère Rayanne.

A Toute ma famille.

A Tout mes camarades.

A Tous ceux qui m'aime

Remerciements

Nous remercions notre Bon DIEU Le Tout Puissant de nous avoir donné la chance et le privilège d'étudier et de nous avoir permis d'en arriver là.

Nous rendons hommage à notre Valeureux Pays l'ALGERIE pour nous avoir formé pendant treize ans en cycle primaire-moyen-secondaire et cinq ans en cycle universitaire et devenir ainsi Ingénieur d'Etat.

Un grand remerciement à nos Encadreurs, Mme MEDDANE-BENMANSOUR Nassima et Mr MEGNOUNIF Abdellatif pour leurs soutiens, leurs aides, leurs disponibilités, leurs grands intérêts scientifiques qu'humanitaire, qu'ils nous ont toujours manifestés, durant notre formation et la préparation de ce mémoire.

Nos plus vifs remerciements s'adressent à Mme BENADLA Zahira de nous avoir fait l'honneur d'accepter la présidence de notre jury.

Que Monsieur OUDJEDI Fouzi, reçoit l'expression de notre profonde reconnaissance d'avoir accepté d'être examinateur de ce travail.

Nous tenons à remercier plus particulièrement Mme DJAFOUR Nawel pour sa disponibilité incessante, leurs conseils rigoureux.

Ce travail n'aurait jamais pu aboutir sans une réelle prise en charge de notre professeur Mr OUDJEDI Fouzi Qu'il trouve ici l'expression de nos sincères grâtes.

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

Nos remerciements s'attarderont aussi à nos amis de plus longue date, à la promotion 2018-2019. Les nommer serait inutile, ils se reconnaîtront. Qu'ils sachent que leur amitié nous est précieuse.

Enfin, nous remercions toutes les personnes ayant contribué de près ou de loin à l'élaboration de ce mémoire.

Table des Matières

[Titre].....	i
Dédicaces	ii
Remerciements.....	iii
Table des Matières	v
ملخص.....	xi
Résumé.....	xiii
Abstract.....	xv
Liste des Tableaux	xvii
Liste des Figures	xxi
Introduction générale	xxix
Chapitre 1.....	1
Généralités	1
1.1 Introduction.....	1
1.2 Typologie des ponts et éléments constitutifs	3
1.2.1 Tablier : plattelage et poutraison.....	4
1.2.2 Système porteur	4
1.3 Systèmes porteurs de tabliers.....	5
1.3.1 Tablier appuyé sur piles ou « pont à poutres »	6
1.4 Poutraisons.....	9
1.4.1 Position relative poutraison-plattelage.....	9
1.4.2 Poutraison « sous » chaussée.....	13
1.5 Dalle mixte acier-béton	17
1.6 Équipements de ponts.....	19
1.6.1 Appareils d'appui	20
1.6.2 Appareils d'appui en acier.....	22

1.7	Conclusion	23
	Chapitre 2.....	25
	Présentation du cas d'étude	25
2.1	Introduction.....	25
2.2	Présentation de l'ouvrage	25
2.3	Conception générale	29
2.3.1	Les données fonctionnelles.....	29
2.3.2	La topographie.....	32
2.4	Données sismiques	32
2.5	Donner relative à l'environnement.....	33
2.5.1	Le vent	33
2.5.2	L'humidité	33
2.5.3	La température.....	33
2.5.4	La neige.....	33
2.6	Caractéristiques des matériaux	34
2.6.1	Béton.....	34
2.7	Les Aciers	36
2.7.1	Les aciers de constructions.....	36
2.7.2	Les aciers passifs.....	37
2.7.3	Aciers des poutres métalliques.....	38
2.8	Dimensionnement géotechnique des fondations	39
2.8.1	Les données de sol	39
2.8.2	Modèle géologique-géotechnique de référence caractérisation géotechnique.....	41
2.8.3	Typologie et géométrie de fondations	42
2.8.4	Fondations sur pieux.....	43
2.8.5	Fondations directes	45
2.9	Conclusion	45
	Chapitre 3.....	46
	Charges et surcharges	46
3.1	Introduction.....	46
3.2	Désignation des charges	46

3.2.1	Les charges permanentes.....	46
3.2.2	Les charges dues au trafic.....	47
3.2.3	Les charges hors trafic	47
3.3	Evaluation des charges permanentes.....	47
3.3.1	Poids propre.....	47
3.4	Charges d'exploitations	49
3.4.1	Les modèles des charges verticales	49
3.4.2	Modèle de charge LM71	49
3.4.3	Modèle de charge SW/0 et SW/2.....	49
3.4.4	Modèle de charge « Train à vide ».....	50
3.5	Répartition des charges d'essieu par les rails, les traverses et le ballast 51	
3.5.1	La force d'accélération et de freinage Q3.....	51
3.5.2	La forces de centrifuges Q4.....	51
3.6	L'action du vent sur le train Q5	53
3.6.1	Action du vent sur les trains	53
3.7	Effort de lacet Q8.....	54
3.8	Charges due aux passages de services QP	54
3.9	Effets dynamiques.....	54
3.9.1	Généralités.....	54
3.10	Coefficient dynamique \emptyset	55
3.10.1	Combinaisons d'action	56
3.11	Conclusion	57
	Chapitre 4.....	59
	Prédimensionnement du tablier et la voie ferrée	59
4.1	Introduction.....	59
4.2	Description de la coupe transversale.....	59
4.3	Pré dimensionnement des poutres.....	60
4.3.1	Choix des poutres.....	60
4.3.2	Nombre et espacement des poutres.....	61
4.3.3	Hauteur de la poutre	62
4.3.4	Semelle	63
4.3.5	Epaisseur des semelles	63

4.3.6	L'âme.....	64
4.4	Choix des entretoises.....	65
4.5	Les connecteurs.....	66
4.5.1	Le choix du connecteur :.....	66
4.6	Les équipements d'une voie ferré.....	68
4.6.1	Superstructure.....	68
4.6.2	Pré dimensionnement.....	69
4.7	Conclusion.....	72
	Chapitre 5.....	73
	Méthodologie de modélisation.....	73
5.1	Introduction.....	73
5.2	Hypothèses de modélisation du pont.....	73
5.2.1	Modélisation du viaduc à l'étude :.....	74
5.3	Détermination des Charges et leurs combinaisons.....	85
5.3.1	Intégration des spectres RPOA et analyse spectrale.....	88
5.3.2	Les charges ferroviaires.....	90
5.4	Conclusion.....	93
	Chapitre 6.....	94
	Démarche de calcul Statique Et Dynamique.....	94
6.1	Introduction.....	94
6.2	Etude Statique.....	94
6.3	Etude sismique :.....	95
6.3.1	Modélisation du pont ferroviaire :.....	96
6.3.2	Paramètres de l'action sismique :.....	96
6.3.3	Détermination des actions sismiques :.....	98
6.3.4	Les combinaisons de composantes de l'action sismique :.....	101
6.3.5	La combinaison accidentelle.....	101
6.3.6	Analyse Modale :.....	101
6.4	Conclusion.....	110
	Chapitre 7.....	111
	Résultat et interprétation.....	111

7.1	Introduction générale	111
7.2	Résultats obtenus au niveau de la pile	111
7.2.1	Combinaisons Fondamentales.....	112
7.2.1.2	Combinaison d'action ELS	113
7.2.2	Combinaisons Accidentelles	115
7.2.3	Interprétation des résultats :.....	121
7.2.4	Détermination de ferrailage dans les piles :	122
7.3	Résultats obtenus au niveau des chevêtres :	124
7.3.1	Combinaisons Fondamentales.....	125
7.3.2	Combinaisons Accidentelles	127
7.4	Résultats obtenus au niveau des tabliers :	131
7.4.1	Combinaisons Fondamentales :.....	132
7.4.2	Combinaisons Accidentelles	136
7.5	Résultats obtenus au niveau des poutres.....	140
7.5.1	Combinaisons Fondamentales :.....	141
7.5.2	Combinaison des charges ferroviaire :.....	144
7.5.3	Combinaisons Accidentelles :	145
7.5.4	Interprétation des résultats :.....	151
	Conclusion générale.....	153
	Annexes.....	155
	Bibliographie	157
	Bibliographie	157

ملخص

يقترح هذا المشروع دراسة جسر سكة حديد مختلط. هذا الجسر هو جزء من خط السكك الحديدية المكهرب مزدوج المسار الجديد الذي يربط واد التليلات - تلمسان والذي يقع في سيدي بلعباس. تشمل دراستنا النظرية والتطبيق في تصميم وحساب وإسقاط جسور السكك الحديدية والجسور المركبة على وجه التحديد. لتكون قادرًا على دراسة الهيكل والعناصر المختلفة المكونة، مثل السطح، والأكوام والعوارض، تم تصميم الهيكل بواسطة برنامج SAP2000، الذي يعتمد على طريقة العناصر المحددة. من خلال هذا النموذج، حددنا القوى الداخلية تحت مختلف المجموعات الثابتة والديناميكية.

الكلمات المفتاحية:

جسر مختلط، السكك الحديدية، النمذجة، جهاز دعم، زلزال.

Résumé

Le présent projet propose l'étude d'un pont ferroviaire mixte. Ce pont fait partie de la nouvelle ligne ferroviaire électrifiée à double voie qui relie Oued Tlelat-Tlemcen qui se situe à Sidi Bel Abbas. Notre étude englobe la théorie et la pratique dans le dimensionnement, le calcul et la projection des ponts ferroviaires et précisément les ponts mixtes. Pour pouvoir étudier l'ouvrage et ces différents éléments qui composent, telle que le tablier, les piles et les poutres, on a modélisé la structure par le logiciel SAP200, qui est basé sur la méthode des éléments finis. A travers cette modélisation on a déterminé les efforts internes sous les différentes combinaisons statiques et dynamiques.

Mots clés : pont mixte, ferroviaire, modélisation, appareil d'appuis, séisme

Abstract

This project proposes the study of a mixed rail bridge. This bridge is part of the new electrified double-track railway line that connects Oued Tlelat-Tlemcen which is located in Sidi Bel Abbas. Our study encompasses theory and practice in the design, calculation and projection of railway bridges and specifically composite bridges. To be able to study the structure and the different elements that make up, such as the deck, the piles and the beams, the structure was modeled by the SAP200 software, which is based on the finite element method. Through this modeling we have determined the internal forces under the various static and dynamic combinations

Key Words:

Composite bridge, railway, deck, modelling, support apparatus, earthquake.

Liste des Tableaux

Tableau 1-1: valeurs d'élançements moyens pour différentes configurations (3)	7
Tableau 2-1 : Type et dimension des piles.....	27
Tableau 2-2: Résistance de béton a 28j	34
Tableau 2-3 : Valeurs nominales de f_y et f_u pour des aciers de construction courant.....	37
Tableau 2-4: Les Caractéristiques du matériau Acier pour la charpente	39
Tableau 2-5 : Type et dimension des piles.....	44
Tableau 3-1: Poids propre G_1	48
Tableau 3-2: Poids propre G_2	48
Tableau 3-3 : détermination de K	55
Tableau 3-4 : détermination de coefficient dynamique.....	56
Tableau 6-1. Coefficients des combinaisons	95
Tableau 6-2 : Classification des ponts	97
Tableau 6-3 : Coefficients d'accélération de zone	97
Tableau 6-4: Valeurs de T_1 , T_2 et S pour la composante horizontale	99
Tableau 6-5: Valeurs de T_1 , T_2 et S pour la composante verticale	100
Tableau 6-6 : Périodes et fréquences des trois premiers modes	101
Tableau 6-7 : Modes propres et cumul des facteurs de participation modale correspondant aux trois directions.	105
Tableau 6-8 : Comparaison des résultats de notre modélisation avec celle du bureau d'étude condotte	107

Tableau 7-1 : Combinaison d'action à l'ELU au niveau des piles	112
Tableau 7-2 : Combinaison d'action à l'ELS au niveau des piles	114
Tableau 7-3 : Combinaison d'action SISM1 au niveau des piles 01, 03, 04 à SISM1	115
Tableau 7-4 : Combinaison d'action SISM2 au niveau des piles 01, 03, 04 SISM2	116
Tableau 7-5 : Combinaison d'action SISM3 au niveau des piles 01, 03, 04 à SISM3	117
Tableau 7-6 : Combinaison à l'ELU accidentelles (X) au niveau des piles	119
Tableau 7-7 Combinaison à l'ELU accidentelles (Y) au niveau des piles (01,02, 03, 04, 05, 06)	120
Tableau 7-8 : Combinaison à l'ELU au niveau des Chevêtres sur piles 01, 04 l'ELU	125
Tableau 7-9 : Combinaison à l'ELS au niveau des Chevêtres sur piles 01, 04 a l'ELS	126
Tableau 7-10 : Combinaison SISM1 au niveau des Chevêtres 01, 04.....	127
Tableau 7-11 : Combinaison SISM2 au niveau des Chevêtres 01, 04.....	128
Tableau 7-12 : Combinaison SISM3 au niveau des Chevêtres 01, 04 à SISM3	129
Tableau 7-13 : Combinaison à l'ELU accidentelle (Z) au niveau des Chevêtres 01, 04	130
Tableau 7-14 : Combinaison à l'ELU au niveau des tabliers	132
Tableau 7-15 : Combinaison à ELS au niveau des tabliers à ELS	133
Tableau 7-16 : Combinaison à LM71 au niveau des tabliers	135
Tableau 7-17 : Combinaison SISM1 au niveau des tabliers	136
Tableau 7-18 : Combinaison à SISM2 au niveau des tabliers	137

Tableau 7-19 : Combinaison à SISM3 au niveau des tabliers.....	138
Tableau 7-20 : Combinaison à ELU accidentelle au niveau des tabliers	139
Tableau 7-21 : Combinaison à l'ELU au niveau des poutres	141
Tableau 7-22 : Combinaison à ELS au niveau des poutres.....	143
Tableau 7-23 : Combinaison à LM71 au niveau des poutres	144
Tableau 7-24 : Combinaison SISM1 au niveau des poutres.....	146
Tableau 7-25 : Combinaison SISM2 au niveau des poutres	147
Tableau 7-26 : Combinaison SISM3 au niveau des poutres	149
Tableau 7-27 : Combinaison à ELU accidentelle au niveau des poutres	150

Liste des Figures

Figure 1-1 : Pont haubanés.....	2
Figure 1-2 : Différents structures de ponts (1).....	2
Figure 1-3 : Éléments constitutifs d'un pont à poutres sous chaussée (1).....	3
Figure 1-4 : Les grands systèmes de pont en fonction de la portée (2).....	6
Figure 1-5: Poutre continue et à inertie variable.....	8
Figure 1-6 : Pont Cantilever. Figure déformée après un tassement vertical sous un appui décalé (3).....	9
Figure 1-7 : Dispositions poutraison-platelage (2).....	10
Figure 1-8 : Hauteur disponible et hauteur nécessaire de construction.....	11
Figure 1-9 : Tabliers bipoutre et multi poutre (4).....	14
Figure 1-10: Entretoisements souples et entretoisement rigide (multi poutre à entretoise triangulée) (4).....	15
Figure 1-11 : Solidarisation des poutres par l'entretoisement.....	16
Figure 1-12 : Liaison élastique entre cadre et semelles des poutres.....	17
Figure 1-13 : Principe de la dalle mixte avec une connexion par goujons (3).....	18
Figure 1-14: Connexion entre les poutres métalliques et la dalle.....	19
Figure 1-15 : Connecteurs de type goujons (5).....	19
Figure 1-16 : Forces et déplacements sur appuis.....	21
Figure 1-17 : Disposition des appuis en plan.....	21
Figure 1-18 : Appuis linéaires.....	22
Figure 1-19 : Appui ponctuel.....	23
Figure 2-1 : Plan de situation (6).....	26
Figure 2-2 : Viaduc pk38+425.....	26

Figure 2-3 : Section typologique du tablier (6).....	27
Figure 2-4: Profil en long de l'ouvrage en béton armé	28
Figure 2-5 : PILE B-M (APPUI MOBILE) (7).....	28
Figure 2-6: PILE B-F (APPUI FIXE) (7)	29
Figure 2-7 : Vue en plan.....	30
Figure 2-8 : Profil en long.....	31
Figure 2-9: Profile en travers	31
Figure 2-10 : Vue en travers	32
Figure 2-11:Diagramme contrainte-déformation du béton.....	38
Figure 2-12: Organigramme des essais géotechniques.....	40
Figure 2-13 : Coupe stratigraphique du terrain.....	41
Figure 2-14 : Légende unité géotechnique.....	42
Figure 2-15: Vue en plan de fondation	44
Figure 3-1: Schéma de charges UIC 71 et les valeurs caractéristiques pour les charges verticales.....	49
Figure 3-2 : Modèle de charge SW/0	50
Figure 3-3 : Modèle de charge SW/2	50
Figure 4-1 : Coupe transversale.....	60
Figure 4-2 : Caractéristiques géométriques d'une poutre métallique et leurs notations.....	61
Figure 4-3 : largeur du tablier	62
Figure 4-4 : Caractéristique des poutres principales PRS du pont	64
Figure 4-5 : Caractéristique des entretoises	65
Figure 4-6 : type goujons.....	67
Figure 4-7 : La connexion de la dalle avec la poutre	67

Figure 5-1: Choix d'unité et du Modèle.....	75
Figure 5-2 : Choix type de pont	76
Figure 5-3 : Choix type de tablier.....	77
Figure 5-4: modèle de tablier.....	77
Figure 5-5 : Dimension de la pile.....	78
Figure 5-6: Modélisation d'appareil d'appuis.....	79
Figure 5-7 : les types d'appareils d'appuis.....	79
Figure 5-8 : appareil d'appuis type fixe b.....	80
Figure 5-9 : appareil d'appuis type mobile 1b.....	80
Figure 5-10 : appareil d'appuis type mobile 2b.....	81
Figure 5-11 : appareil d'appuis type unidirectionnelle 1b.....	81
Figure 5-12 : appareil d'appuis en culée (unidirectionnelle).....	82
Figure 5-13 : appareil d'appuis dans la pile 1 (fixe-unidirectionnelle).....	82
Figure 5-14 : appareil d'appuis dans la pile 2 (fixe).....	83
Figure 5-15 : appareil d'appuis dans la pile 3 (unidirectionnelle).....	83
Figure 5-16 : appareil d'appuis dans la pile 4 (fixe).....	84
Figure 5-17 : appareil d'appuis dans la pile 5 (unidirectionnelle).....	84
Figure 5-18 : appareil d'appuis dans la pile 6 (fixe).....	85
Figure 5-19: Détermination des Charges.....	86
Figure 5-20 : Détermination des Combinaison d'action	86
Figure 5-21: Détermination de la ligne de circulation ferroviaire.....	87
Figure 5-22 : Définition des Charges Roulantes.....	87
Figure 5-23 : Intégration des spectres RPOA.....	88
Figure 5-24: Définition du spectre de réponse	88

Figure 5-25 : procédure pour rendre les charges sismiques en spectre	89
Figure 5-26 : procédure à suivre changer charges sismiques en Réponse Spectrum	89
Figure 5-27: Modélisation de la charge ferroviaire LM-71 (configuration).....	90
Figure 5-28 : Modélisation de la charge ferroviaire LM-71	91
Figure 5-29 : Modélisation du SW/0.....	91
Figure 5-30 : Modélisation du SW/2.....	92
Figure 5-31 : Modélisation Train à vide.....	92
Figure 6-1 : Modèle3D en éléments finis du pont ferroviaire.....	96
Figure 6-2: Spectre de réponse élastique composante horizontale	99
Figure 6-3 : Spectre de réponse élastique composante verticale.	100
Figure 6-4 : Mode 01 translation longitudinale suivant l'axe X pour la pile 04	102
Figure 6-5: Mode 02 translation verticale suivant l'axe Y des deux tabliers de 40+40m.....	102
Figure 6-6 : Mode 03 translation horizontale suivant l'axe X pour la pile 2.....	103
Figure 6-7 : résultats d'analyses du bureau condotte.....	106
Figure 6-8 : comportement du pont dans les modes 1 et 2 suivant le bureau condotte	108
Figure 6-9 : comportement du pont dans le mode 2 (transversale) suivant notre modélisation.....	109
Figure 6-10 : : comportement du pont dans le mode 1 (longitudinale-pile4) suivant notre modélisation	109
Figure 7-1 Localisation des piles.....	112
Figure 7-2 : Efforts internes et moments fléchissant au niveau de la pile 04 à l'ELU	113

Figure 7-3 : Efforts internes et moments fléchissant au niveau de la pile 04 à l'ELS	114
Figure 7-4 : Efforts internes et moments fléchissant au niveau de la pile 04 au SISM1	116
Figure 7-5 : Efforts internes et moment fléchissant au niveau de la pile 04 au SISM2	117
Figure 7-6 : Efforts internes et moments fléchissant au niveau de la pile 04 au SISM3	118
Figure 7-7 Efforts internes et moments fléchissant au niveau de la pile 04 au ELU accidentelle (X)	119
Figure 7-8 Efforts internes et moments fléchissant au niveau de la pile 04 au ELU accidentelle (Y)	121
Figure 7-9 : plan de ferrailage pile4.....	124
Figure 7-10 : Localisation des chevêtres	125
Figure 7-11 : Moments fléchissant au niveau du chevêtre sur pile 04 à l'ELU	126
Figure 7-12 : Efforts tranchants au niveau du chevêtre sur pile 04 à l'ELU	126
Figure 7-13 : Moments fléchissant au niveau du chevêtre sur pile 04 à l'ELS	127
Figure 7-14 : Efforts tranchants au niveau du chevêtre sur pile 04 à l'ELS	127
Figure 7-15 : Moments fléchissant au niveau du chevêtre sur pile 01 et 04 à SISM1	128
Figure 7-16 : Efforts tranchants au niveau du chevêtre sur pile 01 et 04 à SISM1	128
Figure 7-17 : Moments fléchissant au niveau du chevêtre sur pile 04 à SISM2	129
Figure 7-18 : Efforts tranchants au niveau du chevêtre sur pile 04 à SISM2.....	129

Figure 7-19 : Moments fléchissant au niveau du chevêtre sur pile 04 à SISM3	129
Figure 7-20 : Efforts tranchants au niveau du chevêtre sur pile 04 à SISM3.....	129
Figure 7-21 : Moments fléchissant au niveau du chevêtre sur pile 04 à ELU accidentelle.....	130
Figure 7-22 : Efforts tranchants au niveau du chevêtre sur pile 04 à ELU accidentelle.....	130
Figure 7-23 : Localisation des types tabliers	131
Figure 7-24 : Diagramme des moments fléchissant au niveau des tabliers à l'ELU	132
Figure 7-25 : Diagramme des efforts tranchants au niveau des tabliers à l'ELU	133
Figure 7-26 : Diagramme des moments fléchissant au niveau des tabliers à l'ELS	134
Figure 7-27 : Diagramme des efforts tranchants au niveau des tabliers à l'ELS	134
Figure 7-28 : Diagramme des moments fléchissant au niveau des tabliers à LM71	135
Figure 7-29 : Diagramme des efforts tranchants au niveau des tabliers à LM71.....	135
Figure 7-30 : Diagramme des moments fléchissant au niveau des tabliers à SISM1	136
Figure 7-31 : Diagramme des efforts tranchants au niveau des tabliers à SISM1	137
Figure 7-32 : Diagramme des moments fléchissant au niveau des tabliers à SISM2	137
Figure 7-33 : Diagramme des efforts tranchants au niveau des tabliers à SISM2	138

Figure 7-34 : Diagramme des moments fléchissant au niveau des tabliers à SISM3	138
Figure 7-35 : Diagramme des efforts tranchants au niveau des tabliers à SISM3	139
Figure 7-36 : Diagramme des moments fléchissant au niveau des tabliers à ELU d'accidentelle.....	140
Figure 7-37 : Localisation des types des poutres	141
Figure 7-38 : Diagramme des moments fléchissant au niveau des poutres à l'ELU	142
Figure 7-39 : Diagramme des efforts tranchants au niveau des poutres à l'ELU	142
Figure 7-40 : Diagramme des moments fléchissant au niveau des poutres à l'ELS	143
Figure 7-41 : Diagramme des efforts tranchants au niveau des poutres à l'ELS	144
Figure 7-42 : Diagramme des moments fléchissant au niveau des poutres à LM71.....	145
Figure 7-43 : Diagramme des efforts tranchants au niveau des poutres à LM71.....	145
Figure 7-44 : Diagramme des moments fléchissant au niveau des poutres à SISM1	146
Figure 7-45 : Diagramme des efforts tranchants au niveau des poutres à SISM1	147
Figure 7-46 : Diagramme des moments fléchissant au niveau des poutres à SISM2	148
Figure 7-47 : Diagramme des efforts tranchants au niveau des poutres à SISM2	148

Figure 7-48 : Diagramme des moments fléchissant au niveau des poutres à SISM3	149
Figure 7-49 : Diagramme des efforts tranchants au niveau des poutres à SISM3	150
Figure 7-50 : Diagramme des moments fléchissant au niveau des poutres à ELU accidentelle.....	151
Figure 7-51 : Diagramme des moments fléchissant au niveau des poutres à ELU accidentelle.....	151

Introduction générale

Dans le cadre de la réalisation de la nouvelle ligne ferroviaire à double voie électrifiée en vue de faciliter le transport vers toutes les villes du nord avec une grande vitesse (LGV), la construction des ponts compte parmi ces travaux difficiles qui attirent les ingénieurs les plus énergiques.

Dans le cadre du programme national afférent à la modernisation de la voie ferrée dans sa tranche relative à la réalisation de ligne au niveau du nord, dans ce mémoire nous essayons d'examiner la conception et l'étude d'un pont ferroviaire à double voie électrifiée de 130km Oued Tlelat/Tlemcen, qui sera réalisé par la Société italiennes (**Per condotte**).

Nous allons traiter les principales étapes de l'étude de l'ouvrage en commençant par la présentation des ponts puis celle de la nouvelle ligne ferroviaire **OUED TLELAT-TLEMEN**.

Le travail s'articule de la manière suivante :

Le premier chapitre traite des généralités sur les ponts.

Le deuxième chapitre est basé sur la présentation du cas d'étude.

Le troisième chapitre définit les charges et surcharges.

Le chapitre quatre est consacré au pré dimensionnement général.

Par la suite, le cinquième et le sixième chapitre traitent la méthodologie de la modélisation et le calcul statique et dynamique.

Le dernier chapitre comporte les résultats et leur interprétation.

A la fin du travail, une conclusion générale sera présentée suivie d'une analyse critique des résultats obtenus.

Chapitre 1

Généralités

1.1 Introduction

Un pont est un ouvrage d'art permettant à une ou plusieurs voies de communication de franchir un accident du relief appelé brèche ou d'autres voies de communication (Figure 1-1).

Selon la voie portée — route, rail, voie piétonnière ou canal — le pont sera dénommé, pont-route, pont-rail, passerelle piétonnière ou pont-canal. Les ouvrages peuvent avoir des formes extérieures semblables, mais se différencient et se caractérisent surtout par la nature particulière du trafic qu'ils ont à supporter. La conception architecturale générale d'un ouvrage de franchissement fait appel aux trois modes fondamentaux de fonctionnement mécanique des structures (flexion, compression et traction) pour donner trois types de ponts fixes (Figure 1-2)

- Le pont à poutre, image de la simplicité, limité à la flexion seule ;
- Le pont en arc, qui associe la compression à la flexion ; son architecture s'enrichit
- Les ponts à câbles, de type haubané et suspendu, combinent la traction, la compression et la flexion dans un fonctionnement plus complexe ouvrant sur un large éventail de solutions techniques et architecturales.



Figure 1-1 : Pont haubané

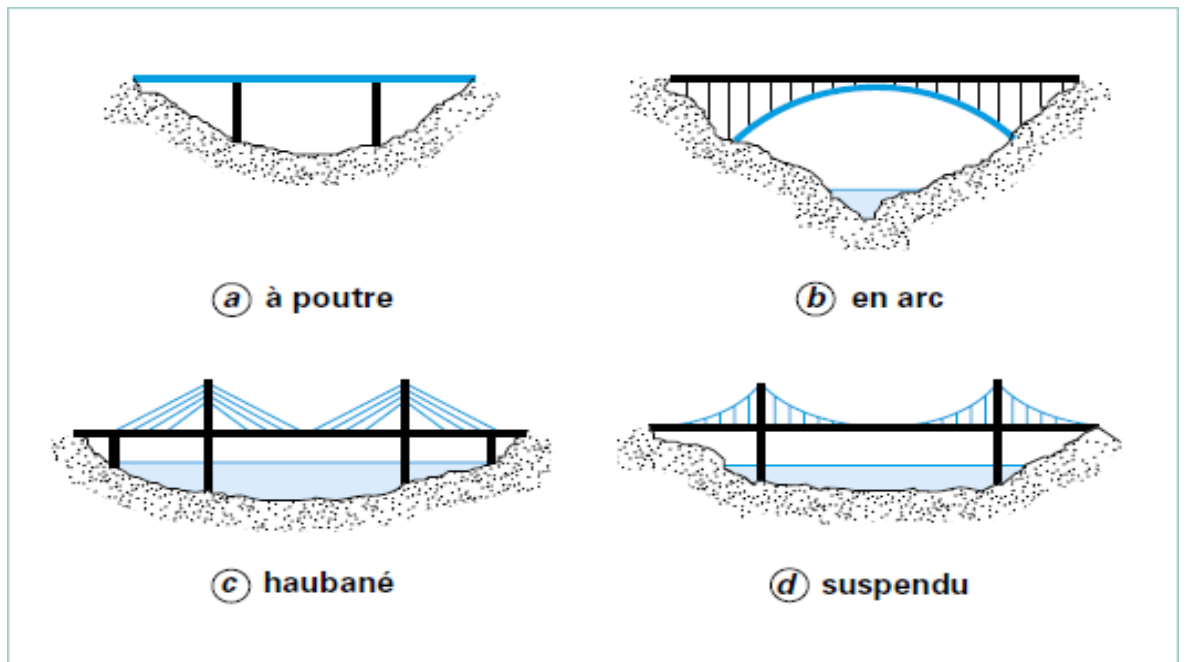


Figure 1-2 : Différents structures de ponts (1)

1.2 Typologie des ponts et éléments constitutifs

Pour remplir sa fonction, le pont est constitué d'une structure résistante capable de porter la voie et ses charges d'exploitation. Il possède par ailleurs des équipements spécifiques concourant à son bon fonctionnement, à la sécurité des usagers et à la durabilité de l'ouvrage (Figure 1-3).

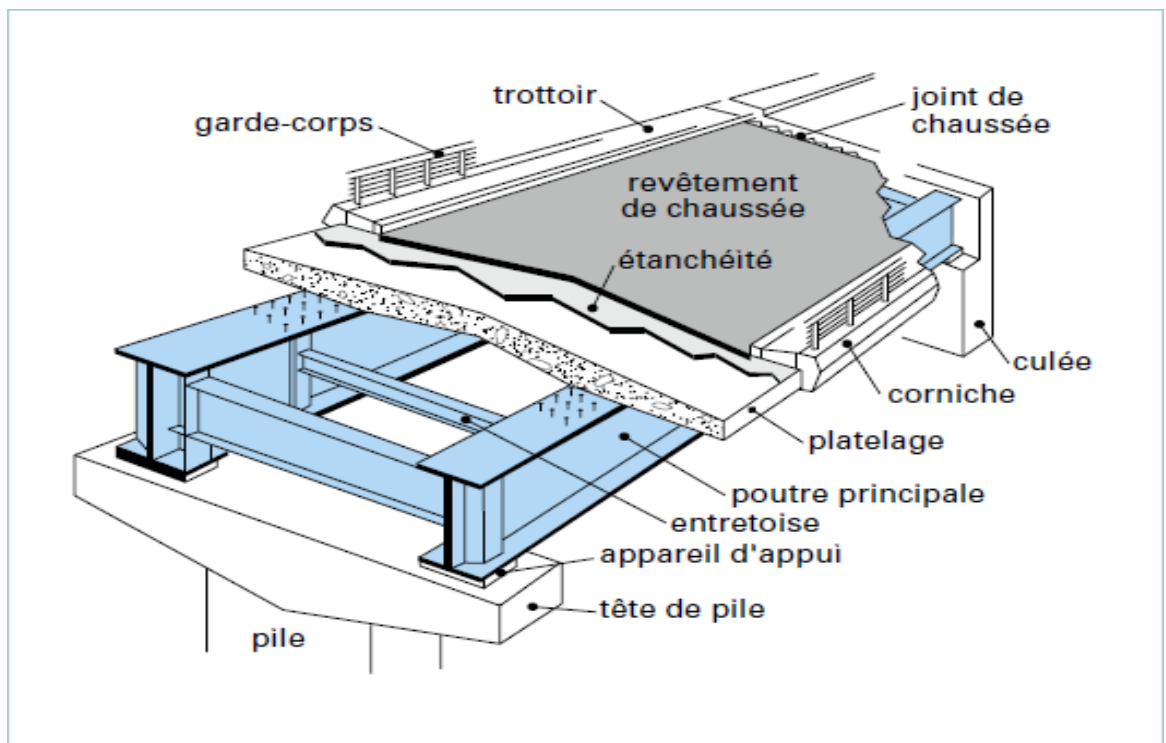


Figure 1-3 : Éléments constitutifs d'un pont à poutres sous chaussée (1)

Les structures du pont doivent répondre aux données du projet. De formes multiples et variées, elles se réduisent finalement toujours à un tablier et un système porteur composé d'appuis et de suspensions éventuellement.

Les équipements respectent des standards propres à chaque type de voie concernée (route ou rail) et à son exploitation. Premier équipement : la structure de roulement qui est constituée par la chaussée pour la route et par le ballast et la voie pour le ferroviaire.

Les équipements englobent aussi : les appareils d'appui, les joints de chaussée, les organes de sécurité (garde-corps, glissières de sécurité, barrières), les évacuations des eaux, l'étanchéité, la corniche, les circulations de visite, les matériels de voies (caténaires, poteaux, signalisation).

1.2.1 Tablier : platelage et poutraison

Le tablier est la partie d'ouvrage qui porte directement la voie (route ou rail) et en assure la continuité parfaite. Il comprend un platelage et une poutraison.

Le platelage, porteur de la chaussée ou du ballast, est le premier élément de résistance du pont. Nous verrons (§ 4) que le platelage travaille en dalle sous les surcharges de circulation de la voie et participe à la flexion d'ensemble du tablier. La dalle est le plus souvent en béton armé, dans certains cas en acier ; mais elle peut également être mixte.

La poutraison métallique porte le platelage auquel elle est connectée (dalle en béton) ou soudée (dalle en acier) et se compose de :

- Poutres longitudinales principales, complétées parfois par des poutres secondaires appelées longerons ;
- Structures d'entretoisement disposées transversalement aux poutres pour la liaisonner entre elles et supporter éventuellement la dalle.

1.2.2 Système porteur

Le système porteur désigne l'ensemble des parties d'ouvrage qui supportent le tablier. Les culées marquent les origines du pont à chaque extrémité du tablier et assurent la transition entre la voie sur terre et la voie sur le pont. Ce sont des appuis indéformables. À ce titre, on y installe les appareils de voies ou joints de chaussée destinés à absorber les déplacements du tablier sous les déformations et effets thermiques. Entre les culées, le tablier est porté, selon les cas :

- « Par le dessous » sur des piles ou des pilettes.

- « Par le dessus » au moyen de câbles et pylônes.

Les différentes variations sur ces deux modes de « portage » donnent les ponts à poutres, les ponts en arc, les ponts haubanés et les ponts suspendus (Figure 1-2) développées dans le paragraphe 2 consacré à la typologie des « systèmes porteurs », premier volet de l'analyse.

1.3 Systèmes porteurs de tabliers

La disposition des appuis de tablier et leur nature dépendent de nombreux facteurs dont l'importance varie selon les données du projet : grandeur et profondeur de la brèche, données géotechniques du sol, servitudes des voies franchies, dégagement d'un gabarit, tracé de la voie, conditions d'exploitation de la voie dont la vitesse, les procédés de construction et de montage...

Il y a de multiples façons de porter le tablier d'une culée à l'autre, mais elles se ramènent toutes à deux principes fondamentaux caractérisant la position et la nature des appuis :

- **Le système porteur sur appuis inférieurs « rigides »** : le tablier est en appui sur des piles. Cette disposition classique donne l'immense famille des ponts à poutres travées continues multiples de petites et moyennes portées.
- **Le système par suspensions « souple »** : au-delà d'une certaine distance entre appuis (environ 200 m), ou pour des brèches profondes qui nécessiteraient des piles trop hautes, le tablier sera plus économiquement porté par un arc, ou suspendu à une structure en câble de type haubanée ou suspendue. Les appuis passent du « dessous » au « dessus ». D'un système d'appuis fixes et écartés on passe à un système d'appuis élastiques et rapprochés ; d'un fonctionnement rigide en flexion seule on évolue vers un fonctionnement plus souple mais plus complexe aussi, mêlant flexion, compression et traction ; enfin, du calcul linéaire on passe au calcul non

linéaire avec grandes déformations. Au total, trois possibilités de porter un tablier : sur des **piles**, sur un **arc** et avec des **câbles**, possibilités auxquelles sont attachées les quatre grandes familles classiques d'ouvrages traditionnellement appelés ponts à poutres, ponts en arc, ponts à haubans et ponts suspendus. (La figure 1-4) indique le domaine d'application de chacun d'eux en fonction de la portée principale de l'ouvrage.

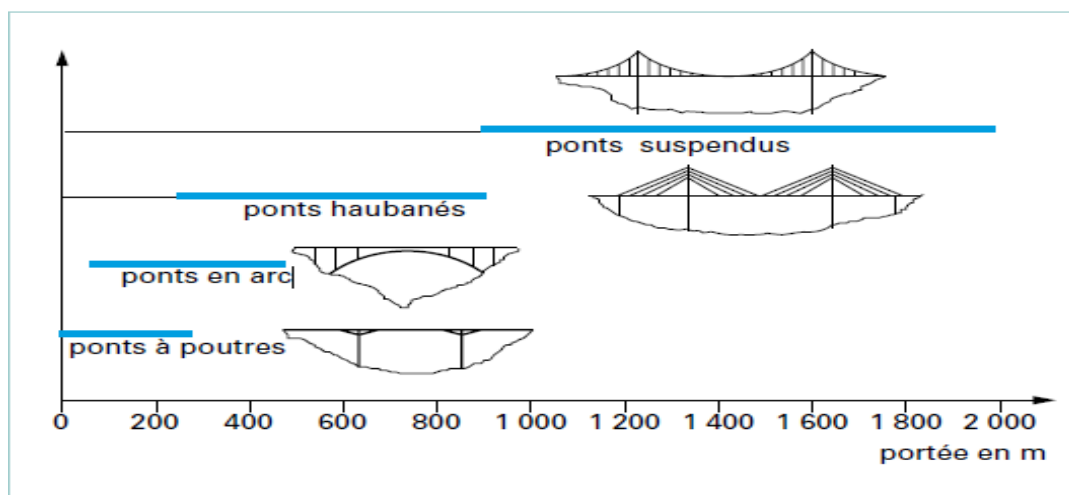


Figure 1-4 : Les grands systèmes de pont en fonction de la portée (2)

1.3.1 Tablier appuyé sur piles ou « pont à poutres »

1.3.1.1 Système constructif simple

Le tablier prend appui sur des piles et culées matérialisant des travées dont les portées varient de quelques mètres pour les ponceaux à 300 m, record mondial établi pour le pont de Costa e Silva au Brésil en 1974. En France, c'est le pont de Cornouaille à Bénodet (1972) qui détient le record avec 200 m de portée principale (2).

Parce que la majorité des franchissements peut être économiquement traitée en multi travées avec des portées n'excédant pas 100 à 120 m, il n'est donc pas étonnant que cette construction soit de très loin la plus développée. Son montage d'ailleurs ne pose pas de difficulté majeure dès lors que la méthode du lançage peut être adoptée.

1.3.1.2 Continuité sur appuis et variation d'inertie

Les poutres principales travaillent en flexion entre les appuis. Les sollicitations augmentent d'une part avec le carré de la portée, d'autre part et simultanément avec le poids mort dont la part due à l'acier croît avec la portée pour satisfaire les besoins en résistance. Plusieurs solutions permettent de limiter l'effet de dérive due au poids mort d'acier.

- **Choix d'un élancement correct.** Pour obtenir un bon rendement la hauteur de la poutre doit être en proportion avec sa portée. Cette propriété est caractérisée par une grandeur essentielle appelée « élancement », qui exprime le rapport entre la longueur L de la travée principale et la hauteur H_p de la poutre principale L/H_p . Pour une loi de hauteur constante, le tableau 1 donne les valeurs d'élancements moyens adoptés, selon que la poutre est du type à âme pleine, en caisson ou en treillis, que le pont est routier ou ferroviaire et que la configuration est en travée indépendante ou en travées continues. (Tableau 1-1)

Tableau 1 – Valeurs d'élancements moyens pour différentes configurations				
	Pont-route		Pont-rail	
	Travée indépendante	Travées continues	Travée indépendante	Travées continues
Treillis	11	15	10	12
Ame pleine	22	30	14	16
Caisson	30	30 à 60	—	19

Tableau 1-1: valeurs d'élancements moyens pour différentes configurations (3)

- **La continuité sur appuis** est un facteur d'économie important. Les statistiques montrent qu'une travée continue de 50 m, par exemple, consomme 20 % d'acier en moins qu'une travée indépendante de même

longueur. Aussi la continuité est-elle toujours adoptée, sauf cas particulier (3).

- La variation de hauteur ou d'inertie** accentue l'effet de continuité : un accroissement de hauteur ou d'inertie sur appuis provoque une augmentation des moments fléchissant négatifs sur appuis accompagnée d'une égale diminution des moments positifs en travée (Figure 1-5). L'inertie variable, avantageuse pour un tablier tout acier, n'offre pas le même intérêt pour un tablier mixte. On sait en effet que le meilleur rendement d'une section mixte est obtenu sous moment fléchissant positif en travée, lorsque la semelle supérieure en béton est correctement comprimée. Si bien qu'en construction mixte, l'intérêt serait plutôt de faire migrer les moments fléchissant négatifs sur appuis vers le moment fléchissant positif en travée ; d'où le recours parfois à des formules de dénivellation d'appui ou d'assouplissement des sections sur appuis par l'emploi d'aciers à plus haute limite d'élasticité tendant à réduire l'inertie par diminution des sections. Voir (Figure 1-6).

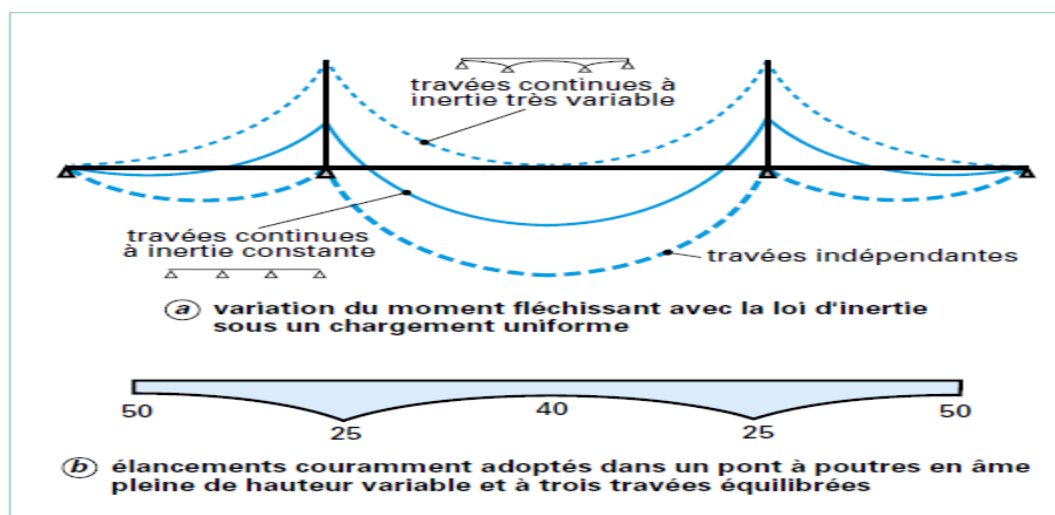


Figure 1-5: Poutre continue et à inertie variable

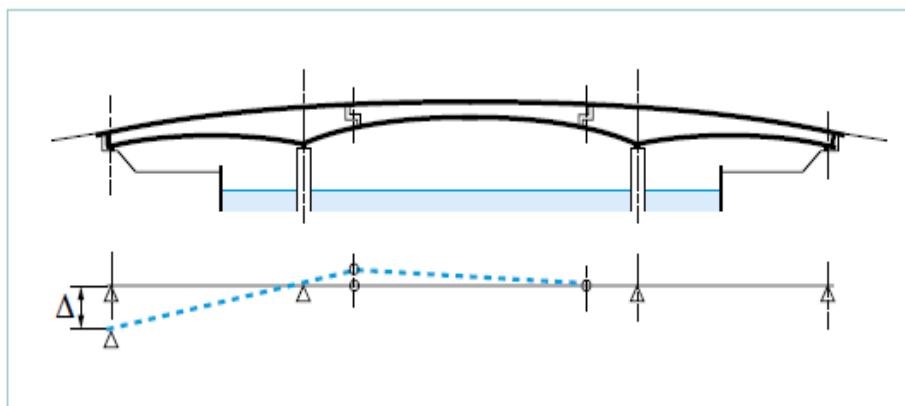


Figure 1-6 : Pont Cantilever. Figure déformée après un tassement vertical sous un appui décalé (3)

1.3.1.3 Justification et domaine d'application

Pour franchir une brèche encaissée, large, profonde et avec des accès de chantier difficiles sur ses flancs, une conception classique de pont à poutres à travées multiples impliquant la construction de piles verticales hautes et nombreuses et autant de fondations peut s'avérer inadaptée pour des raisons économiques, technique ou esthétique. La solution consiste à faire reposer les piles du tablier non pas sur le sol au fond de la brèche.

1.4 Poutraisons

Rappelons que le terme poutraison recouvre tous les éléments structuraux du tablier autres que le platelage. Plus précisément, il s'agit des poutres principales et de leur entretoisement.

1.4.1 Position relative poutraison-platelage

Il y a trois façons de placer la poutraison par rapport au platelage :

- Au-dessous ; la poutraison est dite « sous chaussée » ou « sous rail » (Figure 1-7a) ;

- Au-dessus ou à côté, la poutraison est dite « sur chaussée » ou « latérale » (Figure 1-7b)
- À un niveau intermédiaire (Figure 1-7c).

La **poutraison « sous » platelage** est la plus naturelle et la plus satisfaisante des trois possibilités, sur les plans structurels et fonctionnels. Cette disposition classique a toutefois une contrainte : comme la totalité du tablier se situe sous le profil en long, il faut pouvoir compter sur une hauteur disponible H_d suffisante pour y « loger » le système constructif poutre-dalle. Dans la majorité des cas et notamment pour les tabliers de ponts en arc, haubanés et suspendus, cette condition est largement satisfaite, la hauteur H_t nécessaire pour inscrire le tablier étant libre ou considérée comme telle (Figure 1-8).

En revanche, dans certains cas, la hauteur disponible H_d peut se trouver limitée en raison d'un gabarit à dégager sous l'ouvrage.

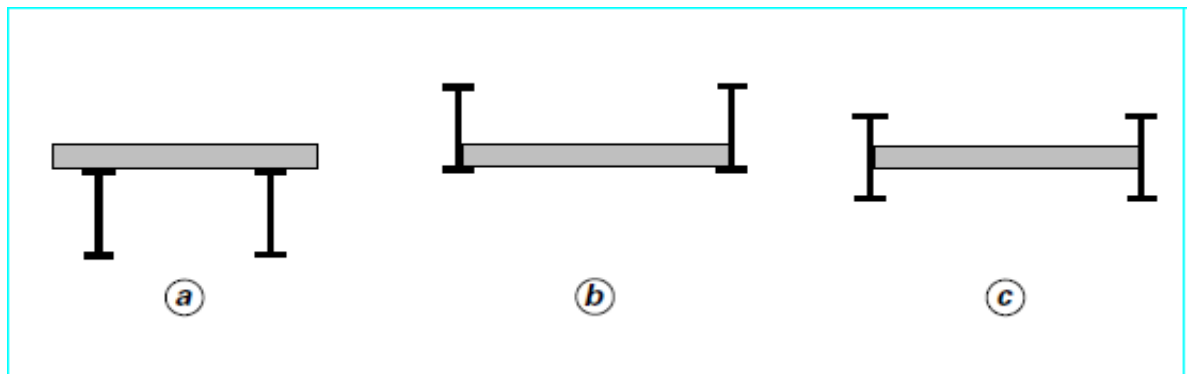


Figure 1-7 : Dispositions poutraison-platelage (2)

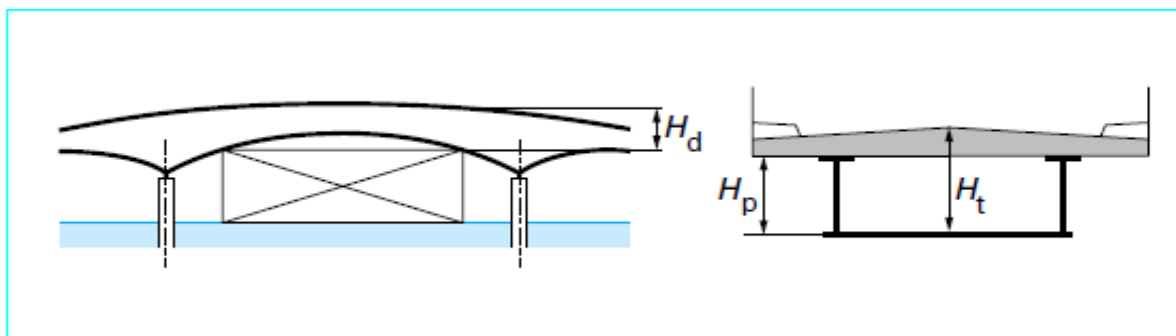


Figure 1-8 : Hauteur disponible et hauteur nécessaire de construction

Si l'on dispose d'une certaine marge de manœuvre sur le tracé du profil en long, on peut alors remonter légèrement son niveau haut en jouant sur la longueur des rampes d'accès ou sur leur pente. On peut également réduire la hauteur d'encombrement du tablier en adoptant une variation de hauteur sur l'intrados de la poutre au droit du gabarit, et/ou en choisissant une structure plus élancée de type caisson.

La **poutraison « sur » platelage** est utilisée pour les cas difficiles. En effet, il y a des situations où la retouche de profil en long et la réduction de hauteur du tablier se heurtent à des impossibilités. Ces cas se rencontrent surtout en franchissement ferroviaire, car :

- La voie ferrée s'accommode mal des pentes dépassant 1,5 % (2,5 % en TGV).
- Le tablier de pont-rail doit respecter un élancement L/H_p modéré pour satisfaire les conditions limites de flèche.
- Le passage au-dessus d'un gabarit par une solution de remblai ou de viaduc d'accès peut s'avérer coûteux ; en site urbain, il est souvent impossible de remonter le profil en long sans remettre en cause tout le réseau des circulations et voies adjacentes...

Finalement, lorsque la hauteur disponible entre le profil en long et le gabarit à franchir est trop faible pour placer les poutres principales sous la chaussée, il faut se résoudre à disposer les poutres « au-dessus » du platelage

1.4.1.1 Interaction poutres et entretoisement

L'étude des éléments transversaux permet de fixer la coupe transversale de l'ouvrage par le nombre de poutres, leur écartement, leur entretoisement ainsi que le mode de fonctionnement de l'ensemble de la structure. L'entretoisement intervient dans le mode de fonctionnement de la poutraison. Le rôle joué par les éléments transversaux s'exprime dans plusieurs domaines.

En flexion générale de l'ouvrage, l'ensemble composé par les poutres principales et l'entretoisement constitue une structure spatiale résistante et stable, d'abord lors des phases de montage, puis en situation de service grâce au complément structurel apporté par la dalle.

Pour sa part, l'entretoisement participe au maintien de la forme de la section droite en fonction du rapport existant entre sa raideur flexionnelle propre et les raideurs flexionnelle et torsionnelle de l'ensemble de la poutraison principale.

Ainsi, une poutre en caisson caractérisée par une grande raideur de torsion exige un entretoisement spécifique capable d'accompagner le travail en torsion de la section.

En revanche, pour un pont à poutres droites à âme pleine, cette caractéristique est beaucoup moins prononcée et se traduit par des exigences différentes.

En flexion locale, les structures transversales peuvent être amenées à supporter directement la dalle avec ses équipements et les surcharges de chaussée, pour reporter ensuite ces charges sur les poutres principales. Ce rôle s'ajoute au précédent.

Sur appuis, un entretoisement spécial et renforcé est nécessaire pour résister aux fortes sollicitations développées par les réactions d'appui verticales et horizontales.

En fabrication et en montage, l'entretoisement garantit la géométrie et la stabilité de la structure lors des phases d'assemblage en usine et sur chantier.

Le comportement de l'entretoisement est donc très dépendant du type de poutraison auquel il est associé, et réciproquement. Il en résulte des solutions et des dispositions constructives propres à chaque tablier.

1.4.2 Poutraison « sous » chaussée

Il y a trois façons de concevoir les poutres : à âme pleine, en caisson ou en treillis.

1.4.2.1 Poutres à âme pleine

Poutrelles et PRS

Dans les ouvrages de moyennes et grandes portées, domaine des tabliers métalliques, les poutres principales, de grande hauteur (5 m pour une travée « route » de 100 m), sont fabriquées « sur mesure » par soudage. La poutre prend le nom de « poutre reconstituée soudée », ou PRS.

Chaque semelle, dont la section est ajustée sur la courbe-enveloppe des moments fléchissant, voit son épaisseur varier tout au long de la poutre. La variation est réalisée soit de façon discontinue par des tôles d'épaisseur différente mais constante, soit de façon continue par des tôles d'épaisseur variable dites « tôles profilées en long ». L'épaisseur maximale acceptée par les agréments est de 150 mm en acier S355N.

Les âmes, dont l'élancement moyen (hauteur/épaisseur) varie de 100 sur appui à 200 en travée, comportent les raidisseurs verticaux et horizontaux indispensables pour assurer leur stabilité au voilement.

Les profilés laminés en I ont un champ d'application relativement restreint en portée. Par leur hauteur qui ne dépasse pas 1 100 mm, ils sont réservés aux ouvrages dont la portée maximale est de l'ordre de 25 à 30 m en version pont-

route. C'est le domaine des petits ponts, marché important, dominé par le béton armé et le béton précontraint, mais dont une part non négligeable revient aux ponts dits « à poutrelles enrobées » très prisés en ponts-rails.

Poutraison à deux ou plusieurs poutres

Le tablier bipoutre constitue le tablier métallique le plus simple. Avec un platelage en béton armé connecté à la poutraison (Figure 1-9a), le bipoutre mixte est actuellement le type de tablier le plus économique. Au-delà de 120 m de portée, il est associé à un platelage orthotrope pour donner le tablier « tout acier ».

Structurellement, le bipoutre convient aussi bien aux ponts-rails qu'aux ponts-routes (cf. article Ponts métalliques. Applications spécifiques dans ce traité) (4), quelle que soit la largeur de la chaussée, en jouant sur le mode d'entretoisement.

Le tablier multi poutre comprend plusieurs poutres espacées de 3 à 5 m (Figure 1-9b). Cette formule, qui a très longtemps dominé le marché avant l'introduction du bipoutre dans les années soixante, est désormais réservée aux tabliers très larges ou très élancés, comme alternative au bipoutre. A l'étranger, le multi poutre continue d'être largement développé.

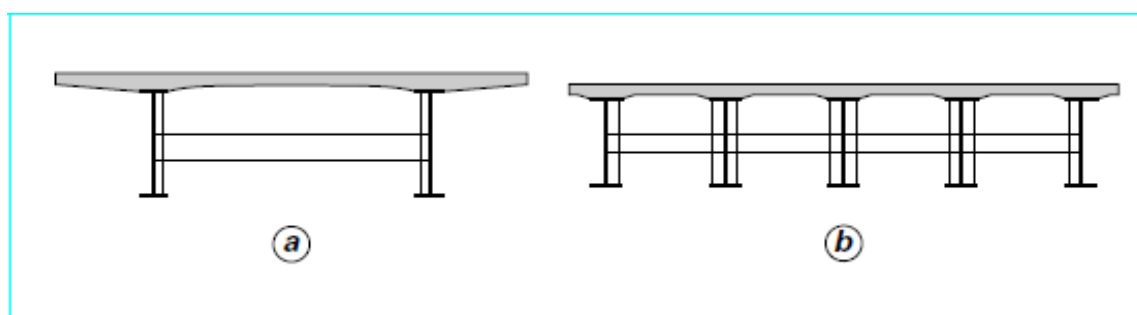


Figure 1-9 : Tabliers bipoutre et multi poutre (4)

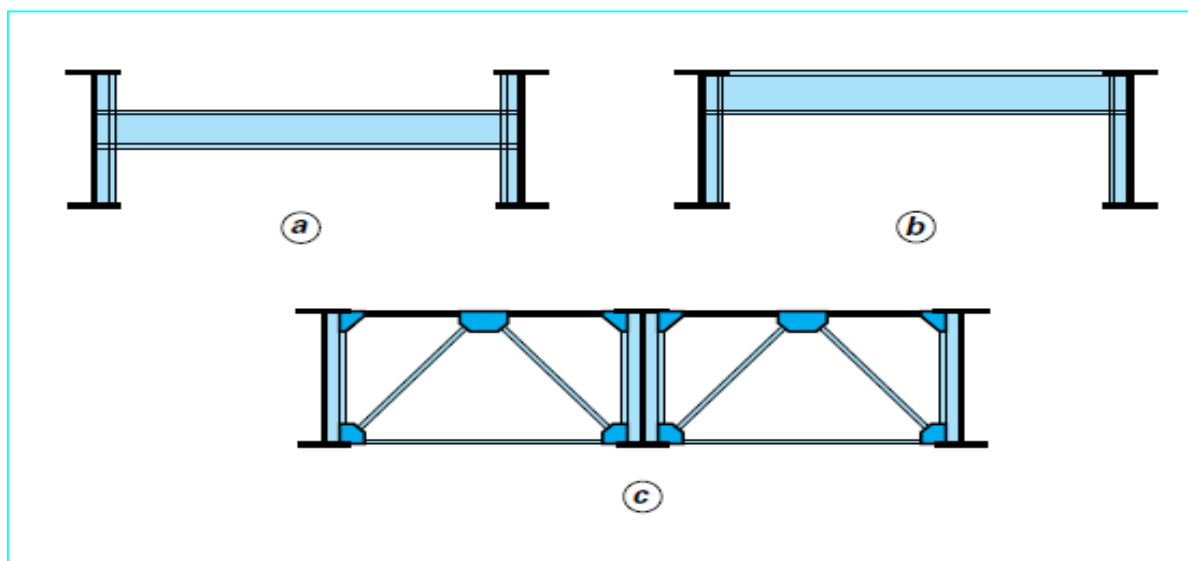


Figure 1-10: Entretroisements souples et entretoisement rigide (multi poutre à entretoise triangulée) (4)

Entretroisement des poutres

Réparti tous les 7 à 10 m s'il ne porte pas la dalle, ou tous les 4 m s'il est porteur, l'entretroisement se présente sous deux aspects :

- L'entretroisement **souple**, fait d'un profilé en double té soudé sur les montants et placé environ à mi-hauteur des poutres (entretroise figure 1-10a) ou en partie haute sous le platelage (pièce de pont, figure 1-10b). La structure en portique (H où) ainsi réalisée est déformable.
- L'entretroisement **rigide** de type triangulé (figure 1-10c) est fait de barres (membrures, diagonales et montants) assemblées souvent par boulons. Cette forme est maintenant peu employée.

Fonction de l'entretroisement dans les ponts à poutres

Sous les actions locales, la pièce de pont supporte la dalle et les surcharges verticales de circulation et reporte les efforts sur les poutres principales. L'entretroise simple, en revanche, n'est pas concernée directement par les actions locales puisqu'elle ne porte pas la dalle.

Sous les actions d'ensemble, l'entretoisement, assume plusieurs fonctions :

- **La répartition des charges entre les poutres principales** en imposant le déplacement « en bloc » de l'ensemble des poutres (figure 1-11) ;
- **La stabilisation des poutres contre le déversement** par le maintien des semelles inférieures comprimées aux montants des cadres (figure 1-12) ;
- **Le contreventement horizontal** avec le platelage, pour le report des charges horizontales de vent sur les appuis ;
- **La transmission des réactions d'appui** verticales et horizontales sur les lignes d'appuis, par un entretoisement spécial renforcé sur appuis ;
- **Le raidissage transversal des poutres** par le biais des montants d'entretoise.

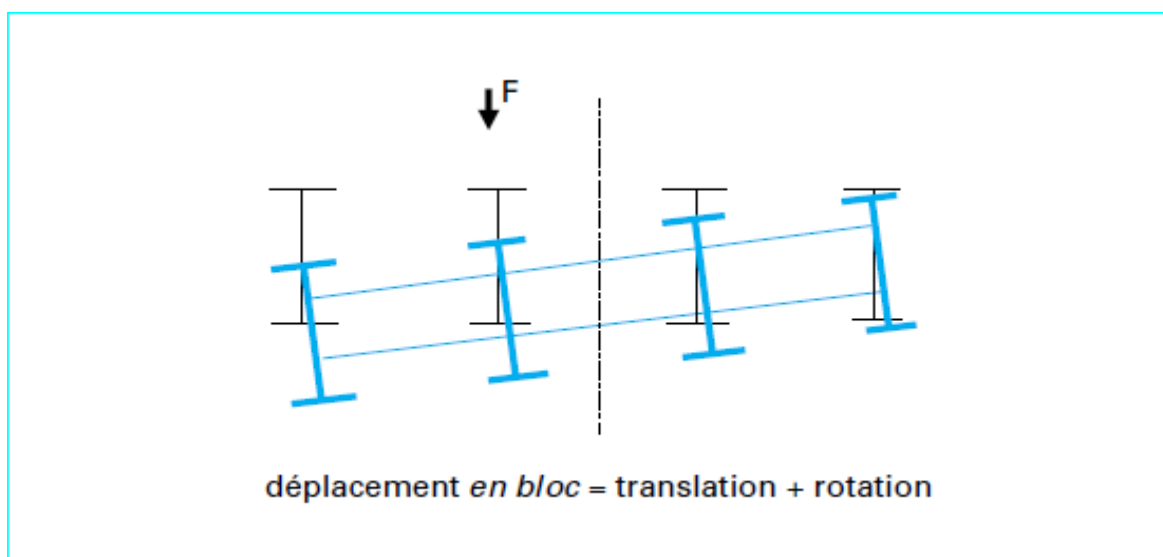


Figure 1-11 : Solidarisation des poutres par l'entretoisement

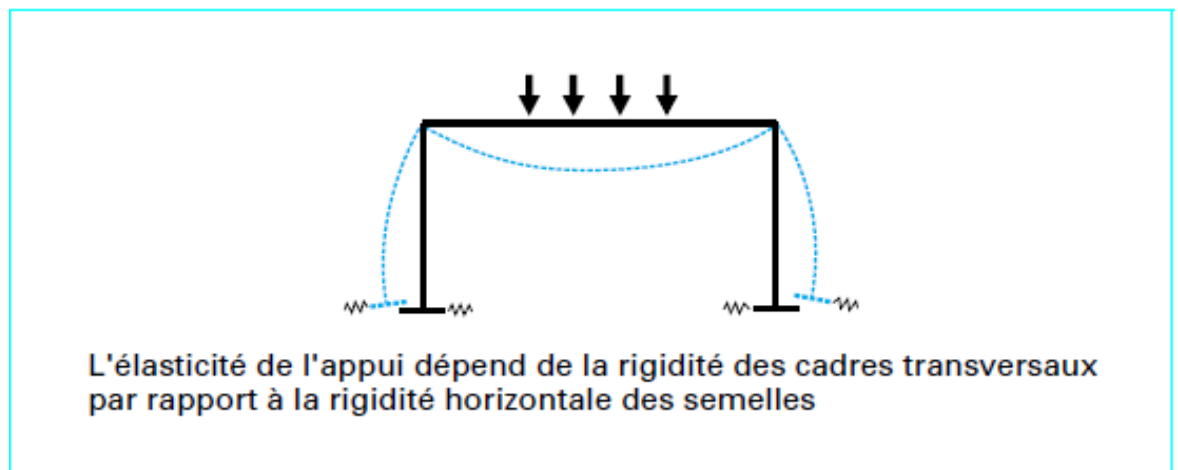


Figure 1-12 : Liaison élastique entre cadre et semelles des poutres

1.5 Dalle mixte acier-béton

Les ingénieurs recherchaient des solutions de dalles légères pour résoudre les problèmes des grands franchissements en pont-route. On savait que les hourdis en béton, d'une masse de 750 kg par mètre carré pour une épaisseur de 30 cm, nuisaient au rendement des tabliers de grandes portées : ceux-ci consommaient en effet beaucoup plus d'acier pour se porter eux-mêmes que pour porter les surcharges d'exploitation !

Basée sur le concept d'une dalle mixte, elle est constituée :

- D'une tôle en acier, épaisse de 6 à 10 mm, servant à la fois de coffrage et d'armature inférieure pour la dalle en béton ;
- D'une dalle mince en béton armé (8 à 10 cm d'épaisseur) ;
- D'un système de connecteurs assurant la liaison et la transmission des efforts de glissement entre la tôle et la dalle ; connecteurs goujons (figure 1-13 1-14 1-15) ou connecteurs en plats pliés (dalle Robinson).

Elle repose sur des pièces de pont distantes de 6 à 8 m et des longerons espacés de 1 à 2 m formant un réseau de poutres croisées.

C'est donc bien une structure mixte, puisque les deux matériaux sont liés pour travailler ensemble afin de reprendre les efforts de flexion locale et de cisaillement.

Malgré ses avantages reconnus, légèreté (300 kg/m²), réduction de l'épaisseur du tablier, coffrage tout fait, participation à la résistance d'ensemble, la dalle mixte était lourdement handicapée par un prix de revient élevé lié au coût de la pose des connecteurs. Avec l'évolution des procédés de construction, l'idée peut renaître.

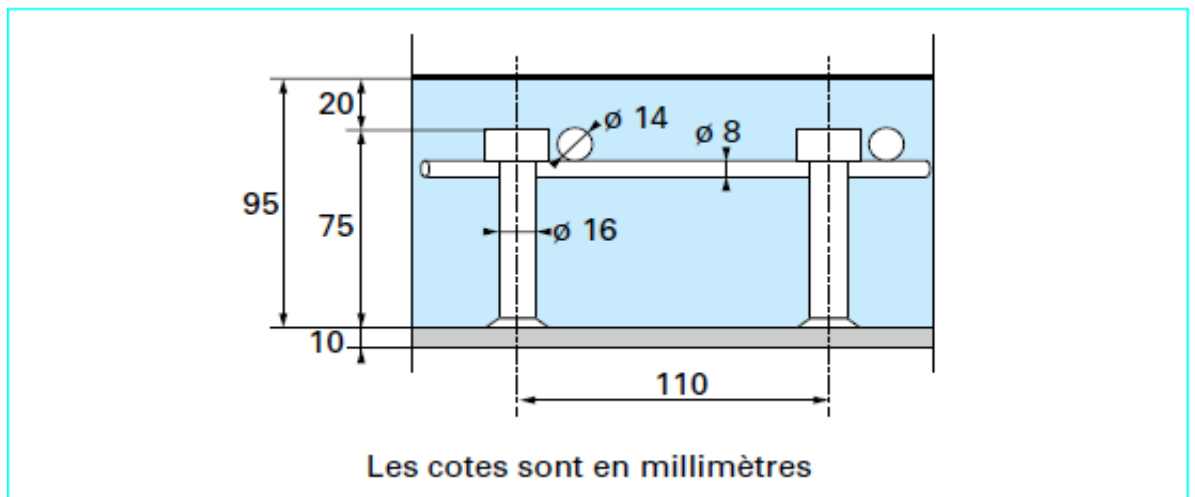


Figure 1-13 : Principe de la dalle mixte avec une connexion par goudjons

(3)

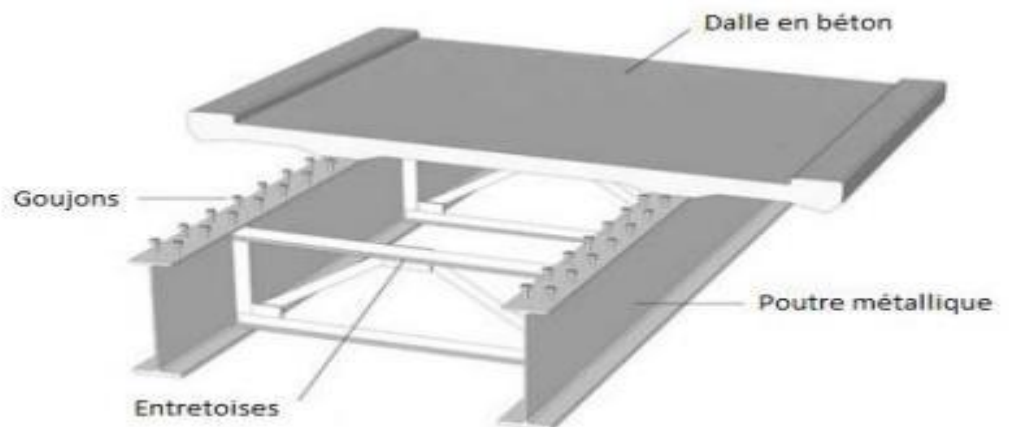


Figure 1-14: Connexion entre les poutres métalliques et la dalle



Figure 1-15 : Connecteurs de type goujons (5)

1.6 Équipements de ponts

Les ponts comportent un certain nombre d'équipements indispensables au fonctionnement et à la pérennité de l'ouvrage :

- Les appareils d'appui ;
- La chaussée ;
- Les joints de chaussée ;
- Les dispositifs de retenue ;
- La protection anticorrosion ;

- L'évacuation des eaux pluviales ;
- Les corniches ;
- Les installations de visite.

Le choix de ces équipements dépend non seulement de leur coût initial, qui peut atteindre 10 % du prix total de l'ouvrage, mais aussi des frais d'exploitation liés à leur entretien et à leur remplacement dans le temps. Ils ne doivent pas être à l'origine de désordres qui pourraient affecter la résistance du pont. Pour toutes ces raisons, les équipements de ponts sont des produits couverts par des homologations délivrées par l'administration compétente.

Seront abordés ici plus particulièrement les appareils d'appui qui sont directement impliqués dans le fonctionnement du pont.

1.6.1 Appareils d'appui

1.6.1.1 Fonction et disposition

Les appareils d'appui assurent la liaison mécanique entre les éléments porteurs principaux (poutres principales, arcs...) et les appuis (piles, culées, massifs, etc.). Ils contribuent au fonctionnement d'ensemble de l'ouvrage et transmettent aux appuis les actions provenant des charges permanentes, surcharges d'exploitation, effets thermiques, actions sismiques, vent et tassements d'appui :

- Les forces verticales et horizontales ;
- Les déplacements de translation et de rotation.

Dans son plan horizontal, et sous les actions horizontales, l'équilibre du tablier doit être satisfait tout en garantissant une libre dilatation tant longitudinalement que transversalement pour les ouvrages de grande largeur. De sorte que le schéma d'appui idéal bâti sur ce principe doit comprendre (Figure 1-16) :

- Un appareil d'appui fixe bloquant les efforts horizontaux ;

- Des appareils d'appui mobiles unidirectionnels en x ou y ;
- Des appareils d'appui mobiles multidirectionnels en x et y.

(Figure 1-17) illustre la disposition classique en plan pour une travée indépendante courbe avec lignes d'appuis en biais. On remarque que les appareils mobiles sont orientés en direction selon les rayons polaires tracés à partir du point fixe.

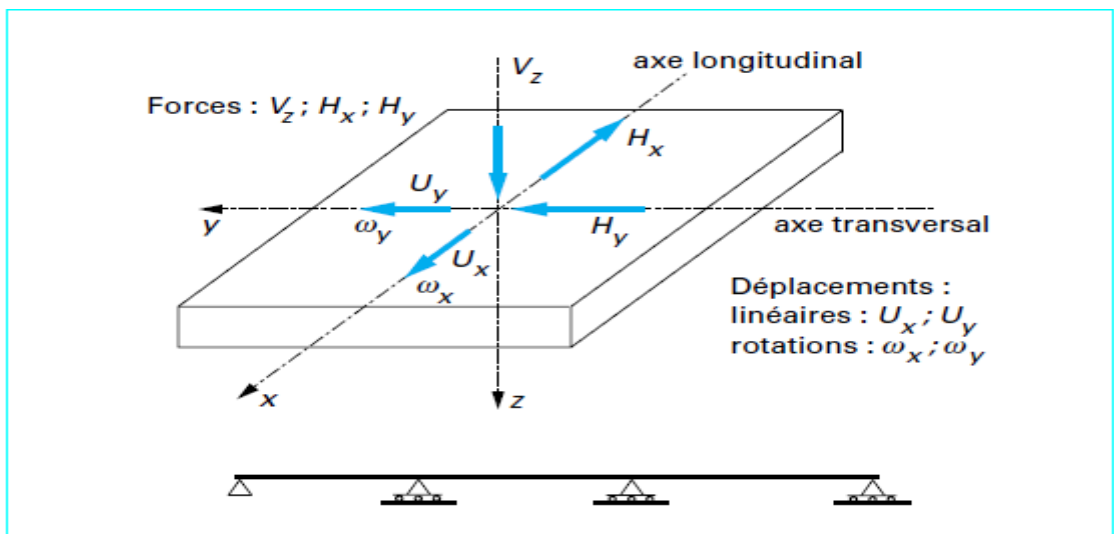


Figure 1-16 : Forces et déplacements sur appuis

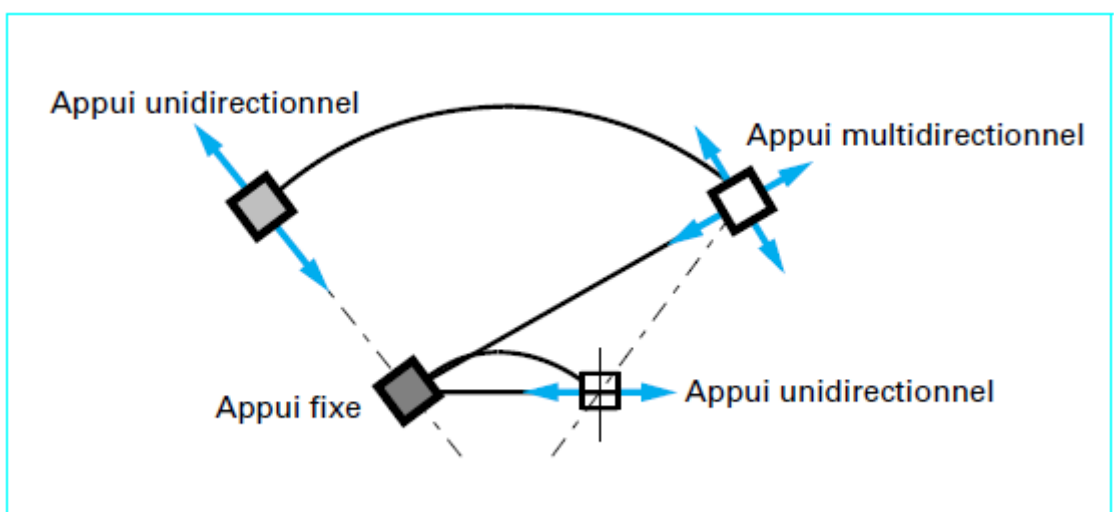


Figure 1-17 : Disposition des appuis en plan

1.6.2 Appareils d'appui en acier

Réalisés à l'origine en acier moulé, maintenant usinés à partir de tôles épaisses et de ronds, ils sont de trois types.

→**L'appui linéaire**. La rotation s'effectue par roulement d'une surface cylindrique sur une surface plane. En intercalant un rouleau entre les deux plans, l'appareil devient mobile (Figure 1-18).

→**L'appui ponctuel** procure une liberté de rotation multidirectionnelle. Il s'agit d'une rotule sphérique réalisée par un contact plan sur calotte sphérique ou un contact sphère sur sphère.

→**L'appui ponctuel mobile** est obtenu en ajoutant à la rotule sphérique un plan de glissement, unidirectionnel ou multidirectionnel selon la condition à réaliser, par interposition d'une plaque d'acier inoxydable poli associée avec une plaque de PTFE (Figure 1-19).

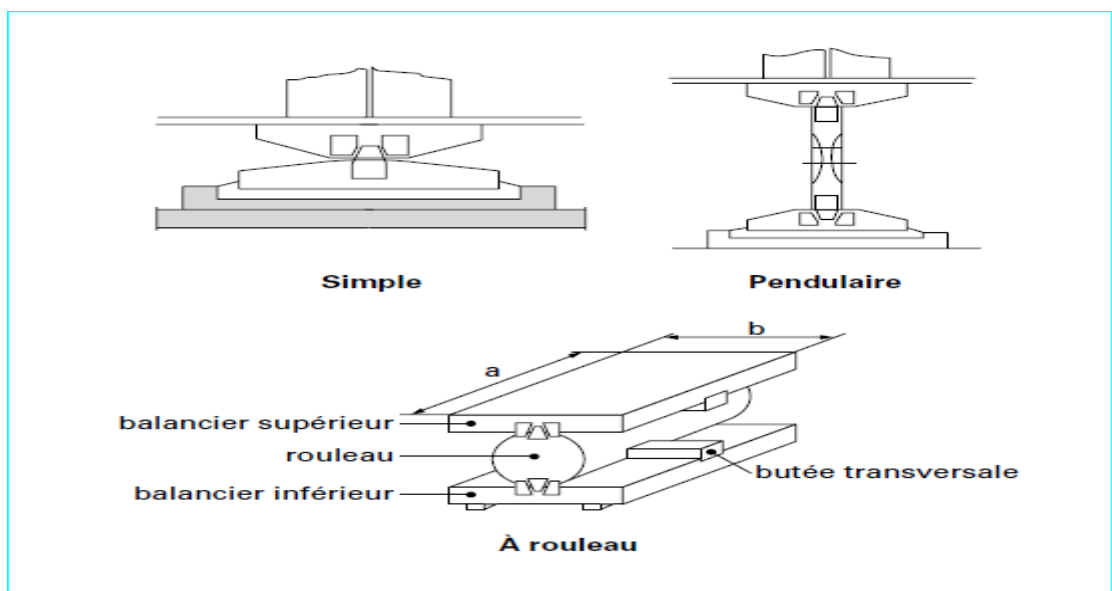


Figure 1-18 : Appuis linéaires

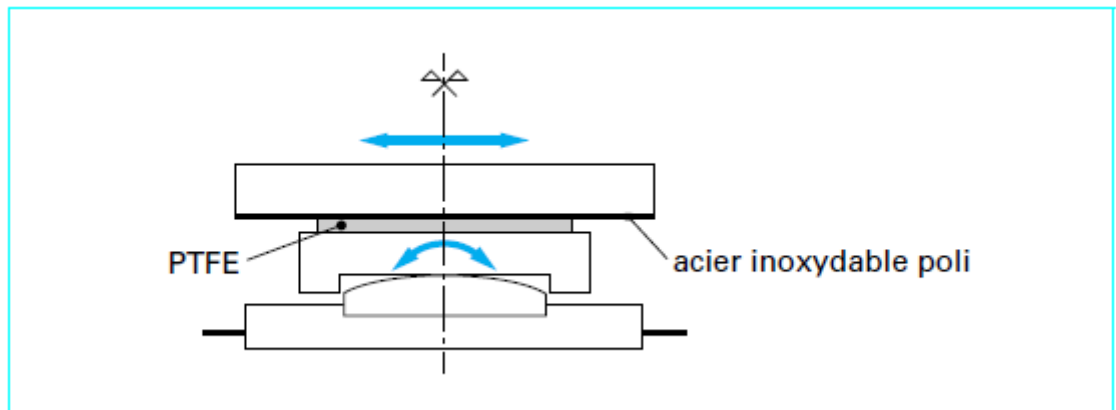


Figure 1-19 : Appui ponctuel

1.7 Conclusion

En conclu que les ponts sont des ouvrages de grande importance dans la vie de la circulation des gens c'est un domaine très vaste. Ils existent sous toutes les formes et a différentes, ils sont essentiels pour rassembler les communautés et dynamiser la vie quotidienne. La présentation du cas de pont étudié dans ce mémoire sera présentée dans le chapitre suivant

Chapitre 2

Présentation du cas d'étude

2.1 Introduction

Dans ce chapitre nous présentons l'ouvrage étudié dans ce mémoire. C'est un pont a poutre mixte situé dans la willaya sidi bellabas.

On note que cette étude est une vérification d'un travail qui a été élaborer dans le cadre d'un projet ferroviaire a double voie électrifié Oued Tlelat/Tlemcen, qui comporte la modélisation et l'étude dynamique et statique de l'ouvrage jusqu'à la détermination de section de ferrailage des piles.

2.2 Présentation de l'ouvrage

L'ouvrage choisi dans cette étude, le viaduc au PK 38+425 (Figure 2-1)et (Figure 2-2) de la nouvelle Ligne à Grande Vitesse (LGV) de Oued-Tlelat / Tlemcen est un viaduc ferroviaire courant (1), Il s'agit d'un viaduc avec 1 travée isostatique de 30 m de la culée gauche A à la première pile P1 suivi de trois travées continus de 40+40 m jusqu'à la culée droite B pour une longueur totale de 270m.

La culée A à une hauteur d'environ 9m plus 1,60 mètres de hauteur pour la semelle de fondation, et la culée B a une hauteur d'environ 7m plus 1,60 mètres de hauteur pour la semelle de fondation.

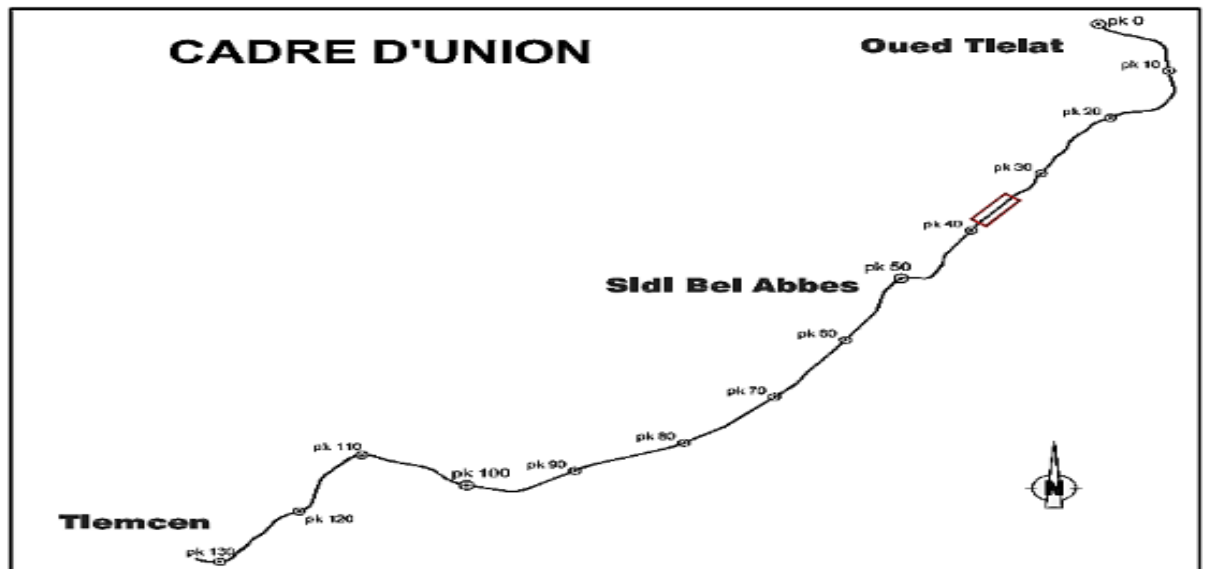


Figure 2-1 : Plan de situation (6)



Figure 2-2 : Viaduc pk38+425

Pour ce qui concerne le tablier. Il est à ossature mixtes du type quadri-poutre en acier à âme pleine avec dalle en béton armé, Les poutres en acier ont une hauteur de 2,30m et la hauteur moyenne de la dalle en béton armé est de 0,40m (variable de 0,35 à 0,45m avec une pente transversale de 1,5%) La largeur transversal du tablier est de 12.90m (Figure 2-3).

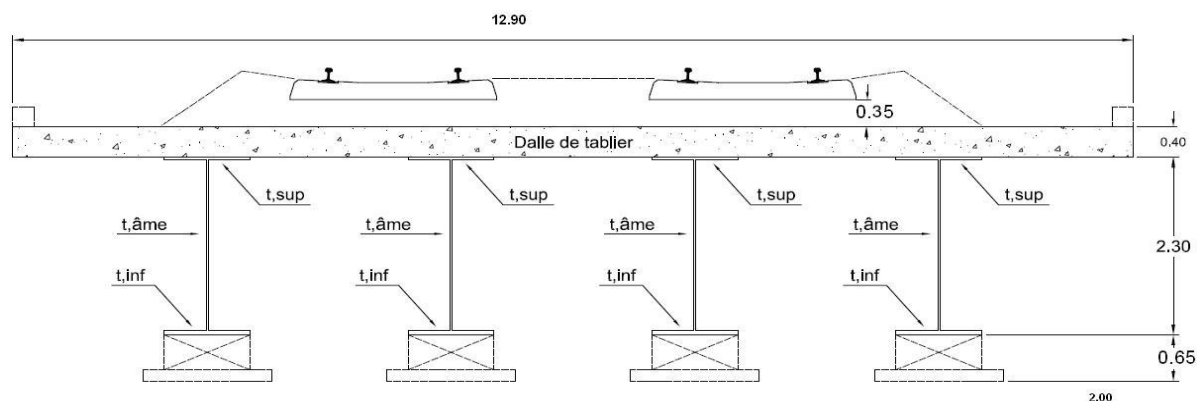


Figure 2-3 : Section typologique du tablier (6)

Le tablier repose sur six piles (Figure 2-4) leurs caractéristiques sont résumées par la tableaux suivant (Tableau 2-1) :

Pile	Dimensions en plan (m ²)	Liaison tablier/pile	Longueur (m)	Notation
P1	4,00 x 4,00 m	Fixe/ Mobile	10,30	Type AF/M
P2	4,50 x 4,50 m	Fixe	17,80	Type BF
P3	4,50 x 4,50 m	Mobile	25,30	Type BM
P4	5,00 x 5,00 m	Fixe	27,80	Type B1F
P5	4,50 x 4,50 m	Mobile	23,30	Type BM
P6	4,50 x 4,50 m	Fixe	14,80	Type BF

Tableau 2-1 : Type et dimension des piles

Viaduc pk 038+425

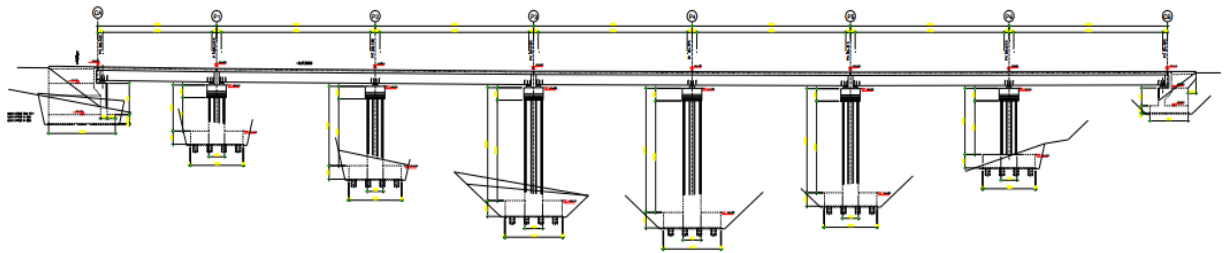


Figure 2-4: Profil en long de l'ouvrage en béton armé

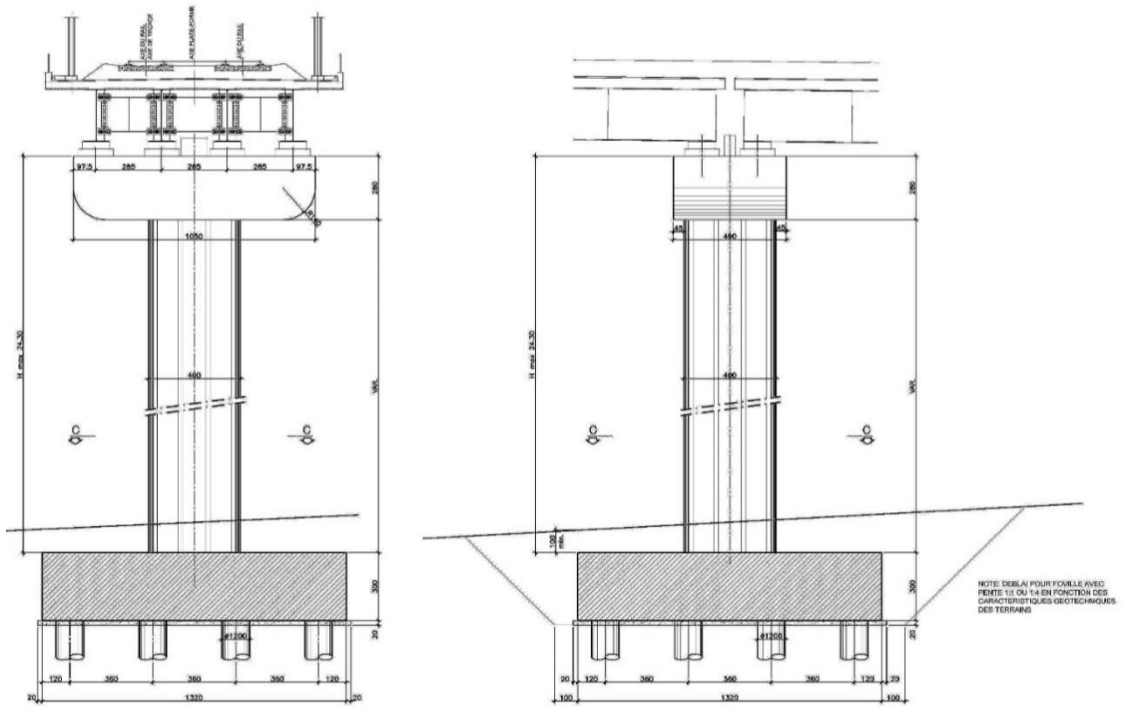


Figure 2-5 : PILE B-M (APPUIS MOBILES) (7)

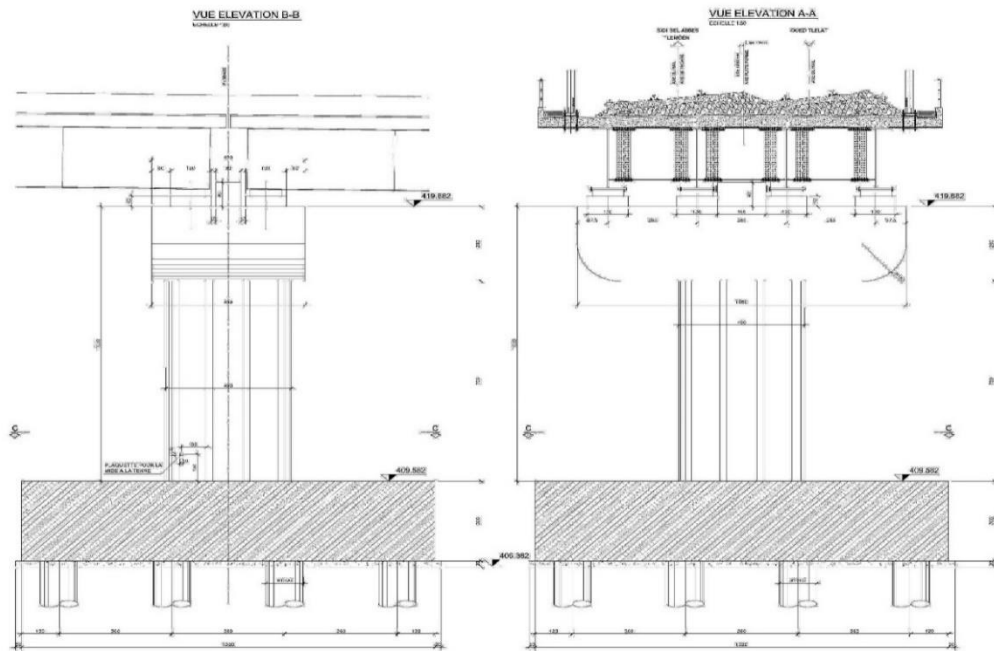


Figure 2-6: PILE B-F (APPUIS FIXES) (7)

2.3 Conception générale

La conception d'un pont doit satisfaire à un certain nombre d'exigence puisqu'il est destiné à offrir un service à des usages. On distingue les exigences suivantes :

→Des exigences fonctionnelles qui sont des caractéristiques qui permettent au pont d'assurer sa fonction

→Les exigences naturelles qui sont l'ensemble des éléments de son environnement déterminant sa conception

2.3.1 Les données fonctionnelles

Une construction d'un pont s'inscrit dans le cadre d'une opération plus vaste, par exemple une opération routière ou ferroviaire. L'implantation de l'ouvrage résulte donc d'un certain nombre de choix effectués au niveau de la dite opération.

Les données sont fixées par le maître de l'ouvrage, on distingue

→ Les données relatives à la voie portée qui sont : le tracé en plan, le profil en long et le profil en travers

2.3.1.1 Trace 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 ces points caractéristiques.

Dans notre cas la longueur totale du pont est de 270m. (Figure 2-7)

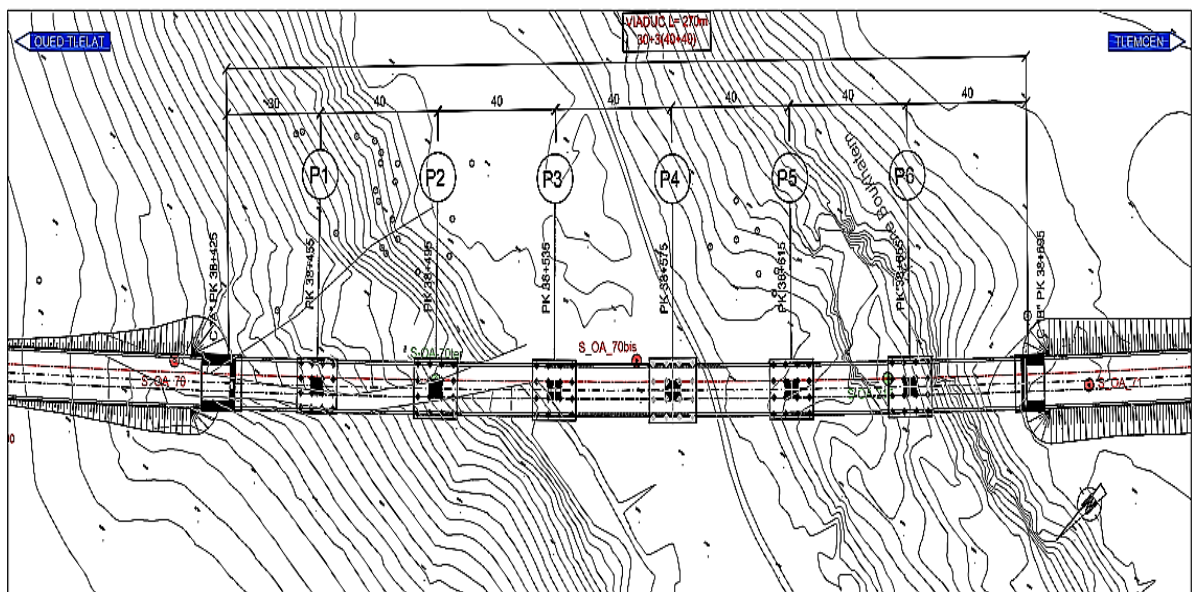


Figure 2-7 : Vue en plan

2.3.1.2 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 pont étudié présente quatre travées, d'une travée de 30m et trois travées de 40+40m, ce qui nous donne une longueur totale de 270m. (Figure 2-8)

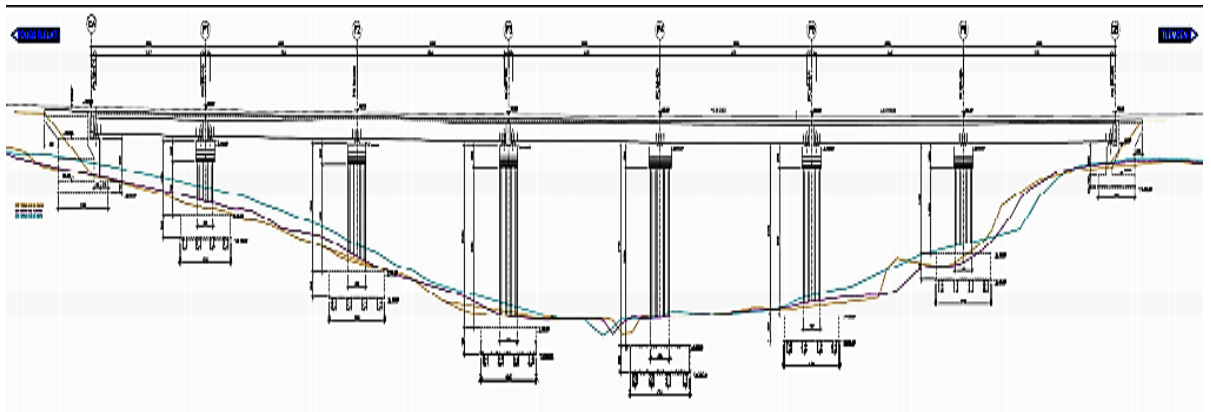


Figure 2-8 : Profil en long

2.3.1.3 Profil en travers

Il définit la géométrie et les équipements de la voie dans le sens transversal de la superstructure. (Figure 2-9)

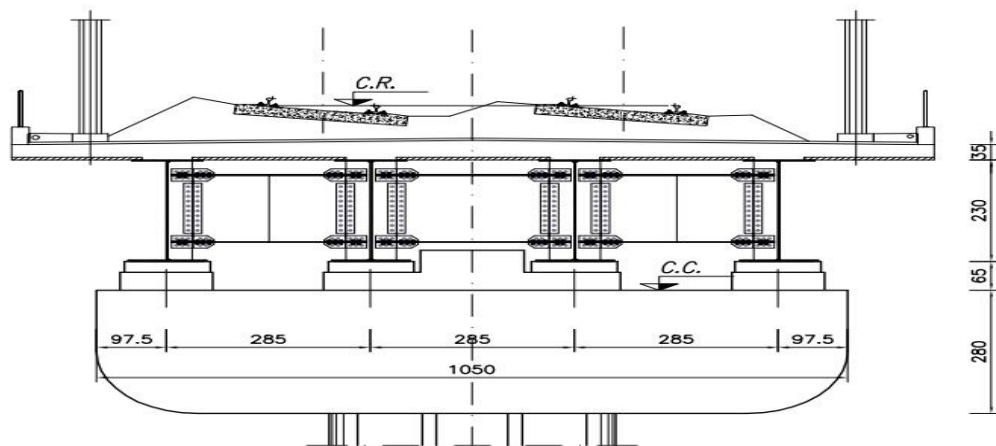


Figure 2-9: Profile en travers

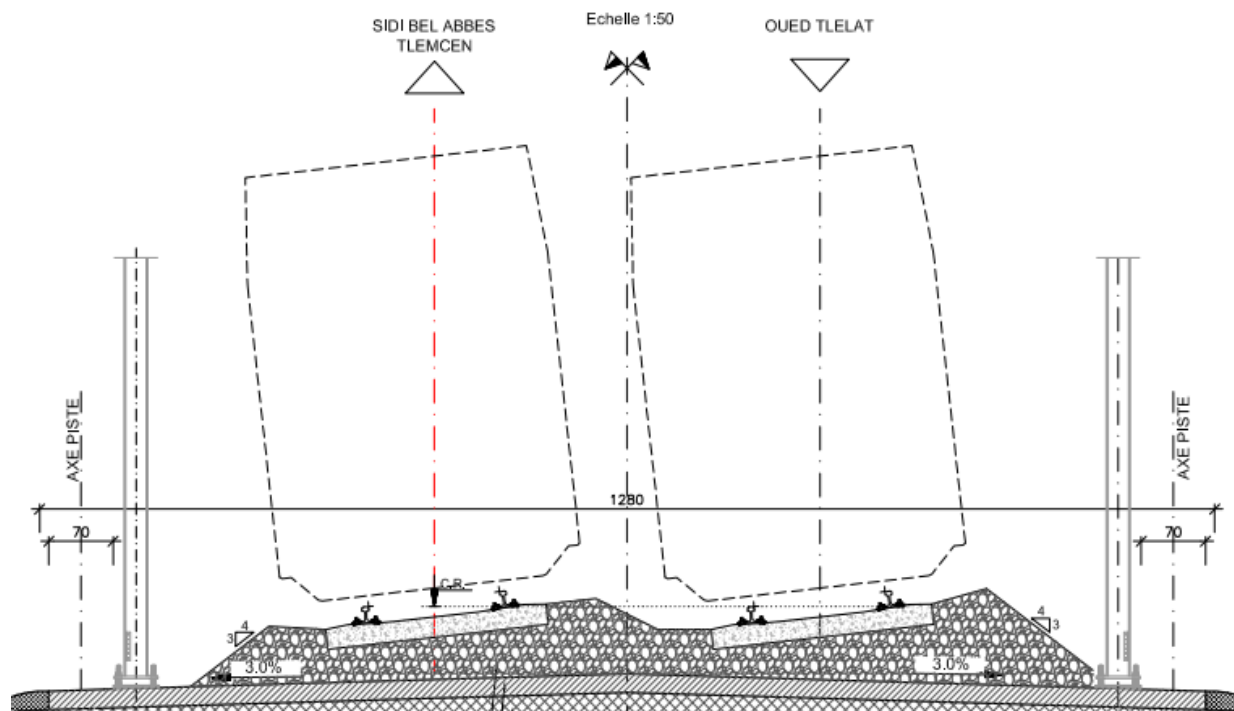


Figure 2-10 : Vue en travers

Le profil en travers donne les caractéristiques suivantes (Figure 2-11):

- La largeur du tablier est de 12,9 m
- Le nombre de voies est de = 2 voies de type ferrées
- Le dévers est de =1,5%

2.3.2 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.

2.4 Données sismiques

Un séisme est une succession de déplacements rapides imposés aux fondations d'un ouvrage. En général, le séisme est caractérisé par un spectre de réponse que ce soit des déplacements, vitesses ou des accélérations. Sur un ouvrage rigide, les

efforts sont dus à une accélération présentant une composante horizontale de direction quelconque et une composante verticale.

Le spectre de réponse élastique en accélération $S_e(T)$ est celui du RPOA avec les caractéristiques suivantes (8):

La wilaya de Sidi Bel Abbès est classée Zone 1 par un coefficient d'accélération de zone ($A = 0.15$ Ce coefficient correspond à un sol de classe S2 meuble)

2.5 Donner relative à l'environnement

2.5.1 Le vent

Le viaduc est situé dans la Zone I de vent (Wilaya de Sidi Bel Abbès) ayant la vitesse suivante de référence :

$$V_{\text{réf}} = 25 \text{ m/s (9)}$$

2.5.2 L'humidité

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

2.5.3 La température

Le gradient thermique résulte d'un échauffement ou de refroidissement unilatéral de courte durée de la structure porteuse. La variation uniforme de température se réfère de la température moyenne du lieu.

En Algérie du nord (climat tempéré) la variation est donc entre : $+35^\circ \text{ C}$ et -15° C .

2.5.4 La neige

Les effets de la neige ne sont pas pris en considération dans le calcul des ponts, mais ils peuvent se produire dans certains cas particuliers (ouvrage en phase de construction), le site abritant notre ouvrage est tout près du littoral, donc il n'y a pas de neige

2.6 Caractéristiques des matériaux

2.6.1 Béton

Les caractéristiques du béton sont résumées par le tableau suivant :

	Pieux	Semelles de fondation	Culées	Piles	
fck	27	27	35	35	N/mm ²
γ	1.50	1.50	1.50	1.50	
ν	0.3	0.3	0.3	0.3	

Tableau 2-2: Résistance de béton a 28j

Le béton est défini par la valeur de sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours notée « f_{c28} », avec un contrôle strict, et une masse volumique normale ($\rho \cong 2500 \text{ kg/m}^3$)

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 :

$$n = \frac{E_a}{E_{cm}}$$

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.

2.6.1.1 Résistance à la compression :

Pour un béton âgé de j jours on a :

- Pour la dalle et les appuis (piles et culés)

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

- Pour la fondation (Pieux et semelles)

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

2.6.1.2 Résistance à la traction :

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

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

Donc :

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

2.6.1.3 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 :

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

2.6.1.4 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 la valeur :

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

2.6.1.5 Déformation transversale du béton :

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

2.7 Les Aciers

Les aciers utilisés dans les ouvrages mixtes (acier-béton) sont de deux natures différentes de construction passifs.

2.7.1 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 2-2, extrait de l'Euro code 3, donne quelques valeurs usuelles de f_y et f_u pour certaine section.

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/N1	355	490	355	470
S420N/N1	420	520	390	520
S460N/N1	460	540	430	540

Tableau 2-3 : Valeurs nominales de f_y et f_u pour des aciers de construction courant

2.7.2 Les aciers passifs

Les aciers utilisés pour le béton sont des armatures courantes à haute adhérence de classe FeE400 avec une limite d'élasticité $f_e = 400$ Mpa. Le module d'élasticité $E_S = 210000$ N/mm². La variation de la contrainte en fonction des déformations présente par la Figure 2-11.

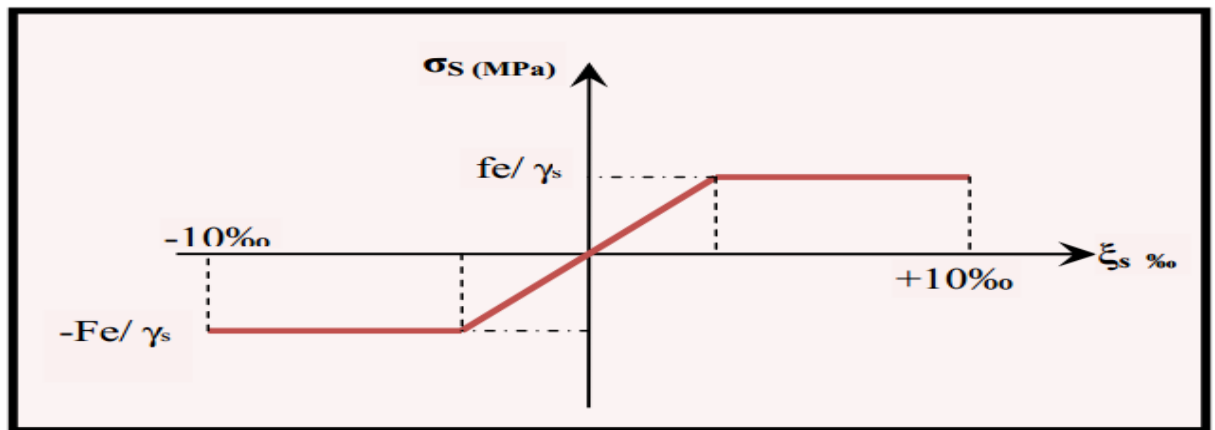


Figure 2-11: Diagramme contrainte-déformation du béton

2.7.3 Aciers des poutres métalliques

En construction on définit un acier par sa limite élastique ce qui représente la contrainte l'imate élastique sa qualité qui représente le facteur de qualité de la soudabilité.

Ils sont classes en trois catégories :

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

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 2-4.

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	$\rho = 7850 \text{ kg/m}^3$

Tableau 2-4: Les Caractéristiques du matériau Acier pour la charpente

2.8 Dimensionnement géotechnique des fondations

2.8.1 Les données de sol

Ces données sont évidemment fondamentales dans l'étude d'un ouvrage non seulement elles déterminent le type de fondation des appuis, mais elles constituent l'un des éléments du choix de la solution pour le franchissement projeté. Elles sont obtenues à partir d'une reconnaissance qui doit donner les informations désirées sur le terrain naturel, le niveau de la nappe (au sens le plus général) et le niveau possible de fondation.

En fin, la reconnaissance géotechnique donne des indications quantitatives sur la nature des terrains rencontrés :

- 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 le 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)

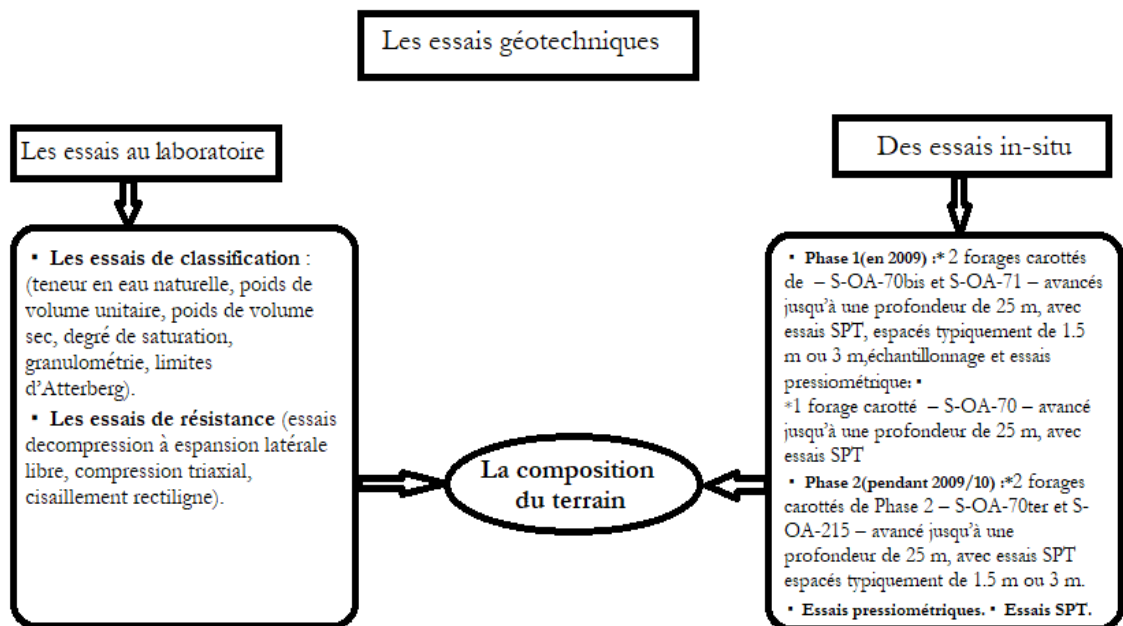


Figure 2-12: Organigramme des essais géotechniques

2.8.2 Modèle géologique-géotechnique de référence caractérisation géotechnique

Le long du tracé de la nouvelle Ligne à Grande Vitesse Oued-Tlélat / Tlemcen on a déterminé, en voie préliminaire, 10 unités géotechniques distinctes sur la base de leurs caractéristiques lithologiques, sur la base de la description lithologique reporté dans la légende de la carte géologique de l'APD et sur la base des résultats des essais en situ et en laboratoire exécutés dans les campagnes d'investigations APS (2006) et celles réalisées en 2009-2010 (Phases 1 et 2). On reporte une liste synthétique des unités distinctes le long du tracé en projet. (Erreur ! Source du r envoi introuvable.)

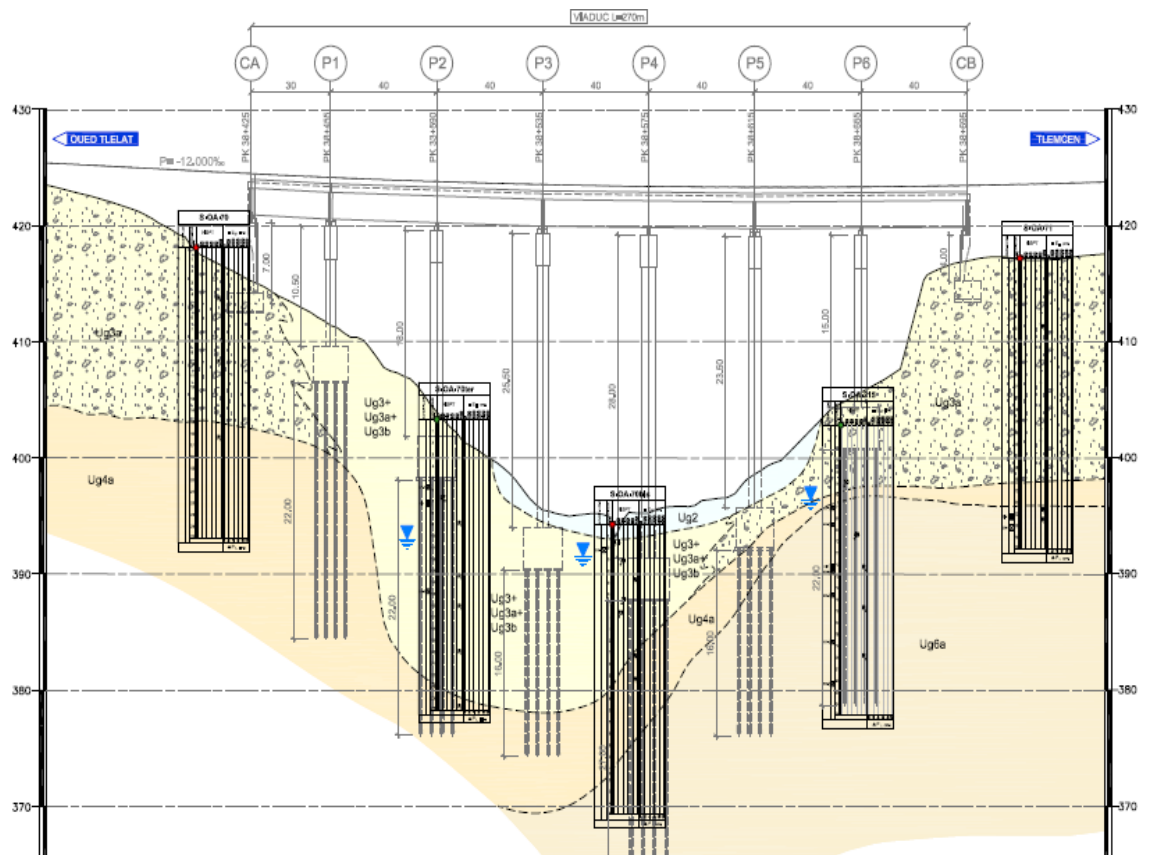


Figure 2-13 : Coupe stratigraphique du terrain

LEGENDE UNITE GEOTECHNIQUE

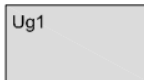
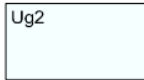
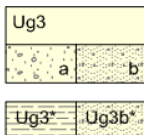


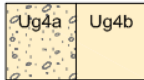
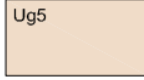
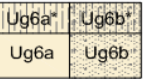

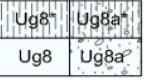
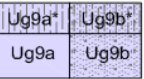

	Unité géotechnique Ug1 . Dépôts sableux ou limoneux sableux, localement graveleux (terrain végétale).
	Unité géotechnique Ug2 . Limons sableux et argileux de couleur gris et brun, localement intercalés avec niveaux de graviers et cailloux (dépôts quaternaires actuels et récents).
	Unité géotechnique Ug3 . Limons argileux ou argiles limoneuses sableuses. Selon les secteurs les dépôts grossiers (graviers et cailloux) (Ug3a) dominent sur les autres sédiments et ils peuvent montrer une cimentation diffuse jusqu'à conglomérats et poudingues (). En quantité inférieur se trouvent aussi des niveaux de sables limoneux et sables argileux (Ug3b), parfois cimentés jusqu'au grés () (Dépôts quaternaires anciens). Dans cette unité, compte tenue de la nature géotechnique des terrains résultants, ils sont parfois compris les sols résiduels des formations rocheuses sous-jacentes (Ug3a*, Ug3b*)
	Unité géotechnique Ug4 . Conglomérats plus ou moins cimentés à éléments hétérométriques, sub-arrondis, en matrice sableuse limoneuse avec intercalations de niveaux de grés (Ug4a) ; limon, et limon argileux rougeâtres avec taches carbonatées blanchâtres (Ug4b) (Pliocène continental).
	Unité géotechnique Ug5 . Calcaires et calcaires gréseux parfois altérés et karstifiés en bancs décimétriques (calcaires bioclastiques du Miocène).
	Unité géotechnique Ug6. Alternance de marnes bleuâtres et verdâtres (Ug6a) et de grés jaunâtres (Ug6b), avec leurs profils d'altération qui montrent traces de la structure rocheuse originaire (Ug6a*, Ug6b*) (marnes et grés du Miocène).
	Unité géotechnique Ug7 . Calcaires gréseux de couleur gris, marnes et marnes argileuses feuilletées de couleur gris sombre avec veines de quartz (marno-calcaires du Crétacé).
	Unité géotechnique Ug8 . Calcaires, calcaires gréseux, calcaires dolomitiques, dolomies, souvent altérés et karstifiés, avec niveaux de marnes verdâtres (Ug8) et intercalations de brèches et conglomérats cimentés (Ug8a). Dans cette unité, ils sont aussi compris les profils d'altération du substratum rocheux (Ug8*, Ug8a*) (calcaires et dolomies du Jurassique).
	Unité géotechnique Ug9 . Alternance de marnes bleuâtres et verdâtres (Ug9a), de grés et de grés calcaires grisâtres - jaunâtres (Ug9b), avec leurs profils d'altération qui montrent traces de la structure rocheuse originaire (Ug9a*, Ug9b*) (marnes et grés du Jurassique).
	Unité géotechnique Ug10 . Grés en gros bancs de couleur jaunâtres-rougeâtres (grés du Jurassique).

Figure 2-14 : Légende unité géotechnique

2.8.3 Typologie et géométrie de fondations

En raison des conditions du sous-sol attendues sur la base du modèle géologique géotechnique il est prévu d'adopter des fondations sur pieux et de fondations directes. En particulier les piles sont prévues sur pieux, alors que le deux culées CA et CB sont prévues sur fondation directe.

2.8.4 Fondations sur pieux

Les fondations seront constituées par des pieux forés de diamètre $d = 1200\text{mm}$, rigidement connectés à une semelle de fondation. La semelle aura une épaisseur de 3.5m (3m pour la pile P1) et dimensions en plan variables en fonction du nombre de pieux envisagés selon les critères suivants : espacement inter-axe pour les pieux 4.0m (3.6m pour la pile P1 et 4.4m pour la pile P4) ; distance des pieux extérieures au bord de la semelle $0.5d$. Pour les piles fixes et mobiles les semelles de fondations reposent sur 16 pieux disposés 4×4 avec les dimensions en plan $L_s = B_s = 14.4\text{m}$ ($L_s = B_s = 13.2\text{m}$ pour la pile P1 et $L_s = B_s = 15.6\text{m}$ pour la pile P4). (Figure 2-15)

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

Tableau 2-5 : Type et dimension des piles

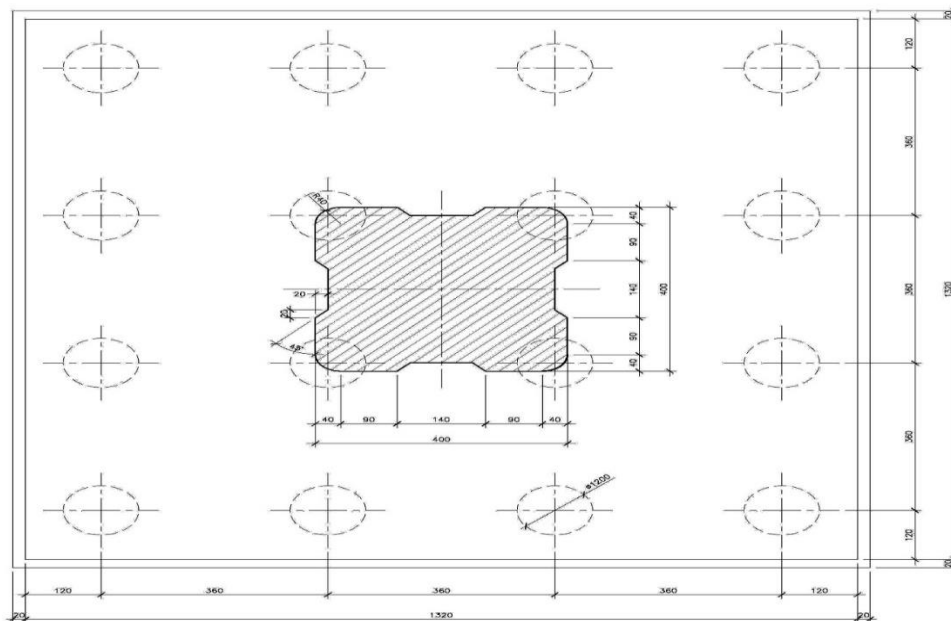


Figure 2-15: Vue en plan de fondation

2.8.5 Fondations directes

Les fondations des culées présentent : la culée A une semelle de hauteur de 1,60m et dimensions en plan sont 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.

2.9 Conclusion

Le pont choisi dans ce mémoire est un pont ferroviaire mixte stratégique il fait partie de la nouvelle voie ferroviaire les différentes caractéristique géométrique et mécanique étaient présentées dans ce chapitre. Dans le chapitre suivant on va définir les charges et surcharges appliqués sur ce pont

Chapitre 3

Charges et surcharges

3.1 Introduction

Un pont doit être capable de résister avec une marge de sécurité, non seulement à son poids propre, mais aussi aux actions naturelles et fonctionnelles. Dans ce chapitre nous nous intéresserons aux calculs des charges et surcharges.

3.2 Désignation des charges

Les charges d'un pont peuvent se classer en trois catégories :

3.2.1 Les charges permanentes

Les charges permanentes comprennent le poids propre de la structure porteuse, des éléments non porteurs tels que (revêtement, la chape, trottoirs, corniches, garde-corps, glissières de sécurité...), des installations fixes et des éléments porteurs. Ces charges concernent le tablier seul.

3.2.2 Les charges dues au trafic

Dans le cadre des ouvrages d'art non courants étudiés, les actions dues aux circulations de tram-train à considérer sont : les charges verticales, les effets dynamiques, les forces d'accélération et de freinage, l'effort de lacet et les forces centrifuges. En outre, il convient de prendre aussi en compte les charges de superstructures. En effet, celles-ci répondent aux spécificités liées à la circulation du trafic tram-train.

3.2.3 Les charges hors trafic

On trouve aussi les charges hors trafic définies comme suit :

Variables : effet de la température, de l'eau, du vent, etc.

Accidentelles : séisme, incendie, etc.

3.3 Evaluation des charges permanentes

Après la conception et le pré dimensionnement de l'ouvrage, l'ingénieur doit évaluer différentes charges et surcharges afin d'évaluer le ferrailage des éléments de l'ouvrage pour assurer son fonctionnement en toute sécurité.

3.3.1 Poids propre

Le poids propre de la charpente métallique est évalué comme une charge uniformément répartie de 3,90 KN/m² sur la largeur du tablier de 12,90m. Le poids propre de la dalle en béton est évalué sur une épaisseur moyenne de 0,40m. Le tableau 3-1 donne la valeur du poids propre G1.

Charge	Opération	Résultat en (KN/m)
Charpente	$g1=3,90 \times 12,90$	50,31
Dalle en béton	$g2=0,4 \times 12,90 \times 25$	129,00
Total	G1	179,31

Tableau 3-1: Poids propre G1

Le poids propre inclue également les charges données par le tableau 3-2. Le cumul des poids dû à ces charges donne G2.

Charge	Opération	Résultat
Bordures	$g3=1.88 \times 2$	3.75
Trottoir	$g4=2.88 \times 2$	5.76
Rails UIC60	$g5=1,20 \times 2$	2,40
Traverses avec attaches	$G6=4,80 \times 2$	9,60
	$g_{min}(KN/m)$	$g_{max}(KN/m)$
Ballast $g7$	80.29	149.10
Chape d'étanchéité $g8$	12.40	21.70
$G2_{min}=3.75+5.76+2.40+9.60+80.29+12.40=$		114.20 KN/m
$G2_{max}=3.75+5.76+2.40+9.60+149.10+21.70=$		192.31KN/m

Tableau 3-2: Poids propre G2

3.4 Charges d'exploitations

3.4.1 Les modèles des charges verticales

Lorsqu'il s'agit d'une ligne à double voie, les actions du trafic ferroviaire sont appliquées en supposant que deux trains-type vont charger toutes les deux voies simultanément.

Les actions sont définies au moyen de modèle de charge. Deux modèles de chargements ferroviaires sont fournis ; l'un pour représenter le trafic normal sur les grandes lignes (modèle de charge 71) et l'autre pour représenter les charges anormalement lourdes (modèles de charges SW).

3.4.2 Modèle de charge LM71

Le modèle de charge LM71 représente l'effet statique du chargement vertical dû à un trafic ferroviaire standard. La disposition et les valeurs caractéristiques des charges verticales doivent être appliquées comme le montre la Figure 3-1.

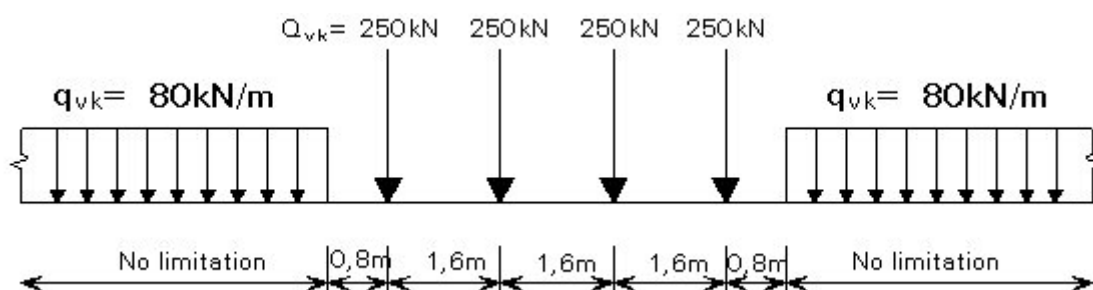


Figure 3-1: Schéma de charges UIC 71 et les valeurs caractéristiques pour les charges verticales

3.4.3 Modèle de charge SW/0 et SW/2

Le modèle de charge SW/0 représente l'effet statique du chargement vertical dû à un trafic ferroviaire standard sur des poutres continues. Le modèle de charge SW/2 représente l'effet statique du chargement vertical dû à un trafic ferroviaire

lourd. (Figure 3-3) La représentation des charges doit être celle de la figure ci-dessous.

Le modèle de charge SW/0 doit être multiplié par le coefficient α comme indiqué ci-avant. (Figure 3-2).

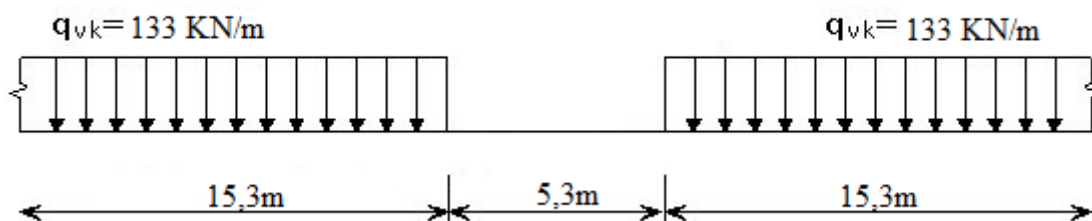


Figure 3-2 : Modèle de charge SW/0

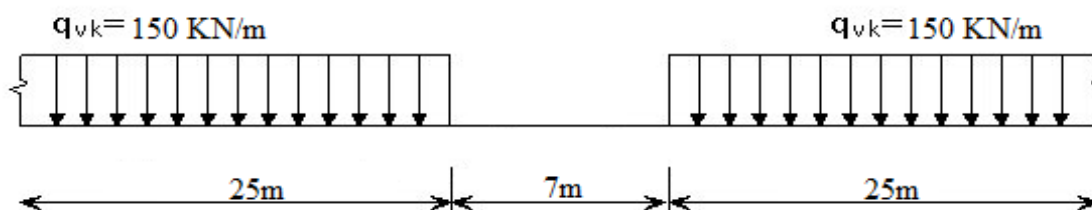


Figure 3-3 : Modèle de charge SW/2

On note que les modèles LM71 et SW/0 sont entre deux alternatifs, au sens que dans l'analyse structurale on choisit entre eux celui qui rend maximales les réactions aux appuis (En choisissant 6 des 11 dispositions possibles dans le cas des piles mobiles et 4 de 7 dispositions possibles dans le cas des piles fixes).

3.4.4 Modèle de charge « Train à vide »

Il consiste en une charge verticale linéaire uniforme, avec une valeur caractéristique de 10.0KN/m

Chaque structure doit être calculée pour le plus grand nombre de voies géométriquement et structuralement possible dans la position la moins favorable, indépendamment de l'apposition des voies existantes. Toutes les sollicitations doivent être déterminées en plaçant les charges et les forces dans les positions les plus défavorables. Les actions dont l'effet est favorable doivent être négligées.

3.5 Répartition des charges d'essieu par les rails, les traverses et le ballast

Les exigences suivantes s'appliquent au modèle de charge 71 et aux modèles de charge SW.

3.5.1 La force d'accélération et de freinage Q3

Les forces d'accélération et de freinage agissent au niveau supérieur des rails, dans le sens longitudinal de la voie. Elles doivent être considérées comme uniformément réparties sur la longueur d'influence $L_{a,b}$ de la sollicitation de l'élément structural considéré. On considère les forces suivantes d'accélération et de freinage :

- Force d'accélération : $F_x = 33 \text{ kN/m} \times L_{a,b} \leq 1\,000 \text{ kN}$ (Tous)
- Force de freinage : $F_x = 20 \text{ kN/m} \times L_{a,b} \leq 10\,000 \text{ kN}$ (LM71 et SW/0)
- Force de freinage : $F_x = 35 \text{ kN/m} \times L_{a,b}$ (SW/2)

3.5.2 La forces de centrifuges Q4

Lorsque la voie est en courbe sur toute ou partie de la longueur d'un pont, la force centrifuge et le dévers de la voie doivent être pris en compte. Il convient d'appliquer les forces centrifuges comme agissant horizontalement vers l'extérieur, à une hauteur de 1,80 m au-dessus du plan de roulement et il faut les combiner avec la charge verticale de trafic. L'analyse des forces centrifuges de l'Eurocode tient compte des vitesses inférieures à 200 km/h à travers le coefficient de

réduction f . La valeur caractéristique de la force centrifuge est déterminée à l'aide des formules suivantes :

$$q_{tk} = \frac{v^2}{g \times r} \times (f \times qvk) = \frac{v^2}{127r} \times (f \times qvk)$$

$$f = \left[1 - \frac{v - 120}{1000} \times \left(\frac{814}{v} + 1,75 \right) \times \left(1 - \sqrt{\frac{2,88}{Lf}} \right) \right]$$

Avec :

q_{tk} : Valeurs caractéristiques des charges verticales (hors majoration pour effets dynamiques)

Pour les modèles de charge 71, SW/0, SW/2 et train à vide.

f : coefficient de réduction

v : vitesse maximale (m/s)

V : vitesse maximale (Km/h)

g : accélération de la pesanteur (9.81 m/s²)

r : rayon de courbure (m)

Lf : longueur d'influence de la partie chargée de la voie en courbure sur le pont, la plus défavorable pour le dimensionnement de l'élément structural (m).

3.5.2.1 Modèle LM71

Vitesse maximale : $V = 220$ km/h

Charge verticale : $q_{LM71} = 80$ kN/m pour $r = 5000$ m

$$f = \left[1 - \frac{v-120}{1000} \times \left(\frac{814}{v} + 1,75 \right) \times \left(1 - \sqrt{\frac{2,88}{Lf}} \right) \right] \cong 0.6$$

$$qt_{LM71} = \frac{v^2}{127r} \times (f \times q_{LM71})$$

$$qt_{LM71} = 3.66 \text{ KN/m}$$

3.5.2.2 Modèle de charge SW/0

Vitesse maximale : $V = 220 \text{ km/h}$

Charge verticale : $q_{sw/0} = 133 \text{ KN/m} \rightarrow f \cong 0.6$ pour $r = 5000\text{m}$

$$qt_{sw/0} = \frac{v^2}{127r} \times (f \times q_{sw/0})$$

$$qt_{sw/0} = 6.08 \text{ KN/m}$$

3.5.2.3 Modèle de charge SW/2

La vitesse maximale : $V = 80 \text{ km/h}$

Donc la charge verticale : $q_{sw/2} = 150 \text{ KN/m} \rightarrow f = 1$ pour $r = 5000\text{m}$

$$qt_{sw/2} = \frac{v^2}{127r} \times (f \times q_{sw/2})$$

$$qt_{sw/2} = 1.51 \text{ KN/m}$$

3.6 L'action du vent sur le train Q5

On considère les suivants charges du vent (pour toutes les parties du viaduc):

$$Q = 2,50 \text{ kN/m}^2$$

3.6.1 Action du vent sur les trains

L'action du vent à prendre en compte est :

$$Q5 = 2,50 \text{ kN/m}^2 \times 4,00 = 10,00 \text{ kN/m}$$

Le point d'application de la charge est considéré à 2,0m sur le plan de roulement :

$$M_t = R_Y \times (4,2+2,00)$$

3.7 Effort de lacet Q8

L'effort de Lacet doit être considéré comme une force concentrée agissant horizontalement au niveau supérieur des rails et perpendiculaire à l'axe des voies. La valeur caractéristique de l'effort de lacet doit être prise égale à : $Q_{SK}=100$ KN. Cette valeur ne doit pas être multipliée que par le coefficient α si celui est supérieur à 1. L'effort de lacet doit toujours être combiné avec une charge verticale de trafic

3.8 Charges due aux passages de services QP

Les charges des piétons sur les trottoirs d'inspection sont les suivantes :

$$Q_P = 5.00 \text{ kN/m}^2 \times 0.85\text{m} = 4.25 \text{ kN/m un trottoir chargé}$$

$$Q_P = 5.00 \text{ kN/m}^2 \times 0.85 \text{ m} \times 2 = 8.50 \text{ kN/m deux trottoirs chargés}$$

3.9 Effets dynamiques

3.9.1 Généralités

Les principaux facteurs influençant plus le comportement dynamique sont :

- La fréquence propre de la structure,
- L'espace des essieux,
- La vitesse du trafic sur le pont,
- L'amortissement de la structure,

- Les appuis régulièrement espacés de l'hourdis et de la construction (entretoises, traverses, etc.),
- Les défauts de roues (méplats, etc.),
- Les défauts verticaux de la voie.

3.10 Coefficient dynamique \emptyset

Le coefficient d'amplification dynamique \emptyset , qui majore les effets statiques dus aux modèles de charge 71, SW/0 et SW/2, doit être pris égal à $\emptyset 2$ ou à $\emptyset 3$ en fonction de la qualité de l'entretien de la voie.

-Pour une voie soigneusement entretenue on a :

$$\emptyset 2 = \frac{1,44}{\sqrt{L\emptyset - 0,2}} + 0,82$$

Avec : $1,00 \leq \emptyset 2 \leq 1,67$

-Pour une voie normalement entretenue on a :

$$\emptyset 3 = \frac{2,16}{\sqrt{L\emptyset - 0,2}} + 0,73$$

Avec : $1,00 \leq \emptyset 3 \leq 2,00$

Où :

$L\emptyset$: longueur <<déterminante>> (longueur associée à \emptyset).

$L\emptyset = k \times L_m$ avec $L_m = (\sum L_i) / n$

L_i : portée de la travée n : nombre de travée

D'après la note calcul (10) :

Nombre de travée	2	3	4	≥ 5
K	1,2	1,3	1,4	1,5

Tableau 3-3 : détermination de K

Pour le viaduc en examen on obtient :

Tablier	n	$\sum L_i$	Lm	k	L ϕ	$\phi 3$	$\phi 2$
TRS	1	27.60	27.6	1	30	1.15	1.10
TRC	2	38,8x2= 77.6	38.8	1.2	48	1.05	1.03

Tableau 3-4 : détermination de coefficient dynamique

Avec :

TRS : travée simple

TRC : travée continue

3.10.1 Combinaisons d'action

Pour les ponts ferroviaires, les valeurs des coefficients γ données dans le tableau (Tableau 3-4) sont applicables à l'exception des actions suivantes, pour lesquelles les valeurs des coefficients γ sont les suivantes : $\gamma_Q = 1,35$ lorsque Q représente les actions défavorables dues au trafic ferroviaire, pour les groupes de charges 16 et 17 et SW/2 (0 lorsqu'elles sont favorables).

Pour les actions dues au trafic ferroviaire relatives aux groupes de charges 26 et 27, le coefficient $\gamma_Q = 1,35$ s'applique aux composantes individuelles des actions de trafic associées au modèle SW/2 et le coefficient $\gamma_Q = 1,45$ aux composantes individuelles des actions de trafic associées aux modèles de charges LM71, SW/0 et HSLM etc.

• **A L'ELU :**

$$1,35G + 1,5Q + 1,60LM71$$

• A L'ELS :

$$G + Q + 1.1LM71$$

3.11 Conclusion

La connaissance des charges avec leurs combinaisons est primordiale pour déterminer les situations les plus contraignantes pour lesquelles on va calculer notre ouvrage. Ces charges ont été présentées dans le présent chapitre. Le chapitre suivant sera consacré au prédimensionnement.

Chapitre 4

Prédimensionnement du tablier et la voie ferrée

4.1 Introduction

L'ouvrage doit résister en phase de service pour l'effet des différents actions (surcharge routière, superstructure, surcharges de trottoirs) y compris son poids propre en phase final.

Le but de ce chapitre est de pré dimensionner les poutres, ainsi que de calculer les différents charges et surcharges que le pont doit supporter.

Le tablier est réalisé à l'aide des poutres métalliques.

4.2 Description de la coupe transversale

La coupe transversale typique du viaduc, selon la typologie définie dans l'APD, à une largeur de 12,90 (inter axe des rails 4,20m). Les pistes d'entretien ont une largeur de 0,60m, pris en charge dans l'APD (l'avant-projet détaillé). L'axe des poteaux de la traction électrique est à 3,25 de l'axe du rail plus proche. Aux extrémités de la coupe transversale il y a deux bordures chacune de 0,20 de largeur.

La largeur des bordures a été réduite pour le profil en travers en viaduc en courbe (de 0,25m en ligne droite à 0,20 en courbe) pour garantir la largeur minimale des pistes d'entretien aussi avec le désalignement maximal de 4cm entre l'axe du tracé et l'axe de la plateforme avec rayon de 1850m. (Figure 4-1)

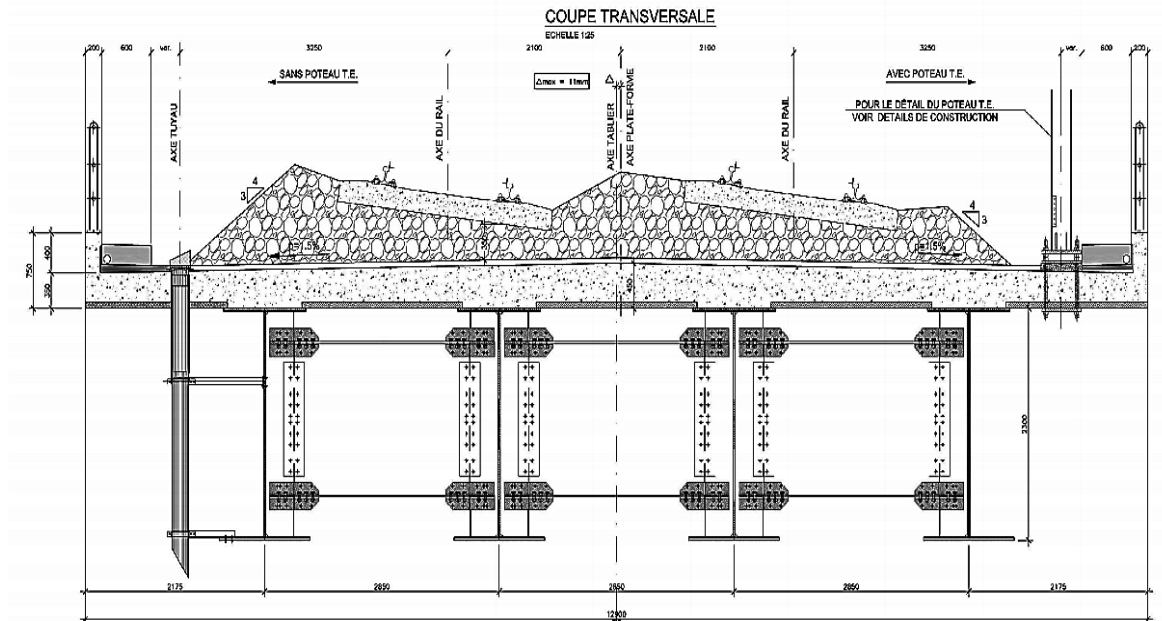


Figure 4-1 : Coupe transversale

4.3 Pré dimensionnement des poutres

Les poutres sont fabriquées sur mesure par soudage. La poutre prend le nom de poutre reconstituée soudée **PRS constitués** par un plat verticale appelé Ame pleine et des plats horizontaux appelés semelles disposées à la partie supérieure et la partie inférieure de l'Ame et fixé sur celle-ci par des cordons de soudure d'angle.

4.3.1 Choix des poutres

Grace aux poutres à âmes pleines, le concepteur est libre de choisir les dimensions de chaque semelle et celle de l'âme, Les semelles doivent être assez larges pour assurer leur stabilité durant la construction. L'âme est relativement de

faible épaisseur car elles n'apportent pas une contribution efficace dans la résistance à la traction. (Figure 4-2)

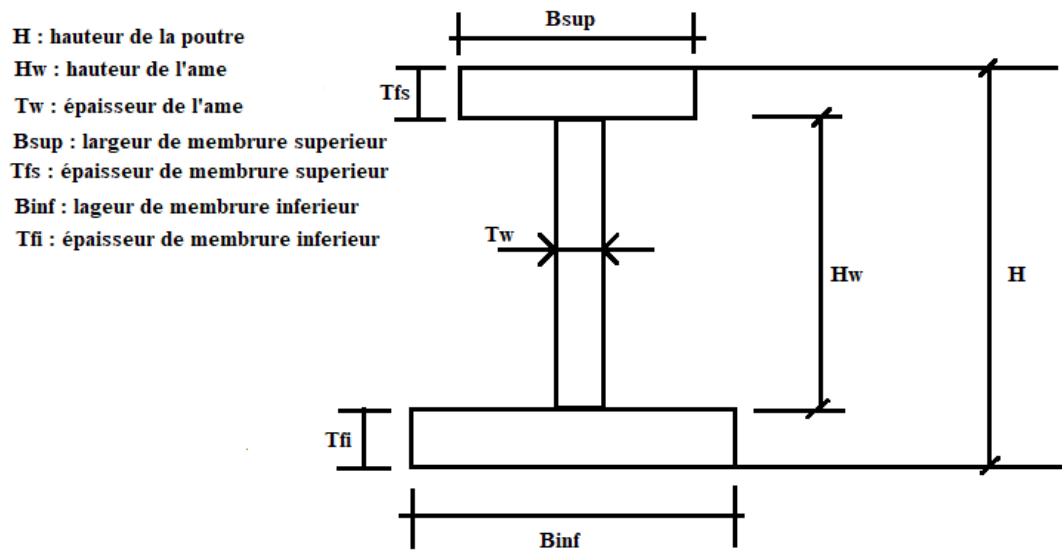


Figure 4-2 : Caractéristiques géométriques d'une poutre métallique et leurs notations

4.3.2 Nombre et espacement des poutres

Le nombre des poutres dépend essentiellement au rapport entre la largeur du tablier et l'espacement.

D'après le guide **SETRA** (10), l'espacement entre axe de la bipoutre est donné par la formule suivante :

$$E = 0.55 \times Lt$$

Avec :

Lt : largeur du tablier

E : espacement entre axe de poutre

$$E = 0.55 \times 12.90 = 7.095 \text{ m}$$

Alors :

On adopte sur l'ouvrage un espacement entre axe des poutres de 7.095m

$$N = \frac{Lt}{E}$$

Alors :

$$N = \frac{12.90}{7.095} = 1.81$$

Donc le nombre des poutres c'est deux poutres avec un espacement entre axe de 7.095m. Mais pour notre viaduc le nombre des poutres c'est quatre avec un espacement de 2.85 entre axe. Ce choix est fait pour diminuer la longueur de l'espacement et pour réduire la flèche due au moment fléchissant du tablier pour une bonne phase de sécurité de surcharge

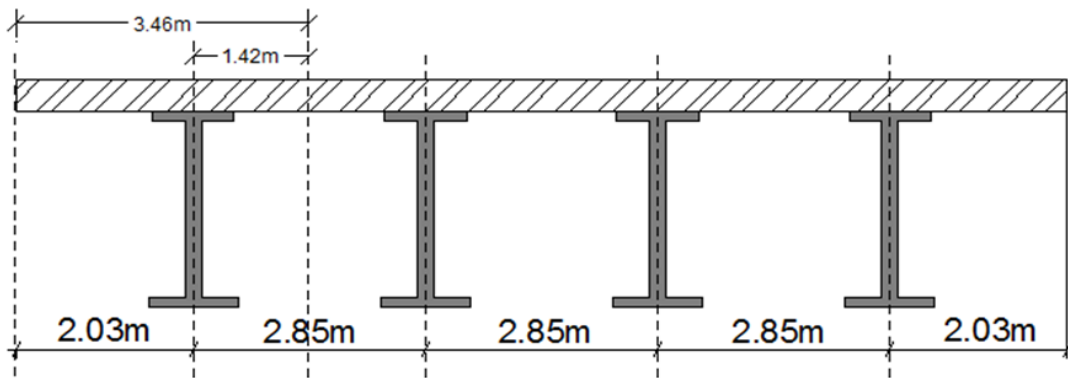


Figure 4-3 : largeur du tablier

4.3.3 Hauteur de la poutre

D'après le guide **SETRA**, la hauteur des poutres varie dans l'intervalle

La hauteur des poutres H pour un bipoutre à entretoises est exprimée par :

$$H = \text{Max} \left[\frac{L}{28} \times \left(\frac{Lt}{12} \right)^{0.45} ; 0.4 + \frac{L}{35} \right]$$

Avec :

L : portée réelle de la poutre

Lt : largeur du tablier

$$H = \text{Max} [1.47 ; 1.54]$$

Pour notre ouvrage c'est un type d'ouvrage mixte a multi poutre, la hauteur choisit par le bureau condotte elle est de $h = 2.30\text{m}$

4.3.4 Semelle

4.3.4.1 Largeur des semelles

D'après le guide **SETRA**, la largeur des semelles est donnée par la formule suivantes :

- **Largeur de la semelle inferieur :**

$$B_{\text{inf}} = \left[0.25 + \frac{Lt}{40} + \frac{L}{125} \right] \times \left[0.92 + \frac{Lt}{150} \right]$$

Avec :

L : portée réelle de la poutre

Lt : largeur du tablier

$$\text{On prend } B_{\text{inf}} = 1.1\text{m}$$

- **Largeur de la semelle supérieure :**

$$B_{\text{sup}} = B_{\text{inf}} - 0.1 = 1\text{m}$$

4.3.5 Epaisseur des semelles

A cause des problèmes de fatigue on ne descendra pas en dessous de 25mm pour la semelle supérieure et de 40mm de la semelle inferieur notre choix est donc :

$$-T_{\text{fi}} = 60\text{mm}$$

$$-T_{\text{fs}} = 50\text{mm}$$

4.3.6 L'âme

L'épaisseur de l'âme de la poutre doit respecter les conditions suivantes :

- Résistance à la corrosion.
- Résistance au cisaillement.
- Fatigue.
- Voilement.

En générale l'épaisseur de l'âme est supérieure 12mm

La section de la poutre doit être conçu pour répondre aux différentes sollicitations de cisaillement ainsi la flexion, ce qui nous ramène au choix de :

$$T_w = 35\text{mm}$$

Les poutres ont donc les dimensions présentées par la Figure 4-4.

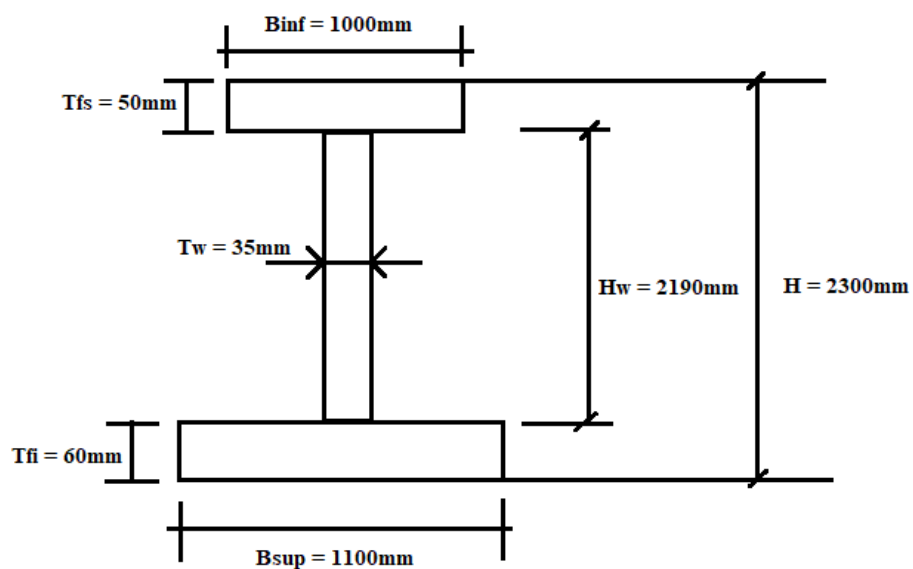


Figure 4-4 : Caractéristique des poutres principales PRS du pont

4.4 Choix des entretoises

Nous avons considéré que la travée du pont est entretoisée tous les 9 mètres et donc on aura 30 entretoises. Nous avons opté pour des profilés laminés du type HEB 1000. (Figure 4-5).

Ce sont des profilés laminés normalisés et leurs caractéristiques sont les suivantes :

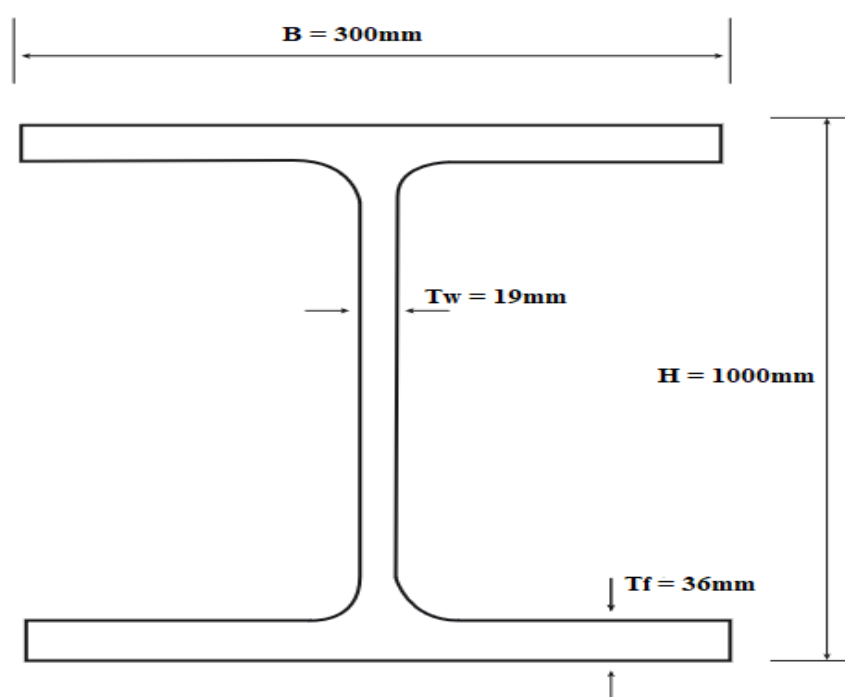


Figure 4-5 : Caractéristique des entretoises

Les entretoises sont des éléments transversaux rigides permettent :

- La répartition des charges et surcharges sur les poutres.
- La solidarisation des poutres, ainsi de produire un bon contreventement

Les entretoises dans notre cas sont des poutres en acier de type profilé laminé qui a une limite élastique de 355MPa.

4.5 Les connecteurs

L'adhérence du béton sur les poutres métalliques ne peut être considérée comme un moyen de liaison, car elle est non seulement trop faible mais encore peu durable (fatigue des matériaux), c'est pourquoi il est nécessaire de prévoir des organes de liaison.

Les connecteurs sont les organes qui assurent cette liaison acier-béton. Ils doivent empêcher le glissement des deux matériaux à leur contact ainsi que leur soulèvement relatif

4.5.1 Le choix du connecteur :

Pour notre cas, le choix est porté sur des connecteurs de type goujons, car c'est le plus fréquemment utilisé. Il s'agit de connecteurs souples constitués d'une tige cylindrique de faible diamètre soudée sur la membrure supérieure de la poutre avec un pistolet électrique (soudage par résistance).

La tête du goujon permet d'empêcher l'arrachement et le soulèvement de la dalle de béton.

La résistance d'un goujon est inférieure à celle des autres types de connecteurs. Il en faut donc un plus grand nombre. Ils ont une grande facilité de mise en œuvre. (Figure 4-6



Figure 4-6 : type goujons

le diamètre d des goujons se situe dans les gammes allant de 16 à 22mm.

$$16 \leq d \leq 22 \rightarrow \text{soit } d = 22\text{mm}$$

h: la hauteur du connecteur $h \geq 4 \times d$

$$h \geq 4 \times 22 \rightarrow h \geq 88$$

On prend $h = 100$ mm

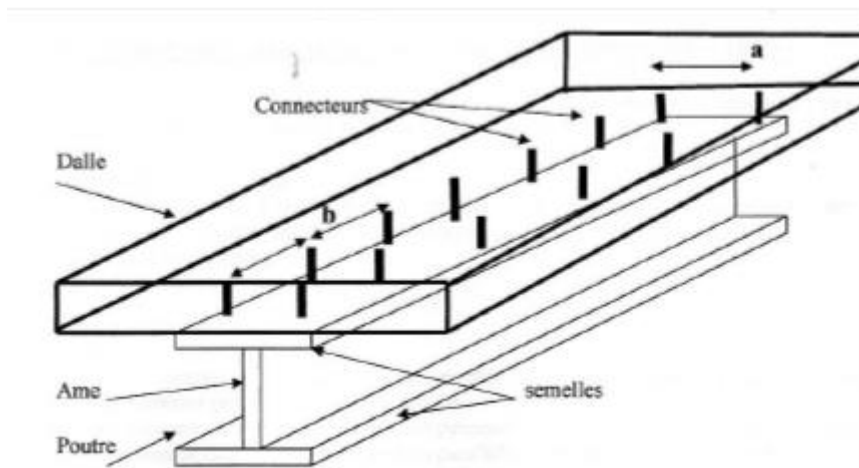


Figure 4-7 : La connexion de la dalle avec la poutre

- L'espacement longitudinal entre deux connecteurs successifs :

$$b \leq \min(4 \times ed ; 80)\text{cm}$$

e_d : épaisseur de la dalle $a' =$

$$b \leq \min(4 \times 45 ; 80) \text{ cm}$$

$$b \leq \min(180 ; 80) \text{ cm}$$

$$b = 80 \text{ cm}$$

- L'espacement transversal entre deux connecteurs opposés

L'espacement (a') entre l'axe du connecteur et le bord voisin de la semelle doit être égale à :

$$a' = \min(100 \text{ mm} ; 9 \times t_f \sqrt{235 / f_y})$$

La limite élastique de l'acier utilisé $f_y = 355 \text{ MPa}$

$$a' = (\min(100 \text{ mm} ; 256.28 \text{ mm})) =$$

$$a' = 100 \text{ mm}$$

Donc :

4.6 Les équipements d'une voie ferré

4.6.1 Superstructure

C'est l'ensemble des éléments qui permettent de transmettre les charges dynamiques des roues à la plateforme

4.6.1.1 Rail

Il supporte la charge et il guide la roue du matériel roulant, les rails reçoivent directement les efforts qui s'exercent sur la roue à savoir.

- Verticaux (charge max / essieux)
- Transversaux (courbe centrifuge)
- Longitudinaux (accélération, dilatation, freinage)

Le rail c'est un profilé laminé sur le quelle circule les locaux motifs et de wagons, le rôle du rail est de transmettre les charges au travers directement

4.6.1.2 L'éclissage

Les rails consécutifs sont assemblés entre eux par une éclisse, elle permet de relier les rails de façons comme une poutre continue

- Avoir une résistance a la déformation
- Empêcher les mouvements latéraux et verticaux

4.6.1.3 Travers

Les rails sont posés est maintenu par des travers ces derniers joue en double rôle.

- Transmission est répartition du rail au ballaste
- Le maintien de l'écartement du deux files de rail

4.6.1.4 Les attaches

Le rail fixé sur les travers par les attaches, le nombre d'attache par travers est estimé comme suite :

- Quatre attaches pour un alignement droit
- Six attaches en courbe.

4.6.2 Pré dimensionnement

Le projet de la nouvelle Ligne ferroviaire à Grande Vitesse Oued-Tlelat / Tlemcen a double voie électrifié et de 132km, et 75% d'alignement droit et 25% en courbe.

Le rail utilisé sur le projet et le UIC60 de 36ml de longueur

4.6.2.1 Pré dimensionnement de nombre de rail

D'après le guide **UIC** (11), le nombre de rail est calculé par la formule suivante :

$$N_r = \frac{L_p}{L_r}$$

Avec :

L_p : longueur du projet

$$L_p = 132000 \times N_f$$

N_f : le nombre de fils

L_r : longueur du rail

Pour le projet à double voie électrifiée de quatre files de rails

$$N_r = \frac{132000m \times 4}{36m} = 14666 \text{ rails}$$

4.6.2.2 Pré dimensionnement de tonnage d'acier

D'après le guide **UIC**, le tonnage de l'acières calculé par la formule suivante :

$$T = L_p \times UIC60$$

Avec :

T : tonnage

L_p : la longueur du projet

$$L_p = 132000 \times N_f$$

N_f : le nombre de fils

$UIC60$: le poids volumique kg/m

$$\begin{aligned} T &= 528000m \times 60.1kg/m = 31733000 \text{ kg} \\ &= 31733 \text{ tonnes} \end{aligned}$$

4.6.2.3 Pré dimensionnement de travers

D'après le guide **UIC**, le nombre de travers est calculé par la formule suivante :

$$N_t = \frac{L_p}{E}$$

Avec :

L'ANESRIF utilise comme un espacement entre les travers $E = 0.58m$

L_p : longueur de projet

$$N_t = \frac{132000m}{0.58m} = 228000 \text{ travers}$$

4.6.2.4 Pré dimensionnement d'éclisse

D'après le guide **UIC**, le nombre d'éclisse est calculé par la formule suivante :

$$N_e = \left(\frac{N_r}{2} + 1 \right) \times N_f \times 2$$

Avec :

N_r : nombre de rails

N_f : nombre de fils

$$N_e = \left(\frac{14666}{2} + 1 \right) \times 4 \times 2 = 58672 \text{ éclisses}$$

4.6.2.5 Pré dimensionnement de boulons

D'après le guide **UIC**, le nombre de boulons est calculé par la formule suivante :

$$N_b = \frac{N_e}{2} \times 4$$

Avec :

N_e : nombre d'éclisses

$$Nb = \frac{58672}{2} \times 4 = 117344 \text{ boulons}$$

4.7 Conclusion

Ce chapitre a pour objet de dimensionner différentes parties du tablier du pont mixte acier-béton à quatre poutres. La modélisation du pont sera faite dans le chapitre suivant.

Chapitre 5

Méthodologie de modélisation

5.1 Introduction

Pour simplifier les caractéristiques d'un ouvrage nous devons d'abord passer par la modélisation. Il existe plusieurs logiciels de calcul des structures selon les matériaux de construction usuels, selon les caractéristiques géométriques et selon les différentes normes et réglementation international appliqué permis ces logiciels SAP2000. Ce dernier a été choisi dans cette étude où les différentes étapes de modélisation du pont seront présentées dans ce chapitre

5.2 Hypothèses de modélisation du pont

Les ponts peuvent être modélisés à l'aide de différents logiciels permettant des analyses numériques par éléments finis. La modélisation peut être plus ou moins complexe et précise selon la quantité de détails représentés dans le modèle et la justesse des hypothèses émises.

Pour modéliser le tablier, plusieurs choix sont possibles. On peut le faire à l'aide d'éléments « plaques », par de simples éléments « poutres » ayant des propriétés

équivalentes ou bien par un grillage de poutres, qui ont, elles aussi, des propriétés équivalentes.

Pour la modélisation des piles, la plupart des logiciels proposent une modélisation par éléments « poutres » (domaine linéaire seulement) ou par éléments fibrés (domaines linéaire ou non linéaire). Les éléments fibrés permettent une représentation très fiable du comportement non linéaire. La section est divisée en fibres et une loi de comportement du matériau est assignée à chacune d'entre elles (plus il y a de fibres, plus le modèle est précis). Tout au long de l'analyse, le modèle s'assure de respecter la compatibilité des déformations entre chacune des fibres.

Un certain nombre d'hypothèses peuvent être utilisées pour construire le modèle numérique d'un pont qui fait l'objet de ce mémoire. Les principales sont les suivantes :

- Pour une analyse sismique, le tablier du pont peut être considéré comme rigide et évoluant dans le domaine élastique.
- Il n'est pas nécessaire de modéliser le tablier avec des coques en 3D pour une analyse sismique. Un modèle 2D avec un grillage correspondant à la géométrie du pont suffit.
- Les piles sont modélisées par des éléments linéaires poutres.

5.2.1 Modélisation du viaduc à l'étude :

Un modèle numérique du spécimen a été créé avec le SAP2000. Ce logiciel a été créé par Computers & Structures Inc pour l'analyse des structures et permet une représentation très détaillée de leur comportement. En effet, SAP2000 permet de faire des analyses « par batch », des analyses non linéaires précises et permet d'inclure dans le modèle des éléments très spécialisés (pour représenter les joints, le sol et le glissement des barres, par exemple).

Pour l'application de la méthode modale, un modèle du pont entièrement élastique a été utilisé, puisque la méthode suppose un comportement linéaire de la structure.

Le modèle complet du viaduc comprend quant à lui la représentation de plus d'éléments : les culées, les piles et les tabliers.

Notre ouvrage est à la fois isostatique et hyperstatique avec 4 travées indépendantes. On étudiera quatre travées (un tablier de 40cm d'épaisseur avec 4 poutres PRS assemblées). Les poutres et les piles sont considérées comme un élément FRAME, et la dalle considérée comme élément SHELL.

5.2.1.1 Le choix de type d'ouvrage :

L'ouvrage a été réalisé en choisissant le modèle « Quick Bridge », les étapes suivies pour la Modélisation sont indiquées comme suit (Figure 5-1) : Avant de choisir notre modèle avec lequel nous analysons la travée, on doit d'abord changer l'unité au « KN, m, C » et ensuite le choix du modèle « Quick Bridge » et sélectionner, soit immédiatement par la barre des tâches ou en cliquant sur « File » « New Model ».

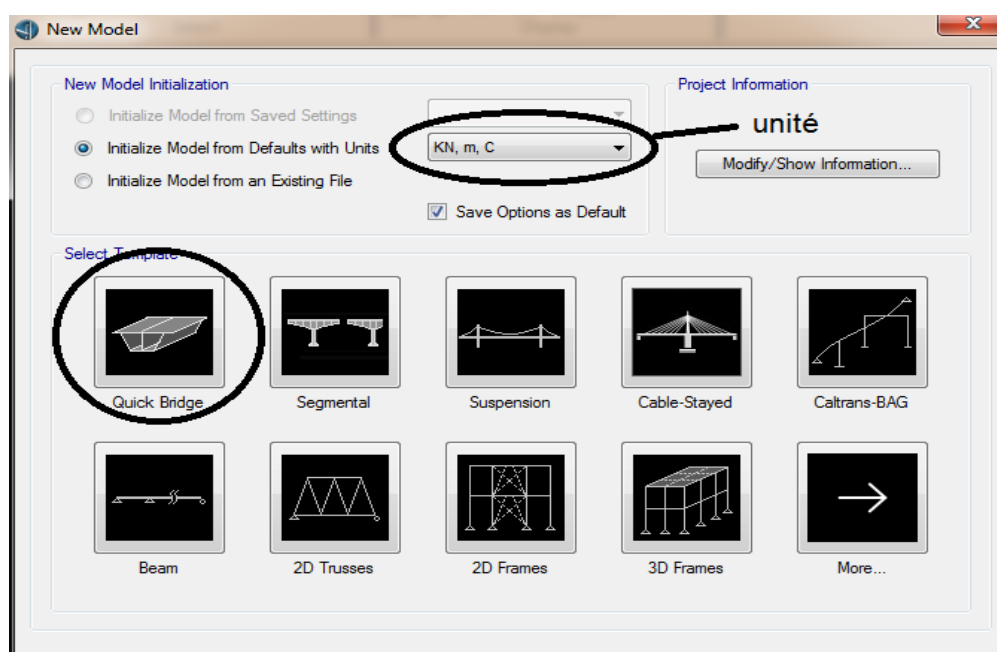


Figure 5-1: Choix d'unité et du Modèle

On définit ensuite le type et la longueur des travées du pont (Figure 5-2)

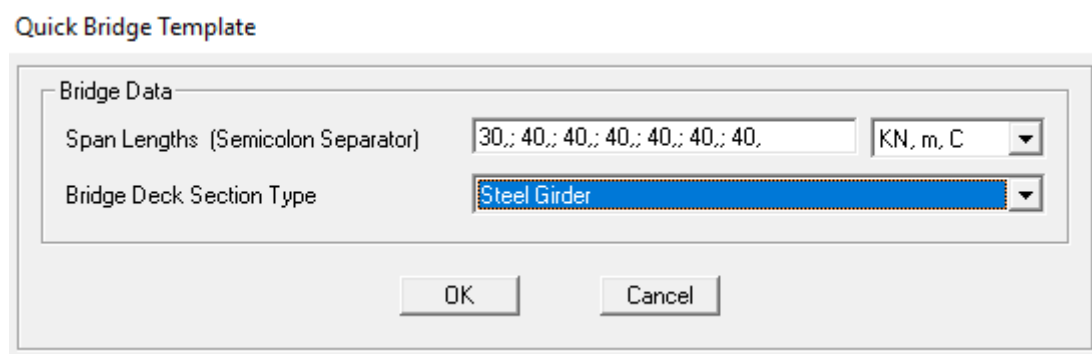


Figure 5-2: Choix type de pont

On passe ensuite par la description du pont par « **Bridge** » pour le choix de la sous-tâche « BridgeWizard », dans laquelle on trouve toutes les étapes nécessaires pour la modélisation du pont.

On définit le tablier par la description « Layout Line » représentée dans un tableau de la fenêtre précédente, et dans laquelle on fait entrer la valeur initiale et finale de toutes les longueurs des travées du tablier, ainsi que son rayon de courbure.

L'étape qui suit, est de définir les caractéristiques des matériaux nécessaires pour l'étude, en choisissant la description « **Materials** » et par la suite on définit les propriétés des sections du tablier pour cela on passe par « **Frame section** », on fait entrer le dimensionnement de chaque poutre.

La description « Deck Section » nous permet de définir le tablier, en faisant entrer les valeurs des dimensions de ce dernier dans les cases appropriées.

5.2.1.2 Modélisation du tablier

Le tablier du pont a été modélisé en « grillage de poutre » selon la méthode exposée dans (la Figure 5-3). Les éléments « poutre » du grillage sont de type élastique (elasticBeam) et la masse a été distribuée sur tous les éléments du modèle. Tel que recommandé par **Bridge wizard**, l'inertie des poutres n'a pas été modifiée pour tenir compte des caractéristiques mécanique puisque le tablier est composé de deux éléments (PRS + Dalle) est présente dans cette dernière. Une masse volumique de 2500 kg/m³ a été considérée pour le béton. (Figure 5-4)

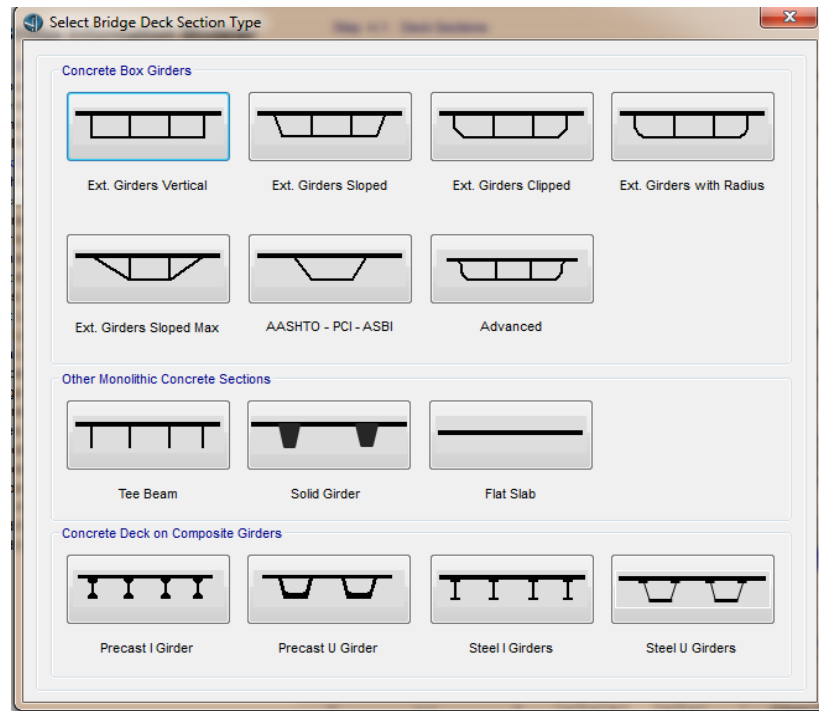


Figure 5-3 : Choix type de tablier

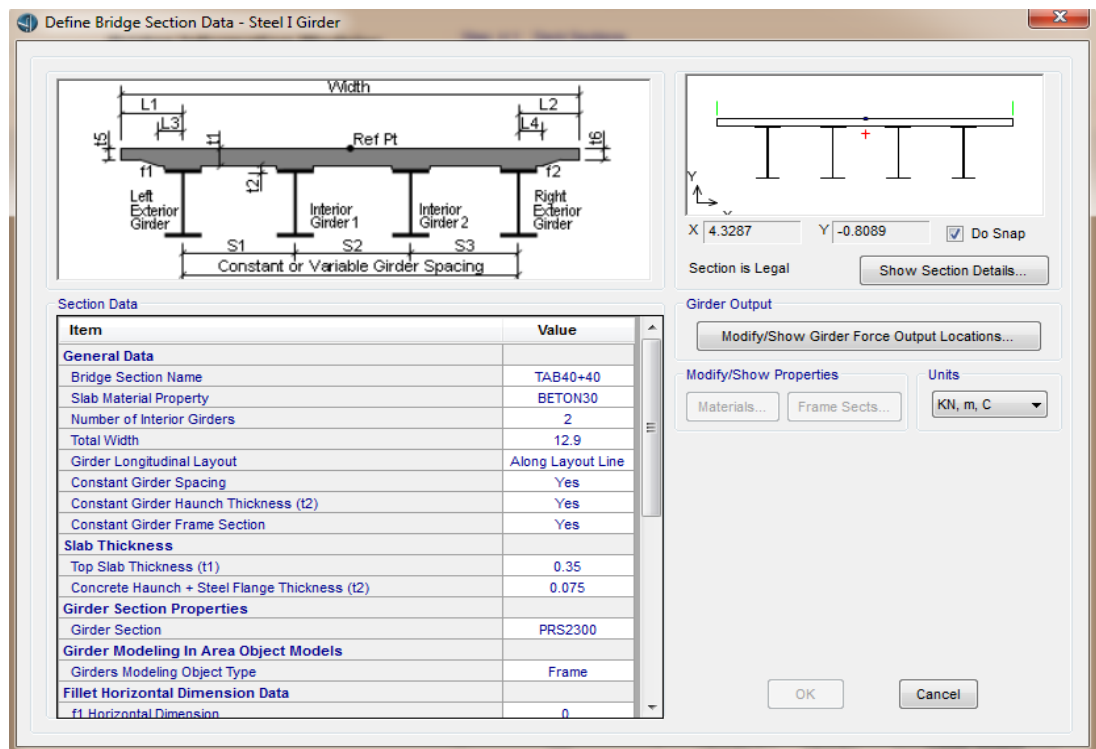


Figure 5-4: modèle de tablier

5.2.1.3 Modélisation de la pile

Les piles sont modélisées par des éléments frames élastiques et sont caractérisés par une inertie. Pour les analyses linéaires statiques et dynamiques, chaque pile a été divisée en plusieurs éléments poutres.

La section type d'une pile est montrée à la Figure 5-5. Le béton des piles du viaduc a été modélisé par le matériel Concrete, qui a un comportement linéaire. Le béton utilisé correspond une résistance à la compression de 35 MPA pour les piles.

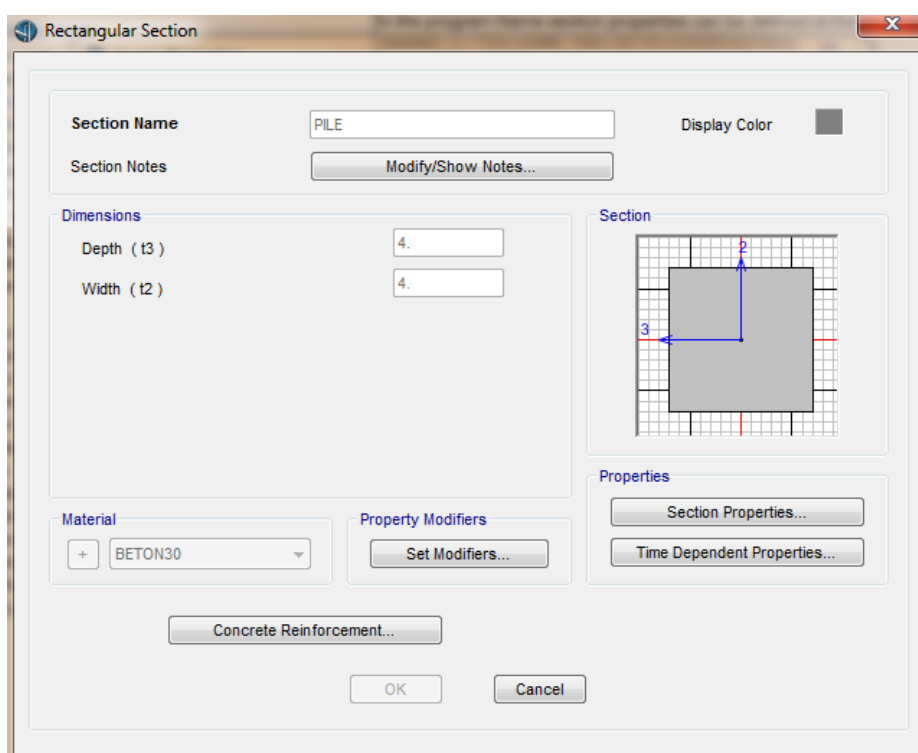


Figure 5-5 : Dimension de la pile

5.2.1.4 Modélisation des appareils appuis

Les appareils d'appuis ont été modélisés en élément « Link » en définissant leurs rigidités suivant les trois directions (Figure 5-6). Les Figures (5-7) à (5-18) présentent les différents types d'appareils d'appuis relatifs au pont étudié ainsi qu'à leurs caractéristiques et leurs positions.

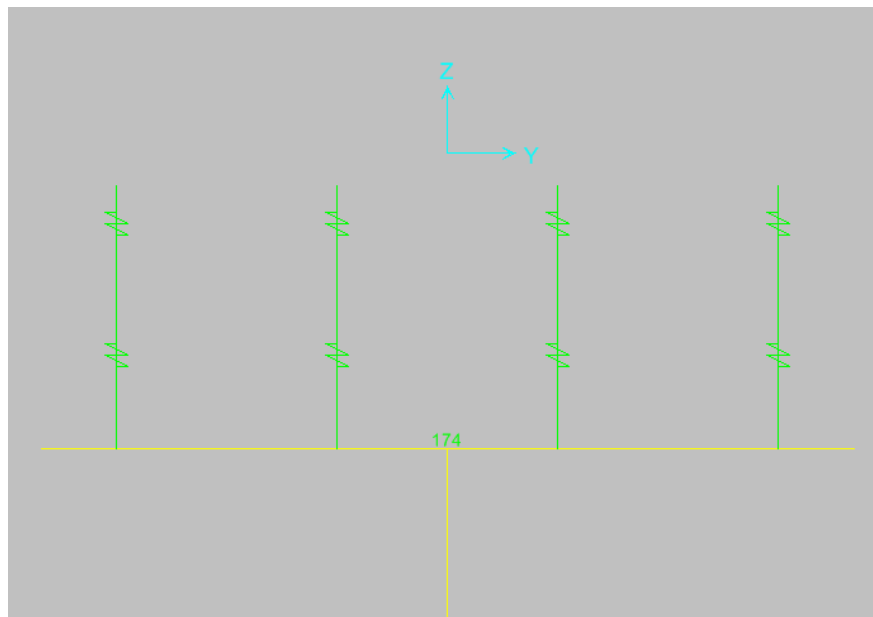


Figure 5-6: Modélisation d'appareil d'appuis

Define Bridge Bearings

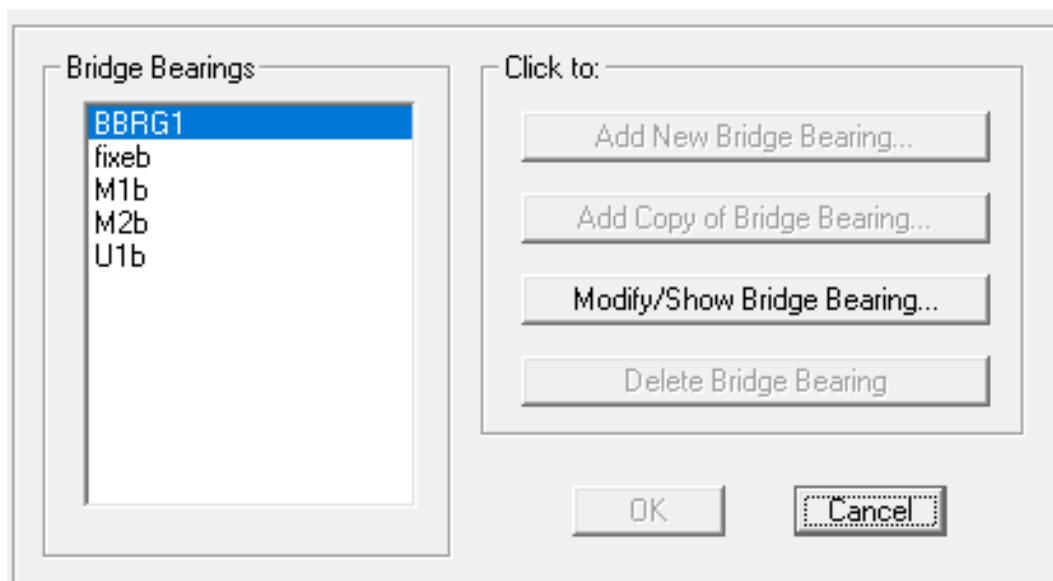


Figure 5-7 : les types d'appareils d'appuis

Bridge Bearing Data

Bridge Bearing Name: Units:

Bridge Bearing Is Defined By:

Link/Support Property +

User Definition

User Bearing Properties

DOF/Direction	Release Type	Stiffness
Translation Vertical (U1)	Fixed	
Translation Normal to Layout Line (U2)	Fixed	
Translation Along Layout Line (U3)	Fixed	
Rotation About Vertical (R1)	Fixed	
Rotation About Normal to Layout Line (R2)	Free	
Rotation About Layout Line (R3)	Free	

OK Cancel

Figure 5-8 : appareil d'appuis type fixe b

Bridge Bearing Data

Bridge Bearing Name: Units:

Bridge Bearing Is Defined By:

Link/Support Property +

User Definition

User Bearing Properties

DOF/Direction	Release Type	Stiffness
Translation Vertical (U1)	Fixed	
Translation Normal to Layout Line (U2)	Fixed	
Translation Along Layout Line (U3)	Free	
Rotation About Vertical (R1)	Fixed	
Rotation About Normal to Layout Line (R2)	Free	
Rotation About Layout Line (R3)	Free	

OK Cancel

Figure 5-9 : appareil d'appuis type mobile 1b

Bridge Bearing Data

Bridge Bearing Name: M2b Units: KN, cm, C

Bridge Bearing Is Defined By:

Link/Support Property +

User Definition

User Bearing Properties

DOF/Direction	Release Type	Stiffness
Translation Vertical (U1)	Fixed	
Translation Normal to Layout Line (U2)	Free	
Translation Along Layout Line (U3)	Free	
Rotation About Vertical (R1)	Fixed	
Rotation About Normal to Layout Line (R2)	Free	
Rotation About Layout Line (R3)	Free	

OK Cancel

Figure 5-10 : appareil d'appuis type mobile 2b

Bridge Bearing Data

Bridge Bearing Name: U1b Units: KN, cm, C

Bridge Bearing Is Defined By:

Link/Support Property +

User Definition

User Bearing Properties

DOF/Direction	Release Type	Stiffness
Translation Vertical (U1)	Fixed	
Translation Normal to Layout Line (U2)	Fixed	
Translation Along Layout Line (U3)	Free	
Rotation About Vertical (R1)	Fixed	
Rotation About Normal to Layout Line (R2)	Free	
Rotation About Layout Line (R3)	Free	

OK Cancel

Figure 5-11 : appareil d'appuis type unidirectionnelle 1b

Bridge Object Abutment Assignments

Figure 5-12 : appareil d'appuis en culée (unidirectionnelle)

Bridge Object Bent Assignments

Figure 5-13 : appareil d'appuis dans la pile 1 (fixe-unidirectionnelle)

Bridge Object Bent Assignments

Bridge Object Name: BOBJ1 Units: KN, cm, C

Specify Bent Considered
 Bent Is At The End of This Span: span 2
 Bent Is At This Station: 7000.

Superstructure Assignment
 Superstructure Continuity Condition: Continuous
 Mesh Superstructure to Match Bent Bearing: Yes
 Diaphragm Property: None

Bearing Assignment
 Bearing Property: fixeB
 Restrainer Property at Bearing: None
 Elevation (At Layout Line, Global Z): -275.
 Rotation Angle from Bridge Default: 0.

Girder-By-Girder Bearing Overwrites
 Modify/Show Overwrites... No Overwrites Exist

Bent Assignment
 Bent Property: Axe2
 Bent Direction (Bearing Angle): Default

Bent Location
 Elevation (Global Z): -293.
 Horizontal Offset: 0.
 Note: Horizontal offset is from bridge layout line to midlength of cap beam.

OK Cancel

Figure 5-14 : appareil d'appuis dans la pile 2 (fixe)

Bridge Object Bent Assignments

Bridge Object Name: BOBJ1 Units: KN, cm, C

Specify Bent Considered
 Bent Is At The End of This Span: span 3
 Bent Is At This Station: 11000.

Superstructure Assignment
 Superstructure Continuity Condition: Discontinuous
 Mesh Superstructure to Match Bent Bearing: Yes
 Diaphragm Property Before Bent: None
 Diaphragm Property After Bent: None
 Restrainer Property: None
 Restrainer Elevation (At Layout Line, Global Z): -60,96

Girder-By-Girder Overwrites Superstructure Restrainer Overwrites
 Modify/Show Overwrites... No Overwrites Exist

Bearing Assignment Before Bent
 Bearing Property: U1b
 Restrainer Property at Bearing: None
 Elevation (At Layout Line, Global Z): -275.
 Rotation Angle from Bridge Default: 0.

Girder-By-Girder Bearing Overwrites Before Bent
 Modify/Show Overwrites... No Overwrites Exist

Bearing Assignment After Bent
 Bearing Property: U1b
 Restrainer Property at Bearing: None
 Elevation (At Layout Line, Global Z): -275.
 Rotation Angle from Bridge Default: 0.

Girder-By-Girder Bearing Overwrites After Bent
 Modify/Show Overwrites... No Overwrites Exist

Bent Assignment
 Bent Property: Axe3
 Bent Direction (Bearing Angle): Default

Bent Location
 Elevation (Global Z): -293.
 Horizontal Offset: 0.
 Note: Horizontal offset is from bridge layout line to midlength of cap beam.

OK Cancel

Figure 5-15 : appareil d'appuis dans la pile 3 (unidirectionnelle)

Bridge Object Bent Assignments

Bridge Object Name: BOBJ1 Units: KN, cm, C

Specify Bent Considered
 Bent Is At The End of This Span: span 4
 Bent Is At This Station: 15000

Superstructure Assignment
 Superstructure Continuity Condition: Continuous
 Mesh Superstructure to Match Bent Bearing: Yes
 Diaphragm Property: None

Bent Assignment
 Bent Property: Axb4
 Bent Direction (Bearing Angle): Default

Bent Location
 Elevation (Global Z): -293
 Horizontal Offset: 0
 Note: Horizontal offset is from bridge layout line to midlength of cap beam.

Bearing Assignment
 Bearing Property: fixeb
 Restrainer Property at Bearing: None
 Elevation (At Layout Line, Global Z): -275
 Rotation Angle from Bridge Default: 0

Girder-By-Girder Bearing Overwrites
 Modify/Show Overwrites... No Overwrites Exist

OK Cancel

Activer V

Figure 5-16 : appareil d'appuis dans la pile 4 (fixe)

Bridge Object Bent Assignments

Bridge Object Name: BOBJ1 Units: KN, cm, C

Specify Bent Considered
 Bent Is At The End of This Span: span 5
 Bent Is At This Station: 19000

Superstructure Assignment
 Superstructure Continuity Condition: Discontinuous
 Mesh Superstructure to Match Bent Bearing: Yes
 Diaphragm Property Before Bent: None
 Diaphragm Property After Bent: None
 Restrainer Property: None
 Restrainer Elevation (At Layout Line, Global Z): -60,96

Girder-By-Girder Overwrites Superstructure Restrainer Overwrites
 Modify/Show Overwrites... No Overwrites Exist

Bent Assignment
 Bent Property: Axb5
 Bent Direction (Bearing Angle): Default

Bent Location
 Elevation (Global Z): -293
 Horizontal Offset: 0
 Note: Horizontal offset is from bridge layout line to midlength of cap beam.

Bearing Assignment Before Bent
 Bearing Property: U1b
 Restrainer Property at Bearing: None
 Elevation (At Layout Line, Global Z): -275
 Rotation Angle from Bridge Default: 0

Girder-By-Girder Bearing Overwrites Before Bent
 Modify/Show Overwrites... No Overwrites Exist

Bearing Assignment After Bent
 Bearing Property: U1b
 Restrainer Property at Bearing: None
 Elevation (At Layout Line, Global Z): -275
 Rotation Angle from Bridge Default: 0

Girder-By-Girder Bearing Overwrites After Bent
 Modify/Show Overwrites... No Overwrites Exist

OK Cancel

Activer V

Figure 5-17 : appareil d'appuis dans la pile 5 (unidirectionnelle)

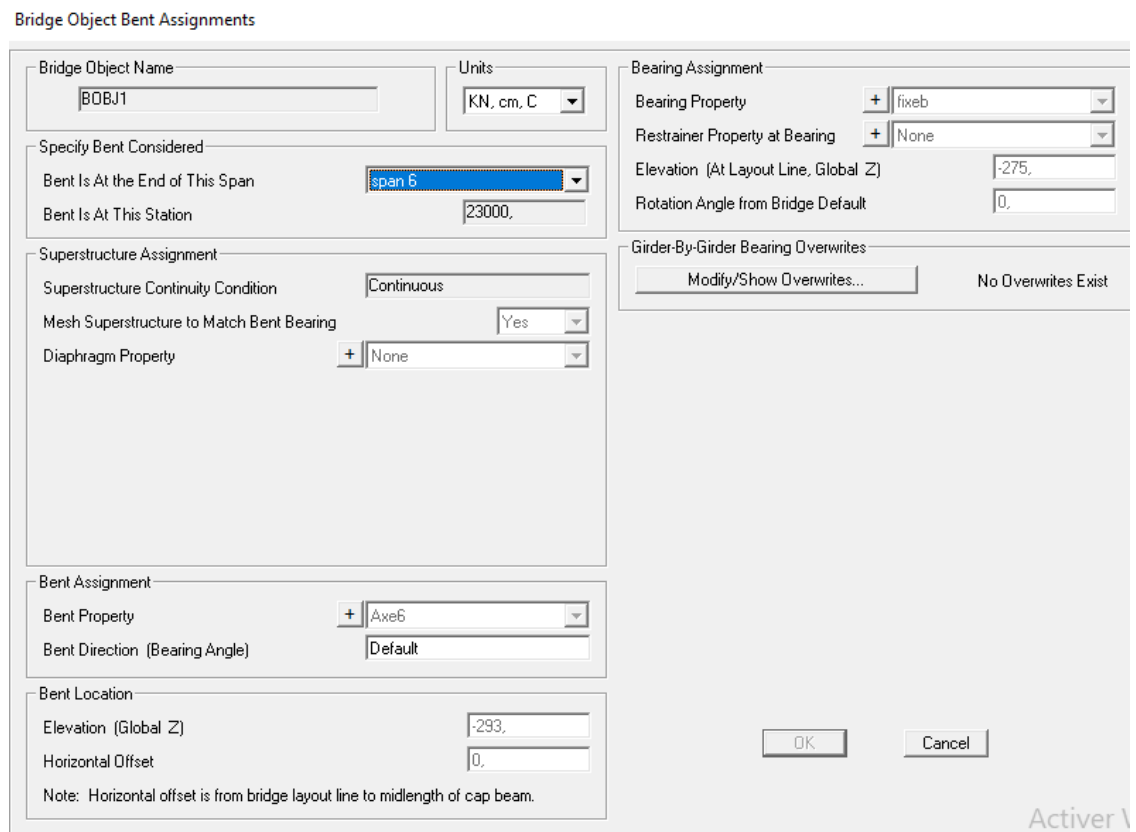


Figure 5-18 : appareil d'appuis dans la pile 6 (fixe)

5.3 Détermination des Charges et leurs combinaisons

Pour bien analyser le tablier, on a besoin des combinaisons dans l'Etat Limite Ultime (ELU) et autres dans l'Etat limite de Service (ELS), et les Combinaisons d'action sismiques. Pour les définir, on doit passer d'abord par la notation des chargements nécessaires dans l'étude, calculés dans le chapitre précédent.

Pour cela, on choisit la description « **Load Pattern Definitions** » du tableau indiqué dans la Figure 5-19 et on ajoute à chaque fois la charge et son type en cliquant sur « **Add New LoadCase** », représenté par la figure suivante. On définit le cas de chargements dans « Load Cases », soit linéaire et statique ou dynamique, ou pour certaines surcharges, comme les charges ferroviaires, on choisit le type « Moving Load ».

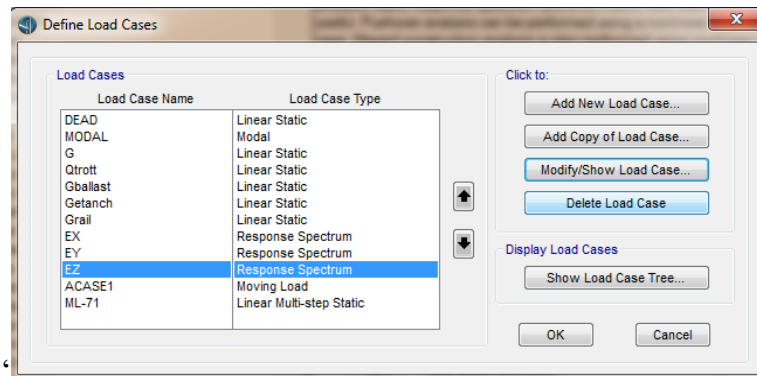


Figure 5-19: Détermination des Charges

Les combinaisons sont définies par la barre des tâches « Load combinations » (ces derniers sont représentés dans la figure ci-dessous.

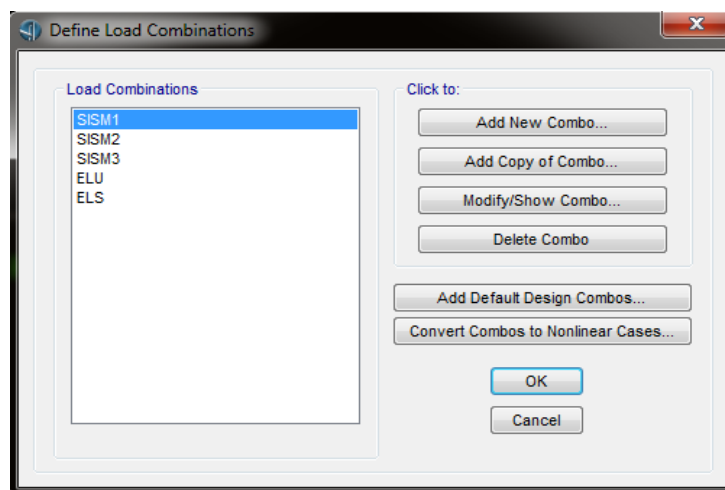


Figure 5-20: Détermination des Combinaison d'action

Pour tenir en compte des charges ferroviaires, on représente les lignes de voie sur la travée, par la sous-tâche « **Lanes** » qui est adoptée soit par la description des trajectoires dans le même tableau de la figure 5-21, ou en passant par « Define » « **Bridge Loads** » « **Lanes** ».

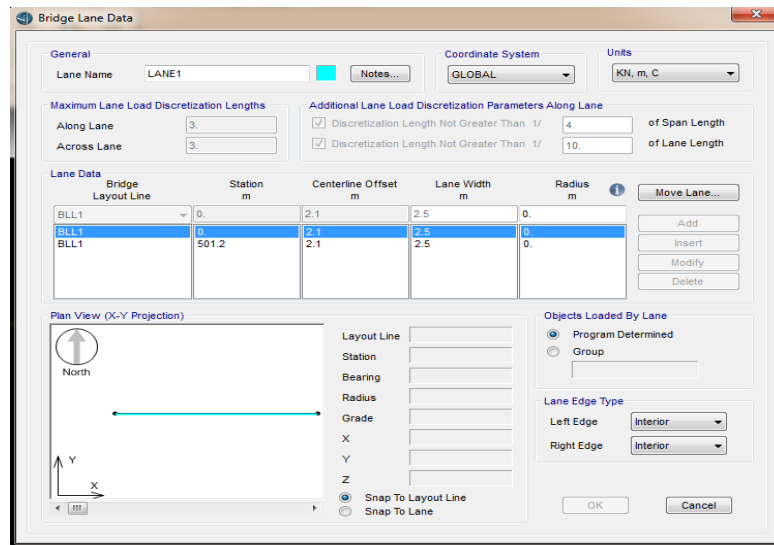


Figure 5-21: Détermination de la ligne de circulation ferroviaire

Ensuite on peut introduire la valeur de chaque surcharge et sa classe roulante, soit directement du tableau de « **Bridge Wizard** » ou par la tâche « Define », comme c'est représenté dans la figure ci-dessous.

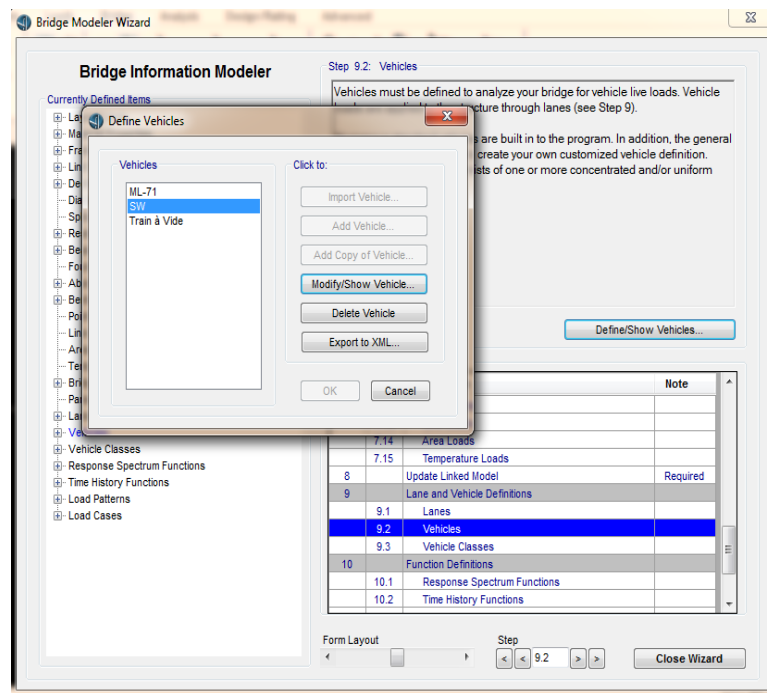


Figure 5-22: Définition des Charges Roulantes

5.3.1 Intégration des spectres RPOA et analyse spectrale

Une fois le spectre est défini on l'introduit au modèle établi par le logiciel SAP200 ceci par **bridge Wizard** case **Réponse Spectrum Fonctions** (Figure 5-2323)

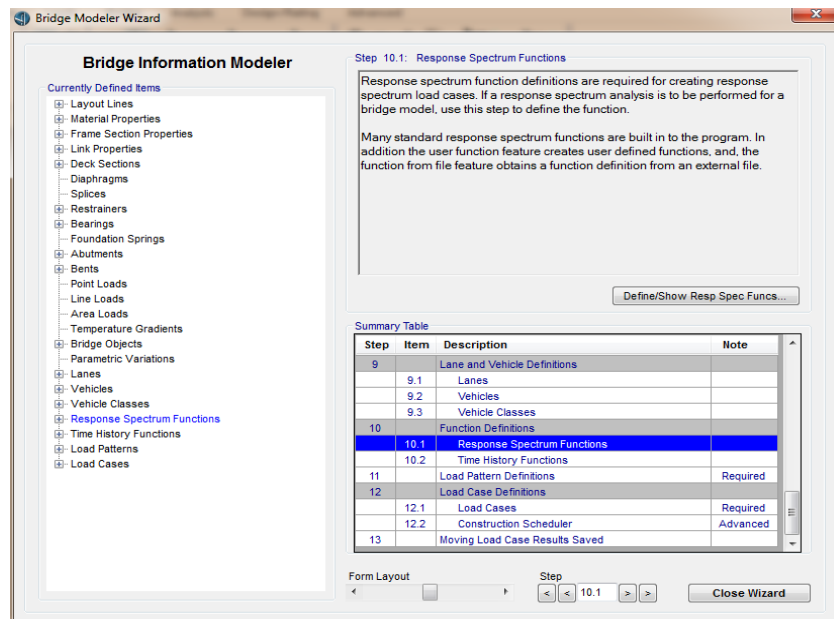


Figure 5-23 : Intégration des spectres RPOA

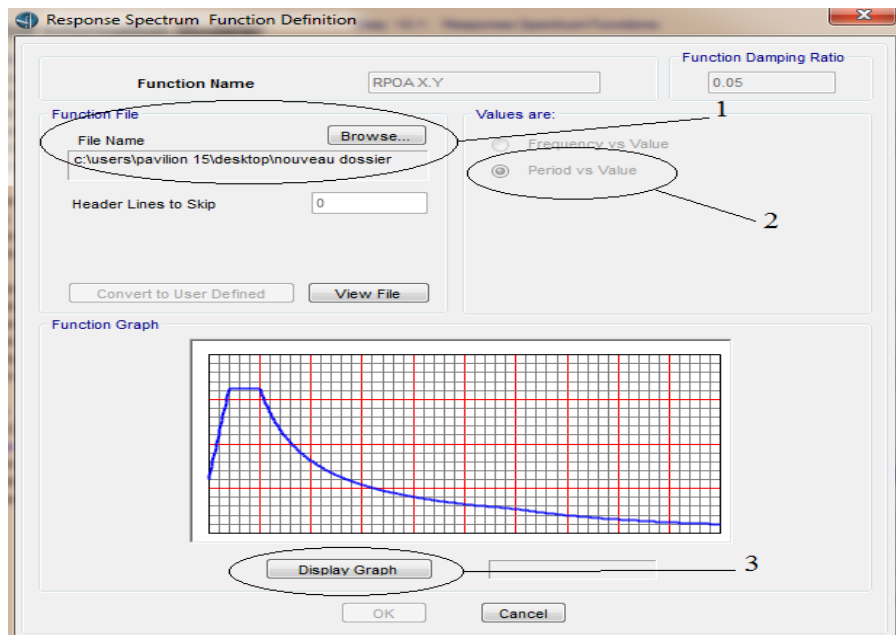


Figure 5-24: Définition du spectre de réponse

Selon la figure 5-24, l'étape 1 consiste à introduire le fichier Txt contenant les données du spectre. Par l'étape 2 on indique que le spectre est en fonction des périodes, à la fin on fait display graph pour voir le graphe du spectre.

La prochaine étape consiste à définir d'analyse dynamique spectrale. Elle consiste à aller à **DefineLoadCases** et choisir **Response Spectrum** voir (Figure 5-2525).

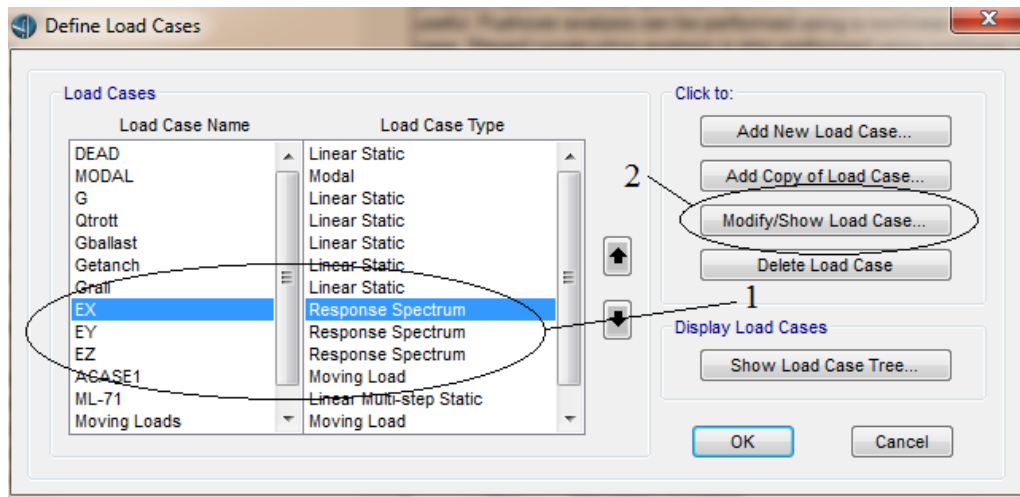


Figure 5-25 : procédure pour rendre les charges sismiques en spectre

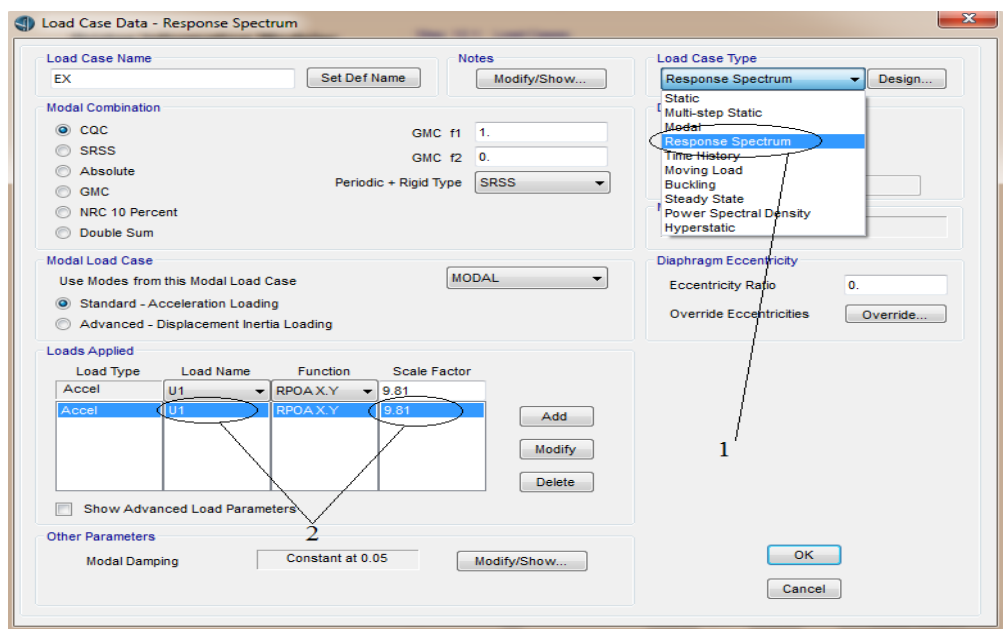


Figure 5-26 : procédure à suivre changer charges sismiques en Réponse Spectrum

Tous d'abord il faut changer de **Static** à **Response Spectrum** comme la montre (la Figure 5-2626) sans oublier de choisir la direction **U1** ensuite **U2** et changé l'unité si c'est nécessaire, dans notre cas on multiplie par la gravité **9.81 m/s²**.

5.3.2 Les charges ferroviaires

La charge ferroviaire étant donnée inexistence dans le SAP200 nous étions obligées de les modéliser et de les introduire nous-mêmes. Ces charges sont la charge LM-71, SW/0 SW/2 et le train à vide (Figure 5-2727 à 5-31).

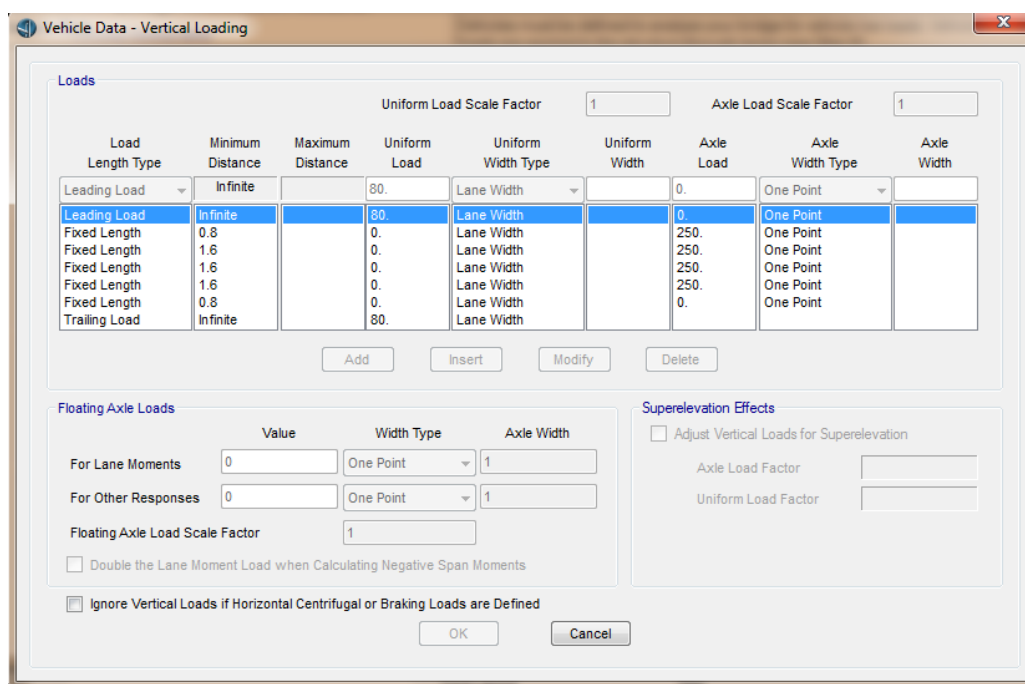


Figure 5-27: Modélisation de la charge ferroviaire LM-71 (configuration)

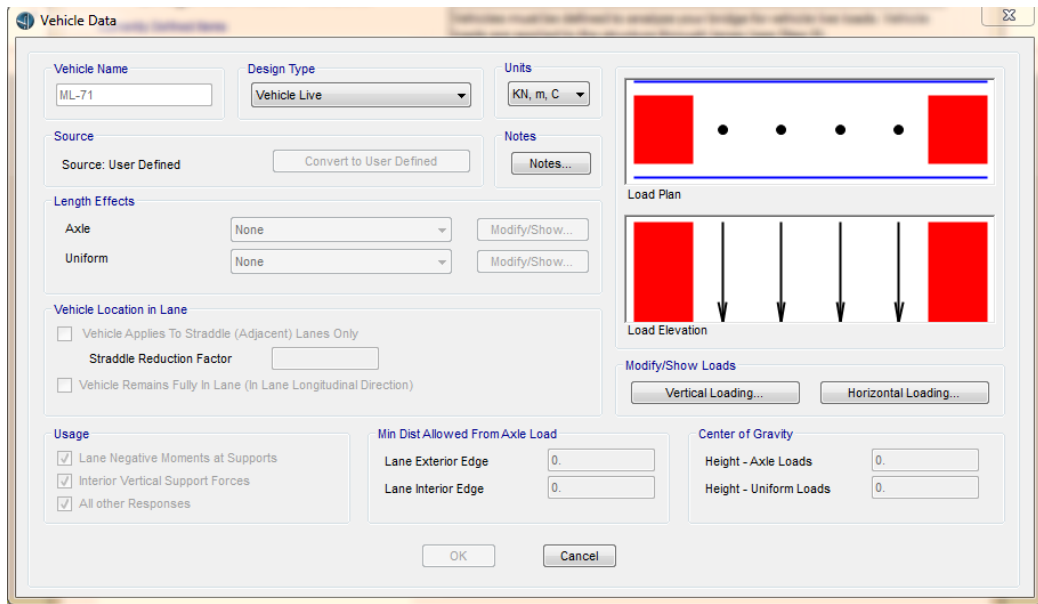


Figure 5-28 : Modélisation de la charge ferroviaire LM-71

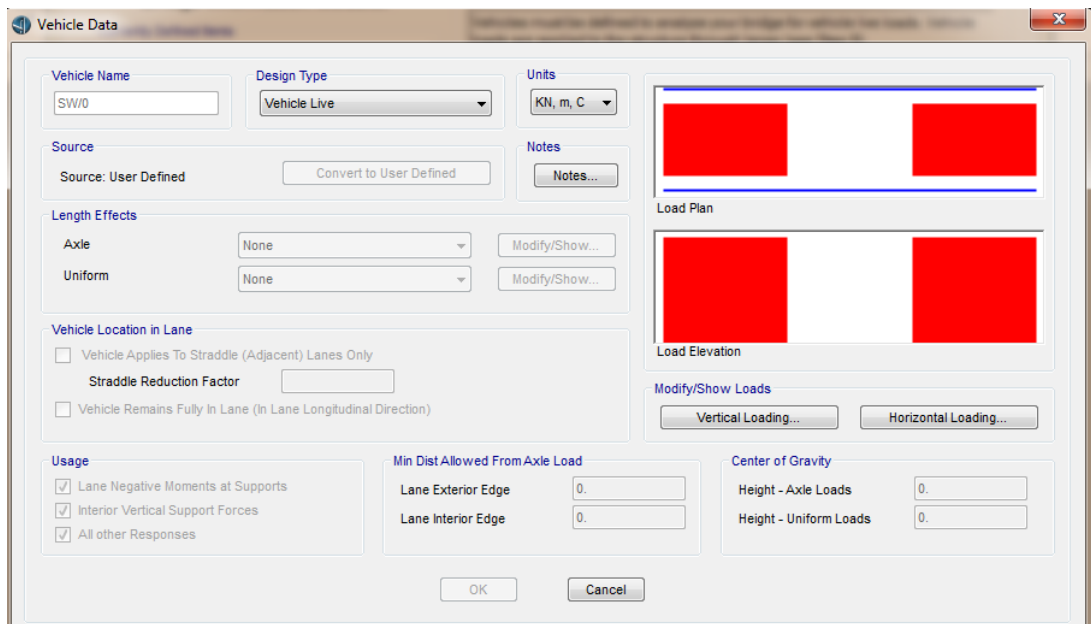


Figure 5-29 : Modélisation du SW/0

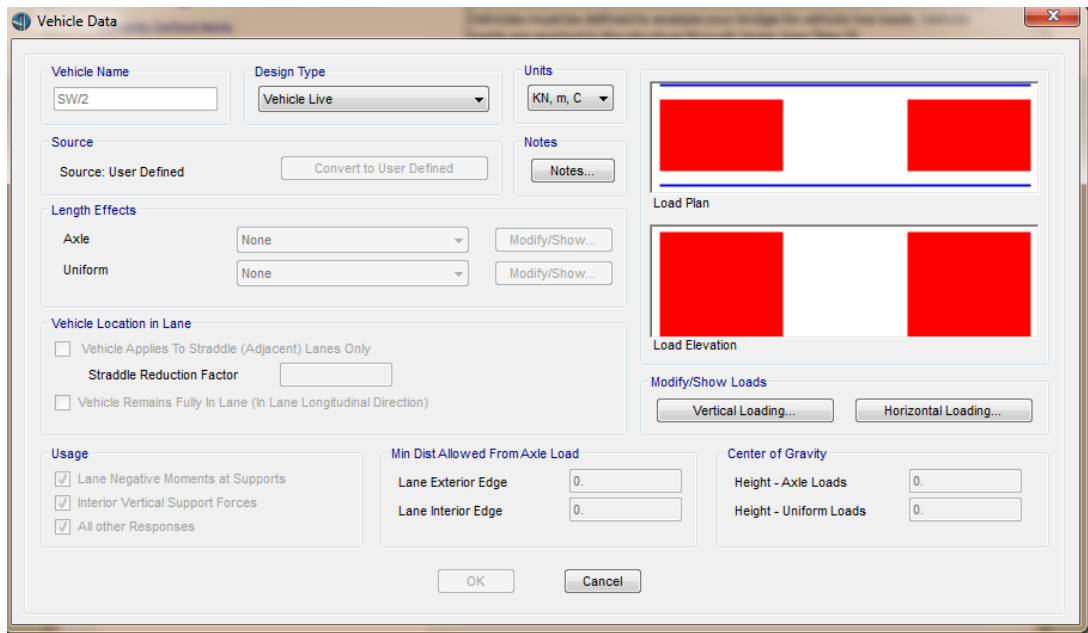


Figure 5-30 : Modélisation du SW/2

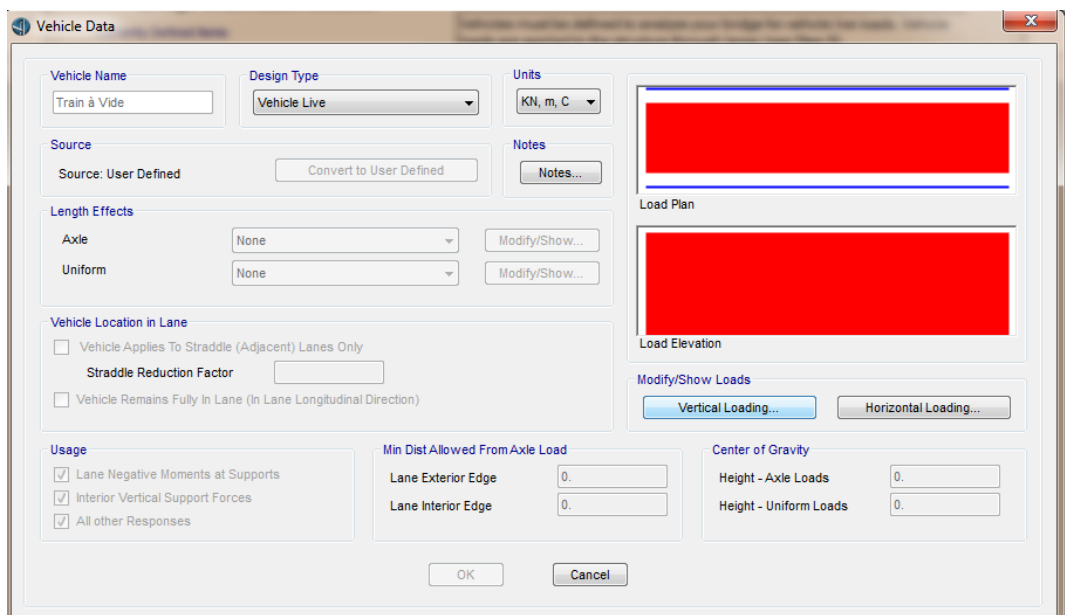


Figure 5-31 : Modélisation Train à vide

5.4 Conclusion

La modélisation du viaduc objet de notre étude est une étape indispensable dans l'étude statique et sismique. Cette partie doit être minutieusement contrôlée afin d'éviter toute incohérence avec le comportement du viaduc. Le modèle 3D en éléments finis doit se rapprocher le plus possible avec le vrai comportement du viaduc. Notons que le code de calcul utilisé (SAP2000) donne une grande souplesse et une précision remarquable il a été choisi pour la modélisation dans ce projet. Malgré cela, un temps colossal a été consommé par cette phase de modélisation pour aboutir à un modèle optimal. Les résultats de l'analyse statique et dynamique seront présentés et interprétés dans le chapitre suivant.

Chapitre 6

Démarche de calcul Statique Et Dynamique

6.1 Introduction

Dans ce chapitre, on présente l'analyse statique et sismique du viaduc est menée. Les charges et surcharges ont été calculées. Ainsi, les combinaisons d'action fondamentales et accidentelles ont été déterminées auparavant

6.2 Etude Statique

Le tableau 6.1 résume les différentes actions ainsi qu'aux coefficients utilisés dans les différentes combinaisons.

Action	ELU	ELS
G	1,35	1
Q	1,5	1
DEAD	1.35	1

LM-71	1.60	1.1
SW/0	1.60	1.1
SW/2	1.60	1.1
Train à vide	1.60	1.1

Tableau 6-1. Coefficients des combinaisons

Les charges citées précédemment sont introduites en considérant :

- G : charge permanente, définie comme une charge statique ;
- Q : surcharge de trottoir + corniche + garde-corps et glissière+ ballaste ;
- LM-71 ; SW/0 ; SW/2 ; Train à vide : surcharges des train type, définie comme charges mobile (Moving Load).

A l'Etat limite Ultime, on considère la combinaison suivante.

$$\text{ELU}=1,35\text{G}+1,5\text{Q}+\text{DEAD}+1,60\text{LM-71}$$

A l'Etat limite Service, on considère cette combinaison suivante.

$$\text{ELS}=\text{G}+\text{Q}+\text{DEAD}+1,1\text{LM-71}$$

6.3 Etude sismique :

On choisit pour l'étude dynamique du pont la méthode modale spectrale. Cette dernière passe par les étapes suivantes :

- Analyse modale (définition des modes de vibration)
- Analyse dynamique spectrale.
- Evaluation des sollicitations sous différentes combinaisons.

6.3.1 Modélisation du pont ferroviaire :

On rappelle que :

- Les poutres et les entretoises sont modélisées comme élément « Frame ».
- Le tablier est modélisé comme élément « Shell ».
- Les appareils d'appui sont modélisés comme élément « Link ».
- Les piles sont modélisées comme éléments « Frame ».

Le modèle établi est représenté par la figure 6-1.

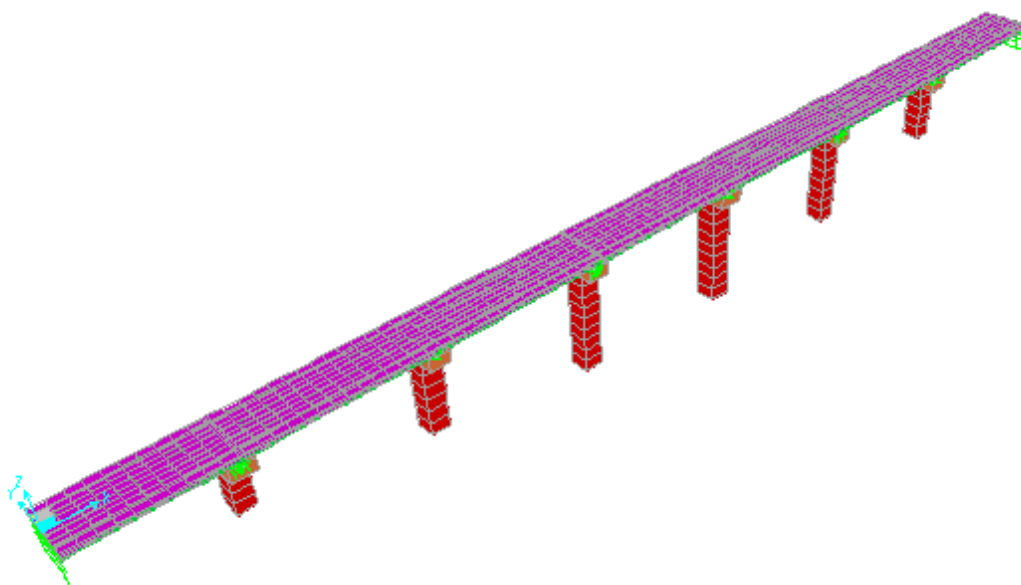


Figure 6-1 : Modèle 3D en éléments finis du pont ferroviaire

6.3.2 Paramètres de l'action sismique :

L'action sismique est représentée dans notre cas par le spectre de réponse fourni par le RPOA. Le spectre dépend des paramètres suivants :

6.3.2.1 Classification des ponts :

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

Tableau 6-2 : Classification des ponts

Le pont étudié est de classe en groupe 1 (Tableau 6-2).

6.3.2.2 Classification des zones sismiques :

Le territoire national est divisé en cinq (5) zones de sismicité croissante :

- Zone 0 : Négligeable
- Zone I : Faible
- Zone II.a : Moyenne
- Zone II.b : Elevée
- Zone III : Très élevée

Selon la classification sismique des wilayas et communes d'Algérie, ce projet est implanté à Sidi Belabbes est en zone I.

6.3.2.3 Le coefficient d'accélération A :

Le coefficient A est défini en fonction de la zone sismique et de l'importance du pont.

Groupe du pont	Zone sismique			
	I	II.a	II.b	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

Tableau 6-3 : Coefficients d'accélération de zone

La valeur d'accélération sismique pour une période de retour de 100 ans $a=0.15g$ (Tableau 6-3).

6.3.2.4 Classification des sites :

D'après le rapport géotechnique notre sol est classée dans la catégorie S2 (site meuble).

6.3.3 Détermination des actions sismiques :

Le spectre de réponse élastique constitue généralement la donnée de base pour le calcul sismique, dans cette étude et selon la réglementation RPOA on doit considérer les deux composantes horizontales ainsi que la composante verticale.

6.3.3.1 Composantes horizontales :

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

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

g : Accélération de la pesanteur ($g=9.81m/s^2$)

A : Coefficient d'accélérations ($A=0.12$)

S : Coefficient de site (est donnée dans le Tableau 6-4)

T_1, T_2 : Période caractéristique associées à la catégorie de site (est donnée dans le tableau.9.4)

ξ : Taux d'amortissement Pour béton armé : $\xi = 5$

η : facteur de correction de l'amortissement ($\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)}$)

Site	S1	S2	S3	S4
T1	0.15	0.15	0.2	0.2
T2	0.3	0.4	0.5	0.7
S	1	1.1	1.2	1.3

Tableau 6-4: Valeurs de T1, T2 et S pour la composante horizontale

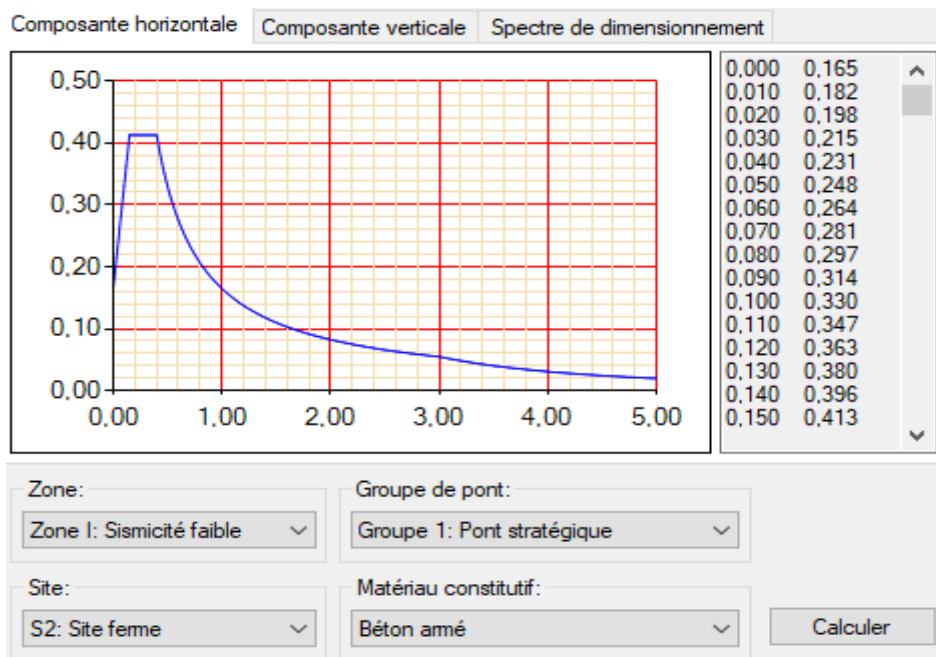


Figure 6-2: Spectre de réponse élastique composante horizontale

6.3.3.2 Composante verticale :

Pour la composante verticale on a :

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

Le coefficient α est considéré pour tenir en compte l'importance de la composante verticale. En zone de faible sismicité on a : $\alpha = 0.7$ (la zone I). Les périodes caractéristiques ainsi que le coefficient de site sont donnés par le tableau ci-dessous. On a donc $T_1=0.2$, $T_2=0.5$ et $S=1$. La composante verticale du spectre de réponse est donnée par la figure 6-3

Site	S1	S2	S3	S4
T1	0.15	0.15	0.2	0.2
T2	0.3	0.4	0.5	0.7
S	1	1	1	1

Tableau 6-5: Valeurs de T1, T2 et S pour la composante verticale

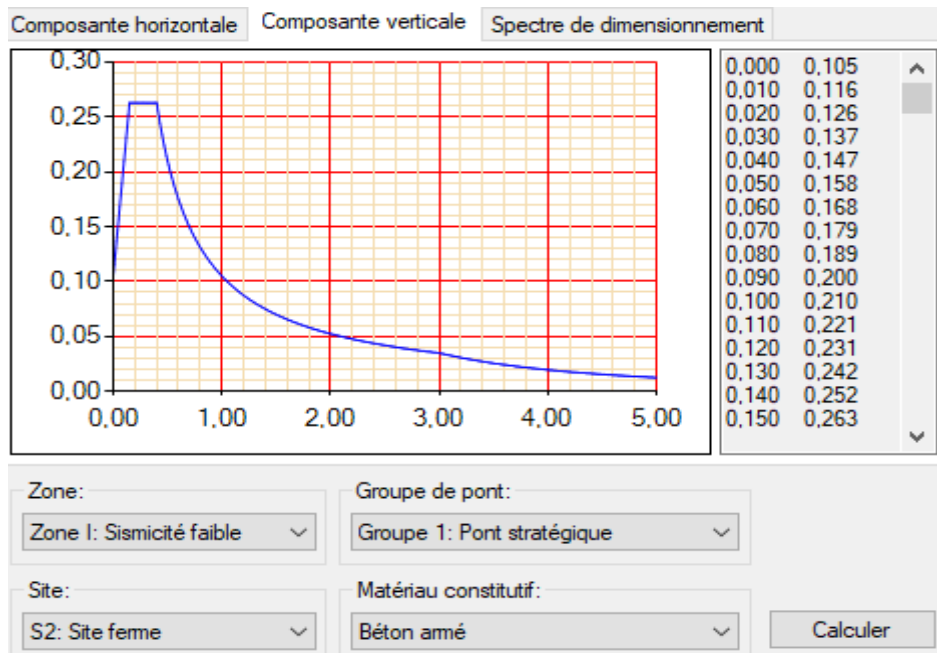


Figure 6-3 : Spectre de réponse élastique composante verticale.

6.3.4 Les combinaisons de composantes de l'action sismique :

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

$$\begin{cases} SISM1 = E_x \pm 0.3E_y \pm 0.3E_z \\ SISM2 = E_y \pm 0.3E_x \pm 0.3E_z \\ SISM3 = E_z \pm 0.3E_x \pm 0.3E_y \end{cases}$$

6.3.5 La combinaison accidentelle

$$\begin{cases} ACX = G + SISM1 + 0.3UIC \\ ACY = G + SISM2 + 0.3UIC \\ ACZ = G + SISM3 + 0.3UIC \end{cases}$$

6.3.6 Analyse Modale :

L'analyse modale permet d'identifier les paramètres structuraux dynamiques ou paramètres modaux d'une structure tels que : les fréquences de résonance, l'amortissement et les déformées modales.

L'analyse modale du pont étudié a été menée, en considérant 380 modes. Elle a ressorti les trois premiers modes propres montrés par les figures ci-dessous. Le Tableau 6-6 : Périodes et fréquences des trois premiers modes donne les périodes et les fréquences de ces trois modes. Ces derniers sont représentés par les figures 6-4 à 6-5.

Mode	Période (s)	Fréquence (Hz)
Mode 01	1.414	0.707
Mode 02	1.126	0.887
Mode 03	0,989	1,01

Tableau 6-6 : Périodes et fréquences des trois premiers modes

- **Mode 01** : $T = 1.414s$.

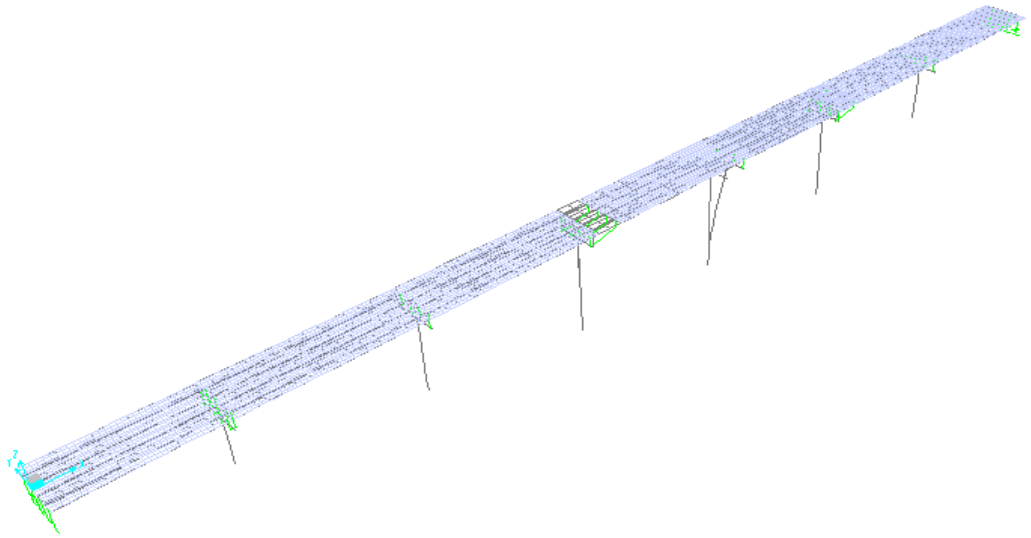


Figure 6-4 : Mode 01 translation longitudinale suivant l'axe X pour la pile 04

- **Mode 02** : $T=1.126 s$.

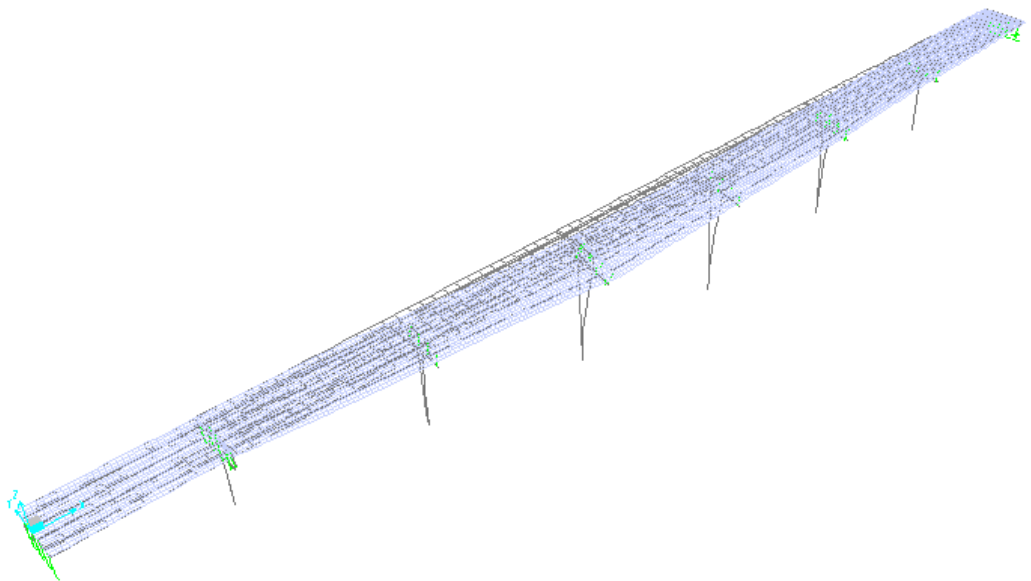


Figure 6-5: Mode 02 translation transversal suivant l'axe Y des deux tabliers de 40+40m

- **Mode 03** : $T=0.989$ s ; $f=1.01$ Hz

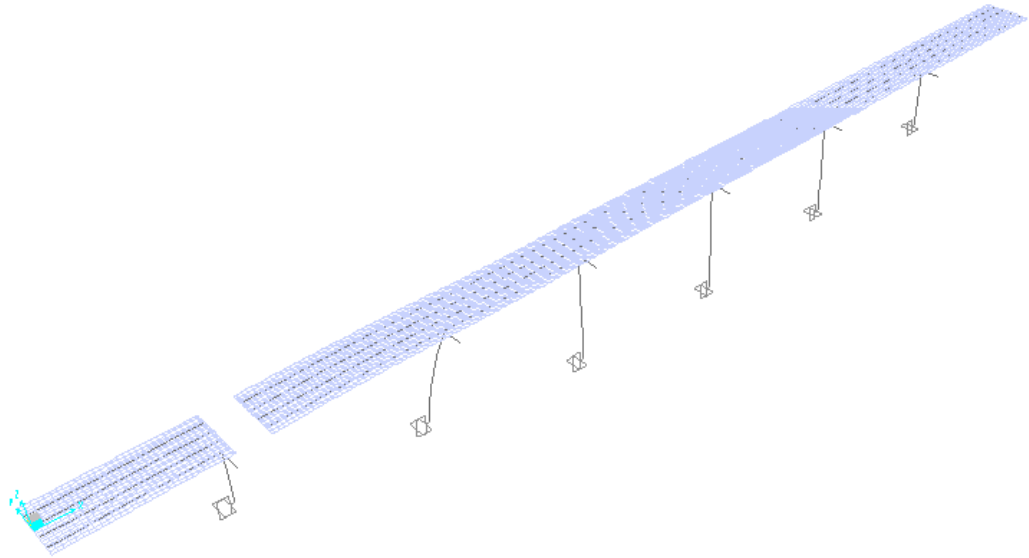


Figure 6-6 : Mode 03 translation longitudinal suivant l'axe X pour la pile

2

D'après le RPOA 2008, on déduit que la masse modale (Masse totale mise en mouvement par le mode fondamental) doit être supérieure à 90% de la masse totale de la structure, y compris la masse des appuis en élévation (fût et chevêtre).

StepType	StepNum	Period	UX	UY	UZ
Text	Unitless	Sec			
Mode	1	1,414062	0,23417	2,708E-19	2,007E-11
Mode	2	1,126608	0,23417	0,55233	2,007E-11
Mode	3	0,989775	0,44218	0,55233	7,643E-10
Mode	4	0,921043	0,44218	0,57681	7,643E-10
Mode	5	0,782439	0,64467	0,57681	2,07E-08
Mode	6	0,61802	0,70372	0,57681	2,319E-08
Mode	7	0,580558	0,70372	0,70713	2,319E-08
Mode	58	0,086254	0,89289	0,88308	0,4523
Mode	59	0,086116	0,89289	0,8924	0,4523
Mode	60	0,085621	0,89293	0,8924	0,45231
Mode	61	0,08531	0,89305	0,8924	0,45231
Mode	62	0,083753	0,89309	0,8924	0,45261
Mode	63	0,083503	0,89317	0,8924	0,45301
Mode	64	0,083311	0,89332	0,8924	0,45304
Mode	65	0,081767	0,89332	0,89641	0,45304
Mode	66	0,079867	0,89332	0,90311	0,45304
Mode	67	0,077981	0,90818	0,90311	0,45304
Mode	68	0,077942	0,90818	0,90462	0,45304
Mode	69	0,076435	0,90818	0,90704	0,45304
Mode	360	0,020842	0,96777	0,96818	0,89424
Mode	361	0,020784	0,96777	0,96819	0,89424
Mode	362	0,020743	0,96778	0,96819	0,89429
Mode	363	0,020728	0,96778	0,96836	0,89429
Mode	364	0,020613	0,96893	0,96836	0,89542

Mode	365	0,020432	0,96898	0,96836	0,89648
Mode	366	0,020391	0,96923	0,96836	0,9005
Mode	367	0,020356	0,96931	0,96836	0,90128
Mode	368	0,020245	0,96932	0,96836	0,90138
Mode	369	0,020221	0,96932	0,96837	0,90138
Mode	370	0,020166	0,96932	0,96841	0,90138

Tableau 6-7 : Modes propres et cumul des facteurs de participation modale correspondant aux trois directions.

En effet, on distingue d'après le Tableau 6-7 que :


- Les masses modales suivant Y atteignent 90% à partir du mode 66.
- Les masses modales suivant X atteignent 90% à partir du mode 67.
- Les masses modales suivant Z à partir du mode 366.

6.3.6.1 Validation de la modélisation en se référant au résultat du bureau d'étude CONDOTTE :

Un extrait des résultats d'analyse modale du bureau Condotte est donné par la figure 6-7.

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 1890


 **RIZZANI
DE' ECCHER**

Figure 6-7 : résultats d'analyses du bureau condotte

En comparant nos résultats avec ceux de la note de calcul, on remarque qu'ils se rapprochent (Tableau 6-8 et figure 6-8)

Mode	Période Condotte	Période Etude	Ecart
2	1.10	1.12	0.01
13	0.34	0.365	0.06
4	0.89	0.921	0.03
6	0.55	0.618	0.11
1	1.419	1.414	0.004
8	0.479	0.540	0.11
5	0.695	0.782	0.11

***Tableau 6-8 : Comparaison des résultats de notre modélisation avec
celle du bureau d'étude condotte***

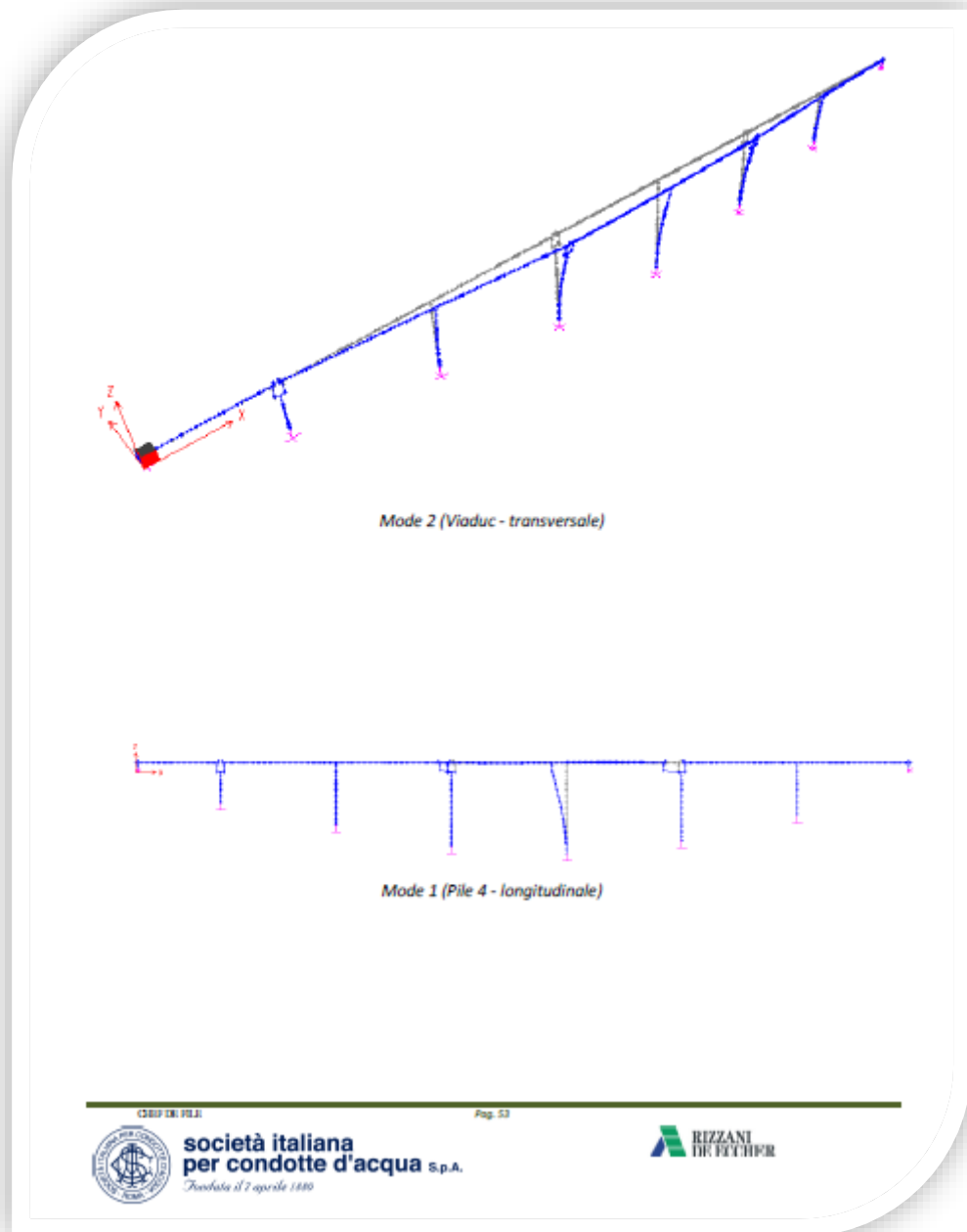


Figure 6-8 : comportement du pont dans les modes 1 et 2 suivant le bureau condotte

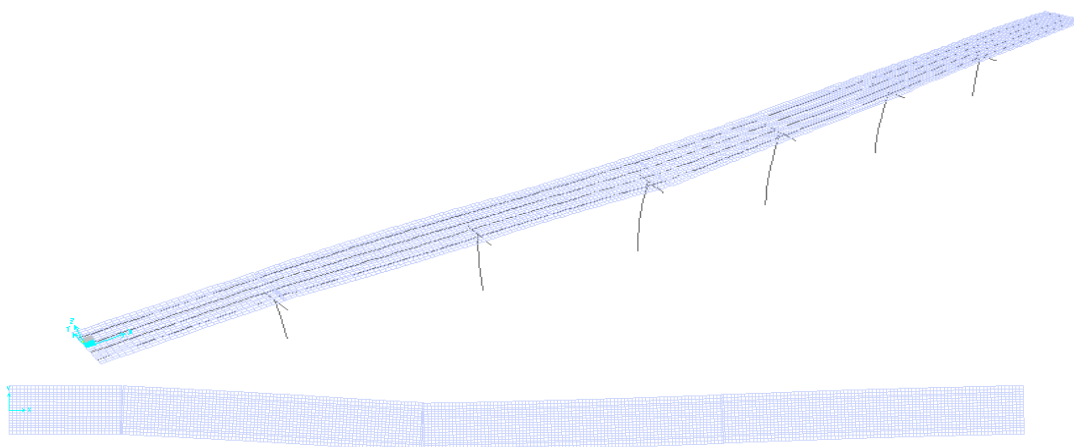


Figure 6-9 : comportement du pont dans le mode 2 (transversale) suivant notre modélisation

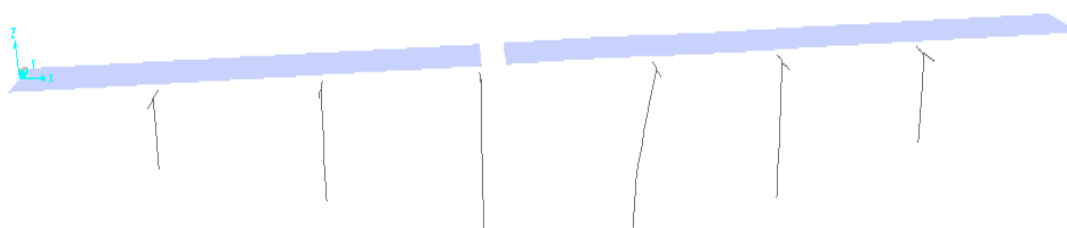


Figure 6-10 : : comportement du pont dans le mode 1 (longitudinale-pile4) suivant notre modélisation

En comparant les périodes propres du model établi avec celle de la note de calcul, en remarque qu'elles sont presque similaires

6.3.6.2 Principe de validation de modélisation

Ne disposons pas des valeurs réelles prises en compte par le bureau d'étude per condotte dans sa modélisation, il est à considérer que les sources d'écart par rapport un notre analyse modale a des origines diverses dont notamment celles liés aux trois paramétrés principaux à savoir :

- La masse qui est composée de G et Q
- La rigidité qui est en fonction de E, I, L et C

- Les conditions aux limites : loi de comportement des élément finis et degré de liberté

Le résultat de notre analyse diffère de 11% seulement, ce qui permet donc la validation de notre analyse.

6.4 Conclusion

Ce chapitre a été consacré à la représentation des démarches suivies pour le calcul statique et dynamique du cas de pont choisi. Tous les résultats admis dans ce chapitre ont un rapport avec le logiciel SAP2000. On conclut alors que ce logiciel nous a été d'une grande utilité. Les résultats seront donnés dans le chapitre suivant.

Chapitre 7

Résultat et interprétation

7.1 Introduction générale

Après avoir défini les différents cas de charge, nous procédons enfin aux différentes combinaisons afin d'obtenir les états défavorables vis-à-vis des états limites ultimes, services de la combinaison d'action et les combinaisons accidentelle. Et fête une comparaison entre les éléments du pont.

7.2 Résultats obtenus au niveau de la pile

Le pont repose sur six piles. La localisation de ces piles est illustrée dans la Figure 7-1. Les résultats de ces piles seront donnés pour les combinaisons fondamentales et accidentelles.

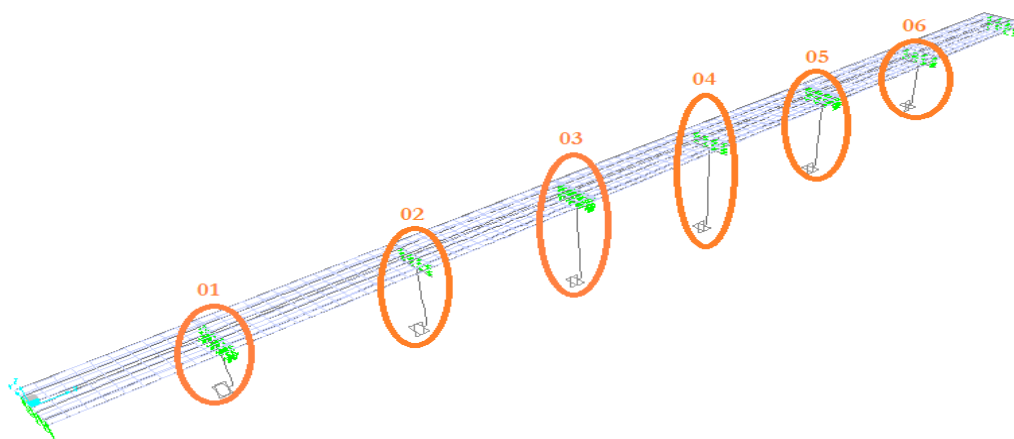


Figure 7-1 Localisation des piles

7.2.1 Combinaisons Fondamentales

7.2.1.1 Combinaison d'action ELU :

Les moments fléchissant et efforts tranchants issus de la combinaison d'action ELU sont donnés par le tableau 7-1. La Figure 7-2 présente le moment fléchissant et l'effort tranchant obtenus au niveau de la pile la plus chargée numéro 04.

Tableau 7-1 : Combinaison d'action à l'ELU au niveau des piles

Numéro de Pile	E.L.U (1.35G+1.5Q+1.35DEAD+1.60LM71)				
	P (KN)	V_T (KN)	T (KN)	M_L (KN.m)	M_T (KN.m)
01	34055,41	413,62	4214,46	2828,12	11420,54
02	55336,08	649,62	12585,99	0	12345,90
03	48134	489,95	2640,77	3179,36	10762,96
04	66943,28	588,422	14504,72	0	12739,94
05	46747,88	506,449	2745,48	3197,26	10694,65
06	53485,39	646,82	12372,66	0	11821,31

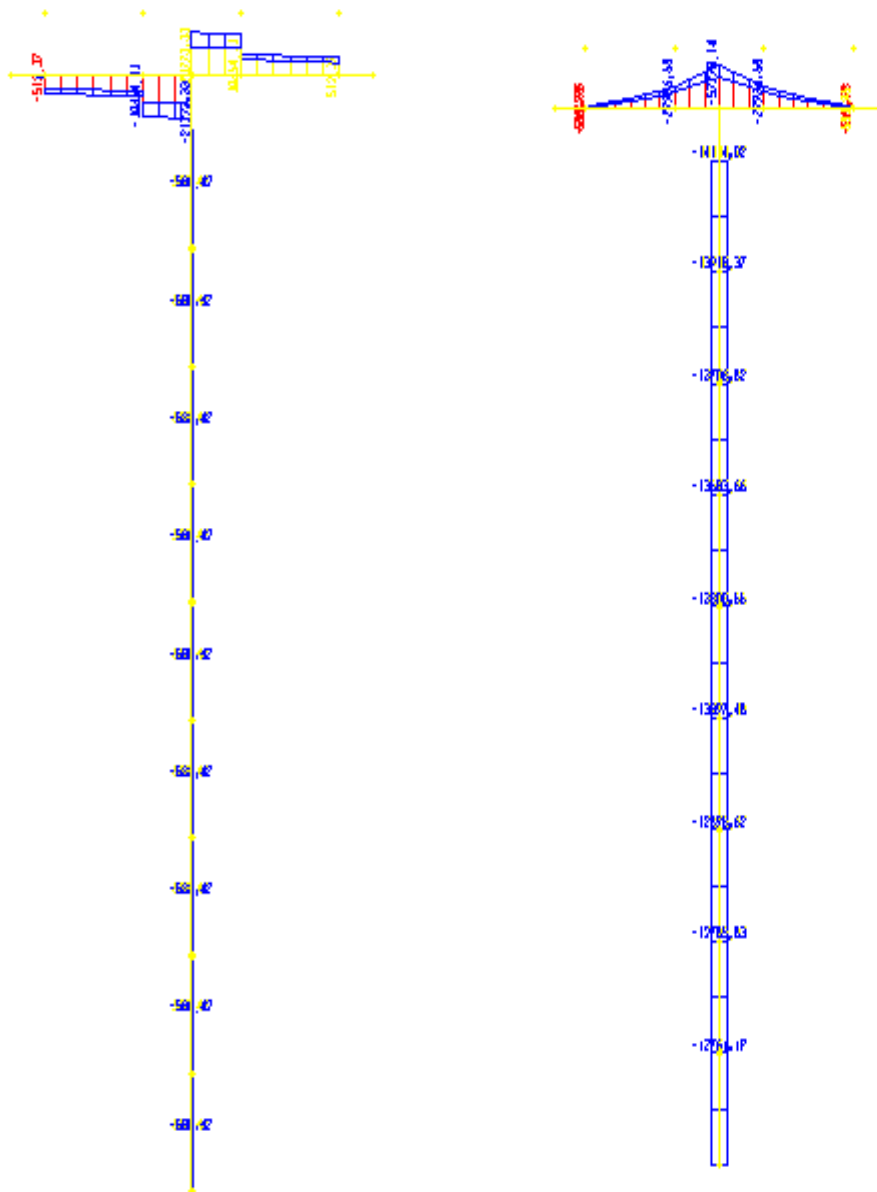


Figure 7-2 : Efforts internes et moments fléchissant au niveau de la pile 04 à l'ELU

7.2.1.2 Combinaison d'action ELS :

Les moments fléchissant et efforts tranchants issus de la combinaison d'action ELS sont donnés par le tableau 7-2. La Figure 7-3 illustre les diagrammes des moments fléchissant et efforts tranchants au niveau de la pile numéro 04

Tableau 7-2 : Combinaison d'action à l'ELS au niveau des piles

Numéro de Pile	E.L.S (G+Q+DEAD+1.1LM71)				
	P (KN)	V_T (KN)	T (KN)	M_L (KN.m)	M_T (KN.m)
01	25690,84	284,36	2897,44	1944,48	7851,62
02	40182,68	446,61	8652,87	0	8537,54
03	35053,85	336,84	1815,52	2188,13	7476,87
04	48780,52	404,54	9971,99	0	8773,31
05	32552,53	348,18	1887,5196	2200,99	7282,1417
06	38807,71	444,69	8506,20	0	8127,15

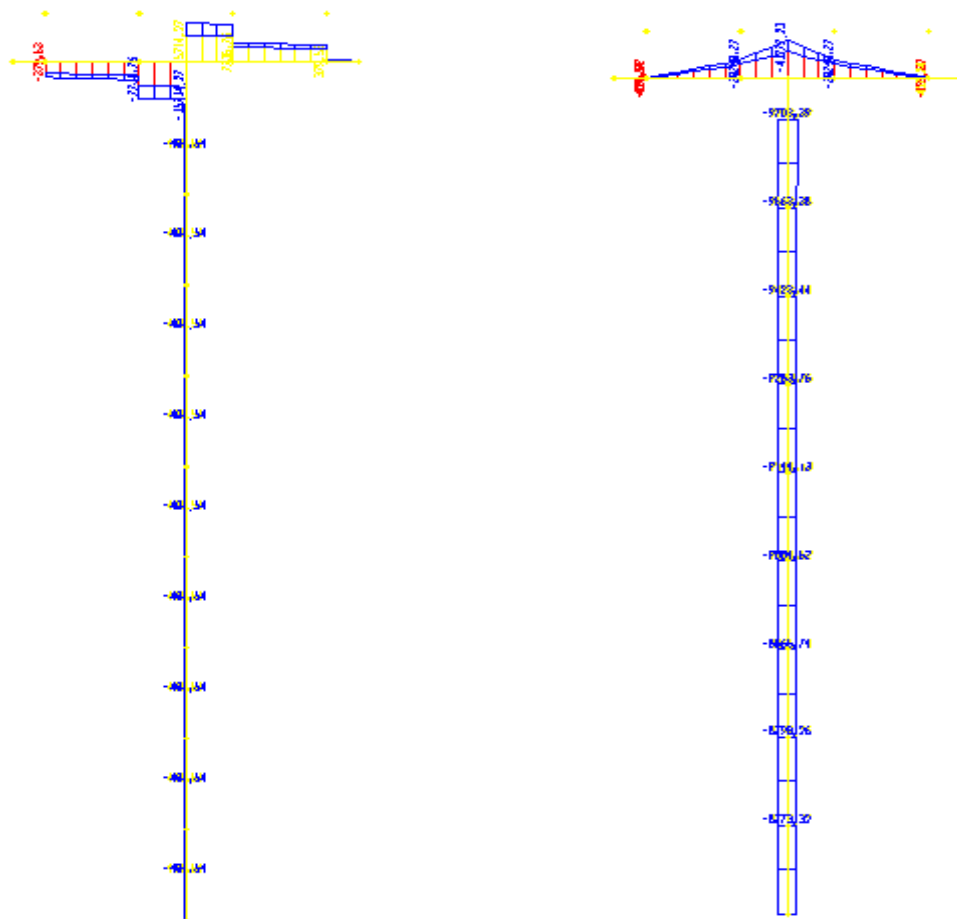


Figure 7-3 : Efforts internes et moments fléchissant au niveau de la pile

04 à l'ELS

7.2.2 Combinaisons Accidentelles

Les moments fléchissant et efforts tranchants issus sous les combinaisons d'action SISM1($E_x+0.3E_y+0.3E_z$), SISM2($0.3E_x+E_y+0.3E_z$) et SISM3 ($0.3E_x+0.3E_y+E_z$) sont donnés respectivement par les tableaux 7-3, 7-4 et 7-5 pour les piles 01, 03 et 04. Les Figures 7-4, 7-5 et 7-6 présentent les efforts internes au niveau de la pile 04 Sous ces mêmes combinaisons.

Tableau 7-3 : Combinaison d'action SISM1 au niveau des piles 01, 03, 04 à SISM1

Numéro de Pile	SISM1 ($E_x+0.3E_y+0.3E_z$)					
	P (KN)	V_T (KN)	V_L (KN)	T (KN.m)	M_L (KN.m)	M_T (KN.m)
01	415,21	1195,74	6746,89	5118	85197,7	18345,5
03	487,60	1115,71	2953,47	2600,73	66127,9	18345,5
04	487,60	1218,90	5145,36	5125,87	145646	35011,5

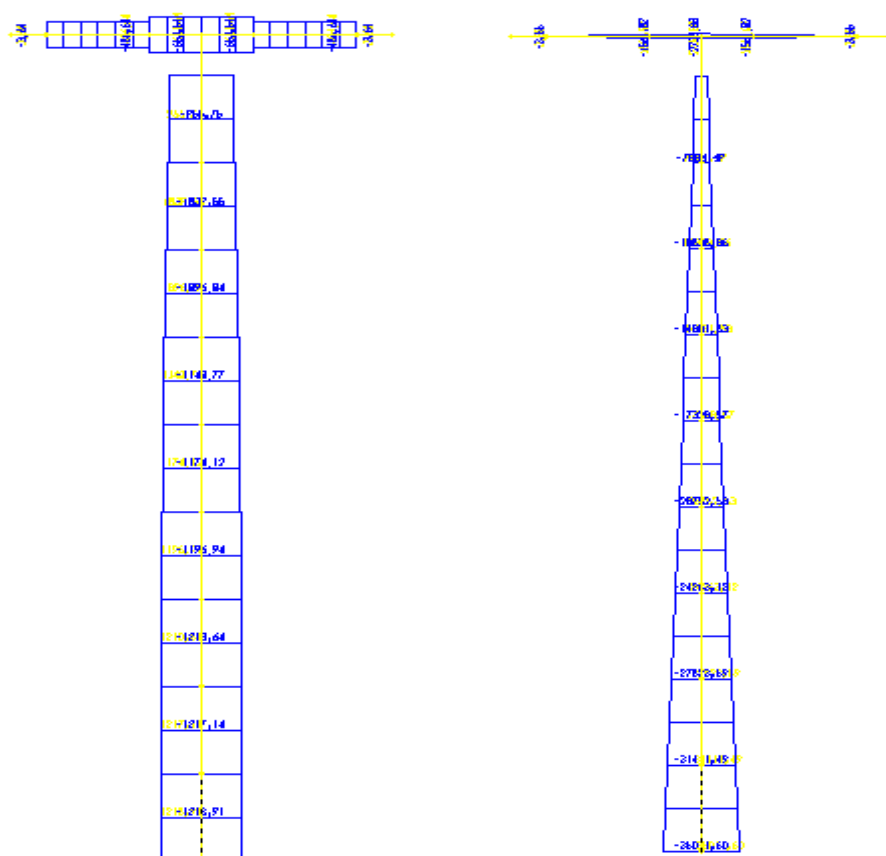


Figure 7-4 : Efforts internes et moments fléchissant au niveau de la pile 04 au SISM1

Tableau 7-4 : Combinaison d'action SISM2 au niveau des piles 01, 03, 04 SISM2

Numéro de Pile	SISM2 (0.3Ex+Ey+0.3Ez)					
	P (KN)	V_T (KN)	V_L (KN)	T (KN.m)	M_L (KN.m)	M_T (KN.m)
01	150,69	3979,12	2068,95	17059,9	26125,5	61151,69
03	261,34	3719	889,39	8669,08	17370,84	101568,8
04	455,21	4062,98	1543,92	17086,2	43698,2	116704,9

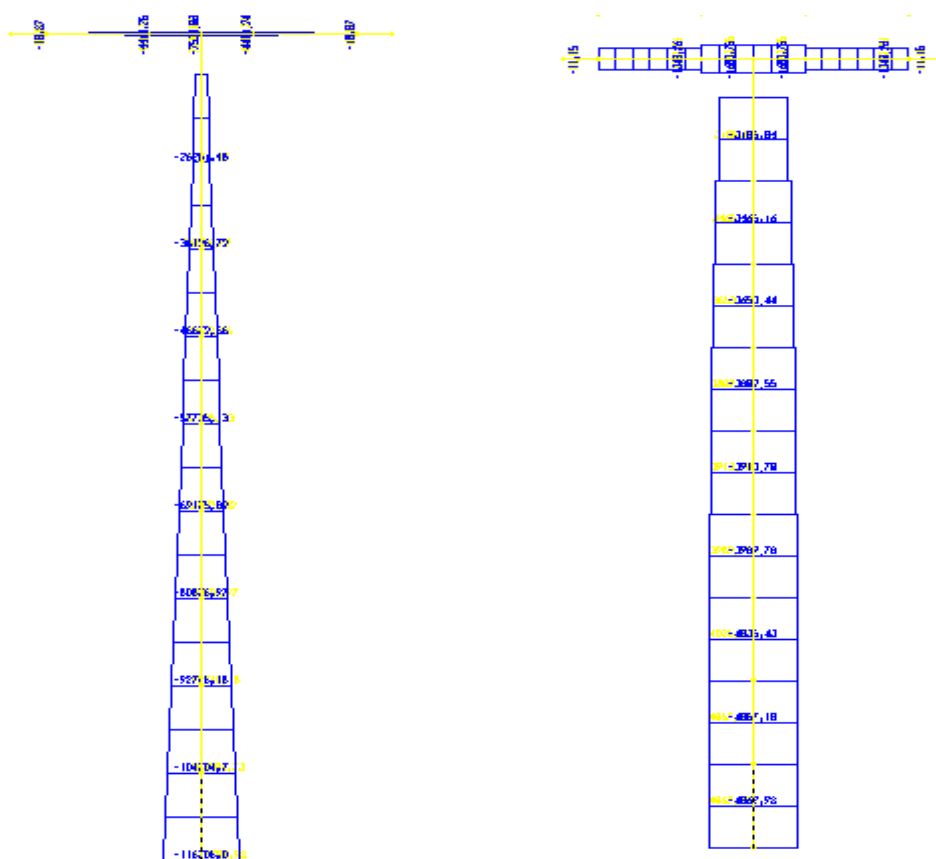


Figure 7-5 : Efforts internes et moment fléchissant au niveau de la pile 04 au SISM2

Tableau 7-5 : Combinaison d'action SISM3 au niveau des piles 01, 03, 04 à SISM3

Numéro de Pile	SISM3 (0.3Ex+0.3Ey+Ez)					
	P (KN)	V_T (KN)	V_L (KN)	T (KN.m)	M_L (KN.m)	M_T (KN.m)
01	237,754	1193,75	2218,55	5117,98	28012,74	18345,58
03	686,45	1115,70	900,57	2600,739	19979,60	30470,69
04	1484,94	1218,90	1544,95	5125,87	43712,64	35011,55

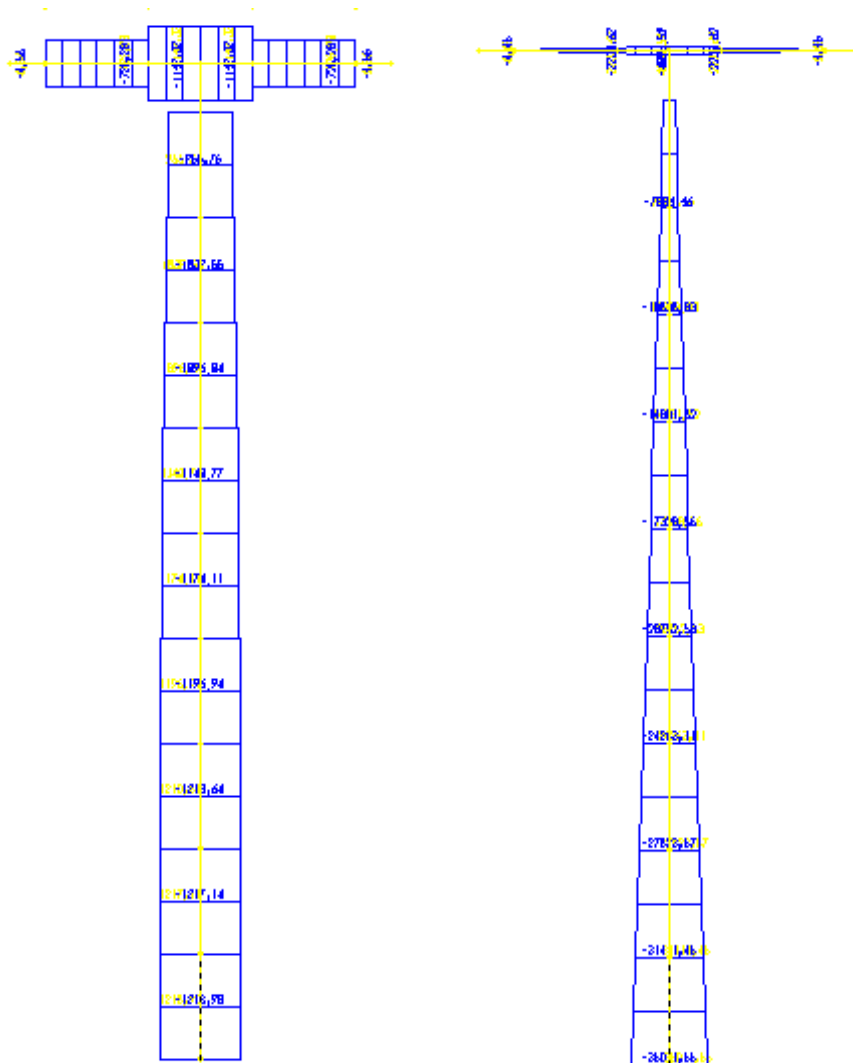


Figure 7-6 : Efforts internes et moments fléchissant au niveau de la pile 04 au SISM3

7.2.2.1 Combinaison ELU accidentelle (X) :

Les moments fléchissant et efforts tranchants issus de la combinaison ELU accidentelle appliquée dans le sens (X) sont donnés par le tableau suivant pour toutes les piles. La Figure 7-7 donne les résultats pour la pile 04.

Tableau 7-6 : Combinaison à l'ELU accidentelles (X) au niveau des piles

Numéro de Pile	ELU(G+SISM1+DEAD+0.3UIC)					
	P(KN)	V_T (KN)	V_L (KN)	T (KN.m)	M_L (KN.m)	M_T (KN.m)
01	20809,43	1271,3	6746,89	5908,20	85719,08	20486,86
02	32827,74	1240,71	6551,78	11434,51	131683,8	27337,30
03	29869,47	1207,58	2953,47	3095,87	66748,22	32509,89
04	41709,91	1329,23	5145,36	7845,51	145646,5	37400,33
05	29389,11	926,81	3214,98	2670,46	67470,04	23304,06
06	32750,03	940,13	8072,58	8337,60	139254,3	18501,75

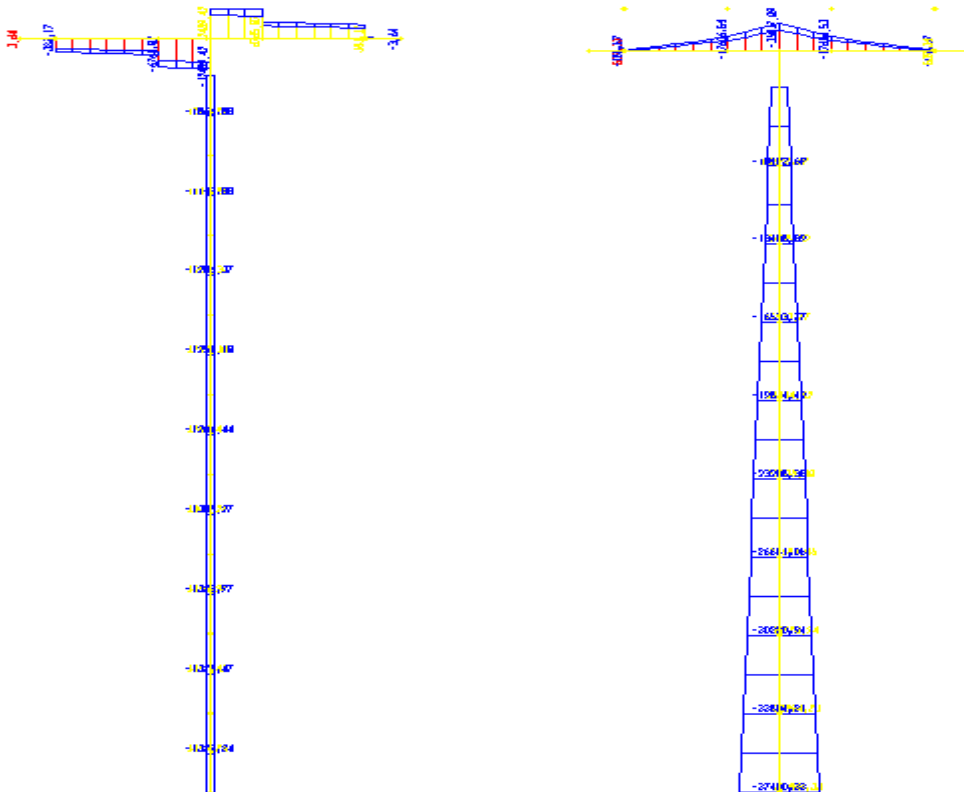


Figure 7-7 Efforts internes et moments fléchissant au niveau de la pile 04 au ELU accidentelle (X)

7.2.2.2 Combinaison ELU accidentelle (Y) :

Les moments fléchissant et efforts tranchants issus de la combinaison ELU d'accidentelle appliquée dans le sens (Y) sont donnés par le tableau 7-7 pour toutes les piles et la Figure 7-8 pour la pile 04.

Tableau 7-7 Combinaison à l'ELU accidentelles (Y) au niveau des piles (01,02, 03, 04, 05, 06)

Numéro de Pile	ELU(G+SISM2+DEAD+0.3UIC)					
	P(KN)	V_T (KN)	V_L (KN)	T (KN.m)	M_L (KN.m)	M_T (KN.m)
01	20544,91	4056,68	2068,95	17850,12	26646,89	63293,08
02	32762,45	3851,48	1965,82	32608,65	39509,98	85722,88
03	29684,82	3810,87	889,39	9164,22	20491,26	103607,96
04	40746,97	4173,31	1543,92	19805,85	43698,29	119093,71
05	29141,59	2867,78	7700,34	7700,34	20825,00	73001,22
06	32704,85	2850,78	2424,18	22378,91	41812,03	56628,05

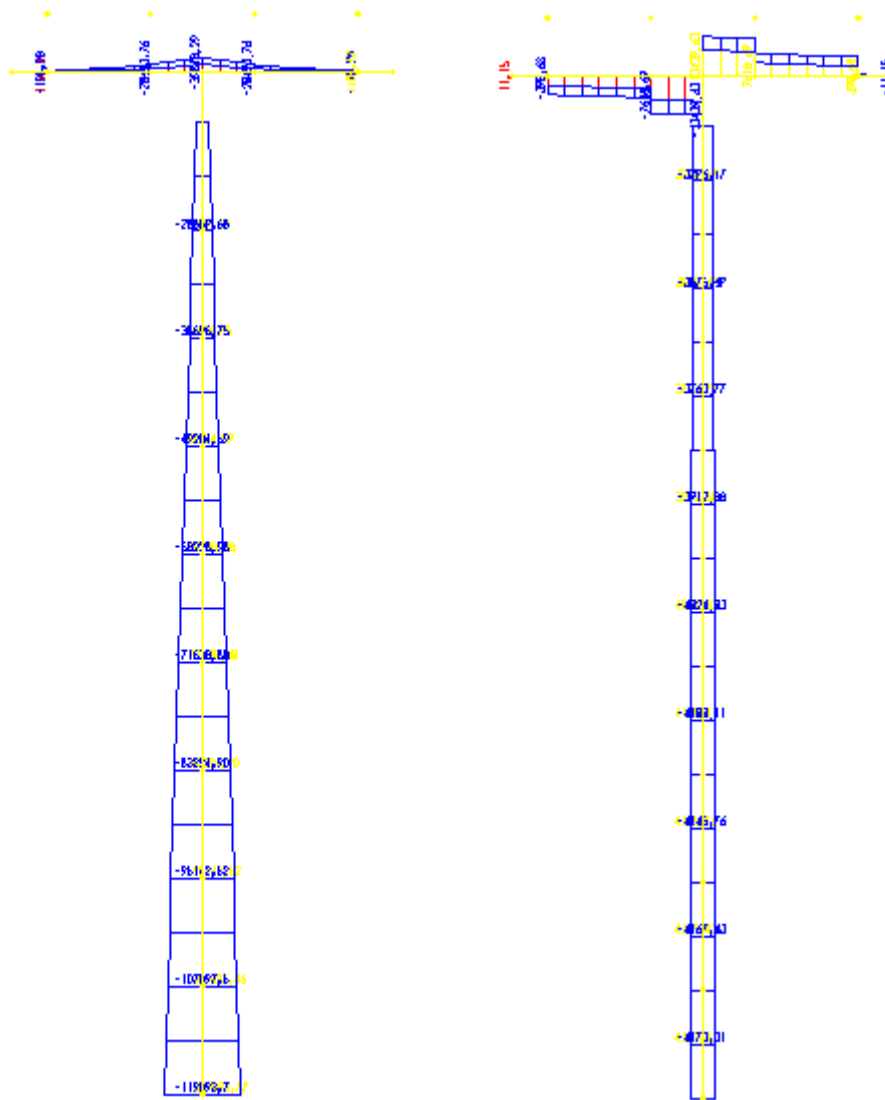


Figure 7-8 Efforts internes et moments fléchissant au niveau de la pile 04 au ELU accidentelle (Y)

7.2.3 Interprétation des résultats :

Les résultats obtenus au niveau des piles sous les combinaisons ELU accidentelles donnent les moments fléchissant suivant X et Y plus élevés, par rapport aux valeurs obtenus sous la combinaison générale. La valeur maximum du moment est enregistrée dans le cas ELU accidentelle suivant Y sur la pile numéro 04 où le moment $M_T = 119093.7 \text{ KN.m}$. Par contre les efforts axiaux obtenus en combinaisons fondamentales sont plus élevés par rapport à ceux

obtenus sous les combinaisons accidentelles, la valeur maximale est de 66943.28 KN.m obtenu au niveau de la pile 04.

On observe que les valeurs maximums des moments fléchissant et efforts tranchants sont enregistrées au niveau de la pile 04 vus sont emplacement entre deux travées de 40+40 m et aussi elle est la plus haute pile sur le pont.

7.2.4 Détermination de ferrailage dans les piles :

7.2.4.1 Ferrailage longitudinal :

Le ferrailage obtenu au niveau des piles est donné par le tableau suivant :

Pile	Dimension (Cm)	A_s Théorique (cm^2)	Armature longitudinal	A Réal	Pourcentage (%)
1	400×400	1600	200T32	1604	1
2	450×450	2025	252T32	2026.6	1
3	450×450	2025	252T32	2026.6	1
4	500×500	2500	311T32	2500.4	1
5	450×450	2025	252T32	2026.6	1
6	450×450	2025	252T32	2026.6	1

A titre d'exemple on donne la méthode de calcul des armatures longitudinales de la pile4 :

- Armature choisie T32 où la section d'une barre est de $8.04cm^2$
- A_s théorique (obtenue par le SAP2000) = $2500cm^2$
- Armature longitudinale = $\frac{A_s}{T32} = \frac{2500}{8.04} = 311$ barres
- A réelle = nombre de barre × T32 = $311 \times 8.04 = 2500.44$

- Pourcentage = $\frac{A \text{ réelle}}{nr \text{ barre} \times T32} = \frac{2500.44}{311 \times 8.04} = 1\%$

D'après le RPOA l'espacement entre la barre longitudinale ne doit pas excéder à 250 mm

7.2.4.2 Ferrailage transversal :

D'après le RPOA il y'a lieu de satisfaire les conditions suivantes :

- **Zone courante :**

Espacement maximal = $\text{Min} (12\Phi_l ; b ; 200\text{mm})$

b : le plus petit côté du rectangle circonscrit

Φ : plus gros diamètre des armatures longitudinal

Donc l'espacement maximal = $\text{Min} (12 \times 32 ; 500 ; 200) = 200\text{mm}$

- **Zone critique :**

Espacement maximal = $\text{Min} (8\Phi_l ; 0.5b ; 200\text{mm})$

Espacement maximal = $\text{Min} (256 ; 250 ; 200\text{mm}) = 200\text{mm}$

D'après le RPOA dans la zone 1 on a 0.4% par direction zone1

$$\frac{0.4 \times 500 \times 500}{100} = 1000 \text{cm}^2$$

En adoptant : $23T16 = 23 \times 2.01 = 46.23 \text{cm}^2$

$$S_t = \frac{1000}{46.23} = 21.63 \text{cm}$$

En adopte t = 20cm

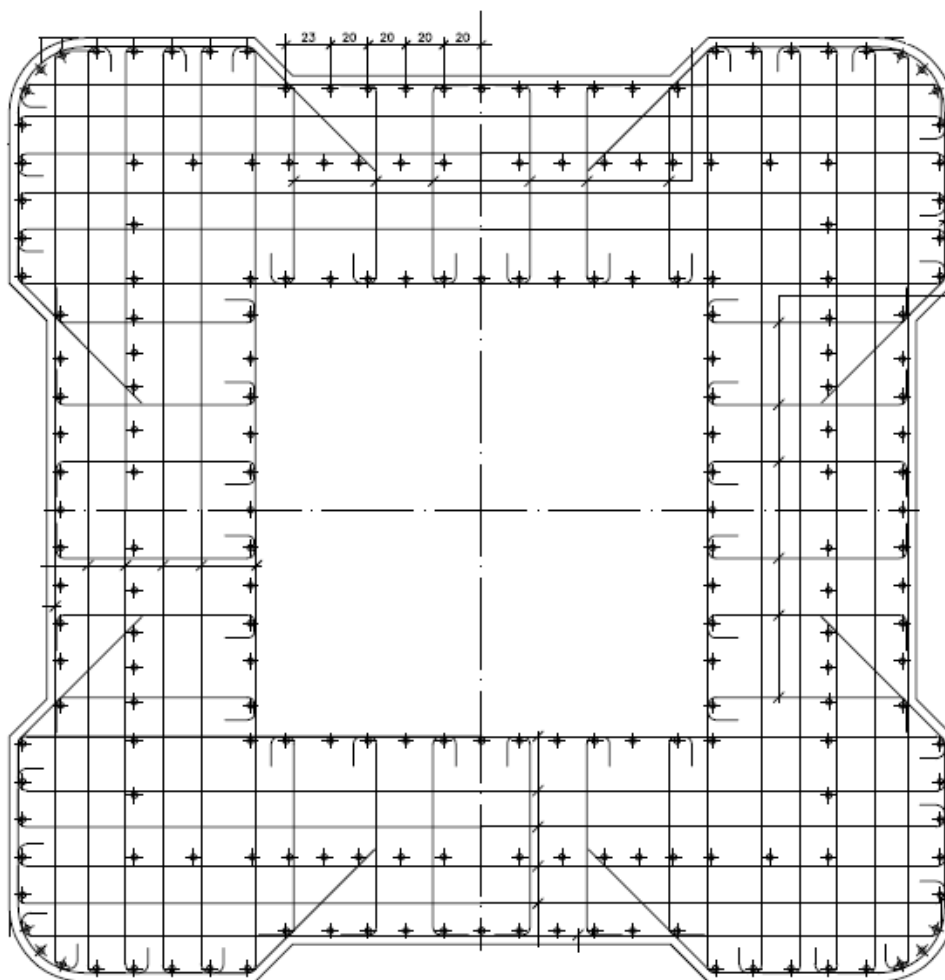


Figure 7-9 : plan de ferrailage pile4

7.3 Résultats obtenus au niveau des chevêtres :

Dans la partie précédente, on s'est intéressé à présenter les résultats au niveau des piles. Dans ce qui suit, on s'intéresse aux chevêtres supportés par la pile 01 et 04 deux piles de type différent vu leur emplacement. Ils seront traités pour les combinaisons fondamentales et accidentelles. Notons que les résultats des toutes les chevêtres sont donnés par l'annexe B. La localisation de ces chevêtres est montrée par la Figure 7-10.

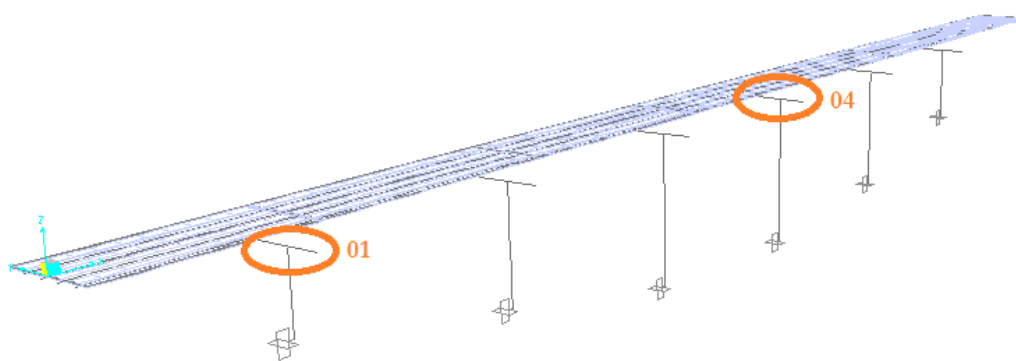


Figure 7-10 : Localisation des chevêtres

7.3.1 Combinaisons Fondamentales

7.3.1.1 Combinaison d'action ELU :

Le tableau suivant représente les résultats des moments fléchissant et efforts tranchants issus de la combinaison d'action ELU. A titres indicatif, on présente les diagrammes des moments fléchissant et efforts tranchants pour le chevêtre sur pile 04.

Tableau 7-8 : Combinaison à l'ELU au niveau des Chevêtres sur piles 01, 04 l'ELU

Numéro du Chevêtre	E.L.U (1.35G+1.5Q+1,35Dead+1.60LM71)			
	V_T (KN)	V_L (KN)	M_L (KN.m)	M_T (KN.m)
01	14675,82	1069,49	2617,63	37963,77
04	21773,33	3222,73	7325,48	57770,13

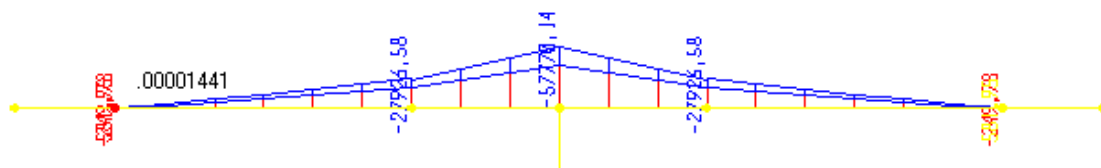


Figure 7-11 : Moments fléchissant au niveau du chevêtre sur pile 04 à l'ELU

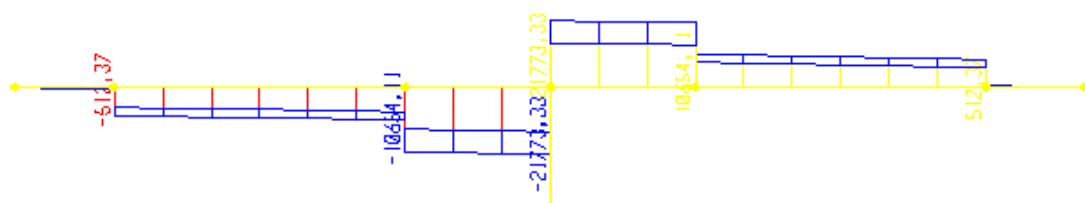


Figure 7-12 : Efforts tranchants au niveau du chevêtre sur pile 04 à l'ELU

7.3.1.2 Combinaison d'action ELS :

Le tableau suivant représente les résultats des moments fléchissant et efforts tranchant issus de la combinaison d'action ELS. A titres indicatif, on présente les diagrammes des moments fléchissant et efforts tranchants pour le chevêtre sur pile 04.

Tableau 7-9 : Combinaison à l'ELS au niveau des Chevêtres sur piles 01, 04 a l'ELS

Numéro du Chevêtre	E.L.S (G+Q+DEAD+1,1LM71)			
	V_T (KN)	V_L (KN)	M_L (KN.m)	M_T (KN.m)
01	10582,31	735,27	1854,06	27443,60
04	15714,27	2215,62	5036,26	41777,23

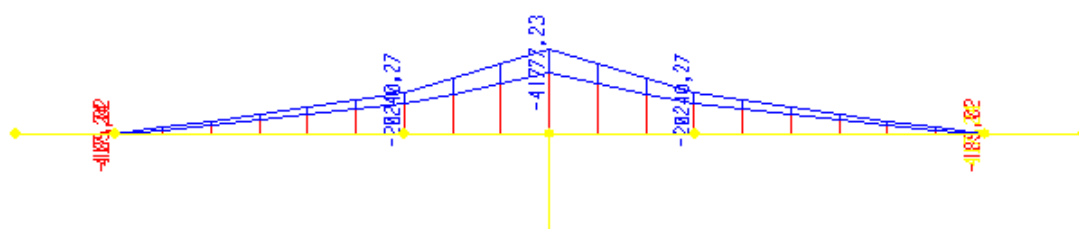


Figure 7-13 : Moments fléchissant au niveau du chevêtre sur pile 04 à l'ELS

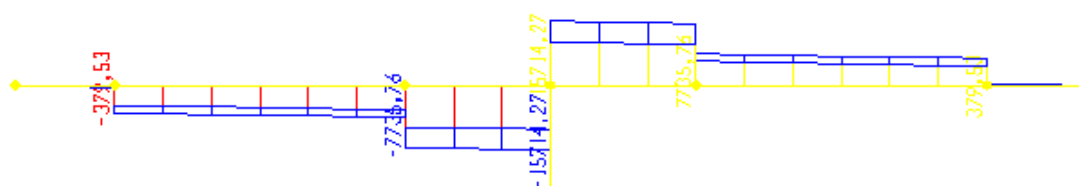


Figure 7-14 : Efforts tranchants au niveau du chevêtre sur pile 04 à l'ELS

7.3.2 Combinaisons Accidentelles

Les Tableaux 7-10, 7-11 et 7-12 représentent les résultats des moments fléchissants et efforts tranchants issus respectivement des combinaisons d'action sismiques SISM1, SISM2 et SISM3. Les diagrammes des moments fléchissant et efforts tranchants pour le chevêtre sur pile 01 et 04 sont présentés également par les figures 7-15 à 7-20.

Tableau 7-10 : Combinaison SISM1 au niveau des Chevêtres 01, 04

Numéro du Chevêtre	SISM1 (Ex+0.3Ey+0.3Ez)			
	V_T (KN)	V_L (KN)	M_L (KN.m)	M_T (KN.m)
01	653,53	2797,18	10575,53	2736,85
04	653,53	2797,18	8251,57	2736,85



Figure 7-15 : Moments fléchissant au niveau du chevêtre sur pile 01 et 04 à SISM1

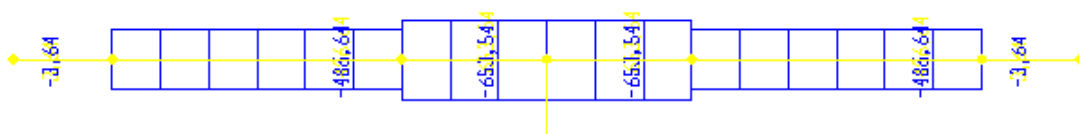


Figure 7-16 : Efforts tranchants au niveau du chevêtre sur pile 01 et 04 à SISM1

Tableau 7-11 : Combinaison SISM2 au niveau des Chevêtres 01, 04

Numéro du Chevêtre	SISM2 (0.3Ex+Ey+0.3Ez)			
	V_T (KN)	V_L (KN)	M_L (KN.m)	M_T (KN.m)
01	1262,826	2832,39	10988,22	7855,82
04	1603,74	2771,53	10250,10	7530,05



Figure 7-17 : Moments fléchissant au niveau du chevron sur pile 04 à SISM2

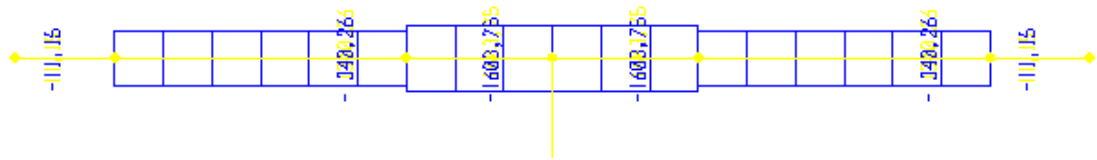


Figure 7-18 : Efforts tranchants au niveau du chevron sur pile 04 à SISM2

Tableau 7-12 : Combinaison SISM3 au niveau des Chevêtres 01, 04 à SISM3

Numéro du Chevêtre	SISM3 (0.3Ex+0.3Ey+Ez)			
	V_T (KN)	V_L (KN)	M_L (KN.m)	M_T (KN.m)
01	474,86	1559,44	5194,96	2599,92
04	1142,32	1285,47	4271,28	4096,50

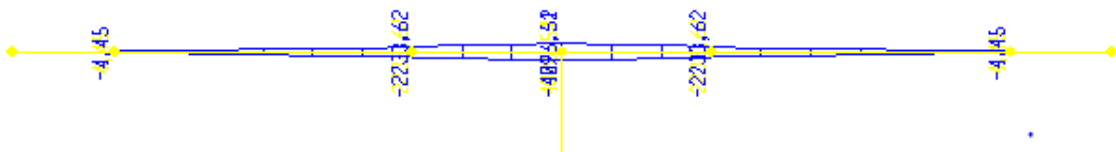


Figure 7-19 : Moments fléchissant au niveau du chevron sur pile 04 à SISM3

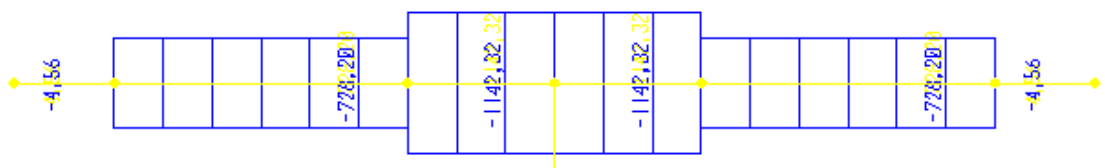


Figure 7-20 : Efforts tranchants au niveau du chevron sur pile 04 à SISM3

7.3.2.1 Combinaison ELU accidentelle (Z)

Le tableau suivant représente les résultats des moments fléchissants et efforts tranchants issus de la combinaison ELU d'accidentelle appliqué dans le sens vertical. A titres indicatif, on présente les diagrammes des moments fléchissant et efforts tranchants pour le chevêtre sur pile 04.

Tableau 7-13 : Combinaison à l'ELU accidentelle (Z) au niveau des Chevêtres
01, 04

Numéro du Chevêtre	ELU(G+DEAD+SISM3+0.3LM-71)			
	V_T (KN)	V_L (KN)	M_L (KN.m)	M_T (KN.m)
01	6374,07	1759,97	6261,49	23703,82
04	9315,05	1889,74	5644,74	36376,74

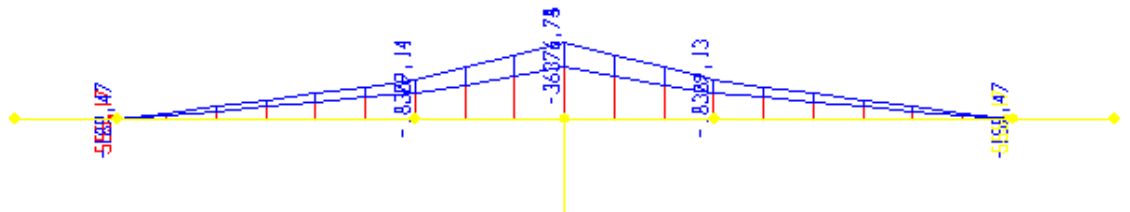


Figure 7-21 : Moments fléchissant au niveau du chevêtre sur pile 04 à ELU accidentelle

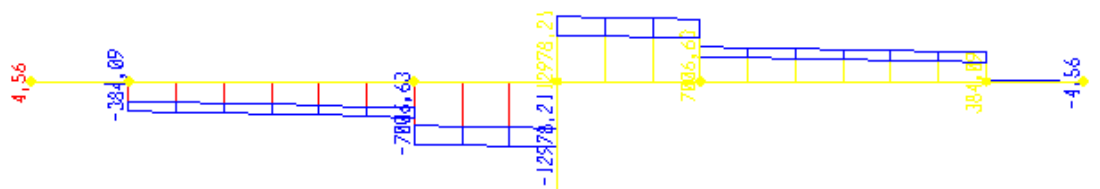


Figure 7-22 : Efforts tranchants au niveau du chevêtre sur pile 04 à ELU accidentelle

7.4 Résultats obtenus au niveau des tabliers :

Le pont étudié est composé de quatre tabliers : un seul tablier isostatique de 30 m de longueur ; trois tabliers hyperstatiques de 40+40 m de longueur

Les tabliers de longueurs de 30 m, et 40+40 m sont de même type. La dalle a une épaisseur de 40 cm, elle est supportée par quatre poutres PRS2300 avec des entretoises en HEB1000

Afin de présenter les résultats de l'analyse statique et dynamique sur les tabliers, nous traitons tous les tabliers pour définir le plus défavorable. La localisation de ces tabliers sur poutres est montrée par la Figure 7-23

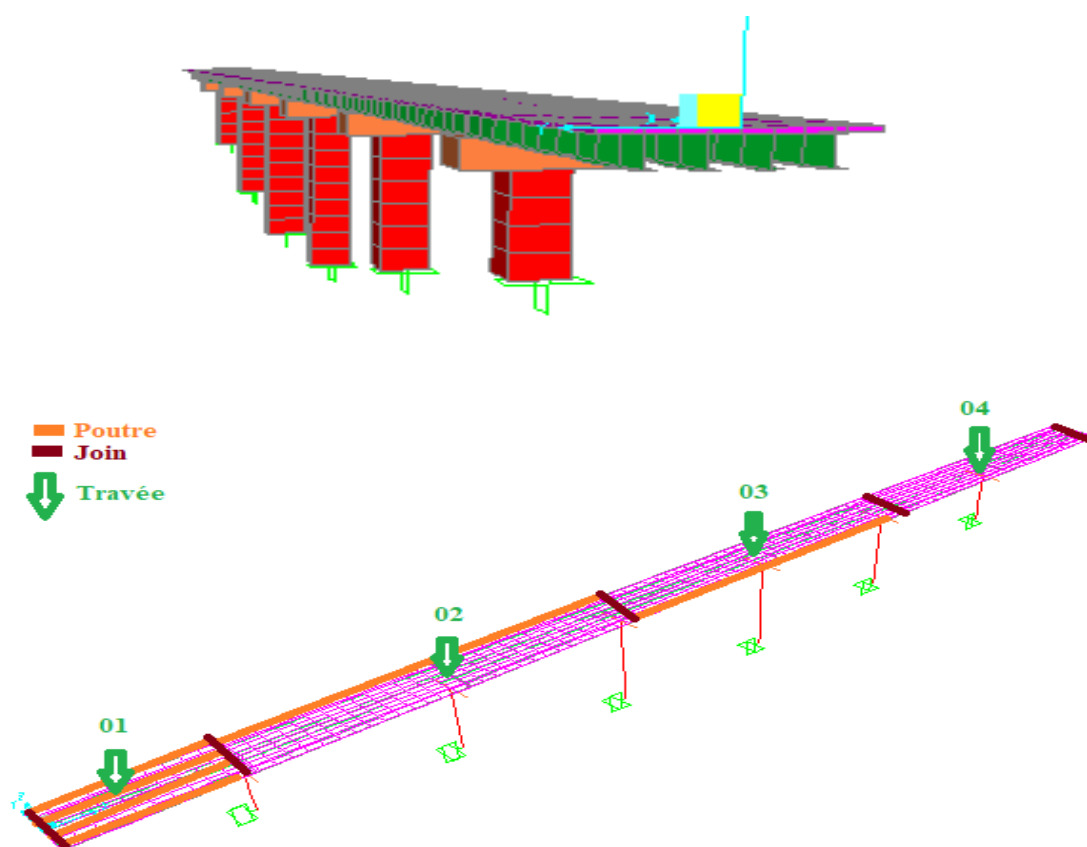


Figure 7-23 : Localisation des types tabliers

7.4.1 Combinaisons Fondamentales :

7.4.1.1 Combinaison d'action ELU :

Le tableau ci-dessous présente les résultats des moments fléchissant et efforts tranchants issus de la combinaison d'action ELU. A titres indicatif, on présente les diagrammes des moments fléchissant et efforts tranchants pour les poutres de rives et centrales avec les valeurs maximales et minimales.

Tableau 7-14 : Combinaison à l'ELU au niveau des tabliers

Tablier	Dimension (m)	E.L.U (1.35G+1.5Q+1.35DEAD+1.60LM71)		
		V2 (KN)	M3 Travée (KN.m)	M3 Appuis (KN.m)
01	30	12189,68	90449,06	0
02	40+40	19488,06	103056,3	144988,3

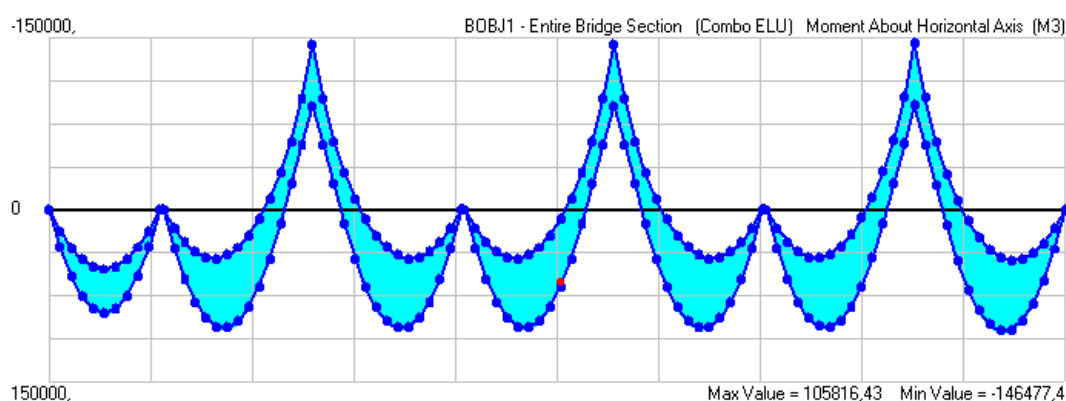


Figure 7-24 : Diagramme des moments fléchissant au niveau des tabliers à l'ELU

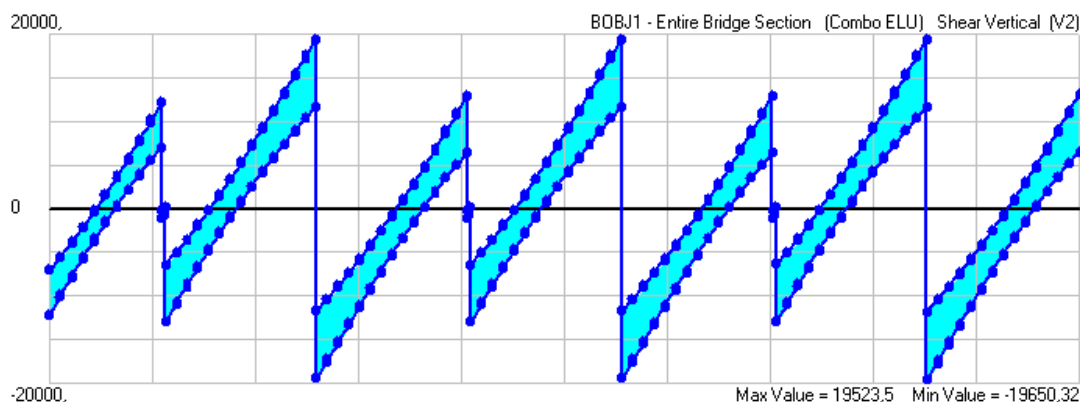


Figure 7-25 : Diagramme des efforts tranchants au niveau des tabliers à l'ELU

7.4.1.2 Combinaison d'action ELS :

Le tableau qui suit représente les résultats des moments fléchissant et efforts tranchants issus de la combinaison d'action ELS. A titres indicatif, on présente les diagrammes des moments fléchissant et efforts tranchants pour les tabliers avec les valeurs maximales et minimales.

Tableau 7-15 : Combinaison à ELS au niveau des tabliers à ELS

Tablier	Dimension (m)	E.L.S (G+Q++DEAD+1,1LM71)		
		V2 (KN)	M3 Travée (KN.m)	M3 Appuis (KN.m)
01	30	8740,13	64838,69	0
02	40+40	13996,31	73530,54	104303

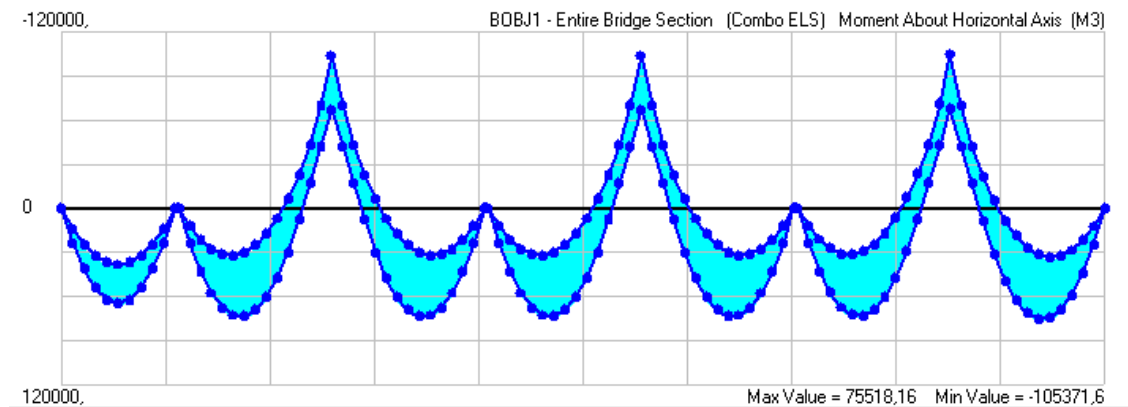


Figure 7-26 : Diagramme des moments fléchissant au niveau des tabliers à l'ELS

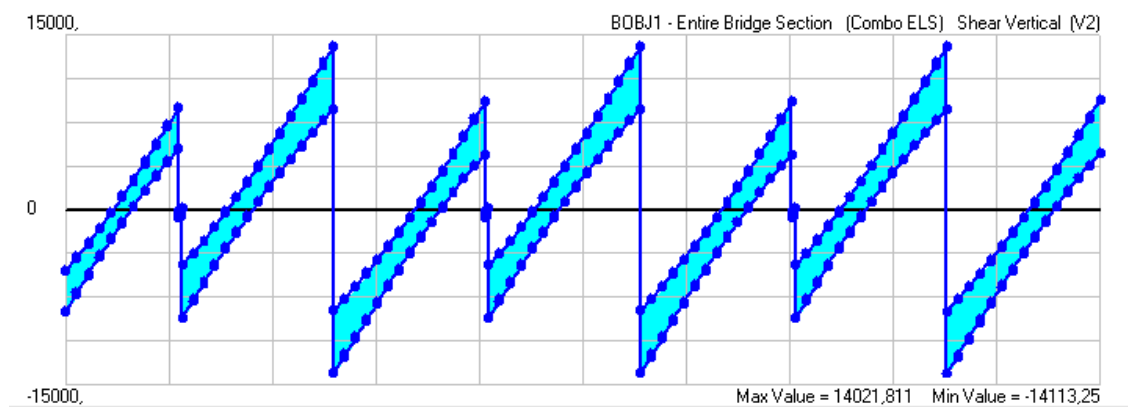


Figure 7-27 : Diagramme des efforts tranchants au niveau des tabliers à l'ELS

7.4.1.3 Combinaison des charges ferroviaire :

Les tableaux ci-dessous présentent les résultats des moments fléchissant et efforts tranchants issus de la combinaison de charge ferroviaire LM-71. A titres indicatif, on présente les diagrammes des moments fléchissant et efforts tranchants pour les tabliers avec les valeurs maximales et minimales.

Tableau 7-16 : Combinaison à LM71 au niveau des tabliers

Tablier	Dimension (m)	LM71		
		V2 (KN)	M3 Travée (KN.m)	M3 Appuis (KN.m)
01	30	3201,94	23934,38	0
02	40+40	4834,26	31522,96	33832,4

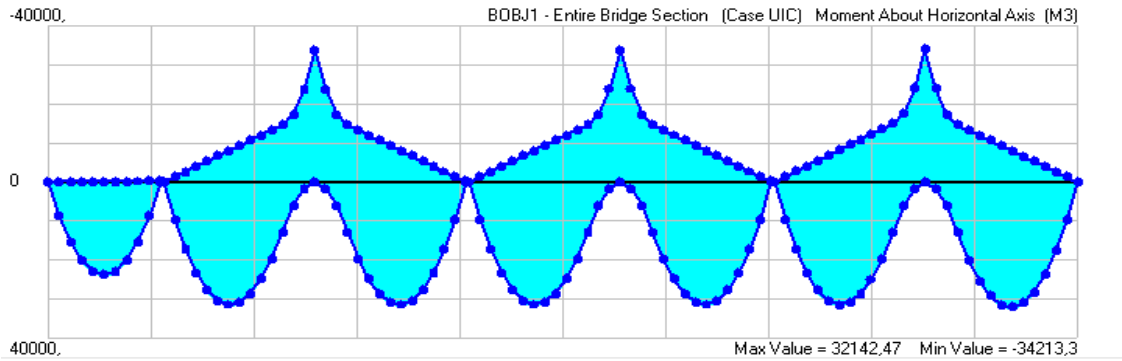


Figure 7-28 : Diagramme des moments fléchissant au niveau des tabliers à LM71

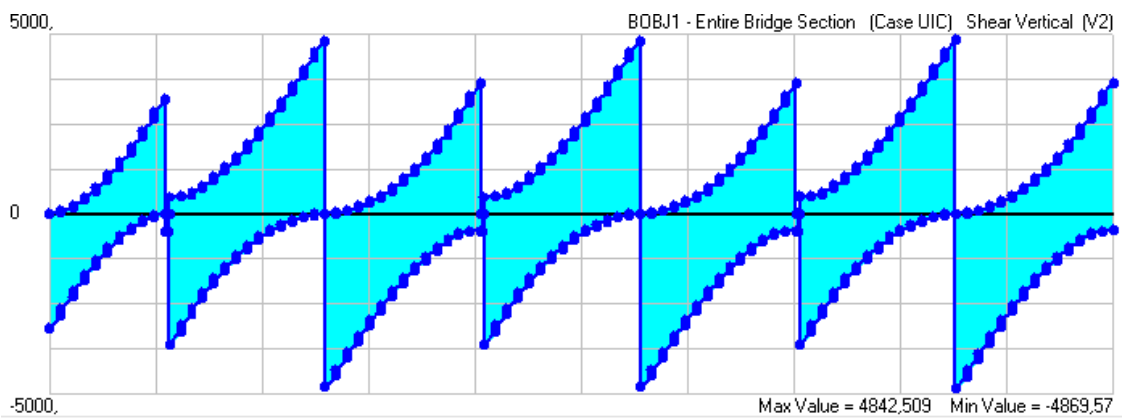


Figure 7-29 : Diagramme des efforts tranchants au niveau des tabliers à LM71

7.4.2 Combinaisons Accidentelles

Les Tableaux 7-17 à 7-19 représentent les résultats des moments fléchissants et efforts tranchants issus respectivement des combinaisons d'action SISM1, SISM2 et SISM3. Les diagrammes des moments fléchissants et efforts tranchants pour les tabliers avec les valeurs maximales et minimales sont aussi présentés par les figures 7-30 à 7-35.

Tableau 7-17 : Combinaison SISM1 au niveau des tabliers

Tablier	Dimension (m)	SISM1 (Ex+0.3Ey+0.3Ez)	
		V2 (KN)	M3 (KN.m)
01	30	651,69	9623,69
02	40+40	259,91	5768,14

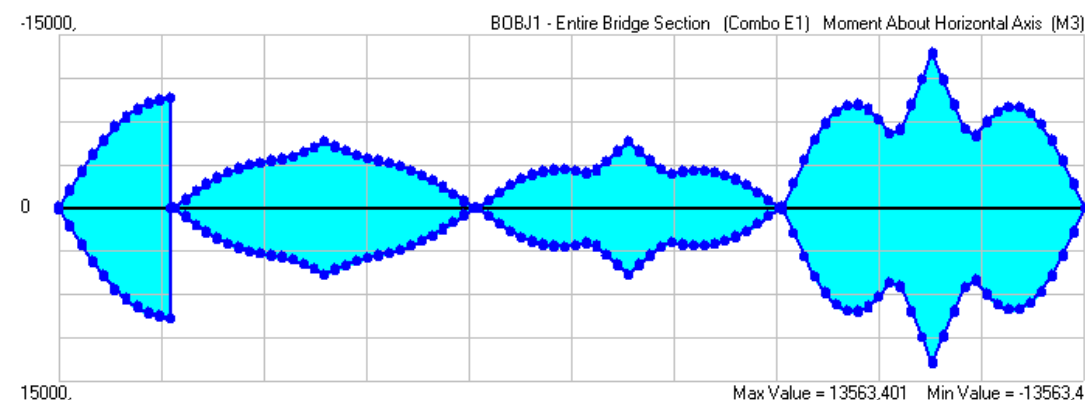


Figure 7-30 : Diagramme des moments fléchissant au niveau des tabliers à SISM1

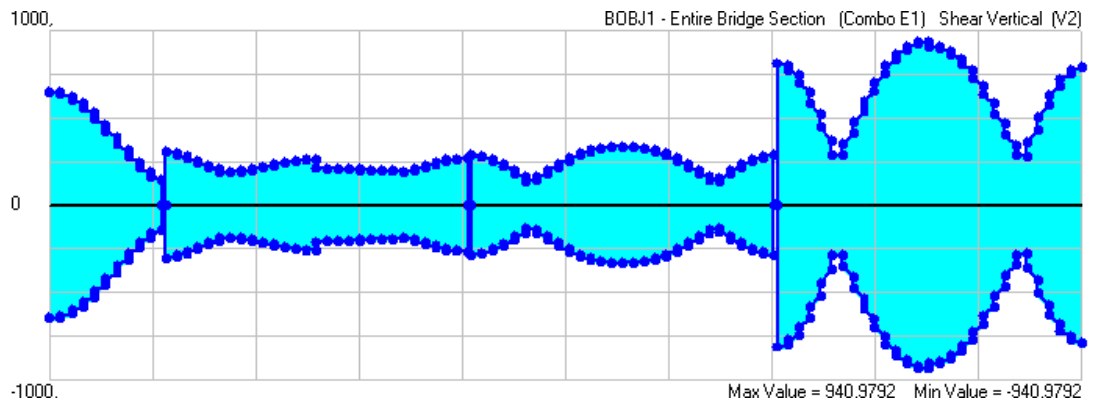


Figure 7-31 : Diagramme des efforts tranchants au niveau des tabliers à SISM1

Tableau 7-18 : Combinaison à SISM2 au niveau des tabliers

Tablier	Dimension (m)	SISM2 (0.3Ex+Ey+0.3Ez)	
		V2 (KN)	M3 (KN.m)
01	30	199,97	2951,14
02	40+40	115,55	2089,27

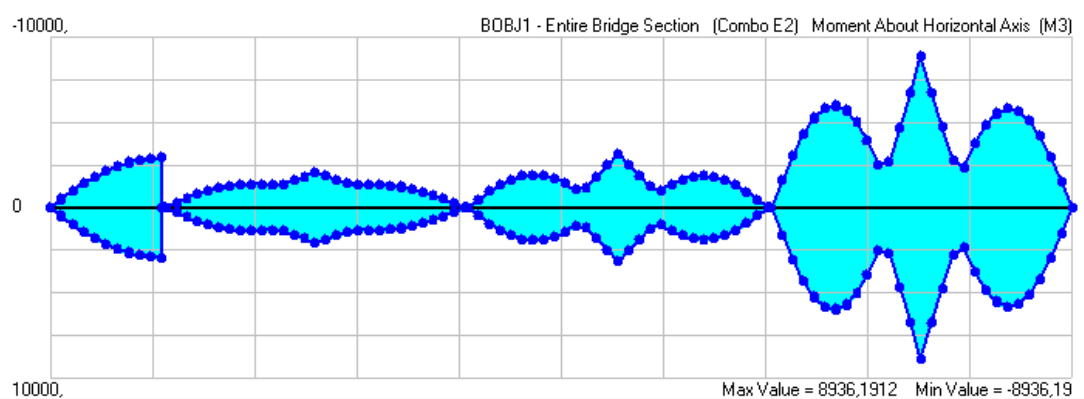


Figure 7-32 : Diagramme des moments fléchissant au niveau des tabliers à SISM2

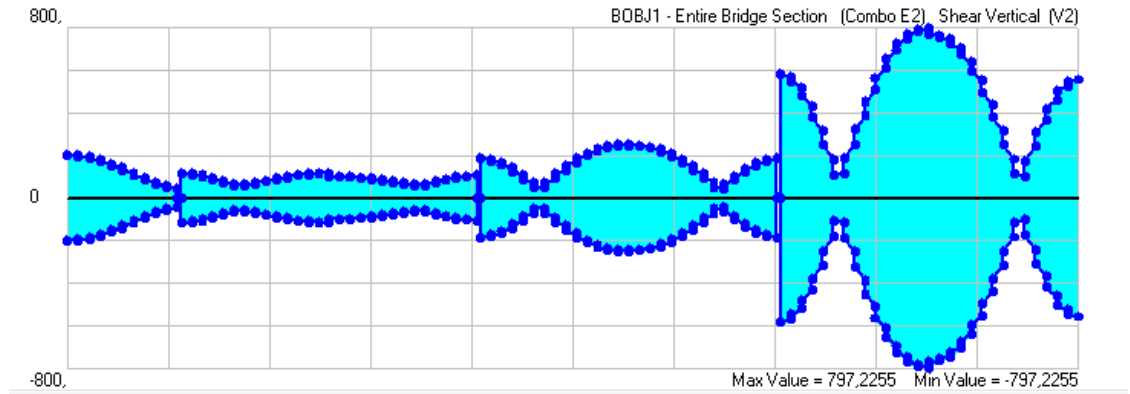


Figure 7-33 : Diagramme des efforts tranchants au niveau des tabliers à SISM2

Tableau 7-19 : Combinaison à SISM3 au niveau des tabliers

Tablier	Dimension (m)	SISM3 (0.3Ex+0.3Ey+Ez)	
		V2 (KN)	M3 (KN.m)
01	30	214,83	3164,54
02	40+40	241,79	3286,19

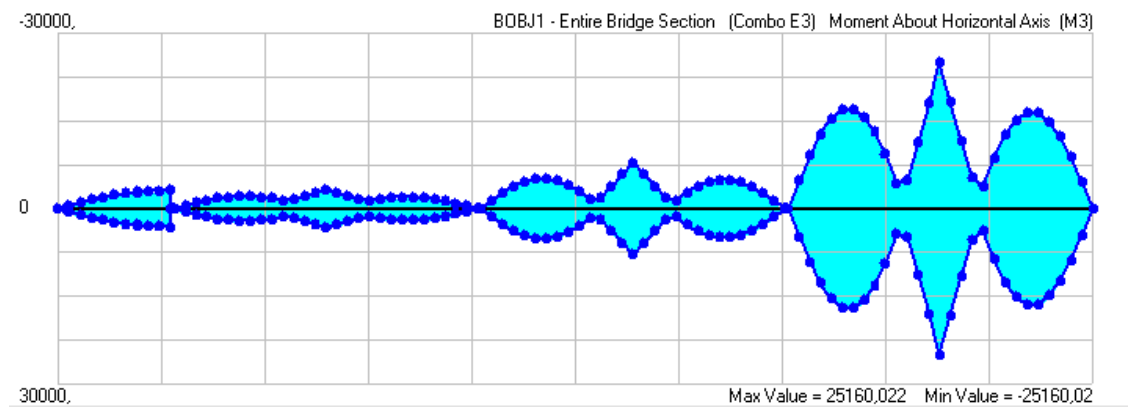


Figure 7-34 : Diagramme des moments fléchissant au niveau des tabliers à SISM3

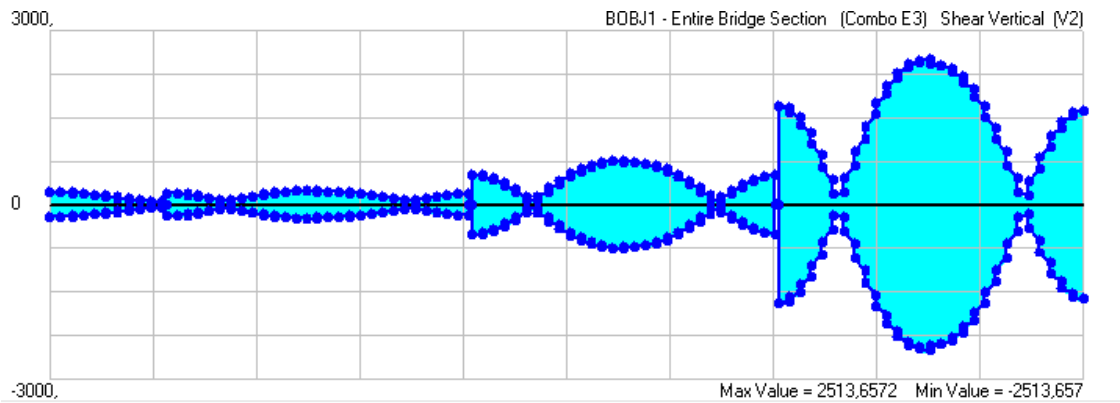


Figure 7-35 : Diagramme des efforts tranchants au niveau des tabliers à SISM3

7.4.2.1 Combinaison accidentelle (X)

Le tableau ci-dessous présente les résultats des moments fléchissant et efforts tranchants issus de la combinaison d'accidentelle ELU (X). A titres indicatif, on présente les diagrammes des moments fléchissant et efforts tranchants pour les poutres de rives et centrales avec les valeurs maximales et minimales.

Tableau 7-20 : Combinaison à ELU accidentelle au niveau des tabliers

Tablier	Dimension (m)	E.L.U (1.35G+DEAD+SISM1+0.3LM71)		
		V2 (KN)	M3 Travée (KN.m)	M3 Appuis (KN.m)
01	30	6679,01	51569,88	0
02	40+40	10092,86	50642,92	81082,5

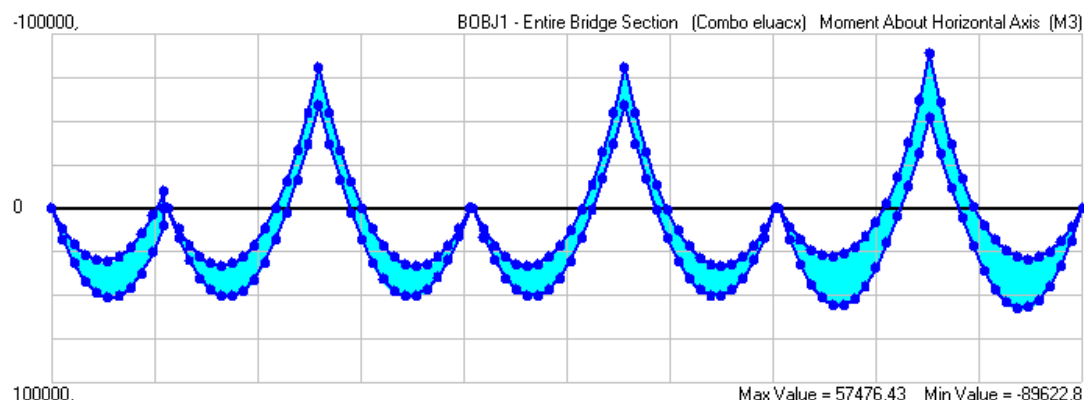


Figure 7-36 : Diagramme des moments fléchissant au niveau des tabliers à ELU d'accidentelle

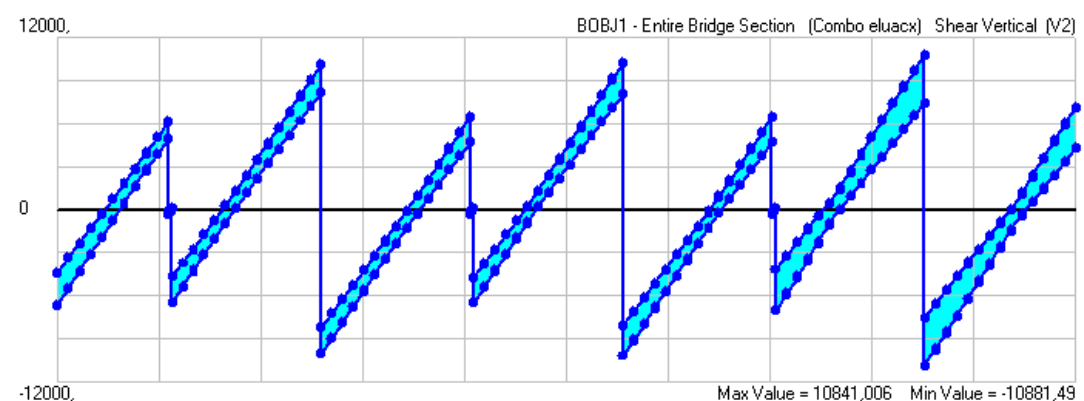


Figure 7-37 : Diagramme des moments fléchissant au niveau des tabliers à ELU d'accidentelle

7.5 Résultats obtenus au niveau des poutres

Comme il a été indiqué précédemment la dalle du pont est supportée par quatre poutres PRS2300 avec des entretoises en HEB 1000. Les résultats de l'analyse statique et dynamique obtenus pour les poutres seront présentés par la suite. La localisation de ces poutres est montrée par la Figure 7-38.

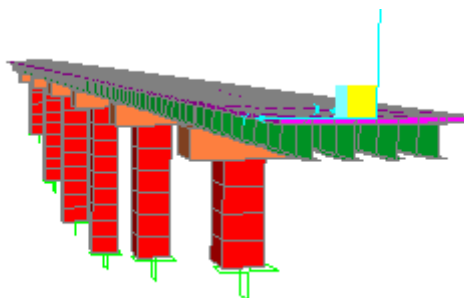


Figure 7-38 : Localisation des types des poutres

7.5.1 Combinaisons Fondamentales :

7.5.1.1 Combinaison d'action ELU :

Le tableau 7-21 présente les résultats des moments fléchissant et efforts tranchants issus de la combinaison d'action ELU. A titres indicatif, on présente les diagrammes des moments fléchissant et efforts tranchants pour les tabliers avec les valeurs maximales et minimales (Figures 7-38 et 7-39).

Tableau 7-21 : Combinaison à l'ELU au niveau des poutres

Poutre	Travée	E.L.U (1.35G+1.5Q+1.35DEAD+1.60LM71)		
		V2 (KN)	M3 Travée (KN.m)	M3 Appuis (KN.m)
Poutre De rive	1	2666,73	10124,22	0
Poutre Centrales	1	2823,28	10600,82	0
Poutre De rive	2	3956,78	11563,11	19089,29
Poutres Centrales	2	4716,62	12079,01	20520,20

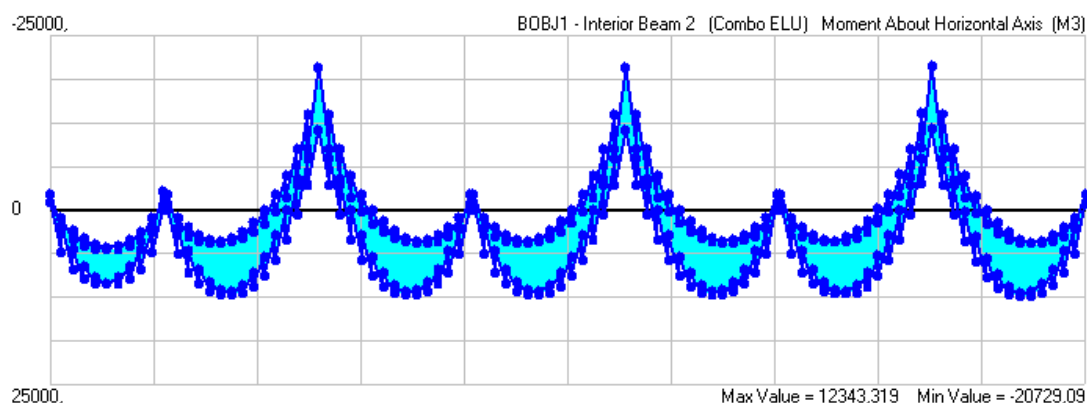


Figure 7-39 : Diagramme des moments fléchissant au niveau des poutres à l'ELU

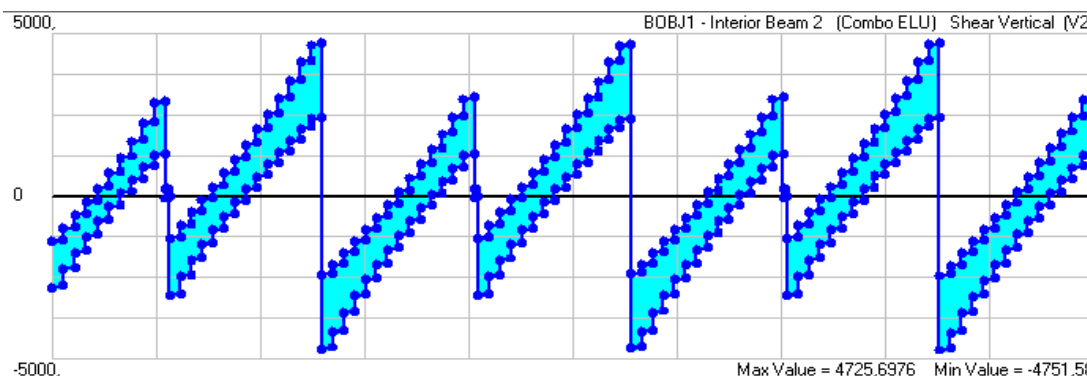


Figure 7-40 : Diagramme des efforts tranchants au niveau des poutres à l'ELU

7.5.1.2 Combinaison d'action ELS :

Le tableau 7-22 donne les résultats des moments fléchissant et efforts tranchants obtenus sous la combinaison d'action ELS. A titres indicatif, on présente les diagrammes des moments fléchissants et efforts tranchants pour les poutres avec les valeurs maximales et minimales (Figures 7-40-7-41).

Tableau 7-22 : Combinaison à ELS au niveau des poutres

Poutre	Travée	E.L.S (G+Q+DEAD+1.1LM71)		
		V2 (KN)	M3 Travée (KN.m)	M3 Appuis (KN.m)
Poutre De rive	1	1920,02	7274,16	0
Poutre Centrales	1	2014,64	7573,95	0
Poutre De rive	2	2854,20	8270,11	13757,76
Poutres Centrales	2	3370,61	8605,31	14713,12

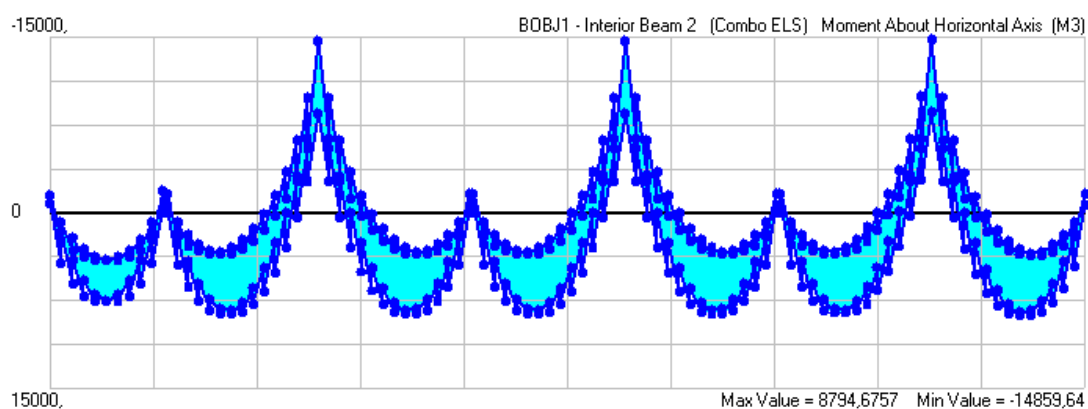


Figure 7-41 : Diagramme des moments fléchissant au niveau des poutres à l'ELS

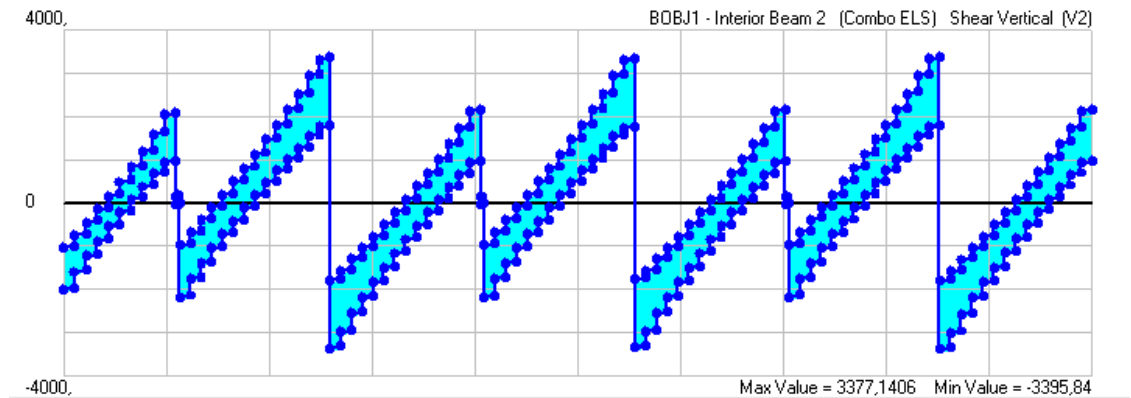


Figure 7-42 : Diagramme des efforts tranchants au niveau des poutres à l'ELS

7.5.2 Combinaison des charges ferroviaire :

Les résultats des moments fléchissant et efforts tranchants issus de la combinaison d'action LM-71 sont présentés par le tableau 7-23. A titres indicatif, on présente par les Figures 7-42 et 7-43 les diagrammes des moments fléchissants et efforts tranchants pour les poutres avec les valeurs maximales et minimales.

Tableau 7-23 : Combinaison à LM71 au niveau des poutres

Poutre	Travée	LM71		
		V2 (KN)	M3 Travée (KN.m)	M3 Appuis (KN.m)
Poutre De rive	1	580,03	2418,87	0
Poutre Centrale	1	883,46	3178,14	0
Poutre De rive	2	785,61	3244,58	3996,53
Poutres Centrale	2	1422,36	3898,17	5590,64

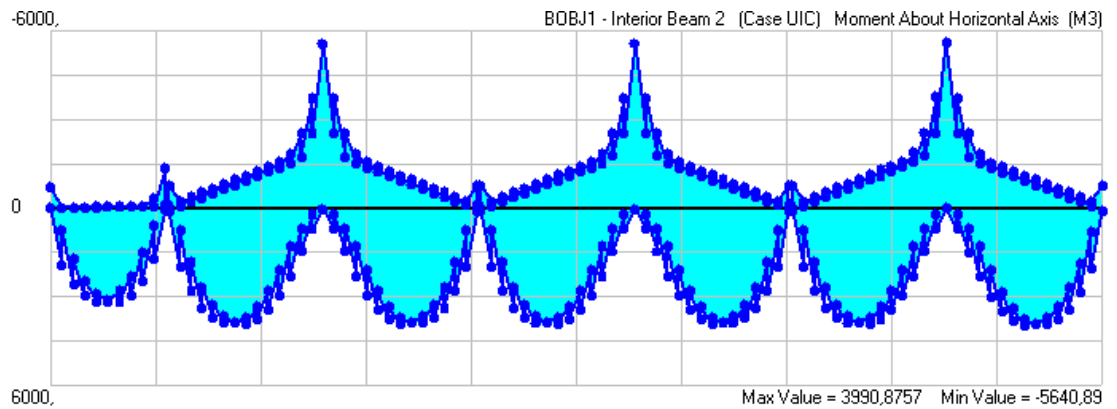


Figure 7-43 : Diagramme des moments fléchissant au niveau des poutres à LM71

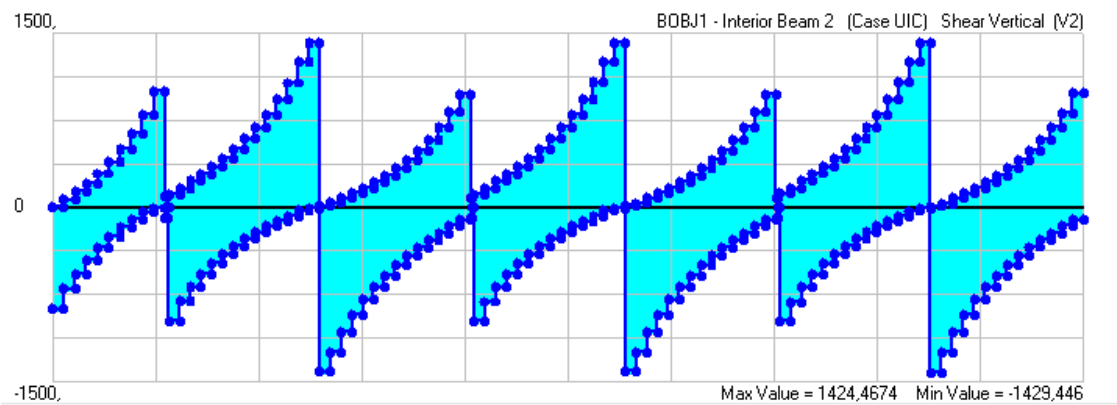


Figure 7-44 : Diagramme des efforts tranchants au niveau des poutres à LM71

7.5.3 Combinaisons Accidentelles :

Les Tableaux 7-24 à 7-26 représentent les résultats des moments fléchissants et efforts tranchants obtenus sous les combinaisons d'action SISM1, SISM2 et SISM3. Les diagrammes des moments fléchissants et efforts tranchants pour les poutres avec² les valeurs maximales et minimales sont présentées par les Figures 7-45 à 7-47.

Tableau 7-24 : Combinaison SISM1 au niveau des poutres

Poutre	Travée	SISM1(EX+0.3EY+0.3EZ)	
		V2 (KN)	M3 (KN.m)
Poutre De rive	1	275,72	1320,58
Poutre Centrale	1	175,63	1432,79
Poutre De rive	2	173,21	1114,65
Poutre Centrale	2	109,99	1000,25

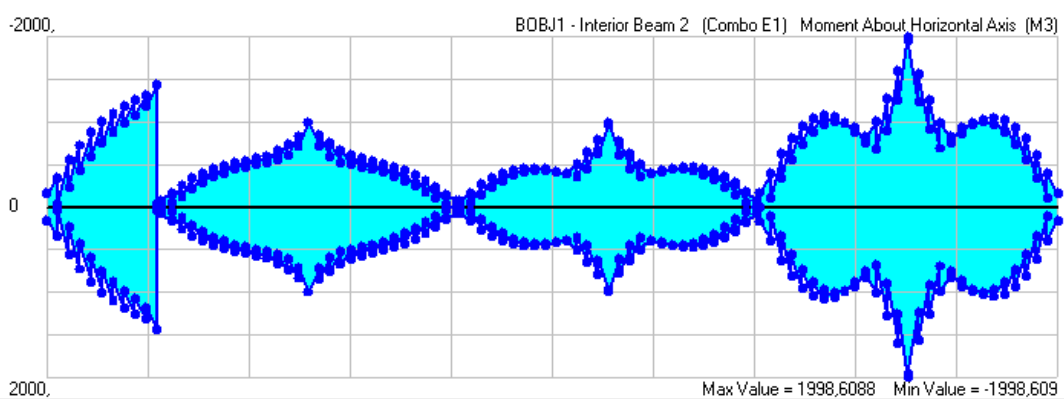


Figure 7-45 : Diagramme des moments fléchissant au niveau des poutres à SISM1

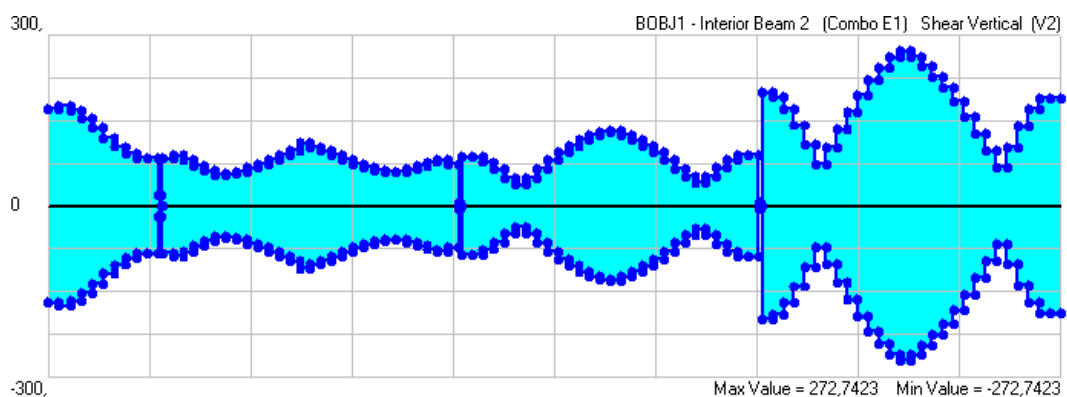


Figure 7-46 : Diagramme des efforts tranchants au niveau des poutres à SISM1

Tableau 7-25 : Combinaison SISM2 au niveau des poutres

Poutre	Travée	SISM2(0.3EX+EY+0.3EZ)	
		V2 (KN)	M3 (KN.m)
Poutre De rive	1	441,51	1486,82
Poutre Centrale	1	126,27	807,21
Poutre De rive	2	483,44	2107,55
Poutre Centrale	2	105,12	790,56

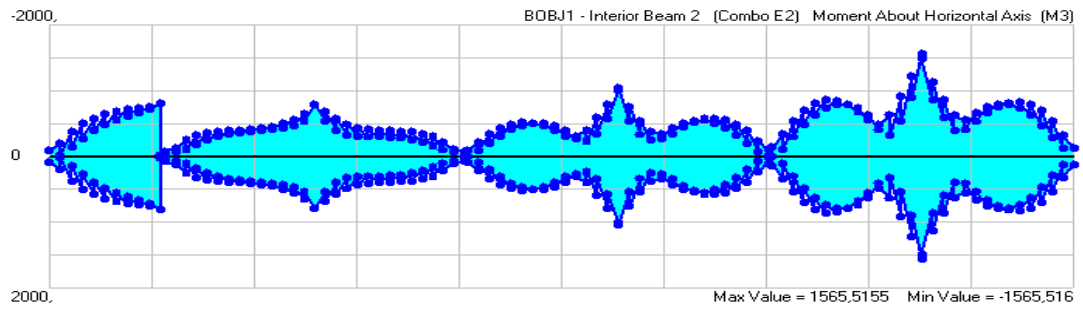


Figure 7-47 : Diagramme des moments fléchissant au niveau des poutres à SISM2

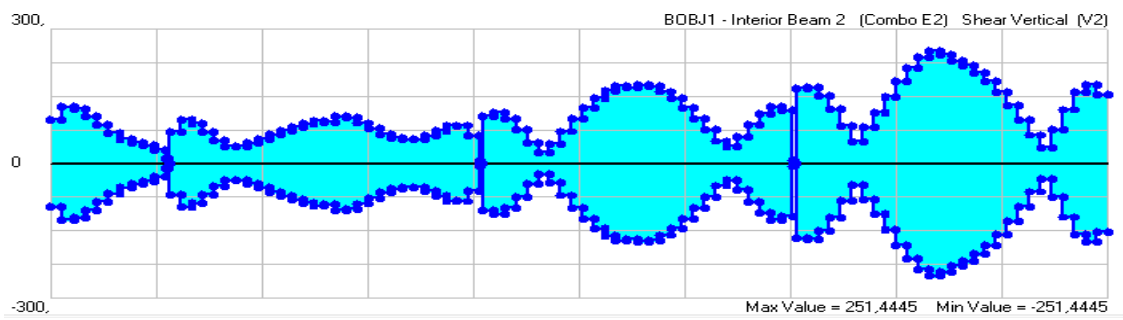


Figure 7-48 : Diagramme des efforts tranchants au niveau des poutres à SISM2

Tableau 7-26 : Combinaison SISM3 au niveau des poutres

Poutre	Travée	SISM3(0.3EX+0.3EY+EZ)	
		V2 (KN)	M3 (KN.m)
Poutres De rive	1	169,64	680,45
Poutres Centrale	1	73,89	552,62
Poutres De rive	2	185,79	936,47
Poutres Centrale	2	83,48	603,66

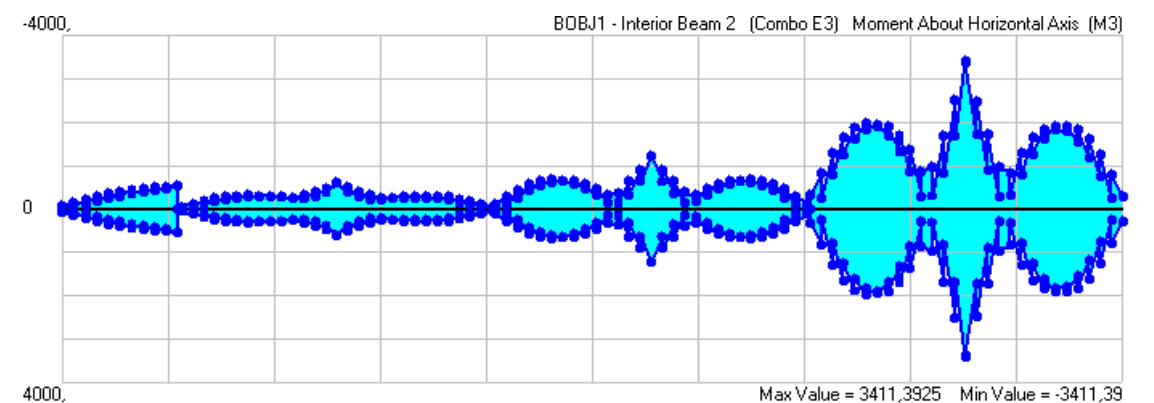


Figure 7-49 : Diagramme des moments fléchissant au niveau des poutres à SISM3

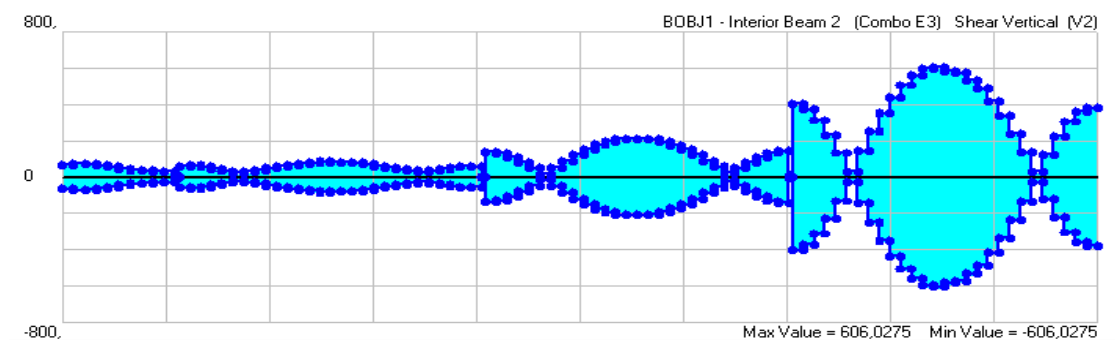


Figure 7-50 : Diagramme des efforts tranchants au niveau des poutres à SISM3

7.5.3.1 Combinaison accidentelle (X)

Le tableau 7-27 présente les résultats des moments fléchissant et efforts tranchants issus de la combinaison d'accidentelle ELU appliquée dans le sens X. A titres indicatif, on présente les diagrammes des moments fléchissant et efforts tranchants pour les poutres avec les valeurs maximales et minimales par la Figure 7-50 et 7-51.

Tableau 7-27 : Combinaison à ELU accidentelle au niveau des poutres

Poutre	Travée	ELU(G+DEAD+SISM1+0.3LM-71)		
		V2 (KN)	M3 Travée (KN.m)	M3 Appuis (KN.m)
Poutre De rive	1	1678,41	6078,86	0
Poutre Centrale	1	1465,72	5713,87	0
Poutre De rive	2	2314,15	6038,27	11297,11
Poutres Centrale	2	2317,92	5599,65	11106,91

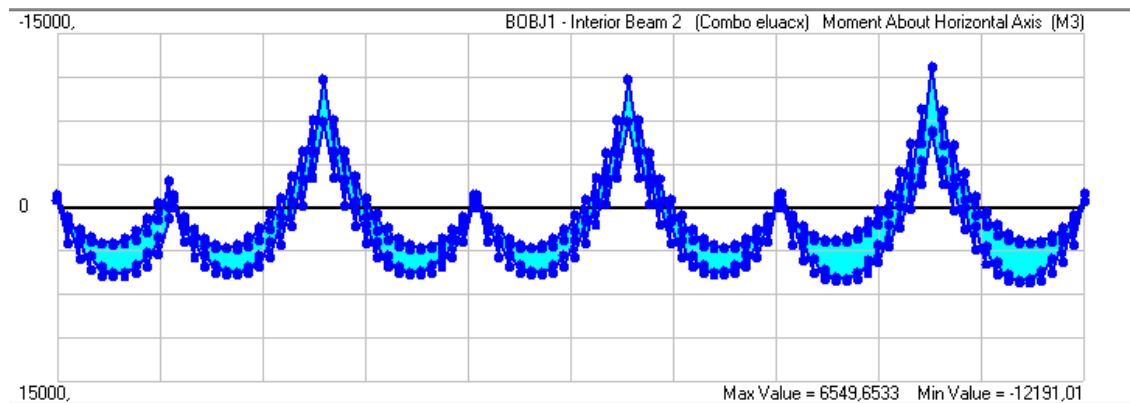


Figure 7-51 : Diagramme des moments fléchissant au niveau des poutres à ELU accidentelle

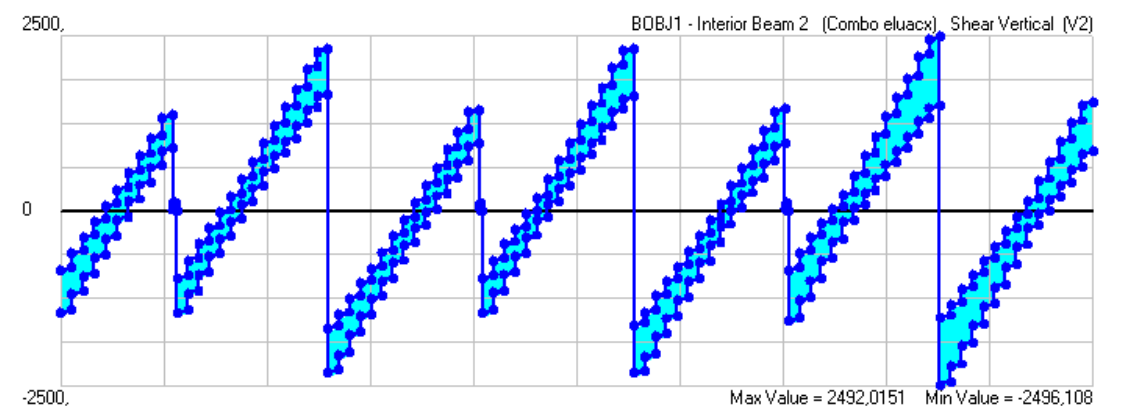


Figure 7-52 : Diagramme des moments fléchissant au niveau des poutres à ELU accidentelle

7.5.4 Interprétation des résultats :

On observe que les valeurs enregistrées sur les chevêtres, tabliers, poutres dans le cas de la combinaison d'action générale sont plus élevées par rapport à ceux obtenus dans le cas ELU accidentelle contrairement aux piles. Les valeurs maximales des moments fléchissant dans le sens longitudinal sont nettement plus élevées que dans le sens transversal. Ceci s'explique par la prépondérance du mode de vibration longitudinal.

Notons que les chevêtres, les tabliers et les poutres continues de 40+40m représentent le cas le plus sollicité en termes des efforts tranchants et moments fléchissants.

Conclusion générale

L'élaboration d'un projet de pont est une nouvelle expérience dans le cycle de formation d'ingénieur, qui nécessite la réflexion et le bon sens d'une part, et des connaissances étendues dans le domaine d'emploi des différents types de structures d'autre part.

Les ponts sont des ouvrages dont le comportement dynamique est relativement complexe. Ce sont des structures qui présentent peu, voire pas de redondance pour la résistance aux charges latérales. De ce fait, leur intégrité structurale lors d'événement sismiques majeurs repose essentiellement sur la bonne tenue des piles qui constituent généralement le principal système de résistance aux charges horizontales

L'analyse dynamique spectrale permet de calculer les effets maximums d'un séisme sur une structure, tels que décrits par un spectre de réponse. Sa simplicité et ses coûts d'analyse abordables en font la méthode la plus utilisée par les ingénieurs.

L'objectif de ce mémoire est d'effectuer une étude générale d'un pont, pour cela on a choisi l'étude d'un pont mixte situé à Sidi Bel Abbès, tronçon 2 viaduc pk 38+425 – 38+695, l'ouvrage est constitué de quatre travées dont une travée de

30m et trois travées continue de 40+40m et de quatre poutres métalliques et de 6 piles de hauteurs différentes.

Le pont a été modélisé en 3D par la méthode des éléments finis ceci en utilisant le logiciel SAP2000 version 14. Le tablier étant discrétisé en éléments finis de coque (dalle) et frame (poutre), quant aux piles elles ont été représentées par des éléments poutres (frames) encastrées dans le sol, ainsi que les appareils d'appuis qui ont été modélisés par des éléments de liaison (link).

Les résultats des sollicitations dans les piles sont traduits par un ferrailage calculé au moyen du programme SAP2000.

Enfin pour produire un projet, l'ingénieur doit avoir un sens aigu du détail et de la disposition constructive qui conditionne la durabilité et le bon fonctionnement de la structure à long terme

Ce modeste travail ouvre des perspectives à d'autre PFE qui traiton de l'option de la conception anti sismique au moyen de variante paramétrique portant sur les éléments d'interface entre le tablier et ces appuis.

Annexes

Bibliographie

1. **DUCOUT, Jean-Pierre.** Ponts mixtes acier-béton bipoutres. Guide de conception setrq. octobre 1985.
2. —. Ponts-routes à tablier en poutrelles enrobées, Conception et calcul. SETRA. 1995.
3. —. Calculs et conception des ponts métalliques. juillet 1970.
4. **Daniel de Matteis.** Nouveau guide de conception durable des ponts mixtes acier-béton, SETRA.
5. **Ibtissem, Mlle ABDELLAOUI Sarra Djazia et Mlle BENHAMED.** *Etude et dimensionnement d'un pont ferroviaire mixte acier- béton.* Tlemcen : s.n., 2018.
6. **Anesrif.** *Description generale (viaduc PK38+425).*
7. —. *Rapport sur la Réponse combiné voie-ouvrage.* Oued Tlelat-Tlemcen : s.n.
8. **RPOA.** règlement parasismique applicable au domaine d'ouvrage d'art . 2008.
9. **R.N.V.** *Règlement Neige et Vent .* 1999.
10. **S.E.T.R.A.** Guide conception . Janvier 2000.
11. **UIC.** guide conception (étudiant).
12. **ANESRIF.** *Note de calcul (Viaduc PK38+425).* Oued Tlelat-Tlemcen : s.n. 4.
13. —. *Rapport Géotechnique (Viaduc PK38+425).* Oued Tlelat-Tlemcen : s.n.
14. **SAP2000.** *Reference Manuel SAP2000® , Etab® and SAFE®, Bridge® ».* Computer and Structures inc, Berkeley,. Californie, USA : s.n.

