



République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

المدرسة الوطنية العليا للأشغال العمومية
فرنسيس جانشون

Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics

Francis Jeanson

Mémoire

Pour l'obtention du diplôme d'Ingénieur d'Etat

Filière : Travaux Publics

Spécialité : Matériaux & Structures

Thème

**CONCEPTION ET ETUDE D'UN VIADUC
FERROVIAIRE OA8 AU PK10+656
(GORGES LAKHDARIA) DE LA
NOUVELLE LIGNE FERROVIAIRE
THENIA - BORDJ BOU ARRERIDJ**

Présenté par :

MEBAREK HADDAD Safia
GUETTICHE Wafa

Encadré par :

Mr OUALI Nabil
Mr HAMADI Kamel

Promotion 2018 /2019

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ



Remerciement

*Nous tenons à remercier en premier lieu et avant tout **ALLAH** le tout puissant, qui nous a donné la force, la patience et le courage de mener à bien ce modeste travail.*

Nos plus vifs remerciements pour nos trop chers parents pour leurs soutiens, encouragements et leurs patiences.

*Nous tenons remercier notre encadreur **Mr. Nabil OUALI** pour sa responsabilité et les orientations qu'il a su nous prodiguer durant l'évolu du projet. Sans oublier Co-encadreur **Mr .Kamel HAMADI***

Nous remercions chaleureusement tous les enseignants qui ont contribué à notre formation.

Nos sincères gratitude vont vers tous ceux qui ont participé de près ou de loin à réaliser ce modeste travail.

Résumé

Le présent travail, fait l'objet d'une conception et étude d'un viaduc ferroviaire situe au PK 10+656 dans la région « Gorge LAKHDARIA » et cela dans le cadre du projet de réalisation d'une ligne à double voie électrifiée entre Thénia et Bordj Bou Arreridj (175 km) sur parcours Alger-Constantin.

A cet effet, on a commencé tout d'abord par la conception du dit viaduc pour laquelle quatre (4) variantes ont été proposé et après une analyse multicritère on a opté pour la variante retenue « partie mixte PRS pour les grands franchissements et/ou grands hauteur, et partie encorbellement pour les très grands franchissements et/ou très grands hauteurs » qui d'avère la plus optimale.

Ensuite, on a proposée des prédimensionnement de cette variante selon les règlements disponibles, puis on a passé à une étude de dimensionnement de chaque élément de ce viaduc selon les normes en vigueurs.

La modélisation de ce viaduc a été établi par logiciel a base des éléments finis « Robot Structural Analysis Professional 2018 ».

A la fin, une recherche bibliographique pour le thème de master sur l'isolation parasismique et le système de contrôle sismique à été réalisé et présent dans « Chapitre 1 ».

Mots clé : viaduc ferroviaire, conception, mixte, encorbellement, isolation parasismique

الملخص

هذا العمل بصدد تصميم ودراسة جسر السكة الحديدية المتواجد في النقطة الكيلومترية 10+656 في منطقة «الاحضرية»، وهذا في إطار مشروع لبناء خط كهربائي مزدوج المسار بين "الثنية" و "برج بوعريرج (175 كم) على طريق الجزائر-قسنطينة.

لهذا الغرض بدأنا أولا بتصميم الجسر المذكور والتي تضمنت أربعة تصاميم وبعد اجراء التحليل المتعدد المعايير، اخترنا التصميم المثالي و المناسب و المتمثل في "تصميم ذو هيكل حديدي لأجل الارتفاعات الكبيرة وتصميم ذو قاعدة لها شكل هيكل مغلق لأجل الارتفاعات الكبيرة جدا".

قمنا باقتراح ابعاد مسبقة لهذا التصميم و فقا للقوانين المتاحة، ثم شرعنا في دراسة كل عنصر من الجسر وفقا للمعايير ولتد تمت

نمذجة الجسر ببرنامج "روبو 2018".

أخيرا، بحث ببيليوغرافي من اجل موضوع الماستر عن العزلة الزلزالية و نظام التحكم في الزلازل و تم تقديمها في الفصل الأول 1.

الكلمات المفتاحية:

السكة الحديدية، تصميم، الهيكل الحديدي، العزلة الزلزالية.

Abstract

The present work is the subject of a design and study of a railway viaduct located at PK 10+656 in the region « Gorge LAKHDARIA » and this as part of the project of an electrified double-track line between Thénia and Bordj Bou Arreridj (175 km) realisation on course Alger-Constantine.

For this purpose, it was first started by the design of the said viaduct for which four (4) variante « mixed PRS part for large crossing and/ or high elevation, and corbelled part for very large crossings and/ or very high heights » which proves to be the most optimal.

Then, it has been proposed to predimension this variant according to the regulation available, then we proceeded to a design study of each element of this viaduct according to the standards in force

The modeling of this viaduct was established by software based on finished elements « Robot Structural Analysis Professional 2018 ».

At the end, a bibliographic research for the the master theme on seismic isolation aand seismic control système has been realized and present in Chapter1.

Key words : railway viaduct, design,mixed, corbelled, seismic isolation

SOMMAIRE

INTRODUCTION GENERALE.....	1
CHAPITRE I. RECHERCHE BIBLIOGRAPHIQUE	
I.1. INTRODUCTION	2
I.2. SYSTEMES DE PROTECTION SISMIQUE	2
I.2.1. Système de contrôle passif.....	3
I.2.1.1. Systèmes d'isolation sismique	3
I.2.1.2. Dissipation d'énergie	3
I.3. PRINCIPE DE FONCTIONNEMENT DES SYSTEMES D'ISOLATION	4
I.4. ORGANES PARASISMIQUES ET DISPOSITIFS D'AMORTISSEMENT	4
I.4.1. Amortisseurs	4
I.4.1.1. Amortisseurs hystérétiques	5
I.4.1.2. Amortisseurs visqueux	5
I.4.1.3. Amortisseurs à frottement	5
I.4.2. Organes parasismiques.....	5
I.4.2.1. Appuis à déformation.....	5
I.4.2.1.1. Appuis en caoutchouc fretté non dissipateurs	6
I.4.2.1.2. Appuis en caoutchouc fretté à haute dissipation (High-Damping Rubber Bearings)	6
I.4.2.1.3. Appuis en caoutchouc fretté avec amortisseur en barreau de plomb (Lead-Rubber Bearings).....	7
I.4.2.2. Appuis à glissement	8
I.4.2.2.1. Appuis en pendules glissants (Friction Pendulum Sliding)	8
I.4.2.3. Appuis à déformation et à glissement	8
I.4.2.4. Appuis à roulement	9
I.4.3. Avantages des appuis parasismiques	9
I.5. CRITERES CHOIX ENTRE LES TYPES D'APPUIS PARASISMIQUES.....	9
I.6. CONCLUSION.....	9
CHAPITRE II. PRESENTATION GENERALE	
II.1. PRESENTATION GENERALE	10
II.2. PRESENTATION DE L'OUVRAGE.....	11
CHAPITRE III. DONNEES ET HYPOTHESES DE CALCUL	
III.1. INTRODUCTION.....	12
III.2. NORMES ET REFERENCES	12
III.3. DONNEES GENERALES DE L'OUVRAGE	12

III.3.1. Données géométriques	12
III.3.1.1. Tracé en plan	12
III.3.1.2. Profil en long	13
III.3.1.3. Profil en travers	13
III.3.2. Données hydrauliques	14
III.3.3. Données géotechniques	14
III.3.4. Données sismiques	14
III.3.5. Données climatiques.....	15
III.3.5.1. Variation de température	15
III.3.5.2. Gradient thermique.....	15
III.3.5.3. Action de vent.....	16
III.3.5.4. Humidité ambiante	16
III.4. HYPOTHESES DE CALCUL	16
III.4.1. Caractéristiques des matériaux	16
III.4.1.1. Béton.....	16
III.4.1.2. Aciers.....	17
III.4.1.2.1. Aciers passifs (construction)	17
III.4.1.2.2. Aciers actifs (précontrainte)	17
III.4.1.2.3. Aciers de charpentes.....	17
III.5. CHARGES ET SURCHARGES	18
III.5.1. Actions permanentes	18
III.5.2. Actions de circulation (ou de trafic) ferroviaire	19
III.5.2.1. Charges verticales (effet statique)	19
a) Modèle de charge LM71	19
b) Modèle de charge SW/0.....	19
c) Modèle de charge SW/2	20
III.5.2.2. Charges horizontales	20
III.5.2.2.1. Force de démarrage et freinage	20
III.5.2.2.2. Forces centrifuges.....	21
III.5.2.2.3. Effort de lacet	21
III.5.2.3. Charges accidentelles (Déraillement).....	21
III.6. COMBINAISON DE CHARGES.....	22
III.7. GROUPES DE CHARGES.....	23
III.8. LOGICIEL UTILISE	24

CHAPITRE IV. CONCEPTION DE L'OUVRAGE

IV.1. INTRODUCTION	25
IV.2. LES VARIANTES ENVISAGEES	25
IV.3. PRESENTATION DES VARIANTES.....	25
IV.3.1. Variante N°1 : Pont à poutre précontrainte de type VIPP.....	25
IV.3.2. Variante N°2 : Pont à poutre caisson isostatique	26
IV.3.3. Variante N°3 : Pont à poutre caisson en encorbellement.....	26
IV.3.4 Variante N°4 : Pont à poutre métallique PRS	27
IV.4. CRITERES DE CHOIX.....	28
IV.4.1. Critères liés à l'aspect architectural	28
IV.4.2. Critères liés à l'entretien de la voie.....	28
IV.4.3. Critères liés à l'entretien de l'ouvrage	28
IV.4.4. Critères liés Méthodes et durée de construction	29
IV.4.5. Critère d'économie.....	29
IV.5 ANALYSE MULTICRITERE.....	29

CHAPITRE V. PREDIMENSIONNEMENT DE L'OUVRAGE

V.1. INTRODUCTION.....	31
V.2. PREDIMENSIONNEMENT DU TABLIER.....	31
V.2.1. Prédimensionnement de la partie encorbellement.....	31
V.2.2. Prédimensionnement de la partie mixte	33
V.2.2.1. Prédimensionnement des poutres principales.....	33
V.2.2.2. Prédimensionnement des entretoises	34
V.2.2.3. Prédimensionnement des contreventements.....	35
V.3. PREDIMENSIONNEMENT D'INFRASTRUCTURE	35
V.3.1. prédimensionnement des piles.....	35
V.3. Prédimensionnement des culées	36

CHAPITRE VI. ETUDE DU TABLIER MIXTE

VI.1. INTRODUCTION	38
VI.2. CALCUL DES CHARGES ET DES SURCHARGES.....	38
VI.2.1. Charges permanentes	38
VI.2.1.1. Poids des éléments porteurs (CP).....	38
VI.2.1.2. Poids des éléments non porteurs (CCP)	39
VI.2.2.Charges de trafic ferroviaire.....	39
VI.2.3. Coefficient de majoration dynamique	39

VI.3. MODELISATION DES ELEMENTS STRUCTURAUX	40
VI.4. ANALYSE DE LA SECTION MIXTE.....	40
VI.4.1. Hypothèses de calcul.....	41
VI.4.2. Coefficients d'équivalence.....	41
VI.4.3. Caractéristiques élastiques des sections	42
VI.4.4. Combinaison de charge	43
VI.4.5. Calcul des efforts internes des poutres.....	43
VI.4.6. Vérification structurale aux Etats Limites Ultimes.....	45
VI.4.6.1. Classification des sections transversales.....	45
VI.4.7.2 Résistance aux états limites ultimes de flexion.....	45
VI.4.7.3 Résistance aux états limites ultimes d'effort tranchant	46
VI.4.7.4. Interaction moment – effort tranchant.....	49
VI.4.8. Vérification de la résistance à l'instabilité.....	49
VI.4.8.1. Vérification au déversement.....	49
VI.4.8.2. Vérification du voilement.....	49
VI.4.9. Vérification structurale aux Etats Limites de Service.....	49
VI.4.9.1. Vérification des contraintes en services	50
VI.4.9.2. Contrôle des déformations	50
VI.5. VERIFICATION DES ENTRETOISES.....	51
VI.5.1. Entretoise intermédiaire	51
VI.5.2. Entretoise d'about	51
VI.6. ETUDE DE LA DALLE.....	52
VI.6.1. Analyse structurale.....	52
VI.6.1. Ferrailage vis-à-vis l'état limite ultime de flexion.....	52
CHAPITRE VII. ETUDE DU TABLIER EN ENCORBELLEMENT	
VII.1. INTRODUCTION	53
VII.2. STABILITE DE FLEAU	53
VII.2.1. Efforts dus à l'exécution de fléau	53
VII.2.1.1. Poids propre du fléau	54
VII.2.1.2. Charges variables d'exécution.....	54
VII.2.1.3. Actions accidentelles	55
VII.3. CALCUL DES EFFORTS INTERNES	55
VII.3.1. En cours de réalisation	55
VII.3.1.1. Combinaisons d'action.....	55

VII.3.2. En service.....	57
VII.3.2.1 Combinaisons d'action.....	57
VII.3.2.2. Coefficient de majoration dynamique.....	57
VII.3.2.3. Résultats des combinaisons.....	57
VII.4. ETUDE DE LA PRECONTRAINTE DE FLEAU	59
VII.4.1. Détermination du nombre des câbles du fléau	59
VII.4.2. Position et enrobage des câbles	60
VII.4.4 Tracé des câbles en élévation.....	61
VI.5. ETUDE DE LA PRECONTRAINTE DE CONTINUITE	62
VI.5.1. Détermination du nombre des câbles de continuité en travée intermédiaire.....	62
VII.5.2. Détermination du nombre câbles nombre de continuité en travée de rive.....	63
VII.5.3. Tracé des câbles de continuité	63
VII.6. EVALUATION DES PERTES DE LA PRECONTRAINTE.....	64
VII.6.1. Pertes de tension instantanées.....	64
VII.6.1.1. Pertes de tension par frottement.....	64
VII.6.1.2. Pertes de tension par recul de l'ancrage	64
VII.6.1.3. Perte de tension par déformations instantanées du béton	65
VII.6.2. Pertes de tension différées	65
VI.6.2.1. Pertes par retrait	65
VII.6.2.2. Pertes par fluage.....	65
VII.6.2.3. Pertes par relaxation.....	66
VII.7 VERIFICATION DES CONTRAINTES	66
VII.7.1. Vérification des contraintes pour le demi-fléau en phase de construction	66
VII.7.2. Vérification des contraintes en phase de service	67
VII.8. ETUDE TRANSVERSALE	67
VII.8.1. Modélisation	67
VII.8.2. Combinaisons de charges.....	68
VII.8.3. Résultats.....	68
VII.8.3. Ferrailage	70
CHAPITRE VIII. EFFET DYNAMIQUE ET CONFORT	
VIII.1. EFFET DYNAMIQUE.....	71
VIII.2. VERIFICATIONS DE LA SECURITE DE LA VOIE ET DU CONFORT DES PASSAGERS.....	74
VIII.2.1. Accélération verticale du tablier.....	74

VIII.2.2. Déformation verticale du tablier.....	74
VIII.2.3 Garantie du confort des passagers	75
VIII.2.3.1 Critère du confort.....	75
VIII.2.3.2 Critères de flèche pour vérifier le confort des passagers.....	75

CHAPITRE IX. INFRASTRUCTURE

IX.1.INTRODUCTION	77
IX.2. MODELISATION	77
IX.3. CALCUL DES CHARGES ET SURCHARGES	77
IX.3.1. Retrait et fluage	77
IX.3.2. Accélération et le freinage	77
IX.3.3. Forces centrifuges	78
IX.3.4. Déraillement.....	78
IX.4. SCHEMA DES APPAREILLES D’APPUIS	79
IX.5. COMPORTEMENT SISMIQUE.....	80
IX.6. ETUDE DES PILES	80
IX.6.1. Pile P2	80
IX.6.1.1. Les sollicitation	80
IX.6.1.2. Ferrailage de la pile.....	80
IX.6.1.3. Estimation de nombre des pieux	81
IX.6.1.4. Vérifications des portances des pieux	81
IX.6.1.5. dimensionnement de la semelle.....	82
IX.6.2. Pile P6	84
IX.6.2.1. Les sollicitations.....	84
IX.6.2.2. Ferrailage de la pile.....	84
IX.6.2.3. Détermination de nombre de pieux	84
IX.6.2.4. Vérifications des portances des pieux	85
IX.6.2.5. dimensionnement de la semelle.....	85
IX.8.INTERACTION VOIE-OUVRAGE	87

CHAPITRE METHODE DE CONSTRUCTION

X.1.INTRODUCTION.....	91
X.2. METHODE DE CONSTRUCTION D’UN TABLIER MIXTE.....	91
X.2.1. Ossature métallique	91
X.2.2. Mise en œuvre de la dalle	91
X.3. METHODE DE CONSTRUCTION D’UN TABLIER EN ENCORBELLEMENT	92

CONCLUSION GENERALE	93
---------------------------	----

REFERENCE

ANNEXE

LISTE DES FIGURES

Figure I.1. Les catégories des systèmes de protection sismique mondiale [3].	2
Figure I.2. Schéma de contrôle passif [1].	3
Figure I.3. Spectre de réponse pour les trois(3) cas.	4
Figure I.3. Amortisseur hystérétique.	5
Figure I.4. Photo et schéma d'un isolateur en élastomère d'amortissement élevé(HDRB).	
Figure I.5. Isolateur de base en élastomère avec barreau de plomb (LRB).	7
Figure I.6. Isolateur en pendule de friction (FPS).	8
Figure II.1. Tracé de la nouvelle ligne ferroviaire thénia/BBA.	10
Figure II.2. Implantation de l'ouvrage.	11
Figure III.1. Tracé en plan de l'ouvrage.	12
Figure III.2. Profil en long.	13
Figure III.3. Profil en travers	Erreur ! Signet non défini.
Figure III.4. Coupe géotechnique.	14
Figure III.5. Carte de zonage sismique de l'Algérie.	14
Figure III.6. Spectre de réponse élastique.	15
Figure III.7. Modèle de charge LM71	19
Figure III.8. Modèle de charge SW/0.	19
Figure III.9. Modèle de charge SW/2.	20
Figure IV.1. Coupe transversale de la variante N°1.	25
Figure IV.2. Coupe transversale de la variante N°2.	26
Figure IV.3. Coupe transversale de la variante N°3.	27
Figure IV.4. Coupe transversale de la variante N°4.	28
Figure IV.5. Vue en élévation.	30
Figure V.1. Notations des dimensions.	31
Figure V.2. Voussoir sur pile.	32
Figure V.3. Voussoir sur clef.	32
Figure V.4. Notations des dimensions.	33
Figure V.5. Coupe transversale à la clef.	34
Figure V.6. Coupe transversale sur pile	34
Figure V.7. Entretoise courante abaissée et renforcée par deux diagonales.	34
Figure V.8. Entretoise sur appuis	35
Figure V.9. Vues de la pile.	36
Figure X.4. Morphologie d'une culée remblayée.	37
Figure VI.1. Modèle de calcul de la structure métallique seule – modèle 1.	40
Figure VI.2. Modèle de calcul de la structure mixte – modèle 2 et 3.	40
Figure VI.4. Diagramme des contraintes-entretoise intermédiaire.	51
Figure VI.5. Diagramme des contraintes – entretoise d'about.	51
Figure VI.6. Diagramme du moment fléchissant –transversale.	52
Figure VII.1. Vue en 3D de fléau.	53
Figure VII.2. Situation temporaire de construction à considérer.	55
Figure VII.3. Situation accidentelle à considérer.	55
Figure VII.4. La vue en 3D de la partie encorbellement en service.	57

Figure VII.5. M_{Max} à ELS.	58
Figure VII.6. M_{Max} à ELU.	58
Figure VII.9. Tracé en plan des câbles de fléau.	61
Figure VII.10. Tracé en élévation des câbles du fléau.	61
Figure VII.17. Vue en 3D du caisson sur pile	68
Figure VII.18. Vue en 3D du caisson à la clé	68
Figure VII.19. Moments extrêmes dans le voussoir à la clef (ELU)	68
Figure VII.20. Moments extrêmes dans le voussoir à la clef (ELS).	69
Figure VII.21. Moments extrêmes dans le voussoir sur pile (ELS)	69
Figure VII.22. Moments extrêmes dans le voussoir sur pile (ELU)	69
Figure VIII.1. Logigramme permettant la détermination si une analyse dynamique est requise ou non.	72
Figure VIII.2. Limite de fréquence propre n_0.	73
Figure VIII.3. Flèche verticale maximale autorisée pour des ponts ferroviaires.	75
Figure IX.1.Exemple des poutres posées par lançage.	91
Figure X.2. Schéma de principe de la construction par encorbellement	92
Figure IX.1. Modèle en 3D de l'ouvrage.	77
Figure IX.2.Schéma statique des appareils d'appuis- partie mixte.	79
Figure IX.3. .Schéma statique des appareils d'appuis. partie encorbellement.	79
FigureIX.3. Méthode bielles et tirants.	82
Figure IX.5. Le déplacement de la structure due à la charge de freinage et de démarrage.	88
FigureIX.6.Le déplacement de la structure due au séisme de service	88
Figure IX.7.Le déplacement de la structure-Mode 1	89
Figure IX.8.Le déplacement de la structure-Mode 2	89
Figure IX.9.Le déplacement de la structure-Mode 3	89
Figure XI.10.Le déplacement de la structure-Mode 4	90
Figure IX.11.Le déplacement de la structure-Mode 5	90

LISTE DES TABLEAUX

Tableau III.2. Normes principales.....	12
Tableau III.2. Coefficient d'accélération de zone A.....	15
Tableau III.3. Gradient thermique.....	16
Tableau III.5. Caractéristiques du béton.....	Erreur ! Signet non défini.
Tableau III.5. Caractéristiques de l'acier.....	17
Tableau III.6. Caractéristiques de la précontrainte.....	17
Tableau III.7. Caractéristiques de l'acier de charpente selon EN10025-3.....	18
Tableau III.8. Poids volumiques des matériaux utilisés.....	18
Tableau III .9. Groupes de charges pour 2 voies.....	23
Tableau IV.1. Analyse multicritère.....	29
Tableau V.1. Les dimensions de différentes composantes de voussoirs.....	32
Tableau V.14. Les dimensions de différentes composantes de poutre PRS.....	33
Tableau V.2. Prédimensionnement des piles.....	36
Tableau VI.1. Poids propres des éléments structuraux.....	38
Tableau VI.2. Poids des éléments secondaires et équipements.....	39
Tableau VI.3. Coefficients d'équivalence.....	42
Tableau VI.4. Caractéristiques élastiques de la section métallique seule.....	42
Tableau VI.5. Caractéristiques élastiques de la section du béton.....	42
Tableau VI.6. Caractéristiques élastiques de la section mixte pour les surcharges.....	42
Tableau VI.7. Caractéristiques élastiques de la section mixte pour les superstructures.....	43
Tableau VI.8. Caractéristiques élastiques de la section mixte pour l'action de retrait.....	43
Tableau VI.9 Valeurs du moment de flexion en phase de construction aux poutres métalliques.....	43
Tableau VI.10 Valeurs de l'effort tranchant en phase de construction aux poutres métalliques.....	44
Tableau VI.11.Valeurs du moment de flexion aux poutres mixtes (KN.m).....	44
Tableau VI.12. Valeurs de l'effort tranchant aux poutres mixtes(KN).....	44
Tableau VI.13. Vérification des états limites ultimes de flexion.....	46
Tableau VI.14. Coefficient de voilement par cisaillement χ_w	47
Tableau VI.15. Résistance à l'effort tranchant – contribution de l'âme.....	47
Tableau VI.16. Résistance à l'effort tranchant – contribution des semelles.....	48
Tableau VI.17. Vérification de la sécurité à l'effort tranchant.....	48
Tableau VI.18. Vérification de l'interaction M-V.....	49
Tableau VI.19. Vérification des contraintes en services.....	50
Tableau VI.20. Ferrailage de la dalle.....	52
Tableau VII.1. Evaluation du poids propre des voussoirs.....	54
Tableau VII.2. Evaluation des efforts en les deux situations.....	56
Tableau VII.3. Combinaisons de charge en phase de service.....	57
Tableau VII.4. Estimation du nombre de câbles du fléau.....	60
Tableau VII.8. Estimation du nombre de câbles de continuité pour la travée de rive.....	63
Tableau VII.13. Contraintes des fibres extrêmes dans la phase de construction.....	67
Tableau VII.14. Combinaisons de charge en phase de service.....	68

Tableau VII.15. Ferrailage passif du VSP et VC.	70
Tableau VIII.1. Niveaux recommandés de confort.	75
Tableau VIII.2. Vérification de confort de passager.	76
Tableau IX.1. Les sollicitations maximales sur la pile P2.	80
Tableau IX.2. Vérification des portances des pieux.	82
Tableau IX.3. Les sollicitations maximales sur la pile P6.	84
Tableau IX.4. Vérification des portances de pieux.	85

Notations

A : Air de la section transversale ;

α_{cc} : Coefficient tient en compte la durée d'application des charges ;

e_0 : excentricité du câble de précontrainte moyen ;

E_{cm} : Module d'élasticité du béton instantané à 28 jours.

E_s : Module d'élasticité d'acier ;

f_{cd_ELA} : Contrainte admissible du béton à l'ELA ;

f_{cd_ELU} : Contrainte admissible du béton à l'ELU ;

f_{ck} : Résistance caractéristique du béton à la compression à 28 jours ;

f_{cm} : Résistance moyenne à la compression du béton à 28 jours ;

f_{ctm} : Résistance caractéristique du béton à la traction à 28 jours ;

f_{yd_ELA} : Limite d'élasticité admissible à l'ELA ;

f_{yd_ELU} : Limite d'élasticité admissible à l'ELU ;

f_{yk} : Limite d'élasticité ;

$f_{p0,1k}$: Contrainte limite conventionnel d'élasticité à 0.1% ;

f_{puk} : Contrainte de résistance à la traction ;

G : Module de cisaillement ;

I : moment d'inertie de la section transversale ;

M : moment fléchissant ;

M_{Ed} : moment sollicitant ;

PP : Poids propre de la structure ;

Q_{vk} : valeur caractéristique de la surcharge ferroviaire concentrée ;

q_{vk} : valeur caractéristique de la surcharge ferroviaire répartie

r: rayon de courbure ;

SUP : Superstructures - poids des équipements et matériaux ;

SURT : Surcharges sur les trottoirs ;

V : effort tranchant ;

V_{bf,Rd} : l'effort tranchant résistant de la semelle ;

V_{b,Rd} : l'effort tranchant résistant totale de l'élément ;

V_{bw,Rd} : l'effort tranchant résistant de l'âme ;

V_i : distance de la fibre inférieure au barycentre de la section ;

V_s : distance de la fibre supérieure au barycentre de la section ;

σ_b : Contrainte admissible du béton à l'ELS ;

σ_{Ed} : contrainte sollicitant ;

σ_{p,max} : Contraint de la traction maximale du acier de précontraint ;

σ_{Rd} : contrainte résistante ;

γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier ;

γ_c : Coefficient de sécurité du l'acier béton ;

τ_{cr} : Contrainte critique de voilement

INTRODUCTION GENERALE

Le transport ferroviaire représente un des piliers fondamentaux du développement durable et de la prospérité de tout pays. Des systèmes de transport efficaces et des réseaux modernes sont donc une nécessité pour le développement économique, et la préservation de l'environnement.

Les ponts ferroviaires sont des ouvrages spécifiques, qui se distinguent des ponts routes par les surcharges d'exploitation et leurs effets ainsi que les déplacements générés par les effets dynamiques dus au rail et interaction rail-structure.

Dans le cadre de son programme pour le développement des transports ferroviaires en Algérie, l'Agence Nationale d'Étude et de Suivi des Réalisations des Investissements Ferroviaires (ANESRIF) a adopté un programme de la réalisation d'une ligne à double voie électrifiée entre THENIA-BOURDJ BOU ARRERIDJ sur le parcours ALGER/CONSTANTIN. Plusieurs ouvrages d'art intègrent cette ligne avec méthodes et techniques de réalisations différentes, en fonction de la hauteur et la longueur de l'obstacle à franchir.

C'est dans ce cadre qu'il est maintenu le sujet de notre projet fin d'études, il consiste à faire une conception et une étude d'un viaduc ferroviaire situé au PK 10+656 sur une longueur de 600 m.

L'importance et le rôle stratégique des lignes ferroviaires, conduit à réfléchir de garantir leurs exploitation même après un séisme majeure, pour cela il est indispensable pour les ouvrages ferroviaire d'utilisé des systèmes d'isolation sismique adéquat a fin atténuer les effets sismiques. Ce dernier, fait l'objectif de notre recherche de master.

Le mémoire est structuré de la manière suivante ; il débute par une recherche bibliographique concernant L'isolation sismique. Dans le second chapitre, nous présentant notre ouvrage. Par la suite, un recueil de données sur tous ce qui concerne notre projet ainsi que les matériaux de construction et leurs caractéristiques mécaniques. Après nous passons à la conception et le prédimensionnement des éléments de l'ouvrage puis à l'étude de superstructure de notre variante retenue. Dans le huitième chapitre, nous traitons l'effet dynamique et le confort de passagers pour passer à l'étude d'infrastructure. Le dernier chapitre port sur la méthode de construction de l'ouvrage. Enfin, une conclusion achèvera notre mémoire pour mettre en avant les principaux points retenus durant ce travail.

I.1. INTRODUCTION

Un séisme est un événement violent et imprévisible qui sollicite les structures d'une manière très différente de celle des actions usuelles.

Si les structures n'ont pas été conçues pour cette éventualité et construites correctement, des sollicitations sismiques importantes peuvent les endommager fortement jusqu'à entraîner leur ruine. Les conséquences sont souvent catastrophiques, pertes humaines et économiques.

Lors d'un tremblement de terre, les mouvements du sol sont transmis aux superstructures par l'intermédiaire de leurs fondations, l'idée de séparer l'infrastructure de sa superstructure permet au sol de se déplacer librement, ainsi les accélérations ne seront pas transmises à la superstructure. Une isolation peut cependant être obtenue au moyen des appareils d'appuis dont la rigidité horizontale est plus faible que celle la structure, ces appuis sont appelés appuis parasismiques ou isolateurs.

I.2. SYSTEMES DE PROTECTION SISMIQUE

Les systèmes de protection sismique actuellement utilisés ont des dispositifs de contrôle passif relativement simple aux systèmes complètement actifs.

Les systèmes passifs sont, les plus connus et ils incluent les systèmes d'isolation sismique et les systèmes mécaniques de dissipation d'énergie. Le système de protection sismique peut être classé en quatre catégories comme le montre la figure (I.1) [3] :

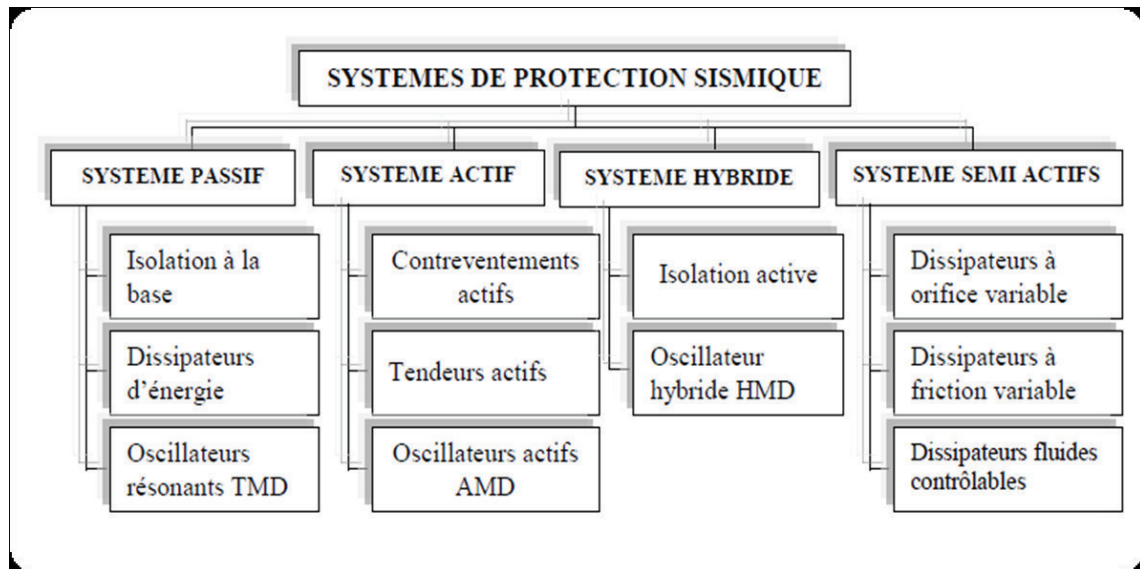


Figure I.1. Les catégories des systèmes de protection sismique mondiale [3].

Parmi les systèmes de protection sismique précités ; nous nous sommes intéressés à une recherche bibliographique sur le système passif.

I.2.1. Système de contrôle passif

Les systèmes passifs ont trois principaux avantages : le premier est le prix bas, le deuxième est l'atténuation passive, c'est-à-dire, sans apport d'énergie de l'extérieur et sans aucune intervention extérieure supplémentaire, et le troisième est son fonctionnement même pendant un séisme majeur.

Les techniques passives d'amortissement des vibrations structurales utilisent l'intégration ou l'ajout de matériaux ou systèmes, possédant des propriétés amortissantes, couplés à la structure de telle façon que les vibrations de la structure soient amorties passivement, c'est à dire, sans aucune intervention extérieure supplémentaire et sans apport d'énergie de l'extérieur. Principalement, il existe deux catégories de système passif : la première est l'isolation sismique et la deuxième est la dissipation d'énergie.

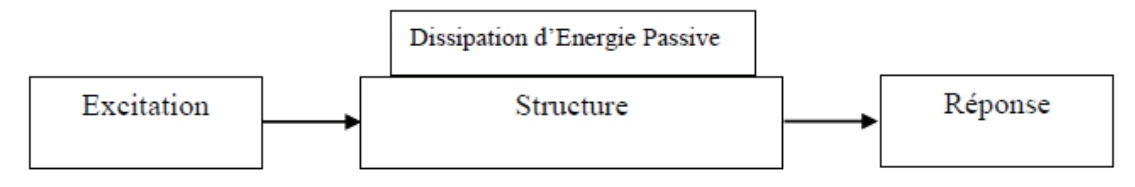


Figure I.2. Schéma de contrôle passif [2].

I.2.1.1. Systèmes d'isolation sismique

Ces systèmes consistent à mettre, entre l'infrastructure et la superstructure, des dispositifs qui ont une déformabilité horizontale très importante et une rigidité verticale très élevée. Ces dispositifs permettent à découpler le mouvement du sol de la structure dans le but de réduire les forces transmises à cette dernière. L'isolateur capte la déformation (inélastique) et filtre les accélérations (hautes fréquences) de sorte que la superstructure isolée se déplace essentiellement selon un mode rigide subissant de faibles accélérations et presque pas de déformations.[4]

L'isolation à la base repose sur le principe que si la période de vibration est augmentée suffisamment pour s'éloigner de la période d'excitation prédominante du tremblement de terre, les accélérations transmises à la structure (et par conséquent les forces d'inertie) sont considérablement réduites. En revanche, l'augmentation de la période engendre des déplacements plus importants concentrés au niveau de l'isolateur. Dès lors l'incorporation d'un dispositif de dissipation d'énergie (amortissement) à l'isolateur est requise afin de contrôler les déplacements et réaliser un compromis satisfaisant entre la réduction de la force et l'accroissement du déplacement. [6]

I.2.1.2. Dissipation d'énergie

Les systèmes passifs de dissipation ont le même principe de base que les isolateurs sismiques lorsqu'ils sont incorporés dans la structure : ils peuvent absorber une portion de l'énergie d'excitation extérieure. En plus, ils peuvent réduire substantiellement le mouvement

différentiel entre les éléments de la structure et par conséquence réduire les dégâts de cette dernière.[2]

I.3. PRINCIPE DE FONCTIONNEMENT DES SYSTEMES D'ISOLATION

Pour mieux comprendre le fonctionnement de systèmes d'isolation sismique, plusieurs recherches ont été réalisées.

- Cas 1 : sans isolateur (T_1 , γ_1)
- Cas 2 : avec isolateur (T_2 , γ_2)
- Cas 3 : avec isolateur et amortisseur (T_3 , γ_3)

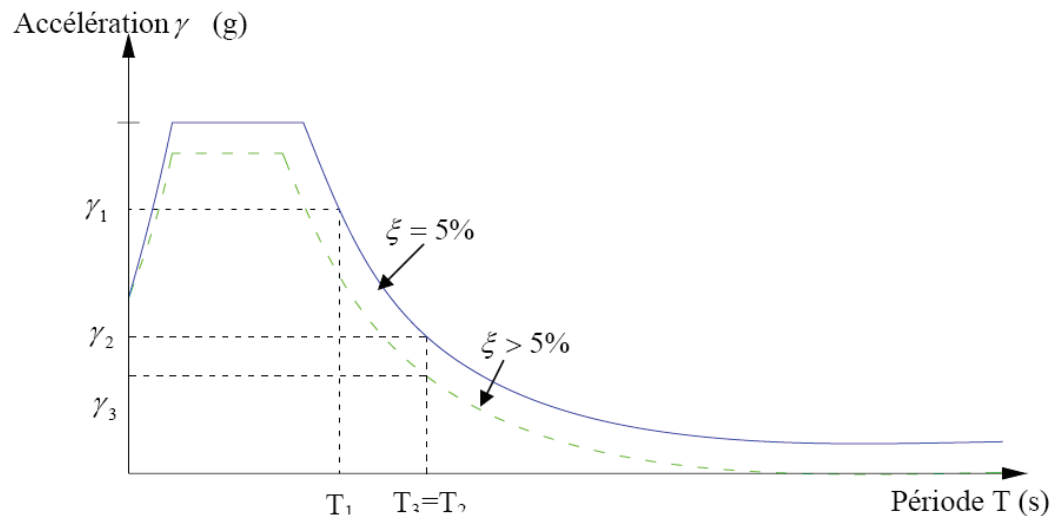


Figure I.1. Spectre de réponse pour les trois(3) cas.

L'accélération sismique γ_2 donnée par la période T_2 est plus faible que celle donnée par T_1 . Par voie de conséquence, l'effort sismique engendré sera moins important.

la période T_3 égale à T_2 , mais l'accélération sismique γ_3 est plus faible que γ_2 . Cela s'explique par le fait que l'addition d'un amortisseur n'influe pas sur la période de vibration d'une structure ; mais elle fait diminuer les sollicitations dynamiques par le biais de l'augmentation de l'amortissement.[7]

I.4. ORGANES PARASISMIQUES ET DISPOSITIFS D'AMORTISSEMENT

I.4.1. Amortisseurs

On distingue plusieurs types d'amortisseurs parasismiques, certains ont déjà été utilisés, d'autres sont restés au stade d'études théoriques ou d'essais aux laboratoires de recherche. On distingue trois familles principales d'amortisseurs à savoir :

I.4.1.1. Amortisseurs hystérétiques

Lorsque la structure est en mouvement, ces matériaux se déforment de manière à dissiper l'énergie sismique. Ces amortisseurs ne demandent pas d'entretien et sont faciles à remplacer.

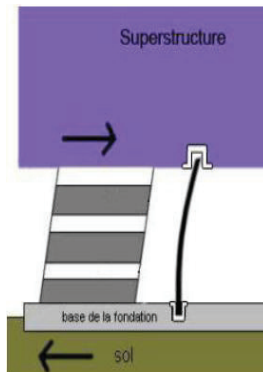


Figure I.3. Amortisseur hystérétique.

I.4.1.2. Amortisseurs visqueux

Les amortisseurs visqueux sont également très efficaces. Ils peuvent être montés plus facilement en superstructure. Celle-ci doit autoriser les déformations indispensables à leur fonctionnement. De nombreux types d'amortisseurs visqueux existent : amortisseurs à fluide visqueux et amortisseurs à extrusion de plomb. [8]

I.4.1.3. Amortisseurs à frottement

Les amortisseurs à friction (frottement) comprennent une série de plaques fixées les unes aux autres par des boulons en acier à haute résistance et spécialement traitées pour produire un degré de friction maximale. Le principe de ces amortisseurs repose sur le phénomène de dissipation de l'énergie par friction.

I.4.2. Organes parasismiques

Plusieurs types d'appuis parasismiques existent. Selon leur mode de fonctionnement, ils peuvent être classés en plusieurs catégories :

- Appuis à déformation ;
- Appuis à glissement ;
- Appuis à déformation et glissement ;
- Appuis à roulement, etc.

I.4.2.1. Appuis à déformation

Les appuis à déformation, utilisés pour isoler les constructions sont analogues aux appuis couramment utilisés pour les ponts et ont toujours montré un comportement satisfaisant. Ils sont en général constitués d'un empilement de feuillets d'élastomère naturel (caoutchouc) ou synthétique (néoprène) séparés par des frettes métalliques. [7]

On distingue différents types d'appuis à déformation tels que les appuis en caoutchouc fretté et les appuis en caoutchouc fretté avec amortisseur en barreau de plomb.

I.4.2.1.1. Appuis en caoutchouc fretté non dissipateurs

La présence des frettes confère aux appuis une grande rigidité verticale alors que les feuillets d'élastomère peuvent se déformer facilement en cisaillement horizontal, autorisent des déplacements notables de la superstructure.

Ce type d'appuis (NRB) est caractérisé par les propriétés suivantes [1]:

- Simple à fabriquer ;
- Facile à modéliser (Ce type d'appareils est caractérisé par un comportement linéaire suivant les charges horizontales et verticales) ;
- Réponse n'est pas fortement sensible au taux de chargement, à la température, et au vieillissement ;
- Amortissement faible 2 à 3%.

I.4.2.1.2. Appuis en caoutchouc fretté à haute dissipation (High-Damping Rubber Bearings)

Le terme HDRB est appliqué aux appuis en élastomères où l'élastomère utilisé fournit une quantité d'amortissement significative, habituellement à partir de 8% à 15% de l'amortissement critique. Un isolateur en élastomère d'amortissement élevé (figure I.4) est constitué de plusieurs couches en caoutchouc avec des propriétés d'amortissement élevées séparées par des plaques en acier afin d'augmenter la rigidité verticale. Il est verticalement rigide capable de soutenir les charges verticales de pesanteur tout en étant latéralement flexible, capable de permettre des grands déplacements horizontaux. Au moyen de ses possibilités de flexibilité et d'absorption d'énergie, le système HDRB reflète et absorbe partiellement une partie de l'énergie du tremblement de terre avant que cette énergie ne puisse être transmise à la structure.

Ces appareils peuvent donc résister à des déformations en cisaillement très grandes, beaucoup plus élevées que les élastomères simples.

L'élastomère à amortissement élevé a un comportement non-linéaire sous les forces latérales, ce comportement non-linéaire est obtenu par l'ajout de composants chimiques qui changent les propriétés du matériau.[5]

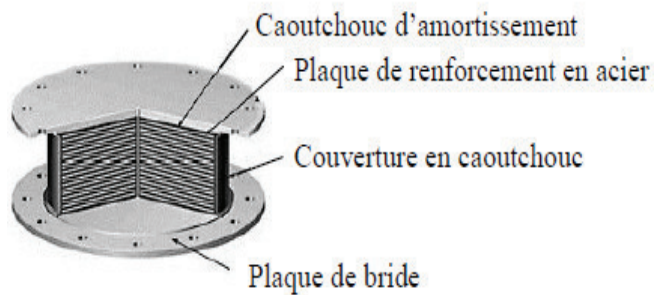


Figure I.4. Photo et schéma d'un isolateur en élastomère d'amortissement élevé (HDRB).

I.4.2.1.3. Appuis en caoutchouc fretté avec amortisseur en barreau de plomb (Lead-Rubber Bearings)

Un isolateur LRB comme le montre la (figure I.5) est construit d'une alternance de couches de caoutchouc et d'acier contribue à assurer la stabilité, soutient la structure et isole les vibrations, en outre un noyau de plomb inséré comme centre de LRB pour augmenter l'effet d'amortissement et équipé dans le haut et le bas par des plaques en acier.

Il a la particularité d'être flexible dans le sens horizontal, mais assez rigide dans le sens vertical. La rigidité horizontale de l'appui est également conçue de telle manière qu'elle puisse résister aux forces du vent avec peu ou pas de déformation. Il soutient non seulement le chargement vertical mais également prolonge la période de réaction de séisme de la structure et exerce l'isolation et la dissipation d'énergie. [5]

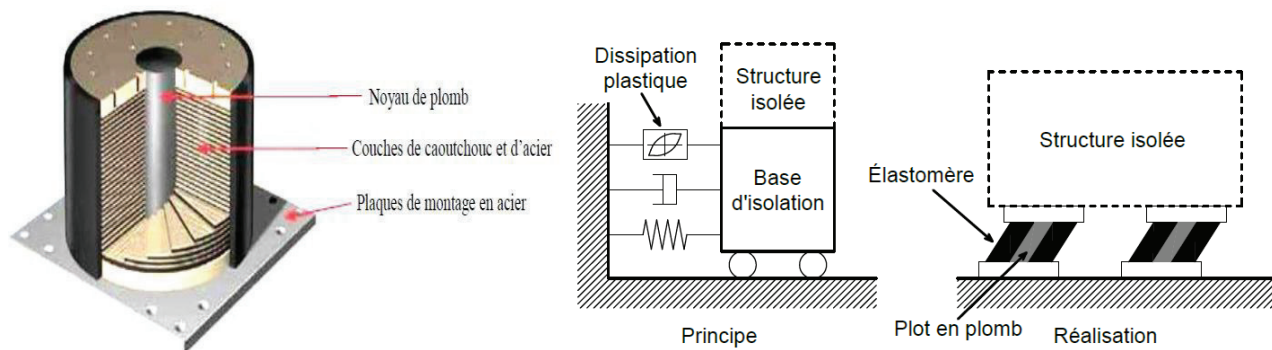


Figure I.5. Isolateur de base en élastomère avec barreau de plomb (LRB).

I.4.2.2. Appuis à glissement

Ce système est composé de plaques solidaires à la superstructure et d'autres plaques fixées aux fondations et leur interface constitue le plan de glissement.

Ces systèmes permettent le découpage des mouvements horizontaux et verticaux de la superstructure de ceux des éléments de fondations qui est du à la différence importante des fréquences d'oscillation dans les deux directions. [7].

Parmi ces appuis, on peut citer :

I.4.2.2.1. Appuis en pendules glissants (Friction Pendulum Sliding)

L'isolateur en pendule a friction est un des systèmes d'isolation à la base les plus récents pour améliorer l'isolation sismique des structures. Il est constitué d'une surface sphérique d'acier inoxydable et d'un glisseur articulé en matériaux composites à base de Téflon. Le système FPS est composé d'un mécanisme de reconstitution basé sur sa géométrie concave.

Les FPS travaillent sur le principe qu'un pendule simple, lors d'un tremblement de terre le glisseur articulé se déplace le long de la surface concave faisant déplacer la structure de petits mouvements harmoniques et augmentant la période normale de la structure afin d'éviter les forces de tremblements de terre les plus fortes, comme l'illustre la (figure I.6). Ils réduisent les charges latérales et les mouvements de vibration transmise à la structure et peuvent protéger les structures et leur contenu pendant des séismes forts [5]

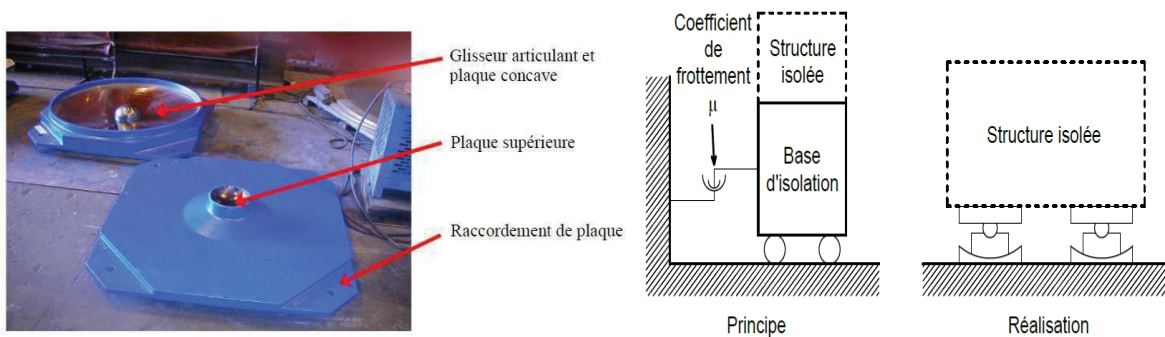


Figure I.6. Isolateur en pendule de friction (FPS).

I.4.2.3. Appuis à déformation et à glissement

Ces appuis résultent de l'association de plaques de glissement et des appuis élastomères. Dans un premier temps, le système se déforme latéralement grâce à la distorsion de l'élastomère. Lorsque la force nécessaire à l'accroissement de la distorsion devient supérieure à la force de frottement entre les plaques, ce qui se produit lors des séismes de très forte intensité, le glissement commence à se produire. Ce système de protection sismique est très efficace et entraîne une réduction à la fois des accélérations et des déplacements en superstructure et conduit ainsi à une diminution importante des efforts tranchants à la base.

[7]

I.4.2.4. Appuis à roulement

Pour permettre des mouvements dans deux directions, on utilise des billes sphériques ou deux couches orthogonales de rouleaux cylindriques. Ces systèmes d'appuis peuvent être complétés par un dispositif de blocage vis-à-vis de l'action du vent ainsi que des amortisseurs parasismiques peuvent être prévus afin de limiter les déplacements.[1]

I.4.3. Avantages des appuis parasismiques

Les principaux avantages sont :

- Une large réduction des forces sismiques agissantes sur la structure ;
- Le niveau de protection pouvant être obtenu est très supérieur au niveau exigé dans les codes parasismiques même en cas des séismes de niveaux très élevés ;
- Les vies humaines sont protégées et les accidents secondaires sont réduits ;
- Ils assurent une protection des équipements ;
- Une bonne protection des éléments non structuraux qui sont incapables d'absorber l'énergie due aux mouvements de flexion globale et des déplacements inter étages à cause de leur rigidité élevée.

I.5. CRITERES CHOIX ENTRE LES TYPES D'APPUIS PARASISMQUES

Le choix de types d'appuis appropriés pour l'isolation nécessite une évaluation des caractéristiques, des normes de performance parasismique et des coûts de ces appuis parasismiques. Il est par ailleurs nécessaire de prendre en considération le rendement et l'entretien à long terme de ces appuis. Puisque le caoutchouc peut durcir ou s'étirer, il est nécessaire d'effectuer des inspections périodiques afin de s'assurer en tout temps de sa souplesse.

D'après [4] ces critères en les résume comme suit :

- Stabilité du comportement à long terme. L'effet du fluage sur les appuis à néoprène ne doit pas affecter le comportement de l'isolateur. Le retour d'expérience acquise chez le fabricant et les tests des ouvrages isolés ayant subi des excitations sismiques sont la meilleure justification ;
- Stabilité du comportement de l'isolateur vis-à-vis des conditions de son environnement comme la température ;
- Réversibilité du comportement de l'isolateur. Au terme de l'excitation sismique, l'isolateur revient à son comportement élastique après dissipation d'énergie par déformations pos élastiques.

I.6. CONCLUSION

La technique d'isolation parasismique est une alternative admise de conception pour la réduction des risques des tremblements de terre ainsi que pour la réalisation d'une performance sismique supérieure pour les structures nouvelles et existantes.

Dans cette modeste recherche les différents types de dispositifs utilisés dans l'isolation sismique ont été passés en revue. Nous avons présenté leur principe de base. Les systèmes d'isolation passive, étant plus simples, sont de loin ceux qui sont utilisés couramment dans les applications réelles.

II.1. PRESENTATION GENERALE

Le projet, objet de notre mémoire de fin d'études, s'inscrit dans le cadre de la réalisation d'une ligne à double voie à trafic mixte (voyageurs, marchandises) électrifiée entre les villes de THENIA-BORDJ BORDJ ARRERIDJ d'une longueur de 162.2 Km environ (figure I) , circulée à 160 km/h qui est destinée à diminuer les temps de parcours ferroviaires entre Alger et Constantine.

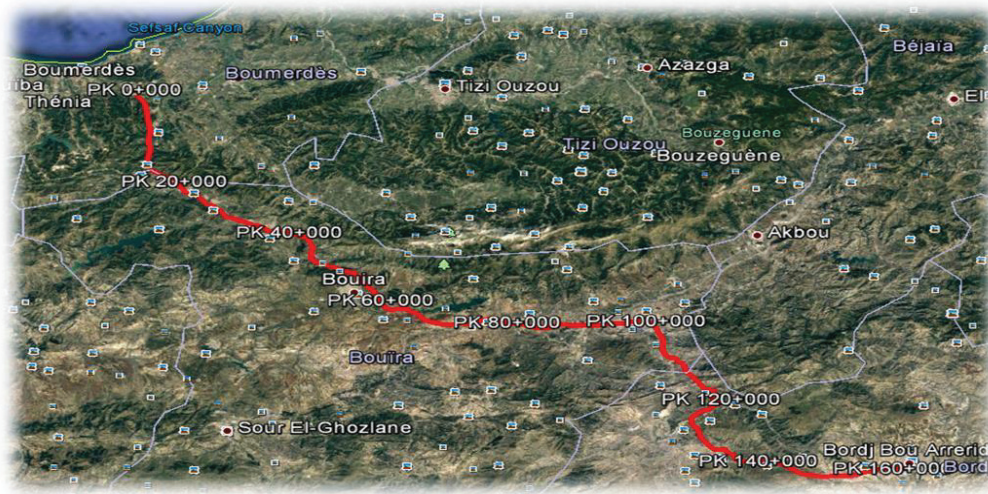


Figure II.1. Tracé de la nouvelle ligne ferroviaire thénia/BBA.

Ce projet revêt également une importance particulière, car une fois réalisé, il contribuera fortement à la dynamique économique et commerciale dans la région du centre du pays ainsi que fluidifiera le trafic ferroviaire et le transport de marchandises et des personnes.

Les principales caractéristiques générales techniques sont :

- Ligne ferroviaire à double voies électrifiée de longueur 162.2 Km ;
- Trafic mixte (marchandises-voyageurs) dont vitesse maximale 160km/h pour train de voyageurs et 100km/h pour trains de marchandise ;
- La capacité de la ligne est 7 trains, dont 6 trains de voyageurs+1 train de marchandises /heur/Sens ;
- Les rails sont du type UIC 60 ;
- Les traverses monobloc/bi-bloc.

II.2. PRESENTATION DE L'OUVRAGE

Le projet qui nous a confié par le groupement d'entreprise **CCECC-OZGUN**, il s'agit d'un viaduc ferroviaire N°8 (OA8) de la nouvelle ligne ferroviaire THENEA-BBA situé au PK 10+656 (gorges LAKHDARIA).

Ce dernier est localisé dans la wilaya de BOUMERDES, il permet de franchir un relief difficile (grande vallée), un écoulement d'eau et une route.

- Longueur totale de l'ouvrage environ 600 m, avec un rayon de la courbure en plan de 1500m ;
- Les rails sont du type UIC60 ;
- les traverses monobloc ;
- Deux(2) voies de circulation.



Figure II.2. Implantation de l'ouvrage.

III.1. INTRODUCTION

Ce chapitre a pour objet d'indiquer les données générales de l'ouvrage, les principales normes, références et les guides de conception en vigueur ainsi que les hypothèses nécessaires pour la conception et la justification des ponts et viaducs ferroviaires.

III.2. NORMES ET REFERENCES

D'une manière générale, les justifications relatives à l'utilisation des normes utilisées dans la phase de conception de cet ouvrage sont effectuées selon les modalités précisées dans les documents suivants :

Tableau III.1. Normes principales.

NORMES	INTITULE
Référentiel technique SNTF	Référentiel technique, chapitre 7.2.4, version 1 de novembre 2005 ;
RPOA2008	Règles parasismiques applicables au domaine des ouvrages d'art
Eurocode 0	Bases de calcul des structures
Eurocode 1	Actions sur les structures
Eurocode 2	Calcul des structures en béton
Eurocode 3	Calcul des structures en acier
Eurocode 4	Calcul des structures mixtes acier-béton
Eurocode 8	Calcul des structures pour leur résistance aux séismes, à appliquer avec le RPOA2008

III.3. DONNÉES GÉNÉRALES DE L'OUVRAGE

III.3.1. Données géométriques

III.3.1.1. Tracé en plan

L'axe en plan se composera d'une courbe de transition initiale jusqu'au PK 10+424.37, suivie par une courbe à 1500 m de rayon.

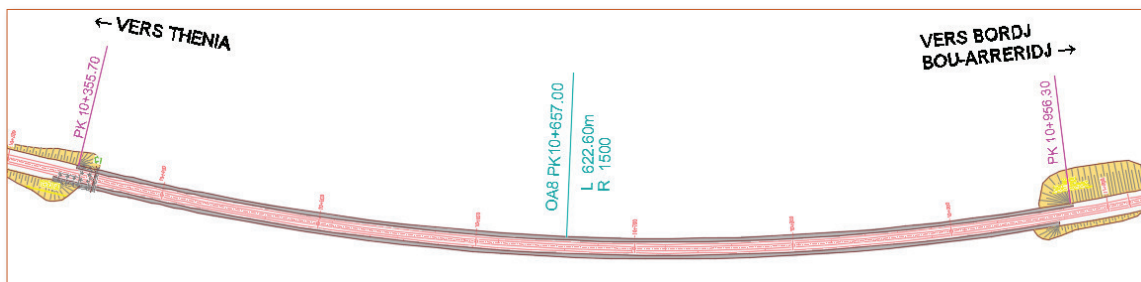


Figure III.1. Tracé en plan de l'ouvrage.

III 3.1.2. Profil en long

Le profil en long de l'ouvrage présente une pente constante de 2.5‰ montant de la culée C1 vers la C2.

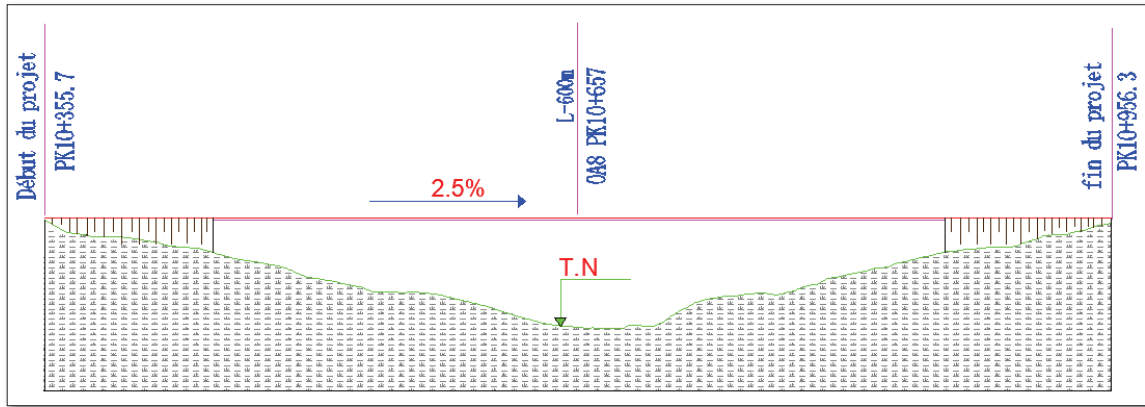


Figure III.2. Profil en long.

III.3.1.3. Profil en travers

Le profil en travers adopté pour le projet est comme suit :

- L'entraxe des voies : 4.00 m ;
- Distance minimale entre l'axe de la voie et l'axe poteau caténaire : 3.25 m ;
- Piste d'entretien : 0.70 m ;
- Murette et garde-corps : 0.20 m ;
- Support de poteau caténaire : 0.50 m ;
- L'écartement entre les rails de chaque voie : 1.435 m ;
- Tablier en toi $\pm 2\%$ de pente de part et d'autre de l'axe du pont.
- Divers : 140 mm

Donc la largeur du tablier : $l = 4 + 3.25 \times 2 + 0.7 \times 2 + 0.2 \times 2 + 0.25 \times 2 = 12.80$ m.

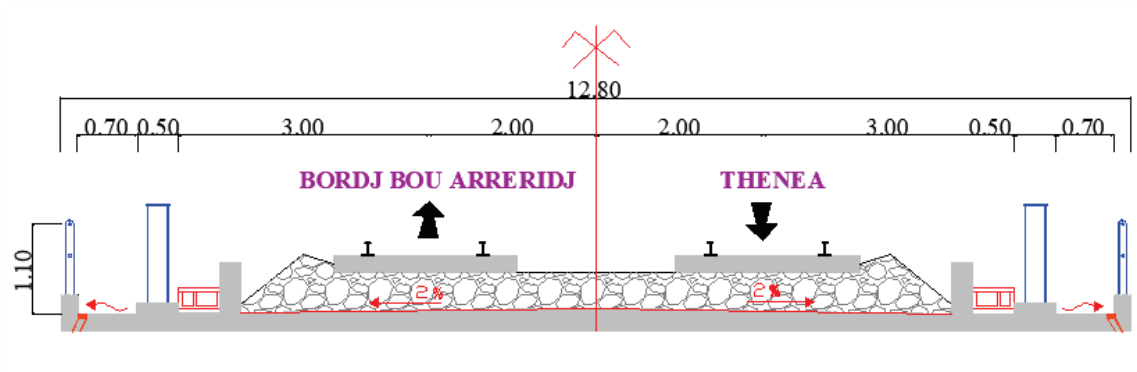


Figure III.3. Profil en travers.

III.3.2. Données hydrauliques

Le pont franchira un écoulement. Le niveau des plus hautes eaux (NPHE) est de 68.78 pour une période de retour de 100 ans et 69.21 pour une période de 500 ans.

III.3.3. Données géotechniques

Pour l'étude de ce viaduc, six sondages carottés et en plus des sondages pressiométriques furent réalisés. L'interprétation de ces essais nous donne les informations suivantes :

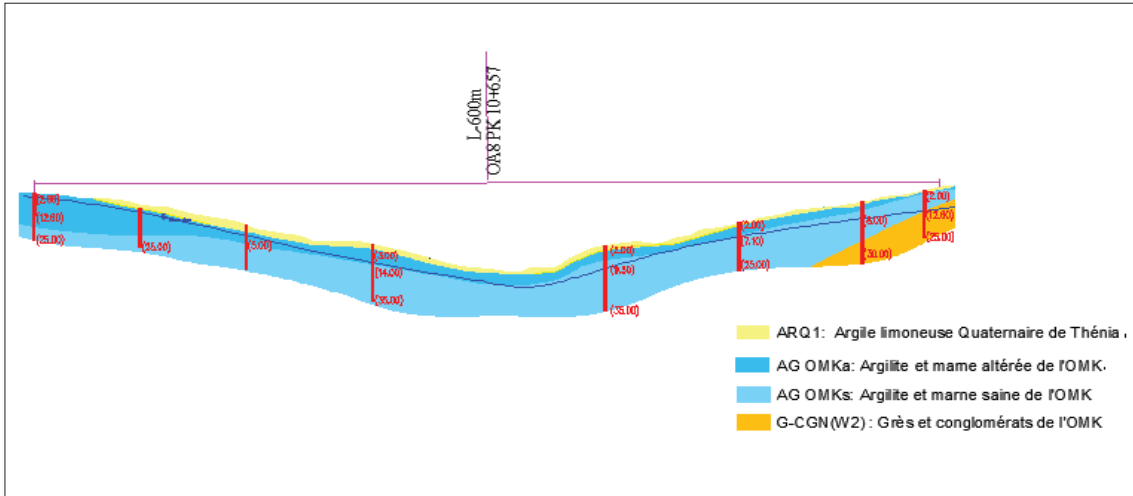


Figure III.4. Coupe géotechnique.

III.3.4. Données sismiques

D'après le zonage sismique du territoire national, notre projet appartient à la zone sismique IIa.

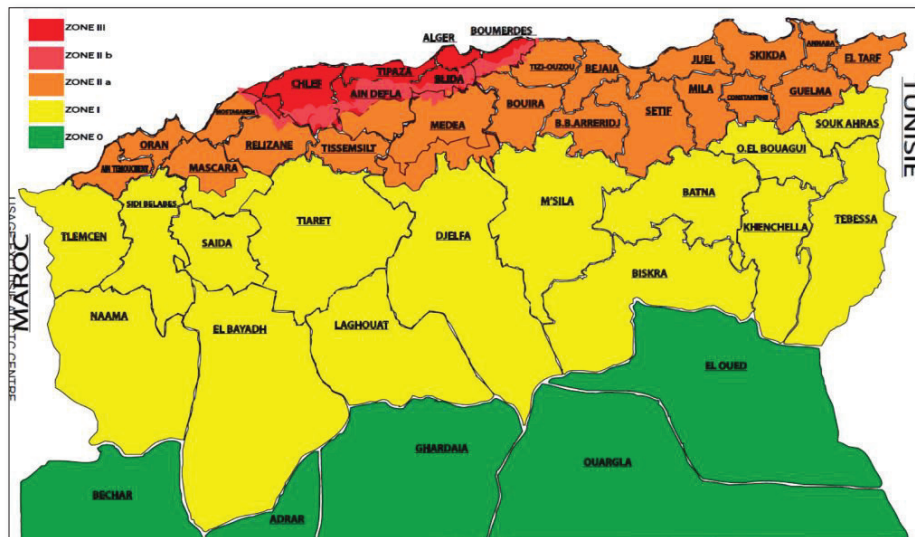


Figure III.5. Carte de zonage sismique de l'Algérie.

Conformément à l'article 2.2 du RPOA2008, les ponts ferroviaires sont classés dans la catégorie des ouvrages stratégiques « groupe 1 », donc le coefficient d'accélération de zone égale 0,25.

Tableau III.2. Coefficient d'accélération de zone A.

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

Le spectre de réponse élastique constitue également la donnée de base pour calcul sismique. La figure III.6 représente le spectre de réponse pour les 4 zones S1, S2, S3 et S4.

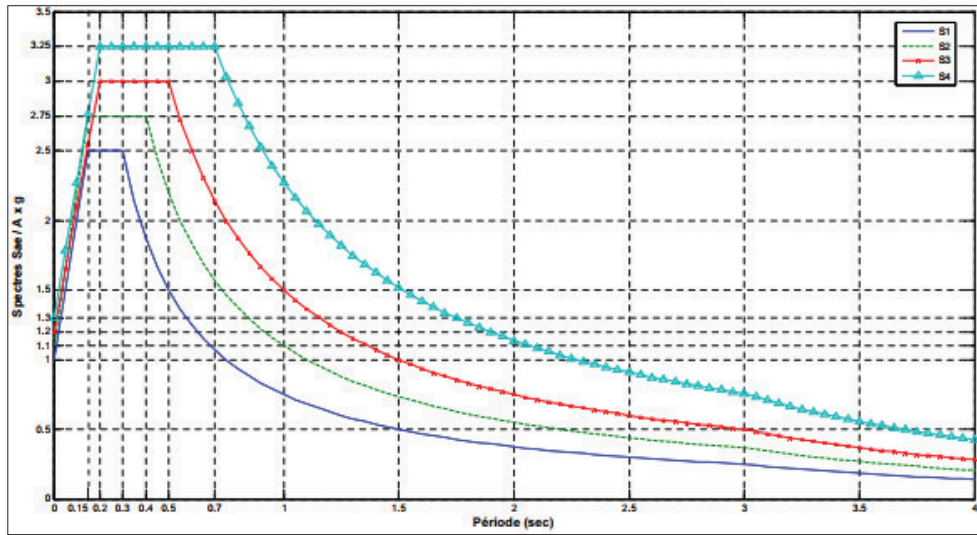


Figure III.6. Spectre de réponse élastique.

III.3.5. Données climatiques

III.3.5.1. Variation de la température

Les effets de la température sont bien évidemment pris en compte dans le calcul des constructions. Conformément à l'article 3.1.2.1 du RCPR 2009, on adopte une variation uniforme de température de +35°C et -15°C.

III.3.5.2. Gradient thermique

Conformément à l'article 3.1.2.2 du RCPR 2009 ; les valeurs du gradient thermique verticale sont résumées dans le tableau ci-après :

Tableau III.3. Gradient thermique.

	En construction	En service
Tablier métallique	±18	±10
Tablier mixte	±15	±8
Tablier en béton	±12	±7

III.3.5.3. Action de vent

Pour un calcul simplifié, l'action du vent est déterminée conformément à l'article 3.2.1 du RCPR 2009, où la valeur de la pression en service est prise égale à 2 kN/m² appliquée sur les surfaces exposées.

III.3.5.4. Humidité ambiante

Pour le calcul du fluage et du retrait des ouvrages en béton, une valeur moyenne de l'humidité ambiante de 70 % est utilisée (entre Alger (75%) et BBA (60%)).

III.4. HYPOTHÈSES DE CALCUL

III.4.1. Caractéristiques des matériaux

III.4.1.1. Béton

Dans notre cas les différentes caractéristiques mécaniques des bétons utilisés à 28 jours sont de :

Tableau III.4. Caractéristiques du béton.

Classe du béton	Type du Ciment	f _{ck} (MPa)	f _{cm} (MPa)	f _{ctm} (MPa)	σ _b (MPa)	f _{cd} ELU (MPa)	f _{cd} ELA (MPa)	E _{cm} (MPa)	Destinations
C40/50	CEM II 42,5	40	48	3.51	24	22.66	28.33	35220	Caisson, Poutres précontraintes
C30/37	CEM II 42,5	30	38	2.89	18	20	25	32837	Dalle, Piles, Culées, fondation

Notons que :

$$f_{cm} = f_{ck} + 8. \text{ MPa} ;$$

$$f_{cm}(t) = \beta_{\infty}(t). f_{cm} ;$$

$$\beta_{\infty}(t) = e^{s \cdot (1 - (\frac{28}{t})^{0.5})} ; s = 0.20, 0.25 \text{ et } 0.38 \text{ pour les bétons à prise rapide, normale et lente respectivement ;}$$

$$f_{ctm} = 0.3 \cdot f_{ck}^{\frac{2}{3}} \text{ Si } f_{ck} \leq 50. \text{ MPa} ;$$

$$f_{ctm} = 2.12 \cdot \text{Log}(1 + \frac{f_{cm}}{10. \text{ MPa}}) \text{ Si } f_{ck} > 50. \text{ MPa} ;$$

$$\sigma_{bc} = 0.6 \times f_{ck} ;$$

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \text{ avec } \alpha_{cc} = 1, \gamma_c = 1.50 \text{ à ELU et } \gamma_c = 1.20 \text{ à ELA} ;$$

$$E_{cm} = 22\,000 \cdot \left(\frac{f_{cm} + 8 \text{ MPa}}{10 \text{ MPa}} \right)^{0.3} .$$

- Le coefficient de Poisson est pris égal à :

Calcul des sollicitations 0

Calcul des déformations 0,2

- Le coefficient de dilatation du béton est pris égale à : $\alpha = 10^{-5} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$.

III.4.1.2. Aciers

III.4.1.2.1. Aciers passifs (construction)

Elles sont nécessaires pour reprendre les efforts de traction dans une structure en béton.

Les aciers utilisés sont des armatures courantes à haute adhérence de classe FeE500.

Tableau III.5. Caractéristiques de l'acier.

Type d'Acier	Classe	f_{yk} (MPa)	f_{yd_ELU} (MPa)	f_{yd_ELA} (MPa)	f_{yd_ELS} (MPa)	E_s (MPa)
Haute adhérence (HA)	B	500	434.783	500	400	200 000

Notons que : $f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s}$ $\gamma_s = 1.15$ à ELU et 1.00 à ELA.

III.4.1.2.2. Aciers actifs (précontrainte)

Sous forme de fils, de torons ou de barres. Elles sont en acier à haute limite élastique, leur fabrication nécessite de différents traitements thermomécaniques.

Les câbles d'acier précontraint seront constitués par :

Tableau III.6. Caractéristiques de la précontrainte.

Type d'Acier	Classe	f_{pk} (MPa)	$f_{p0.1k}$ (MPa)	$\sigma_{p,max}$ (MPa)	A_{Toron} (mm ²)	E_p (MPa)
Basse relaxation	A	1860	1640	1476	140	195 000

Notons : $\sigma_{p,max} = \min\{0.8 \cdot f_{pk}; 0.9 \cdot f_{p0.1k}\}$, donc $\sigma_{p,max} = 1476 \text{ MPa}$.

III 4.1.2.3. Aciers de charpentes

Les aciers de charpentes utilisées sont :

Tableau III.7. Caractéristiques de l'acier de charpente selon EN10025-.

Type d'Acier	Classe	Épaisseur (mm)	f_y (MPa)	f_u (MPa)	E_s (MPa)	G (MPa)
Profil et tôle	S355	$t \leq 16$	355	470	210 000	81000
		$16 < t \leq 40$	345			
		$40 < t \leq 63$	335			
		$63 < t \leq 80$	325			
		$80 < t \leq 100$	315			
		$100 < t \leq 150$	295	450		

III.5. CHARGES ET SURCHARGES

III.5.1. Actions permanentes

Les actions permanentes comprennent notamment :

- Les actions dues au poids propre ;
- Les actions dues au poids des équipements fixe ;
- Les actions dues aux charges permanentes amovibles (ballast,...) ;
- Les actions indirectes (retrait et fluage,...).

Leurs intensités sont déterminées en multipliant les sections intéressées par le poids spécifique relatif. Dans la suite on fournit les poids spécifiques des principaux éléments considérés :

Tableau III.8. Poids volumiques des matériaux utilisés.

Matériaux	Poids spécifique (KN/m ³)	Normes
Béton armé	25	EN1991-1-1 Tab. A.1
Béton armé non durci	26	EN1991-1-1 Tab. A.1
Béton précontraint	25	EN1991-1-1 Tab. A.1
Acier	78.5	EN1991-1-1 Tab. A.4
Étanchéité épaisse	24	EN1991-1-1 Tab. A.6
Ballast y compris les traverses	20	EN1991-1-1 Tab. A.6
Rails (2xUIC 60)	1.20 kN/m/voie	EN1991-1-1 Tab. A.6
Traverses mono-bloc	4.80 kN/m/voie	EN1991-1-1 Tab. A.6
Caténaire	0.017 kN/m/voie	-
Poteau caténaire	0.017 kN/m/voie	-
Garde-corps type S7	0.34 KN/ml	-

III.5.2. Actions de circulation (ou de trafic) ferroviaire

III.5.2.1. Charges verticales (effet statique)

Le trafic ferroviaire est normalement pris en compte sous forme de circulation ferroviaire, les trains et convois ferroviaires n'intervenant que par les caractéristiques des convois (charges verticales, espacements d'essieu et vitesses des trains)

Pour représenter la circulation ferroviaire, et évaluer ses effets maximaux, on introduit 3 schémas de charge (LM71, SW et train à vide) qui permettent de constituer 3 chargements fondamentaux (LM71+SW/0, SW/2, train à vide) ; ces chargements, une fois majorés dynamiquement, forment en compagnie des effets horizontaux correspondants les actions de circulation ferroviaire.

a) Modèle de charge LM71

Ce modèle de charge représente l'effet statique du chargement vertical dû à un trafic ferroviaire normal.

Les valeurs caractéristiques des charges verticales sont représentées comme suit :

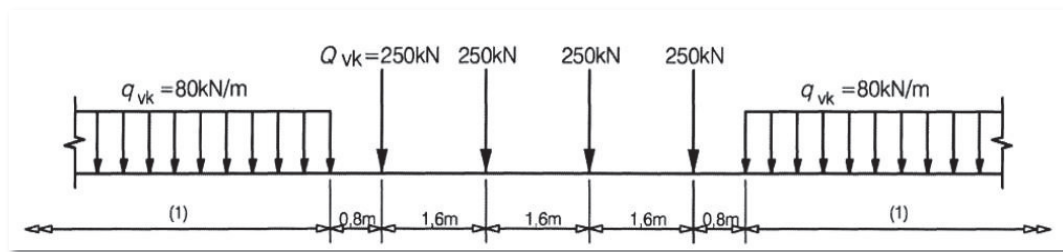


Figure III.7. Modèle de charge LM71

b) Modèle de charge SW/0

Ce modèle de charge représente l'effet statique du chargement vertical dû à un trafic ferroviaire standard sur les ponts continus seulement.

Les valeurs caractéristiques des charges verticales sont représentées comme suit :

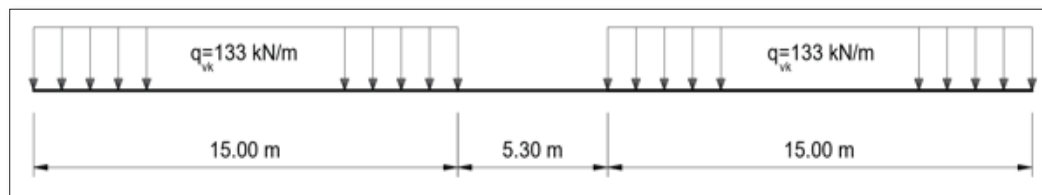


Figure III.8. Modèle de charge SW/0.

c) Modèle de charge SW/2

Ce modèle de charge représente l'effet statique du chargement vertical dû à un trafic ferroviaire lourd.

Les valeurs caractéristiques des charges verticales sont représentées comme suit :

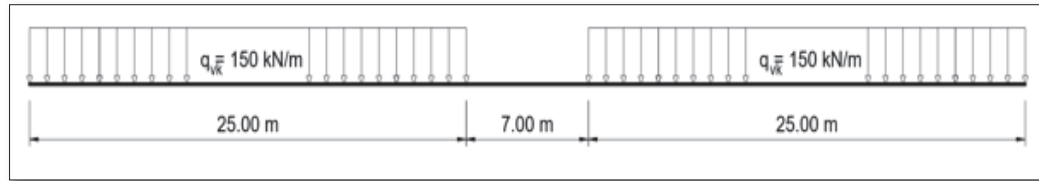


Figure III.9. Modèle de charge SW/2.

• Charges classifiées

Les valeurs caractéristiques des charges LM 71 et SW/0 et ces effets (centrifuge, freinage démarrage, poussée du aux surlarges et l'effet de lacet) doivent être multipliées par un coefficient α pour obtenir les charges classifiées à introduire dans les justifications [EN1991- 2 6.3.2(3)].

Dans notre projet, la valeur retenue est : $\alpha = 1,00$.

III.5.2.2. Charges horizontales

Les cas des charges précédentes sont susceptibles de produire des forces horizontales supplémentaires :

III.5.2.2.1. Force de démarrage et freinage (EN1991-2. 6.5.3)

Les forces d'accélération et de freinage agissent au niveau supérieur des rails, dans le sens longitudinal de la voie doivent être considérées comme des charges linéaires uniformes sur la longueur d'influence L_{ab} de leurs effets pour l'élément structural considéré. La direction des forces d'accélération et de freinage doit tenir compte du (des) sens de déplacement autorisé(s) sur chaque voie. Les valeurs caractéristiques sont les suivantes :

❖ Force d'accélération :

$$Q_{lak} = 33 \text{ kN/m} \cdot L_{ab} \leq 1000 \text{ kN} \quad \text{pour les modèles LM71, SW/0 et SW/2}$$

❖ Force de freinage :

$$Q_{lb} = 20 \text{ kN/m} \cdot L_{ab} \leq 6000 \text{ kN} \quad \text{pour les modèles LM71, SW0}$$

$$Q_{lbk} = 35 \text{ kN/m} \cdot L_{ab} \quad \text{pour le modèle SW2}$$

III.5.2.2.2. Forces centrifuges (EN1991-2. 6.5.1)

Cette force est considérée pour les voies en courbe sur tout ou une partie de la longueur du pont. Les forces centrifuges agissent, selon une direction horizontale, perpendiculairement à la voie, et à une hauteur de 1,80 m au-dessus de la surface de roulement.

La valeur caractéristique de cette force sera obtenue en appliquant les expressions suivantes :

$$Q_{tk} = \frac{V^2}{127r} (f Q_{vk}) \quad q_{tk} = \frac{V^2}{127r} (f q_{vk})$$

Où :

f : coefficient de réduction pour le modèle LM71 et SW0 (égale 1 pour les autres cas)

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

L_f : longueur d'influence de la partie chargée du pont en courbe.

III.5.2.2.3. Effort de lacet (EN1991-2/NA 6.8.2 (2))

L'effort de lacet est défini par une force concentrée transversale à l'axe du tablier, appliquée au niveau supérieur des rails, avec une valeur de 100 KN, non affectée du coefficient dynamique, doit être utilisé seulement pour le dimensionnement des appareils d'appui.

III.5.2.3. Charges accidentelles (Déraillement)

Ils seront prises en compte les deux situations d'accident prévues dans la norme NF

EN 1991-2.

Situation I

Le train déraillé demeure sur le tablier du pont, retenu par le rail contigu ou le parapet. Les dommages locaux sont permis, mais les éléments structuraux principaux doivent avoir la résistance nécessaire. La charge de calcul est vaut : $0,7 \times \alpha \times LM71$.

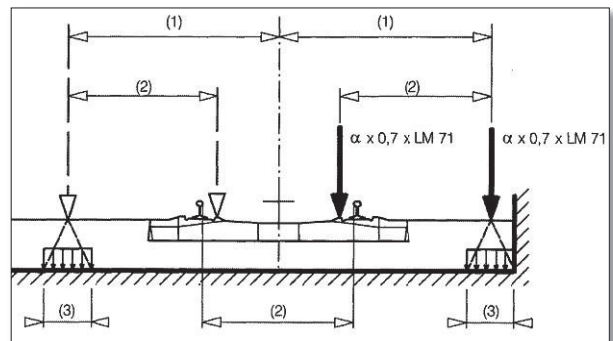


Figure II.10. Actions accidentelles cas 1.

Situation II

Le train déraillé reste en équilibre sur le bord du tablier. La stabilité globale du tablier doit être maintenue. La charge considérée est distribuée sur une longueur maximale de 20 m est vaut : $1.4 \times \alpha \times LM71$.

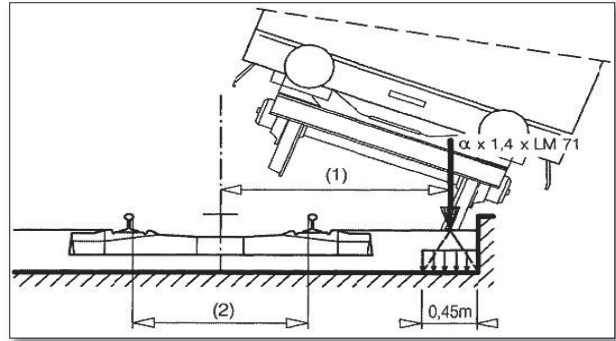


Figure II.11. Actions accidentelles cas 2.

III.6. COMBINAISON DE CHARGES

Etat Limite Ultime

- Situation durable ou transitoire

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}$$

- Situation accidentelles

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + A_d + P + (\psi_{1,1} \text{ ou } \psi_{2,1}) Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

- Situation sismiques

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + E + P + (\psi_{1,1} \text{ ou } \psi_{2,1}) Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

Etat Limite de Service

- Caractéristiques

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

- Fréquente

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \psi_{1,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

- Quasi-permanentes

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

- ELS sismique

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + 0,30 \cdot E + P + 0,30 \cdot Q_{k,1}$$

III.7. GROUPES DE CHARGES

On a défini précédemment les actions élémentaires dues aux circulations pour une voie. Les actions de circulation ferroviaire sont des actions composées qui sont des assemblages de ces actions élémentaires pour 1 voie comme plusieurs voies, ces actions composées, appelées groupes de charges, tiennent compte en effet d'une simultanéité des diverses charges élémentaires sur une voie, et d'une simultanéité de chargement de plusieurs voies. Chacun de ces groupes de charges, qui s'excluent l'un l'autre, doit être considéré comme définissant une action d'exploitation pour les combinaisons avec les charges autres que de circulation ferroviaire.

Tableau III .9. Groupes de charges pour 2 voies.

	groupe	voie	LM71 SW/0	SW/2	Train à vide	Freinage Démarrage	Force centrifuge	lacet
2V (2voies)	21	V1	1	0	0	1	0.5	0.5
		V2	1	0	0	1	0.5	0.5
	22	V1	1	0	0	0.5	1	1
		V2	1	0	0	0.5	1	1
	23	V1	1	0	0	1	0.5	0.5
		V2	1	0	0	1	0.5	0.5
	24	V1	1	1	0	0.5	1	1
		V2	0	0	0	0.5	1	1
	26	V1	0	1	0	1	0.5	0.5
		V2	1	0	0	1	0.5	0.5
	27	V1	0	1	0	0.5	1	1
		V2	1	0	0	0.5	1	1

Note : Si l'on considère le freinage sur 1 voie, il y a lieu de prendre en compte le démarrage sur l'autre voie et vice-versa. Le sens de l'effort cumulé de freinage sur une voie et de démarrage sur l'autre voie afin d'obtenir l'effet le plus défavorable sur l'élément calculé.

III.8. LOGICIEL UTILISE

La modélisation est la partie la plus importante dans l'étude d'une structure ; quel que soit la complexité du modèle, elle a pour objet l'élaboration d'un modèle capable de décrire d'une manière plus au moins approchée le fonctionnement de l'ouvrage sous différentes conditions.

En général, la modélisation d'un ouvrage comprend :

- La définition de la structure ;
- La définition des différentes sections de l'ouvrage ;
- La définition de la bibliothèque des matériaux utilisés (béton, acier...etc.) ;
- La définition des conditions d'appuis ;
- La définition des cas de charge et des combinaisons de calcul ;
- Résultats de calcul.

Dans le cadre de ce projet, on va utiliser le logiciel Autodesk ROBOT pour la modélisation de l'ouvrage, afin de déterminer les sollicitations de façon graphique, numérique ou combinée.

Le ROBOT est un logiciel de calcul et de conception des structures d'ingénierie particulièrement adapté aux ouvrages de génie civil. Comme tout logiciel de calcul de structure, Robot utilise la méthode des éléments finis, les méthodes énergétiques et la théorie de l'élasticité pour la détermination des éléments de réduction (M, N, T) et les déformées des éléments de structure.

La définition du modèle par le logiciel est faite d'une façon plus ou moins automatique à partir des données introduits, notamment, le tracé en courbe ou alignement rectiligne, les matériaux, la position des appuis et leur définition et la caractérisation du tablier. Après l'introduction de toutes les données le logiciel construit un modèle 3D du pont.

IV.1. INTRODUCTION

La conception a l'objectif de déterminer le type d'ouvrage optimale et qui est capable de satisfaire le mieux possible à toutes les conditions imposées. Il faut pour cela connaître à la fois l'ensemble des contraintes à respecter et l'ensemble des types d'ouvrages qui peuvent être envisagés. La comparaison de ces deux ensembles permet de retenir la solution, ou les solutions, qui apparaissent en première vue comme les meilleures, et qui feront ensuite l'objet d'études plus approfondies.

IV.2. LES VARIANTES ENVISAGEES

- Pont à poutre précontrainte de type VIPP ;
- Pont à poutre caisson isostatique ;
- Pont à poutre caisson en encorbellement ;
- Pont à poutre métallique PRS.

IV.3. PRESENTATION DES VARIANTES

IV.3.1. Variante N°1 : Pont à poutre précontrainte de type VIPP

Le pont à poutres précontraintes de type VIPP (Viaduc à travées Indépendantes à Poutre Préfabriquées précontraintes par post-tension) représentent la solution la plus simple et la plus fréquente quand il y a plusieurs ouvrages de même typologie, grâce à leurs grands avantages et leurs intérêt économique.

Cette variante constitue par des travées indépendantes de longueur 37.1m et de 12.8 m de largeur, où chaque travée compris 6 poutre en T préfabriqué en béton précontrainte de hauteur 2.5m et un entre-axe de 2.08 m, surmontées par un hourdis en béton armé de 20 cm d'épaisseur, entretoisées chaque 7.20 m.

Avantages	Inconvénients
- Facilité d'étude et d'exécution - la rapidité d'exécution des travaux - l'absence à peu près complète de pathologie grave - Entretien de la voie minime	- Poids propre très important - Limité en termes de longueur de franchissement - Nombre de joint important (cas des ouvrages isostatique)

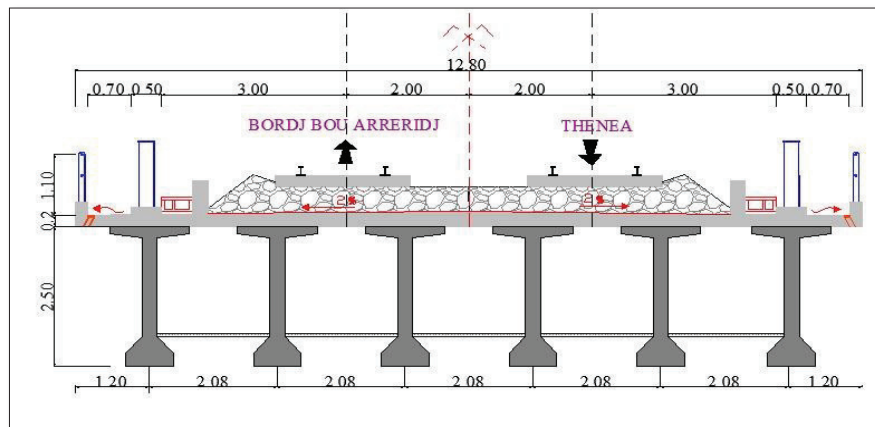


Figure IV.1. Coupe transversale de la variante N°1.

IV.3.2. Variante N°2 : Pont à poutre caisson isostatique

Il s'agit d'un pont en poutre mono-caisson en béton précontraint, cette variante composé par des travées indépendantes de longueur égale 46 m, la largeur égale 12.8 m et une hauteur constante de 3.8 m ce qui correspond à un élanement autour de 1/12.

Avantages	Inconvénients
- Rapide. - Entretien de la voie minime	- Poids lourd - Complexe - Joint d'ouvrage pour chaque travée - Transport très difficile

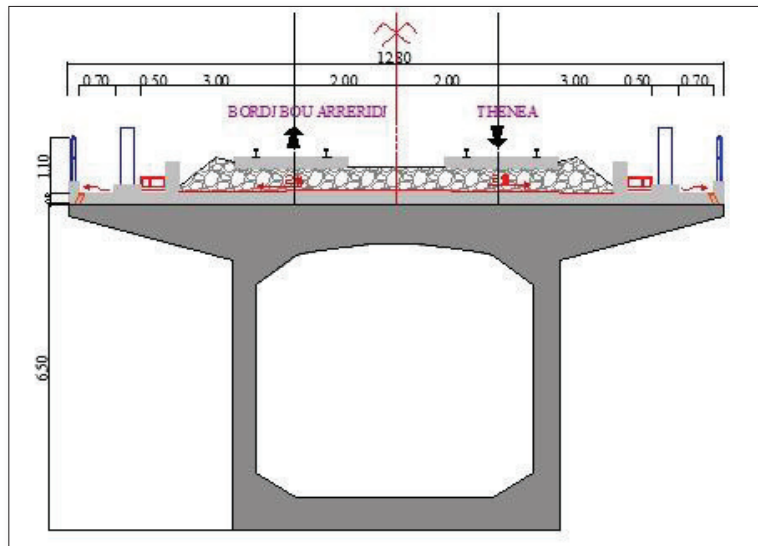


Figure IV.2. Coupe transversale de la variante N°2.

IV.3.3. Variante N°3 : Pont à poutre caisson en encorbellement

On peut envisager en concurrence avec les autres types, les ponts en béton précontraint construit par encorbellement. Ce mode de construction consiste à exécuter essentielle du tablier d'un pont sans cintre ni échafaudages au sol, en opérant par tronçons successifs dénommés voussoir, chacun de ces éléments étant construit en encorbellement par rapport à celui qui le procède.

Dans cette variante on a choisi de réaliser des voussoirs à hauteur variable, vu que la portée principale dépasse les 65 m. Ainsi qu'on opte pour des voussoirs mono caisson, car la largeur de pont est inférieure 20 m, et l'hourdis supérieur sera en béton armé seulement car la largeur est aussi inférieure à 15 m.

On propose dans cette variante un tablier constitué par une poutre-caisson monocellulaire continue en béton précontraint, de 80 m de travée et 12.8 m de largeur, ayant section variable décroissante des piles, avec 6.5 m de hauteur ce qui correspond à un élanement de 1/12, vers la clé de 3.0 m de haut ce qui correspond à un élanement de 1/22.

Avantages	Inconvénients
-Accepte des géométries très variées (hauteur, tracé en plan et profil en long) -Possibilité de franchissement sans toucher le sol -Réduire le nombre des appuis à réaliser - Ouvrage élancé ayant une qualité esthétique incontestable	- Le poids est très important, ce qu'il conduit à envisager des appuis et fondations importantes -L'exécution nécessite une main d'œuvre qualifiée et un matériel adéquat important - Le procédé est lent et a un coût élevé notamment dû aux machines de levage.

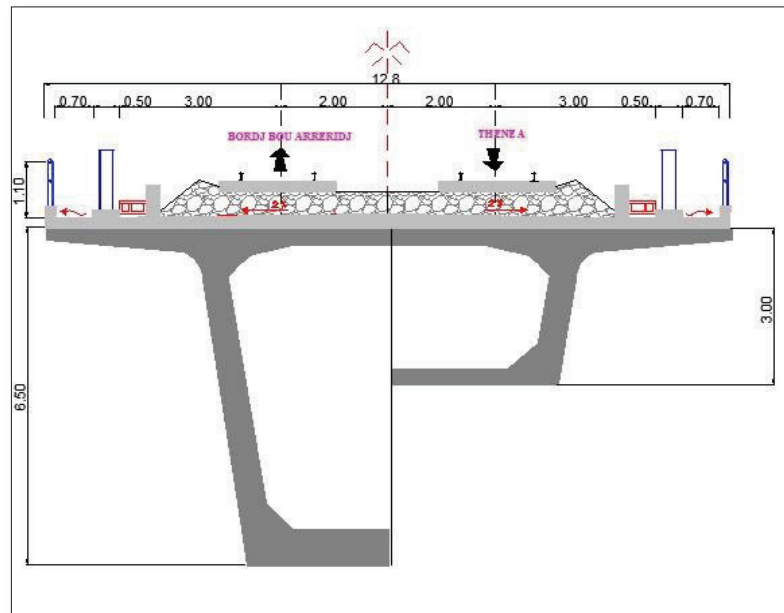


Figure IV.3. Coupe transversale de la variante N°3.

IV.3.4 Variante N°4 : Pont à poutre métallique PRS

Les ouvrages mixtes à poutres sont des ouvrages très répandus qui peuvent être projetés dans des situations très diverses, milieu urbain ou rural.

On propose dans cette variante à projeter un pont mixte bipoutre de hauteur constante avec une travée réalisée par des poutres reconstituées soudées (PRS) et en dalle en béton armé. Les travées auront une longueur de 45 m avec une hauteur des poutres égales à 3.4 m, ce qui correspond à un élanement autour de 1/15.

Avantages	Inconvénients
-La légèreté de la superstructure (le tablier mixte est léger par rapport à un tablier à poutre). -La rapidité d'exécution globale -La précision dimensionnelle des structures -Entretien de la voie minime pour les travées simples	- Le coût est plus élevé - Le problème majeur des ponts mixtes est l'entretien contre la corrosion - Le phénomène de la fatigue dans les assemblages qui exige une surveillance avec des visites périodiques

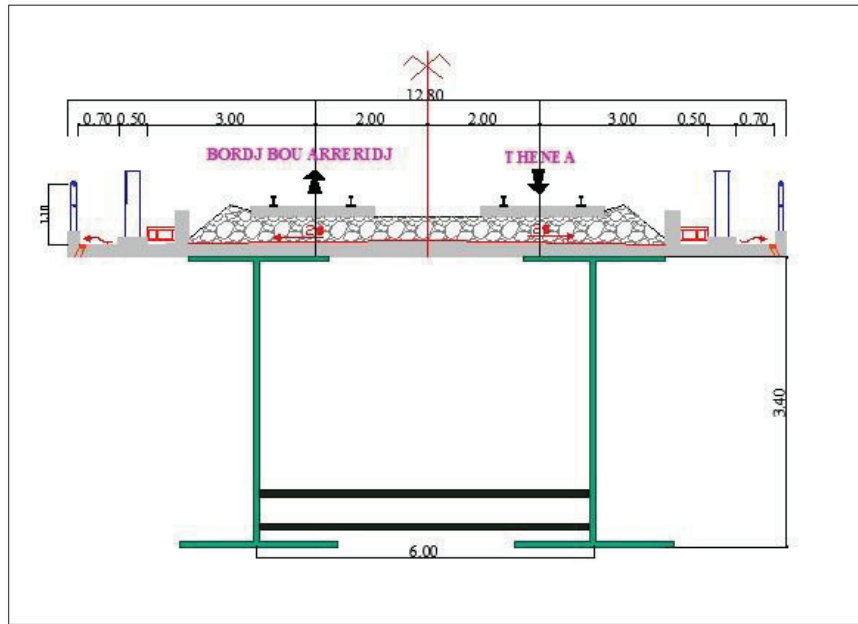


Figure IV.4. Coupe transversale de la variante N°4.

IV.4. CRITERES DE CHOIX

IV.4.1. Critères liés à l'aspect architectural

Le principale critère d'architecture qu'il faut respecter dans cette phase d'étude est bien le critère de la proportionnalité entre la longueur de travée et la hauteur de pile, car il a une influence directe sur le type d'ouvrage à choisir.

Des relations harmonieuses entre la travée et la hauteur des piles devront être choisies ; il est recommandé donc de choisir des travées ayant des longueurs égales au minimum 0.3 et au maximum 1.5 la hauteur de la pile.

IV.4.2. Critères liés à l'entretien de la voie

L'entretien de la voie est un coût d'exploitation significatif. L'impact des ouvrages d'art dans ce coût est spécialement lié à l'adoption (ou non) des appareils de dilatation de voie (ADV). Pour des raisons de sécurité, d'entretien et de confort de la voie, Il est toujours recommandé dans la mesure du possible de minimiser l'utilisation des appareils de dilatations de la voie au niveau des ponts et viaducs ferroviaires.

IV.4.3. Critères liés à l'entretien de l'ouvrage

L'entretien joue un rôle déterminant dans le cycle de vie d'un ouvrage pour assurer la sécurité et garantir la durabilité voulue (Durée de l'ouvrage 100 ans).

Pour les structures en béton, les coûts associés aux travaux de réparation des délaminations jouent le point faible dans cette solution, alors que les structures en acier c'est les coûts d'entretien de la corrosion.

Aussi, les appareils d'appui, dispositifs parasismiques et joints de dilatation ont toujours des coûts d'entretien et de substitution.

IV.4.4. Critères liés Méthodes et durée de construction

Le choix de la méthode de construction est en fonction de la hauteur de la pile, la structure du tablier et l'obstacle à franchir.

Pour les piles plus basses la pose des éléments préfabriqués pourra se faire par grue ou par lanceur, tandis que pour les piles plus hautes la méthode encorbellement sera proposée et dans le cas des tabliers PRS, le poussage pourra être adopté.

IV.4.5. Critère d'économie

Le critère économique, parmi les critères les plus importants dans le choix optimal de la conception des ouvrages. Ce critère compris le coût de construction, le coût de l'entretien de l'ouvrage et de la voie.

IV.5 ANALYSE MULTICRITERE

Pour sélectionner la variante qui présente plus d'avantages et moins d'inconvénients sur tous les plans de comparaison (les critères d'évaluations), une analyse soignée multicritère a été effectuée.

Afin d'évaluer chaque critère, on a affecté une note sur 5 et on multiplie ces notes par des coefficients selon l'importance du critère. On a affecté un coefficient de 3 pour le critère économique, il est le plus déterminant dans ce projet. Pour l'entretien et l'aspect architectural, le coefficient attribué est de 2 et pour la méthode et la durée de construction, il est de 1.

Le tableau suivant regroupant l'analyse multicritère des variantes :

Tableau IV.1. Analyse multicritère.

Variante	Critères d'évaluation				
	l'aspect architectural	l'entretien de l'ouvrage	Méthodes et durée de construction	Economie	moyenne
Pont à poutre précontrainte de type VIPP	3	2	4	3	2.88
Pont à poutre caisson isostatique	4	2	3	4	3.38
Pont à poutre caisson en encorbellement	5	5	4	4	4.50
Pont poutre métallique PRS	4	3	5	5	4.25

Variante retenue

D'après l'analyse des points de comparaison tout en se basant sur les critères mentionnés ci-dessus, et vu l'impossibilité d'implantation des appareils de dilatations standard (AD) car notre rayon est $1500 < 3000$, le choix définitifs pour l'ouvrage d'art OA8 est porté sur pont en PRS pour les grands franchissements et/ou grands hauteur, et pont en encorbellement pour les très grands franchissements et/ou très grands hauteurs.

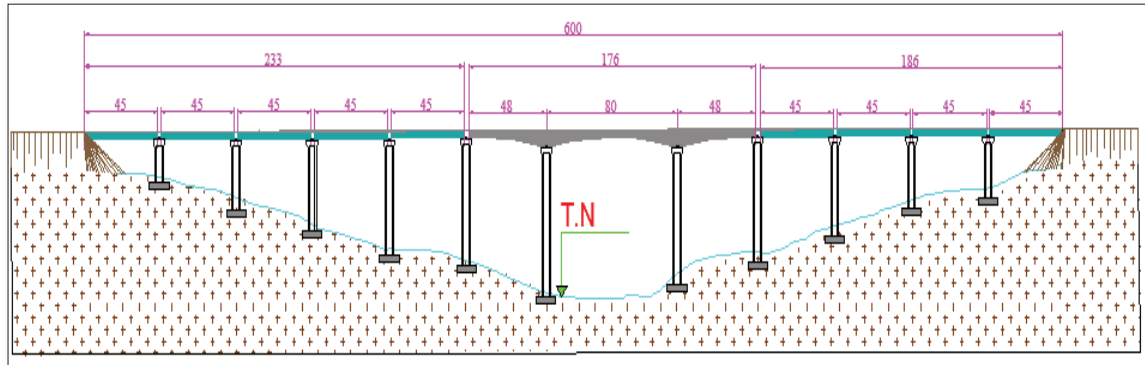


Figure IV.5. Vue en élévation.

V.1. INTRODUCTION

L'objet de ce chapitre est de donner des valeurs indicatives des principaux éléments de la variante retenue dans le chapitre précédent (pont mixte bipoutre et pont en encorbellement). Le prédimensionnement d'une structure consiste à fixer au préalable les dimensions de différents éléments de la structure ou de l'ouvrage (tablier, piles et culée) en respectant certaines règles.

Ces dimensions servent à justifier après par le calcul.

V.2. PREDIMENSIONNEMENT DU TABLIER

Le prédimensionnement du tablier de la variante retenue consiste à proposer des dimensions pour chaque élément ; la section transversale de voussoir, les dimensions de le profilé PRS (âme et semelles), les entretoises et le contreventement.

V.2.1. Prédimensionnement de la partie encorbellement

On représente dans cette partie le prédimensionnement des différents éléments constitutifs du voussoir.

La figure V.1 précise les notations utilisées, alors que les valeurs optées ont montrées dans le tableau ci-dessous.

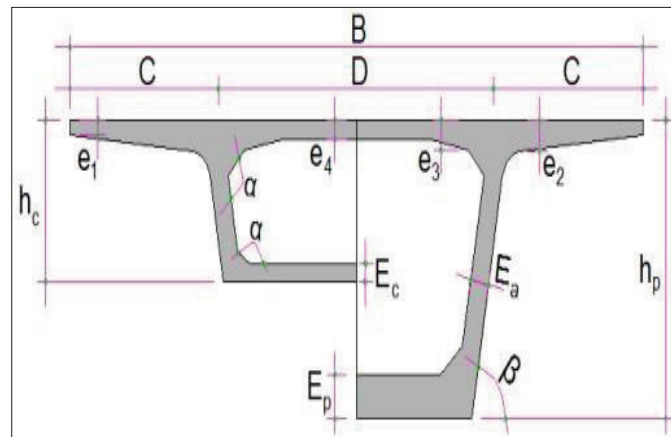


Figure V.1. Notations des dimensions.

Tableau V.1. Les dimensions de différentes composantes de voussoirs.

Eléments	Seuil	Valeurs retenus (cm)
Hauteur de voussoir sur pile h_p	L/12	650
Hauteur de voussoir à la clef h_c	L/22	350
Largeur de voussoir	B	1280
C	B/4	320
D	B-2C	640
e_1	$e_1 \geq 16$	25
e_2	$C/8 \leq e_2 \leq C/7$	50
e_4	$D/30 \leq e_4 \leq D/25$	35
e_3	$e_3 > e_2 - 0.1$ et $e_3 > 1.5e_4$	50
E_a	$E_a \geq 0.26 + L/500$	60
E_c	$E_c \geq 18$ à 22 cm	35
E_p	$E_p \geq 35$ à 90cm	90
Gossier supérieure	$30^\circ \leq \alpha \leq 45^\circ$	45°
Gossier inférieur	$40^\circ \leq \alpha \leq 45^\circ$	45°

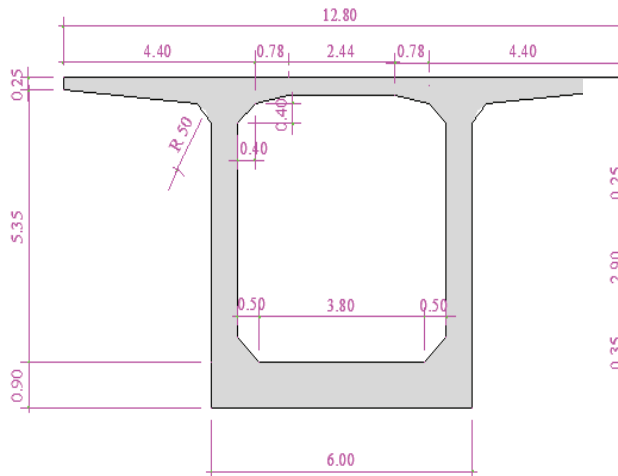


Figure V.2.Voussoir sur pile.

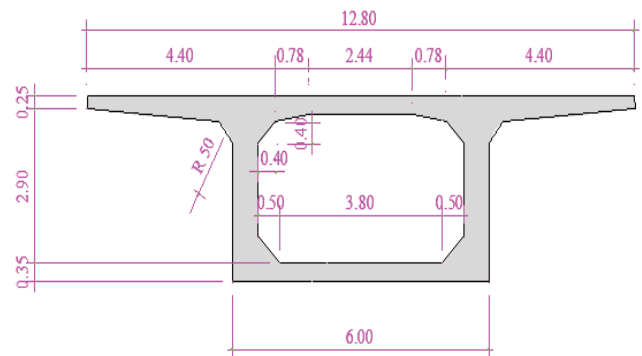


Figure V.3.Voussoir sur clef.

V.2.2. Prédimensionnement de la partie mixte

V.2.2.1. Prédimensionnement des poutres principales

Les poutres principales sont des profilés en acier reconstitués avec profil en I soudés. Les dimensions optées sont résumées dans le tableau ci-après.

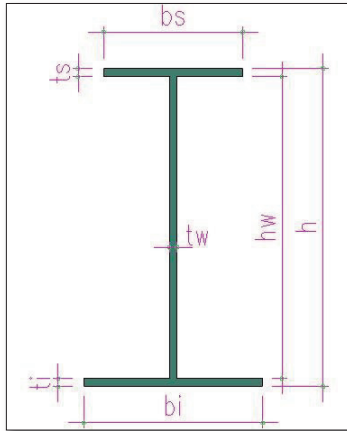


Figure V.4. Notations des dimensions.

Tableau V.2. Les dimensions de différentes composantes de poutre PRS.

Eléments	Seuil	Valeurs retenus (mm)
Epaisseur de la dalle en béton armé	250 à 400 mm	250 à 350 (variable)
Hauteur sur pile	$H = L/14$	3400
Epaisseur de l'âme sur pile	$t_w \geq 0.005 h_w$	25
Epaisseur de l'âme à la clef	$t_w \geq 0.005 h_w$	18
Epaisseur semelle supérieure sur pile	$20 \leq t_s \leq 150$	30
Epaisseur semelle supérieure à la clef	$20 \leq t_s \leq 150$	40
Epaisseur semelle inférieures sur pile	$20 \leq t_i \leq 150$	50
Epaisseur semelle inférieur à la clef	$20 \leq t_s \leq 150$	75
Largeur de la semelle inférieure	$500 \leq b_i \leq 1200$	1200
Largeur de la semelle supérieure	$400 \leq b_s \leq 1000$	1000

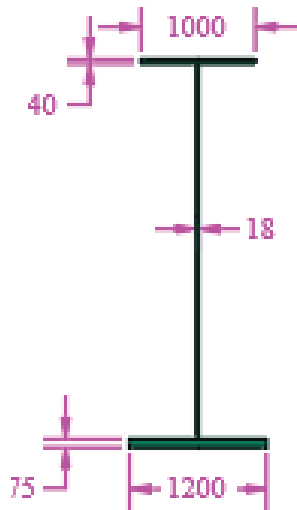


Figure V.5. Coupe transversale à la clef

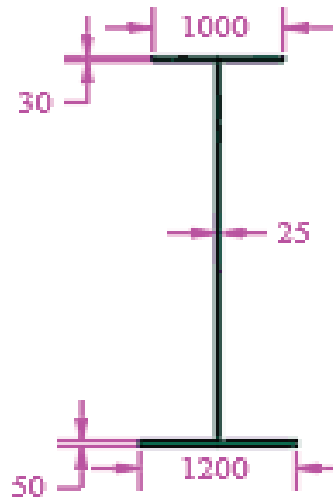


Figure V.6. Coupe transversale sur pile

V.2.2.2. Prédimensionnement des entretoises

Les poutres secondaires, appelées « entretoises » n'ont aucun contact avec la dalle en béton. Il y a :

- Les entretoises courantes (à mi-travée) des bipoutres sont en générale de type IPE ou HEA de 400mm à 700 mm de hauteurs, on a pris des **HEA 500**. Les conditions assez sévères de non déversement des poutres peuvent conduire à renforcer entretoises courantes ; en abaissant le profilé courant et en le complétant par deux diagonales fixées (figures V.7).
- Les entretoises sur appuis sont beaucoup plus sollicitées que les entretoises courantes, de plus grande dimension. On a pris des entretoises rigide de profilé de type **HEA1000 *2** (figures V.8).

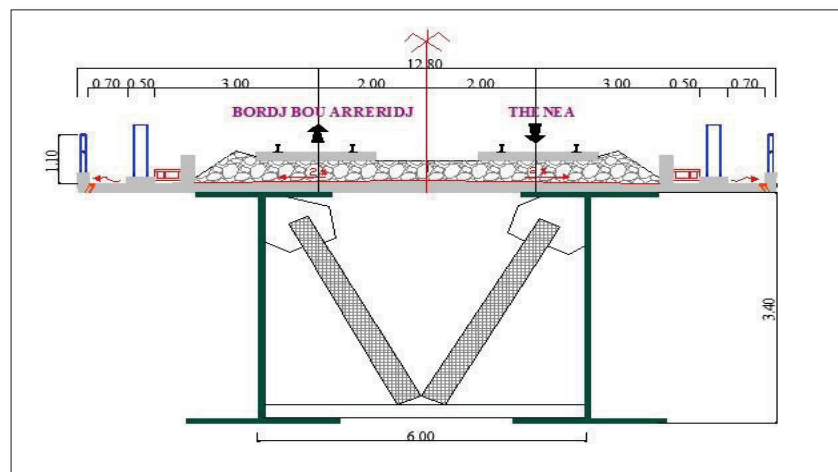


Figure V.7. Entretoise courante abaissée et renforcée par deux diagonales.

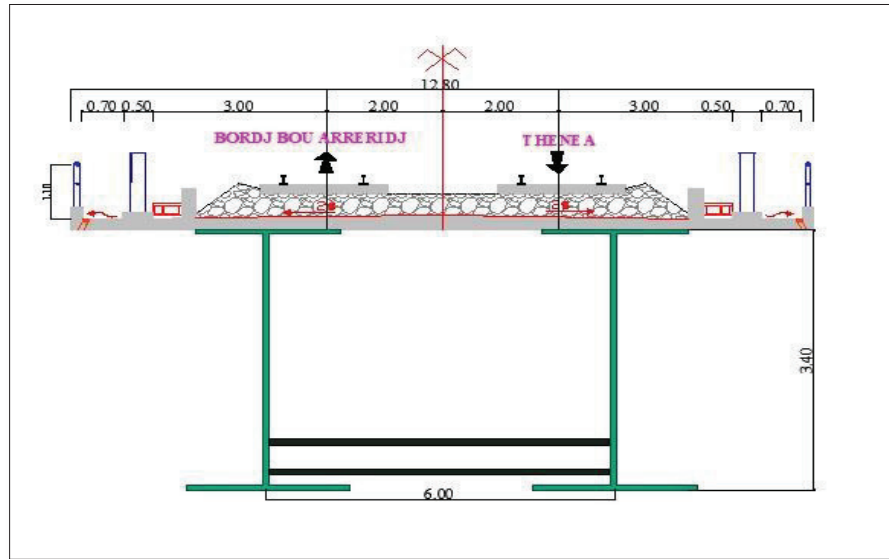


Figure V.8. Entretien sur appuis

V.2.2.3. Prédimensionnement des contreventements

Pour réduire la déformabilité transversale du tablier, le « profil ouvert » du bipoutre est rigidifié en torsion par l'addition d'un contreventement (1/2 HEA400) disposé dans le plan des semelles inférieures qui le transforme en un « profil quasi fermé ».

V.3. PREDIMENSIONNEMENT D'INFRASTRUCTURE

V.3.1. prédimensionnement des piles

La conception des piles est en fonction du type et de mode de construction du tablier, de type et de mode d'exécution des fondations et certaines contraintes naturelles ou fonctionnelles liées au site.

Nous avons opté pour la solution d'une pile caissons (section rectangulaire évidée), qui permet d'économie de la matière.

Tableau V.2. Prédimensionnement des piles.

Parties Éléments		Pont en encorbellement	Pont mixte (PRS)
Section	description	Rectangulaire creuse, croissante du haut vers la base.	Rectangulaire creuse, croissante du haut vers la base.
	Pré-dimension	6.00m de longueur par 6.00 m de largeur au sommet.	3.00m de longueur par 8.00 m de largeur au sommet.
Epaisseur	0.50m	Les premiers 10m dans le tronçon supérieur.	Les premiers 10m dans le tronçon supérieur.
	0.80m	Les 10m suivants dans le tronçon intermédiaire.	Les 10m suivants dans le tronçon intermédiaire.
	1.00m	Dans le tronçon inférieurs.	Dans le tronçon inférieurs.
Le fruit		1/20	1/20

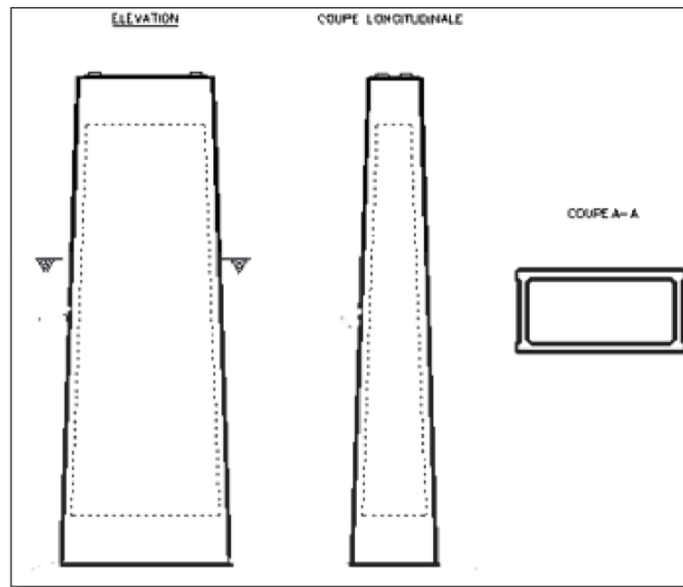


Figure V.9. Vues de la pile.

V.3. Prédimensionnement des culées

La culée est un élément fondamental de l'infrastructure d'un pont, construite aux deux bords de l'ouvrage, donc c'est l'élément qui assure la liaison entre le tablier du pont et le milieu environnant.

A deux rôles principaux, donc à la fois un appui de tablier et un mur de soutènement qui subit à la poussée des terres et des surcharges de remblais.

On se propose de faire le prédimensionnement de la culée la plus haute C_0 .

Le schéma suivant définit une vue globale d'une culée remblayée

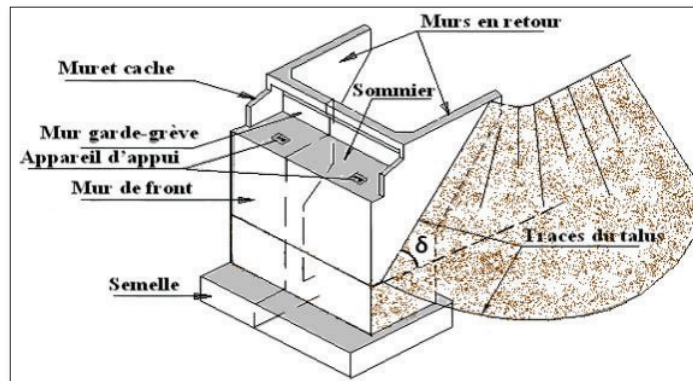


Figure V.10. Morphologie d'une culée remblayée.

Mur de garde grève

- La hauteur du mur garde grève H_{gg} : **4.36 m**
- L'épaisseur du mur E_{gg} : **0.5m**
- La longueur L_{gg} : **11.8m**

Mur de front

- La hauteur du mur frontale H_{mf} : **3.11 m**
- L'épaisseur E_{mf} : **2m**
- Longueur L_{mf} = largeur de tablier **12.8 m**

Mur cachent

- La hauteur H_c : **2m**
- L'épaisseur E_c : **0.3 m**
- Longueur L_c : **1.7 m**

Mur en retours

- La hauteur de mur en retour H_{mr} : **7.47 m**
- L'épaisseur du mur E_{mr} : **0.5m**
- La longueur supérieur du mur en retour L_{mrs} : **8 m**
- La longueur inférieur du mur en retour L_{mri} : **2.5 m**
- $\text{tg } \delta = 2/3$ pour le remblai courant (δ est l'angle d'inclinaison de mur en retour celle de remblai) : on prend $\delta = 30^\circ$

VI.1. INTRODUCTION

Ce chapitre est consacré à l'étude détaillée et approfondie du tablier de l'ouvrage. On se basera sur les résultats du logiciel de calcul pour la vérification et la justification des sections de l'ouvrage déjà pré dimensionnées.

VI.2. CALCUL DES CHARGES ET DES SURCHARGES

Nous précisons que les calculs seront effectués pour la phase de service, quand les poutres auront atteint leurs position définitives, puis les calculs nécessaires pour la phase de réalisation seront déduits par une série de vérifications.

Les poids spécifiques utilisés sont déjà définis dans **chapitre III**.

VI.2.1. Charges permanentes

VI.2.1.1. Poids des éléments porteurs (CP)

Leurs intensités seront déterminées en multipliant les sections intéressées par le poids spécifique relatif. Le tableau suivant résume le poids des différents éléments porteurs et les calculs sont détaillés en annexe A :

Tableau VI.1. Poids propres des éléments structuraux.

Elément	Surface [m ²]	Poids /mètre linéaire [KN/ml]	Poids [KN]	Poids total [KN]
Poutre sur appuis (×2)	0.183	14.365	646.425	1292.85
Poutre à mi-travée (×2)	0.1734	13.6119	612.5355	1225.071
Entretoises courantes (×3)	0.01975	0.599	26.955	80.865
Entretoises sur appuis (×4)	0.03468	1.4035	63.1575	252.63
Dalle en béton	4.14	103.5	4657.5	4657.5

On constate que :

$$CP = 7508.916 \text{ KN}$$

VI.2.1.2. Poids des éléments non porteurs (CCP)

Le tableau suivant résume les résultats de calculs :

Tableau VI.2. Poids des éléments secondaires et équipements.

Elément	Poids /mètre linéaire [KN/ml]	Poids [KN]
ballast	98.4	4428
Muret garde ballast	4.375	393.75
Etanchéité	11.904	535.68
Rail+ Traverse monobloc	6 par vois	108
Garde-corps +corniche	5.75	517.5

On constate que :

$$CPP = 5982.93 \text{ KN}$$

Donc le poids total des éléments $P_{\text{tot}} = CP + CPP = 7508.916 + 5982.93 = 13491.846 \text{ KN}$

$$P_{\text{tot}} = 13491.846 \text{ KN}$$

VI.2.2. Charges de trafic ferroviaire

Les charges ferroviaires sont définies dans le chapitre III.

VI.2.3. Coefficient de majoration dynamique

Ce coefficient dynamique, multiplicateur des sollicitations et déformations statiques sous les chargements LM71+ SW/0 et SW/2 est calculé comme suit :

$$\phi_2 = \frac{1.44}{\sqrt{L\phi - 0.2}} + 0.82 \quad \text{Avec } 1.00 < \phi_2 < 1.67, \text{ pour un entretien de la voie soigné}$$

Ou bien

$$\phi_3 = \frac{2.16}{\sqrt{L\phi - 0.2}} + 0.73 \quad \text{Avec } 1.00 < \phi_3 < 2.00, \text{ pour un entretien de la voie courant.}$$

$L\phi$: étant la longueur caractéristique en m définie au tableau 6.2 EN 1992-2.

Dans notre cas l'entretien de la voie est courant.

Pour le cas des poutres et dalles sur deux lignes d'appuis, $L\phi$ = la portée mécanique

On prendre l'expression pour une voie normalement entretenue (de la voie courante), on trouve :

Sens longitudinal : $L\phi = 45$ donc $\phi_3 = 1.06$

Sens transversale : $L\phi = 3 \times \text{espacement entre les poutres} = 3 \times 6 = 18\text{m}$ donc $\phi_3 = 1.26$

VI.3. MODELISATION DES ELEMENTS STRUCTURAUX

L'analyse du tablier en service a été réalisée en utilisant trois modèles de calcul tridimensionnelles, préparés d'accord avec la méthodologie prévue à la NF EN 1994-2 :

Modèle 1 – « Met » : modèle de la structure métallique seule, sur laquelle sont appliquées leur poids propre et le poids du béton de la dalle ;

Modèle 2 – « Perm » : modèle de calcul de la structure mixte pour les actions permanentes, actions de longue durée, notamment, le poids des superstructures ;

Modèle 3 – « Rap » : modèle de calcul pour l'analyse des effets des actions de courte durée.

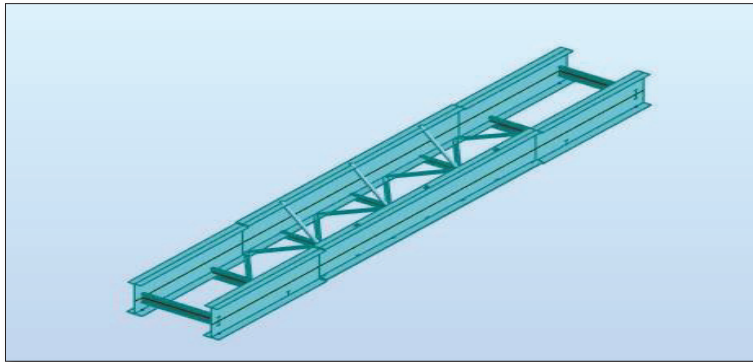


Figure VI.1. Modèle de calcul de la structure métallique seule – modèle 1.

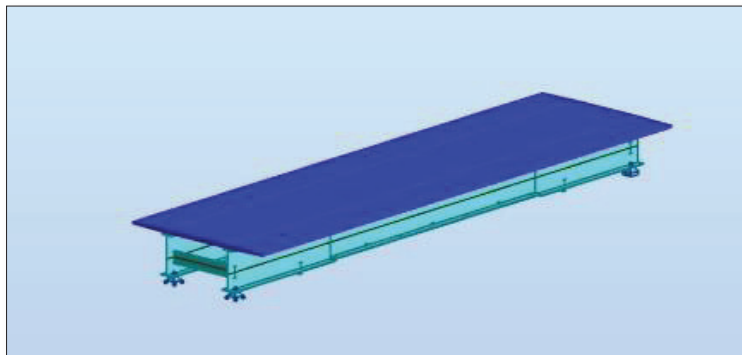


Figure VI.2. Modèle de calcul de la structure mixte – modèle 2 et 3.

VI.4. ANALYSE DE LA SECTION MIXTE

L'analyse de la section mixte est l'analyse de l'ouvrage dans son ensemble pour vérifier les sollicitations en flexion longitudinale et les contraintes correspondantes dans toutes ses sections. Elle est réalisée en considérant deux états de la structure : à court et à long terme, lors de la mise en service de l'ouvrage.

VI.4.1. Hypothèses de calcul

On fait la vérification des poutres métalliques associées à une dalle orthotrope (section mixte). La participation du béton se fait en considérant les hypothèses suivantes :

- Le béton homogénéisé par rapport à l'acier, par l'intermédiaire de coefficients d'équivalence qui tiennent compte de façon simplifiée du phénomène de fluage ;
- La liaison entre l'acier et le béton est supposée rigide, tout déplacement entre les deux matériaux est rendu impossible par la présence des organes de liaisons appelées « connecteurs » ;
- L'acier et le béton sont supposés être des matériaux élastiques, ils obéissent donc à la loi de Hooke, la variation relative de la longueur de deux fibres de l'acier et de béton est :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Pour l'acier : } \varepsilon_a = \frac{\sigma_a}{E_a} \\ \text{Pour le béton : } \varepsilon_b = \frac{\sigma_b}{E_b} \end{array} \right.$$

D'après la première hypothèse
$$n = \frac{E_a}{E_b} = \frac{\sigma_a}{\sigma_b}$$

n : Coefficient d'équivalence varie en fonction d' E_b , ce dernier croît avec la résistance du béton et décroît lorsque la durée du chargement augmente.

VI.4.2. Coefficients d'équivalence

Les valeurs du coefficient d'équivalence sont en fonction des phasages de construction ; elles sont importantes pour toutes les vérifications pendant la mise en place de l'ossature métallique et en cours de bétonnage.

Les coefficients d'équivalence () ont été calculées d'accord avec la NF EN 1994-2, 5.4.2.2 :

$$n_L = n_0(1 + \psi_L \varphi_t)$$

Avec :

n_0 : coefficient d'équivalence pour les chargements à court terme, $n_0 = E_a/E_{cm} = 200/33 \text{ MPa}$

$$n_0 = 6.25$$

La valeur du coefficient ψ_L dépend du type de chargement

- Pour les charges permanentes $\psi_L = 1.1$
- Pour le retrait $\psi_L = 0.55$.

Le coefficient de fluage φ_t est égal

- Pour les actions permanentes a été estimé avec la valeur $\varphi_t = 1.45$
- Pour l'action de retrait $\varphi_t = 3.29$.

Donc les coefficients d'équivalence pour les actions de longue durée adoptées au calcul sont les suivantes :

- Charges permanentes (superstructures) : $n_L = 15.6$
- Retrait : $n_L = 16.9$

Tableau VI.3. Coefficients d'équivalence.

Sollicitation	Champ d'application	n
Poutre en acier seule	Charge Permanente	∞
Charges instantanée	Surcharge	6.25
Charge de longue durée	CCP	15.6
Effets différées	retrait	16.9

VI.4.3. Caractéristiques élastiques des sections

Les tableaux suivants présentent les caractéristiques élastiques des sections métalliques seules, béton et la section mixte.

Tableau VI.4. Caractéristiques élastiques de la section métallique seule.

Section	Notation	Section sur pile	Section à mi- travée
Aire	A (m ²)	0.1730	0.1892
Centre de gravité	Vs(m)	1.984	2.100
	Vi(m)	1.416	1.300
Moment d'inertie	I (m ⁴)	0.3158	0.3802

Tableau VI.5. Caractéristiques élastiques de la section du béton.

Section	Notation	Sur pile et à mi- travée
Aire	A (m ²)	1.6875
Centre de gravité	Vs(m)	0.2111
	Vi(m)	0.2111
Moment d'inertie	I (m ⁴)	0.0508

Tableau VI.6. Caractéristiques élastiques de la section mixte pour les surcharges.

Section	Notation	Section sur pile	Section à mi- travée
Aire	A (m ²)	0.4602	0.4705
Centre de gravité	Vs(m)	0.6582	0.7182
	Vi(m)	2.7414	2.6814
Moment d'inertie	I (m ⁴)	0.8531	0.9926

Tableau VI.7. Caractéristiques élastiques de la section mixte pour les superstructures.

Section	Notation	Section sur pile	Section à mi- travée
Aire	A (m ²)	0.2728	0.2830
Centre de gravité	V _s (m)	1.2439	1.3339
	V _i (m)	2.1556	2.0656
Moment d'inertie	I (m ⁴)	0.6534	0.7598

Tableau VI.8. Caractéristiques élastiques de la section mixte pour l'action de retrait.

Section	Notation	Section sur pile	Section à mi- travée
Aire	A (m ²)	0.2915	0.3017
Centre de gravité	V _s (m)	1.1472	1.2382
	V _i (m)	2.2517	2.1617
Moment d'inertie	I (m ⁴)	0.6540	0.7604

Note : les détails du calcul (voir l'annexe A)

VI.4.4. Combinaison de charge

❖ ELU fondamentale (résistance)

$$\text{Comb1 : ELU1} = 1.35 (S_{PP} + S_{SUP}) + 1.45 (S_{LM71,1} + S_{LM71,2}) + 1.5 \times 0.8 S_{SUR,T}$$

$$\text{Comb2 : ELU2} = 1.35 (S_{PP} + S_{SUP}) + 1.45 S_{LM71,1} + 1.20 S_{SW2,2} + 1.5 \times 0.8 S_{SUR,T}$$

❖ ELS caractéristique

$$\text{Comb3 : ELS1} = S_{PP} + S_{SUP} + S_{LM71,1} + S_{LM71,2} + 0.8 S_{SUR,T}$$

$$\text{Comb4 : ELS} = S_{PP} + S_{SUP} + S_{LM71,1} + S_{SW2,2} + 0.8 S_{SUR,T}$$

VI.4.5. Calcul des efforts internes des poutres

Aux tableaux suivants sont présentées les valeurs des efforts internes, moment de flexion et effort tranchant, obtenus par calcul en logiciel en chaque poutre dans la phase de construction (poutre métallique) et en service (poutre mixte).

Tableau VI.9 Valeurs du moment de flexion en phase de construction aux poutres métalliques.

Section		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
La position	x	2.25	4.50	6.75	9	11.50	13.25	15.75	18	20.25	22.50
Poids propre de la structure métallique	M _{PP} (KN.m)	827	1228	1599	2014	3435	2918	2952	3089	3274	3357
Poids de la dalle en béton	M _{DB} (KN.m)	2024	5304	7337	9136	10998	12480	13983	14688	15023	15048

Tableau VI.10 Valeurs de l'effort tranchant en phase de construction aux poutres métalliques.

Section		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
La position	x	0.0	2.25	4.50	6.75	9	11.50	13.25	15.75	18	20.25	22.50
Poids propre de la structure métallique	V _{PP} (KN)	303	273	247	219	200	164	109	93	54	22	0
Poids de la dalle en béton	V _{DB} (KN)	1389	1244	1134	993	849	720	503	395	229	89	0

Tableau VI.11.Valeurs du moment de flexion aux poutres mixtes (KN.m)

Section		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
La position	x	2.25	4.50	6.75	9	11.50	13.25	15.75	18	20.25	22.5
SUP	M _{SUP}	4727	7770	10941	15915	19725	21398	23580	22438	23010	23120
LM71	M _{LM71, 1}	2786	5361	7522	9740	10598	12505	13499	14420	14666	14879
	M _{LM71, 2}	1129	1746	2369	2968	3692	4398	4780	5102	5222	5257
SW2	M _{SW2, 1}	4319	7921	10607	13912	15676	18723	20030	21233	21345	21537
	M _{SW2, 2}	1426	2446	3545	4799	5221	6450	7105	7372	7423	7463

Tableau VI.12. Valeurs de l'effort tranchant aux poutres mixtes(KN).

Section		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
	x	0.0	2.25	4.50	6.75	9	11.50	13.25	15.75	18	20.25	22.5
SUP	V _{SUP}	2260	1898	1798	1599	1577	1300	1068	795	196	12.47	0
LM71	V _{LM71, 1}	1440	1200	1063	1008	900	745	618	464	267	210	163
	V _{LM71, 2}	450	402	389	355	322	271	228	173	98	77	60
SW2	V _{SW2, 1}	2154	1830	1673	1486	1391	1322	1247	955	847	516	121
	V _{SW2}	629	554	535	481	444	423	398	297	193	138	72
SURT	V _{SURT}	246	194	181	153	135	125	91	61	39	29	0

VI.4.6. Vérification structurale aux Etats Limites Ultimes

VI.4.6.1. Classification des sections transversales

La section transversale d'une poutre pourra être classée en quatre types différents en fonction de l'élancement des semelles et de l'âme :

Classe 1 : Section transversale massive pouvant atteindre sa résistance plastique sans risque de voilement et possédant une réserve plastique suffisante pour introduire dans la structure une rotule plastique susceptible d'être prise en compte dans une analyse globale plastique.

Classe 2 : Section transversale massive pouvant atteindre sa résistance plastique sans risque de voilement, mais ne possédant pas de réserve plastique suffisante pour introduire une éventuelle rotule plastique dans l'analyse globale.

Classe 3 : Section transversale pouvant atteindre sa résistance élastique, mais pas sa résistance plastique à cause des risques de voilement.

Classe 4 : Section transversale à parois élancées ne pouvant atteindre sa résistance élastique à cause des risques de voilement.

D'après les caractéristiques de différentes classes on peut classer notre section comme suite :

- ❖ **Semelle supérieure :** la semelle est comprimée mais la liaison à la dalle par connexion est considérée comme effective, d'accord avec la NF EN 1994-2, donc le voilement de la semelle est empêché par la dalle – **Classe 1.**
- ❖ **Semelle inférieure :** la semelle est tendue – **Classe 1.**
- ❖ **Ame :** l'axe neutre se trouve dans la semelle supérieure. D'où l'âme est entièrement tendue, elle est donc de **Classe 1.**

Conclusion : la section est de **classe 1.**

VI.4.7.2 Résistance aux états limites ultimes de flexion

La justification des sections au l'état limite ultime comportent la comparaison des valeurs de calcul des contraintes aux valeurs de calcul de la résistance de l'élément à dimensionner :

$$\sigma_{Ed} \leq \sigma_{Rd} = f_y / \gamma_{M0} \text{ avec } \gamma_{M0} = 1.0 \quad (\text{NF EN1993-2})$$

La combinaison 2 qui nous donne le moment fléchissant max.

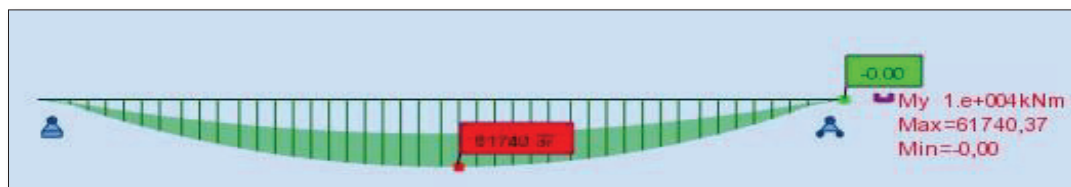


Figure VI.3. Diagramme du moment de flexion-ELU

Tableau VI.13. Vérification des états limites ultimes de flexion.

Section		1	2	3	4	6	7	8	9	10	11
position	x	2.25	4.50	6.75	9	11.25	13.5	15.75	18	20.25	22.50
Moment	M _{Ed} (KNm)	11986	19702	28658	37012	44427	51063	55306	58381	60911	61740
Semelle supérieure	σ _{Ed}	-75	-127	-180	-233	-279	-282	-305	-322	-336	341
	σ _{Rd}	345	345	345	345	345	345	345	345	345	345
	σ _{Ed} / σ _{Rd}	0.22 ✓	0.36 ✓	0.52 ✓	0.67 ✓	0.81 ✓	0.82 ✓	0.89 ✓	0.93 ✓	0.96 ✓	0.98 ✓
Ame	σ _{Ed,sup}	-74	-122	-177	-229	-275	-278	-301	-318	-332	-336
	σ _{Rd}	345	345	345	345	345	345	345	345	345	345
	σ _{Ed sup} / σ _{Rd}	0.21 ✓	0.35 ✓	0.51 ✓	0.66 ✓	0.80 ✓	0.81 ✓	0.87 ✓	0.92 ✓	0.96 ✓	0.97 ✓
	σ _{Ed,inf}	52	85	124	160	192	168	181	192	200	203
	σ _{Ed inf} / σ _{Rd}	0.15 ✓	0.25 ✓	0.36 ✓	0.46 ✓	0.56 ✓	0.49 ✓	0.53 ✓	0.56 ✓	0.58 ✓	0.59 ✓
Semelle inférieure	σ _{Ed}	54	88	128	166	199	174	189	200	208	211
	σ _{Rd}	335	335	335	335	335	325	325	325	325	325
	σ _{Ed} / σ _{Rd}	0.16 ✓	0.26 ✓	0.38 ✓	0.49 ✓	0.59 ✓	0.54 ✓	0.58 ✓	0.61 ✓	0.64 ✓	0.65 ✓

Conclusion : la résistance aux états limites de flexion est vérifiée.

Vi.4.7.3 Résistance aux états limites ultimes d'effort tranchant

Pour les âmes raidies ou non, il convient d'évaluer la résistance de calcul de cisaillement comme suit :

$$V_{b,Rd} = V_{bw,Rd} + V_{bf,Rd} \leq \frac{\eta f_{yw} h_w t_w}{\sqrt{3} \gamma_{M1}} \quad (\text{NF EN 1993-1-5})$$

❖ Contribution de l'âme pour la résistance à l'effort tranchant

La contribution de l'âme est donnée par :

$$V_{bw,Rd} = \frac{\chi_w f_{yw} h_w t}{\sqrt{3} \gamma_{M1}}$$

La détermination du coefficient χ_w pour la contribution de l'âme à la résistance au voilement par cisaillement fait à partir du NF EN 1993-1-5 Tableau 5.1 ou de la Figure 5.2.

Tableau VI.14. Coefficient de voilement par cisaillement χ_w .

	Montant extrémité rigide	Montant extrémité non rigide
$\bar{\lambda}_w < \frac{0.83}{\eta}$	η	η
$\frac{0.83}{\eta} \leq \bar{\lambda}_w < 1.08$	$\frac{0.83}{\bar{\lambda}_w}$	$\frac{0.83}{\bar{\lambda}_w}$
$\bar{\lambda}_w \geq 1.08$	$\frac{1.37}{0.7 + \bar{\lambda}_w}$	$\frac{0.83}{\bar{\lambda}_w}$

On détermine l'élancement $\bar{\lambda}_w$ comme suit :

$$\bar{\lambda}_w = 0.76 \sqrt{\frac{f_{yw}}{\tau_{cr}}} \quad \text{Où} \quad \tau_{cr} = k_\tau \sigma_E \quad \text{et} \quad \sigma_E = \frac{\pi^2 E t^2}{12 (1 - \nu^2) b^2} = 190\,000 \left(\frac{t}{b}\right)^2 \quad \text{in [MPa]}$$

Le coefficient de voilement par cisaillement k_τ peut être calculé avec les formules suivantes d'accord avec l'Annexe A.3 de la NF EN 1993-1-5 :

$$k_\tau = 5.34 + 4.00 \left(\frac{hw}{a}\right)^2 \quad \text{Lorsque} \quad \frac{hw}{a} \geq 1$$

$$k_\tau = 4.00 + 5.34 \left(\frac{hw}{a}\right)^2 \quad \text{Lorsque} \quad \frac{hw}{a} < 1$$

a : l'espacement entre les raidisseurs verticaux.

Tableau VI.15. Résistance à l'effort tranchant – contribution de l'âme.

Section	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
position	0	2.25	4.50	6.75	9	11.25	13.5	15.75	18	20.25	22.50
a	3.75	3.75	3.75	3.75	3.75	3.75	3.75	3.75	3.75	3.75	3.75
k_τ	8.48	8.48	8.48	8.48	8.48	8.48	8.41	8.41	8.41	8.41	8.41
λ_w	1.48	1.48	1.48	1.48	1.48	1.48	2.04	2.04	2.04	2.04	2.04
χ_w	0.63	0.63	0.63	0.63	0.63	0.63	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
$V_{bw,Rd}$	9464	9464	9464	9464	9464	9464	5354	5354	5354	5354	5354

❖ Contribution des semelles pour la résistance à l'effort tranchant

La contribution des semelles est donnée par :

$$V_{bf,Rd} = \frac{b_f t_f^2 f_{yf}}{c \gamma_{M1}} \left(1 - \left(\frac{M_{Ed}}{M_{f,Rd}} \right)^2 \right)$$

avec $M_{f,Rd} = \frac{M_{f,k}}{\gamma_{M0}} \quad ; \quad c = a \left(0,25 + \frac{1,6 b_f t_f^2 f_{yf}}{t_w h_w^2 f_{yw}} \right)$

$M_{f,Rd}$ c'est le moment résistant de calcul de la partie efficace de la section transversale composée uniquement des semelles.

$b_f t_f^2 f_{yf}$ c'est valeur minimale obtenu pour les deux semelles.

Tableau VI.16. Résistance à l'effort tranchant – contribution des semelles.

Section		1	2	3	4	6	7	8	9	10	11
position	0	2.25	4.50	6.75	9	11.25	13.5	15.75	18	20.25	22.50
$M_{f,Rd}$	67737	67737	67737	67737	67737	67737	91592	91592	91592	91592	91592
M_{Ed}	0	11986	19702	28658	37012	44427	51063	55306	58381	60911	61740
c	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.11	1.11	1.11	1.11	1.11
$M_{Ed}/M_{f,Rd}$	0	0.18	0.29	0.42	0.55	0.66	0.56	0.60	0.64	0.67	0.67
$V_{bf,Rd}$	914	884	837	753	637	516	1233	1150	1061	990	990

❖ Vérification de la sécurité à l'effort tranchant

Le tableau V.17 présente la vérification de la résistance à l'effort tranchant aux états limites ultimes.

Tableau 3 **Tableau VI.17. Vérification de la sécurité à l'effort tranchant.**

Section	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
	0	2.25	4.50	6.75	9	11.25	13.5	15.75	18	20.25	22.50
$V_{bw,Rd}$	9464	9464	9464	9464	9464	9464	5354	5354	5354	5354	5354
$V_{bf,Rd}$	914	884	837	753	637	516	1233	1150	1061	990	990
V_{Rd}	10383	10348	10301	10399	10101	9980	6587	6504	6415	6344	6344
V_{Ed}	5893	4978	4734	3836	3817	3175	2424	1968	1357	875	186
V_{Ed}/V_{Rd}	0.57 ✓	0.48 ✓	0.46 ✓	0.37 ✓	0.38 ✓	0.32 ✓	0.37 ✓	0.30 ✓	0.21 ✓	0.14 ✓	0.02 ✓

Conclusion : la résistance aux états limites de l'effort tranchant est vérifiée.

VI.4.7.4. Interaction moment – effort tranchant

La vérification de la sécurité sous interaction d'efforts n'a pas besoin d'être considérée si au moins une des deux conditions suivantes est vérifiée :

$$V_{Ed}/V_{bw,Rd} \leq 0.5 \quad ; \quad M_{Ed} \leq M_{f,Rd}$$

Lorsque $V_{Ed} / V_{bw,Rd}$ ne dépasse pas 0,5, il n'est pas nécessaire de réduire la résistance de calcul au moment fléchissant et à l'effort axial pour tenir compte du cisaillement (NF EN 1993-1-5).

Tableau VI.18. Vérification de l'interaction M-V.

Section	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
Position	0	2.25	4.50	6.75	9	11.25	13.5	15.75	18	20.25	22.50
$V_{Ed}/V_{bw,Rd}$	0.62	0.53	0.50	0.41	0.40	0.34	0.45	0.36	0.25	0.16	0.03
$M_{Ed}/M_{f,Rd}$	0	0.18	0.29	0.42	0.55	0.66	0.56	0.60	0.64	0.67	0.67
Interaction	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+

+ : pas d'interaction

- : il y'a l'interaction

Conclusion : À la lumière de ces résultats on constate que pas d'influence sur le moment fléchissant, par conséquence pas d'interaction entre la flexion et l'effort tranchant.

VI.4.8. Vérification de la résistance à l'instabilité

La vérification de poutres fléchées vis-à-vis l'instabilité consiste à vérifier :

- Le déversement ;
- Le voilement.

VI.4.8.1. Vérification au déversement

La semelle est solidairement connectée à la dalle en béton par des connecteurs et les poutres sont entretoisés tous les 7 mètres par des profilés normalisés. On peut dire donc qu'il n'y a pas de risque de déversement des poutres métallique.

VI.4.8.2. Vérification du voilement

Les sections sont de classe 1 c'est-à-dire le voilement de la semelle comprimée est empêché par la dalle donc il y'a pas risque de voilement.

Conclusion : la vérification de la résistance à l'instabilité est vérifiée.

VI.4.9. Vérification structurale aux Etats Limites de Service

La vérification aux états limites de service basés sur :

- La limitation des contraintes en service aux poutres métalliques et au béton de la dalle
- La déformation.

VI.4.9.1. Vérification des contraintes en services

La limitation de la contraintes $\sigma_{Ed,ser}$ et $\tau_{Ed,ser}$ résultant des combinaisons de charges caractéristiques est donnée (NF EN 1993-2) :

$$\sigma_{Ed,ser} \leq \frac{f_y}{\gamma_{M,ser}} \quad ; \quad \tau_{Ed,ser} \leq \frac{f_y}{\sqrt{3} \gamma_{M,ser}} \quad ; \quad \sqrt{(\sigma_{Ed,ser})^2 + 3 (\tau_{Ed,ser})^2} \leq \frac{f_y}{\gamma_{M,ser}}$$

La valeur $\tau_{Ed,ser}$ est négligeable devant $\sigma_{Ed,ser}$ donc on va vérifier $\sigma_{Ed,ser} \leq \frac{f_y}{\gamma_{M,ser}}$ seulement.
($\gamma_{ser}=1.00$)

Tableau VI.19. Vérification des contraintes en services.

Section		1	2	3	4	6	7	8	9	10	11
Position	x	2.25	4.50	6.75	9	11.25	13.5	15.75	18	20.25	22.50
Semelle supérieure	σ_{Ed}	55.52	105.10	138.87	173.74	205.80	204.06	224.40	241.14	248.99	250.95
	σ_{Rd}	345	345	345	345	345	345	345	345	345	345
	$\sigma_{Ed} / \sigma_{Rd}$	0.16 ✓	0.31 ✓	0.40 ✓	0.50 ✓	0.60 ✓	0.59 ✓	0.65 ✓	0.69 ✓	0.72 ✓	0.73 ✓
Âme	$\sigma_{Ed,sup}$	54.68	103.51	136.77	171.11	202.14	201.14	221.19	237.69	245.44	247.37
	$\sigma_{Ed,sup} / \sigma_{Rd}$	0.16 ✓	0.30 ✓	0.39 ✓	0.49 ✓	0.59 ✓	0.58 ✓	0.64 ✓	0.69 ✓	0.71 ✓	0.72 ✓
	$\sigma_{Ed,inf}$	38.22	72.36	95.61	119.62	141.69	121.46	133.57	143.53	148.38	149.38
	$\sigma_{Ed,inf} / \sigma_{Rd}$	0.11 ✓	0.21 ✓	0.28 ✓	0.35 ✓	0.41 ✓	0.35 ✓	0.39 ✓	0.42 ✓	0.42 ✓	0.43 ✓
Semelle inférieure	σ_{Ed}	39.62	75.01	99.11	123.99	146.88	126.32	138.91	149.28	154.14	155.35
	σ_{Rd}	335	335	335	335	335	325	325	325	325	325
	$\sigma_{Ed} / \sigma_{Rd}$	0.11 ✓	0.22 ✓	0.29 ✓	0.37 ✓	0.44 ✓	0.39 ✓	0.43 ✓	0.46 ✓	0.47 ✓	0.49 ✓

Conclusion : la condition est vérifiée, les valeurs des contraintes sont inférieurs aux limites prévues à la norme.

VI.4.9.2. Contrôle des déformations

Le contrôle des déformations est présenté au chapitre dédié à la vérification du confort des voyageurs et de la sécurité de la voie. Dans ce stade, on va présenter les flèches associées aux charges permanentes, obtenus à partir des modèles spécifiques à la section de mi travée intérieure, notamment :

- poids propre de la structure métallique : 8 mm ;
- poids de la dalle appliqué sur la structure métallique : 47 mm ;
- poids des superstructures : 23 mm ;
- contreflèche adoptée : 78 mm.)

VI.5. VERIFICATION DES ENTRETOISES

VI.5.1. Entretoise intermédiaire

Les entretoises dans notre cas sont des poutres en acier de type HA500 qui a une limite élastique de 345MPa.

On va vérifier la condition suivante : $\sigma_{Ed} \leq \sigma_{Rd}$

$$\sigma_{\text{entrotroise}} = 127.81 \text{ MPa} \leq \sigma_{Rd} = 345 \text{ MPa} \quad (\text{vérifiée})$$

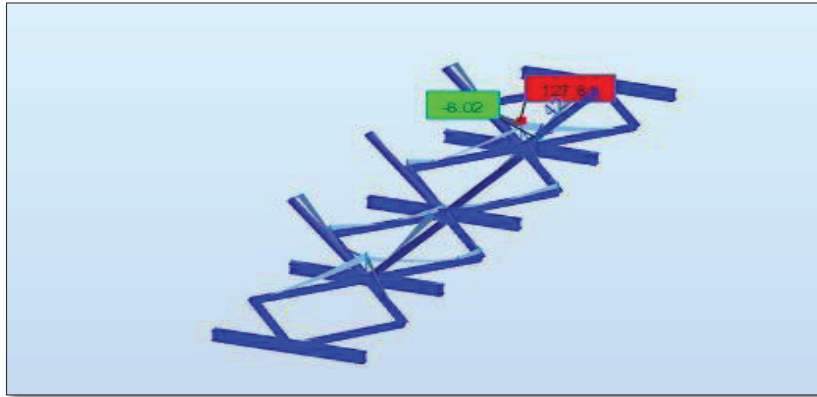


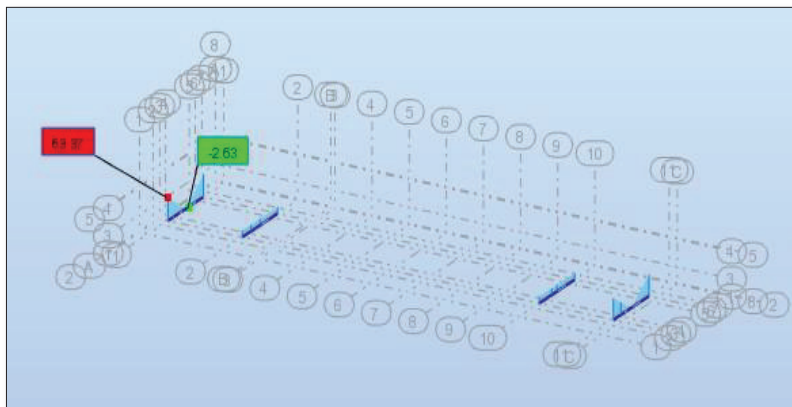
Figure VI.4. Diagramme des contraintes-entretoise intermédiaire.

VI.5.2. Entretoise d'about

Les entretoises d'about dans notre cas sont des poutres en acier de type HA1000 qui a une limite élastique de 345MPa.

On va vérifier la condition suivante : $\sigma_{Ed} \leq \sigma_{Rd}$

$$\sigma_{\text{entrotroise}} = 63.73 \text{ MPa} \leq \sigma_{Rd} = 345 \text{ MPa} \quad (\text{vérifiée})$$



VI.5. Diagramme des contraintes – entretoise d'about.

VI.6. ETUDE DE LA DALLE

L'hourdis est une dalle en béton armé, qui sert de couverture pour le pont. Cette couche est destinée à recevoir la couche de roulement (revêtement, chape d'étanchéité) et les surcharges ferroviaires et à transmettre ces derniers aux poutres. L'hourdis a un rôle d'entretoisement, il assure la répartition transversale des efforts.

VI.6.1. Analyse structurale

L'analyse structurale de la dalle du tablier a été réalisée par logiciel ROBOT 2018.

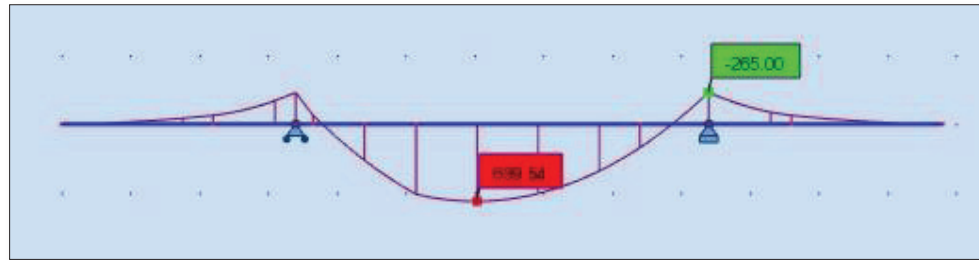


Figure VI.6. Diagramme du moment fléchissant –transversale.

$$M_{\max} = 639.54 \text{ KN.m}$$

$$M_{\min} = 265.00 \text{ KN.m}$$

VI.6.1. Ferrailage vis-à-vis l'état limite ultime de flexion

Pour le ferrailage de la dalle, on a utilisé l'organigramme de calcul de la flexion (voir annexeA)

Tableau VI.20. Ferrailage de la dalle.

	Classe béton $\leq$ C50/60	M_{ed} (KNm)	f_{cd} (MPa)	d (m)	k	k' ($\delta=1$)	$k \leq k'$	$z(m)$	A_s (cm ²)	Armatures transversales	Armatures longitudinales
Sur pile	oui	265	21.25	0.315	0.126	0.294	oui	0.14 5	36.55	8HA25 ($\phi 20/0.10m$)	4HA25 ($\phi 20/0.10m$)
mi- traves	oui	639	21.25	0.315	0.303	0.294	oui	0.25 6	49.92	12HA25 ($\phi 20/0.10m$)	6HA25 ($\phi 20/0.10m$)

Les armatures transversales prévues à la dalle permettent d'assurer la sécurité à la flexion.

VII.1. INTRODUCTION

La construction des ponts par encorbellements successifs consiste à réaliser l'essentiel du tablier d'un pont sans cintre ni échafaudage au sol, en opérant par tronçons successifs dénommés « voussoir », chacun de ces éléments étant construit en encorbellements par rapport à celui qui le précède.

Les voussoirs sont fixés à l'aide des câbles de précontrainte symétriquement par rapport à la pile aux extrémités du tablier. Lorsque les extrémités atteignent le voisinage de la clé pour les deux extrémités, on dit que l'on a construit un fléau.

Pendant la construction, il est nécessaire d'assurer la stabilité des fléaux sur leurs piles avant clavage avec le fléau voisin ou avec la partie coulée sur cintre, en travée de rive, près des culées.

VII.2. STABILITE DE FLEAU

Pour la vérification de la stabilité de fléau on suit les étapes données par le document technique SETRA.

VII.2.1. Efforts dus à l'exécution de fléau

Les charges à prendre en compte pour cette phase particulière de construction du fléau sont celles d'une situation d'exécution.

On va étudier $\frac{1}{2}$ fléau (la symétrie est le cas le plus défavorable). L'abscisse "x" est comptée à partir de l'axe de la pile.

Les charges à prendre en compte dans la phase de construction sont :

- Poids propre du tablier ;
- Charges variables d'exécution ;
- Actions accidentelles.

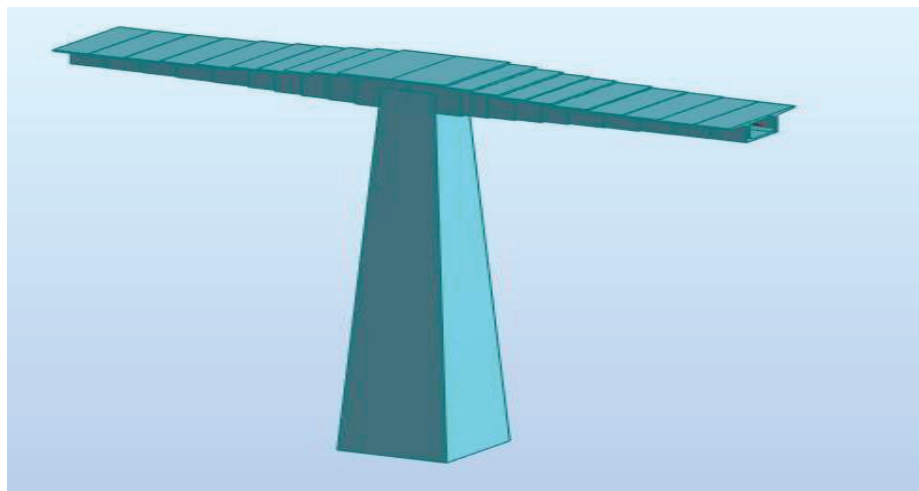


Figure VII.1. Vue en 3D de fléau.

VII.2.1.1. Poids propre du fléau

Le poids propre des structures est calculé à partir des dimensions géométriques des coupes transversales du pont.

Tableau VII.1. Evaluation du poids propre des voussoirs.

Poids des voussoirs			
N° Voussoirs	L_v (m)	S_v (m²)	Poids (kN)
VSP	6	17.00	2550.00
V01 - V01'	3	16.00	1200.00
V02 - V02'	3	14.72	1104.00
V03 - V03'	3	14.06	1054.50
V04 - V03'	3	13.52	1014.00
V05 - V04'	4	12.46	1246.00
V06 - V05'	4	11.96	1196.00
V07 - V07'	4	11.49	1149.00
V08 - V08'	4	10.82	1082.00
V09 - V09'	4	10.81	1081.00

Le poids du demi- fléau situé du côté de déséquilibre est majoré de 2%, alors que le poids de son symétrique est minoré de 2%.

$$G_{\max} = 1,02.G \quad G_{\min} = 0,98.G$$

VII.2.1.2. Charges variables d'exécution

❖ Charges de chantier connues

Les charges connues sont celles dont on peut préciser le poids et la position dans chaque phase de construction, par exemple poutres de lancement, grues servant à la mise en place des voussoirs, équipages mobiles,... Pour les ouvrages coulés en place, il s'agit principalement du poids de l'équipage mobile Q_{PRC1} qui égale à la moitié de poids du voussoir le plus lourd (VSP).

Dans le calcul, cette charge doit être majorée de 6% du côté du demi- fléau le plus lourd et minorée de 4% du côté opposé ce qui donne :

$$Q_{PRC1 \max} = 2703.00 \text{ KN}$$

$$Q_{PRC1 \min} = 2448.00 \text{ KN}$$

❖ Charges de chantier aléatoires

Ces types de charges correspondent aux matériaux stockés sur le tablier, aux petits engins de chantier (par exemple compresseurs), aux personnels et aux actions climatiques négligés par ailleurs. Pour couvrir ces charges on utilise :

Une charge répartie de 200N/m² sur un demi- fléau pour les ouvrages de portée <120 m :

CHAPITRE VII. ETUDE DE TABLIER ENCORBELLEMENT

$$Q_{PRA1} = 2.56 \text{ KN/ml.}$$

Une charge concentrée de (50+5b) KN appliquée à l'extrémité du dernier voussoir terminé :

$$Q_{PRA2} = 114 \text{ KN.}$$

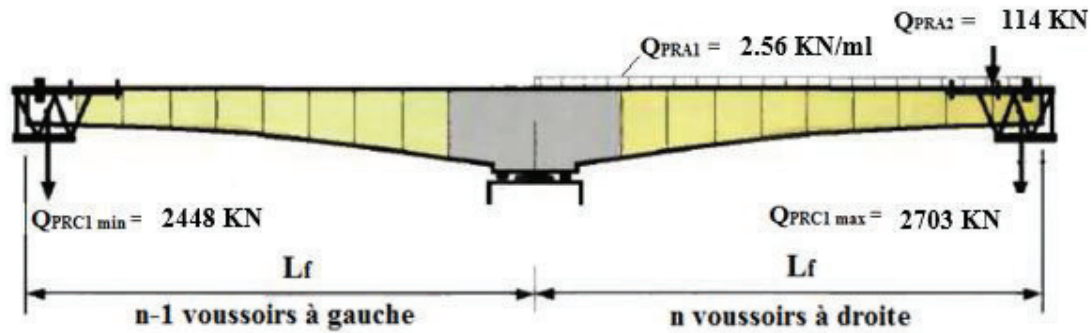


Figure VII.2. Situation temporaire de construction à considérer.

VII.2.1.3. Actions accidentelles

La chute de l'ensemble ou d'une partie d'un équipement mobile vide (F_A) est prise en compte avec un coefficient de majoration dynamique de 2. Cela revient à inverser le sens du poids de l'équipage $Q_{PRC1 \text{ max}}$.

$$F_A = Q_{PRC1 \text{ max}} = -2703 \text{ KN}$$

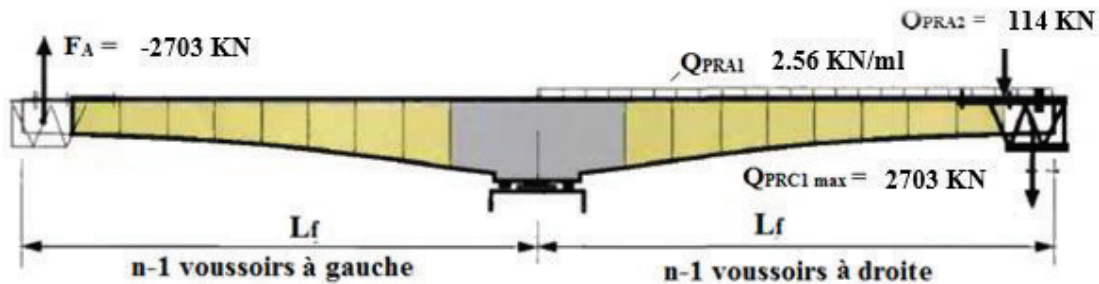


Figure VII.3. Situation accidentelle à considérer.

VII.3. CALCUL DES EFFORTS INTERNES

La particularité du calcul des ponts en encorbellement successif c'est qu'ils sont calculés dans les deux phases (réalisation et service).

VII.3.1. En cours de réalisation

VII.3.1.1. Combinaisons d'action

Pour la vérification aux états limites ultimes d'équilibre, le fléau ne doit pas décoller de ses appuis provisoires.

Pour les ouvrages coulés en place au niveau du dimensionnement, on peut considérer que la phase dimensionnante est le coulage de la dernière paire de voussoirs.

CHAPITRE VII. ETUDE DE TABLIER ENCORBELLEMENT

Les combinaisons d'action à étudier sont donc les suivantes :

❖ En situation temporaire de construction (type A)

Combinaison A1 : $1,1 (G_{\max} + G_{\min}) + 1.25 (Q_{PRC1 \max} + Q_{PRC1 \min} + Q_{PRA1} + Q_{PRA2})$

Combinaison A2 : $0,9 (G_{\max} + G_{\min}) + 1.25 (Q_{PRC1 \max} + Q_{PRC1 \min} + Q_{PRA1} + Q_{PRA2})$

❖ Combinaisons accidentelles de construction (type B)

Combinaison B1 : $1,1 (G_{\max} + G_{\min}) + F_A + (Q_{PRC1 \max} + Q_{PRA1} + Q_{PRA2})$

Combinaison B2 : $0,9 (G_{\max} + G_{\min}) + F_A + (Q_{PRC1 \max} + Q_{PRA1} + Q_{PRA2})$

Pour l'ensemble des situations (temporaire et accidentelles) les différentes combinaisons sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau VII.2. Evaluation des efforts en les deux situations.

	Combinaison A1	Combinaison A2	Combinaison B1	Combinaison B2
N°V	M (KN.m)	M (KN.m)	M (KN.m)	M (KN.m)
VSP	272353,34	255226.89	88492.74	79592.65
1	220026,12	205682.16	76907.46	69908.24
2	161532,43	152218.64	68245.27	58945.27
3	116631,96	101700.27	59606.12	50015.12
4	97175,52	90193.25	50989.99	46998.25
5	68253,52	59823.62	39537.65	29947.33
6	44759,90	32832.26	28126.28	19258.36
7	30482,21	28748.14	16755.85	9989.99
8	9168,27	8734.6	5426.47	4782.25
9	0,00	0.00	0.00	0.00

VII.3.2. En service

Lors de la mise en service du pont, lorsque toutes les charges ferroviaires seront appliquées, les calculs seront effectués par un logiciel de calcul. Le chargement appliqué est le même que celui qu'on a définie dans le chapitre II.

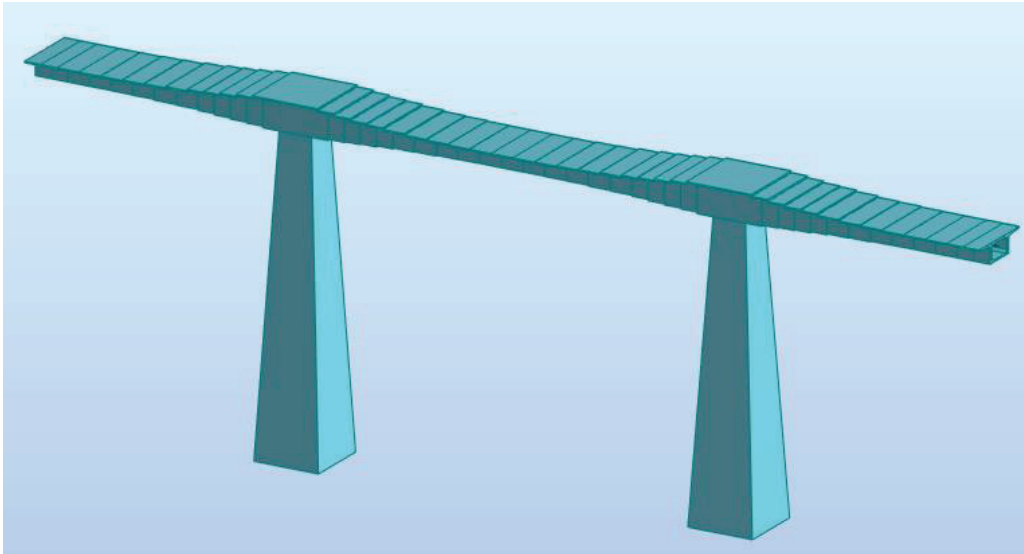


Figure VII.4. La vue en 3D de la partie encorbellement en service.

VII.3.2.1 Combinaisons d'action

Selon le NF EN 1990, on doit considérer les combinaisons de charges suivantes :

Tableau VII.3. Combinaisons de charge en phase de service.

Combinaison		G	LM71	SW0
ELU	COMB 1	1,35	1.45	0
	COMB 2	1,35	0	1.45
ELS	COMB 1	1	1	0
	COMB 2	1	0	1

VII.3.2.2. Coefficient de majoration dynamique

Sens longitudinal : $L_{\phi} = k \cdot L_m$ avec $L_m = 1/n \cdot (L_1 + L_2 + \dots)$ $n=3$ donc $L_m = 58.67$ m

$k=1.3$ d'après le tableau 6.2 EN 1996-2 donc $\phi_3 = 1$

Sens transversale : $L_{\phi} = 3 \cdot b = 3 \cdot 6 = 18$ m donc $\phi_3 = 1.26$

VII.3.2.3. Résultats des combinaisons

Les efforts les plus défavorables, ainsi que leurs combinaisons sont représentés dans les figures suivantes :

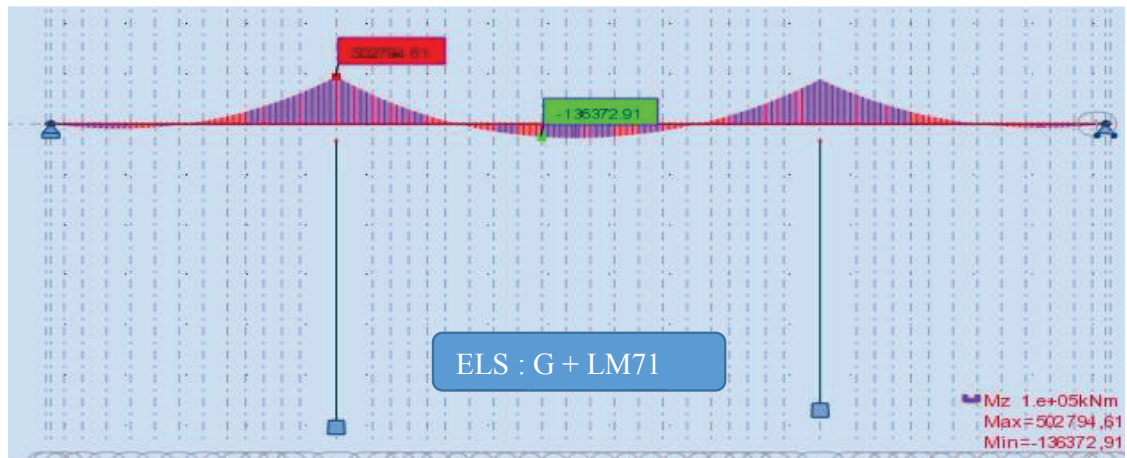


Figure VII.5. M_{Max} à ELS.

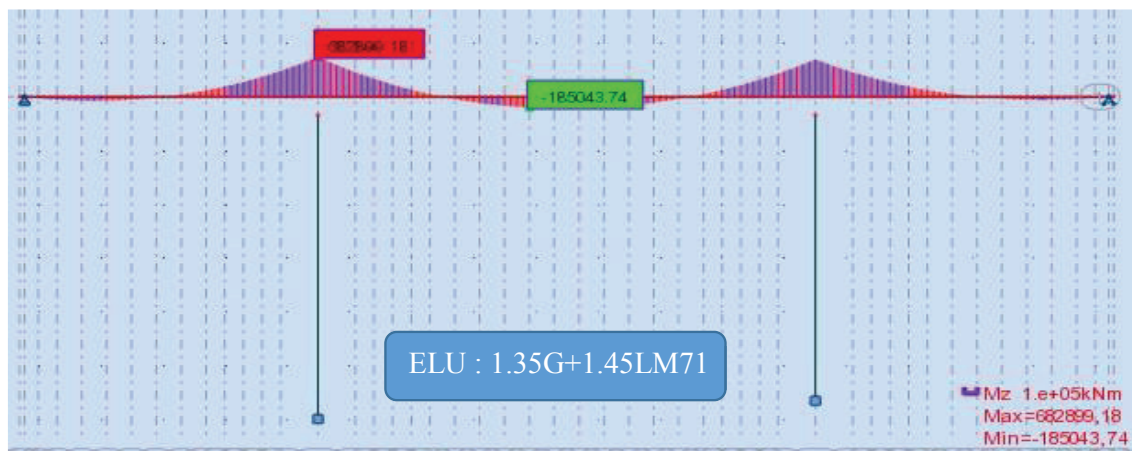


Figure VII.6. M_{Max} à ELU.

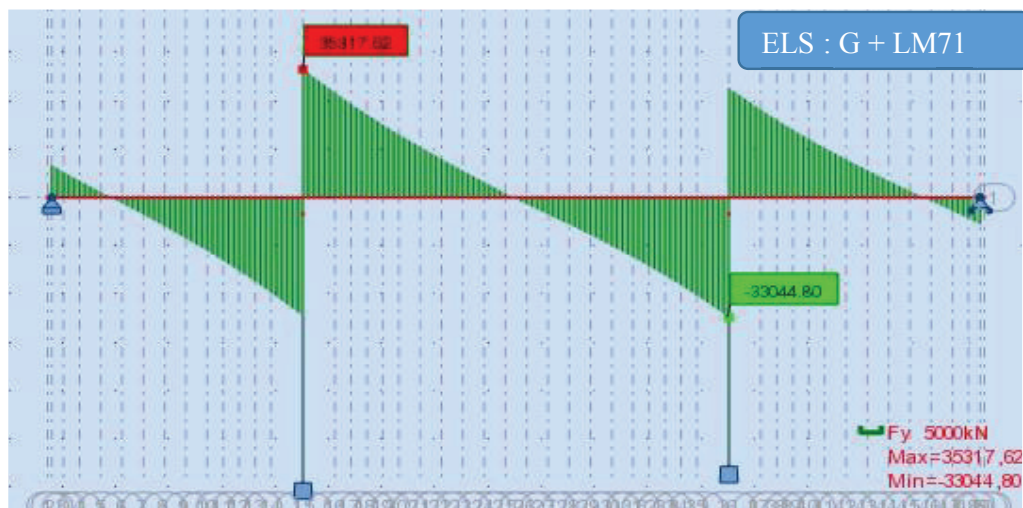


Figure VII.7. T_{Max} à ELS.

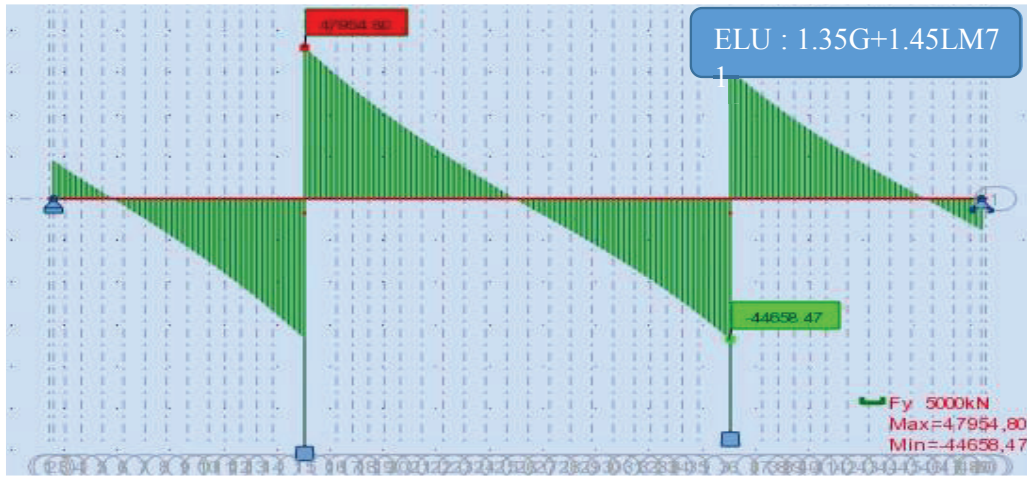


Figure VII.8. T_{Max} à ELU.

VII.4. ETUDE DE LA PRECONTRAINTE DE FLEAU

VII.4.1. Détermination du nombre des câbles du fléau

Les câbles du fléau sont dimensionnés en construction pour rependre les moments négatifs dus au poids propre du fléau et aux surcharges du chantier, et en service pour reprendre les moments négatifs dus aux charges permanentes et d'exploitations.

Le nombre de câbles du fléau est déterminé par la relation suivante :

$$n \geq \frac{P}{0,75 \times P_0}$$

P_0 : effort de précontrainte limite qu'un câble de 12T15s peut créer, P_0 est estimé à 25% de perte.
La tension d'origine : $\sigma_{p0} = \min (0,8 f_{prg} ; 0,9 f_{peg}) \rightarrow \sigma_{p0} = 1476 \text{ MPa}$.

❖ Evaluation de l'effort de précontrainte P_0 :

$$P_0 = \sigma_{p0} \times S_{\text{câble}12T15s} , s = 1800\text{mm}^2 \rightarrow P_0 = 2660 \text{ KN}$$

❖ Evaluation de l'effort de précontrainte P :

L'effort de précontrainte P est calculé à partir de la relation suivante :

$$P = \frac{\frac{M \times v}{I}}{\frac{1}{S} + \frac{e \times v}{I}} ; e = v - d$$

CHAPITRE VII. ETUDE DE TABLIER ENCORBELLEMENT
Tableau VII.4. Estimation du nombre de câbles du fléau.

	x (m)	M (kN.m)	v' (m)	v (m)	I (m ⁴)	S (m ²)	e (m)	P (MN)	N câbles
Axe VSP	0	270265,83	3,4	3,1	105,59	17	2,9	55,12	28
Fin VSP	6	272353,34	3,4	3,1	105,59	17	2,9	55,54	28
Fin V01	9	220026,12	3,14	2,82	83,81	16	2,62	49,14	24
Fin V02	12	161532,43	2,98	2,51	65,04	14,72	2,31	39,69	20
Fin V03	15	116631,96	2,83	2,22	52,48	14,06	2,02	31,51	16
Fin V04	18	97175,52	2,62	2,05	43,15	13,52	1,85	28,52	12
Fin V05	22	68253,52	2,46	1,8	32,56	12,46	1,6	22,37	10
Fin V06	26	44759,90	2,35	1,59	26,1	11,96	1,39	16,20	8
Fin V07	30	30482,21	2,24	1,47	21,84	11,49	1,27	11,89	6
Fin V08	34	9168,27	2,19	1,39	18,84	10,82	1,19	3,75	4
Fin V09	38	0,00	2,17	1,35	18,03	10,81	1,15	0,00	2

On prend **n = 28 câbles de 12T15.**

VII.4.2. Position et enrobage des câbles

La décroissance des moments fléchissant, considéré à partir de la fin du voussoir sur pile, permet d'arrêter au moins deux câbles dans chaque voussoir. Cela pour éviter le phénomène de torsion.

- L'espacement horizontal entre axes de deux câbles : $e_h \geq 2 \cdot \Phi_g \rightarrow e_h \geq 16 \text{ cm}$
- L'espacement vertical entre axes de deux câbles : $e_v \geq 2 \cdot \Phi_g \rightarrow e_v \geq 16 \text{ cm}$
- L'enrobage : $C = \max(3/4 a, \Phi, d) \rightarrow C \geq 15 \text{ cm.}$

Avec :

a : la dimension horizontale du rectangle circonscrit au conduit ou au paquet de conduits ;

Φ : diamètre de la gaine = 8 cm ;

d : 4 cm pour les ouvrages courants.

La disposition finale des câbles est représentée dans la figure **VII.11.**

VII.4.3 Tracé des câbles en plan

En plan, les câbles de précontrainte suivent un tracé rectiligne par rapport à l'axe longitudinal de la poutre caisson puis s'infléchiront de manière accentuée suivant une forme de 'S' jusqu'à l'ancrage. Cependant, il est possible de garder le tracé rectiligne s'il est possible.

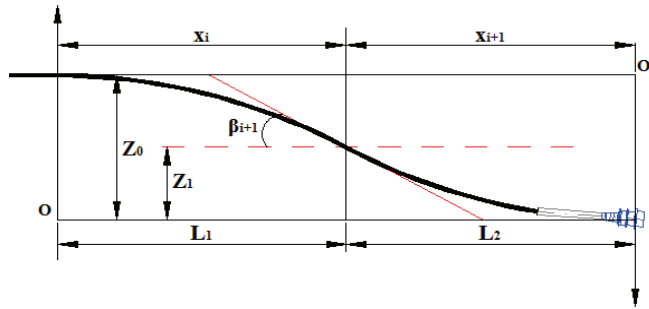


Figure VII.9. Tracé en plan des câbles de fléau.

❖ Allure en plan des câbles du fléau

$$\text{L'équation de la parabole : } Z(x) = Z_0 + (Z_1 - Z_0) \left(\frac{x}{l} \right)^2$$

$$\text{Les rayons de courbure : } R_i(x) = \frac{(x_i)^2}{2 \times (z_i - z_{i+1})}; \quad R_{i+1}(x) = \frac{(x_{i+1})^2}{2 \times (z_{i+1} - z_{i+2})}$$

$$\text{L'inclinaison dans la section intermédiaire : } \beta_i(x) = \text{Arctg} \frac{2 \times (z_i - z_{i+1})}{x_i}$$

$$\text{L'inclinaison dans la section d'ancrage : } \beta_{i+1}(x) = \text{Arctg} \frac{2 \times (z_{i+1})}{x_{i+1}}$$

Dans notre cas, les deux courbes auront la même allure mais en ses opposés : $x_i = x_{i+1}$.

VII.4.4 Tracé des câbles en élévation

Le tracé des câbles devra satisfaire les conditions suivantes :

- Il faut éviter les croisements des câbles au maximum. En particulier au niveau des âmes ;
- Les câbles suivront une trajectoire rectiligne jusqu'au dernier voussoir où ils subissent une déviation parabolique.

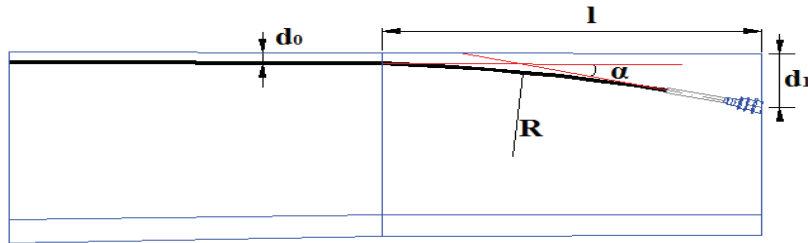


Figure VII.10. Tracé en élévation des câbles du fléau.

$$\text{L'équation de la parabole : } y = d_0 + (d_1 - d_0) \times \left(\frac{x}{l} \right)^2$$

$$\text{Le rayon de courbure en un point située à une distance } x : R_c(x) = \frac{x^2}{2 \times (d_1 - d_0)} \geq R_{\min}$$

$$\text{L'angle de déviation : } \alpha_n = \text{artg} \left(2 \times (d_1 - d_0) \right) \times \frac{x}{l^2}$$

Avec : R_{min} : rayon minimal pour les câbles 12T15s, $R_{min} = 2,5 \text{ m}$.

NB : les résultats sont élaborés dans les tableaux **VII.5** et **VII.6**.

Les tracés finals des câbles de fléau sont représentés dans la figure **VII.12**.

VI.5. ETUDE DE LA PRECONTRAINTE DE CONTINUITE

La précontrainte de continuité ce sont des câbles mis en tensions après le clavage afin de s'opposer aux moments hyperstatiques qui en résultent, et aux moments fléchissant dus aux charges d'exploitation.

VI.5.1. Détermination du nombre des câbles de continuité en travée intermédiaire

Les câbles de continuité en travée intermédiaire vont reprendre les moments positifs. Donc, pour calculer le nombre de ces câbles on utilise le moment positif maximal déterminé, en appliquant les formules suivantes :

❖ **Evaluation de l'effort de précontrainte P_0 :**

$$P_0 = \sigma_{p0} \times S_{\text{câble 31T15s}} \quad , \quad s = 4650 \text{ mm}^2 \quad \rightarrow \quad P_0 = 6860 \text{ KN}$$

❖ **Evaluation de l'effort de précontrainte P :**

L'effort de précontrainte P est calculé à partir de la relation suivante :

$$P = \frac{\frac{M \times v'}{I}}{\frac{1}{S} + \frac{e \times v'}{I}} \quad \text{avec : } e = v' - d \quad ; \quad n \geq \frac{P}{0,75 \times P_0}$$

M : le moment fléchissant dû à la combinaison de charge la plus défavorable.

Le nombre de câbles de continuité pour la travée principale est résumé dans le tableau suivant :

Tableau VII.7. Estimation du nombre de câbles de continuité pour la travée principale.

	x (m)	M (kN.m)	v' (m)	v (m)	I (m4)	S (m2)	e (m)	P (MN)	N cables
FinV14	67	27256,46	2,46	1,80	32,56	12,46	2,26	8,20	2
FinV15	71	77117,13	2,35	1,59	26,10	11,96	2,15	25,05	4
FinV16	75	113844,12	2,24	1,47	21,84	11,49	2,04	39,41	6
FinV17	79	137885,85	2,19	1,39	18,84	10,82	1,99	49,51	8
FinV18	83	149503,07	2,17	1,35	18,03	10,81	1,97	54,59	10
FinVC	87	148689,27	2,17	1,35	18,03	10,81	1,97	54,29	14
FinV19	91	135445,23	2,17	1,35	18,03	10,81	1,97	49,46	10

CHAPITRE VII. ETUDE DE TABLIER ENCORBELLEMENT

FinV20	95	110293,18	2,19	1,39	18,84	10,82	1,99	39,60	8
FinV21	99	73731,12	2,24	1,47	21,84	11,49	2,04	25,53	6
FinV22	103	25314,63	2,35	1,59	26,10	11,96	2,15	8,22	4
FinV23	107	35334,62	2,46	1,80	32,56	12,46	2,26	10,64	2

On prend **n =14 câbles de 31T15.**

La disposition finale des câbles est représentée dans la figure **VII.13.**

VII.5.2. Détermination du nombre câbles nombre de continuité en travée de rive

Les câbles de continuité en travée de rive ont le même rôle et la même formule de calcul que ceux de la travée principale.

Le nombre de câbles de continuité pour la travée de rive est résumé dans le tableau suivant

Tableau VII.8. Estimation du nombre de câbles de continuité pour la travée de rive.

	x (m)	M (kN.m)	v' (m)	v (m)	I (m4)	S (m2)	e (m)	P (MN)	N cables
Fin V3	22	3165,86	2,24	1,47	21,84	11,49	2,04	1,10	2
Fin V2	18	21566,20	2,19	1,39	18,84	10,82	1,99	7,74	4
Fin V1	14	34893,81	2,17	1,35	18,03	10,81	1,97	12,74	6
VSC C1-P1	10	37076,40	2,17	1,35	18,03	10,81	1,97	13,54	6
Fin VC2	6	28107,95	2,17	1,35	18,03	10,81	1,97	10,26	4
Fin VC1	3	14063,67	2,17	1,35	18,03	10,81	1,97	5,14	2

On prend **n =6 câbles de 31T15.**

La disposition finale des câbles est représentée dans la figure **VII.15.**

VII.5.3. Tracé des câbles de continuité

Après avoir terminé l'estimation de nombre de câbles pour chaque voussoir, on va montrer leurs dispositions, par trois pièces. Tracé en plan, en élévation et par une coupe transversale.

Les équations et les paramètres du tracé sont montrés dans les tableaux **VII.9**, **VII.10**, **VII.11** et **VII.12**.

Les tracés finals des câbles de continuité sont représentés dans les figures **VII.14** et **VII.16**

CHAPITRE VII. ETUDE DE TABLIER ENCORBELLEMENT

VII.6. EVALUATION DES PERTES DE LA PRECONTRAINTE

En général, on désigne par « perte de précontrainte » : toutes différences entre la force exercée par le vérin lors de sa mise en tension, et la force qui s'exerce en un point donné d'une armature donnée à un temps donné.

VII.6.1. Pertes de tension instantanées

Elles se produisant lors de la mise en tension des câbles de précontrainte, dues aux :

- Pertes de tension par frottement ;
- Pertes de tension par recul de l'ancrage ;
- Pertes de tension par déformations instantanées du béton.

VII.6.1.1. Pertes de tension par frottement

Ce type de perte se produit par frottement des câbles sur la gaine lors de la mise en tension. La tension appliquée σ_{p0} à l'origine diminue entre le point d'application et un point donné d'abscisse « x », sa nouvelle valeur est donnée par la relation :

$$\Delta\sigma_{\varphi}(x) = \sigma_{p0} \times (1 - e^{-(f \times \beta + \varphi \times x)})$$

σ_{p0} : la tension à l'origine ;

e : la base des logarithmes népériens ;

f : coefficient de frottement en courbe (rd^{-1}) ;

β : somme des déviations angulaires arithmétiques du câble sur la distance x (rd) ;

φ : coefficient de frottement en ligne (m^{-1}) ;

x : la distance de la section considérée (m).

Si les déviations α en élévation et β en plan se succèdent, la déviation totale à considérer est la somme : $\theta = \alpha + \beta$.

Si les déviations ont lieu simultanément, on aura la formule approchée : $\text{tg } \theta = \sqrt{\text{tg}^2 \beta + \text{tg}^2 \alpha}$

VII.6.1.2. Pertes de tension par recul de l'ancrage

Cette perte de tension résulte du glissement de l'armature par rapport à son ancrage, du tassement ou de la déformation de l'ancrage. Son influence diminue à partir de l'ancrage jusqu'à s'annuler à une distance « d », ils sont définies comme suit :

$$\Delta\sigma_g(x) = 2 \times \sigma_{p0} \times k (d - x) , \text{ avec } k = f \times \frac{\beta}{\ell} + \varphi \quad \text{et} \quad d = \sqrt{\frac{E_p g}{\sigma_{p0} k}}$$

k : fonction croissante ;

d : longueur dans laquelle s'effectue le recul d'ancrage ;

σ_{p0} : Contrainte initiale ;

g : l'intensité du recul d'ancrage.

VII.6.1.3. Perte de tension par déformations instantanées du béton

La perte de tension qui résulte des déformations instantanées du béton dues à l'action des armatures de précontrainte et aux autres actions permanentes peut être assimilée à une perte moyenne affectant chacune des armatures et égale dans une section donnée :

$$\Delta\sigma_e(x) = \frac{1}{2} \frac{E_p}{E_{bi}} \times \sigma_b \quad \text{avec : } \sigma_{bi} = \frac{P}{B} + \frac{P \times e^2}{I_G} - \frac{M_p \times e}{I_G}$$

La valeur de pertes instantanées est calculée à partir de la formule suivante :

$$\Delta\sigma_i = \Delta\sigma_\phi + \Delta\sigma_g + \Delta\sigma_e \quad \rightarrow \quad \Delta\sigma_{i \text{ Max}} = 12.946 \%$$

VII.6.2. Pertes de tension différées

Elles se produisant dans un temps plus ou moins long après la mise en tension, due aux :

- Perte de tension due au retrait du béton ;
- Perte de tension due au fluage du béton ;
- Perte de tension due à la relaxation de l'acier.

VI.6.2.1. Pertes par retrait

La perte de tension par retrait est donc : $\Delta\sigma_r = E_p \varepsilon_r [1 - r(t_0)]$

Très souvent, on peut négliger $r(t_0)$ devant 1, ce qui conduit à la formule simplifiée :

$$\Delta\sigma_r \approx E_p \varepsilon_r$$

ε_r : retrait final, estimé par 2×10^{-4} pour région tempérée ;

$r(t)$: loi d'évolution du retrait en fonction du temps.

Les pertes par retrait sont : $\Delta\sigma_r = 39 \text{ MPa} \rightarrow \Delta\sigma_r = 2,64 \%$

VII.6.2.2. Pertes par fluage

La contrainte du béton au niveau des armatures de précontrainte n'est pas constante dans le temps, même si l'on fait abstraction des charges variables appliquées à la structure pendant des durées trop brèves pour avoir une influence significative sur le fluage.

La perte finale par fluage vaut donc : $\Delta\sigma_f = E_p \times \varepsilon_f$

La déformation finale de fluage : $\varepsilon_f = \frac{\sigma_M - \sigma_b}{E_{bj}}$

σ_M : Contrainte maximale (après pertes instantanées) de compression du béton au niveau du câble moyen. Cette contrainte vaut : $\sigma_M = 1,5 \sigma_b$

$$\text{D'où : } \Delta\sigma_f = 2,5 \sigma_b(x) \times \frac{E_p}{E_{ij}}$$

VII.6.2.3. Pertes par relaxation

La relaxation de l'acier est un relâchement de la tension. Cette perte dépend de l'acier et de son traitement.

La perte de tension finale due à la relaxation peut être estimée par la formule :

$$\Delta\sigma_p = \frac{6}{100} \times \rho_{1000} (\mu - \mu_0) \times \sigma_i(x) \text{ , avec : } \mu = \frac{\sigma_i(x)}{f_{prg}}$$

ρ_{1000} (%) : relaxation garantie à 1 000 h ;

μ_0 : coefficient valant 0,43 pour les armatures à très basse relaxation ;

$\sigma_{pi}(x)$: Contrainte initiale de l'armature dans la section d'abscisse x.

Pour tenir compte de l'interaction du retrait et du fluage avec la relaxation des armatures, les pertes différées finales sont évaluées par la formule :

$$\Delta\sigma_d = \Delta\sigma_r + \Delta\sigma_{fl} + \frac{5}{6} \Delta\sigma_p \rightarrow \Delta\sigma_{d \text{ Max}} = 10.066 \%$$

Donc les pertes totale de la précontrainte : $\Delta\sigma_{\text{max}} = 22.29 \%$

Note : pour les resultants de calcul voir annexe B.

VII.7 VERIFICATION DES CONTRAINTES

Cette étape a pour but la vérification de l'ensemble des contraintes engendrées par l'application de l'effort de précontrainte. Les contraintes normales doivent rester inférieures aux valeurs limites admissibles dans chaque section.

La condition à vérifier est la suivante : $\overline{\sigma_{bt}} \leq \sigma_y \leq \overline{\sigma_{bc}}$.

$$\sigma(y) = \frac{P}{B} + \frac{Pe_0 + M}{I} y$$

P : effort de précontrainte ;

B : surface de la section considérée ;

y : les distances de son centre de gravité aux fibres extrêmes.

VII.7.1. Vérification des contraintes pour le demi-fléau en phase de construction

La première étape de vérification des contraintes est conditionnée par :

$$\text{Avec : } \overline{\sigma_{bc}} = 0,45 f_{ck} = 18 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma_{bt}} = 0 \text{ MPa}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VII.13. Contraintes des fibres extrêmes dans la phase de construction.

V _{rs}	n câble	M (MN.m)	v' (m)	v (m)	I (m ⁴)	B (m ²)	e (m)	P (MN)	σ _{Sup} (MPa)	σ _{Inf} (MPa)	Obs
Axe VSP	28	270,26	3,40	3,10	105,59	17,00	2,90	57,81	0,39	6,70	✓
Fin VSP	28	272,35	3,40	3,10	105,59	17,00	2,90	57,81	0,33	6,77	✓
Fin V01	24	220,02	3,14	2,82	83,81	16,00	2,62	49,55	0,06	6,48	✓
Fin V02	20	161,53	2,98	2,51	65,04	14,72	2,31	41,29	0,25	5,84	✓
Fin V03	16	116,63	2,83	2,22	52,48	14,06	2,02	33,03	0,24	5,04	✓
Fin V04	12	97,17	2,62	2,05	43,15	13,52	1,85	24,77	0,20	4,95	✓
Fin V05	10	68,25	2,46	1,80	32,56	12,46	1,60	20,65	0,14	4,32	✓
Fin V06	8	44,75	2,35	1,59	26,10	11,96	1,39	16,52	0,05	3,34	✓
Fin V07	6	30,48	2,24	1,47	21,84	11,49	1,27	12,39	0,09	2,59	✓
Fin V08	4	9,16	2,19	1,39	18,84	10,82	1,19	8,26	0,81	0,69	✓
Fin V09	2	0,00	2,17	1,35	18,03	10,81	1,15	4,13	0,74	0,19	✓

VII.7.2. Vérification des contraintes en phase de service

On distingue dans cette phase deux états de vérifications :

- ✓ Etat à vide : On prend en considération seulement le poids propre du tablier.
- ✓ Etat en charge : On prend en considération les charges et surcharges.

La première étape de vérification des contraintes est conditionnée par :

$$\overline{\sigma_{bcj}} = 0,6 f_{ck} = \mathbf{24 \text{ MPa}}$$

$$\overline{\sigma_{bt}} = \mathbf{0 \text{ MPa}}$$

Les résultats sont résumés dans l'**annexe B**.

NB :

Pour vérifier les contraintes en phase de service, nous devons utiliser l'enveloppe des sollicitations dans chaque section.

VII.8. ETUDE TRANSVERSALE

VII.8.1. Modélisation

La modélisation est effectuée par logiciel ROBOT. La section de notre ouvrage sous forme de caisson sera représentée par un ensemble de barres, avec des dimensions de ses éléments, on commence par traiter le voussoir sur pile et après le voussoir à clé.

La modélisation se fait par mètre linéaire de longueur.

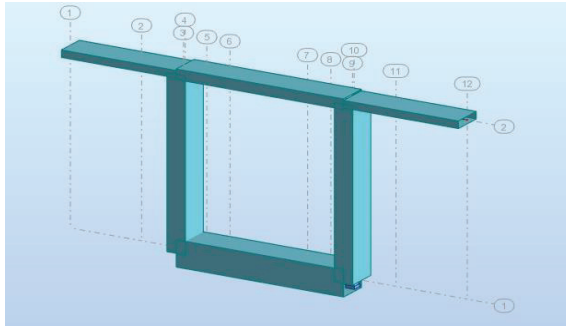


Figure VII.17. Vue en 3D du caisson sur pile

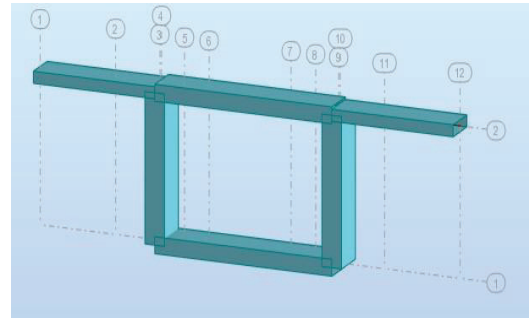


Figure VII.18. Vue en 3D du caisson à la clé

VII.8.2. Combinaisons de charges

Le tableau ci- après donne les différentes combinaisons possibles.

Tableau VII.14. Combinaisons de charge en phase de service.

Combinaison		G	LM71	SW0
ELU	COMB 1	1,35	1.45	0
	COMB 2	1,35	0	1.45
ELS	COMB 1	1	1	0
	COMB 2	1	0	1

VII.8.3. Résultats

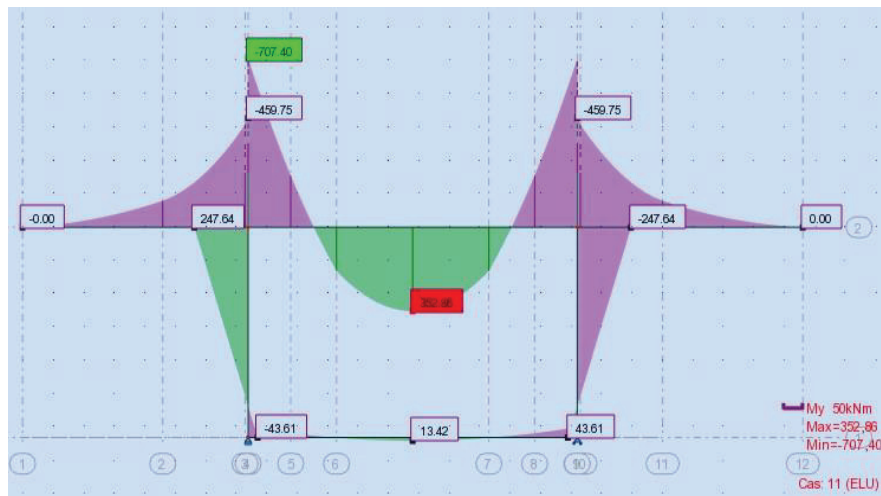


Figure VII.19. Moments extrêmes dans le voussoir à la clef (ELU)

CHAPITRE VII. ETUDE DE TABLIER ENCORBELLEMENT

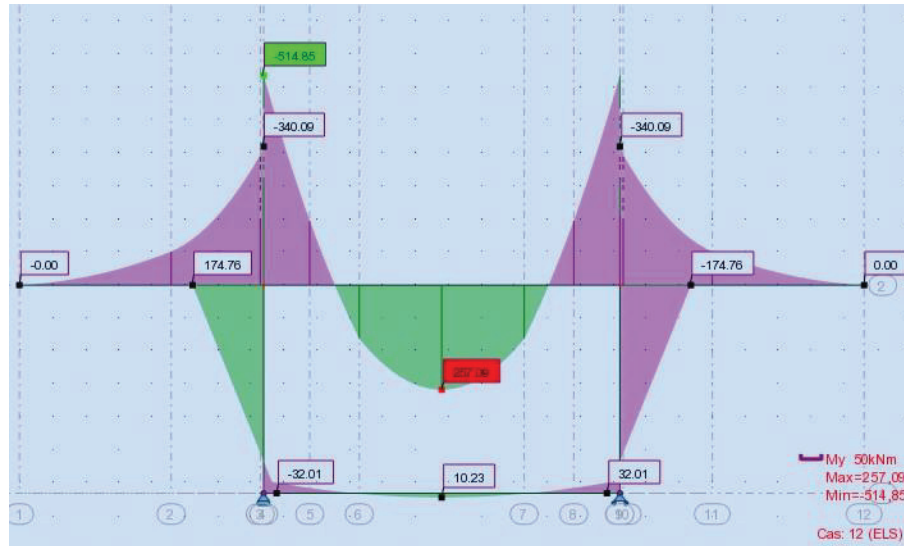


Figure VII.20. Moments extrêmes dans le voussoir à la clef (ELS).

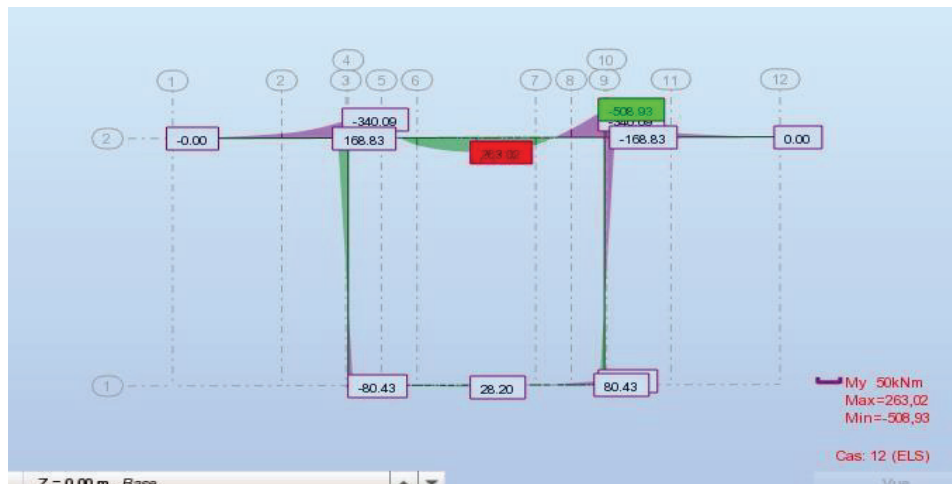


Figure VII.21. Moments extrêmes dans le voussoir sur pile (ELS)

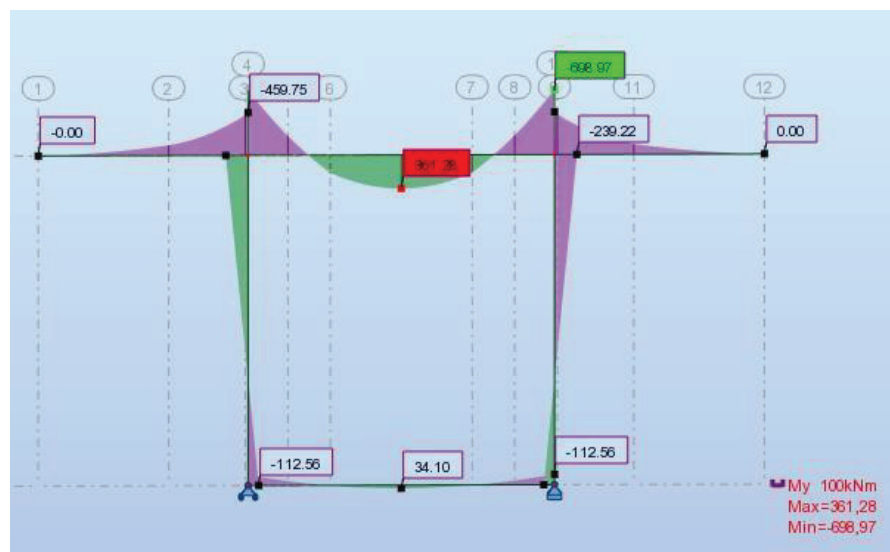


Figure VII.22. Moments extrêmes dans le voussoir sur pile (ELU)

VII.8.3. Ferrailage

Pour le ferrailage, on subdivise le voussoir en plusieurs éléments, on a :

- ✓ Une dalle supérieure : qui travaille en flexion simple.
- ✓ Une dalle inférieure : qui travaille en flexion simple.
- ✓ Deux âmes : qui travaillent en flexion composée

Les résultats de ferrailage sont résumés dans le tableau suivant

Tableau VII.15. Ferrailage passif du VSP et VC.

		Transversal	
VSP	Hourdis supérieur	Nappe Inf	13HA16
		Nappe Sup	13HA20
	Hourdis inférieur	Nappe Inf	6HA16
		Nappe Sup	6HA16
	Âme	Nappe Interne	5HA14
		Nappe Externe	5HA14
VC	Hourdis supérieur	Nappe Inf	13HA16
		Nappe Sup	13HA20
	Hourdis inférieur	Nappe Inf	4HA12
		Nappe Sup	4HA12
	Âme	Nappe Interne	5HA14
		Nappe Externe	5HA14

VIII.1. EFFET DYNAMIQUE

Les sollicitations et déformations statiques d'un pont dues aux circulations sont augmentées ou diminuées par les effets suivants :

- La mise en charge rapide provoquée par la vitesse des circulations franchissant la structure, et les forces d'inertie de la structure, qui ne sont pas prises en compte dans les calculs statiques ;
- Les variations des charges de roues dues aux défauts aléatoires des roues et de la voie ;
- Le passage d'une succession de charges espacées de façon plus ou moins régulière, ce qui peut exciter la structure, et dans certains cas, conduire à sa mise en résonance.

Les facteurs qui influent sur le comportement dynamique sont les suivants :

- La flèche sous poids permanent ;
- La vitesse de franchissement ;
- L'espacement des essieux ;
- Les défauts verticaux de la voie ;
- Les défauts des roues.

Ces effets dynamiques sont pris en compte, au moyen des coefficients ϕ_2 ou ϕ_3 , si les deux conditions correspondantes sur la flèche sous poids permanent et la vitesse sont toutes deux vérifiées.

Les effets dynamiques dus au trafic ferroviaire doivent être prises en compte par une analyse dynamique ou bien par une analyse statique en considérant l'amplification des efforts et déformations par un coefficient de majoration dynamique. Les critères de choix pour effectuer une analyse statique équivalente ou bien une analyse dynamique détaillée seront définis à l'aide du logigramme de la figure 6.9 de l'EN 1991-2.

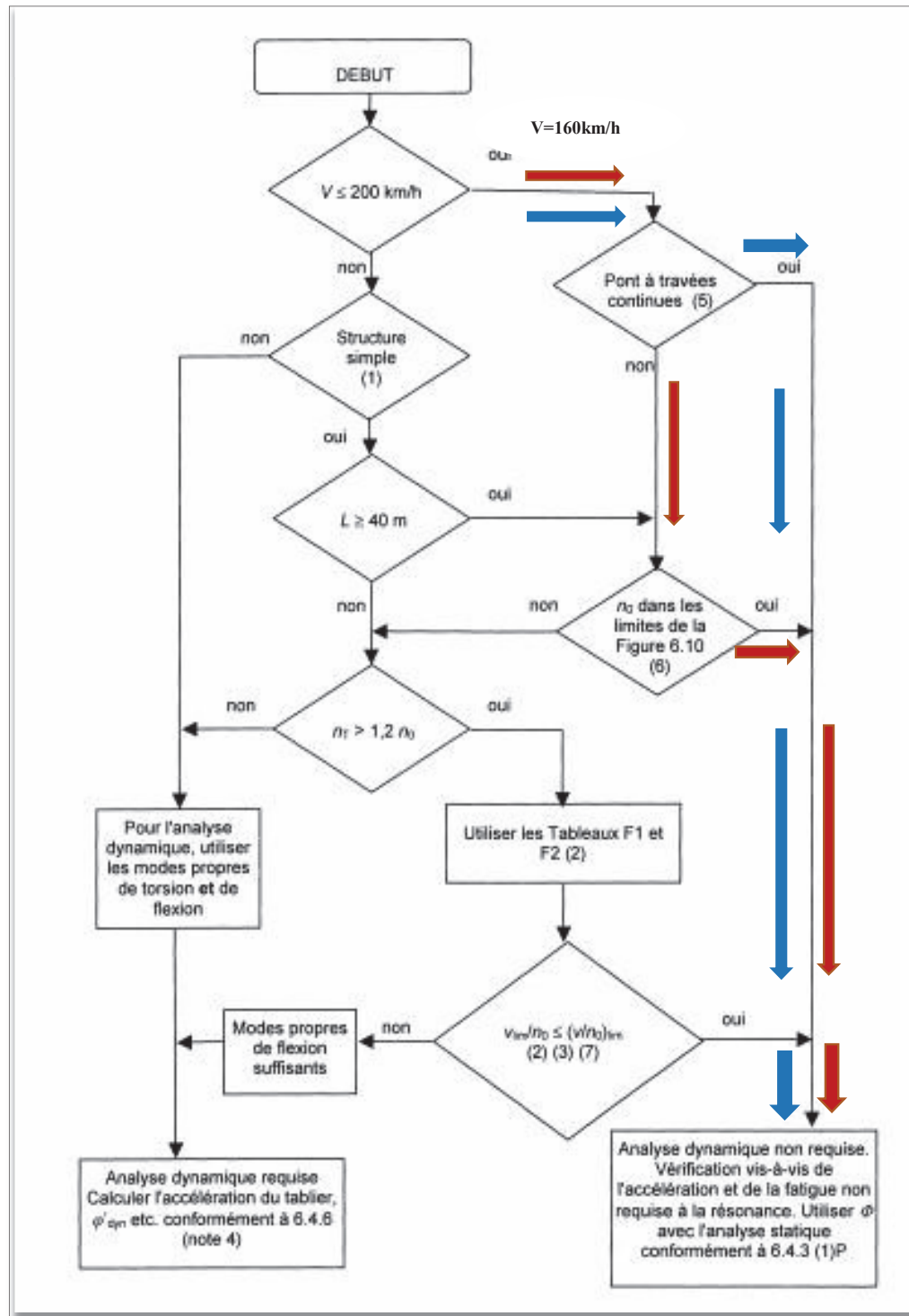


Figure VIII.1. Logigramme permettant la détermination si une analyse dynamique est requise ou non.

➔ Pont encorbellement

➡ Pont mixte

❖ Pont encorbellement

C'est un pont à travées continue, donc analyse dynamique **non requise**.

❖ Pont mixte

Comme est un pont isostatique, donc il faut calculer la valeur de la première fréquence propre de flexion du tablier n_0 . Elle doit être dans les limites prévues à l'EN1991-2, notamment :

Limite inférieure de la fréquence propre

$$n_0 = 23.58 L^{-0.592} = 2.47 \text{ Hz}$$

Limite supérieure de la fréquence propre

$$n_0 = 94.76 L^{-0.748} = 5.50 \text{ Hz}$$

Avec $L=45\text{m}$

La valeur de la première fréquence propre a été calculée directement par le logiciel Robot

$$n_0 = 2.66 \text{ Hz}$$

Comme n_0 est dans les limites, donc l'analyse dynamique est **non requise**.

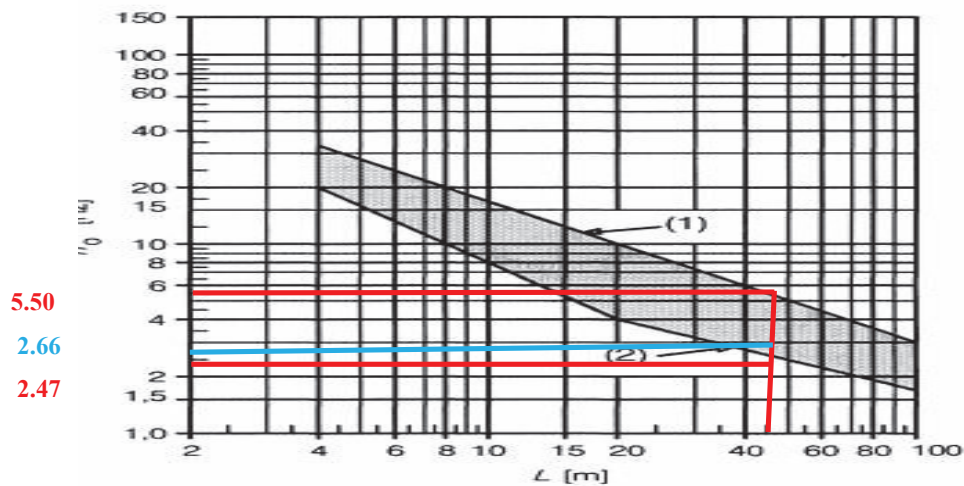


Figure VIII.2. Limite de fréquence propre n_0 .

VIII.2. VERIFICATIONS DE LA SECURITE DE LA VOIE ET DU CONFORT DES PASSAGERS

Les critères de vérification de la sécurité de la voie et du confort des passagers doivent être effectués sur les points suivants d'accord avec NF EN 1990-Annexe A2 :

- Les accélérations verticales du tablier ;
- La flèche verticale que prend le tablier tout au long de chaque travée ;
- Confort des passagers.

VIII.2.1. Accélération verticale du tablier

Les valeurs maximales pour les valeurs de crête de l'accélération du tablier, calculées le long de chaque voie, ne doivent pas excéder les valeurs de calcul suivantes :

- $\gamma_{bt} = 3.5 \text{ m/s}^2$ pour une voie ballastée ;
- $\gamma_{df} = 5 \text{ m/s}^2$ pour les voies posées directement, où les voies et les éléments structuraux sont calculés pour les circulations à grande vitesse.

Quand il est nécessaire réaliser une analyse dynamique d'interaction voie-structure, l'accélération verticale du tablier en conséquence du passage des trains doit être inférieur à 3.5 m/s^2 . Cette condition a pour but de garantir la stabilité du ballast.

Mais dans ce cas, on a déjà conclu que cet ouvrage n'a pas besoin d'une analyse dynamique parce que la structure en question n'est pas susceptible d'entrer en résonance lors du passage des trains, donc ce critère de sécurité est automatiquement vérifié, d'accord avec la norme NF EN 1991-2.

VIII.2.2. Déformation verticale du tablier

Pour toutes les configurations de structures, chargées avec le chargement vertical caractéristique classifié selon l'EN 1991-2, 6.3.2, il convient de limiter la flèche verticale totale maximale sous trafic ferroviaire, mesurée le long de chacune des voies, à $L/600$ pour le chargement des trains LM71 et SW2, dans les deux voies.

La déformation maximale obtenue dans les modèles vaut :

Tablier mixte

$$\delta = 0.059 \text{ m} = L/763 < L/600 = 0.075 \text{ m} \text{ pour le 2 voies x LM71}$$

$$\delta = 0.059 \text{ m} = L/763 < L/600 = 0.075 \text{ m} \text{ pour le SW2 +LM71}$$

avec $L=45\text{m}$

Tablier encorbellement

$$\delta = 0.105 \text{ m} = L/1676 < L/600 = 0.293 \text{ m} \text{ pour le 2 voies x LM71}$$

avec $L=176\text{m}$

Conclusion : la déformation verticale du tablier est **garantie**.

VIII.2.3 Garantie du confort des passagers

VIII.2.3.1 Critère du confort

Le confort des passagers dépend de l'accélération verticale b_v à l'intérieur des voitures lors de l'approche, du passage sur le pont, et au sortir du pont d'accord avec la norme NF EN 1990-Annexe A2.

Il y a lieu de spécifier les niveaux de confort et les valeurs limites correspondantes pour l'accélération verticale (Tableau A2.9 NF EN 1990).

Tableau VIII.1. Niveaux recommandés de confort.

Niveau de confort	Accélération verticale b_v (m/s ²)
Très bon	1.0
Bon	1.3
Acceptable	2.0

VIII.2.3.2 Critères de flèche pour vérifier le confort des passagers

Pour limiter l'accélération verticale du véhicule aux valeurs données en Tableau V.21, des valeurs sont données dans la norme NF EN 1990-Annexe A2 pour la flèche verticale maximale permise δ des ponts ferroviaires le long de l'axe de la voie, qui sont fonction de :

- La longueur de la travée L [m] ;
- La vitesse du train V [km/h].

D'accord avec la norme, on doit obtenir la déformation associée au passage du modèle de charges LM71 multipliée par le coefficient dynamique Φ_3 et comparer le résultat avec le graphique de la figure A2.3. Ce graphique donne la déformation maximale acceptable, en fonction de la travée et de la vitesse de projet, pour garantir une accélération de 1.0m/s² qui correspond à un niveau de confort caractérisé comme « très bon ».

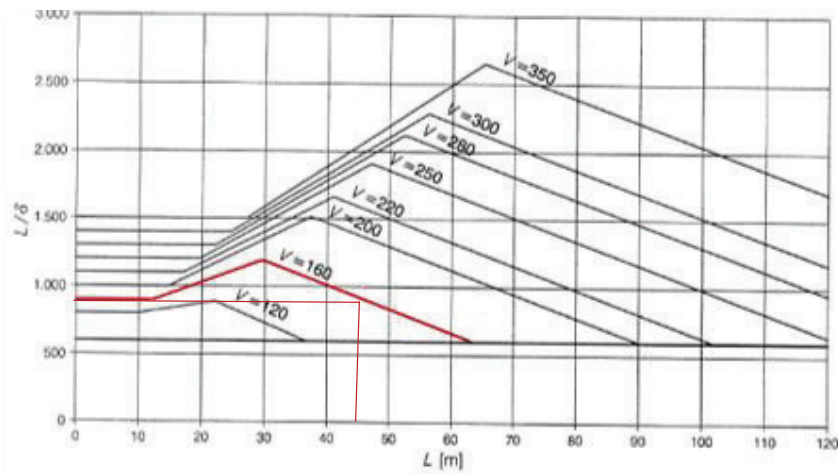


Figure VIII.3. Flèche verticale maximale autorisée pour des ponts ferroviaires.

Tableau VIII.2. Vérification de confort de passager.

	Tablier mixte	Tablier en encorbellement
La flèche δ (m)	$0.049 = L/918$	$0.105 = L/1676$
La flèche verticale maximale autorisée pour des ponts ferroviaires	$L/900 = 0.05\text{m}$ avec (L=45m)	$L/600=0.293\text{m}$ avec (L=176m)
Vérification	Vérifier	Vérifier

Conclusion : la vérification du confort de passager est assurée.

X.1.INTRODUCTION

Pour réaliser cet ouvrage, la technique de construction choisie est la technique, dite de lancement dans le cas tablier mixte (isostatique), et d'encorbellement (voussoir) pour cas de tablier continue.

X.2. METHODE DE CONSTRUCTION D'UN TABLIER MIXTE

X.2.1. Ossature métallique

Dans l'ouvrage mixte, la méthode couramment utilisée est le lancement ; elle consiste à assembler les éléments de la structure métallique sur une aire de montage située dans le prolongement de l'axe du pont à l'une des deux extrémités de l'ouvrage, ou aux deux. Une fois que l'élément sont assemblés, la structure est tirées ou poussée dans sa position définitive par poutre lanceur.

L'extrémité du porte-à-faux est en général munie d'un avant-bec qui permet de réduire les efforts dans la structure, d'assurer l'équilibre statique de l'ouvrage et de faciliter d'accostage de l'extrémité. Le contreventement horizontal de l'ossature doit être assuré jusqu'à ce que la dalle ait été mise en place.



Figure X.1.Exemple des poutres posées par lancement.

X.2.2. Mise en œuvre de la dalle

La dalle de tablier est coulée sur place sur des prédalles participantes en de 70mm d'épaisseur. Les prédalles ont treilles triangulaires spatiaux, à 150mm de hauteur.

La dalle doit être coulée sur toute largeur d'ouvrage, sans reprise de bétonnage longitudinale.

Les poutres en acier seront munies de connecteurs ou goujons pour assurer le non glissement de la dalle de béton. On considère que la dalle de béton armé sera réalisée en une seule phase. Une fois celle-ci réalisée, on mettra en place les superstructures. Dès lors, on pourra envisager la mise en service de l'ouvrage.

X.3. METHODE DE CONSTRUCTION D'UN TABLIER EN ENCORBELLEMENT

La construction par encorbellement consiste à construire le tablier d'un pont à l'avancement par tranches successives, en faisant supporter à la partie déjà construite le poids propre de la tranche suivante et, le cas échéant, le poids des coffrages ou des appareils permettant son exécution.

Chaque tranche, appelé couramment voussoir, est solidarisée à la précédente, dès qu'elle atteint une résistance suffisante. Elle devient alors autoporteuse et sert de base de départ à une nouvelle avancée.

La stabilité de la console ainsi constituée est assurée à chaque étape de la construction par des câbles de précontrainte, de longueur croissante, disposés dans la membrure supérieure de la poutre.

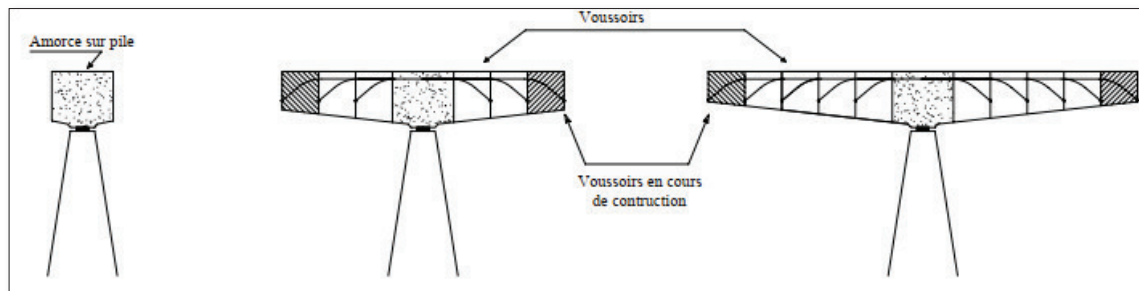


Figure X.2. Schéma de principe de la construction par encorbellement

IX.1. INTRODUCTION

L'étude de l'infrastructure d'un ouvrage est l'une des options fondamentales du projet. Cette étude est indissociable de l'ouvrage dans son ensemble.

Les piles et leurs fondations présenteront des solutions distinctes en fonction de leur hauteur, de la solution structurale adoptée pour le tablier. A travers ce chapitre, on va étudier les piles avec le ferrailage de ces derniers et les fondations sous ouvrages.

IX.2. MODELISATION

La figure suivante présente le modèle global en 3D de l'ouvrage.

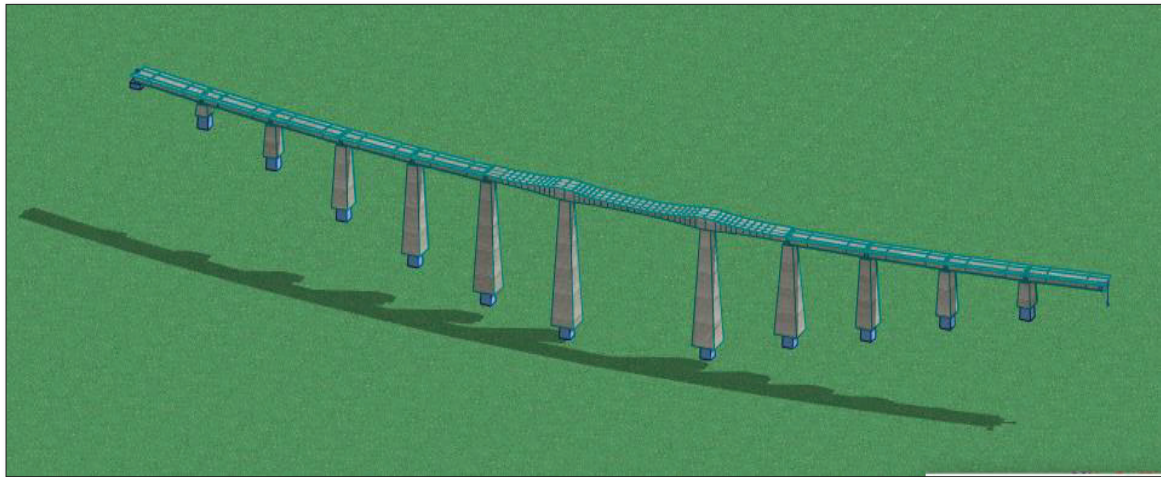


Figure IX.1. Modèle en 3D de l'ouvrage.

IX.3. CALCUL DES CHARGES ET SURCHARGES

IX.3.1. Retrait et fluage

Cette action peut être considérée d'une façon simplifiée comme une variation lente et uniforme de température de -20°C appliquée au béton de la dalle.

Avec $\alpha_T = 10^{-5}$ et $\varepsilon_r = 2.10^{-4}$ donc $\Delta T = \varepsilon_r / \alpha_T = -20^{\circ}$.

IX.3.2. Accélération et le freinage (EN1991-2. 6.5.3)

Les valeurs caractéristiques des forces d'accélération et de freinage seront prises égales à

❖ Force d'accélération

$Q_{lak} = 33 \text{ KN/m} \cdot L_{ab} \leq 1000 \text{ KN}$ pour les modèles LM71, SW/0 et SW/2

- Pont mixte $L=45 \text{ m}$ $Q_{lak} = 1485 \text{ KN} > 1000 \text{ KN} \rightarrow Q_{lak} = 1000 \text{ KN}$

- Pont encorbellement $L = 176 \text{ m}$ $Q_{lak} = 1485 \text{ KN} > 1000 \text{ KN} \rightarrow Q_{lak} = 1000 \text{ KN}$

❖ **Force de freinage**

$Q_{lb} = 20 \text{ KN/m}$ $L_{ab} \leq 6000 \text{ KN}$ pour les modèles LM71, SW0.

- Pont mixte $L = 45 \text{ m}$ $Q_{lb} = 900 \text{ KN}$
- Pont encorbellement $L = 176 \text{ m}$ $Q_{lb} = 3560 \text{ KN}$

$Q_{lbk} = 35 \text{ KN/m}$ L_{ab} pour le modèle SW2.

Avec $L = 45 \text{ m}$ $Q_{lbk} = 1330 \text{ KN}$

IX.3.3. Forces centrifuges (EN1991-2. 6.5.1)

La valeur caractéristique de cette force sera obtenue en appliquant les expressions suivantes :

$$Q_{tk} = \frac{V^2}{127r} (f Q_{vk}) \quad q_{tk} = \frac{V^2}{127r} (f q_{vk})$$

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

Pour notre projet : $r = 1500 \text{ m}$; $V = 160 \text{ km/h}$; $L_f = 600 \text{ m}$

On obtient alors $f = 0.75$

$$Q_{LM71} = 25.19 \text{ KN} \quad ; \quad q_{LM71} = 16.12 \text{ KN/m} \quad ; \quad q_{SW/2} = 15.12 \text{ KN/m}.$$

IX.3.4. Déraillement

Situation I

Les charges de calcul par axe présentent les valeurs suivantes :

$$Q_{A1d} = 0.7 \times 250 = 175 \text{ kN/axe}$$

$$q_{A1d} = 0.7 \times 80 = 56 \text{ kN/m/axe}.$$

Situation II

La charge considéré est distribuée sur une longueur maximale de 20 m est vaut :

1.4 x α x LM71.

$$q_{A2d} = 1.4 \times (1000 + 80.0 \times (20.0 - 6.4)) / 20.0 = 146.2 \text{ KN/m}$$

IX.4. SCHEMA DES APPAREILLES D'APPUIS

Notre choix est porté sur des appareils d'appui de type pot qui permet de supporter une descente de charge élevée sous un encombrement limité, il présente une sécurité de fonctionnement satisfaisante.

Les appareils d'appui sont complétés par des dispositions permettant de se prémunir contre les déplacements entre le tablier et ses appuis provoqués par le séisme. Ces dispositions sont appelées les butées. On a utilisé les butées de sécurité, elles n'entrent en jeu qu'en cas de rupture de l'appareil d'appui.

Compte tenu des fonctions des appareils d'appui, un schéma d'ensemble de ceux-ci permet de comprendre le fonctionnement globale de l'ouvrage et les mouvements attendus sur chaque ligne d'appui.

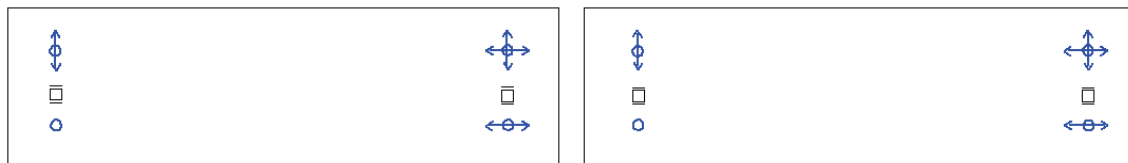


Figure IX.2. Schéma statique des appareils d'appui- partie mixte.



Figure IX.3. Schéma statique des appareils d'appui. partie encorbellement.

-  Appareil d'appui à pot fixe ;
-  Appareil d'appui à pot unidirectionnel (sens longitudinale) ;
-  Appareil d'appui à pot unidirectionnel (sens transversale) ;
-  Appareil d'appui à pot multidirectionnel ;
-  La butée de sécurité transversale.
-  Encastrement

IX.5. COMPORTEMENT SISMIQUE

Lors d'un séisme, l'énergie absorbée par la structure doit être dissipée soit par des amortissements soit par des déformations plastiques.

Pour ce projet, on prévoit des rotules plastiques comme un système de dissipation d'énergie, avec un coefficient de comportement $q=3$ conformément à l'article 4.4.1 du RPOA.

IX.6. ETUDE DES PILES

On peut classer les piles en deux familles ; les piles de type caisson et les piles de type poteau.

Notre choix s'est porté pour les piles caissons (une section rectangulaire évidée) à cause de la grande hauteur des piles où l'économie sur la matière est plus forte que le coût du coffrage intérieur.

Dans cette partie on va étudier parmi les 11 piles ; la pile P2 et la pile P6

IX.6.1. Pile P2

IX.6.1.1. Les sollicitations

Les combinaisons de charges utilisées pour l'évaluation des efforts agissant sur la pile sont les suivantes :

$$ELU = 1.35 \cdot (G + \text{retrait} + \text{fluage}) + 1.45 \cdot (LM71 + \text{fré-dém} + 0.5 \cdot f_{\text{centri}}) + 0.9 \cdot T + 1.5 \cdot \text{vent}$$

$$ELS = G + \text{retrait} + \text{fluage} + LM71 + \text{fré-dém} + 0.5 \cdot f_{\text{centri}} + 0.6 \cdot T + \text{Vent}$$

$$ELA = G + 0.3 \cdot LM71 + E1$$

Le tableau suivant résume les sollicitations maximales obtenues par Robot 2018 de la pile P2 dans le cas le plus défavorable :

Tableau IX.1. Les sollicitations maximales sur la pile P2.

Combinaisons	ELU	ELS	ELA
N(KN)	32710.69	23696.60	18654.61
M _{x-long} (KN.m)	3406.79	2722.44	603.97
M _{y-tran} (KN.m)	14899.76	9974.07	4410.73

IX.6.1.2. Ferrailage de la pile

❖ Géométrie

Largeur de la pile :	B _{pile} =5.1 m	sens longitudinale X
Longueur de la pile	L _{pile} =10.1 m	sens transversale Y
Hauteur de la pile	h _{pile} =21 m	

❖ Section d'acier

$$A_s = 512.9 \text{ cm}^2$$

IX.6.1.3. Estimation de nombre des pieux

Le nombre des pieux est déterminé à l'aide de la formule suivante :

$$N = \frac{\text{Effort maximal}}{\text{Capacité portance d'un pieu}}$$

AN : $N = \frac{32710.69}{4000} = 8.18$ donc on prend : **N=12 pieux**

Nombre de files selon X $N_{\text{file-pieux}_X} = 3$ pieux

Nombre de files selon Y $N_{\text{file-pieux}_Y} = 4$ pieux

On prend un diamètre égale de $\phi_{\text{pieux}} = 1.2$ m avec un entraxe de 3 ϕ_{pieux} ($E_x = E_y = 3.6$ m).

IX.6.1.4. Vérifications des portances des pieux

La portance des pieux :

Portance admissible de pieux à l'ELS $P_{\text{adm_pieux-ELS}} = 4000$ KN

Portance admissible de pieux à l'ELU $P_{\text{adm_pieux-ELU}} = 6000$ KN

Portance admissible de pieux à l'ELA $P_{\text{adm_pieux-ELA}} = 8000$ KN

L'effort revenant à chaque pieu est donné par la formule suivante :

$$R_{\text{min,max}} = \frac{R + P_{\text{sem}}}{N_{\text{pieux}}} \pm \frac{M_{\text{long}_x} \left[\left(\frac{N_{\text{file pieux}_y} - 1}{N_{\text{file pieux}_y}} \right) * \frac{E_y}{2} \right]}{N_{\text{pieux}} \left[\left(\frac{N_{\text{file pieux}_y} - 1}{N_{\text{file pieux}_y}} \right) * \frac{E_y}{2} \right]^2} \pm \frac{M_{\text{trans}_y} \left[\left(\frac{N_{\text{file pieux}_x} - 1}{N_{\text{file pieux}_x}} \right) * \frac{E_x}{2} \right]}{N_{\text{pieux}} \left[\left(\frac{N_{\text{file pieux}_x} - 1}{N_{\text{file pieux}_x}} \right) * \frac{E_x}{2} \right]^2}$$

- **Prédimensionnement de la semelle**

Largeur : On va déterminer la largeur de la semelle par la formule suivante :

$B = (N-1)*E + 2\phi$ AN : $B = (3-1)*3.6 + 2*1.2$ **B=9.6m**

Longueur : On détermine la longueur de la semelle par la formule suivante :

$L = (N-1)*L + 2\phi$ AN : $B = (4-1)*3.6 + 2*1.2$ **L=13.2m**

❖ **Epaisseur** : Pour assurer une semelle rigide conforme au fascicule 62 ; il faut vérifier la condition suivante :

$e \geq \frac{E}{2.5} = \frac{3.6}{2.5} = 1.44\text{m}$ on prend épaisseur : **e= 2 m**

Donc Le poids de la semelle :

$P_{\text{sem}} = B * L * h * \gamma_b$ AN : $P_{\text{sem}} = 9.6 * 13.2 * 2 * 25$ **P_{sem} = 6336 KN**

Ce que nous donnent les réactions suivantes :

Tableau IX.2. Vérification des portances des pieux.

Combinaisons	ELS	ELU	ELA
R_{min}	2229.82	2856.43	1971.13
R_{max}	2775.61	3651.35	2193.97
P_{adm_pieux}	4000	6000	8000
Vérifier	Oui	Oui	Oui

Conclusion : la vérification des portances est assurée.

IX.6.1.5. dimensionnement de la semelle

- Géométrie de la semelle

Largeur : $B=9.6$ m
 Longueur : $L=13.2$ m
 Epaisseur : $e=2$ m

Pour le ferrailage de la semelle on appliquera la méthode des bielles et tirants :

On propose :

Un diamètre de ferrailage : $\phi_{fer}=32$ mm

Nombre de nappe $N_{nappe}=2$

$$d_{sem}=e-C_a-N_{nappe}\frac{\phi_{fer}}{2}$$

avec $C_a=5$ cm

AN : $d_{sem}=1.418$ m

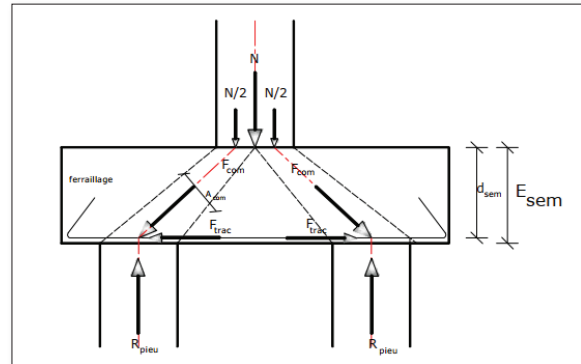


Figure IX.3. Méthode bielles et tirants.

- Angle de diffusion

On va calculer les angles α_{comp_plan} et α_{sem} comme suit :

$$B_{1_dif} = \frac{(N_{file\ pieux_x} - 1) \cdot Ex}{2} - \frac{B_{pile}}{4}$$

$$B_{1_dif} = 2.32 \text{ m}$$

$$L_{1_dif} = \frac{(N_{file\ pieux_y} - 1) \cdot Ey}{2} - \frac{L_{pile}}{4}$$

$$L_{1_dif} = 2.87 \text{ m}$$

$$L_{dif} = \sqrt{B_{1_dif}^2 + L_{1_dif}^2}$$

$$L_{dif} = 3.69 \text{ m}$$

$$\alpha_{\text{comp_plan}} = \arctan\left(\frac{L1_{\text{dif}}}{B1_{\text{dif}}}\right)$$

$$\alpha_{\text{comp_plan}} = 51.03^\circ$$

$$\alpha_{\text{sem}} = \arctan\left(\frac{d_{\text{sem}}}{L_{\text{diff}}}\right)$$

$$\alpha_{\text{sem}} = 27.41^\circ$$

- **Force de compression**

On détermine la force de compression dans les trois états limites ELU, ELS et ELA :

$$F_{\text{comp_ELU}} = \frac{R_{\text{maxELU}}}{\sin(\alpha_{\text{sem}})}$$

$$F_{\text{comp_ELU}} = 7929.73 \text{ KN}$$

$$F_{\text{comp_ELS}} = \frac{R_{\text{maxELS}}}{\sin(\alpha_{\text{sem}})}$$

$$F_{\text{comp_ELS}} = 6027.87 \text{ KN}$$

$$F_{\text{comp_ELA}} = \frac{R_{\text{maxELA}}}{\sin(\alpha_{\text{sem}})}$$

$$F_{\text{comp_ELA}} = 4764.70 \text{ KN}$$

- **Force de traction**

On calcule la force de traction pour les trois états limites ELU, ELS et ELA ::

$$F_{\text{tract_ELU}} = F_{\text{comp_ELU}} \cos(\alpha_{\text{sem}})$$

$$F_{\text{tract_ELU}} = 7039.06 \text{ KN}$$

$$F_{\text{tract_ELS}} = F_{\text{comp_ELS}} \cos(\alpha_{\text{sem}})$$

$$F_{\text{tract_ELS}} = 5350.82 \text{ KN}$$

$$F_{\text{tract_ELA}} = F_{\text{comp_ELA}} \cos(\alpha_{\text{sem}})$$

$$F_{\text{tract_ELA}} = 4229.53 \text{ KN}$$

- **Contrainte de compression**

On va vérifier la contrainte de compression en état limite ultime ELU :

$$S_{\text{com}} = \phi_{\text{pieux}} * \phi_{\text{pieux}} * \sin(\alpha_{\text{sem}})$$

$$S_{\text{com}} = 0.66 \text{ m}^2$$

$$\sigma_{\text{comp-ELU}} = \frac{F_{\text{comp_ELU}}}{S_{\text{com}}}$$

$$\sigma_{\text{comp-ELU}} = 11.96 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{\text{comp-ELU}} < f_{\text{cd_ELU}} = 20 \text{ MPA}$$

Conclusion : contrainte compression à l'ELU est assuré.

- **Section d'acier**

On va déterminer les sections des armatures dans ELU, ELS et ELA :

$$A_{s_sem\text{-ELU-X}} = \frac{F_{\text{tract_ELU}} * \cos(\alpha_{\text{comp_plan}})}{f_{\text{yd_ELU}}}$$

$$A_{s_sem\text{-ELU-X}} = 101.80 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_sem\text{-ELU-Y}} = \frac{F_{\text{tract_ELU}} * \sin(\alpha_{\text{comp_plan}})}{f_{\text{yd_ELU}}}$$

$$A_{s_sem\text{-ELU-Y}} = 125.88 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_sem\text{-ELS-X}} = \frac{F_{\text{tract_ELS}} * \cos(\alpha_{\text{comp_plan}})}{f_{\text{yd_ELS}}}$$

$$A_{s_sem\text{-ELS-X}} = 84.76 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_sem\text{-ELS-Y}} = \frac{F_{\text{tract_ELS}} * \sin(\alpha_{\text{comp_plan}})}{f_{\text{yd_ELS}}}$$

$$A_{s_sem\text{-ELS-Y}} = 104.17 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_sem\text{-ELA-X}} = \frac{F_{\text{tract_ELS}} * \cos(\alpha_{\text{comp_plan}})}{f_{\text{yd_ELS}}}$$

$$A_{s_sem\text{-ELA-X}} = 53.15 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_sem-ELA-Y} = \frac{F_{tract_{ELA}} \cdot \sin(\alpha_{comp_plan})}{f_{yd_ELA}}$$

$$A_{s_sem-ELA-Y} = 65.77 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_min} = \frac{0.23 f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot h_{sem}$$

$$A_{s_min} = 40.02 \text{ cm}^2/\text{m}$$

IX.6.2. Pile P6

IX.6.2.1. Les sollicitations

Le tableau suivant résume les sollicitations maximales obtenues par Robot 2018 de la pile P2 dans le cas le plus défavorable :

Tableau IX.3. Les sollicitations maximales sur la pile P6.

Combinaison	ELS	ELU	ELA
Réaction verticale R (KN)	84670.59	115433.93	75787.07
Moment longitudinale M_{long_x} (KN.m)	338550.73	434277.27	533425.40
Moment transversale M_{trans_y} (KN.m)	61339.43	90851.61	144706.60

IX.6.2.2. Ferrailage de la pile

❖ Géométrie

Largeur de la pile :	$B_{pile} = 12.3 \text{ m}$	sens longitudinale X
Longueur de la pile	$L_{pile} = 12.3 \text{ m}$	sens transversale Y
Hauteur de la pile	$h_{pile} = 63 \text{ m}$	

❖ Section d'acier

$$A_s = 923.4 \text{ cm}^2$$

IX.6.2.3. Détermination de nombre de pieux

Le nombre des pieux est estimé à 36 pieux, avec un diamètre de 1.5 m et entraxe égale à $3 \phi_{pieux}$ ($E_x = E_y = 4.5 \text{ m}$)

Nombre de files selon X	$N_{file_pieux_X} = 6 \text{ pieux}$
Nombre de files selon Y	$N_{file_pieux_Y} = 6 \text{ pieux}$

• Prédimensionnement de la semelle

Largeur : On va déterminer la largeur de la semelle par la formule suivante :

$$B = (N-1) \cdot E + 2\phi \quad \text{AN :} \quad B = (6-1) \cdot 3.6 + 2 \cdot 1.2 \quad B = 25.5 \text{ m}$$

Longueur : On détermine la longueur de la semelle par la formule suivante :

$$L = (N-1) \cdot L + 2\phi \quad \text{AN :} \quad L = (6-1) \cdot 3.6 + 2 \cdot 1.2 \quad L = 25.5 \text{ m}$$

Epaisseur : Il faut vérifier la condition suivante :

$$e \geq \frac{E}{2.5} = \frac{4.5}{2.5} = 1.8 \text{ m} \quad \text{on prend épaisseur : } e = 3 \text{ m}$$

Le poids de la semelle : $P_{\text{sem}} = B \cdot L \cdot h \cdot \gamma_b$ AN : $P_{\text{sem}} = 25.5 \cdot 25.5 \cdot 3 \cdot 25$ $P_{\text{sem}} = 48768.75 \text{ KN}$

IX.6.2.4. Vérifications des portances des pieux

La portance des pieux :

Portance admissible de pieux à l'ELS $P_{\text{adm_pieux-ELS}} = 6000 \text{ KN}$

Portance admissible de pieux à l'ELU $P_{\text{adm_pieux-ELU}} = 9000 \text{ KN}$

Portance admissible de pieux à l'ELA $P_{\text{adm_pieux-ELA}} = 12000 \text{ KN}$

Tableau IX.4. Vérification des portances de pieux.

	ELS	ELU	ELA
R_{min}	2719.26	3264.57	1785.48
R_{max}	4694.03	5857.80	5134.28
P_{adm_pieux}	6000	9000	12000
Vérifier	Oui	Oui	Oui

Conclusion : la vérification des portances est assurée.

IX.6.2.5. dimensionnement de la semelle

- Géométrie de la semelle**

Largeur : $B = 25.5 \text{ m}$

Longueur : $L = 25.5 \text{ m}$

Epaisseur : $e = 3 \text{ m}$

Pour le ferrailage de la semelle on appliquera la méthode des bielles et tirants. On propose :

Un diamètre de ferrailage : $\phi_{\text{fer}} = 32 \text{ mm}$

Nombre de nappe $N_{\text{nappe}} = 2$

$$d_{\text{sem}} = d_{\text{sem}} = e - C_a - N_{\text{nappe}} \frac{\phi_{\text{fer}}}{2} ; \text{ avec } C_a = 5 \text{ cm ; AN : } d_{\text{sem}} = 2.918 \text{ m}$$

- Angle de diffusion**

On va calculer les angles $\alpha_{\text{comp_plan}}$ et α_{sem} comme suit :

$$B_{1_dif} = \frac{(N_{\text{file pieux}_x} - 1) \cdot E_x}{2} - \frac{B_{\text{pile}}}{4} \quad B_{1_dif} = 8.175 \text{ m}$$

$$L_{1_dif} = \frac{(N_{\text{file pieux}_y} - 1) \cdot E_y}{2} - \frac{L_{\text{pile}}}{4} \quad L_{1_dif} = 8.175 \text{ m}$$

$$L_{\text{diff}} = \sqrt{B_{1-\text{dif}}^2 + L_{1-\text{dif}}^2}$$

$$L_{\text{diff}} = 11.56 \text{ m}$$

$$\alpha_{\text{comp_plan}} = \arctan\left(\frac{L_{1-\text{dif}}}{B_{1-\text{dif}}}\right)$$

$$\alpha_{\text{comp_plan}} = 45^\circ$$

$$\alpha_{\text{sem}} = \arctan\left(\frac{d_{\text{sem}}}{L_{\text{diff}}}\right)$$

$$\alpha_{\text{sem}} = 14.16^\circ$$

- **Force de compression**

On détermine la force de compression dans les trois états limites ELU, ELS et ELA :

$$F_{\text{comp_ELU}} = \frac{R_{\text{maxELU}}}{\sin(\alpha_{\text{sem}})}$$

$$F_{\text{comp_ELU}} = 23945.49 \text{ KN}$$

$$F_{\text{comp_ELS}} = \frac{R_{\text{maxELS}}}{\sin(\alpha_{\text{sem}})}$$

$$F_{\text{comp_ELS}} = 19188.24 \text{ KN}$$

$$F_{\text{comp_ELA}} = \frac{R_{\text{maxELA}}}{\sin(\alpha_{\text{sem}})}$$

$$F_{\text{comp_ELA}} = 20987.89 \text{ KN}$$

- **Force de traction**

On calcule la force de traction pour les trois états limites ELU, ELS et ELA :

$$F_{\text{tract_ELU}} = F_{\text{comp_ELU}} \cos(\alpha_{\text{sem}})$$

$$F_{\text{tract_ELU}} = 23217.93 \text{ KN}$$

$$F_{\text{tract_ELS}} = F_{\text{comp_ELS}} \cos(\alpha_{\text{sem}})$$

$$F_{\text{tract_ELS}} = 18605.23 \text{ KN}$$

$$F_{\text{tract_ELA}} = F_{\text{comp_ELA}} \cos(\alpha_{\text{sem}})$$

$$F_{\text{tract_ELA}} = 20350.2 \text{ KN}$$

- **Contrainte de compression**

On va vérifier les contraintes en état limite ultime ELU :

$$S_{\text{com}} = \phi_{\text{pieux}} * \phi_{\text{pieux}} * \sin(\alpha_{\text{sem}})$$

$$S_{\text{com}} = 0.55 \text{ m}^2$$

$$\sigma_{\text{comp-ELU}} = \frac{F_{\text{comp-ELU}}}{S_{\text{com}}}$$

$$\sigma_{\text{comp-ELU}} = 43.53 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\text{comp-ELU}} < f_{\text{cd_ELU}} = 20 \text{ MPa} \quad \text{n'est pas vérifié}$$

Comme la contrainte à la compression n'est pas vérifiée, il faut redimensionner la semelle.

- **Redimensionnement de la semelle**

Pour les nouvelles dimensions de la semelle on prend une épaisseur égale 5 m, donc on aura

$$\text{Largeur : } B = 25.5 \text{ m}$$

$$\text{Longueur : } L = 25.5 \text{ m}$$

$$\text{Épaisseur : } e = 5 \text{ m}$$

Pour le même calcul précédent, on a trouvé un angle de diffusion $\alpha_{\text{sem}} = 23.04^\circ$.

- **Force de compression**

$$F_{\text{comp_ELU}} = \frac{R_{\text{maxELU}}}{\sin(\alpha_{\text{sem}})}$$

$$F_{\text{comp_ELU}} = 17274.84 \text{ KN}$$

$$F_{\text{comp_ELS}} = \frac{R_{\text{maxELS}}}{\sin(\alpha_{\text{sem}})}$$

$$F_{\text{comp_ELS}} = 14301.30 \text{ KN}$$

$$F_{\text{comp_ELA}} = \frac{R_{\text{maxELA}}}{\sin(\alpha_{\text{sem}})}$$

$$F_{\text{comp_ELA}} = 15426.18 \text{ KN}$$

- **Force de traction**

On calcule la force de traction pour les trois états limites ELU, ELS et ELA :

$$F_{\text{tract_ELU}} = F_{\text{comp_ELU}} \cos(\alpha_{\text{sem}})$$

$$F_{\text{tract_ELU}} = 15896.86 \text{ KN}$$

$$F_{\text{tract_ELS}} = F_{\text{comp_ELS}} \cos(\alpha_{\text{sem}})$$

$$F_{\text{tract_ELS}} = 13160.51 \text{ KN}$$

$$F_{\text{tract_ELA}} = F_{\text{comp_ELA}} \cos(\alpha_{\text{sem}})$$

$$F_{\text{tract_ELA}} = 14192.29 \text{ KN}$$

- **Contrainte de compression**

On va vérifier les contraintes en état limite ultime ELU :

$$S_{\text{com}} = \phi_{\text{pieux}} * \phi_{\text{pieux}} * \sin(\alpha_{\text{sem}})$$

$$S_{\text{com}} = 0.881 \text{ m}^2$$

$$\sigma_{\text{comp-ELU}} = \frac{F_{\text{comp_ELU}}}{S_{\text{com}}}$$

$$\sigma_{\text{comp-ELU}} = 19.6 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\text{comp-ELU}} < f_{\text{cd_ELU}} = 20 \text{ MPa}$$

Conclusion : contrainte de compression à l'ELU est assurée.

- **Section d'acier**

On va déterminer les sections des armatures dans ELU, ELS et ELA :

$$A_{s_sem\text{-ELU-X}} = A_{s_sem\text{-ELU-Y}} = \frac{F_{\text{tract_ELU}} * \cos(\alpha_{\text{comp_plan}})}{f_{\text{yd_ELU}}}$$

$$A_{s_sem\text{-ELU-X}} = A_{s_sem\text{-ELU-Y}} = 258.537 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_sem\text{-ELS-X}} = A_{s_sem\text{-ELS-Y}} = \frac{F_{\text{tract_ELS}} * \cos(\alpha_{\text{comp_plan}})}{f_{\text{yd_ELS}}}$$

$$A_{s_sem\text{-ELS-Y}} = A_{s_sem\text{-ELS-X}} = 232.647 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_sem\text{-ELA-X}} = A_{s_sem\text{-ELA-Y}} = \frac{F_{\text{tract_ELA}} * \cos(\alpha_{\text{comp_plan}})}{f_{\text{yd_ELA}}}$$

$$A_{s_sem\text{-ELA-Y}} = A_{s_sem\text{-ELA-X}} = 200.71 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_min} = \frac{0.23 f_{\text{ctm}}}{f_{\text{yk}}} \cdot h_{\text{sem}}$$

$$A_{s_min} = 66.6 \text{ cm}^2/\text{m}$$

IX.8. INTERACTION VOIE-OUVRAGE

L'interaction entre la voie et l'ouvrage, c'est-à-dire les conséquences que le comportement de l'un a sur le comportement de l'autre, se manifeste à cause des liaisons qui existent entre les deux, qu'il s'agisse d'une pose de voie directe ou d'une pose de voie ballasté.

L'interaction voie-ouvrage doit être prise en compte pour la vérification du comportement de l'ouvrage afin d'éviter soit une rupture du rail, soit une détérioration de la liaison entre la voie et l'ouvrage tel que cette liaison ne puisse plus assurer la stabilité de la voie.

D'une manière générale, les exigences de la réglementation internationale à cet effet doivent être respectées, notamment l'UIC 774-3 et l'EN 1991-2.

Pour les piles des ouvrages non équipés des appareils de dilatation de voie ou bien équipés par un seul appareil dans une extrémité seulement, le déplacement absolu maximum permis en tête de pile (y compris les appareils d'appuis) est de 5 mm sous charge de freinage et de démarrage et de 20 mm sous séisme de service.

D'après logiciel ROBOT :

- Le déplacement du tablier au sens longitudinal due à la charge de freinage et de démarrage égale **4.42mm < 5mm**.
- Le déplacement du tablier au sens longitudinal due au séisme de service égale **18mm < 20mm**.

Conclusion : pas d'interaction rail-structure.

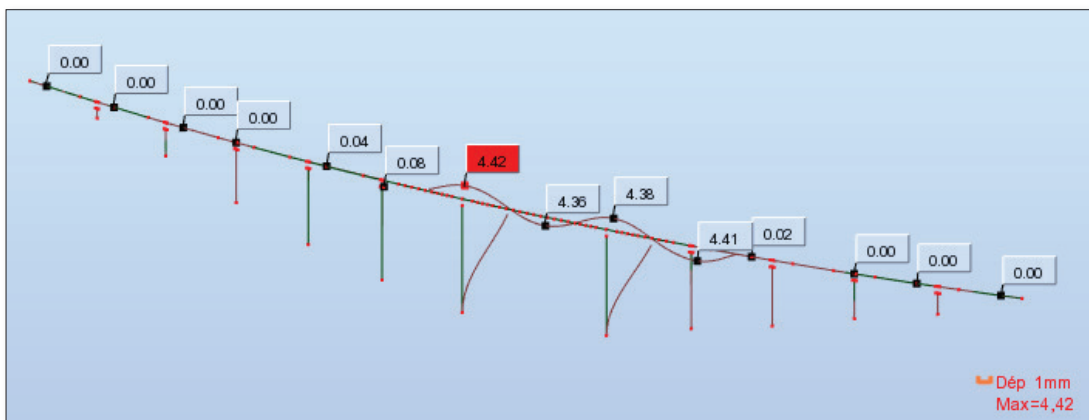


Figure IX.5. Le déplacement de la structure due à la charge de freinage et de démarrage.

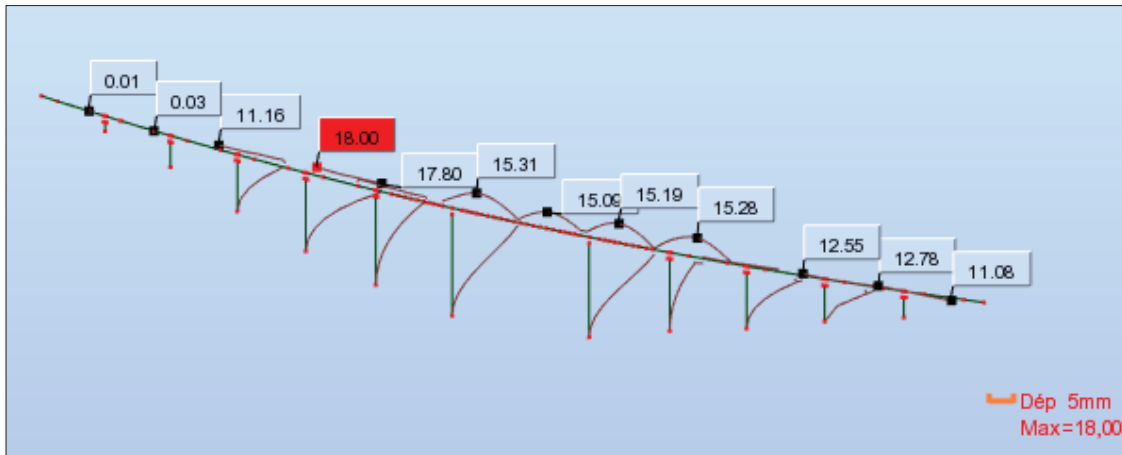


Figure IX.6. Le déplacement de la structure due au séisme de service

Mode de vibration

Les figures suivantes présentent le déplacement de la structure dans différents modes.

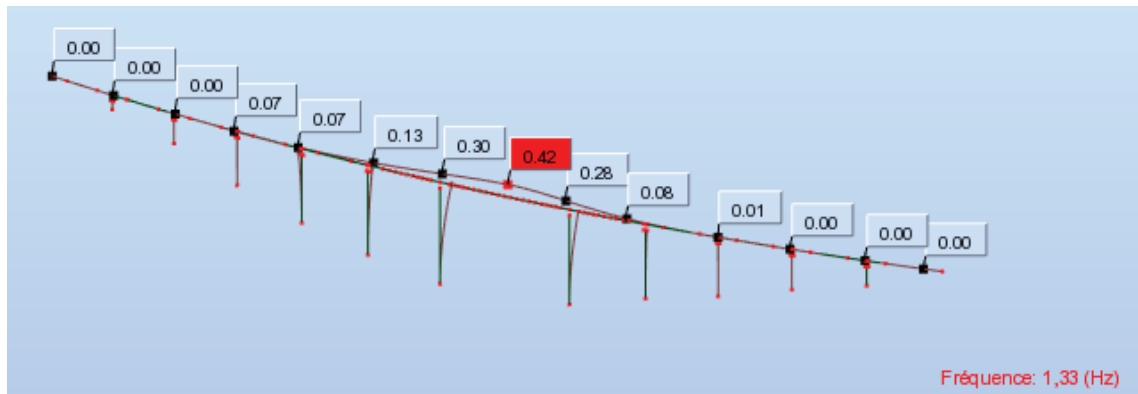


Figure IX.7. Le déplacement de la structure-Mode 1

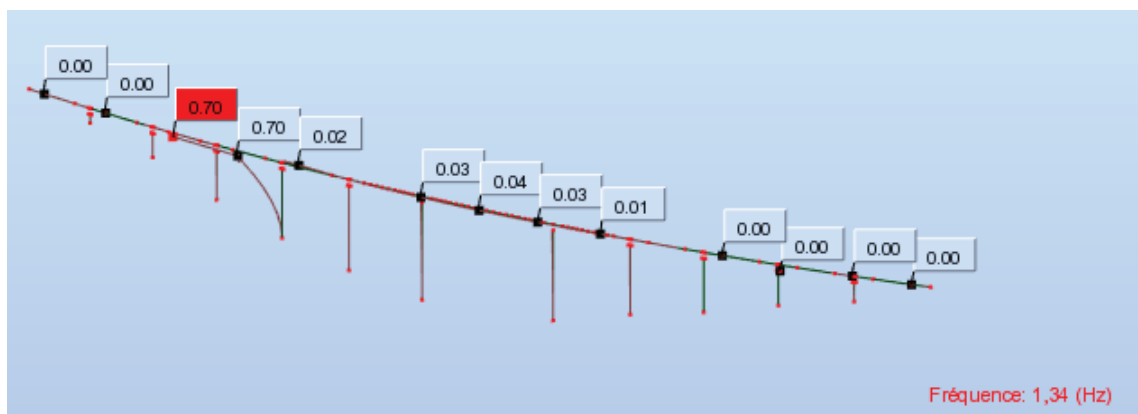


Figure IX.8. Le déplacement de la structure-Mode 2

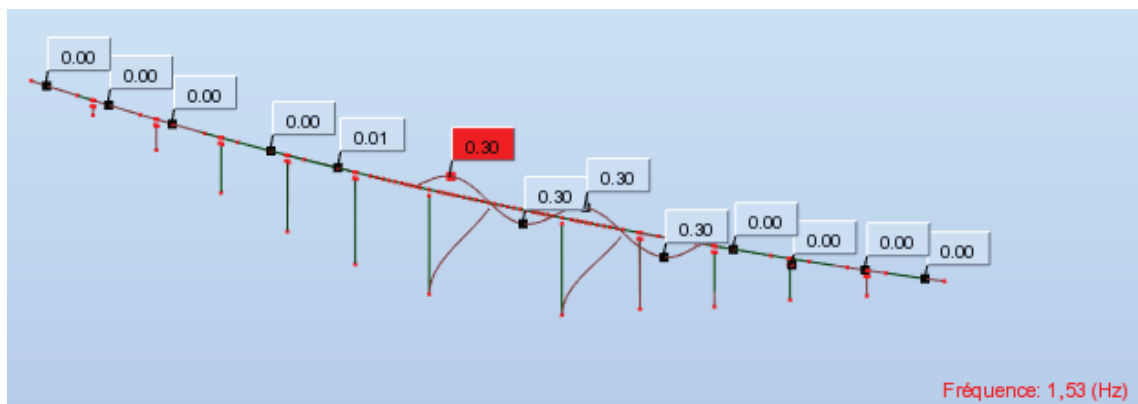


Figure IX.9. Le déplacement de la structure-Mode 3

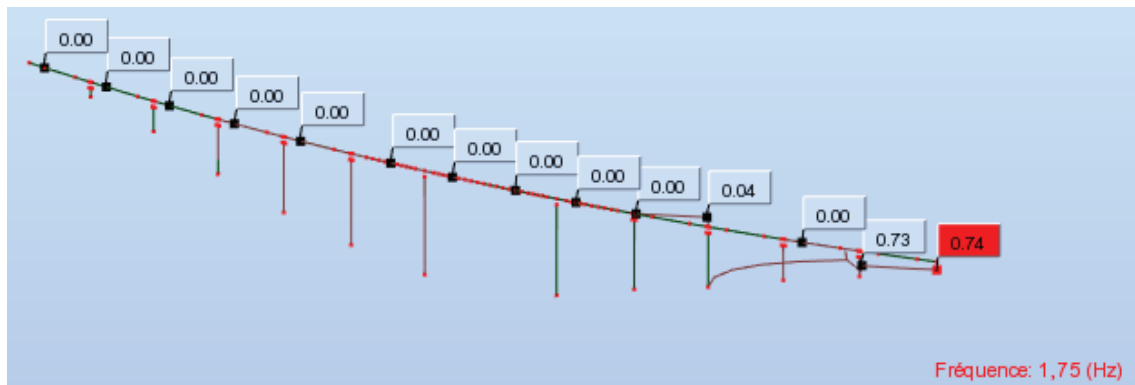


Figure XI.10. Le déplacement de la structure-Mode 4

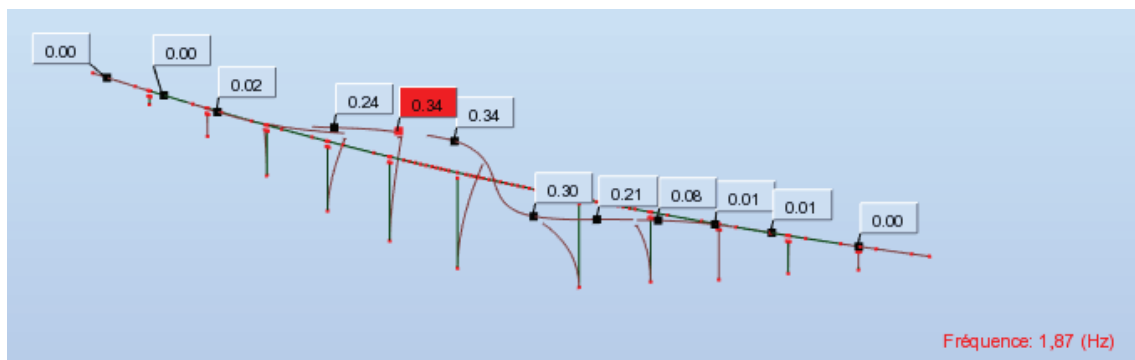


Figure IX.11. Le déplacement de la structure-Mode 5

CONCLUSION GENERALE

L'élaboration de notre projet, intitulé «Conception et étude d'un viaduc ferroviaire OA8 au PK 10+656 de la nouvelle ligne Thénia-Bordj Bou Arreridj », nous a permis de toucher l'aspect pratique de nos connaissances théorique que nous avons reçues au sein de l'Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics, durant notre cursus.

Ce travail nous a permis de nous perfectionner dans l'utilisation des logiciels de calcul « Robot et Autocad », la maîtrise de la réglementation régissant les principes de calcul des structures dans le domaine des ouvrages d'art en Algérie notamment les Eurocodes et le règlement parasismique algérien RPOA 2008, ainsi d'approfondir nos connaissances théoriques et pratiques. Ceci se fait à partir de la lecture des déférentes références bibliographiques.

A la lumière de cette étude on a pu mieux voir les détails des étapes à suivre afin d'étudier un pont ferroviaire, ainsi que l'acquisition des informations pratiques concernant la réalisation de ce genre d'ouvrages.

Ce stage au sein de l'entreprise CCECC, nous a permis d'immerger dans le milieu professionnelle dans lequel nous serons appelés à édifier notre pays et de contribuer à son développement.

Le projet de fin d'étude est une phase importante dans le cycle de formation d'élève ingénieur et c'est la meilleure occasion pour l'étudiant de prouver en évidence ses connaissances théoriques acquises durant les 3 années de formation.

REFERENCE (Chapitre master)

- [1] BENAYAD Karim « Comportement dynamique des ouvrages sur isolateurs de base ».
- [2] Benzina.F « Contribution a l'étude des structures intelligentes », Mémoire de magistère en génie civil, Université abou bekr belkaid, 2013, Tlemcen.
- [3] Djellouli. L « Modelisation de système d'isolation parasismique pour le control de la reponse dynamique des structures », Mémoire de Magister en génie civil, Université Mohamed Khider, 2012. p. 151, Biskra.
- [4] Lagab.D. « Isolation à la base et réponses sismiques contrôlées » Méthodologie projet et cadre réglementaire", université AbouBekr Belkaid, 2010. p. 15, Tlemcen.
- [5] NAIT ZERRAD.I, BENMOUNA.N thèse de master « analyse de l'effet des systèmes de dissipation passive dans le contreventement des bâtiments », université Tlemcen.
- [6] Othmane Ben Mekki « amortissement semi-actif des structures flexibles » thèse présenté à université Roma « Tor Vergata ».
- [7] Ouali.N. thèse de magister « Effets des Dispositifs D'amortissement sur les Déplacements, Vitesses et Accélérations des structures » université des sciences et de la technologie « houari Boumediene USTHB, 2009.
- [8] « Isolation sismique à la base des structures ». Available : www.univ-biskra.dz.

Annexe A : Etude tablier mixte

A.1 Géométrie de la section mixte

(Δ) : L'axe pris au niveau de la fibre inférieur extrême ;
 I_{Δ} : Moment d'inertie / Δ ;
 S_{Δ} : Moment statique / Δ ;
 $y = S_{\Delta} / B$: Distance entre CDG et la fibre inférieur ;
 B = Section de béton ;
 A = Section de l'acier ;
 $I_{\Delta} = I_0 + BZ^2$
 I_0 : Moment d'inertie / CDG.

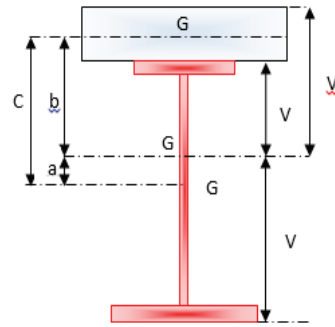


Figure VI.1 la section mixte

$$\left\{ \begin{array}{l} I_0 = bh^3/12 \text{ Pour une section rectangulaire ;} \\ I_0 = bh^3/36 \text{ Pour une section triangulaire.} \end{array} \right.$$

A.1.1 caractéristiques géométriques de la dalle

❖ La Largeur de la dalle participante :(selon Ciolina)

Be : largeur de la participante ;
 B : écartement des poutres ;
 L : Porte.

$$\frac{Be}{B} \leq \frac{L}{10B}$$

$$Be \leq \frac{L}{10} ; Be \leq \frac{45}{10} = 4.5m,$$

$$Be = 4.5m$$

Tableau A1 Caractéristiques géométriques de la section du béton

désignatio n	Dimension (m×m)	B (m ²)	Z (m)	Z ² (m ²)	S _Δ =BZ (m ²)	I ₀ (m ⁴)	I _Δ (m ⁴)
1	2.25×0.4	0.9	0.2	0.04	0.18	0.012	0.048
2	2.25×0.3	0.675	0.25	0.0625	0.1688	5.0625×10 ⁻³	0.0473
3	0.1×2.25	0.1125	0.066	4.44×10 ⁻³	7.425×10 ⁻³	0.0316	0.032
B		1.6875					
S _Δ					0.3562		
I _Δ							0.126

$$y_{Gb} = S_{\Delta} / B = 0.3562 / 1.6875$$

$$y_{Gb} = 0.2111m$$

$$I_{Gb} = I_{\Delta} - S_{\Delta} \times y_{Gb} = 0.126 - 0.3562 \times 0.2111$$

$$I_{Gb} = 0.0508m^4$$

A 1.2 caractéristiques géométriques de la section métallique seule (poutre I)

Tableau A2 Caractéristiques géométriques de la section métallique seule

désignation	Dimension (m ²)	A (m ²)	Z (m)	Z ² (m ²)	I _o (m ⁴)	I _G (m ⁴)
1	1.2×0.075	0.09	1.2625	1.594	4.2187×10 ⁻⁵	0.1436
2	3.285×0.018	0.0592	0.4175	0.1743	0.0532	0.0635
3	1×0.04	0.04	2.08	4.3264	5.3334×10 ⁻⁶	0.1731
A		0.1892				
I _G						0.3802

A1.3 caractéristiques géométriques de la section mixte

❖ Section homogénéisée de la poutre mixte

$$S_n = A + (B/n);$$

Avec

$$\left\{ \begin{array}{l} A=0.1892\text{m}^2 \\ B=1.6875\text{m}^2 \\ n=\{\infty;18;15;6\} \end{array} \right.$$

Ce qui donnera :

$$\left\{ \begin{array}{l} S_{\infty}=0.1892\text{m}^2 \\ S_{15.6}=0.2830\text{m}^2 \\ S_{16.9}=0.3017\text{m}^2 \\ S_{6.25}=0.4705\text{m}^2 \end{array} \right.$$

❖ La distance entre le centre de gravité de la section du béton et celui de la charpente

$$C = y_{bG} + y_{aG}$$

Avec

$$\left\{ \begin{array}{l} y_{bG} = 2.1\text{m} \\ y_{aG} = 0.211\text{m} \end{array} \right. \quad \longrightarrow \quad C = 2.311\text{m}$$

❖ Position du centre de gravité de la section d'acier par rapport à celui de la section mixte

$$a_n = B.C / n.S_n$$

Ce qui donnera :

$$\left\{ \begin{array}{l} a_{\infty}=0 \text{ m} \\ a_{15.6}=0.7656\text{m} \\ a_{16.9}=0.8617 \\ a_{6.25}=1.3814\text{m} \end{array} \right.$$

- ❖ **Position du centre de gravité de la section du béton par rapport à celui de la section mixte**

$$b_n = A.C / S_n$$

Ce qui donnera :

$$b_{\infty} = 2.31 \text{ m}$$

$$b_{15.6} = 1.545 \text{ m}$$

$$b_{16.9} = 1.4493 \text{ m}$$

$$b_{6.25} = 0.9293 \text{ m}$$

- ❖ **Moment d'inertie de la section mixte par rapport le centre de gravité**

$$I_{Gba} = I_{Ga} + (I_{Gb}/n) + a_n . b_n . S_n$$

Avec

$$I_{Ga} = 0.3802 \text{ m}^4$$

$$I_{Gb} = 0.0508 \text{ m}^4$$

Ce qui donnera :

$$I_{\infty} = 0.3802 \text{ m}^4$$

$$I_{15.6} = 0.7598 \text{ m}^4$$

$$I_{16.9} = 0.7604 \text{ m}^4$$

$$I_{6.25} = 0.9926 \text{ m}^4$$

- ❖ **Les bras de leviers**

$$V_{bn} = b_n + 0.189$$

$$V_{sn} = b_n - 0.2111$$

$$V_{in} = a_n + 1.300$$

Tableau A3. Caractéristiques géométriques de la section mixte

N	∞	15.6	16.9	6.25
S_n (m2)	0.18920	0.2830	0.3017	0.4705
a_n (m)	0	0.7656	0.8617	1.3814
b_n (m)	2.3110	1.545	1.4493	0.9293
I_{Gba} (m4)	0.3802	0.7598	0.7604	0.9926
V_{bn} (m)	2.5000	1.734	1.6383	1.1183
V_{sn} (m)	2.0999	1.3339	1.2382	0.7182
V_{in} (m)	1.3000	2.0656	2.1617	2.6814

ANNEXE B

Tableau VII.10 – Contraintes des fibres extrêmes dans la phase de service : Etat pont à vide.

Voussoirs	X (m)	M (MN.m)	n C F	n C C	P F (MN)	P C (MN)	S (m ²)	I (m ⁴)	v (m)	v' (m)	e _f (m)	e _c (m)	σ _{Sup} (MPa)	σ _{Inf} (MPa)	Obs
début VC 01	0,00	0,00	0	2	0,00	10,66	10,81	18,03	1,35	2,17	0,00	2,02	0,19	3,58	✓
début VC 02	3,00	-14,77	0	4	0,00	21,32	10,81	18,03	1,35	2,17	0,00	2,02	0,22	5,38	✓
début VSC C01-P01	6,00	-29,79	0	6	0,00	31,98	10,81	18,03	1,35	2,17	0,00	2,02	0,35	7,15	✓
début V 01	10,00	-40,05	2	6	4,13	31,99	10,81	18,03	1,35	2,17	1,15	2,02	1,86	5,72	✓
début V 02	14,00	-39,16	4	6	8,26	31,98	10,82	18,84	1,39	2,19	1,19	2,04	2,52	5,61	✓
début V 03	18,00	-27,13	6	4	12,40	21,32	11,49	21,84	1,47	2,24	1,27	2,04	2,89	3,00	✓
début V 04	22,00	3,69	8	2	16,53	10,66	11,96	26,10	1,59	2,35	1,39	2,09	2,09	2,54	✓
début V 05	26,00	31,59	10	0	20,67	0,00	12,46	32,56	1,80	2,46	1,60	0,00	1,74	1,55	✓
début V 06	30,00	79,11	12	0	24,80	0,00	13,52	43,15	2,05	2,62	1,85	0,00	0,26	3,85	✓
début V 07	33,00	123,14	16	0	33,07	0,00	14,06	52,48	2,22	2,83	2,02	0,00	0,30	5,39	✓
début V 08	36,00	174,75	20	0	41,34	0,00	14,72	65,04	2,51	2,98	2,31	0,00	0,35	6,44	✓
début V 09	39,00	234,21	24	0	49,61	0,00	16,00	83,81	2,82	3,14	2,62	0,00	0,41	7,01	✓
début VSP P 01	42,00	301,93	28	0	57,87	0,00	17,00	105,6	3,10	3,40	2,90	0,00	0,53	7,72	✓
0,00	48,00	378,25	28	0	57,87		17,00	105,6	3,10	3,40	2,90	0,00	0,90	10,18	✓
début V 10	54,00	286,53	28	0	57,87	0,00	17,00	105,6	3,10	3,40	2,90	0,00	0,20	7,23	✓
début V 11	57,00	211,11	24	0	49,61	0,00	16,00	83,81	2,82	3,14	2,62	0,00	0,37	6,14	✓
début V 12	60,00	143,96	20	0	41,34	0,00	14,72	65,04	2,51	2,98	2,31	0,00	0,94	5,03	✓

ANNEXE B

début V 13	63,00	84,66	16	0	33,07	0,00	14,06	52,48	2,22	2,83	2,02	0,00	1,60	3,32	✓
début V 14	66,00	32,93	12	2	24,80	10,66	13,52	43,15	2,05	2,62	1,85	2,31	2,07	3,33	✓
début V 15	70,00	24,85	10	4	20,67	21,32	12,46	32,56	1,80	2,46	1,60	2,20	1,23	6,29	✓
début V 16	74,00	-70,41	8	6	16,53	31,98	11,96	26,10	1,59	0,00	1,39	2,90	4,10	4,06	✓
début V 17	78,00	-104,11	6	8	12,40	42,64	11,49	21,84	1,47	2,24	1,27	2,04	7,00	1,42	✓
début V 18	82,00	-126,40	4	10	8,26	53,30	10,82	18,84	1,39	2,19	1,19	2,02	7,80	2,37	✓
début VSC P01-P02	86,00	-137,55	2	14	4,13	74,63	10,81	18,03	1,35	2,17	1,15	2,02	6,65	8,30	✓
début V19	90,00	-137,77	2	14	4,13	74,63	10,81	18,03	1,35	2,17	1,15	2,02	6,65	8,30	✓
début V 20	94,00	-126,40	4	10	8,26	53,30	10,82	18,84	1,39	2,19	1,19	2,04	7,72	2,49	✓
début V 21	98,00	-104,11	6	8	12,40	42,64	11,49	21,84	1,47	2,24	1,27	2,09	6,86	1,64	✓
début V 22	102,0	-70,40	8	6	16,53	31,98	11,96	26,10	1,59	2,35	1,39	2,20	5,46	1,98	✓
début V 23	106,0	-24,85	10	4	20,67	21,32	12,46	32,56	1,80	2,46	1,60	2,31	3,85	2,72	✓
début V 24	110,0	32,93	12	2	24,80	10,66	13,52	43,15	2,05	2,62	1,85	2,31	2,07	3,33	✓
début V 25	113,0	84,66	16	0	33,07	0,00	14,06	52,48	2,22	2,83	2,02	0,00	1,60	3,32	✓
début V 26	116,0	143,96	20	0	41,34	0,00	14,72	65,04	2,51	2,98	2,31	0,00	0,94	5,03	✓
début V 27	119,0	211,11	24	0	49,61	0,00	16,00	83,81	2,82	3,14	2,62	0,00	0,37	6,14	✓
début VSP P 02	122,0	286,53	28	0	57,87	0,00	17,00	105,59	3,10	3,40	2,90	0,00	0,20	7,23	✓
AXE VSP P 02	128,0	378,25	28	0	57,87	0,00	17,00	105,59	3,10	3,40	2,90	0,00	0,90	10,18	✓
début V 28	134,0	301,93	28	0	57,87	0,00	17,00	105,59	3,10	3,40	2,90	0,00	0,53	7,72	✓

ANNEXE B

début V 29	137,0	234,21	24	0	49,61	0,00	16,00	83,81	2,82	3,14	2,62	0,00	0,41	7,01	✓
début V 30	140,0	174,75	20	0	41,34	0,00	14,72	65,04	2,51	2,98	2,31	0,00	0,35	6,44	✓
début V 31	143,0	123,14	16	0	33,07	0,00	14,06	52,48	2,22	2,83	2,02	0,00	0,30	5,39	✓
début V 32	146,0	79,11	12	0	24,80	0,00	13,52	43,15	2,05	2,62	1,85	0,00	0,26	3,85	✓
début V 33	150,0	31,59	10	0	20,67	0,00	12,46	32,56	1,80	2,46	1,60	0,00	1,74	1,55	✓
début V 34	154,0	-3,69	8	2	16,53	10,66	11,96	26,10	1,59	2,35	1,39	2,02	2,59	1,81	✓
début V 35	158,0	-27,13	6	4	12,40	21,32	11,49	21,84	1,47	2,24	1,27	2,02	2,92	2,95	✓
début V 36	162,0	-39,16	4	6	8,26	31,98	10,82	18,84	1,39	2,19	1,19	2,02	2,57	5,53	✓
début VSC P02-C02	166,0	-40,05	2	6	4,13	31,98	10,81	18,03	1,35	2,17	1,15	2,02	1,86	5,72	✓
début VC 03	170,00	-29,79	0	6	0,00	31,98	10,81	18,03	1,35	2,17	0,00	2,04	0,30	7,23	✓
début VC 04	173,0	-14,77	0	4	0,00	21,32	10,81	18,03	1,35	2,17	0,00	2,04	0,22	5,43	✓
FIN VC 04	176,0	0,00	0	2	0,00	10,66	10,81	18,03	1,35	2,17	0,00	2,09	0,19	3,67	✓

Tableau VII.11 – Contraintes des fibres extrêmes dans la phase de service : Etat pont en service.

Voussoirs	X (m)	M ₁ (MN.m)	M ₂ (MN.m)	n C F	n C C	P F (MN)	P C (MN)	e _r (m)	e _c (m)	σ _{Sup-1} MPa	σ _{Inf-1} MPa	σ _{Sup-2} MPa	σ _{Inf-2} MPa	Obs
début VC 01	0,00	0,00	0,00	0	2	0,00	10,66	10,81	18,03	1,35	2,17	0,00	1,97	✓
début VC 02	3,00	-19,29	-16,94	0	4	0,00	21,32	10,81	18,03	1,35	2,17	0,00	2,02	✓
début VSC C01-P01	6,00	-39,53	-25,43	0	6	0,00	31,98	10,81	18,03	1,35	2,17	0,00	2,02	✓
début V 01	10,00	-55,11	-39,34	2	6	4,13	31,98	10,81	18,03	1,35	2,17	1,15	2,02	✓

ANNEXE B

début V 02	14,00	-57,66	-28,10	4	6	8,26	31,98	10,82	18,84	1,39	2,19	1,19	2,04	✓
début V 03	18,00	-47,24	-12,72	6	4	12,40	21,32	11,49	21,84	1,47	2,24	1,27	2,04	✓
début V 04	22,00	-23,65	14,06	8	2	16,53	10,66	11,96	26,10	1,59	2,35	1,39	2,09	✓
début V 05	26,00	12,89	52,70	10	0	20,67	0,00	12,46	32,56	1,80	2,46	1,60	0,00	✓
début V 06	30,00	62,63	103,38	12	0	24,80	0,00	13,52	43,15	2,05	2,62	1,85	0,00	✓
début V 07	33,00	99,47	116,11	16	0	33,07	0,00	14,06	52,48	2,22	2,83	2,02	0,00	✓
début V 08	36,00	140,43	162,45	20	0	41,34	0,00	14,72	65,04	2,51	2,98	2,31	0,00	✓
début V 09	39,00	217,84	221,33	24	0	49,61	0,00	16,00	83,81	2,82	3,14	2,62	0,00	✓
débutVSP P 1	42,00	266,33	311,40	28	0	57,87	0,00	17,00	105,5	3,10	3,40	2,90	0,00	✓
AXEVSP P01	48,00	346,45	50,34	28	0	57,87	0,00	17,00	105,5	3,10	3,40	2,90	0,00	✓
début V 10	54,00	280,53	312,42	28	0	57,87	0,00	17,00	105,5	3,10	3,40	2,90	0,00	✓
début V 11	57,00	206,00	220,94	24	0	49,61	0,00	16,00	83,81	2,82	3,14	2,62	0,00	✓
début V 12	60,00	139,73	158,33	20	0	41,34	0,00	14,72	65,04	2,51	2,98	2,31	0,00	✓
début V 13	63,00	79,67	96,09	16	0	33,07	0,00	14,06	52,48	2,22	2,83	2,02	0,00	✓
début V 14	66,00	24,49	43,48	12	2	24,80	10,66	13,52	43,15	2,05	2,62	1,85	2,31	✓
début V 15	70,00	-37,46	-15,48	10	4	20,67	21,32	12,46	32,56	1,80	2,46	1,60	2,20	✓
début V 16	74,00	-86,59	-62,22	8	6	16,53	31,98	11,96	26,10	1,59	2,35	1,39	2,90	✓
début V 17	78,00	-112,53	-97,10	6	8	12,40	42,64	11,49	21,84	1,47	2,24	1,27	2,04	✓
début V 18	82,00	-141,50	-120,58	4	10	8,26	53,30	10,82	18,84	1,39	2,19	1,19	2,02	✓
début VSC P01-P02	86,00	-159,63	-109,06	2	14	4,13	74,63	10,81	18,03	1,35	2,17	1,15	2,02	✓

ANNEXE B

début V 19	90,00	-159,63	-132,91	2	14	4,13	74,63	10,81	18,03	1,35	2,17	1,15	2,02	✓
début V 20	94,00	-147,50	-120,58	4	10	8,26	53,30	10,82	18,84	1,39	2,19	1,19	2,04	✓
début V 21	98,00	-112,53	-97,10	6	8	12,40	42,64	11,49	21,84	1,47	2,24	1,27	2,09	✓
début V 22	102,00	-86,59	-62,22	8	6	16,53	31,98	11,96	26,10	1,59	2,35	1,39	2,20	✓
début V 23	106,00	-37,47	-15,48	10	4	20,67	21,32	12,46	32,56	1,80	2,46	1,60	2,31	✓
début V 24	110,00	24,49	43,48	12	2	24,80	10,66	13,52	43,15	2,05	2,62	1,85	2,31	✓
début V 25	113,00	79,66	96,09	16	0	33,07	0,00	14,06	52,48	2,22	2,83	2,02	0,00	✓
début V 26	116,00	139,74	158,33	20	0	41,34	0,00	14,72	65,04	2,51	2,98	2,31	0,00	✓
début V 27	119,00	206,00	221,93	24	0	49,61	0,00	16,00	83,81	2,82	3,14	2,62	0,00	✓
début VSP P 02	122,00	280,53	311,41	28	0	57,87	0,00	17,00	105,6	3,10	3,40	2,90	0,00	✓
AXE VSP P 02	128,00	33,24	503,47	28	0	57,87	0,00	17,00	105,6	3,10	3,40	2,90	0,00	✓
début V 28	134,00	281,53	311,45	28	0	57,87	0,00	17,00	105,6	3,10	3,40	2,90	0,00	✓
début V 29	137,00	206,00	220,94	24	0	49,61	0,00	16,00	83,81	2,82	3,14	2,62	0,00	✓
début V 30	140,00	144,83	162,25	20	0	41,34	0,00	14,72	65,04	2,51	2,98	2,31	0,00	✓
début V 31	143,00	99,47	116,11	16	0	33,07	0,00	14,06	52,48	2,22	2,83	2,02	0,00	✓
début V 32	146,00	62,64	103,58	12	0	24,80	0,00	13,52	43,15	2,05	2,62	1,85	0,00	✓
début V 33	150,00	12,71	52,89	10	0	20,67	0,00	12,46	32,56	1,80	2,46	1,60	0,00	✓
début V 34	154,00	-23,66	14,06	8	2	16,53	10,66	11,96	26,10	1,59	2,35	1,39	2,02	✓
début V 35	158,00	-47,22	-12,72	6	4	12,40	21,32	11,49	21,84	1,47	2,24	1,27	2,02	✓
début V 36	162,00	-57,66	-28,10	4	6	8,26	31,98	10,82	18,84	1,39	2,19	1,19	2,02	✓

ANNEXE B

début VSC P02-C02	166,00	-55,11	-39,34	2	6	4,13	31,98	10,81	18,03	1,35	2,17	1,15	2,02	✓
début VC 03	170,00	-39,53	-26,43	0	6	0,00	31,98	10,81	18,03	1,35	2,17	0,00	2,04	✓
début VC 04	173,00	-19,29	-17,32	0	4	0,00	21,32	10,81	18,03	1,35	2,17	0,00	2,04	✓
FIN VC 04	176,00	0,00	0,00	0	2	0,00	10,66	10,81	18,03	1,35	2,17	0,00	2,09	✓

ANNEXE B

Tableau.1. Pertes de tension par frottement.

X	Cables	L	θ 1	Axe VSP	FIN VSP	FIN V1	FIN V2	FIN V3	FIN V4	FIN V5	FIN V6	FIN V7	FIN V8	FIN V9
6	C1	6,00	0,08	48,56										
6	C2	6,00	0,08	48,56										
9,00	C3	3,00	0,15	83,05	57,75									
9,00	C4	3,00	0,15	83,05	57,75									
12,00	C5	3,00	0,24	118,04	93,37	80,87								
12,00	C6	3,00	0,24	118,04	93,37	80,87								
15,00	C7	3,00	0,24	130,21	105,76	93,37	80,87							
15,00	C8	3,00	0,24	130,21	105,76	93,37	80,87							
18,00	C9	3,00	0,00	77,59	52,19	39,32	26,33	13,22						
22,00	C10	4,00	0,00	94,27	69,17	52,19	43,62	30,67						
26,00	C11	4,00	0,00	110,75	85,96	69,17	60,71	47,91	35,00	17,61				
30,00	C12	4,00	0,00	127,04	102,54	102,54	77,59	64,95	52,19	35,00				
34,00	C13	4,00	0,00	143,13	118,92	118,92	94,27	81,78	69,17	52,19	35,00	16,86		
38,00	C14	4,00	0,00	159,03	135,11	127,04	110,75	98,41	85,96	69,17	52,19	33,52	17,61	
Moyenne				105,11	89,80	85,77	71,88	56,16	51,99	43,49	34,93	25,19	17,61	0,00
EN (%)				7,12	6,08	5,81	4,87	3,80	3,52	2,95	2,37	1,71	1,19	0,00

ANNEXE B

Tableau .2.Pertes de tension par recul de l'ancrage

X	L	Théta	k	d	Axe VSP	FIN VSP	FIN V1	FIN V2	FIN V3	FIN V4	FIN V5	FIN V6	FIN V7	FIN V8	FIN V9
6,00	6,00	0,08	0,006	6,83	13,86	114,23									
6,00	6,00	0,08	0,006	6,83	13,86	114,23									
9,00	9,00	0,20	0,007	5,96	-	65,00	130,92								
9,00	9,00	0,20	0,007	5,96	-	65,00	130,92								
12,00	12,00	0,24	0,007	6,14	-	-	64,96	126,96							
12,00	12,00	0,24	0,007	6,14	-	-	64,96	126,96							
15,00	15,00	0,27	0,007	6,33	-	-	6,38	64,83	123,28						
15,00	15,00	0,27	0,007	6,33	-	-	6,38	64,83	123,28						
18,00	18,00	-	0,003	9,38	-	-	3,41	29,98	56,54	83,11					
22,00	22,00	-	0,003	9,38	-	-	-	-	21,12	47,69	83,11				
26,00	26,00	-	0,003	9,38	-	-	-	-	-	12,26	47,69	83,11			
30,00	30,00		0,003	9,38			-	-	-	-	12,26	47,69	83,11		
34,00	34,00	-	0,003	9,38	-	-	-	-	-	-	-	12,26	47,69	83,11	
38,00	38,00	-	0,003	9,38	-	-	-	-	-	-	-	-	12,26	47,69	2,69

ANNEXE B

Moyenne	13,86	89,61	58,28	82,71	81,05	47,69	47,69	47,69	65,40	2,69
En (%)	0,94	6,07	3,95	5,60	5,49	3,23	3,23	3,23	4,43	0,18

Tableau.3.Pertes de tension dues aux non-simultanéités de la mise en tension.

Abcs	N° cables	v (m)	dmoy(m)	emoy(m)	I (m4)	S (m2)	Mg (MN.m)	P (MPa)	$\Delta\sigma_e$ (MPa)	$\Delta\sigma_e$ (%)
Axe VSP	28	3,10	0,63	2,47	105,59	17,00	152,32	2,45	11,67	0,79
FIN VSP	28	3,10	0,63	2,47	105,59	17,00	147,38	2,34	11,04	0,75
FIN V1	24	2,82	0,63	2,19	83,81	16,00	119,33	2,40	9,98	0,68
FIN V2	20	2,51	0,63	1,88	65,04	14,72	94,68	2,38	8,15	0,55
FIN V3	16	2,22	0,63	1,59	52,48	14,06	73,20	2,41	6,30	0,43
FIN V4	12	2,05	0,20	1,85	43,15	13,52	54,76	2,48	5,85	0,40
FIN V5	10	1,80	0,20	1,60	32,56	12,46	34,61	2,50	5,98	0,41
FIN V6	8	1,59	0,20	1,39	26,10	11,96	19,25	2,51	5,65	0,38
FIN V7	6	1,47	0,20	1,27	21,84	11,49	8,50	2,53	5,14	0,35
FIN V8	4	1,39	0,20	1,19	18,84	10,82	2,13	2,51	4,09	0,28
FIN V9	2	1,35	0,20	1,15	18,03	10,81	0,00	2,66	2,33	0,16

ANNEXE B

Tableau.4. Pertes par fluage

Abcs	N° cables	v (m)	dmoy(m)	e moy (m)	I (m4)	S (m2)	Mg (MN.m)	P (MPa)	$\Delta\sigma f$ (MPa)	$\Delta\sigma e$ (%)
Axe VSP	28	3,10	0,63	2,47	105,59	17,00	152,32	2,42	60,25	4,08
FIN VSP	28	3,10	0,63	2,47	105,59	17,00	147,38	2,32	56,98	3,86
FIN V1	24	2,82	0,63	2,19	83,81	16,00	119,33	2,38	51,60	3,50
FIN V2	20	2,51	0,63	1,88	65,04	14,72	94,68	2,37	42,23	2,86
FIN V3	16	2,22	0,63	1,59	52,48	14,06	73,20	2,40	32,75	2,22
FIN V4	12	2,05	0,20	1,85	43,15	13,52	54,76	2,47	30,38	2,06
FIN V5	10	1,80	0,20	1,60	32,56	12,46	34,61	2,48	31,11	2,11
FIN V6	8	1,59	0,20	1,39	26,10	11,96	19,25	2,50	29,47	2,00
FIN V7	6	1,47	0,20	1,27	21,84	11,49	8,50	2,52	26,82	1,82
FIN V8	4	1,39	0,20	1,19	18,84	10,82	2,13	2,50	21,36	1,45
FIN V9	2	1,35	0,20	1,15	18,03	10,81	0,00	2,65	12,17	0,82

ANNEXE B

Tableau.4. Pertes par relaxation.

Abcs	N° cables	Seg pi	Mue	Mue 0	$\Delta\sigma_{rel}$ (MPa)	en (%)
Axe VSP	28	1345,37	0,723	0,43	59,19	4,01
FIN VSP	28	1285,60	0,691	0,43	50,37	3,41
FIN V1	24	1321,91	0,711	0,43	55,66	3,77
FIN V2	20	1313,20	0,706	0,43	54,37	3,68
FIN V3	16	1332,53	0,716	0,43	57,25	3,88
FIN V4	12	1370,47	0,737	0,43	63,07	4,27
FIN V5	10	1378,88	0,741	0,43	64,39	4,36
FIN V6	8	1387,74	0,746	0,43	65,80	4,46
FIN V7	6	1397,92	0,752	0,43	67,43	4,57
FIN V8	4	1388,92	0,747	0,43	65,99	4,47
FIN V9	2	1470,98	0,791	0,43	79,62	5,39

