République Algérienne Démocratique et Populaire

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

المـــدرســـة الوطنيـــة العليـــا للأشغـال العموميـة

فرنسيس جانسون

Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics

Francis Jeanson

Mémoire

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

Filière : Travaux Publics

Spécialité : Infrastructures de Base

Thème

Réalisation du tronçon Ksar El Boukhari Boughzoul sur un linéaire de 40 Km De La Nouvelle Ligne Boumadfaa El Djelfa

Etude Et Conception D'un Viaduc Ferroviaire

Du Pk 3+991,71 À Pk 5+751,40

Présenté par :

- MESSELLEKA Abderrahmane
- MOKHTARI Abderrahmane

Encadré par :

Mr. SEBAH Omar

Promotion 2025/2026

© ENSTP-FJ - Garidi - Vieux Kouba

REMERCIEMENTS

Avant toute chose, nous remercions Allah le Tout-Puissant, pour nous avoir accordé la santé, la patience et la force nécessaires pour mener à bien ce travail.

Nous exprimons ensuite notre profonde gratitude à notre encadrant, **M. Sebah Omar**, pour la confiance qu'il nous a accordée, son accompagnement rigoureux et bienveillant, Sa disponibilité et son exigence scientifique ont été une source de motivation constante tout au long de cette étude.

Nous remercions chaleureusement l'entreprise SAPTA pour nous avoir permis d'effectuer notre stage de fin d'études au sein de ses structures, dans un cadre professionnel enrichissant qui a favorisé notre immersion dans le monde du génie civil et de la conception des ouvrages d'art.

Nous tenons tout particulièrement à exprimer notre reconnaissance à **M. Siouani Toufik, M. Dahman Mohammed et M. Henna Youcef** pour leur grande disponibilité, leur accompagnement bienveillant et tout ce qu'ils nous ont transmis, tant sur le plan technique qu'humain. Leur expérience et leur regard critique sur nos travaux ont été d'une aide précieuse.

Nous remercions également l'ensemble des enseignants de l'ENSTP pour la qualité de leur formation, leur rigueur pédagogique et leur engagement à former des ingénieurs compétents et responsables. Une pensée spéciale s'adresse à **Madame Mahiaoui**, cheffe du département DIB, pour son engagement, sa bienveillance et les efforts qu'elle n'a cessé de fournir en faveur des étudiants.

Nos remerciements s'adressent aussi à l'ensemble du personnel administratif et technique de l'école, ainsi qu'aux membres du jury qui ont accepté d'évaluer ce travail et de contribuer à notre formation par leurs remarques et suggestions.

DEDICACES

Je dédie ce travail de fin d'études à

Mes très chers parents, ma mère et mon père, en témoignage de ma profonde gratitude pour leur amour inconditionnel, leurs sacrifices, leur patience et leur soutien indéfectible tout au long de mon parcours. Leur confiance et leurs encouragements constants m'ont permis d'atteindre cette étape importante de ma vie.

À mes chers frères, Abdelmalek et Sami, pour leur fraternité, leur présence, et leur soutien sans faille durant toutes les étapes de mon parcours.

À ma chère sœur, pour son affection, sa bienveillance et ses encouragements qui m'ont toujours accompagné et motivé.

À la mémoire de mes très chers grands-parents, qu'Allah leur accorde Sa miséricorde et les accueille dans Son vaste Paradis. Leur souvenir reste vivant dans mon cœur, et leurs valeurs continuent de m'inspirer au quotidien.

À mes chers amis, Mohamed et Hichem, pour leur amitié sincère, leur soutien précieux, leurs encouragements et tous les moments partagés qui ont rendu ce parcours plus humain et plus agréable.

Je dédie également ce travail à mon binôme de projet, Abderrahmane, pour sa collaboration, son engagement et l'esprit d'équipe tout au long de ce projet.

J'adresse enfin mes sincères remerciements à toutes les personnes qui, de près ou de loin, ont contribué à ma réussite, m'ont soutenu, conseillé et encouragé avec générosité, sans intérêt ni condition.

Enfin, je dédie ce travail à tous ceux qui ont cru en moi et m'ont encouragé à persévérer jusqu'à l'aboutissement de ce projet.

Abderrahmane Messelleka

DEDICACES

Je dédie ce travail à :

Mes très chers parents, *Aucune expression ne saurait traduire pleinement l'immensité de ma gratitude ni la profondeur de mon amour envers vous. Vous avez été, tout au long de mon parcours, une source inépuisable d'affection, de soutien et de sagesse. Vos sacrifices silencieux, votre confiance indéfectible, vos encouragements constants et vos prières ont été les fondements de chacune de mes réussites.*

À mes chères sœurs, *pour leur affection, leur soutien indéfectible et leur présence précieuse tout au long de mon parcours.*

À mes chers amis *Mohamed, Aïssa, Youcef et Younes, Adem et Zerkouk en témoignage de mon estime et de ma gratitude pour leur amitié sincère, leur confiance et les moments inoubliables partagés ensemble.*

À mon binôme, ***Abderrahmane*** *pour sa collaboration, son sérieux et son engagement tout au long de ce projet.*

Enfin, je dédie ce travail ***à ma deuxième famille****, mes frères de cœur. À ceux qui partagent avec moi l'amour du rouge et du blanc, une même passion et des valeurs communes. À ceux avec qui j'ai traversé les joies comme les épreuves, et auprès desquels j'ai appris le véritable sens de la loyauté, de la fraternité et du respect. Merci pour votre esprit de solidarité et tous ces souvenirs qui ont marqué mon parcours.*

À toutes ces personnes qui occupent une place particulière dans ma vie, je dédie ce travail avec une profonde reconnaissance, un immense respect et une sincère affection.

Abderrahmane Mokhtari

ملخص

يدرج هذا العمل في إطار مشروع نهاية الدراسات يهدف إلى تصميم ودراسة جسر سكك حديدية مزدوج المسار، واقع بمنطقة قصر البخاري (ولاية المدية) على الخط الرابط بين بومدفع والجلفة، بطول إجمالي يبلغ 1759 متراً.

تتناول دراستنا كلاً من الجانب التصميمي والدراسة التفصيلية لهيكل علوي مختلط من الفولاذ والخرسانة من نوع ثنائي الصندوق ذي ارتفاع ثابت، والذي تم اعتماده بعد مقارنة تحليلية لثلاثة بدائل. يتم التحقق من هذا التصميم باستخدام نموذج عددي أنجز بواسطة برنامج MIDAS Civil 2022 المعتمد على طريقة العناصر المحدودة.

ثم يتم إعادة حساب وتصميم والتحقق من العناصر الأخرى المكونة للجسر، مثل أجهزة الاستناد الوعائية، المفاصل تحت الصابورة، البنى التحتية (الأعمدة والدعامات)، والأساسات العميقة على خوازيق، بالاعتماد على المعايير الجزائرية والدولية.

كلمات مفتاحية :جسر سكك حديدية، جسر سكة حديد، هيكل علوي مختلط ثنائي الصندوق، هيكل علوي مختلط متساوي الارتفاع، تحليل ديناميكي HSLM لجسر السكك الحديدية.

Abstract:

The present work is part of our final year project. It aims to design and study a double-track railway viaduct, located in Ksar El Boukhari (Médéa province) on the Boumadfaâ-Djelfa railway line, with a total length of 1,759 metres.

Our study covers both the conceptual aspect and the detailed analysis of a steel-concrete composite deck of the twin-girder type with constant depth, selected after a comparative analysis of three alternatives. This design is then verified using a numerical model created with MIDAS Civil 2022 software, based on the finite element method.

The other components of the bridge, such as pot bearings, ballastless joints, the substructure (piers and abutments) and deep pile foundations, are then dimensioned, calculated and checked according to Algerian and international standards.

Keywords: Railway viaduct, Rail bridge, Composite twin-girder, Isostatic composite deck, Dynamic HSLM analysis of the railway viaduct.

Résumé

Le présent travail s'inscrit dans le cadre de notre projet de fin d'études. Il a pour objectif de concevoir et d'étudier un viaduc ferroviaire à double voie, situé à Ksar El Boukhari (wilaya de Médéa) sur la ligne reliant Boumadfaâ à Djelfa, sur une longueur totale de 1 759 mètres.

Notre étude touche à la fois l'aspect conceptionnel et l'étude détaillée d'un tablier mixte acier-béton de type bipoutre à hauteur constante, retenu après analyse comparative de trois variantes. Cette conception est ensuite vérifiée à l'aide d'un modèle numérique réalisé avec le logiciel MIDAS Civil 2022, basé sur la méthode des éléments finis.

Les autres éléments composant le pont, tels que les appareils d'appui à pot, les joints sous ballast, l'infrastructure et les fondations profondes sur pieux, sont ensuite dimensionnés, calculés et vérifiés en se basant sur les normes algériennes et internationales.

Mots clés : Viaduc ferroviaire, Pont rail, Bipoutre mixte, Tablier mixte isostatique, Analyse dynamique HSLM du viaduc ferroviaire.

Sommaire

Introduction générale

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

I.1 Introduction 1
I.2 Objectif et situation du projet 1
I.2.1 Objectif du projet 1
I.2.2 Situation du projet 1
I.2.3 Les obstacles à franchir 2
I.3 Données du projet 2
I.3.1 Données géométriques 2
I.3.2 Données naturelles 4

Chapitre II : Conception et prédimensionnement de l'ouvrage

II.1 Introduction 7
II.2 Étude et proposition des variantes de tablier 7
II.2.1 Variante n°1 : Poutre-caisson à hauteur constante en béton précontraint construit par encorbellements successifs 7
II.2.1.4 Phases de construction 11
II.2.2 Variante n°2 : Pont à poutres précontraintes par post-tension (VIPP) 11
II.2.3 Variante n°3 : Pont mixte acier-béton bipoutres 15
II.2.3.4 Phases de construction 19
II.3 Analyse multicritère des variantes 19
II.3.1 Comparaison entre les trois techniques de construction 19

Chapitre III : Matériaux et hypothèses de calcul

III.1 Introduction 21
III.2 Normes et règlements de calcul 21
III.3 Caractéristiques des matériaux 21
III.3.1 Béton 21
III.3.2 Acier 24
III.4 Conclusion 24

Chapitre IV : Évaluation des charges et sollicitations

IV.1 Introduction 25
IV.2 Évaluation des charges et surcharges 25
IV.2.1 Charges permanentes (CP) 25
IV.2.2 Compléments de charges permanentes (CCP) 26
IV.3 Surcharges d'exploitation ferroviaire (EN 1991-2 : 2003) 28
IV.3.1 Charges verticales 28
IV.3.2 Répartition longitudinale des charges par les traverses et le ballast (UIC 774-2, page 6) 30
IV.3.3 Effets dynamiques et coefficient φ (incluant la résonance) – article 6.4 de l'EN 1991-2 31
IV.4 Coefficient dynamique φ (φ_2, φ_3) 33

IV.4.1 Cas d'une voie normalement entretenue 33
IV.4.2 Cas d'une voie soigneusement entretenue 33
IV.5 Charges horizontales 34
IV.5.1 Forces centrifuges (article 6.5.1 de l'EN 1991-2 : 2003) 34
IV.5.2 Actions dues à l'accélération et au freinage (article 6.5.3 de l'EN 1991-2 : 2003) 35
IV.6 Actions naturelles 36
IV.6.1 Action du vent (NF EN 1991-1-4, complété par le RCPR) 36
IV.6.2 Variation uniforme de température ΔTu 36
IV.7 Gradient thermique linéaire Δθ (article 3.1.2.2 du RCPR) 37
IV.8 Application des charges de trafic – Groupes de charges (article 6.8 de l'EN 1991-2 : 2003) 38
IV.8.1 Principes généraux 38
IV.8.2 Groupes retenus pour le projet 38
IV.9 Combinaisons d'actions selon l'EN 1990 – Annexe A2 38
IV.9.1 Généralités 38
IV.9.2 Formules générales de combinaison (EN 1990, expressions 6.10a et 6.10b adaptées) 39
IV.10 Modélisation du tablier 40
IV.10.1 Introduction 40
IV.10.2 Présentation du logiciel MIDAS Civil 2022 40
IV.10.3 Démarche de modélisation du tablier 40
IV.10.4 Vue du modèle en 3D 41
IV.10.5 Résultats obtenus : 43

CHAPITRE V : ETUDE DU TABLIER

V.1 Introduction 45
V.2 Calcul de la section mixte (propriétés des poutres PRS) 45
V.2.2 Coefficient d'équivalence (NF EN 1994-2, §4.2.2) 46
V.2.3 Largeur efficace pour la vérification des sections transversales (EN 1994-2 :1997 46
V.2.4 Caractéristiques Géométriques de la Dalle 48
V.2.5 Calcul des surfaces 48
V.2.6 Position du centre de gravité de la section mixte 49
V.2.7 L'inertie de la section mixte 49
V.2.8 Les caractéristiques mécaniques de la section mixte 50
V.3 Le retrait de béton : 52
V.3.1 Retrait endogène : 52
V.3.2 Retrait de dessication : 52
V.3.4 Retrait thermique : 53
V.3.5 Bilan retrait à court terme : 53
V.3.6 Calcul du retrait au temps infini : 53
V.3.7 Hypothèse de calcul des contraintes dues aux retraits : 54
V.3.8 Contraintes résultantes : 56
V.3.9 Contraintes pondérées dues au retrait 56
V.3.10 Contraintes dans la section mixte – Effet du retrait 56

V.3.11Contraintes résultantes : 56
V.3.12 Contraintes pondérées dues au retrait 57
V.4 Vérification des contraintes de cisaillement : 57
V.5 Vérification des contraintes normales : 57
V.6 Résultats et vérifications par phase de construction 58
V.6.1 Phase 1 – Poutre seule (structure métallique nue) 58
V.6.2 Phase 2 – Bétonnage (béton frais, non résistant) 58
V.6.3 Phase 3 – Fin du bétonnage (structure mixte rigide)..... 59
V.6.4 Phase 4 – Mise en service – Application des surcharges ferroviaires 60
V.6.5 Synthèse des vérifications des contraintes admissibles (toutes phases)..... 60
V.7 Justification sous l'interaction M.V (EN1994-2, 6.2.2.4).....60
V.8 Entretoises et contreventement transversal 61
V.8.1 Définition et fonctions générales..... 61
V.8.2 Dispositions constructives adoptées 61
V.8.2.1 Entretoises courantes (en travée) 61
V.8.2.2 Entretoises sur appuis 62
V.8.3 Vérification des entretoises 63
V.8.4 Vérification de l'entretoise sur appui – PRS 2000 64
V.8.4.1 Vérification de la contrainte de cisaillement 64
V.8.4.2 Vérification de la flèche sous charges d'exploitation (EN 1990, Annexe A2).... 65
V.9 Vérification du voilement de l'âme des poutres principales (EN 1993-1-5) 66
V.9.1 Généralités et dispositions constructives..... 66
V.9.2 Différents types de voilement de l'âme 67
V.9.3 Résistance au voilement pour le premier panneau 67
V.9.4 Résistance au voilement pour les autres panneaux.....68
V.10 Vérification au déversement.....69
V.11 Connecteurs 69
V.11.1 Généralités et principe.....69
V.11.2 Caractéristiques des goujons 69
V.11.3 Résistance caractéristique d'un goujon.....69
V.11.4 Resistance de calcul d'un goujon 70
V.11.5 Flux de cisaillement à l'interface..... 70
V.11.6 Nombre de goujons 70
V.11.7 Résultats et dimensionnement..... 71
V.11.8 Vérification des espacements (dispositions constructives) 72
V.12 Étude de la dalle 73
V.12.1 Généralités et fonctionnement transversal 73
V.12.2 Combinaisons de charges pour le dimensionnement..... 73
V.12.3 Dalle centrale..... 74
V.12.4 Dalle en porte-à-faux (encorbellement) 75
V.13 Assemblages 76
V.13.1 Généralités et importance des assemblages..... 76
V.13.2 Assemblages par soudure..... 76
V.13.3 Contrôle des assemblages soudés 78

V.13.4 Note importante – Conséquences pour les ponts ferroviaires 78

CHAPITRES VI : ÉQUIPEMENTS DU PONT

VI.1 Introduction 79
VI.2 Appareils d'appui 79
VI.2.1 Généralités et fonctions 79
VI.2.2 Types d'appareils d'appui 79
VI.2.3 Principe de l'appareil d'appui à pot 80
VI.2.4 Conditions d'appuis adoptées pour l'ouvrage 81
VI.2.5 Dimensionnement des appareils d'appui 81
VI.2.6 Justification du choix des appareils d'appui à pot (AAP) 81
VI.2.7 Dimensionnement du coussin élastomère 83
VI.3 Dé d'appui 87
VI.3.1 Généralités et fonctions 87
VI.3.2 Dimensions du dé d'appui 88
VI.3.3 Ferraillage des dés d'appui 88
VI.4 Joint sous ballast 89
VI.4.1 Généralités et fonctions 89
VI.4.2 Calcul du souffle (ouverture du joint) 89
VI.5. ÉVACUATION DES EAUX PLUVIALES 91
CONCLUSION 92

CHAPITRE VII : ÉTUDE DE L'INFRASTRUCTURE

VII.1 Introduction 93
VII.2 Étude sismique – Généralités 93
VII.2.1 Objectif de l'étude sismique 93
VII.2.2 Caractéristiques de l'ouvrage relatives à l'étude sismique 93
VII.2.3 Prise en compte des masses (RPOA §4.2.2) 94
VII.2.4 Raideurs des éléments (RPOA §4.2.3) 94
VII.3 Méthode de calcul dynamique – Spectre de réponse 94
VII.3.1 Choix de la méthode 94
VII.3.2 Spectre de réponse élastique (RPOA 2008) 94
VII.4 Analyse dynamique linéaire – Méthode du spectre de réponse (RPOA §4.3.2.2) 96
VII.4.1 Principe général et hypothèses 96
VII.4.2 Modes significatifs 97
VII.4.3 Combinaison des réponses modales (RPOA §4.3.2.4) 97
VII.4.4 Combinaison des composantes de l'action sismique 98
VII.5 Combinaisons des actions de calcul (RPOA §5.1) 98
VII.6 Étude et dimensionnement des piles 99
VII.6.1 Introduction 99
VII.6.2 Implantation des appuis 99
VII.6.3 Conception des piles 100
VII.7 Vérification de la stabilité au flambement des piles 102
VII.7.1 Rappels théoriques 102
VII.7.2 Synthèse des résultats par catégorie de pile 103

VII.7.3 Dispense de vérification des effets du second ordre 103
VII.7.4 Vérification des déplacements 103
VII.8 Ferraillage de la pile C1 106
VII.8.1 Généralités et données générales 106
VII.8.2 Sollicitations de dimensionnement – Flexion composée biaxiale 106
VII.8.3 Ferraillage longitudinal 107
VII.8.4 Ferraillage transversal (cadres) 107
VII.8.5 Plan de ferraillage 107
VII.9 Ferraillage de la pile C4 (section rectangulaire évidée) **108**
VII.9.1 Généralités et données de la section 108
VII.9.2 Vérification de la condition d'orientation (Walther) 108
VII.9.3 Efforts de dimensionnement (combinaisons sismiques ELA) 108
VII.9.4 Calcul des efforts relatifs et paramètres d'entrée 109
VII.9.5 Détermination du degré mécanique d'armature ωω (Walther) 109
VII.9.6 Section totale d'armatures Fa 110
VII.9.7 Répartition des armatures 110
VII.9.8 Vérification de la condition de non-fragilité (BAEL, article A.4.2) 110
VII.9.9 Choix des armatures longitudinales – Disposition en deux nappes 111
VII.9.10 Ferraillage transversal (armatures de cisaillement et de confinement) 111
VII.10 Ferraillage du chevêtre (sommier ou tête de la pile C4) **112**
VII.10.1 Généralités et objectif 112
VII.10.2 Armatures de chaînage 113
VII.10.3 Armatures horizontales (répartition) 113
VII.10.4 Armatures verticales (supérieures) 113
VII.10.5 Armatures d'éclatement (frettes inférieures) 113
VII.10.6 Synthèse du ferraillage 114
VII.11 ÉTUDE DE LA CULÉE **114**
VII.11.1 Introduction 114
VII.11.2 Données géométriques et matériaux 114
VII.11.3 Calcul des poids propres 115
VII.11.4 Poids des terres sur la semelle 116
VII.11.5 Poussée des terres – Conditions normales 116
VII.11.6 Forces horizontales dues à l'exploitation ferroviaire 116
VII.11.7 Action sismique (RPOA 2008) 117
VII.11.8 Bilan des sollicitations 117
VII.11.9 Vérification de la stabilité 118

CHAPITRE VIII : ÉTUDE DES FONDATIONS

VIII.1 Introduction 119
VIII.2 Analyse des résultats de l'étude géotechnique et des levés topographiques 119
VIII.3 Choix du type de fondation 119
VIII.4 Étude des fondations profondes sur pieux 120
VIII.5 Calcul des résistances Qp et Qs à partir des essais pressiométriques (Ménard) . 121

VIII.6 Effet de groupe – Coefficient d'efficacité 124
VIII.7 Charge de fluage 124
VIII.8 Sollicitations à la base des piles – Cas de la catégorie 4..... 124
VIII.9 Répartition des efforts entre les pieux d'un groupe..... 125
VIII.10 Capacité portante admissible – Détermination de Profondeur des pieux..... 125
VIII.11 Ferraillage des pieux**.....126**
VIII.11.1 Généralités..... 126
VIII.11.2 Armatures longitudinales 126
VIII.11.3 Armatures transversales 126
VIII.11.4 Dispositions constructives et schéma de ferraillage 127
VIII.12 Étude de la semelle sous la catégorie 4 **.....128**
VIII.12.1 Dimensions et données générales 128

CHAPITRE IX : ANALYSE DYNAMIQUE

IX.1 Introduction 130
IX.2 Nécessité d'une analyse statique ou dynamique (NF EN 1991-2) 131
IX.3 Modélisation numérique, modes propres et analyse dynamique 132
IX.3.1 Modélisation par éléments finis 132
IX.3.2 Analyse modale et principe de superposition 132
IX.3.3 Hypothèses et paramètres de l'analyse dynamique 133
IX.4 Analyse modale par superposition : modes significatifs 133
IX.4.1 Masses modales effectives.....134
IX.5 Modèles de charges pour grande vitesse (HSLM).....134
IX.6 Détermination des vitesses critiques 135
IX.6.1 Synthèse des vitesses critiques 135
IX.7 Vérification de l'accélération verticale du tablier. 137
IX.7.1 Critère réglementaire.....137
IX.7.2 Résultats par convoi et par vitesse 137
IX.8 Flèche verticale 138
IX.9 Conclusion du chapitre.....140

Conclusion Générale ……..142

LISTE DES FIGURES

Figure I- 1: Situation du projet sur Google Earth. 1
Figure I- 2 : Tracé en plan. 2
Figure I- 3 : Profil en long....3
Figure I- 4: Profil en travers 3
Figure I- 5 : Carte de zonage sismique en Algérie selon R.P.O.A. 2008.....5
Figure I- 6 : Températures à Ksar El Boukhari 6
Figure II- 1: Découpage des voussoirs 9
Figure II- 2 : Section type d'un voussoir....9
Figure II- 3 : La section de caisson....10
Figure II- 4 : sections de poutres 13
Figure II- 5 : Entretoise....14
Figure II- 6 : Section transversale du tablier – Variante VIPP....14
Figure II- 7 : Section type d'une poutre métallique 17
Figure II- 8 : Section type d'une poutre métallique....18
Figure II- 9 : Localisation des sections de calcul (1, 2, 3) le long de la poutre 18
Figure II- 10 : Section transversale complète – variante bipoutre. 19
Figure IV- 1 : Modèle de charges 71 et valeurs caractéristiques pour les charges verticales 28
Figure IV- 2 :Modèle de charges SW /0 et SW/2....29
Figure IV- 3 : Excentricité des charges verticales....30
Figure IV- 4 : Répartition longitudinale par le ballast des charges d'essieu du modèle UIC 71. 30
Figure IV- 5 : Répartition longitudinale uniforme des charges d'essieu du modèle LM71 31
Figure IV- 6 : Organigramme permettant de déterminer si une analyse dynamique est requise ou non 32
Figure IV- 7 : Symboles et dimensions spécifiques pour les voies ferrées 34
Figure IV- 8 : Corrélation entre les températures minimales/maximales de l'air sous abri (Tmin/Tmax) et la composante de température uniforme minimale/maximale d'un pont (Te.min/Te.max)....37
Figure IV- 9 : Interface du logiciel MIDAS Civil....40
Figure IV- 10 : Vue de model en 3D 41
Figure IV- 11 : Vue de model en 3D 41
Figure IV- 12 : Vue de model en 3D des entretoises....42
Figure IV- 13: Vue de model en 3D des entretoises....42
Figure IV- 14 : Diagramme des moments selon logiciel MIDAS CIVIL.....43
Figure V- 1: Sections de poutre PRS 45
Figure V- 2 : définition de la largeur efficace....46
Figure V- 3 : Calcul des distances entre les points de moment fléchissant nul. 47
Figure V- 4 : Largeur efficace considéré dans nos calculs. 48
Figure V- 5 : Centre de gravité de la section mixte. 49
Figure V- 6 : Caractéristiques géométriques de section mixte.....50
Figure V- 7 : Effets de retrait de béton dans la section mixte 54
Figure V- 8 : type 1/2 PRS 1500 62
Figure V- 9 : profils UPN 200. 62
Figure V- 10 : type PRS 2000....63
Figure V- 11 : Réaction d'appuis (MIDAS CIVIL)....64
Figure V- 12 : Flèche de calcul [MIDAS CIVIL]. 65
Figure V- 13: raidisseurs longitudinaux 66
Figure V- 14 : disposition transversale des goujons....72
Figure V- 15 : Disposition de la dalle (à insérer)....73
Figure V- 16 : Cartographie du moment fléchissant Mxx dans la dalle centrale à l'ELU....74

Figure V- 17 : Cartographie du moment fléchissant Mxx dans la dalle centrale à l'ELS 74
Figure V- 18 : Cartographie du moment fléchissant Mxx dans la dalle en encorbellement à l'ELU.....75
Figure V- 19 : Cartographie du moment fléchissant Mxx dans la dalle en encorbellement à l'ELS 75
Figure V- 21 : Détail soudure âme- âme 77
Figure V- 22 : Détail de soudure de la semelle supérieure 78
Figure VI- 1 : Composition schématique d'un appareil d'appui à pot.....80
Figure VI- 2 : Conditions d'appuis 81
Figure VI- 3 : Réaction max a l'ELU.....82
Figure VII- 1: Spectre de réponse Sae(T) – Composante horizontale 95
Figure VII- 2 : Spectre de réponse Sae(T) – Composante verticale 96
Figure VII- 3 : Sections transversales des différentes catégories de piles.....101
Figure VII- 4 : les déplacements maximaux.....105
Figure VII- 5 : Plan de ferraillage de la pile C1 107
Figure VII- 6 : Abaque de walther pour $\boldsymbol{\eta i}$ = 2 110
Figure VII- 7 : Plan de ferraillage de la pile C4 112
Figure VII- 8 : schèma dimensionnel de la culèe 115
Figure VIII- 1: Les trois types de fondation.....120
Figure VIII- 2 : Schéma des différentes contributions à la résistance ultime d'un pieu 121
Figure VIII- 3 : Courbe de qs en fonction du type de sol, de la pression limite nette et du type de pieu. 123
Figure VIII- 4 : Ferraillage d'un pieu 127
Figure IX- 1: Organigramme permettant de déterminer si une analyse dynamique est requise ou non.....131
Figure IX- 2 : Limites de la fréquence propre n0 [Hz] du pont en fonction de L [m] 131
Figure IX- 3 : Modèles de charges pour grande vitesse (HSLM).....134
Figure IX- 4 : déplacement vertical du tablier en fonction de la vitesse.....139

LISTE DES TABLEAUX

Tableau I- 1 : Classification des ponts selon R.P.O.A. 2008 5
Tableau I- 2 : Coefficient d'accélération de zone 'A' selon R.P.O.A. 2008 5
Tableau II- 1: Implantation des appuis…..... 8
Tableau II- 2: Découpage des voussoirs..... 9
Tableau II- 3 : Prédimensionnement de la section transversale..... 10
Tableau II- 4 : Implantation des appuis – Variante VIPP 12
Tableau II- 5 : Prédimensionnement des éléments du tablier – Variante VIPP 13
Tableau II- 6 : Implantation des appuis – Variante mixte bipoutre..... 16
Tableau II- 7 : Prédimensionnement des poutres métalliques 17
Tableau II- 8 : Avantages et inconvénients des trois variantes 20
Tableau IV- 1 : Calcul du poids propre des éléments structuraux (CP)…….....26
Tableau IV- 2 : Synthèse des compléments de charges permanentes..... 27
Tableau IV- 3 : Valeurs caractéristiques des charges verticales pour les modèles SW/0 et SW/2 29
Tableau IV- 4 : Gradient thermique Δθ selon le RCPR (article 3.1.2.2) 37
Tableau IV- 5 : résultats des moments sollicitant sur le pont durant toutes les phases de construction pour chaque section et chaque combinaison [MIDAS CIVIL]..... 43
Tableau IV- 6 : résultats des efforts tranchants sollicitant sur le pont durant toutes les phases de construction Pour chaque section et chaque combinaison [MIDAS CIVIL] 44
Tableau V- 1: Caractéristiques géométriques des poutres PRS..... 46
Tableau V- 2 : Coefficient d'équivalence 46
Tableau V- 3 : Récapitulatif de la Section Mixte 1 50
Tableau V- 4 : Récapitulatif de la Section Mixte 2 51
Tableau V- 5 : Récapitulatif de la Section Mixte 3 51
Tableau V- 6 : vérification M et V en phase 1 58
Tableau V- 7 : vérification des contraintes de la phase 1..... 58
Tableau V- 8 : vérification M et V en phase 2 59
Tableau V- 9 : vérification des contraintes de la phase 2..... 59
Tableau V- 10 : vérification M et V en phase 3 59
Tableau V- 11 : vérification des contraintes de la phase 3..... 59
Tableau V- 12 : vérification M et V en phase 4 60
Tableau V- 13 : vérification des contraintes de la phase 4..... 60
Tableau V- 14 : vérification des contraintes admissibles par section. 60
Tableau V- 15 : Caractéristiques des goujons Nelson 69
Tableau V- 16 :Flux de cisaillement et nombre de goujons a L'ELU 71
Tableau V- 17 : Vérification des espacements transversaux..... 72
Tableau V- 18 : Vérification des espacements longitudinaux..... 72
Tableau V- 19 : Ferraillage transversal de la dalle centrale..... 74
Tableau V- 20 : Ferraillage transversal de la dalle en encorbellement (nappe supérieure) 75
Tableau VI- 1 : choix de types appareils d'appuis à pot……..82
Tableau VI- 2 : Coefficient α selon le guide SETRA..... 85
Tableau VI- 3 : les valeurs de α selon le type de matériau 86
Tableau VII- 1 : Les modes significatifs..... 97
Tableau VII- 2 : Combinaisons de charge à l'ELA..... 98
Tableau VII- 3 : Implantation et hauteurs des piles 99
Tableau VII- 4 : Catégories de piles et hauteur de dimensionnement..... 100
Tableau VII- 5 : Prédimensionnement des piles 100
Tableau VII- 6 : les valeurs de β selon les conditions d'extrémité 102

Tableau VII- 7 : Élancements mécaniques et géométriques des piles. 103
Tableau VII- 8 : Efforts de dimensionnement sur la pile C1 (source : MIDAS Civil) 106
Tableau VII- 9 : Ferraillage longitudinal de la pile C1. 107
Tableau VII- 10 : Paramètres de la section creuse. 108
Tableau VII- 11 : Efforts sur la pile C4 (MIDAS Civil) 108
Tableau VII- 12 : Efforts relatifs 109
Tableau VII- 13 : Ferraillage longitudinal adopté. 111
Tableau VII- 14 : Espacement maximal des cadres. 111
Tableau VII- 15 : Calcul des sections transversales. 111
Tableau VII- 16 : Disposition des cadres par zone 112
Tableau VII- 17 : Ferraillage du chevêtre de la pile C4 114
Tableau VII- 18 : Dimensions des éléments de la culée 114
Tableau VII- 19 : Les paramètres utilisés pour les calculs de poussée et de stabilité 115
Tableau VII- 20 : Poids propres des éléments de la culée. 115
Tableau VII- 21 : Efforts verticaux totaux à la base de la semelle 117
Tableau VII- 22 : Efforts horizontaux et moments 118
Tableau VIII- 1 : Valeurs du coefficient de portance kp 122
Tableau VIII- 2 : Classification des sols 122
Tableau VIII- 3 : Tableau du choix de l'abaque pour la détermination de qs 123
Tableau VIII- 4 : Sollicitations à la base de la pile – Catégorie 4 124
Tableau VIII- 5 : Réactions extrêmes sur les pieux (en tonnes) 125
Tableau VIII- 6 : Capacités portantes admissibles par pieu (D=1,20, profondeur 22,00m) 125
Tableau VIII- 7 : le ferraillage adopté pour les pieux 127
Tableau VIII- 8 : caractéristiques et dimensions de la semelle de fondation. 128
Tableau IX- 1 : Fréquences et périodes des premiers modes de vibration…….…… 133
Tableau IX- 2 : Masses modales effectives (en %) et sommes cumulées 134
Tableau IX- 3 : Paramètres des convois universels HSLM-A (EN 1991-2, Annexe A) 135
Tableau IX- 4 : Vitesses critiques pour les convois HSLM-A (A1 à A8) 136
Tableau IX- 5 : Accélération verticale maximale (m/s²) par convoi et par vitesse 137
Tableau IX- 6 : Vérification de l'accélération verticale du tablier par vitesse de franchissement 138
Tableau IX- 7 : Déplacements verticaux maximaux à mi-travée (mm) pour les convois A1 à A10 139

LISTE DES ABREVIATIONS

SETRA : Service d'études techniques des routes et autoroutes.

CCP : Complément des charges permanentes.

BAEL : Béton armé aux Etats limites.

BPEL : Béton précontrainte aux Etats limites.

σ_{Sup} : Contrainte dans la fibre supérieure la plus éloignée du centre de gravité de la section.

σ_{Inf} : Contrainte dans la fibre inférieure la plus éloignée du centre de gravité de la section.

σ_{bc} : Contrainte de compression admissible.

σ_{bt} : Contrainte de traction admissible.

HA : Haute adhérence.

St : Espacement des armatures.

NF : Norme française.

Xr : Centre de rigidité.

FL : Force séismique longitudinale.

FT : Force séismique transversale.

HT : Force due au déplacement horizontal induit par la variation de la température.

H_{flv} : Force due au déplacement horizontal induit par les effets du retrait et de fluage.

B : Aire d'une section de béton.

Es : Module de Young de l'acier.

σ_{st} : la contrainte de calcul des aciers.

σ_{bc} : la contrainte de calcul de béton.

μu : moment résistant réduit.

F : Force ou action en général.

I : Moment d'inertie de la section.

Mser : Moment fléchissant de calcul de service.

Mu : Moment fléchissant de calcul ultime.

Nser : Effort normal de calcul de service.

Nu : Effort normal de calcul ultime.

G : Action permanente.

Q : Action d'exploitation.

Vu : Effort tranchant de calcul ultime.

W : Résultante des actions du vent.

fe : Limite d'´élasticité de l'acier.

fcj : Résistance caractéristique à la compression du béton à l'âge de j jours.

ftj : Résistance caractéristique `a la traction du béton à l'âge de j jours.

fbu : résistance de béton utile εst : déformation d'acier.

εbc : déformation de béton.

VEd : valeur de calcule du moment fléchissant.

Vel,Rd : le moment résistant de calcul au déversement.

AV : aire de cisaillement.

fy : moment résistance élastique de section brute.

p : Charge permanente unitaire.

h : Hauteur d'une poutre.

As : section des aciers tendus.

lf : Longueur de flambement.

n : Coefficient d'équivalence acier-béton.

st : Espacement des armatures transversales.

d : hauteur utile de la section en flexion simple.

y1 : Profondeur de l'axe neutre calculée à l'ELS.

yu : Profondeur de l'axe neutre calculée à l'ELU.

z : Bras de levier du couple de flexion.

γs : Coefficient partiel de sécurité sur l'acier.

γb : Coefficient partiel de sécurité sur le béton.

Mb,Rd : est le moment résistant de calcul au déversement.

ξLT : coefficient de réduction pour le déversement.

Mel : moment résistance élastique de section brute.

HSLM : High Speed Load Model (modèle de charge pour grande vitesse)

Introduction générale

Le développement des infrastructures ferroviaires constitue un enjeu stratégique majeur pour l'Algérie, dans le cadre de sa politique nationale de modernisation et d'expansion du réseau de transport. La réalisation de lignes ferroviaires à grande capacité, reliant les grandes villes et les pôles économiques du pays, nécessite la conception d'ouvrages d'art complexes, capables de franchir des obstacles naturels et anthropiques tout en répondant aux exigences techniques, réglementaires et de sécurité les plus sévères.

C'est dans ce contexte que s'inscrit le présent Projet de Fin d'Études, consacré à l'étude et la conception d'un viaduc ferroviaire à deux voies, implanté à Ksar El Boukhari, dans la wilaya de Médéa. L'ouvrage est destiné à franchir un obstacle naturel d'envergure et à s'intégrer dans une ligne ferroviaire.

La problématique centrale de cette étude réside dans la recherche d'une solution technique performante, capable de supporter les charges ferroviaires lourdes (modèles UIC71 et SW/2), les efforts dynamiques liés à une vitesse d'exploitation pouvant atteindre 220 km/h, ainsi que les actions naturelles (vent, température, séisme), tout en assurant la sécurité, le confort des circulations et la durabilité de l'ouvrage. Face à cette complexité, une approche comparative s'impose pour sélectionner la variante de tablier la plus adaptée, puis un dimensionnement rigoureux de l'ensemble de la structure (tablier, piles, culées, fondations) est mené conformément aux Eurocodes et aux règlements nationaux.

Ce mémoire est organisé en neuf chapitres complémentaires.

- Chapitre I : Présentation de l'ouvrage.
- Chapitre II : Conception et prédimensionnement de l'ouvrage.
- Chapitre III : Hypothèses de calcul.
- Chapitre IV : Évaluation des charges et sollicitations.
- Chapitre V : Étude du tablier.
- Chapitre VI : Équipement de pont.
- Chapitre VII : Étude d de l'infrastructure.
- Chapitre VIII : Étude des fondations.
- Chapitre IX : Analyse dynamique

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

I.1 Introduction

Avant d'entreprendre toute étude technique détaillée d'un ouvrage d'art ferroviaire, il est indispensable de situer précisément le projet dans son environnement géographique, fonctionnel et réglementaire. La connaissance du contexte global et local permet non seulement de justifier les choix de conception, mais également de vérifier la compatibilité de l'ouvrage avec les contraintes naturelles et anthropiques du site. Ce premier chapitre a ainsi pour objectif de présenter le viaduc ferroviaire étudié, en décrivant sa finalité, sa situation géographique ainsi que les principaux obstacles qu'il est destiné à franchir.

I.2 Objectif et situation du projet

I.2.1 Objectif du projet

Le présent projet de fin d'études porte sur la conception et l'étude détaillée d'un viaduc ferroviaire à double voie, s'inscrivant dans le cadre du programme national de développement du réseau ferroviaire. L'objectif principal est de proposer une solution technique optimale, à la fois adaptée aux contraintes spécifiques du site et conforme aux exigences de l'exploitation ferroviaire moderne, notamment en matière de sécurité, de durabilité et de confort des circulations.

I.2.2 Situation du projet

Le viaduc étudié fait partie de la nouvelle ligne ferroviaire structurante reliant BOUMADFAA à DJELFA. Il est plus précisément situé dans la wilaya de Médéa, sur le tronçon stratégique reliant Ksar El Boukhari à Boughezoul. Les repères kilométriques de l'ouvrage sont les suivants :

- Début de l'ouvrage : PK 3 + 991,71.
- Fin de l'ouvrage : PK 5 + 751,40.
- Longueur totale développée : 1 759 mètres



Figure I- 1: Situation du projet sur Google Earth.

I.2.3 Les obstacles à franchir

L'ouvrage projeté a pour fonction principale de permettre le franchissement d'un oued en quatre points distincts. Les positions kilométriques de ces traversées sont les suivantes : PK 4 + 060,55, PK 4 + 533,85, PK 4 + 759,35 et PK 5 + 180,25. Par ailleurs, le viaduc assure également le passage au-dessus de deux routes secondaires. La première s'étend du PK 5 + 402,825 au PK 5 + 417,775, tandis que la seconde est localisée entre le PK 5 + 501,164 et le PK 5 + 515,537. Une piste est franchie sur le tronçon compris entre le PK 4 + 024 et le PK 4 + 032,38, ce qui témoigne de la configuration complexe du site et de la nécessité d'une adaptation fine de la structure aux différentes traversées.

I.3 Données du projet

Afin de procéder à l'étude et au dimensionnement du viaduc, il est nécessaire de rassembler l'ensemble des données caractérisant l'ouvrage et son environnement.

I.3.1 Données géométriques

I.3.1.1 Tracé en plan

Le tracé en plan correspond à la projection horizontale de l'axe longitudinal de l'ouvrage sur un plan de référence. Il est défini à partir des caractéristiques cinématiques de la ligne ferroviaire, de manière à assurer la continuité du roulement ainsi que la sécurité des circulations.

- Emprise kilométrique : du PK 3 + 991,71 au PK 5 + 751,400

Une particularité géométrique est à signaler : du PK 3 + 991,71 au PK 4 + 717,705, l'axe suit un arc de cercle de très grand rayon, égal à 18 600 m. Un tel rayon.

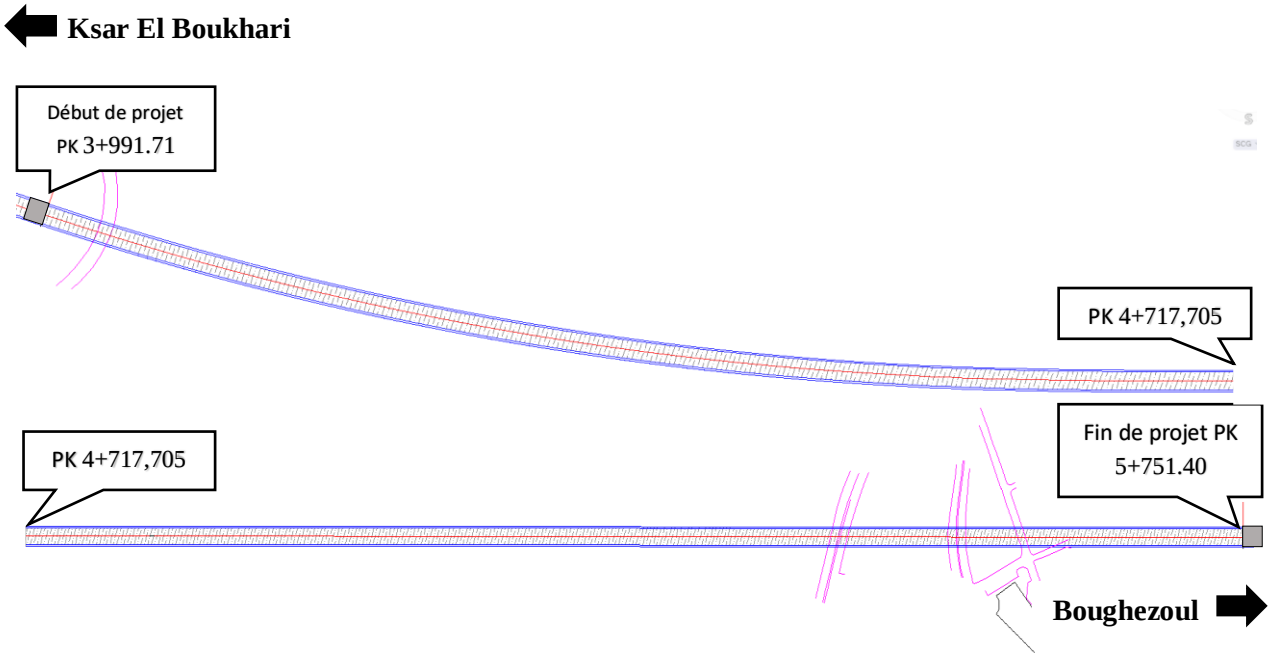


Figure I- 2 : Tracé en plan.

I.3.1.2 Profil en long

Le profil en long représente la position de la ligne d'altitude du rail par rapport au terrain naturel. Pour l'ouvrage étudié, la configuration est celle d'un tracé rectiligne, avec une pente constante de 0,6 % dans le sens des kilomètres croissants. Cette faible déclivité est favorable à l'écoulement des eaux pluviales sur le tablier et à la régulation de la vitesse des convois.

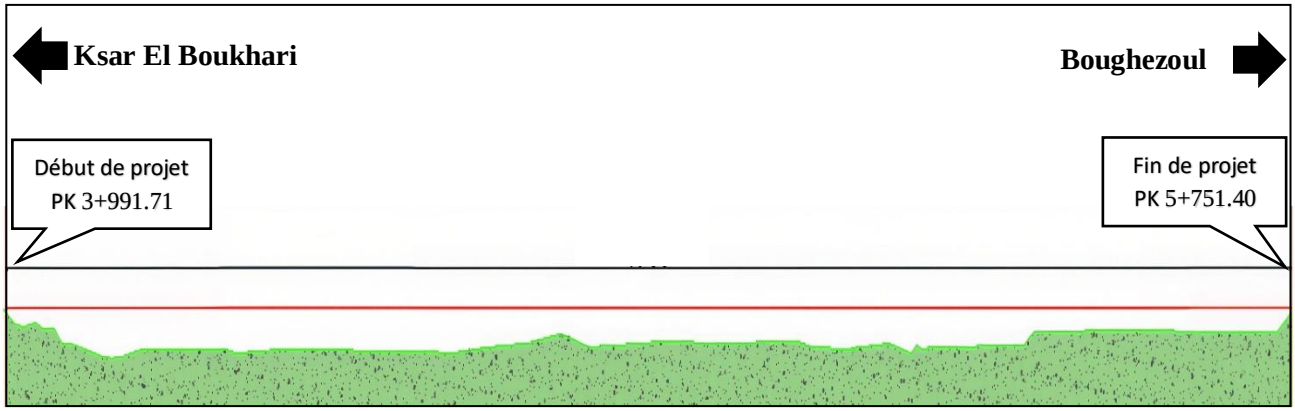


Figure I- 3 : Profil en long

I.3.1.3 Profil en travers

Le profil en travers décrit la géométrie latérale du tablier ainsi que l'implantation des équipements ferroviaires. Les principales dimensions retenues sont les suivantes :

- Largeur totale du tablier : 13,60 m
- Nombre de voies : 2
- Écartement des rails : 1,66 m
- Distance entre les axes des deux voies : 4,20 m
- Inclinaison transversale du tablier (dévers) : ±1 % de part et d'autre de l'axe longitudinal
- Hauteur des garde-corps : 1,10 m

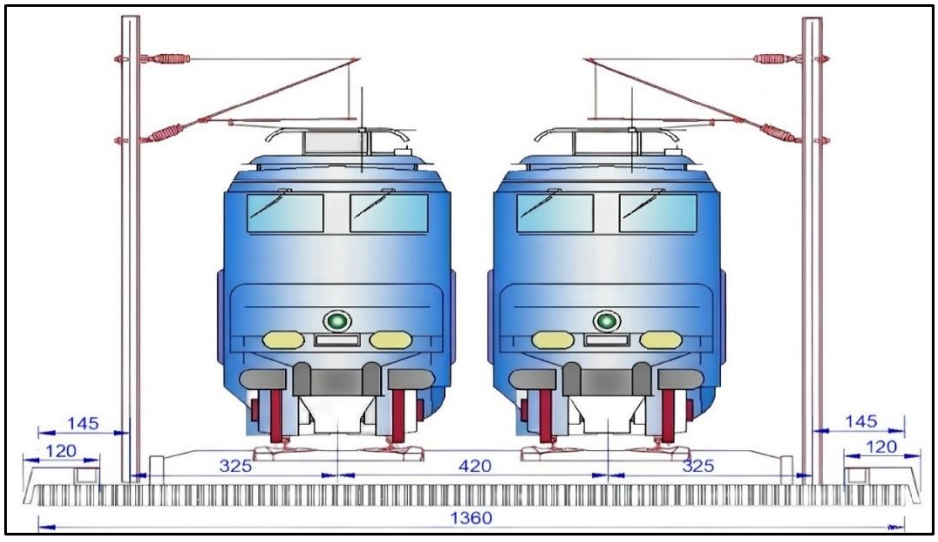


Figure I- 4: Profil en travers

I.3.2 Données naturelles

I.3.2.1 Topographie du site

Le terrain d'implantation du projet présente une topographie vallonnée.

I.3.2.2 Caractérisation géotechnique du site

L'étude géotechnique s'est appuyée sur une campagne d'investigations menée par le Laboratoire Central des Travaux Publics (LCTP), combinant sondages carottés, essais de laboratoire et essais pressiométriques in situ. Conformément au Règlement Parasismique des Ouvrages d'Art (RPOA 2008), le site, situé du PK 03+993,20 au PK 5 + 751,40, est classé en catégorie S4 (sol très meuble). L'analyse des sondages, a permis d'établir un modèle stratigraphique à quatre horizons : une fine couche de terre végétale, une formation argilo-marneuse brunâtre, des dépôts alluvionnaires grossiers et un substratum de marne grise s'indurant en profondeur. La nappe phréatique a été détectée entre –2,00 m et –5,00 m de profondeur.

I.3.2.3 Sismicité du site

Le Règlement Parasismique Algérien des Ouvrages d'Art (R.P.O.A. 2008) définit le zonage sismique national en fonction de l'intensité de l'aléa sismique et de sa probabilité d'occurrence. Ce règlement a pour objectif d'intégrer l'action sismique dans la conception et le dimensionnement des ponts et viaducs.

Selon ce texte, le territoire national est subdivisé en cinq zones de sismicité croissante :

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

La région de Ksar El Boukhari, rattachée à la wilaya de Médéa (n°26), est classée en **zone IIa** (sismicité moyenne) d'après le zonage du R.P.O.A. 2008. Ce classement est pris en compte dans l'évaluation des sollicitations sismiques appliquées à l'ouvrage.

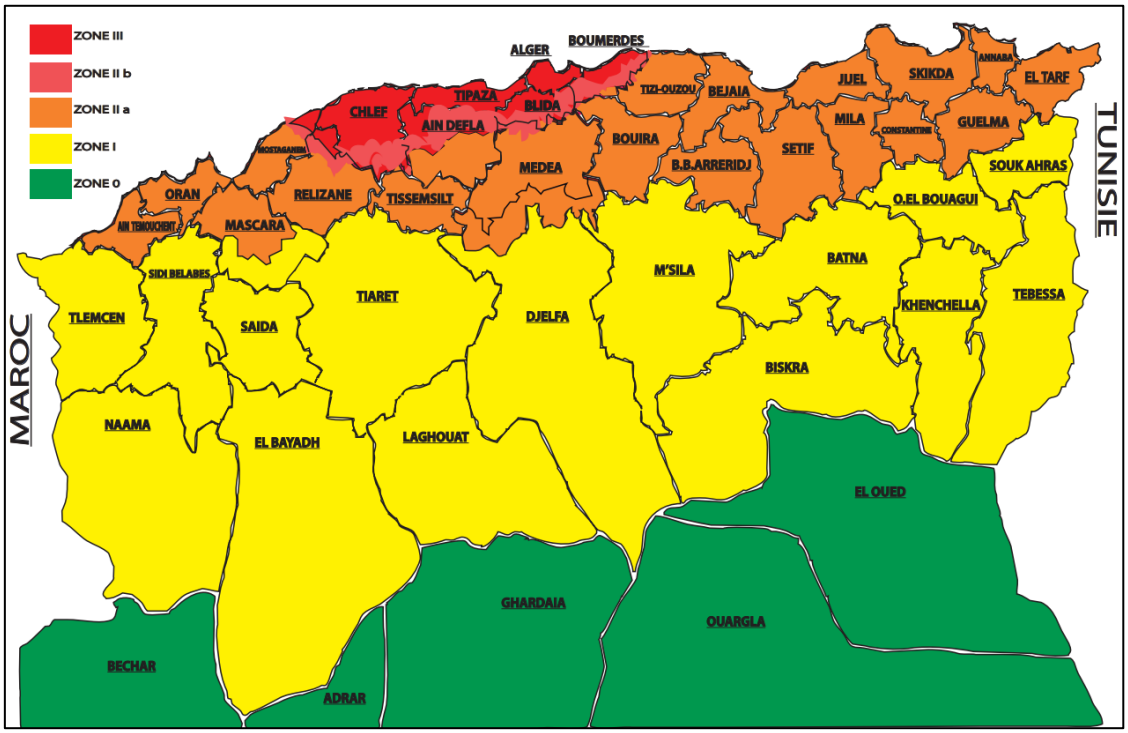


Figure I- 5 : Carte de zonage sismique en Algérie selon R.P.O.A. 2008.

Par ailleurs, le règlement distingue trois groupes de ponts selon leur importance stratégique. Les ouvrages d'art projetés sur cette ligne sont classés dans le **Groupe 1 (Ponts stratégiques)**, ce qui impose un niveau élevé de sécurité et de performance vis-à-vis du risque sismique.

Tableau I- 1 : Classification des ponts selon R.P.O.A. 2008

Groupe de pont	Importance
Groupe 1	✓ Pont stratégique
Groupe 2	Pont important
Groupe 3	Pont d'importance moyenne

Pour le dimensionnement, le coefficient d'accélération sismique de zone *A* est déterminé en fonction de la zone sismique et du groupe de l'ouvrage. Conformément au R.P.O.A. 2008, pour la zone IIa et un pont du Groupe 1, la valeur à retenir est : **A = 0,25**

Tableau I- 2 : Coefficient d'accélération de zone 'A' selon R.P.O.A. 2008

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

I.3.2.4 Données climatiques (températures)

Les variations thermiques induisent des déformations et des contraintes dans la structure, notamment au niveau des joints de dilatation et des appareils d'appui. Il est donc indispensable de les prendre en compte dans les calculs.

La région de Ksar El Boukhari est caractérisée par une température moyenne annuelle d'environ 16,5 °C. Les températures estivales maximales peuvent atteindre 36 °C, tandis que les minimales hivernales descendent jusqu'à 1 °C. Ces extrêmes seront intégrés dans le dimensionnement afin de garantir le bon fonctionnement et la durabilité de l'ouvrage dans le temps.

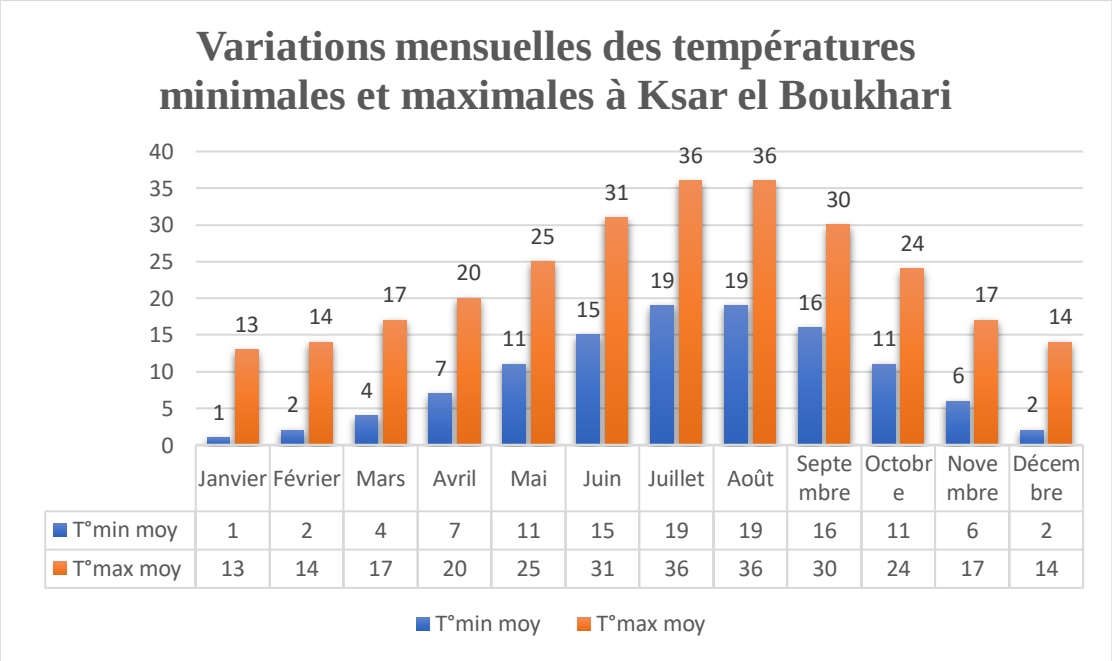


Figure I- 6 : Températures à Ksar El Boukhari

Chapitre II : Conception et prédimensionnement de l'ouvrage

II.1 Introduction

La conception d'un pont ferroviaire constitue une étape fondamentale dans l'étude d'un ouvrage d'art. Elle vise à analyser plusieurs solutions structurelles afin d'identifier la variante la plus adaptée aux contraintes du site, aux exigences techniques du projet ainsi qu'aux conditions d'exploitation ferroviaire.

Dans ce chapitre, plusieurs solutions de viaduc sont proposées et font l'objet d'un prédimensionnement des principaux éléments du tablier. Trois variantes structurelles couramment utilisées pour ce type d'ouvrage ont été retenues :

- **Variante 1** : Pont à caisson en béton précontraint à hauteur constante construit par encorbellements successifs ;
- **Variante 2** : Pont à poutres précontraintes par post-tension de type VIPP (Voie Inférieure Précontrainte par Post-tension) ;
- **Variante 3** : Pont mixte acier-béton bipoutres.

Une analyse comparative basée sur des critères techniques, économiques et constructifs permettra ensuite de sélectionner la solution la plus appropriée pour le dimensionnement détaillé de l'ouvrage dans les chapitres suivants.

II.2 Étude et proposition des variantes de tablier

Dans le cadre de cette étude, trois variantes de tablier ont été proposées afin d'identifier la solution la plus adaptée au projet de viaduc.

II.2.1 Variante n°1 : Poutre-caisson à hauteur constante en béton précontraint construit par encorbellements successifs

II.2.1.1 Principe général

Le principe de la construction par encorbellements successifs d'une poutre caisson en béton précontraint à hauteur constante consiste à réaliser le tablier par voussoirs coulés symétriquement de part et d'autre des piles, sans recours à des échafaudages au sol. Chaque voussoir, une fois le béton durci, est mécaniquement relié au précédent par la mise en tension de câbles de précontrainte longitudinale. Cette opération rend la console auto porteuse, lui permettant de supporter les charges des voussoirs suivants durant la construction. La section en caisson, fermée et rigide en torsion, associée à une hauteur constante (adaptée aux portées typiquement inférieures à 70 m), simplifie les coffrages mobiles et le ferraillage. On obtient ainsi un ouvrage économique et réalisé sans appuis provisoires au sol.

II.2.1.2 Conception longitudinale

L'ouvrage étudié présente les caractéristiques longitudinales suivantes :

- Longueur totale : 1 760 m ;
- Nombre de travées principales : 32 ;
- Portée des travées principales : 55 m ;
- Nombre total d'appuis : 33 (2 culées et 31 piles).

Le **tableau II-1** présente l'implantation des piles et des culées le long de l'ouvrage, exprimée en points kilométriques (PK).

Tableau II- 1: Implantation des appuis.

APPUI	PK (m)	**APPUI**	PK (m)
CULEE N°01	3+991,705	**PILE N°17**	4+926,705
PILE N°01	4+046,705	**PILE N°18**	4+981,705
PILE N°02	4+101,705	**PILE N°19**	5+036,705
PILE N°03	4+156,705	**PILE N°20**	5+091,705
PILE N°04	4+211,705	**PILE N°21**	5+146,705
PILE N°05	4+266,705	**PILE N°22**	5+201,705
PILE N°06	4+321,705	**PILE N°23**	5+256,705
PILE N°07	4+376,705	**PILE N°24**	5+311,705
PILE N°08	4+431,705	**PILE N°25**	5+366,705
PILE N°09	4+486,705	**PILE N°26**	5+421,705
PILE N°10	4+541,705	**PILE N°27**	5+476,705
PILE N°11	4+596,705	**PILE N°28**	5+531,705
PILE N°12	4+651,705	**PILE N°29**	5+586,705
PILE N°13	4+706,705	**PILE N°30**	5+641,705
PILE N°14	4+761,705	**PILE N°31**	5+696,705
PILE N°15	4+816,705	**CULEE N°2**	5+751,705
PILE N°16	4+871,705	**/**	/

Découpage en voussoirs :

Dans la méthode des encorbellements successifs, le tablier est subdivisé en voussoirs, qui constituent les éléments de base de la construction.

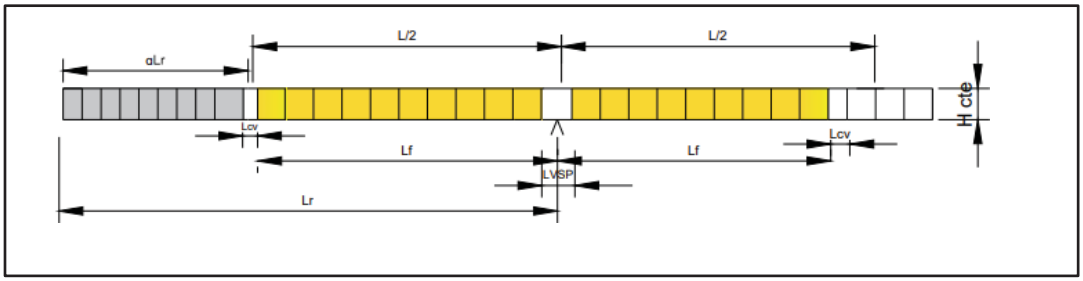


Figure II- 1: Découpage des voussoirs

Tableau II- 2: Découpage des voussoirs

Type de voussoir	Ratio usuel (m)	L(m)	Nombre des voussoirs
Voussoirs sur piles	7 à 10 m	8	31
Voussoirs de clavages	1.5 à 3m	5	31
Voussoirs courants	2.5 à 4m	3	465
Partie coulée sur cintre	> 0,05 *L*	3	2

II.2.1.3 Conception transversale et prédimensionnement

Pour un tablier de largeur inférieure à 20 m, la section transversale la plus couramment adoptée est un caisson fermé, conformément aux recommandations du guide SETRA (2003).

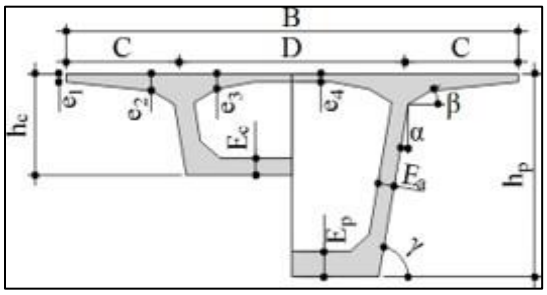


Figure II- 2 : Section type d'un voussoir

Le prédimensionnement des différents éléments de la section transversale a été réalisé sur la base de ratios usuels issus de la pratique courante et de la littérature technique.

Tableau II- 3 : Prédimensionnement de la section transversale

Élément		Ratio usuel	Valeur retenue
Hauteur de voussoir (m)		L/16 <h< L/13	4
Largeur du voussoir (m)		B	13.6
Largeur d'encorbellement (m)		C = B/4	3.4
Entre axe des âmes (m)		D = B/2	6.8
Épaisseurs L'hourdis sup	e_1 (cm)	$e_1 \geq$ 16 à 18 cm (condition des barrières).	25
	e_2 (cm)	C /7 $\leq e_2 \leq$ C /5	50
	e_3 (cm)	$e3 = 10 + D/25$ $avec$ $e3 > e2 - 10$ et $e3 > 1.5\ e4$	50
	e_4 (cm)	D/30 $\leq e_4 \leq$ D/25	25
Gousset supérieur		$30° \leq \beta \leq 45°$	45°
Gousset inferieur		$40° \leq \gamma \leq 45°$	45°
Inclinaison de l'âme		$10° \leq \alpha \leq 30°$ condition de bétonnage	11°
Épaisseur de l'âme	Ea cm	Ea >26+L/500 (L= (L_{tr})) Ea ≥ 59 cm (cas 19T15)	60
Épaisseurs L'hourdis inf.	E_P (cm)	$EP = Ec >$ max {18;3ϕ; Ea/3)	45

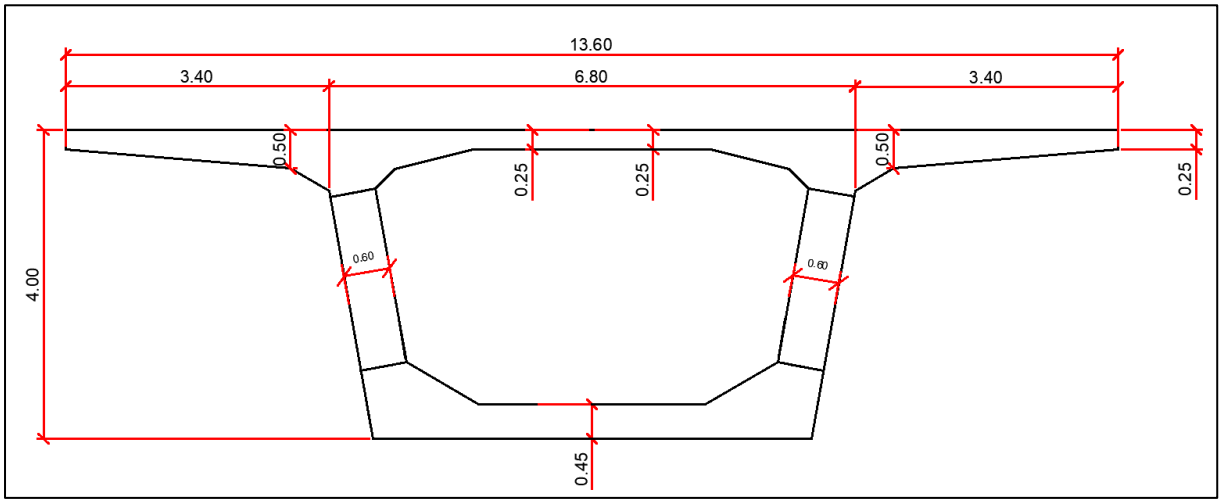


Figure II- 3 : La section de caisson

II.2.1.4 Phases de construction

La construction d'un tablier par encorbellements successifs suit un phasage rigoureux, sans recours à des étaiements au sol :

1. **Réalisation des piles et des culées** : les appuis sont coulés en béton armé selon les dimensions issues du prédimensionnement. Des dispositifs provisoires de stabilisation (coffrage de pied de pile) sont mis en place.
2. **Coulage du voussoir sur pile (voussoir 0)** : sur chaque pile, on réalise une courte console de départ (longueur 8 m) à l'aide d'un coffrage fixe ou d'un équipement mobile. Ce voussoir est précontraint longitudinalement pour équilibrer les efforts.
3. **Encorbellement symétrique** : à partir du voussoir 0, on coule symétriquement deux voussoirs courants (longueur 3 m chacun). Le béton est vibré et cure ; après durcissement, on met en tension les câbles de précontrainte (post-tension) pour solidariser le nouveau voussoir au précédent. La console devient auto-porteuse.
4. **Progression** : l'opération se répète de part et d'autre jusqu'à atteindre la mi-travée. Une fois les deux demi-travées réalisées, on coule le **voussoir de clavage** (5 m) au centre, qui ferme la travée. La précontrainte de continuité est ensuite appliquée.
5. **Finition** : après achèvement de toutes les travées, on réalise les équipements (étanchéité, ballast, rails, appareils d'appui). Aucun échafaudage ni appui provisoire n'est nécessaire, ce qui est un atout majeur pour franchir un oued sans perturbation.

II.2.2 Variante n°2 : Pont à poutres précontraintes par post-tension (VIPP)

II.2.2.1 Principe général

La variante n°2 correspond à un pont à poutres préfabriquées en béton précontraint par post-tension, communément désigné sous l'acronyme VIPP (Viaduc à travées indépendantes à poutres préfabriquées). Le tablier est constitué de poutres longitudinales préfabriquées qui supportent directement la voie ferrée. Ces poutres sont reliées entre elles par des entretoises et par une dalle supérieure (hourdis) assurant la continuité de la surface de roulement et la répartition transversale des charges.

Cette technique est particulièrement adaptée aux ouvrages de petite à moyenne portée , pour lesquels la préfabrication en usine permet un contrôle de qualité rigoureux et une rapidité d'exécution sur site.

II.2.2.2 Conception longitudinale

Pour cette variante, la configuration longitudinale suivante a été adoptée :

- Nombre de travées isostatiques : 59 ;
- Portée d'une travée courante : 30 m ;
- Longueur totale développée : 1 770 m.

La portée de 30 m se situe dans le domaine optimal d'utilisation des poutres précontraintes de type VIPP, qui s'étend généralement de 30 à 50 m.

Tableau II- 4 : Implantation des appuis – Variante VIPP

L'APPUI	LOCALISATION	L'APPUI	LOCALISATION
CULEE N°01	3+991,705	**PILE N°30**	4+891,705
PILE N°01	4+021,705	**PILE N°31**	4+921,705
PILE N°02	4+051,705	**PILE N°32**	4+951,705
PILE N°03	4+081,705	**PILE N°33**	4+981,705
PILE N°04	4+111,705	**PILE N°34**	5+011,705
PILE N°05	4+141,705	**PILE N°35**	5+041,705
PILE N°06	4+171,705	**PILE N°36**	5+071,705
PILE N°07	4+201,705	**PILE N°37**	5+101,705
PILE N°08	4+231,705	**PILE N°38**	5+131,705
PILE N°09	4+261,705	**PILE N°39**	5+161,705
PILE N°10	4+291,705	**PILE N°40**	5+191,705
PILE N°11	4+321,705	**PILE N°41**	5+221,705
PILE N°12	4+351,705	**PILE N°42**	5+251,705
PILE N°13	4+381,705	**PILE N°43**	5+281,705
PILE N°14	4+411,705	**PILE N°44**	5+311,705
PILE N°15	4+441,705	**PILE N°45**	5+341,705
PILE N°16	4+471,705	**PILE N°46**	5+371,705
PILE N°17	4+501,705	**PILE N°47**	5+401,705
PILE N°18	4+531,705	**PILE N°48**	5+431,705
PILE N°19	4+561,705	**PILE N°49**	5+461,705
PILE N°20	4+591,705	**PILE N°50**	5+491,705
PILE N°21	4+621,705	**PILE N°51**	5+521,705
PILE N°22	4+651,705	**PILE N°52**	5+551,705
PILE N°23	4+681,705	**PILE N°53**	5+581,705
PILE N°24	4+711,705	**PILE N°54**	5+611,705
PILE N°25	4+741,705	**PILE N°55**	5+641,705
PILE N°26	4+771,705	**PILE N°56**	5+671,705
PILE N°27	4+801,705	**PILE N°57**	5+701,705
PILE N°28	4+831,705	**PILE N°58**	5+731,705
PILE N°29	4+861,705	**CULEE N°02**	5+761,705

II.2.2.3 Conception transversale et prédimensionnement

Le prédimensionnement des éléments du tablier a été réalisé conformément aux recommandations du guide SETRA « VIPP – 1996 ».

Tableau II- 5 : Prédimensionnement des éléments du tablier – Variante VIPP

Elément	Ratio usuel	Valeur
Longueur totale de la poutre	30-50	30m
Hauteur de la poutre	L/20 < ht < L/17 Pour L /18	1.70m
Epaisseur de la dalle	20 ≤ e ≤ 30	25cm
Nombre des poutres	Pour la=13.6 N = **La/λ** = 8.77	9 poutres
Entraxe des poutres	En pratique : 1.30 m < λ <2.50 m	1.55 m
La largeur de la table de compression	b ≥ 0,6 ×	1.2
Épaisseur de la table de compression	12 cm ≤ e1 ≤ 15 cm	15cm
La largeur du talon	60 cm ≤ bt ≤ 90 cm	80cm
Épaisseur du talon	10 cm ≤ et ≤ 20 cm	20 cm
Épaisseur de l'âme à mi-travée	b0 ≥ 3Øgaine	25cm
Épaisseur de l'âme En zone d'about	t b0 ≥ 30 cm Avec une surface suffisante pour les plaques d'ancrage	80 cm

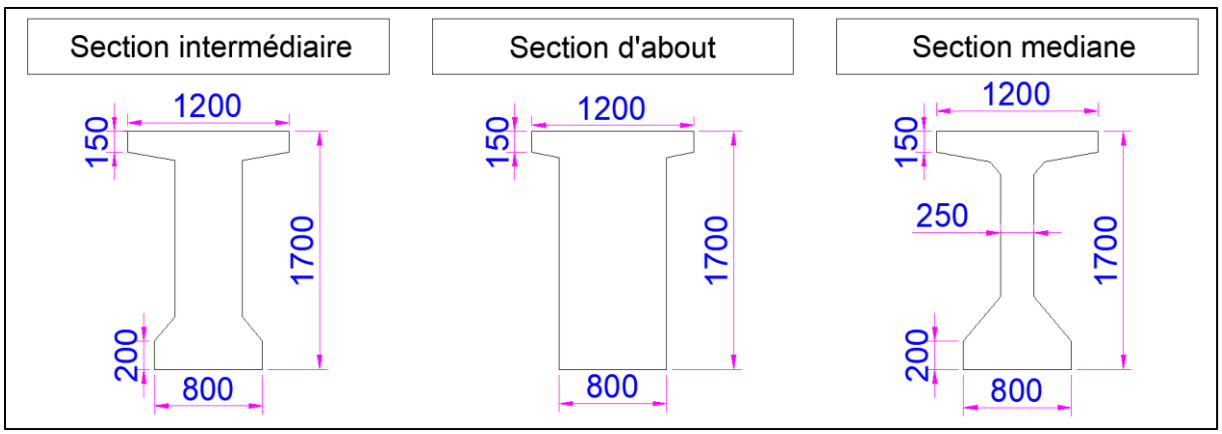


Figure II- 4 : sections de poutres

II.2.2.4 Entretoises

L'entretoisement transversal est assuré par deux entretoises d'about par travée, conformément aux recommandations du guide SETRA. Les entretoises intermédiaires ont volontairement été supprimées afin de simplifier l'exécution et de réduire les coûts de construction, tout en conservant une rigidité transversale suffisante pour la répartition des charges ferroviaires.

Les dimensions retenues pour les entretoises sont les suivantes :

- Épaisseur : 0,30 m ;
- Hauteur : 1,40 m

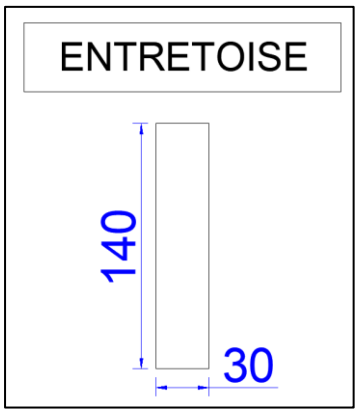


Figure II- 5 : Entretoise

II.2.2.5 La section transversale du tablier

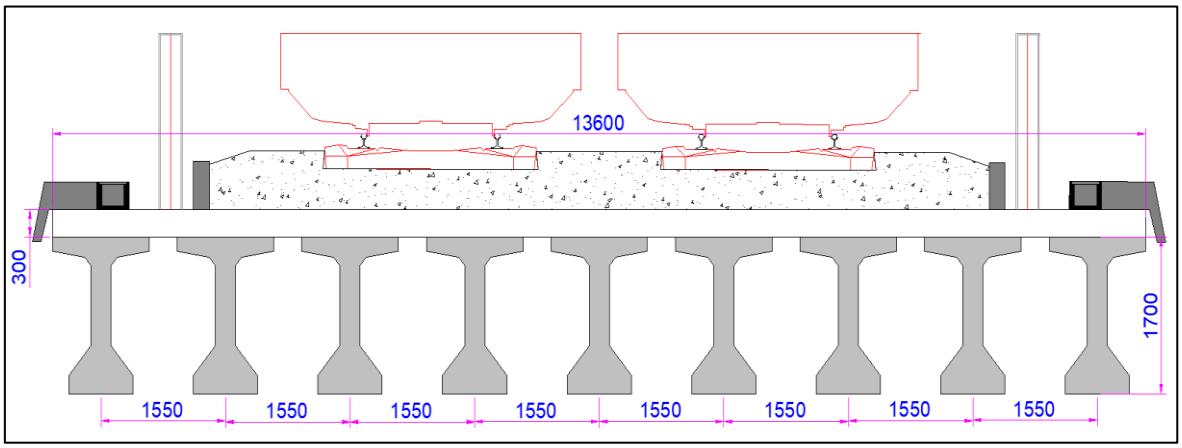


Figure II- 6 : Section transversale du tablier – Variante VIPP

II.2.2.6 Phases de construction

La construction d'un pont à poutres précontraintes de type VIPP se déroule selon les étapes suivantes :

1. **Fabrication des poutres en usine** : les poutres sont préfabriquées (béton de haute qualité) et précontraintes par post-tension. Des gaines pour les câbles sont mises en place.
2. **Transport et pose** : les poutres sont acheminées par camion jusqu'au site, puis levées par grue sur les piles et culées préalablement réalisées.
3. **Mise en place des entretoises** : des entretoises d'about sont installées entre les poutres pour assurer la stabilité transversale.
4. **Coulage du hourdis** : une dalle en béton armé est coulée sur les poutres pour former le tablier mixte et répartir les charges.
5. **Finitions** : mise en place des équipements ferroviaires (rails, ballast, caténaires, joints).

II.2.3 Variante n°3 : Pont mixte acier-béton bipoutres

II.2.3.1 Principe général

La variante n°3 consiste en un pont mixte acier-béton de type bipoutre. Cette solution repose sur l'association de deux poutres métalliques longitudinales et d'une dalle en béton armé coulée sur leur face supérieure, ces deux composants travaillant ensemble pour supporter l'ensemble des charges permanentes et d'exploitation. La connexion entre l'acier et le béton est assurée par des connecteurs soudés sur les poutres métalliques, ce qui permet de mobiliser le comportement mixte.

La structure principale est ainsi constituée de deux poutres en acier à âme pleine disposées longitudinalement, la dalle en béton armé formant la plateforme ferroviaire. Cette technique est particulièrement adaptée aux ponts ferroviaires de portée moyenne (de 40 à 80 m), car elle allie la légèreté et la rapidité de mise en œuvre de l'acier à la rigidité et à la résistance en compression du béton.

II.2.3.2 Conception longitudinale

Dans cette variante, l'ouvrage étudié est un pont mixte bipoutre isostatique à travées indépendantes. Les poutres métalliques sont du type PRS (profil reconstitué soudé), fabriquées en usine par soudage de trois tôles (âme et deux semelles). La configuration longitudinale retenue est la suivante :

- Nombre de travées isostatiques : 39 ;
- Portée d'une travée courante : 45 m ;
- Longueur totale développée : 39 × 45 m = 1 755 m.

L'ouvrage repose donc sur 40 appuis, comprenant :

- 2 culées situées aux extrémités (PK 3+991,705 et PK 5+746,705) ;
- 38 piles intermédiaires.

Tableau II- 6 : Implantation des appuis – Variante mixte bipoutre

L'APPUI	LOCALISATION	L'APPUI	LOCALISATION
CULEE N°01	PK: 3+991.705	PILE N°20	PK: 4+891.705
PILE N°01	PK: 4+036.705	PILE N°21	PK: 4+936.705
PILE N°02	PK: 4+081.705	PILE N°22	PK: 4+981.705
PILE N°03	PK: 4+126.705	PILE N°23	PK: 5+026.705
PILE N°04	PK: 4+171.705	PILE N°24	PK: 5+071.705
PILE N°05	PK: 4+216.705	PILE N°25	PK: 5+116.705
PILE N°06	PK: 4+261.705	PILE N°26	PK: 5+161.705
PILE N°07	PK: 4+306.705	PILE N°27	PK: 5+206.705
PILE N°08	PK: 4+351.705	PILE N°28	PK: 5+251.705
PILE N°09	PK: 4+396.705	PILE N°29	PK: 5+296.705
PILE N°10	PK: 4+441.705	PILE N°30	PK: 5+341.705
PILE N°11	PK: 4+486.705	PILE N°31	PK: 5+386.705
PILE N°12	PK: 4+531.705	PILE N°32	PK: 5+431.705
PILE N°13	PK: 4+576.705	PILE N°33	PK: 5+476.705
PILE N°14	PK: 4+621.705	PILE N°34	PK: 5+521.705
PILE N°15	PK: 4+666.705	PILE N°35	PK: 5+566.705
PILE N°16	PK: 4+711.705	PILE N°36	PK: 5+611.705
PILE N°17	PK: 4+756.705	PILE N°37	PK: 5+656.705
PILE N°18	PK: 4+801.705	PILE N°38	PK: 5+701.705
PILE N°19	PK: 4+846.705	CULEE N°02	PK: 5+746.705

II.2.3.3 Conception transversale

Les caractéristiques géométriques générales du tablier sont les suivantes :

- Largeur totale du tablier : 13,60 m ;
- Entraxe entre les deux poutres principales : 6,60 m ;
- Largeur des encorbellements latéraux : 3,50 m de chaque côté.

II.2.3.3.1 Poutres principales métalliques

Chaque poutre métallique est un profil reconstitué soudé (PRS) composé d'une âme verticale et de deux semelles (supérieure et inférieure). Le prédimensionnement a été réalisé sur la base de règles usuelles issues de la pratique des ponts mixtes.

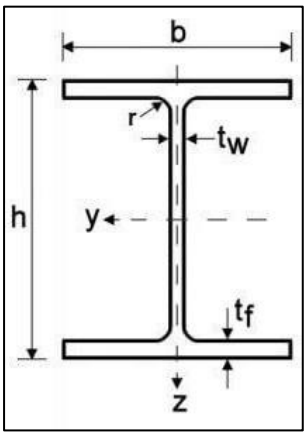


Figure II- 7 : Section type d'une poutre métallique

Tableau II- 7 : Prédimensionnement des poutres métalliques

				Rations	valeurs retenues (mm)
hauteur				H = L/12	3750
L'âme		**épaisseur**	**Section 1**	$t_w \geq 0{,}005 \times hw$	30
			Section 2	$t_w \geq 0{,}005 \times hw$	30
			Section 3	$tw \geq 0{,}005 \times hw$	30
semelle	**supérieure**	**épaisseur**	**Section 1**	$20 \leq t \leq 150$	30
			Section 2	$20 \leq t \leq 150$	40
			Section 3	$20 \leq t \leq 150$	50
		largeur		400mm ≤ b ≤ 1 000 mm	1000
	inférieur	**épaisseur**	**Section 1**	$20 \leq t_f \leq 150$	40
			Section 2	$20 \leq t_f \leq 150$	60
			Section 3	$20 \leq tf \leq 150$	80
		largeur		500mm ≤ b_i ≤ 1200 mm	1200

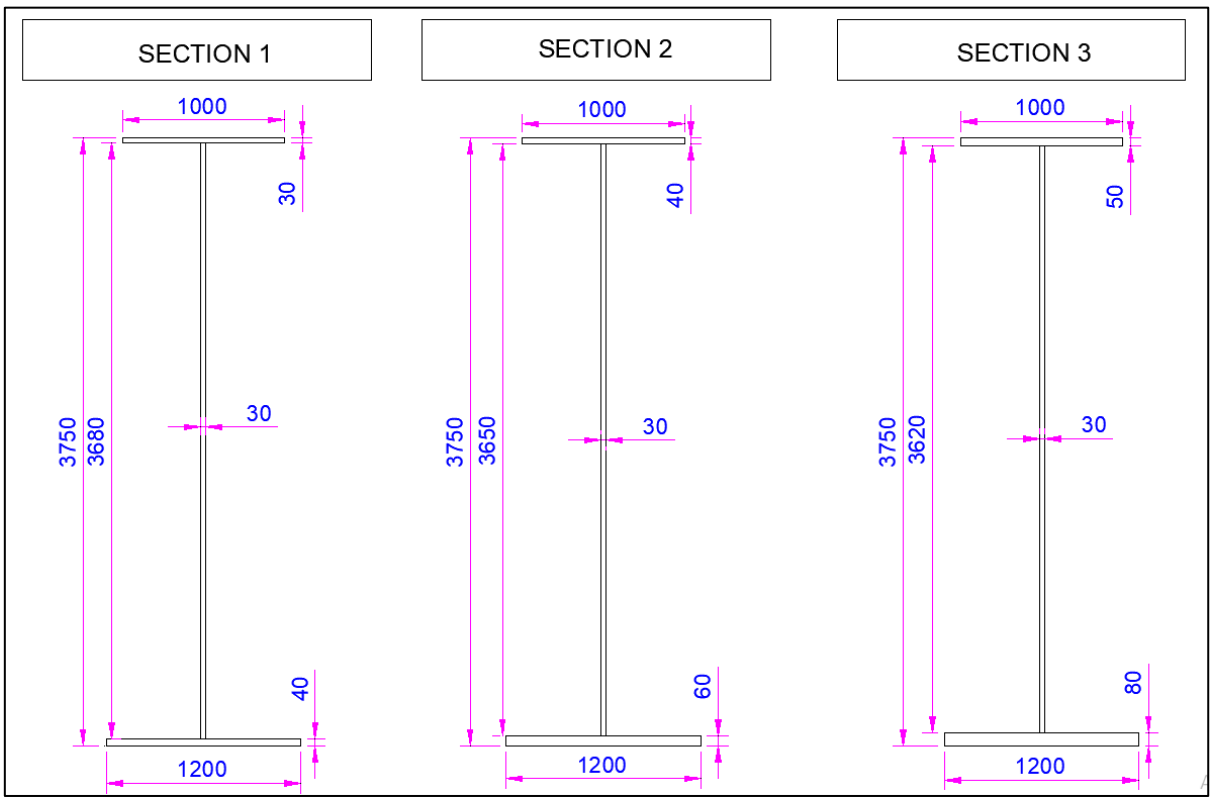


Figure II- 8 : Section type d'une poutre métallique

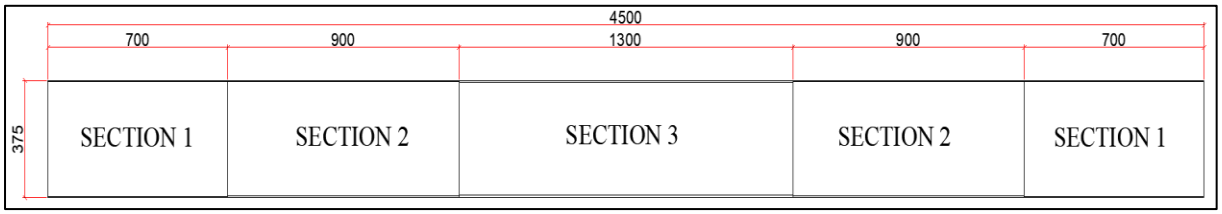


Figure II- 9 : Localisation des sections de calcul (1, 2, 3) le long de la poutre

II.2.3.3.2 Entretoisement transversal du tablier

Afin d'assurer la liaison entre les deux poutres principales métalliques et de garantir la stabilité transversale du tablier, un système d'entretoisement triangulé en treillis métallique est mis en place. Ce choix, préféré à des âmes pleines, permet d'alléger la structure tout en facilitant le passage des équipements ferroviaires. Les diagonales du treillis travaillent alternativement en traction et en compression, reprenant efficacement les efforts transversaux (action du vent, force centrifuge dans les courbes, dissymétrie des charges ferroviaires) et assurant une répartition homogène des efforts entre les deux poutres.

En phase de montage, ce treillis joue également un rôle essentiel en empêchant le déversement des poutres métalliques avant la coulée de la dalle béton. Compte tenu de la largeur importante du tablier (13,60 m), des consoles latérales sont fixées de part et d'autre des poutres principales, elles supportent les encorbellements de la dalle en béton, transmettent les charges d'exploitation aux poutres et participent au confinement de la dalle.

Disposition des entretoises :

- Espacement longitudinal : environ 4,5 m le long de chaque travée (soit environ 10 entretoises intermédiaires par travée de 45 m) ;
- Des entretoises d'about sont systématiquement disposées au niveau des appuis (sur piles et culées), afin de reprendre les efforts de freinage et de bloquer la section transversale.

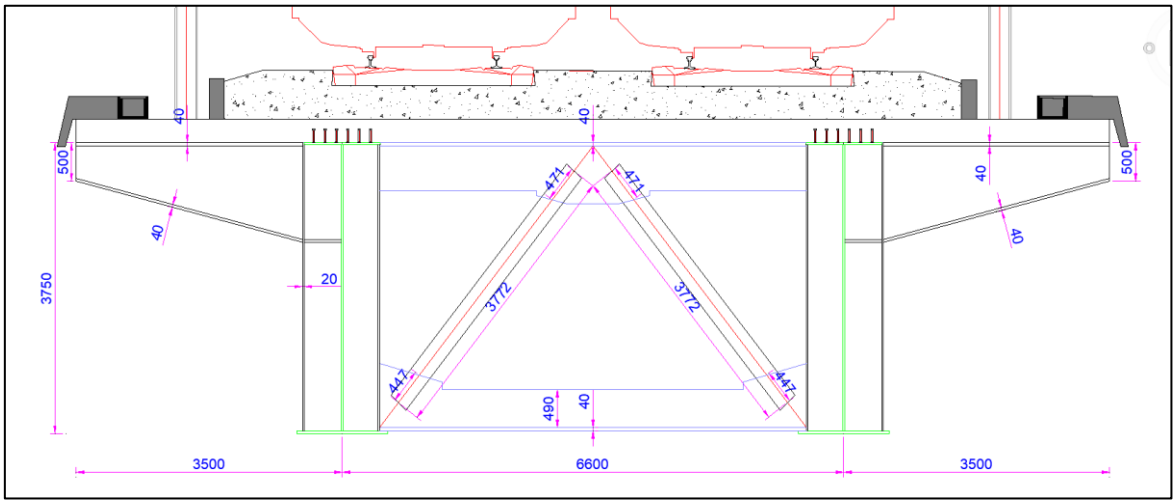


Figure II- 10 : Section transversale complète – variante bipoutre.

II.2.3.4 Phases de construction

La construction d'un pont mixte bipoutre suit un phasage simple et rapide :

1. **Fabrication des poutres PRS en atelier** : les poutres métalliques sont reconstituées par soudage (âme, semelles). Les raidisseurs et les connecteurs (goujons) sont soudés en usine.
2. **Transport et pose** : les poutres sont acheminées par camion sur le site, puis levées par grue sur les piles et culées préalablement réalisées. Des entretoises provisoires assurent la stabilité transversale.
3. **Coulage de la dalle en béton** : un coffrage est installé entre les poutres, puis la dalle en béton armé est coulée. Les goujons assurent la liaison acier-béton.
4. **Solidarisation et finitions** : après durcissement du béton, on retire les étaiements provisoires. La section mixte est alors opérationnelle. On installe ensuite les équipements ferroviaires (étanchéité, ballast, rails, caténaires, joints).

II.3 Analyse multicritère des variantes

II.3.1 Comparaison entre les trois techniques de construction

L'objectif de cette analyse est d'identifier la variante la plus adaptée à notre projet. La comparaison s'appuie sur des critères techniques, économiques, esthétiques et constructifs.

Tableau II- 8 : **Avantages et inconvénients des trois variantes**

Variante	Avantages	Inconvénients
Variante 1 : Pont à caisson béton précontraint (encorbellements successifs)	– Permet de grandes portées (55 m) avec peu d'appuis (31 piles) – Idéal pour franchir vallées, oueds (pas d'échafaudage) – Structure monolithique, bonne durabilité, peu de joints – Esthétique soignée, adaptation aux courbes	– Coût élevé (matériel spécialisé, main-d'œuvre qualifiée) – Construction longue et complexe – Poids propre important – Sensibilité aux gradients thermiques et au fluage
Variante 2 : Pont à poutres précontraintes type VIPP)	– Construction rapide (préfabrication en usine) – Bon contrôle qualité, coffrages réutilisables – Isostatisme : insensible aux tassements différentiels – Coût modéré pour petites portées	– Portée limitée (30 m) ⇒ 60 travées ⇒ 59 piles – Multiplication des appuis (esthétique, fondations) – Difficulté pour les fortes charges ferroviaires (flèches, fatigue) – Dépendance à l'atelier de préfabrication
Variante 3 : Pont mixte acier-béton bipoutre	– Bon compromis portée/nombre d'appuis (45 m, 38 piles) – Construction rapide (poutres métalliques préfabriquées, pose par grue) – Rigidité mixte, bonne inertie sous charges ferroviaires – Coût compétitif, adapté aux travées de 40 à 60 m	– Nécessite protection anticorrosion de l'acier (peinture périodique) – Vérification de fatigue des connecteurs et soudures – Entretien plus lourd que le béton – Nécessite une main-d'œuvre qualifiée pour les soudures et le contrôle qualité.

II.3.2 Conclusion

Après avoir comparé les trois variantes sur des critères concrets (coût, rapidité, nombre d'appuis, comportement sous les charges de trains), nous avons retenu le pont mixte bipoutre. C'est la solution qui équilibre le mieux les performances techniques, la faisabilité et l'impact sur le site.

Chapitre III : Matériaux et hypothèses de calcul

III.1 Introduction

Le choix des matériaux de construction constitue une étape fondamentale dans la conception d'un ouvrage d'art. Il influence directement le dimensionnement, le comportement mécanique et la durabilité de la structure.

Dans le cadre de ce projet, les matériaux principaux utilisés sont le béton et l'acier, chacun étant exploité en fonction de ses propriétés mécaniques spécifiques.

Ce chapitre présente :

- Les caractéristiques mécaniques des matériaux,
- Ainsi que les hypothèses de calcul adoptées,

Afin d'assurer la sécurité, la résistance et le bon fonctionnement du pont, aussi bien en phase de construction qu'en phase d'exploitation.

III.2 Normes et règlements de calcul

Le dimensionnement de l'ouvrage est réalisé conformément aux normes et règlements en vigueur, notamment :

- **Eurocode 1 :** Bases de calcul et actions sur les structures
- **Eurocode 3 :** Calcul des structures métalliques
- **Eurocode 4 :** Structures mixtes acier–béton
- **Eurocode 7 :** Calcul géotechnique
- **Eurocode 8 :** Calcul sismique
- **BAEL 91 révisé 99 :** Béton armé
- **RPOA 2008 :** Règlement parasismique algérien
- **UIC 776-1 :** Charges ferroviaires

Ces règlements garantissent une conception conforme aux exigences de sécurité, fiabilité et durabilité.

III.3 Caractéristiques des matériaux

III.3.1 Béton

Le béton est un matériau composite constitué de ciment, granulats, eau et éventuellement d'adjuvants. Il se caractérise par :

- Une bonne résistance à la compression,
- Une faible résistance à la traction.

Sa masse volumique est prise égale à :

$$\gamma b=2,5\ t/m^3$$

1. Résistance à la compression

La résistance caractéristique du béton à 28 jours est notée fc28 :

- fc28=30 MPa : fondations, piles et culées
- fc28=35 MPa: Dalle
- fc28=40 MPa : poutres

Avant 28 jours, la résistance est donnée par :

- Si fc28≤40 MPa :

$$fcj = \left(\frac{j}{4,76+0,83j}\right) \times fc28$$

- Si fc28>40 MPa :

$$fcj = \left(\frac{j}{1,4+0,95j}\right) \times fc28$$

2. Résistance à la traction

La résistance à la traction du béton est donnée par :

$$ft28 = (0,6+0,06fcj)$$

Valeurs usuelles :

- 2,4 MPa pour fc28=30 MPa
- 2,7 MPa pour fc28=35 MPa
- 3 MPa pour fc28=40 MPa

3. Contraintes admissibles

À l'ELU (État Limite Ultime)

$$Fbu = \frac{0,85 \times fc28}{\gamma b \times \theta}$$

Avec :

- γb = =1,5 (situation durable)
- γb = 1,15 (situation accidentelle)

Le coefficient θ dépend de la durée d'application des charges :

- θ = 1,0 : durée > 24 h
- θ = 0,9 : entre 1 h et 24 h
- θ = 0,85 : durée < 1 h

À l'ELS (État Limite de Service)

- En service :

$$\sigma b = 0,5\ fc28$$

- En phase de construction :

$$\sigma b = 0,6\ fc28$$

4. Déformations du béton

- **Module d'élasticité instantané :**

$$E = 11000 \times 3fcj$$

- **Module différé :**

$$E = 4700 \times 3fcj$$

- **Module de cisaillement :**

$$G = 2(1+\nu)\ E$$

- **Coefficient de Poisson :**
  - ν = 0,2 (ELS)
  - ν = 0 (ELU)

III.3.2 Acier

III.3.2.1 Aciers passifs

Les armatures utilisées sont de type **Fe E500** à haute adhérence.

Caractéristiques mécaniques :

- Limite d'élasticité : fy = 500MPa
- Module d'élasticité : Es =200GPa

III.3.2.2 Aciers des poutres métalliques

Les poutres principales sont réalisées en acier de type **S355 (E36)**.

Caractéristiques :

- Limite d'élasticité : fy≈355MPa
- Bonne ductilité
- Bonne aptitude au soudage
- Bonne résistance aux sollicitations dynamiques

Variation de fy en fonction de l'épaisseur :

- 355 MPa pour t≤16mm
- 345 MPa pour t≤40mm
- 335 MPa pour t≤63mm

Résistance à la rupture :

- fu = 450 à 510 MPa

Coefficient de Poisson :

- $\nu = 0,3$

III.4 Conclusion

Dans ce chapitre, les caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés pour la construction de l'ouvrage ont été définies.

Le béton est utilisé avec des résistances comprises entre **30 MPa et 40 MPa**, en fonction des éléments structuraux, tandis que les aciers adoptés sont :

- Des aciers **Fe E500** pour les armatures passives,
- Et des aciers **S355** pour les poutres métalliques.

Ces paramètres constituent la base du **dimensionnement des éléments du tablier**.

Chapitre IV : Évaluation des charges et sollicitations

IV.1 Introduction

Les ponts ferroviaires se différencient des ponts routiers principalement par la nature et l'intensité des actions d'exploitation à prendre en compte dans leur dimensionnement, en raison des spécificités du trafic ferroviaire.

Dans ce chapitre, nous analysons les différentes charges et surcharges appliquées à l'ouvrage, dans le cas d'un trafic circulant sur des voies à écartement normal ainsi que sur écartement large. À cet effet, nous nous appuyons sur les modèles de charges définis par l'Union Internationale des Chemins de Fer (UIC) et repris dans l'Eurocode 1 (EN 1991-2), notamment le modèle UIC 71, le chargement SW (pour les trains de marchandises lourds) ainsi que le train à vide. Ces modèles permettent d'établir plusieurs combinaisons principales de chargement : UIC 71 associé à SW/0, SW/2, ainsi que le cas du train à vide. Après application des coefficients dynamiques appropriés, et en tenant compte des efforts horizontaux associés (accélération, freinage, effets centrifuges éventuels), ces chargements constituent l'ensemble des actions de circulation ferroviaire à considérer pour le dimensionnement de l'ouvrage.

IV.2 Évaluation des charges et surcharges

L'ouvrage doit être dimensionné pour résister aux actions suivantes :

1. Charges permanentes (CP) : poids propre de la structure.
2. Compléments de charges permanentes (CCP) : superstructures ferroviaires (rails, traverses, ballast, etc.).
3. Charges d'exploitation (trafic ferroviaire) : charges verticales (UIC 71, SW, train à vide) et efforts horizontaux (freinage, accélération, force centrifuge) ;
4. Actions naturelles : (vent, séisme, variations de température)

IV.2.1 Charges permanentes (CP)

Les charges permanentes correspondent au poids propre de la structure. Le calcul est effectué à partir des volumes des éléments structuraux et des masses volumiques suivantes :

- Acier de construction : $\gamma_{acier} = 78.5$ kN/m³ ;
- Béton armé : $\gamma_{béton} = 25$ kN/m³.

Tableau IV- 1 : Calcul du poids propre des éléments structuraux (CP)

Élément	Section (m^2)		Longueur (m)	Volume (m^3)	Poids volumique (kN/m^3)	Nombre	Poids (KN)
Poutre PRS	S1	0,1884	546	102.8664	78.5	2	60828.3312
	S2	0,2215	702	155.4930			
	S3	0,2546	507	129.0822			
console	0,03728		3,5	0,13048	78,5	624	6391.4323
Dalle en Béton	4.76		1755		25	1	208845
Contreventement vertical	0.007521		3.772	0.02837	78.5	624	1389
Contreventement horizontal	0.007521		7.93	0.05964	78.5	624	2921.4507
½ PRS 1500	0,01864		6.6	0.123	78.5	624	7531.29
PRS 2000	0,0624		6.6	0.41184	78.5	78	2521.6963
Poids total							**290428.20**

IV.2.2 Compléments de charges permanentes (CCP)

Les charges complémentaires permanentes regroupent les éléments non structuraux liés à l'exploitation ferroviaire.

IV.2.2.1 Rails (EN 1991-1-1, Tableau A.6)

La voie est constituée de deux longs rails soudés (profils UIC 60). Le poids linéaire d'un rail est de 0,603 kN/m. Pour deux rails :

$$P_{rails} = 2 \times 0{,}603 \approx 1{,}2 \text{ kN/m}$$

IV.2.2.2 Traverses monoblocs

Les traverses en béton précontraint (type monobloc) ont une masse linéaire usuelle de 4,2 kN/m.

$$P_{traverses} = 4{,}2 \text{ kN/m}$$

IV.2.2.3 Ballast (EN 1991-1-1, Tableau A.6)

Le ballast est une couche de pierres concassées placée sous les traverses. Son poids volumique est pris égal à $\gamma = 20$ kN/m³. La section du ballast pour les deux voies est de 4.28 m^2

Le poids linéaire du ballast vaut donc :

$$P_{ballast} = \gamma \times S = 20 \times 4{,}28 = 85{,}6 \text{ kN/m}$$

IV.2.2.4 Trottoirs

Les trottoirs sont en béton armé ($\gamma = 25$ kN/m³). Pour une section totale (deux côtés) de 0,24 m² chacun, soit 0,48 m² pour les deux :

$$P_{trottoirs} = 0{,}48 \times 25 = 12 \text{ kN/m}$$

IV.2.2.5 Caniveaux (EN 1991-1-1, Tableau A.6)

Les caniveaux d'évacuation des eaux sont en béton. La section totale (deux caniveaux) est de 0,082 m² chacun, soit 0,164 m² :

$$P_{caniveaux} = 0{,}164 \times 25 = 4{,}1 \text{ kN/m}$$

IV.2.2.6 Murettes

Les murettes (éléments en béton en bordure du tablier) ont une section de 0,1 m² chacun, deux côtés :

$$P_{murettes} = 0{,}1 \times 2 \times 25 = 5{,}0 \text{ kN/m}$$

IV.2.2.7 Garde-corps

Le poids unitaire des garde-corps est de 1 kN/m par côté, soit pour les deux côtés :

$$P_{garde\text{-}corps} = 2 \text{ kN/m}$$

IV.2.2.8 Caténaires

Pour l'alimentation électrique des trains, deux caténaires sont prévues (une par voie). Le poids linéaire d'une caténaire (fil de contact + porteurs) est de 2,4 kN/m. Soit :

$$P_{caténaires} = 2 \times 2{,}4 = 4{,}8 \text{ kN/m}$$

IV.2.2.9 Chape de béton

Une chape de béton d'épaisseur 1 cm (0,01 m) est coulée sur toute la largeur du tablier (≈ 12,6 m) pour protéger la dalle et former une pente. Son poids linéaire est :

$$P_{chape} = 25 \times 12{,}6 \times 0{,}01 = 3{,}15 \text{ kN/m}$$

IV.2.2.10 Synthèse des charges complémentaires permanentes (CCP)

Tableau IV- 2 : Synthèse des compléments de charges permanentes

Eléments	Poids (kN/ml)
Rails (2 rails)	1.2
Travers mono bloc	4.2
Ballast	85.6
Trottoirs	12
Caniveaux	4.1
Murette	5,00

Garde-corps	2
Caténaire	4.8
Chape de béton	3.15
CCP (kn/ml)	**122,05**
CCP (kn)	**214 197,75**

IV.3 Surcharges d'exploitation ferroviaire (EN 1991-2 : 2003)

Les actions d'exploitation ferroviaire constituent les sollicitations variables les plus significatives pour le dimensionnement de l'ouvrage. Elles comprennent des charges verticales (modèles de charge normalisés) et des efforts horizontaux (freinage, accélération, force centrifuge).

IV.3.1 Charges verticales

IV.3.1.1 Modèle de charge 71 (LM71) – article 6.3.2 de l'EN 1991-2

Le modèle de charge 71 (Load Model 71) représente l'effet statique des charges verticales dues à un trafic ferroviaire standard. Il constitue le modèle de référence pour le dimensionnement des ponts ferroviaires en Europe. Ce modèle est composé :

- De **quatre charges concentrées** de 250 kN chacune, espacées longitudinalement de 1,60 m entre elles ;
- D'une **charge uniformément répartie** de 80 kN/m, appliquée sur une longueur considérée comme illimitée (arrière-train).

Ces charges sont disposées de manière à produire les effets les plus défavorables sur l'élément étudié.

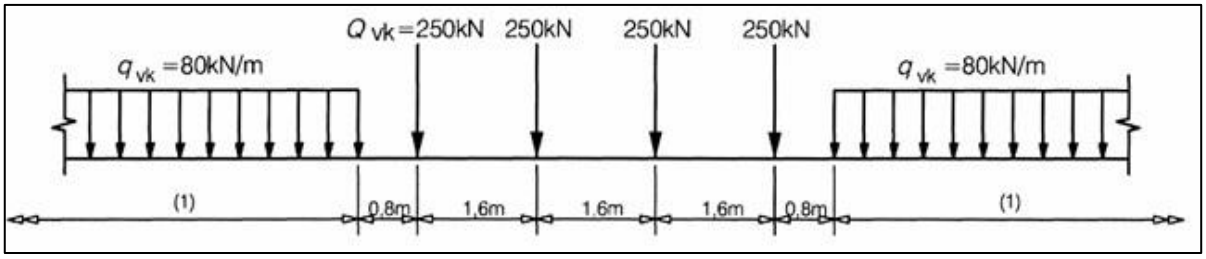


Figure IV- 1 : Modèle de charges 71 et valeurs caractéristiques pour les charges verticales

Un coefficient d'adaptation **α** permet d'ajuster l'intensité du modèle LM71 en fonction du trafic réel. Ce coefficient peut varier entre 0,75 et 1,46 selon que le trafic est plus léger ou plus lourd que le trafic de référence. Pour notre projet, compte tenu des conditions d'exploitation prévues nous retenons la valeur **α = 1,10**, qui correspond à un trafic légèrement plus défavorable que le trafic standard.

IV.3.1.2 Modèles de charges SW/0 et SW/2 – article 6.3.3 de l'EN 1991-2

Les modèles de charges SW (Surcharge pour trains de marchandises lourds) sont destinés à représenter l'effet statique des trains transportant des charges particulièrement élevées, tels que les trains de minerai ou de marchandises lourdes.

- Le modèle **SW/0** représente l'effet des charges verticales dues à un trafic ferroviaire normal.
- Le modèle **SW/2** correspond à un trafic ferroviaire lourd, avec des charges plus concentrées et un espacement plus grand entre les charges.

Pour le projet, les coefficients de classification retenus sont :

- **α = 1,10** pour le modèle SW/0,
- **α = 1,00** pour le modèle SW/2.

La disposition des charges pour les modèles SW/0 et SW/2 est schématisée sur la **figure IV-5** (à insérer).

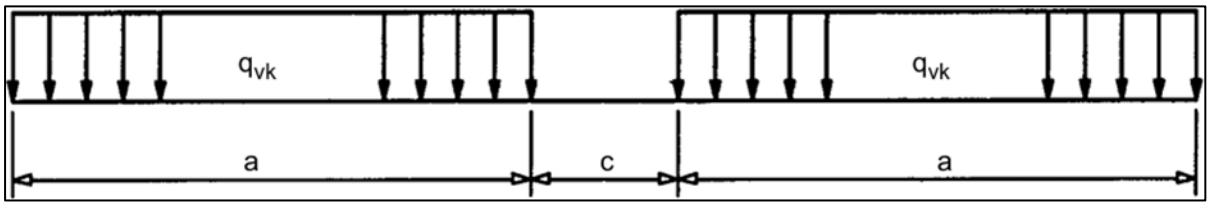


Figure IV- 2 :Modèle de charges SW /0 et SW/2

Les valeurs caractéristiques des charges sont données dans le **tableau IV-3**.

Tableau IV- 3 : Valeurs caractéristiques des charges verticales pour les modèles SW/0 et SW/2

Modèle de charges	q_{vk} [kN/m]	a[m]	c[m]
SW/0	133	15.0	5.3
SW/2	150	25.0	7.0

IV.3.1.3 Modèle de charge « Train à vide » – article 6.3.4 de l'EN 1991-2

Ce modèle consiste en une charge verticale uniformément répartie de valeur caractéristique **10,0 kN/m**. Il est appliqué sur l'ensemble de la longueur du pont. Sa fonction principale n'est pas le dimensionnement en flexion ou cisaillement, mais la vérification de la stabilité latérale de l'ouvrage en présence d'actions latérales simultanées (vent, effort centrifuge, etc.).

IV.3.1.4 Excentricité des charges verticales (modèles LM71 et SW/0) – article 6.3.5 de l'EN 1991-2

En situation réelle, les charges ferroviaires ne sont jamais parfaitement centrées sur la voie. L'effet du déplacement latéral des charges verticales doit être pris en compte. La norme prescrit, pour tous les essieux, un rapport maximal entre la charge de la roue la plus sollicitée et celle de la roue la moins sollicitée, fixé à **1,25 : 1,00** sur une même voie.

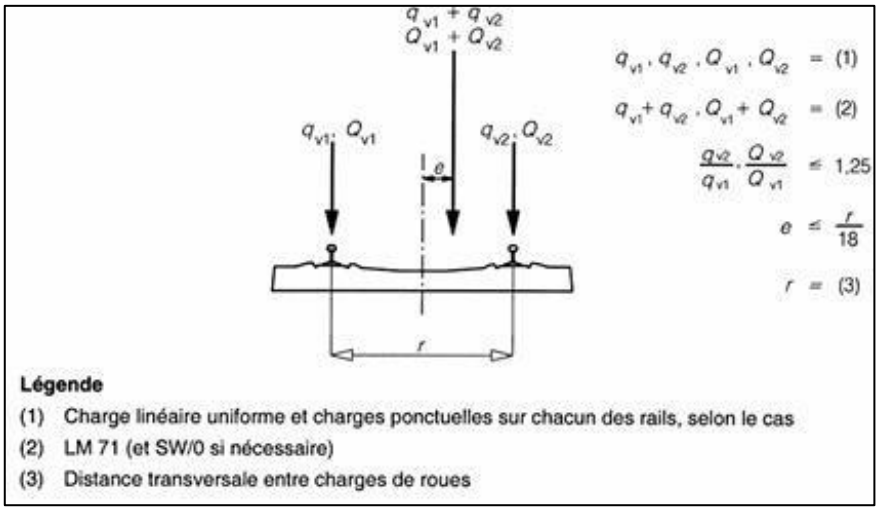


Figure IV- 3 : Excentricité des charges verticales

IV.3.2 Répartition longitudinale des charges par les traverses et le ballast (UIC 774-2, page 6)

La transmission des efforts depuis les essieux jusqu'au tablier s'effectue par l'intermédiaire du système voie–ballast. Ce système a un effet de diffusion, c'est-à-dire qu'une charge concentrée appliquée sur un rail se répartit longitudinalement sur une certaine longueur du tablier. Selon la fiche UIC 774-2, la diffusion se fait avec une pente de **1/4** à partir de l'arête inférieure de la traverse jusqu'au plan de.

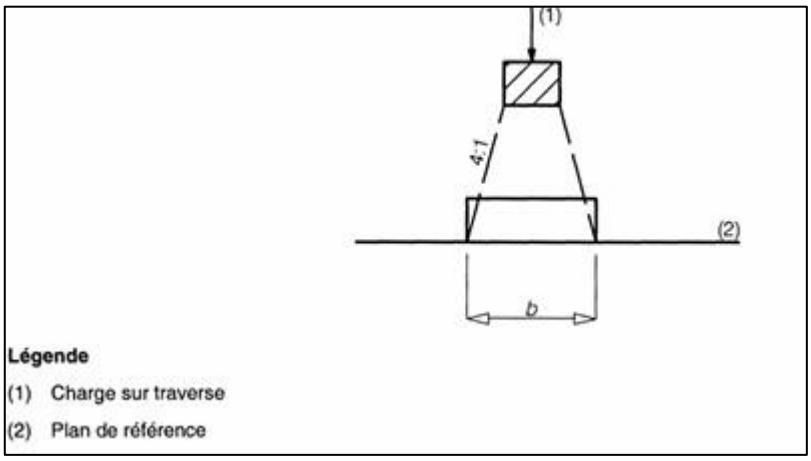


Figure IV- 4 : Répartition longitudinale par le ballast des charges d'essieu du modèle UIC 71.

Pour le calcul de la structure globale, il est généralement admis, par simplification, de répartir uniformément les quatre charges ponctuelles de 250 kN du modèle LM71 sur la longueur de **6,4 m** (soit 1,60 m × 4 essieux). La charge linéique équivalente résultante est alors de :

$$q = 4 \times 2506{,}4 \approx 156{,}25 \text{ kN/m}$$

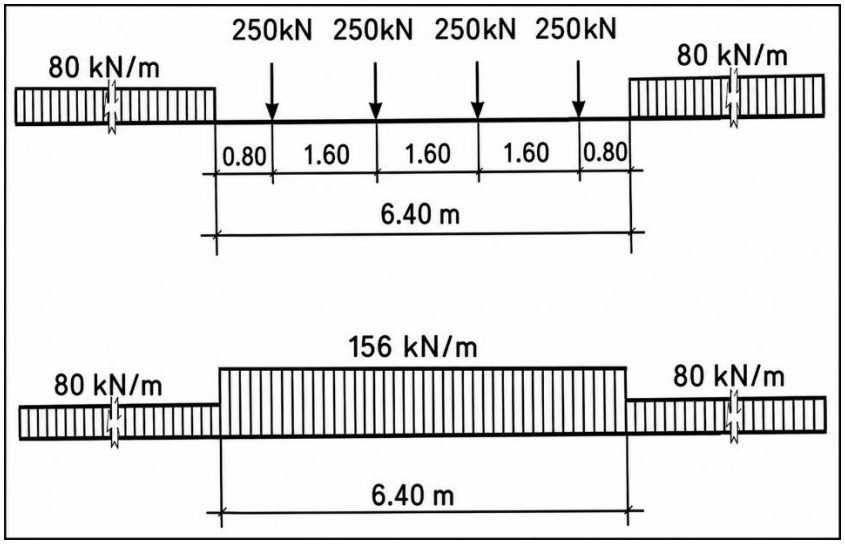


Figure IV- 5 : Répartition longitudinale uniforme des charges d'essieu du modèle LM71

IV.3.3 Effets dynamiques et coefficient φ (incluant la résonance) – article 6.4 de l'EN 1991-2

Les effets dynamiques induits par le passage des trains (oscillations, vibrations, phénomènes de résonance éventuels) doivent être pris en compte dans le dimensionnement. La norme propose deux approches :

- **Analyse dynamique** (calcul aux fréquences propres, vérification des accélérations, de la résonance et de la fatigue) ;
- **Analyse statique avec coefficient de majoration dynamique** (φ), qui consiste à amplifier les résultats statiques obtenus avec les modèles de charge.

Le choix entre ces deux méthodes est guidé par l'organigramme de l'article 6.4.4 de l'EN 1991-2 Selon cet organigramme, et compte tenu des caractéristiques de notre ouvrage, **aucune analyse dynamique approfondie n'est requise**. Il n'est donc pas nécessaire de vérifier les effets liés à l'accélération ni la fatigue due à la résonance pour les charges verticales, sous réserve de respecter les limites de la norme.

En conséquence, nous adoptons une **approche statique** avec majoration dynamique. Pour chaque modèle de charge (LM71, SW/0, SW/2, train à vide), les efforts statiques calculés sont multipliés par un coefficient dynamique **φ**.

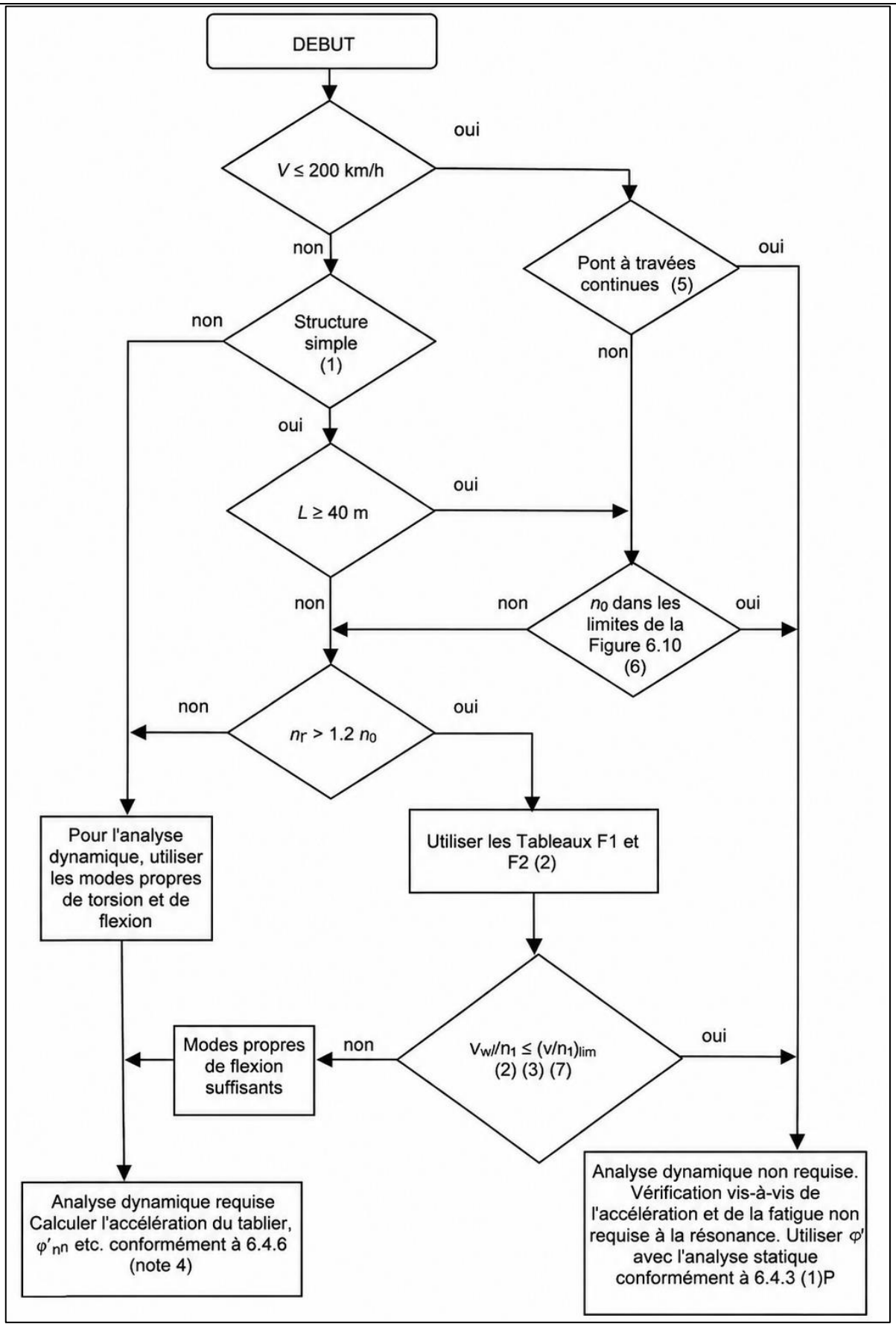


Figure IV- 6 : Organigramme permettant de déterminer si une analyse dynamique est requise ou non

IV.4 Coefficient dynamique φ (φ2, φ3)

Le coefficient dynamique φ permet de prendre en compte l'amplification des efforts et des déformations due aux effets des vibrations de l'ouvrage, à l'exclusion des phénomènes de résonance qui relèveraient d'une analyse dynamique spécifique.

Conformément à l'article 6.4.5.2 de l'EN 1991-2 : 2003, deux cas sont distingués selon le niveau d'entretien de la voie.

Étant donné que notre ouvrage supporte deux voies, aucune réduction du coefficient dynamique n'est envisagée.

IV.4.1 Cas d'une voie normalement entretenue

Pour une voie « normalement entretenue », le coefficient dynamique φ3 est donné par :

$$\varphi 3 = \frac{2{,}16}{\sqrt{L\varphi}-0.2} + 0.73 \text{ avec } 1{,}00 \leq \varphi 3 \leq 2{,}0$$

- Lφ : la longueur déterminante définie au tableau 6.2 de l'EN 1991-2.

Pour les poutres et dalles continues sur n travées, la longueur déterminante s'exprime par :

$$L\varphi = k \times Lm$$

- $Lm = \frac{1}{n}\sum i\ Li$ longueur moyenne des travées
- k = 1,5 pour une voie normalement entretenue.

Dans notre projet :

$$Lm = \frac{1}{39} . (45 \times 39) = 45 \text{ m}$$

$$L\varphi = 1{,}5 \times 45 = 67{,}5 \text{ m}$$

On retiendra donc : **φ3 = 1.00**

IV.4.2 Cas d'une voie soigneusement entretenue

Pour une voie « soigneusement entretenue », le coefficient dynamique φ2 est donné par la formule :

$$\varphi 2 = \frac{1.44}{\sqrt{L\varphi}-0.2} + 0.82$$

Avec un coefficient *k*=1,4 et un domaine de variation $1{,}00 \leq \varphi 2 \leq 1{,}67$.

$$L\varphi = k \times Lm = 1{,}4 \times 45 = 63{,}0 \text{ m}$$

On retiendra donc : **φ2 = 1.00**

IV.5 Charges horizontales

IV.5.1 Forces centrifuges (article 6.5.1 de l'EN 1991-2 : 2003)

La voie étant en courbe sur toute la longueur du pont (rayon constant R = 18600 m), les forces centrifuges ainsi que le dévers de la voie doivent être pris en compte. Ces forces agissent horizontalement vers l'extérieur de la courbe, à une hauteur de 1,80 m au-dessus du plan de roulement (niveau du rail). La force centrifuge doit toujours être combinée avec la charge verticale du trafic correspondante, mais elle n'est pas multipliée par les coefficients dynamiques.

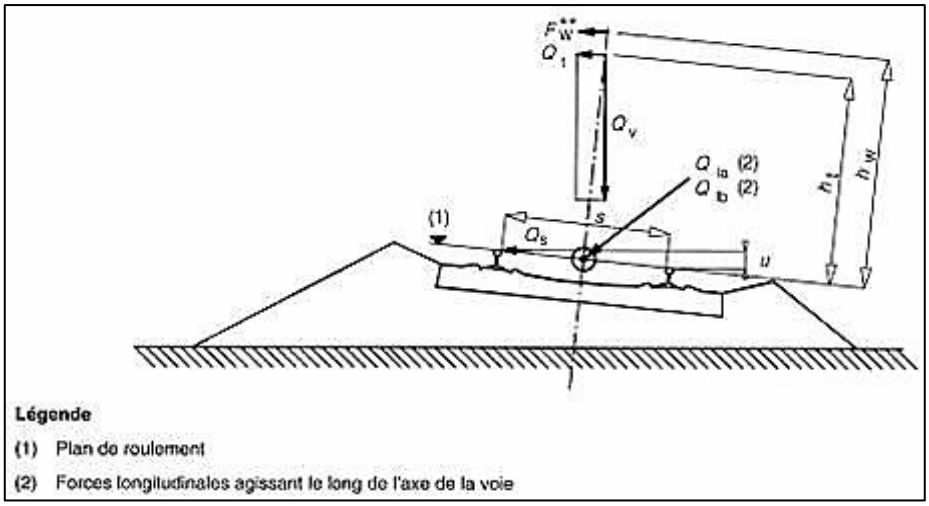


Figure IV- 7 : Symboles et dimensions spécifiques pour les voies ferrées

La valeur caractéristique de la force centrifuge est déterminée à l'aide de la formule suivante (équation 6.17 de l'EN 1991-2) :

$$Qtk = \frac{V^2}{g \times r} (f \times Qvk) = \frac{V^2}{127\,r} (f \times Qvk)$$

$$qtk = \frac{V^2}{g \times r} (f \times qvk) = \frac{V^2}{127\,r} (f \times qvk)$$

- f : coefficient de réduction ;
- V : vitesse maximale d'exploitation [m/s] ;
- g : accélération de la pesanteur ;
- r : rayon de courbure [m] ;
- Qvk : charge verticale correspondante (selon le modèle de charge).

Pour une vitesse V ≤ 120 km/h applicable aux modèles LM71, SW/2 et « train à vide », le coefficient de réduction f = 1.

Pour le modèle de charge LM71 :

$$Qtk = \frac{220^2}{127 \times 18600} (1 \times 250) = 5.12$$

$$Qtk = \frac{220^2}{127 \times 18600} (1 \times 80) = 1.64$$

Pour le modèle de charge SW/0 :

$$Qtk = \frac{220^2}{127 \times 18600} (1 \times 133) = 2.73$$

Pour le modèle de charge SW/2 : Pour le modèle de charge SW/2, les calculs sont réalisés en considérant une vitesse maximale de 80 km/h.

$$Qtk = \frac{80^2}{127 \times 18600} (1 \times 150) = 0.4$$

Pour le modèle de charge « Train à vide » :

$$Qtk = \frac{220^2}{127 \times 18600} (1 \times 10) = 2.73$$

Dans notre projet, En raison du très grand rayon de courbure (18 600 m), ces forces centrifuges sont négligeables devant les autres actions horizontales. Elles ne seront donc pas retenues dans la suite des combinaisons.

IV.5.2 Actions dues à l'accélération et au freinage (article 6.5.3 de l'EN 1991-2 : 2003)

Les forces d'accélération et de freinage agissent au niveau supérieur des rails, dans le sens longitudinal de la voie (direction du roulement). Elles sont considérées comme des charges linéaires uniformes réparties sur une longueur d'influence La,b pour l'élément structural considéré.

IV.5.2.1 Force d'accélération (Qla)

- Pour le modèle de charge 71 (LM71) : l'intensité de base est de 33 kN par mètre de voie, appliquée sur la longueur déterminante Lφ. La norme plafonne la valeur à 1 000 kN par voie. Avec Lφ = 45 m :

  - Qla,k = 33×45 =1 485 kN ≥ 1 000 kN → valeur retenue : **1 000 kN**.

- Pour le modèle SW/2 : l'intensité est également de 33 kN/m, mais la longueur d'influence est réduite de la distance c*c* (7,0 m selon tableau IV-3) :
  Donc : Leff = Lφ – c = 45 – 7 = 38 m

  - Qla,k = 33×38 =1 254 kN ≥ 1 000 kN → valeur retenue : **1 000 kN**.

IV.5.2.2 Force de freinage (Qlb)

- Pour le modèle 71 : l'intensité est de 20 kN/m, avec un plafond à 6 000 kN.
  - Qlb,k =20×45= 900 kN ≤ 6 000 kN → valeur retenue : **900 kN**.
- Pour le modèle SW/2 : l'intensité est de 35 kN/m sur la longueur réduite Lφ−c=45−7=38 m
  - Qlb,k =35×38=1 330 kN → valeur retenue : **1330 kN**.

IV.6 Actions naturelles

IV.6.1 Action du vent (NF EN 1991-1-4, complété par le RCPR)

Conformément à l'article 3.2.1 du (RCPR), les efforts dus au vent sont introduits dans les calculs comme des pressions horizontales statiques appliquées aux surfaces exposées. Leurs intensités caractéristiques sont les suivantes :

- **Ouvrage en service** : qvent = 2,00 kN/m2
- **Ouvrage en cours de construction** : qvent=1,25 kN/m2

IV.6.2 Variation uniforme de température ΔTu

Sauf spécification contraire du Cahier des Clauses Techniques Particulières (CCTP) et à défaut de justifications plus précises, les variations uniformes de température à considérer sont définies conformément à l'article 3.1.2 du RCPR (page 15). Pour les régions d'Algérie du Nord, qui bénéficient d'un climat tempéré, les amplitudes thermiques retenues sont :

- Élévation de température : **+35 °C**
- Abaissement de température : **−15 °C**

Notre projet étant situé à Ksar El Boukhari (wilaya de Médéa), ces valeurs sont adoptées. Les déformations linéaires sont calculées entre la température moyenne initiale de mise en œuvre de l'ouvrage (généralement comprise entre +10 °C et +25 °C) et les températures extrêmes susmentionnées.

Par ailleurs, dans cette amplitude thermique, une composante de variation rapide (variation journalière) est prise égale à **±10 °C**. Les sollicitations associées à ces variations rapides, notamment les efforts horizontaux transmis aux piles et aux culées, doivent être déterminées en utilisant le module de déformation instantanée des matériaux constitutifs (béton, appareils d'appui en néoprène, sol, etc.).

Complément selon NF EN 1991-1-5 : 2004

Notre ouvrage est classé comme **TYPE 2** (tablier mixte acier-béton) selon l'article 6.1 de la norme NF EN 1991-1-5. Il convient alors de déterminer les composantes de température uniformes minimales et maximales de l'ouvrage à partir des températures extrêmes de l'air sous abri en utilisant les corrélations fournies à l'article 6.1.3.1.

Tableau 6.1 NA — Valeurs de la composante linéaire de gradient thermique pour différents types de tabliers de ponts routiers, de passerelles pour piétons et de ponts de chemin de fer

Type de tablier	Surface supérieure plus chaude que la partie inférieure $\Delta T_{M,heat}$ [°C]	Partie inférieure plus chaude que la surface supérieure $\Delta T_{M,cool}$ [°C]
Type 1 : Tablier métallique	18	13
Type 2 : Tablier mixte	15	18
Type 3 : Tablier en béton :		
poutre caisson	12	6
poutre	15	8
dalle	12	6

Figure IV- 8 : Corrélation entre les températures minimales/maximales de l'air sous abri (Tmin/Tmax) et la composante de température uniforme minimale/maximale d'un pont (Te.min/Te.max)

Pour une première approche, et en l'absence de données météorologiques précises sur la région de Ksar El Boukhari, nous retiendrons les valeurs forfaitaires du RCPR (±35 / −15 °C), qui sont légèrement plus sévères que celles déduites de l'EN 1991-1-5 pour l'Algérie du Nord. Ces amplitudes seront utilisées pour le calcul des efforts thermiques longitudinaux dans le tablier (dilatation/contraction) et les sollicitations associées dans les appareils d'appui et les piles.

IV.7 Gradient thermique linéaire Δθ (article 3.1.2.2 du RCPR)

Les tabliers mixtes acier-béton sont soumis à des gradients thermiques (différences de température entre la face supérieure et la face inférieure du tablier), qui induisent des contraintes internes supplémentaires. Pour un tablier de type 2 (mixte), les valeurs du gradient thermique linéaire Δθ sont données par le tableau IV-4, distinctement pour la phase de construction et la phase de service.

Tableau IV- 4 : Gradient thermique Δθ selon le RCPR (article 3.1.2.2)

Type de tablier	En phase de construction	En phase de service
	$\boldsymbol{\Delta\theta}(^0C)$	$\boldsymbol{\Delta\theta}(^0C)$
Type 2 : Tablier mixte	± 15	± 8

IV.8 Application des charges de trafic – Groupes de charges (article 6.8 de l'EN 1991-2 : 2003)

IV.8.1 Principes généraux

La prise en compte simultanée des différents types de chargements ferroviaires (modèles LM71, SW, train à vide) repose sur la définition de **groupes de charges spécifiques**. Ces groupes sont considérés comme mutuellement exclusifs : un seul groupe de charges est appliqué à la fois pour une situation de calcul donnée. Ils doivent être traités, lors des combinaisons avec d'autres actions (vent, température, etc.), comme une **action variable unique** (ne combine pas deux groupes de charges entre eux).

IV.8.2 Groupes retenus pour le projet

Selon le tableau 6.11 de l'EN 1991-2 : 2003 (page 101), les groupes de charges à considérer pour notre ouvrage sont les suivants :

- **Pour une voie chargée** : groupes **Gr 11 à Gr 15** et **Gr 16 à Gr 17** ;
- **Pour deux voies chargées** : groupes **Gr 21 à Gr 27**.

Chaque groupe correspond à une combinaison particulière des modèles de charge verticaux (LM71, SW/0, SW/2, train à vide) et des efforts horizontaux associés (freinage, accélération, force centrifuge). Le détail de la composition de ces groupes ne sera pas reproduit ici ; il sera intégré directement dans le modèle de calcul par éléments finis sous MIDAS Civil.

IV.9 Combinaisons d'actions selon l'EN 1990 – Annexe A2

IV.9.1 Généralités

Selon l'EN 1990, les actions doivent être combinées en appliquant les coefficients partiels appropriés, en tenant compte du fait que les valeurs maximales des différentes actions ne se produisent pas simultanément. Cette approche conduit à un nombre très important de combinaisons possibles, notamment lorsqu'on associe les différents groupes de charges (Gr22, Gr23, Gr26, etc.) aux actions variables indépendantes telles que le vent, la température, la neige ou le séisme. Dans notre projet, le nombre total de cas de calcul peut dépasser la centaine.

Afin de ne pas surcharger la présentation dans ce mémoire, seules quelques combinaisons **représentatives** sont présentées ci-dessous à titre illustratif. L'ensemble des combinaisons sera généré de manière exhaustive à l'aide du logiciel MIDAS Civil, conformément aux formules de l'aptitude au service et aux exigences de l'EN 1990, garantissant ainsi une prise en compte complète et rigoureuse des effets des actions.

IV.9.2 Formules générales de combinaison (EN 1990, expressions 6.10a et 6.10b adaptées)

État limite ultime (ELU) – combinaison fondamentale (expression A2.4 de l'annexe A2) :

$$\sum_{j} \geq 1 \sum \boldsymbol{\gamma_{G,j} G_{k,j}} + \boldsymbol{\gamma_p P} + \boldsymbol{\gamma_{Q,1} Q_{k,1}} + \sum \boldsymbol{\gamma_{Q,i}} \Psi_{0,i} \boldsymbol{Q_{K,i}} \; \boldsymbol{i} > 1.$$

- Gk,j: charges permanentes ;
- P : précontrainte ;
- Qk,1 : action variable de base (groupe de charges ferroviaires) ;
- Qk,ii : autres actions variables (vent, température, neige, etc.) ;
- γG,j, γP, γQ : coefficients partiels ;
- $\psi_{0,\,i}$: coefficient de combinaison pour les actions variables d'accompagnement.

État limite de service (ELS) – combinaison caractéristique (rare) (expression A2.5) :

$$\sum_{j \geq 1} \boldsymbol{G_{k,j}} + \boldsymbol{P} + \boldsymbol{Q_{k,1}} + \sum \Psi_{0,i} \boldsymbol{Q_{K,i}} \; \boldsymbol{i} > 1.$$

IV.9.3 Combinaisons représentatives retenues

États limites ultimes (ELU) :

1. $1.35G + 0.9T$
2. $1.35G + 1.35SW2 + 0.9T$
3. $1.35G + 1.2SW2 + 1.45UIC71 + 0.9T$
4. $1.35G + 1.45\,(UIC71 + UIC71) \pm 0.9T$

États limites de service (ELS) – combinaison caractéristique :

1. G+T
2. G+UIC71+SW/2+T
3. G+UIC 71 +UIC 71 + T

États limites de service – combinaison fréquente :

La combinaison fréquente est utilisée pour les vérifications de fatigue et de confort. Elle s'écrit en appliquant un coefficient $\psi 1=0,7$ pour la charge ferroviaire principale et $\psi 2=0,6$ pour la température (valeurs indicatives selon EN 1990 – Annexe A2, tableau A2.1) :

1. G+0.6T
2. G+0.7(UIC71+SW/2) +0.6T
3. G+0.7(UIC71+UIC71) +0.6T

IV.10 Modélisation du tablier

IV.10.1 Introduction

Ce chapitre se concentre sur la modélisation du tablier du viaduc mixte bipoutre retenu. Après une brève présentation du logiciel utilisé, nous décrivons la démarche adoptée pour construire le modèle numérique, depuis l'importation de la géométrie jusqu'à la définition des cas de charge et des combinaisons d'actions.

IV.10.2 Présentation du logiciel MIDAS Civil 2022

MIDAS Civil est un logiciel de modélisation et d'analyse structurelle par éléments finis, spécialement dédié aux ouvrages de génie civil. Il est largement utilisé pour la conception et l'étude des ponts, viaducs, passerelles. Développé par la société sud-coréenne MIDAS IT, ce logiciel s'est imposé comme une référence dans les bureaux d'études internationaux, grâce à plusieurs atouts majeurs :

- **Sa puissance de calcul** : capacité à traiter des modèles de grande taille
- **Sa flexibilité de modélisation** : possibilité de représenter aussi bien des structures à poutres que des ouvrages en dalle ou en caisson ;
- **La précision des résultats obtenus** : conformité aux méthodes de calcul des Eurocodes.



Figure IV- 9 : Interface du logiciel MIDAS Civil

IV.10.3 Démarche de modélisation du tablier

L'ouvrage a été modélisé selon les grandes étapes suivantes :

- Importation de sections transversales au format DXF,
- Attribution, à chaque section, des caractéristiques des matériaux,

- Modélisation de la structure par éléments de type barres,
- Définition et mise en œuvre des charges :
  - Charges permanentes,
  - Charges d'exploitation,
  - Actions dynamiques (vent, séisme, interaction rail–structure, charges roulantes),
- Définir les conditions aux limites (appuis et liaisons) de façon à représenter fidèlement le comportement réel de la structure,
- Mise en route du calcul et analyse des résultats obtenus.

IV.10.4 Vue du modèle en 3D

A l'aide de logiciel MIDAS, on a élaboré un modèle de tablier étudié :

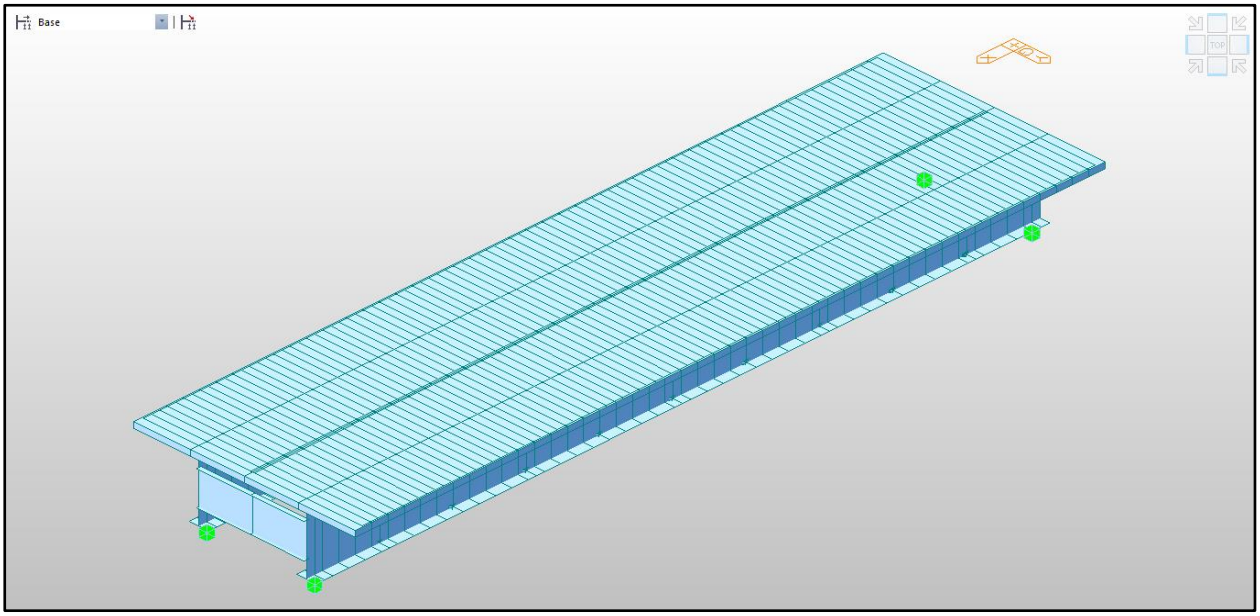


Figure IV- 10 : Vue de model en 3D

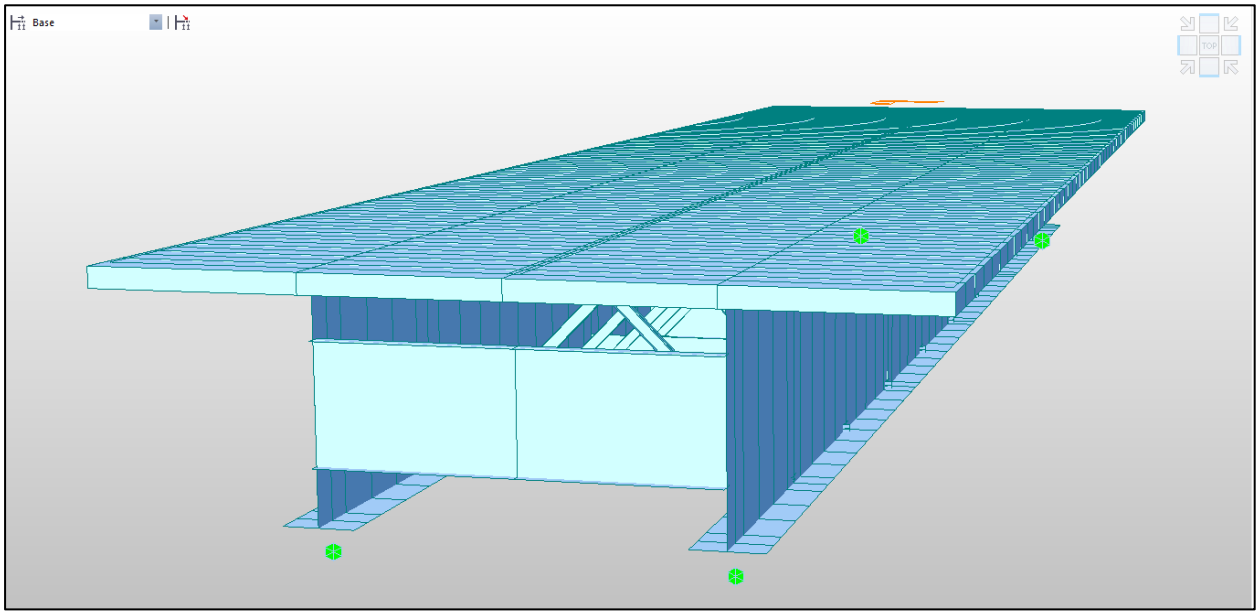


Figure IV- 11 : Vue de model en 3D

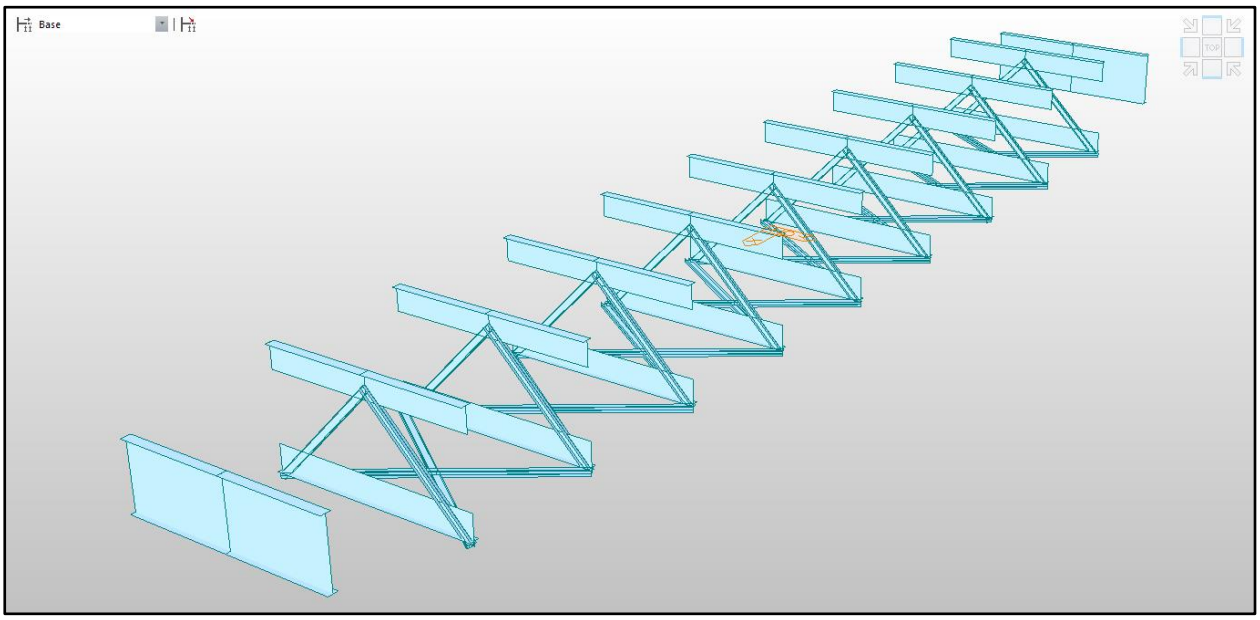


Figure IV- 12 : Vue de model en 3D des entretoises

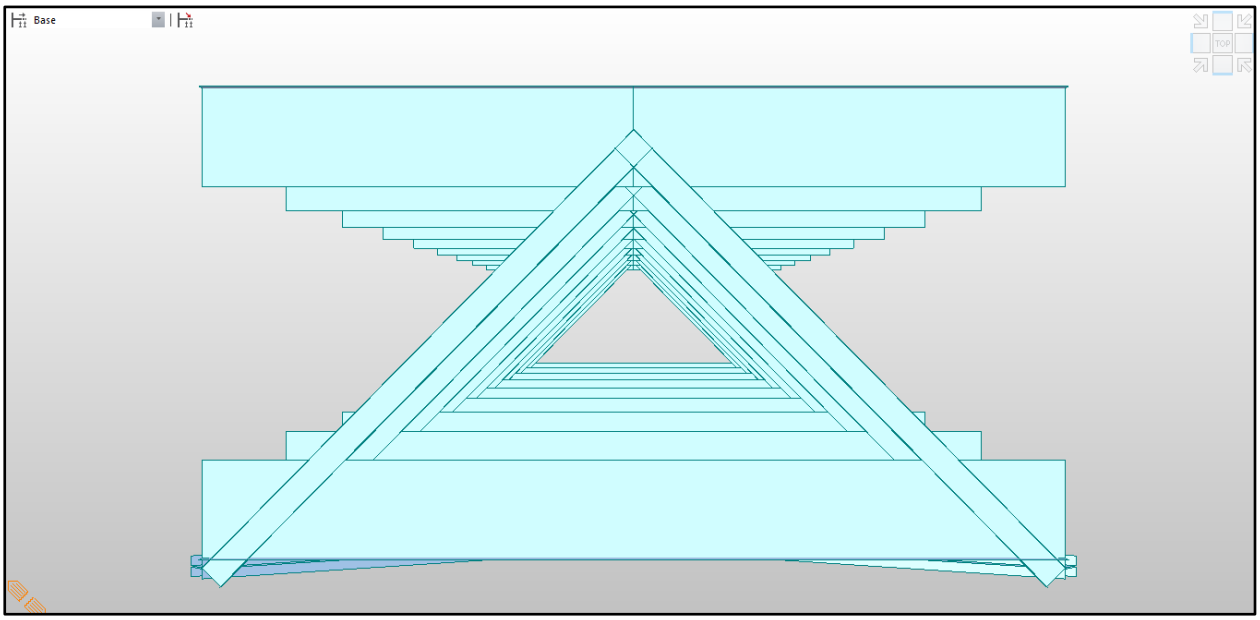


Figure IV- 13: Vue de model en 3D des entretoises

IV.10.5 Résultats obtenus :

Les résultats obtenus par le logiciel sont donnés ci-dessous

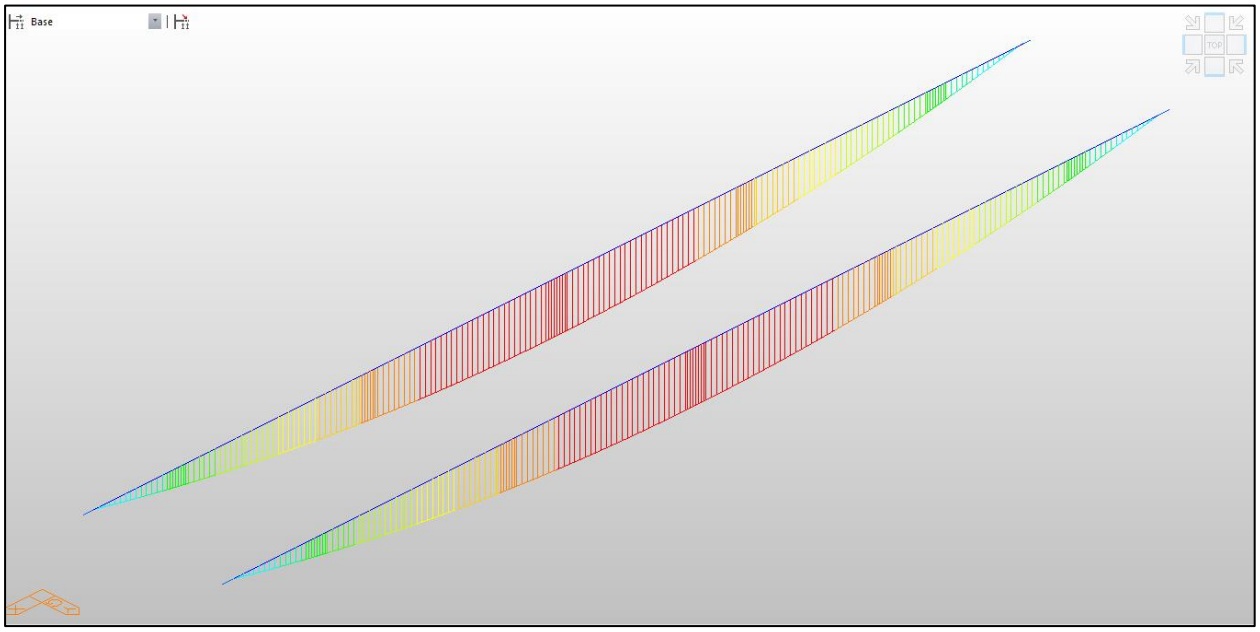


Figure IV- 14 : Diagramme des moments selon logiciel MIDAS CIVIL.

Tableau IV- 5 : Résultats des moments sollicitant sur le pont durant toutes les phases de construction pour chaque section et chaque combinaison [MIDAS CIVIL]

Phase de construction	Charge considérée		Moment solicitant MED (kN.m)		
			S1	S2	S3
Phase 4	ELU	1.35G + 0.9T	35669.0	64900.2	71130.1
		1.35G +1.35$SW2$+0.9T	49662.9	88240.8	95649.3
		1.35G +1.2$SW2$+1.45UIC71 +0.9T	57778.3	104094.0	113590.0
		1.35G+1.45 (UIC71+UIC71) ±0.9T	48508.6	86758.5	94644.2
	ELS caractéristique	G+T	26427.8	48081.4	52696.8
		G+UIC71+SW/2+T	43019.2	77498.9	84386.3
		G+UIC 71 +UIC 71 + T	35282.7	63156.1	68913.1
	ELS fréquent	G+0.6T	26420.2	48072.8	52687.4
		G+0.7(UIC71+SW/2) +0.6T	38034.2	68664.9	74868.3
		G+0.7(UIC71+UIC71) +0.6T	38451.4	68561.3	74729.6

Tableau IV- 6 : Résultats des efforts tranchants sollicitant sur le pont durant toutes les phases de construction Pour chaque section et chaque combinaison [MIDAS CIVIL]

Phase de construction	Charge considérée		Efforts tranchants sollicitant VED (KN)		
			S1	S2	S3
Phase 4	ELU	1.35G +0.9T	6395.29	4525.77	1886.89
		1.35G +1.35$SW2$+0.9T	9368.00	6546.99	3223.22
		1.35G +1.35$SW2$+0.9T	10670.70	7696.03	3885.10
		(UIC71+UIC71) ±0.9T	9266.18	6497.62	3193.61
	ELS caractéristique	G+T	4737.25	3352.42	1397.70
		G+UIC71+SW/2+T	7846.33	5682.66	2856.35
		G+UIC 71 +UIC 71 + T	6717.17	4712.32	2298.88
	ELS fréquent	G+0.6T	4737.25	3352.42	1397.70
		G+0.7(UIC71+SW/2) +0.6T	6913.60	4983.59	2418.75
		G+0.7(UIC71+UIC71) +0.6T	7429.95	5201.89	2623.31

CHAPITRE V : ÉTUDE DU TABLIER

V.1 Introduction

Ce chapitre est consacré à l'étude détaillée du tablier du viaduc mixte bipoutre. Il s'agit de dimensionner et de vérifier l'ensemble des éléments constitutifs du tablier. Les calculs de sollicitations (efforts internes, déplacements) sont réalisés à l'aide du logiciel de calcul par éléments finis MIDAS Civil 2022, dans lequel a été implémenté le modèle numérique décrit au chapitre précédent. Les résultats obtenus sont ensuite exploités pour procéder aux vérifications réglementaires aux états limites ultimes (ELU) et de service (ELS), conformément aux Eurocodes 3 (acier), 4 (structures mixtes) et 2 (béton).

V.2 Calcul de la section mixte (propriétés des poutres PRS)

V.2.1 Généralités

Le comportement mixte acier-béton repose sur l'interaction entre la dalle en béton (compressée) et les poutres métalliques (tendues). Avant d'étudier la section mixte proprement dite, il est nécessaire de déterminer les caractéristiques géométriques des poutres en acier seules, car elles interviennent dans le calcul des contraintes en phase de construction (avant solidarisation) et dans la détermination de la position de l'axe neutre plastique de la section mixte.
Trois sections types ont été définies le long de la poutre (figure V.1), en fonction du diagramme des moments fléchissants :

- **Section 1** : sur appui (moment faible, effort tranchant élevé) ;
- **Section 2** : zone intermédiaire ;
- **Section 3** : à mi-travée (moment maximal, effort tranchant faible).

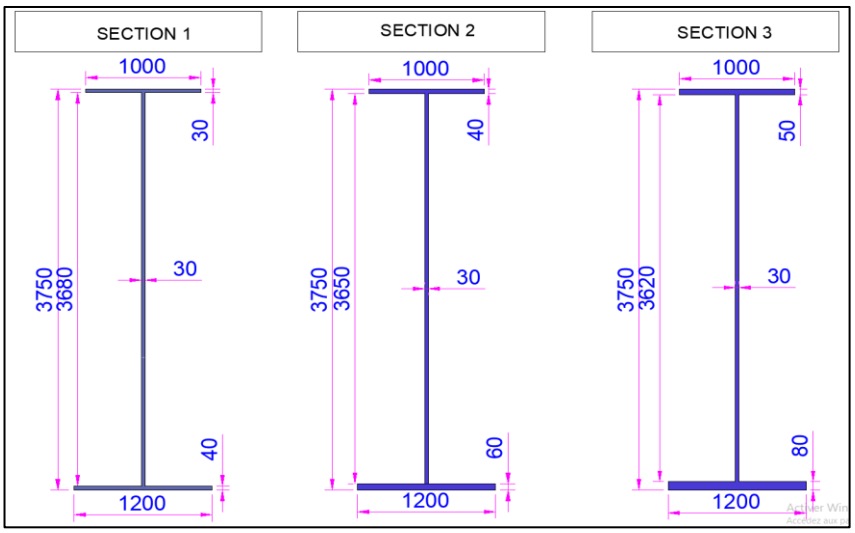


Figure V- 1: Sections de poutre PRS

Tableau V- 1: Caractéristiques géométriques des poutres PRS

			Section 1 (Sur appui)	Section 2	Section 3 (À mi-travée)
La Surface (m^2)		$S = \sum ai \cdot bi$	0.1884	0.2215	0.2546
Centre de gravité (m)		$YGa = (\sum yi \cdot Si) / (\sum Si)$	1.715	1.615	1.552
Moments d'inertie (m^4)	Ix	$Ix = \sum (ai \cdot bi^3 / 12) + Si \cdot (yi - yGa)^2$	0.3879	0.4894	0.5866
	Iy	$Iy = \sum (bi \cdot ai^3 / 12)$	0.0083	0.0120	0.0157

V.2.2 Coefficient d'équivalence (NF EN 1994-2, §4.2.2)

Le coefficient d'équivalence rend compte de la différence de comportement entre l'acier et le béton dans une section mixte. Il sert à transformer la section réelle en une section équivalente homogène.

Tableau V- 2 : Coefficient d'équivalence

Sollicitations	Champ d'application	n
Poutre en acier	Charge permanente	∞
Charge instantané	Surcharge	6
Charge de longue durée	CCP	18
Effets différées	Retrait	15

V.2.3 Largeur efficace pour la vérification des sections transversales (EN 1994-2 :1997 4.2.2.2)

La largeur efficace de la dalle en béton est la somme de 3 termes :

$$b_{eff.0} = b0 + \beta1 \cdot be1 + \beta2 \cdot be2$$

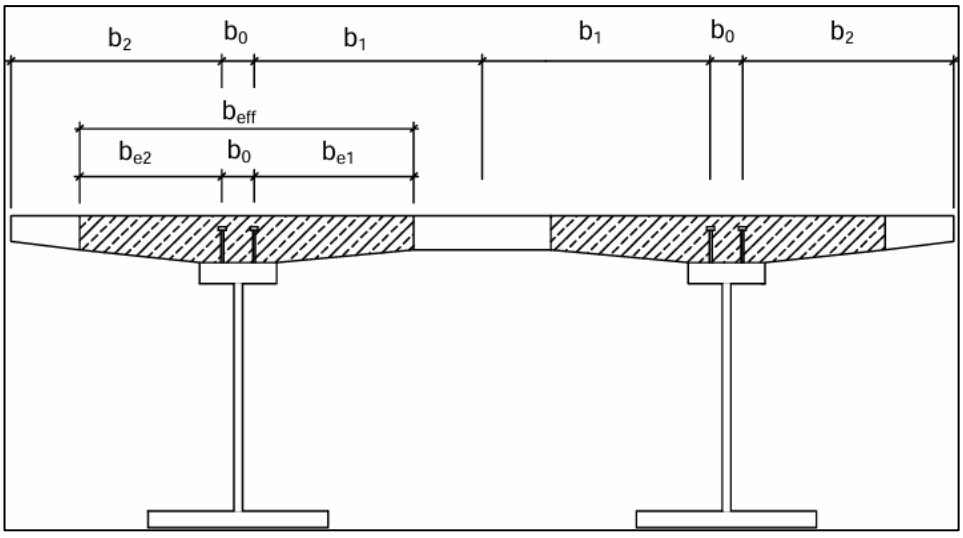


Figure V- 2 : définition de la largeur efficace

- b0 : entraxe entre les files de goujons extérieures, on prend **b0 = 0.75 m**
- bei = min {Le/8 ; bi}
- Le : portée équivalente dans la section concernée
- bi : largeur géométrique réelle de la dalle associée à la poutre principale
- β1 = β2 = 1, sauf pour les sections sur les appuis d'extrémité (β1 et β2 ≤ 1)
- Formule des coefficients βi : **βi = 0.55 + 0.025 × (Le / bei) ≤ 1**

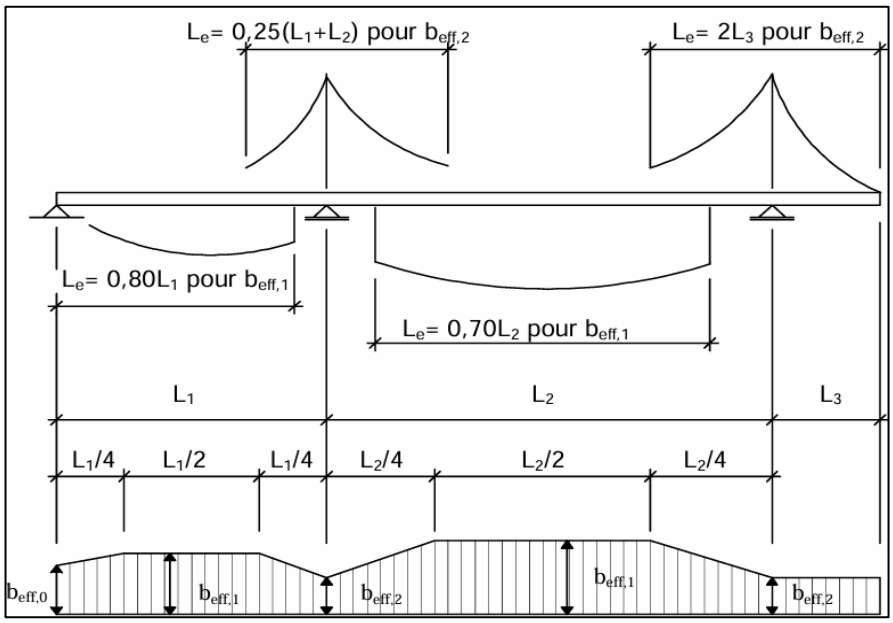


Figure V- 3 : Calcul des distances entre les points de moment fléchissant nul.

- **beff (sur appui d'extrémité)**

$$b_{eff.0} = b0 + \beta1 \cdot be1 + \beta2 \cdot be2$$

$$Le = 0.8 \times L1 = 0.8 \times 45 = 36 \text{ m}$$

$$be1 = \min \{Le/8 ; b1\} = \min \{4.5 ; 2.925\} = 2.925\text{m}$$

$$be2 = \min \{Le/8; b2\} = \min \{4.5; 3.125\} = 3.125 \text{ m}$$

$$\beta1 = 0.55 + 0.025 \times (36/2.925) = 0.8577$$

$$\beta2 = 0.55 + 0.025 \times (36/3.125) = 0.838$$

$$b_{eff.0} = 0.75 + 0.8577 \times 2.925 + 0.838 \times 3.125 = \mathbf{5.8775\ m}$$

- **beff (mi-travée)**

$$b_{eff.1} = b0 + be1 + be2$$

$$Le = 0.8 \times L1 = 0.8 \times 45 = 36 \text{ m}$$

$$be1 = \min \{Le/8 ; b1\} = \min \{4.5; 2.925\} = 2.925 \text{ m}$$

$$be2 = \min \{Le/8 ; b2\} = \min \{4.5; 3.125\} = 3.125 \text{ m}$$

$$b_{eff.1} = 0.75+2.925+3.125= \mathbf{6.8\ m}$$

On peut considérer une largeur efficace constante le long de la surface entière de chaque travée :
b_{eff} = 6.8 m

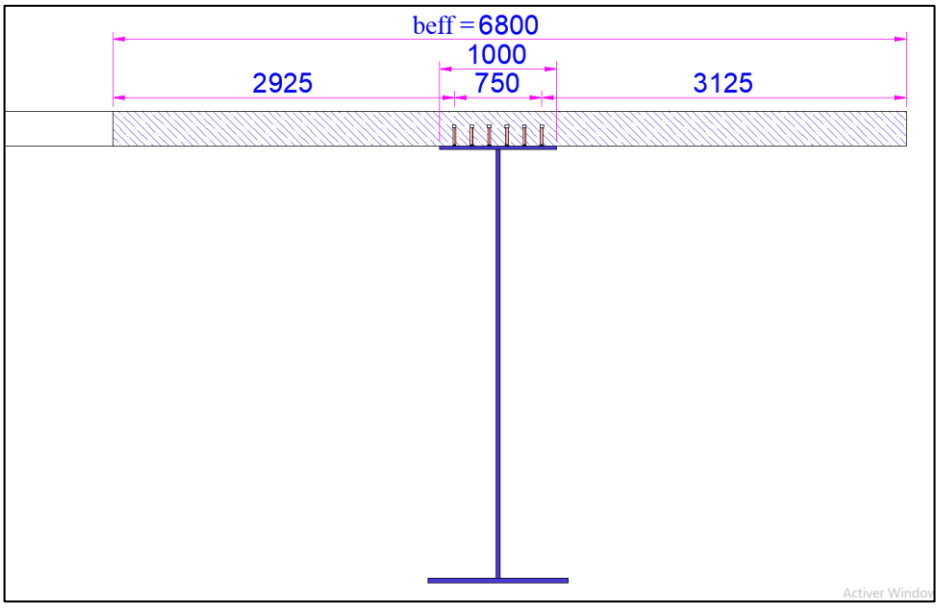


Figure V- 4 : Largeur efficace considéré dans nos calculs.

V.2.4 Caractéristiques Géométriques de la Dalle

		Section dalle
La Surface (m^2)		2.38
Centre de gravité (m)		0.175
Moments d'inertie (m^4)	Ix	0.0243

V.2.5 Calcul des surfaces

$$Sn = Sa + \frac{Sb}{n}$$

Avec :

- Sa = Section d'acier.
- Sb : section du béton.
- n : coefficient d'équivalence.

V.2.6 Position du centre de gravité de la section mixte

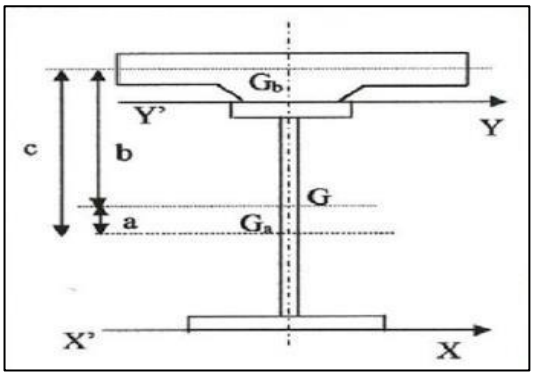


Figure V- 5 : Centre de gravité de la section mixte.

La position du centre de gravité de la section mixte est déterminée par la relation suivante :

$$\int_S^S y.ds = \int_{Sb}^S y\left(\frac{dS_b}{n}\right) + \int_{Sa}^S y\,dS_a = 0$$

On a donc :

$$\begin{cases} b.\left(\frac{S_b}{n}\right) + a.S_a = 0 \\ a + b = 0 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} a_n = \frac{S_b.c}{n.S_n} \\ b_n = \frac{S_a.c}{S_n} \end{cases}$$

Où :

c : distance entre le centre de gravité du béton et celui de l'acier

V.2.7 L'inertie de la section mixte

$$I = Ia + \frac{Ib}{n} + \frac{Sa+Sb}{n.S} \times C^2$$

- Ia : moment d'inertie de la section d'acier.
- Ib : moment d'inertie de la section du béton.
- Sa : surface de la section d'acier.
- Sb : surface de la section du béton.
- S : surface de la section mixte.
- C : distance entre Ygb et Yga.

V.2.8 Les caractéristiques mécaniques de la section mixte

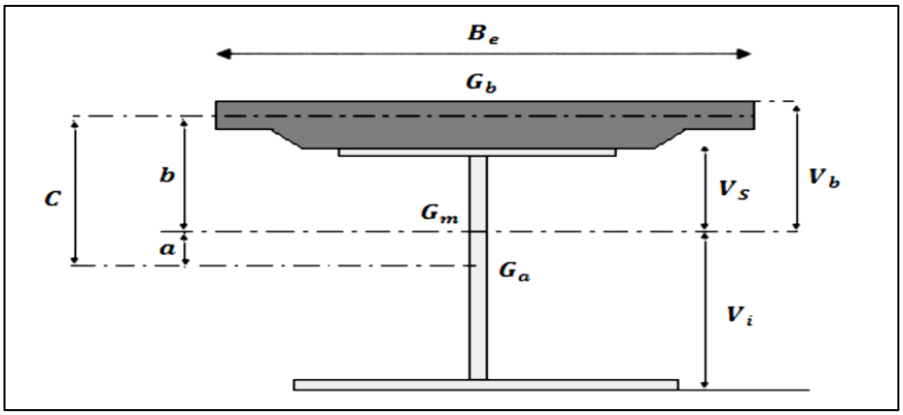


Figure V- 6 : Caractéristiques géométriques de section mixte.

$$V:\begin{cases} V_{bn} = b_n + Y_{gb}. \\ V_{sn} = b_n - Y_{gb}. \\ V_{in} = a_n + Y_{gb}. \end{cases} \qquad W:\begin{cases} W_{bn} = \dfrac{I}{V_{bn}}\ m^3. \\ W_{sn} = \dfrac{I}{V_{sn}}\ m^3. \\ W_{in} = \dfrac{I}{V_{in}}\ m^3. \end{cases}$$

- Vbn : Distance de CG global à la fibre supérieure de béton.
- Vsn : Distance de CG global à la fibre inférieure de béton.
- Vin : Distance de CG global à la fibre inférieure d'acier.
- W : Module de résistance de la fibre considérée.

Tableau V- 3 : Récapitulatif de la Section Mixte 1

n	∞	6	18	15
S_a (m^2)	0.1884	0.1884	0.1884	0.1884
S_b (m^2)	2.380	2.380	2.380	2.380
c (m)	2.210	2.210	2.210	2.210
S_n (m^2)	0,1884	0,5851	0,3206	0,3471
a_n (m)	0,000	1,498	0,911	1,010
b_n (m)	2,210	0,712	1,299	1,200
I_a (m^4)	0.3879	0.3879	0.3879	0.3879
I_b (m^4)	0.0243	0.0243	0.0243	0.0243
I_n (m^4)	0,3879	1,0158	0,7686	0,8102
V_{bn} (m)	2,385	0.887	1.474	1.375
V_{sn} (m)	2,035	0,537	1,124	1,025
V_{in} (m)	1,715	3,213	2,626	2,725
W_{bn} (m^3)	0,1626	1,1452	2,5208	0,5892
W_{sn} (m^3)	0,1906	1,8916	0,6838	0,7904
W_{in} (m^3)	0,2261	0,3161	0,2926	0,2973

Tableau V- 4 : Récapitulatif de la Section Mixte 2

n	∞	6	18	15
S_a (m^2)	0.2215	0.2215	0.2215	0.2215
S_b (m^2)	2.380	2.380	2.380	2.380
c (m)	2.310	2.310	2.310	2.310
S_n (m^2)	0,2215	0,6182	0,3537	0,3802
a_n (m)	0,000	1,482	0,863	0,965
b_n (m)	2,310	0,828	1,447	1,345
I_a (m^4)	0.4894	0.4894	0.4894	0.4894
I_b (m^4)	0.0243	0.0243	0.0243	0.0243
I_n (m^4)	0,4894	1,2520	0,9326	0,9844
V_{bn} (m)	2,485	1,003	1,622	1,52
V_{sn} (m)	2,135	0,653	1,272	1,17
V_{in} (m)	1,615	3,097	2,478	2,58
W_{bn} (m^3)	0,1969	1,2483	0,5750	0,6476
W_{sn} (m^3)	0,2292	1,9173	0,7332	0,8414
W_{in} (m^3)	0,3030	0,4043	0,3764	0,3816

Tableau V- 5 : Récapitulatif de la Section Mixte 3

n	∞	6	18	15
S_a (m^2)	0.2546	0.2546	0.2546	0.2546
S_b (m^2)	2.380	2.380	2.380	2.380
c (m)	2.373	2.373	2.373	2.373
S_n (m^2)	0,2546	0,6513	0,3868	0,4133
a_n (m)	0,000	1,446	0,811	0,911
b_n (m)	2,373	0,927	1,562	1,462
I_a (m^4)	0.5866	0.5866	0.5866	0.5866
I_b (m^4)	0.0243	0.0243	0.0243	0.0243
I_n (m^4)	0,5866	1,4639	1,0780	1,1387
V_{bn} (m)	2,548	1,102	1,737	1,637
V_{sn} (m)	2,198	0,752	1,387	1,287
V_{in} (m)	1,552	2,998	2,363	2,463
W_{bn} (m^3)	0,2302	1,3284	0,6206	0,6956
W_{sn} (m^3)	0,2669	1,9467	0,7772	0,8848
W_{in} (m^3)	0,3780	0,4883	0,4562	0,4623

V.3 Le retrait de béton :

Selon l'Eurocode 2, « conception et calcul des structures en béton, partie 1 », le retrait est défini comme la diminution de volume qui se produit avec le temps :

V.3.1 Retrait endogène :

Le retrait endogène est un retrait qui se produit sans échange d'humidité avec l'extérieur. Elle est liée à la consommation d'eau interne par les réactions d'hydratation du ciment.

$$\varepsilon_{ca}(t) = \beta_{ca}(t).\,\varepsilon_{ca}(\infty)$$

$$\varepsilon_{ca}(\infty) = 2.5(f_{ck} - 10).10^{-6} = 2.5(30 - 10).10^{-6} = 5 \times 10^{-5}$$

- Avec $f_{ck} = 30MPa$
- β_{ca} : $l'évolution\ de\ retrait\ en\ fonction\ de\ temps.$

$$\beta_{ca} = 1\text{-}\ e^{\ -0.2(\mathrm{t})^{0.5}} = 1\text{-}\ e^{\ -0.2(28)^{0.5}} = 0.65$$

On trouve :

$$\varepsilon_{ca}(t) = 0.65 \times 5 \times 10^{-5} = 3.25 \times 10^{-5}$$

V.3.2 Retrait de dessication :

Le retrait de dessiccation est une déformation volumique qui se produit lors du séchage du béton, sans contrainte extérieure, liée à la perte d'eau libre contenue dans les pores du matériau.

$$\varepsilon_{cd}(t) = \beta_{ds}(t, t_s).\,K_h.\varepsilon_{cd.0}$$

$$\frac{\mathrm{f_{ck}}}{\mathrm{fck,cube}} \rightarrow \text{(Humidité relative)} \rightarrow \varepsilon_{cd}.0$$

Avec :

$$f_{ck} = 30MPa \text{ et } f_{ck,\,cube} = 37MPa$$

On trouve : RH = 70%, $\varepsilon_{cd}.0 = 0.35 \times 10^{-3}$

K_h : Coefficient qui dépend de rayon moyen h_0 :

$$h_0 = \frac{2Ac}{u}$$

- Ac : Section de béton. Avec Ac = 4.76 m^2
- u : Périmètre exposé à la dessication

$$\mathrm{u} = 27.9 - 11.7 - 2 = 14.2 \text{ m}$$

$$\mathrm{h_0} = \frac{2\times4.76}{14.2} = 0.670 \text{ m} \geq 500mm \rightarrow K_h = 0.7$$

Par hypothèse, l'évolution dans le temps de retrait de dessiccation avec ts = 1jour, se traduit par la formule suivante :

$$\beta ds(t,ts) = \frac{t-ts}{t-ts+0.04\sqrt{h0^3}} = \frac{28-1}{28-1+0.04\sqrt{670^3}} = 0.03746$$

D'où :

$$\varepsilon_{cd}(t) = 0.03746 \times 0.7 \times 0.35 \times 10^{-3}$$

$$\varepsilon_{cd}(t) = 0.9177 \times 10^{-5}$$

V.3.3 Retrait à la mise en service :

$$\varepsilon_{cs}(t) = \varepsilon_{ca}(t) + \varepsilon_{cd}(t) = 3.25 \times 10^{-5} + 0.9177 \times 10^{-5}$$

$$\varepsilon_{cs}(t) = 4.25 \times 10^{-5}$$

V.3.4 Retrait thermique :

Le retrait thermique lié à la différence de température ΔT entre l'acier de charpente et le béton au moment du bétonnage est pris en compte, ΔT étant généralement pris égal à 20 °C mais peut être modifié.

$$\varepsilon_{th} = \alpha_{th,\,c}.\,\Delta T$$

Avec :

$\alpha_{th,\,c} = 10^{-5}$ Coefficient de dilatation thermique.

On obtiendra :

$$\varepsilon_{th} = 10^{-5}.\,20 = 2 \times 10^{-4}$$

On considère que l'effet thermique sur la section mixte est réduit à la moitié :

$$\varepsilon_{th} = \alpha_{th,c} \times \frac{\Delta T}{2} = 10^{-4}$$

V.3.5 Bilan retrait à court terme :

$$\varepsilon_{cs}(t) = \varepsilon_{ca}(t) + \varepsilon_{cd}(t) + \varepsilon_{th} = 3.25 \times 10^{-5} + 0.9177 \times 10^{-5} + 10^{-4} = 1.17 \times 10^{-4}$$

V.3.6 Calcul du retrait au temps infini :

L'âge du béton est alors infini. En faisant tendre t vers l'infini dans les expressions du paragraphe précédent, on déduit :

$$\beta_{as}(\infty) = 1,\ \beta_{ds}(\infty, t_s) = 1$$

Par suite :

$$\varepsilon_{cs}(\infty) = \varepsilon_{ca}(\infty) + \varepsilon_{cd}(\infty) = \varepsilon_{ca}(\infty) + \beta_{ds}(\infty, t_s).\, K_{h.}\varepsilon_{cd.0}$$

$$\varepsilon_{cs}(\infty) = 5 \times 10^{-5} + 0.7 \times 0.35 \times 10^{-3}$$

$$\varepsilon_{cs}(\infty) = 2.95 \times 10^{-4}$$

V.3.7 Hypothèse de calcul des contraintes dues aux retraits :

- On suppose que la poutre a une inertie constante pour simplifier les calculs.
- Un coefficient d'équivalence n =15 est utilisé, ce qui signifie que la dalle contribue peu au comportement général de la structure mixte.
- Si la dalle était indépendante de la poutre métallique, le retrait provoquerait un raccourcissement Δdx sans créer de contraintes (voir figures a et b).
- En fait, la dalle est rigidement liée à la poutre, ce qui interdit tout jeu entre leurs surfaces de contact.

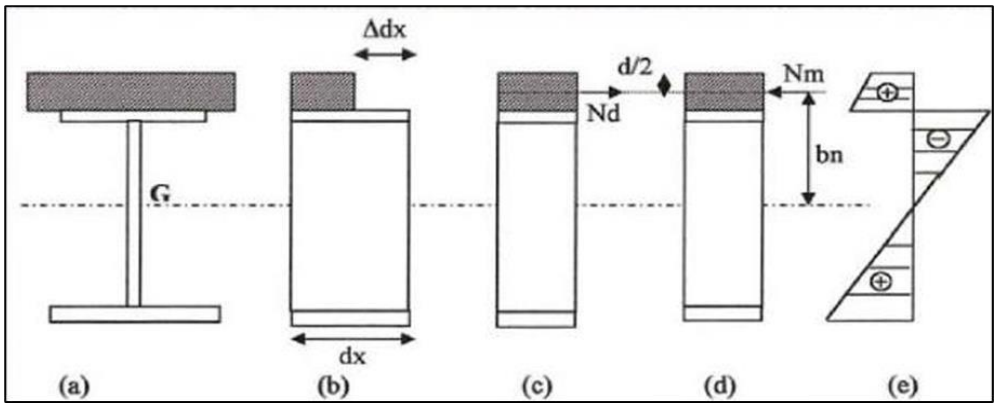


Figure V- 7 : Effets de retrait de béton dans la section mixte

Pour la poutre et la dalle liées rigidement, les déformations sont cohérentes entre elles (condition de compatibilité). On applique un effort fictif de traction au centre de gravité de la dalle, ce qui crée une contrainte dans le béton : $\sigma b = Eb \cdot \varepsilon r$ avec $Eb = \frac{Ea}{n}$

Avec : l'allongement relatif unitaire : $\varepsilon r = 1{,}4 \times 10^{-4}$,

Une force de réaction (figure d) est appliquée à la section mixte, en considérant une excentricité bn (n=15), pour assurer l'équilibre. On a alors :

- Un effort normal de compression : $N_m = -N_b$
- Un moment de flexion (positif) : $M_m = -N_m\, b_n = \sigma_b\, \omega$

Ces efforts restent constants sur toute la longueur de la poutre. On peut donc déterminer les contraintes dans la poutre métallique à l'aide des relations suivantes :

- Contrainte due à l'effort : $N_m = -N_b \Longrightarrow \sigma a1 = -$ n.β.σ_b
- Contrainte due à l'effort : $M_m = -N_m\, b_n \Longrightarrow \sigma a_2 = -$ n. $(\sigma_b \times \frac{\omega}{I})\, Va$

Les contraintes dans la section en béton sont déterminées à partir des relations suivantes :

- Contrainte due à l'effort : $N_m = -N_b \Longrightarrow \sigma b1 = -$ β.σ_b
- Contrainte due à l'effort : $M_m = -N_m\, b_n \Longrightarrow \sigma_{b2} = -(\sigma_b \times \frac{\omega}{I})\, V_b$

Les Contraintes normales :

- Contraintes normales sollicitant l'acier $\sigma a = -$ n.β.$\sigma_b -$ n. $(\sigma_b \times \frac{\omega}{I})\, V_a$
- Contraintes normales sollicitant le béton : $\sigma b = -$ β.$\sigma_b - (\sigma_b \times \frac{\omega}{I})\, V_b$

$$\beta = \frac{B_n}{B_n + A} = \frac{B_{15}}{B_{15} + A}$$

B : section de béton.

A : section d'acier.

ω : Moment statique de la section du béton rendue homogène par rapport au centre de gravité de la section mixte pour n = 15, $\omega = b15 \times B15$.

I : Moment d'inertie de la section mixte pour n = 15.

$$\beta = \frac{\text{Bn}}{Bn+A} = \frac{\frac{2.38}{15}}{\frac{2.38}{15}+0.2546} = 0.3844$$

$$\omega 15 = b15 \times B15 = 1{,}462 \times \frac{2.38}{15} = 0.232 \text{ m}^3$$

$$\sigma_b = E_b \times \varepsilon_r = \frac{\text{Ea}}{n} \times \varepsilon_r = \frac{2.1\times10^5}{15} \times 1.4\times10^4 = 1.96 \text{ MPa}$$

$$\text{M}_{15} = \sigma_b \times \omega_{15} = 1.96\times0.232 = 0.4547 \text{ M}N.m$$

V.3.8 Contraintes résultantes :

- Dans le béton :

$$\sigma br = \sigma b(1-\beta) - \frac{M}{Wb} = 1.96\ (1- 0.3844) - \frac{0.4547}{0.6956} = 0.553\ MPa$$

- Dans l'acier :

$$\sigma sr = -\ n\sigma b\beta - n\ (\frac{M}{Ws}) = -\ 15 \times 1.96 \times 0.3844 - 15\ (\frac{0.4547}{0.8848}) = -19.01\ MPa$$

$$\sigma ir = -\ n\sigma b\beta + n\ (\frac{M}{Wi}) = -\ 15 \times 1.96 \times 0.3844 + 15\ (\frac{0.4547}{0.4623}) = 3.452\ MPa$$

V.3.9 Contraintes pondérées dues au retrait

$$\alpha = 1.32$$

α est un facteur d'amplification ou de répartition des contraintes dues au retrait.

$$\sigma br = 1.32 \times 0.553 = 0.73\ MPa$$

$$\sigma sr = 1.32 \times (-19.01) = -\ 25.10\ MPa$$

$$\sigma ir = 1.32 \times 3.452 = 4.56\ MPa$$

V.3.10 Contraintes dans la section mixte – Effet du retrait

V.3.11Contraintes résultantes :

Les contraintes résultantes dans le béton et dans l'acier sont calculées par les formules suivantes :

- **Contrainte dans le béton** (à la fibre inférieure de la dalle) :

$$\sigma br = \sigma b(1-\beta) - \frac{M}{Wb} = 1.96\ (1- 0.3844) - \frac{0.4547}{0.6956} = 0.553\ MPa$$

- **Contraintes dans l'acier** (fibre supérieure et fibre inférieure) :

Pour la fibre supérieure de l'acier (compression) :

$$\sigma sr = -\ n\sigma b\beta - n\ (\frac{M}{Ws}) = -\ 15 \times 1.96 \times 0.3844 - 15\ (\frac{0.4547}{0.8848}) = -19.01\ MPa$$

Pour la fibre inférieure de l'acier (traction) :

$$\sigma ir = -\ n\sigma b\beta + n\ (\frac{M}{Wi}) = -\ 15 \times 1.96 \times 0.3844 + 15\ (\frac{0.4547}{0.4623}) = 3.452\ MPa$$

V.3.12 Contraintes pondérées dues au retrait

$$\alpha = 1.32$$

α est un facteur d'amplification ou de répartition des contraintes dues au retrait.

$$\sigma br = 1.32 \times 0.553 = 0.73 \text{ MPa}$$

$$\sigma sr = 1.32 \times (-19.01) = -25.10 \text{ MPa}$$

$$\sigma ir = 1.32 \times 3.452 = 4.56 \text{ MPa}$$

V.4 Vérification des contraintes de cisaillement :

La contrainte de cisaillement due à l'effort tranchant T doit satisfaire cette condition :

$$\tau_{max} = \frac{T}{\text{h.e}} \leq \tau_{adm}$$

- e : épaisseur de l'âme
- h : hauteur de l'âme.

On a : $T = 10.6707\ MN$

$$\tau_{max} = \frac{10.6707}{3.75 \times 0.03} = 103.095\ MPa \leq \tau_{adm} = 0.6 \times 355 = 213 MPa$$

✓ $\tau_{max} \leq \tau_{adm}$ Condition vérifiée.

V.5 Vérification des contraintes normales :

À chaque phase de construction de l'ouvrage, une vérification des contraintes sera effectuée au niveau de la semelle inférieure (σa inf), de la semelle supérieure (σa sup) ainsi qu'à la contrainte σb dans le béton, laquelle doit respecter les limites usuelles admissibles. À chaque étape de la construction, ces contraintes seront comparées aux valeurs limites de résistance de l'acier et du béton.

- Acier :

$\sigma a_{\ sup} \leq \sigma_{ac}$ (σ_{ac} la contrainte admissible dans le cas de compression de semelle).

$\sigma a_{\ inf} \leq \sigma_{at}$: (σ_{at} la contrainte admissible dans le cas de traction de semelle).

$$\sigma_{ac} = \frac{2}{3}\sigma e = \frac{2}{3} \times \frac{355}{1.13} = 215.15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{at} = \frac{4}{3}\sigma e = \frac{4}{3} \times \frac{355}{1.13} = 242.04 \text{ MPa}$$

- Béton :

$$\sigma b \leq 0.6\ f_{cj} = 0.6 \times 30 = 18 \text{ MPa}$$

V.6 Résultats et vérifications par phase de construction

Le dimensionnement du tablier mixte est vérifié selon les quatre phases successives de construction et de mise en service. Pour chaque phase, on compare les moments fléchissants et les efforts tranchants appliqués (Med, VEd) aux résistances de la section (Mc.rd, Vc.Rd), et on contrôle les contraintes dans l'acier (σinf, σsup) et le béton (σbeton) vis-à-vis des contraintes admissibles définies précédemment.

V.6.1 Phase 1 – Poutre seule (structure métallique nue)

Dans cette première phase, seule la charpente métallique est en place. La dalle en béton n'est pas encore coulée. La structure supporte uniquement son poids propre. La section résistante est donc la section métallique seule. La semelle supérieure n'étant pas maintenue latéralement par la dalle, le risque de déversement est présent ; la stabilité transversale est assurée uniquement par les entretoises et les contreventements installés entre les deux poutres.

Tableau V- 6 : vérification M et V en phase 1

		Section 1	**Section 2**	**Section 3**
Moment résistant	Mc, rd (MN.m)	78,03236152	101,516409	122,838273
Moment appliqué	M_{Ed} (MN.m)	2,75538	5,13441	5,67873
Vérification	Med /Mc, rd	0,035310735	0,05057714	0,04622932
Effort tranchant résistant	Vc, rd (MN)	21,99011705	21,8108498	21,6315825
Effort tranchant appliqué	V Ed (MN)	0,48865	0,36977	0,16626
Vérification	Ved/Vc,Rd	0,022221346	0,01695349	0,00768598

Tableau V- 7 : vérification des contraintes de la phase 1

		Section 1	Section 2	Section 3
Contrainte de calcul	σ_{inf} (MPa)	12,1822034	16,9433432	15,0245294
	σ_{sup} (MPa)	14,45526759	22,3987849	21,2782962
	$\sigma_{béton}$ (MPa)	0	0	0

✓ La phase 1 est largement sécuritaire.

V.6.2 Phase 2 – Bétonnage (béton frais, non résistant)

Le béton est coulé sur les poutres métalliques, mais il n'a pas encore durci. Il agit uniquement comme une charge supplémentaire (poids propre de la dalle fraîche) et ne participe ni à la résistance ni à la rigidité. La section résistante reste donc la section métallique seule.

Tableau V- 8 : vérification M et V en phase 2

		Section 1	Section 2	Section 3
Moment résistant	Mc,rd (MN.m)	100,9775324	126,077885	148,264917
Moment appliqué	M_{Ed} (MN.m)	10,25393	18,77688	20,61782
Vérification	Med /Mc,rd	0,101546649	0,1489308	0,13906068
Effort tranchant résistant	Vc,rd (MN)	21,99011705	21,8108498	21,6315825
Effort tranchant appliqué	V Ed (MN)	1,85583	1,32042	0,55255
Vérification	Ved/Vc,Rd	0,084393821	0,06053959	0,02554367

Tableau V- 9 : vérification des contraintes de la phase 2

		Section 1	Section 2	Section 3
Contrainte de calcul	σ_{inf} (MPa)	35,03359378	49,8918171	45,1947205
	σ_{sup} (MPa)	14,99533869	25,6103274	26,5277517
	$\sigma_{béton}$ (MPa)	0	0	0

✓ La phase 2 est sécuritaire.

V.6.3 Phase 3 – Fin du bétonnage (structure mixte rigide)

Le béton a durci et atteint sa résistance mécanique. La dalle est désormais solidarisée aux poutres métalliques par les connecteurs de type goujons. La structure travaille en section mixte acier-béton, avec un coefficient d'équivalence n=15 (comportement à long terme, fluage pris en compte). Les charges appliquées sont les charges permanentes complémentaires (rails, ballast, trottoirs, caténaires, etc.) mises en place après le durcissement du béton.

Tableau V- 10 : vérification M et V en phase 3

		Section 1	Section 2	Section 3
Moment résistant	Mc,rd (MN.m)	102,5757798	127,81938	150,254771
Moment appliqué	M_{Ed} (MN.m)	22,68287	41,32858	45,31186
Vérification	Med /Mc,rd	0,221132806	0,32333579	0,30156686
Effort tranchant résistant	Vc,rd (MN)	21,99011705	21,8108498	21,6315825
Effort tranchant appliqué	Ved (MN)	4,09569	2,89975	1,2102
Vérification	Ved/Vc,Rd	0,186251396	0,13294989	0,05594598

Tableau V- 11 : vérification des contraintes de la phase 3

		Section 1	Section 2	Section 3
Contrainte de calcul	σ_{inf} (MPa)	76,29081801	108,317489	98,0092309
	σ_{sup} (MPa)	28,69654622	49,1207219	51,213106
	$\sigma_{béton}$ (MPa)	2,56635779	4,25433033	4,34270161

V.6.4 Phase 4 – Mise en service – Application des surcharges ferroviaires

La structure est complètement achevée et mise en service. Elle supporte les charges d'exploitation ferroviaire (modèles LM71, SW, etc.). La section résistante est la section mixte complète, mais cette fois avec un coefficient d'équivalence n=6 (comportement à court terme, car les surcharges sont instantanées, sans fluage significatif).

Tableau V- 12 : vérification M et V en phase 4

		Section 1	Section 2	Section 3
Moment résistant	Mc, rd (MN.m)	109,0728291	135,427833	158,694963
Moment appliqué	M_{Ed} (MN.m)	57,75013	104,06175	113,55475
Vérification	Med / Mc,rd	0,529463941	0,76839264	0,71555359
Effort tranchant résistant	Vc,rd (MN)	21,99011705	21,8108498	21,6315825
Effort tranchant appliqué	V Ed (MN)	10,67067	7,69603	3,8851
Vérification	Ved/Vc,rd	0,48524844	0,35285329	0,17960313

Tableau V- 13 : vérification des contraintes de la phase 4

		Section 1	Section 2	Section 3
Contrainte de calcul	σ_{inf} (MPa)	182,6650597	257,411533	232,554915
	σ_{sup} (MPa)	30,52945443	54,2750182	58,3326539
	$\sigma_{béton}$ (MPa)	8,40460151	13,8942938	14,2470267

V.6.5 Synthèse des vérifications des contraintes admissibles (toutes phases)

Le **tableau V-14** (ci-dessous) exprime, pour chaque section et chaque fibre (acier inférieur, acier supérieur, béton), le rapport entre la contrainte de calcul maximale (issue de la phase 4) et la contrainte admissible correspondante. Ce rapport est donné en pourcentage.

Tableau V- 14 : vérification des contraintes admissibles par section.

		Section 1	Section 2	Section 3
$\frac{\sigma}{\sigma adm}$ (%)	Inf	52,9463941	74,6120387	67,4072218
	Sup	8,84911723	15,7318893	16,9080156
	Béton	46,6922306	77,1905213	79,1501484

V.7 Justification sous l'interaction M.V (EN1994-2, 6.2.2.4)

D'après EN1994-2, 6.2.2.4, Lorsque VEd est supérieur à la moitié de Vc,rd, VEd diminue la résistance à la flexion. La diminution à prendre en compte dépend de la classe de la section. D'après les résultats obtenus :

$$\frac{\text{Ved}}{\text{Vc,rd}} = 0.485 < 0.5$$

- ✓ Donc l'interaction est négligeable.

V.8 Entretoises et contreventement transversal

V.8.1 Définition et fonctions générales

Une entretoise est un élément structural, disposé horizontalement ou incliné, , dont le rôle principal est d'assurer la stabilité globale de la structure, notamment en garantissant le contreventement et la répartition transversale des efforts. Dans un pont bipoutre, les entretoises sont indispensables pour lier les deux poutres principales entre elles.

Les fonctions assurées par les entretoises sont multiples :

- **Reprise des efforts horizontaux** : forces du vent, stabilisation des poutres vis-à-vis du déversement.
- **Indéformabilité de la section transversale** : maintien de la géométrie sous charges dissymétriques.
- **Transmission des efforts de torsion** entre les poutres principales.
- **Répartition des charges** entre les poutres (diminution du coefficient de répartition transversale).
- **Stabilité en phase de construction** : empêchement du déversement des poutres métalliques avant la coulée de la dalle.
- **Appui pour les vérins de levage** : lors des opérations de maintenance (remplacement des appareils d'appui).

V.8.2 Dispositions constructives adoptées

Deux types d'entretoises ont été dimensionnés pour le projet.

V.8.2.1 Entretoises courantes (en travée)

Dans la partie courante du tablier (hors zones d'appui), le contreventement transversal est assuré par des **treillis métalliques** constitués de profils UPN 200. Ces éléments sont soudés :

- En partie supérieure à une poutre horizontale de type 1/2 PRS 1500 ;
- En partie inférieure à une poutre inversée de même section (1/2 PRS 1500).

L'espacement longitudinal de ces entretoises est fixé à **4,5 m** (environ tous les 1/10 de la portée), ce qui est suffisant pour garantir la stabilité transversale des poutres principales vis-à-vis du déversement. De plus, des raidisseurs transversaux sont disposés au même espacement (4,5 m) sur les âmes des poutres PRS. Des raidisseurs longitudinaux sont également prévus sur une hauteur de l'ordre de h/3*h* pour renforcer localement l'âme.

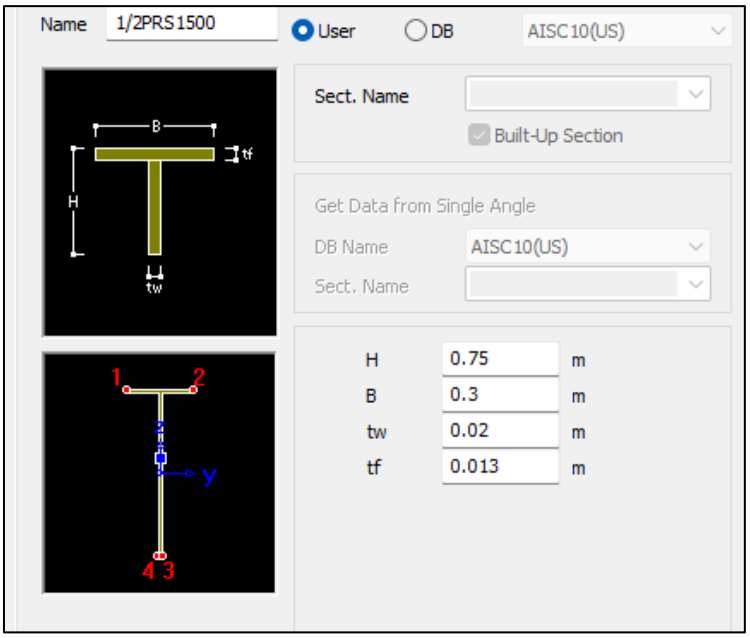


Figure V- 8 : type 1/2 PRS 1500 .

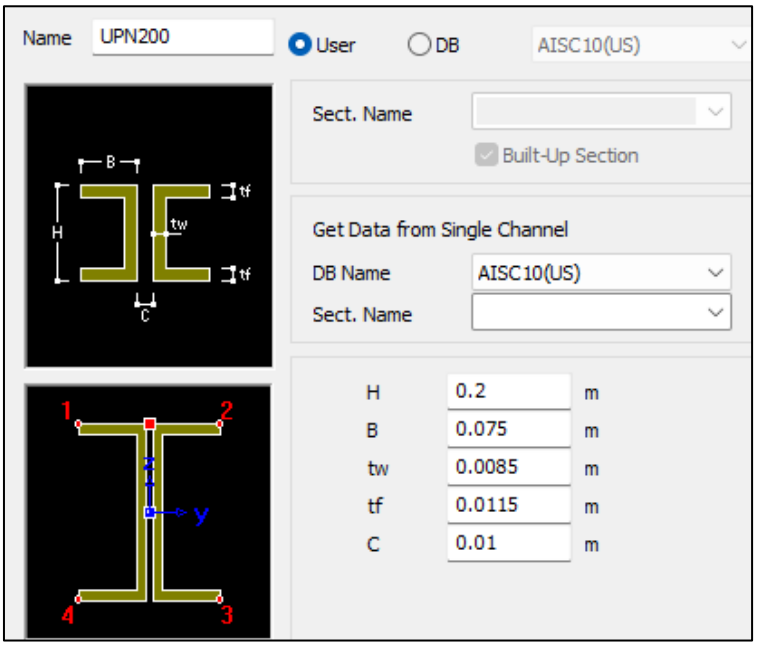


Figure V- 9 : profils UPN 200.

V.8.2.2 Entretoises sur appuis

Au niveau des piles et des culées, des entretoises de type **PRS 2000** disposées horizontalement ont été mises en place. Leur rôle est de renforcer la rigidité locale et d'assurer une meilleure transmission des efforts des poutres principales vers les appareils d'appui. Elles servent également de support pour les vérins lors des opérations de levage du tablier (maintenance des appareils d'appui).

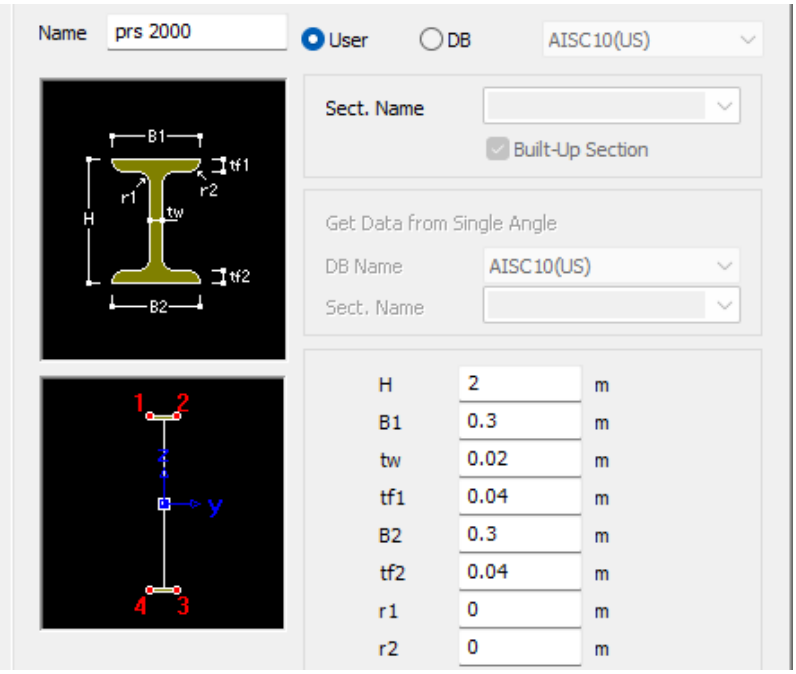


Figure V- 10 : type PRS 2000

V.8.3 Vérification des entretoises

V.8.3.1 Entretoises courantes en treillis

La vérification des entretoises courantes ne se limite pas à un simple contrôle des contraintes normales et de cisaillement. En raison de leur comportement spatial (treillis tridimensionnel), ces éléments peuvent être soumis à des effets de torsion, ce qui nécessiterait en principe une analyse plus approfondie. Cependant, dans notre ouvrage, une rigidité transversale suffisante est assurée par les dispositions suivantes :

- Entretoises disposées tous les 4,5 m (maillage serré) ;
- Raidisseurs transversaux à même espacement sur les poutres principales ;
- Raidisseurs longitudinaux sur une hauteur de *h*/3 de l'âme.

Cette configuration permet de limiter les effets de torsion et de garantir le bon fonctionnement des entretoises en treillis sans nécessiter une vérification détaillée complexe, sous réserve de respecter les prescriptions constructives usuelles (épaisseurs des goussets, soudure correctement dimensionnée).

V.8.3.2 Entretoises sur appuis – cas dimensionnant du vérinage

Les appareils d'appui assurent les rotations et transmettent les charges permanentes et d'exploitation au sommet des piles. Le remplacement des appareils d'appui nécessite une intervention spécifique au cours de laquelle des **vérins hydrauliques** soulèvent localement le tablier pour libérer les appuis.

Pendant cette opération, l'effort de vérinage est transmis à l'entretoise d'about. Celle-ci doit donc être dimensionnée pour reprendre, de manière temporaire, une partie des réactions

D'appui. La situation de vérinage constitue ainsi l'état limite ultime dimensionnant pour l'entretoise sur appui.

D'après les calculs MIDAS Civil, la réaction d'appui maximale est de : R = 4911,7 kN

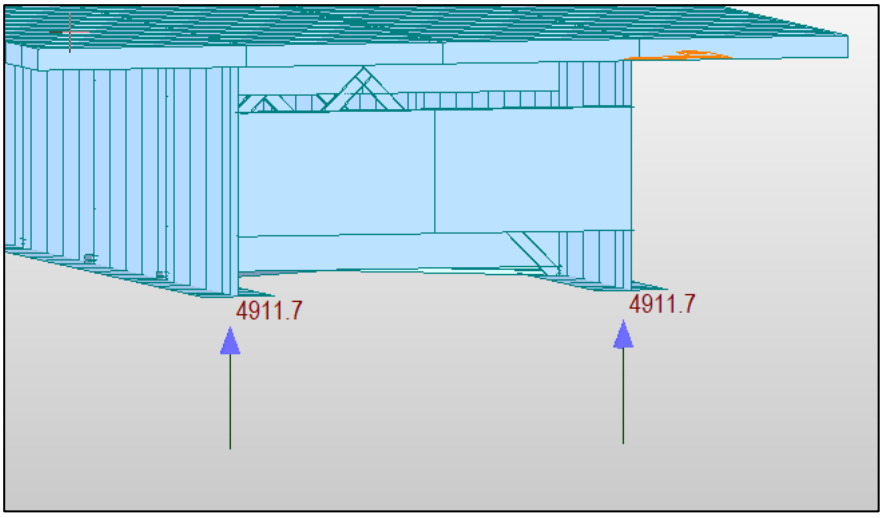


Figure V- 11 : Réaction d'appuis (MIDAS CIVIL)

Un bras de levier transversal de **0,9 m** est pris entre l'axe de la poutre principale et le point d'application des vérins (conformément aux dispositions constructives prévues pour le levage).

Effort vertical de calcul par vérin :

$$V_{ELU} = 1.35 \times 4911.7 = 6630.795\text{kN}.$$

Moment fléchissant de calcul dans l'entretoise

$$M_{ELU} = 6630.795 \times 0.9 = 5967.7155\text{kN}.\text{m}$$

V.8.4 Vérification de l'entretoise sur appui – PRS 2000

V.8.4.1 Vérification de la contrainte de cisaillement

L'entretoise de type PRS 2000 disposée au niveau des appuis est soumise à un effort tranchant de calcul V_{ELU} = 6630,795 kN (cas du vérinage). Cet effort est repris par l'âme de la section. La hauteur d'âme est hw =1,92 m et l'épaisseur d'âme est tw = 0,02 m

La contrainte de cisaillement maximale dans l'âme est calculée par la formule simplifiée

$$\tau = \frac{Ve}{hw \times tw} = \frac{6630.795}{0.02 \times 1.92} = 172.7\text{MPA}$$

La limite de cisaillement élastique pour l'acier (nuance fe = 345 MPa) est donnée par :

$$\tau_{adm} = 0,6 \times fe = 0,6 \times 345 = 207 \text{ MPa}$$

On vérifie bien :

$$172,7 \text{ MPa} < 207 \text{ MPa}$$

- ✓ La PRS 2000 vérifie le critère de résistance au cisaillement

V.8.4.2 Vérification de la flèche sous charges d'exploitation (EN 1990, Annexe A2, §A.2.4.4.2.3)

La flèche du tablier sous charges ferroviaires doit être limitée pour garantir la sécurité de l'exploitation (risque de déraillement, stabilité de la voie, confort des passagers). La ligne étudiée est empruntée par des trains de voyageurs circulant à 220 km/h et des trains de marchandises à 160 km/h. Conformément à l'EN 1990 – Annexe A2 (ponts ferroviaires), les limites de flèche verticale sous le modèle de charge LM71 (ou sous les charges d'exploitation caractéristiques) sont généralement fixées à :

- **Trains de voyageurs** : δ

$$\delta adm \leq \frac{l}{15V} - 400 = \frac{45}{15\times220} - 400 = 1.55 \text{ cm}$$

- **Trains de marchandises** :

$$\delta adm \leq \frac{l}{15V} - 400 = \frac{45}{15\times120} - 400 = 3.2 \text{ cm}$$

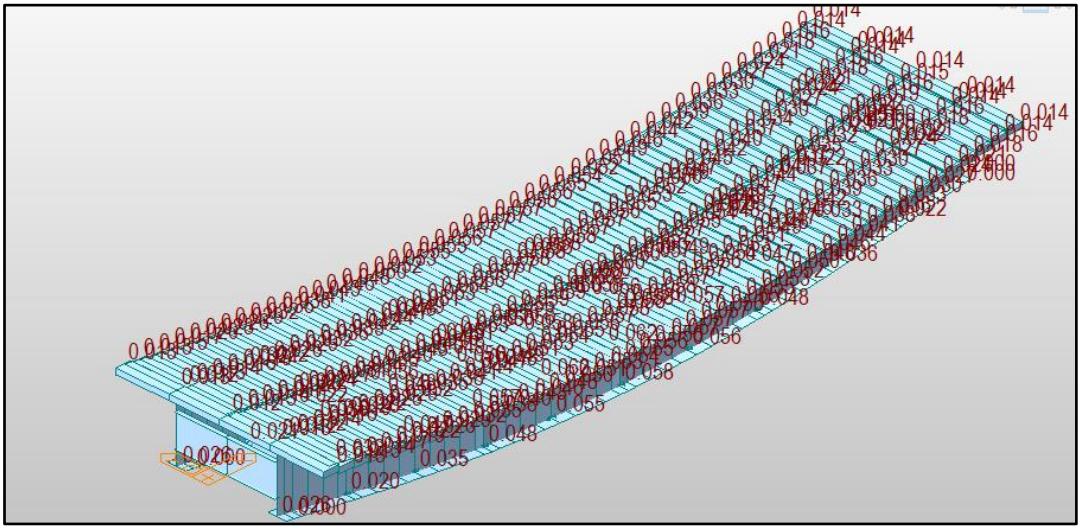


Figure V- 12 : Flèche de calcul [MIDAS CIVIL].

D'après le logiciel de calcul la flèche de calcul due au surcharge $\boldsymbol{\delta cal}$ = 6.8$\boldsymbol{cm}$

Conclusion

La flèche admissible ne vérifie pas, On propose alors de mettre une contre flèche lors de la fabrication des poutres métalliques. La contre-flèche consiste à donner au tablier, avant coulage de la dalle, une courbure initiale opposée à la déformation attendue sous charges permanentes. Ainsi, sous les charges d'exploitation, la flèche résiduelle est significativement réduite.

V.9 Vérification du voilement de l'âme des poutres principales (EN 1993-1-5)

V.9.1 Généralités et dispositions constructives

Les âmes des poutres métalliques, du fait de leur élancement, sont sensibles au voilement lorsqu'elles sont soumises à des contraintes de compression ou de cisaillement élevées. Afin de prévenir ce phénomène, deux approches sont possibles : augmenter l'épaisseur de l'âme ou disposer des raidisseurs (transversaux et/ou longitudinaux) convenablement positionnés.

Pour notre ouvrage, le choix a été fait d'opter pour des raidisseurs, solution plus économique et plus légère.

Les dispositions constructives retenues sont les suivantes :

- Des **raidisseurs transversaux** sont prévus au droit de chaque entretoise, soit tous les **4,5 m**.
- Des **raidisseurs longitudinaux** sont également ajoutés, avec une épaisseur tr répondant à la condition :

$$tr \geq 0{,}8 \times tw$$

$$tr \geq 0{,}8 \times 0.03 = 0.024m$$

Où tw=30 mm est l'épaisseur de l'âme. Ainsi :

  - On retient **tr = 30 mm**

La disposition des raidisseurs longitudinaux varie selon la position le long de la poutre :

- **Premier panneau** : deux raidisseurs longitudinaux sont placés respectivement aux **1/3** et **2/3** de la hauteur de l'âme.
- **Panneaux intermédiaires** (éloignés des appuis) : un seul raidisseur longitudinal à mi-hauteur (hw/2*h*).

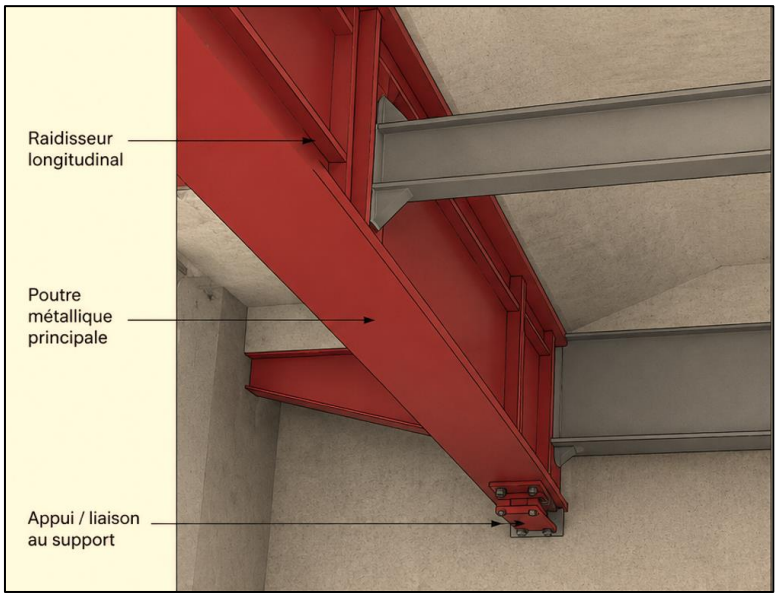


Figure V- 13: raidisseurs longitudinaux

V.9.2 Différents types de voilement de l'âme

Deux modes de voilement doivent être distingués :

- **Voilement par compression (voilement local)** : lorsqu'une plaque est soumise à une contrainte de compression uniforme, elle peut présenter au-delà d'un certain seuil des déformations localisées sous forme de cloques. Ce phénomène traduit une instabilité élastique.
- **Voilement par cisaillement** : un panneau d'âme délimité par deux raidisseurs transversaux (espacement *a*) et compris entre les semelles (hauteur d) est soumis à un effort tranchant V. Sous cet effort, deux champs diagonaux se développent l'un en traction, l'autre en compression. Le voilement apparaît lorsque la diagonale comprimée atteint sa charge critique, entraînant des plis obliques. Ce mode de voilement est vérifié selon l'EN 1993-1-5 par deux méthodes : la méthode post-critique simple ou la méthode du champ diagonal de traction.

Dans notre projet, nous utilisons la méthode des contraintes critiques (vérification de l'élancement réduit).

V.9.3 Résistance au voilement pour le premier panneau

Le premier panneau (proche de l'appui) est le plus sollicité en cisaillement. Sa hauteur d'âme est celle de la section 1, soit hw = 3,68 m. Avec deux raidisseurs longitudinaux placés au tiers et aux deux tiers, la hauteur de chaque sous-panneau vaut :

$$d = \frac{hw}{3} = \frac{3,68}{3} \approx 1,23 \text{ m}$$

L'espacement entre raidisseurs transversaux est a = 4,5 m. L'épaisseur de l'âme est tw = 0,03 m.

Le critère de vérification du voilement par cisaillement, selon l'EN 1993-1-5 (article 5.1), impose que le rapport d'élancement doit satisfaire :

$$\frac{d}{tw} \leq 30\,\varepsilon\sqrt{k\tau}$$

où :

- $\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{fy}}$ avec fy=355 MPa → ε =0,814
- kτ est le coefficient de voilement par cisaillement, donné par :

$$k\tau = 5,34 + \frac{4}{\left(\frac{a}{d}\right)^2}$$

$$\frac{a}{d} = \frac{4.5}{1.23} = 3.658$$

$$k\tau = 5.6389$$

$$30\,\varepsilon\sqrt{k\tau} = 57.7$$

Le rapport effectif est :

$$\frac{d}{tw} = \frac{1.23}{0.03} = 41$$

On constate que 41 < 57,7. La condition est donc **vérifiée** pour le premier panneau : il n'y a pas de risque de voilement par cisaillement.

V.9.4 Résistance au voilement pour les autres panneaux

Pour les panneaux intermédiaires (éloignés des appuis), un seul raidisseur longitudinal est disposé à mi-hauteur. La hauteur de chaque sous-panneau devient :

$$d = \frac{hw}{2} = \frac{3,68}{2} = 1.84 \text{ m}$$

Le même espacement entre raidisseurs transversaux est conservé : a=4,5 m.

$$\frac{a}{d} = \frac{4.5}{1.84} = 2.446$$

$$k\tau = 5,34 + \frac{4}{(2.446)^2} = 6.0086$$

$$30\,\varepsilon\sqrt{k\tau} = 59.6$$

Le rapport effectif est :

$$\frac{d}{tw} = \frac{1.84}{0.03} = 61.33$$

On constate que 61,33 > 59,6. La condition n'est **pas vérifiée** : les panneaux intermédiaires avec un seul raidisseur longitudinal sont susceptibles de voiler par cisaillement.

Solution corrective

Afin de remédier à cette instabilité, il est proposé d'ajouter un **deuxième raidisseur longitudinal** dans les panneaux intermédiaires, de manière à les subdiviser également en trois sous-panneaux de hauteur hw/3 . Cette disposition ramène la hauteur d à 1,23 pour l'ensemble des panneaux, ce qui assure la vérification du critère (41 < 57,7). La mise en place de deux raidisseurs longitudinaux sur toute la longueur de l'âme (ou au moins sur les zones où le cisaillement est significatif) garantit la stabilité au voilement conformément à l'EN 1993-1-5. Cette solution est simple à mettre en œuvre et reste économique.

V.10 Vérification au déversement

Dans le cadre du projet, la semelle supérieure des poutres métalliques est solidarisée à la dalle en béton par l'intermédiaire des connecteurs de cisaillement (goujons soudés). Cette liaison assure un maintien latéral continu de la semelle comprimée, empêchant tout déplacement transversal relatif. Par ailleurs, les deux poutres principales sont reliées entre elles par un système d'entretoises disposées tous les **4,5 mètres**. Ces entretoises, constituées de profilés normalisés, bloquent le déversement de chaque poutre en limitant la longueur de flambement latéral.

V.11 Connecteurs

V.11.1 Généralités et principe

Les connecteurs assurent la liaison mécanique entre la dalle en béton et les poutres métalliques d'un élément mixte. Ils possèdent une résistance et une rigidité suffisantes pour permettre de considérer ces deux composants comme une seule section résistante vis-à-vis des sollicitations de flexion et de cisaillement. Dans notre projet, les connecteurs retenus sont des **goujons à tête de type Nelson ST37 3K**, qui constituent la solution la plus répandue pour les ponts mixtes acier-béton. Ils sont soudés sur la semelle supérieure des poutres PRS et travaillent principalement en cisaillement à l'interface acier-béton.

V.11.2 Caractéristiques des goujons

Le **tableau V-15** rassemble les caractéristiques géométriques et mécaniques des goujons utilisés.

Tableau V- 15 : Caractéristiques des goujons Nelson

Paramètre	Symbole	Valeur
Hauteur du goujon	h	**180 mm**
Diamètre du goujon	d	**22 mm**
Limite élastique	fu	**450 MPa**
Résistance béton	fc28	**30 MPa**

V.11.3 Résistance caractéristique d'un goujon

1. La ruine par cisaillement de l'acier en pied, vis à vis de laquelle on a une résistance caractéristique :

$$P_{Rd,1} = 0{,}8.fu.\frac{\pi \times d^2}{4}$$

$$P_{Rd,1} = 136.84 \text{ Kn}$$

2. La ruine par écrasement du béton en pied, vis-à-vis de laquelle la résistance caractéristique est :

$$P_{rd,2} = 0.29 \times \alpha \times d^2 \times \sqrt{fck \times Ecm} = 0.29 \times 1 \times 0.022^2 \times \sqrt{30 \times 34\,000}$$

$$P_{rd,2} = 141{,}76 \text{ kN}$$

Avec :

- d : diamètre du goujon.
- fu : résistance ultime à la traction de l'acier du goujon, mais sans être supérieure à 500MPa.
- fck : résistance caractéristique à la compression du béton.
- Ecm : module d'élasticité du béton.
- $\alpha = 0.2 \left(\frac{h}{d} + 1\right) si \left(3 < \frac{h}{d} \leq 4\right)$ Sinon $\alpha = 1$.

La résistance caractéristique d'un goujon s'écrit alors :

$$PRd = \min (P_{Rd,1}; P_{Rd,2}) = \min (136{,}84; 141{,}76)$$

$$PRd = 136{,}84 \text{ kN}$$

V.11.4 Resistance de calcul d'un goujon

La résistance de calcul d'un goujon s'obtient en divisant La résistance caractéristique par le coefficient partiel yv = 1.25.

- ✓ A l'ELU : $Prd^{ELU} = \frac{1}{1.25} \times Prk = 0.8 \times 0.1368 = 109.472$ KN
- ✓ A l'ELS : $Prd^{ELs} = Ks \times Prd^{ELU} = 0.6 \times 109.472 = 65.6832$ KN

Avec : Ks un coefficient fixé à 0.6

V.11.5 Flux de cisaillement à l'interface

Le flux de cisaillement longitudinal (effort tranchant par unité de longueur) à l'interface acier-béton est donné par la formule classique de la résistance des matériaux :

$$Vl.ed = \frac{Ved \times \mu c}{Imixte}$$

- μc : le moment statique de la dalle
- I_{mixte} : le moment d'inertie de la section mixte
- VEd : effort tranchant

V.11.6 Nombre de goujons

Le nombre de goujons choisis doit vérifier la condition suivante :

$$V_{L,\,Ed} \leq \frac{N}{L} \times PRd$$

Donc : $$N \geq \frac{Vl,Ed \times L}{PRd}$$

- N : nombre de goujons
- L = 1m linéaire
- PRd : Résistance caractéristique d'un goujon à ELU et ELS

V.11.7 Résultats et dimensionnement

➢ **Calcul à l'ELU**

Tableau V- 16 : Flux de cisaillement et nombre de goujons a L'ELU

	Flux de cisaillement et nombre de goujons a L'ELU		
	Section 1	**Section 2**	**Section 3**
A dalle (mm2)	2380000	2380000	2380000
Ydalle (mm)	3925	3925	3925
Ymixte (mm)	3213	3097	2998
µ c (mm³)*10^6	169,456	197,064	220,626
i mixte m4 *10^3	1015,8	1252	1463,9
VED KN	10670,7	7696,03	3885,1
Vled kn /m	1780,088737	1211,350204	585,5277496
L	1	1	1
PRD KN	109,472	109,472	109,472
N (goujons calculés par m)	16,26067613	11,06538845	5,348653076
N (goujons choisis)	18	12	12
DISPOSITION	3 rangées de 6	2 rangées de 6	2 rangées de 6
Espacement longitudinal (cm)	33,33	50	50

➢ **Calcul à l'ELS**

Tableau V-24 : Flux de cisaillement et nombre de goujons a L'ELU

	Flux de cisaillement et nombre de goujons a L'ELS		
	Section 1	**Section 2**	**Section 3**
A dalle (mm2)	2380000	2380000	2380000
Ydalle (mm)	3925	3925	3925
Ymixte (mm)	3213	3097	2998
µ c (mm³)*10^6	169,456	197,064	220,626
i mixte m4 *10^3	1015,8	1252	1463,9
VED KN	7846,33	5682,66	2856,35
Vled kn /m	1308,926655	894,4470529	430,4836909
L	1	1	1
PRD KN	65,6832	65,6832	65,6832
N (goujons calculés par m)	19,92787585	13,61759252	6,553939073
N (goujons choisis)	24	18	12
DISPOSITION	4 rangées de 6	3 rangées de 6	2 rangées de 6
Espacement longitudinal (cm)	25	33,33	50

V.11.8 Vérification des espacements (dispositions constructives)

Conformément aux recommandations du *Traité de Génie Civil — Volume 12 : Ponts en acier* (basées sur les Eurocodes et les normes SIA), les espacements transversaux et longitudinaux entre goujons doivent respecter des valeurs minimales pour garantir un enrobage suffisant et un comportement satisfaisant de l'interface.

V.11.8.1 Espacements transversaux

La disposition transversale retenue est constituée de **six files de goujons** réparties sur la largeur de la semelle supérieure.

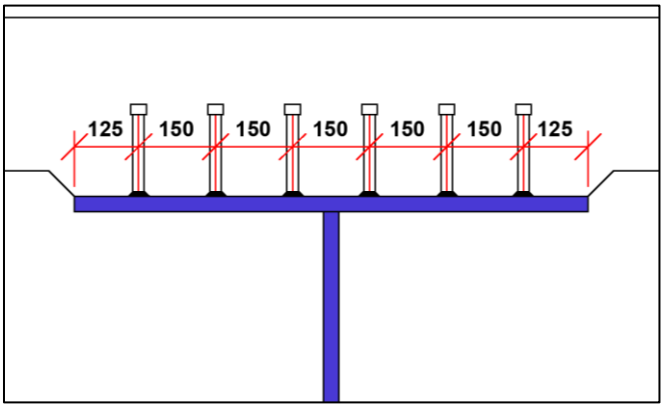


Figure V- 14 : disposition transversale des goujons

Les conditions à vérifier ainsi que les valeurs adoptées sont récapitulées ci-après :

Tableau V- 17 : Vérification des espacements transversaux

Condition constructive	Valeur minimale requise	Valeur adoptée	Vérification
Espacement entre goujons	≥ 2,5 d = 55 mm	125 mm	✓ Vérifié
Entraxe transversal ev	≥ 50 mm	10 mm	✓ Vérifié
Enrobage latéral eD	≥ 25 mm	125 mm	✓ Vérifié

V.11.8.2 Espacements longitudinaux

L'espacement longitudinal SD entre deux goujons consécutifs le long de l'axe de la poutre doit respecter :

$$5d \leq SD \leq 800 \text{ mm} \Rightarrow 110 \text{ mm} \leq SD \leq 800 \text{ mm}$$

Les valeurs d'espacement longitudinal retenues pour chaque section de la poutre sont les suivantes :

Tableau V- 18 : Vérification des espacements longitudinaux

Section	Espacement longitudinal S_D (mm)	Vérification
Section 1	333	✓ Vérifié
Section 2	500	✓ Vérifié
Section 3	500	✓ Vérifié

V.12 Étude de la dalle

V.12.1 Généralités et fonctionnement transversal

La dalle en béton armé constitue un élément essentiel de la section mixte. Elle a pour rôle de reprendre les charges permanentes et d'exploitation (ferroviaires) et de les transmettre aux deux poutres principales. La dalle étudiée s'étend sur une longueur totale de **45 m** et se compose de deux parties distinctes (figure V-15) :

- Une **dalle centrale** : de largeur 6,60 m doublement appuyée sur les deux poutres
- Deux **dalles en porte-à-faux** (encorbellements) : de largeur 3,50 m chacune, encastrées d'un seul côté sur les poutres.

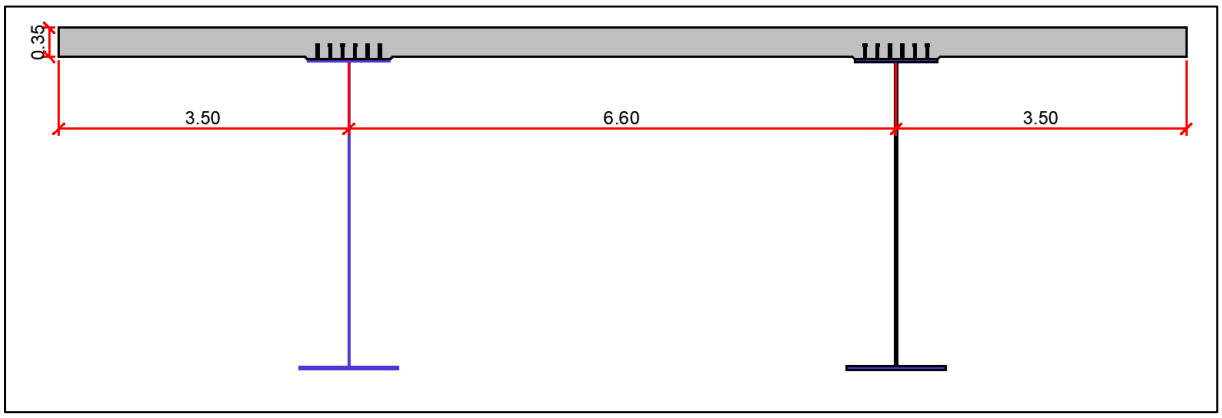


Figure V- 15 : Disposition de la dalle (à insérer)

Le mode de fonctionnement de la dalle :

- Pour la dalle centrale : $\frac{a}{b} = \frac{6,60}{45,00} \approx 0,147 < 0,4$
- Pour la dalle en porte-à-faux : $\frac{a}{b} = \frac{3,50}{45,00} \approx 0,078 < 0,4$

Dans les deux cas, le rapport est inférieur à 0,4 Conformément aux règles du **BAEL** la dalle travaille **transversalement** (dans le sens de la petite portée). Ainsi, les armatures principales sont disposées perpendiculairement à l'axe longitudinal du pont, et les armatures de répartition sont disposées dans le sens longitudinal.

V.12.2 Combinaisons de charges pour le dimensionnement

Les combinaisons d'actions retenues pour déterminer les moments fléchissants les plus défavorables dans la dalle sont les suivantes (conformément à l'EN 1990 et à l'EN 1991-2) :

- **État limite ultime (ELU)** :

$$1,35\ G+1,45\ UIC71+1,2\ SW/2 \pm 0,9\ T$$

- **État limite de service (ELS)** :

$$G+UIC71+SW/2+T$$

Où G représente les charges permanentes, UIC71 et SW/2 les modèles de charges ferroviaires, et T l'action de la variation uniforme de température.

V.12.3 Dalle centrale

V.12.3.1 Calcul du ferraillage transversal (sens porteur)

Le logiciel **Robot Structural Analysis** a été utilisé pour modéliser la dalle et extraire les moments fléchissants dans les deux directions. Les cartographies des moments Mxx (sens transversal) à l'ELU et à l'ELS sont présentées sur les figures V-20 et V-21.

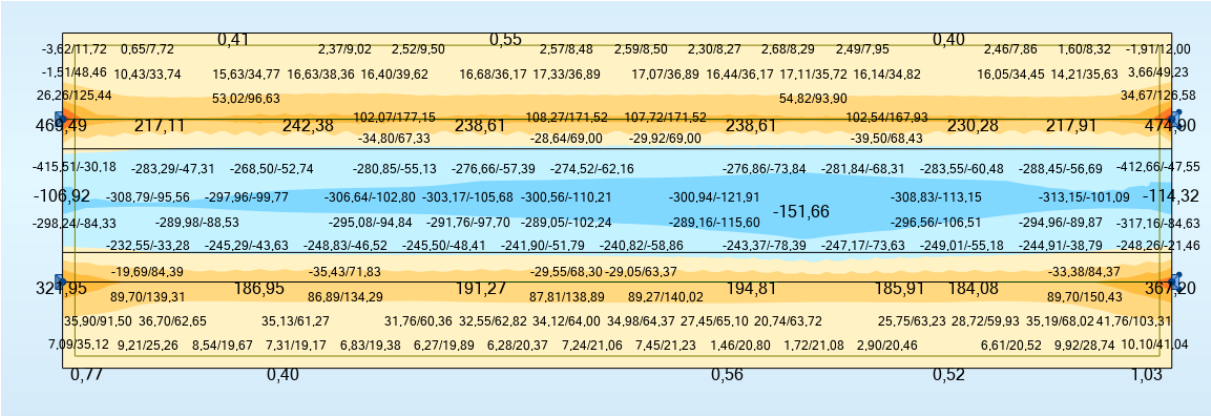


Figure V- 16 : Cartographie du moment fléchissant Mxx dans la dalle centrale à l'ELU

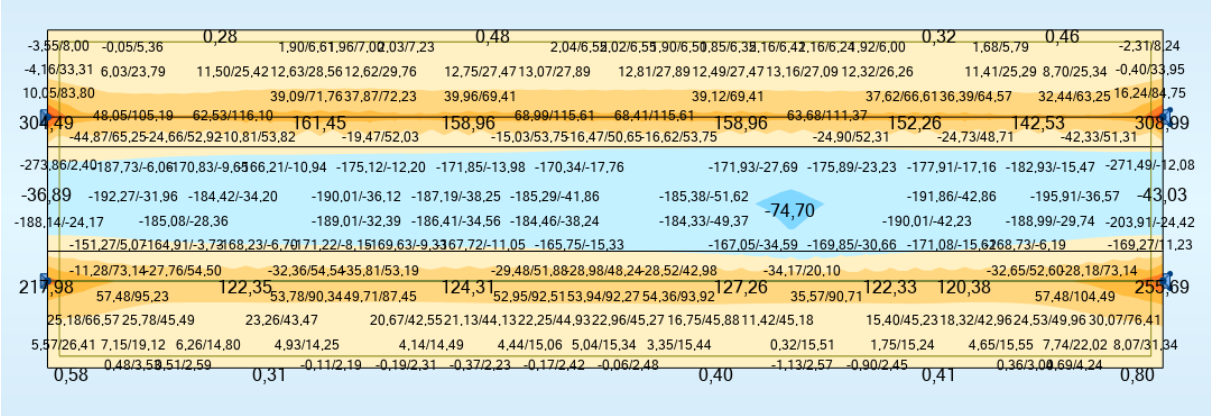


Figure V- 17 : Cartographie du moment fléchissant Mxx dans la dalle centrale à l'ELS

La section d'armatures nécessaire a été calculée à l'aide du logiciel **EXPERT** (basé sur le BAEL.

Résultat de ferraillage (**ANNEXE C) :**

Tableau V- 19 : Ferraillage transversal de la dalle centrale

Nappe	Moment (kN·m/ml)	Section d'armatures (cm²/m)	Choix des barres
Nappe inférieure	ELS : 190,01 ELU : 306,64	**As = 26,2**	7 HA 25 (Espacement 14 cm)
Nappe supérieure	ELS : 161,45 ELU : 242,3	**As = 20,4**	7 HA 20 (Espacement 14cm)

V.12.4 Dalle en porte-à-faux (encorbellement)

V.12.4.1 Cas particulier du déraillement du train

Conformément à l'EN 1991-2, les dalles en encorbellement doivent être vérifiées sous l'action accidentelle de **déraillement d'un véhicule ferroviaire**. On considère qu'un train déraillé peut se maintenir en équilibre sur le bord du tablier, en chargeant la partie extérieure de la dalle. Cette action est intégrée dans les combinaisons d'exploitation.

V.12.4.2 Calcul du ferraillage transversal

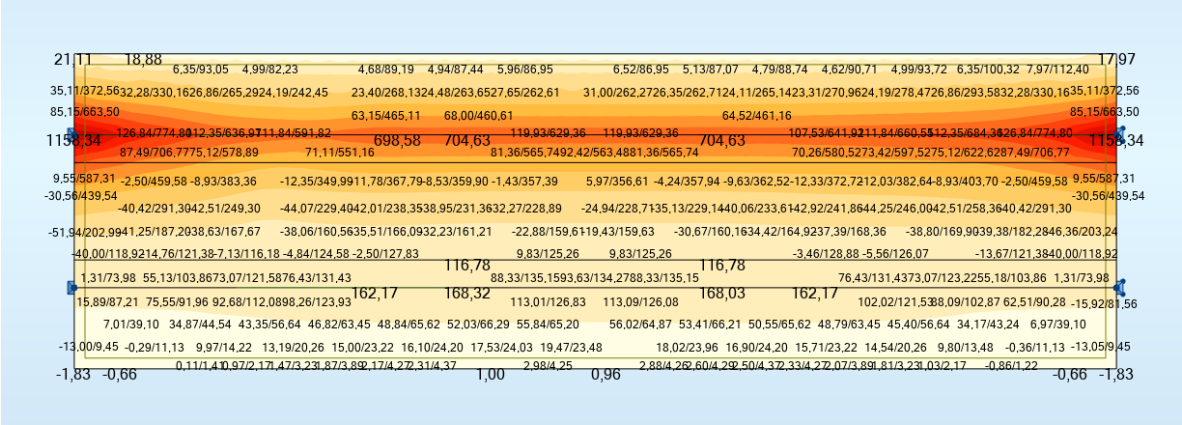


Figure V- 18 : Cartographie du moment fléchissant Mxx dans la dalle en encorbellement à l'ELU

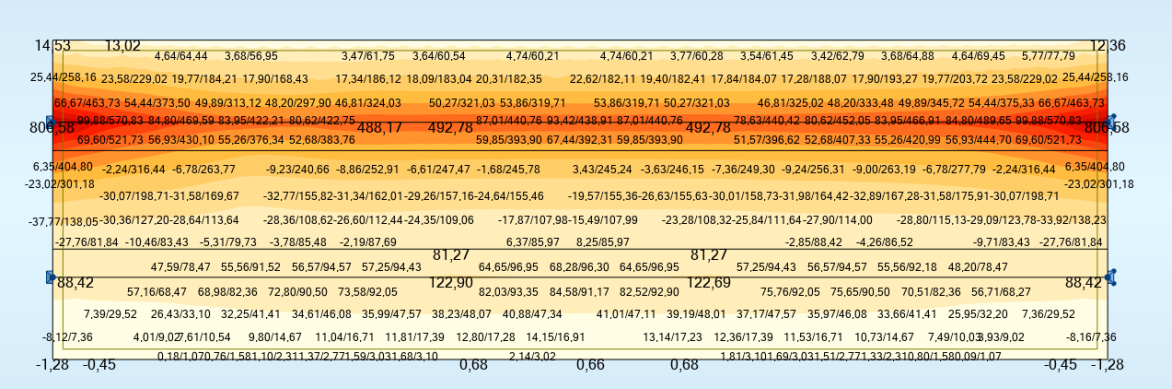


Figure V- 19 : Cartographie du moment fléchissant Mxx dans la dalle en encorbellement à l'ELS

La section d'armatures nécessaire a été calculée à l'aide du logiciel **EXPERT** (basé sur le BAEL (**ANNEXE C).**

Tableau V- 20 : Ferraillage transversal de la dalle en encorbellement (nappe supérieure)

Nappe	Moment (kN·m/ml)	Section d'armatures (cm²/m)	Choix des barres
Nappe supérieure	ELS : 321,03 ELU : 460,614	**As = 42**	9 HA 25 (Espacement 11 cm)

Calcul du ferraillage longitudinal

Sachant que la dalle travaille dans un sens unique transversale, donc selon l'article 4a.5.1 de Livret 2.01 le ferraillage longitudinal de la dalle compotera une section minimale correspondant à 1% de la section de la dalle sur toute la longueur de l'ouvrage.

$$As\ (Dalle) = 4.76\ m^2$$

$$Ainsi : As = 476\ cm^2 \rightarrow As = 35\ cm2/ml$$

$$Soit : 7HA25/ml\ avec\ e = 14\ cm.$$

Condition de non fragilité

Puisque notre dalle de pont est fortement comprimée, il est fortement conseillé de vérifiée la condition de non fragilité comme suit :

$$A_{min} \geq 0{,}23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{ft28}{fe} = 0.23 \times 100 \times 0.9 \times 35 \times \frac{2.4}{500} = 3.48\ cm^2/m$$

$\rightarrow \boldsymbol{Condition\ v\acute{e}rifi\acute{e}e}$.

V.13 Assemblages

V.13.1 Généralités et importance des assemblages

Les assemblages constituent des éléments essentiels des ossatures métalliques. Ils assurent la continuité mécanique entre les différents composants de la structure et contribuent directement à sa stabilité globale et à sa résistance, au même titre que les éléments porteurs tels que les poutres et les appuis.

Le choix du type d'assemblage doit être adapté aux conditions d'exécution : le soudage est généralement privilégié en atelier pour les éléments préfabriqués, tandis que le boulonnage est plus adapté aux assemblages sur chantier.

Dans le cadre de notre projet les assemblages soudés sont principalement utilisés en atelier pour la fabrication des poutres PRS, ce qui permet une meilleure qualité d'exécution et un contrôle rigoureux.

V.13.2 Assemblages par soudure

V.13.2.1 Principes généraux

Les assemblages soudés sont largement utilisés dans les ponts métalliques et mixtes, notamment pour la fabrication des profils reconstitués soudés (PRS). Ils permettent de relier directement les différentes tôles constituant les poutres principales. Le soudage consiste à assurer la continuité des pièces par fusion locale des matériaux au niveau des bords à assembler. Après solidification, le cordon de soudure forme une liaison métallurgique continue, garantissant la transmission des efforts entre les éléments.

V.13.2.2 Catégories d'assemblages soudés et types de soudures

On distingue principalement trois catégories d'assemblages soudés :

- **Assemblages bout à bout** : pièces alignées dans le prolongement l'une de l'autre ;
- **Assemblages en T** : pièces perpendiculaires ;
- **Assemblages à recouvrement (ou à clin)** : pièces superposées.

Ces assemblages sont réalisés selon différents types de cordons :

- Soudure bout à bout ;
- Soudure d'angle ;
- Soudure en entaille ;
- Soudure en bouchon.

V.13.2.3 Procédés de soudage retenus pour l'ouvrage

Pour la fabrication des poutres principales du pont, deux types de joints soudés sont adoptés.

Joint d'âme

Le joint d'âme assure la liaison bout à bout verticale entre deux tôles constituant l'âme des poutres PRS. Les caractéristiques géométriques retenues sont les suivantes :

- **Chanfrein** : en X (double V) pour les épaisseurs supérieures à 15 mm ;
- **Angle de chanfrein** : 50° ± 5° ;
- **Jeu de racine** : 9 mm.

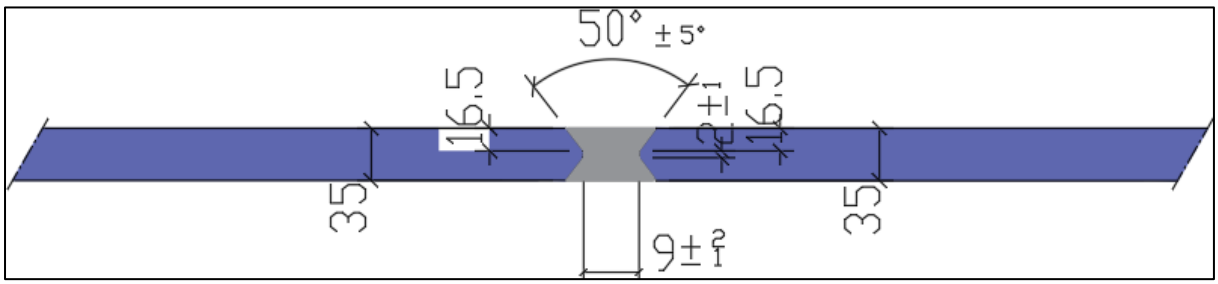


Figure V- 20 : Détail soudure âme- âme

Joint de semelle

Le joint de semelle assure la liaison bout à bout horizontale des tôles constituant les semelles supérieure et inférieure. Ses caractéristiques sont :

- **Chanfrein** : en X (double V) pour épaisseur supérieure à 15 mm ;
- **Angle de chanfrein** : 60° ± 5° ;
- **Jeu de racine** : 5 mm.

Ces dispositions garantissent une bonne continuité mécanique et une transmission efficace des efforts de flexion et de cisaillement dans les poutres principales.

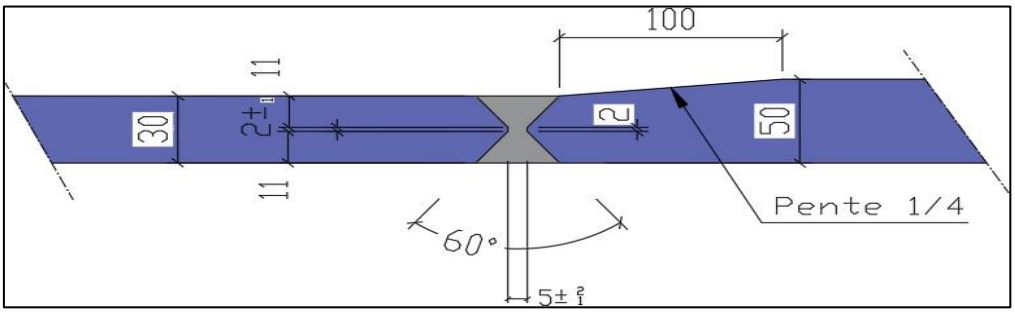


Figure V- 21 : Détail de soudure de la semelle supérieure

V.13.3 Contrôle des assemblages soudés

Le contrôle des assemblages soudés est une étape essentielle pour garantir la qualité et la sécurité de la structure. Il permet de détecter d'éventuels défauts et de vérifier la conformité des soudures réalisées. On distingue deux grandes catégories de contrôles.

V.13.3.1 Contrôles destructifs

Ces contrôles sont réalisés sur des éprouvettes et servent principalement à valider les procédures de soudage. Ils entraînent la destruction de l'échantillon et sont utilisés en phase de qualification.

V.13.3.2 Contrôles non destructifs (CND)

Ces contrôles sont effectués sans endommager la structure et sont systématiquement appliqués en atelier et sur chantier. Les principales méthodes sont :

- **Examen visuel** : permet de détecter les défauts apparents tels que fissures, sous-coupes ou irrégularités de cordon.
- **Radiographie** : permet de détecter les défauts internes (porosités, inclusions), mais reste moins efficace pour les fissures orientées parallèlement aux rayons.
- **Ultrasons** : méthode très utilisée dans les ponts métalliques, permettant de localiser et dimensionner les défauts internes avec une bonne précision, mais nécessitant une expertise pour l'interprétation des résultats.

Dans les ouvrages de type pont mixte, ces contrôles sont indispensables pour assurer la durabilité des assemblages et la sécurité globale de la structure.

V.13.4 Note importante – Conséquences pour les ponts ferroviaires

Dans les ponts mixtes isostatiques de grande portée, la qualité des assemblages conditionne directement le comportement global de la structure, notamment vis-à-vis de la fatigue et des effets dynamiques induits par le trafic ferroviaire. Une conception soignée et un contrôle rigoureux des soudures sont donc indispensables pour garantir la durabilité, la sécurité et la fiabilité de l'ouvrage en exploitation.

CHAPITRES VI : ÉQUIPEMENTS DU PONT

VI.1 Introduction

Dans la conception et la réalisation des ouvrages d'art, les équipements jouent un rôle fondamental, car ils contribuent directement à la sécurité, à la durabilité et au bon fonctionnement de la structure. Ces éléments assurent l'interface entre le pont et son environnement en remplissant plusieurs fonctions essentielles : transmission des charges vers les appuis, accompagnement des mouvements relatifs de la structure (dilatation, retrait, fluage), évacuation des eaux de ruissellement, continuité de la circulation, protection des usagers, ainsi que facilitation des opérations d'inspection et de maintenance.

Ce chapitre présente les principaux équipements retenus pour le viaduc mixte bipoutre, avec un accent particulier sur les appareils d'appui, dont le dimensionnement conditionne la durabilité et la sécurité de l'ouvrage.

VI.2 Appareils d'appui

VI.2.1 Généralités et fonctions

Un appareil d'appui est un dispositif interposé entre le tablier de l'ouvrage et ses appuis (culées ou piles). Il assure l'interface mécanique entre ces éléments et a pour fonction principale de transmettre les charges verticales issues du poids propre de la structure (charges permanentes) ainsi que des charges d'exploitation (ferroviaires) vers les appuis.

Par ailleurs, l'appareil d'appui autorise les mouvements de rotation et/ou de translation du tablier. Ces déplacements résultent principalement des variations thermiques, du fluage, du retrait du béton, ainsi que des déformations induites par les charges mobiles. Dans le cas des ponts mixtes ferroviaires, les appareils d'appui jouent également un rôle essentiel dans la redistribution des efforts et dans l'absorption des déformations différentielles entre l'acier et le béton. Leur bon fonctionnement conditionne directement la durabilité de la structure, la sécurité en exploitation ainsi que la réduction des effets dynamiques transmis aux appuis.

VI.2.2 Types d'appareils d'appui

Plusieurs types d'appareils d'appui existent, le choix dépendant de la conception de l'ouvrage et des mouvements à reprendre.

- **Appuis en élastomère fretté** : les plus couramment utilisés pour les petits ouvrages. Ils permettent de faibles rotations et de légers déplacements horizontaux, avec une mise en œuvre simple et un entretien réduit. Selon le guide SETRA, ils sont adaptés pour des réactions d'appui limitées à environ 12 MN à l'ELU.

- **Appuis à pot** : destinés aux structures fortement sollicitées. Ils peuvent reprendre des efforts verticaux importants et autoriser des rotations élevées. Au-delà de 20 MN à l'ELU, les appareils à pot sont recommandés.
- **Appuis à rotule** : adaptés aux structures nécessitant une grande liberté de rotation.
- **Appareils d'appui glissants** (type téflon–acier inoxydable) : utilisés pour permettre des déplacements horizontaux importants.

Dans le cadre des ponts ferroviaires, où les charges sont importantes et les sollicitations dynamiques sévères, les **appareils d'appui à pot** sont généralement privilégiés. Ils garantissent une meilleure sécurité structurale, une durabilité accrue et une performance adaptée aux exigences d'exploitation ferroviaire.

VI.2.3 Principe de l'appareil d'appui à pot

Un appareil d'appui à pot est constitué d'un coussin cylindrique en élastomère confiné dans un pot métallique. La charge est transmise par un piston qui forme le couvercle du pot. L'élastomère, ne pouvant se déformer qu'à volume constant, se comporte comme un fluide sous pression hydrostatique. Cette propriété lui permet de :

- Transmettre des charges élevées sous un encombrement réduit,
- Autoriser les rotations imposées par la structure (par déformation du coussin),
- Permettre, en version glissante, les déplacements horizontaux grâce à un dispositif de glissement (plaque en ptfe associée à une surface en acier inoxydable).

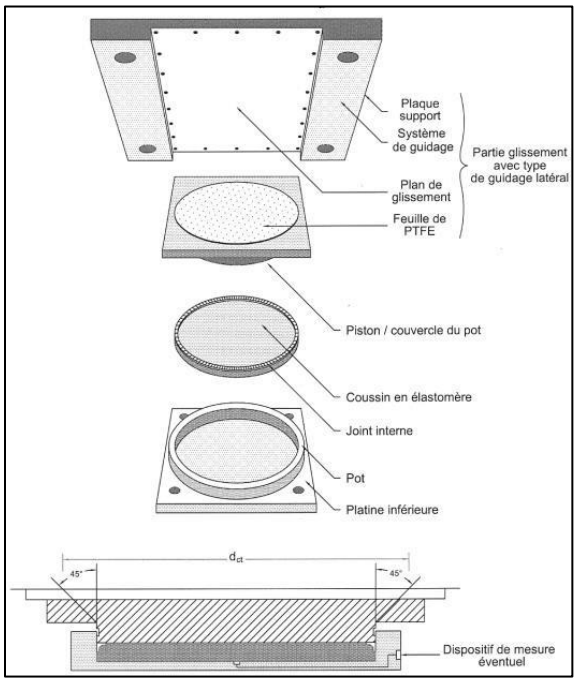


Figure VI- 1 : Composition schématique d'un appareil d'appui à pot

VI.2.4 Conditions d'appuis adoptées pour l'ouvrage

Conformément aux recommandations du guide SETRA relatif aux appareils d'appui à pot, le schéma d'appuis retenu repose sur une modélisation isostatique de chaque travée. Le pont étant constitué de 39 travées indépendantes de 45 m, chaque travée est étudiée séparément du point de vue des conditions d'appui.

Pour chaque travée, un appui est considéré comme **fixe** (bloquant les déplacements dans les deux directions horizontales), tandis que l'appui opposé est **mobile** (autorisant le déplacement longitudinal). Cette disposition permet d'accommoder les variations de longueur du tablier dues aux effets thermiques, au fluage et au retrait du béton. Le blocage dans une seule travée évite l'accumulation des efforts longitudinaux dans la structure, tandis que la libération du mouvement longitudinal au niveau de l'appui mobile réduit les contraintes internes et limite les sollicitations excessives sur les appuis et les éléments porteurs. Ce choix garantit ainsi un bon fonctionnement structural, la durabilité de l'ouvrage et la sécurité en exploitation.

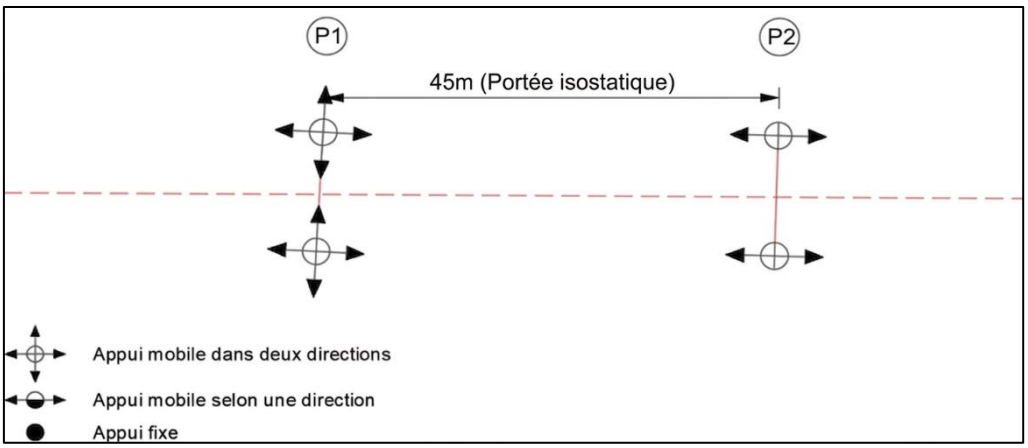


Figure VI- 2 : Conditions d'appuis

VI.2.5 Dimensionnement des appareils d'appui

Le dimensionnement proprement dit (détermination des réactions d'appui, vérifications des contraintes dans l'élastomère, du piston et du pot, calcul des courses longitudinales) sera réalisé à partir des efforts issus du modèle MIDAS Civil pour les combinaisons d'actions définies au chapitre IV.

VI.2.6 Justification du choix des appareils d'appui à pot (AAP)

VI.2.6.1 Réaction maximale à l'ELU

La réaction maximale transmise aux appuis a été déterminée à l'aide du logiciel MIDAS Civil, en appliquant la combinaison d'actions à l'état limite ultime (ELU) la plus défavorable pour le tablier mixte ferroviaire, la combinaison retenue est la suivante :

$$1{,}35\,G + 1{,}2\,SW2 + 1{,}45\,UIC71 + 0{,}9\,T$$

- G : charges permanentes (poids propre + compléments) ;

- SW2 : modèle de charge pour trains lourds ;
- UIC71 : modèle de charge standard (LM71) ;
- T : action de la variation uniforme de température.

La valeur maximale obtenue pour la réaction verticale à l'ELU est :

Rmax = 11 025,2 kN = 11,025 MN

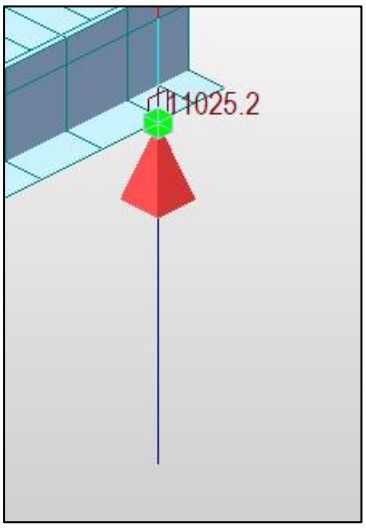


Figure VI- 3 : Réaction max a l'ELU

Selon le guide SETRA « Appareils d'appui à pot », le domaine d'emploi recommandé en fonction de la réaction verticale à l'ELU est le suivant :

Tableau VI- 1 : choix de types appareils d'appuis à pot

Réaction (ELU)	Type recommandé	Notre cas
< 12 MN	AAEF	
5 à 20 MN	AAP préférable	✓ V = 11 MN → AAP
> 20 MN	AAP obligatoire	

VI.2.6.3 Résistance ultime de l'élastomère (NF EN 1337-5)

La norme NF EN 1337-5 (§6.2.2.1) fixe la résistance ultime à la compression de l'élastomère (qu'il soit en caoutchouc naturel NR ou polychloroprène CR) à :

$$f_u = 60 \text{ MPa}$$

Cette valeur élevée est rendue possible par le confinement de l'élastomère dans le pot, qui se comporte alors comme un fluide sous pression hydrostatique. À titre de comparaison, un élastomère non confiné (dans un AAEF) ne peut supporter qu'environ 15 MPa.

La pression de calcul admissible à l'ELU s'obtient en divisant la résistance ultime par le coefficient partiel de sécurité sur le matériau γ_M=1,30 :

$$f_{e,d} = \frac{f_u}{\Gamma_m} = \frac{60}{1{,}30} \approx 46{,}15 \text{ MPa}$$

VI.2.7 Dimensionnement du coussin élastomère

VI.2.7.1 Surface minimale requise

La surface du coussin circulaire est déterminée à partir de la réaction maximale et de la pression admissible :

$$Sc = \frac{Vmax}{fed} = \frac{11\ 000\ 000}{46{,}15} = 238\ 352\ mm^2$$

VI.2.7.2 Diamètre minimal

$$Dmin = \sqrt{\left(4 \times \frac{Sc}{\pi}\right)} = \sqrt{\left(4 \times \frac{238\ 352}{\pi}\right)} = 551\ mm$$

On choisit un diamètre commercial normalisé supérieur : **D= 580 mm**. La surface réelle devient :

$$Sc\ retenu = \pi \times \left(\frac{580}{2}\right)^2 = 264\ 465\ mm^2$$

VI.2.7.3 Vérification de la pression effective

- $fed = \frac{11\ 000\ 000}{264\ 465} = 41{,}6\ MPa < 46{,}15\ MPa$ ✓
- Taux d'utilisation = 41,6 / 46,15 = 90,1 % (Vérification satisfaite)

VI.2.7.4 Épaisseur minimale du coussin

Une épaisseur classique égale à 1/15ème du diamètre permet d'absorber des rotations jusqu'à 0,02 rad

$$tmin = D / 15 = 580 / 15 = 39\ mm$$

- On retient t = 40 mm

Dimensionnement du PTFE — Appareils Glissants

Pression moyenne dans le PTFE

Pression dans le PTFE La norme limite la pression moyenne sous combinaisons fondamentales à f e,d moy = 40,00 MPa. On peut donc en déduire la surface minimum Sp du pot

$$Sp = Vmax/\ fed,moy = 11\ 000\ 000 / 40 = 275\ 000\ mm^2$$

Diamètre du PTFE

$$DPTFE,\ min = \sqrt{}\ (4 \times 275\ 000 / \pi) = 592\ mm$$

- On retient D_{PTFE} = 600mm

Vérification de la pression effective

$$\sigma p = 11\ 000\ 000 / (\pi \times 300^2) = 11\ 000\ 000 / 212\ 372 = 38{,}9\ MPa < 40\ MPa$$

- Taux d'utilisation = 38 ,9 / 40 = 97% (Vérification satisfaite)

Pression maximale dans le PTFE

Pour un tablier mixte acier-béton, la pression limite est réduite de 15 % par rapport à la valeur normative de base (sensibilité thermique plus élevée

Pour le PTFE :

La norme NF EN 1337-2 fixe la résistance caractéristique du PTFE à 90 MPa (à une température de 20 °C)

$$f_{PTFE} \leq 0{,}85 \times (fk / \gamma m) = 0{,}85 \times (90 / 1{,}40) = 55 MPa$$

Surface minimale du PTFE

$$S_{PTFE} = \frac{Vmax}{Fptfe} = \frac{11\,000\,000}{55} = 200\,000 \text{ mm}^2$$

Diamètre minimal du PTFE

$$D_{PTFE}, \min = \sqrt{(4 \times 200\,000 / \pi)} = 505 \text{ mm}$$

- On retient D_PTFE = 520 mm

Vérification de la pression effective

$$\sigma p = 11\,000\,000 / (\pi \times 260^2) = 11\,000\,000 / 212\,372 = 51{,}8 \text{ MPa} < 55 \text{ MPa}$$

- Taux d'utilisation = 51,8 / 55 = 94,2 % (Vérification satisfaite)

Conclusion

Le dimensionnement de l'appareil d'appui à pot a été réalisé conformément aux prescriptions du guide technique du SETRA (2007) ainsi qu'à la norme NF EN 1337-2, afin de garantir à la fois la résistance mécanique à l'ELU et la durabilité de l'interface de glissement. Le calcul a été effectué pour une réaction verticale maximale obtenue à l'aide du logiciel MIDAS Civil, égale à Vmax=11 025.2 kN

Deux critères principaux ont été vérifiés : le critère de durabilité et de frottement, limitant la pression moyenne sous combinaison fondamentale à 40 MPa, ainsi que le critère de résistance du matériau PTFE à l'ELU, pour lequel la contrainte admissible a été fixée à 55 MPa.

Les vérifications ont conduit respectivement à des diamètres minimaux de 592 mm et 505 mm. Au regard de ces résultats, un diamètre de PTFE de 600 mm a été retenu. Ce choix permet de respecter les exigences normatives avec une pression effective inférieure à la limite admissible, tout en garantissant un fonctionnement optimal de l'appareil d'appui sur le long terme.

Efforts Horizontaux

Coefficient de frottement

Valeur calculée à partir de la pression de contact σp = 38,9 MPa (NF EN 1337-2, 6.7) :

La valeur maximum du coefficient de frottement μ est donnée par la formule :

$$\mu max = 1.2.\ k\ /10 + \sigma p = 1.2\ .1\ /10 + 38.9 = 2.5\%$$

avec :

- k = 1 pour l'acier inoxydable ;
- k = 1,5 pour l'aluminium ;
- σp : pression de contact sur le PTFE
- la précision de pose PP = 0,3 % (4.3.2.2) :

$$\mu max + PP = 2.5\% + 0{,}30 = 2.8\%$$

Par simplification sécuritaire au stade du prédimensionnement (4.3.2.4), on peut retenir :

μ simplifié = 3,5 % (valeur forfaitaire couvrant PTFE + guidage)

Effort horizontal — appareils glissants

Effort horizontal mobilisable par un appareil glissant, juste avant de glisser :

$$H = (\mu\ max + PP) \times V\ max$$

Valeur calculée :

$$H\ glissant = 2{,}8\ \% \times 11\ 000 = 308\ kN$$

Valeur forfaitaire sécuritaire :

$$H\ glissant = 3{,}5\ \% \times 11\ 000 = 385\ kN$$

Effort horizontal — appui fixe

On calcule le coefficient de frottement maximum et minimum ua, ur

- ua = 0,5 $u$max (1 + α)
- ur = 0,5 $u$max (1 - α)
- ua : Coefficient de frottement à retenir dans le cas défavorable
- ur : Coefficient de frottement à retenir dans le cas favorable
- α : Coefficient de dégressivité dépendant de nombre d'appareil d'appui glissante

Tableau VI- 2 : Coefficient α selon le guide SETRA

n	α
≤ 4	1
4 < n < 10	(16-n) / 12
≥10	0.5

Pour une travée isostatique, n = 2 appareils glissants par travée

$$n \leq 4 \Rightarrow \alpha = 1$$

$$\mu a = 0{,}5 \times \mu max \times (1 + 1) = \mu max = 2.8\ \%$$

$$\mu r = 0{,}5 \times \mu max \times (1 - 1) = 0$$

Effort dû à la dilatation thermique :

$$H\ thermique = \mu a \times \Sigma V\ glissants = 2{,}8\% \times (11\,000 + 11\,000) = 616kN$$

Effort de freinage ferroviaire LM71

$$H\ freinage \approx 1000kN$$

Effort horizontal total sur l'appui fixe :

$$H\ fixe = 616 + 1000 = 1616kN$$

- Donc L'appareil fixe doit résister à au moins 1616 kN horizontalement

Déplacement Thermique — Plaques de Glissement

Variation de température de calcul

Conformément à NF EN 1991-1-5 et à l'annexe A de NF EN 1993-2 (§ 4.1.1), la température de pose T_0 = ±10 °C. Un supplément de ±20 °C est ajouté pour tenir compte des incertitudes de la date réelle de pose

$$\Delta Td,\ max = (Te,\ max - T_0) + 20 = (45 - 10) + 20 = +55\ °C$$

$$\Delta Td,\ min = (T_0 - Te,\ min) + 20 = (10 - (-10)) + 20 = +40\ °C$$

- La valeur déterminante est **ΔTd = 55 °C.**

Déplacement thermique maximal par travée

Chaque travée isostatique de 45 m dilate indépendamment. Le déplacement à absorber est calculé pour une seule travée :

- α : coefficient de dilatation thermique linéique de l'acier.

Tableau VI- 3 : les valeurs de α selon le type de matériau

Matériau	Comportement	α
Béton	Dilatation plus faible	$1{,}0 \times 10^{-5}$ /°C
Acier	Dilatation plus importante	$1{,}2 \times 10^{-5}$ /°C
Mixte	L'acier domine la dilatation longitudinale	**$1{,}2 \times 10^{-5}$ /°C**

$$\delta max = \alpha \times \Delta Td \times L = 1{,}2 \times 10^{-5} \times 55 \times 45\,000 = 29{,}7\ mm$$

Dimension des plaques de glissement

En appliquant les majorations recommandées dans le guide SETRA

$$\delta \text{ conception} = \delta max + 20 \text{ mm (tolérance)} + 10 \text{ mm (sur-longueur)} \approx 60 \text{ mm}$$

Longueur totale de la plaque de glissement

$$L \text{ plaque} = D_{PTFE} + 2 \times 120 = 600 + 240 = 840mm$$

- Longueur de plaque de glissement retenue : 840mm

Dimensions des Appareils d'Appui

Les dimensions globales proposées de l'appareil d'appui à pot, en cohérence avec les proportions usuelles des catalogues fabricants (Freyssinet, Mageba, Maurer, etc.), peuvent être adoptées comme suit :

	Élément	Dimension proposée
Appui bloqué en translation	Longueur de l'appareil a	1400 mm
	Largeur de l'appareil b	1400 mm
	Hauteur totale de l'appareil	350 mm
Appui libre en X	Longueur de l'appareil a	1200mm
	Largeur de l'appareil b	1300mm
	Hauteur totale de l'appareil	300mm
	Diamètre du PTFE	600 mm
	Plaque de glissement	(840 × 840 mm)

TableauVI-1 / Dimension des appareils d'appuis

Ces dimensions tiennent compte :

- De l'encombrement du pot métallique.
- Des plaques de répartition.
- Du système de guidage ou de glissement.
- Ainsi que des marges nécessaires pour l'ancrage et la transmission correcte des efforts.

VI.3 Dé d'appui

VI.3.1 Généralités et fonctions

Un dé d'appui est un élément en béton armé (ou précontraint) aménagé à la tête des piles ou des culées afin de recevoir les appareils d'appui. Sa fonction principale est d'assurer la transmission et la répartition uniforme des efforts verticaux et horizontaux provenant du tablier vers les appuis de l'ouvrage. Pour garantir le bon fonctionnement et la durabilité des appareils d'appui, le dé d'appui doit présenter une assise rigide, stable et parfaitement plane, capable de limiter les déformations sous l'effet des charges appliquées.

VI.3.2 Dimensions du dé d'appui

Les dimensions du dé d'appui sont déterminées conformément aux recommandations du guide SETRA. Les relations suivantes sont utilisées :

- a1= a + 200
- b1 = b + 200
- h1< $\frac{a1 \cdot b1}{a1+b1}$

Où a et b sont les dimensions hors tout de l'appareil d'appui. Les valeurs retenues pour les deux types d'appuis (libre en translation et bloqué) sont récapitulées dans le tableau VI-1.

Tableau VI-1 – Dimensions des appareils d'appui et des dés d'appui

		Appui libre en X	Appui bloqué en translation
Dimension des appareils d'appuis	A (mm)	1200	1400
	B (mm)	1300	1400
Dimensions du dé d'appuis	a1 (mm)	1400	1600
	b1 (mm)	1500	1600
	h1 (mm)	750	800

VI.3.3 Ferraillage des dés d'appui

Le ferraillage est déterminé selon les règles du guide SETRA précité.

La descente de charge verticale maximale à l'ELU est prise égale à N=Vmax=11,0 MN. La contrainte de calcul de l'acier est σs = 434,8 MPa.

VI.3.3.1 Armatures de chaînage

La section d'armatures de chaînage est déterminée par une méthode analogue à la méthode des bielles ou à la reprise des efforts d'équilibre général :

$$A\ (chainage) = \frac{0{\cdot}25\ N}{\sigma s}$$

$$A\ (chainage) = \frac{0{\cdot}25*11}{438{\cdot}8} = 62.67 cm^2$$

→ $soit$ 13HA25

VI.3.3.2 Armatures horizontales (répartition)

Pour limiter la propagation d'éventuelles fissures, l'ensemble des armatures horizontales placées sous le chaînage doit reprendre un effort égal à 12,5 % de la descente de charge :

$$Ah=0.125N/\ \sigma s=0.125.11/\ 434.8=31.62\ cm2$$

→ $soit$ 16HA16

VI.3.3.3 Frettes (armatures de confinement)

- **Frettes supérieures** : placées au plus près de la face supérieure du dé, elles doivent reprendre un effort égal à 4 % de N :

$$A\text{sup} = 0.04N/\sigma s = 0.04 \times 11/434.8 = 10.12cm2$$

$\rightarrow soit$ 13HA10

- **Frettes inférieures (d'éclatement)** : disposées à une profondeur comprise entre h/3 et h à partir de la face supérieure, elles doivent reprendre 10 % de N :

$$A\text{inf} = 0.1N / \sigma s = 0.1 \times 11 /434.8 = 25.3cm2$$

$\rightarrow soit$ 13HA16

VI.4 Joint sous ballast

VI.4.1 Généralités et fonctions

Le joint sous ballast est un dispositif installé à l'extrémité des ouvrages d'art, entre la voie ferrée et la structure rigide. Il permet de gérer les déplacements différentiels tout en assurant la continuité de la voie. Ses principales fonctions sont :

- Permettre les mouvements liés à la dilatation thermique et aux tassements ;
- Transmettre les efforts entre les rails ;
- Maintenir l'alignement et le nivellement de la voie ;
- Limiter les contraintes dues aux différences de comportement entre le remblai et l'ouvrage ;
- Faciliter la maintenance grâce au démontage partiel des éléments de voie.

VI.4.2 Calcul du souffle (ouverture du joint)

Le souffle total est déterminé en cumulant les déplacements longitudinaux dus à plusieurs phénomènes.

a) Effet thermique

La variation de longueur du tablier sous l'effet de la température est donnée par :

$$\Delta L = L \times \alpha \times \Delta T$$

- ΔL : variation de la longueur L : longueur dilatable
- αT : coefficient de dilatation thermique
  - Structure en béton : 10.10−6/°C
  - Structure métallique ou mixte : 12.10−6/°C

ΔT : différence de température (selon RCPR (page 15) pour les régions du nord de l'Algérie à climat tempéré, les températures de calcul sont prises égales à +35 °C en période chaude et −15

°C en période froide, soit une amplitude thermique totale de calcul ΔT = 50 °C. Cette valeur est retenue pour l'évaluation des déplacements longitudinaux du tablier mixte sous l'effet des variations thermiques.

$$\Delta Lthermique = 4500\times 12.\ 10{-}6 \times 50$$

$$\Delta Lthermique = 2{,}7 \text{ cm}$$

b) Retrait du béton

La déformation unitaire de retrait du béton est prise égale à εr = 0,0005(valeur usuelle pour un béton armé). D'où :

$$\Delta Lretrait = \varepsilon r \times L = 0{,}0005 \times 45$$

$$\Delta Lretrait = 2.25\text{cm}$$

c) Fluage du béton

On adopte un coefficient de fluage Kfl=2 (valeur courante pour le béton armé sous charges permanentes).

$$\Delta Lfluage = Kfl \times 10{-}4 \times L$$

$$\Delta Lfluage = 2 \times 10{-}4 \times 45$$

$$\Delta Lfluage = 0.9\text{cm}$$

d) Rotation d'extrémité sous chargement

La rotation d'extrémité du tablier sous charges d'exploitation (ferroviaires) est estimée à θ=0,01 rad. La hauteur du tablier sur appui d'extrémité est h=3,7 m. Le déplacement horizontal induit par cette rotation vaut :

$$\Delta Lrotation = h \times tang\ 0{,}01$$

$$\Delta Lrotation = 3{,}7 \times tang\ 0{,}01$$

$$\Delta Lrotation = 3{,}7\text{cm}$$

e) Souffle total

Le souffle total est obtenu par somme des composantes (le fluage est ici ajouté, car il contribue à l'ouverture ; le retrait et le fluage sont généralement cumulés si les déformations sont toutes orientées dans le même sens) :

$$\Delta L\ totale = \Delta Lthermique + \Delta Lretrait - \Delta Lfluage + \Delta Lrotation$$

$$\Delta L\ totale = 2.7 + 2.25 + 0.9 + 3{,}7$$

$$\Delta L\ totale = 9.55\text{cm}$$

On retient un souffle de **9,6 cm**

Conclusion

Le viaduc ferroviaire étudié est constitué de 39 travées isostatiques indépendantes de 45 m. Chaque travée repose sur un appui fixe et un appui libre longitudinalement, ce qui lui permet de se dilater librement sans interagir avec les travées voisines.

Aux piles intermédiaires, l'appui libre d'une travée et l'appui fixe de la travée adjacente sont portés par la même pile. Les déplacements relatifs y sont quasi nuls et absorbés par le ballast sans dispositif particulier.

En revanche, aux deux culées d'extrémité, la travée de rive se déplace vis-à-vis d'un remblai totalement fixe. Le souffle calculé est de 9,6 cm, résultant de la combinaison des effets thermiques (2,70 cm), du retrait (2,25 cm), du fluage (0,90 cm) et de la rotation d'extrémité sous charges ferroviaires (3,70 cm). Ce déplacement est incompatible avec la continuité du ballast sans dispositif approprié.

En conclusion, la mise en place de 2 joints sous ballast aux culées n° 1 et n° 2 est nécessaire et suffisante pour garantir la sécurité et la pérennité de la voie ferrée sur l'ensemble du viaduc. Aucun joint n'est requis au droit des 38 piles intermédiaires.

Vi.5. Évacuation des eaux pluviales

L’évacuation des eaux pluviales constitue un élément essentiel dans la conception des ouvrages d’art, puisqu’elle contribue directement à la durabilité, à la sécurité et au bon comportement de la structure en service. Pour notre projet, la gestion efficace des eaux de ruissellement revêt une importance particulière en raison de la longueur totale de l’ouvrage et de la présence de nombreux joints et appuis susceptibles de favoriser les infiltrations. L’objectif principal du système de drainage est d’assurer une collecte rapide et efficace des eaux de pluie afin d’éviter toute stagnation sur le tablier, susceptible d’entraîner la dégradation des matériaux, la corrosion des éléments métalliques, l’altération des dispositifs d’appui ainsi que la détérioration prématurée des équipements de l’ouvrage.

À cet effet, le tablier est conçu avec des pentes longitudinales et transversales permettant l’écoulement naturel des eaux vers les dispositifs de collecte. Le système de drainage comprend des caniveaux, des avaloirs et des descentes d’eau disposés de manière régulière le long de l’ouvrage, notamment à proximité des zones sensibles telles que les joints de dilatation et les appareils d’appui. Les eaux recueillies sont ensuite acheminées vers des conduites d’évacuation puis rejetées vers des exutoires situés en pied d’ouvrage, dans le respect des conditions hydrauliques et environnementales du site. Cette organisation permet de préserver l’intégrité de la structure, de réduire les besoins de maintenance et d’assurer la pérennité de l’ouvrage tout au long de sa durée de vie.

Conclusion

Les équipements de pont constituent des éléments indispensables au bon fonctionnement, à la sécurité et à la durabilité des ouvrages d'art. Bien qu'ils ne participent pas directement à la résistance principale de la structure, ils assurent des fonctions essentielles telles que l'accompagnement des déplacements du tablier, la transmission des efforts, la protection contre les infiltrations d'eau et la préservation des différents composants de l'ouvrage face aux agressions extérieures. Leur conception et leur dimensionnement doivent être réalisés conformément aux prescriptions des règlements et recommandations techniques en vigueur, notamment celles du SETRA et de l'Eurocode, afin de garantir leur efficacité et leur compatibilité avec le comportement global de la structure.

Dans le cadre du présent projet de pont ferroviaire mixte bipoutre, une attention particulière a été portée au choix et à l'intégration des différents équipements, notamment les appareils d'appui, les dispositifs de drainage et les équipements de protection. Ces éléments contribuent à assurer la continuité du service ferroviaire, à limiter les opérations d'entretien et à renforcer la durabilité de l'ouvrage. Ainsi, une conception rigoureuse et une mise en œuvre adaptée des équipements de pont constituent un facteur déterminant pour garantir la performance, la fiabilité et la pérennité de l'ouvrage durant toute sa durée d'exploitation.

CHAPITRE VII : ÉTUDE DE L'INFRASTRUCTURE

VII.1 Introduction

L'infrastructure d'un pont ferroviaire comprend l'ensemble des éléments situés sous le tablier : piles, culées, fondations, ainsi que les appareils d'appui qui assurent la liaison avec le tablier. Ce chapitre est consacré à l'étude de ces composants sous les actions sismiques, conformément à la réglementation en vigueur. L'objectif est de vérifier que l'ouvrage présente un risque de défaillance suffisamment faible en cas de séisme potentiel. L'analyse est menée selon les prescriptions du Règlement Parasismique des Ouvrages d'Art (RPOA 2008), en utilisant la méthode du spectre de réponse multimodale implémentée dans le logiciel MIDAS Civil.

VII.2 Étude sismique – Généralités

VII.2.1 Objectif de l'étude sismique

La vérification d'un ouvrage d'art vis-à-vis des actions sismiques réglementaires a pour objectif de garantir un risque de défaillance suffisamment faible en cas de séisme potentiel. Pour le pont étudié, l'analyse sismique est menée conformément aux prescriptions du RPOA 2008.

VII.2.2 Caractéristiques de l'ouvrage relatives à l'étude sismique

Plusieurs classifications doivent être établies pour définir la situation sismique, choisir la méthode de calcul et fixer les paramètres d'entrée. Pour le pont considéré, les caractéristiques suivantes ont été retenues :

- **Classement stratégique** : l'ouvrage appartient au **groupe 1** (pont stratégique vis-à-vis du risque sismique) selon le tableau 3.1 du RPOA.
- **Zone sismique** : le site est situé en **zone IIa** (sismicité moyenne), d'après le classement de la wilaya de Médéa.
- **Accélération de référence** : le coefficient d'accélération de zone est A=0,25 (conformément au tableau 3.1 du RPOA pour zone IIa et groupe 1).
- **Nature du sol** : le site est classé en catégorie **S4**, correspondant à un sol très meuble (argiles molles, alluvions lâches).
- **Amortissement** : le taux d'amortissement du béton armé constituant les appuis est fixé à $\xi = 5$.

VII.2.3 Prise en compte des masses (RPOA §4.2.2)

Pour le calcul des masses, on retient les valeurs moyennes des charges permanentes de la structure (tablier, équipements fixes). Conformément au RPOA, une fraction des charges d'exploitation ferroviaires est ajoutée, soit **30 %** de celles-ci (coefficient ψ=0,3).

VII.2.4 Raideurs des éléments (RPOA §4.2.3)

Les raideurs à considérer proviennent de trois parties de l'ouvrage :

- Les fondations et le sol environnant ;
- Les appuis (piles et culées) ;
- Les appareils d'appui.

Dans le cadre de la justification du tablier et des appuis, la souplesse des fondations est négligée dans un premier temps ; les appuis peuvent ainsi être considérés comme **encastrés** dans le sol. Cette hypothèse sera affinée si nécessaire après une étude géotechnique détaillée.

VII.3 Méthode de calcul dynamique – Spectre de réponse

VII.3.1 Choix de la méthode

L'analyse sismique d'un pont peut être conduite selon deux approches principales :

- La **méthode spectrale monomodale** (ou méthode simplifiée), qui ne prend en compte que le mode fondamental de vibration ;
- La **méthode du spectre de réponse multimodale**, qui considère plusieurs modes et fournit une analyse linéaire plus fine.

L'application de la méthode monomodale est conditionnée par le respect de plusieurs critères (régularité en plan et en élévation, élancement limité, etc.). Dans le cas présent, l'élancement significatif des piles (hauteur importante par rapport aux dimensions transversales) ainsi que les autres paramètres géométriques de l'ouvrage ne permettent pas de satisfaire ces exigences. Par conséquent, une analyse sismique multimodale s'avère nécessaire pour évaluer de manière précise le comportement dynamique de la structure.

VII.3.2 Spectre de réponse élastique (RPOA 2008)

Pour déterminer les modes propres et les périodes propres de la structure, on réalise une analyse modale spectrale à l'aide du logiciel MIDAS Civil. Le modèle numérique intègre les piles, les appareils d'appui et le tablier. Le spectre de réponse élastique en accélération, noté Sae(T,ξ), est la donnée de base du calcul sismique. Selon le RPOA 2008, les spectres pour les directions horizontales et verticale sont définis comme suit.

VII.3.2.1 Spectre horizontal (directions longitudinale et transversale)

La forme du spectre horizontal est donnée par l'expression suivante (RPOA, article 3.3) :

$$S_{ae}(T,\xi) = \begin{cases} A\,g\,S\left(1+\dfrac{T}{T_1}(2,5\eta-1)\right) & \text{pour } 0 \le T \le T_1 \\ 2,5\,\eta\,A\,g\,S & \text{pour } T_1 \le T \le T_2 \\ 2,5\,\eta\,A\,g\,S\left(\dfrac{T_2}{T}\right) & \text{pour } T_2 \le T \le 3,0\,\text{s} \\ 2,5\,\eta\,A\,g\,S\left(\dfrac{3T_2}{T^2}\right) & \text{pour } T \ge 3,0\,\text{s} \end{cases}$$

Avec :

- A= 0,25 : coefficient d'accélération de zone (zone I, sismicité faible) ;
- g = 9,81 m/s2 : accélération de la pesanteur ;
- S =1,3 : coefficient de site pour un sol ferme (catégorie S4) ;
- T1= 0,2 s, T2 = 0,7s : périodes caractéristiques du sol (tableau 3.3 du RPOA) ;
- η =7/(2+ξ) : facteur de correction d'amortissement. Avec ξ = 5% (béton armé), on obtient η=1.

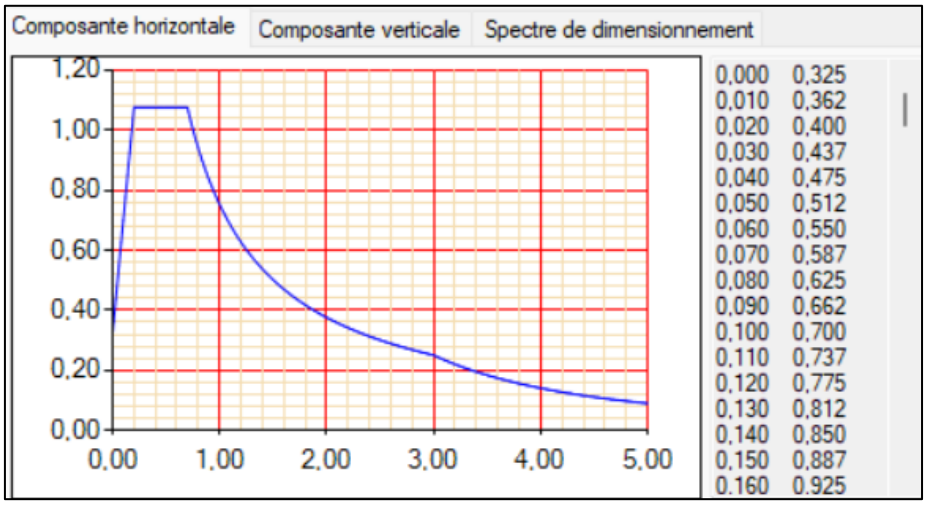


Figure VII- 1: Spectre de réponse Sae(T) – Composante horizontale

VII.3.2.2 Spectre vertical

Pour la composante verticale du séisme, on utilise la même forme mathématique, mais avec un coefficient d'intensité réduit.

$$S_{ae,vert}(T,\xi) = \begin{cases} \alpha\, A\, g\, S_v \left(1 + \dfrac{T}{T_1}(2,5\eta - 1)\right) & 0 \le T \le T_1 \\ 2,5\,\eta\,\alpha\, A\, g\, S_v & T_1 \le T \le T_2 \\ 2,5\,\eta\,\alpha\, A\, g\, S_v \left(\dfrac{T_2}{T}\right) & T_2 \le T \le 3,0\,\text{s} \\ 2,5\,\eta\,\alpha\, A\, g\, S_v \left(\dfrac{3T_2}{T^2}\right) & T \ge 3,0\,\text{s} \end{cases}$$

- g : accélération de la pesanteur (=9,81m/s²)
- α = 0,7 : coefficient qui tient compte de l'importance de la composante verticale en pour la zones sismiques IIa.
- Les autres paramètres (A, g, T1, T2, η) sont identiques à ceux du spectre horizontal.

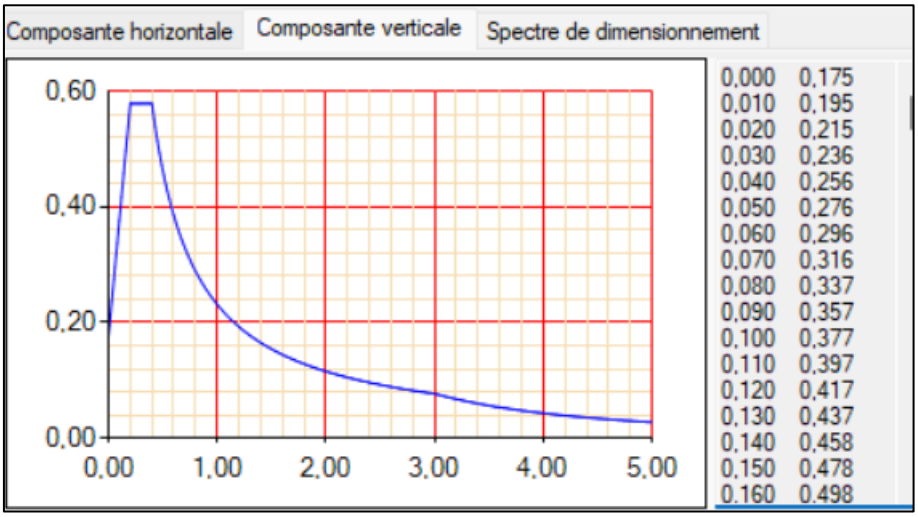


Figure VII- 2 : Spectre de réponse Sae(T) – Composante verticale

VII.4 Analyse dynamique linéaire – Méthode du spectre de réponse (RPOA §4.3.2.2)

VII.4.1 Principe général et hypothèses

L'analyse dynamique linéaire par la méthode du spectre de réponse constitue une approche modale spectrale permettant d'évaluer la réponse maximale de la structure sous l'action d'un séisme de calcul. Cette méthode, prescrite par l'article 4.3.2 du RPOA, repose sur une modélisation élastique de la structure. La réponse globale est obtenue par combinaison statistique des contributions modales maximales issues d'une analyse dynamique multimodale. Les déplacements différentiels du sol sont, quant à eux, pris en compte de manière statique (effet des ondes de surface).

VII.4.2 Modes significatifs

Les modes significatifs sont retenus selon le critère de l'article 4.3.2.3 du RPOA : la somme des **masses modales effectives** (masse participant à chaque mode) doit atteindre au moins **90 %** de la masse totale du pont pour les directions horizontales. L'analyse est réalisée avec le logiciel MIDAS Civil, qui extrait automatiquement les périodes propres et les facteurs de participation modale.

Tableau VII- 1 : Les modes significatifs

Mode No	TRAN-X		TRAN-Y		TRAN-Z	
	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)
1	0.00	0.00	63.25	63.25	0.00	0.00
2	33.76	33.76	0.00	63.25	3.07	3.07
3	0.00	33.76	0.11	63.36	0.00	3.07
4	2.38	36.14	0.00	63.36	26.99	30.07
,,,	,,,	,,,	,,,	,,,	,,,	,,,
,,,	,,,	,,,	,,,	,,,	,,,	,,,
108	0.00	70.71	0.00	70.51	0.00	47.92
109	0.00	70.71	0.02	70.53	0.00	47.92
110	0.00	70.72	0.00	70.53	0.01	47.93
111	0.00	70.72	0.00	70.53	0.00	47.93
112	0.00	70.72	0.00	70.53	0.00	47.93
113	0.00	70.72	0.00	70.53	0.00	47.93

Selon le RPOA, tous les modes présentant une contribution significative à la réponse structurale doivent être pris en compte dans l'analyse modale. Dans le cas présent, la somme des participations massiques modales dans les directions X, Y et Z n'atteint pas les 90 % requis. Ainsi, conformément aux dispositions du RPOA, les valeurs finales des effets de l'action sismique doivent être corrigées à l'aide du facteur suivant : MT/$\sum Mic$. C'est-à-dire les diviser par 70.72%, 70.53% et 47.93% pour chacune des directions respectives X, Y et Z.

VII.4.3 Combinaison des réponses modales (RPOA §4.3.2.4)

Dans le cadre de l'analyse dynamique par le spectre de réponse, chaque mode propre de la structure vibre de manière indépendante, selon l'hypothèse de comportement linéaire, avec sa propre période et sa propre déformée modale. Lors d'un séisme, tous les modes sont excités simultanément ; il est donc nécessaire de recourir à une méthode statistique pour combiner leurs effets.

La valeur maximale probable E d'un effet d'action (effort, déplacement, contrainte, etc.) est, en règle générale, obtenue par la méthode **SRSS** (Square Root of Sum of Squares, équation 4.12 du RPOA) :

$$E = \sqrt{\sum i(Ei^2)}$$

Cependant, Lorsque deux modes ont des périodes naturelles peu espacées Ti ≤ Tj, avec le rapport $\rho = \frac{Ti}{Tj}$ dépasse le seuil $\frac{10}{10+\xi}$ défini à l'article (4.3.2.4), la règle SRSS n'est plus suffisamment conservative.

Dans ce cas, il y a lieu d'appliquer la méthode de la **Combinaison Quadratique Complète (CQC)**, qui tient compte de l'interaction entre modes voisins au travers d'un facteur de corrélation rij (équation 4.14 du RPOA) :

$$E = \sqrt{\sum i \sum j (Eirij Ej)}$$

Avec : i = 1 ... n ; j = 1 ... n.

Le facteur de corrélation est donné par :$rij = \frac{8\,\xi^2(1+\rho)\rho^{\frac{3}{2}}}{10^{4(1-\rho^2)^2} + 4\xi^2\rho(1+\rho)^2}$

Le logiciel MIDAS Civil applique automatiquement la méthode CQC lorsque les conditions sont remplies.

VII.4.4 Combinaison des composantes de l'action sismique

Le mouvement sismique est par nature tri-directionnel : il se décompose en deux composantes horizontales orthogonales, notées X et Y, et une composante verticale Z. Chaque composante est traitée séparément par l'analyse modale spectrale et produit ses propres effets sur la structure : Ex, Ey et Ez.

Les effets des différentes composantes sont combinés de la manière suivante (RPOA, article 4.3.2.5) :

$$E = Ex \pm 0{,}3\ Ey \pm 0{,}3\ Ez$$

$$E = Ey \pm 0{,}3\ Ex \pm 0{,}3\ Ez$$

$$E = Ez \pm 0{,}3\ Ex \pm 0{,}3\ Ey$$

On retient la combinaison la plus défavorable parmi ces trois cas.

VII.5 Combinaisons des actions de calcul (RPOA §5.1)

À l'état limite ultime sous action sismique (ELA – État Limite Accidentel), la combinaison fondamentale est la suivante :

$$G + P + E + 0.4\Delta T + D + \Psi Q$$

Pour les lignes ferroviaires : $\Psi = 0.3$

Tableau VII- 2 : Combinaisons de charge à l'ELA

ELA	Suivant X	G+0.3 (UIC71+SW2) + (Ex ± 0.3Ey ± 0.3Ez) ± 0.4T+D
	Suivant Y	G+0.3 (UIC71+SW2) + (0.3Ex ± Ey ± 0.3Ez) ± 0.4T+D
	Suivant Z	G+0.3 (UIC71+SW2) + (0.3Ex ± 0.3Ey ± Ez) ± 0.4T+D

Ces combinaisons sont implémentées dans le modèle MIDAS Civil pour vérifier les piles, les culées.

VII.6 Étude et dimensionnement des piles

VII.6.1 Introduction

Les piles constituent les appuis intermédiaires de l'ouvrage d'art et jouent un rôle mécanique fondamental dans la chaîne de transmission des efforts. Elles reprennent les charges verticales (poids propre du tablier, charges d'exploitation) ainsi que les efforts horizontaux (vent, freinage, séisme) et les acheminent vers les fondations, qui les redistribuent au sol porteur par l'intermédiaire de semelles superficielles ou de pieux selon la nature du terrain. Le dimensionnement des piles doit satisfaire aux exigences de résistance, de stabilité (notamment vis-à-vis du flambement) et de durabilité, conformément aux dispositions de l'Eurocode 2 (EN 1992-1-1 et EN 1992-2) et du BAEL.

VII.6.2 Implantation des appuis

L'implantation longitudinale de chaque pile est définie par son point kilométrique (PK) sur l'axe de l'ouvrage et par sa hauteur totale H (mesurée depuis la semelle de fondation jusqu'à la face supérieure du dé d'appui).

Tableau VII- 3 : Implantation et hauteurs des piles

L'APPUI	Pk	H (m)	L'APPUI	Pk	H (m)
PILE N°01	PK: 4+036.705	7	**PILE N°20**	PK: 4+891.705	11,5
PILE N°02	PK: 4+081.705	15	**PILE N°21**	PK: 4+936.705	12,5
PILE N°03	PK: 4+126.705	20	**PILE N°22**	PK: 4+981.705	12,5
PILE N°04	PK: 4+171.705	17,5	**PILE N°23**	PK: 5+026.705	12,5
PILE N°05	PK: 4+216.705	17	**PILE N°24**	PK: 5+071.705	13
PILE N°06	PK: 4+261.705	17	**PILE N°25**	PK: 5+116.705	15
PILE N°07	PK: 4+306.705	17	**PILE N°26**	PK: 5+161.705	15
PILE N°08	PK: 4+351.705	15	**PILE N°27**	PK: 5+206.705	15,5
PILE N°09	PK: 4+396.705	15	**PILE N°28**	PK: 5+251.705	15,5
PILE N°10	PK: 4+441.705	15	**PILE N°29**	PK: 5+296.705	14
PILE N°11	PK: 4+486.705	15	**PILE N°30**	PK: 5+341.705	13,5
PILE N°12	PK: 4+531.705	15	**PILE N°31**	PK: 5+386.705	13,5
PILE N°13	PK: 4+576.705	15	**PILE N°32**	PK: 5+431.705	5,5
PILE N°14	PK: 4+621.705	15	**PILE N°33**	PK: 5+476.705	5.5
PILE N°15	PK: 4+666.705	13,5	**PILE N°34**	PK: 5+521.705	5
PILE N°16	PK: 4+711.705	11,5	**PILE N°35**	PK: 5+566.705	4,5
PILE N°17	PK: 4+756.705	10,5	**PILE N°36**	PK: 5+611.705	4,5
PILE N°18	PK: 4+801.705	14	**PILE N°37**	PK: 5+656.705	4,5
PILE N°19	PK: 4+846.705	11,5	**PILE N°38**	PK: 5+701.705	4,5

VII.6.3 Conception des piles

VII.6.3.1 Regroupement par catégories

Afin d'optimiser le dimensionnement, les 38 piles ont été regroupées en quatre catégories homogènes selon leur hauteur. Pour chaque catégorie, la hauteur la plus défavorable (maximale) est retenue comme cas dimensionnant, garantissant une approche sécuritaire et enveloppante. Cette méthode, couramment adoptée en pratique d'ingénierie, permet de limiter le nombre de calculs tout en assurant que les vérifications réalisées couvrent l'ensemble des piles de la catégorie.

Tableau VII- 4 : Catégories de piles et hauteur de dimensionnement

Catégorie	Tranche de hauteur	Hauteur maximale retenue
Catégorie 1	4.5 m ≤ h ≤ 7m	7 m
Catégorie 2	10 m < h ≤ 12.5 m	12,5 m
Catégorie 3	12.5 m < h ≤ 15,5 m	15,5 m
Catégorie 4	17 ≤ h ≤ 20 m	20

VII.6.3.2 Choix du type de section transversale

Le type de section transversale de la pile est conditionné par sa hauteur : plus une pile est élancée, plus les sollicitations de flambement et de second ordre sont importantes, et plus il convient d'optimiser la répartition de la matière pour maximiser l'inertie tout en limitant le volume de béton. Sur cette base, les choix suivants ont été retenus :

- **Pour les piles de hauteur ≤ 10 m (Catégorie 1)** : une section rectangulaire pleine est adoptée, favorisant la simplicité d'exécution et la compacité.
- **Pour les piles de hauteur > 10 m (Catégories 2, 3 et 4)** : une section rectangulaire évidée est retenue.

VII.6.3.3 Prédimensionnement des piles

Les dimensions transversales ont été fixées selon les règles usuelles des ponts ferroviaires et les recommandations du guide SETRA. La largeur dans le sens transversal est constante (b=8,00 m) pour toutes les piles, assurant une stabilité suffisante vis-à-vis du renversement et une bonne répartition des charges sous les appareils d'appui. La largeur dans le sens longitudinal (a) est augmentée avec la hauteur pour maîtriser l'élancement. Pour les sections évidées, l'épaisseur des voiles est déterminée de manière à satisfaire les critères de cisaillement et de flambement local.

Tableau VII- 5 : Prédimensionnement des piles

Catégorie	H max (m)	Type section	a — sens long. (m)	b — sens trans. (m)	Ep voile (m)
Catégorie 1	7,0	Rectangulaire pleine	1.8	8,00	pleine
Catégorie 2	12,5	Rectangulaire évidée	3.5	8,00	0.60
Catégorie 3	15,5	Rectangulaire évidée	3.5	8,00	0.60
Catégorie 4	20,0	Rectangulaire évidée	4.5	8,00	0,80

Note : Les épaisseurs de voile de 0,60 m et 0,80 m pour les sections évidées répondent aux recommandations courantes pour les piles-caissons en béton armé (épaisseur minimale ≥ 20 cm selon BAEL, et généralement ≥ 50 cm pour assurer un ferraillage et un bétonnage corrects sur chantier).

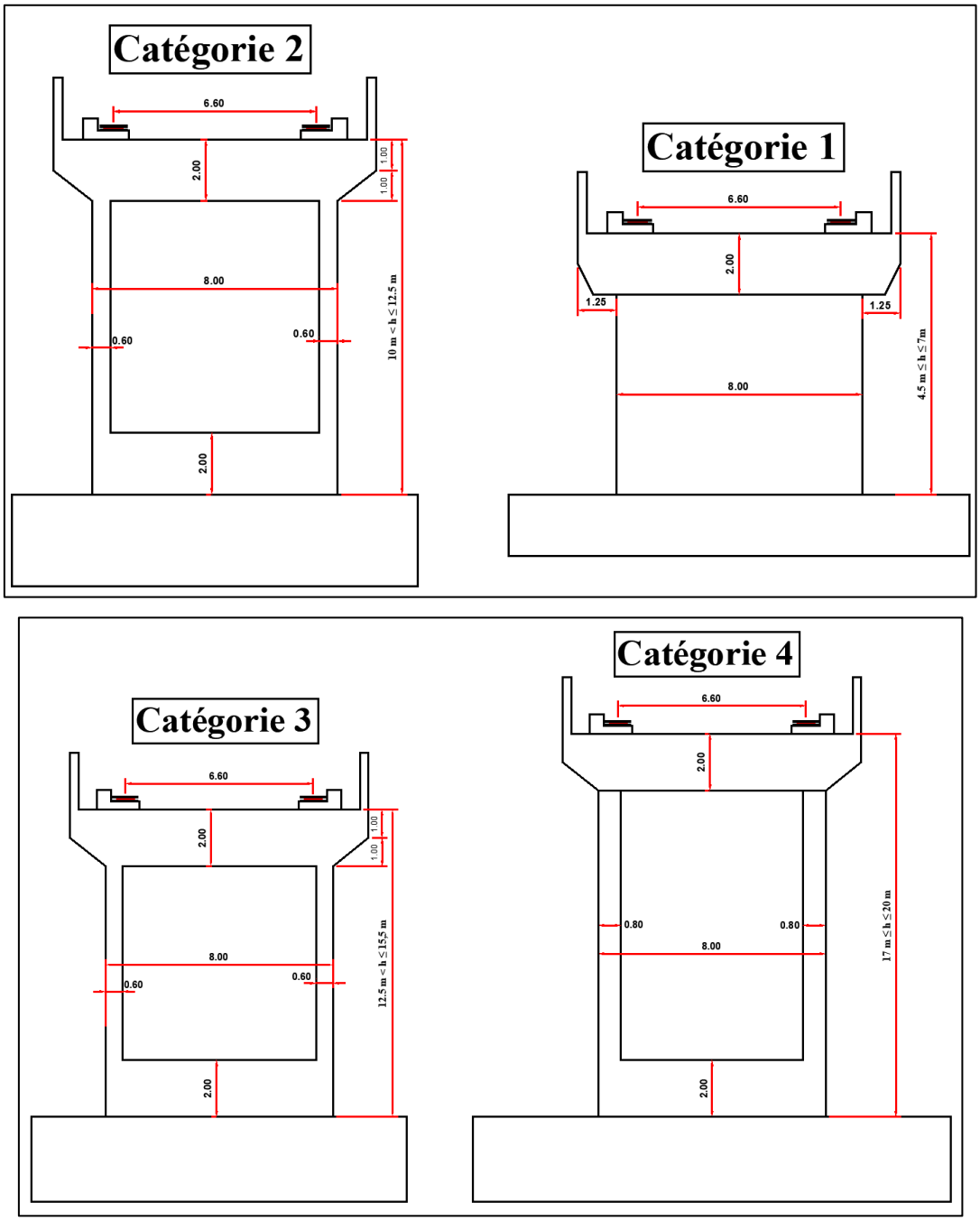


Figure VII- 3 : **Sections transversales des différentes catégories de piles**

VII.7 Vérification de la stabilité au flambement des piles

VII.7.1 Rappels théoriques

a) Élancement mécanique (BAEL, art. B.8.4)

L'élancement mécanique λ est défini par le rapport de la longueur de flambement lf au rayon de giration *i* :

$$\lambda = \frac{lf}{i}$$

La stabilité au flambement est considérée comme satisfaisante si :

$$\lambda \leq 70$$

b) Élancement géométrique (BAEL, art. A.4.3.5)

L'élancement géométrique λg s'exprime par :

$$\lambda g = \frac{lf}{h}$$

Où h est la dimension de la section dans la direction considérée. Si $\lambda g \leq \max(15;20e1/h)$, les effets du second ordre peuvent être traités de manière forfaitaire.

c) Longueur de flambement (BAEL, art. B.8.3.2)

Pour les piles de pont équipées d'appareils d'appui A pot en tête, le coefficient de flambement β = 2 (encastrement en pied, libre en tête). Ainsi :

$$lf = \beta \times l0 = 2 \times l0$$

Le tableau ci-dessous rappelle les valeurs de β selon les conditions d'extrémité.

Tableau VII- 6 : les valeurs de β selon les conditions d'extrémité

Conditions d'appui	β	Longueur de flambement lf
Encastrée en pied – libre en tête	2,0	2,0×l0
Encastrée en pied – rotule en tête	1,0	1,0×l0
Articulée aux deux extrémités	1,0	1,0×l0
Encastrée aux deux extrémités	0,5	0,5×l0

d) Formules des moments d'inertie et rayons de giration

Section pleine (dimensions a×b) :

$$Iy = \frac{b \cdot a3}{12};\ Ix = \frac{a \cdot b3}{12};\ S = a \cdot b$$

Section évidée (dimensions extérieures a×b, épaisseur des voiles e*e* :

$$ai = a - 2e;\ bi = b - 2e;\ Iy = \frac{(b \cdot a^3 - bi \cdot ai^3)}{12};\ Ix = \frac{(a \cdot b^3 - ai \cdot bi^3)}{12};\ S = a \cdot b - ai \cdot bi$$

Le rayon de giration : $i = \sqrt{\frac{I}{S}}$

VII.7.2 Synthèse des résultats par catégorie de pile

Le tableau VII-19 récapitule les élancements mécaniques et géométriques calculés pour les quatre catégories de piles représentatives (dimensions issues du prédimensionnement, § VII.7).

Tableau VII- 7 : Élancements mécaniques et géométriques des piles.

Cat.	a (m)	b (m)	l0 (m)	lf (m)	iy (m)	ix (m)	λy ≤ 70	λx ≤ 70	λg,y ≤ 15	λg,x ≤ 15	Vérification
C1	1,80	8,00	7,00	14,00	0,5196	2,309	26,94	6,06	7,78	1,75	✓ vérifié
C2	3,50	8,00	12,50	25,00	1,3247	2,684	18,87	9,31	7,14	3,13	✓ vérifié
C3	3,50	8,00	15,50	31,00	1,3247	2,684	23,40	11,55	8,86	3,88	✓ vérifié
C4	4,50	8,00	20,00	40,00	1,6545	2,716	24,18	14,73	8,89	5,00	✓ vérifié

VII.7.3 Dispense de vérification des effets du second ordre

Conformément à l'article **A.4.3.5** du BAEL 91 révisé 99, la vérification rigoureuse des effets du second ordre n'est pas requis lorsque l'élancement géométrique satisfait la condition :

$$\lambda g \leq \max (15 ; 20\, e1/h)$$

Pour l'ensemble des quatre catégories de piles étudiées, les élancements géométriques calculés dans les deux directions principales (longitudinale et transversale) sont **inférieurs à 15**. Cette condition étant vérifiée, les effets du second ordre sont considérés comme négligeables devant les sollicitations du premier ordre.

VII.7.4 Vérification des déplacements

VII.7.4.1 Intensités linéaires des efforts de freinage et de démarrage

Conformément à l'article 6.5.3 de l'EN 1991-2, les efforts caractéristiques de démarrage (Qlak) et de freinage (Qlbk) sont donnés pour l'ensemble de la longueur d'influence. Pour les besoins de la modélisation par éléments finis, ces efforts sont rapportés à l'unité de longueur (kN/m) en les divisant par la longueur de la travée type L=45 m.

Démarrage (accélération) :

- Pour le modèle de charge 71 (LM71) :

Qlak=1 000 kN. L'intensité linéaire correspondante est :

$$\text{Qlak} = \frac{1\,000}{45} = 22{,}22 \text{ kN/m}$$

- Pour le modèle de charge SW/2 :

Qlak=1 000 kN. L'intensité linéaire est identique :

$$\text{Qlak} = \frac{1\,000}{45} = 22{,}22 \text{ kN/m}$$

Freinage :

- Pour le modèle de charge 71 (LM71) :

Qlbk = 900 kN. L'intensité linéaire est :

$$Qlak = \frac{900}{45} = 20{,}00 \text{ kN/m}$$

- Pour le modèle de charge SW/2 :

Qlbk = 1 330 kN. L'intensité linéaire est :

$$Qlak = \frac{1\,330}{45} = 29{,}56 \text{ kN/m}$$

Ces intensités sont appliquées sur toute la longueur de chaque travée (45 m) au niveau supérieur des rails. Elles sont combinées aux charges verticales correspondantes (modèles LM71 ou SW/2).

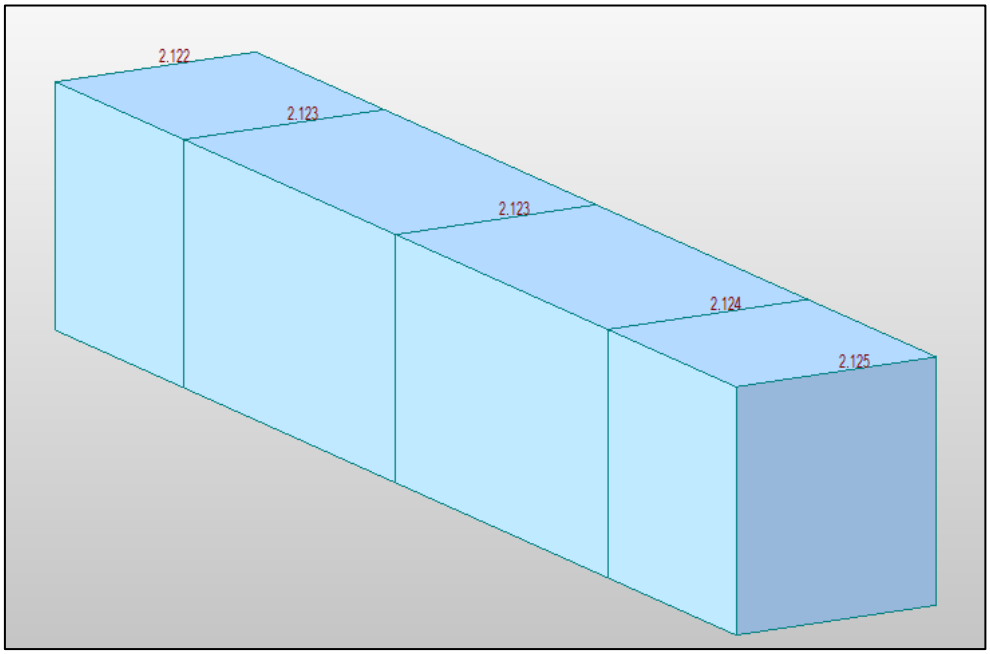
VII.7.4.2 Résultats de la vérification des déplacements

À l'issue de la modélisation sur MIDAS Civil, les efforts horizontaux de freinage et de démarrage ont été introduits dans le modèle numérique. Une vérification spécifique a été réalisée sur le déplacement du chevêtre de pile.

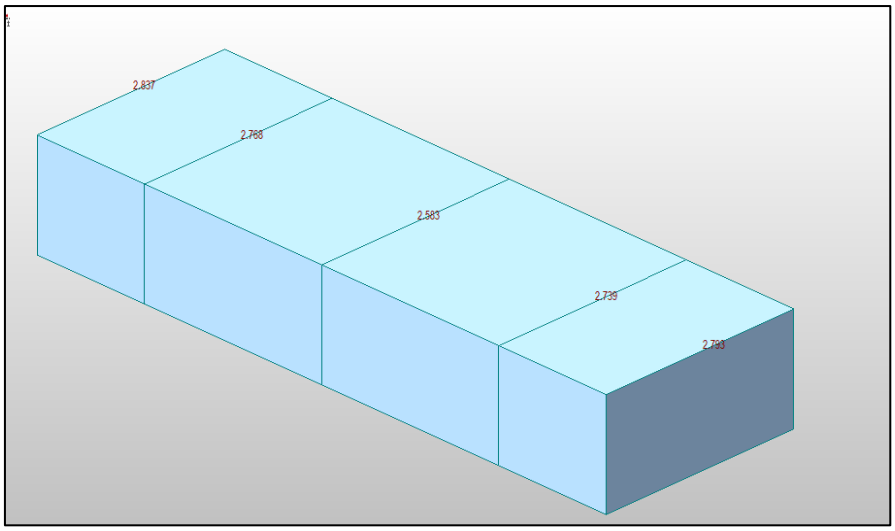
Conformément aux exigences de l'exploitant ferroviaire, le déplacement maximal du chevêtre sous l'effet des charges de freinage et de démarrage doit rester inférieur à **5 mm**.

Les figures ci-dessous présentent les déplacements maximaux.

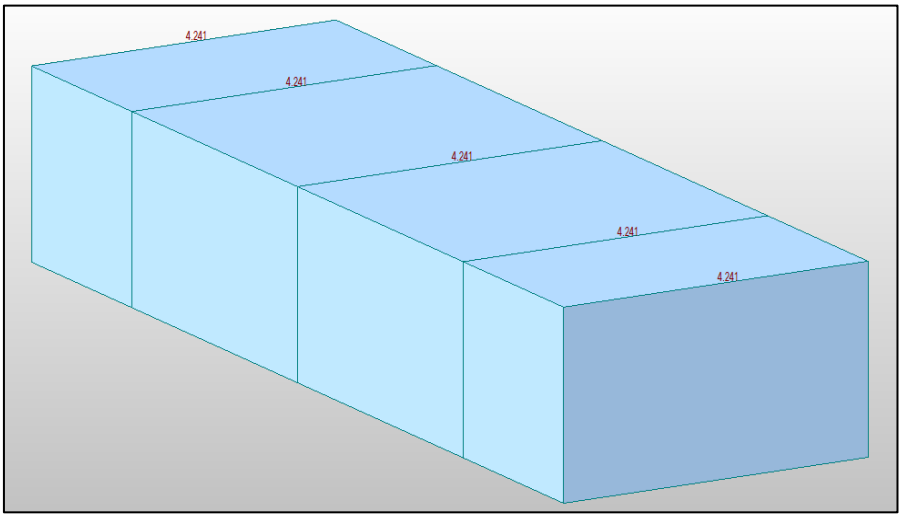
Catégorie 1



Catégorie 2



Catégorie 3



Catégorie 4

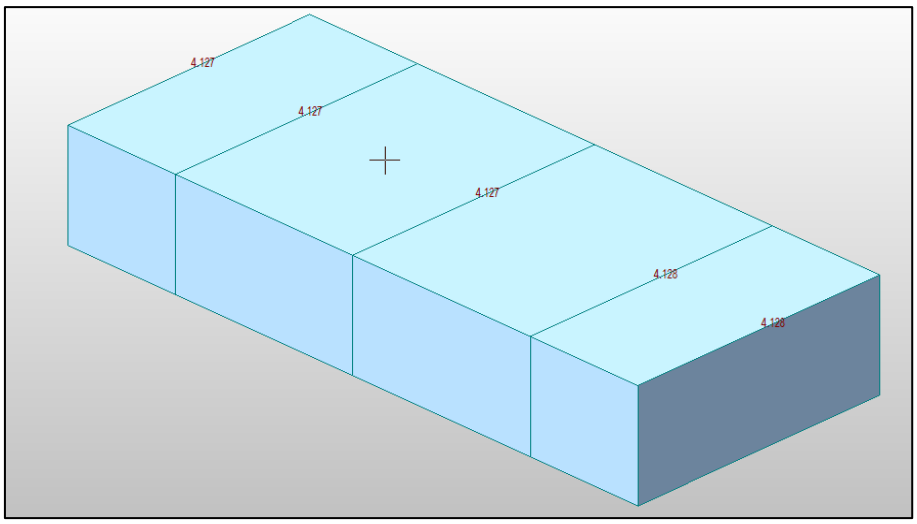


Figure VII- 4 : les déplacements maximaux.

VII.8 Ferraillage de la pile C1

VII.8.1 Généralités et données générales

La pile **C1** de section rectangulaire pleine et de hauteur totale H=7,00 m, a été retenue comme cas représentatif pour l'étude du ferraillage des piles de catégorie 1. Ses dimensions sont les suivantes :

- **Largeur dans le sens transversal** : 1,80 m
- **Longueur dans le sens longitudinal** : 8,00 m

VII.8.2 Sollicitations de dimensionnement – Flexion composée biaxiale

Sous l'effet des charges permanentes, des surcharges ferroviaires et des actions sismiques, la pile est soumise à un effort normal N et à des moments fléchissants selon ses deux axes principaux (Mx et My). Il s'agit d'un cas de **flexion composée déviée** : les effets de la compression axiale et de la flexion dans les deux plans doivent être pris en compte simultanément pour le dimensionnement du ferraillage.

Les efforts de dimensionnement ont été extraits du modèle numérique réalisé sous **MIDAS Civil** pour les combinaisons accidentelles (États Limites sous séisme – ELA), conformément au RPOA 2008. La combinaison retenue est la suivante :

$$G+P+E+0,4\ \Delta T+D+0,3\ Q$$

Avec :

- E : action sismique combinée selon les trois directions (EX, EY, EZ) définies par :

$$E = Ex \pm 0,3\ Ey \pm 0,3\ Ez$$

$$E = Ey \pm 0,3\ Ex \pm 0,3\ Ez$$

$$E = Ez \pm 0,3\ Ex \pm 0,3\ Ey$$

Les efforts obtenus pour la pile C1 sous les trois combinaisons (ELA suivant X, Y, Z) sont récapitulés dans le tableau ci-dessous.

Tableau VII- 8 : Efforts de dimensionnement sur la pile C1 (source : MIDAS Civil)

Combinaison	My (kN·m)	Mz (kN·m)	N (kN)
ELAx	103 686,08	40 551,08	16 058,96
ELAy	50 884,76	133 945,38	19 457,24
ELAz	76 753,01	40 335,45	15 772,70

Le cas le plus défavorable pour le dimensionnement du ferraillage est la combinaison **ELAx**, qui présente le couple de moments le plus élevé dans les deux directions simultanément, associé à un effort normal significatif. Ce cas est donc retenu pour la suite.

VII.8.3 Ferraillage longitudinal

Le ferraillage longitudinal de la pile C1 a été dimensionné à l'aide du logiciel **Robot Expert**, qui applique les règles de calcul du **BAEL** (ou de l'Eurocode 2 selon le paramétrage retenu) pour la flexion déviée composée en prenant en compte l'interaction N, My et Mz.

Résultats du ferraillage de la pile C1 (Robot Expert – **ANNEXE C**)

Tableau VII- 9 : Ferraillage longitudinal de la pile C1.

Emplacement	Disposition	Section totale (cm²)	Espacement (cm)
Côté h	2 × 65 HA32	**1 045,2**	e = 12.5
Côté b	2 × 12 HA18	**61.08**	e = 12.5

VII.8.4 Ferraillage transversal (cadres)

Le ferraillage transversal est constitué de **cadres fermés en HA10**, disposés sur toute la hauteur de la pile avec un espacement constant de **10 cm**.

VII.8.5 Plan de ferraillage

La figure ci-dessous (Figure VII-5) présente le plan de ferraillage de la pile C1, illustrant la disposition des armatures longitudinales (HA32 et HA20) ainsi que des cadres HA10.

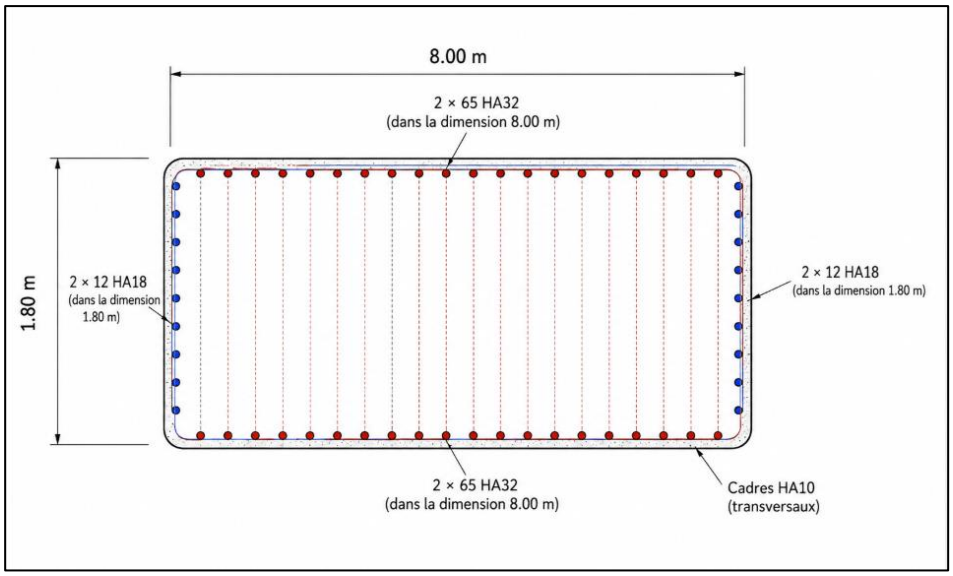


Figure VII- 5 : Plan de ferraillage de la pile C1

VII.9 Ferraillage de la pile C4 (section rectangulaire évidée)

VII.9.1 Généralités et données de la section

La pile C4 appartient à la catégorie des piles élancées (hauteur 20 m) et présente une section rectangulaire creuse (évidée). Les dimensions extérieures sont :

- **Longueur dans le sens longitudinal** : 4,50 m
- **Largeur dans le sens transversal** : 8,00 m
- **Épaisseur des voiles** dans les deux directions : tx = ty = 0,80 m

Pour le dimensionnement en flexion déviée composée sous sollicitations sismiques, la méthode des **abaques de Walther** est utilisée. Cette méthode permet de modéliser la section creuse par une distribution linéaire équivalente des armatures, situées au milieu de l'épaisseur des parois, avec une symétrie suivant les deux axes principaux.

VII.9.2 Vérification de la condition d'orientation (Walther)

Avant d'utiliser les abaques, il convient de vérifier que la section satisfait la condition d'orientation suivante :

$$\frac{ty}{h} \leq \frac{tx}{b}$$

Tableau VII- 10 : Paramètres de la section creuse.

Paramètre	Symbole	Valeur (m)	Rapport calculé
Largeur longitudinale	b	4,50	—
Largeur transversale	h	8,00	—
Épaisseur des voiles (sens longitudinal)	tx	0,80	tx/b=0,178
Épaisseur des voiles (sens transversal)	ty	0,80	ty/h=0,100

On a bien $\frac{ty}{h} = 0{,}10 < \frac{tx}{b} = 0{,}178$. La condition d'orientation est vérifiée. De plus, le rapport $\frac{tx}{b} = 0{,}178$ reste inférieur à la limite de 0,24, ce qui valide l'emploi des abaques de Walther.

VII.9.3 Efforts de dimensionnement (combinaisons sismiques ELA)

Les efforts sont extraits du modèle MIDAS Civil pour les combinaisons accidentelles (ELA) selon le RPOA, avec la même formulation que pour la pile C1.

Tableau VII- 11 : Efforts sur la pile C4 (MIDAS Civil)

Combinaison	Mx(kN·m)	My(kN·m)	N (kN)
ELAx	387 087,76	108 214,81	27 994,34
ELAy	167 223,73	351 076,66	28 884,81

Le cas le plus défavorable pour chaque direction sera traité séparément .

VII.9.4 Calcul des efforts relatifs et paramètres d'entrée

Les efforts relatifs sont définis par :

$$mx = \frac{Mx}{b \cdot h^2 \cdot fc28}$$

$$my = \frac{My}{h \cdot b^2 \cdot fc28}$$

$$n = \frac{N}{b \cdot h \cdot fc28}$$

Avec fc28 = 30 MPa. Les valeurs obtenues pour ELA-X et ELA-Y sont :

Tableau VII- 12 : Efforts relatifs

Combinaison	mx	my	n	η =my/mx
ELA-X	0,0448	0,0223	0,0259	0,50
ELA-Y	0,0193	0,0722	0,0267	**3,74**

Le paramètre δ (famille d'abaques) est donné par :

$$\delta = \frac{\frac{tx}{b}}{\frac{ty}{h}} = \frac{0.178}{0.10} \approx 2$$

On utilisera donc les abaques de la famille δ=2.

VII.9.5 Détermination du degré mécanique d'armature ωω (Walther)

Le coefficient β permet de répartir les armatures entre les deux faces principales :

$$\beta = \frac{h}{2(b+h)} = \frac{8{,}00}{2\times(8{,}00+4{,}50)} = 0{,}32$$

- β×Fa : armatures sur les grandes faces (côté h=8,00 m) ;
- (0,5−β)×Fa: armatures sur les petites faces (côté b=4,50).

Le cas ELA-Y prédomine (η=3,74>2). Selon Walther, lorsque η>2, on inverse les rapports et on interpole entre η=2et η=∞. On utilise les abaques suivants :

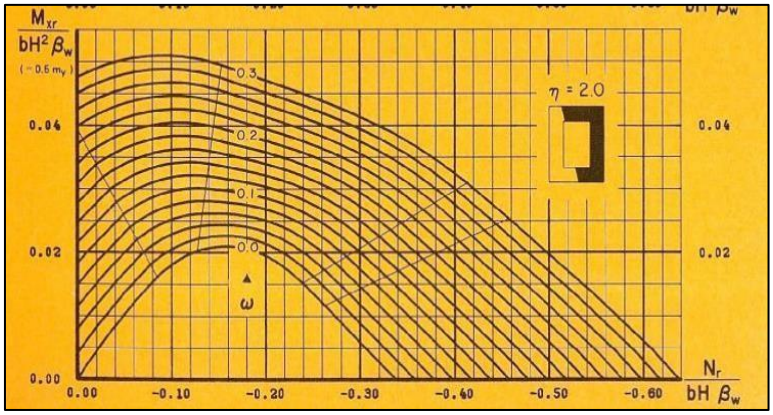


Figure V.II-6 : Abaque de walther pour $\eta i = \infty$

- Pour η=∞ (1/η = 0) : on entre avec le point (n=0,0267 ; my = 0,0722) → on lit **ωi=0,28.**

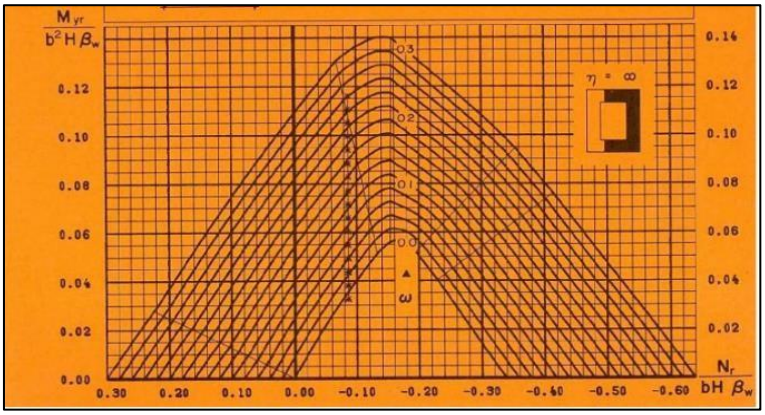


Figure VII- 6 : Abaque de walther pour $\eta i = 2$

- Pour η=2 (1/η = 0,5) : on entre avec le point (n=0,0267 ; mx = 0,5×my = 0,0361) → le point dépasse la valeur maximale de l'abaque, on prend ωs = ω_{max} = 0,30

On interpole linéairement pour η=3,74 (1/η = 0,267) :

$$\omega = \omega i + \frac{\omega s - \omega i}{\eta s - \eta i} \times (\eta - \eta i) = 0.29$$

On retient ω = 0,29 (valeur inférieure à ω_{max} = 0,30).

VII.9.6 Section totale d'armatures Fa

$$Fa = \frac{\omega \times b \times h \times fc28}{\sigma s}$$

Avec σs = 500 MPa (limite élastique des aciers HA). En unités cohérentes (b et h en cm, fc28 en MPa) :

$$Fa = \frac{0{,}29 \times 450 \times 800 \times 30}{500} = 6264 \text{ cm2}$$

VII.9.7 Répartition des armatures

- **Grandes faces (côté h=8,00 m)** :

$$Fa,h = \beta \times Fa = 0{,}32 \times 6\,264 = 2\,004{,}5 \text{ cm2}$$

- **Petites faces (côté b=4,50 m)** :

$$Fa,b = (0{,}5 - \beta) \times Fa = (0{,}5 - 0{,}32) \times 6\,264 = 0{,}18 \times 6\,264 = 1\,127{,}5 \text{ cm2}$$

VII.9.8 Vérification de la condition de non-fragilité (BAEL, article A.4.2)

La section minimale d'armatures est :

$$As,min = 0{,}23 \times b \times h \times \frac{ft28}{fe}$$

Avec ft28=2,4 MPa (résistance en traction du béton à 28 jours) et fe=500 MPa

Soit :

$$As,min = 0{,}23 \times 450 \times 800 \times \frac{2.4}{500} \approx 398 \text{ cm2}$$

Les deux faces ont une section bien supérieure : **condition vérifiée**.

VII.9.9 Choix des armatures longitudinales – Disposition en deux nappes

Chaque face est armée en deux nappes (intérieure et extérieure). La section par nappe est la moitié de la section de la face.

Tableau VII- 13 : Ferraillage longitudinal adopté.

Face	Fa requis (cm²)	Section/nappe (cm²)	Choix des barres	As fourni par nappe (cm²)	As total face (cm²)	Espacement (cm)
Côté h = 8,00m	2 004,5	1 002,2	63 HA32	506,56	1 013	e ≈ 12,5
Côté b = 4,50 m	1 127,5	563,8	36 HA32	289.4	578,8	e ≈12,5

VII.9.10 Ferraillage transversal (armatures de cisaillement et de confinement)

VII.9.10.1 Dispositions réglementaires (RPOA, art. 7.2.2.2)

En zone critique, l'espacement des cadres St est limité par :

$$St \leq \min(24\,\phi t\,;\ 8\,\phi l\,;\ 0{,}25\,d) \leq 20\ cm$$

- ϕt : diamètre des cadres (proposé ϕt =16 mm)
- ϕl : diamètre des armatures longitudinales
- d: hauteur utile de la section

Tableau VII- 14 : Espacement maximal des cadres.

Face	ϕl (mm)	d(mm)	$24\phi t$ (mm)	$8\phi l$ (mm)	0,25d (mm)	St max (mm)	St retenu (cm)
Côté b=4,50 m	25	4 050	384	200	1 012	200	20
Côté h=8,00 m	32	7 200	384	256	1 800	256	25

VII.9.10.2 Section d'armatures transversales (BAEL, art. A.8.1)

La formule générale (reprise par le RPOA) donne la section d'acier transversale At par unité de longueur :

$$At = \frac{(AL \times feL \times St)}{(16 \times fet \times 100)}$$

Tableau VII- 15 : Calcul des sections transversales.

Face	AL (cm²)	St (mm)	At calculée (cm²)
Côté b	1 127,5	200	$\frac{1127{,}5\times500\times200}{(16\times500\times100)} = 140{,}91$
Côté h	2 004,5	250	$\frac{2004{,}5\times500\times250}{16\times500\times100} = 313{,}2$

VII.9.10.3 Choix des cadres

On retient des cadres **HA16** (section unitaire d'une branche s=2,01 cm^2). Le nombre de branches est adapté pour satisfaire la section calculée.

Tableau VII- 16 **: Disposition des cadres par zone**

Zone	Hauteur (m)	Cadres côté b (4,5 m)	Cadres côté h (8 m)	Espacement (cm)
About (pied)	0 – 6,75	HA12, 4 branches	HA16, 4 branches	10
		As = 4,52cm^2 ≥ 2,10 cm^2	As = 8,04 cm^2 ≥ 4,67 cm^2	
Zone courante	6,75 – 13,25	HA12, 4 branches	HA16, 6	20 / 25
		As = 4,52 cm^2 ≥ 4,27 cm^2	As =12,06 cm^2 ≥ 12,05cm^2	
About (tête)	13,25 – 20,00	HA12, 4 branches	HA16, 4 branches	10
		As = 4,52 cm^2 ≥ 2,10 cm^2	As = 8,04 cm^2 ≥ 4,67 cm^2	

Les cadres sont fermés et comportent 4 ou 6 branches selon le besoin. Le ferraillage transversal ainsi défini assure le maintien des armatures longitudinales, la reprise de l'effort tranchant et un confinement efficace en zone sismique.

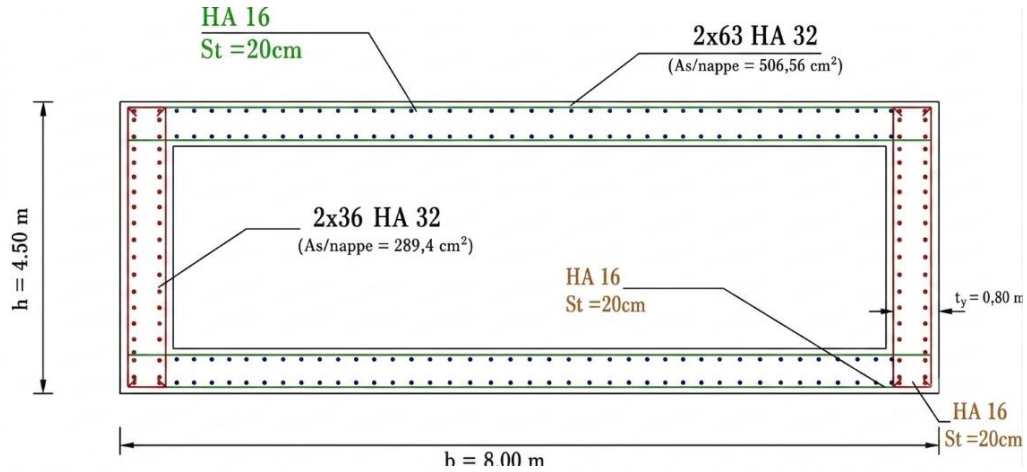


Figure VII- 7 : Plan de ferraillage de la pile C4

VII.10 Ferraillage du chevêtre (sommier ou tête de la pile C4)

VII.10.1 Généralités et objectif

La partie supérieure de la pile (chevêtre) constitue une zone de concentration d'efforts, car elle reçoit directement les réactions verticales transmises par le tablier via les appareils d'appui. Ces sollicitations élevées peuvent générer des fissurations selon des plans verticaux ainsi que des fissures obliques aux extrémités du chevêtre. Afin d'assurer une diffusion adéquate des efforts et de limiter le risque de fissuration, un renforcement spécifique (armatures de chaînage, armatures horizontales, verticales et d'éclatement) est prévu.

- **Dimensions du chevêtre :** 2,0 m×4,5 m×10,6 m
- **Effort de calcul – réaction maximale à l'ELU :** N=11 025,2 kN
- **Contrainte admissible des aciers (HA) :** σs = fe / 1,15 = 434,78 MPa

VII.10.2 Armatures de chaînage

Les armatures de chaînage, disposées en une nappe ancrée aux extrémités du chevêtre, ont pour fonction de reprendre **25 % de la réaction maximale** (recommandation des guides SETRA et règles BAEL pour les dés d'appui).

$$Ac = \frac{0,25 \times N}{\sigma s} \approx 63,40 \text{ cm}^2$$

Choix : 13 barres HA25 → Ac =13×4,91= 63,8 cm^2

VII.10.3 Armatures horizontales (répartition)

Disposées sous le chaînage, les armatures horizontales limitent la propagation des fissures et reprennent **12,5 % de la réaction maximale**.

$$Ah = \frac{0,125 \times N}{\sigma s} \approx 31,70 \text{ cm}^2$$

Choix : 16 barres HA16 →Ah =16×2,01= 32,2 cm^2

VII.10.4 Armatures verticales (supérieures)

Ces armatures, placées à proximité de la face supérieure du chevêtre (sous l'appareil d'appui), reprennent **4 % de la réaction maximale**.

$$Av = \frac{0,04 \times N}{\sigma s_i} \approx 10,14 \text{ cm}^2$$

Choix : 6 barres HA16 →Av=6×2,01=12,1 cm^2

VII.10.5 Armatures d'éclatement (frettes inférieures)

Disposées entre h/3 et h à partir de la face supérieure du chevêtre (où h est la hauteur du chevêtre), ces armatures reprennent **10 % de la réaction maximale** (zone de forte concentration de contraintes sous l'effet des charges ponctuelles).

$$Asp = \frac{0,10 \times N}{\sigma s_i} \approx 25,36 \text{ cm}^2$$

Choix : 9 barres HA20 → Asp = 9×3,14 =28,3 cm2

VII.10.6 Synthèse du ferraillage

Le tableau VII-17 récapitule l'ensemble des armatures du chevêtre.

Tableau VII- 17 : ***Ferraillage du chevêtre de la pile C4***

Type d'armature	Effort repris	Section calculée (cm^2)	Section fournie (cm^2)	Disposition
Chaînage	25 % N	63,40	63,8 (13 HA25)	1 nappe, ancrée aux extrémités
Horizontales	12,5 % N	31,70	32,2 (16 HA16)	Sous le chaînage
Verticales (sup.)	4 % N	10,14	12,1 (6 HA16)	Face supérieure, sous appui
Éclatement	10 % N	25,36	28,3 (9 HA20)	Entre h/3 et h

VII.11 ÉTUDE DE LA CULÉE

VII.11.1 Introduction

La culée constitue l'appui d'extrémité de l'ouvrage. Elle assure à la fois la transmission des efforts du tablier vers le sol et le soutènement des remblais d'accès.

VII.11.2 Données géométriques et matériaux

VII.11.2.1 Géométrie des éléments

Les dimensions retenues pour la culée sont issues du prédimensionnement.

Elles sont récapitulées dans le tableau **VII.18**.

Tableau VII- 18 : Dimensions des éléments de la culée

Élément	Rôle	Dimensions (m)
Mur de garde-grève	Séparer le remblai de l'ouvrage	h=4,55 ; e=0,40; l=13,60
Mur frontal	Transmettre les charges verticales et soutenir le remblai	h=3,00 ; e=1,80 ; l=13,60
Murs en retour (×2)	Soutenir les remblais latéraux	h=7,53 ; e=0,80 ; l=8,00
Console de visite	Permettre l'accès pour entretien	h=0,80; e=0,40; l=13,60
Semelle de fondation	Répartir les charges sur les pieux	L=14,00; e=2,00; l=6,00
Pieux	Transmission aux couches profondes	Entraxe 3,60 m ; diamètre ϕ=1,20 m

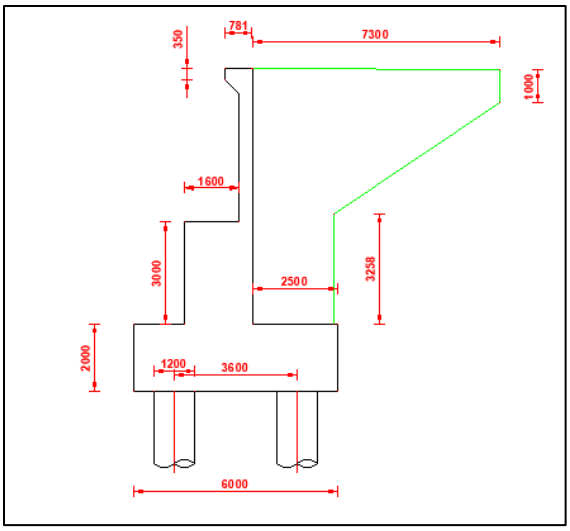


Figure VII- 8 : schéma dimensionnel de la culée

VII.11.2.2 Paramètres des matériaux

Les paramètres utilisés pour les calculs de poussée et de stabilité sont les suivants :

Tableau VII- 19 : Les paramètres utilisés pour les calculs de poussée et de stabilité

Paramètre	Symbole	Valeur
Poids volumique du remblai	γr	20,0 kN/m³
Angle de frottement interne du sol	φ	30°
Coefficient de poussée active (Rankine)	Ka	0,333
Accélération sismique de zone (zone IIa, groupe 1)	A	0,25
Coefficient de site (S4)	S	1,20
Masse volumique du béton	γb	25,0 kN/m³

VII.11.3 Calcul des poids propres

Le volume et le poids de chaque élément sont calculés dans le tableau IX-2.

Tableau VII- 20 : Poids propres des éléments de la culée.

Élément	Volume (m³)	Poids (kN)
Mur de garde-grève	4,55×0,40×13,60 = 24,75	24,75×25 = 618,8
Mur frontal	3,00 × 1,80 × 13,60 = 73,44	73,44×25 = 1 836,0
Murs en retour (×2)	2×7,53×0,80×8,00 = 96,38	96,38×25 = 2 409,6
Console de visite	0,80×0,40×13,60 = 4,35	4,35×25 = 108,8
Semelle de fondation	14,00×2,00×6,00 =168,00	168,00×25 = 4 200,0
Total structure	—	**9 173,2**

VII.11.4 Poids des terres sur la semelle

Hauteur totale de remblai au-dessus de la semelle :

$$H = h_{mur\text{-}frontal} + h_{garde\text{-}greve} = 3{,}00 + 4{,}55 = 7{,}55 \text{ m}$$

Longueur de remblai effectif sur la semelle :

$$L_{rem} = L_{sem} - e_{mur\ frontal} = 14{,}00 - 1{,}80 = 12{,}20 \text{ m}$$

Surface de remblai :

$$S = L_{rem} \times l_{sem} = 12{,}20 \times 6{,}00 = 73{,}20 \text{ m}^2$$

Poids des terres :

$$P_{terres} = \gamma r \times H \times S = 20{,}0 \times 7{,}55 \times 73{,}20 = 11\,053{,}2 \text{ kN}$$

VII.11.5 Poussée des terres – Conditions normales

Coefficient de poussée active (Rankine) :

$$Ka = \tan^2(45° - \varphi/2) = \tan^2(30°) = 0{,}333$$

Hauteur de poussée : H=7,55 m (prise sur toute la hauteur du mur frontal + garde-grève).

Largeur de la culée : lsem=6,00 m.

Poussée horizontale (loi triangulaire) :

$$Eh = 1/2 \times Ka \times \gamma r \times H^2 \times lsem = 0{,}5 \times 0{,}333 \times 20 \times 7{,}55^2 \times 6 = 1\,140{,}05 \text{ kN}$$

Bras de levier :

$$z = H/3 = 2{,}52 \text{ m}$$

Moment de renversement :

$$ME = Eh \times z = 1\,140{,}05 \times 2{,}52 = 2\,869{,}1 \text{ kN·m}$$

VII.11.6 Forces horizontales dues à l'exploitation ferroviaire

a) Force de freinage (modèle LM71)

$$Qlb,k = 900 \text{ kN}$$

Point d'application : au niveau du rail

$$h_{app} = h_{mf} + h_{mgg} + 0{,}60 = 3{,}00 + 4{,}55 + 0{,}60 = 8{,}15 \text{ m}$$

Moment de freinage :

$$M_{frein} = 900 \times 8{,}15 = 7\,335 \text{ kN·m}$$

b) Poussée de la surcharge d'exploitation sur le remblai

Surcharge uniforme q=10 kN/m2 (train à vide).

$$Eq = Ka \times q \times H \times lsem = 0{,}333 \times 10 \times 7{,}55 \times 6 = 151 \text{ kN}$$

Bras de levier :

$$zq = H/2 = 3{,}78 \text{ m}$$

Moment correspondant :

$$Mq = 151 \times 3{,}78 = 571 \text{ kN·m}$$

c) Charge verticale de surcharge sur la semelle

$$P_{q,v} = q \times L_{sem} \times l_{sem} = 10 \times 14 \times 6 = 840 \text{ kN}$$

VII.11.7 Action sismique (RPOA 2008)

a) Paramètres sismiques

- Zone sismique : IIa, groupe 1 → accélération A=0,25
- Catégorie de sol S4 → coefficient de site S=1,2
- Coefficient d'accélération horizontale : kh =A= 0,25
- Coefficient d'accélération verticale : kv = 0,3×A= 0,075

b) Poussée dynamique des terres

Angle de poussée dynamique :

$$\theta = \arctan\left(\frac{kh}{1 - kv}\right) = \arctan\left(\frac{0,25}{0,925}\right) = 15,12°$$

Coefficient de poussée actif dynamique :

$K_{a,d} \approx 0,467$ (soit une augmentation d'environ 40 % par rapport au cas statique).

Poussée horizontale dynamique :

$$E_{h,sis} = ½ \times K_{a,d} \times \gamma_r (1 - kv) \times H_2 \times l_{sem}$$

$$E_{h,sis} = 0,5 \times 0,467 \times 20 \times 0,925 \times 7,55^2 \times 6 = 1\,476,4 \text{ Kn}$$

c) Forces sismiques d'inertie sur la structure

- Poids total de la culée (structure seule) : Ptot = 9 173,2 kN
- Force horizontale: $F_{h,sis} = kh \times P_{tot} = 0,25 \times 9\,173,2 = 2\,293,3$ kN
- Force verticale: $F_{v,sis} = kv \times P_{tot} = 0,075 \times 9\,173,2 = 688,0$ KN

VII.11.8 Bilan des sollicitations

VII.11.8.1 Efforts verticaux totaux à la base de la semelle (combinaison statique de service)

Tableau VII- 21 : Efforts verticaux totaux à la base de la semelle

Composante	Valeur (kN)
Mur de garde-grève	619
Mur frontal	1 836
Murs en retour	2 410
Console de visite	109
Semelle	4 200
Poids des terres	11 053
Surcharge verticale	840
TOTAL N*N*	**21 067**

VII.11.8.2 Efforts horizontaux et moments (combinaison statique de service).

Tableau VII- 22 : Efforts horizontaux et moments

Action	Eh (kN)	Bras (m)	M (kN·m)
Poussée des terres	1 140	2,52	2 869
Freinage ferroviaire	900	8,15	7 335
Poussée de surcharge	151	3,78	570
Total	**2 191**	—	**10 774**

VII.11.9 Vérification de la stabilité

La culée étant fondée sur des pieux, les vérifications classiques de glissement et de renversement de la semelle ne sont pas requises. Les efforts verticaux et horizontaux sont directement repris par les pieux, dont la capacité portante et l'ancrage dans le substratum assurent la stabilité globale.

CHAPITRE VIII : ÉTUDE DES FONDATIONS

VIII.1 Introduction

La fondation constitue un élément fondamental dans la conception d'un ouvrage d'art, puisqu'elle est chargée de transmettre l'ensemble des charges permanentes et d'exploitation vers le sol d'assise. Par conséquent, son étude doit être menée avec rigueur dans le cadre global du projet, afin de garantir un choix judicieux et un dimensionnement adéquat. Une étude géotechnique approfondie est également indispensable pour assurer la stabilité et la sécurité de l'ouvrage.

VIII.2 Analyse des résultats de l'étude géotechnique et des levés topographiques

L'analyse combinée des levés topographiques et des résultats fournis par le bureau d'études géotechniques a permis de tirer les conclusions suivantes.

a) Capacité portante du sol :

Les essais in situ (pénétromètre statique, SPT) révèlent un sol de surface très meuble, classé en catégorie **S4** au sens du RPOA (faible résistance à la pénétration). Cette faible capacité portante, associée à un risque avéré de liquéfaction en situation sismique (à confirmer par une analyse spécifique selon la méthode de Seed et Idriss), rend les fondations superficielles inadaptées. En conséquence, le tablier du pont devra être supporté par des **fondations profondes** ancrées dans les couches résistantes sous-jacentes.

b) Relief :

Le site présente des variations significatives de relief, avec des dénivelés marqués entre les appuis, se traduisant par des hauteurs de tablier variables (de 4,5 m à 20 m). Ces variations influencent directement la conception des piles et les terrassements.

c) Présence d'un oued traversant l'ouvrage :

L'étude topographique et hydrologique révèle que l'ouvrage franchit à quatre reprises un même oued, témoignant d'un tracé sinueux de ce dernier au droit de la zone d'étude. Ces intersections successives imposent une attention particulière en matière de dimensionnement hydraulique (protection des appuis contre l'affouillement) et de stabilité des fondations en période de crue.

VIII.3 Choix du type de fondation

On distingue généralement trois catégories de fondations:

- **Fondations superficielles** : encastrement généralement inférieur à 3 m ; transmission directe des charges par la base.
- **Fondations semi-profondes** : profondeur intermédiaire, d'usage limité pour les ouvrages courants.

- **Fondations profondes** : encastrement important permettant de reporter les charges sur des couches résistantes profondes par pointe et/ou frottement latéral.

Compte tenu des charges très élevées générées par l'ouvrage (poids du tablier, charges d'exploitation ferroviaires, efforts sismiques) et de la nature fortement accidentée du terrain, le recours à des **fondations profondes** s'impose. Ce choix est conforté par les conclusions de l'étude géotechnique et par les prescriptions du RPOA (article 2.4) qui interdisent les fondations superficielles sur les sites de catégorie S4.

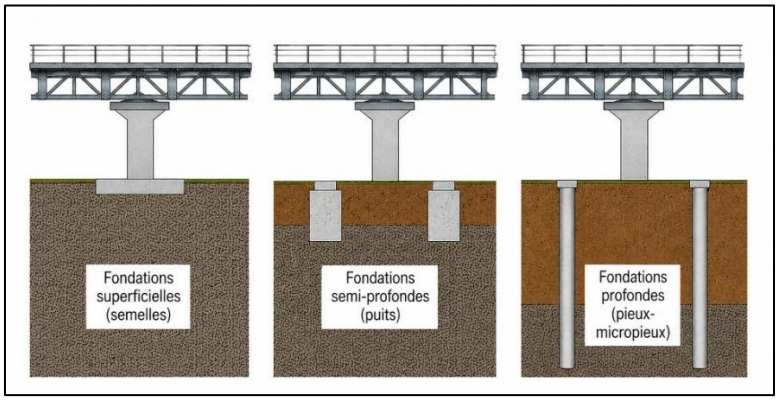


Figure VIII- 1: Les trois types de fondation

VIII.4 Étude des fondations profondes sur pieux

VIII.4.1 Prédimensionnement

Après avoir opté pour les fondations profondes sur pieux forés, une conception par **groupes de pieux** a été retenue. Le nombre de pieux par fondation varie d'un appui à l'autre en fonction des charges descendantes et des efforts sismiques. Le diamètre des pieux est fixé à D =1,20 m et l'entraxe entre pieux est de 3,60 m (soit 3×*D*).

VIII.4.2 Principe de calcul de la profondeur des pieux

La capacité portante d'un pieu résulte de la mobilisation de deux mécanismes complémentaires : le frottement latéral le long du fût et la résistance de pointe à la base. La résistance limite ultime Ql du pieu s'exprime par la somme :

$$\mathbf{Ql = Qs + Qp}$$

Avec :

- **Qs** : Résistance par frottement latéral, où
  - qs : la contrainte unitaire de frottement mobilisable
  - As : la surface latérale du pieu ;

$$\mathbf{Qp = qp \times Ap}$$

- **Qp** : Résistance de pointe, où
  - qp : la contrainte unitaire de rupture sous la pointe
  - Ap : la section de la base.

La détermination de la profondeur des pieux de chaque fondation repose sur le calcul des résistances qs et qp, puis sur la charge limite totale du groupe en appliquant un coefficient d'efficacité (effet de groupe). La profondeur est choisie de manière à obtenir une résistance limite vérifiant les exigences réglementaires de sécurité.

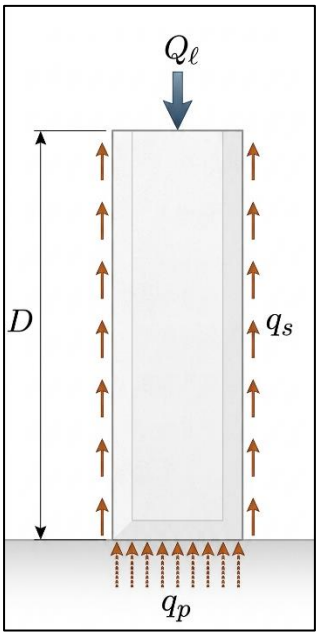


Figure VIII- 2 : Schéma des différentes contributions à la résistance ultime d'un pieu

VIII.5 Calcul des résistances Qp et Qs à partir des essais pressiométriques (Ménard)

Le calcul des résistances limite de pointe (Qp) et par frottement latéral (Qs) s'appuie sur les données du rapport géotechnique (essais pressiométriques de type Ménard et sondages carottés). Les paramètres nécessaires à l'application des formules réglementaires sont ainsi déterminés.

VIII.5.1 Charge limite de pointe Qp

$$\mathbf{Qp = Ap \times Kp \times Ple^*}$$

- Ap : Section de la pointe.
- Kp : Facteur de portante pressiométrique dépendant du type de sol et du mode de mise en œuvre du pieu.
- Ple* : Pression limite nette équivalente à la base du pieu.

La pression limite nette équivalente se calcule par :

$$\mathbf{Ple^* = \frac{1}{3a+b} \int_{D-b}^{D+3a} pl * dz}$$

Avec :

Pl ∗ = Pressions limite nette.

- a = $\frac{B}{2}$ si B > 1m sinon a = 0,5 .
- B = min (a, h) avec
- h : l'encrage de la fondation dans la couche porteuse**.**

Tableau VIII- 1 : Valeurs du coefficient de portance kp

Nature des terrains		Eléments mis en œuvre sans refoulement du sol	Eléments mis en œuvre avec refoulement du sol
Argiles, Limons	A	1,1	1,4
	B	1,2	1,5
	C	1,3	1,6
Sables, Graves	A	1,0	4,2
	B	1,1	3,7
	C	1,2	3,2
Craies	A	1,1	1,6
	B	1,4	2,2
	C	1,8	2,6
Marnes ; marno-calcaires		1,8	2,6

Tableau VIII- 2 : Classification des sols

CLASSE DE SOL		DESCRIPTION	PRESSIOMETRE P_1 (MPa)
Argiles, Limons	A	Argiles et limons mous	< 0,7
	B	Argiles et limons fermes	1,2 – 2,0
	C	Argiles très fermes à dures	> 2,5
Sables, Graves	A	Lâches	< 0,5
	B	Moyennement compacts	1,0 – 2,0
	C	Compacts	> 2,5
Craies	A	Molles	< 0,7
	B	Altérées	1,0 – 2,5
	C	Compactes	> 3,0
Marnes ; marno-calcaires	A	Tendres	1,5 – 4,0
	B	Compacts	> 4,5

VIII.5.2 Charge limite due au frottement latéral Qs

$$Qs = P \int_0^H qs(z)dz$$

- P : périmètre du pieu (P=πD) ;
- qs (z) : frottement latéral unitaire limite à la cote z. déterminé à partir d'abaques (en fonction du type de sol, de la pression limite nette moyenne et du type de pieu) ;
- h : hauteur sur laquelle le frottement latéral est mobilisé.

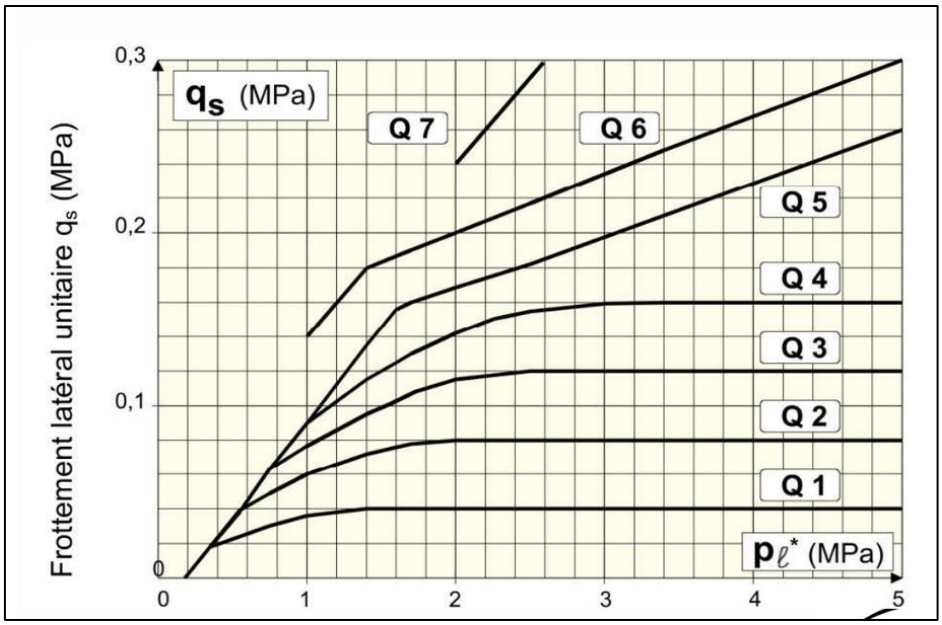


Figure VIII- 3 : Courbe de qs en fonction du type de sol, de la pression limite nette et du type de pieu.

Le choix de l'abaque approprié suit le tableau récapitulatif

Tableau VIII- 3 : Tableau du choix de l'abaque pour la détermination de qs

	ARGILES LIMONS			SABLES GRAVES			CRAIES			MARNES		ROCHES
	A	B	C	A	B	C	A	B	C	A	B	
Foré simple	Q_1	Q_1, Q_2 (1)	Q_2, Q_3 (1)	-			Q_1	Q_3	Q_4, Q_5 (1)	Q_3	Q_4, Q_5 (1)	Q_6
Foré boue	Q_1	Q_1, Q_2 (1)		Q_1	Q_2, Q_1 (2)	Q_3, Q_2 (2)	Q_1	Q_3	Q_4, Q_5 (1)	Q_3	Q_4, Q_5 (1)	Q_6
Foré tubé (tube récupéré)	Q_1	Q_1, Q_2 (3)		Q_1	Q_2, Q_1 (2)	Q_3, Q_2 (2)	Q_1	Q_2	Q_3, Q_4 (3)	Q_3	Q_4	-
Foré tubé (tube perdu)	Q_1			Q_1		Q_2	(4)			Q_2	Q_3	-
Puits (5)	Q_1	Q_2	Q_3	-			Q_1	Q_2	Q_3	Q_4	Q_5	Q_6
Métal battu fermé	Q_1	Q_2		Q_2		Q_3	(4)			Q_3	Q_4	Q_4
Battu préfabriqué béton	Q_1	Q_2		Q_3			(4)			Q_3	Q_4	Q_4
Battu moulé	Q_1	Q_2		Q_2		Q_3	Q_1	Q_2	Q_3	Q_3	Q_4	-
Battu enrobé	Q_1	Q_2		Q_3		Q_4	(4)			Q_3	Q_4	-
Injecté basse pression	Q_1	Q_2		Q_3			Q_2	Q_3	Q_4	Q_5		-
Injecté haute pression (6)	-	Q_4	Q_5	Q_5		Q_6	-	Q_5	Q_6	Q_6		Q_7 (7)

(1) Réalésage et rainurage en fin de forage.
(2) Pieux de grande longueur (supérieure à 30 m).
(3) Forage à sec, tube non louvoyé.
(4) Dans le cas des craies, le frottement latéral peut être très faible pour certains types de pieux. Il convient d'effectuer une étude spécifique dans chaque cas.
(5) Sans tubage ni virole foncés perdus (parois rugueuses).
(6) Injection sélective et répétitive à faible débit.
(7) Injection sélective et répétitive à faible débit et traitement préalable des massifs fissurés ou fracturés avec obturation des cavités (***.**).

VIII.6 Effet de groupe – Coefficient d'efficacité

La résistance limite d'un groupe de pieux s'écrit :

$$\mathbf{Qu_{groupe} = N \times Ce \times Qu\ pieu}$$

- Qu groupe : La résistance ultime du groupe.
- N : Le nombre de pieux.
- Qu pieu : Resistance d'un pieu isolé.
- Ce : Coefficient d'efficacité calculé par la formule de « Converse Labarre » qui prend en compte de diamètre et l'entraxe des pieux et leurs disposition (nombre de lignes et de colonnes)

$$\mathbf{Ce = 1 - \left(\frac{2 \arctan \frac{B}{S}}{\pi}\right)\left(2 - \frac{1}{m} - \frac{1}{n}\right)}$$

Où B : est le diamètre du pieu, S : l'entraxe, m et *n* le nombre de lignes et de colonnes du groupe

VIII.7 Charge de fluage

La charge de fluage Qc correspond à la valeur au-delà de laquelle l'enfoncement du pieu ne se stabilise plus dans le temps, même sous charge constante. Pour les pieux forés ne refoulant pas le sol (cas du projet), la charge de fluage est conventionnellement prise égale à la résistance limite ultime divisée par un coefficient de sécurité de 1,5:

$$Qc = \frac{Ql}{1.5}$$

VIII.8 Sollicitations à la base des piles – Cas de la catégorie 4

Avant de déterminer la profondeur des pieux, on évalue les sollicitations transmises par la pile à la fondation. Le poids du sol situé au-dessus de la semelle est ajouté aux efforts issus de la pile.

Poids de sol au-dessus de la semelle :

- Poids volumique du sol : $\gamma sol = 20\ kN/m^3$
- Hauteur de sol au-dessus de la semelle : h = 1,5 m
- Poids du sol : $P_{sol} = \gamma_{sol} \times h \times A_{sol} = 20 * 1.5 * 246.24 =$ **7 387.20 kN = 738,7 t**

Les efforts totaux à la base de la pile (incluant le poids du sol) :

Tableau VIII- 4 : Sollicitations à la base de la pile – Catégorie 4

Cas de charge	N (t)	Mz (t·m)	My (t·m)
ELU	8702,0	366,5	7 898,8
ELS	6637,4	268,9	6 042,3
ELA X	6108,6	12 130,2	44 419,9
ELA Y	6215,2	39 531,9	19 222,7
ELA Z	5930,5	12 150,2	26 015,0

VIII.9 Répartition des efforts entre les pieux d'un groupe

Pour un groupe de 25 pieux disposés régulièrement sous une semelle carrée de dimensions 16,80 m×16,80 m, avec un entraxe de 3,60 m, l'effort vertical dans chaque pieu est donné par :

$$\mathbf{Ri} = \frac{N}{n} \pm \frac{Ml}{wl} \pm \frac{Mt}{wt}$$

- Wl : module de répartition du groupe de pieux suivant la direction longitudinale

$$\mathbf{Wl} = \frac{\sum niL \times (di)^2}{di} = \mathbf{90\ m^3}$$

- Wt : module de répartition du groupe de pieux suivant la direction transversale

$$\mathbf{Wt} = \frac{\sum ni\,\mathrm{t} \times (di)^2}{di} = = \mathbf{90\ m^3}$$

Tableau VIII- 5 : Réactions extrêmes sur les pieux (en tonnes)

Cas de charge	Rmax (t)	Rmin (t)
ELU	439,9	256,2
ELS	335,6	195,4
ELA X	872,7	– 384,0
ELA Y	901,4	– 404,2
ELA Z	661,3	–186,8

VIII.10 Capacité portante admissible – Détermination de Profondeur des pieux

La profondeur d'ancrage des pieux est déterminée par itération de manière à ce que la capacité portante admissible Qadm soit supérieure aux réactions maximales sollicitant les pieux pour chaque combinaison d'actions.

21.00	842.36	579.14	368.87	1473.93	-376.40	1052.81	-405.36	1228.28	-263.48	765.78	0	601.68
21.50	868.33	597.71	395.26	1510.81	-403.33	1079.15	-434.35	1259.01	-282.33	789.40	0	620.24
22.00	879.55	605.74	406.95	1526.55	-415.26	1090.39	-447.20	1272.13	-290.68	799.59	0	628.25
22.50	905.40	624.23	433.29	1563.21	-442.13	1116.58	-476.14	1302.67	-309.49	823.09	0	646.71

Tableau VIII- 6 : Capacités portantes admissibles par pieu (D=1,20, profondeur 22,00m)

Cas de charge	$Q_{adm,\ max}$ (t/pieu)	$Q_{adm,min}$ (t/pieu)
ELU	1090.39	- 415.26
ELS	799.59	-290.68
ELA	1272	- 447.20

Conformément aux recommandations du rapport géotechnique, la longueur des pieux a été fixée à 22 m.

VIII.11 Ferraillage des pieux

VIII.11.1 Généralités

Le ferraillage des pieux de diamètre D=1,20 m est dimensionné à l'aide du logiciel **Robot Expert** (module « Pieux ») qui applique les règles du **BAEL 91** modifié, en prenant en compte les sollicitations de flexion composée (effort normal N et My, Mz) issues des combinaisons d'actions les plus défavorables Les hypothèses de calcul sont les suivantes :

- Diamètre du pieu : D = 1,20 m
- Section de béton : Ab = $\frac{\pi D^2}{4} \approx 1{,}131$ m^2
- Classe du béton : **C 25/30** (fc28=25, ft28=2,1 MPa)
- Type d'acier : **HA 500** (limite élastique fe=500 MPa)
- Enrobage des armatures : **50 mm**
- Dispositions sismiques : selon RPOA

VIII.11.2 Armatures longitudinales

Le logiciel Robot Expert calcule la section d'acier longitudinal nécessaire pour reprendre les combinaisons d'efforts (N, My, Mz) à l'ELA. Les résultats pour le pieu de la catégorie 4 sont les suivants (**ANNEXE C)** :

As, long (logiciel) = 121 cm^2

Conformément au **BAEL (article A.8.1.21)**, la section minimale d'armatures longitudinales est fixée à 0,2 % de la section de béton :

$$As,min = 0{,}002 \times Ab = 0{,}002 \times 1{,}131 \times 104 \approx 22{,}6 \text{ cm}^2$$

La section calculée par le logiciel étant supérieure à cette valeur minimale, on adopte un ferraillage constitué de **25 HA 25.**

Espacement circonférentiel moyen = 13,5 cm

Les barres sont disposées régulièrement sur le pourtour du cercle, avec un espacement circonférentiel adapté.

VIII.11.3 Armatures transversales

Le ferraillage transversal (cadres ou spires) est dimensionné pour :

- Reprendre l'effort tranchant,
- Assurer le confinement des armatures longitudinales (ductilité sismique),
- Empêcher le flambement des aciers longitudinaux.

Le diamètre des cadres respecte la condition du BAEL (A.6.1.25) :

$$\phi t \geq \frac{\phi l}{3} = \frac{25}{3} \approx 8.3\text{mm}.$$

Le choix de HA12 est donc satisfaisant.

Selon le **BAEL (article A.6.1.25)** et les prescriptions sismiques (**RPOA, article 7.2.2.2**), l'espacement maximal des cadres est limité par :

$$St \leq \min (24\ \phi t;\ 8\ \phi l;\ D+10\ cm;\ 40\ cm)$$

Pour $\phi l = 25$ mm et $\phi t = 12$ mm :

$$St \leq \min (288\ mm;\ 200\ mm;\ 1300\ mm;\ 400\ m)$$

$$St = 200\ mm$$

- **Zone courante :** L'espacement maximal admissible est donc St = 200 mm
- **Zone critique** (Depuis la base de la semelle jusqu'à 1,5 × D = 1,8 m en dessous) : l'espacement est réduit à la moitié, soit St = 100 mm, pour assurer la ductilité sous séisme.

VIII.11.4 Dispositions constructives et schéma de ferraillage

Tableau VIII- 7 : le ferraillage adopté pour les pieux

Élément	Caractéristiques
Armatures longitudinales	25 HA25 (As = 122.75 cm²)
Armatures transversales (spires)	HA 12 avec St = 200 mm
Enrobage	50 mm

La **figure VIII-4**présente le plan de ferraillage type d'un pieu (coupe transversale)

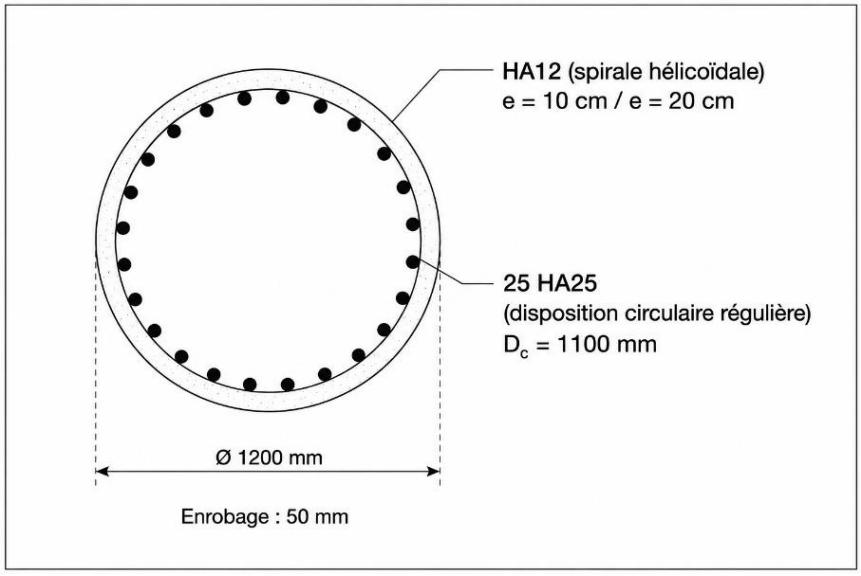


Figure VIII- 4 : Ferraillage d'un pieu

VIII.12 Étude de la semelle sous la catégorie 4

VIII.12.1 Dimensions et données générales

La semelle de fondation est dimensionnée pour répartir les efforts de la pile (catégorie 4) vers les 25 pieux. Ses caractéristiques sont les suivantes :

Tableau VIII- 8 : caractéristiques et dimensions de la semelle de fondation.

Longueur	**16.8 m**
Largeur	**16.8 m**
Hauteur	**3 m**
ϕPieux	**1.2 m**
L (Entraxe des pieux)	**3.6 m**
B (épaisseur de la pile)	**0.8 m**

Les 25 pieux sont disposés en matrice carrée 5×5 avec un débord de 1.2 m de chaque côté de la semelle.

Méthode des bielles (SETRA PP73) :

La méthode des bielles, préconisée par le guide SETRA PP73 pour le dimensionnement des armatures de semelles sur pieux, impose que l'angle d'inclinaison **θ** de la bielle comprimée par rapport à l'horizontale soit au moins égal à **45°**.

On doit vérifier la condition suivante :

$$h > \frac{L}{2} - \frac{b}{4}$$

$$3m > \frac{3.6}{2} - \frac{0.8}{4}$$

$$3m > 1.6\ m$$

→ La méthode des bielles est applicable

VIII.13.3 Calcul des armatures transversales inférieures

La section As des armatures transversales inférieures, relatives à un couple de pieux, est déterminée par la méthode des bielles (guide SETRA PP 73).

$$\mathbf{As} = \frac{Nmax}{\bar{\sigma}a} \times \frac{\frac{L}{2} - \frac{b}{4}}{h}$$

- N_{max} : Effort normal maximal revenant à un pieu sous charges ELU et ELA ($\boldsymbol{N_{max}}$ = 901,4t)
- $\bar{\sigma}a$: Contrainte de calcul de l'acier

$$\bar{\sigma}a = \frac{fe}{\gamma s} = \frac{500}{1.15} = 434.782\ MPa$$

D'où : **As** =110,6 cm²

- Choix : As = 23 HA 25 (112,9 cm²)

Ces armatures transversales sont placées dans des bandes axées sur les pieux et de largeur égale à la somme du diamètre ∅ des pieux et de la hauteur h de la semelle.

$$L = h + \phi_{Pieux} = 3 + 1.2 = 4.2 \text{ m}$$

$$As_{inf,tr} = \frac{As}{L} = 26.33 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- As = 26.33 cm²/ml → 6 HA25 par mètre

L'espacement des armatures dans la bande de largeur L

$$St = \frac{L}{n-1}$$

$$St = \frac{420}{23-1} = 19 \text{ cm}$$

Armatures longitudinales inferieures

Des armatures longitudinales (As1) doivent être disposées dans le sens de la longueur de la semelle. Conformément au guide SETRA PP 73 :

$$As_{inf,long} = \frac{1}{2} . As_{inf,tr} = \frac{1}{2} . 26.33 = 13.17 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- As = 13.17 cm²/ml → 5HA20 /ml (espacement St = 20 cm)

Armature supérieure

Armatures supérieures de la semelle

À la partie supérieure de la semelle, une armature longitudinale continue doit être disposée sur toute sa longueur, afin de reprendre les éventuels moments négatifs. Sa section doit être au minimum égale au dixième (A/10) de la section de l'armature inférieure.

Dans le sens transversal (armatures supérieures perpendiculaires à l'axe du pont) :

$$As_{sup,tr} = \frac{1}{3} . As_{inf,tr} = \frac{26.33}{3} = 8,78 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- As = **8,78** cm²/ml → 5HA16/ml (espacement St = 20 cm)

Dans le sens longitudinal (armatures supérieures parallèles à l'axe du pont) :

$$As_{sup,long} = \frac{1}{4} . As_{inf,long} = \frac{15.70}{4} = 3.93 \textbf{ cm²/ml}$$

- **As = 3,93 cm²/ml → 5 HA10/ml (espacement St = 20 cm)**

Réseaux d'armatures verticales

$$Av = \frac{1}{10} . As_{inf,tr}$$

$$Av = \frac{26.33}{10}$$

$$Av = 2.633 \text{ cm}^2$$

- As = 2.633. cm²/ml → 4HA10/ml (espacement St = 25 cm)

CHAPITRE IX : ANALYSE DYNAMIQUE DU VIADUC FERROVIAIRE

IX.1 Introduction

L'analyse dynamique constitue une étape fondamentale dans la justification des ponts ferroviaires, en particulier pour les lignes à grande vitesse. Contrairement aux ouvrages courants où une approche statique majorée par un coefficient dynamique s'avère suffisante, les viaducs soumis à des vitesses de circulation supérieures à 200 km/h peuvent présenter des phénomènes de résonance potentiellement critiques. Ces phénomènes sont susceptibles de générer des accélérations excessives du tablier, d'affecter la stabilité du ballast et, par conséquent, de compromettre la sécurité ferroviaire.

L'objectif principal de l'analyse dynamique est double :

- Vérifier le confort des passagers ;
- S'assurer de l'absence de risques liés à l'apparition de vitesses critiques dans la plage d'exploitation envisagée.

Elle permet également d'évaluer les déformations et accélérations admissibles pour la structure et ses superstructures, ainsi que de conforter les justifications établies en statique.

Les principaux points de contrôle retenus dans cette étude sont :

- **Vtesse critique**
- **Accélération verticale du tablier** : elle conditionne la prévention du risque de déconsolidation du ballast, la garantie du contact roue-rail et le confort des voyageurs. La valeur maximale admissible est fixée à **0,35 g**, soit **3,5 m/s²**.
- **Flèches verticales**.

IX.2 Nécessité d'une analyse statique ou dynamique (NF EN 1991-2)

La Figure IX-1 présente un organigramme permettant de déterminer si une analyse dynamique est requise pour l'ouvrage étudié.

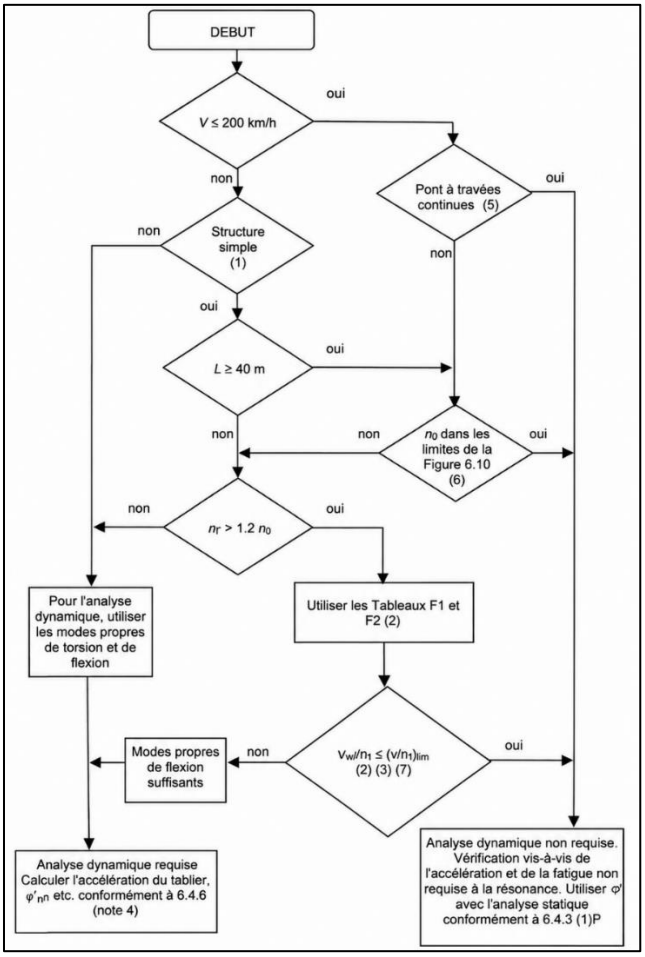


Figure IX- 1: Organigramme permettant de déterminer si une analyse dynamique est requise ou non

La limite supérieure de n_0 est liée aux majorations dynamiques dues aux irrégularités de la voie ; elle est donnée par :

$$n_0 = 94{,}76L^{-0{,}748} \quad \text{... (6.1)}$$

La limite inférieure de n_0 est liée à des critères d'impact dynamique ; elle est donnée par :

$$n_0 = 80/L$$

pour 4 m ≤ L ≤ 20 m

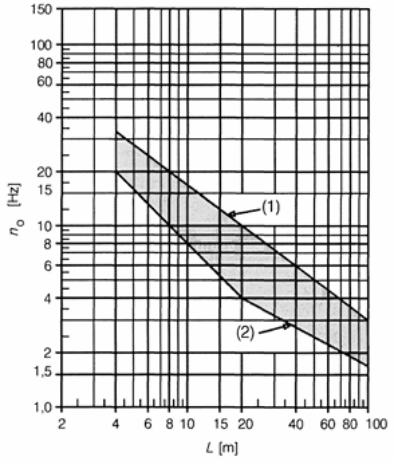
$$n_0 = 23{,}58L^{-0{,}592}$$

pour 20 m < L ≤ 100 m ... (6.2)

où :

n_0 première fréquence propre du pont, tenant compte de la masse, sous actions permanentes ;

L portée dans le cas des ponts sur appuis simples ou L_Φ dans les autres cas.



Légende

(1) Limite supérieure de la fréquence propre

(2) Limite inférieure de la fréquence propre

Figure IX- 2 : Limites de la fréquence propre n0 [Hz] du pont en fonction de L [m]

La portée d'une travée est L = 44 m. La fréquence propre verticale du tablier, issue du calcul modal, n_0 = 3,663 Hz.

Les fréquences limites inférieure et supérieure sont données par les expressions suivantes (NF EN 1991-2) :

Limite inférieure :

$$\text{Limite inf n0} = 23.58 * L^{(-0.592)} = 2.510$$

Limite supérieure :

$$\text{Limite sup n0} = 94{,}76 * L^{(-0.748)} = 5.588$$

La fréquence propre calculée (n_0 = 3.663 Hz) se situe bien dans l'intervalle [2,510 Hz ; 5,588 Hz]. Selon l'organigramme de la Figure IX-1, une analyse dynamique complète n'est donc pas formellement requise.

Toutefois, par mesure de sécurité et afin de s'affranchir de toute incertitude liée aux hypothèses de, nous avons choisi de réaliser une analyse dynamique systématique. Cette approche prudente permet également de conforter les justifications statiques et de vérifier l'absence de tout risque résiduel dans la plage de vitesses d'exploitation.

IX.3 Modélisation numérique, modes propres et analyse dynamique

Le calcul de la réponse dynamique du tablier est réalisé selon la démarche décrite ci-après.

IX.3.1 Modélisation par éléments finis

Le tablier est représenté par une poutre spatiale située sur l'axe neutre moyen de la section transversale. Cette poutre intègre l'inertie des deux poutres métalliques, de la dalle en béton armé, ainsi que celle des pièces de contreventement inférieur et latéral. La modélisation est réalisée à l'aide du logiciel d'éléments finis **MIDAS Civil 22**, sur la base de la géométrie définitive du projet. Chaque travée isostatique de 45 m est discrétisée en **44 éléments** et **45 nœuds**, ce qui assure une précision suffisante pour l'analyse dynamique.

IX.3.2 Analyse modale et principe de superposition

L'analyse dynamique repose sur une approche par **superposition modale**. Dans un premier temps, les modes propres de vibration du tablier sont calculés, dans le domaine temporel, la réponse de l'ouvrage lors du passage des convois ferroviaires à grande vitesse.

Les vitesses de circulation considérées s'échelonnent de **140 km/h à 264 km/h**, par incréments réguliers de **20 km/h**. Cette progression permet d'évaluer systématiquement l'influence de la vitesse sur le comportement dynamique de la structure.

IX.3.3 Hypothèses et paramètres de l'analyse dynamique

Les principaux paramètres de l'analyse sont les suivants :

- **Amortissement** : un coefficient β = 0,5 % de l'amortissement critique est retenu pour l'ensemble des modes. Cette valeur, volontairement faible, correspond aux ponts mixtes acier-béton et constitue une hypothèse sécuritaire vis-à-vis des phénomènes de résonance.
- **Type d'analyse** : linéaire.
- **Méthode d'analyse modale** : superposition modale.
- **Pas de temps** : **0,001 s** (soit 1 ms), choisi pour capturer correctement les contributions modales jusqu'à des fréquences élevées.

Pour l'ensemble des vitesses considérées lors du balayage deux grandeurs fondamentales sont extraites et analysées :

- **Les courbes d'accélération verticale** du tablier, en fonction de la vitesse du convoi.
- **Les courbes de flèche verticale** maximale, en fonction de la vitesse.

IX.4 Analyse modale par superposition : modes significatifs

Les modes propres de vibration du tablier sont calculés par superposition modale. Le tableau IX-1 présente les 11 premiers modes de vibration, avec leurs pulsations, fréquences et périodes correspondantes. (MIDAS CIVIL)

Tableau IX- 1 : Fréquences et périodes des premiers modes de vibration.

Mode n°	Pulsation (rad/s)	Fréquence (Hz)	Période (s)
1	20,1512	3,207	0,3118
2	23,0125	3,663	0,2730
3	48,357	7,696	0,1299
4	62,7358	9,985	0,1002
5	68,8273	10,955	0,0913
6	98,7582	15,719	0,0636
7	115,9601	18,458	0,0542
8	117,3223	18,673	0,0536
9	150,4479	23,946	0,0418
10	163,4549	26,017	0,0384
11	172,0114	27,381	0,0365

IX.4.1 Masses modales effectives

Le tableau IX.2 indique, pour chaque mode retenu, les pourcentages de masse modale effective mobilisée selon les six degrés de liberté (trois translations et trois rotations). Les sommes cumulées sont également présentées. Les modes principaux pour chaque type de sollicitation (flexion verticale, torsion, etc.) sont signalés en gras dans le document original ; ils sont ici identifiés par un astérisque.

Tableau IX- 2 : Masses modales effectives (en %) et sommes cumulées

Mode No	TRAN-X		TRAN-Y		TRAN-Z		ROTN-X		ROTN-Y		ROTN-Z	
	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)
1	0.01	0.01	77.17	77.17	14.52	14.52	1.73	1.73	1.77	1.77	1.39	1.39
2	5.30	5.31	16.47	93.64	62.89	77.41	0.13	1.85	0.28	2.05	0.30	1.69
3	3.52	8.83	2.70	96.35	0.29	77.70	4.56	6.42	3.00	5.05	74.71	76.39
4	17.19	26.02	1.58	97.92	1.41	79.11	22.13	28.55	16.35	21.40	19.99	96.38
5	2.45	28.47	0.01	97.93	0.16	79.26	2.10	30.65	0.67	22.07	0.06	96.44
6	0.01	28.48	0.00	97.93	0.00	79.27	0.02	30.68	0.00	22.07	0.00	96.44
7	0.00	28.48	0.00	97.93	0.00	79.27	0.00	30.68	0.00	22.07	0.00	96.44
8	0.00	28.48	0.00	97.93	0.00	79.27	0.00	30.68	0.00	22.07	0.00	96.44
9	0.00	28.48	0.00	97.93	0.00	79.27	0.00	30.68	0.00	22.07	0.00	96.44
10	3.44	31.92	0.01	97.94	0.48	79.75	44.43	75.11	2.60	24.67	0.06	96.50
11	47.56	79.48	0.00	97.94	2.64	82.39	0.01	75.12	24.37	49.04	0.03	96.53

Plusieurs conditions ont été satisfaites pour garantir la fiabilité de l'analyse dynamique :

- Une grande part de la masse vibrante de la structure a été prise en compte ;
- Aucun mode propre de vibration important n'a été négligé ;
- Tous les modes de vibration jusqu'à la fréquence de 30 Hz ont été inclus ;

IX.5 Modèles de charges pour grande vitesse (HSLM)

Conformément à l'Eurocode 1-2 (NF EN 1991-2 :2003, Annexe A) et au Code UIC 776-2, les trains à grande vitesse sont représentés par des modèles de charges appelés **HSLM (High Speed Load Models)**. Montré dans la figure suivante :

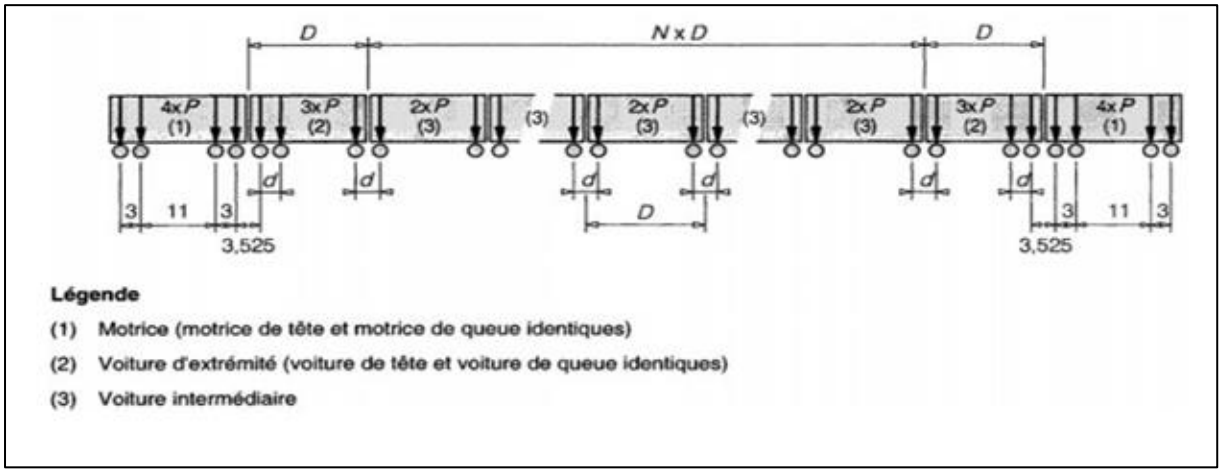


Figure IX- 3 : Modèles de charges pour grande vitesse (HSLM)

Tableau IX- 3 : Paramètres des convois universels HSLM-A (EN 1991-2, Annexe A)

Convoi	N (voitures interm.)	D (m)	d (m)	P (kN)
A1	18	18	2,0	170
A2	17	19	3,5	200
A3	16	20	2,0	180
A4	15	21	3,0	190
A5	14	22	2,0	170
A6	13	23	2,0	180
A7	13	24	2,0	190
A8	12	25	2,5	190
A9	11	26	2,0	210
A10	11	27	2,0	210

IX.6 Détermination des vitesses critiques

Le phénomène de résonance se produit lorsque la fréquence d'excitation des charges mobiles (liée à l'entraxe des essieux ou des groupes d'essieux) coïncide avec une fréquence propre du tablier. Pour identifier les vitesses critiques potentielles, un balayage systématique a été réalisé sur la plage de **140 km/h à 264 km/h**.

La vitesse maximale considérée correspond à la vitesse potentielle de la ligne, fixée à **1,2 × 220 = 264 km/h** (marge de 20 % au-delà de la vitesse d'exploitation nominale de 220 km/h, conformément aux recommandations de l'Eurocode).

Les paramètres dynamiques retenus sont les suivants :

- Amortissement : **0,5 %** de l'amortissement critique (valeur usuelle pour les ouvrages mixtes acier-béton).
- Chargement : appliqué successivement sur la **voie 1** (excentrement de **+2,10 m** par rapport à l'axe de l'ouvrage) et sur la **voie 2** (excentrement de **−2,10 m**). Cette excentration permet de prendre en compte l'effet de torsion induit par le passage du train sur une seule voie.

IX.6.1 Synthèse des vitesses critiques

Pour chaque convoi HSLM-A (A1 à A8 – les convois A9 et A10 seront ajoutés ultérieurement), les vitesses critiques sont calculées à partir de la relation :

$$\text{Vcritique} = \lambda \cdot \frac{f}{\text{k}}$$

- λ : est la distance caractéristique
- f : la fréquence propre du mode considéré
- k : un nombre entier (ordre du harmonique).
- 1m/s=3,6km/h

Tableau IX- 4 : Vitesses critiques pour les convois HSLM-A (A1 à A8)

Convoi	Lambda (m)	K	Fréquence (Hz)	Vitesse (km/h)
A01	18	1	3,207	207,8
	18	1	3,207	237.36
	18	2	7,696	249,4
	18	3	7,696	166,2
A02	19	1	3,207	219,4
	19	1	3,663	250,5
	19	2	7,696	263,2
	19	3	3,663	83,5
A03	20	1	3,207	230,9
	20	3	7,696	184,7
A04	21	1	3,207	242,4
	21	3	7,696	193,9
A05	22	1	3,207	254,0
	22	2	3,663	145,1
	22	3	7,696	203,2
	22	4	7,696	152,4
A06	23	1	3,207	263.2
	23	2	3,663	151,6
	23	3	7,696	212,4
	23	4	7,696	159,3
A07	24	2	3,663	158,2
	24	3	7,696	221,6
	24	4	7,696	166,2
A08	25	2	3,663	164,8
	25	3	7,696	230,9
	25	4	7,696	173,2
A9	26	2	3,663	171,4
	26	2	3,663	171,4
	26	3	7,696	240,1
	26	4	7,696	180,1

A10	27	2	3,207	155,9
	27	2	3,663	178,0
	27	3	7,696	249,4
	27	4	7,696	187,0

IX.7 Vérification de l'accélération verticale du tablier.

IX.7.1 Critère réglementaire

Conformément à l'article 6.4.6.2 de l'EN 1991-2 et à l'Annexe A2 de l'EN 1990, l'accélération verticale maximale du tablier des ponts ferroviaires à voie ballastée ne doit pas dépasser la valeur limite suivante :

$$\mathbf{yadm = 0,35\ g = 3,5\ m/s2}$$

Cette limite vise à prévenir la déconsolidation du ballast, à garantir la stabilité du contact roue-rail et à assurer le confort des voyageurs.

L'accélération est calculée au niveau de l'axe de la voie chargée, dans la direction verticale (DZ).

IX.7.2 Résultats par convoi et par vitesse

Pour chacun des dix convois HSLM-A, l'accélération verticale maximale du tablier a été extraite sur l'ensemble du balayage de vitesse (140 à 264 km/h, par pas de 20 km/h). Le tableau 5.7 synthétise les valeurs maximales (en m/s²) obtenues pour chaque convoi en fonction de la vitesse de franchissement.

Tableau IX- 5 : Accélération verticale maximale (m/s²) par convoi et par vitesse

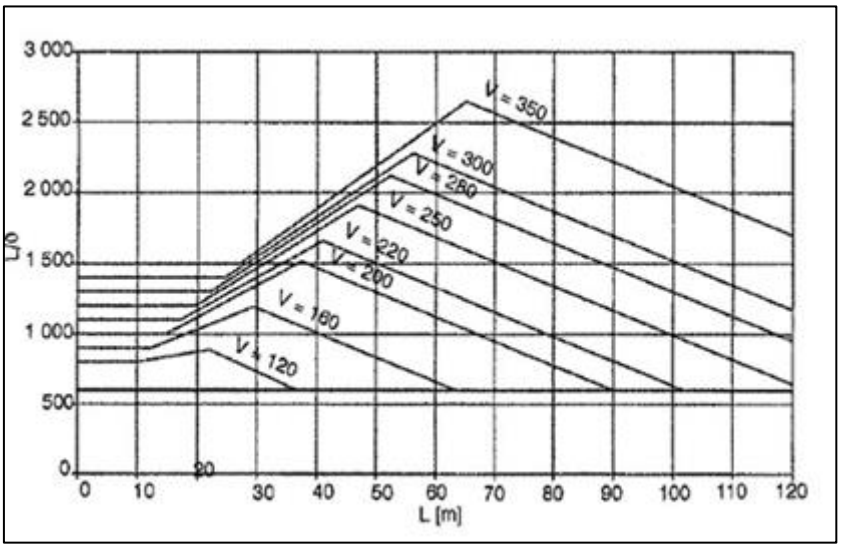
Convoi	140	160	180	200	220	240	264	MAX	Vérification
A1	0,591	0,615	0,722	0,644	1,467	0,880	1,526	1,526	< 3.5
A2	0,755	0,766	0,804	0,646	0,654	1,040	1,175	1,175	< 3.5
A3	0,734	1,136	1,539	1,252	0,707	1,825	1,870	1,870	< 3.5
A4	1,016	0,485	0,890	1,271	0,638	1,129	1,662	1,662	< 3.5
A5	0,567	0,939	0,907	2,270	0,853	0,896	2,155	2,270	< 3.5
A6	0,443	2,015	1,013	1,501	1,442	0,976	1,628	2,015	< 3.5
A7	0,491	0,687	0,780	0,913	2,564	1,423	1,802	2.564	< 3.5
A8	0,544	1,447	0,547	0,631	0,674	1,511	1,515	1,515	< 3.5
A9	0,720	0,678	1,482	0,828	1,444	1,94	2,021	2,021	< 3.5
A10	0,790	0,954	1,277	0,965	1,426	2,773	1,42	2.773	< 3.5

Tableau IX- 6 : Vérification de l'accélération verticale du tablier par vitesse de franchissement

Vitesse (km/h)	Convoi le plus défav.	ÿmax (m/s²)	ÿadm (m/s²)	Vérification
140	A4	1.016	3,5	✓ OK
160	A6	2.015	3,5	✓ OK
180	A3	1.359	3,5	✓ OK
200	A5	2.27	3,5	✓ OK
220	A7	2.564	3,5	✓ OK
240	A10	2,773	3,5	✓ OK
264	A5	2.155	3,5	✓ OK

IX.8 Flèche verticale

La flèche verticale dynamique maximale admissible *δadm* est déterminée à partir de l'abaque a2.3 de la norme nf en 1990/a1, en fonction de la portée *l* et de la vitesse de circulation *v*.



La flèche admissible correspondant au niveau de confort est définie par le rapport l/δ = 2 100, soit :

$$\delta adm = \frac{44000}{2100} \approx 20{,}95 \text{ mm}$$

Tableau IX- 7 : Déplacements verticaux maximaux à mi-travée (mm) pour les convois A1 à A10

V (km/h)	A1	A2	A3	A4	A5	A6	A7	A8	A9	A10	MAX (mm)
140	4,479	5,093	4,678	4,845	4,418	4,678	4,938	4,889	5,752	5,458	**5,752**
160	4,808	5,515	5,357	5,276	4,808	9,634	7,242	5,326	6,144	5,939	**9,634**
180	4,935	6,764	9,385	5,907	4,935	5,253	5,598	5,469	9,394	7,707	**9,394**
200	4,977	5,768	5,649	7,777	12,013	6,409	6,757	5,517	6,513	6,141	**12,013**
220	5,003	5,603	5,228	5,519	5,720	7,491	12,165	8,947	5,867	6,831	**12,165**
240	5,653	4,650	4,823	8,268	9,671	5,295	6,264	7,480	9,886	11,993	**11,993**
264	3,798	4,363	5,711	4,182	4,231	5,204	5,705	5,731	6,240	6,344	**6,344**

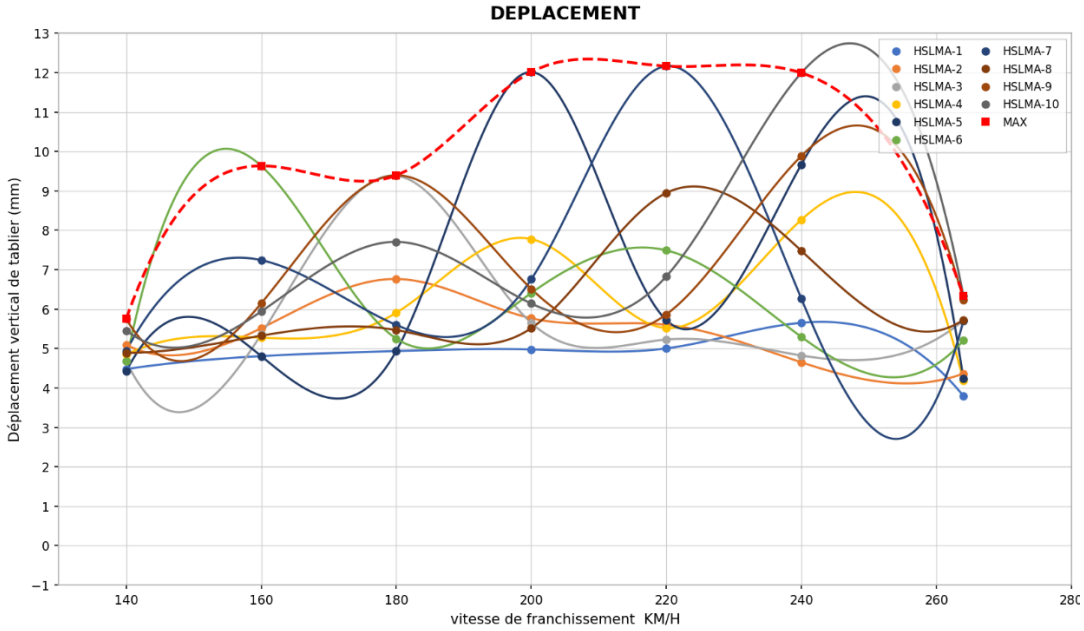


Figure IX- 4 : déplacement vertical du tablier en fonction de la vitesse

La flèche dynamique maximale observée sur l'ensemble du balayage est de **12,165 mm**, obtenue pour le convoi **A7 à la vitesse de 220 km/h**. Cette valeur correspond précisément au cas de résonance identifié comme le plus défavorable pour l'accélération verticale. Elle est très inférieure à la valeur admissible de 20,95 mm, avec un rapport :

$$\frac{\delta max}{\delta adm} = \frac{12,165}{20,95} \approx 0,581$$

Une **marge de sécurité d'environ 41,9 %**

Conclusion : Le critère de flèche verticale dynamique est vérifié.

IX.9 Conclusion du chapitre

L'objectif de cette analyse dynamique était de vérifier que le viaduc ferroviaire mixte bipoutre, soumis au passage des trains à grande vitesse (HSLM-A), ne présente aucun risque lié à des phénomènes de résonance dans la plage d'exploitation allant jusqu'à 264 km/h. Pour cela, trois vérifications principales ont été menées.

Tout d'abord, le calcul des vitesses critiques a permis d'identifier les configurations de vitesse pour lesquelles la fréquence d'excitation des convois pourrait coïncider avec les fréquences propres de l'ouvrage. Ensuite, l'accélération verticale maximale du tablier a été extraite pour chaque vitesse et chaque convoi : la valeur la plus élevée atteint 2,77 m/s², ce qui reste inférieur à la limite réglementaire de 3,5 m/s². Enfin, la flèche verticale dynamique maximale a été calculée et comparée à la flèche admissible pour un niveau de confort « très bon » ($L/\delta = 2100$) ; avec 12,2 mm mesurés contre 20,95 mm admissibles, le critère est largement respecté.

Au vu de ces résultats, nous concluons que l'analyse dynamique n'a révélé aucun dépassement des seuils réglementaires. Les vitesses critiques identifiées ne provoquent pas d'accélérations excessives ni de déformations incompatibles avec la sécurité ou le confort. Par conséquent, le viaduc étudié peut être considéré comme sûr, fiable et parfaitement adapté à la circulation ferroviaire à grande vitesse, sans qu'aucune mesure corrective ne soit nécessaire.

Conclusion Générale

Le présent travail a permis de mener une étude complète et approfondie d'un viaduc ferroviaire à deux voies, de type mixte acier-béton, implanté à Ksar El Boukhari dans la wilaya de Médéa. Cette étude a couvert l'ensemble des phases d'ingénierie, depuis la conception préliminaire jusqu'au dimensionnement détaillé des éléments structuraux, en passant par la modélisation numérique et l'analyse dynamique.

À travers cette étude, nous avons approfondi notre compréhension des phénomènes physiques régissant les ouvrages d'art, intégré les exigences normatives (Eurocodes, BAEL, RPOA 2008), et renforcé nos aptitudes en conception et en dimensionnement des structures. Ce travail a été enrichi par l'analyse de documents techniques, l'utilisation de logiciels spécialisés comme MIDAS Civil, ainsi que par les échanges constructifs avec des professionnels du secteur.

L'analyse complète d'un pont illustre parfaitement le caractère multidisciplinaire du génie civil, en mobilisant des domaines variés tels que la résistance des matériaux, la mécanique des milieux continus, la dynamique des structures, la géotechnique, et la modélisation numérique, notamment dans le contexte des structures mixtes. En résumé, ce projet représente une synthèse aboutie des compétences acquises durant notre formation et constitue une excellente transition vers notre future insertion dans le monde professionnel de l'ingénierie.

.

Bibliographie

BAEL. Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites, BAEL 91 révisé 99. Paris : Eyrolles, 1999.

*CCM97. *Règles de conception et de calcul des structures en acier – Document d'application nationale. Partie 1-5 : Règles générales – Règles supplémentaires pour les plaques planes raidies ou non, chargées dans leur plan*. 1997.*

RCPR. Règles définissant les charges à appliquer pour le calcul et les épreuves des ponts routes. Alger : Ministère des Travaux Publics, Algérie, 2009.

RPOA. Règles parasismiques applicables au domaine des ouvrages d'art. Alger : Ministère des Travaux Publics, Algérie, 2008.

SETRA. Eurocodes 3 et 4, Application aux ponts-routes mixtes acier-béton, Guide méthodologique. Bagneux : Ministère de l'équipement, des transports, du logement, du tourisme et de la mer, France, 2007.

SETRA. Ponts courants en zone sismique. Bagneux : Ministère de l'équipement, des transports, du logement, du tourisme et de la mer, France, janvier 2000.

SETRA. Guide technique – Ponts métalliques et mixtes. Bagneux : SETRA, 2004.

SETRA. Guide technique – Appareils d'appui à pot, utilisation sur les ponts, viaducs et structures similaires. Bagneux : SETRA, novembre 2007.

Traité de Génie Civil – Ponts en acier : Conception et dimensionnement des ponts métalliques et mixtes acier-béton. Lausanne : Presses Polytechniques et Universitaires Romandes, 2009.

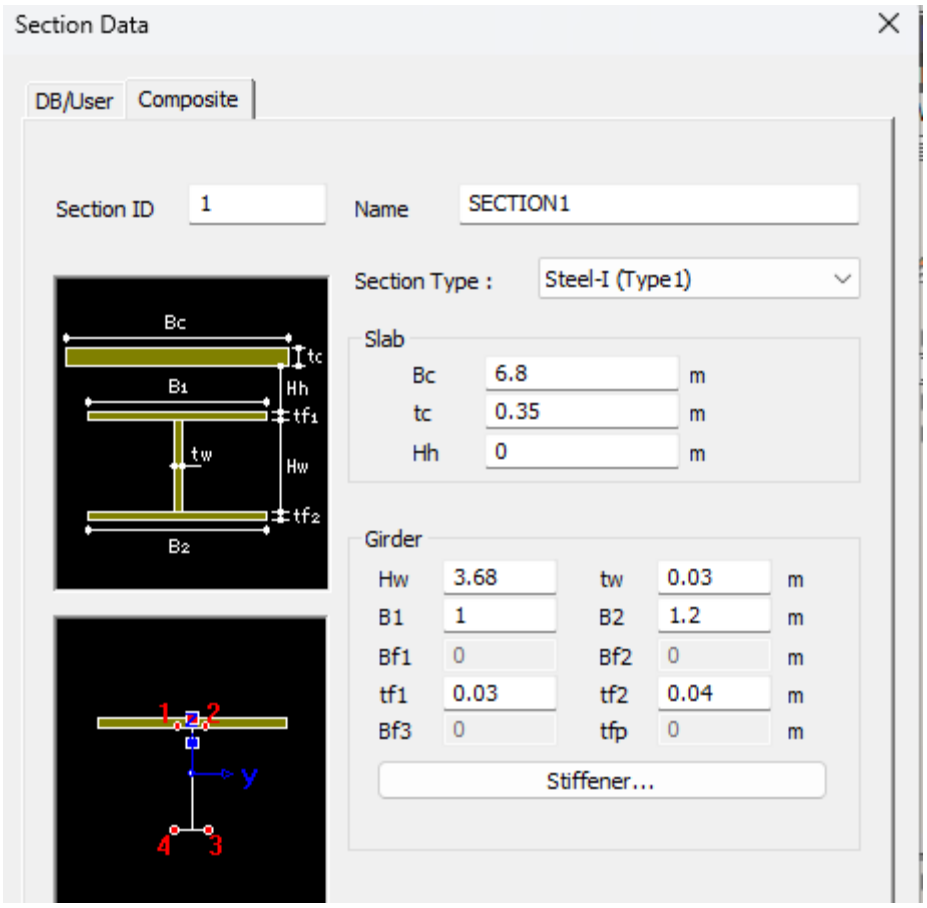
Logiciels de calcul

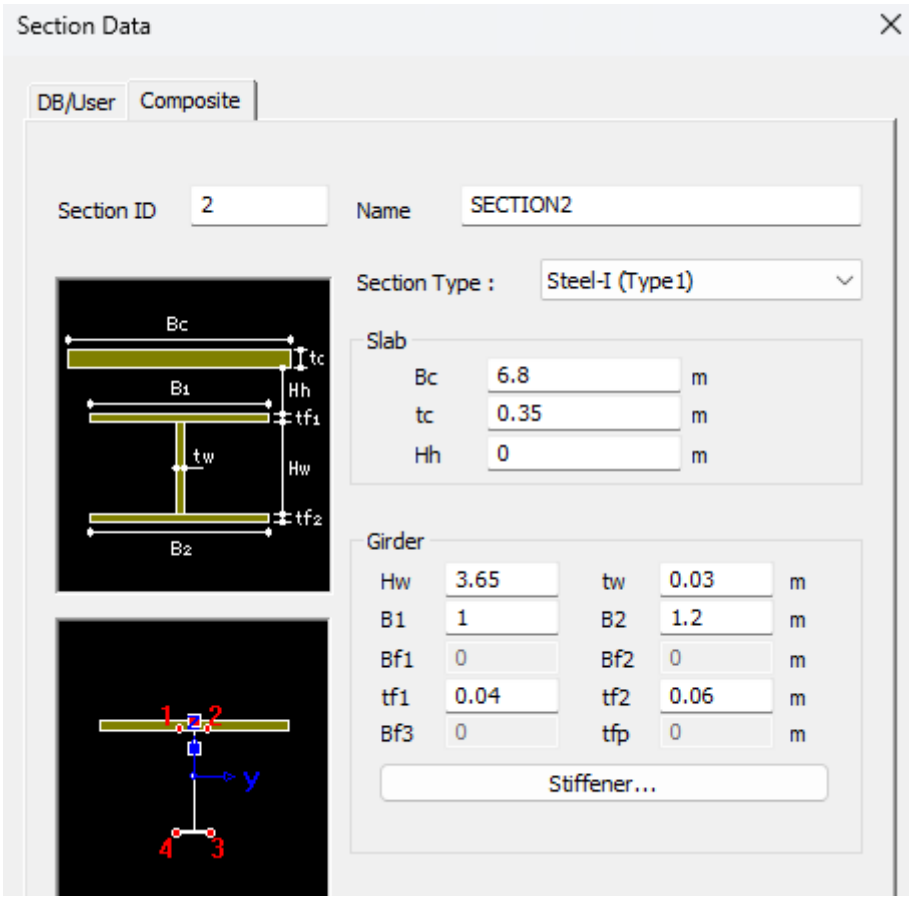
MIDAS Information Technology Co., Ltd. MIDAS Civil 2022 – Integrated Solution System for Bridge and Civil Engineering

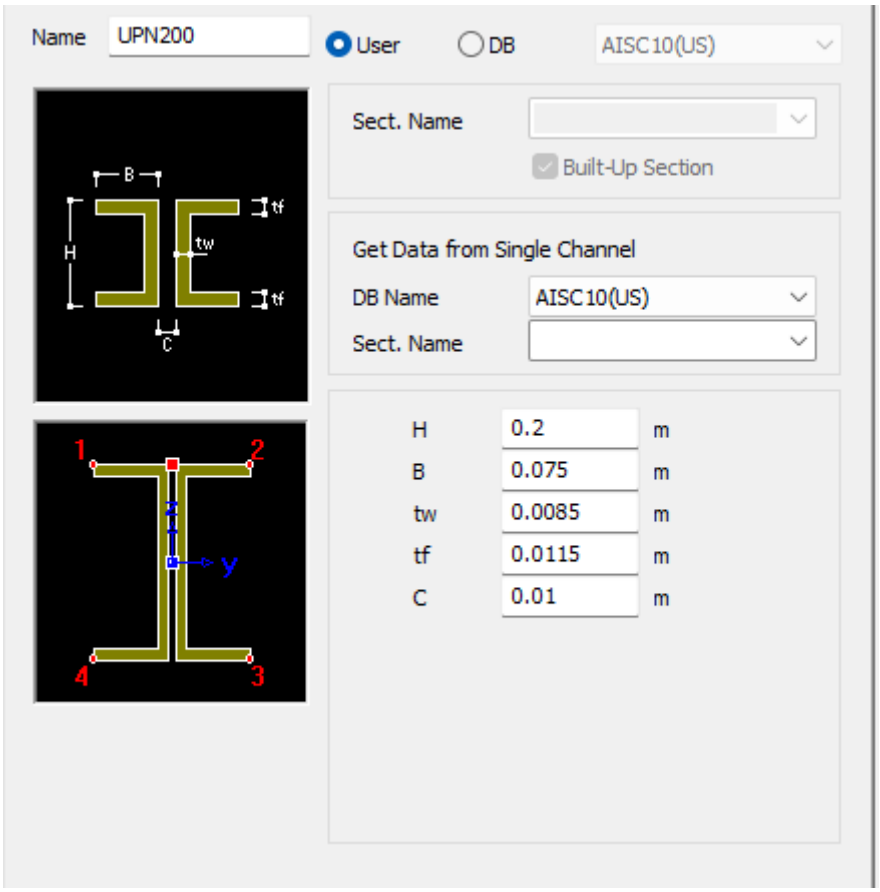
Autodesk, Inc. Robot Structural Analysis Professional 2022 – Logiciel d'analyse et de dimensionnement des structures

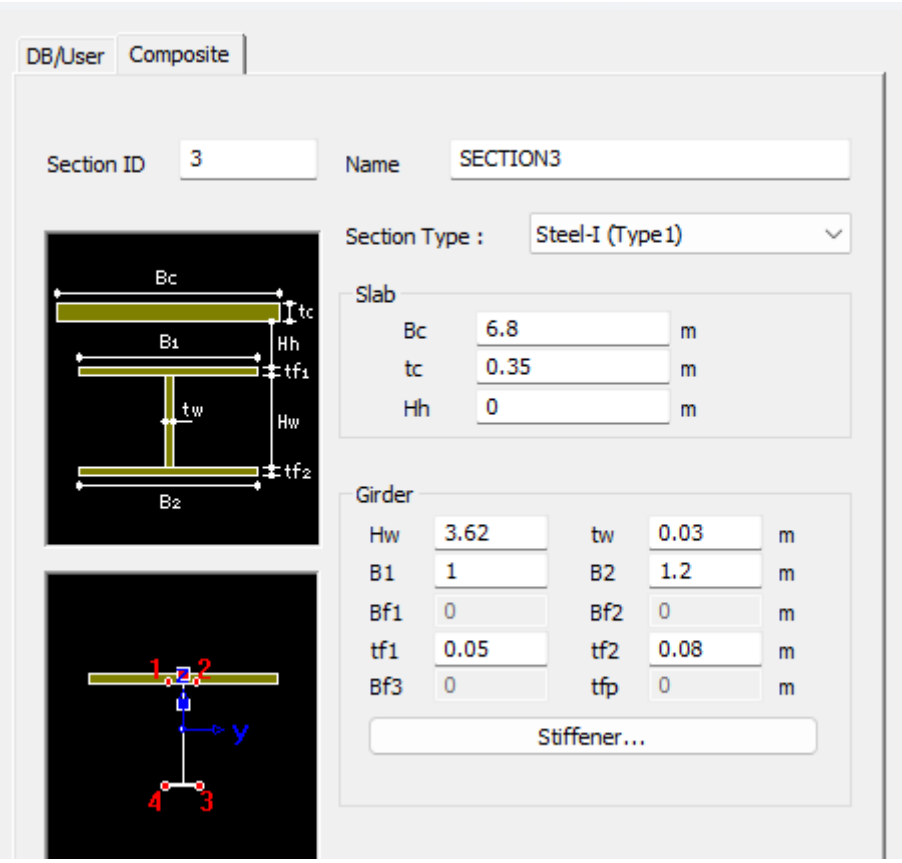
Autodesk, Inc. Robot Expert – Module de calcul et de vérification des sections en béton armé

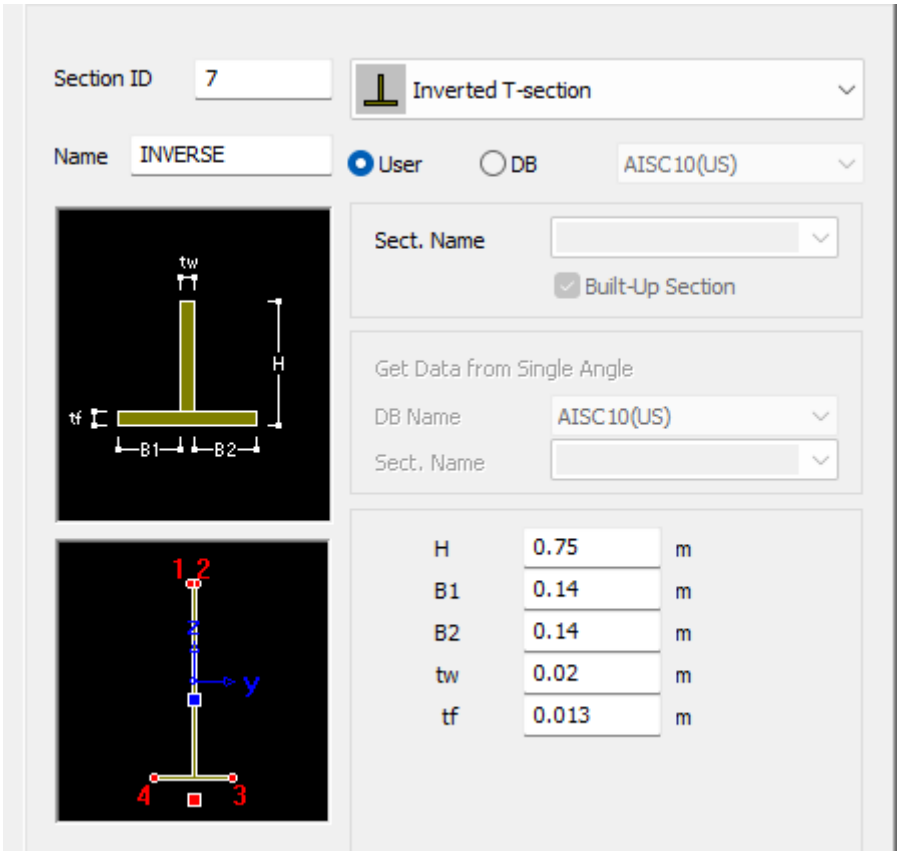
Annexe A :
Modélisation Midas civil

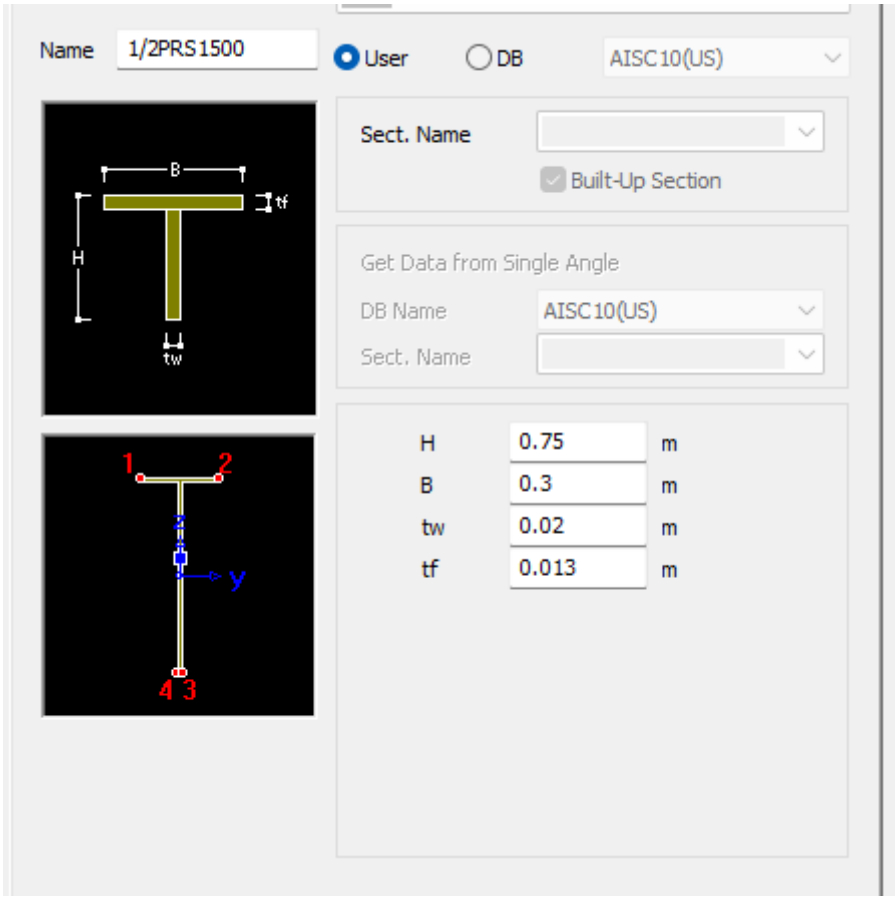

Section Data
DB/User
Composite
Section ID
1
Name
SECTION1
Section Type :
Steel-I (Type1)
Bc
tc
Hh
B1
tf1
tw
Hw
tf2
B2
Slab
Bc 6.8 m
tc 0.35 m
Hh 0 m
Girder
Hw 3.68
tw 0.03 m
B1 1
B2 1.2 m
Bf1 0
Bf2 0 m
tf1 0.03
tf2 0.04 m
Bf3 0
tfp 0 m
Stiffener...
1
2
y
4
3

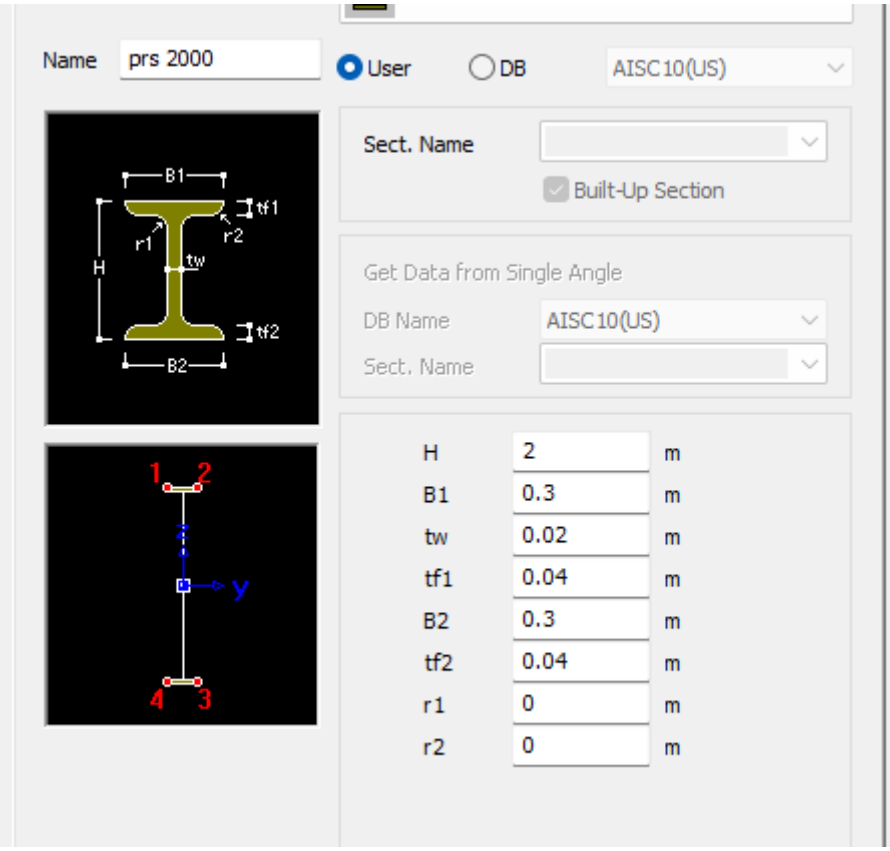

Section Data
DB/User
Composite
Section ID
2
Name
SECTION2
Section Type :
Steel-I (Type1)
Bc
tc
Hh
B1
tf1
tw
Hw
tf2
B2
Slab
Bc 6.8 m
tc 0.35 m
Hh 0 m
Girder
Hw 3.65
tw 0.03 m
B1 1
B2 1.2 m
Bf1 0
Bf2 0 m
tf1 0.04
tf2 0.06 m
Bf3 0
tfp 0 m
Stiffener...
1
2
y
4
3


Name
UPN200
User
DB
AISC10(US)
Sect. Name
Built-Up Section
Get Data from Single Channel
DB Name
AISC10(US)
Sect. Name
B
H
tw
tf
tf
C
1
2
3
4
y
H 0.2 m
B 0.075 m
tw 0.0085 m
tf 0.0115 m
C 0.01 m


DB/User
Composite
Section ID
3
Name
SECTION3
Section Type :
Steel-I (Type1)
Bc
tc
B1
Hh
tf1
tw
Hw
tf2
B2
Slab
Bc 6.8 m
tc 0.35 m
Hh 0
Girder
Hw 3.62
tw 0.03
B1 1
B2 1.2
Bf1 0
Bf2 0
tf1 0.05
tf2 0.08
Bf3 0
tfp 0
Stiffener...
1
2
3
4
y


Section ID
7
Inverted T-section
Name
INVERSE
User
DB
AISC10(US)
tw
H
tf
B1
B2
Sect. Name
Built-Up Section
Get Data from Single Angle
DB Name
AISC10(US)
Sect. Name
H
0.75
m
B1
0.14
m
B2
0.14
m
tw
0.02
m
tf
0.013
m
1
2
y
4
3


Name
1/2PRS1500
User
DB
AISC10(US)
B
tf
H
tw
Sect. Name
Built-Up Section
Get Data from Single Angle
DB Name
AISC10(US)
Sect. Name
H
0.75
m
B
0.3
m
tw
0.02
m
tf
0.013
m
1
2
y
4
3


Name
prs 2000
User
DB
AISC10(US)
Sect. Name
Built-Up Section
Get Data from Single Angle
DB Name
AISC10(US)
Sect. Name
B1
tf1
r1
r2
H
tw
tf2
B2
1
2
y
4
3
H 2 m
B1 0.3 m
tw 0.02 m
tf1 0.04 m
B2 0.3 m
tf2 0.04 m
r1 0 m
r2 0 m

ANNEXE B :

Résultats des essais géotechniques

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
وزارة الأشغال العمومية و النقل
الوكالة الوطنية للدراسات و متابعة انجاز الاستثمارات في السكك الحديدية

AGENCE NATIONALE D'ETUDES ET DE SUIVI DE LA REALISATION
DES INVESTISSEMENTS FERROVIAIRES

ANESRIF

Groupement de bureaux d'études : BCS/GLM

SETI RAIL "Chef de file" | LTP- EST | S.E.T.S

Groupement de réalisation : Groupement GFTBH

COSIDER TP" chef de file" | INFRARAIL | COSIDER OA | SAPTA

Bureau d'etude : SAPTA

SAPTA

Projet :

ETUDE DE LA NOUVELLE LIGNE ELECTIFIEE BLIDA -DJELFA -
TRONCON 1B KSAR EL BOUKHARI - BOUGHZOUL

Titre :

VIADUC FERROVIAIREAI
DU PK 03+993.20 AU PK 05+752.91
CALCUL GEOTECHNIQUE

Révision	Modification	Date
AA	EMISSION01	25/01/2026

Rédigé par :	Vérifié par : A-YOUNSI	Visé par : F-BOUMELIT	Date : 11/2025
			Echelle:

E	S A	P G C	1 V D	N C	0 0 1	A a
Phase	Emetteur	Activité	Ouvrage	Type Doc.	N° Doc.	Indice

المؤسسة العمومية الاقتصادية سابطا
SAPTA
EPE/SPA AU CAPITAL DE 6 001 000 000 DA
Etudes, réalisations et rénovations d'ouvrages d'art
Siège social: 63A, Bd Bougara El-Biar ALGER ▪ RC n°0011369B00
Site Web: www.sapta-dz.com ▪ e-mail: info-dg@sapta.dz
ISO9001 CERTIFIED
ALICEF

CALCUL LA CONTRAINTE ADMISSIBLE D'UNE FONDATION PROFONDE (L'ESSAI PRESSIOMETRIQUE) À PARTIR DE RAPPORTGEOTECHNIQUE

ETUDE DE LA NOUVELLE LIGNE ELECTIFIEE BLIDA -DJELFA -TRONCON 1B
KSAR EL BOUKHARI - BOUGHZOUL VIADUC FERROVIAIRE
DU PK 03+993.20 AU PK 05+752.91

MEDEA

PILE 03

SAPTA DIRECTION DES ETUDES :ZONE INDUSTRIELLE OUED SMAR Tél: (023) 93.56.62 Fax : (023) 93.56.61

VIADUC FERROVIAIRE DU PK 03+993.20 AU PK 05+752.91

SOMMAIRE

1. Calcul de la contrainte admissible par la méthode préssiométrique SP 04

2. Détermination de la charge limite en compression du pieu

    2.1 La charge limite de pointe

        2.1.1 La pression limite nette équivalente

    2.2 La charge limite par frottement

3. La charge limite

4. La Charge portante nominale

5. La charge de fluage

6. La charge admissible en traction

7. La contrainte à l'état limites ultimes

8. La contrainte à l'état limites de service

9. Résultats de calculs

VIADUC FERROVIAIRE DU PK 03+993.20 AU PK 05+752.91

1. Calcul de la contrainte admissible par la méthode préssiométrique SP 04

On fait nos calculs pour un pieu diamètre **B = 1.20 m**

- Poids des terres au repos au moment de l'essai : $p_0 = K_0^* * \sigma_v'$
- Coefficient des poids des terres au repos : K_0 **= 0.50**
- Densité sèche : γ_d **= 1.700 t/m3**
- Contrainte verticale des terres a la profondeur de l'essai : $\sigma_v' = \gamma * Z$
- Pression limite des sols : P_l
- Pression limite équivalente : $P_l^* = P_l - P_0$

Z (m)	1.00	2.00	3.00	4.00	5.00	6.00	7.00	8.00	9.00
P_l (bar)	5.820	4.550	3.610	3.540	4.300	3.340	6.620	7.590	8.570
P_0 (bar)	0.095	0.190	0.285	0.380	0.475	0.570	0.665	0.760	0.855
P_l^* (bar)	5.725	4.360	3.325	3.160	3.825	2.770	5.955	6.830	7.715
q_s (bar)	0.247	0.199	0.158	0.151	0.178	0.134	0.255	0.281	0.306
E_M (bar)	115.00	65.50	196.00	73.50	70.00	77.40	155.00	123.00	142.00

Z (m)	10.00	11.00	12.00	13.00	14.00	15.00	16.00	17.00	18.00
P_l (bar)	21.800	24.800	34.800	48.500	37.700	48.500	48.500	48.600	48.600
P_0 (bar)	0.950	1.045	1.140	1.235	1.330	1.425	1.520	1.615	1.710
P_l^* (bar)	20.850	23.755	33.660	47.265	36.370	47.075	46.980	46.985	46.890
q_s (bar)	0.400	0.800	0.800	1.600	1.200	1.600	1.600	1.600	1.600
E_M (bar)	909.00	881.00	959.00	2150.00	864.00	2210.00	2290.00	2050.00	2230.00

Z (m)	19.00	20.00	21.00	22.00	23.00	24.00	25.00	26.00	27.00
P_l (bar)	48.600	48.500	48.600	48.600	48.600	48.600	48.600	48.700	48.700
P_0 (bar)	1.805	1.900	1.995	2.090	2.185	2.280	2.375	2.470	2.565
P_l^* (bar)	46.795	46.600	46.605	46.510	46.415	46.320	46.225	46.230	46.135
q_s (bar)	1.600	1.600	1.600	1.600	1.600	1.600	1.600	1.600	1.600
E_M (bar)	2710.00	1510.00	1890.00	1190.00	1500.00	1200.00	2420.00	3260.00	1250.00

2. Détermination de la charge limite en compression du pieu :

$$Q_L = Q_P + Q_f$$

- La charge limite de pointe : Q_P
- La charge limite par frottement : Q_f

2.1 La charge limite de pointe :

$$Q_p = s * \rho_p * q_l$$

- Coefficient réducteur de l'effort de pointe : ρ_p **= 1.00**
- Coefficient de portance équivalente : K_P
- Contrainte limite de pointe : $q_L = K_P * Pl_e^*$
- Pression limite nette équivalente : Pl_e^*
- Aire de la section droite du pieu : $s = \pi * B^2/4$

2.1.1 La pression limite nette équivalente :

$$Pl_e^* = \frac{1}{b+3a} \int_{D-b}^{D+3a} Pl^*(z)dz$$

Avec :

Zone utile [D-b ; D+3a]

a : max[B/2 ; 0.5m] a = 0.60

b: min[a ; h] b = 0.60

❖ **Contrainte limite de pointe :**

$$q_l = K_P * Pl_e^*$$

❖ **Contrainte limite de pointe :**

$$Q_p = s * \rho_p * q_l$$

2.2 La charge limite par frottement :

$$Q_f = \rho_s * p * \sum_{d+1}^{D-1} q_s * e_i$$

- Coefficient réducteur de frottement latéral : ρ_s = 1.00
- Périmètre de la section droite du pieu : P = π * B
- Frottement latérale unitaire de la couche i : q_s
- Épaisseur de la couche i : e_i

$$q_s(z) = 0{,}04 * n * \frac{Pl^*(z)}{1+0{,}5\,n} \left(2 - \frac{Pl^*(z)}{1+0{,}5\,n}\right)$$

3. La charge limite :

$$Q_L = Q_P + Q_f$$

4. La Charge portante nominale :

$$Q_n = \frac{Q_p}{3} + \frac{Q_f}{2}$$

5. La charge de fluage :

$$Q_c = 0,5 * Q_P + 0,7 * Q_f$$

6. La charge admissible en traction :

$$Q_{tc} = 0,7 * Q_f$$

7. La contrainte à l'état limites ultimes :

	$Q_{min}(t)$	$Q_{max}(t)$
Combinaison fondamentales	$-Q_f/1,4$	$Q_l/1,4$
Combinaison accidentelles	$-Q_f/1,3$	$Q_l/1,2$

8. La contrainte à l'état limite de service :

	$Q_{min}(t)$	$Q_{max}(t)$
Combinaison rares	$-Q_{tc}/1,4$	$Q_c/1,1$
Combinaison quasi permanentes	0	$Q_c/1,4$

VIADUC FERROVIAIRE DU PK 03+993.20 AU PK 05+752.91

9. Résultats de calculs :

Compté à partir de l'excavation de 3.30 m :

D(m)	B (m)	s(m²)	zone utile		Pl*(bar)	Pl*(bar)	Ple*(bar)	Kp	ql (bar)	Qp (t)	p (m)	Qf (t)
10.00	1.20	1.13	[9.40;	11.80]	12.969	31.679	22.7591	1.10	25.0350	282.9955	3.77	46.96
10.50	1.20	1.13	[9.90;	12.30]	19.537	37.742	26.5581	1.10	29.2140	330.2346	3.77	57.96
11.00	1.20	1.13	[10.40;	12.80]	22.012	44.544	30.7163	1.20	36.8596	416.6609	3.77	68.13
11.50	1.20	1.13	[10.90;	13.30]	23.465	43.997	35.5084	1.20	42.6101	481.6646	3.77	84.67
12.00	1.20	1.13	[11.40;	13.80]	27.717	38.549	38.8338	1.20	46.6006	526.7732	3.77	90.80
12.50	1.20	1.13	[11.90;	14.30]	32.670	39.582	40.4122	1.20	48.4946	548.1830	3.77	115.13
13.00	1.20	1.13	[12.40;	14.80]	39.102	44.934	41.7705	1.20	50.1246	566.6085	3.77	134.10
13.50	1.20	1.13	[12.90;	15.30]	45.905	47.047	42.6320	1.20	51.1584	578.2940	3.77	166.43
14.00	1.20	1.13	[13.40;	15.80]	42.907	46.999	42.9730	1.80	77.3514	874.3802	3.77	169.71
14.50	1.20	1.13	[13.90;	16.30]	37.460	46.982	44.3899	1.80	79.9018	903.2097	3.77	200.64
15.00	1.20	1.13	[14.40;	16.80]	40.652	46.984	46.2213	1.80	83.1984	940.4747	3.77	217.04
15.50	1.20	1.13	[14.90;	17.30]	46.005	46.957	46.9813	1.80	84.5664	955.9386	3.77	254.33
16.00	1.20	1.13	[15.40;	17.80]	47.037	46.909	46.9772	1.80	84.5589	955.8538	3.77	266.00
16.50	1.20	1.13	[15.90;	18.30]	46.990	46.862	46.9505	1.80	84.5109	955.3112	3.77	303.53
17.00	1.20	1.13	[16.40;	18.80]	46.982	46.814	46.9205	1.80	84.4569	954.7008	3.77	316.28
17.50	1.20	1.13	[16.90;	19.30]	46.985	46.737	46.8784	1.80	84.3812	953.8445	3.77	353.96
18.00	1.20	1.13	[17.40;	19.80]	46.947	46.639	46.8197	1.80	84.2754	952.6491	3.77	367.68
18.50	1.20	1.13	[17.90;	20.30]	46.900	46.602	46.7540	1.80	84.1573	951.3138	3.77	405.44
19.00	1.20	1.13	[18.40;	20.80]	46.852	46.604	46.6972	1.80	84.0549	950.1566	3.77	420.02
19.50	1.20	1.13	[18.90;	21.30]	46.805	46.577	46.6488	1.80	83.9679	949.1731	3.77	457.79
20.00	1.20	1.13	[19.40;	21.80]	46.717	46.529	46.6047	1.80	83.8884	948.2745	3.77	473.15
20.50	1.20	1.13	[19.90;	22.30]	46.620	46.482	46.5707	1.80	83.8273	947.5835	3.77	510.90
21.00	1.20	1.13	[20.40;	22.80]	46.602	46.434	46.5405	1.80	83.7729	946.9689	3.77	526.96
21.50	1.20	1.13	[20.90;	23.30]	46.605	46.387	46.5003	1.80	83.7005	946.1507	3.77	564.66
22.00	1.20	1.13	[21.40;	23.80]	46.567	46.339	46.4530	1.80	83.6154	945.1885	3.77	581.36
22.50	1.20	1.13	[21.90;	24.30]	46.520	46.292	46.4055	1.80	83.5299	944.2220	3.77	618.99
23.00	1.20	1.13	[22.40;	24.80]	46.472	46.244	46.3580	1.80	83.4444	943.2555	3.77	636.28
23.50	1.20	1.13	[22.90;	25.30]	46.425	46.227	46.3124	1.80	83.3623	942.3272	3.77	673.81
24.00	1.20	1.13	[23.40;	25.80]	46.377	46.229	46.2763	1.80	83.2974	941.5938	3.77	691.64
24.50	1.20	1.13	[23.90;	26.30]	46.330	46.202	46.2488	1.80	83.2479	941.0343	3.77	729.07
25.00	1.20	1.13	[24.40;	26.80]	46.282	46.154	46.2222	1.80	83.1999	940.4917	3.77	747.39
25.50	1.20	1.13	[24.90;	27.30]	46.235	46.077	46.2222	1.80	83.1999	940.4917	3.77	784.72
26.00	1.20	1.13	[25.40;	27.80]	46.227	45.979	46.2222	1.80	83.1999	940.4917	3.77	803.49
26.50	1.20	1.13	[25.90;	28.30]	46.230	45.942	46.2222	1.80	83.1999	940.4917	3.77	840.71
27.00	1.20	1.13	[26.40;	28.80]	46.192	45.944	46.2222	1.80	83.1999	940.4917	3.77	859.91

ANNEXE B

VIADUC FERROVIAIRE DU PK 03+993.20 AU PK 05+752.91

					ETAT LIMITES ULTIMES				ETAT LIMITES DE SERVICE			
D(m)	Qc (t)	Qn (t)	Qtc (t)	Qf (t)	fondamentales Qmin(t)	fondamentales Qmax(t)	accidentelles Qmin(t)	accidentelles Qmax(t)	rares Qmin (t)	rares Qmax (t)	quasi permanentes Qmin (t)	quasi permanentes Qmax (t)
10.00	174.37	117.81	32.87	329.95	-33.54	235.68	-36.12	274.96	-23.48	158.52	0	124.55
10.50	205.69	139.06	40.57	388.20	-41.40	277.28	-44.59	323.50	-28.98	186.99	0	146.92
11.00	256.02	172.95	47.69	484.79	-48.67	346.28	-52.41	404.00	-34.07	232.75	0	182.87
11.50	300.10	202.89	59.27	566.33	-60.48	404.52	-65.13	471.94	-42.33	272.82	0	214.36
12.00	326.95	220.99	63.56	617.58	-64.86	441.13	-69.85	514.65	-45.40	297.23	0	233.54
12.50	354.68	240.29	80.59	663.31	-82.23	473.79	-88.56	552.76	-57.56	322.44	0	253.34
13.00	377.17	255.92	93.87	700.71	-95.79	500.51	-103.15	583.92	-67.05	342.89	0	269.41
13.50	405.65	275.98	116.50	744.72	-118.88	531.94	-128.02	620.60	-83.21	368.77	0	289.75
14.00	555.98	376.31	118.79	1044.09	-121.22	745.78	-130.54	870.07	-84.85	505.44	0	397.13
14.50	592.05	401.39	140.45	1103.85	-143.31	788.46	-154.34	919.87	-100.32	538.23	0	422.89
15.00	622.17	422.01	151.93	1157.52	-155.03	826.80	-166.96	964.60	-108.52	565.61	0	444.40
15.50	656.00	445.81	178.03	1210.27	-181.66	864.48	-195.64	1008.56	-127.17	596.36	0	468.57
16.00	664.12	451.62	186.20	1221.85	-190.00	872.75	-204.61	1018.21	-133.00	603.75	0	474.37
16.50	690.13	470.20	212.47	1258.84	-216.81	899.17	-233.49	1049.04	-151.77	627.39	0	492.95
17.00	698.75	476.38	221.40	1270.99	-225.92	907.85	-243.30	1059.15	-158.14	635.23	0	499.11
17.50	724.70	494.93	247.78	1307.81	-252.83	934.15	-272.28	1089.84	-176.98	658.82	0	517.64
18.00	733.70	501.39	257.38	1320.33	-262.63	943.10	-282.83	1100.28	-183.84	667.00	0	524.07
18.50	759.46	519.82	283.80	1356.75	-289.60	969.11	-311.87	1130.62	-202.72	690.42	0	542.47
19.00	769.09	526.73	294.01	1370.18	-300.01	978.70	-323.09	1141.81	-210.01	699.17	0	549.35
19.50	795.04	545.29	320.45	1406.96	-326.99	1004.97	-352.14	1172.47	-228.89	722.76	0	567.88
20.00	805.34	552.67	331.20	1421.42	-337.96	1015.30	-363.96	1184.52	-236.57	732.13	0	575.24
20.50	831.42	571.31	357.63	1458.48	-364.93	1041.77	-393.00	1215.40	-255.45	755.84	0	593.87
21.00	842.36	579.14	368.87	1473.93	-376.40	1052.81	-405.36	1228.28	-263.48	765.78	0	601.68
21.50	868.33	597.71	395.26	1510.81	-403.33	1079.15	-434.35	1259.01	-282.33	789.40	0	620.24
22.00	879.55	605.74	406.95	1526.55	-415.26	1090.39	-447.20	1272.13	-290.68	799.59	0	628.25
22.50	905.40	624.23	433.29	1563.21	-442.13	1116.58	-476.14	1302.67	-309.49	823.09	0	646.71
23.00	917.02	632.56	445.39	1579.53	-454.48	1128.24	-489.44	1316.28	-318.14	833.65	0	655.01
23.50	942.83	651.01	471.67	1616.14	-481.29	1154.38	-518.32	1346.78	-336.91	857.12	0	673.45
24.00	954.94	659.68	484.15	1633.23	-494.03	1166.59	-532.03	1361.02	-345.82	868.13	0	682.10
24.50	980.87	678.21	510.35	1670.11	-520.77	1192.93	-560.82	1391.76	-364.54	891.70	0	700.62
25.00	993.42	687.19	523.17	1687.88	-533.85	1205.63	-574.92	1406.57	-373.70	903.11	0	709.59
25.50	1019.55	705.86	549.30	1725.21	-560.52	1232.29	-603.63	1437.68	-392.36	926.86	0	728.25
26.00	1032.69	715.24	562.45	1743.99	-573.92	1245.70	-618.07	1453.32	-401.75	938.81	0	737.64
26.50	1058.75	733.85	588.50	1781.21	-600.51	1272.29	-646.70	1484.34	-420.36	962.50	0	756.25
27.00	1072.18	743.45	601.94	1800.40	-614.22	1286.00	-661.47	1500.33	-429.95	974.71	0	765.84

ANNEXE C :

FERRAILLAGE (ROBOT EXPERT)

FERRAILLAGE DE LA DALLE CENTRALE

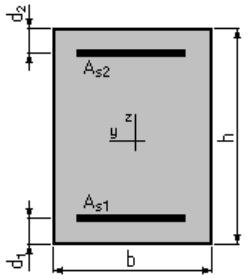
Calcul de Section en Flexion Simple

1. Hypothčses:

Béton : fc28 = 30,0 (MPa) **Acier : fe = 500,0 (MPa)**

- Fissuration non préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



b = 100,0 (cm)
h = 35,0 (cm)
d_1 = 5,0 (cm)
d_2 = 5,0 (cm)

3. Moments appliqués :

	M_{max} (kN*m)	**M_{min}** (kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	303,64	242,38
Etat **L**imite de **S**ervice	190,01	161,45
Etat **L**imite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier :

Section théorique A_{s1} = 26,2 (cm2) Section théorique A_{s2} = 20,4 (cm2)
Section minimum $A_{s\ min}$ = 3,6 (cm2)
théorique ρ = 1,55 (%)
minimum ρ_{min} = 0,12 (%)

Analyse par Cas:

Cas ELU M_{max} = 303,64 (kN*m) M_{min} = 242,38 (kN*m)
Coefficient de sécurité: 1,00 Pivot: A
Position de l'axe neutre: y = 6,5 (cm)
Bras de levier: Z = 27,4 (cm)
Déformation du béton: ε_b = 2,76 (‰)
Déformation de l'acier: ε_s = 10,00 (‰)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 434,8 (MPa)
comprimée: σ_s' = 48,1 (MPa)

Cas ELS M_{max} = 190,01 (kN*m) M_{min} = 161,45 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,66
Position de l'axe neutre: y = 10,8 (cm)
Bras de levier: Z = 26,4 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 9,3 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 18,0 (MPa)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 301,0 (MPa)
comprimée: σ_s' = 65,9 (MPa)
Contrainte limite de l'acier:
$\sigma_{s\ lim}$ = 500,0 (MPa)

FERRAILLAGE DE LA DALLE EN ENCORBELLEMENT

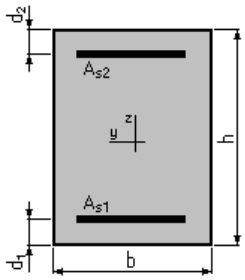
Calcul de Section en Flexion Simple

1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 30,0 (MPa) **Acier: fe = 500,0 (MPa)**

- Fissuration non préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



b = 100,0 (cm)
h = 35,0 (cm)
d_1 = 5,0 (cm)
d_2 = 5,0 (cm)

3. Moments appliqués:

	M_{max} (kN*m)	**M_{min}** (kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	-460,61	68,00
Etat **L**imite de **S**ervice	-321,03	50,27
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	A_{s1} = 5,2 (cm2)	Section théorique	A_{s2} = 42,0 (cm2)
Section minimum	$A_{s\ min}$ = 3,6 (cm2)		
théorique	ρ = 1,57 (%)		
minimum	ρ_{min} = 0,12 (%)		

Analyse par Cas:

Cas ELU **M_{max} = -460,61 (kN*m)** **M_{min} = 68,00(kN*m)**

Coefficient de sécurité:	1,00	Pivot: B
Position de l'axe neutre:	y = 11,9	(cm)
Bras de levier:	Z = 25,2	(cm)
Déformation du béton:	ε_b = 3,50	(‰)
Déformation de l'acier:	ε_s = 10,00	(‰)
Contrainte de l'acier:		
tendue:	σ_s = 434,8	(MPa)

Cas ELS **M_{max} = -321,03 (kN*m)** **M_{min} = 50,27 (kN*m)**

Coefficient de sécurité: 1,05

Position de l'axe neutre: y = 13,8 (cm)
Bras de levier: Z = 25,4 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 5,3 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 18,0 (MPa)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 352,4 (MPa)
comprimée: σ_s' = 8,1 (MPa)
Contrainte limite de l'acier:
$\sigma_{s\ lim}$ = 500,0 (MPa)

FERRAILLAGE DE LA PILE C1

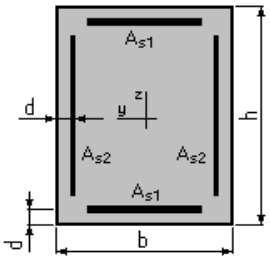
Calcul de Section en Flexion Déviée Composée

1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 30,0 (MPa) **Acier: fe = 500,0 (MPa)**

- Fissuration très préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



b = 800,0 (cm)

h = 180,0 (cm)

d = 5,0 (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N^{O}	Type	**N** (kN)	$\mathbf{M_y}$ (kN*m)	$\mathbf{M_z}$ (kN*m)
1.	ELA	16058,00	103686,00	40551,08

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 1041,3 (cm2) Section théorique A_{s2} = 53,8 (cm2)

Section minimum $A_{s\ min}$ = 288,0 (cm2) Section maximum $A_{s\ max}$ = 7200,0 (cm2)

théorique ρ = 1,52 (%)

minimum ρ_{min} = 0,10 (%) maximum ρ_{max} = 5,00 (%)

Analyse par Cas:

Cas N^{O} 1: Type ELA N = 16058,00 (kN) M_y = 103686,00 (kN*m) M_z = 40551,08 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,00 Pivot: A

Position de l'axe neutre: y = 38,4 (cm)

Bras de levier: Z = 172,0 (cm)

Déformation du béton: ε_b = 2,51 (‰)

Déformation de l'acier: ε_s = 10,00 (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue: σ_s =500,0 (MPa)

comprimée: σ_s' = 436,1 (MPa)

FERRAILLAGE DES PIEUX

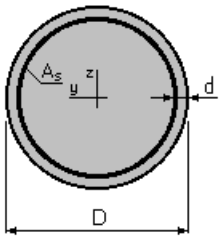
Calcul de Section en Flexion Déviée Composée

1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 25,0 (MPa) **Acier: fe = 500,0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



D = 120,0 (cm)

d = 5,0 (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N^{O}	Type	**N** (kN)	$\mathbf{M_y}$ (kN*m)	$\mathbf{M_z}$ (kN*m)
1.	ELA	-4042,00	958,70	314,20

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_s = 121,1 (cm2)

Section minimum $A_{s\ min}$ = 22,6 (cm2) Section maximum $A_{s\ max}$ = 565,5 (cm2)

théorique ρ = 1,07 (%)

minimum ρ_{min} = 0,10 (%) maximum ρ_{max} = 5,00 (%)

Analyse par Cas:

Cas N^{O} 1: Type ELA N = -4042,00 (kN) M_y = 958,70 (kN*m) M_z = 314,20 (kN*m)

Coefficient de sécurité : 1,00 Pivot : A

Position de l'axe neutre : y = 8,4 (cm)

Bras de levier : Z = 110,8 (cm)

Déformation du béton : ε_b = 0,79 (‰)

Déformation de l'acier : ε_s = 10,00 (‰)

Contrainte de l'acier :

tendue : σ_s = 500,0 (MPa)

comprimée : σ_s'= 67,1 (MPa)

ANNEXE D :
ANALYSE DYNAMIQUE

ANNEXE D

Les courbes d'accélération verticale

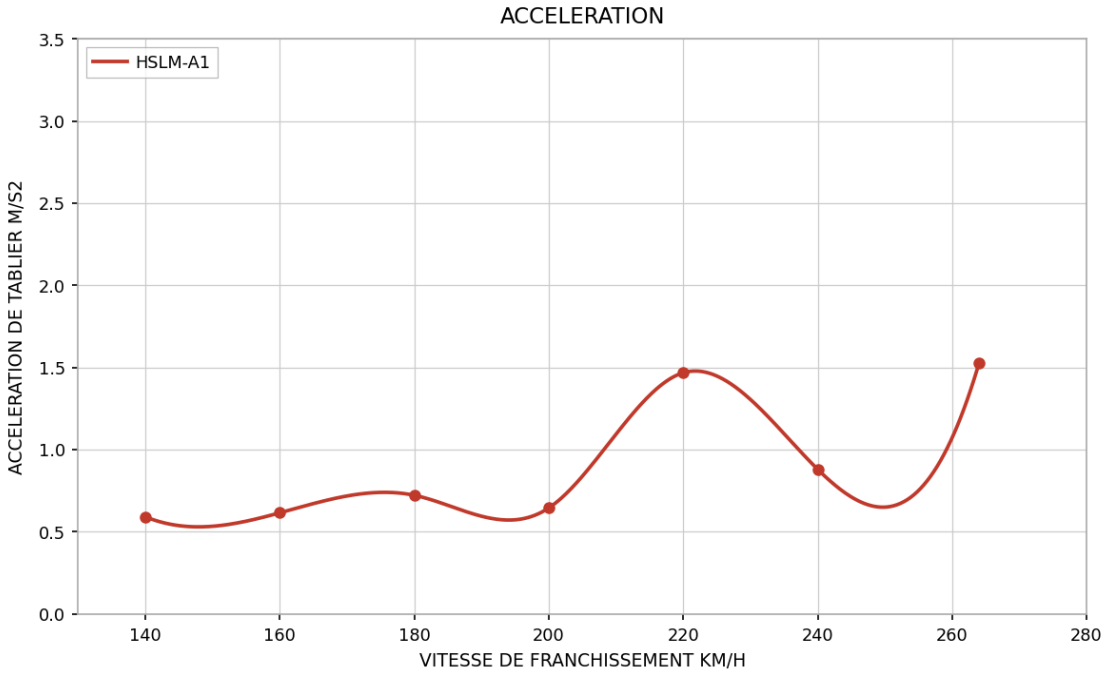


Figure X-1 : Évolution de l'accélération au point A1 en fonction de la vitesse

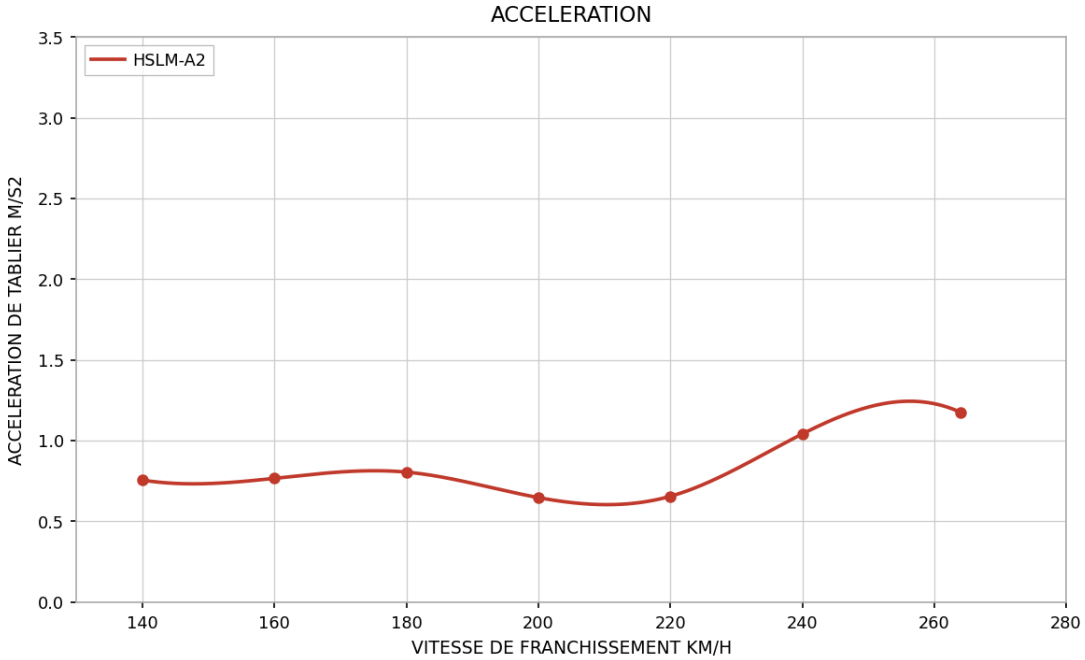


Figure X-2 : Évolution de l'accélération au point A2 en fonction de la vitesse

ANNEXE D

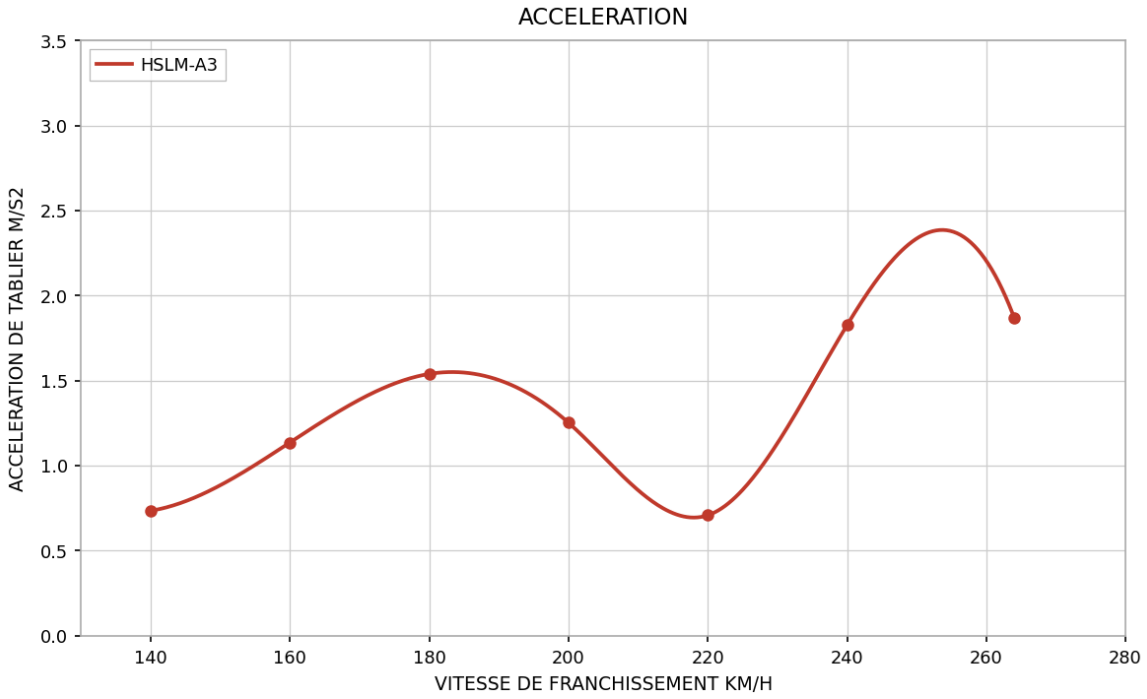


Figure X-3 : Évolution de l'accélération au point A3 en fonction de la vitesse

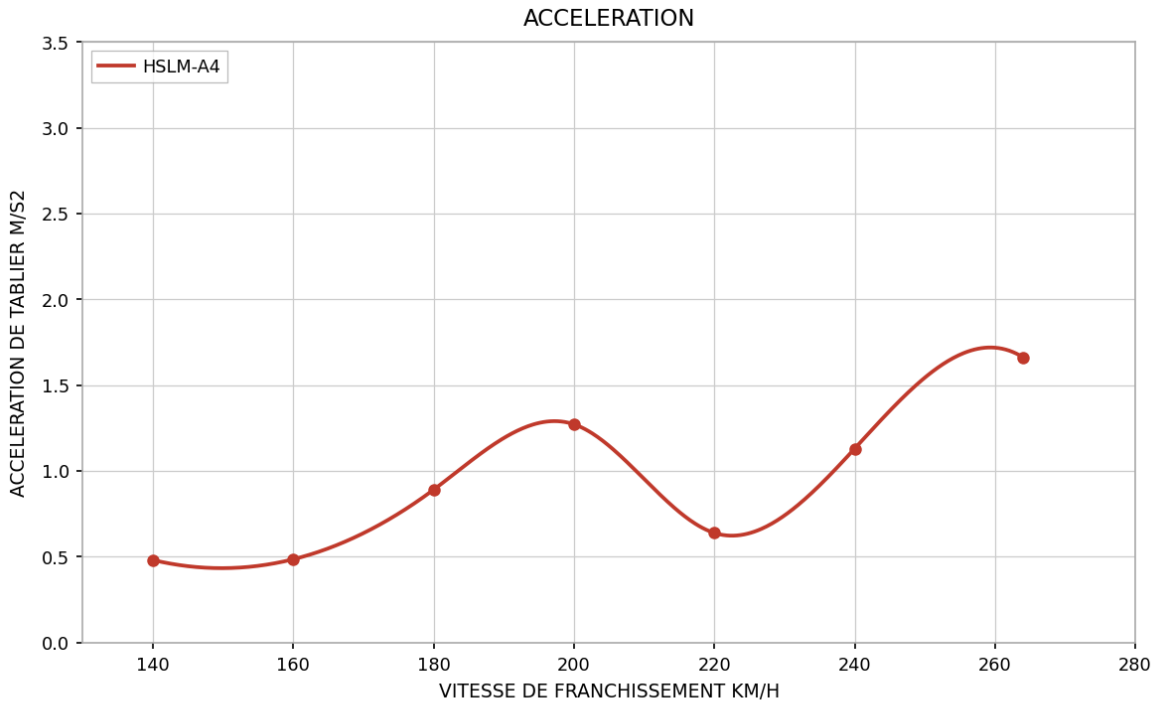


Figure X-4 : Évolution de l'accélération au point A4 en fonction de la vitesse

ANNEXE D

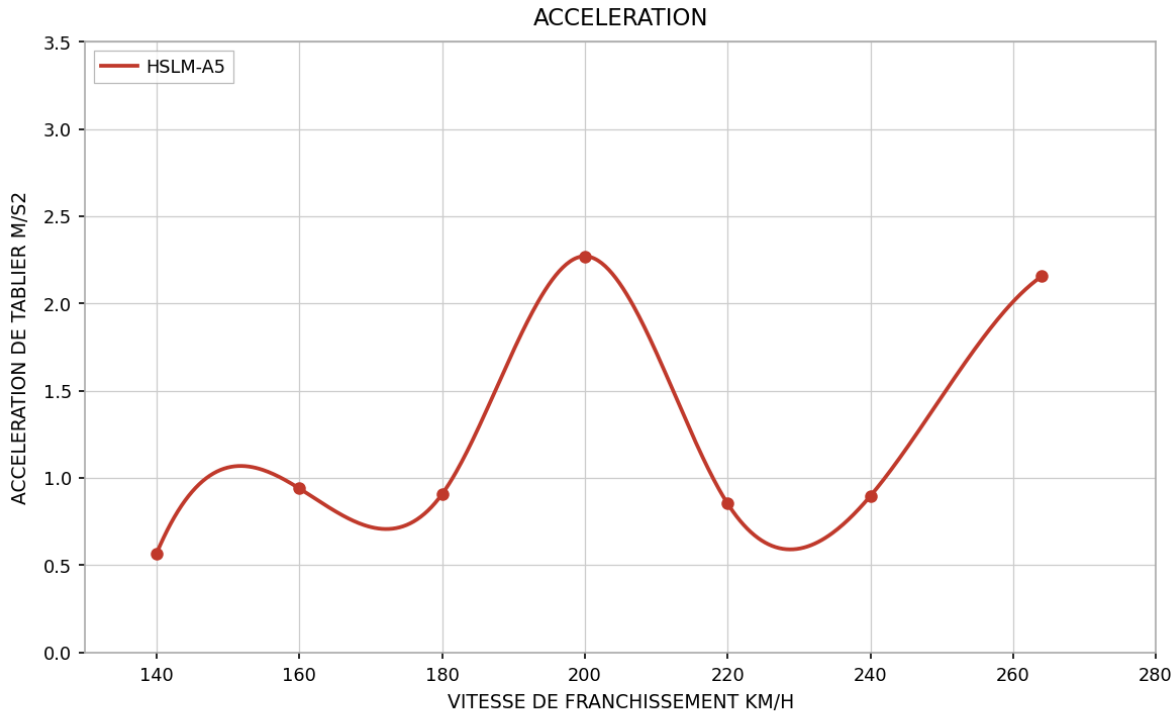


Figure X-5 : Évolution de l'accélération au point A5 en fonction de la vitesse

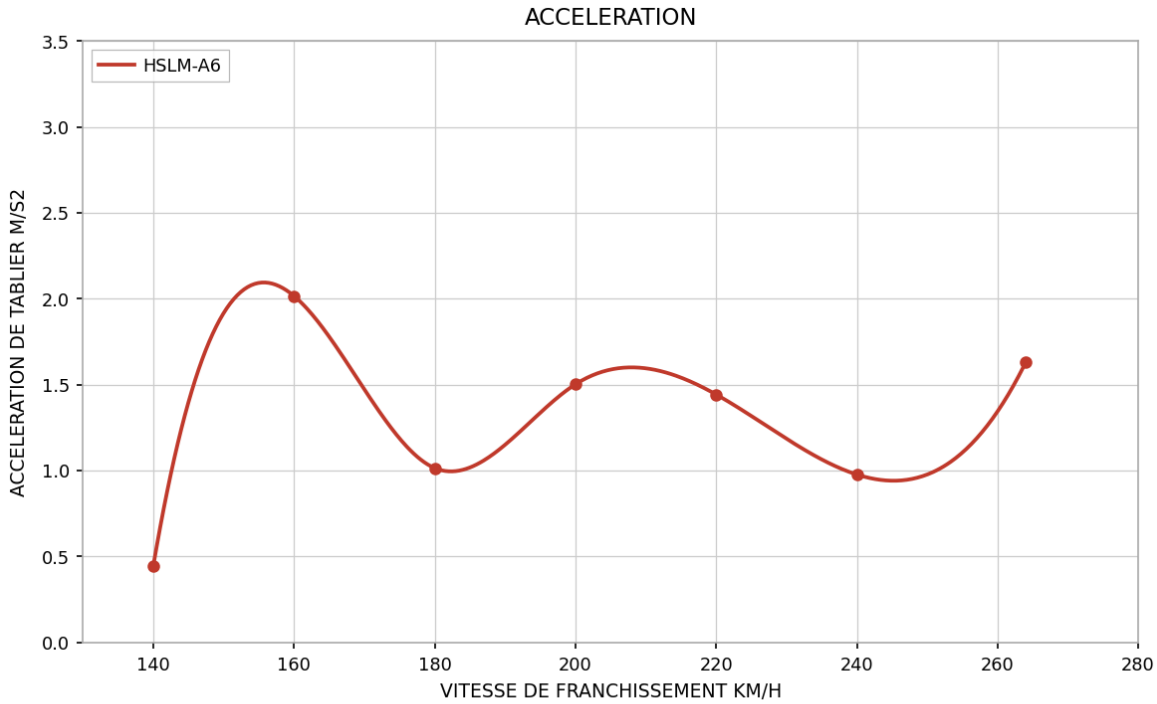


Figure X-6 : Évolution de l'accélération au point A6 en fonction de la vitesse

ANNEXE D

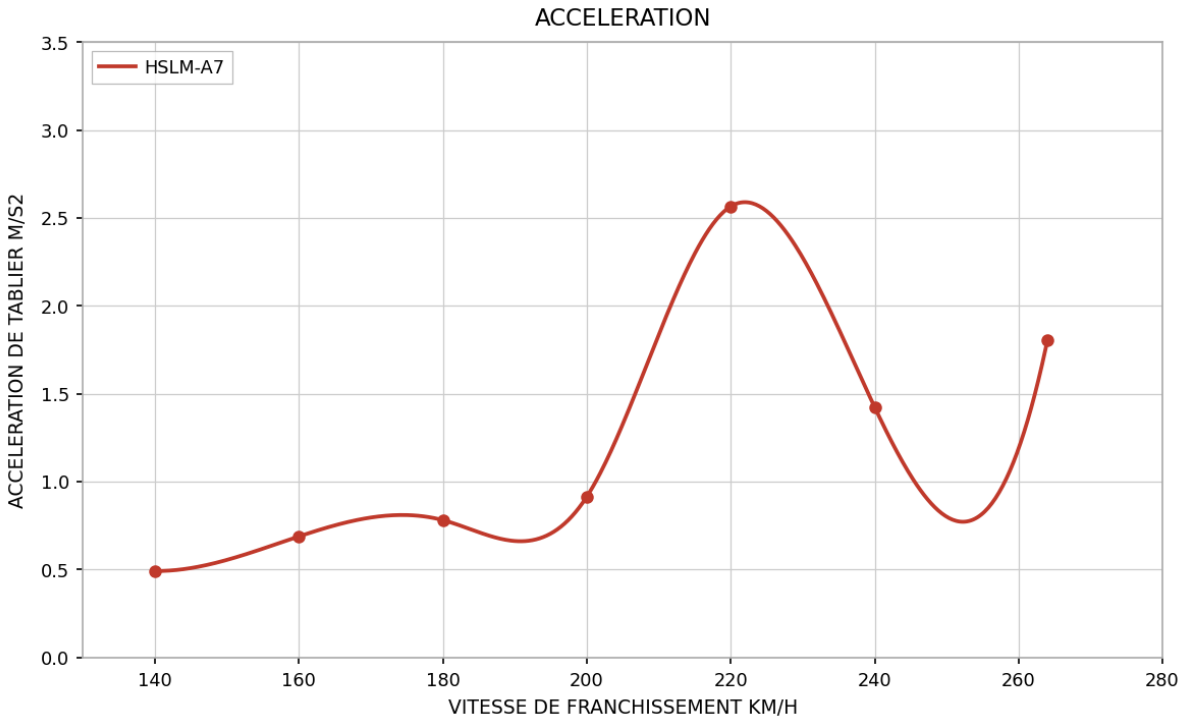


Figure X-7 : Évolution de l'accélération au point A7 en fonction de la vitesse

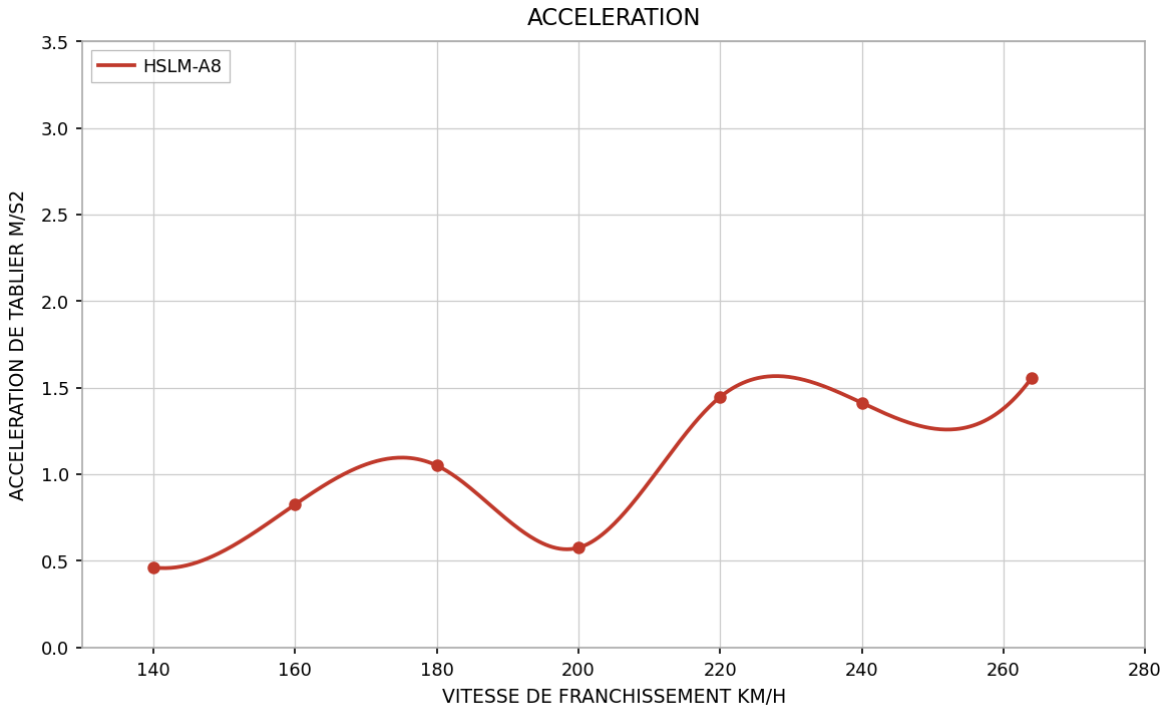


Figure X-8 : Évolution de l'accélération au point A8 en fonction de la vitesse

ANNEXE D

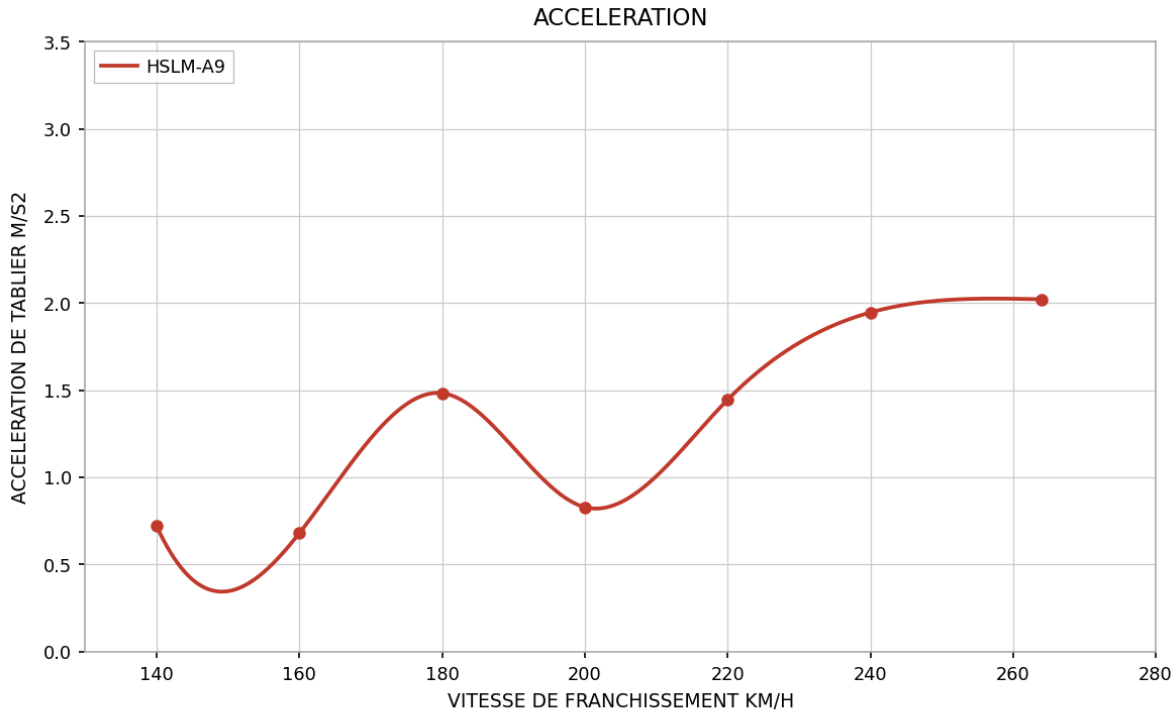


Figure X-9 : Évolution de l'accélération au point A9 en fonction de la vitesse

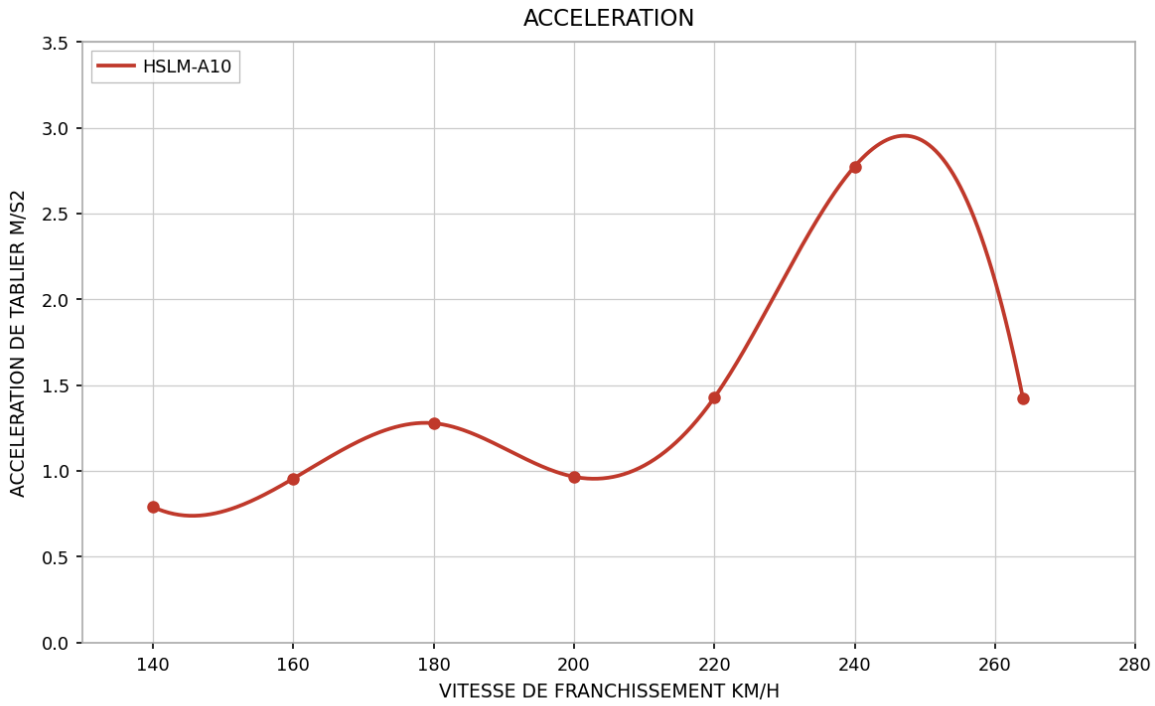
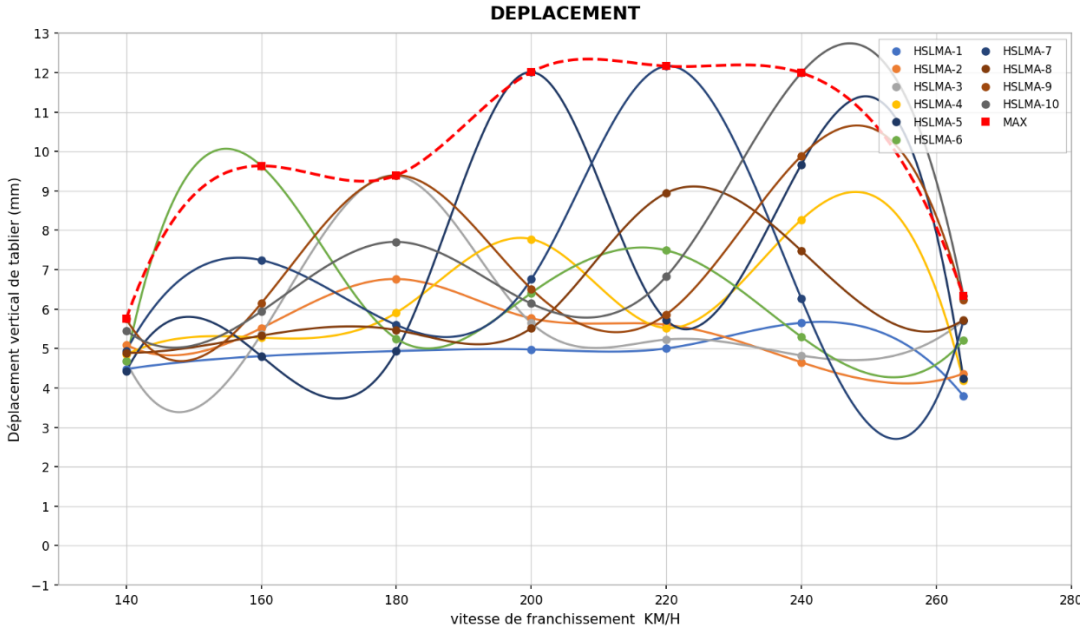


Figure X-10 : Évolution de l'accélération au point A10 en fonction de la vitesse

ANNEXE D


DEPLACEMENT
Déplacement vertical de tablier (mm)
vitesse de franchissement KM/H
HSLMA-1
HSLMA-2
HSLMA-3
HSLMA-4
HSLMA-5
HSLMA-6
HSLMA-7
HSLMA-8
HSLMA-9
HSLMA-10
MAX