République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
المـــدرســـة الوطنيـــة العليـــا للأشغـال العموميـة
فرنسـيس جانســون
École Nationale Supérieure des Travaux Publics
Francis Jeanson

Mémoire

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

Filière : Travaux Publics

Spécialité : Routes et Ouvrages

Thème

Étude et Modélisation BIM d'un Pont-Rail

Projet du PK 24+925 au PK 25+194.60 à Souk Ahras

Présenté par :

-HEZAM ISMAIL BAHA EDDINE

-KERBAA KHALED

Encadré par :

- Mr. HEMAIDI ZOURGUI NADJIB

-Mr. KERMICHE ABDELATIF

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 adressons nos remerciements aux membres du jury, ainsi qu'à l'examinateur, qui nous font l'honneur d'évaluer ce mémoire, pour le temps et l'attention qu'ils consacrent à notre travail.

Nous exprimons notre profonde gratitude à notre encadrant, M. HEMAIDI ZOURGUI NADJIB, pour son aide précieuse, sa disponibilité et ses conseils avisés tout au long de ce projet.

Nos remerciements s'adressent à l'ensemble du département DMS, et tout particulièrement à Madame Amina BOUREBIA, pour son engagement et sa bienveillance envers les étudiants.

Nous remercions tous nos enseignants qui nous ont accompagnés tout au long de notre parcours, aussi bien à l'ESSA durant les années préparatoires qu'à l'ENSTP durant notre spécialité, pour la qualité de la formation qu'ils nous ont transmise.

Nous remercions enfin l'ensemble du personnel de l'ENSTP, notamment Madame Mahdia BOUREBIA et Madame Meriem du service de la scolarité, pour leur disponibilité et leur accompagnement.

DÉDICACES

Avant tout, je remercie Allah, le Tout-Puissant, de m'avoir accordé la foi, la patience et la force d'arriver jusqu'ici. À Lui revient toute la gratitude.

Je dédie ce travail…

À mes très chers parents, les premiers artisans de chacune de mes réussites :

– À mon père, Nacer, dont les sacrifices silencieux et l'exemple ont éclairé chacun de mes pas ;

– À ma mère, dont les prières dans l'ombre et l'amour sans limite m'ont porté bien plus loin que je ne le croyais possible.

Tout ce que je suis aujourd'hui, je vous le dois.

À mes deux frères : Amine, mon grand frère et mon repère, et Abdelouadoud, mon petit frère et ma fierté. Grandir à vos côtés est la plus belle chose qui me soit arrivée.

À toute ma famille, pour sa présence, sa tendresse et sa confiance qui ne m'ont jamais fait défaut.

À mes amis d'enfance, Djo et Taki, témoins fidèles de tout le chemin parcouru, depuis les premiers jeux jusqu'à aujourd'hui.

À ceux que la vie universitaire a placés sur ma route dès les premiers jours et qui sont devenus des frères Khaled, Haithem et Adnane, compagnons des nuits blanches, des moments de doute et des fous rires : merci d'avoir toujours été là.

À tous ceux qui ont croisé mon chemin et m'ont inspiré, parfois sans même le savoir ; car derrière chaque réussite se cache une somme invisible de bienveillance. Ce travail est aussi le vôtre.

HEZAM Ismail Baha Eddine

DÉDICACES

الإهـداء

الحمدُ لله الذي بِنعمتِه تتمُّ الصالحات، فما بلغتُ هذا المقام، وما خطَطتُ حرفًا في هذا العمل، إلا بفضلٍ منه وتوفيق.

إلى روح سكنتْ قلبي قبل أن تُغادر عينيّ... إلى أبي حسين، قُرّةِ العين وأعزّ الأصدقاء، مَن كان — بعد الله — السببَ في كلِّ ما أنا عليه اليوم. «لقد فعل أبي لي كلَّ شيء حتى لم يُبقِ لأحدٍ بعده ما يُهديه إليّ».

أبي، إنّ هذه الصفحات ثمرة غرسِك، وإن غِبتَ عن عينيّ فلن تغيبَ عن دعائي. رحمك الله وأسكنك فسيحَ جنّاته.

وإلى أحنّ قلبٍ نبضَ من أجلي... إلى أمّي الغالية، يا مَن كان حنانُها سندًا، ودعاؤها سياجًا، وصبرُها سرَّ قوّتي في هذه الحياة. لكِ من الامتنان ما لا تسعُه الكلمات. حفظكِ الله لي يا نورَ عينيّ، وأطال في عُمرِك.

وإلى أخي وسندي رابح، يا مَن كانت نصائحُه نبراسًا وحمايتُه دِرعًا، دُمتَ لنا فخرًا وعِزًّا.

وإلى جدّتي الحنون، وإلى كلِّ أفرادِ عائلتي، شكرًا على دعمٍ لم ينقطع، وحُبٍّ لم يخذُل.

وإلى رفيقِ الدربِ في هذا العمل، زميلي وصديقي إسماعيل، شكرًا على جهدٍ صادقٍ وعملٍ مُتقَن، فنِعمَ السندُ كنتَ.

وإلى أصدقائي: إسماعيل، وياسر، وهيثم، وعدنان، وسليمان، وإلى كلِّ مَن جمعَني بهم مجلسُ صُحبةٍ صالحة ممّن لا تكفي السطورُ لِذِكرهم، شكرًا على دعمكم وحرصكم ووقوفِكم إلى جانبي. كنتم خيرَ رفقةٍ في خيرِ طريق.

إلى كلِّ هؤلاء، وإلى كلِّ يدٍ امتدّتْ بالعون وقلبٍ صدَقَ في الدعاء، أُهدي ثمرةَ هذا الجهد. فما هو إلا غيضٌ من فيضِ ما تستحقّون، وعربونُ وفاءٍ لا يُوفّيكم حقَّكم.

خالد كـــرباع

ملخص

يندرج هذا العمل ضمن إطار مشروع نهاية الدراسة، ويتناول تصميم ودراسة بنية ونمذجة BIM لجسر سكة حديدية مختلط من الفولاذ والخرسانة يقع بين النقطتين الكيلومتريتين 24+925 و25+194,60 في منطقة سوق أهراس. يندرج هذا المنشأ ضمن مشروع ازدواجية وتحديث الخط المنجمي الشرقي الرابط بين عنابة وجبل العنق. ويتكوّن من بلاطة مختلطة ثنائية الروافد من نوع PRS (مقاطع معدنية ملحومة)، تضم ست فتحات معزولة طول كل منها 45 مترًا، أي بطول إجمالي يقارب 270 مترًا، تحمل سكة مزدوجة. تشمل الدراسة التصميم والأبعاد الأولية، وتحديد الأحمال السككية، وحساب والتحقق من البلاطة المختلطة، ودراسة أجهزة الإسناد والتجهيزات، والتحليل الزلزالي، وحساب البنية التحتية (الدعامات والأساسات على أوتاد). أُجريت الحسابات وفقًا للمعايير الأوروبية (EC1، EC3، EC4، EC7) والقواعد المضادة للزلازل RPOA 2008 ومعايير السكك الحديدية UIC، باستخدام برنامجي Midas Civil وRobot Structural Analysis. وقد أُنجزت مقاربة أصيلة للنمذجة BIM (الأبعاد 3D و4D و5D) باستخدام برامج Revit وDynamo وGrasshopper بالتوازي مع الدراسة الكلاسيكية لإبراز قيمتها المضافة في المنشآت الفنية السككية.

الكلمات المفتاحية: جسر سكة حديدية، جسر مختلط فولاذ-خرسانة، ثنائي الروافد PRS، نمذجة BIM، تحليل زلزالي، المعايير الأوروبية.

Résumé

Le présent travail, réalisé dans le cadre du projet de fin d'études, porte sur la conception, l'étude structurale et la modélisation BIM d'un viaduc ferroviaire mixte acier-béton situé entre les points kilométriques PK 24+925 et PK 25+194,60, dans la région de Souk Ahras. L'ouvrage s'inscrit dans le projet de dédoublement et de modernisation de la Ligne Minière Est reliant Annaba à Djebel El Onk. Il se présente sous la forme d'un tablier mixte bipoutre à profilés reconstitués soudés (PRS), composé de six travées isostatiques de 45 mètres, soit une longueur totale d'environ 270 mètres, supportant une double voie. L'étude couvre la conception et le pré-dimensionnement, la définition des charges ferroviaires, le dimensionnement et la vérification du tablier mixte, l'étude des appareils d'appui et des équipements, l'analyse sismique ainsi que le dimensionnement de l'infrastructure (piles et fondations sur pieux). Les calculs sont menés conformément aux Eurocodes (EC1, EC3, EC4, EC7), au règlement parasismique RPOA 2008 et aux normes ferroviaires UIC, à l'aide des logiciels Midas Civil et Robot Structural Analysis. Une démarche originale de modélisation BIM (dimensions 3D, 4D et 5D), développée sous Revit, Dynamo et Grasshopper, est conduite en parallèle de l'étude classique afin d'en démontrer la valeur ajoutée pour les ouvrages d'art ferroviaires.

Mots-clés : Viaduc ferroviaire, pont mixte acier-béton, bipoutre PRS, modélisation BIM, analyse sismique, Eurocodes, Midas Civil.

Abstract

This work, carried out as part of the final year project, deals with the design, structural analysis and BIM modeling of a steel-concrete composite railway viaduct located between kilometer points PK 24+925 and PK 25+194.60, in the Souk Ahras region. The structure is part of the duplication and modernization project of the Eastern Mining Line connecting Annaba to Djebel El Onk. It consists of a twin-girder composite deck built with welded plate girders (PRS), made up of six simply-supported 45-meter spans, giving a total length of about 270 meters and carrying a double track. The study covers the conceptual design and pre-dimensioning, the definition of railway loads, the design and verification of the composite

deck, the study of bearings and equipment, the seismic analysis and the design of the substructure (piers and pile foundations). The calculations are performed in accordance with the Eurocodes (EC1, EC3, EC4, EC7), the Algerian seismic code RPOA 2008 and the UIC railway standards, using Midas Civil and Robot Structural Analysis software. An original BIM modeling approach (3D, 4D and 5D dimensions), developed with Revit, Dynamo and Grasshopper, is conducted in parallel with the classical study in order to demonstrate its added value for railway engineering structures.

Keywords: Railway viaduct, steel-concrete composite bridge, twin-girder PRS, BIM modeling, seismic analysis, Eurocodes, Midas Civil.

SOMMAIRE

INTRODUCTION GÉNÉRALE

PRÉSENTATION DU PROJET

I.1 Introduction 1

I.1.1 Objectif du projet 1

I.1.2 Situation du projet 2

I.1.3 Obstacle à franchir 2

I.2 DONNÉES GEOMETRIQUES DU PROJET 2

I.2.1 Tracé en plan 2

I.2.2 Profil en long 3

I.2.3 Profil en travers 4

I.3 DONNÉES NATURELLES DU PROJET 4

I.3.1 Topographie 4

I.3.2 Sismicité du site 5

I.3.3 Conditions climatiques 6

I.3.4 Étude Géotechnique et Reconnaissance des Sols 8

CONCEPTION ET PRÉDIMENSIONNEMENT 10

II.1. INTRODUCTION 11

II.2. PRESENTATION ET PRE-DIMENSIONNEMENT DES VARIANTES 11

II.2.1. Variante 01 : « Pont en voussoirs en béton précontraint construit par encorbellements successifs coulé en place » 11

II.2.1.1. Conception longitudinale 11
II.2.1.2. Découpage des voussoirs 12
II.2.1.3. Conception transversale 13
II.2.1.4. Conception de l'infrastructure (pile) 15
II.2.1.5. Conception de la culée 16

II.2.2. Variante 02 : « Pont mixte bipoutre acier-béton à hauteur constante » 18

II.2.2.1. Conception longitudinale 18
II.2.2.2. Conception transversale 19

II.2.2.3. Entretoisement des poutres 22
II.2.2.4. Conception de l'infrastructure (pile) 22
II.2.2.5. Conception de la culée 23
II.2.3. Variante 03 : « Pont à poutres préfabriquées en béton précontraint par post-tension (VIPP) » 24
II.2.3.1. Conception longitudinale 24
II.2.3.2. Conception transversale 25
II.2.3.3. Conception de l'infrastructure (pile) 27
II.3. ANALYSE MULTICRITERE DES VARIANTES 29
II.3.1. Comparaison entre les trois techniques de construction 29
II.4. CONCLUSION 30
MODÉLISATION BIM 31
III.1. INTRODUCTION 32
III.2. PRÉSENTATION DES LOGICIELS UTILISÉS 33
III.2.1 Autodesk Revit — autorité BIM du projet 33
III.2.2 Dynamo — programmation visuelle pour Revit 35
III.2.3 Rhinoceros et Grasshopper — modélisation paramétrique avancée 35
III.2.4 Rhino.Inside.Revit — pont entre les deux environnements 35
III.2.5 AutoCAD Civil 3D — traitement de la topographie 36
III.2.6 Autodesk InfraWorks — modèle contextuel du site 36
III.2.7 Autodesk Navisworks — coordination et simulation 4D 36
III.2.8 Microsoft Project — gestion du planning 37
III.3. WORKFLOW BIM ADOPTÉ 39
III.3.1 Vue d'ensemble du flux de données 39
III.3.2 Pipeline topographique 40
III.3.3 Pipeline structural 41
III.3.4 Échanges interopérables 42
III.3.5 Coordination 4D et 5D 43
III.4. MODÉLISATION PARAMÉTRIQUE SOUS DYNAMO 43
III.4.1 Contexte et objectifs du script 43

III.4.2 Paramètres d'entrée 44
III.4.3 Architecture modulaire du script 45
III.4.4 Génération des poutres PRS — exemple 46
III.4.5 Génération de l'infrastructure 47
III.4.6 Conversion en DirectShape Revit 48
III.4.7 Bilan de la génération paramétrique sous Dynamo 49
III.5. MODÉLISATION PARAMÉTRIQUE SOUS GRASSHOPPER 51
III.5.1 Pourquoi Grasshopper pour les culées ? 51
III.5.2 Principe de Rhino.Inside.Revit 51
III.5.3 Décomposition de la définition Grasshopper 52
III.5.4 Structure type d'un composant GHPython 54
III.5.5 Bilan de la génération paramétrique sous Grasshopper 55
III.6. INTÉGRATION AU CONTEXTE SITE 55
III.6.1 Levé topographique et préparation des données 56
III.6.2 Création de la surface TIN sous Civil 3D 56
III.6.3 Export et géoréférencement vers InfraWorks 58
III.6.4 Import de la maquette structurale et placement contextuel 58
III.6.5 Bilan du modèle contextuel global 59
III.7. DIFFICULTÉS TECHNIQUES RENCONTRÉES ET SOLUTIONS 60
III.7.1 Conventions de format des données topographiques 60
III.7.2 Géoréférencement et coordination des systèmes de coordonnées 61
III.7.3 Choix entre DirectShape et familles natives Revit 61
III.7.4 Apparence des matériaux à l'export IFC 62
III.7.5 Complémentarité de Dynamo et de Grasshopper 63
III.7.6 Synthèse 63
III.8. BIM 4D — PLANIFICATION TEMPORELLE 64
III.8.1 Principe et cadre méthodologique 64
III.8.2 Préparation du planning sous Microsoft Project 65

III.8.3 Liaison Navisworks TimeLiner ↔ Microsoft Project 67
III.8.4 Simulation chronologique et apports 68
III.9. BIM 5D — EXTRACTION QUANTITATIVE ET ESTIMATION DES COÛTS 69
III.9.1 Principe et cadre méthodologique 70
III.9.2 Extraction quantitative par script Dynamo 70
III.9.3 Quantitatif obtenu 71
III.9.4 Liaison avec le bordereau de prix et estimation des coûts 72
III.9.5 Apports du BIM 5D 73
III.10. COMPARAISON DE L'APPROCHE CLASSIQUE ET DE L'APPROCHE BIM 74
III.10.1 Cadre de la comparaison 74
III.10.2 Tableau comparatif détaillé 75
III.10.3 Analyse critique des résultats 76
III.11. LIMITES DU TRAVAIL ET PERSPECTIVES 77
III.11.1 Limites du travail réalisé 77
III.11.2 Perspectives d'extension 77
III.12. CONCLUSION DU CHAPITRE 79
MATÉRIAUX ET HYPOTHÈSES DE CALCUL 81
IV.1 INTRODUCTION 82
IV.2 NORMES ET RÈGLEMENTS APPLICABLES 82
IV.3 CARACTÉRISTIQUES DES MATÉRIAUX 83
IV.3.1 Béton 83
IV.3.1.1 Contraintes admissibles à la compression 83
IV.3.1.2 Modules de déformation longitudinale 84
IV.3.1.3 Coefficient de Poisson et module de cisaillement 85
IV.3.2 Aciers passifs 85
IV.3.2.1 Contrainte admissible à l'ELU 86
IV.3.2.2 Contrainte admissible à l'ELS 86
IV.3.3 Aciers de construction 86
IV.3.3.1 Limite d'élasticité 87
IV.3.3.2 Contrainte de rupture 87

IV.3.3.3 Caractéristiques mécaniques complémentaires 87
IV.3.3.4 Vérifications de contraintes à l'ELS 87
IV.4 HYPOTHÈSES DE CALCUL DE LA SECTION MIXTE 88
IV.4.1 Hypothèses fondamentales 88
IV.4.2 Coefficients d'équivalence 89
IV.4.3 Phasage de construction 89
IV.5 ÉTATS LIMITES ET COMBINAISONS D'ACTIONS 90
IV.5.1 Coefficients partiels de sécurité 90
IV.5.2 Combinaisons d'actions retenues 91
IV.6 CONCLUSION 91
ÉVALUATION DES CHARGES ET SURCHARGES 92
V.1 INTRODUCTION 93
V.2 POIDS PROPRE DE LA SUPERSTRUCTURE 93
V.3 CHARGES COMPLÉMENTAIRES PERMANENTES (CCP) 94
V.3.1 Principe de calcul 94
V.3.2 Évaluation des différentes composantes 94
V.4 CHARGES DUES AU TRAFIC FERROVIAIRE 95
V.4.1 Modèle de charge UIC 71 96
V.4.2 Modèles de charge SW/0 et SW/2 96
V.4.3 Modèle de charge « train à vide » 97
V.4.4 Excentricité des charges verticales 98
V.4.5 Transmission des charges à la structure 98
V.5 COEFFICIENT DYNAMIQUE Φ 98
V.5.1 Définition 99
V.5.2 Voie avec maintenance soignée 99
V.5.3 Voie avec maintenance standard 99
V.5.4 Définition des paramètres 99
V.5.5 Application au présent ouvrage 100

V.6 ACTIONS HORIZONTALES 100
V.6.1 Efforts d'accélération et de freinage 100
V.6.2 Effort de lacet 101
V.6.3 Forces centrifuges 101
V.6.4 Déraillement 101
V.7 ACTION DU VENT 102
V.8 ACTIONS THERMIQUES 103
V.8.1 Variation uniforme de température 103
V.8.2 Gradient thermique 103
V.8.3 Effets sur la structure 103
V.9 ACTION SISMIQUE 104
V.10 COMBINAISONS D'ACTIONS 104
V.10.1 État limite ultime (ELU) 104
V.10.2 État limite de service (ELS) 104
V.11 CONCLUSION 105
ÉTUDE DU TABLIER MIXTE 106
VI.1 INTRODUCTION 107
VI.2 CONCEPTION RETENUE 107
VI.3 PRÉSENTATION DU LOGICIEL MIDAS CIVIL NX 108
VI.4 ANALYSE DE LA SECTION MIXTE 108
VI.4.1 Caractéristiques de la section mixte 108
VI.4.1.1 Coefficient d'équivalence (NF EN 1994-2, 4.2.2) 108
VI.4.1.2 Largeur efficace (NF EN 1994-2, 5.4.1.2) 109
VI.4.1.3 Caractéristiques géométriques homogénéisées 109
VI.4.1.4 Caractéristiques pour l'action du retrait 112
VI.4.1.5 Caractéristiques pour les surcharges 112
VI.5 RÉSISTANCE EN SECTION ET VÉRIFICATION DE LA SÉCURITÉ STRUCTURALE 113
VI.5.1 Vérification de la résistance de la section 115

VI.5.1.1 Classification des sections 115
VI.5.1.2 Coulage de la dalle 115
VI.5.1.3 Justification des contraintes (ELS caractéristique) 115
VI.5.1.4 Justification en flexion (ELU) 116
VI.5.1.5 Justification à l'effort tranchant (ELU) 117
VI.5.2 Synthèse des vérifications de résistance 117
VI.5.2.1 Interaction M-V 118
VI.6 RETRAIT DU BÉTON 118
VI.7 ENTRETOISES 119
VI.7.1 Rôle des entretoises 119
VI.7.2 Entretoises courantes (IPE 600) 120
VI.7.3 Entretoises sur appuis (HEB 800) 120
VI.8 VÉRIFICATION DE LA FLÈCHE 122
VI.9 VÉRIFICATION DU VOILEMENT DE L'ÂME 123
VI.10 DIFFÉRENTS TYPES DE VOILEMENT 123
VI.11 VÉRIFICATION AU DÉVERSEMENT 124
VI.12 CONNECTEURS 124
VI.13 ÉTUDE DE LA DALLE 126
VI.13.1 Combinaisons de calcul 126
VI.13.2 Ferraillage transversal de la dalle 127
VI.13.2.1 Évaluation des efforts 127
VI.13.2.2 Calcul du ferraillage 128
VI.13.3 Ferraillage longitudinal 128
VI.13.3.1 Condition de non-fragilité 129
VI.14 ASSEMBLAGE 129
VI.14.1 Assemblage par soudure 129
VI.14.2 Soudure âme–semelle (cordon d'angle continu) 130
VI.14.3 Joints de montage 130
VI.14.4 Attache entretoise – poutre principale 131
VI.14.5 Raidisseur d'appui 131
VI.14.6 Contrôle de soudure 131

VI.15 CONCLUSION 132

ÉQUIPEMENTS DU PONT 133

VII.1 INTRODUCTION 134

VII.2 APPAREILS D'APPUI 134

VII.3 TYPES D'APPAREILS D'APPUI 134

VII.3.1 Avantages et inconvénients 135

VII.4 CONDITIONS D'APPUI 135

VII.5 DIMENSIONNEMENT DES APPAREILS D'APPUI 136

VII.5.1 Descente de charges (efforts verticaux) 136

VII.5.2 Critère et choix du type d'appareil 136

VII.5.3 Caractéristiques géométriques 136

VII.5.4 Contrainte moyenne de compression 137

VII.5.5 Limitation des distorsions (EN 1337-3 § 5.3.3) 137

VII.5.6 Stabilité au flambement (EN § 5.3.3.6) 138

VII.5.7 Épaisseur des frettes (EN § 5.3.3.5) 138

VII.5.8 Effort horizontal transmis 138

VII.5.9 Synthèse des vérifications 138

VII.6 DÉ D'APPUI 138

VII.6.1 Rôle et dimensions 138

VII.6.2 Ferraillage 138

VII.7 JOINT SOUS BALLAST 139

VII.8 CALCUL DU SOUFFLE 139

VII.9 APPAREIL DE DILATATION FERROVIAIRE (ADF) 140

VII.10 ÉVACUATION DES EAUX PLUVIALES 140

VII.11 CONCLUSION 141

ÉTUDE DE L'INFRASTRUCTURE 142

VIII.1. INTRODUCTION 143

VIII.2. PARAMETRES SISMIQUES SELON LE RPOA 2008 143

VIII.2.1. Classification de l'ouvrage 143
VIII.2.2. Zone sismique et coefficient d'accélération 143
VIII.2.3. Classification du site 143
VIII.2.4. Coefficient d'amortissement 144
VIII.2.5. Coefficient de comportement 144
VIII.2.6. Masses sismiques 144
VIII.3. SPECTRES DE REPONSE 145
VIII.3.1. Spectre de réponse horizontal 145
VIII.3.2. Spectre de réponse vertical 146
VIII.4. ANALYSE MODALE 147
VIII.4.1. Méthode d'analyse 147
VIII.4.2. Périodes et modes fondamentaux 147
VIII.4.3. Taux de participation massique et correction réglementaire 148
VIII.4.4. Combinaison des réponses modales 149
VIII.4.5. Combinaison des composantes de l'action sismique 149
VIII.5. COMBINAISONS D'ACTIONS ET EFFORTS DANS LES PILES 149
VIII.5.1. Combinaisons d'actions 149
VIII.5.2. Description de la pile dimensionnante 150
VIII.5.3. Efforts à la base de la pile P3/P4 150
VIII.6. FERRAILLAGE DE LA PILE P3/P4 151
VIII.6.1. Données de calcul 152
VIII.6.2. Efforts réduits sans dimension 152
VIII.6.3. Détermination du degré mécanique d'armature 152
VIII.6.4. Aire totale d'armature longitudinale 153
VIII.6.5. Répartition de l'armature sur les parois 154
VIII.6.6. Vérification de la condition de non-fragilité 154
VIII.6.7. Choix des armatures longitudinales 154
VIII.6.8. Armatures transversales 154

VIII.6.9. Conclusion 155

ÉTUDE DE FONDATION 156

IX.1. INTRODUCTION 157

IX.2. ANALYSE DES RÉSULTATS DE L'ÉTUDE GÉOTECHNIQUE 157

IX.2.1 Coupe lithologique du sondage SP36 157

IX.2.2 Résultats des essais pressiométriques 158

IX.2.3 Capacité portante préliminaire d'un pieu isolé 159

IX.2.4 Contexte topographique et hydraulique du site 160

IX.3. CHOIX DU TYPE DE FONDATION 160

IX.4. ÉTUDE DE FONDATION PROFONDE SUR PIEUX 161

IX.4.1 Prédimensionnement du groupe de pieux 161

IX.4.2 Sollicitations à la base de la pile 162

IX.4.3 Descente de charge sur le groupe de pieux 163

IX.4.4 Réactions des pieux 164

IX.5. CALCUL DE LA CAPACITÉ PORTANTE — MÉTHODE PRESSIOMÉTRIQUE DE MÉNARD 164

IX.5.1 Charge limite de pointe Q p 165

IX.5.2 Charge limite de frottement latéral Q s 166

IX.5.3 Charge de fluage Q c 167

IX.5.4 Effet de groupe 167

IX.5.5 Justification de la fiche d'ancrage 167

IX.5.6 Vérification au poinçonnement et au soulèvement 168

IX.6. FERRAILLAGE DES PIEUX 168

IX.6.1 Sollicitations de calcul 169

IX.6.2 Ferraillage longitudinal 169

IX.6.3 Ferraillage transversal et dispositions constructives 169

IX.7. ÉTUDE DE LA SEMELLE DE LIAISON 170

IX.7.1 Géométrie et applicabilité de la méthode des bielles 170

IX.7.2 Armatures inférieures principales 171

IX.7.3 Armatures de répartition et dispositions constructives 171
IX.7.4 Vérification de la contrainte de compression à l'about des pieux 171
IX.8. CONCLUSION 172
CONCLUSION GÉNÉRALE 174
BIBLIOGRAPHIE 177
ANNEXES 179

LISTE DES FIGURES

Figure I-1 : Communes traversées par la ligne minière, Section Centre, Tronçon Souk Ahras – Oued Kébrit 1

Figure I-2 : Localisation de l'ouvrage sur Google Earth. 2

Figure I-3 : Tracé en plan 3

Figure I-4 : Profil en long 3

Figure I-5 : Profil en travers 4

Figure I-6 : Carte topographique Souk Ahras – Oued Kébrit (altitude, relief) 5

Figure I-7 : Carte de zonage sismique de l'Algérie 6

Figure I-8 : Carte simplifiée des zones bioclimatiques de l'Est algérien (établie d'après Côte M., 1998) 7

Figure I-9 : Répartition des stations sur la zone traversée par le tracé de la Ligne Minière, Section Centre, tronçon Souk Ahras – Oued Kébrit 8

Figure II-1 : Principe constructif des voussoirs par encorbellements successifs. 11

Figure II-2 : Coupe longitudinale du tablier — Variante 01. 12

Figure II-3 : Schéma de découpage en voussoirs sur une travée principale. 13

Figure II-4 : Coupe transversale du caisson — Variante 01. 15

Figure II-5 : Pile-caisson rectangulaire creuse — Variante 01. 16

Figure II-6 : Coupe de la culée remblayée. 17

Figure II-7 : Vue générale d'un pont mixte bipoutre acier-béton. 18

Figure II-8 : Coupe longitudinale du tablier — Variante 02. 19

Figure II-9 : Coupe transversale du tablier mixte — Variante 02. 21

Figure II-10 : Section détaillée de la poutre PRS. 21

Figure II-11 : Sections des entretoises courantes et sur appui. 22

Figure II-12 : Vue générale d'un pont VIPP. 24

Figure II-13 : Coupe longitudinale du tablier — Variante 03. 25

Figure II-14 : Coupe transversale du tablier — Variante 03. 26

Figure II-15 : Section type d'une poutre VIPP. 27

Figure II-16 : Pile à futs circulaires — Variante 03. 28

Figure III-1 : Vue d'ensemble de la maquette numérique du viaduc dans Autodesk Revit. 34

Figure III-2 : Chaîne logicielle de la démarche BIM mise en œuvre. 39

Figure III-3 : Workflow BIM global du viaduc. 40

Figure III-4 : Modèle numérique de terrain (TIN) généré sous Civil 3D. 41

Figure III-5 : Vue d'ensemble du script paramétrique dans l'environnement Dynamo. 46

Figure III-6 : Logigramme algorithmique du script Dynamo. 50

Figure III-7 : Principe de fonctionnement de Rhino.Inside.Revit. 52

Figure III-8 : Définition Grasshopper dans l'environnement Rhino + Rhino.Inside.Revit. 53

Figure III-9 : Modèle numérique de terrain triangulé sous Civil 3D. 57

Figure III-10 : Insertion du viaduc dans le modèle contextuel sous InfraWorks. 59

Figure III-11 : Diagramme de Gantt du planning d'exécution sous Microsoft Project. 67

Figure III-12 : Étapes clés de la simulation 4D du chantier sous Navisworks TimeLiner. 69

Figure III-13 : Résultat de l'extraction quantitative produite par le script Dynamo. 71

Figure IV-1 : Diagramme contraintes-déformations du béton à l'ELU (parabole-rectangle). 85

Figure IV-2 : Diagramme conventionnel contraintes-déformations des armatures passives. 86

Figure IV-3 : Phasage de construction du tablier mixte bipoutre. 90

Figure V-1 : Diffusion des charges des rails et des traverses. Répartition longitudinale des charges par les traverses et le ballast (UIC 774-2 PAGE 6) 95

Figure V-2 : Modèle de charge UIC 71 96

Figure V-3 : Schéma des modèles de charge SW. 97

Figure V-4 : Situations de calcul du déraillement. 102

Figure VI-1 : Conception retenue – section mixte bipoutre à hauteur constante. 107

Figure VI-2 : Logiciel MIDAS Civil NX. 108

Figure VI-3 : Modèle 3D du tablier. 108

Figure VI-4 : Largeur efficace considérée dans les calculs. 109

Figure VI-5 : Moment fléchissant My sous poids propre [MIDAS CIVIL NX]. 113

Figure VI-6 : Moment fléchissant My à l'ELU (combinaison la plus défavorable) [MIDAS CIVIL NX]. 113

Figure VI-7 : Effort tranchant Fz à l'ELU (combinaison la plus défavorable) [MIDAS CIVIL NX]. 114

Figure VI-8 : Distribution des contraintes de retrait dans la section mixte. 119

Figure VI-9 : Réaction d'appui [MIDAS CIVIL NX]. 121

Figure VI-10 : Entretoise HEB1000 121

Figure VI-12 : Flèche de calcul [MIDAS CIVIL NX]. 122

Figure VI-13 : Disposition transversale des goujons. 125

Figure VI-14 : Disposition longitudinale des goujons. 126

Figure VI-15 : Coupe sur la dalle pour l'extraction des moments [ROBOT SA]. 127

Figure VI-16 : Cartographie du moment fléchissant Mxx à l'ELU [ROBOT SA]. 127

Figure VI-17 : Cartographie du moment fléchissant Mxx à l'ELS [ROBOT SA]. 128

Figure VI-18 : Plan de ferraillage de la dalle. 129

Figure VI-19 : Détail de la soudure âme-âme (chanfrein en X). 130

Figure VI-20 : Détail de la soudure de la semelle supérieure (chanfrein en X). 131

Figure VII-1 : Composition d'un appareil d'appui en élastomère fretté (frettes en acier). 134

Figure VII-2 : Les six types d'appareils d'appui en élastomère fretté (NF EN 1337-3). 135

Figure VII-3 : Définition géométrique de l'appareil d'appui (guide SETRA). 137

Figure VII-4 : Joint sous ballast. 139

Figure VII-5 : Appareil de dilatation ferroviaire (ADF). 140

Figure VIII-1 : Modèle global sur Midas. 145

Figure VIII-2 : Spectre de réponse horizontal (RPOA 2008, Zone I, site S2). 146

Figure VIII-3 : Spectre de réponse vertical (RPOA 2008, Zone I). 146

Figure VIII-4 : Coupe transversale du fût creux de la pile P3/P4. 150

Figure VIII-5 : Lecture des abaques de Walther — détermination du degré mécanique d'armature ω 153

Figure VIII-6 : Plan de ferraillage de la section creuse du fût P3/P4. 155

Figure IX-1 : Log lithologique du sondage pressiométrique SP36. 158

Figure IX-2 : Profils pressiométriques (E_p, p_l) du sondage SP36. 159

Figure IX-3 : Classification des types de fondations en ouvrages d'art. 161

Figure IX-4 : Disposition du groupe de pieux sous la pile P3/P4. 162

Figure IX-5 : Mécanismes de mobilisation de la résistance ultime d'un pieu. 165

Figure IX-6 : Ferraillage type d'un pieu foré Ø 1,20 m. 170

Figure IX-7 : Ferraillage de la semelle de liaison sous pile. 172

LISTE DES TABLEAUX

Tableau I-1 : Coefficients d'accélération de zone A selon le RPOA 2008 5

Tableau I-2: Moyennes annuelles et mensuelles des températures (◦C) aux stations de Souk Ahras et Tébessa (Source : ONM). 6

Tableau II-1 : Implantation des appuis — Variante 01. 12

Tableau II-2 : Récapitulation du découpage des voussoirs — Variante 01. 13

Tableau II-3 : Prédimensionnement transversal — Variante 01. 14

Tableau II-4 : Conception de la pile — Variante 01. 15

Tableau II-5 : Récapitulatif du prédimensionnement des culées. 16

Tableau II-6 : Implantation des appuis — Variante 02. 19

Tableau II-7 : Prédimensionnement général — Variante 02. 20

Tableau II-8 : Dimensions de la section PRS — Variante 02. 20

Tableau II-9 : Conception de la pile — Variante 02. 23

Tableau II-10 : Implantation des appuis — Variante 03. 24

Tableau II-11 : Récapitulation du prédimensionnement de la Variante 03. 25

Tableau II-12 : Conception de la pile — Variante 03. 27

Tableau II-13 : Avantages et inconvénients des trois variantes. 29

Tableau III-1 : Synthèse des logiciels utilisés dans le workflow BIM du viaduc. 37

Tableau III-2 : Formats d'échange utilisés et liaisons logicielles. 42

Tableau III-3 : Paramètres d'entrée du script Dynamo pour le viaduc. 44

Tableau III-4 : Décomposition modulaire du script Dynamo. 45

Tableau III-5 : Bilan des éléments générés par le script Dynamo. 49

Tableau III-6 : Décomposition de la définition Grasshopper. 53

Tableau III-7 : Bilan des éléments d'une culée générés par la définition Grasshopper. 55

Tableau III-8 : Caractéristiques du modèle numérique de terrain. 56

Tableau III-9 : Coordonnées de placement de la maquette IFC dans InfraWorks. 58

Tableau III-10 : Synthèse des difficultés techniques rencontrées et solutions adoptées. 63

Tableau III-11 : Décomposition du planning d'exécution (BIM 4D). 65

Tableau III-12 : Associations tâches du planning ↔ Search Sets Navisworks. 68

Tableau III-13 : Variables d'extraction quantitative calculées par le script Dynamo. 70

Tableau III-14 : Quantitatif global extrait de la maquette numérique. 71

Tableau III-15 : Estimation indicative du coût de l'ouvrage (prix unitaires à valider). 73

Tableau III-16 : Comparaison de l'approche classique et de l'approche BIM (critères 1 à 9). 75

Tableau III-17 : Limites identifiées et perspectives d'extension. 78

Tableau IV-1 : Caractéristiques du béton. 83

Tableau IV-2 : Contraintes admissibles du béton. 84

Tableau IV-3 : Caractéristiques des aciers passifs. 85

Tableau IV-4 : Limite d'élasticité fy du S355 selon l'épaisseur. 87

Tableau IV-5 : Contrainte de rupture fu du S355 selon l'épaisseur. 87

Tableau IV-6 : Caractéristiques complémentaires de l'acier S355. 87

Tableau IV-7 : Valeurs du coefficient d'équivalence n. 89

Tableau IV-8 : Phasage de construction et sections résistantes associées. 89

Tableau IV-9 : Coefficients partiels de sécurité. 90

Tableau V-1 : Poids linéaire de la structure. 93

Tableau V-2 : Charges complémentaires permanentes (avec ballast). 95

Tableau V-3 : Valeurs caractéristiques des charges verticales — schémas SW. 97

Tableau V-4 : Valeur du coefficient k en fonction du nombre de travées. 100

Tableau V-5 : Calcul des coefficients dynamiques. 100

Tableau V-6 : Combinaisons d'actions à l'ELU. 104

Tableau V-7 : Combinaisons caractéristiques à l'ELS. 104

Tableau V-8 : Combinaisons fréquentes à l'ELS. 105

Tableau VI-1 : Coefficient d'équivalence n. 109

Tableau VI-2 : Caractéristiques de la section de béton. 111

Tableau VI-3 : Caractéristiques de la section métallique (n_L = ∞). 111

Tableau VI-4 : Caractéristiques de la section mixte – CCP (n_L = 18). 112

Tableau VI-5 : Caractéristiques de la section mixte – retrait (n_L = 15). 112

Tableau VI-6 : Caractéristiques de la section mixte – surcharges (n_L = 6). 112

Tableau VI-7 : Moments fléchissants sollicitants à la section de mi-travée [MIDAS CIVIL NX]. 114

Tableau VI-8 : Efforts tranchants sollicitants à la section d'appui [MIDAS CIVIL NX]. 114

Tableau VI-9 : Justification des contraintes à l'ELS caractéristique (mi-travée). 116

Tableau VI-10 : Synthèse des vérifications de résistance à l'ELU. 117

Tableau VI-11 : Bilan des déformations de retrait au temps infini. 118

Tableau VI-12 : Contraintes de retrait dans la section mixte (n_L = 15). 119

Tableau VI-13 : Flèche admissible selon la vitesse de circulation (L = 45,00 m). 122

Tableau VI-14 : Résistance d'un goujon à tête (d = 22 mm). 125

Tableau VI-15 : Dimensionnement de la connexion par zone (ELS déterminant). 125

Tableau VI-16 : Récapitulatif des moments fléchissants transversaux Mxx. 128

Tableau VI-17 : Ferraillage transversal de la dalle. 128

Tableau VII-1 : Avantages et inconvénients des appareils d'appui. 135

Tableau VII-2 : Réaction d'appui maximale (ELU, UIC 71 + SW/2). 136

Tableau VII-3 : Critère de choix du type d'appareil (guide SETRA). 136

Tableau VII-3 : Caractéristiques de l'appareil d'appui retenu. 137

Tableau VII-4 : Synthèse des vérifications de l'appareil d'appui. 138

Tableau VII-5 : Dimensions de l'appareil et du dé d'appui. 138

Tableau VII-6 : Ferraillage des dés d'appui (frettage + éclatement, méthode BAEL E.8.2.3). 139

Tableau VIII-1 : Récapitulatif des paramètres sismiques (RPOA 2008). 144

Tableau VIII-2 : Paramètres des spectres de réponse horizontal et vertical..... 147

Tableau VIII-3 : Périodes et masses modales participantes des modes significatifs. 148

Tableau VIII-4 : Combinaisons de charge à l'ELA. 150

Tableau VIII-5 : Efforts à la base de la pile P3/P4 — section pleine au pied (0,00 m). 151

Tableau VIII-6 : Efforts à la base du fût creux (2,25 m) — section de ferraillage. 151

Tableau VIII-7 : Ferraillage longitudinal du fût creux P3/P4. 154

Tableau VIII-8 : Armatures transversales du fût creux P3/P4. 155

Tableau IX-1 : Coupe lithologique du sondage SP36. 158

Tableau IX-2 : Synthèse des résultats pressiométriques (sondage SP36). 159

Tableau IX-3 : Capacité portante d'un pieu isolé Ø 1,20 m en fonction de la profondeur d'ancrage. 160

Tableau IX-4 : Torseur des efforts à la base de la pile P3/P4 (niveau supérieur de la semelle). .. 163

Tableau IX-5 : Moments au plan inférieur de la semelle. 163

Tableau IX-6 : Réactions extrêmes des pieux du groupe (pile P3/P4). 164

Tableau IX-7 : Pressions limites utilisées pour le calcul de p_{le}^{*} (D = 14,00 m). 165

Tableau IX-8 : Calcul du frottement latéral limite Q_s (D = 14,00 m). 166

Tableau IX-9 : Capacités d'un pieu isolé pour les deux fiches étudiées. 167

Tableau IX-10 : Justification de la fiche d'ancrage (pile P3/P4). 168

Tableau IX-11 : Récapitulatif du ferraillage des pieux Ø 1,20 m. 170

Tableau IX-12 : Récapitulatif du ferraillage de la semelle de liaison. 172

LISTE DES ABRÉVIATIONS

ANESRIF	Agence Nationale d'Études et de Suivi de la Réalisation des Investissements Ferroviaires
BAEL	Béton Armé aux États Limites
BIM	Building Information Modeling (modélisation des données du bâtiment)
CCP	Charges Complémentaires Permanentes
ELS	État Limite de Service
ELU	État Limite Ultime
ELA	État Limite Accidentel
EN	Norme Européenne (Eurocode)
LM71	Load Model 71 — modèle de charge ferroviaire (UIC 71)
PFE	Projet de Fin d'Études
PK	Point Kilométrique
PRS	Poutre Reconstituée Soudée
RPOA	Règles Parasismiques Applicables aux Ouvrages d'Art (2008)
SETRA	Service d'Études Techniques des Routes et Autoroutes
SW/0, SW/2	Schémas de charges ferroviaires (convois-types UIC)
UIC	Union Internationale des Chemins de fer
S355	Acier de construction — limite d'élasticité 355 MPa
C35/45, C40/50	Classes de résistance du béton
G ; Q	Actions permanentes ; actions variables (d'exploitation)
φ	Coefficient dynamique ferroviaire
E ; ν	Module d'élasticité (Young) ; coefficient de Poisson
N ; M ; V	Effort normal ; moment fléchissant ; effort tranchant

fck ; fy	Résistance caractéristique du béton ; limite d'élasticité de l'acier
TN	Terrain Naturel

INTRODUCTION GÉNÉRALE

INTRODUCTION GÉNÉRALE

Le projet de fin d'études constitue l'aboutissement du parcours de formation d'ingénieur, en offrant l'occasion de mettre en application l'ensemble des connaissances théoriques et techniques acquises au cours des cinq années d'études. Dans ce cadre, le choix s'est porté sur la conception et l'étude d'un ouvrage d'art ferroviaire, domaine exigeant qui mobilise simultanément plusieurs disciplines du génie civil et qui se prête particulièrement bien à l'introduction des méthodes de travail modernes.

Un pont, et plus particulièrement un viaduc, est un ouvrage d'art destiné à franchir un obstacle, qu'il soit naturel — vallée, oued ou rivière — ou artificiel. Sa conception requiert une attention toute particulière, en raison de son importance technique mais aussi de ses dimensions économiques, sécuritaire et stratégique. Le dimensionnement d'un tel ouvrage est un véritable travail de synthèse, intégrant la statique, la dynamique, la résistance des matériaux, la construction métallique et mixte, le calcul sismique et l'étude des fondations.

Le présent travail s'inscrit dans le projet de dédoublement, de modernisation et de rectification de tracé de la Ligne Minière Est, destinée au transport de minerai et reliant la région d'Annaba à Djebel El Onk. Cette ligne, structurante pour l'économie de l'Est algérien, comporte plusieurs ouvrages d'art, parmi lesquels le viaduc franchissant la vallée entre les points kilométriques PK 24+925 et PK 25+194,60, dans la région de Souk Ahras, qui fait l'objet de cette étude, dont l'intitulé est « Étude et modélisation BIM d'un pont-rail — projet du PK 24+925 au PK 25+194,60 à Souk Ahras ». L'ouvrage, d'une longueur totale d'environ 270 mètres, est constitué de six travées isostatiques de 45 mètres et supporte une double voie ferrée. La solution retenue est un tablier mixte acier-béton de type bipoutre à profilés reconstitués soudés (PRS), associant une charpente métallique en acier à une dalle de roulement en béton armé.

Ce projet revêt un caractère stratégique pour l'État algérien : la Ligne Minière Est assure l'acheminement du minerai de phosphate de Djebel El Onk vers les complexes industriels et le port d'Annaba, constituant un maillon essentiel d'une filière d'exportation à forte valeur ajoutée pour l'économie nationale. La modernisation et le dédoublement de la ligne visent à accroître sensiblement sa capacité de transport et à fiabiliser l'écoulement du trafic, contribuant ainsi au désenclavement et au développement économique de l'Est du pays. L'importance de ces enjeux s'accompagne de délais de réalisation serrés, imposés par le caractère prioritaire du programme : la mise en service rapide de l'infrastructure constitue une contrainte majeure du projet. Cette exigence de rapidité a orienté les choix de conception vers des solutions à montage rapide — telle la charpente métallique du tablier mixte, préfabriquée en atelier et assemblée sur site — et conforte le recours à une démarche BIM intégrant la planification (4D), gage d'une meilleure maîtrise des délais et de la coordination des intervenants.

La particularité de ce mémoire réside dans la conduite, sur un même ouvrage, de deux démarches complémentaires. La première est une étude classique, fondée sur le dimensionnement et la vérification des différents éléments structuraux conformément aux

Eurocodes, au règlement parasismique RPOA 2008 et aux normes ferroviaires en vigueur, à l'aide de logiciels de calcul tels que Midas Civil et Robot Structural Analysis. La seconde est une démarche de modélisation BIM (Building Information Modeling), couvrant les dimensions 3D, 4D et 5D, développée sous Revit, Dynamo et Grasshopper, et visant à démontrer la valeur ajoutée d'une approche numérique intégrée pour les ouvrages d'art ferroviaires en contexte algérien.

Afin de traiter ces différents aspects de manière structurée, le présent mémoire est organisé, après la présente introduction générale, en neuf chapitres :

Chapitre I : Présentation du projet.

Chapitre II : Conception et pré-dimensionnement de l'ouvrage.

Chapitre III : Modélisation BIM du viaduc.

Chapitre IV : Caractéristiques des matériaux.

Chapitre V : Charges permanentes et surcharges d'exploitation ferroviaires.

Chapitre VI : Étude du tablier mixte acier-béton.

Chapitre VII : Étude des équipements et des appareils d'appui.

Chapitre VIII : Étude sismique et dimensionnement de l'infrastructure (piles).

Chapitre IX : Étude des fondations.

Le mémoire se termine par une conclusion générale, qui dresse la synthèse des résultats obtenus et ouvre sur les perspectives offertes par la généralisation des démarches BIM aux ouvrages d'art ferroviaires.

CHAPITRE I

PRÉSENTATION DU PROJET

I.1 Introduction

Le développement des infrastructures de transport constitue le moteur de la croissance économique et sociale de toute nation. En Algérie, la modernisation du réseau routier et ferroviaire est devenue une priorité stratégique pour désenclaver les régions et faciliter les échanges commerciaux.

I.1.1 Objectif du projet

Le présent projet porte sur la conception et l'étude d'un **viaduc ferroviaire majeur** pour le projet de la ligne minière EST, section centre, Bouchegouf-Oued kebrit, situé entre le **PK 24+925.00 et le PK 25+194.60** dans la wilaya de **Souk Ahras**. Ce territoire, caractérisé par une topographie tourmentée et des contraintes géologiques spécifiques, impose une approche d'ingénierie rigoureuse où la précision du tracé s'allie à la robustesse de la structure.

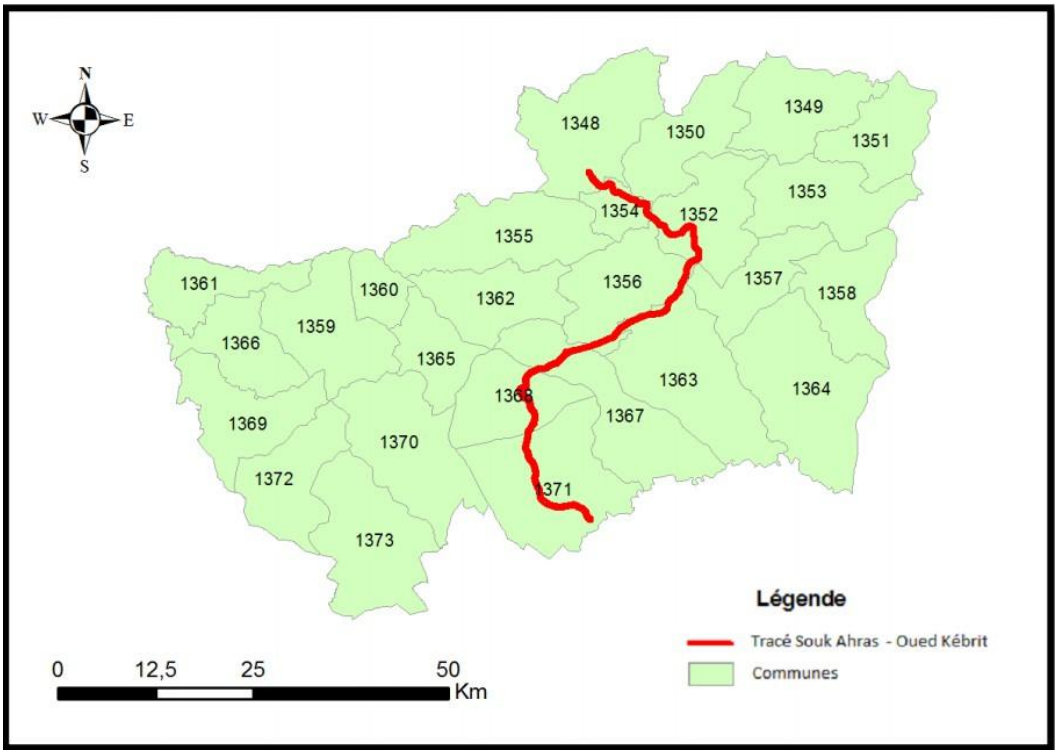


Figure I-1 : Communes traversées par la ligne minière, Section Centre, Tronçon Souk Ahras – Oued Kébrit

I.1.2 Situation du projet

Le viaduc ferroviaire objet de cette étude s'inscrit dans le cadre du projet de modernisation et de dédoublement de la **ligne minière Est** reliant Annaba aux mines de phosphate de **Djebel El Onk**, au sud de Tébessa, sur une longueur de **422 km**. L'ouvrage est situé dans la wilaya de **Souk Ahras** et assure la continuité de la ligne entre **Souk Ahras** et **Oued Kébrit**, du **PK 24+925,00** au **PK 25+194,60**, pour une longueur totale de **269,60 m**.

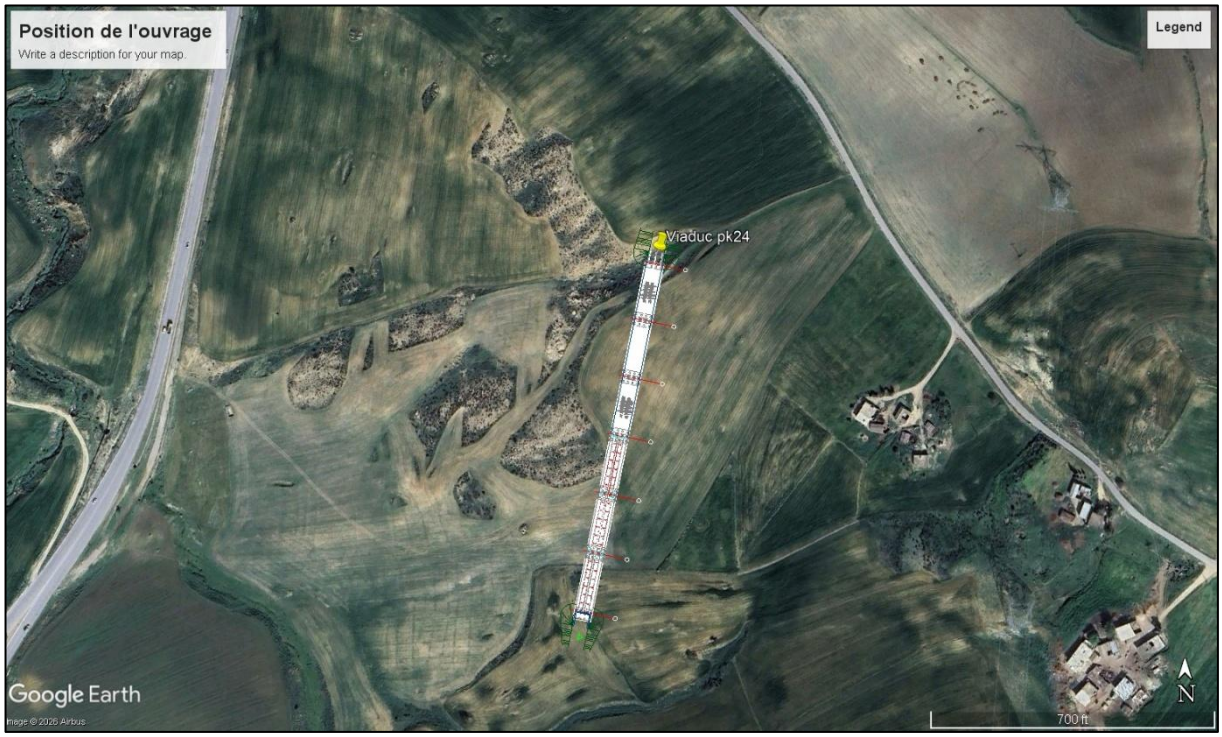


Figure I-2 : Localisation de l'ouvrage sur Google Earth

I.1.3 Obstacle à franchir

D'un linéaire total de **269,60 m**, cet ouvrage constitue un élément structurant de l'itinéraire ferroviaire. Il assure le franchissement de l'obstacle naturel (une vallée encaissée) tout en garantissant la continuité du trafic et la sécurité de l'exploitation ferroviaire face aux contraintes géographiques et climatiques de la région.

I.2 DONNÉES GEOMETRIQUES DU PROJET

I.2.1 Tracé en plan

Le tracé en plan correspond à la projection horizontale de l'axe de la voie ferrée. Il constitue un élément fondamental dans la conception des ouvrages ferroviaires car il conditionne la géométrie générale de l'ouvrage et l'implantation des appuis.

Les principales caractéristiques du tracé au droit de l'ouvrage sont les suivantes :

- **Emplacement :** Du PK 24+925,00 au PK 25+194,60.

- **Géométrie :** Alignement droit.
- **Longueur du tablier :** L = 269, 60 m.

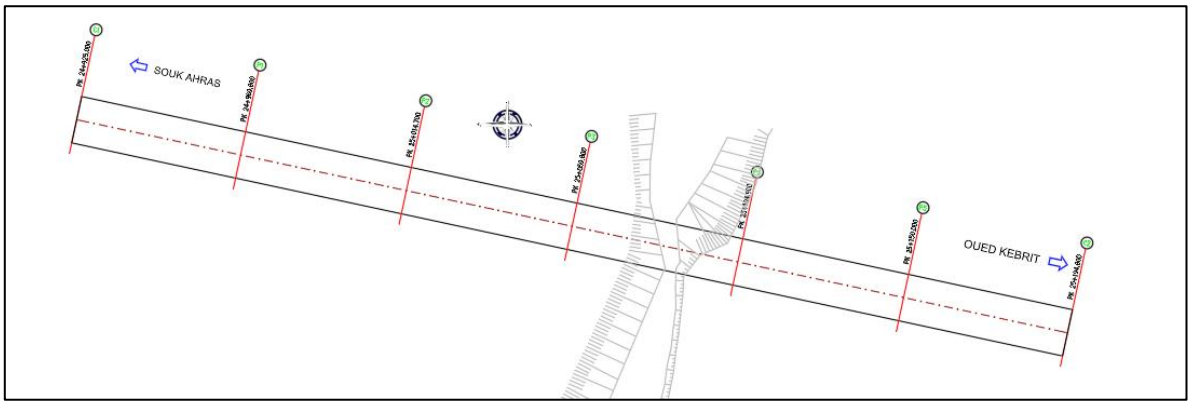


Figure I-3: Tracé en plan

I.2.2 Profil en long

L'analyse altimétrique au droit de l'ouvrage met en évidence une géométrie simplifiée pour répondre aux contraintes de la ligne minière. Les caractéristiques de la ligne rouge sont :

- Début de l'ouvrage : au PK 24+925,00.
- Fin de l'ouvrage : au PK 25+194,60.
- Géométrie : Alignement droit avec une pente de **P = 0,60 %.**
- Longueur totale : L = 269, 60 m.

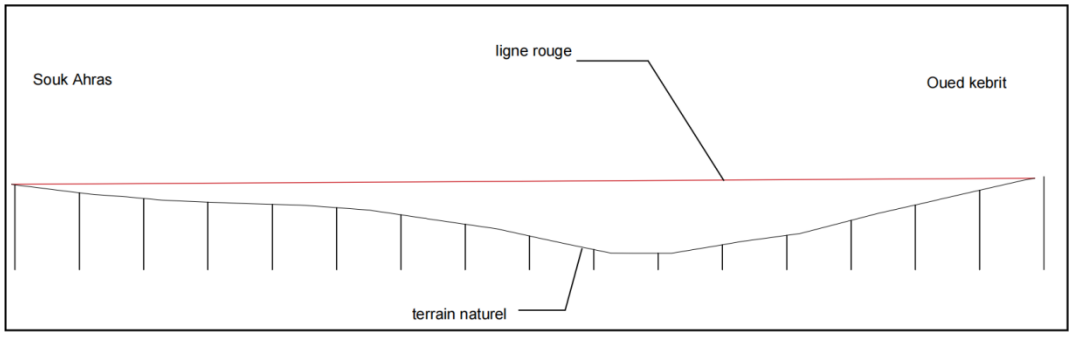


Figure I-4 : Profil en long

I.2.3 Profil en travers

Le profil en travers est une représentation de la section perpendiculaire à l'axe du projet, définissant l'ensemble des éléments déterminant la forme et les équipements de la voie dans sa direction latérale. Sa conception requiert une attention particulière, car modifier ses paramètres après coup peut être complexe. Voici ses spécifications :

- Largeur totale du tablier : 12,60 m
- Nombre de voies : 2 voies
- Écartement des rails (FSR) : 1,435 m (voie normale UIC)
- Distance entre axes des deux voies : 4,00 m (2 × 200 mm de part et d'autre de l'axe)
- Trottoirs de service : 2 × 175 mm en extrémité du tablier
- Zones de ballast latérales : 2 × 310 mm
- Zones intermédiaires : 2 × 255 mm
- Épaisseur de ballast : 360 mm sous traverse, 150 mm en bord
- Traverses bi-blocs espacées de 60 cm
- Garde-corps de hauteur 110 cm
- Tablier à dévers transversal ± 1 % de part et d'autre de l'axe
- Système d'évacuation des eaux pluviales

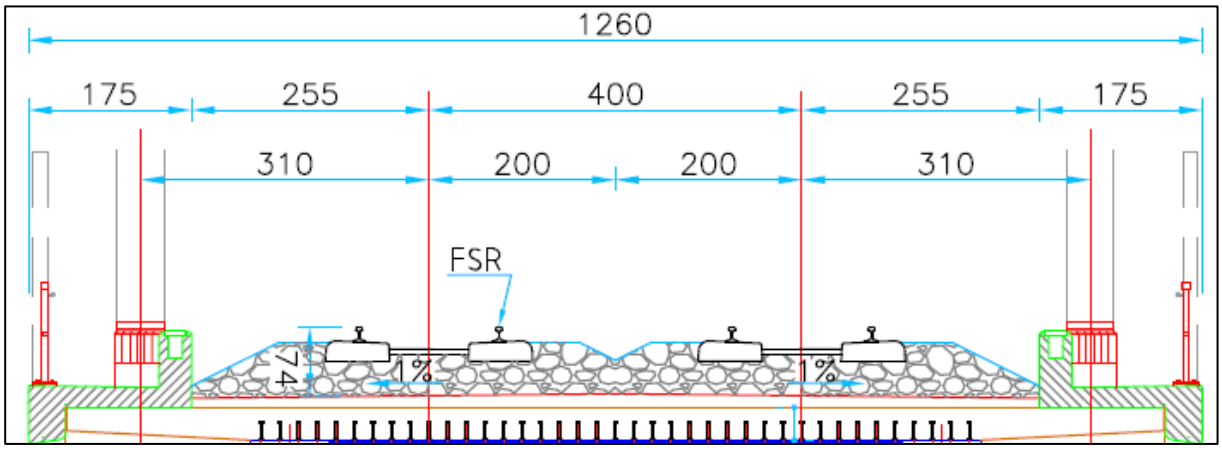


Figure I-5 : Profil en travers

I.3 DONNÉES NATURELLES DU PROJET

I.3.1 Topographie

L'analyse conjuguée des relevés topographiques de précision et des données d'imagerie satellitaire révèle que l'ouvrage s'inscrit dans un relief de type montagneux, caractérisé par des dénivelés importants.

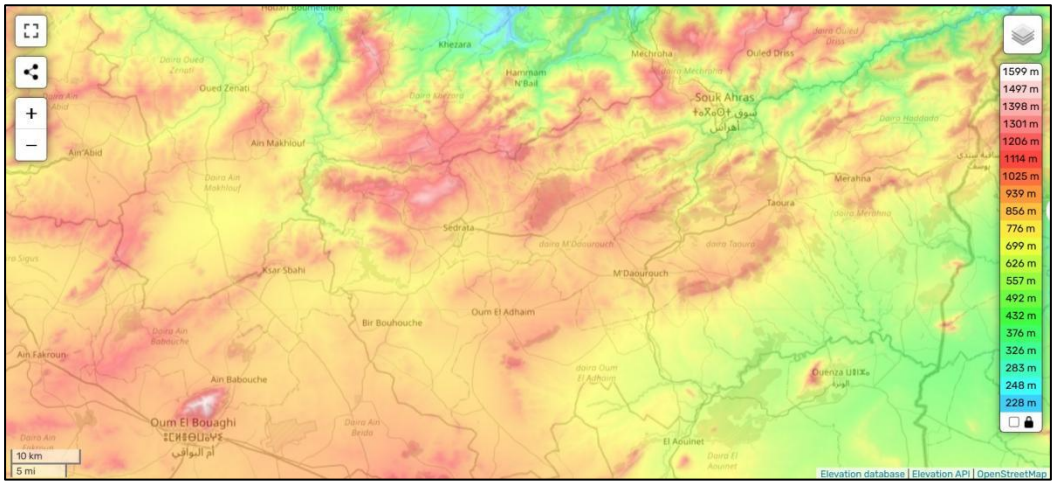


Figure I-6:Carte topographique Souk Ahras-Oued Kebrit, altitude, relief.

I.3.2 Sismicité du site

L'intégrité structurelle des ouvrages d'art en Algérie est régie par les prescriptions du **RPOA 2008** (Règlement Parasismique des Ouvrages d'Art). Conformément au zonage sismique établi par le Centre National de Recherche Appliquée en Génie Parasismique **(**CGS), La wilaya de Souk Ahras est classée en **Zone I**, correspondant à une **sismicité faible**.

Compte tenu de l'importance stratégique de la ligne minière Est, l'ouvrage est classé dans le **Groupe d'usage 1**. Le coefficient d'accélération de zone (A) correspondant est synthétisé dans le tableau suivant :

Tableau 0-1: Coefficients d'accélération de zone A selon le RPOA 2008

Groupe d'usage	**Zone I**	**Zone IIa**	**Zone IIb**	**Zone III**
Groupe 1 (Stratégique)	**0,15**	0,25	0,30	0,40
Groupe 2	0,10	0,20	0,25	0,30

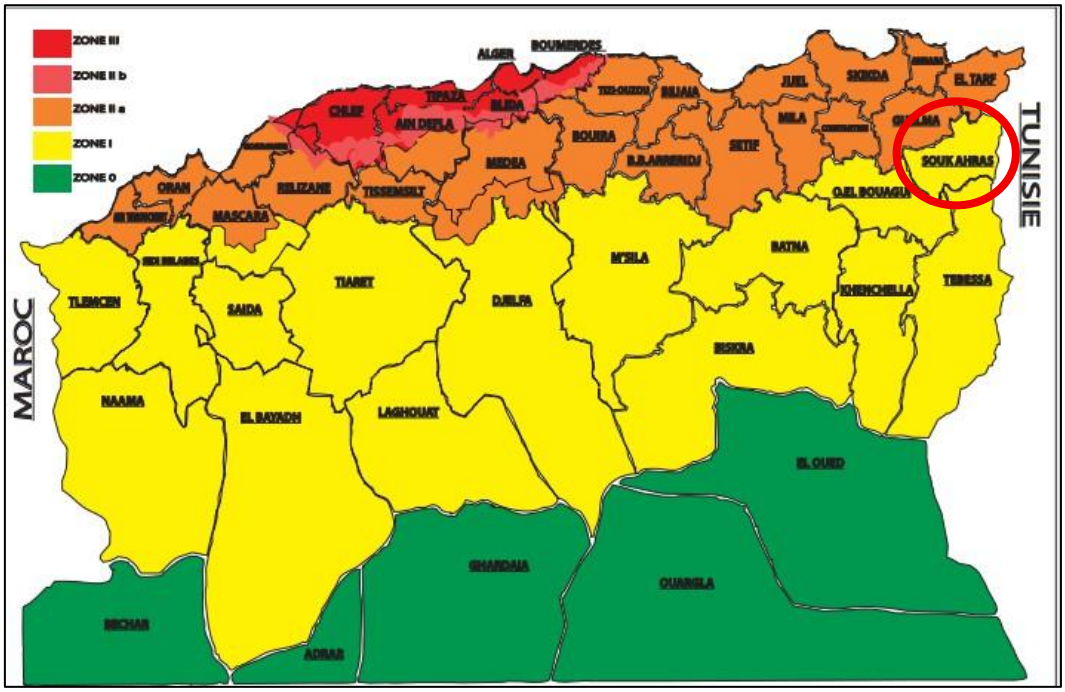


Figure I-7:Carte de zonage sismique de l'Algérie

Le coefficient d'accélération de zone à prendre en compte est $A = 0.15$.

I.3.3 Conditions climatiques

A. Température

Le régime thermique de la région est caractérisé par une forte amplitude saisonnière, typique des zones intérieures de l'Est algérien. Les données recueillies aux stations de Souk Ahras et de Tébessa révèlent des moyennes annuelles respectives de 16,01°C et 15,8°C. Cesparamètres climatiques sont essentiels pour évaluer les sollicitations thermiques auxquelles sera soumis le tablier du viaduc (phénomènes de dilatation et de retrait).

Tableau I-2: Moyennes annuelles et mensuelles des températures (◦C) aux stations de Souk Ahras et Tébessa (Source : ONM).

Station	**S**	**O**	**N**	**D**	**J**	**F**	**M**	**A**	**M**	**J**	**J**	**A**	**Moy.**
Souk Ahras	22,3	18,1	12,6	8,9	7,28	8,1	10,5	12,7	17,5	21,8	25,6	26,3	**16,01**
Tébessa	22,6	16,5	11,3	7,3	6,0	7,4	10,3	14,0	18,2	23,4	26,7	26,2	**15,8**

B. Humidité (les zones bioclimatiques)

Le site d'étude est soumis à un régime d'humidité contrasté, alternant entre une saturation hivernale marquée et une forte évapotranspiration estivale. Selon la classification de Côte M. (1998), l'hygrométrie de la zone fluctue entre un état sub-humide au Nord (Souk Ahras) et un état semi-aride en descendant vers le Sud (Oued Kébrit). Cette variation de l'humidité relative est un facteur clé pour la durabilité du viaduc, influençant directement la vitesse de carbonatation des bétons et la stabilité des parements face aux cycles climatiques.

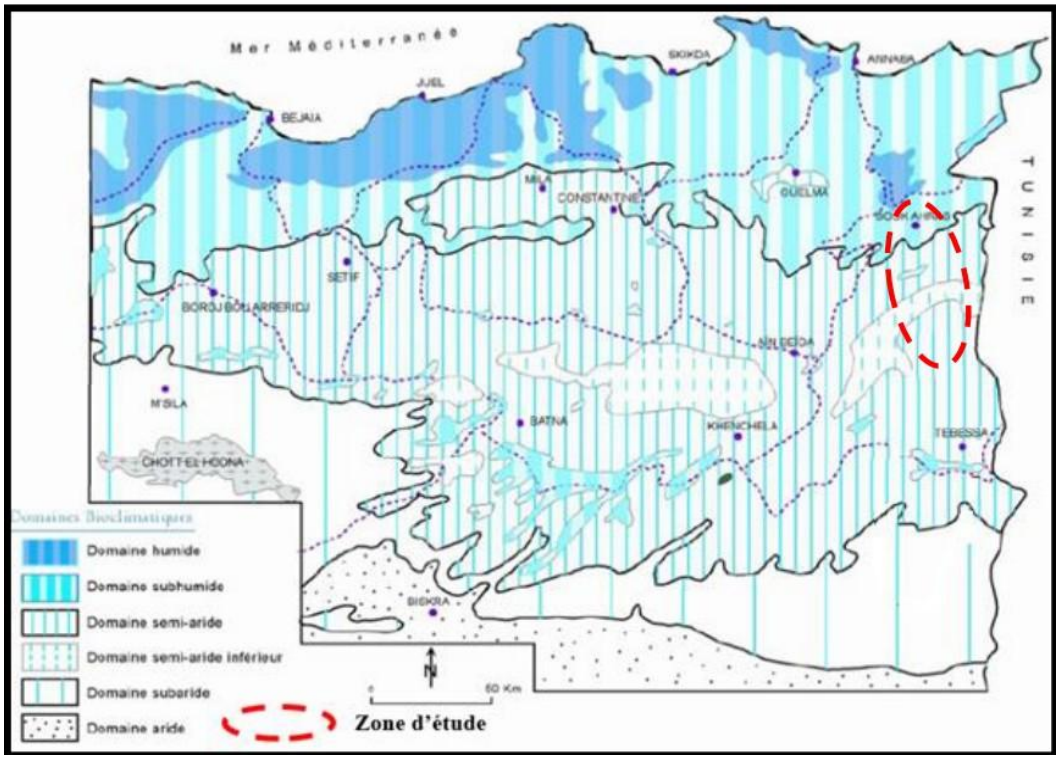


Figure I-8: Carte simplifiée des zones bioclimatiques de l'Est algérien (Établie d'après Côte M., 1998).

C. Pluviométrie

L'évaluation du potentiel hydraulique du projet s'appuie sur une spatialisation rigoureuse des données de l'ANRH et de l'ONM par la **méthode de Thiessen**, identifiant la station de **Taoura** comme référence principale pour le secteur du viaduc.

L'analyse statistique, régie par les lois **Normale** (pluies annuelles) et de **Gumbel** (événements extrêmes), révèle une pluviométrie centennale dépassant les **1100 mm** annuels. Les intensités de pluie sont modélisées par la loi de Montana avec les paramètres suivants pour une période de retour de 100 ans :

- **Coefficient d'agressivité :** $a = 33,2$
- **Exposant climatique :** $b = 0,62$

Cette caractérisation fréquentielle constitue le pivot du dimensionnement des ouvrages d'assainissement et de drainage, garantissant la résilience de la plateforme ferroviaire face aux
sollicitations hydrologiques majeures.

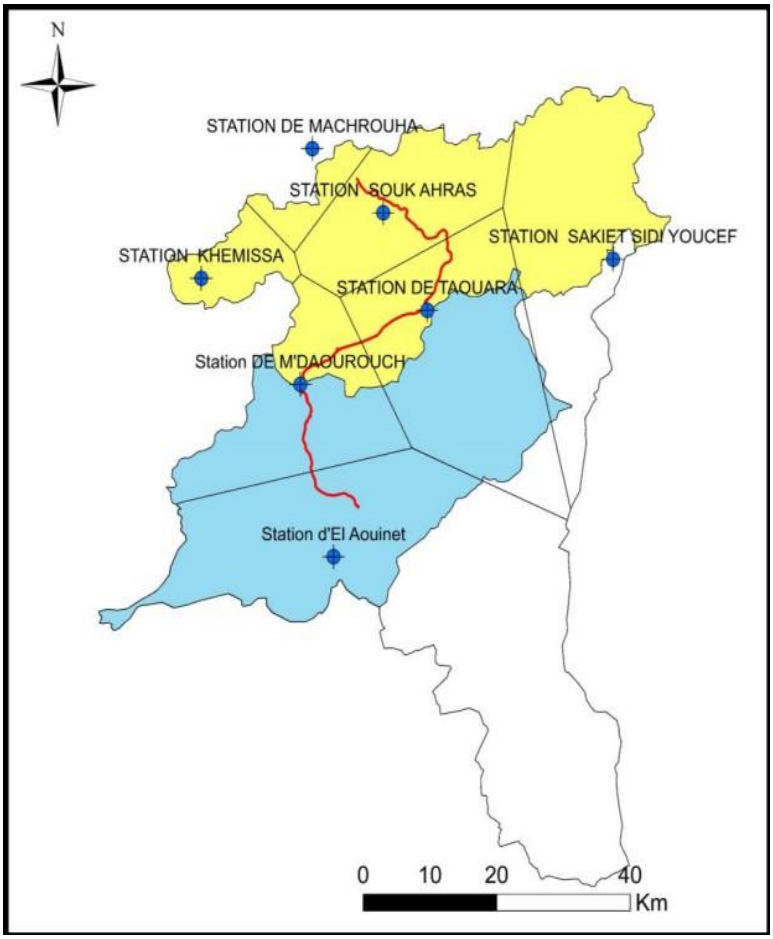


Figure I-9 : Répartition des stations sur la zone traversée par le tracé de la Ligne Minière, Section Centre, tronçon Souk Ahras – Oued Kébrit

I.3.4 Étude Géotechnique et Reconnaissance des Sols

Cadre de l'investigation L'étude géotechnique du viaduc (Lot N°04) a pour objet de définir les caractéristiques mécaniques du sol d'assise conformément au **Fascicule 62 - Titre V**. La campagne in situ repose sur le sondage pressiométrique **SP36** poussé à 20 mètres de profondeur.

Lithologie et modèle de sol Le profil stratigraphique révèle une succession de couches dominée par des formations argilo-gréseuses :

- **De 0,10 à 8,00 m :** Argile sableuse jaunâtre (formation meuble).
- **De 8,00 à 20,00 m :** Argile sableuse intercalée de blocs de grès, constituant l'horizon porteur.

L’absence de nappe phréatique a été confirmée lors des forages, facilitant les conditions d’exécution des infrastructures.

Paramètres mécaniques et classification Les essais pressiométriques classent le terrain en **catégorie S2 (Sol ferme)** selon le RPOA 2008. L’état de consolidation normalement consolidé permet d’envisager des fondations avec une bonne maîtrise des tassements différentiels.

CHAPITRE II

CONCEPTION ET PRÉDIMENSIONNEMENT

II.1. INTRODUCTION

Après l'analyse des critères du site et des exigences fonctionnelles de l'ouvrage, nous avons réduit le champ de sélection en premier lieu à la proposition des trois variantes parmi les ouvrages les plus couramment employés dans le domaine des ponts ferroviaires. Pour ce viaduc situé du PK 24+925.00 au PK 25+194.60, on propose trois variantes :

- ➢ Variante I : Pont caisson en béton précontraint à hauteur constante construit par encorbellements successifs.
- ➢ Variante II : Pont mixte acier-béton bipoutre PRS à hauteur constante.
- ➢ Variante III : Pont à poutres précontraintes par post-tension (VIPP).

II.2. PRESENTATION ET PRE-DIMENSIONNEMENT DES VARIANTES

II.2.1. Variante 01 : « Pont en voussoirs en béton précontraint a hauteur constante construit par encorbellements successifs coulé en place »

Ce mode de construction consiste à exécuter l'essentiel du tablier d'un pont sans cintres ni échafaudages au sol, en opérant par tronçons successifs dénommés voussoirs, chacun de ces éléments étant construit en encorbellement par rapport à celui qui le précède. Après exécution d'un voussoir, les câbles de précontrainte qui aboutissent à ses extrémités sont mis en tension, ce qui permet de les plaquer contre les voussoirs précédents et de constituer ainsi une console autoporteuse pouvant servir d'appui pour la suite des opérations.



Figure II-1 : Principe constructif des voussoirs par encorbellements successifs.

II.2.1.1. Conception longitudinale

On propose une variante composée de cinq travées, à hauteur constante :

- ➢ Deux travées de rive de 42,00 m.
- ➢ Trois travées principales de 62,00 m.

Le rapport entre travée de rive et travée principale est :

$$L_{rive} / L_{principale} = 42 / 62 = 0{,}677$$

Cette valeur respecte la plage optimale (0,60 à 0,70) préconisée par le guide SETRA (Conception des ponts en béton précontraint construits par encorbellements successifs, 2003), garantissant des réactions d'appui positives sur les culées même en phases défavorables.

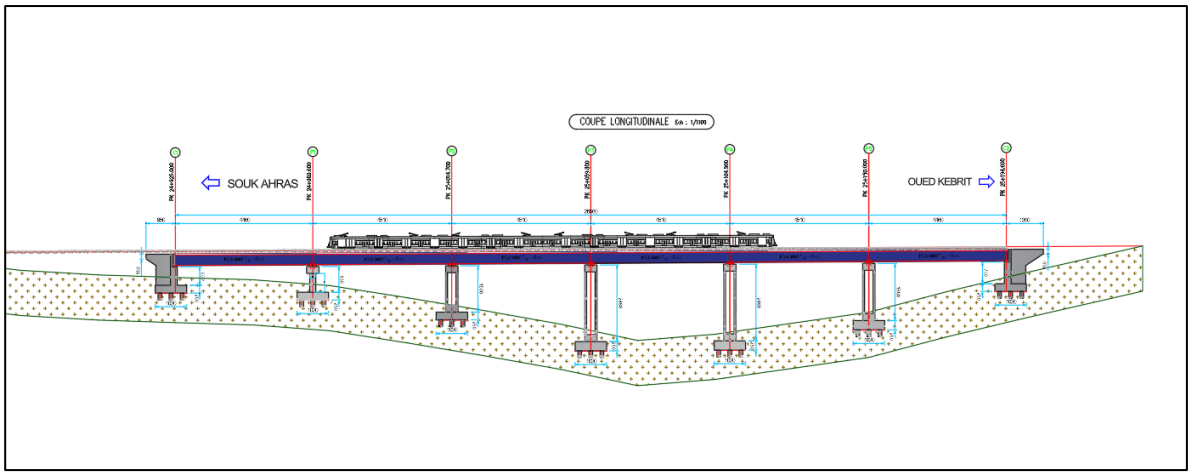


Figure II-2 : Coupe longitudinale du tablier — Variante 01.

La structure hyperstatique continue est portée par 4 piles (P1 à P4) et 2 culées (C0, C5). L'implantation des appuis est récapitulée dans le tableau suivant :

Tableau II-1 : Implantation des appuis — Variante 01.

Appui	PK	Appui	PK
C1	24+925.00	P3	25+091.00
P1	24+967.00	P4	25+153.00
P2	25+029.00	C2	25+195.00

II.2.1.2. Découpage des voussoirs

Les voussoirs sur pile sont coulés en place avant le début des encorbellements. Ce découpage dépend des caractéristiques de l'équipage mobile pour les poutres-caisson coulées en place.

Quatre types de voussoirs sont distingués, comme présenté dans le tableau suivant :

Tableau II-2 : Récapitulation du découpage des voussoirs — Variante 01.

Type de voussoir	Ratio usuel	Valeur retenue	Nombre
Voussoirs sur pile (VSP)	7 à 10 m	8,00 m	4
Voussoirs courants (VC)	2,5 à 4 m	3,25 m	64
Voussoirs de clavage (VCL)	1,5 à 3 m	2,00 m	3
Partie coulée sur cintre (rives)	> 0,05 L	12,00 m	2

En utilisant ce découpage, on obtient pour une travée principale de 62 m :

$$L_{fléau} = 8{,}00 + 2 \times (8 \times 3{,}25) + 2{,}00 = 62{,}00 \text{ m}$$

Le nombre total de voussoirs sur l'ensemble de l'ouvrage est : N = 73.

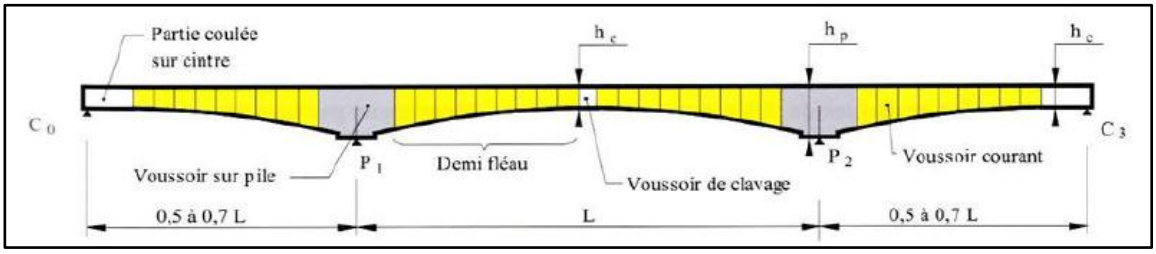


Figure II-3 : Schéma de découpage en voussoirs sur une travée principale.

II.2.1.3. Conception transversale

Puisque la largeur du tablier est inférieure à 20 m, la solution la plus économique est celle d'un caisson à section fermée (unicellulaire). Son prédimensionnement est donné par le tableau ci-dessous, basé sur le guide SETRA 2003 :

Tableau II-3 : Prédimensionnement transversal — Variante 01.

Élément	Ratio usuel	Valeur retenue
Hauteur du voussoir H	L / 21	3,00 m
Largeur du voussoir B	—	12,60 m
Largeur d'encorbellement C	$C = B/4$	3,15 m
Entraxe des âmes D	$D = B - 2C$	6,30 m
Hourdis sup. — bord (e1)	e1 ≥ 16 à 18 cm	0,25 m
Hourdis sup. — enracinement (e2)	C/8 ≤ e2 ≤ C/7	0,45 m
Inclinaison de l'âme	10 % ≤ α ≤ 30 %	10 %
Épaisseur de l'âme Ea	Ea ≥ 0,26 + L/500	0,45 m
Hourdis inf. — sur pile Ep	$E_p = (2 \text{ à } 2{,}5) \cdot E_c$	0,75 m
Hourdis inf. — à la clef Ec	Ec ≥ 18 à 22 cm	0,30 m

L'épaisseur des âmes Ea = 0,45 m permet le passage de câbles de précontrainte de type 12T15 ou 19T15 conformément aux dispositions du guide Freyssinet, en respectant les enrobages et espacements minimaux.

La hauteur retenue H = 3,00 m respecte la hauteur libre minimale de visite de 2,30 m exigée à l'intérieur du caisson.

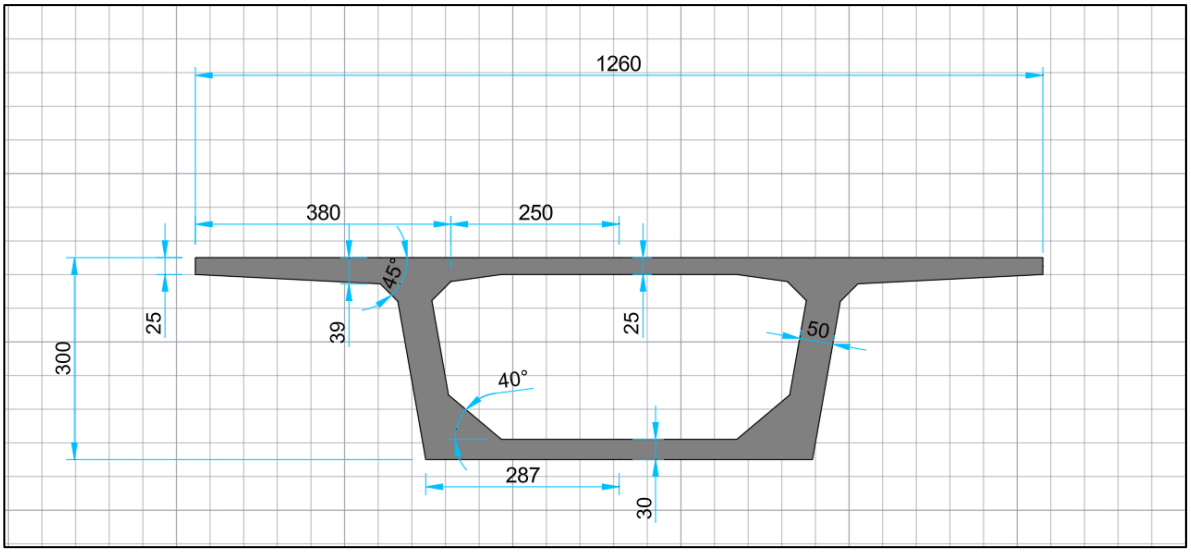


Figure II-4 : Coupe transversale du caisson — Variante 01.

II.2.1.4. Conception de l'infrastructure (pile)

Compte tenu de la hauteur importante des piles (jusqu'à 24,80 m sous tablier), on choisit pour cette variante des piles à section creuse (pile-caisson). Cette typologie est préconisée au-delà de 15 m de hauteur pour des raisons de poids propre et d'inertie.

Tableau II-4 : Conception de la pile — Variante 01.

Élément	Valeur / Description
Type	Pile-caisson rectangulaire creuse
Hauteur	Variable (jusqu'à 24,80 m sous tablier)
Largeur transversale	9,20 m
Épaisseur longitudinale	4,00 m
Épaisseur des parois	0,6 m
Sommier (tête de pile)	Hauteur 2,25 m ; Largeur 9,20 m
Appareils d'appui	Élastomère fretté — 800 × 1 000 mm
Fondations	Profondes sur pieux Ø 1,20 m ; Semelle 14,00 × 10,00 × 2,50 m

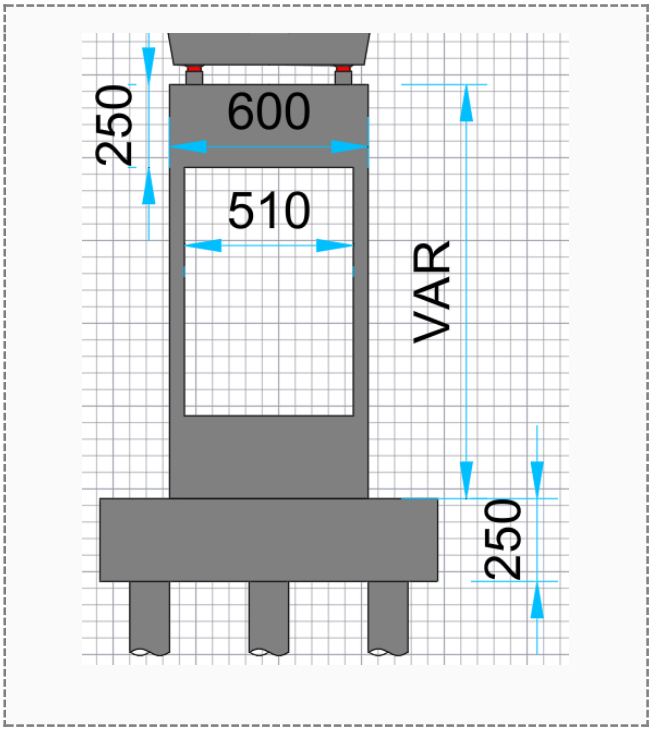


Figure II-5 : Pile-caisson rectangulaire creuse — Variante 01.

Le voussoir sur pile (VSP) comporte une entretoise transversale intérieure de 0,80 à 1,00 m d'épaisseur, percée d'une porte de communication de 1,00 × 2,00 m permettant l'accès et la circulation pour l'inspection et l'entretien.

II.2.1.5. Conception de la culée

Pour les trois variantes, on opte pour une culée remblayée. Un espace doit être aménagé entre le tablier et le mur garde-grève afin de permettre l'inspection et l'entretien de l'extrémité du tablier ainsi que de l'intérieur des voussoirs. Cet espace est rendu possible grâce à la réalisation d'un corbeau avant. Les dimensions des différents éléments sont présentées dans le tableau ci-dessous :

Tableau II-5 : Récapitulatif du prédimensionnement des culées.

Élément	Dimensions
Mur frontal — Hauteur	4,50 m
Mur frontal — Longueur	12,60 m
Mur frontal — Épaisseur	1,80 m

Élément	Dimensions
Mur en retour — Épaisseur	0,50 m
Mur garde-grève — Hauteur	2,80 m
Mur garde-grève — Épaisseur	0,40 m
Semelle — Largeur × Longueur × Hauteur	10,00 × 13,00 × 2,00 m
Pieux — Diamètre	1,20 m

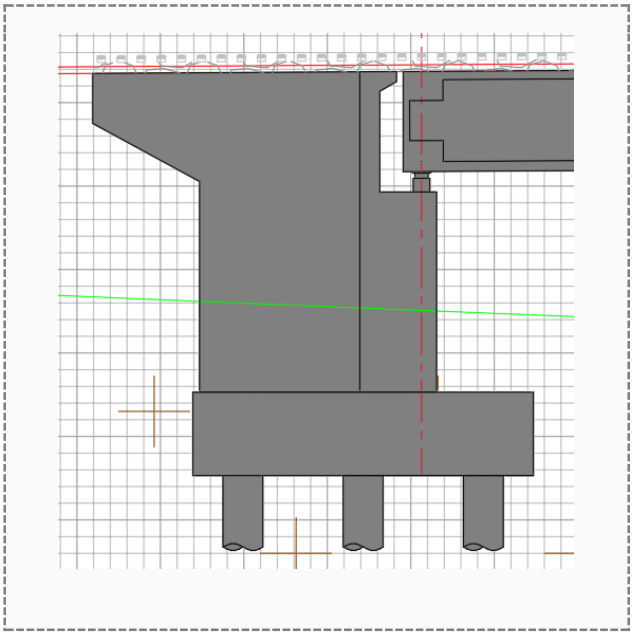


Figure II-6 : Coupe de la culée remblayée.

II.2.2. Variante 02 : « Pont mixte bipoutre acier-béton à hauteur constante »

Le tablier mixte acier-béton bipoutre est constitué de deux poutres principales reconstituées soudées (PRS) à hauteur constante en acier S355, solidarisées à une dalle de béton armé par connecteurs goujons. Cette solution est couramment employée pour les portées ferroviaires de 30 à 80 m. Elle allie la légèreté de l'acier en traction et la résistance à la compression du béton, réduisant significativement les délais de montage grâce à la fabrication en atelier.



Figure II-7 : Vue générale d'un pont mixte bipoutre acier-béton.

II.2.2.1. Conception longitudinale

On propose une variante composée de six travées indépendantes identiques :

- Six travées de 45,00 m, soit une longueur totale de 270 m (269,60 m développés du PK 24+925,00 au PK 25+194,60).

Pour une portée L = 45 m, l'élancement de la poutre est :

$$h / L = 3{,}00 / 45 = 1 / 15$$

Cette valeur est cohérente avec la pratique courante pour les bipoutres mixtes ferroviaires à hauteur constante (L/15 à L/22 selon le guide SETRA, Ponts mixtes acier-béton, 2010).

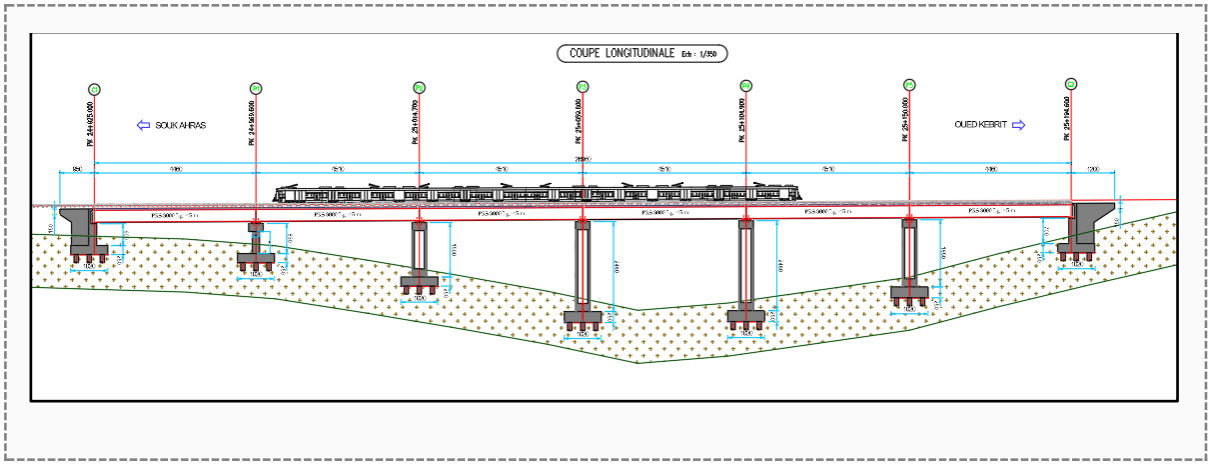


Figure II-8 : Coupe longitudinale du tablier — Variante 02.

La structure isostatique est portée par 5 piles intermédiaires (P1 à P5) et 2 culées (C1, C2). L'implantation des appuis est récapitulée dans le tableau suivant :

Tableau II-6 : Implantation des appuis — Variante 02.

Appui	PK	Appui	PK
C1	24+925.00	P3	25+059.80
P1	24+969.60	P4	25+104.90
P2	25+014.70	P5	25+150.00
—	—	C2	25+194.60

II.2.2.2. Conception transversale

Le pont est soutenu par deux poutres PRS principales, espacées de 7,00 m l'une de l'autre, et reliées entre elles par des entretoises courantes disposées tous les 6,30 m. Une dalle en béton armé C35/45, fixée aux poutres principales au moyen de goujons connecteurs, complète la structure.

La hauteur des poutres est constante sur toute la longueur de l'ouvrage. En phase de prédimensionnement, la hauteur des poutres est généralement prise entre L/22 et L/15 :

$$L / 22 \leq h \leq L / 15$$

Avec une portée $L = 45$ m : $2{,}05 \text{ m} \leq h \leq 3{,}00 \text{ m}$

Donc on prend une hauteur de poutre h = 3,00 m, constante sur toute la longueur du tablier.

Tableau II-7 : Prédimensionnement général — Variante 02.

Élément	Ratio usuel	Valeur retenue
Largeur du tablier LT	—	12,60 m
Entraxe des poutres a	0,55 × LT	7,00 m
Encorbellement $c = (L_T - a)/2$	—	2,80 m
Épaisseur de la dalle	0,30 à 0,40 m	0,35 m
Hauteur de la poutre h (constante)	L/22 ≤ h ≤ L/15	3,00 m
Espacement entretoises courantes	5 à 8 m	6,30 m

Les dimensions de la section PRS retenue sont les suivantes :

Tableau II-8 : Dimensions de la section PRS — Variante 02.

Élément	Valeur retenue	Unité
Hauteur totale de la poutre h	3 000	mm
Hauteur de l'âme hw	2 900	mm
Épaisseur de l'âme tw (≥ 0,005·hw)	40	mm
Largeur semelle supérieure bsup	850	mm
Épaisseur semelle supérieure tsup	50	mm
Largeur semelle inférieure binf	1 200	mm
Épaisseur semelle inférieure tinf	50	mm

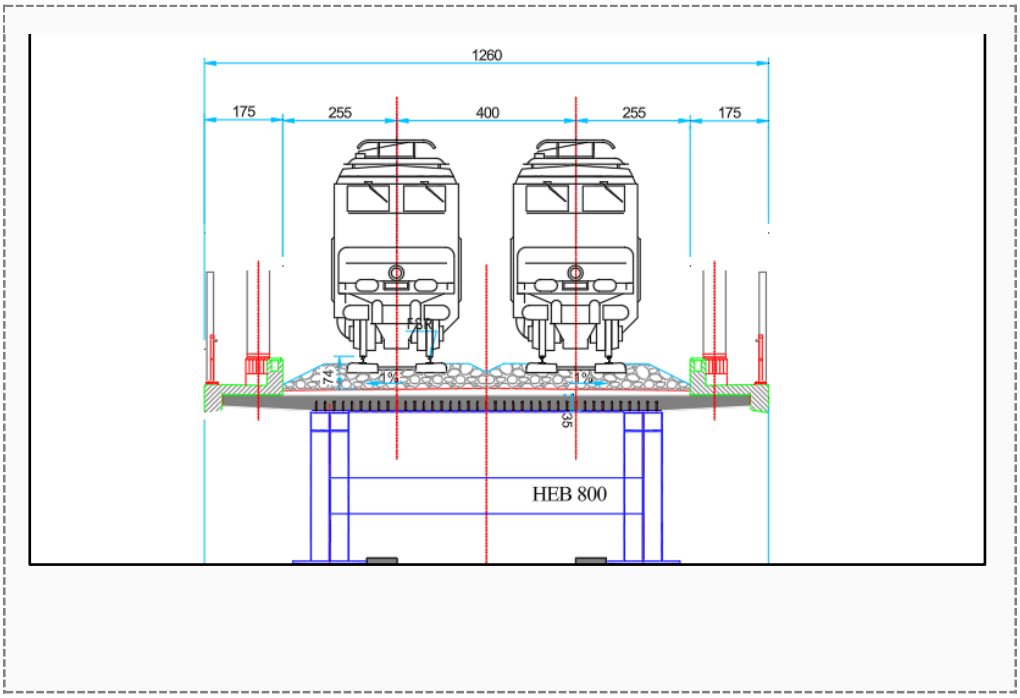


Figure II-9 : Coupe transversale du tablier mixte — Variante 02.

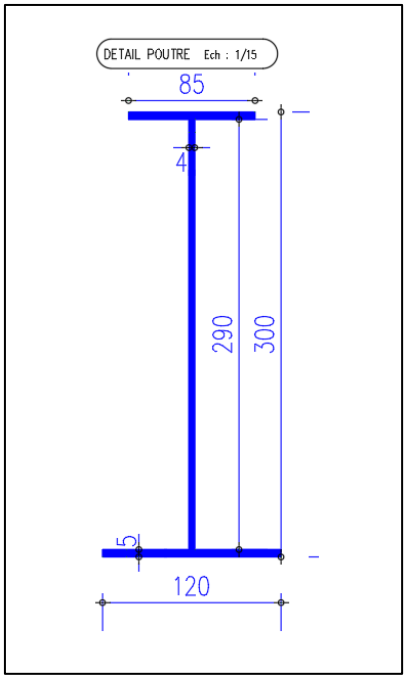


Figure II-10 : Section détaillée de la poutre PRS.

La nuance d'acier retenue est S355 (EN 10025-2). La connexion acier-béton est assurée par des goujons à tête de type Nelson Ø22 mm, hauteur h = 200 mm, conformément à l'Eurocode 4 (EN 1994-2 §6.6).

II.2.2.3. Entretoisement des poutres

Les entretoises sont réparties de manière régulière sur la longueur du tablier, avec un espacement de 6,30 m. Elles assurent la stabilité latérale des poutres principales, la transmission des efforts horizontaux et la limitation du déversement en phase de montage et en service.

Les entretoises courantes des bipoutres sont en général des profilés de type IPE ou HEA, de 400 à 700 mm de hauteur selon la hauteur et l'entraxe des poutres principales. Les entretoises sur piles sont beaucoup plus sollicitées et sont généralement constituées de profilés HEB plus rigides.

Les choix retenus pour notre projet sont les suivants :

- ➢ Entretoises courantes : IPE 600, espacées de 6,30 m.
- ➢ Entretoises sur appui : HEB 800.
- ➢ Entretoises d'about : HEB 800, positionnées à 0,45 m du bord de la dalle.

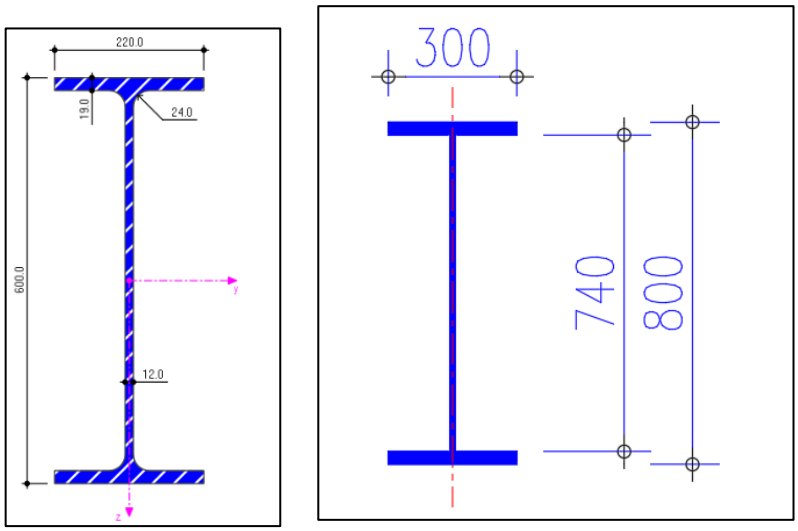


Figure II-11 : Sections des entretoises courantes et sur appui.

On obtient la rigidité maximale de l'entretoisement lorsque les entretoises sont disposées à mi-hauteur, voire légèrement en dessous des poutres principales.

II.2.2.4. Conception de l'infrastructure (pile)

Pour cette variante, on conserve des piles à section creuse (pile-caisson) compte tenu de la hauteur des piles atteignant 24,80 m sous tablier. Toutefois, les dimensions sont réduites par rapport à la Variante 01 en raison du poids propre plus faible du tablier mixte.

Tableau II-9 : Conception de la pile — Variante 02.

Élément	Valeur / Description
Type	Pile-caisson rectangulaire creuse
Hauteur	Variable, de 8,30 m à 24,80 m sous tablier (P1 à P5)
Largeur transversale	9,20 m
Épaisseur longitudinale	4,00 m
Épaisseur des parois	0,60 m
Sommier (tête de pile)	Hauteur 2,25 m ; Largeur 9,20 m
Appareils d'appui	Élastomère fretté — 500 × 600 mm
Fondations	Pieux forés Ø 1,20 m — 12 pieux/semelle (grille 4 × 3, e = 3,60 m) ; Semelle 13,80 × 10,20 × 3,00 m

La largeur transversale de 9,20 m permet l'appui direct des deux poutres PRS (entraxe 7,00 m), avec un débord de chevêtre suffisant pour le bon positionnement des appareils d'appui.

II.2.2.5. Conception de la culée

La conception de la culée est identique à celle de la Variante 01 (culée remblayée — voir Tableau II-5).

II.2.3. Variante 03 : « Pont à poutres préfabriquées en béton précontraint par post-tension (VIPP) »

Les ponts à poutres précontraintes de type VIPP (Viaduc à Travées Indépendantes à Poutres Préfabriquées précontraintes par post-tension) font partie de la famille des ponts à poutres en béton sous chaussée. Le procédé de la post-tension consiste à tendre les câbles de précontrainte après coulage et durcissement du béton. Cette technique est utilisée pour les ouvrages importants et est généralement mise en œuvre sur chantier. Le domaine d'emploi de cette structure correspond à des portées optimales de 30 à 50 m.



Figure II-12 : Vue générale d'un pont VIPP.

II.2.3.1. Conception longitudinale

On propose une variante composée de 8 travées :

➢ 8 travées principales de 35 m.

Soit une longueur totale de 2 m. La structure repose sur 7 piles intermédiaires et 2 culées (C0, Cn). L'implantation des appuis est récapitulée dans le tableau suivant :

Tableau II-10 : Implantation des appuis — Variante 03.

Pile / Culée	PK	Pile / Culée	PK
C1	PK24+925.00	P3	PK25+029.87
P1	PK24+959.579	P4	PK25+065.02
P2	PK24+994.725	P5	PK25+100.17

Pile / Culée	PK	Pile / Culée	PK
P6	PK25+135.32	P7	PK25+170.47
C2	PK25+205.03	/	/

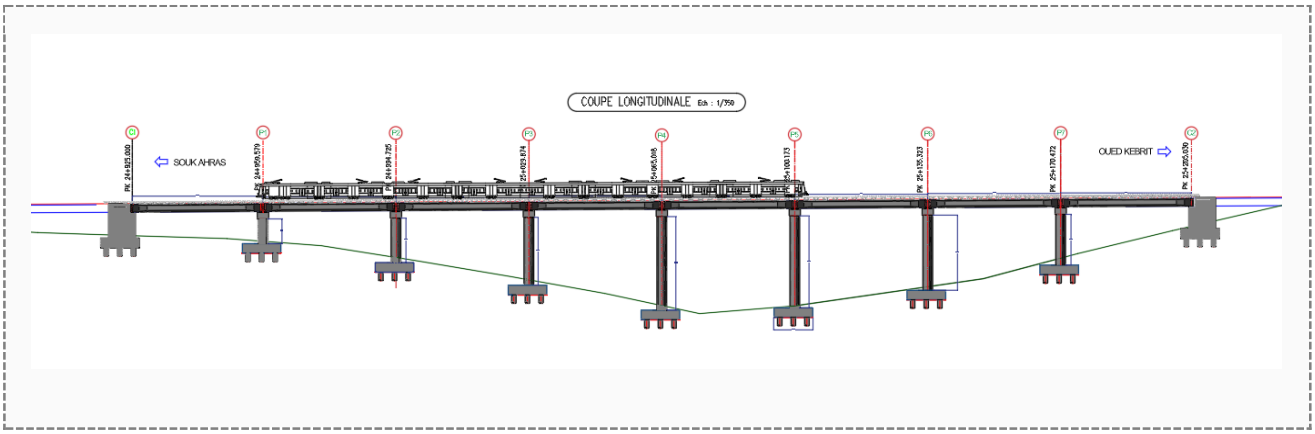


Figure II-13 : Coupe longitudinale du tablier — Variante 03.

II.2.3.2. Conception transversale

Le prédimensionnement a été fait selon le guide de conception SETRA (Ponts à poutres préfabriquées précontraintes par post-tension – VIPP, 1996).

Tableau II-11 : Récapitulation du prédimensionnement de la Variante 03.

Élément	Ratio usuel	Valeur retenue
Longueur totale de la poutre L	30 à 40 m	35
Hauteur totale du tablier Ht	L/20 < Ht < L/17	2.25
Épaisseur de la dalle e	20 ≤ e ≤ 30 cm	0.25
Hauteur de la poutre $H_p = H_t - e$	—	2
Entraxe des poutres λ	1,50 m < λ < 2,50 m	1.825
Nombre des poutres $N = L_d/\lambda + 1$	—	7

Élément	Ratio usuel	Valeur retenue
Largeur de la table de compression b	$b \geq 0{,}6 \times Hp$	1.65
Épaisseur de la table de compression e1	$12 \leq e1 \leq 15$ cm	0.14
Largeur du talon bt	$60 \leq bt \leq 90$ cm	0.7
Épaisseur du talon et	$10 \leq et \leq 20$ cm	0.2
Épaisseur de l'âme à mi-travée b0	$b0 \geq 3 \cdot Øgaine$	0.3
Épaisseur de l'âme en zone d'about	≥ 30 cm	0.7
Hauteur d'entretoise	$Hp - 0{,}80$ m	1.2
Épaisseur d'entretoise	25 à 30 cm	0.25

Les poutres sont préfabriquées en usine en béton C40/50 (résistance adaptée à la précontrainte par post-tension), puis transportées et mises en place sur site à l'aide d'engins de levage de grande capacité. Les entretoises sont positionnées aux appuis et à mi-travée. La connexion entre les travées isostatiques est assurée par des joints de chaussée mécaniques résistants aux efforts ferroviaires.

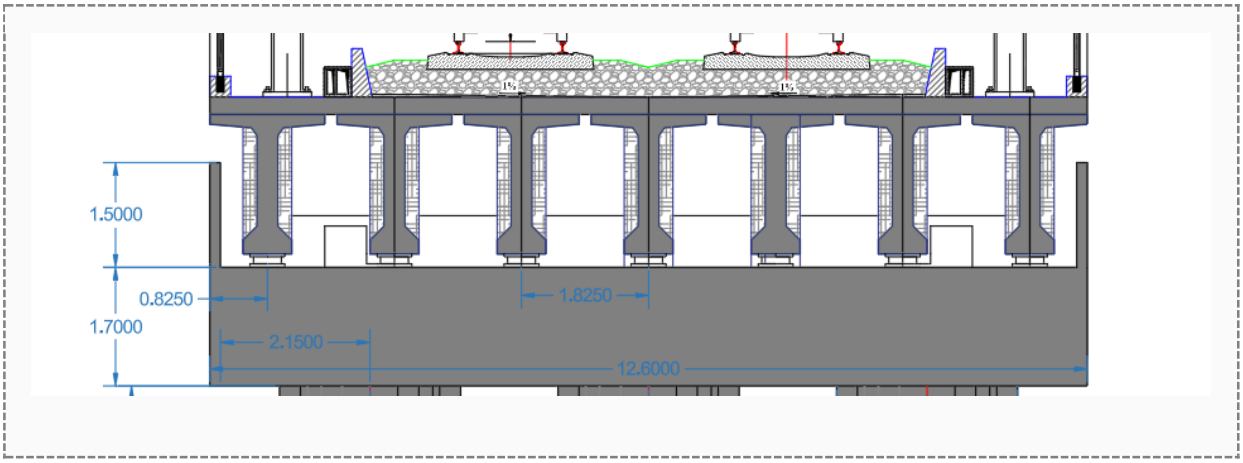


Figure II-14 : Coupe transversale du tablier — Variante 03.

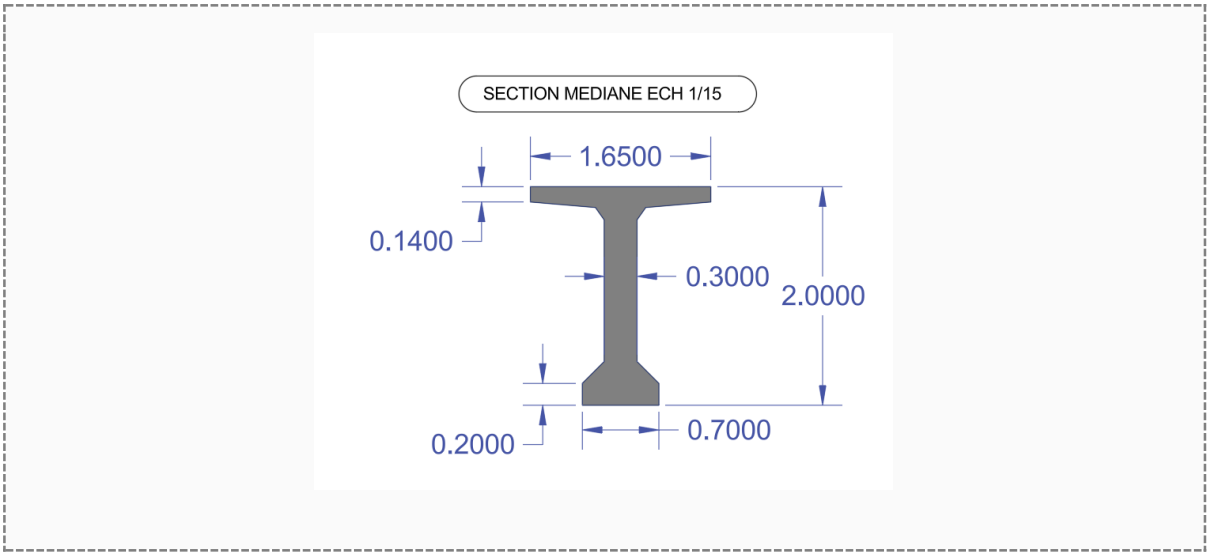


Figure II-15 : Section type d'une poutre VIPP.

II.2.3.3. Conception de l'infrastructure (pile)

Pour cette variante, on opte pour des piles à futs circulaires reliés par un chevêtre. Ce type de pile est particulièrement adapté aux ouvrages à travées isostatiques, où les charges sont transmises de façon ponctuelle au droit de chaque ligne d'appareils d'appui.

Tableau II-12 : Conception de la pile — Variante 03.

Élément	Valeur / Description
Type	Pile à futs circulaires
Hauteur	Variable (jusqu'à 24.51 m sous tablier)
Diamètre du fut	2.6
Nombre de futs	3
Entraxe des futs	4
Largeur du chevêtre	12.6
Hauteur du chevêtre	1.7
Fondations — Type	Profondes sur pieux Ø 1,20 m
Fondations — Dimensions semelle	13.8 × 10.2× 3 (m × m × m)

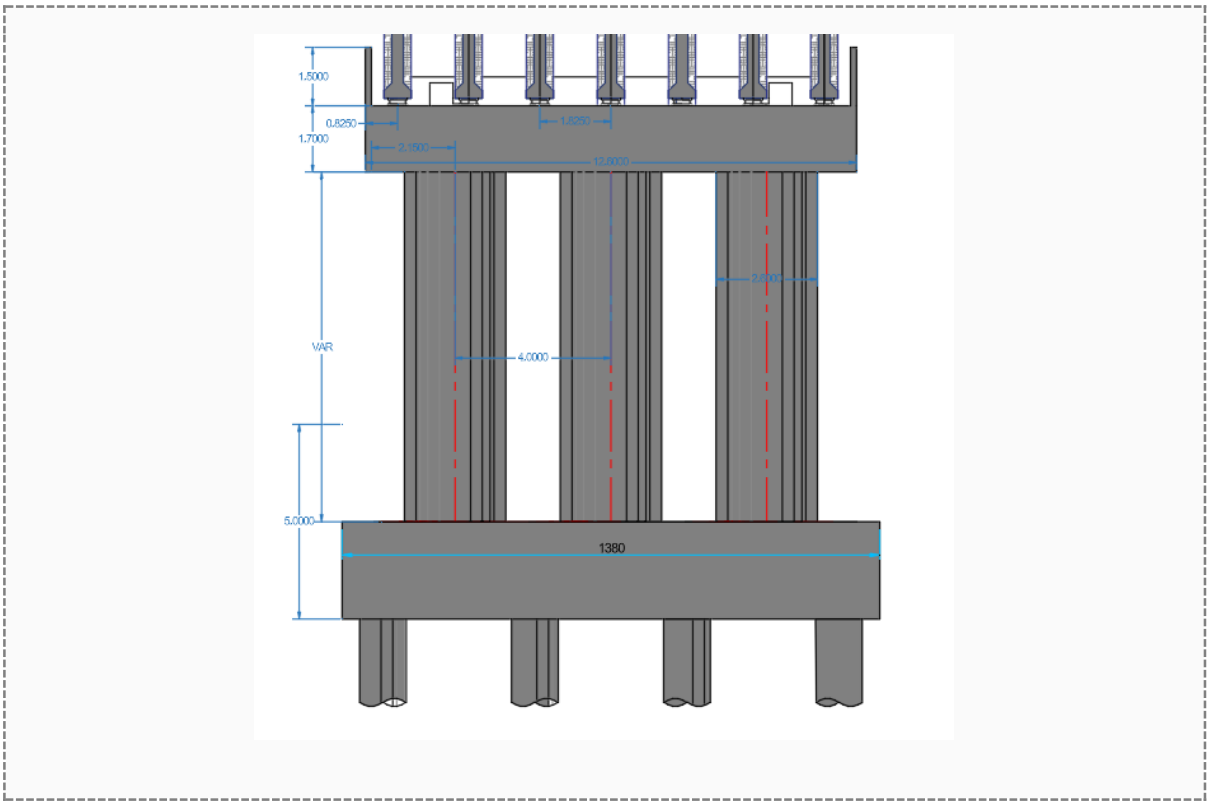


Figure II-16 : Pile à futs circulaires — Variante 03.

La conception de la culée est identique à celle de la Variante 01 (culée remblayée — voir Tableau II-5).

II.3. ANALYSE MULTICRITERE DES VARIANTES

II.3.1. Comparaison entre les trois techniques de construction

L'objectif de cette analyse est d'optimiser le choix de la variante la plus adaptée en comparant les trois solutions de réalisation selon des critères techniques, économiques et esthétiques. L'évaluation s'appuie sur des références spécialisées ainsi que sur l'expertise d'ingénieurs de terrain, en tenant compte notamment de l'esthétique, du coût, de l'entretien, de la complexité d'exécution et des délais de réalisation.

Tableau II-13 : Avantages et inconvénients des trois variantes.

Variantes	Avantages	Inconvénients
Variante 01 Pont en voussoirs en béton précontraint construit par encorbellements successifs	• Permet de grandes portées avec peu d'appuis • Idéal pour franchir des vallées et zones d'accès difficile • Réduction des coffrages par encorbellement • Structure monolithique : bonne durabilité • Esthétique soignée	• Coût élevé (technique et matériel spécialisés) • Construction longue et complexe • Main-d'œuvre hautement qualifiée • Poids propre important • Sensibilité aux gradients thermiques
Variante 02 Pont mixte bipoutre acier-béton à hauteur constante	• Excellente capacité de charge (acier + béton) • Rigidité élevée + grandes portées possibles • Bonne durabilité (acier protégé par le béton) • Faible entretien : peu de joints • Souplesse de conception • Rapidité d'exécution (préfabrication atelier)	• Coût élevé (matériaux + levage + transport) • Assemblages sensibles à la corrosion • Main-d'œuvre qualifiée pour soudures • Sensibilité au gradient thermique • Complexité modérée de construction

Variantes	Avantages	Inconvénients
Variante 03 Pont à poutres préfabriquées précontraintes par post-tension (VIPP)	• Construction rapide grâce à la préfabrication • Réduction des coûts indirects • Bon contrôle qualité en usine • Réutilisation du coffrage possible • Isostatisme : insensibilité aux tassements	• Multiplication des appuis (esthétique et coût) • Difficile à franchir en courbe • Nécessite des fondations profondes • Coffrage complexe pour les poutres • Dépendance à l'atelier de préfabrication

II.4. CONCLUSION

À l'issue de la comparaison des trois techniques de construction, la variante mixte acier-béton de type bipoutre à profilés reconstitués soudés (Variante 02) est retenue. Ce choix se justifie principalement par sa supériorité en matière d'adaptation technique au site : la portée de 45 m, la hauteur des piles (jusqu'à 24,80 m) et le contexte sismique sont mieux satisfaits par une charpente métallique légère et une faible hauteur de construction (H = 3,00 m, soit environ L/15) que par les solutions concurrentes. Cette variante fait l'objet du présent projet de fin d'études.

CHAPITRE III

MODÉLISATION BIM

III.1. INTRODUCTION

Le secteur de la construction et plus particulièrement celui des ouvrages d'art connaît, depuis une décennie, une transformation profonde liée à l'émergence du **Building Information Modeling** (BIM). Cette démarche, qui consiste à structurer l'ensemble des données géométriques et techniques d'un ouvrage autour d'une maquette numérique enrichie, vise à dépasser les limites du dessin classique en deux dimensions au profit d'un modèle unique partagé entre tous les intervenants du projet. Pour les ouvrages ferroviaires, dont la durée de vie peut dépasser cent ans et dont les contraintes d'exploitation et de maintenance sont particulièrement exigeantes, le BIM offre un cadre cohérent pour la conception, l'exécution et la gestion du patrimoine.

Dans le cadre du présent projet de fin d'études, une démarche originale a été adoptée : conduire en parallèle, sur un même ouvrage — l'ouvrage — une étude classique fondée sur des plans 2D et des calculs indépendants, et une étude BIM intégrée s'appuyant sur une maquette numérique partagée. L'objectif est double : produire un dossier de calculs conforme aux normes (Eurocodes, RPOA 2008, BAEL 91/99), tout en démontrant la valeur ajoutée d'une approche BIM pour un ouvrage d'art ferroviaire en contexte algérien.

Le présent chapitre expose donc la méthodologie BIM mise en œuvre. Il commence par présenter les logiciels retenus et la place de chacun dans le flux de production, décrit le workflow général adopté, puis détaille les scripts paramétriques développés pour automatiser la création des éléments de l'ouvrage (poutres PRS, piles, pieux, culées). Les difficultés techniques rencontrées au cours de la modélisation sont analysées, et une comparaison structurée est conduite entre l'approche classique et l'approche BIM, afin d'en faire ressortir les apports concrets et les limites.

Avant d'entrer dans le détail technique, l'encadré ci-après rappelle les concepts fondamentaux mobilisés tout au long du chapitre.

Concepts clés du BIM

- **BIM (Building Information Modeling) :** processus collaboratif fondé sur une maquette numérique 3D enrichie d'informations sémantiques (matériaux, propriétés

mécaniques, plannings, coûts), partagée entre les intervenants tout au long du cycle de vie de l'ouvrage.

- **LOD (Level of Development) :** niveau de développement de la maquette numérique, allant de LOD 100 (esquisse symbolique) à LOD 500 (modèle tel qu'exécuté). Le LOD 300, retenu pour la présente étude, correspond à des éléments géométriquement précis et associés à leurs propriétés techniques.
- **IFC (Industry Foundation Classes) :** format d'échange ouvert et normalisé (ISO 16739) développé par l'association buildingSMART, qui permet la circulation de la maquette numérique entre logiciels hétérogènes en préservant la sémantique des éléments.
- **Interopérabilité :** capacité de plusieurs logiciels à échanger et exploiter des données sans perte d'information ; condition essentielle pour qu'une démarche BIM ne se limite pas à un environnement éditeur fermé.
- **Dimensions du BIM :** extension progressive du modèle 3D vers le 4D (intégration du temps et du phasage des travaux), le 5D (estimation quantitative et financière), le 6D (exploitation et maintenance) et le 7D (durabilité et performance environnementale). La présente étude couvre les dimensions 3D, 4D et 5D.

III.2. PRÉSENTATION DES LOGICIELS UTILISÉS

La démarche BIM mise en œuvre pour le viaduc repose sur une chaîne logicielle interopérable, structurée autour de la suite Autodesk et complétée par les outils de l'écosystème McNeel (Rhinoceros / Grasshopper). Cette combinaison permet de couvrir l'ensemble des besoins du projet : modélisation paramétrique de la superstructure et de l'infrastructure, intégration topographique du contexte du site, coordination des intervenants, simulation 4D du phasage des travaux et extraction des quantités pour l'estimation 5D. Les paragraphes qui suivent décrivent successivement chacun des logiciels retenus en précisant son rôle dans le flux de production.

III.2.1 Autodesk Revit — autorité BIM du projet

Revit constitue le logiciel pivot de la démarche BIM. C'est dans son environnement que l'on construit la **maquette numérique fédérée** du viaduc, dans laquelle chaque élément — pieu, semelle, voile, poutre PRS, dalle, appareil d'appui, rail, ballast — est créé comme un objet paramétrique porteur d'informations géométriques et techniques. Revit gère nativement

les catégories normalisées (ossature, fondations, sols, etc.), les matériaux avec leurs propriétés physiques, ainsi que les nomenclatures (tables de quantités). Toutefois, comme détaillé au paragraphe III.9, les éléments du présent modèle étant générés sous forme de DirectShape, l'extraction quantitative pour le BIM 5D a été conduite directement sous Dynamo.

Pour un ouvrage d'art, Revit présente deux limites intrinsèques : sa logique « bâtiment » oriente naturellement vers des familles d'éléments verticaux (murs, planchers) peu adaptées à la complexité géométrique d'un viaduc ferroviaire à grande portée, et son interface graphique n'offre pas de paramétrage natif aussi puissant que celui de plateformes spécialisées « infrastructure ». Pour contourner ces limites, deux compléments ont été intégrés : **Dynamo** pour la programmation visuelle interne à Revit, et **Grasshopper** via l'interface **Rhino.Inside.Revit** pour la modélisation paramétrique avancée.

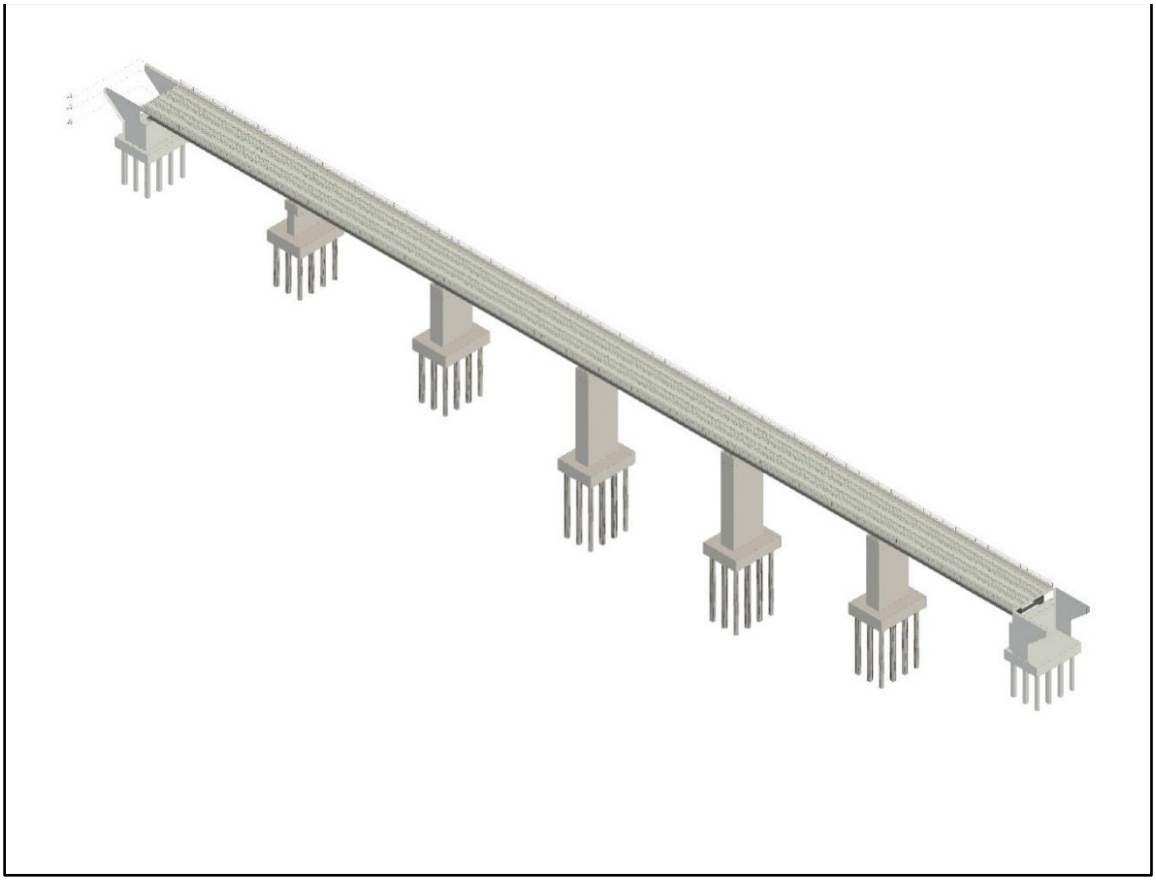


Figure III-1 : Vue d'ensemble de la maquette numérique du viaduc dans Autodesk Revit.

III.2.2 Dynamo — programmation visuelle pour Revit

Dynamo est un environnement de programmation visuelle (*visual programming*) intégré à Revit, fondé sur le langage *DesignScript*. Il permet à l'utilisateur d'assembler graphiquement des nœuds représentant des opérations géométriques, des appels à l'API Revit ou des manipulations de listes, et de générer ainsi automatiquement, à partir de quelques paramètres d'entrée, des centaines d'éléments cohérents dans la maquette. Cette logique paramétrique est particulièrement adaptée à un viaduc dont la géométrie répétitive (6 travées identiques de 45 m, 5 piles, 60 pieux) se prête à l'automatisation.

Le script *script Dynamo*, développé dans le cadre du projet, prend en charge l'ensemble de la charpente métallique (poutres PRS et entretoises), de la dalle, des appareils d'appui et de l'infrastructure (piles, semelles, pieux). Sa structure détaillée est analysée au paragraphe III.4.

III.2.3 Rhinoceros et Grasshopper — modélisation paramétrique avancée

Rhinoceros (Rhino) est un logiciel de modélisation 3D développé par Robert McNeel & Associates, particulièrement reconnu pour la précision de son moteur géométrique fondé sur les surfaces NURBS. Il s'accompagne de **Grasshopper**, un éditeur de programmation visuelle équivalent à Dynamo mais doté d'un écosystème de composants plus mature dans le domaine de la géométrie complexe et de la modélisation d'ouvrages d'art.

Grasshopper permet en outre d'intégrer aisément des composants **GHPython** qui exécutent du code Python directement dans la définition. Cette possibilité a été exploitée pour générer les culées, dont la géométrie (mur frontal, mur en retour, murs en aile, semelle d'assise, dés d'appui) demandait une logique conditionnelle plus riche que celle aisément exprimable en DesignScript.

III.2.4 Rhino.Inside.Revit — pont entre les deux environnements

Rhino.Inside.Revit est une technologie développée par McNeel qui charge l'ensemble du moteur Rhinoceros à l'intérieur du processus Revit. Concrètement, les deux logiciels s'exécutent dans la même session et partagent leurs primitives géométriques, ce qui permet à un script Grasshopper de créer directement des éléments Revit (familles, DirectShape, paramètres) sans passer par un format d'échange intermédiaire.

Cette interopérabilité native est exploitée dans le projet pour générer les culées C0 et C5 : la définition Grasshopper *la définition Grasshopper* instancie les volumes paramétrés des éléments de culée comme *DirectShape* dans Revit, en leur affectant la catégorie et le matériau appropriés. Ce mécanisme évite toute perte d'information liée à un export-import intermédiaire et autorise des itérations rapides sur la géométrie.

III.2.5 AutoCAD Civil 3D — traitement de la topographie

AutoCAD Civil 3D est la déclinaison « infrastructure » d'AutoCAD, spécialisée dans le traitement des données géospatiales et la conception d'ouvrages linéaires (routes, voies ferrées, réseaux). Dans le présent projet, Civil 3D intervient en amont du processus de modélisation pour traiter les **3 208 points topographiques** relevés sur le site, importés au format ENZ (Est-Nord-Z) en coordonnées locales.

Les points sont d'abord créés comme objets COGO (Coordinate Geometry), regroupés dans le groupe *« points pk24 »*, puis triangulés pour produire une surface **TIN** (Triangulated Irregular Network) couvrant une emprise d'environ 836 m × 528 m avec des altitudes comprises entre 705 et 780 m. Cette surface est ensuite exportée au format **LandXML 1.2**, qui assure la transition vers InfraWorks et préserve l'intégrité géométrique du modèle de terrain.

III.2.6 Autodesk InfraWorks — modèle contextuel du site

Autodesk InfraWorks est un logiciel de modélisation conceptuelle dédié aux projets d'infrastructure. Il permet d'agréger des données géospatiales hétérogènes (modèle numérique de terrain, photographies aériennes, fonds cartographiques, données SIG) au sein d'un environnement 3D unifié dans lequel l'ouvrage peut être visualisé dans son contexte réel.

Dans le cadre du projet, InfraWorks reçoit la surface TIN exportée depuis Civil 3D ainsi que la maquette structurale du viaduc exportée depuis Revit au format **IFC**. Le géoréférencement est assuré dans le système de coordonnées *ALG-U32* (UTM Zone 32N, datum WGS 84), adapté au tracé en Algérie. Le modèle obtenu fournit une représentation contextuelle du viaduc et de son environnement (vallée encaissée, talweg, relief), qui sert à la fois à la communication du projet et à l'analyse visuelle d'insertion.

III.2.7 Autodesk Navisworks — coordination et simulation 4D

Navisworks Manage est un logiciel de coordination et de revue de projet conçu pour agréger des maquettes issues de plusieurs sources (Revit, AutoCAD, IFC, etc.) et offrir des fonctionnalités avancées de détection de conflits (*clash detection*), de revue collaborative et de simulation temporelle. Dans le présent projet, il assure deux fonctions principales : la consolidation des modèles Revit pour vérification d'ensemble, et la mise en œuvre du BIM 4D au travers du module **TimeLiner**.

Le module TimeLiner permet d'associer chaque élément de la maquette à une tâche du planning de construction, et de générer une animation chronologique du chantier. Cette simulation est ensuite exploitée pour vérifier la cohérence des phases d'exécution (terrassement, fondations, élévation des piles, lancement du tablier, pose du ballast et de la voie) et pour communiquer le programme aux différents intervenants.

III.2.8 Microsoft Project — gestion du planning

Microsoft Project est le logiciel de gestion de projet utilisé pour élaborer le planning détaillé des travaux (diagramme de Gantt, chemin critique, allocation des ressources). Son intégration avec Navisworks TimeLiner permet d'importer directement la structure des tâches dans la maquette 4D : chaque tâche du Gantt est associée à un ou plusieurs éléments BIM, et l'animation produite reflète fidèlement le planning établi. Cette continuité entre planification et visualisation est l'un des apports concrets de la démarche BIM 4D.

Tableau III-1 : Synthèse des logiciels utilisés dans le workflow BIM du viaduc.

Logiciel .	Éditeur	Rôle dans le workflow	
Autodesk Revit	Autodesk	Maquette BIM 3D fédérée — autorité du projet	
Dynamo	Autodesk	Programmation visuelle interne à Revit — superstructure et infrastructure	

Logiciel .	Éditeur	Rôle dans le workflow	
Rhinoceros + Grasshopper	McNeel	Modélisation paramétrique avancée — culées et éléments de voie	
Rhino.Inside.Revit	McNeel	Passerelle Rhino ↔ Revit — création directe d'éléments Revit depuis Grasshopper	
AutoCAD Civil 3D	Autodesk	Traitement topographique — points COGO, surface TIN, export LandXML	
Autodesk InfraWorks	Autodesk	Modèle contextuel du site — agrégation MNT + IFC + géoréférencement	
Autodesk Navisworks Manage	Autodesk	Coordination, détection de conflits, simulation BIM 4D (TimeLiner)	
Microsoft Project	Microsoft	Planning détaillé des travaux — diagramme de Gantt, lien Navisworks	

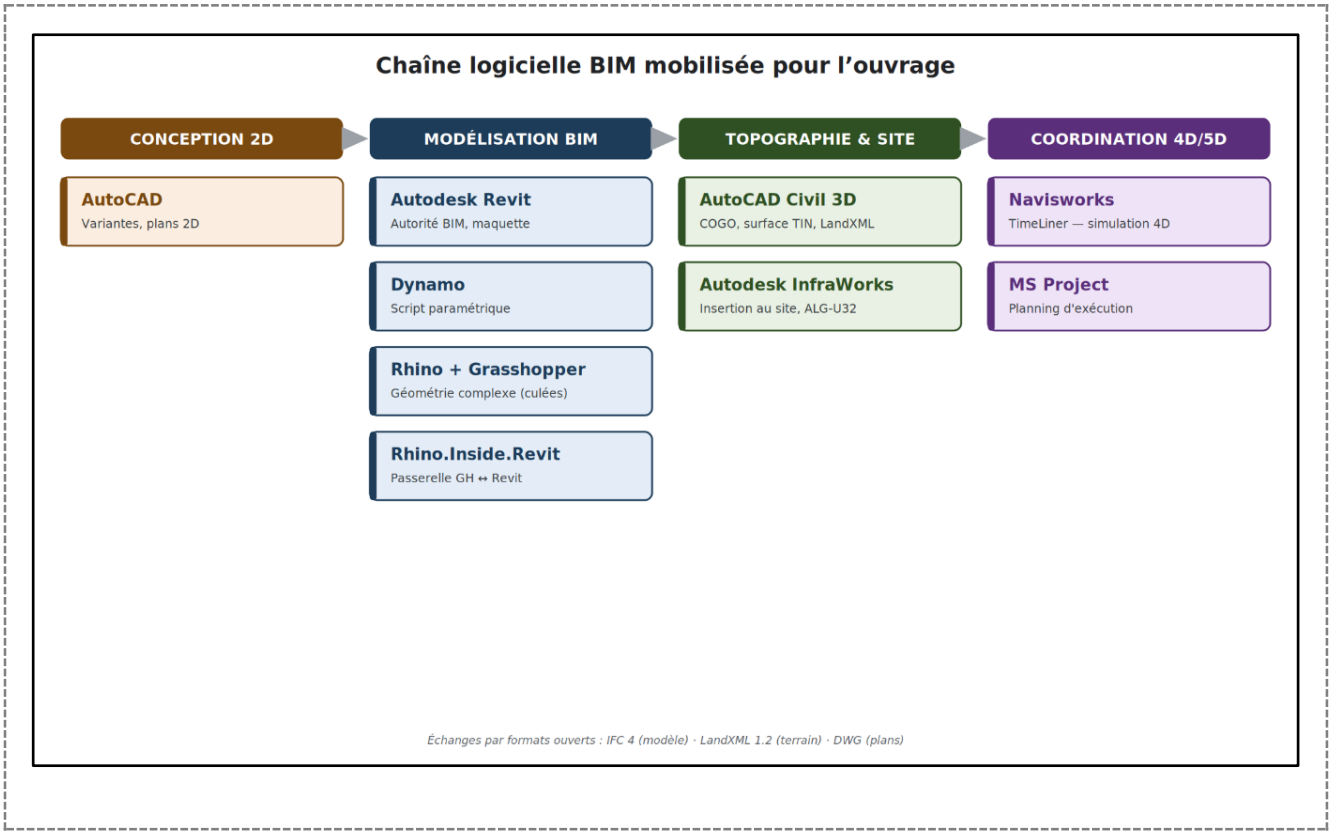


Figure III-2 : Chaîne logicielle de la démarche BIM mise en œuvre.

III.3. WORKFLOW BIM ADOPTÉ

L'efficacité d'une démarche BIM ne repose pas uniquement sur le choix des logiciels, mais avant tout sur la rigueur du flux de production qui les articule. Un workflow mal défini conduit à des ruptures de chaîne, à des pertes d'information lors des échanges et, in fine, à une démarche BIM dégradée en simple superposition d'outils. Le workflow adopté pour le viaduc a donc été conçu de manière à minimiser les conversions de format et à préserver la cohérence sémantique entre les différents environnements.

III.3.1 Vue d'ensemble du flux de données

Le flux de production peut être décomposé en trois pipelines complémentaires qui convergent vers le modèle contextuel final sous InfraWorks :

➢ un **pipeline topographique** qui transforme les points de relevé en un modèle numérique de terrain prêt à l'intégration ;

➢ un **pipeline structural** qui aboutit à la maquette numérique fédérée du viaduc dans Revit ;

➢ un **pipeline de coordination** qui agrège les sorties précédentes pour produire le modèle 4D-5D dans Navisworks et l'insertion contextuelle dans InfraWorks.

Ces trois pipelines sont représentés schématiquement sur la figure ci-après. Le format d'échange retenu pour chaque interface a été choisi de manière à respecter les principes d'interopérabilité et d'ouverture des données (IFC, LandXML, DWG).

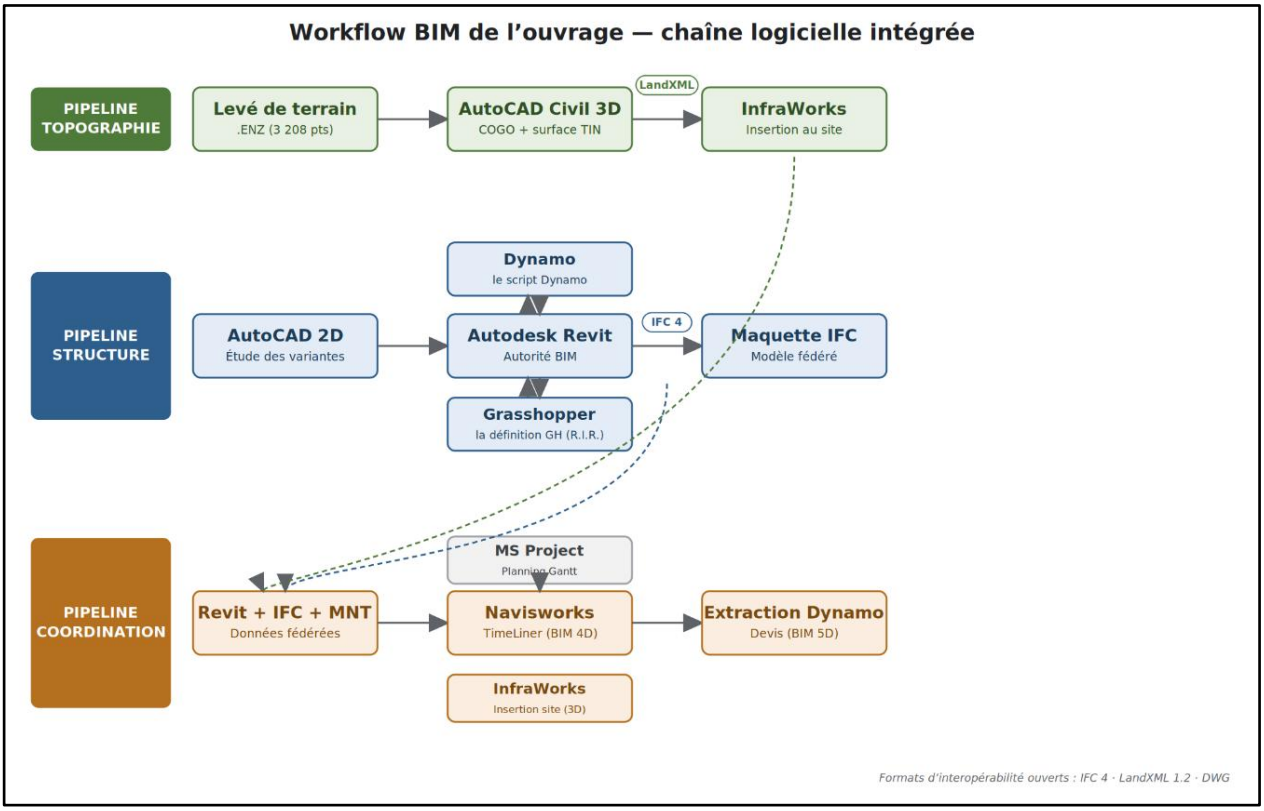


Figure III-3 : Workflow BIM global du viaduc.

III.3.2 Pipeline topographique

Le pipeline topographique a pour objet de transformer les données brutes du relevé de terrain en un modèle numérique de terrain (MNT) géoréférencé exploitable dans l'environnement BIM. Il s'articule en quatre étapes :

– **Préparation du fichier ENZ :** import des 3 208 points relevés en coordonnées locales, contrôle du séparateur décimal (point obligatoire), suppression d'un éventuel BOM ou des lignes vides en tête de fichier.

– **Import sous Civil 3D :** création des points comme objets COGO (Coordinate Geometry) regroupés sous le label « points pk24 » avec attributs Est, Nord, Élévation.

– **Triangulation :** génération d'une surface TIN (Surface1) couvrant approximativement 836 m × 528 m sur la zone d'implantation du viaduc.

– **Export LandXML 1.2 :** transfert vers InfraWorks dans le système de coordonnées ALG-U32 (UTM Zone 32N / WGS 84).

Cette chaîne, bien que ne mobilisant qu'un seul logiciel principal, est sensible aux conventions de format. Une virgule à la place du point décimal, ou la présence d'un caractère invisible en début de fichier ENZ, provoque immédiatement l'échec de l'import et la corruption de la surface TIN générée. Les contrôles préalables sont donc indispensables.

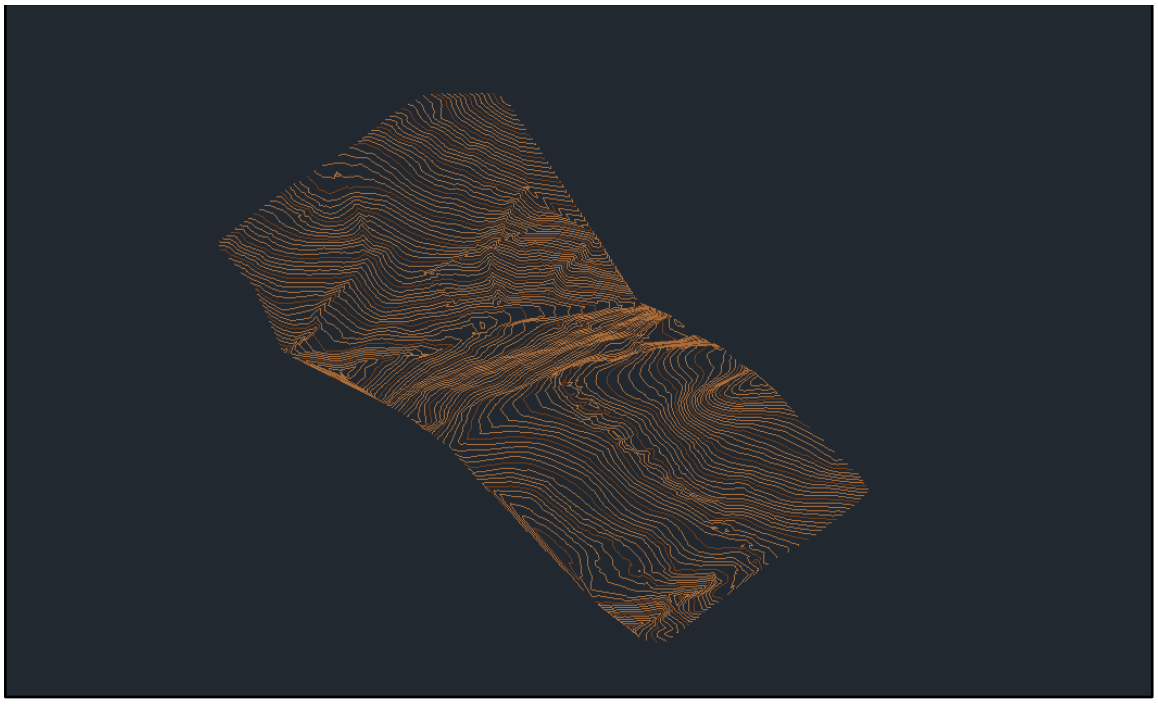


Figure III-4 : Modèle numérique de terrain (TIN) généré sous Civil 3D.

III.3.3 Pipeline structural

Le pipeline structural produit la maquette numérique 3D du viaduc à partir des plans 2D issus des études de variantes et des prédimensionnements (chapitres précédents du présent mémoire). Il s'organise autour de Revit, qui joue le rôle d'autorité du projet, et de deux compléments paramétriques :

➢ **Dynamo** pour la génération du tablier (poutres PRS, dalle, entretoises, appareils d'appui) et de la majeure partie de l'infrastructure (têtes de pile, voiles, semelles, pieux) — script *script Dynamo* ;

➢ **Grasshopper** exécuté via Rhino.Inside.Revit pour la génération des culées (mur frontal, mur en retour, semelle d'assise, dés d'appui) — définition *la définition Grasshopper*, incluant des composants GHPython.

À l'intérieur de Revit, les éléments générés par ces scripts sont enregistrés sous forme de **DirectShape**, une classe Revit qui permet d'associer un solide géométrique arbitraire à une catégorie (Ossature, Fondations, Sols) et à un matériau. Cette approche présente l'avantage de la simplicité de génération et de la performance, au prix d'une perte d'une partie du paramétrage natif des familles Revit standards. Le détail des deux scripts paramétriques fait l'objet des paragraphes III.4 et III.5.

III.3.4 Échanges interopérables

Trois formats d'échange ouverts ont été retenus pour assurer la circulation des données entre les différents environnements :

Tableau III-2 : Formats d'échange utilisés et liaisons logicielles.

Format	Liaison	Données échangées
IFC 4	Revit → InfraWorks / Navisworks	Maquette structurale (géométrie + matériaux + catégories)
LandXML 1.2	Civil 3D → InfraWorks	Surface TIN du terrain naturel + alignements
DWG	AutoCAD → Revit	Plans 2D des variantes — supports de modélisation

Le choix du format **IFC** comme principal vecteur d'échange entre la maquette structurale et les outils de coordination et d'insertion contextuelle est conforme aux recommandations de la norme *ISO 19650* et aux usages internationaux du BIM. Il garantit l'indépendance du modèle vis-à-vis d'un éditeur particulier et préserve l'investissement de modélisation pour des phases ultérieures du cycle de vie de l'ouvrage (exploitation, maintenance).

III.3.5 Coordination 4D et 5D

Une fois la maquette 3D consolidée, deux dimensions complémentaires sont activées : le 4D pour la planification temporelle et le 5D pour le quantitatif. Pour le 4D, le planning détaillé établi sous Microsoft Project est importé dans Navisworks TimeLiner, où chaque tâche est associée à un sous-ensemble d'éléments BIM ; le module produit alors une animation chronologique du chantier reflétant fidèlement la chronologie des travaux.

Pour le 5D, l'extraction quantitative est conduite directement au moyen du script **Dynamo** : le volume de chaque solide est calculé par le nœud Solid.Volume puis sommé par catégorie (pieux, semelles, piles, dalle), la masse des profilés métalliques étant obtenue par le produit volume × densité. Ce recours à Dynamo s'impose car les éléments, créés sous forme de DirectShape, n'exposent pas les paramètres de famille et de type exploités par les nomenclatures classiques. Les quantités obtenues sont ensuite liées à un bordereau de prix unitaires pour produire une estimation actualisée du coût des travaux. Les modalités précises de ces deux dimensions sont détaillées aux paragraphes III.8 (4D) et III.9 (5D).

III.4. MODÉLISATION PARAMÉTRIQUE SOUS DYNAMO

Le script *Dynamo* constitue la pièce maîtresse de la modélisation BIM du viaduc. Il assure la génération automatique de l'ensemble de la superstructure (poutres PRS gauche et droite, entretoises, dalle, appareils d'appui, dés d'appui) et de l'infrastructure (têtes de pile, voiles, semelles, pieux) à partir d'un jeu réduit de paramètres géométriques. Cette section présente le contexte et les objectifs du script, ses paramètres d'entrée, son architecture modulaire, puis détaille les opérations clés au moyen de deux extraits de code commentés.

III.4.1 Contexte et objectifs du script

La géométrie du viaduc présente un caractère répétitif marqué : six travées identiques de 45 m, deux poutres principales symétriques, cinq piles partageant la même tête et la même semelle, et une trame d'entretoises régulière. Cette régularité se prête naturellement à une logique paramétrique, dans laquelle chaque type d'élément n'est défini qu'une seule fois et instancié autant de fois que nécessaire à partir d'un index. L'intérêt est triple :

- ➢ toute modification d'un paramètre global — augmentation de la portée, ajustement de l'entraxe des poutres, modification de l'épaisseur de l'âme — se propage automatiquement à l'ensemble du modèle ;

➢ le temps de modélisation est considérablement réduit par rapport à un dessin manuel élément par élément ;

➢ la cohérence géométrique est garantie par construction, ce qui élimine les erreurs de saisie habituelles dans une modélisation linéaire.

Le script comporte une vingtaine de nœuds organisés en sept modules fonctionnels, qui se succèdent depuis la définition des paramètres jusqu'à la création effective des éléments dans Revit.

III.4.2 Paramètres d'entrée

L'ensemble du script est piloté par un nœud unique de définition des paramètres globaux. Le tableau suivant récapitule les valeurs retenues pour le viaduc, en cohérence avec le prédimensionnement établi au Chapitre II.

Tableau III-3 : Paramètres d'entrée du script Dynamo pour le viaduc.

Paramètre	Variable	Valeur	Désignation
Nombre de travées	nb_travees	6	Travées identiques
Portée d'une travée	L_travee	45,00 m	Distance d'appui à appui
Entraxe des poutres PRS	entraxe_poutres	7,00 m	Distance axe-à-axe poutres
Largeur de la dalle	largeur_dalle	12,60 m	Largeur totale du tablier
Épaisseur de la dalle	epaisseur_dalle	0,35 m	Béton armé C35/45
Hauteur totale PRS	h_total	3,00 m	Semelle inf + âme + semelle sup
Épaisseur d'âme	tw	0,040 m	Profilé reconstitué soudé
Hauteur d'âme	hw	2,90 m	Entre semelles
Largeur semelle inférieure	b_si	1,20 m	Tirant flexion
Épaisseur semelle inférieure	ti	0,050 m	Acier S355

Paramètre	Variable	Valeur	Désignation
Largeur semelle supérieure	b_ss	0,85 m	En zone composite
Épaisseur semelle supérieure	ts	0,050 m	Acier S355
Espacement entretoises courantes	esp_courant	6,30 m	Profil IPE 600
Distance entretoise d'appui au bord	dist_appui	0,45 m	Profil HEB 800

III.4.3 Architecture modulaire du script

Le script *Dynamo* est organisé en sept modules fonctionnels qui s'exécutent séquentiellement, chaque module produisant un ou plusieurs solides 3D consommés par les modules suivants. Le tableau ci-après en présente la structure.

Tableau III-4 : Décomposition modulaire du script Dynamo.

N°	Module	Rôle
1	Paramètres globaux	Définition des variables géométriques du viaduc
2	Géométrie section PRS	Calcul des cotes Z des différentes nappes (semelles, âme)
3	Poutres PRS (gauche + droite)	Génération de 36 cuboïdes (6 travées × 3 nappes × 2 poutres)
4	Dalle béton	Cuboïde unique de 270 × 12,60 × 0,35 m
5	Entretoises	Positionnement IPE 600 (courantes) et HEB 800 (appuis)
6	Appareils et dés d'appui	Cuboïdes d'appareils élastomère + dés d'appui béton
7	Infrastructure	Têtes de pile, voiles (plein P1, creux P2-P5), semelles, pieux
8	Conversion DirectShape	Création des éléments Revit avec catégories et matériaux

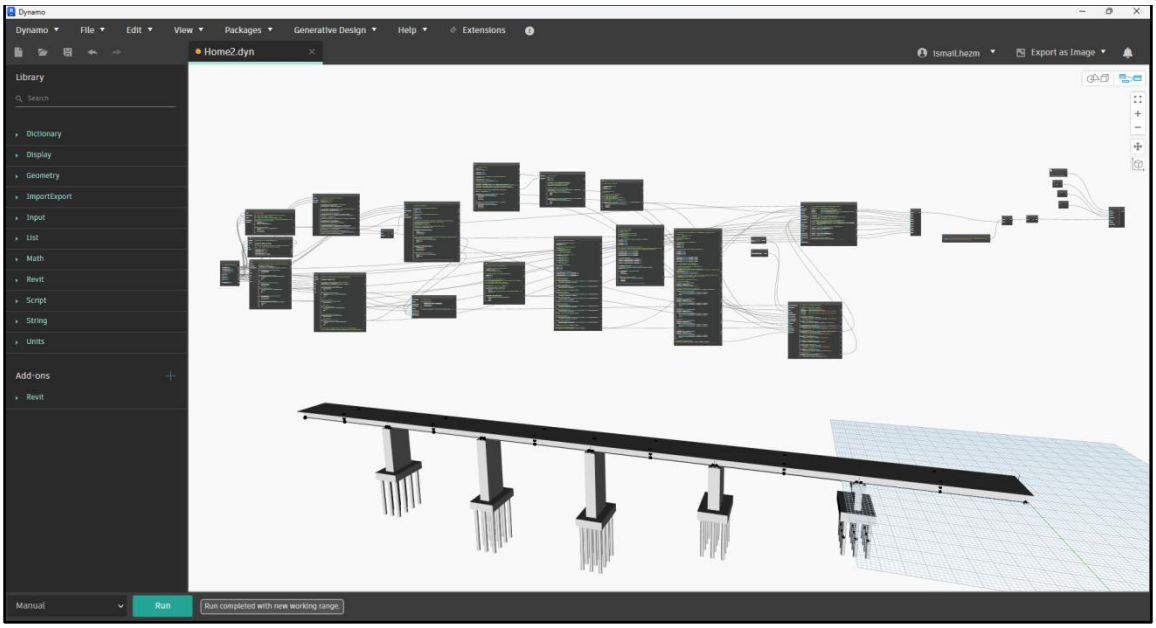


Figure III-5 : Vue d'ensemble du script paramétrique dans l'environnement Dynamo.

III.4.4 Génération des poutres PRS — exemple

Chaque poutre PRS est constituée de trois nappes : la semelle inférieure (1,20 × 0,05 m), l'âme (2,90 × 0,04 m) et la semelle supérieure (0,85 × 0,05 m). Pour les six travées indépendantes, le module 3 du script génère 18 cuboïdes par poutre, soit 36 cuboïdes pour les deux poutres. La logique d'instanciation s'appuie sur une plage d'indices *`0..(nb_travees-1)`* qui sert à calculer la position X du centre de chaque tronçon. L'extrait suivant illustre la création de la semelle inférieure de la poutre gauche.

Extrait III-1 : Génération paramétrique de la semelle inférieure de la poutre gauche (module 3 du script Dynamo).

```
/* SEMELLE INFERIEURE - POUTRE GAUCHE - 6 cuboïdes */
L_poutre = L_travee - 0.10;                  // joint de 10 cm entre travées
travees_idx = 0..(nb_travees - 1);           // indices 0 à 5
x_centre_poutre = travees_idx * L_travee + L_travee / 2;


sem_inf_g_origines = Point.ByCoordinates(
    x_centre_poutre,                         // 6 abscisses
```

```
    0,                                          // poutre gauche, Y = 0
    ti / 2                                      // demi-épaisseur semelle
);
semelle_inf_g = Cuboid.ByLengths(
    CoordinateSystem.ByOrigin(sem_inf_g_origines),
    L_poutre, b_si, ti                          // 44,90 × 1,20 × 0,05 m
);
```

On observe que la liste *x_centre_poutre* contient six valeurs (22,50 ; 67,50 ; 112,50 ; 157,50 ; 202,50 ; 247,50 m). Le nœud *Point.ByCoordinates* génère donc six points d'origine, et la fonction *Cuboid.ByLengths* crée six cuboïdes en une seule opération vectorisée. Cette logique de *lacing* — caractéristique de Dynamo — élimine toute boucle explicite et garantit la concision du script.

III.4.5 Génération de l'infrastructure

Les modules suivants génèrent l'infrastructure : têtes de pile (5 cuboïdes identiques de 4,00 × 9,20 × 2,30 m), voiles, semelles et pieux. Le traitement des voiles est intéressant car il distingue deux cas géométriquement distincts :

– **Pile P1 (voile plein) :** cuboïde simple de 2,00 × 9,20 × 6,00 m, justifié par sa faible hauteur (8,30 m total).

– **Piles P2 à P5 (voile creux) :** obtenu par différence booléenne (Solid.Difference) entre un cuboïde extérieur de 4,00 × 9,20 m et une cavité intérieure de 2,80 × 8,00 m, soit des parois de 0,60 m d'épaisseur. Les hauteurs varient entre 12,70 m (P2) et 22,50 m (P3, P4).

Les pieux constituent le module le plus volumineux : 12 pieux par pile (4 transversalement × 3 longitudinalement), soit **60 pieux Ø 1,20 m** au total. La profondeur d'ancrage diffère selon la pile (P1 = 12 m ; P2 = 14 m ; P3 et P4 = 18 m ; P5 = 16 m), conformément aux résultats du Chapitre IX. Le script utilise des listes parallèles pour générer simultanément toutes les paires (x, y) de centres de pieux par pile, puis les instancie comme cylindres verticaux.

III.4.6 Conversion en DirectShape Revit

Tous les solides générés par les modules précédents sont d'abord assemblés dans des listes, puis convertis-en **DirectShape** Revit au moyen de la fonction *DirectShape.ByGeometry*. Chaque appel à cette fonction prend en argument une géométrie, une catégorie Revit et un matériau. L'extrait suivant illustre la création de la charpente métallique et de la dalle béton.

Extrait III-2 : Conversion des solides en DirectShape Revit (module 8 du script Dynamo).

```
/* Catégories Revit */
cat_charpente = Category.ByName("Ossature");
cat_dalle = Category.ByName("Sols");


/* Charpente métallique : 36 PRS + entretoises + appareils */
ds_charpente = DirectShape.ByGeometry(
    solides_charpente_flat,                  // liste aplatie de tous les
solides
    cat_charpente,
    Material.ByName("Acier"),                // matériau Revit
    "Charpente_PRS"                          // nom de l'élément
);


/* Dalle béton */
ds_dalle = DirectShape.ByGeometry(dalle, cat_dalle,
    Material.ByName("Béton"), "Dalle_Beton");
```

Le mécanisme **DirectShape** présente l'avantage d'accepter n'importe quelle géométrie 3D arbitraire, sans contrainte sur la forme. En revanche, les éléments ainsi créés ne disposent pas du paramétrage natif des familles Revit standards (paramètres dimensionnels modifiables depuis l'interface utilisateur). Pour le présent projet, cette limitation est acceptable car toute modification de la géométrie passe par le script Dynamo et non par l'interface Revit.

III.4.7 Bilan de la génération paramétrique sous Dynamo

L'exécution complète du script *script Dynamo* produit, en quelques secondes, l'ensemble des éléments listés dans le tableau ci-après. Toute modification d'un paramètre d'entrée — par exemple une augmentation de la portée des travées ou un changement de la section du PRS — entraîne, après ré-exécution, la régénération complète et cohérente du modèle.

Tableau III-5 : Bilan des éléments générés par le script Dynamo.

Élément	Nombre	Catégorie Revit	Matériau
Semelles inférieures PRS	12	Ossature	Acier
Âmes PRS	12	Ossature	Acier
Semelles supérieures PRS	12	Ossature	Acier
Entretoises IPE 600	30	Ossature	Acier
Entretoises HEB 800	14	Ossature	Acier
Dalle béton	1	Sols	Béton
Appareils d'appui	28	Ossature	Caoutchouc
Dés d'appui	28	Sols	Béton
Têtes de pile	5	Sols	Béton
Voiles de pile	5	Sols	Béton
Semelles de pile	5	Sols	Béton
Pieux Ø 1,20 m	60	Sols	Béton

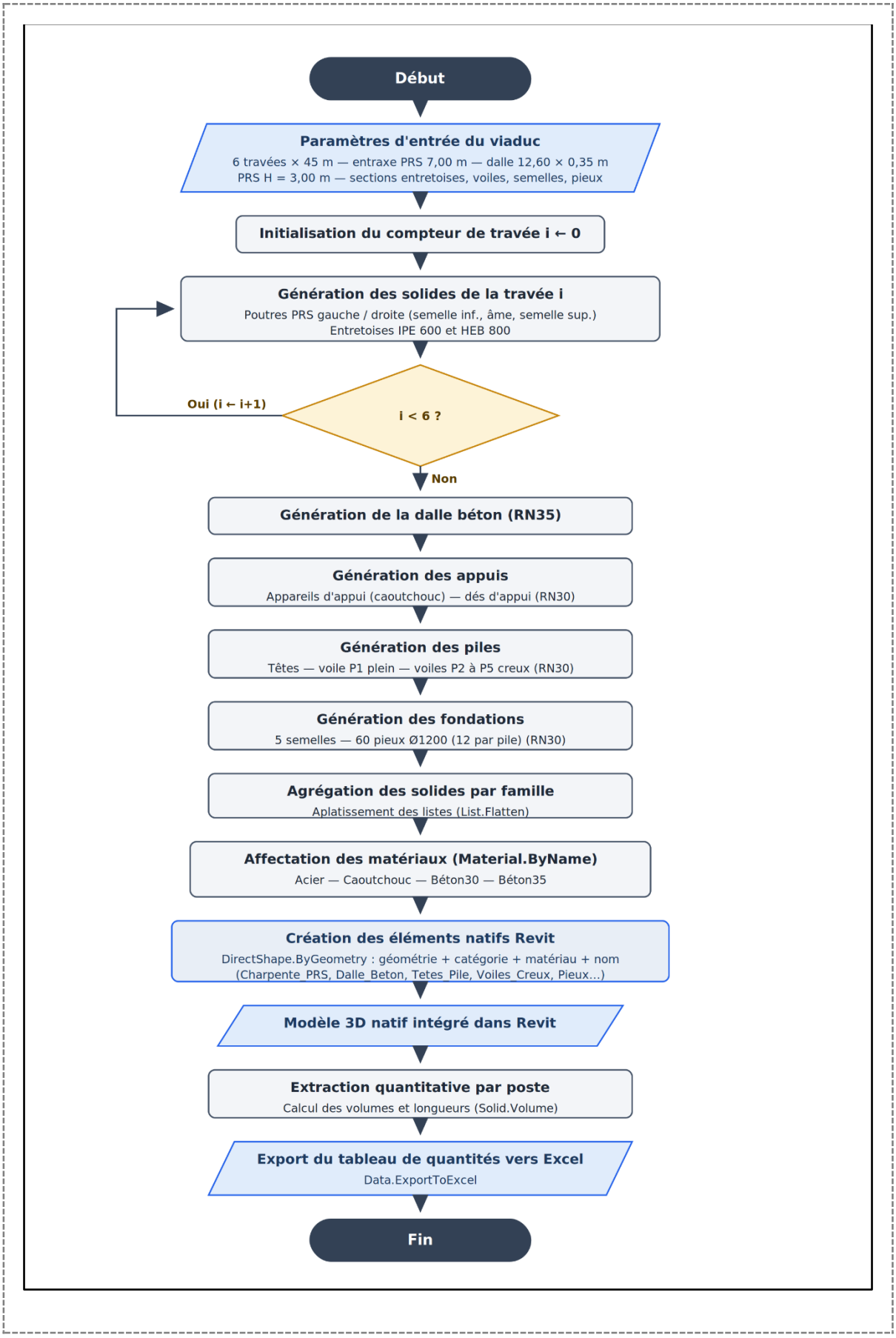


Figure III-6 : Logigramme algorithmique du script Dynamo.

III.5. MODÉLISATION PARAMÉTRIQUE SOUS GRASSHOPPER

La définition *Grasshopper*, exécutée sous Grasshopper via la passerelle Rhino.Inside.Revit, complète le script Dynamo en prenant en charge la génération des culées C1 et C2. Cette répartition entre les deux environnements n'est pas anecdotique : elle résulte d'un choix méthodologique justifié par les spécificités géométriques des culées et par les avantages comparés des deux outils. Cette section explicite ce choix, présente le principe de Rhino.Inside.Revit, puis détaille la structure de la définition Grasshopper.

III.5.1 Pourquoi Grasshopper pour les culées ?

Les culées présentent une combinaison d'éléments dont la géométrie est moins répétitive que celle du tablier et des piles : mur frontal, mur en retour (mur en aile), semelle d'assise élargie, dés d'appui, mur garde-grève, dalle de transition. Chaque élément possède ses propres règles dimensionnelles, et leur agencement spatial fait intervenir de nombreuses contraintes relatives (par exemple, le mur en retour s'insère perpendiculairement au mur frontal, à une cote dépendante du remblai derrière la culée). Trois raisons ont conduit à privilégier Grasshopper pour ce sous-ensemble :

- ➢ la richesse de l'écosystème Grasshopper pour les opérations géométriques complexes (transformations, opérations booléennes) ;
- ➢ la possibilité d'insérer aisément des composants GHPython exécutant du code Python, plus adapté que DesignScript aux logiques conditionnelles (différenciation des hauteurs entre culées C1 et C2, par exemple) ;
- ➢ la facilité de prévisualisation interactive de la géométrie générée dans l'interface Rhino, indépendamment de Revit, ce qui accélère le travail itératif de mise au point.

III.5.2 Principe de Rhino.Inside.Revit

Rhino.Inside.Revit fonctionne en chargeant l'intégralité du moteur Rhinoceros à l'intérieur du même processus système que Revit. Les deux logiciels partagent leur espace mémoire et peuvent donc échanger directement leurs primitives géométriques sans passer par un format intermédiaire (DWG, IFC, etc.). Concrètement, une définition Grasshopper peut :

- ➢ lire les paramètres de la *vue Revit active* et les utiliser comme entrées ;
- ➢ générer des géométries dans l'espace de coordonnées Rhino ;

➢ créer ou modifier des éléments Revit (DirectShape, familles, paramètres) en sortie ;

➢ être ré-exécutée à chaque modification d'un paramètre, avec mise à jour instantanée dans Revit.

Cette interopérabilité native évite la perte d'information liée à un export-import successif et autorise un cycle de modélisation itératif extrêmement rapide.

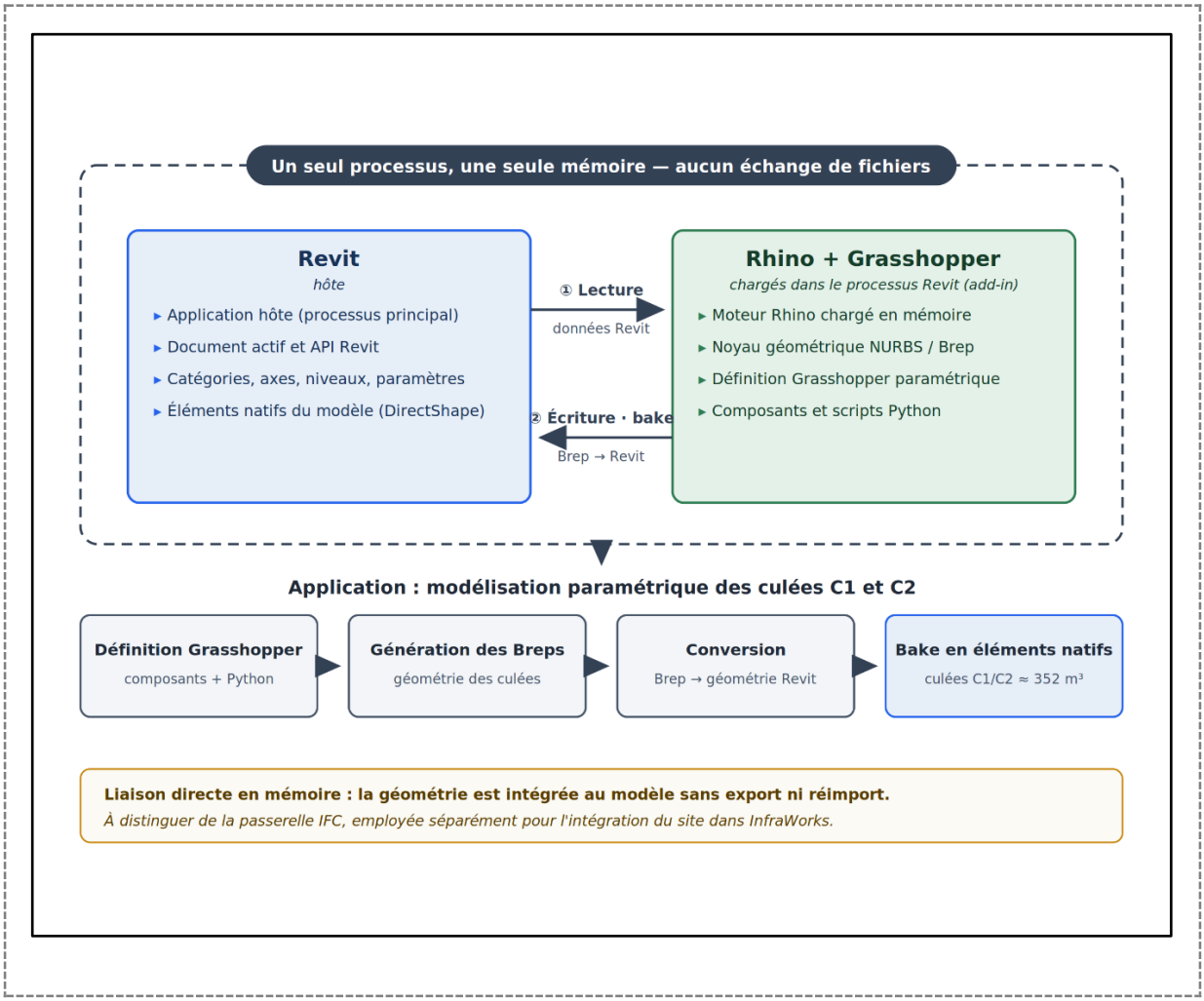


Figure III-7 : Principe de fonctionnement de Rhino.Inside.Revit.

III.5.3 Décomposition de la définition Grasshopper

La définition Grasshopper développée pour les culées repose principalement sur des composants **Python Script** exécutant la logique de génération des éléments. Cette approche est plus compacte qu'un câblage exhaustif de composants natifs et permet une lecture séquentielle proche d'un programme classique. Le tableau ci-après présente la décomposition fonctionnelle de la définition.

Tableau III-6 : Décomposition de la définition Grasshopper.

N°	Composant	Fonction
1	Paramètres entrée	Cotes de référence (PK, FSR, PF), dimensions des éléments de culée
2	GHPython – SEMELLE	Génération de la semelle d'assise (boîte paramétrée)
3	GHPython – mur FRONTAL	Génération du mur frontal supportant le tablier
4	GHPython – mur en RETOUR	Génération des murs en aile (latéraux)
5	GHPython – mur garde-grève	Génération du mur garde-grève en partie haute
6	GHPython – dés d'appui	Positionnement des dés sur le mur frontal
7	Composants Revit	Conversion des Brep Rhino en DirectShape Revit avec catégorie et matériau

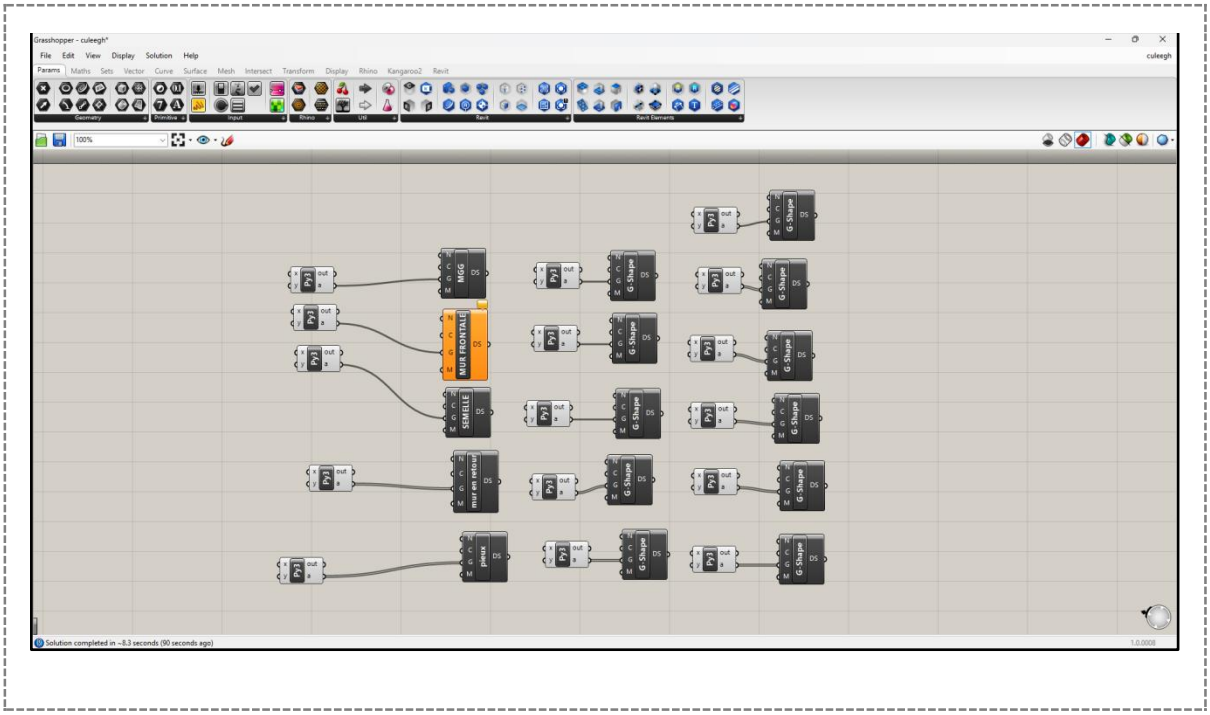


Figure III-8 : Définition Grasshopper dans l'environnement Rhino + Rhino.Inside.Revit.

III.5.4 Structure type d'un composant GHPython

Chaque composant GHPython suit une structure analogue : importation des modules Rhino nécessaires, lecture des paramètres d'entrée, construction de la géométrie sous forme de *Brep* (Boundary Representation, primitive native de Rhino), puis affectation à une sortie qui est ensuite relayée vers un composant Revit pour la création du DirectShape. L'extrait ci-après illustre la structure du composant générant la semelle d'assise d'une culée.

Extrait III-3 : Structure type d'un composant GHPython générant la semelle d'une culée (la définition Grasshopper).

```
import Rhino.Geometry as rg


# Paramètres d'entrée (issus des sliders GH)
# L_sem, W_sem, H_sem : dimensions de la semelle
# x_culee, y_centre, z_assise : coordonnées du centre


# Construction du plan de référence
origin = rg.Point3d(x_culee, y_centre, z_assise + H_sem / 2.0)
plane  = rg.Plane(origin, rg.Vector3d.XAxis, rg.Vector3d.YAxis)


# Création de la semelle comme Brep
interval_x = rg.Interval(-L_sem / 2.0, L_sem / 2.0)
interval_y = rg.Interval(-W_sem / 2.0, W_sem / 2.0)
interval_z = rg.Interval(-H_sem / 2.0, H_sem / 2.0)
semelle = rg.Box(plane, interval_x, interval_y, interval_z).ToBrep()


a = semelle    # sortie vers le composant DirectShape Revit
```

Le Brep produit en sortie est ensuite consommé par un composant Revit de la suite Rhino.Inside.Revit (typiquement *Add Direct Shape*), qui crée l'élément correspondant dans Revit avec la catégorie *Fondations structurelles* et le matériau *Béton*. Les autres composants GHPython suivent la même logique avec les paramètres et les positions appropriés.

III.5.5 Bilan de la génération paramétrique sous Grasshopper

À l'issue de l'exécution de la définition *la définition Grasshopper*, les deux culées du viaduc (C0 au PK 24+925 et C5 au PK 25+194,60) sont complètement modélisées dans Revit, avec l'ensemble de leurs composants principaux. Le tableau suivant en récapitule le contenu pour une culée type.

Tableau III-7 : Bilan des éléments d'une culée générés par la définition Grasshopper.

Élément	Désignation	Matériau
Semelle d'assise	Boîte BA en partie basse	Béton C30/37
Mur frontal	Support du tablier	Béton C30/37
Mur en retour	Murs latéraux (ailes)	Béton C30/37
Mur garde-grève	Mur supérieur en arrière du tablier	Béton C30/37
Dés d'appui	Supports des appareils d'appui	Béton C35/45

La combinaison du script Dynamo *script Dynamo* et de la définition Grasshopper *la définition Grasshopper* produit ainsi la maquette numérique complète du viaduc, du sol d'assise des pieux jusqu'aux rails. Cette approche paramétrique conjointe illustre la complémentarité des deux outils, et constitue l'un des apports techniques distinctifs de la présente étude par rapport à une démarche de modélisation manuelle conventionnelle.

III.6. INTÉGRATION AU CONTEXTE SITE

Une maquette numérique structurale, aussi détaillée soit-elle, n'atteint sa pleine valeur que lorsqu'elle est replacée dans son contexte géographique réel. Cette intégration permet de visualiser l'ouvrage tel qu'il s'insérera dans le paysage, de vérifier la cohérence des cotes d'assise avec le terrain naturel, et de produire des supports de communication utiles tout au long du cycle du projet. Cette section décrit le pipeline mis en œuvre pour intégrer la maquette structurale au modèle numérique de terrain, depuis le levé topographique brut jusqu'à la scène contextuelle finale sous InfraWorks.

III.6.1 Levé topographique et préparation des données

Le levé topographique de la zone d'implantation a fourni un fichier de **3 208 points** relevés au format ENZ (Est-Nord-Z) en coordonnées locales. La densité du semis, son emprise et sa précision conditionnent directement la qualité du modèle numérique de terrain qui sera généré ultérieurement.

Avant tout import dans Civil 3D, le fichier source doit faire l'objet d'une préparation systématique : contrôle du caractère séparateur décimal (le point est imposé, contrairement à la virgule fréquemment utilisée en France), suppression d'un éventuel marqueur d'ordre des octets (BOM) inséré par certains éditeurs de texte, et élimination des lignes vides en début ou fin de fichier. Ces vérifications, en apparence triviales, sont déterminantes pour le bon déroulement de la suite du pipeline.

III.6.2 Création de la surface TIN sous Civil 3D

L'import des 3 208 points dans Civil 3D s'effectue par création d'objets **COGO** (Coordinate Geometry), regroupés au sein d'un même *groupe de points* pour faciliter leur manipulation collective. Chaque point porte trois attributs principaux : Est (E), Nord (N) et Élévation (Z). Une fois importés, les points sont triangulés selon l'algorithme de Delaunay pour produire une surface **TIN** (Triangulated Irregular Network) représentant le terrain naturel.

Les caractéristiques principales du modèle numérique de terrain obtenu sont présentées dans le tableau suivant.

Tableau III-8 : Caractéristiques du modèle numérique de terrain.

Caractéristique	Valeur
Nombre de points levés	3 208
Format d'import	ENZ (Est-Nord-Z) en coordonnées locales
Emprise approximative	836 m × 528 m
Élévation minimale	≈ 705 m
Élévation maximale	≈ 780 m

Caractéristique	Valeur
Dénivelé total	≈ 75 m (relief de vallée)
Méthode de triangulation	Delaunay (TIN)
Système de coordonnées en sortie	UTM Zone 32N / WGS 84 (ALG-U32)

Le relief obtenu traduit la nature accidentée du site : une vallée encaissée bordée par des versants de pente prononcée, traversée par un talweg en partie centrale. Cette topographie justifie a posteriori le choix d'un viaduc de grande hauteur pour le franchissement, et explique la variation importante des hauteurs de piles (de 8,30 m à 24,80 m) observée le long de l'ouvrage.

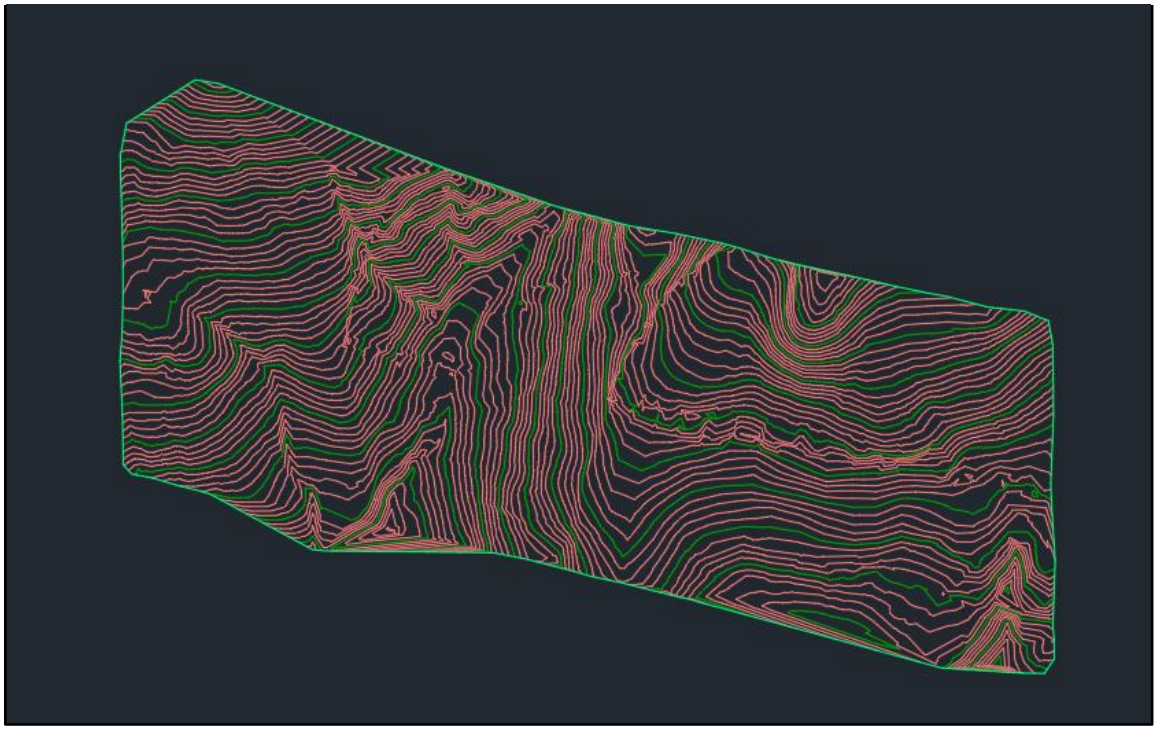


Figure III-9 : Modèle numérique de terrain triangulé sous Civil 3D.

III.6.3 Export et géoréférencement vers InfraWorks

La surface TIN est exportée au format **LandXML 1.2**, standard d'échange ouvert spécialement conçu pour les données d'infrastructure linéaire (modèles de terrain, alignements, profils en long). Ce format préserve l'intégralité des informations géométriques de la surface, ainsi que ses métadonnées (système de coordonnées, unités, précision).

À l'ouverture du fichier dans InfraWorks, le système de coordonnées projeté est imposé à **ALG-U32** (UTM Zone 32N, datum WGS 84), qui correspond à la zone géographique de la wilaya de Souk Ahras et constitue le système de référence usuel des projets d'infrastructure en Algérie nord-orientale. Ce paramétrage est essentiel : il garantit que la surface importée se positionne correctement dans l'espace géoréférencé d'InfraWorks et qu'elle peut être superposée à d'autres données géospatiales (orthophotos, fonds cartographiques) sans décalage.

III.6.4 Import de la maquette structurale et placement contextuel

La maquette structurale du viaduc, élaborée sous Revit, est exportée au format **IFC 4** et importée dans la scène InfraWorks contenant la surface TIN. Au moment de l'import, la maquette IFC arrive en coordonnées Revit internes (origine située au point de base du projet), et nécessite donc un positionnement explicite dans le repère projeté du modèle contextuel.

Le placement définitif retenu est défini par les coordonnées de référence du tableau ci-après.

Tableau III-9 : Coordonnées de placement de la maquette IFC dans InfraWorks.

Coordonnée	Valeur	Désignation
Est (E)	415 032 m	Coordonnée UTM Zone 32N
Nord (N)	4 007 735 m	Coordonnée UTM Zone 32N
Élévation (Z)	746 m	Cote moyenne du tablier
Référence FSR (C2)	747,06 m	Cote de finition rail à la culée C2
Référence PF (C2)	746,32 m	Cote du plancher à la culée C2

Coordonnée	Valeur	Désignation
Pente longitudinale	0,6 %	Profil en long descendant vers C0
FSR estimée (C1)	≈ 745,44 m	FSR(C2) − 0,6 % × 269,60 m

Le placement de la maquette est effectué manuellement dans InfraWorks, en alignant le PK 25+194,60 (culée C2) avec son emplacement réel sur la surface TIN. Cette approche pragmatique a été préférée à un géoréférencement automatique pour les raisons développées au paragraphe III.7. Le résultat final fournit une représentation contextuelle dans laquelle le viaduc s'inscrit naturellement dans le paysage de la vallée.

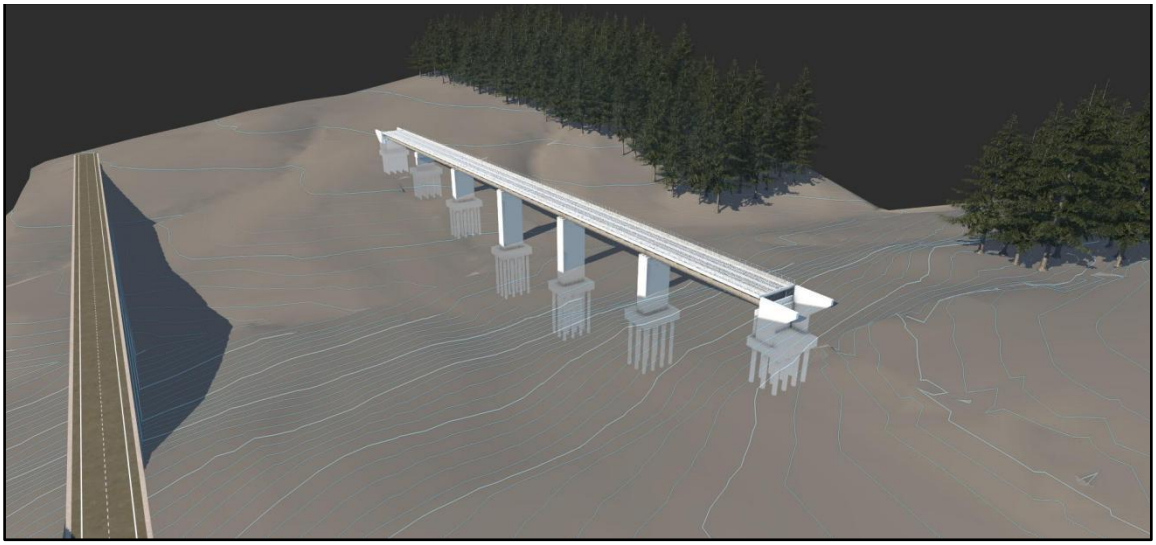


Figure III-10 : Insertion du viaduc dans le modèle contextuel sous InfraWorks.

III.6.5 Bilan du modèle contextuel global

Le modèle contextuel final agrège trois sources d'information complémentaires : la surface TIN issue du levé topographique, la maquette structurale issue de Revit (via IFC), et les fonds géospatiaux fournis par InfraWorks. Cette fédération permet de produire trois types de livrables qui n'auraient pas été disponibles avec une approche classique :

➢ des **vues 3D contextualisées** exploitables comme supports de communication auprès du maître d'ouvrage et des intervenants ;

➢ des **coupes longitudinales et transversales** superposant l'ouvrage et le terrain naturel, qui permettent une lecture immédiate des hauteurs de piles et de l'encombrement de l'ouvrage ;

➢ une **base partagée** pour les analyses ultérieures (études environnementales, intégration paysagère, optimisation du tracé).

III.7. DIFFICULTÉS TECHNIQUES RENCONTRÉES ET SOLUTIONS

La mise en œuvre d'une démarche BIM complète sur un ouvrage d'art ferroviaire en contexte académique a fait apparaître plusieurs difficultés techniques, qui n'étaient pas anticipées au démarrage du projet et qui ont nécessité des solutions ad hoc. Documenter ces difficultés et leur résolution présente un double intérêt : d'une part, témoigner de la maturité réelle atteinte par les outils BIM sur les projets d'infrastructure, et, d'autre part, fournir un retour d'expérience utile pour tout futur travail similaire. Cinq difficultés sont successivement présentées dans les paragraphes suivants.

III.7.1 Conventions de format des données topographiques

Difficulté n°1 — Échec de l'import du fichier ENZ dans Civil 3D	
Problème	L'import du fichier de points en format ENZ provoque, à plusieurs reprises, une triangulation incohérente de la surface TIN (triangles aberrants traversant la zone d'étude, points fantômes hors emprise) malgré un fichier source apparemment correct à l'inspection visuelle.
Cause	Le fichier ENZ avait été enregistré avec deux particularités héritées de l'éditeur de texte d'origine : la virgule comme séparateur décimal (au lieu du point exigé par Civil 3D), et la présence d'un marqueur d'ordre des octets (BOM UTF-8) en tête de fichier, qui décalait la lecture de la première coordonnée.
Solution	Mise en place d'une procédure de préparation systématique du fichier ENZ avant tout import : (i) substitution automatique des virgules par des points dans les colonnes numériques, (ii) ré-enregistrement du fichier en encodage UTF-8 sans BOM, (iii) suppression des lignes vides en début et fin de fichier. Après

	application, la triangulation produit une surface TIN cohérente conforme à la topographie réelle.

III.7.2 Géoréférencement et coordination des systèmes de coordonnées

Difficulté n°2 — Décalage de la maquette IFC lors de l'import dans InfraWorks	
Problème	À l'import de la maquette IFC dans InfraWorks, l'ouvrage apparaît à plusieurs kilomètres de sa position attendue sur la surface TIN, et son orientation n'est pas alignée avec le tracé réel de la voie ferrée.
Cause	La maquette Revit avait été construite dans un repère interne lié au projet (origine au pied de la culée C0), sans définition de coordonnées partagées ni de l'angle géographique du nord. L'IFC exporté contenait donc des coordonnées internes qui, interprétées par InfraWorks dans son repère projeté ALG-U32, plaçaient l'ouvrage en un point arbitraire.
Solution	Choix pragmatique d'un placement manuel dans InfraWorks : positionnement précis de la culée C5 sur le PK 25+194,60 (E = 415 032 m ; N = 4 007 735 m ; Z = 746 m) puis rotation de la maquette pour aligner l'axe longitudinal avec la direction du tracé. Cette solution simple a été préférée à une reconfiguration complète des coordonnées partagées dans Revit, compte tenu des délais du projet et de l'absence d'incidence sur la qualité de la maquette structurale elle-même.

III.7.3 Choix entre DirectShape et familles natives Revit

Difficulté n°3 — Lourdeur du paramétrage natif Revit pour les éléments de viaduc	
Problème	Les familles natives Revit (poutres, semelles, murs) sont conçues pour des éléments de bâtiment et imposent des contraintes peu adaptées aux dimensions et à la géométrie d'un viaduc ferroviaire (semelles de 10,20 × 13,80 m, voiles creux à parois de 0,60 m, etc.).
Cause	La logique « famille paramétrique » de Revit suppose la définition préalable de gabarits, de types, et de paramètres dimensionnels exposés à l'utilisateur. Pour

	des éléments uniques au projet, cette préparation représente une charge de travail disproportionnée par rapport au bénéfice attendu.
Solution	Utilisation systématique de l'objet DirectShape pour tous les éléments générés par les scripts paramétriques. Cette classe permet d'associer à une géométrie 3D arbitraire une catégorie Revit (Ossature, Fondations structurelles, Sols) et un matériau, sans contrainte sur la forme. Le paramétrage est entièrement reporté dans le script Dynamo ou la définition Grasshopper, ce qui simplifie considérablement le flux de travail tout en conservant la sémantique nécessaire à l'extraction des quantités et à la coordination.

III.7.4 Apparence des matériaux à l'export IFC

Difficulté n°4 — Pieux apparaissant en noir uni dans InfraWorks après import IFC	
Problème	Après export Revit → IFC → InfraWorks, l'ensemble des éléments en béton (pieux, semelles, voiles, dalles) apparaissent en noir uni dans le modèle contextuel, sans rendu réaliste, ce qui dégrade fortement la qualité de la visualisation.
Cause	Le matériau « Béton » utilisé pour les DirectShape était défini dans Revit avec ses seules propriétés physiques et thermiques, sans Appearance asset associé. Lors de la conversion IFC, l'absence d'apparence se traduit par un rendu par défaut (couleur noire) côté InfraWorks, qui ne possède pas de catalogue de matériaux fallback.
Solution	Ajout d'un Appearance asset au matériau Béton dans Revit, via Manage > Materials > onglet Appearance : sélection d'un preset « Concrete – Cast In Place » de la bibliothèque Revit. Cette modification se propage automatiquement à tous les DirectShape utilisant ce matériau, sans nécessiter de ré-exécution du script Dynamo. Le ré-export IFC produit alors un fichier porteur de l'information d'apparence, et le rendu InfraWorks devient correct.

III.7.5 Complémentarité de Dynamo et de Grasshopper

Difficulté n°5 — Limites de Dynamo pour les géométries non répétitives des culées	
Problème	L'extension du script Dynamo aux culées a été tentée dans un premier temps, mais s'est révélée laborieuse en raison du nombre de cas particuliers à traiter (mur frontal, murs en aile, mur garde-grève, dalle de transition) et de la difficulté d'exprimer les contraintes relatives entre éléments dans le langage DesignScript.
Cause	DesignScript est un langage orienté listes et opérations vectorisées, parfaitement adapté aux structures répétitives (poutres, pieux), mais moins commode pour les logiques conditionnelles riches qu'imposent les éléments de culée. La lisibilité et la maintenance du script en pâtissaient sensiblement.
Solution	Adoption d'une répartition pragmatique entre les deux environnements : Dynamo pour les éléments répétitifs du tablier et de l'infrastructure principale, Grasshopper (via Rhino.Inside.Revit) pour les culées et les éléments ponctuels nécessitant une logique conditionnelle. Cette complémentarité a tiré parti des forces de chaque outil sans imposer à l'un un usage hors de son domaine de prédilection.

III.7.6 Synthèse

Le tableau ci-après synthétise les cinq difficultés rencontrées et les solutions adoptées, en indiquant pour chacune le niveau de criticité et la transférabilité de la solution à d'autres projets de modélisation BIM d'ouvrages d'art.

Tableau III-10 : Synthèse des difficultés techniques rencontrées et solutions adoptées.

N°	Difficulté	Solution	Transférabilité
1	Format ENZ — séparateur décimal et BOM	Préparation systématique du fichier	Élevée
2	Géoréférencement IFC dans InfraWorks	Placement manuel + rotation	Élevée
3	Familles Revit inadaptées au viaduc	Utilisation systématique de DirectShape	Très élevée

N°	Difficulté	Solution	Transférabilité
4	Rendu noir des matériaux dans InfraWorks	Ajout d'un Appearance asset	Très élevée
5	Limites de Dynamo pour les culées	Complémentarité avec Grasshopper	Moyenne

Au-delà du règlement ponctuel de chacun de ces problèmes, la principale leçon tirée de ces difficultés est la suivante : *une démarche BIM réussie n'est pas un simple alignement d'outils, mais l'aboutissement d'une chaîne de petites décisions techniques* — conventions de format, choix de classes Revit, paramètres de matériaux, répartition entre langages paramétriques — dont chacune, prise isolément, peut paraître anodine, mais qui, accumulées, conditionnent la robustesse et la qualité finale du modèle. Cette dimension d'ingénierie fine constitue l'un des apports méthodologiques de la présente étude.

III.8. BIM 4D — PLANIFICATION TEMPORELLE

La dimension 4D du BIM consiste à enrichir la maquette numérique 3D par l'information temporelle, c'est-à-dire à associer chaque élément modélisé à une ou plusieurs tâches du planning d'exécution. Cette extension transforme la maquette statique en une simulation chronologique du chantier, dans laquelle on peut visualiser à tout instant l'état d'avancement de l'ouvrage. Le présent paragraphe décrit la méthodologie BIM 4D adoptée, en présentant successivement la préparation du planning sous Microsoft Project, la liaison avec Navisworks TimeLiner et la simulation produite.

III.8.1 Principe et cadre méthodologique

La construction d'une simulation 4D repose sur trois étapes complémentaires : (i) l'élaboration d'un planning détaillé décomposant le projet en tâches élémentaires datées, (ii) le regroupement des éléments de la maquette numérique en sous-ensembles cohérents avec ce planning, et (iii) l'association explicite entre les tâches et les sous-ensembles d'éléments. Une fois ces trois étapes franchies, le logiciel de simulation est capable de générer automatiquement, pour toute date intermédiaire entre le début et la fin des travaux, une vue 3D représentant l'état d'avancement de l'ouvrage.

Cette démarche apporte une valeur ajoutée significative dans plusieurs domaines :

➢ vérification de la cohérence du phasage des travaux (séquences logiques, absence de conflit spatial à un instant donné) ;

➢ communication avec le maître d'ouvrage et les intervenants, l'animation 4D étant un support beaucoup plus lisible qu'un diagramme de Gantt classique ;

➢ anticipation des contraintes d'organisation de chantier (zones d'installation, accès, levage) ;

➢ préparation des éventuelles études d'ordonnancement et de méthodes ultérieures.

III.8.2 Préparation du planning sous Microsoft Project

Le planning détaillé est élaboré sous Microsoft Project sous forme d'un diagramme de Gantt. La structure de découpage des tâches (Work Breakdown Structure ou WBS) suit la logique chronologique d'exécution d'un viaduc ferroviaire à tablier mixte, avec sept phases principales : installation et terrassement, fondations, élévation des appuis, montage de la charpente, coulage de la dalle, équipements, et superstructure ferroviaire. Le tableau ci-après synthétise les durées estimées pour chaque phase.

Tableau III-11 : Décomposition du planning d'exécution (BIM 4D).

N°	Phase	Durée estimée	Liaisons logiques
1	Installation de chantier et terrassements généraux	2 mois	Démarrage du projet
2	Fondations profondes (forage des 60 pieux + recépage)	5 mois	Après phase 1
3	Semelles de liaison et culées C1/C2	3 mois	Après phase 2
4	Élévation des piles P1 à P5	7 mois	Après phase 3, en parallèle phase 5
5	Préfabrication et lancement de la charpente PRS	4 mois	Après phase 4 (par travée)

N°	Phase	Durée estimée	Liaisons logiques
6	Coulage de la dalle en béton armé C35/45	3 mois	Après phase 5
7	Équipements (appareils d'appui, joints) et superstructure ferroviaire (ballast, traverses, rails)	3 mois	Après phase 6

La durée totale estimée du chantier, en tenant compte des recouvrements partiels entre phases (notamment entre l'élévation des piles et le lancement de la charpente travée par travée), s'établit à environ **22 mois**. Ces durées constituent une première estimation, à affiner ultérieurement en fonction des méthodes d'exécution retenues, des moyens mobilisés et des contraintes saisonnières spécifiques au site de Souk Ahras.

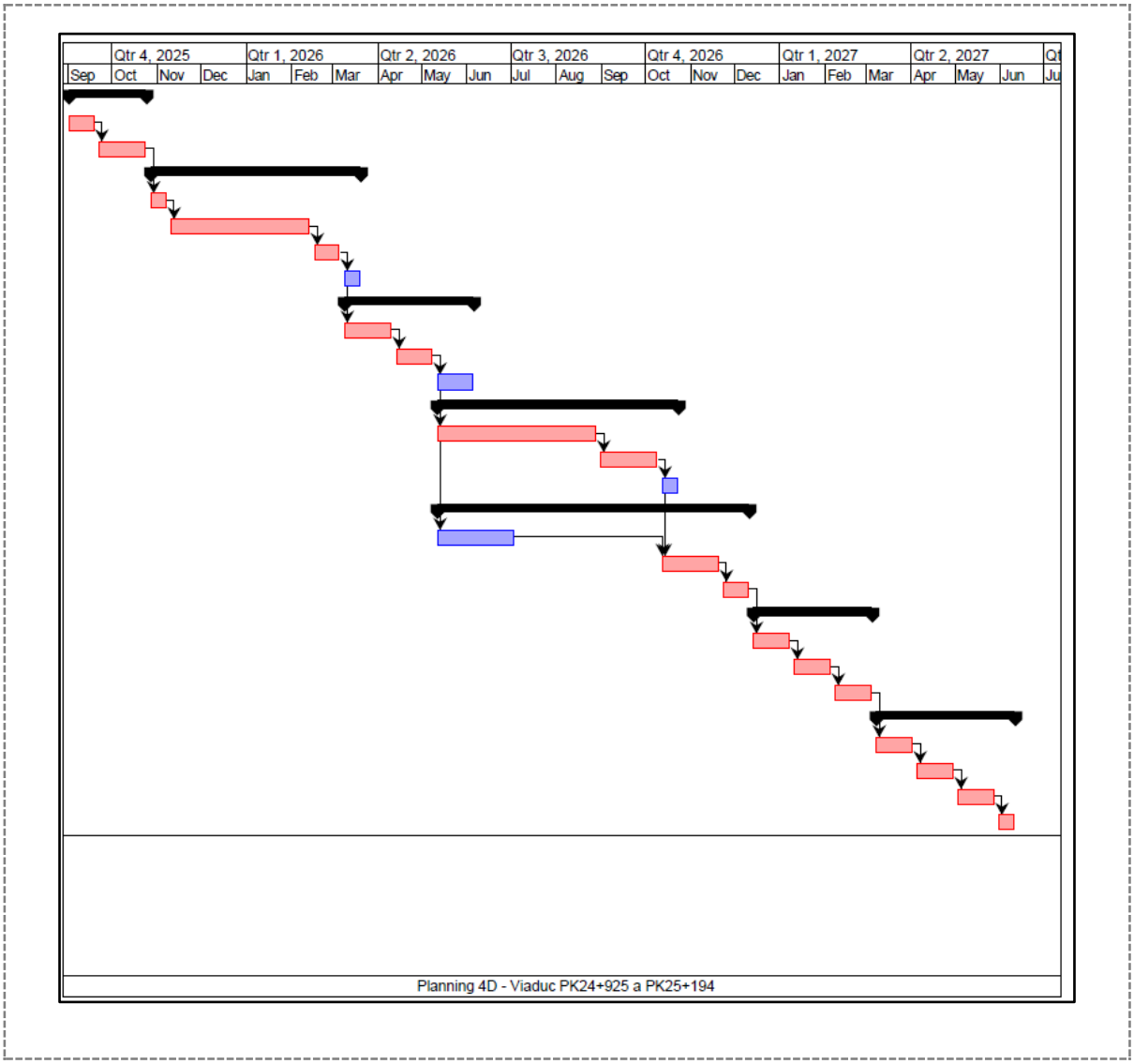


Figure III-11 : Diagramme de Gantt du planning d'exécution sous Microsoft Project.

III.8.3 Liaison Navisworks TimeLiner ↔ Microsoft Project

Le module **TimeLiner** de Navisworks permet d'importer le planning Microsoft Project (format MPP ou XML) et de le présenter sous forme d'une liste de tâches dans son interface. Chaque ligne du tableau TimeLiner contient le nom de la tâche, ses dates planifiées de début et de fin, son statut, et — élément central — un champ *Search Set* qui permet d'associer la tâche à un sous-ensemble d'éléments de la maquette.

Préalablement à l'association, la maquette agrégée dans Navisworks est organisée en Search Sets (jeux de recherche) correspondant aux phases du planning. Pour les éléments générés par le script Dynamo, chaque jeu est défini par une règle de recherche dynamique portant sur la propriété Name (par exemple Name contient « Pieux », « Semelles_Pile » ou « Charpente_PRS »), ce qui présente l'avantage de se reconstituer automatiquement en cas

de régénération du modèle. Les éléments issus de la définition Grasshopper (culées et superstructure ferroviaire), dépourvus de propriété Name exploitable, ont été regroupés par sélection directe. L'association entre chaque tâche et son jeu est ensuite réalisée manuellement dans le module TimeLiner ; le tableau ci-après synthétise les correspondances retenues.

Tableau III-12 : Associations tâches du planning ↔ Search Sets Navisworks.

N°	Tâche du planning	Search Set associé	Type d'action
1	Installation et terrassements	—	—
2	Forage des pieux	Set_Pieux	Construct
3	Semelles et culées	Set_Semelles + Set_Culees	Construct
4	Élévation des piles	Set_Piles	Construct
5	Lancement charpente	Set_PRS + Set_Appareils	Construct
6	Coulage dalle	Set_Dalle	Construct
7	Équipements et voie	Set_Superstructure	Construct

III.8.4 Simulation chronologique et apports

Une fois les associations effectuées, TimeLiner produit l'animation 4D du chantier. La simulation se déroule entre la date de démarrage et la date de fin du planning, à une vitesse configurable, en faisant apparaître progressivement chaque élément BIM au moment où sa tâche associée passe en statut « construit ». Plusieurs modes de visualisation sont disponibles :

– **Vue à une date donnée :** image fixe représentant l'état d'avancement de l'ouvrage à un instant précis (utile pour les revues de chantier mensuelles).

– **Animation accélérée :** lecture continue de la construction du début à la fin, exportable en vidéo (MP4, AVI).

– **Comparaison planifié vs réel :** superposition de deux scénarios pour visualiser les écarts (non développée dans le présent travail mais aisément activable).

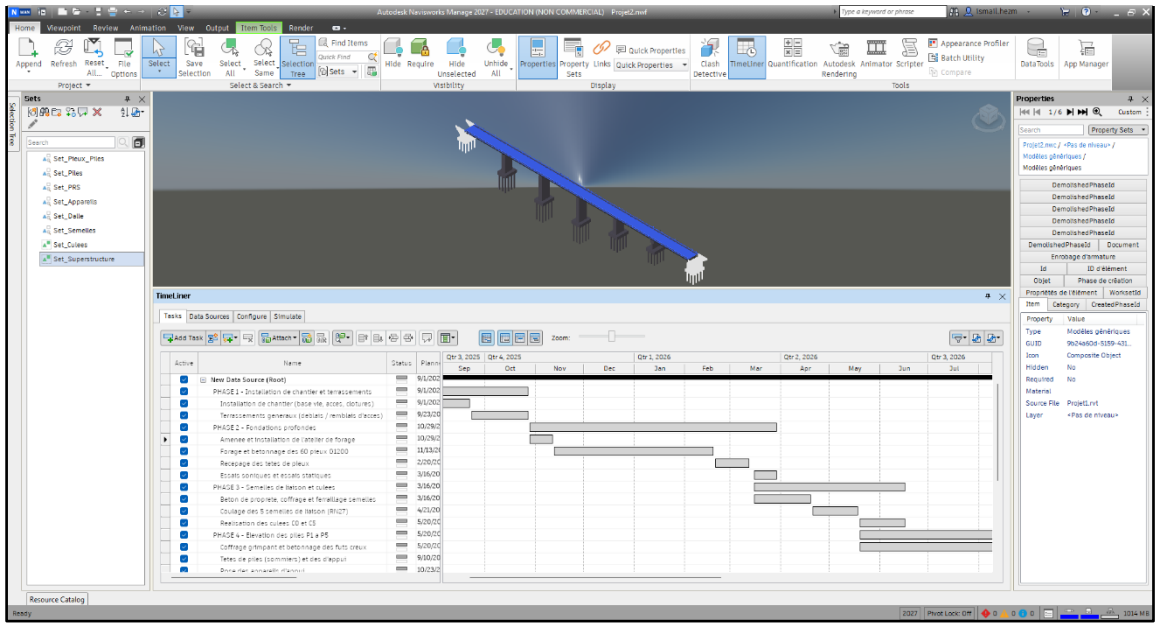


Figure III-12 : Étapes clés de la simulation 4D du chantier sous Navisworks TimeLiner.

L'analyse de la simulation 4D a permis, dès la phase d'étude, d'identifier deux points d'attention pour l'exécution : d'une part, la **séquence d'élévation des piles** doit suivre l'ordre P1 → P5 pour minimiser les déplacements des moyens de levage ; d'autre part, le **lancement de la charpente travée par travée** impose que la pile suivante soit terminée et accessible avant le début du lançage, ce qui crée une contrainte de calage entre les phases 4 et 5. Ces observations, mises en évidence visuellement par la simulation, auraient été plus difficiles à formuler à partir du seul diagramme de Gantt.

III.9. BIM 5D — EXTRACTION QUANTITATIVE ET ESTIMATION DES COÛTS

La dimension 5D du BIM enrichit la maquette numérique 3D par l'information économique, en associant à chaque élément ses quantités exploitables et un prix unitaire. L'avantage majeur de cette démarche, comparée à une estimation classique sur métré manuel, tient à l'automatisation du quantitatif : toute modification de la géométrie dans Revit se répercute instantanément sur le quantitatif extrait, et l'estimation actualisée est obtenue sans intervention complémentaire. Le présent paragraphe décrit la méthode d'extraction adoptée et le résultat obtenu sur l'ouvrage.

III.9.1 Principe et cadre méthodologique

L'extraction quantitative 5D est conduite au moyen du script **Dynamo**. En effet, les éléments de la maquette ayant été générés sous forme de DirectShape, ils n'exposent pas les paramètres de famille et de type exploités par les nomenclatures classiques ; une nomenclature standard ne permet donc pas de ventiler les quantités par poste. Le quantitatif est par conséquent obtenu directement dans Dynamo : le volume de chaque solide est calculé par le nœud Solid.Volume puis sommé par catégorie d'ouvrage, les masses métalliques étant obtenues par le produit volume × densité. Les valeurs ainsi extraites sont exportées vers un tableur, où elles sont associées aux prix unitaires pour produire l'estimation.

Les prix unitaires sont organisés sous forme d'un **bordereau de prix** indépendant, dont les valeurs peuvent être ajustées sans nécessiter de modification de la maquette. Cette séparation entre quantitatif (source : maquette) et prix (source : bordereau) facilite à la fois la maintenance de l'estimation et la production de variantes économiques rapides.

III.9.2 Extraction quantitative par script Dynamo

Le script Dynamo calcule, pour chaque grande catégorie d'ouvrage, le volume total des solides (nœud Solid.Volume), la masse des éléments métalliques (volume × densité) et la longueur cumulée des pieux. Les variables de sortie ainsi produites, regroupées dans le tableau ci-après, constituent la source directe du quantitatif et du devis.

Tableau III-13 : Variables d'extraction quantitative calculées par le script Dynamo.

Nomenclature	Variable Dynamo	Quantité extraite	Unité
Pieux	V_pieux_m3	Volume	m³
Semelles	V_semelles	Volume	m³
Voiles + têtes de pile	V_piles	Volume	m³
Dalle béton	V_dalle	Volume	m³
Charpente PRS + entretoises	M_charpente_t	Masse	tonne

Nomenclature	Variable Dynamo	Quantité extraite	Unité
Longueur totale des pieux	L_pieux_total_ml	Longueur	ml

EXTRACTION QUANTITATIVE — SCRIPT DYNAMO (Solid.Volume)

Viaduc PK 24+925 → PK 25+194,60 — Modèle Revit (DirectShape)

Élément	Matériau	Volume (m³)	Masse (t)
OUVRAGES EN BÉTON			
Dalle de couverture	C35/45	1,190.70	—
Semelles de liaison	C30/37	2,111.40	—
Voiles de piles (P1–P5)	C30/37	1,597.90	—
Pieux Ø1,20 m	C30/37	1,058.60	—
Culées C0 / C5	C30/37	352.00	—
Sous-total béton		**6,310.60**	
CHARPENTE MÉTALLIQUE			
Poutres principales PRS	S355	—	924.16
Entretoises IPE 600 (¹)	S355	—	30.57
Entretoises HEB 800 (¹)	S355	—	21.88
Sous-total acier			**976.61**

(¹) Masse des entretoises calculée au poids linéaire (122 kg/ml IPE 600 ; 262 kg/ml HEB 800).

Volumes extraits par le nœud Solid.Volume sur les DirectShape ; culées extraites via la définition Grasshopper.

Figure III-13 : Résultat de l'extraction quantitative produite par le script Dynamo.

III.9.3 Quantitatif obtenu

L'exécution du script Dynamo produit le quantitatif global de l'ouvrage. Les volumes sont obtenus par sommation directe (nœud Solid.Volume) des volumes individuels de chaque DirectShape, tandis que les masses des éléments métalliques résultent du produit volume × densité (7,85 t/m³ pour l'acier). Le tableau ci-après synthétise les principales quantités obtenues.

Tableau III-14 : Quantitatif global extrait de la maquette numérique.

Désignation	Quantité	Unité	Origine
Béton C30/37 pour pieux	1 059	m³	936 ml × π × 0,6²

Désignation	Quantité	Unité	Origine
Béton C30/37 pour semelles de pile	≈ 2 111	m³	5 × 10,20 × 13,80 × 3,00
Béton C30/37 pour voiles + têtes	1 598	m³	P1 plein + P2-P5 creux + têtes
Béton C30/37 pour culées	352	m³	2 culées (semelle + murs)
Béton C35/45 pour dalle du tablier	≈ 1 191	m³	270 × 12,60 × 0,35
Charpente métallique S355 (PRS + entretoises)	977	t	Volume × 7,85 t/m³
Acier d'armatures HA Fe E500 (estimation)	733	t	Ratios moyens BAEL
Rails UIC60 (2 voies)	≈ 1 080	ml	270 m × 2 voies × 2 rails
Ballast (épaisseur moyenne 0,50 m)	≈ 1 700	m³	270 × 12,60 × 0,50

Ces valeurs constituent une *première estimation* issue directement de la maquette. Elles présentent l'avantage majeur d'être cohérentes avec la géométrie modélisée et de se mettre à jour automatiquement à chaque modification ; à ce titre, elles offrent un quantitatif beaucoup plus fiable qu'un métré manuel établi à partir des plans 2D, où les erreurs de calcul et les omissions sont fréquentes.

III.9.4 Liaison avec le bordereau de prix et estimation des coûts

L'étape finale consiste à associer à chaque ligne du quantitatif un prix unitaire issu d'un bordereau de référence. Les volumes, masses et longueurs extraits par le script Dynamo sont reportés dans un tableur où le produit quantité × prix unitaire fournit le coût total par ligne. Le tableau récapitulatif ci-après présente l'estimation obtenue ; les prix unitaires retenus, repris d'un bordereau de référence en travaux d'infrastructure ferroviaire, restent indicatifs et pourront être affinés à partir d'un bordereau actualisé.

Tableau III-15 : Estimation indicative du coût de l'ouvrage (prix unitaires à valider).

Désignation	Quantité	Unité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
Forage et bétonnage des pieux Ø 1 200	936	ML	55 000	51 480 000
Recépage des têtes de pieux	60	U	3 700	222 000
Béton RN 27 pour semelles	2 111,4	m³	17 000	35 893 800
Béton RN 27 pour piles	1 597,9	m³	18 000	28 762 200
Béton RN 27 pour culées	352	m³	18 000	6 336 000
Béton RN 35 pour la dalle	1 190,7	m³	25 000	29 767 500
Acier HA Fe E500 — infrastructure	524,7	t	106 000	55 622 334
Acier HA Fe E500 — superstructure	208,4	t	106 000	22 087 485
Charpente métallique S355 (tablier)	976,6	t	480 000	468 768 000
Total HT				**698 939 319**
TVA 19 %				**132 798 471**
Total TTC				**831 737 790**

Le devis ainsi établi conduit à un montant total de **831 737 790 DA TTC**, soit environ 832 millions de dinars. Les prix unitaires sont repris d'un bordereau de référence en travaux d'infrastructure ferroviaire (mercuriale ANESRIF, marchés publics récents, ou consultation auprès d'entreprises de travaux) et restent indicatifs. L'intérêt de la démarche réside dans son automatisation : toute modification de la géométrie dans le modèle se répercute, après ré-extraction sous Dynamo, sur les quantités et donc sur le montant, sans reprise manuelle du métré.

III.9.5 Apports du BIM 5D

L'approche 5D adoptée présente, par rapport à un métré classique, plusieurs avantages quantifiables :

➢ réduction drastique du temps de production du quantitatif (de l'ordre de plusieurs jours à quelques minutes) ;

➢ élimination des erreurs de calcul et des omissions inhérentes au métré manuel ;

➢ mise à jour automatique en cas de modification de la géométrie, sans intervention complémentaire ;

➢ traçabilité complète des quantités, chaque valeur étant directement reliée à un ou plusieurs éléments de la maquette ;

➢ possibilité d'effectuer rapidement des études de variantes en modifiant un paramètre du script Dynamo et en re-générant le quantitatif.

Ces avantages confèrent au BIM 5D une valeur ajoutée particulièrement significative en phase d'études, où la stabilisation de la solution technique passe par de nombreuses itérations sur la géométrie de l'ouvrage. Sur un projet d'infrastructure de l'ampleur du présent viaduc, le gain de productivité est considérable et permet une plus grande sérénité dans la conduite du dimensionnement.

III.10. COMPARAISON DE L'APPROCHE CLASSIQUE ET DE L'APPROCHE BIM

L'originalité du présent projet de fin d'études tient à la conduite parallèle, sur un même ouvrage, d'une étude classique fondée sur des plans 2D et des calculs indépendants, et d'une étude BIM intégrée s'appuyant sur la maquette numérique partagée présentée dans les paragraphes précédents. Cette double démarche, exigeante en temps, offre l'opportunité rare de comparer concrètement les deux approches sur un cas réel et représentatif, et d'en dégager une appréciation argumentée. Le présent paragraphe est consacré à cette comparaison.

III.10.1 Cadre de la comparaison

La comparaison entre l'approche classique et l'approche BIM ne saurait se limiter à une opposition simpliste entre « 2D » et « 3D ». Elle doit porter sur l'ensemble du cycle d'étude et même au-delà, en intégrant les phases d'exécution, d'exploitation et de maintenance de l'ouvrage. Pour structurer cette analyse, neuf critères ont été retenus, couvrant les dimensions techniques, organisationnelles et économiques du travail de conception.

Il convient également de préciser que les deux approches n'ont pas pour vocation à s'opposer mutuellement, mais à se compléter. La maquette BIM ne dispense pas de la production des plans 2D nécessaires à l'exécution sur chantier, pas plus que le dessin classique ne se substitue à la cohérence sémantique apportée par la modélisation paramétrique. Le critère pertinent n'est donc pas « qui remplace qui », mais « quelle valeur ajoutée chaque démarche apporte-t-elle au projet ».

III.10.2 Tableau comparatif détaillé

Le tableau ci-après synthétise la comparaison des deux approches sur les neuf critères retenus. Chaque ligne décrit successivement le comportement de chaque démarche face au critère considéré.

Tableau III-16 : Comparaison de l'approche classique et de l'approche BIM (critères 1 à 9).

Critère	Approche classique (2D)	Approche BIM (3D-4D-5D)
1. Temps de production initiale	Élevé. Chaque plan (façade, coupe, détail) est dessiné manuellement.	Élevé en première mise en place (scripts paramétriques), faible ensuite : la maquette se génère en quelques minutes.
2. Mise à jour des modifications	Manuelle, plan par plan. Risque élevé d'incohérence entre vues.	Automatique. Une modification d'un paramètre se propage à toutes les vues, coupes et nomenclatures.
3. Cohérence entre vues	Garantie uniquement par la rigueur du dessinateur. Erreurs fréquentes.	Garantie par construction. Toutes les vues dérivent du même modèle 3D unique.
4. Détection des conflits spatiaux	Difficile, repose sur la lecture mentale des plans.	Automatisée via la fonction clash detection de Navisworks. Conflits identifiés visuellement.
5. Quantitatif et métrés	Métré manuel. Long, sujet aux erreurs et omissions.	Extraction automatique sous Dynamo (Solid.Volume). Mise à jour à chaque régénération du modèle.
6. Planification et phasage (4D)	Diagramme de Gantt isolé du modèle géométrique. Cohérence non vérifiée.	Liaison Navisworks ↔ MS Project. Simulation chronologique permettant de vérifier les séquences.

7. Estimation des coûts (5D)	Métré × prix unitaires sur tableur. Estimation figée.	Liaison extraction Dynamo × bordereau de prix. Estimation actualisée automatiquement.
8. Communication avec le maître d'ouvrage	Plans 2D et notes techniques peu lisibles pour un non-spécialiste.	Vues 3D contextualisées sous InfraWorks, animations 4D, supports immédiatement compréhensibles.
9. Valorisation pour l'exploitation	Faible. Les plans 2D ne sont pas exploitables pour la maintenance.	Élevée. La maquette peut être étendue en BIM 6D (gestion patrimoniale) au-delà de la phase travaux.

III.10.3 Analyse critique des résultats

La lecture du tableau ci-dessus met en évidence un constat clair : l'approche BIM apporte une valeur ajoutée significative sur la quasi-totalité des critères, mais cette valeur n'est ni immédiate ni gratuite. Trois observations méritent d'être développées.

Premièrement, le **temps de production initiale** reste élevé dans les deux approches. La conception d'un viaduc demande un effort de réflexion qui n'est pas court-circuité par l'outil. Ce que le BIM modifie n'est pas l'effort initial, mais le *retour sur investissement* de cet effort : une fois la maquette construite, chaque modification ultérieure est obtenue à un coût marginal très faible, alors qu'elle imposait, dans l'approche classique, une révision en cascade de tous les plans concernés.

Deuxièmement, l'avantage principal de la démarche BIM ne réside pas dans la beauté des vues 3D, mais dans la **cohérence sémantique** du modèle. Tous les éléments sont reliés entre eux par des relations explicites, ce qui élimine la principale source d'erreurs des études classiques : les *incohérences inaperçues* entre les calculs, le plan de coffrage, le plan de ferraillage et le devis quantitatif.

Troisièmement, le bénéfice du BIM dépasse la phase d'études et se prolonge tout au long du **cycle de vie** de l'ouvrage. La maquette numérique constitue un actif durable, exploitable pour la planification de la maintenance, la gestion patrimoniale (BIM 6D) ou les études environnementales et de durabilité (BIM 7D). Cet aspect, encore peu valorisé dans le contexte algérien, représente probablement le gisement le plus important de bénéfices à venir.

III.11. LIMITES DU TRAVAIL ET PERSPECTIVES

Tout travail de recherche ou de conception comporte ses limites, qu'il convient d'expliciter avec honnêteté. La démarche BIM mise en œuvre dans le présent projet n'échappe pas à cette règle. Les paragraphes suivants en dressent l'inventaire et proposent, pour chaque limite identifiée, une perspective d'extension qui pourrait être explorée dans le cadre de travaux ultérieurs.

III.11.1 Limites du travail réalisé

Cinq limites principales peuvent être identifiées :

– **Niveau de développement (LOD 300) :** la maquette atteint un niveau de détail compatible avec la phase d'études détaillées, mais n'intègre pas la totalité des éléments techniques nécessaires à l'exécution (armatures détaillées, accessoires de pose, équipements annexes).

– **Couverture des dimensions BIM :** le travail couvre les dimensions 3D, 4D et 5D, mais ne traite ni la dimension 6D (exploitation et maintenance), ni la dimension 7D (durabilité et bilan environnemental).

– **Géoréférencement manuel :** le positionnement de la maquette dans InfraWorks repose sur un placement manuel, et non sur des coordonnées partagées définies en amont dans Revit. Cette solution pragmatique est suffisante pour la communication, mais peu transposable à un projet réel multi-intervenants.

– **Absence d'environnement collaboratif :** la maquette est exploitée en mode mono-utilisateur, sans recours à un Common Data Environment (CDE) ni à un protocole de gestion des versions. Ce mode d'organisation n'est pas représentatif des pratiques BIM en projet réel.

– **Choix de DirectShape :** l'utilisation systématique de DirectShape pour les éléments générés par les scripts paramétriques sacrifie une partie du paramétrage natif de Revit. Cette limitation n'a pas d'incidence sur le présent travail mais peut compliquer une exploitation ultérieure du modèle.

III.11.2 Perspectives d'extension

Plusieurs pistes d'extension peuvent être identifiées dans le prolongement direct du présent travail.

Tableau III-17 : Limites identifiées et perspectives d'extension.

Limite identifiée	Perspective d'extension
LOD 300 (études détaillées)	Extension à un LOD 400 (exécution) intégrant les armatures détaillées, les accessoires de pose et les détails d'assemblage.
Pas de BIM 6D	Enrichissement de la maquette par les informations de maintenance préventive et corrective : durée de vie des composants, programmes d'inspection, dossiers d'entretien.
Pas de BIM 7D	Réalisation d'une analyse du cycle de vie (ACV) à partir du quantitatif extrait : empreinte carbone du béton, de l'acier, du ballast ; comparaison de variantes éco-conçues.
Géoréférencement manuel	Mise en place d'un système de coordonnées partagées dans Revit, aligné dès la conception sur l'ALG-U32 avec angle géographique du nord renseigné.
Absence de CDE	Déploiement d'une plateforme collaborative (Autodesk BIM 360, Trimble Connect ou équivalent) et application des protocoles ISO 19650 (échanges, nommage, versions).
DirectShape généralisé	Conversion sélective vers des familles Revit natives pour les éléments à fort taux de réutilisation (poutres PRS, pieux), tout en conservant DirectShape pour les éléments uniques.
Visualisation	Exploration des technologies de réalité virtuelle (VR) et augmentée (AR) pour la revue de projet et les visites virtuelles à destination du maître d'ouvrage.

Au-delà de ces extensions techniques, une perspective plus large concerne la **généralisation de la démarche BIM aux projets d'infrastructure en Algérie**. Le contexte national évolue rapidement, avec une montée en compétence des bureaux d'études et des

maîtres d'ouvrage publics sur les enjeux du BIM. Les retours d'expérience accumulés sur des projets pilotes — dont le présent travail peut constituer un jalon modeste — sont essentiels pour accélérer cette mutation et asseoir, à terme, un référentiel BIM adapté aux pratiques et aux normes du pays.

III.12. CONCLUSION DU CHAPITRE

Le présent chapitre a exposé la démarche BIM mise en œuvre pour la modélisation du viaduc franchissant la vallée au PK 24+925 → PK 25+194,60. Le chemin parcouru, depuis le choix initial des logiciels jusqu'à l'extraction quantitative pour l'estimation des coûts, illustre la richesse mais aussi la complexité d'une démarche BIM appliquée à un ouvrage d'art ferroviaire.

Plusieurs apports techniques distinctifs ont été présentés. La modélisation paramétrique conjointe sous Dynamo et Grasshopper, exploitant la passerelle Rhino.Inside.Revit, a permis de générer automatiquement l'ensemble des éléments structuraux à partir d'un jeu réduit de paramètres globaux ; cette approche garantit la cohérence du modèle et autorise des itérations rapides en cas de modification des hypothèses de conception. Le pipeline d'intégration au contexte site, fondé sur le couple AutoCAD Civil 3D et Autodesk InfraWorks, a fourni une représentation contextuelle du viaduc qui dépasse largement la portée des plans 2D classiques. Les dimensions 4D et 5D, mises en œuvre respectivement sous Navisworks TimeLiner et au travers de l'extraction quantitative sous Dynamo, ont enrichi la maquette d'une information chronologique et économique exploitable directement en phase d'études.

Au-delà des résultats techniques, le retour d'expérience documenté au paragraphe III.7 témoigne de la maturité réelle atteinte par les outils BIM sur les projets d'infrastructure. Les difficultés rencontrées — conventions de format, géoréférencement, gestion des matériaux, choix entre Dynamo et Grasshopper — ne sont pas anecdotiques ; elles révèlent qu'une démarche BIM réussie est l'aboutissement d'une chaîne de décisions techniques fines, dont chacune conditionne la robustesse de l'ensemble.

La comparaison conduite au paragraphe III.10 entre l'approche classique et l'approche BIM met en lumière un constat sans ambiguïté : sur la quasi-totalité des critères techniques,

organisationnels et économiques retenus, la démarche BIM apporte une valeur ajoutée significative. Cette valeur n'est cependant ni immédiate ni gratuite : elle exige un investissement initial — en temps, en formation et en outillage — qui ne se rentabilise que sur la durée et au prix d'une organisation rigoureuse.

La principale contribution méthodologique du présent travail consiste précisément à avoir documenté, sur un cas réel et représentatif, la conduite parallèle des deux approches. Ce retour d'expérience, par nature rare dans les travaux académiques, fournit une base argumentée pour la généralisation progressive des pratiques BIM aux ouvrages d'art ferroviaires en Algérie. Les limites identifiées au paragraphe III.11 — en particulier le non-traitement des dimensions 6D et 7D, l'absence de plateforme collaborative et le caractère encore expérimental du géoréférencement — ouvrent autant de pistes pour les travaux futurs.

En définitive, ce chapitre démontre que le BIM, lorsqu'il est mis en œuvre avec rigueur méthodologique et complémentarité des outils, constitue bien plus qu'un simple changement de support de conception : il s'agit d'une **transformation profonde des pratiques d'ingénierie**, dont les bénéfices, déjà tangibles en phase d'études, se prolongeront tout au long du cycle de vie de l'ouvrage.

CHAPITRE IV

MATÉRIAUX ET HYPOTHÈSES DE CALCUL

IV.1 INTRODUCTION

Le choix et la qualité des matériaux conditionnent directement la résistance, la durabilité et le comportement structurel du viaduc. Le présent chapitre définit les caractéristiques mécaniques des matériaux retenus pour la superstructure et l'infrastructure de l'ouvrage, ainsi que les hypothèses de calcul appliquées dans la suite de l'étude. Ces choix s'appuient sur les normes en vigueur, les recommandations des guides techniques (SETRA, UIC) et les exigences du maître d'ouvrage.

IV.2 NORMES ET RÈGLEMENTS APPLICABLES

Le dimensionnement et les vérifications de l'ouvrage sont effectués conformément aux référentiels suivants :

- Eurocode 0 (EN 1990) — bases de calcul et combinaisons d'actions ;
- Eurocode 1 (EN 1991-2) — actions sur les ponts, charges ferroviaires (LM71, SW/0, SW/2) ;
- Eurocode 2 (EN 1992) — calcul des structures en béton ;
- Eurocode 3 (EN 1993-2) — calcul des structures en acier, ponts métalliques ;
- Eurocode 4 (EN 1994-2) — calcul des structures mixtes acier-béton, ponts ;
- Eurocode 7 (EN 1997) — calcul géotechnique ;
- Eurocode 8 (EN 1998) — calcul des structures pour leur résistance aux séismes ;
- RPOA 2008 — Règles Parasismiques applicables au domaine des Ouvrages d'Art ;
- BAEL 91 révisé 99 — règles techniques de conception et de calcul des ouvrages en béton armé ;
- UIC 776-1 — charges à prendre en compte dans le calcul des ponts-rails ;
- UIC 774-3 — interaction voie-structure des ponts ferroviaires ;
- EN 1337-3 — appareils d'appui structuraux en élastomère fretté ;
- Guide SETRA (juillet 2007) — appareils d'appui en élastomère fretté, ponts et viaducs ;
- Guide SETRA — Ponts mixtes acier-béton bipoutres : conception et prédimensionnement ;
- Fascicule 62 — Titre V : règles techniques applicables aux fondations des ouvrages.

IV.3 CARACTÉRISTIQUES DES MATÉRIAUX

Le calcul des éléments constitutifs du viaduc repose sur trois familles de matériaux : le béton (dalle, piles, culées, semelles, pieux), les aciers passifs (armatures HA) et les aciers de construction (PRS, entretoises, connecteurs).

IV.3.1 Béton

La qualité du béton dépend des constituants, du dosage, des conditions de fabrication et de mise en œuvre. La résistance caractéristique à la compression à 28 jours (f_{c28}) constitue le critère fondamental de définition de la classe de béton. Les caractéristiques retenues pour le présent ouvrage sont synthétisées dans le tableau suivant :

Tableau IV-1 : Caractéristiques du béton.

Caractéristique	Superstructure	Infrastructure
f_{c28} (MPa)	35	35
f_{t28} (MPa)	2.7	2,7
Type de ciment	CEM II	CEM II
Masse volumique du BA (kN/m³)	25	25

L'évolution de la résistance du béton avec l'âge est donnée par la relation suivante :

$$f_{cj} = j \,/\, (4{,}76 + 0{,}83\, j) \times f_{c28} \quad \text{pour } j \leq 28 \text{ jours}$$

La résistance caractéristique à la traction est définie par :

$$f_{t28} = 0{,}6 + 0{,}06 \times f_{c28} \quad \text{(MPa)}$$

IV.3.1.1 Contraintes admissibles à la compression

À l'État Limite Ultime, la contrainte admissible du béton est donnée par :

$$f_{bu} = 0{,}85 \times f_{c28} \,/\, (\theta \times \gamma_b)$$

avec :

– **0,85** : coefficient de minoration couvrant l'erreur due au fluage du béton ;

– **θ** : coefficient lié à la durée d'application probable de la combinaison :

  - θ = 1,00 si t > 24 h ;
  - θ = 0,90 si 1 h < t < 24 h ;
  - θ = 0,85 si t < 1 h.

– **γb** : coefficient partiel de sécurité du béton :

  - γb = 1,5 en situation durable ou transitoire ;
  - γb = 1,15 en situation accidentelle.

À l'État Limite de Service, la contrainte limite de compression vaut :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0{,}6 \times f_{c28}$$

Tableau IV-2 : Contraintes admissibles du béton.

État	Contrainte limite	Superstructure (MPa)	Infrastructure (MPa)
ELU	f_{bu} (γb = 1,5)	**19,83**	**19,83**
ELU	f_{bu} (γb = 1,15)	**25,87**	**25,87**
ELS	$\bar{\sigma}_{bc}$	**25,87**	**25,87**

IV.3.1.2 Modules de déformation longitudinale

Le module de déformation longitudinale du béton est défini par les règles BAEL :

Module instantané (courte durée < 24 h) :

$$E_{ij} = 11\,000 \times f_{cj}^{\,1/3}$$

Application numérique pour j = 28 jours :

E_{i28} = 35 981,73MPa (superstructure, f_{c28} = 35 MPa)

E_{i28} = 35 981,73MPa (superstructure, f_{c28} = 35 MPa)

Module différé (longue durée) :

$$E_{vj} = 3\,700 \times f_{cj}^{\,1/3}$$

Application numérique pour j = 28 jours :

E_{v28} = 12 102,95MPa (superstructure)

E_{v28} = 12 102,95MPa (infrastructure)

IV.3.1.3 Coefficient de Poisson et module de cisaillement

Le coefficient de Poisson ν caractérise la déformation transversale relative du béton. Les valeurs retenues sont :

– **ν = 0,20** : en zone non fissurée (calcul des déformations, ELS) ;

– **ν = 0** : en zone fissurée (calcul des sollicitations, ELU).

Le module de cisaillement transversal du béton est déduit par :

$$G = E_{ij} / [\, 2 \times (1 + \nu) \,]$$

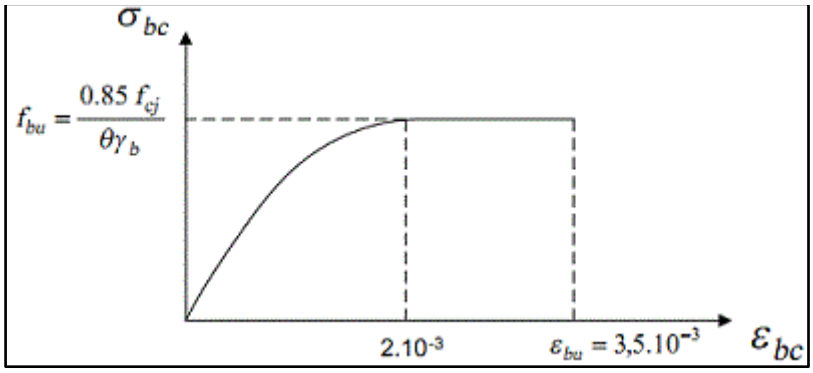


Figure IV-1 : Diagramme contraintes-déformations du béton à l'ELU (parabole-rectangle).

IV.3.2 Aciers passifs

Les aciers utilisés pour le ferraillage des éléments en béton armé sont des aciers à haute adhérence (HA) de nuance FeE 500. Leurs caractéristiques sont synthétisées dans le tableau suivant :

Tableau IV-3 : Caractéristiques des aciers passifs.

Caractéristique	Valeur
Nuance	FeE 500
Limite d'élasticité f_e	500 MPa
Contrainte de rupture f_u	550 MPa
Module d'élasticité E_s	200 000 MPa

Allongement limite	10 ‰

IV.3.2.1 Contrainte admissible à l'ELU

On introduit le coefficient partiel γ_s tel que la contrainte admissible dans les aciers passifs s'écrive :

$$\sigma_s = f_e / \gamma_s$$

avec :

- **γs = 1,15** en situation durable ou transitoire ;
- **γs = 1,00** en situation accidentelle.

IV.3.2.2 Contrainte admissible à l'ELS

Pour un ouvrage exposé aux intempéries (fissuration préjudiciable), la contrainte admissible à l'ELS est donnée par :

$$\bar{\sigma}_s \leq \min \{ (2/3)\cdot f_e \ ; \ 110\cdot\sqrt{(1,6\cdot f_{t28})} \}$$

Application numérique avec f_e = 500 MPa et f_{t28} = 2,4 MPa :

$$\bar{\sigma}_s \leq \min \{ 333,33 ; 215,55 \} = 215,55 \text{ MPa}$$

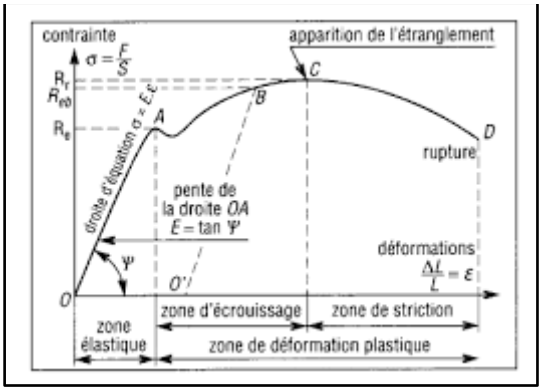


Figure IV-2 : Diagramme conventionnel contraintes-déformations des armatures passives.

IV.3.3 Aciers de construction

L'acier utilisé pour les Profilés Reconstitués Soudés (PRS), les entretoises (HEB, IPE) et les connecteurs est le S355, conformément à la norme EN 10025-2. Le S355 est un acier au carbone de construction métallique caractérisé par une haute limite d'élasticité (355 MPa pour

les épaisseurs inférieures ou égales à 16 mm), une bonne résilience (27 J à −20 °C), une excellente aptitude au pliage et au soudage, ainsi qu'un bon rapport qualité/prix qui en fait un matériau de référence pour les ouvrages d'art mixtes.

IV.3.3.1 Limite d'élasticité

Conformément à l'EN 1993-1-1, la limite d'élasticité f_y du S355 décroît avec l'épaisseur de la tôle :

Tableau IV-4 : Limite d'élasticité fy du S355 selon l'épaisseur.

Épaisseur t (mm)	**t ≤ 16**	**16 < t ≤ 40**	**40 < t ≤ 63**	**63 < t ≤ 80**	**80 < t ≤ 100**	**100 < t ≤ 150**
f_y (MPa)	355	345	335	325	315	295

IV.3.3.2 Contrainte de rupture

Tableau IV-5 : Contrainte de rupture fu du S355 selon l'épaisseur.

Épaisseur t (mm)	**t ≤ 3**	**3 < t ≤ 100**	**100 < t ≤ 150**	**150 < t ≤ 250**
f_u (MPa)	510	490	470	450

IV.3.3.3 Caractéristiques mécaniques complémentaires

Tableau IV-6 : Caractéristiques complémentaires de l'acier S355.

Caractéristique	**Valeur**
Module d'élasticité E_a	210 000 MPa
Coefficient de Poisson ν_a	0,30
Module de cisaillement G_a	80 769 MPa ≈ $8{,}08 \times 10^4$ MPa
Masse volumique	7 850 kg/m³
Coefficient de dilatation thermique α	12×10^{-6} °C^{-1}

IV.3.3.4 Vérifications de contraintes à l'ELS

Sous combinaison ELS, les contraintes normales et de cisaillement dans la charpente métallique doivent satisfaire les conditions suivantes (EN 1993-2) :

$$\sigma_{Ed,ser} \leq f_y / \gamma_{M,ser} = 355 \text{ MPa}$$

$$\tau_{Ed,ser} \leq f_y / (\sqrt{3} \times \gamma_{M,ser}) = 204{,}96 \text{ MPa}$$

$$\sqrt{(\sigma_{Ed,ser}^2 + 3 \cdot \tau_{Ed,ser}^2)} \leq f_y / \gamma_{M,ser} = 355 \text{ MPa}$$

IV.4 HYPOTHÈSES DE CALCUL DE LA SECTION MIXTE

Le calcul d'une section mixte acier-béton repose sur des hypothèses qualitatives qui régissent son comportement sous chargement, conformément à l'Eurocode 4 (EN 1994-2).

IV.4.1 Hypothèses fondamentales

Le calcul de la section mixte repose sur les quatre hypothèses suivantes :

- **Liaison rigide acier-béton :** aucun glissement relatif n'est admis entre la dalle en béton et la charpente métallique. Cette continuité est assurée par les organes de liaison appelés *connecteurs* (goujons soudés type Nelson) disposés sur la membrure supérieure des poutres ;
- **Comportement élastique :** l'acier et le béton sont supposés être des matériaux élastiques obéissant à la loi de Hooke. Le calcul des contraintes est effectué à l'ELS ;
- **Résistance du béton tendu négligée :** dans les zones de moments négatifs (sur appuis), le béton fissuré ne participe pas à la résistance ; seules les armatures passives sont prises en compte ;
- **Section homogénéisée :** la section mixte est ramenée à une section équivalente d'acier en remplaçant l'aire de béton comprimé B par une aire fictive $B_n = B/n$ de même centre de gravité.

À partir de l'hypothèse de liaison rigide, la variation relative de longueur de deux fibres adjacentes vaut :

$$\text{Pour l'acier :} \quad (\delta l/l)_a = \sigma_a / E_a$$

$$\text{Pour le béton :} \quad (\delta l/l)_b = \sigma_b / E_b$$

Les deux déformations étant égales, on déduit le coefficient d'équivalence :

$$\sigma_a / \sigma_b = E_a / E_b = n$$

où n désigne le coefficient d'équivalence acier-béton, qui croît avec la résistance du béton et décroît lorsque la durée du chargement augmente.

IV.4.2 Coefficients d'équivalence

Plusieurs valeurs du coefficient d'équivalence sont définies selon la nature et la durée du chargement :

Tableau IV-7 : Valeurs du coefficient d'équivalence n.

Type de sollicitation	Champ d'application	*n*
Charge instantanée	Surcharges ferroviaires (LM71, SW)	**6**
Charge de longue durée	Compléments de charges permanentes (CCP)	**18**
Effets différés	Retrait du béton	**15**
Charge de longue durée	Charges permanentes (CP)	∞

IV.4.3 Phasage de construction

Le calcul de la section mixte tient compte du phasage de construction du tablier, chaque phase mobilisant une section résistante différente selon l'état du béton (frais ou durci) et la nature des charges appliquées.

Tableau IV-8 : Phasage de construction et sections résistantes associées.

Phase	Configuration	Section résistante	*n*
1	Pose de la charpente seule	Acier seul	—
2a	Bétonnage à mi-travée (béton frais)	Acier seul	—
2b	Bétonnage sur appuis (béton durci)	Section mixte	18
3	Charges permanentes complémentaires (CCP)	Section mixte	18
4	Effets différés du retrait	Section mixte	15

5	Surcharges ferroviaires (UIC71, SW/2)	Section mixte	6

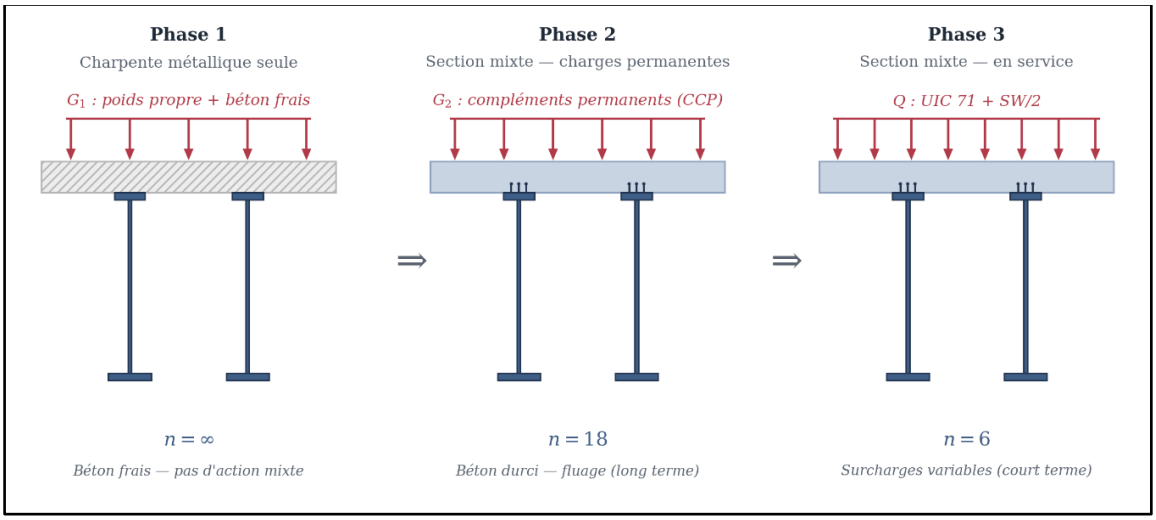


Figure IV-3 : Phasage de construction du tablier mixte bipoutre.

IV.5 ÉTATS LIMITES ET COMBINAISONS D'ACTIONS

IV.5.1 Coefficients partiels de sécurité

Les coefficients partiels appliqués aux actions et aux résistances des matériaux sont synthétisés ci-dessous, conformément aux Eurocodes 0, 2, 3 et 4 :

Tableau IV-9 : Coefficients partiels de sécurité.

Coefficient	Valeur	Domaine d'application
$\gamma_{G,sup}$ / $\gamma_{G,inf}$	1,35 / 1,00	Charges permanentes (défavorable / favorable)
γ_Q	1,45	Charges ferroviaires (UIC71, SW)
γ_{M0}	1,00	Acier — résistance des sections
γ_{M1}	1,10	Acier — instabilité des éléments
γ_{M2}	1,25	Acier — résistance des sections nettes (assemblages)
γ_c	1,50	Béton (situation durable)

γ_s	1,15	Acier passif (situation durable)
γ_v	1,25	Connecteurs (goujons soudés)

IV.5.2 Combinaisons d'actions retenues

Les combinaisons d'actions appliquées dans la suite de l'étude sont établies conformément à l'EN 1990 et à l'EN 1991-2 :

ELU fondamental :

$$1{,}35 \cdot G + 1{,}45 \cdot (\text{UIC71} + \text{SW/2}) + 1{,}45 \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} + 0{,}9 \cdot T$$

ELS caractéristique :

$$G + (\text{UIC71} + \text{SW/2}) + \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} + 0{,}6 \cdot T$$

ELU accidentel sismique (RPOA 2008) :

$$G + 0{,}3 \cdot (\text{UIC71} + \text{SW/2}) + (E_x + 0{,}3 \cdot E_y + 0{,}3 \cdot E_z) \pm 0{,}4 \cdot T + D$$

avec :

- **G** : actions permanentes (poids propre, équipements, ballast, rails, traverses, étanchéité, corniches, garde-corps) ;
- **UIC71 / SW/2** : charges ferroviaires verticales selon EN 1991-2 ;
- **Qk,i** : actions variables d'accompagnement (freinage, force centrifuge, lacet) ;
- **T** : actions thermiques (gradient thermique, dilatation uniforme) ;
- **Ex, Ey, Ez** : composantes du séisme dans les trois directions selon le RPOA 2008 ;
- **D** : déplacements imposés (tassements différentiels d'appui).

IV.6 CONCLUSION

Les caractéristiques mécaniques fixées dans ce chapitre — béton de classes différenciées entre superstructure (f_{c28} = 35 MPa) et infrastructure (f_{c28} = 35 MPa), acier passif FeE 500 et acier de construction S355 — ainsi que les hypothèses de calcul de la section mixte (loi de Hooke, coefficients d'équivalence, phasage de construction) constituent la base réglementaire et numérique des chapitres suivants. Elles seront intégrées au modèle Midas Civil pour la modélisation du tablier, le calcul des sollicitations et les vérifications de résistance et de service de la section mixte, des appuis et des fondations.

CHAPITRE V

ÉVALUATION DES CHARGES ET SURCHARGES

V.1 INTRODUCTION

Le dimensionnement de l'ouvrage nécessite la prise en compte de l'ensemble des actions susceptibles de le solliciter durant sa durée de vie. Ces actions comprennent les charges permanentes, les charges d'exploitation ferroviaire ainsi que les actions environnementales.

Conformément aux prescriptions des normes en vigueur, les actions considérées dans la présente étude sont les suivantes :

➢ le poids propre de la structure ;

➢ les charges complémentaires permanentes (CCP) ;

➢ les charges dues au trafic ferroviaire (UIC 71, SW/0, SW/2 et train à vide) ;

➢ l'action du vent ;

➢ les actions thermiques ;

➢ l'action sismique.

V.2 POIDS PROPRE DE LA SUPERSTRUCTURE

Le poids propre de la structure est déterminé à partir des caractéristiques géométriques des éléments et des poids volumiques des matériaux. Il est évalué automatiquement à l'aide du logiciel de calcul, sur la base des volumes des différents éléments structuraux.

Les poids volumiques adoptés sont :

– **béton armé :** $\gamma = 25$ kN/m³ ;

– **acier :** $\gamma = 78$ kN/m³.

Tableau V-1 : Poids linéaire de la structure.

Élément	Section (m²)	γ (kN/m³)	Poids (kN/m)
Poutres PRS	0,224	78	34,94
Entretoises IPE 600	0,0156	78	1,12
Entretoises HEB 800	0,0334	78	0,40
Dalle en béton	4,41	25	110,25
Poids total	–	–	**146,71**

Le poids propre total de la superstructure est donc estimé à $G_p = 146,71$ kN/m.

V.3 CHARGES COMPLÉMENTAIRES PERMANENTES (CCP)

Les charges complémentaires permanentes correspondent aux charges issues des équipements fixes de la superstructure ferroviaire. Elles sont considérées comme agissant de manière permanente sur l'ouvrage.

V.3.1 Principe de calcul

On distingue deux types de charges.

Charge linéaire :

$$P = \gamma \times A \times n$$

Charge surfacique :

$$Q = \gamma \times e$$

V.3.2 Évaluation des différentes composantes

Ballast — le ballast est modélisé comme une charge linéaire équivalente obtenue à partir de sa section :

$$P_{\text{ballast}} = \gamma \times S = 20 \times 4{,}62 = 92{,}4 \text{ kN/m}$$

Rails

$$P = 78 \times 0{,}0077 \times 2 = 1{,}20 \text{ kN/m}$$

Traverses en béton

$$P = 25 \times 0{,}0327 \times (2 \times 1{,}666) = 2{,}72 \text{ kN/m}$$

Traverses en acier

$$P = 78 \times 0{,}0096 \times 1{,}666 = 1{,}25 \text{ kN/m}$$

Barrières de sécurité

$$P = 2 \times 0{,}15 = 0{,}30 \text{ kN/m}$$

Tableau V-2 : Charges complémentaires permanentes (avec ballast).

Élément	Charge (kN/m)
Ballast	92,4
Rails	1,20
Traverses béton	2,72
Traverses acier	1,25
Barrières	0,30
Total CCP	**97,87**

La charge complémentaire permanente totale retenue est donc :

$$CCP = 97{,}87 \text{ kN/m}$$

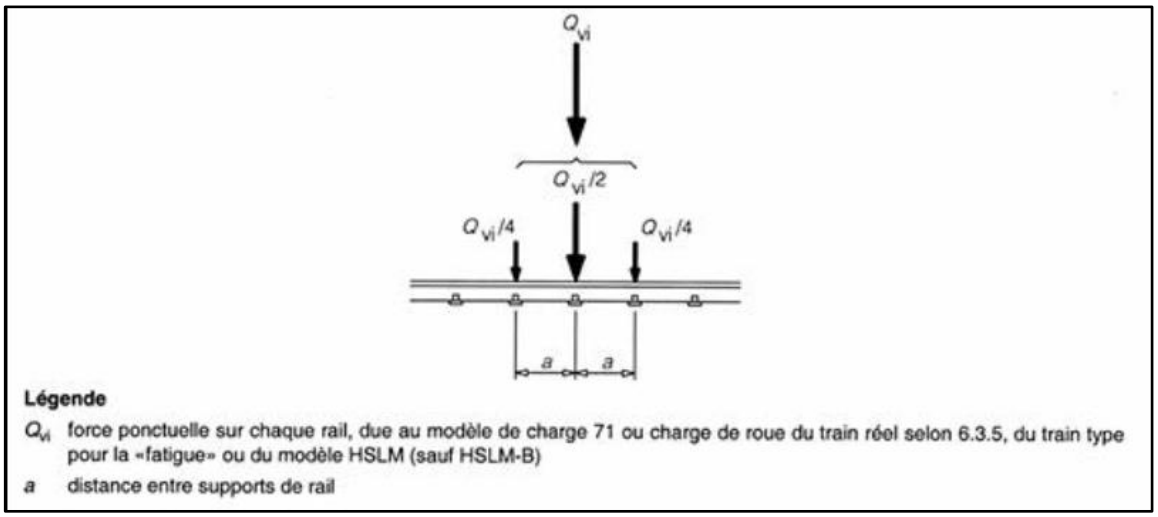


Figure V-1 : Diffusion des charges des rails et des traverses. Répartition longitudinale des charges par les traverses et le ballast (UIC 774-2 PAGE 6)

V.4 CHARGES DUES AU TRAFIC FERROVIAIRE

Les charges ferroviaires sont définies conformément à la norme EN 1991-2. Les modèles considérés sont :

- ➢ le modèle UIC 71 (trafic normal) ;
- ➢ les modèles SW/0 et SW/2 (trafic lourd) ;
- ➢ le modèle du train à vide.

V.4.1 Modèle de charge UIC 71

Le modèle de charge UIC 71, défini par l'Union Internationale des Chemins de Fer et repris par la norme EN 1991-2, constitue le modèle de référence pour la représentation des effets du trafic ferroviaire normal sur les ouvrages d'art.

Ce modèle se compose de deux types de chargements appliqués simultanément :

- **quatre charges concentrées** représentant les essieux du train, de valeur caractéristique Q_k = 250 kN chacune, espacées de 1,60 m ;
- **une charge uniformément répartie** de valeur q_k = 80 kN/m, appliquée sur la longueur chargée.

Ce schéma de chargement permet de modéliser de manière simplifiée mais conservative les effets statiques induits par le passage des convois ferroviaires.

Dans le cadre de cette étude, les charges du modèle UIC 71 sont majorées par un coefficient α = 1,1, afin de tenir compte des conditions réelles d'exploitation et du niveau de trafic considéré. Les valeurs de calcul deviennent ainsi :

$$Q = \alpha \times Q_k = 1{,}1 \times 250 = 275 \text{ kN}$$

$$q = \alpha \times q_k = 1{,}1 \times 80 = 88 \text{ kN/m}$$

Les charges ainsi définies sont appliquées sur les positions les plus défavorables de la structure, de manière à générer les sollicitations maximales (moments fléchissants et efforts tranchants) nécessaires au dimensionnement de l'ouvrage. Ces charges sont transmises à la structure à travers les rails, les traverses et le ballast, ce qui assure une diffusion progressive des efforts avant leur reprise par les éléments porteurs.

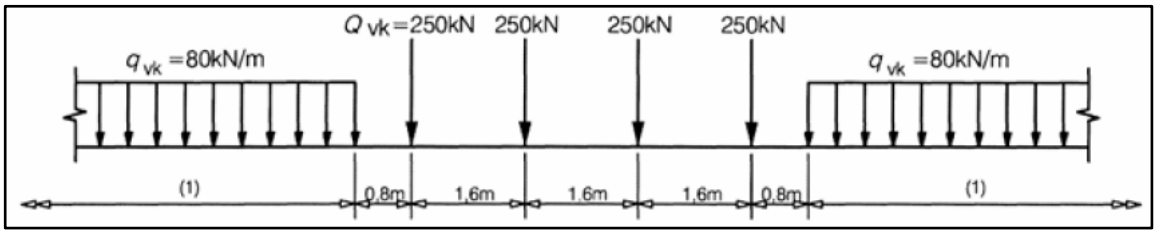


Figure V-2 : Modèle de charge UIC 71.

V.4.2 Modèles de charge SW/0 et SW/2

Les modèles de charge SW/0 et SW/2, définis par la norme EN 1991-2, sont utilisés pour représenter les effets du trafic ferroviaire en complément du modèle UIC 71. Ils permettent

de simuler des situations de chargement spécifiques, notamment pour les poutres continues et les convois lourds.

Modèle SW/0 — il représente l'effet d'un trafic ferroviaire normal sur des structures continues. Il est constitué d'une charge uniformément répartie de valeur caractéristique q_{vk} = 133 kN/m.

Modèle SW/2 — il représente un trafic ferroviaire lourd, notamment dans le cas des lignes à fort tonnage. Il se compose d'une charge uniformément répartie plus élevée q_{vk} = 150 kN/m.

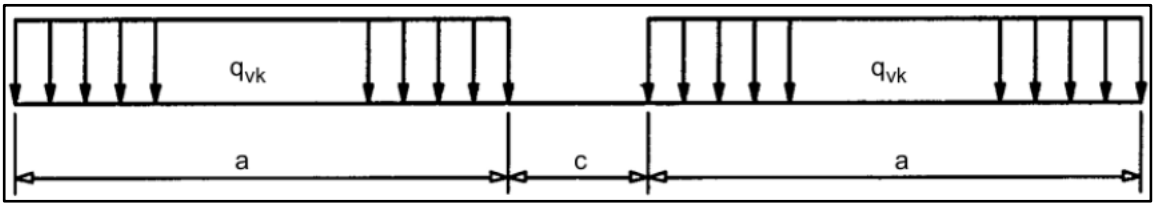


Figure V-3 : Schéma des modèles de charge SW.

Tableau V-3 : Valeurs caractéristiques des charges verticales — schémas SW.

Classe de charge	q_{vk} (kN/m)	a (m)	c (m)
SW/0	133	15	5,3
SW/2	150	25	7

Dans le cadre de cette étude, les charges des modèles SW/0 et SW/2 sont majorées par le coefficient α = 1,1, correspondant à un trafic de 25 t/essieu. Les valeurs de calcul deviennent ainsi :

$$q_{SW/0} = 1{,}1 \times 133 = 146{,}3 \text{ kN/m}$$

$$q_{SW/2} = 1{,}1 \times 150 = 165 \text{ kN/m}$$

Ces modèles sont utilisés en combinaison avec le modèle UIC 71 afin de déterminer les sollicitations maximales dans la structure, en particulier dans le cas des poutres continues où ils peuvent engendrer des effets plus défavorables que le modèle UIC 71 seul.

V.4.3 Modèle de charge « train à vide »

Le modèle de charge dit « train à vide », défini par la norme EN 1991-2, représente une situation particulière de trafic ferroviaire caractérisée par l'absence de chargement significatif, correspondant à un convoi léger ou circulant sans charge utile.

Ce modèle est assimilé à une charge linéaire verticale uniformément répartie, de valeur caractéristique q = 10,0 kN/m, appliquée sur l'intégralité de la longueur de l'ouvrage. Son utilisation permet d'évaluer les conditions les plus défavorables en termes de stabilité globale, notamment en présence d'actions horizontales prédominantes telles que le vent ou les efforts latéraux.

V.4.4 Excentricité des charges verticales

Conformément à l'article 6.3.5 de l'EN 1991-2, l'effet du déplacement latéral des charges verticales est pris en compte en limitant, pour tous les essieux, le rapport des charges de roue d'un même essieu à 1,25 : 1,00 sur l'une ou l'autre des voies. Cette excentricité s'applique aux modèles de charge UIC 71 et SW/0.

V.4.5 Transmission des charges à la structure

Les charges d'essieu ne sont pas appliquées directement aux éléments porteurs : elles transitent par les rails, puis les traverses et le ballast, ce qui assure une diffusion progressive des efforts avant leur reprise par la structure.

– **Répartition par le rail :** une charge de roue est répartie sur trois traverses successives selon la distribution 25 % – 50 % – 25 % (UIC 774-2).

– **Diffusion dans le ballast :** à partir de l'arête inférieure de la traverse, la charge se diffuse avec une pente de 1 : 4 jusqu'au plan de référence constitué par la face supérieure de la dalle.

Pour le calcul de l'ouvrage en tant que structure globale, les quatre charges concentrées du modèle UIC 71 peuvent être réparties uniformément sur une longueur de 6,40 m. Ce mécanisme de diffusion est illustré à la Figure V-1.

V.5 COEFFICIENT DYNAMIQUE Φ

Le coefficient dynamique Φ permet de prendre en compte les effets dynamiques liés au passage des trains en amplifiant les charges statiques définies par les modèles de charge, notamment le modèle UIC 71 ainsi que les modèles SW/0 et SW/2.

Les effets dynamiques induits par le trafic ferroviaire peuvent être pris en compte au moyen d'une analyse statique intégrant un coefficient de majoration dynamique, sous réserve qu'une analyse dynamique ne soit pas requise. Cette nécessité est évaluée à partir de

l'organigramme de l'article 6.4.4 de l'EN 1991-2, qui s'appuie principalement sur la vitesse maximale de circulation et sur les fréquences propres du tablier.

La vitesse maximale de circulation sur la ligne étant inférieure à 200 km/h, l'analyse dynamique n'est pas requise. Une analyse statique est donc menée avec les modèles de charge définis précédemment, leurs effets étant ensuite multipliés par le coefficient dynamique Φ déterminé ci-après.

V.5.1 Définition

Le coefficient dynamique dépend principalement :

➢ de la qualité de la maintenance de la voie ferrée ;

➢ de la longueur déterminante de l'ouvrage.

Deux cas sont distingués selon la qualité de la voie.

V.5.2 Voie avec maintenance soignée

Dans ce cas, le coefficient dynamique est donné par :

$$\Phi_2 = 1{,}44 / \sqrt{(L_\Phi - 0{,}2)} + 0{,}82 \qquad \text{avec } 1{,}00 \le \Phi_2 \le 1{,}67$$

V.5.3 Voie avec maintenance standard

Dans ce cas, le coefficient dynamique est plus défavorable et s'exprime par :

$$\Phi_3 = 2{,}16 / \sqrt{(L_\Phi - 0{,}2)} + 0{,}73 \qquad \text{avec } 1{,}00 \le \Phi_3 \le 2{,}00$$

V.5.4 Définition des paramètres

– **LΦ :** longueur déterminante de l'ouvrage (en m) ;

– **Φ_2, Φ_3 :** coefficients dynamiques selon la qualité de la voie.

La longueur déterminante L_Φ est définie à partir de la longueur moyenne des travées :

$$L_\Phi = k \cdot L_m$$

$$L_m = (1/n)\,(L_1 + L_2 + \ldots + L_n)$$

où n est le nombre de travées, L_i la longueur de la travée i et k un coefficient dépendant du nombre de travées.

Tableau V-4 : Valeur du coefficient k en fonction du nombre de travées.

n	**2**	**3**	**4**	6
k	1,2	1,3	1,4	1,5

V.5.5 Application au présent ouvrage

L'ouvrage comporte six travées de 45 m chacune. La longueur moyenne et la longueur déterminante valent :

$$L_m = (1/6)\,(45 + 45 + 45 + 45 + 45 + 45) = 45 \text{ m}$$

$$k = 1{,}5 \quad (\text{pour } n = 5)$$

$$L_\Phi = k \cdot L_m = 1{,}5 \times 45 = 67{,}5 \text{ m}$$

$$\Phi_2 = 1{,}44 / \sqrt{(67{,}5 - 0{,}2)} + 0{,}82 = 0{,}999 \approx 1{,}00$$

$$\Phi_3 = 2{,}16 / \sqrt{(67{,}5 - 0{,}2)} + 0{,}73 = 0{,}998 \approx 1{,}00$$

Les bornes inférieures étant atteintes, on retient $\Phi_2 = \Phi_3 = 1{,}00$.

Tableau V-5 : Calcul des coefficients dynamiques.

Paramètre	**Expression**	**Valeur**
L_m	$(1/6)\,(45 + 45 + 45 + 45 + 45 + 45)$	45 m
k	pour n = 6 (n ≥ 5)	1,5
LΦ	$k \cdot L_m = 1{,}5 \times 45$	67,5 m
Φ_2	$1{,}44 / \sqrt{(67{,}5 - 0{,}2)} + 0{,}82$	1,00
Φ_3	$2{,}16 / \sqrt{(67{,}5 - 0{,}2)} + 0{,}73$	1,00

V.6 ACTIONS HORIZONTALES

Les actions horizontales prises en compte sont les efforts d'accélération et de freinage, l'effort de lacet et, le cas échéant, les forces centrifuges.

V.6.1 Efforts d'accélération et de freinage

Les actions dues à l'accélération et au freinage des trains sont des efforts longitudinaux appliqués au niveau supérieur des rails, dans la direction de l'axe de la voie. Elles sont

modélisées sous forme de charges linéaires uniformément réparties sur la longueur d'influence de l'élément structural considéré. Ces efforts traduisent les interactions dynamiques entre le train et la structure lors des phases de mise en mouvement et d'arrêt, et sont combinés avec les autres actions réglementaires afin d'évaluer les sollicitations globales de l'ouvrage.

Les valeurs caractéristiques de ces efforts, fonction de la longueur d'influence La,b de l'élément considéré, sont définies par l'EN 1991-2 (article 6.5.3) :

– **Force d'accélération :** $Qlak = 33 \times La,b \leq 1000$ kN (modèles de charge UIC 71 et SW) ;
– **Force de freinage :** $Qlbk = 20 \times La,b \leq 6000$ kN (UIC 71 et SW/0), et $Qlbk = 35 \times La,b$ (SW/2).

Ces efforts agissent au niveau supérieur des rails, dans le sens longitudinal de la voie, et sont considérés comme uniformément répartis sur la longueur d'influence de l'élément structural concerné.

V.6.2 Effort de lacet

L'effort de lacet est considéré comme une force concentrée appliquée horizontalement au niveau supérieur des rails, perpendiculairement à l'axe de la voie. Sa valeur caractéristique est fixée à $Q_{sk} = 100$ kN. Conformément aux prescriptions réglementaires, cet effort ne doit pas être majoré par le coefficient dynamique.

V.6.3 Forces centrifuges

Selon l'EN 1991-2:2003 (article 6.5.1), les forces centrifuges ne sont considérées que dans le cas des voies en courbe. Dans le cas de cet ouvrage, la voie est strictement rectiligne sur toute sa longueur, ce qui implique un rayon de courbure infini et, par conséquent, une absence d'effet centrifuge. Cette action n'est donc pas prise en compte dans l'évaluation des charges.

V.6.4 Déraillement

Le déraillement d'un convoi sur l'ouvrage constitue une situation de projet accidentelle (EN 1991-2, article 6.7.1). La structure doit être conçue de manière à limiter les conséquences d'un tel événement, notamment le renversement ou l'effondrement d'ensemble. Deux situations de calcul sont considérées.

– **Situation de calcul I :** les véhicules déraillés restent dans la zone de la voie, retenus par le rail adjacent. Les éléments concernés sont vérifiés sous les charges $QA1d = \alpha \times 0,7 \times Qvk = 192,5$ kN et $qA1d = \alpha \times 0,7 \times qvk = 61,6$ kN/m.

– **Situation de calcul II :** les véhicules déraillés demeurent en équilibre sur le bord de l'ouvrage. Le bord de la superstructure est vérifié sous la charge $qA2d = \alpha \times 1,4 \times qvk = 123,2$ kN/m.

Ces charges accidentelles sont évaluées avec $\alpha = 1,1$ et ne sont pas majorées par le coefficient dynamique Φ.

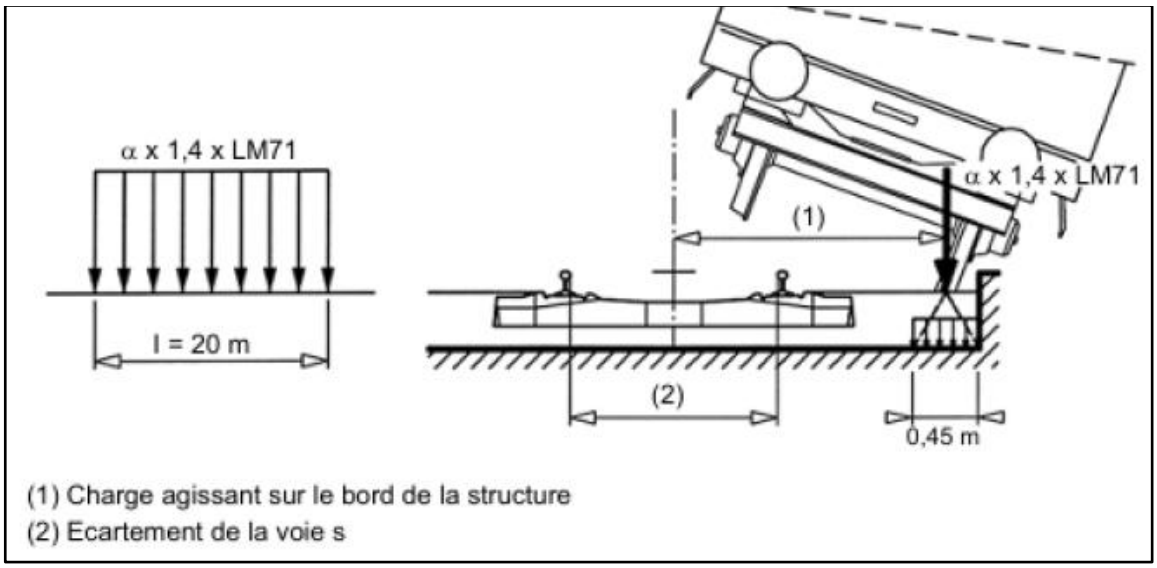


Figure V-4 : Situations de calcul du déraillement.

V.7 ACTION DU VENT

L'action du vent constitue une sollicitation horizontale importante à prendre en compte dans le dimensionnement des ouvrages d'art, en particulier pour les structures élancées telles que les viaducs. Conformément aux prescriptions de la norme NF EN 1991-1-4, les effets du vent sont modélisés sous forme de pressions statiques équivalentes appliquées sur les surfaces exposées de l'ouvrage.

Ces pressions dépendent de plusieurs paramètres, notamment la zone géographique, la topographie du site, la hauteur de la structure et les caractéristiques aérodynamiques de l'ouvrage. Dans le cadre de cette étude, les valeurs caractéristiques des pressions du vent sont prises comme suit :

– **p = 2,0 kN/m²** pour l'ouvrage en phase de service ;

– **p = 1,25 kN/m²** pour l'ouvrage en phase de construction.

L'action du vent doit être considérée en combinaison avec les autres actions, notamment les charges ferroviaires et le modèle du train à vide, afin de vérifier la stabilité globale de l'ouvrage vis-à-vis des phénomènes de renversement, de déversement et de déraillement.

V.8 ACTIONS THERMIQUES

Les actions thermiques constituent une source importante de sollicitations dans les ouvrages d'art, en particulier pour les structures de grande longueur. Conformément à la norme NF EN 1991-1-5, elles sont prises en compte à travers deux composantes principales : la variation uniforme de température et le gradient thermique.

V.8.1 Variation uniforme de température

La variation uniforme de température correspond à une élévation ou une diminution homogène de la température dans l'ensemble de la structure. Elle provoque principalement des phénomènes de dilatation ou de contraction longitudinale. Les valeurs de variation retenues sont :

– **ΔTmax = +28 °C** ;

– **ΔTmin = −19 °C**.

V.8.2 Gradient thermique

Le gradient thermique correspond à une variation non uniforme de la température à travers l'épaisseur du tablier. Il engendre des déformations différentielles, responsables de courbures et donc de moments supplémentaires. Pour un tablier mixte (type 2), les valeurs retenues sont :

– **Δθ = ±15 °C** en phase de construction ;

– **Δθ = ±8 °C** en phase de service.

V.8.3 Effets sur la structure

Les actions thermiques induisent :

➢ des efforts de traction ou de compression dus à la dilatation empêchée ;

➢ des moments de flexion dus au gradient thermique ;

➢ des déplacements au niveau des appuis et des joints de dilatation.

Ces effets sont pris en compte dans les combinaisons d'actions conformément à la norme EN 1990, afin de garantir la sécurité et la durabilité de l'ouvrage.

V.9 ACTION SISMIQUE

L'action sismique correspond aux effets dynamiques induits par les mouvements du sol lors d'un séisme. Elle est prise en compte conformément au RPOA 2008, en fonction de la zone sismique, des caractéristiques du sol et de la masse de la structure. Elle est modélisée par des forces d'inertie équivalentes appliquées horizontalement, proportionnelles à la masse de l'ouvrage. Ces actions engendrent principalement des efforts dans les piles, les appuis et les fondations, et sont considérées dans les combinaisons d'actions afin de garantir la stabilité et la sécurité de l'ouvrage.

V.10 COMBINAISONS D'ACTIONS

Les actions sont combinées conformément à la norme EN 1990.

V.10.1 État limite ultime (ELU)

Les combinaisons d'actions à l'état limite ultime sont définies conformément à l'EN 1990 et à l'EN 1991-2 comme suit.

Tableau V-6 : Combinaisons d'actions à l'ELU.

Cas	Combinaison ELU fondamentale
1	1,35 G + 1,45 UIC 71 + 1,2 SW/2 ± 0,9 T
2	1,35 G + 1,2 SW/2 + 1,45 UIC 71 ± 0,9 T

V.10.2 État limite de service (ELS)

Les combinaisons caractéristiques et fréquentes à l'état limite de service sont récapitulées ci-après.

Tableau V-7 : Combinaisons caractéristiques à l'ELS.

Cas	Combinaison
1	G + UIC 71 + SW/2 + T

Cas	Combinaison
2	G + UIC 71 + UIC 71 + T

Tableau V-8 : Combinaisons fréquentes à l'ELS.

Cas	Combinaison
1	G + 0,7 (UIC 71 + SW/2) + 0,6 T
2	G + 0,7 (UIC 71 + UIC 71) + 0,6 T

V.11 CONCLUSION

L'évaluation des charges et surcharges constitue une étape fondamentale dans le dimensionnement du viaduc. Elle permet de définir l'ensemble des sollicitations appliquées à la structure, en tenant compte des actions permanentes, des charges d'exploitation ferroviaire et des actions environnementales. La prise en compte rigoureuse de ces actions, conformément aux normes en vigueur, garantit la sécurité, la stabilité et la durabilité de l'ouvrage.

CHAPITRE VI

ÉTUDE DU TABLIER MIXTE

VI.1 INTRODUCTION

Dans ce chapitre, nous étudions les différents efforts mécaniques ainsi que leur répartition sur le tablier du pont. Pour mener cette analyse, le logiciel MIDAS Civil NX est utilisé, outil performant et largement reconnu dans le domaine du génie civil.

Son principal atout réside dans la méthode des éléments finis (MEF), approche numérique reconnue pour sa précision, sa fiabilité et son efficacité. Cette étude longitudinale vise à comprendre le comportement du tablier sous diverses charges, afin d'en assurer la stabilité et la durabilité.

VI.2 CONCEPTION RETENUE

Le présent viaduc est constitué de six travées indépendantes de 45,00 m de portée, soit une longueur totale d'environ 270 m. Chaque travée est un tablier mixte acier-béton bipoutre simplement appuyé sur ses deux lignes d'appui : le fonctionnement est isostatique, sans continuité mécanique au droit des piles.

Ce schéma soustrait les sections d'appui aux moments négatifs : la section déterminante est la mi-travée, sollicitée en moment positif. La conception retient une poutre reconstituée soudée (PRS) à hauteur constante, dont les caractéristiques sont :

- Hauteur totale de la poutre : H = 3,00 m
- Âme : h_w = 2,90 m ; t_w = 40 mm
- Semelle supérieure : b_s = 850 mm ; t_s = 50 mm
- Semelle inférieure : b_i = 1200 mm ; t_i = 50 mm
- Entraxe des poutres : 7,00 m
- Hourdis : dalle béton armé C35/45, e = 350 mm, largeur 12,60 m, débord 2,80 m de part et d'autre

L'acier de charpente est de nuance S355 ; le béton est de classe C35/45 (f_{ck} = 35 MPa).

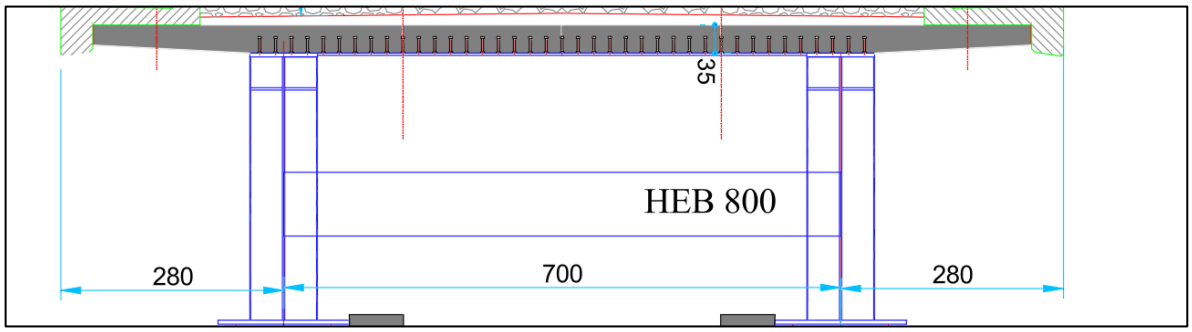


Figure VI-1 : Conception retenue – section mixte bipoutre à hauteur constante.

VI.3 PRÉSENTATION DU LOGICIEL MIDAS CIVIL NX

MIDAS Civil NX est un logiciel de modélisation et d'analyse structurale spécialisé dans les ponts et ouvrages d'art, développé par MIDAS IT. Il s'est imposé comme un outil de référence grâce à sa puissance, sa flexibilité et sa précision.



Figure VI-2 : Logiciel MIDAS Civil NX.

La modélisation suit les étapes : importation des sections (DXF), attribution des matériaux, modélisation par éléments barres, définition et application des charges (poids propre, exploitation, vent, séisme, charges roulantes), spécification des appuis, puis analyse et interprétation des résultats.

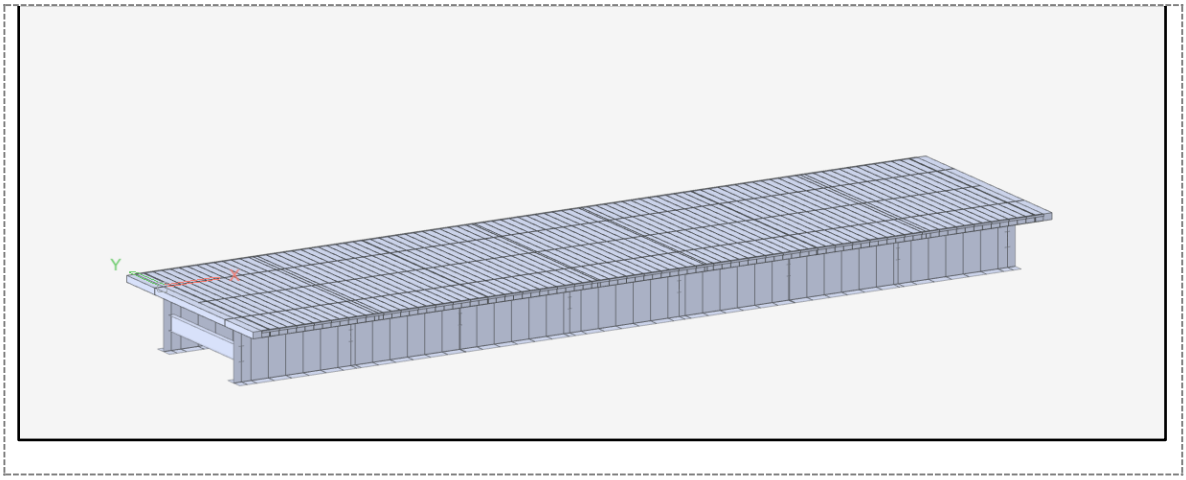


Figure VI-3 : Modèle 3D du tablier.

VI.4 ANALYSE DE LA SECTION MIXTE

VI.4.1 Caractéristiques de la section mixte

VI.4.1.1 Coefficient d'équivalence (NF EN 1994-2, 4.2.2)

Les coefficients d'équivalence varient selon les phases de construction. Le coefficient n traduit le rapport entre le module de l'acier et le module effectif du béton, ce dernier dépendant de la durée d'application de la charge.

Tableau VI-1 : Coefficient d'équivalence n.

Sollicitations	Champ d'application	n_L
Poutre en acier	Charge permanente	∞
Charge instantanée	Surcharge	6
Charge de longue durée	CCP	18
Effets différés	Retrait	15

VI.4.1.2 Largeur efficace (NF EN 1994-2, 5.4.1.2)

Le tablier étant isostatique, la distance entre points de moment nul vaut $L_e = L = 45{,}00$ m. Avec $b_0 = 0{,}90$ m (entraxe des goujons d'extrémité) :

$$b_1 = (\text{entraxe}/2) - b_0/2 = 3{,}50 - 0{,}45 = 3{,}05 \text{ m} \qquad b_2 = \text{débord} - b_0/2 = 2{,}80 - 0{,}45 = 2{,}35 \text{ m}$$

$$b_{e1} = min(L_e/8\ ;\ b_1) = min(5{,}625\ ;\ 3{,}05) = 3{,}05 \text{ m}$$

$$b_{e2} = min(L_e/8\ ;\ b_2) = min(5{,}625\ ;\ 2{,}35) = 2{,}35 \text{ m}$$

$$b_{eff} = b_0 + b_{e1} + b_{e2} = 0{,}90 + 3{,}05 + 2{,}35 = 6{,}30 \text{ m}$$

La largeur efficace, constante sur la travée, vaut $b_{eff} = 6{,}30$ m (demi-largeur du tablier).

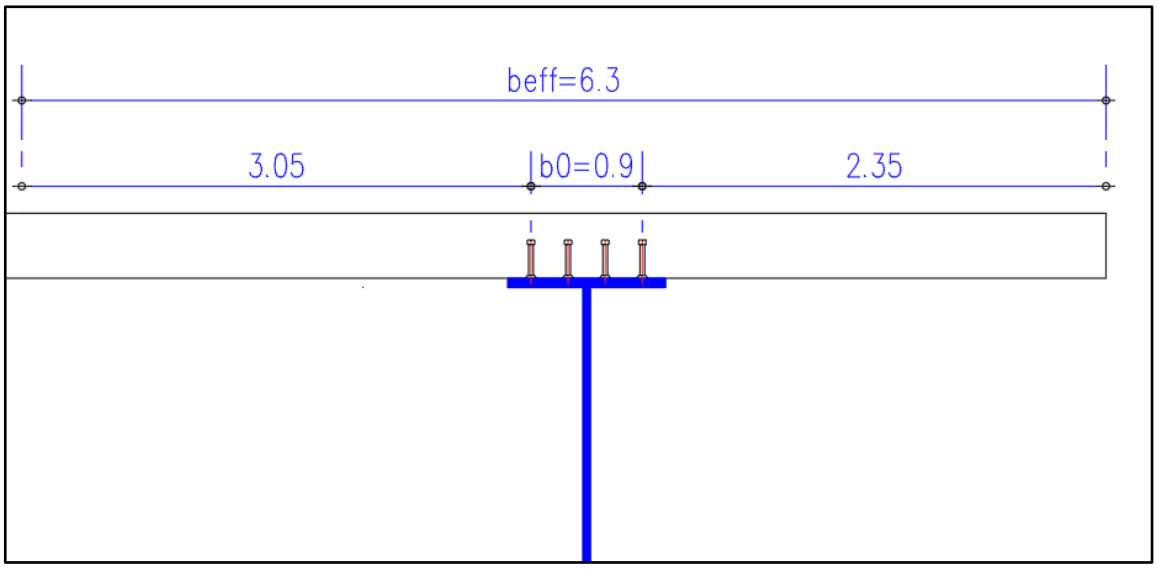


Figure VI-4 : Largeur efficace considérée dans les calculs.

VI.4.1.3 Caractéristiques géométriques homogénéisées

La surface homogénéisée s'obtient en réduisant la section de béton par n : $S_n = S_a + S_b/n$. Le tablier étant isostatique et à section constante, une seule section courante est considérée. Les caractéristiques sont calculées ci-dessous ($b_{eff} = 6{,}30$ m ; e = 0,35 m).

Les caractéristiques de chaque section sont obtenues par décomposition en rectangles élémentaires, conformément aux principes de la résistance des matériaux (NF EN 1993-1-1

pour la section métallique, NF EN 1994-2, 5.4 pour la section mixte). La démarche est détaillée ci-après pour la section métallique seule ($n_L = \infty$), prise comme exemple ; les sections de béton et mixtes en découlent en homogénéisant l'aire du béton par le coefficient n.

a) Calcul des surfaces

La section métallique est décomposée en trois rectangles — semelle inférieure, âme et semelle supérieure —, les ordonnées étant mesurées depuis la fibre inférieure :

$$A_{si} = b_i \cdot t_i = 1{,}20 \times 0{,}05 = 0{,}0600 \text{ m}^2$$
$$A_w = t_w \cdot h_w = 0{,}040 \times 2{,}90 = 0{,}1160 \text{ m}^2$$
$$A_{ss} = b_s \cdot t_s = 0{,}85 \times 0{,}05 = 0{,}0425 \text{ m}^2$$
$$S_a = A_{si} + A_w + A_{ss} = 0{,}2185 \text{ m}^2$$

b) Position du centre de gravité

Le centre de gravité est déterminé par équilibre des moments statiques par rapport à la fibre inférieure, avec y_i l'ordonnée du centre de chaque rectangle (0,025 ; 1,500 ; 2,975 m) :

$$v_i = \frac{\sum(A_i \cdot y_i)}{S_a}$$
$$v_i = \frac{0{,}0600 \times 0{,}025 + 0{,}1160 \times 1{,}500 + 0{,}0425 \times 2{,}975}{0{,}2185} = \frac{0{,}301938}{0{,}2185} = 1{,}382 \text{ m}$$
$$v_s = H - v_i = 3{,}00 - 1{,}382 = 1{,}618 \text{ m}$$

c) Moment d'inertie (théorème de Huygens)

Le moment d'inertie par rapport au centre de gravité est calculé par le théorème de Huygens, en ajoutant à l'inertie propre de chaque rectangle le terme de transport $A_i \cdot d_i^2$, où d_i est la distance du rectangle au centre de gravité :

$$I_a = \sum\left(\frac{b_i \cdot h_i^3}{12} + A_i \cdot d_i^2\right)$$

Semelle inf.: $\frac{1{,}20 \times 0{,}05^3}{12} + 0{,}0600 \times 1{,}357^2 = 0{,}1105 \text{ m}^4$

Âme: $\frac{0{,}040 \times 2{,}90^3}{12} + 0{,}1160 \times 0{,}118^2 = 0{,}0829 \text{ m}^4$

Semelle sup.: $\frac{0{,}85 \times 0{,}05^3}{12} + 0{,}0425 \times 1{,}593^2 = 0{,}1079 \text{ m}^4$

$$I_a = 0{,}1105 + 0{,}0829 + 0{,}1079 = 0{,}3013 \text{ m}^4$$

On retrouve ainsi les valeurs du Tableau VI-3. La section de béton et les sections mixtes (n_L = 18, 15 et 6) s'obtiennent par la même démarche, l'aire du béton étant divisée par le coefficient d'équivalence n. La position du centre de gravité mixte et l'inertie se déduisent alors des relations (NF EN 1994-2) :

$$a_n = \frac{S_b \cdot C}{n \cdot S_n} \qquad b_n = \frac{S_a \cdot C}{S_n}$$

$$I = I_a + \frac{I_b}{n} + \frac{S_a \cdot S_b}{n \cdot S_n} \cdot C^2$$

où C est la distance entre les centres de gravité du béton et de l'acier. Les résultats sont rassemblés dans les tableaux suivants.

d) Section de béton

La dalle, homogénéisée par le coefficient n, constitue une section rectangulaire de largeur b_{eff} = 6,30 m et d'épaisseur e = 0,35 m, dont le centre de gravité est à mi-hauteur :

$$A_b = b_{eff} \cdot e = 6{,}30 \times 0{,}35 = 2{,}2050 \text{ m}^2$$

$$V_s = V_i = \frac{e}{2} = 0{,}175 \text{ m}$$

$$I_b = \frac{b_{eff} \cdot e^3}{12} = \frac{6{,}30 \times 0{,}35^3}{12} = 0{,}0225 \text{ m}^4$$

Tableau VI-2 : Caractéristiques de la section de béton.

Grandeur	Notation	Valeur
Aire	A (m²)	2,2050
Centre de gravité	$V_s = V_i$ (m)	0,175
Moment d'inertie	I (m⁴)	0,0225

Tableau VI-3 : Caractéristiques de la section métallique (n_L = ∞).

Grandeur	Notation	Valeur
Aire	A (m²)	0,2185
Centre de gravité	V_s (m)	1,618
	V_i (m)	1,382
Moment d'inertie	I (m⁴)	0,3013

e) Section mixte à long terme (n_l = 18) — application numérique

À titre d'exemple, pour les charges complémentaires permanentes (n_L = 18), l'aire homogénéisée, la distance entre centres de gravité et la position du CG mixte valent :

$$S_n = S_a + \frac{S_b}{n} = 0{,}2185 + \frac{2{,}2050}{18} = 0{,}2185 + 0{,}1225 = 0{,}3410 \text{ m}^2$$

$$C = (H + e/2) - v_i = 3{,}175 - 1{,}382 = 1{,}793 \text{ m}$$

$$a_n = \frac{S_b \cdot C}{n \cdot S_n} = \frac{2{,}2050 \times 1{,}793}{18 \times 0{,}3410} = 0{,}644 \text{ m}$$

$$v_i \text{ (acier)} = 1{,}382 + 0{,}644 = 2{,}026 \text{ m} \qquad v_s \text{ (acier)} = 3{,}00 - 2{,}026 = 0{,}974 \text{ m}$$

$$v \text{ (béton sup.)} = (H + e) - v_i = 3{,}35 - 2{,}026 = 1{,}324 \text{ m}$$

$$I = I_a + \frac{I_b}{n} + \frac{S_a \cdot S_b}{n \cdot S_n} \cdot C^2 = 0{,}3013 + 0{,}0225/18 + 0{,}0785 \times 1{,}793^2 = 0{,}5549 \text{ m}^4$$

Ces valeurs correspondent au Tableau VI-4. Les sections mixtes pour le retrait ($n_L = 15$) et les surcharges ($n_L = 6$) s'obtiennent de manière identique en changeant le coefficient n (Tableaux VI-5 et VI-6).

Tableau VI-4 : Caractéristiques de la section mixte – CCP (n_L = 18).

Grandeur	Valeur
Aire S_n (m²)	0,3410
V_s acier (m)	0,974
V_i acier (m)	2,026
V sup béton (m)	1,324
Distance G_b–G_a : C (m)	1,793
Moment d'inertie I (m⁴)	0,5549

VI.4.1.4 Caractéristiques pour l'action du retrait

Tableau VI-5 : Caractéristiques de la section mixte – retrait (n_L = 15).

Grandeur	Valeur
Aire S_n (m²)	0,3655
V_s acier (m)	0,897
V_i acier (m)	2,103
V sup béton (m)	1,247
Distance G_b–G_a : C (m)	1,793
Moment d'inertie I (m⁴)	0,5853

VI.4.1.5 Caractéristiques pour les surcharges

Tableau VI-6 : Caractéristiques de la section mixte – surcharges (n_L = 6).

Grandeur	Valeur
Aire S_n (m²)	0,5860
V_s acier (m)	0,494

V_i acier (m)	2,506
V sup béton (m)	0,844
Distance G_b–G_a : C (m)	1,793
Moment d'inertie I (m^4)	0,7456

VI.5 RÉSISTANCE EN SECTION ET VÉRIFICATION DE LA SÉCURITÉ STRUCTURALE

Le tablier étant isostatique, chaque travée se comporte comme une poutre simplement appuyée : le moment est nul aux appuis et maximal à mi-travée, l'effort tranchant est maximal sur appui. Les sollicitations sont relevées à la mi-travée pour le moment et à l'appui pour l'effort tranchant. Les combinaisons sont générées dans MIDAS Civil NX selon l'EN 1990 Annexe A2.

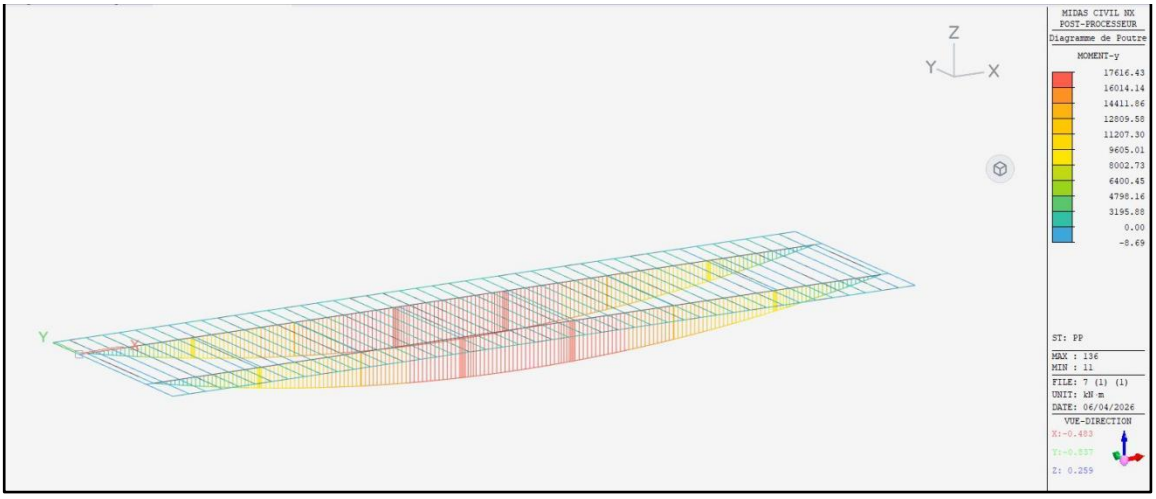


Figure VI-5 : Moment fléchissant My sous poids propre [MIDAS CIVIL NX].

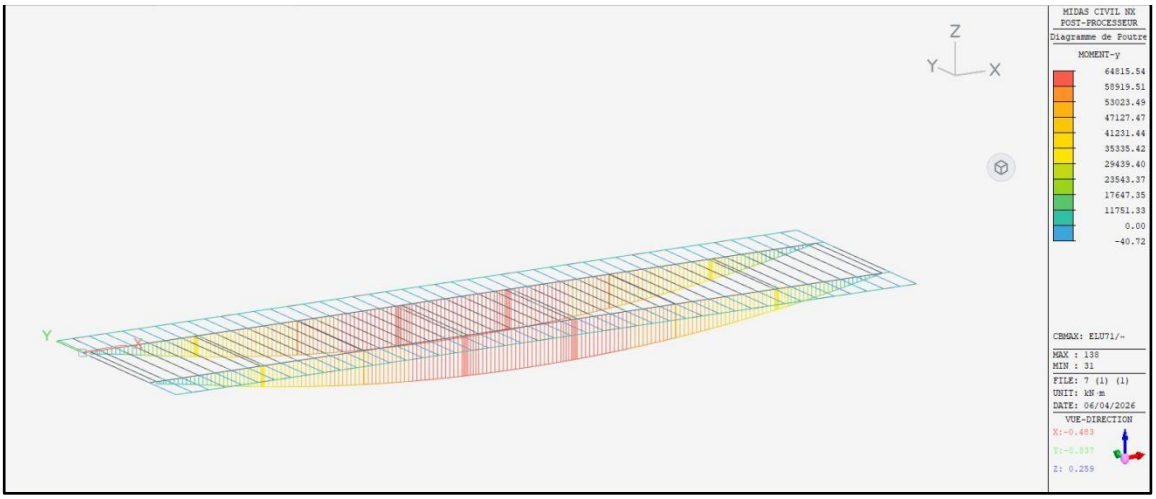


Figure VI-6 : Moment fléchissant My à l'ELU (combinaison la plus défavorable) [MIDAS CIVIL NX].

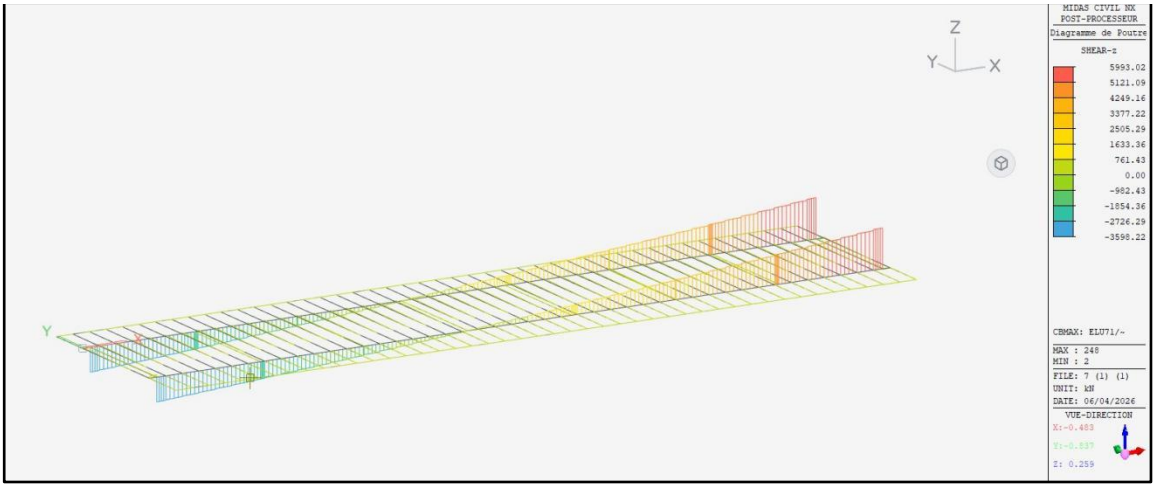


Figure VI-7 : Effort tranchant Fz à l'ELU (combinaison la plus défavorable) [MIDAS CIVIL NX].

Tableau VI-7 : Moments fléchissants sollicitants à la section de mi-travée [MIDAS CIVIL NX].

Phase	Charge / Combinaison	M_{Ed} (MN·m)
Phases 1 et 2	Poids propre (acier + dalle)	17,62
Phase 3	CCP	11,78
Phase 4 — ELU	1,35G + 1,45 (UIC71 + SW/0) ± 0,9T	64,33
	1,35G + 1,45 UIC71 + 1,2 SW/2 ± 0,9T	64,92
Phase 4 — ELS car.	G + UIC71 + SW/0 + T	46,39
	G + UIC71 + SW/2 + T	49,40

Tableau VI-8 : Efforts tranchants sollicitants à la section d'appui [MIDAS CIVIL NX].

Phase	Charge / Combinaison	V_{Ed} (MN)
Phases 1 et 2	Poids propre (acier + dalle)	1,60
Phase 3	CCP	1,07
Phase 4 — ELU	1,35G + 1,45 (UIC71 + SW/0) ± 0,9T	5,97
	1,35G + 1,45 UIC71 + 1,2 SW/2 ± 0,9T	6,00
Phase 4 — ELS car.	G + UIC71 + SW/0 + T	4,30
	G + UIC71 + SW/2 + T	4,59

Les valeurs déterminantes retenues sont, à l'ELU, M_{Ed} = 64,92 MN·m et V_{Ed} = 6,00 MN (combinaison 1,35G + 1,45 UIC71 + 1,2 SW/2 ± 0,9T), et à l'ELS caractéristique, M_{Ed} =

49,40 MN·m et V_{Ed} = 4,59 MN (G + UIC71 + SW/2 + T). La part de surcharge à l'ELS, lue directement dans le modèle (enveloppe UIC71 + SW/2 non pondérée), vaut M_{surch} = 20,0 MN·m.

VI.5.1 Vérification de la résistance de la section

VI.5.1.1 Classification des sections

La classification (EN 1993-1-1, tableau 5.2) utilise $\varepsilon = \sqrt{(235/f_y)}$. L'acier S355 présente f_y = 335 MPa pour les semelles (t = 50 mm) et f_y = 345 MPa pour l'âme (t = 40 mm), soit ε = 0,838 et 0,825.

➢ Semelle supérieure (console comprimée) : c/t = (850 − 40)/2/50 = 8,10 ; limites 9ε = 7,54 et 10ε = 8,38 → Classe 2

➢ Âme (flexion positive) : l'axe neutre plastique est à 2,872 m de la fibre inférieure ; l'âme est quasi entièrement tendue → Classe 1

➢ Semelle inférieure (tendue) → Classe 1

La section mixte en flexion positive est donc de Classe 2 : l'analyse plastique de la résistance est autorisée. En phase de construction (poutre seule), l'âme fléchie est de Classe 3 et les vérifications de montage sont conduites en élasticité.

VI.5.1.2 Coulage de la dalle

La section mixte n'atteint sa pleine résistance qu'après durcissement du béton ; le comportement est analysé par phases, chaque sollicitation étant reprise par la section active :

➢ Phase 1 : montage de la poutre métallique (n_L = ∞) — poids propre acier

➢ Phase 2 : bétonnage — le béton frais est repris par la poutre seule

➢ Phase 3 : durcissement et CCP — section mixte long terme (n_L = 18) et retrait (n_L = 15)

➢ Phase 4 : mise en service — surcharges reprises par la section mixte court terme (n_L = 6)

VI.5.1.3 Justification des contraintes (ELS caractéristique)

La contrainte dans une fibre résulte du cumul des contributions de chaque phase : $\sigma_a = \Sigma (M_i \cdot v_i / I_i)$ pour l'acier et $\sigma_b = \Sigma (M_i \cdot v_i / (I_i \cdot n_i))$ pour le béton. Les limites sont $\bar{\sigma}_a = f_y$ = 335 MPa ($\gamma_{M,ser}$ = 1,0) et $\bar{\sigma}_b = 0{,}6\, f_{ck}$ = 21 MPa.

Les moments reportés sont : M_{pp} = 17,62 MN·m (n_L = ∞), M_{CCP} = 11,78 MN·m (n_L = 18), $M_{retrait}$ = 5,56 MN·m (n_L = 15, § VI.6) et M_{surch} = 20,0 MN·m (n_L = 6, ELS

caractéristique). Le tablier étant isostatique, la dilatation thermique uniforme ne génère pas de contrainte.

Tableau VI-9 : Justification des contraintes à l'ELS caractéristique (mi-travée).

Phase	n_L	σ_{inf} acier (MPa)	σ_{sup} acier (MPa)	σ_{sup} béton (MPa)
Phases 1 + 2 (pp)	∞	80,82	94,62	—
Phase 3 (CCP)	18	43,01	20,68	1,56
Phase 3 (retrait)	15	− 5,79	+ 22,71	− 0,62
Phase 4 (surcharges)	6	67,22	13,25	3,77
Cumul σ_{Ed}	—	185,26	151,26	4,71
$\bar{\sigma}$ admissible	—	335	335	21

Les contraintes cumulées restent très inférieures aux limites (185,26 < 335 MPa ; 151,26 < 335 MPa ; 4,71 < 21 MPa), avec des taux de travail de 55 %, 45 % et 22 %. La section est vérifiée à l'ELS caractéristique.

VI.5.1.4 Justification en flexion (ELU)

La section étant de Classe 2, le moment résistant plastique $M_{pl,Rd}$ est mobilisable. L'équilibre des efforts donne :

$$F_c = 0{,}85 \cdot f_{cd} \cdot b_{eff} \cdot e = 0{,}85 \times 23{,}33 \times 6{,}30 \times 0{,}35 = 43{,}73 \text{ MN} \qquad F_a = A_a \cdot f_y = 74{,}36 \text{ MN}$$

Comme $F_a > F_c$, l'axe neutre plastique se situe dans l'âme, à 0,128 m sous la fibre supérieure d'acier (2,872 m de la fibre inférieure).

Les efforts plastiques dans les composants de l'acier (f_y = 335 MPa pour les semelles, 345 MPa pour l'âme) valent :

$$F_{ss} = b_s \cdot t_s \cdot f_y = 0{,}85 \times 0{,}05 \times 335 = 14{,}24 \text{ MN}$$

$$F_w = t_w \cdot h_w \cdot f_{yw} = 0{,}040 \times 2{,}90 \times 345 = 40{,}02 \text{ MN}$$

$$F_{si} = b_i \cdot t_i \cdot f_y = 1{,}20 \times 0{,}05 \times 335 = 20{,}10 \text{ MN}$$

L'équilibre des efforts normaux (N = 0) impose $F_{tens} = (F_a + F_c)/2 = 59{,}05$ MN et $F_{comp} = (F_a - F_c)/2 = 15{,}31$ MN, ce qui situe l'axe neutre plastique dans l'âme. Le moment

résistant plastique est la somme des moments des efforts par rapport à cet axe (bras de levier mesurés depuis l'ANP) :

Le détail des contributions (effort F_i × bras de levier z_i, mesuré depuis l'axe neutre plastique situé à 2,872 m de la fibre inférieure) est :

$$\text{Béton: } 43{,}73 \times 0{,}303 = 13{,}25 \text{ MN·m}$$

$$\text{Semelle supérieure: } 14{,}24 \times 0{,}103 = 1{,}47 \text{ MN·m}$$

$$\text{Âme comprimée: } 1{,}08 \times 0{,}039 = 0{,}04 \text{ MN·m}$$

$$\text{Âme tendue: } 38{,}94 \times 1{,}411 = 54{,}95 \text{ MN·m}$$

$$\text{Semelle inférieure: } 20{,}10 \times 2{,}847 = 57{,}23 \text{ MN·m}$$

$$M_{pl,Rd} = 43{,}73 \times 0{,}303 + 14{,}24 \times 0{,}103 + 1{,}08 \times 0{,}039 + 38{,}94 \times 1{,}411 + 20{,}10 \times 2{,}847$$

$$= 13{,}25 + 1{,}47 + 0{,}04 + 54{,}95 + 57{,}23 \text{ MN·m}$$

On obtient ainsi $M_{pl,Rd}$ = 126,93 MN·m, d'où :

$$\frac{M_{Ed}}{M_{pl,Rd}} = \frac{64{,}92}{126{,}93} = 0{,}51 < 1 \qquad \text{(Vérifié)}$$

VI.5.1.5 Justification à l'effort tranchant (ELU)

L'effort tranchant est repris par l'âme. La résistance plastique vaut :

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_w \cdot f_{yw}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = \frac{(2{,}90 \times 0{,}040) \times 345}{\sqrt{3}} = 23{,}11 \text{ MN}$$

L'élancement h_w/t_w = 72,5 dépasse $72\varepsilon/\eta$ = 49,5 : le voilement par cisaillement est vérifié (EN 1993-1-5) avec raidisseurs transversaux espacés de a = 6,30 m. Avec k_τ = 6,19, λ_w = 0,944, χ_w = 0,879 et γ_{M1} = 1,10 :

$$V_{b,Rd} = \frac{\chi_w \cdot f_{yw} \cdot h_w \cdot t_w}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M1}} = 18{,}46 \text{ MN}$$

$$\frac{V_{Ed}}{V_{b,Rd}} = \frac{6{,}00}{18{,}46} = 0{,}33 < 1 \qquad \text{(Vérifié)}$$

VI.5.2 Synthèse des vérifications de résistance

Tableau VI-10 : Synthèse des vérifications de résistance à l'ELU.

Vérification	Sollicitant	Résistant	Taux

Flexion (mi-travée)	M_{Ed} = 64,92 MN·m	$M_{pl,Rd}$ = 126,93 MN·m	0,51
Effort tranchant (appui)	V_{Ed} = 6,00 MN	$V_{b,Rd}$ = 18,46 MN	0,33

VI.5.2.1 Interaction M-V

Selon l'EN 1993-1-5 (7.1), l'interaction M-V n'est à considérer que si $V_{Ed} > 0{,}5\ V_{b,Rd}$. Or $0{,}5\ V_{b,Rd} = 9{,}23$ MN > $V_{Ed} = 6{,}00$ MN : la résistance en flexion n'est pas réduite. De plus, le tablier étant isostatique, le moment maximal (mi-travée) et l'effort tranchant maximal (appui) ne sont pas concomitants. L'interaction n'est donc pas dimensionnante.

VI.6 RETRAIT DU BÉTON

Dans une poutre mixte, le béton ne peut se rétracter librement du fait de sa liaison rigide avec la charpente : cette opposition génère des contraintes auto-équilibrées. Le retrait est une déformation imposée ε_{cs} dans la dalle, d'origines endogène (ε_{ca}) et de dessiccation (ε_{cd}). Le calcul est mené au temps infini.

Retrait endogène (EN 1992-1-1, 3.1.4) : au temps infini $\beta_{as}(\infty) = 1$, d'où

$$\varepsilon_{ca}(\infty) = 2{,}5\,(f_{ck} - 10)\cdot 10^{-6} = 2{,}5\,(35-10)\cdot 10^{-6} = 6{,}25\cdot 10^{-5}$$

Retrait de dessiccation (EN 1992-1-1, annexe B) : avec ciment à prise normale ($\alpha_{ds1} = 4$; $\alpha_{ds2} = 0{,}12$), $f_{cm} = 43$ MPa et une humidité relative de 90 % :

$$\beta_{RH} = 1{,}55\,[\,1 - (90/100)^3\,] = 0{,}42 \qquad \varepsilon_{cd,0} = 1{,}407\cdot 10^{-4}$$

Avec le rayon moyen $h_0 = 2A_c/u = 0{,}364$ m ($A_c = 4{,}41$ m² ; $u \approx 24{,}20$ m), on obtient

$k_h = 0{,}75$, d'où :

$$\varepsilon_{cd}(\infty) = k_h \cdot \varepsilon_{cd,0} = 0{,}75 \times 1{,}407\cdot 10^{-4} = 1{,}055\cdot 10^{-4}$$

Le retrait total appliqué à la dalle au temps infini vaut donc :

$$\varepsilon_{cs}(\infty) = \varepsilon_{ca}(\infty) + \varepsilon_{cd}(\infty) = 6{,}25\cdot 10^{-5} + 1{,}055\cdot 10^{-4} = 1{,}68\cdot 10^{-4}$$

Tableau VI-11 : Bilan des déformations de retrait au temps infini.

Composante	Notation	Valeur
Retrait endogène	$\varepsilon_{ca}(\infty)$	$6{,}25\cdot 10^{-5}$
Retrait de dessiccation	$\varepsilon_{cd}(\infty)$	$1{,}055\cdot 10^{-4}$
Retrait total (EN 1992-1-1)	$\varepsilon_{cs}(\infty)$	$1{,}68\cdot 10^{-4}$

Remarque : l'effet thermique au coulage (de l'ordre de $1\cdot 10^{-4}$) est un phénomène transitoire de courte durée qui se relaxe ; il n'est pas cumulé au retrait au temps infini, conformément à la définition EN 1992-1-1 du retrait ($\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{ca} + \varepsilon_{cd}$).

L'action du retrait est introduite comme un effort normal appliqué au centre de gravité de la dalle, calculé avec le module effectif $E_{c,eff} = E_a/n_L = 210000/15 = 14000$ MPa :

$$N_r = \varepsilon_{cs}(\infty) \cdot E_{c,eff} \cdot A_b = 1{,}68 \cdot 10^{-4} \times 14000 \times 2{,}205 = 5{,}19 \text{ MN}$$

Ramené au centre de gravité de la section mixte (n_L = 15), il engendre un moment, avec $z_b = 1{,}072$ m (distance G dalle – G section mixte) :

$$M_r = N_r \cdot z_b = 5{,}19 \times 1{,}072 = 5{,}56 \text{ MN·m}$$

Le tablier étant isostatique, le retrait ne produit que des effets primaires auto-équilibrés, sans effet hyperstatique.

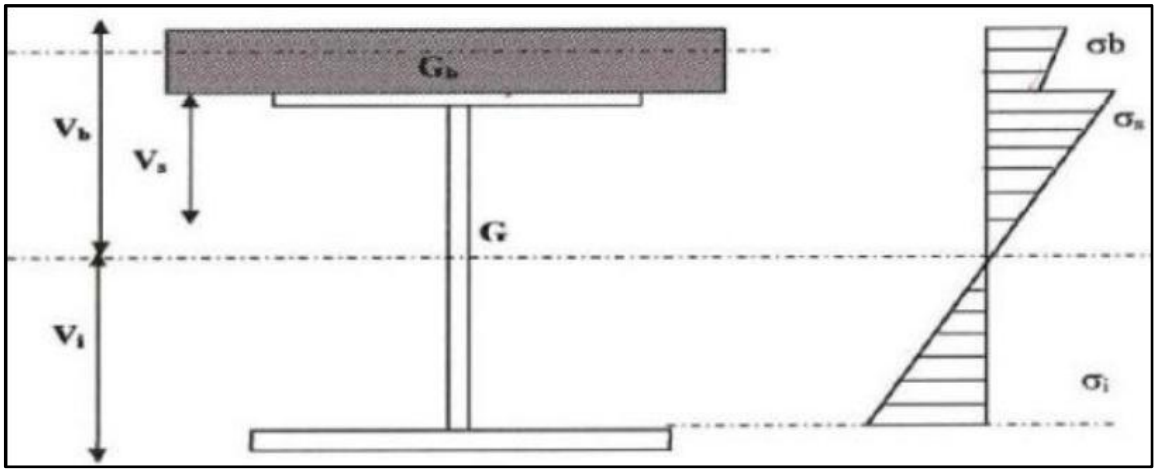


Figure VI-8 : Distribution des contraintes de retrait dans la section mixte.

Tableau VI-12 : Contraintes de retrait dans la section mixte (n_L = 15).

Fibre	Contrainte (MPa)	Nature
Acier, fibre inférieure	− 5,79	Compression
Acier, fibre supérieure	+ 22,71	Traction
Béton, fibre supérieure	− 0,62	Compression

Le retrait comprime la fibre inférieure de l'acier (effet favorable en flexion positive) et tend sa fibre supérieure. Ces contraintes sont cumulées dans la justification à l'ELS (§ VI.5.1.3) ; la faible traction du béton est maîtrisée par le ferraillage longitudinal de la dalle.

VI.7 ENTRETOISES

Les entretoises solidarisent les deux poutres principales, répartissent les charges, reprennent les efforts horizontaux (vent), stabilisent les semelles comprimées vis-à-vis du déversement et servent d'appui aux vérins lors du remplacement des appareils d'appui. L'ouvrage comporte deux types : des entretoises courantes en IPE 600 espacées de 6,30 m, et des entretoises d'about (sur appuis) en HEB 800 disposées à 0,45 m du bord.

VI.7.1 Rôle des entretoises

Les entretoises et contreventements reprennent et transmettent les efforts horizontaux dus au vent et stabilisent les poutres contre le déversement. Elles servent en outre d'appui aux vérins pour soulever le tablier lors du changement des appareils d'appui, et garantissent l'indéformabilité de la section transversale.

VI.7.2 Entretoises courantes (IPE 600)

Le vent vertical agissant vers le haut soulage l'ouvrage et n'est pas considéré. Les courantes sont vérifiées sous l'action transversale du vent. À l'ELU, la pression vaut W_{ELU} = 1,5 × 2,00 = 3,00 kN/m². La hauteur exposée (poutre + dalle + ballast) est h′ = 3,00 + 0,35 + 0,50 = 3,85 m, d'où la force sur une travée d'entretoise (6,30 m) :

$$Q_w = 3{,}00 \times 6{,}30 \times 3{,}85 = 72{,}77 \text{ kN}$$

La semelle inférieure reprend la moitié inférieure de la pression. Le moment et l'effort tranchant dans l'IPE 600 ($I_y = 9{,}21 \cdot 10^{-4}$ m⁴, V_a = 0,30 m, h_w = 0,514 m, t_w = 12 mm) valent :

$$M_e = \frac{Q_w}{2} \cdot h_m = \frac{72{,}77}{2} \times 1{,}50 = 54{,}58 \text{ kN·m} \qquad V_e = \frac{Q_w}{2} \cdot \frac{h}{b} = 99{,}2 \text{ kN}$$

$$\sigma = \frac{M_e \cdot V_a}{I_y} = 17{,}8 \text{ MPa} < f_y = 345 \text{ MPa} \qquad \text{(Vérifié)}$$

$$\tau = \frac{V_e}{h_w \cdot t_w} = 16{,}1 \text{ MPa} < 0{,}6\, f_y = 207 \text{ MPa} \qquad \text{(Vérifié)}$$

Les entretoises courantes IPE 600 sont donc vérifiées sous l'action du vent.

VI.7.3 Entretoises sur appuis (HEB 800)

Les appareils d'appui en élastomère ont une durée de vie inférieure à celle de l'ouvrage ; leur remplacement nécessite de soulever le tablier au moyen de vérins. L'entretoise d'about subit alors l'effort tranchant maximal dû aux charges permanentes. La réaction permanente reprise par vérin, par poutre et par appui, lue dans le modèle (PP + CCP), vaut $R_G \approx 2\,670$ kN, soit :

$$V_{ELU} = 1{,}35 \cdot R_G = 1{,}35 \times 2\,670 = 3\,605 \text{ kN}$$

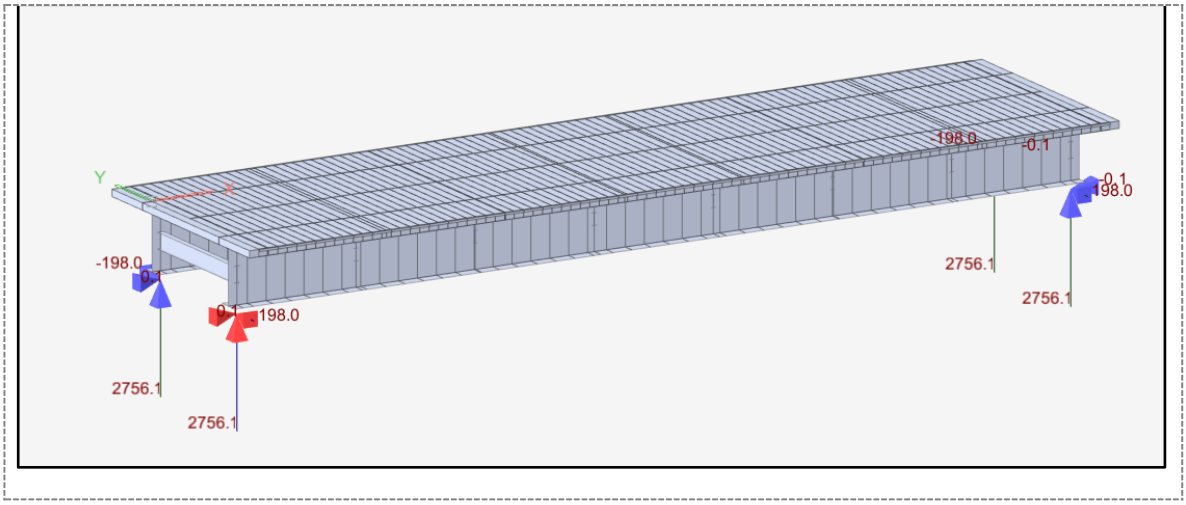


Figure VI-9 : Réaction d'appui [MIDAS CIVIL NX].

La vérification au cisaillement de l'âme du HEB 800 (h_w = 0,674 m ; t_w = 17,5 mm) donne :

$$\tau = \frac{V_{ELU}}{h_w \cdot t_w} = \frac{3\,605}{0{,}674 \times 0{,}0175} = 306 \text{ MPa} > 0{,}6\, f_y = 207 \text{ MPa}$$

L'entretoise HEB 800 ne vérifie pas le critère de résistance au cisaillement sous l'effort de vérinage.

Solution proposée : remplacer l'entretoise d'about par une poutre **HEB 1000** .:

$$\tau = \frac{V_{ELU}}{h_w \cdot t_w} = \frac{3\,605}{0.019 \times 0{,}928} = 204 \text{ MPa} < 0{,}6\, f_y = 207 \text{ MPa} \qquad \text{(Vérifié)}$$

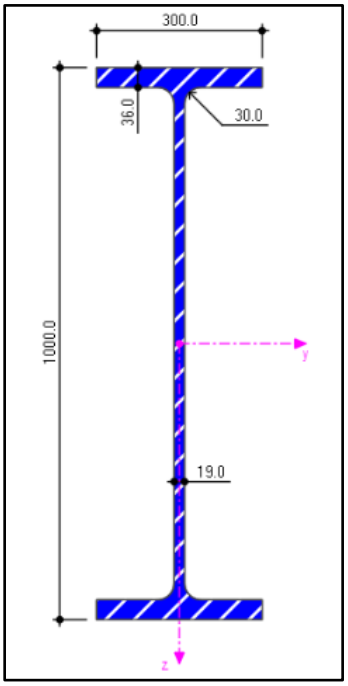


Figure VI-10 : Entretoise HEB1000

La nouvelle entretoise d'about de type PRS vérifie le critère de résistance. Les entretoises sont donc validées : IPE 600 en partie courante, PRS au droit des appuis pour reprendre l'effort de vérinage.

VI.8 VÉRIFICATION DE LA FLÈCHE

La flèche verticale sous surcharges ferroviaires est limitée pour le confort des voyageurs et la sécurité de la voie. Selon l'EN 1990 (Annexe A2, A.2.4.4.2.3), la flèche admissible dépend de la vitesse V :

$$\delta_{adm} = \frac{L}{15\,V - 400}$$

Tableau VI-13 : Flèche admissible selon la vitesse de circulation (L = 45,00 m).

Type de circulation	Vitesse V (km/h)	δ_{adm} (cm)
Trains de marchandises	80	5,62
Trains de marchandises	100	4,09
Trains de voyageurs	120	3,21

La Ligne Minière Est étant à dominante marchandises, la vitesse de circulation retenue est V = 80 km/h, soit une flèche admissible δ_{adm} = L / (15 V − 400) = 45 000 / 800 = 5,62 cm.

La flèche de calcul à mi-travée est obtenue directement à partir du modèle MIDAS CIVIL NX, sous la combinaison ELS caractéristique des surcharges ferroviaires seules (UIC71 + SW/2) :

$$\delta_{cal} = 4{,}45 \text{ cm}$$

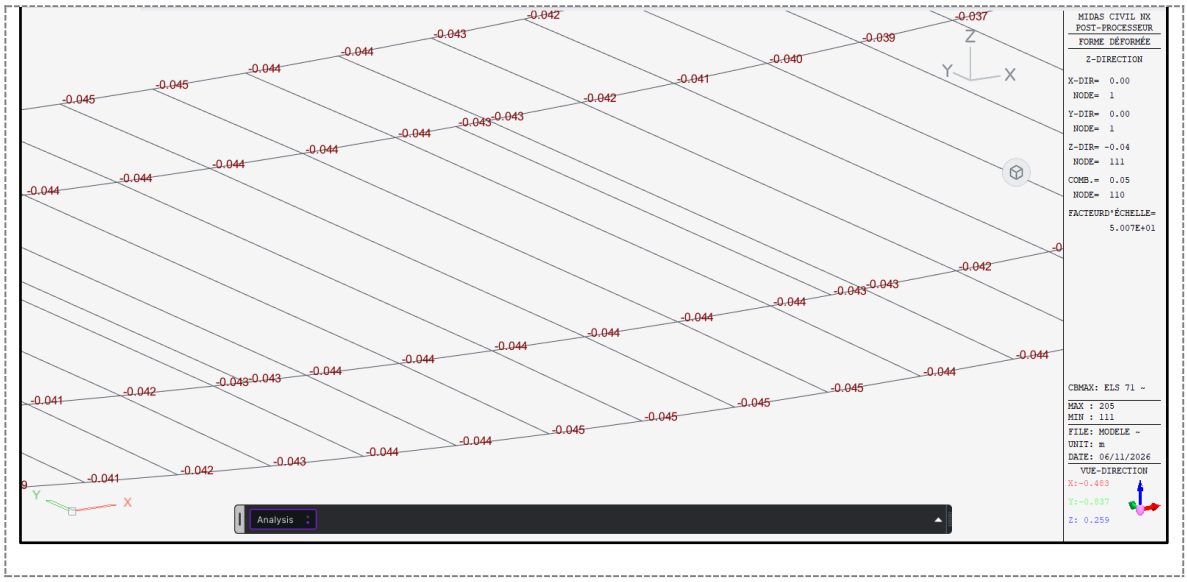


Figure VI-12 : Flèche de calcul [MIDAS CIVIL NX].

$$\delta_{cal} = 4{,}45 \text{ cm} < \delta_{adm} = 5{,}62 \text{ cm} \qquad \text{(Vérifié)}$$

La flèche est ainsi vérifiée pour la vitesse de circulation retenue (V = 80 km/h) ; aucune contre-flèche n'est nécessaire. La vérification reste satisfaite tant que la vitesse n'excède pas environ 94 km/h ; pour une exploitation à 100 km/h (δ_{adm} = 4,09 cm), une raideur complémentaire du tablier serait requise.

VI.9 VÉRIFICATION DU VOILEMENT DE L'ÂME

L'âme élancée des PRS peut voiler sous l'effort tranchant (EN 1993-1-5). L'élancement vaut :

$$\frac{h_w}{t_w} = \frac{2900}{40} = 72{,}5 > \frac{72\,\varepsilon}{\eta} = \frac{72 \times 0{,}825}{1{,}2} = 49{,}5$$

La limite étant dépassée, la résistance au voilement par cisaillement est vérifiée. Les entretoises (a = 6,30 m) jouent le rôle de raidisseurs transversaux. Le coefficient de voilement et l'élancement réduit valent :

$$k_\tau = 5{,}34 + 4\left(\frac{h_w}{a}\right)^2 = 6{,}19 \qquad \lambda_w = \frac{h_w}{37{,}4\,t_w\,\varepsilon\sqrt{k_\tau}} = 0{,}944$$

$$k_\tau = 5{,}34 + 4 \times \left(\frac{2{,}90}{6{,}30}\right)^2 = 5{,}34 + 0{,}85 = 6{,}19$$

$$\lambda_w = \frac{2{,}90}{37{,}4 \times 0{,}040 \times 0{,}825 \times \sqrt{6{,}19}} = \frac{2{,}90}{3{,}073} = 0{,}944$$

Pour $0{,}83/\eta \le \lambda_w < 1{,}08$, le facteur de réduction vaut $\chi_w = 0{,}83/\lambda_w = 0{,}879$. Avec γ_{M1} = 1,10, la résistance au voilement par cisaillement vaut :

$$V_{b,Rd} = \frac{\chi_w \cdot f_{yw} \cdot h_w \cdot t_w}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M1}} = 18{,}46 \text{ MN}$$

$$\eta_3 = \frac{V_{Ed}}{V_{b,Rd}} = \frac{6{,}00}{18{,}46} = 0{,}33 < 1 \qquad \text{(Vérifié)}$$

L'âme est vérifiée vis-à-vis du voilement par cisaillement sans raidisseur longitudinal ; seuls les raidisseurs transversaux au droit des entretoises sont nécessaires.

VI.10 DIFFÉRENTS TYPES DE VOILEMENT

Le voilement désigne l'instabilité d'une paroi mince comprimée ou cisaillée. Dans une poutre mixte, on distingue :

- ➢ le voilement local des parois comprimées (semelle supérieure, partie comprimée de l'âme), maîtrisé par la classification des sections (§ VI.5.1.1) ;
- ➢ le voilement de l'âme par cisaillement, vérifié au § VI.9 ;
- ➢ le voilement sous charges transversales concentrées (patch loading), au droit des appuis et des points de vérinage, repris par les raidisseurs d'appui ;

➢ le déversement (voilement latéral) de la membrure comprimée, traité au § VI.11.

La stabilité des parois est assurée par des raidisseurs transversaux au droit des entretoises (6,30 m) et des appuis. La vérification de l'âme étant satisfaite sans raidisseur longitudinal, aucun n'est prévu.

VI.11 VÉRIFICATION AU DÉVERSEMENT

Le déversement est l'instabilité latérale de la membrure comprimée avec rotation de torsion. En service, la dalle maintient latéralement la semelle supérieure comprimée : aucun déversement n'est possible en flexion positive. La situation déterminante est la phase de construction, lorsque la poutre métallique seule supporte le béton frais, sa semelle supérieure n'étant maintenue qu'au droit des entretoises (L_{cr} = 6,30 m).

Le moment critique de déversement élastique vaut, avec C_1 = 1,13, $I_z = 9{,}77\cdot10^{-3}$ m⁴, $I_t = 1{,}47\cdot10^{-4}$ m⁴ et $I_w = 1{,}64\cdot10^{-2}$ m⁶ :

$$M_{cr} = C_1 \cdot \frac{\pi^2 E I_z}{L_{cr}^2} \cdot \sqrt{\frac{I_w}{I_z} + \frac{L_{cr}^2 G I_t}{\pi^2 E I_z}} = 752{,}94 \text{ MN·m}$$

$$\lambda_{LT} = \sqrt{\frac{W_{el} \cdot f_y}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{0{,}1862 \times 335}{752{,}94}} = 0{,}288 < 0{,}4$$

L'élancement réduit étant inférieur à 0,4, le déversement ne réduit pas la résistance (χ_{LT} = 1,0). Avec γ_{M1} = 1,10 :

$$M_{b,Rd} = \frac{\chi_{LT} \cdot W_{el} \cdot f_y}{\gamma_{M1}} = 56{,}71 \text{ MN·m}$$

$$\frac{M_{Ed}}{M_{b,Rd}} = \frac{17{,}62}{56{,}71} = 0{,}31 < 1 \qquad \text{(Vérifié)}$$

Le maintien latéral rapproché par les entretoises rend le déversement non dimensionnant ; en service, la solidarisation avec la dalle l'écarte totalement.

VI.12 CONNECTEURS

La connexion acier-béton est assurée par des goujons à tête type Nelson soudés sur la semelle supérieure, transmettant l'effort de cisaillement longitudinal. On adopte des goujons de diamètre d = 22 mm, de hauteur h = 180 mm, en acier de limite à la rupture f_u = 450 MPa.

La résistance d'un goujon est le minimum entre la ruine de l'acier et l'écrasement du béton (EN 1994-2, 6.6.3) :

$$P_{Rk1} = 0{,}8\, f_u \cdot \frac{\pi d^2}{4} = 136{,}85 \text{ kN} \qquad P_{Rk2} = 0{,}29\, \alpha\, d^2 \sqrt{f_{ck}\, E_{cm}} = 153{,}29 \text{ kN}$$

$$P_{Rk} = 136{,}85 \text{ kN} \rightarrow P_{Rd} = \frac{P_{Rk}}{\gamma_v} = 109{,}48 \text{ kN (ELU)} \; ; \; P_{Rd,ser} = 0{,}75\, P_{Rd} = 82{,}11 \text{ kN (ELS)}$$

Tableau VI-14 : Résistance d'un goujon à tête (d = 22 mm).

Mode	Notation	Valeur (kN)
Ruine de l'acier	P_{Rk1}	136,85
Écrasement du béton	P_{Rk2}	153,29
Résistance retenue	P_{Rk}	136,85
Résistance ELU	P_{Rd}	109,48
Résistance ELS	$P_{Rd,ser}$	82,11

Le flux de cisaillement longitudinal vaut $v_{L,Ed} = (\mu_c/I)\cdot V_{Ed}$, avec $\mu_c/I = 0{,}2459/0{,}7456 = 0{,}3298$ m^{-1} (n_L = 6). L'effort tranchant étant maximal sur appui et nul à mi-travée, la connexion est dimensionnée par zones. L'ELS, plus contraignant, gouverne. On dispose 4 goujons par rang transversal :

Tableau VI-15 : Dimensionnement de la connexion par zone (ELS déterminant).

Zone	V_{Ed} (kN)	$v_{L,Ed}$ (kN/m)	N (gouj/m)	Disposition
Appui (0 – L/4)	4 586	1 512	18,4	4 × 200 mm
Mi-travée (L/4 – L/2)	2 293	756	9,2	4 × 400 mm

Les dispositions constructives sont respectées : espacement transversal ≥ 2,5 d = 55 mm, espacement longitudinal 5 d = 110 mm ≤ e ≤ 800 mm (200 et 400 mm conformes).

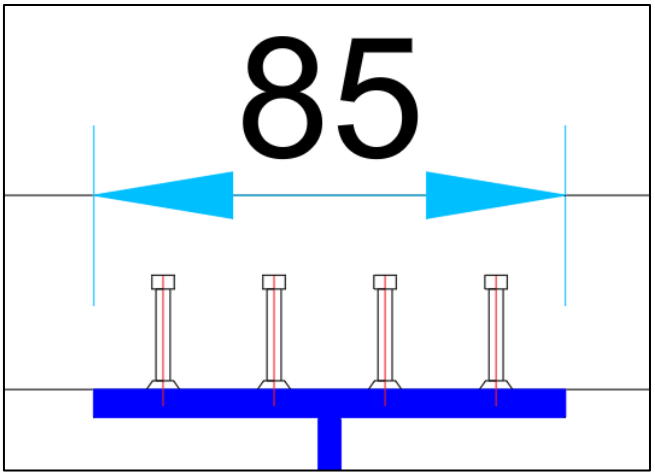


Figure VI-13 : Disposition transversale des goujons.

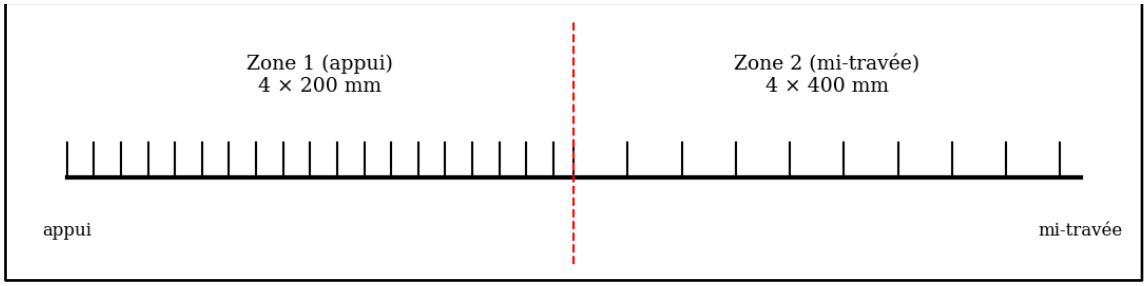


Figure VI-14 : Disposition longitudinale des goujons.

La connexion est assurée de façon continue sur toute la travée, avec une densité décroissante de l'appui vers la mi-travée, conformément à la répartition de l'effort tranchant.

Les vérifications du tablier mixte étant satisfaites (résistance, stabilité, connexion), l'étude se poursuit par le ferraillage de la dalle (§ VI.13) et les assemblages (§ VI.14).

VI.13 ÉTUDE DE LA DALLE

La dalle constitue l'élément de la section mixte assurant la transmission des charges permanentes et des charges d'exploitation ferroviaire vers les poutres principales. Coulée en place, elle se compose de deux parties distinctes : une dalle centrale doublement appuyée sur les deux poutres (entraxe 7,00 m) et deux porte-à-faux (encorbellements) de 2,80 m encastrés du côté des poutres de rive.

Le sens de portée de la dalle est déterminé à partir du rapport α = a/b entre la portée et la longueur de l'ouvrage :

- Dalle centrale : $\alpha = 7{,}00/270 \approx 0{,}026 < 0{,}4$;
- Encorbellement : $\alpha = 2{,}80/270 \approx 0{,}010 < 0{,}4$.

Les deux rapports étant inférieurs à 0,4, la dalle travaille dans un seul sens (transversal). Le ferraillage principal est donc disposé transversalement (sous le moment Mxx), le ferraillage longitudinal étant déterminé de manière forfaitaire.

VI.13.1 Combinaisons de calcul

Les efforts dans la dalle sont déterminés par modélisation en éléments finis de plaque, la dalle étant supposée appuyée linéairement au droit des deux poutres principales. Les combinaisons retenues sont :

– **ELU :** 1,35 G + 1,45 UIC71 + 1,20 SW/2 ;

– **ELS :** G + UIC71 + SW/2.

Le coefficient de classification α = 1,10 (trafic 25 t/essieu, UIC 776-1) et le coefficient dynamique Φ = 1,00 (longueur déterminante LΦ = k·Lm = 1,5 × 45 = 67,5 m) sont intégrés dans les charges d'exploitation.

VI.13.2 Ferraillage transversal de la dalle

VI.13.2.1 Évaluation des efforts

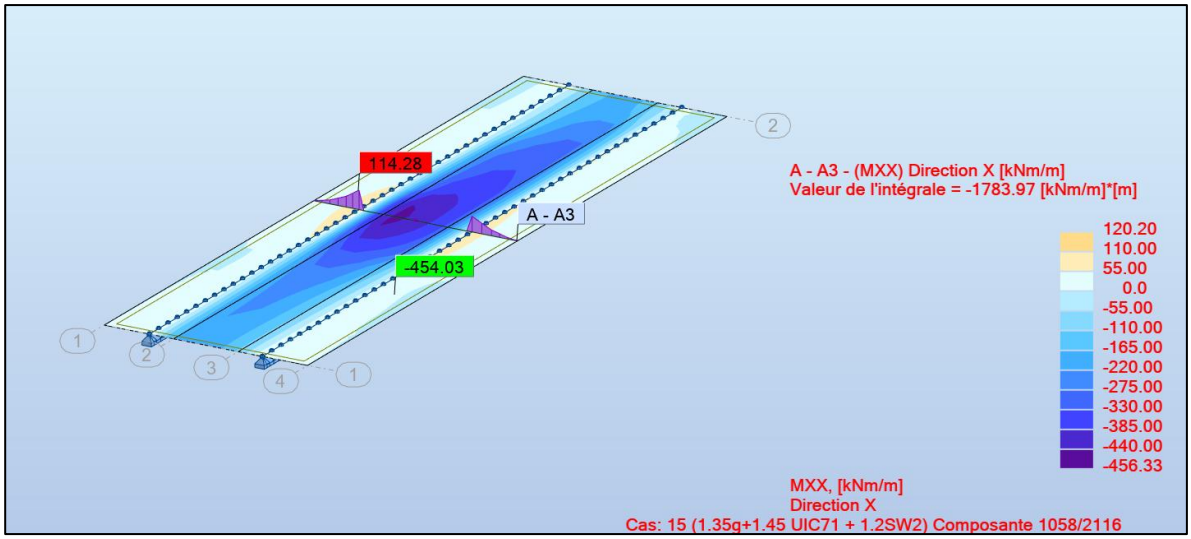


Figure VI-15 : Coupe sur la dalle pour l'extraction des moments [ROBOT SA].

Les moments fléchissants transversaux Mxx sont relevés sur les cartographies obtenues aux états limites, au droit des appuis (nappe supérieure) et à mi-travée (nappe inférieure).

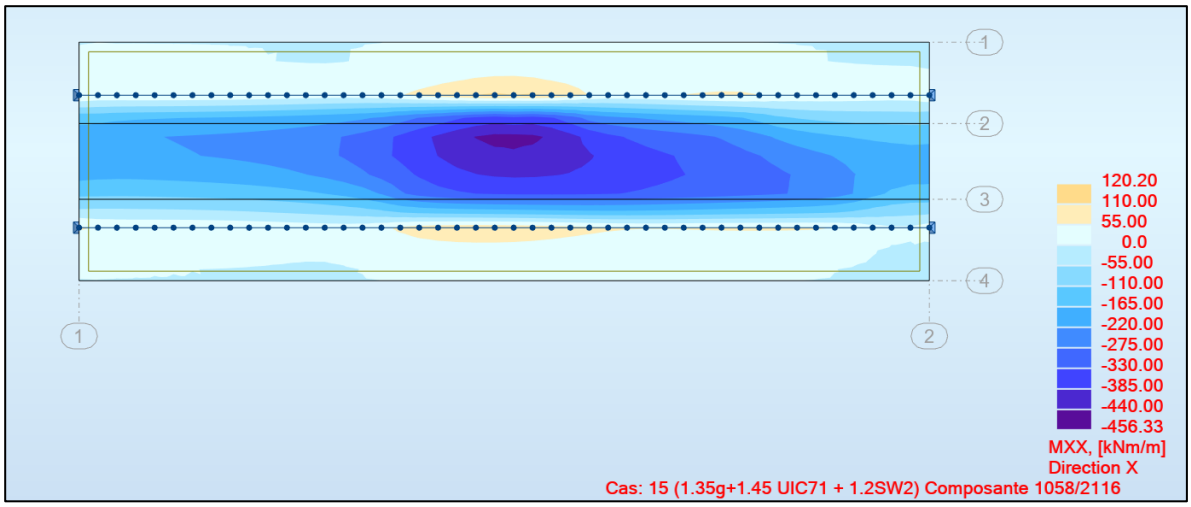


Figure VI-16 : Cartographie du moment fléchissant Mxx à l'ELU [ROBOT SA].

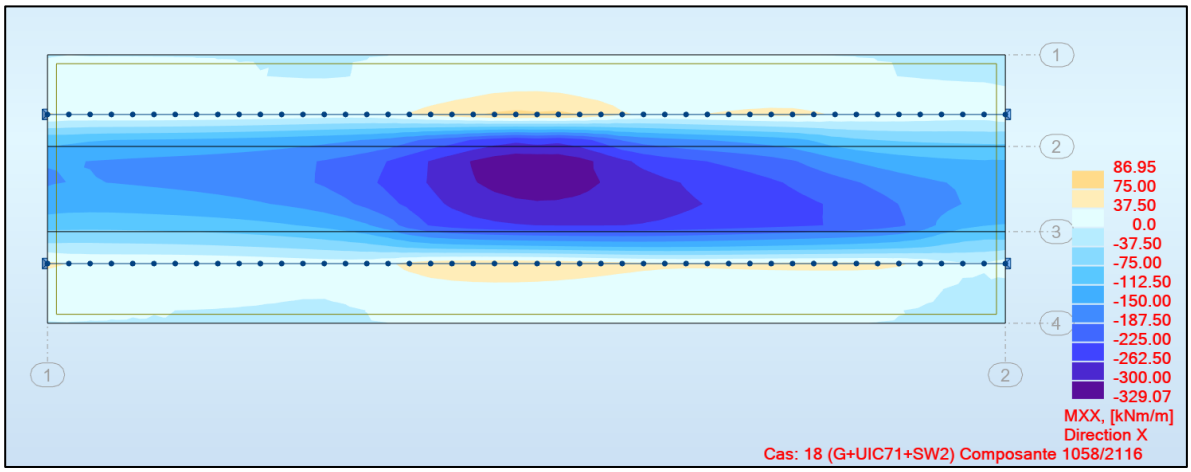


Figure VI-17 : Cartographie du moment fléchissant Mxx à l'ELS [ROBOT SA].

Tableau VI-16 : Récapitulatif des moments fléchissants transversaux Mxx.

Position	Nappe	Mxx ELS (kN·m/ml)	Mxx ELU (kN·m/ml)
Sur appui	Supérieure	119.31	155.85
À mi-travée	Inférieure	327.27	454.03

VI.13.2.2 Calcul du ferraillage

Les moments sont introduits dans le logiciel EXPERT afin de déterminer les sections d'acier. Les hypothèses de calcul sont :

– **Béton :** C35/45, fc28 = 35 MPa ;

– **Acier :** fe = 500 MPa (haute adhérence) ;

– **Section :** b = 100 cm, h = 35 cm, d1 = d2 = 5 cm ;

– **Fissuration :** préjudiciable ; calcul suivant BAEL 91 mod. 99.

Tableau VI-17 : Ferraillage transversal de la dalle.

	Nappe supérieure (appui)	Nappe inférieure (travée)
Section théorique As (cm²)	20.1	57.8
Pourcentage ρ (%)	0.67	1.93
Choix des barres	8HA20 (e = 12.5 cm)	8 HA32 (e = 12.5 cm)

VI.13.3 Ferraillage longitudinal

La dalle travaillant dans un sens unique transversal, le ferraillage longitudinal est déterminé de manière forfaitaire selon l'article 4a.5.1 du Livret 2.01 : la dalle comporte une section minimale correspondant à 1 % de la section de la dalle, répartie sur toute la longueur de l'ouvrage.

$$A_s = 0{,}01 \times (0{,}35 \times 12{,}60) = 0{,}0441\, m^2 = 441\, cm^2$$

Soit, ramené au mètre linéaire : As ≈ 35 cm²/ml, réparti en deux nappes.

– **Choix :** 7 HA25/ml avec un espacement e = 15 cm (nappes supérieure et inférieure).

VI.13.3.1 Condition de non-fragilité

La condition de non-fragilité (BAEL 91 mod. 99) est vérifiée :

$$A_{min} \geq 0{,}23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0{,}23 \times 100 \times 30 \times \frac{2{,}70}{500} = 3{,}73\ \text{cm}^2$$

La section d'acier mise en place étant nettement supérieure à 3,73 cm², la condition de non-fragilité est vérifiée.

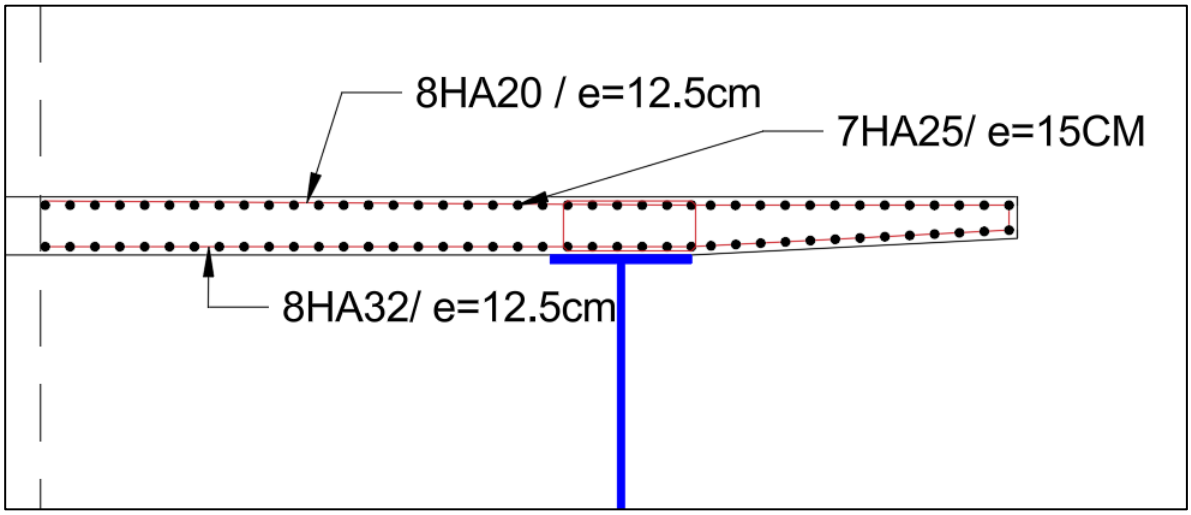


Figure VI-18 : Plan de ferraillage de la dalle.

VI.14 ASSEMBLAGE

Les assemblages conditionnent la stabilité et la résistance de l'ossature métallique au même titre que les éléments porteurs, la majorité des désordres y prenant naissance. Le soudage est retenu en atelier et le boulonnage sur chantier, en recherchant une transmission directe des efforts, sans excentricité. Quatre familles d'assemblages sont justifiées : la soudure âme–semelle du PRS, les joints de montage, l'attache entretoise–poutre principale et le raidisseur d'appui.

VI.14.1 Assemblage par soudure

Les assemblages soudés relient les pièces du PRS par fusion des bords. On distingue trois catégories (bout à bout, en T, à clin) et quatre types de soudures (bout à bout, d'angle,

en entailles, en bouchon). Les pièces ayant toutes une épaisseur supérieure à 15 mm (âme t_w = 40 mm, semelles t = 50 mm), un chanfrein en X (double V) est adopté. La résistance des cordons d'angle suit la méthode directionnelle simplifiée (EN 1993-1-8, §4.5.3.3) :

$$f_{vw,d} = \frac{f_u/\sqrt{3}}{\beta_w \cdot \gamma_{M2}} = \frac{490/\sqrt{3}}{0{,}9 \times 1{,}25} = 251{,}5 \text{ MPa}$$

avec f_u = 490 MPa (S355), β_w = 0,9 et γ_{M2} = 1,25.

VI.14.2 Soudure âme–semelle (cordon d'angle continu)

Le flux de cisaillement à l'interface âme–semelle (semelle inférieure, section mixte court terme n_L = 6) vaut :

$$f = \frac{V_{Ed} \cdot S_{sem}}{I} = \frac{6{,}00 \times 0{,}1489}{0{,}7456} = 1{,}198 \text{ MN/m}$$

avec V_{Ed} = 6,00 MN (Tableau VI-8), S_{sem} = 0,060 × 2,481 = 0,1489 m³, I = 0,7456 m⁴. Gorge requise :

$$a \geq \frac{f}{2\, f_{vw,d}} = \frac{1198}{2 \times 251{,}5} = 2{,}38 \text{ mm}$$

On retient **a = 8 mm** ; $F_{w,Rd}$ = 4023 kN/m, taux 1198/4023 = **0,30 < 1 (Vérifié)**.

VI.14.3 Joints de montage

La poutre est tronçonnée en éléments d'environ 15 m, raboutés sur chantier par soudures bout à bout à pleine pénétration.

Joint dans l'âme

- ➢ chanfrein en X (double V) — épaisseur d'âme tw = 40 mm > 15 mm ;
- ➢ angle de chanfrein 50° ± 5° ; espacement (talon) 9 mm.

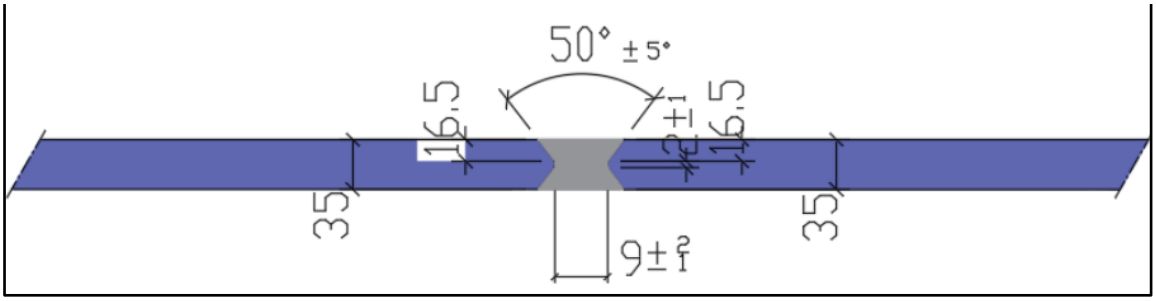


Figure VI-19 : Détail de la soudure âme-âme (chanfrein en X).

Joint de semelle

- ➢ chanfrein en X (double V) — épaisseur de semelle t = 50 mm > 15 mm ;
- ➢ angle de chanfrein 60° ± 5° ; espacement 5 mm.

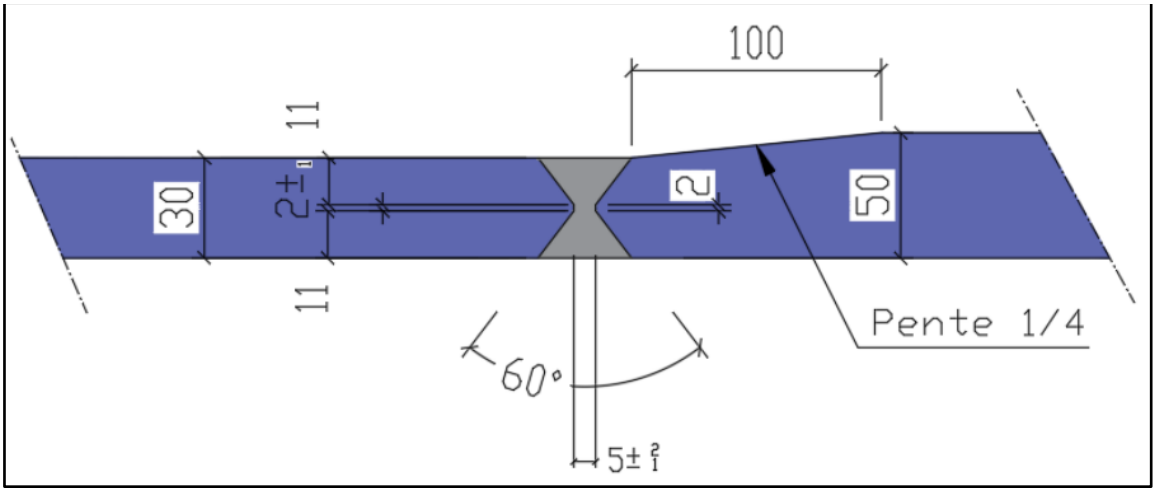


Figure VI-20 : Détail de la soudure de la semelle supérieure (chanfrein en X).

Une soudure bout à bout à pleine pénétration de qualité contrôlée possède une résistance au moins égale à celle de la tôle (EN 1993-1-8, §4.7.1) : $\sigma_{Rd} = f_y/\gamma_{M0} = 335$ MPa. Les joints étant placés en zone de moment réduit, aucune vérification supplémentaire n'est requise.

VI.14.4 Attache entretoise – poutre principale

L'entretoise se raccorde à l'âme du PRS par un raidisseur transversal soudé. L'effort déterminant, repris par l'entretoise d'about au vérinage, vaut $V_{Ed} = 3\,605$ kN (§ VI.7). Les deux cordons ($\ell_w = 2900$ mm) vérifient :

$$a \geq \frac{V_{Ed}}{2\, f_{vw,d}\, \ell_w} = \frac{3\,605}{2 \times 251{,}5 \times 2{,}90} = 2{,}47 \text{ mm}$$

Avec **a = 8 mm**, $F_{w,Rd} = 11\,668$ kN, taux 3 605/11 668 = **0,30 < 1 (Vérifié)**.

VI.14.5 Raidisseur d'appui

Un raidisseur d'âme transmet la réaction d'appui ($R_{Ed} = 6228$ kN, Figure VI-10) et prévient le voilement local. On dispose deux plats 400 × 40 mm ; $A_{eff} = 0{,}0716$ m². Flambement (EN 1993-1-5, §9.4 ; $\bar{\lambda} = 0{,}17 \rightarrow \chi = 1{,}0$) :

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi\, A_{eff}\, f_y}{\gamma_{M1}} = 0{,}0716 \times 345 = 24\,702 \text{ kN}$$

$R_{Ed}/N_{b,Rd} = 6228/24\,702 =$ **0,25 < 1 (Vérifié)** ; écrasement 0,56 ; cordons raidisseur–âme a ≥ 4,27 mm (a = 8 mm).

VI.14.6 Contrôle de soudure

Contrôles destructifs (sur éprouvettes) et non destructifs (CND) : examen visuel, radiographie (porosités, inclusions) et ultrasons (fissures et défauts internes).

VI.15 CONCLUSION

Ce chapitre a présenté l'étude complète du tablier mixte acier-béton. La modélisation sous MIDAS CIVIL NX a fourni les sollicitations par phase et combinaison.

La section, de Classe 2 en flexion positive, a été justifiée à l'ELU ($M_{pl,Rd}$ = 126,93 MN·m, effort tranchant, interaction M-V) et à l'ELS (contraintes, retrait, flèche), ainsi que vis-à-vis du voilement et du déversement. La connexion (goujons Nelson Ø 22) et les assemblages soudés ont été dimensionnés, le ferraillage de la dalle complétant l'étude (§ VI.13).

L'ensemble des vérifications étant satisfait, le tablier répond aux exigences de résistance, de stabilité et d'aptitude au service des Eurocodes.

CHAPITRE VII

ÉQUIPEMENTS DU PONT

VII.1 INTRODUCTION

Les équipements assurent l'interface entre le tablier et son environnement : transmission des charges vers les appuis, accompagnement des mouvements de la structure (dilatation, retrait, fluage, rotations), évacuation des eaux, continuité de la voie et protection des usagers. Les principaux équipements traités sont les appareils d'appui, les dés d'appui, le joint sous ballast, l'appareil de dilatation ferroviaire et l'évacuation des eaux. Leur dimensionnement s'appuie sur le guide technique SETRA « Appareils d'appui en élastomère fretté » (juillet 2007) et la norme NF EN 1337-3.

VII.2 APPAREILS D'APPUI

Un appareil d'appui est placé entre le tablier et ses appuis (culées ou piles). Il assure trois fonctions : transmettre les actions verticales vers l'infrastructure, autoriser les rotations d'extrémité du tablier, et autoriser les translations (dilatation, retrait, fluage) en limitant les efforts transmis à l'infrastructure. L'appareil en élastomère fretté est constitué de feuillets de caoutchouc séparés par des frettes en acier qui confinent l'élastomère et lui confèrent sa capacité portante.

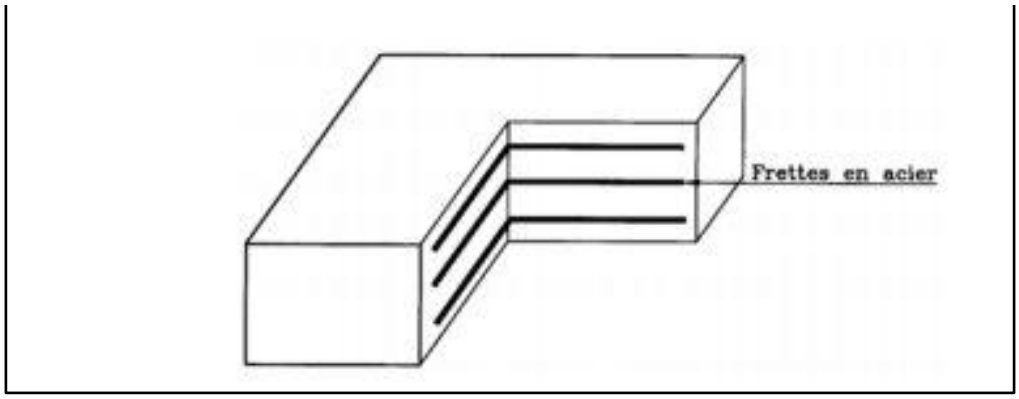


Figure VII-1 : Composition d'un appareil d'appui en élastomère fretté type B (frettes en acier).

VII.3 TYPES D'APPAREILS D'APPUI

La norme NF EN 1337-3 (§ 5.3.2) distingue six types d'appareils d'appui en élastomère fretté (Figure VII-2) : appui à une seule frette enrobée (A), appui à frettes entièrement enrobé (B), appui à plaques métalliques extérieures (C), appuis glissants à feuille de PTFE (D, E) et appui non fretté en bande (F).

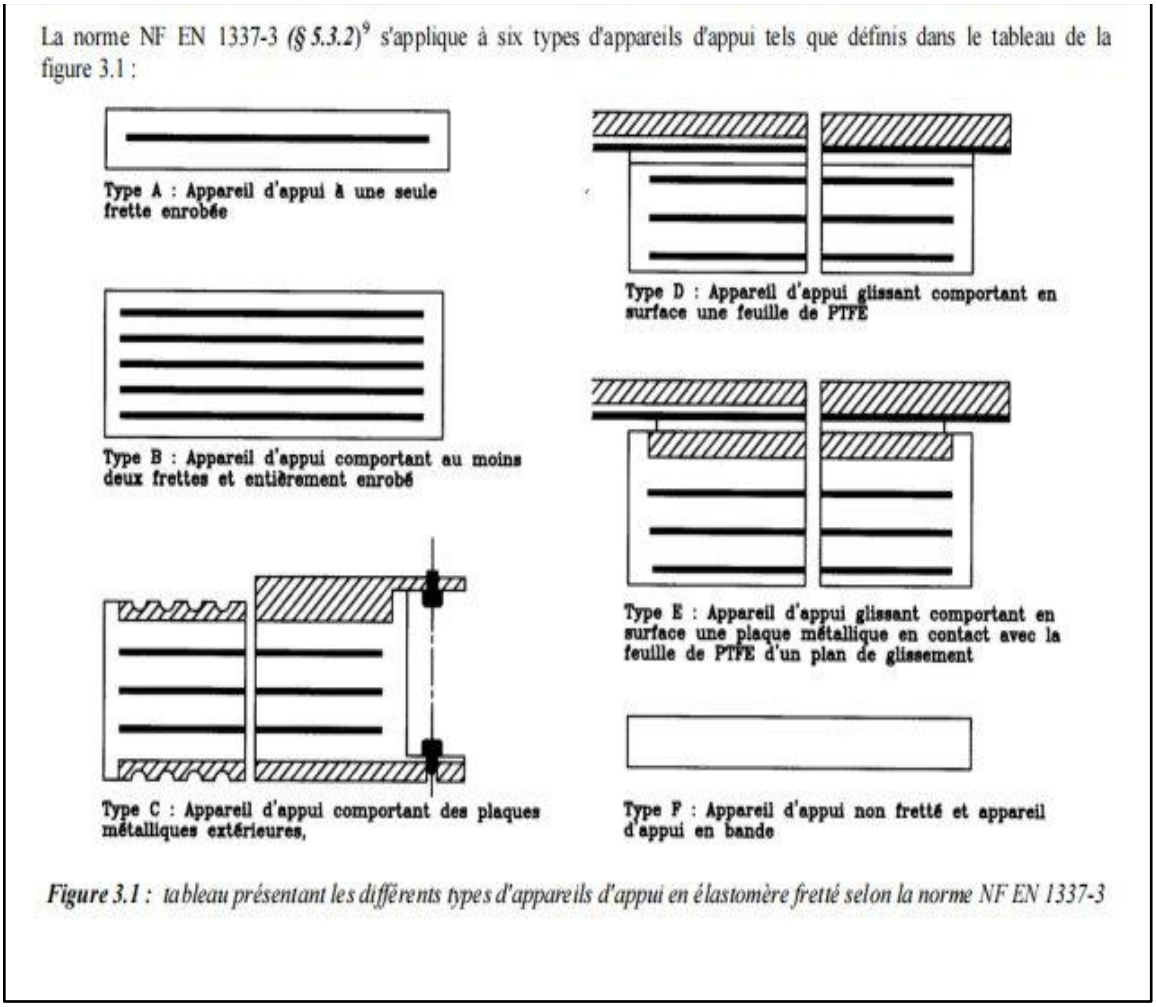


Figure VII-2 : Les six types d'appareils d'appui en élastomère fretté (NF EN 1337-3).

VII.3.1 Avantages et inconvénients

Type	Avantages	Inconvénients
Élastomère fretté	Simple, économique, peu d'entretien ; rotations et translations dans toutes les directions ; bonne durabilité.	Capacité portante limitée (≈ 12 MN) ; déplacements et rotations modérés ; transmet une raideur horizontale ; sensible au vieillissement.
À pot	Grande capacité portante (> 20 MN) ; fortes rotations ; faible encombrement.	Coût élevé ; entretien des pièces mécaniques et du PTFE ; étanchéité du pot à surveiller.
Glissant (PTFE)	Autorise de grands déplacements horizontaux.	Usure du PTFE et entretien ; surface inox nécessaire ; frottement à maîtriser.

Tableau VII-1 : Avantages et inconvénients des appareils d'appui.

VII.4 CONDITIONS D'APPUI

Le tablier étant isostatique (six travées indépendantes de 45 m), chaque travée repose sur un appui fixe et un appui mobile. Le système fixe / mobile transmet en totalité les efforts

longitudinaux et sismiques de la travée à l'appui fixe, tandis que l'appui mobile (glissant) autorise la dilatation.

VII.5 DIMENSIONNEMENT DES APPAREILS D'APPUI

VII.5.1 Descente de charges (efforts verticaux)

Les réactions verticales sont issues du modèle MIDAS CIVIL NX. Les six travées étant identiques et isostatiques, une seule travée a été modélisée. La combinaison déterminante à l'ELU fondamental est 1,35 (G + CCP) + 1,45 (Φ·UIC 71 + SW/2) + actions d'accompagnement. Les réactions relevées aux deux extrémités de la travée sont :

Ligne d'appui (extrémité de travée)	Réaction R_Ed (ELU)
Rive gauche	6,23 MN
Rive droite	≈ 6,23 MN

Tableau VII-2 : Réaction d'appui maximale (ELU, UIC 71 + SW/2).

La réaction de dimensionnement retenue est R_{Ed} = 6,23 MN.

Les six travées étant identiques, cette réaction est la même sur toutes les lignes d'appui (C0 à C6). Aux piles intermédiaires, deux appareils d'appui coexistent (un par travée adjacente) : chaque pile reçoit donc 2 × 6,23 = 12,46 MN, mais chaque appareil d'appui ne reprend la réaction que d'une seule travée, soit 6,23 MN, valeur retenue pour le dimensionnement.

VII.5.2 Critère et choix du type d'appareil

D'après le guide SETRA, le choix se fait essentiellement sur la réaction verticale maximale à l'ELU :

Réaction R_Ed (ELU)	Appareil recommandé
R ≤ 12 MN	Élastomère fretté
12 MN < R < 20 MN	Zone intermédiaire (selon encombrement)
R ≥ 20 MN	Appareil à pot

Tableau VII-3 : Critère de choix du type d'appareil (guide SETRA).

R_{Ed} = 6,23 MN < 12 MN : on retient un appareil en élastomère fretté, économique et adapté aux réactions modérées.

VII.5.3 Caractéristiques géométriques

L'appareil est défini par ses dimensions en plan a × b, l'épaisseur d'un feuillet d'élastomère t_i, l'épaisseur d'une frette t_s, l'enrobage des chants (≥ 4 mm) et l'enrobage extérieur (2,5 mm). L'épaisseur totale est T_b et l'épaisseur totale d'élastomère $T_e = n \cdot t_i$.

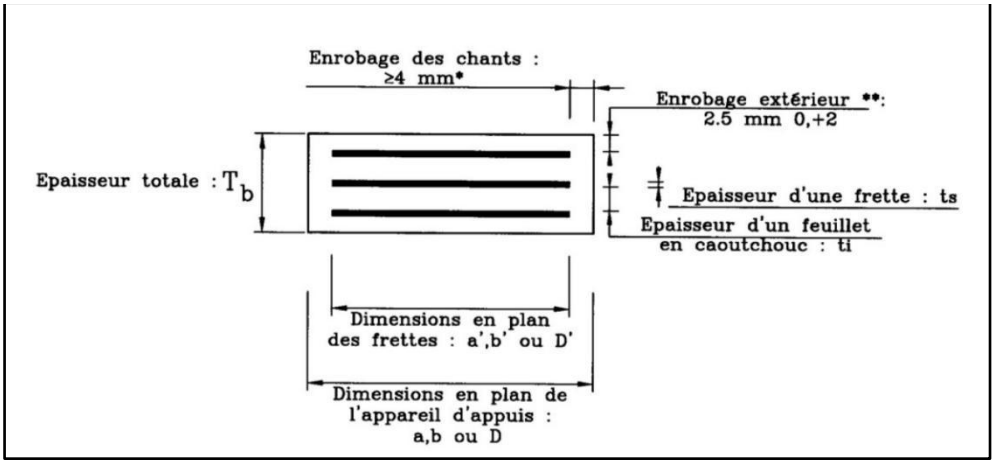


Figure VII-3 : Définition géométrique de l'appareil d'appui (guide SETRA).

On retient l'appareil suivant :

Caractéristique	Valeur
Dimensions en plan a × b	500 × 600 mm
Nombre de feuillets n	7
Épaisseur d'un feuillet t_i	12 mm
Épaisseur d'une frette t_s	4 mm
Épaisseur totale d'élastomère $T_e = n \cdot t_i$	84 mm
Épaisseur totale $T_b = n \cdot t_i + (n+1) \cdot t_s + 2 \times 2{,}5$	121 mm
Module de cisaillement G	0,9 MPa

Tableau VII-3 : Caractéristiques de l'appareil d'appui retenu.

Le facteur de forme du feuillet (rapport de l'aire chargée à l'aire latérale libre) vaut :

$$S = a \cdot b / [2 \cdot t_i \cdot (a + b)] = (0{,}500 \times 0{,}600) / [2 \times 0{,}012 \times (0{,}500 + 0{,}600)] = 11{,}4$$

VII.5.4 Contrainte moyenne de compression

La contrainte est calculée sur l'aire réduite $A_r = (a - v) \cdot b$, qui tient compte du déplacement horizontal $v \approx 7{,}7$ cm :

$$A_r = (0{,}500 - 0{,}077) \times 0{,}600 = 0{,}2538 \text{ m}^2$$

$$\sigma_m = R_{Ed} / A_r = 6{,}23 / 0{,}2538 = 24{,}5 \text{ MPa} \leq 25 \text{ MPa} \quad \text{(vérifié)}$$

VII.5.5 Limitation des distorsions (EN 1337-3 § 5.3.3)

La distorsion totale en tout point doit être limitée à l'ELU :

$$\varepsilon_t = K_L \cdot (\varepsilon_c + \varepsilon_q + \varepsilon_\alpha) < 7$$

avec $K_L = 1{,}0$ (cas général). Distorsion sous effort normal (EN § 5.3.3.2) :

$$\varepsilon_c = 1{,}5 \cdot R_{Ed} / (G \cdot A_r \cdot S) = (1{,}5 \times 6{,}23 \cdot 10^6) / (0{,}9 \times 0{,}2538 \cdot 10^6 \times 11{,}4) = 3{,}6$$

Distorsion sous déplacement horizontal (limitée à 1, EN § 5.3.3.3) :

$$\varepsilon_q = v / T_e = 0{,}077 / 0{,}084 = 0{,}92 < 1 \quad \text{(vérifié)}$$

Distorsion sous rotation ($\varepsilon_\alpha \approx 0{,}1$, incluant le défaut de pose). D'où la distorsion totale :

$$\varepsilon_t = 1{,}0\times(3{,}6 + 0{,}92 + 0{,}1) = 4{,}6 \;<\; 7 \quad \text{(vérifié)}$$

VII.5.6 Stabilité au flambement (EN § 5.3.3.6)

$$\sigma_{lim} = 2\cdot a'\cdot G\cdot S / (3\cdot T_e) = (2\times 0{,}423\times 0{,}9\times 11{,}4)/(3\times 0{,}084) = 34{,}3 \text{ MPa}$$

$\sigma_m = 24{,}5$ MPa $\leq \sigma_{lim} = 34{,}3$ MPa : flambement vérifié.

VII.5.7 Épaisseur des frettes (EN § 5.3.3.5)

L'épaisseur minimale des frettes en acier (S235, $f_y = 235$ MPa, $\gamma_m = 1$) :

$$t_s \geq 2{,}6\cdot R_{Ed}\cdot t_i / (A_r\cdot f_y) = 2{,}6\times 6{,}23\cdot 10^6\times 0{,}012 / (0{,}2538\times 235\cdot 10^6) = 3{,}26 \text{ mm}$$

On retient $t_s = 4$ mm (≥ 2 mm minimal). Vérifié.

VII.5.8 Effort horizontal transmis

$$H = G\cdot A\cdot v / T_e = (0{,}9\times 0{,}30\times 0{,}077)/0{,}084 = 0{,}25 \text{ MN}$$

Cet effort est repris par l'appui fixe et pris en compte dans le dimensionnement de l'infrastructure.

VII.5.9 Synthèse des vérifications

Vérification	Valeur	Limite
Contrainte moyenne σ_m	24,5 MPa	≤ 25 MPa
Facteur de forme S	11,4	5 – 12
Distorsion ε_q	0,92	< 1
Distorsion totale ε_t	4,6	< 7
Flambement σ_lim	34,3 MPa	≥ σ_m
Épaisseur frette t_s	4 mm	≥ 3,26 mm

Tableau VII-4 : Synthèse des vérifications de l'appareil d'appui.

VII.6 DÉ D'APPUI

VII.6.1 Rôle et dimensions

Le dé d'appui est un bossage en béton armé en tête de pile ou de culée, recevant l'appareil d'appui et répartissant les efforts vers l'infrastructure. Conformément au guide SETRA, $a_1 = a + 200$ mm, $b_1 = b + 200$ mm :

Élément	Dimension (mm)
Appareil d'appui a × b	500 × 600
Dé $a_1 \times b_1$	700 × 800
Hauteur du dé h_1	400

Tableau VII-5 : Dimensions de l'appareil et du dé d'appui.

VII.6.2 Ferraillage

Selon le BAEL 91 rév. 99 (Annexe E.8.2.3), avec $\sigma_s = f_e/\gamma_s = 435$ MPa :

$$\text{Frettage :}\quad A_s = 0{,}04\cdot N_u/\sigma_s = 0{,}04\times 6{,}23\cdot 10^6/435 = 5{,}73 \text{ cm}^2$$

$$A_e + A_s = \sup\ \{\ (k_j/3)(1 - a/a_1)(N_u/\sigma_s) + 0{,}04\ N_u/\sigma_s\ ;\ 0{,}15(1 - a/a_1)(N_u/\sigma_s) + 0{,}04\ N_u/\sigma_s\ \}$$

avec $k_j = 1$ en position d'extrémité (culée) et $k_j = 1{,}5$ en position intermédiaire (pile), et $(1 - a/a_1) = 1 - 500/700 = 0{,}286$. La 1re expression est déterminante.

Les sections d'acier requises restant modérées (≤ 36 cm²), les barres sont choisies en HA16 (section unitaire 2,01 cm²), le nombre étant arrondi de manière à couvrir la section nécessaire :

Position	Frettage A_s (cm²)	Barres frettage	Éclatement A_e (cm²)	Barres éclatement
Culée ($k_j = 1$)	5,73	3 HA16 (6,03)	13,64	7 HA16 (14,07)
Pile ($k_j = 1{,}5$)	5,73	3 HA16 (6,03)	20,46	11 HA16 (22,11)

Tableau VII-6 : Ferraillage des dés d'appui (frettage + éclatement, méthode BAEL E.8.2.3).

VII.7 JOINT SOUS BALLAST

Le joint sous ballast gère les déplacements entre la voie et la structure tout en assurant la continuité de la voie. Fonctions : permettre la dilatation thermique et les tassements ; transmettre les efforts entre rails et maintenir l'alignement ; limiter les contraintes dues aux différences de comportement remblai/ouvrage ; faciliter la maintenance.

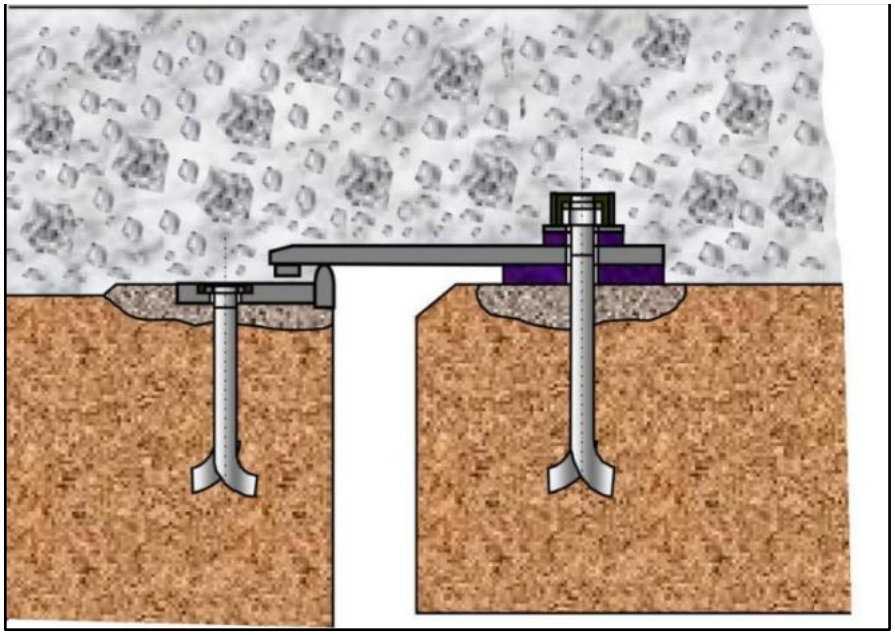


Figure VII-4 : Joint sous ballast.

VII.8 CALCUL DU SOUFFLE

Le souffle est le déplacement longitudinal total à reprendre. Le tablier étant isostatique, la longueur dilatable est la portée d'une travée, L = 45 m.

a) Thermique : $\Delta_{th} = L \cdot \alpha \cdot \Delta T = 45 \times 12 \cdot 10^{-6} \times 28 = 1{,}51$ cm

b) Retrait : $\Delta_{ret} = \varepsilon_r \cdot L = 5 \cdot 10^{-4} \times 45 = 2{,}25$ cm

c) Fluage : $\Delta_{flu} = 2 \cdot 10^{-4} \times 45 = 0{,}90$ cm

d) Rotation : $\Delta_{rot} = h \cdot \tan(0{,}01) = 3{,}00 \times 0{,}01 = 3{,}00$ cm

e) Souffle total : $w = 1{,}51 + 2{,}25 + 0{,}90 + 3{,}00 = 7{,}66$ cm

On prévoit des joints sous ballast d'environ 10 cm aux culées et 20 cm aux appuis intermédiaires (addition des mouvements de deux travées).

VII.9 APPAREIL DE DILATATION FERROVIAIRE (ADF)

L'appareil de dilatation ferroviaire compense les déplacements longitudinaux importants (thermiques, retrait, fluage, rotations) tout en assurant la continuité de la voie pour la circulation des trains, évitant la mise en contrainte excessive des rails au droit des joints de tablier.



Figure VII-5 : Appareil de dilatation ferroviaire (ADF).

VII.10 ÉVACUATION DES EAUX PLUVIALES

L'évacuation efficace des eaux pluviales prévient l'infiltration, la corrosion des armatures et la dégradation des matériaux. Des caniveaux, gargouilles, regards et descentes d'eau collectent et dirigent les eaux vers des exutoires adaptés, avec une pente suffisante du tablier.

VII.11 CONCLUSION

Pour le viaduc isostatique étudié, la réaction modérée (R_Ed = 6,23 MN) conduit à retenir des appareils d'appui en élastomère fretté de 500 × 600 mm (7 feuillets de 12 mm, frettes de 4 mm, T_b = 121 mm), sur des dés d'appui de 700 × 800 mm. Toutes les vérifications du guide SETRA sont satisfaites : contrainte moyenne (24,5 MPa), facteur de forme (11,4), distorsions (ε_q = 0,92 ; ε_t = 4,6), flambement (34,3 MPa), épaisseur des frettes (4 mm) et effort horizontal (0,25 MN). Le souffle de 7,66 cm par travée est repris par des joints sous ballast et un appareil de dilatation ferroviaire. L'ensemble garantit la sécurité, la durabilité et la maintenabilité de l'ouvrage.

CHAPITRE VIII

ÉTUDE DE L'INFRASTRUCTURE

VIII.1. INTRODUCTION

L'infrastructure d'un pont-rail regroupe l'ensemble des éléments porteurs situés sous le tablier — appareils d'appui, piles, semelles et fondations — dont le rôle est de transmettre au sol les actions issues de la superstructure tout en assurant la stabilité d'ensemble de l'ouvrage. Parmi ces actions, les sollicitations sismiques revêtent une importance particulière pour un ouvrage stratégique tel qu'une liaison ferroviaire, car elles conditionnent à la fois le dimensionnement des piles et la conception du système d'appui.

Le présent chapitre traite de l'étude sismique de l'ouvrage et du dimensionnement des piles. Il s'appuie sur une modélisation tridimensionnelle de la structure réalisée à l'aide d'un logiciel de calcul aux éléments finis, sur laquelle est conduite une analyse modale spectrale conforme au Règlement Parasismique des Ouvrages d'Art (RPOA 2008). Les efforts sismiques obtenus à la base des piles sont ensuite combinés aux actions statiques afin de déterminer le ferraillage des fûts.

L'étude se déroule selon les étapes suivantes : définition des paramètres sismiques du site et construction des spectres de réponse réglementaires, analyse modale de la structure et identification des modes propres, établissement des combinaisons d'actions sismiques, extraction des efforts à la base des piles, et enfin calcul du ferraillage de la pile la plus sollicitée.

VIII.2. PARAMETRES SISMIQUES SELON LE RPOA 2008

La détermination de l'action sismique repose sur la classification de l'ouvrage et du site conformément au RPOA 2008. Les paramètres retenus sont établis ci-après.

VIII.2.1. Classification de l'ouvrage

L'ouvrage étudié assure une liaison ferroviaire appartenant au réseau structurant. À ce titre, il est classé dans le Groupe 1 (pont stratégique) au sens du tableau 2.1 du RPOA, ce qui traduit l'exigence d'un fonctionnement assuré même après un séisme majeur.

VIII.2.2. Zone sismique et coefficient d'accélération

Le site d'implantation, situé dans la région de Souk Ahras, est classé en Zone I (sismicité faible) selon le zonage du RPOA. Pour un ouvrage du Groupe 1 situé en Zone I, le coefficient d'accélération de zone retenu est :

$$A = 0{,}15$$

Conformément au tableau 3.1 du RPOA 2008.

VIII.2.3. Classification du site

D'après la reconnaissance géotechnique, le sol d'assise est constitué de formations fermes. Le site est donc classé en catégorie S2 (site ferme). Les paramètres spectraux associés sont :

– **Période T_1** = 0,15 s ;

– **Période T_2** = 0,40 s ;

– **Coefficient de site S** = 1,1 (composante horizontale, tableau 3.3).

VIII.2.4. Coefficient d'amortissement

Le coefficient d'amortissement critique est pris égal à la valeur la plus faible parmi les matériaux constitutifs gouvernant la réponse, conformément à l'article 4.2.4 du RPOA. Les piles en béton armé étant les éléments prépondérants vis-à-vis du comportement sismique, on retient :

$$\xi = 5\,\%$$

VIII.2.5. Coefficient de comportement

Les piles reposent sur des appareils d'appui en élastomère fretté, dispositif autorisant un comportement essentiellement élastique de la structure sous séisme. Conformément à l'article 4.4 du RPOA, le coefficient de comportement est pris égal à :

$$q = 1$$

Le calcul est donc mené en élasticité, sans réduction des efforts sismiques par ductilité.

VIII.2.6. Masses sismiques

Conformément à l'article 4.2.2 du RPOA, la masse sismique mobilisée comprend la totalité des charges permanentes augmentée d'une fraction des charges d'exploitation ferroviaires :

$$W = G + CCP + 0{,}3\,Q$$

où G désigne le poids propre de la structure, CCP les compléments de charges permanentes (équipements de la voie) et Q les charges ferroviaires d'exploitation, affectées du coefficient 0,3.

Tableau VIII-1 : Récapitulatif des paramètres sismiques (RPOA 2008).

Paramètre	Valeur	Référence RPOA
Groupe d'ouvrage	Groupe 1 (stratégique)	Tab. 2.1
Zone sismique	Zone I	Zonage
Coefficient d'accélération A	0,15	Tab. 3.1
Classe de site	S2 (ferme)	Tab. 3.3
T_1 ; T_2	0,15 s ; 0,40 s	Tab. 3.3
Coefficient de site S	1,1	Tab. 3.3
Amortissement ξ	5 %	Art. 4.2.4

Coefficient de comportement q	1	Art. 4.4
Masse sismique	G + CCP + 0,3 Q	Art. 4.2.2

VIII.3. SPECTRES DE REPONSE

L'action sismique est représentée par un spectre de réponse élastique défini réglementairement à partir des paramètres du site. Les composantes horizontale et verticale sont construites séparément conformément à l'article 3.2 du RPOA 2008.

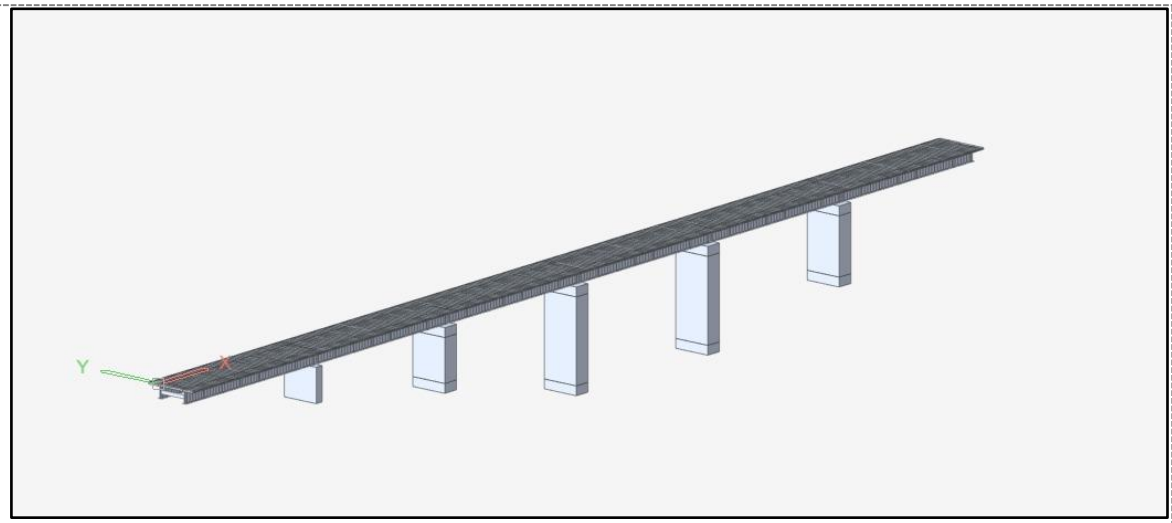


Figure VIII-1 : Modèle global sur Midas.

VIII.3.1. Spectre de réponse horizontal

Le spectre de réponse élastique horizontal Sa(T) est défini par segments en fonction de la période propre T de la structure, selon les expressions réglementaires du RPOA. Il fait intervenir le coefficient d'accélération de zone A, le coefficient de site S, les périodes caractéristiques T_1 et T_2, ainsi que le facteur de correction d'amortissement η lié au taux ξ = 5 %. Pour cet amortissement, le facteur de correction vaut $\eta = 1$.

Les paramètres retenus pour la construction du spectre horizontal sont A = 0,15 ; S = 1,1 ; T_1 = 0,15 s ; T_2 = 0,40 s. Le spectre obtenu présente un palier d'accélération maximale entre T_1 et T_2, puis une décroissance pour les périodes supérieures.

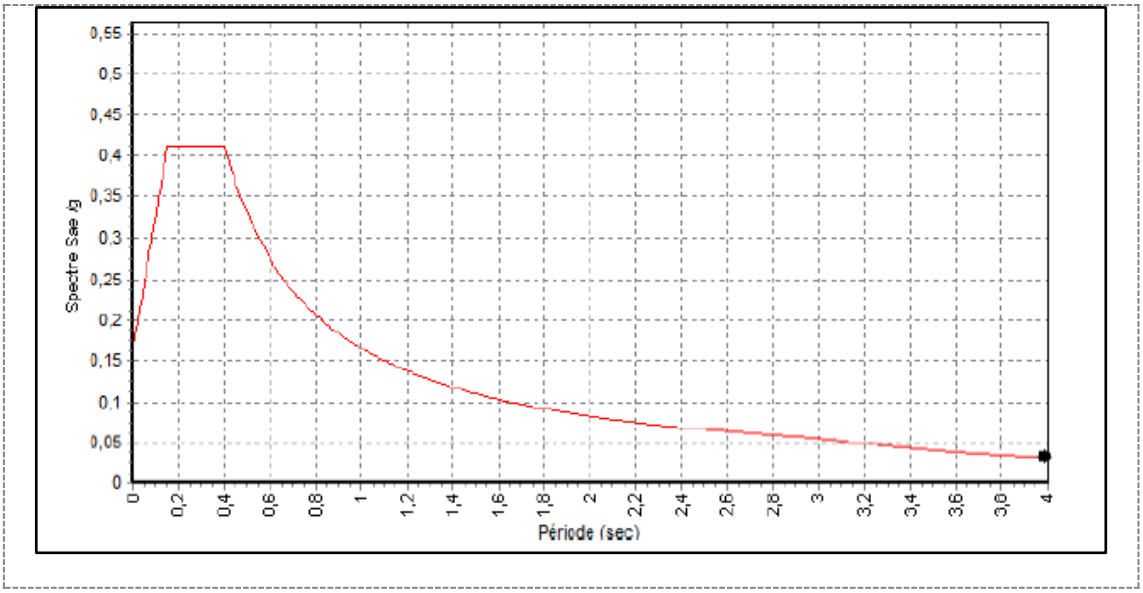


Figure VIII-2 : Spectre de réponse horizontal (RPOA 2008, Zone I, site S2).

VIII.3.2. Spectre de réponse vertical

La composante verticale du séisme est prise en compte au moyen d'un spectre vertical déduit du spectre horizontal, conformément à l'article 3.2.1.2 du RPOA. Les paramètres spécifiques sont :

– **Coefficient α** = 0,7 (Zone I) ;

– **Coefficient de site S** = 1 (composante verticale) ;

– **Période T_2** = 0,40 s.

Le spectre vertical présente une forme analogue au spectre horizontal, affectée du coefficient α traduisant la moindre intensité de la composante verticale.

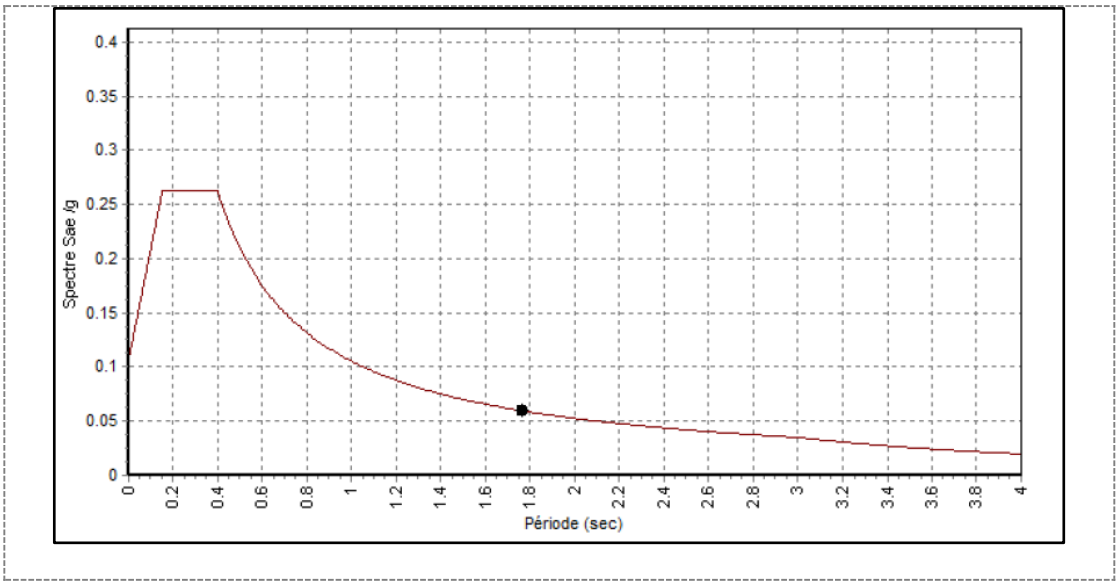


Figure VIII-3 : Spectre de réponse vertical (RPOA 2008, Zone I).

Tableau VIII-2 : Paramètres des spectres de réponse horizontal et vertical.

Paramètre	Spectre horizontal	Spectre vertical
Accélération A	0,15	0,15
Coefficient de site S	1,1	1,0
Coefficient α	–	0,7
T_1	0,15 s	–
T_2	0,40 s	0,40 s
Amortissement ξ	5 %	5 %

VIII.4. ANALYSE MODALE

L'analyse modale a pour objet de déterminer les caractéristiques dynamiques propres de la structure — périodes, fréquences et déformées modales — qui conditionnent sa réponse à l'action sismique. Elle est conduite à partir du modèle tridimensionnel global de l'ouvrage, comportant les six travées isostatiques de 45 m reposant sur leurs appareils d'appui, ainsi que les cinq piles.

VIII.4.1. Méthode d'analyse

L'analyse est réalisée par la méthode modale spectrale. La résolution du problème aux valeurs propres fournit les périodes et les déformées modales de la structure. Cent modes propres ont été extraits afin de mobiliser la plus grande part possible de la masse vibrante dans les trois directions principales X (longitudinale), Y (transversale) et Z (verticale).

VIII.4.2. Périodes et modes fondamentaux

Les résultats de l'analyse aux valeurs propres montrent que le comportement dynamique de l'ouvrage est gouverné par trois modes fondamentaux, chacun prépondérant dans une direction :

– **Mode 2** : période T = 0,545 s, mode longitudinal (30,96 % de masse mobilisée selon X) ;

– **Mode 3** : période T = 0,453 s, mode transversal (32,72 % de masse mobilisée selon Y) ;

– **Mode 13** : période T = 0,364 s, mode vertical (15,98 % de masse mobilisée selon Z).

Le tableau suivant récapitule les périodes et les masses modales participantes des principaux modes contribuant à la réponse de la structure.

Tableau VIII-3 : Périodes et masses modales participantes des modes significatifs.

Mode	T (s)	Masse X (%)	Masse Y (%)	Masse Z (%)	Σ X (%)	Σ Y (%)	Σ Z (%)
2	0,545	30,96	0,00	0,44	30,96	0,00	0,44
3	0,453	0,00	32,72	0,00	30,96	32,72	0,44
5	0,402	0,00	12,86	0,00	30,96	45,61	0,44
6	0,400	6,03	0,00	4,56	36,99	45,61	5,01
10	0,384	2,63	0,00	11,58	40,13	46,13	18,66
12	0,377	0,74	0,00	9,73	40,87	52,41	28,39
13	0,364	1,28	0,00	15,98	42,15	52,41	44,38
21	0,317	8,93	0,00	2,87	51,08	68,87	47,28
22	0,247	13,21	0,00	1,08	64,29	68,87	48,36
24	0,232	10,07	0,00	0,00	74,36	68,88	49,21
38	–	3,41	0,00	0,13	77,77	73,05	49,34
100	–	–	–	–	83,35	78,87	52,94

VIII.4.3. Taux de participation massique et correction réglementaire

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 masse modale cumulée à l'issue des cent modes extraits atteint 83,35 % selon X, 78,87 % selon Y et 52,94 % selon Z. Ces valeurs n'atteignent pas le seuil réglementaire de 90 %.

Cette situation s'explique par la nature isostatique de l'ouvrage : la masse vibrante est répartie sur six tabliers indépendants et cinq piles, de sorte qu'aucun mode ne mobilise une fraction prépondérante de la masse totale et qu'un grand nombre de modes locaux subsistent. Conformément aux dispositions du RPOA, les effets de l'action sismique sont alors corrigés à l'aide du facteur :

$$M_T \,/\, \Sigma\, m_i$$

c'est-à-dire en divisant les sollicitations sismiques obtenues par la fraction de masse mobilisée dans chaque direction. Les facteurs de correction appliqués sont les suivants :

– **Direction X** : 1 / 0,8335 = 1,20 ;

– **Direction Y** : 1 / 0,7887 = 1,27 ;

– **Direction Z** : 1 / 0,5294 = 1,89.

Ces facteurs sont appliqués aux composantes correspondantes de l'action sismique avant l'établissement des combinaisons de calcul, de manière à compenser la part de masse non mobilisée et à garantir une estimation sécuritaire des efforts.

VIII.4.4. Combinaison des réponses modales

Chaque mode propre vibre de façon indépendante, avec sa période et sa déformée propres. Lors d'un séisme réel, l'ensemble des modes est sollicité simultanément ; il n'est donc pas possible d'additionner directement les réponses modales. Conformément à l'article 4.3.2.4 du RPOA, les sollicitations issues des différents modes sont combinées par la méthode de la Combinaison Quadratique Complète (CQC), adaptée à la présence de modes de périodes voisines :

$$E = \sqrt{(\Sigma_i \Sigma_j E_i r_{ij} E_j)}$$

où r_{ij} désigne le coefficient de corrélation entre les modes i et j, fonction de leur amortissement et du rapport de leurs périodes propres. Cette combinaison est intégrée automatiquement dans le logiciel de calcul.

VIII.4.5. Combinaison des composantes de l'action sismique

L'action sismique est calculée séparément selon chacune des trois directions, alors qu'en réalité le séisme agit simultanément dans toutes les directions. Conformément à l'article 4.3.2.5 du RPOA, les effets directionnels sont combinés selon les expressions suivantes, en retenant la combinaison la plus défavorable :

$$E = E_x \pm 0{,}3\, E_y \pm 0{,}3\, E_z$$

$$E = E_y \pm 0{,}3\, E_x \pm 0{,}3\, E_z$$

$$E = E_z \pm 0{,}3\, E_x \pm 0{,}3\, E_y$$

où E_x, E_y et E_z désignent les effets de l'action sismique dans les directions respectives X, Y et Z.

VIII.5. COMBINAISONS D'ACTIONS ET EFFORTS DANS LES PILES

VIII.5.1. Combinaisons d'actions

Les vérifications des piles sont conduites pour les trois états-limites réglementaires. Les combinaisons retenues, conformément au RPOA 2008 (article 5.1) et aux Eurocodes, sont les suivantes :

– **ELU** : 1,35 G + 1,2 SW2 + 1,45 UIC71 + 1,2 Freinage SW2 + 1,45 Démarrage UIC71 ;

– **ELS** : G + SW2 + UIC71 + 0,5 (Freinage SW2 + Démarrage UIC71) + T ;

– **ELA (sismique)** : G + 0,3 (UIC71 + SW2) + E ± 0,4 T + D.

À l'état-limite accidentel, l'action sismique E intègre les trois composantes directionnelles combinées selon l'article 4.3.2.5. Le tableau suivant détaille les combinaisons accidentelles pour les trois directions de séisme.

Tableau VIII-4 : Combinaisons de charge à l'ELA.

Direction	Combinaison ELA
Suivant X	$G + 0{,}3\ (UIC71 + SW2) + (E_x \pm 0{,}3\ E_y \pm 0{,}3\ E_z) \pm 0{,}4\ T + D$
Suivant Y	$G + 0{,}3\ (UIC71 + SW2) + (0{,}3\ E_x \pm E_y \pm 0{,}3\ E_z) \pm 0{,}4\ T + D$
Suivant Z	$G + 0{,}3\ (UIC71 + SW2) + (0{,}3\ E_x \pm 0{,}3\ E_y \pm E_z) \pm 0{,}4\ T + D$

VIII.5.2. Description de la pile dimensionnante

Les piles P3 et P4, d'une hauteur de 24,80 m, sont les plus élancées de l'ouvrage et constituent les éléments dimensionnants vis-à-vis de l'action sismique. Le fût présente une section creuse afin d'optimiser le rapport rigidité/poids, tandis que le pied et la tête sont massifs pour assurer la diffusion des efforts. Les caractéristiques géométriques de la section sont les suivantes :

– **Section creuse du fût** : 9,20 m (transversal) × 4,00 m (longitudinal), épaisseur de paroi 0,60 m ;

– **Section pleine** : 9,20 m × 4,00 m au pied (2,25 m) et en tête (2,25 m) ;

– **Matériau** : béton C35/45 (f_{c28} = 35 MPa), armatures à haute adhérence f_e = 500 MPa.

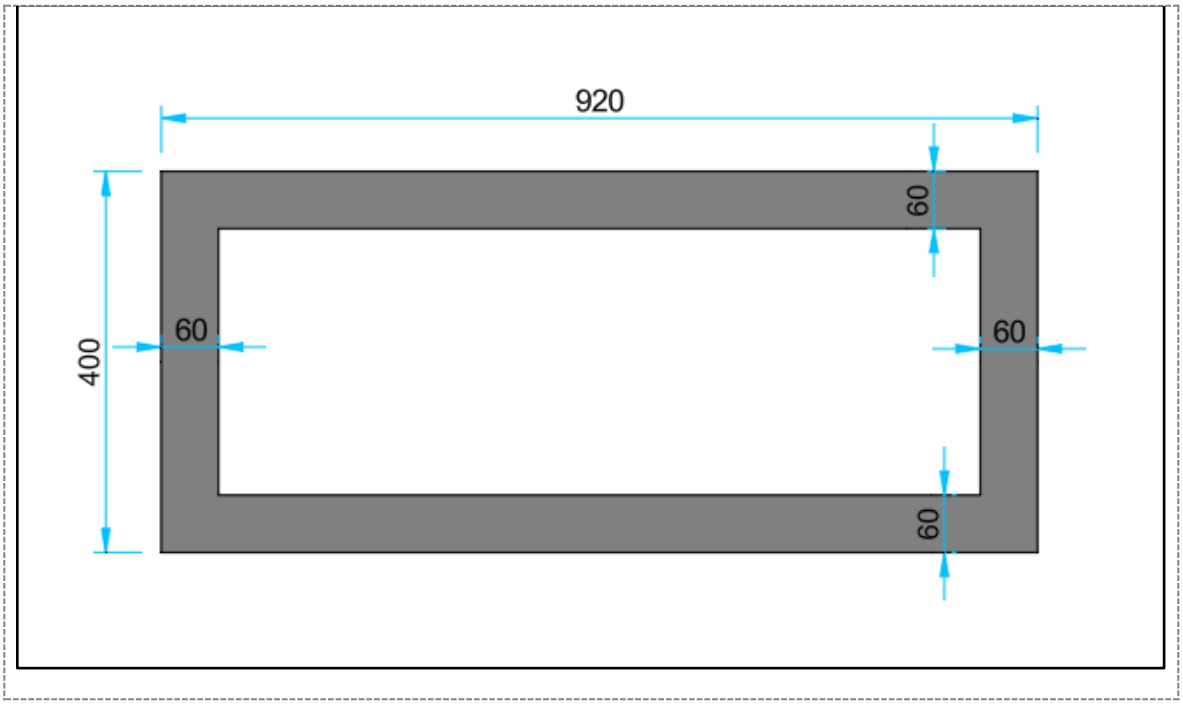


Figure VIII-4 : Coupe transversale du fût creux de la pile P3/P4.

VIII.5.3. Efforts à la base de la pile P3/P4

Les efforts internes sont extraits du modèle aux deux sections déterminantes : au pied de la pile (section pleine, niveau 0,00 m) et à la base du fût creux (niveau 2,25 m), cette dernière constituant la section dimensionnante pour le ferraillage du fût. Les conventions adoptées sont : N effort normal, V_L et V_T efforts tranchants longitudinal et transversal, M_L et M_T moments fléchissants longitudinal et transversal.

Tableau VIII-5 : Efforts à la base de la pile P3/P4 — section pleine au pied (0,00 m).

Effort	ELU	ELS	ELA
N (kN)	59 224	44 443	26 478
V_L = Fz (kN)	291	222	4 926
V_T = Fy (kN)	3 339	1 287	5 167
M_L = My (kN·m)	8 990	7 468	137 490
M_T = Mz (kN·m)	84 987	33 686	123 759

Tableau VIII-6 : Efforts à la base du fût creux (2,25 m) — section de ferraillage.

Effort	ELU	ELS	ELA
N (kN)	53 635	40 303	23 846
M_L = My (kN·m)	8 462	7 063	126 607
M_T = Mz (kN·m)	77 476	30 790	112 263

La combinaison accidentelle (ELA) gouverne très largement le dimensionnement du fût, les moments sismiques étant d'un ordre de grandeur supérieur à ceux des combinaisons statiques. Le ferraillage est donc déterminé à partir des efforts ELA.

Conformément à la correction réglementaire établie au paragraphe VIII.4.3, les moments sismiques à la base du fût sont majorés par les facteurs de participation massique : le moment longitudinal M_L (gouverné par le séisme longitudinal X) est affecté du facteur 1,20, et le moment transversal M_T (gouverné par le séisme transversal Y) du facteur 1,27. L'effort normal, issu majoritairement du poids propre, n'est pas corrigé. Les efforts corrigés retenus pour le calcul sont :

– **N** = 23 846 kN = 23,846 MN ;

– **M_L = My** = 126 607 × 1,20 = 151 928 kN·m = 151,928 MN·m ;

– **M_T = Mz** = 112 263 × 1,27 = 142 349 kN·m = 142,574 MN·m.

VIII.6. FERRAILLAGE DE LA PILE P3/P4

Le fût de la pile P3/P4 présente une section creuse rectangulaire soumise à une flexion déviée composée (effort normal et moments suivant les deux axes principaux). Le calcul du

ferraillage longitudinal est conduit par la méthode des abaques de Walther, spécifiquement établis pour les sections creuses en béton armé sollicitées en flexion oblique.

VIII.6.1. Données de calcul

Les données géométriques et mécaniques de la section creuse du fût sont les suivantes :

– **Largeur b (longitudinal)** = 4,00 m ;

– **Hauteur H (transversal)** = 9,20 m ;

– **Épaisseur de paroi** = 0,60 m ;

– **Résistance du béton f_{c28}** = 35 MPa ;

– **Limite élastique des aciers $\sigma_e = f_e$** = 500 MPa.

Les efforts de calcul retenus sont ceux de la combinaison accidentelle corrigée (paragraphe VIII.5.3) : N = 23,846 MN, M_L = My = 151,928 MN·m, M_T = Mz = 142,349 MN·m.

VIII.6.2. Efforts réduits sans dimension

Conformément à la méthode de Walther, les efforts sont rendus adimensionnels par rapport à l'aire de la section non évidée et à la résistance du béton $\beta_w = f_{c28}$. Les correspondances d'axes entre le modèle de calcul et les abaques sont : le moment M_T (transversal, sollicitant la hauteur H) correspond au moment m_x de l'abaque, et le moment M_L (longitudinal, sollicitant la largeur b) correspond au moment m_y. Les dénominateurs valent :

$$b \cdot H \cdot \beta_w = 4{,}0 \times 9{,}2 \times 35 = 1288\,MN$$

$$b \cdot H^2 \cdot \beta_w = 4{,}0 \times 9{,}2^2 \times 35 = 11\,849{,}6\,MN \cdot m$$

$$b^2 \cdot H \cdot \beta_w = 4{,}0^2 \times 9{,}2 \times 35 = 5152\,MN \cdot m$$

Les efforts réduits sont alors :

$$n = 23{,}846 \,/\, 1288 = -0{,}019$$

$$m_x = 142{,}349 \,/\, 11\,849{,}6 = 0{,}012$$

$$m_y = 151{,}928 \,/\, 5152 = 0{,}029$$

Le rapport des moments relatifs vaut :

$$\eta = m_y \,/\, m_x = 0{,}029 \,/\, 0{,}012 = 2{,}455$$

VIII.6.3. Détermination du degré mécanique d'armature

Le rapport η = 2,455 étant compris entre les valeurs 2,0 et ∞, le degré mécanique d'armature ω est obtenu par lecture des deux bornes sur les abaques de Walther correspondant à la famille « 0,15 F_a / 0,35 F_a ». Conformément à la procédure, la borne inférieure est lue sur l'abaque η = ∞ et la borne supérieure sur l'abaque η = 2,0 :

– **Borne inférieure** (abaque $\eta = \infty$, couple $n = -0{,}019$; $m_y = 0{,}029$) : $\omega_1 = 0{,}06$;

– **Borne supérieure** (abaque $\eta = 2{,}0$, couple $n = -0{,}019$; $0{,}5\ m_y = 0{,}0145$) : $\omega_2 = 0{,}12$.

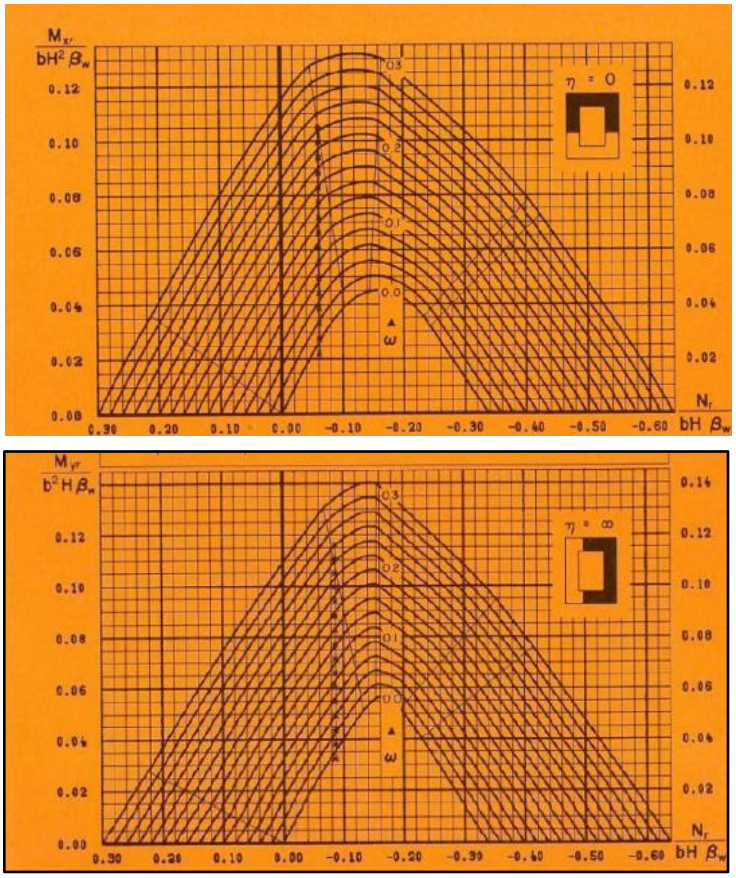


Figure VIII-5 : Lecture des abaques de Walther — détermination du degré mécanique d'armature ω.

VIII.6.4. Aire totale d'armature longitudinale

L'aire totale d'armature passive est calculée pour chacune des deux valeurs du degré mécanique d'armature à l'aide de la relation de Walther, puis la valeur la plus défavorable (maximale) est retenue pour le dimensionnement :

$$F_a = \omega \cdot b \cdot H \cdot f_{c28} / \sigma_e$$

Pour $\omega_2 = 0{,}12$:

$$F_a = 0{,}12 \times 4{,}0 \times 9{,}2 \times 35 \times 10^4 / 500 = 3091{,}2\ cm^2$$

Pour $\omega_1 = 0{,}06$:

$$F_a = 0{,}06 \times 4{,}0 \times 9{,}2 \times 35 \times 10^4 / 500 = 1545{,}6\ cm^2$$

La valeur retenue pour le dimensionnement est la plus défavorable :

$$F_{a,tot} = max\ (3091{,}2\ ;\ 1545{,}6) = 3091{,}2\ cm^2$$

VIII.6.5. Répartition de l'armature sur les parois

L'armature est répartie sur les parois de la section selon le paramètre de répartition β, qui pour la section allongée du fût (rapport H/b = 2,3) vaut :

$$\beta = b / [2(b + H)] = 4{,}0 / [2(4{,}0 + 9{,}2)] = 0{,}15$$

Les aires d'armature réparties sur chaque paroi sont alors :

$$A_{s,côté\,b} = \beta \cdot F_a = 0{,}15 \times 3091{,}2 = 463{,}7\ cm^2$$

$$A_{s,côté\,H} = (0{,}5 - \beta) \cdot F_a = 0{,}35 \times 3091{,}2 = 1081{,}9\ cm^2$$

VIII.6.6. Vérification de la condition de non-fragilité

La section d'armature doit respecter la condition de non-fragilité du BAEL 91 (révisé 99). Avec $f_{t28} = 0{,}6 + 0{,}06\ f_{c28} = 2{,}7$ MPa :

$$A_{s,min} = 0{,}23 \cdot b \cdot H \cdot f_{t28} / f_e = 0{,}23 \times 400 \times 920 \times 2{,}7 / 500 = 457{,}2\ cm^2$$

La condition $A_{s,\,min} = 457{,}2\ cm^2 \leq A_s$ est vérifiée pour chacune des parois. La condition de non-fragilité est donc satisfaite.

VIII.6.7. Choix des armatures longitudinales

Le choix des barres est effectué de manière à couvrir les aires requises sur chaque paroi, en disposant les armatures en deux nappes (proche du parement extérieur et proche du parement intérieur), conformément à la disposition idéalisée des abaques. Le tableau suivant récapitule le ferraillage retenu.

Tableau VIII-7 : Ferraillage longitudinal du fût creux P3/P4.

Paroi	Longueur	A_s requis	Disposition	A_s mis en place
Côté b	4,00 m	463,7 cm²	HA32 e = 12 cm, 2 nappes	536 cm²
Côté H	9,20 m	1081,9 cm²	HA32 e = 12 cm, 2 nappes	1254 cm²

Le ferraillage retenu (HA32 espacés de 12 cm en deux nappes sur l'ensemble des parois) satisfait les aires requises ainsi que la condition de non-fragilité.

VIII.6.8. Armatures transversales

Les armatures transversales sont déterminées conformément à l'article 7.2.2.2 du RPOA. La section transversale par barre longitudinale tenue est donnée par :

$$A_t = A_l \cdot f_e / (16 \cdot f_{et}) \cdot S_t / 100$$

L'espacement transversal S_t est limité réglementairement par :

$$S_t \leq min\ (24\ Ø_t\ ;\ 8\ Ø_l\ ;\ 0{,}25\ d \leq 20\ cm)$$

Avec des armatures longitudinales HA32 ($Ø_l$ = 32 mm) et des cadres HA12 ($Ø_t$ = 12 mm), l'espacement maximal vaut :

$$S_t = min\,(28{,}8\,;\ 25{,}6\,;\ 20) = 20\ cm$$

L'application numérique de la formule réglementaire conduit à A_t = 0,10 cm² par barre tenue, valeur très faible : c'est donc le diamètre minimal de cadre qui gouverne. Le diamètre minimal des armatures transversales étant $Ø_t \geq Ø_l / 3$ = 10,7 mm, on retient des cadres HA12.

En zone critique sismique (pied et tête du fût), conformément à l'article 7.2 du RPOA, l'espacement est resserré à 10 cm afin d'assurer le confinement du béton. Le tableau suivant récapitule les dispositions adoptées.

Tableau VIII-8 : Armatures transversales du fût creux P3/P4.

Zone	Diamètre	Espacement S_t	Rôle
Courante	HA12	20 cm	Maintien des nappes, anti-flambement
Critique (sismique)	HA12	10 cm	Confinement du béton (RPOA art. 7.2)

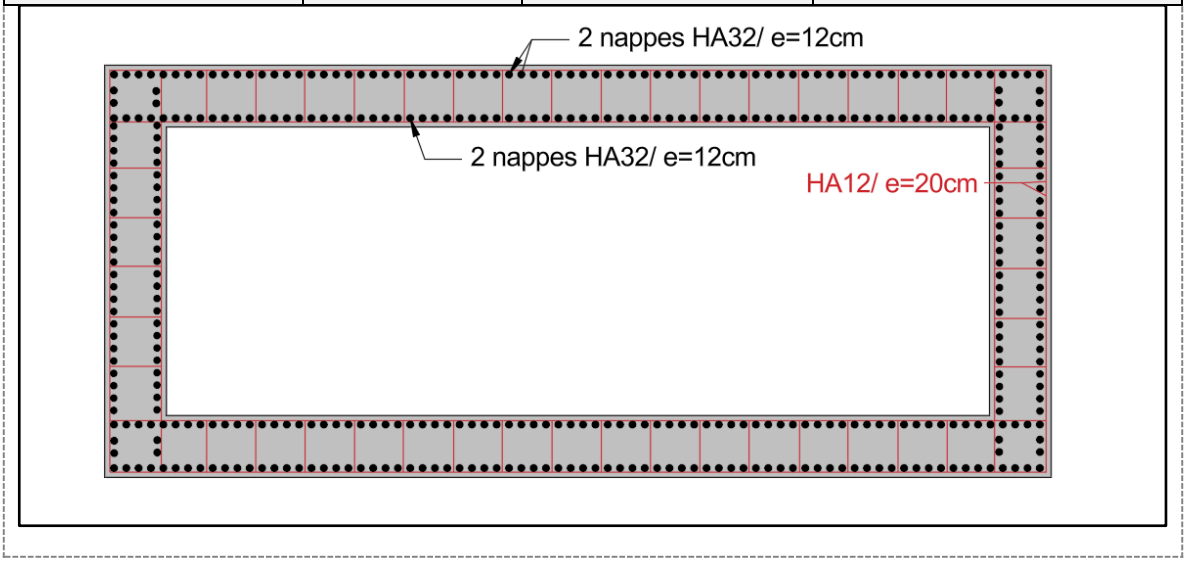


Figure VIII-6 : Plan de ferraillage de la section creuse du fût P3/P4.

VIII.6.9. Conclusion

L'étude sismique de l'ouvrage, menée par analyse modale spectrale conforme au RPOA 2008, a permis de déterminer les efforts à la base des piles et de dimensionner la pile la plus sollicitée P3/P4. La combinaison accidentelle gouverne le ferraillage du fût, conduisant à une armature longitudinale de HA32 espacés de 12 cm en deux nappes, complétée par des cadres transversaux HA12 espacés de 20 cm en zone courante et resserrés à 10 cm en zone critique. L'ensemble des vérifications réglementaires, notamment la condition de non-fragilité, est satisfait.

CHAPITRE IX

ÉTUDE DE FONDATION

IX.1. INTRODUCTION

La fondation constitue un élément déterminant dans la conception d'un ouvrage d'art, puisqu'elle assure la transmission au sol d'assise de l'ensemble des charges issues de la superstructure — charges permanentes, surcharges d'exploitation, actions thermiques et sismiques — tout en garantissant la stabilité et la durabilité de l'ouvrage. Sa conception doit donc être conduite avec une grande rigueur dans le cadre de l'étude globale du projet, afin d'aboutir à un choix de fondation judicieux et à un dimensionnement compatible avec les caractéristiques mécaniques du sol et avec les exigences fonctionnelles du tablier ferroviaire.

Le présent chapitre est consacré à l'étude de la fondation du viaduc (PK 24+925 → PK 25+194,60). Il s'articule autour des étapes suivantes : analyse des résultats de la reconnaissance géotechnique et de la lithologie du site, choix justifié du type de fondation, prédimensionnement du groupe de pieux, calcul de la capacité portante par la méthode pressiométrique de Ménard conformément au *Fascicule n°62 – Titre V* (Annexe C.3), justification de la fiche d'ancrage vis-à-vis des sollicitations à l'ELU, à l'ELS et en situation sismique (ELA), et enfin ferraillage des pieux et de la semelle de liaison selon les règles *BAEL 91 révisé 99* et les dispositions du *RPOA 2008*.

IX.2. ANALYSE DES RÉSULTATS DE L'ÉTUDE GÉOTECHNIQUE

L'étude géotechnique du viaduc a pour objet de définir les caractéristiques mécaniques du sol d'assise conformément aux prescriptions du *Fascicule n°62 – Titre V*. La campagne de reconnaissance in situ a comporté la réalisation d'un sondage pressiométrique, **SP36**, poussé à une profondeur de 20,00 m à partir du terrain naturel. Les résultats obtenus permettent d'établir la coupe lithologique du site, de caractériser l'état de consolidation du sol et de déterminer ses paramètres mécaniques en vue du calcul de la capacité portante des fondations profondes.

IX.2.1 Coupe lithologique du sondage SP36

Les investigations menées au droit de l'implantation du viaduc révèlent une stratigraphie homogène, dominée par des formations argileuses sableuses surmontant un horizon plus compact intercalé de blocs de grès. La succession des couches reconnues au droit du sondage SP36 est résumée ci-après :

- **0,00 – 0,10 m :** terre végétale ;
- **0,10 – 8,00 m :** argile sableuse jaunâtre, formation meuble à compacité moyenne ;
- **8,00 – 20,00 m :** argile sableuse intercalée de blocs de grès, constituant l'horizon porteur.

Aucune venue d'eau n'a été signalée au droit du sondage SP36. Cette absence de nappe phréatique à proximité de la zone d'implantation des fondations facilite les conditions d'exécution des travaux de forage et limite les risques liés aux pressions interstitielles lors de la mise en œuvre des pieux.

Tableau IX-1 : Coupe lithologique du sondage SP36.

Profondeur (m)	Nature du sol	Caractérisation
0,00 – 0,10	Terre végétale	Couche superficielle
0,10 – 8,00	Argile sableuse jaunâtre	Formation meuble
8,00 – 20,00	Argile sableuse à blocs de grès	Horizon porteur

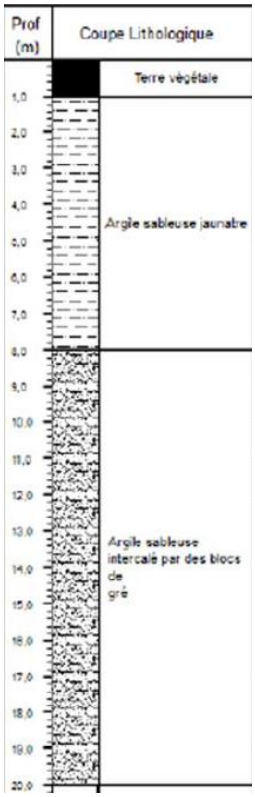


Figure IX-1 : Log lithologique du sondage pressiométrique SP36.

IX.2.2 Résultats des essais pressiométriques

L'essai pressiométrique de Ménard consiste à dilater radialement une sonde cylindrique mise en place dans un forage et à mesurer la relation entre la pression appliquée P et le déplacement de la paroi de la sonde. L'interprétation des courbes obtenues permet d'extraire, pour chaque palier d'essai, les trois paramètres caractéristiques :

- **le module pressiométrique** E_M (ou E_p), traduisant la déformabilité du terrain ;
- **la pression limite** p_l, marquant la rupture du sol autour de la sonde ;
- **la pression de fluage** p_f, caractérisant le seuil de comportement plastique.

À chaque palier, la pression est maintenue constante dans les cellules de mesure et de garde pendant 60 secondes ; les volumes injectés sont relevés à 30 s et 60 s. L'état de consolidation du sol est déterminé à partir du rapport E_p/p_l suivant la classification basée sur la norme NF P 94-110. Les résultats issus du sondage SP36 sont synthétisés dans le tableau ci-dessous.

Tableau IX-2 : Synthèse des résultats pressiométriques (sondage SP36).

Sondage	E (bar)	p_l (bar)	E/p_l	État de consolidation
SP36	121,48 – 450,35	14,07 – 62,15	3,54 – 9,76	Normalement consolidé
Valeurs moyennes	E_p = 173,99	p_l = 28,93	E_p/p_l = 5,11	Catégorie S2 (RPOA 2008)

Les valeurs obtenues traduisent un sol **normalement consolidé**, classé en **catégorie S2 (sol ferme)** au sens du *RPOA 2008*. La portance de l'horizon profond, caractérisée par des pressions limites pouvant atteindre 62 bars, est compatible avec la mobilisation d'une résistance importante en pointe et en frottement latéral pour des pieux ancrés au-delà de 10 m de profondeur.

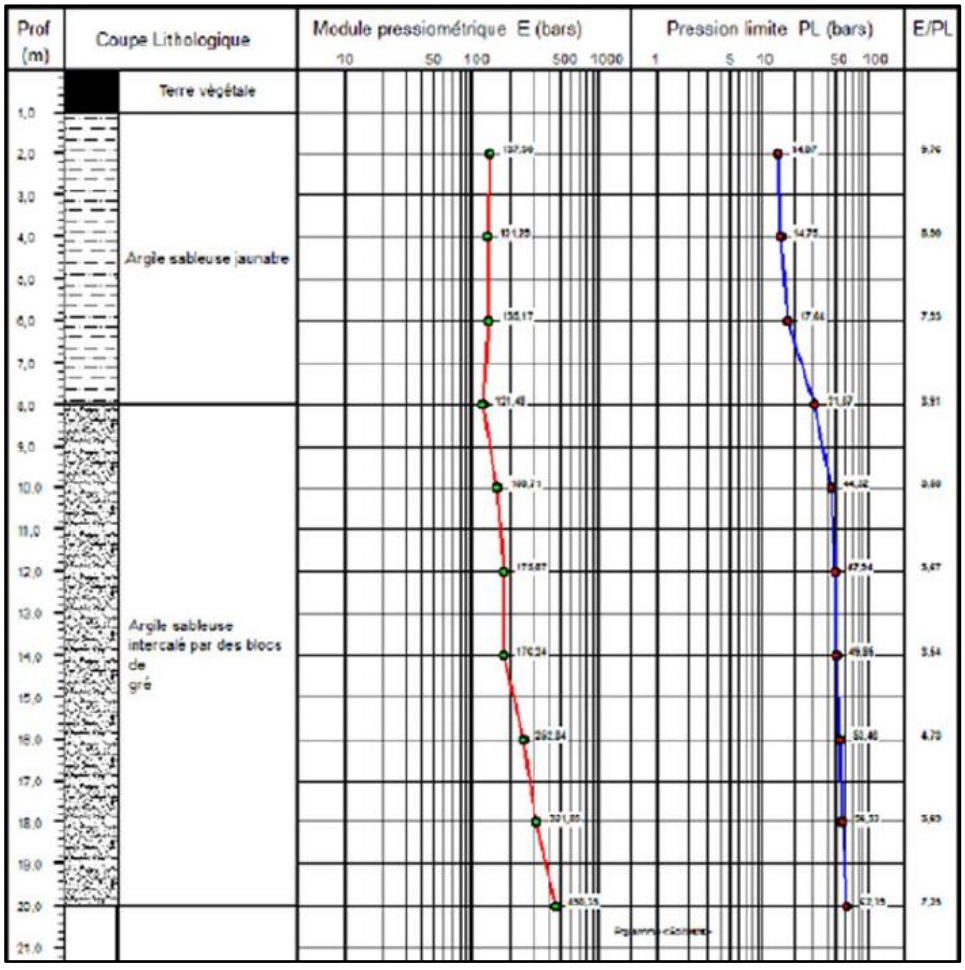


Figure IX-2 : Profils pressiométriques (E_p, p_l) du sondage SP36.

IX.2.3 Capacité portante préliminaire d'un pieu isolé

À titre de prédimensionnement, un calcul de capacité portante d'un pieu foré isolé de diamètre Ø = 1,20 m a été conduit à partir des paramètres pressiométriques du sondage SP36,

pour une fiche d'ancrage variant de 6 m à 20 m sous le terrain naturel. Les valeurs obtenues, reproduites ci-dessous, serviront de référence pour le calcul détaillé conduit au §IX.5 selon la méthode pressiométrique du *Fascicule n°62 – Titre V*.

Tableau IX-3 : Capacité portante d'un pieu isolé Ø 1,20 m en fonction de la profondeur d'ancrage.

z (m)	Q_s (kN)	Q_p (kN)	Q-ELS (kN)	Q-ELU (kN)
6,00	1 681,1	3 679,5	2 680,3	3 806,0
8,00	2 241,4	5 940,3	4 090,9	5 809,0
10,00	3 146,2	8 148,7	5 647,5	8 019,4
12,00	4 051,0	8 759,5	6 405,3	9 095,5
14,00	4 955,8	9 218,6	7 087,2	10 064,0
16,00	5 860,6	9 829,8	7 845,2	11 140,0
18,00	6 765,3	10 551,0	8 658,4	12 295,0
20,00	7 670,1	11 094,0	9 382,0	13 322,0

La capacité portante croît régulièrement avec la profondeur d'ancrage, ce qui confirme la qualité de l'horizon porteur situé au-delà de 8 m. Ce tableau sert de référence pour le choix de la fiche définitive en fonction de la descente de charge effective de chaque appui .

IX.2.4 Contexte topographique et hydraulique du site

Le viaduc s'inscrit dans un secteur au relief marqué, avec des dénivelés importants entre le terrain naturel et la cote de la voie ferrée. Le profil en long du tablier varie entre la cote de fond de semelle de la culée C0 (PK 24+925) et celle de la culée C5 (PK 25+194,60), conditionnant des hauteurs de piles variables entre 8,30 m et 24,80 m. Cette variation impose une étude attentive de la transmission des charges aux fondations.

Le tracé franchit un secteur traversé par un cours d'eau temporaire, généralement à sec en saison estivale mais susceptible d'écoulements significatifs en période pluvieuse. À ce titre, les semelles des piles les plus exposées feront l'objet, lors de l'exécution, de dispositions de protection vis-à-vis du risque d'affouillement. *[À confirmer dans les plans d'exécution et la note hydraulique.]*

- **Stabilité des pentes :** une étude de stabilité des talus est requise avant, pendant et après les travaux de terrassement à proximité des piles, en raison de la raideur des déblais générés par la topographie.
- **Protection contre l'affouillement :** ancrage des semelles dans l'horizon porteur (z > 8 m) et dispositions constructives spécifiques au franchissement du talweg.

IX.3. CHOIX DU TYPE DE FONDATION

On distingue généralement trois grandes familles de fondations utilisées en ouvrages d'art :

- les **fondations superficielles** (semelles isolées, filantes, radiers) lorsque le sol porteur est rencontré à faible profondeur et que les charges sont modérées ;

- les **fondations semi-profondes** (puits, caissons) lorsque le bon sol est situé à profondeur intermédiaire ;
- les **fondations profondes** (pieux, barrettes) lorsque le sol porteur n'est atteint qu'en profondeur ou lorsque les charges à transmettre sont élevées.

Le choix de la solution la plus adaptée au viaduc résulte de la combinaison de plusieurs critères techniques :

- l'importance des descentes de charge issues d'un tablier mixte de 6 × 45 m supportant deux voies ferroviaires ;
- la lithologie du site, où l'horizon porteur (argile sableuse à blocs de grès) n'est rencontré qu'à partir de 8 m de profondeur ;
- la nécessité de mobiliser un frottement latéral significatif dans la couche compacte pour reprendre les efforts permanents et les sollicitations sismiques ;
- la topographie accidentée du site, qui rend impraticable un terrassement généralisé en vue de fondations superficielles ;
- le risque d'affouillement au franchissement du talweg, qui impose un ancrage profond des appuis.

L'ensemble de ces éléments conduit à retenir, pour tous les appuis du viaduc (culées C1 et C2, piles P1 à P5), une solution de **fondation profonde sur pieux forés**, de diamètre Ø = 1,20 m, disposés en groupe sous une semelle de liaison en béton armé. Le détail du prédimensionnement des groupes de pieux ainsi que la justification de la profondeur d'ancrage sont présentés dans les paragraphes suivants.

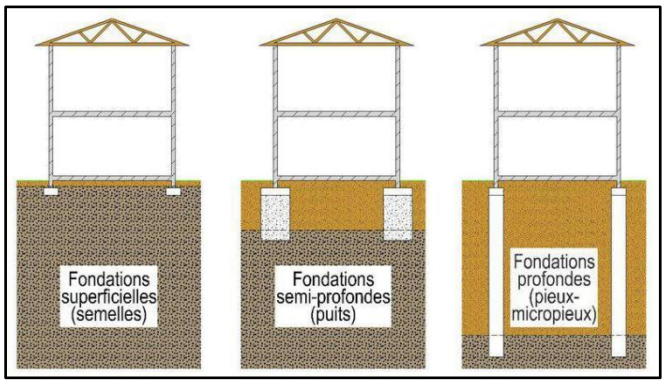


Figure IX-3 : Classification des types de fondations en ouvrages d'art.

IX.4. ÉTUDE DE FONDATION PROFONDE SUR PIEUX

IX.4.1 Prédimensionnement du groupe de pieux

Le dimensionnement est conduit sur la pile la plus élancée de l'ouvrage (P3/P4, hauteur H = 24,80 m), dont le torseur d'efforts à la base constitue l'enveloppe des sollicitations transmises aux fondations. La conception retenue pour chaque pile comporte :

- **12 pieux forés** de diamètre Ø = 1,20 m, disposés en grille régulière de 4 files transversales × 3 files longitudinales, avec un entraxe S = 3,60 m (= 3Ø) dans les deux directions ;
- **une semelle de liaison** en béton armé de 13,80 × 10,20 m et de 3,00 m de hauteur, assurant l'encastrement mécanique des têtes de pieux et la diffusion des efforts du fût ;
- **un fût de pile** de section 9,20 × 4,00 m à la base (dimension de 9,20 m dans le sens transversal, de 4,00 m dans le sens longitudinal de l'ouvrage).

Les dimensions en plan de la semelle se vérifient à partir de la disposition des pieux :

$$B = (4-1) \times 3{,}60 + 2 \times 1{,}50 = \mathbf{13{,}80\ m} \quad ; \quad L = (3-1) \times 3{,}60 + 2 \times 1{,}50 = \mathbf{10{,}20\ m}$$

soit un débord de 1,50 m au-delà de l'axe des pieux de rive (0,90 m au-delà du nu des pieux), supérieur au minimum constructif. La hauteur de la semelle satisfait par ailleurs le critère de rigidité $h \geq S/2{,}5 = 1{,}44$ m. Le nombre minimal de pieux requis par la seule descente de charge verticale, $n_p = N_{max}/Q_{adm} \approx 7{,}2$ (cf. §IX.4.3 et §IX.5.5), est porté à 12 afin de reprendre les moments de flexion importants transmis par la pile, notamment en situation sismique, tout en conservant une grille régulière favorable au comportement d'ensemble.

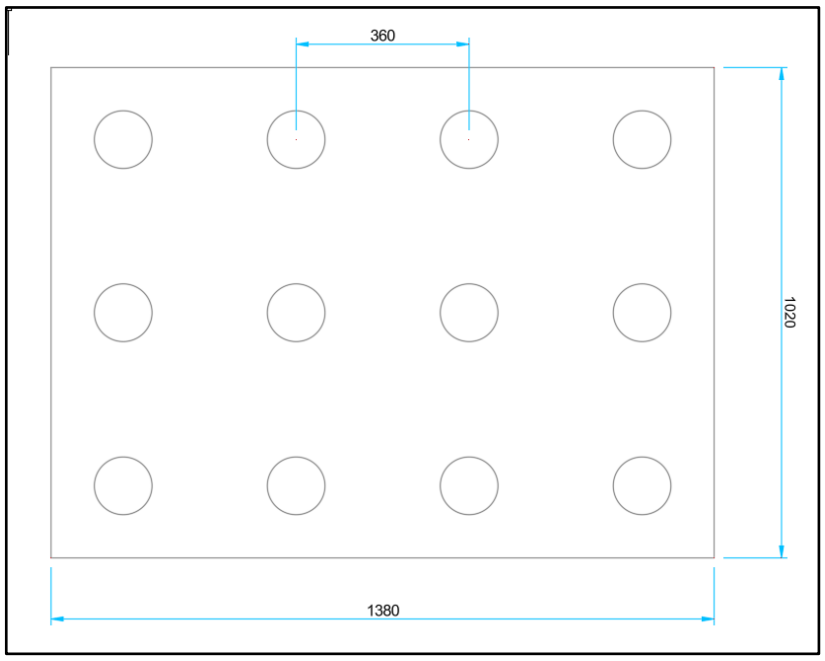


Figure IX-4 : Disposition du groupe de pieux sous la pile P3/P4.

IX.4.2 Sollicitations à la base de la pile

Les efforts à la base de la pile P3/P4 sont extraits du modèle global de calcul de l'ouvrage (chapitre VIII) : analyse statique pour les combinaisons de service et analyse multimodale spectrale conforme au *RPOA 2008* pour la situation sismique. Ils sont exprimés au niveau supérieur de la semelle, dans le repère local de la pile, avec les conventions suivantes :

- **N :** effort normal vertical (en valeur absolue) ;

- **V_L, V_T :** efforts tranchants longitudinal (axe de l'ouvrage) et transversal ;
- **M_L :** moment de flexion longitudinal, mobilisant la dimension 4,00 m du fût ;
- **M_T :** moment de flexion transversal, mobilisant la dimension 9,20 m du fût.

Les combinaisons d'actions considérées sont les suivantes :

- **ELU :** 1,35 G + 1,45 UIC71 + 1,2 SW/2 + 1,45 Démarrage + 1,2 Freinage SW/2 + 0,9 T ;
- **ELS (rare) :** G + UIC71 + SW/2 + 0,5 (Freinage + Démarrage) + 0,6 T ;
- **ELA (sismique) :** G + E + 0,4 ΔT + 0,3 Q, avec E = E_x ± 0,3 E_y ± 0,3 E_z (enveloppe CQC, coefficient de comportement q = 1, *RPOA 2008* art. 5.1).

Tableau IX-4 : Torseur des efforts à la base de la pile P3/P4 (niveau supérieur de la semelle).

Effort	ELU	ELS	ELA (sismique)
N (kN)	59 224	44 443	26 478
V_L (kN)	291	222	4 926
V_T (kN)	3 339	1 287	5 167
M_L (kN·m)	8 990	7 468	137 490
M_T (kN·m)	84 987	33 686	123 759

Les moments étant exprimés au niveau supérieur de la semelle, leur transfert au plan inférieur de celle-ci (niveau des têtes de pieux) ajoute la contribution des efforts tranchants sur la hauteur h = 3,00 m :

$$M^* = M + V \times 3{,}00$$

Tableau IX-5 : Moments au plan inférieur de la semelle.

Moment transféré	ELU	ELS	ELA (sismique)
M_L^* (kN·m)	9 863	8 134	152 268
M_T^* (kN·m)	95 004	37 547	139 260

IX.4.3 Descente de charge sur le groupe de pieux

Le poids propre de la semelle de liaison s'ajoute à l'effort normal transmis par la pile :

$$P_{\text{semelle}} = 13{,}80 \times 10{,}20 \times 3{,}00 \times 25 = \mathbf{10\,557\ kN}$$

Le poids des terres sus-jacentes, variable selon la configuration de chaque appui, est négligé dans le présent calcul ; cette hypothèse est sécuritaire vis-à-vis de la vérification au soulèvement des pieux. L'effort normal total au niveau des têtes de pieux vaut donc :

- **ELU :** N = 59 224 + 1,35 × 10 557 = **73 476 kN** ;
- **ELS :** N = 44 443 + 10 557 = **55 000 kN** ;
- **ELA :** N = 26 478 + 10 557 = **37 035 kN** (poids propre non pondéré en situation accidentelle).

IX.4.4 Réactions des pieux

La répartition de l'effort normal et des moments sur les pieux du groupe est effectuée par la méthode classique de la semelle rigide. L'effort revenant au pieu i, de coordonnées (x_i, y_i) par rapport au centre de gravité du groupe, s'écrit :

$$N_i = \frac{N}{n} \pm \frac{M_T \cdot x_i}{\Sigma {x_i}^2} \pm \frac{M_L \cdot y_i}{\Sigma {y_i}^2}$$

Avec n = 12 pieux, les files transversales situées à x_i = ±5,40 m et ±1,80 m et les files longitudinales à y_i = ±3,60 m et 0, les inerties du groupe valent :

$\Sigma x_i^2 = 3 \times (2 \times 5{,}40^2 + 2 \times 1{,}80^2) =$ **194,40 m²** ; $\Sigma y_i^2 = 4 \times (2 \times 3{,}60^2) =$ **103,68 m²**

En situation sismique, les moments M_L et M_T du Tableau IX-5 étant des enveloppes directionnelles, leur concomitance est traitée conformément à la règle de combinaison du *RPOA 2008* par les deux cas $E_L + 0{,}3\ E_T$ et $E_T + 0{,}3\ E_L$. Les réactions extrêmes obtenues sont récapitulées ci-dessous.

Tableau IX-6 : Réactions extrêmes des pieux du groupe (pile P3/P4).

Combinaison	N/n (kN)	ΔN (M_T^*) (kN)	ΔN (M_L^*) (kN)	N_{max} (kN)	N_{min} (kN)
ELU	6 123	2 639	342	**9 104**	3 142
ELS	4 583	1 043	282	**5 909**	3 258
ELA : E_L + 0,3 E_T	3 086	1 161	5 287	**9 534**	**− 3 361**
ELA : E_T + 0,3 E_L	3 086	3 868	1 586	8 541	− 2 368

La combinaison sismique longitudinale est dimensionnante : elle conduit à une réaction maximale de compression de 9 534 kN sur les pieux d'angle et fait apparaître une **traction de 3 361 kN** dans les pieux de la file opposée. Cette traction devra être équilibrée par le frottement latéral mobilisable le long du fût des pieux, ce qui conditionne directement le choix de la fiche d'ancrage (§IX.5.5).

IX.5. CALCUL DE LA CAPACITÉ PORTANTE — MÉTHODE PRESSIOMÉTRIQUE DE MÉNARD

La capacité portante des pieux est déterminée selon la méthode pressiométrique de Ménard, conformément au *Fascicule n°62 – Titre V* (Annexe C.3). Les pieux mobilisent la résistance du sol par deux mécanismes : la résistance en pointe Q_p et la résistance de frottement latéral Q_s. La charge limite d'un pieu isolé s'écrit :

$$Q_u = Q_p + Q_s$$

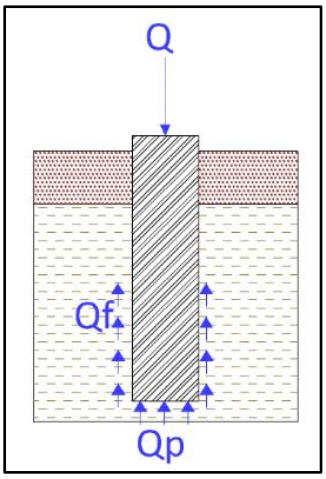


Figure IX-5 : Mécanismes de mobilisation de la résistance ultime d'un pieu.

IX.5.1 Charge limite de pointe Q p

La charge limite de pointe est donnée par :

$$Q_p = A_p \times k_p \times p^*_{le}$$

- **A_p :** section de la pointe du pieu, $A_p = \pi \times 0{,}60^2 = 1{,}131$ m² ;
- **k_p :** facteur de portance pressiométrique, fonction de la nature du sol et du mode de mise en œuvre ;
- **p_{le}^* :** pression limite nette équivalente à la base du pieu.

L'horizon d'ancrage (argile sableuse très ferme intercalée de blocs de grès, pressions limites de 3,1 à 6,2 MPa) est assimilé, au sens du *Fascicule n°62 – Titre V*, à un sol marno-gréseux altéré : la valeur **k_p = 1,6** est retenue pour un pieu foré (valeur intermédiaire entre celle des argiles très fermes, $k_p = 1{,}3$, et celle des marnes saines, $k_p = 1{,}8$), en cohérence avec le calcul préliminaire du rapport géotechnique (Tableau IX-3).

La pression limite nette équivalente est calculée par lissage du profil de pression limite nette $p_l^*(z) = p_l(z) - p_0(z)$ sur la hauteur [D − b ; D + 3a] encadrant la base du pieu :

$$p^*_{le} = \frac{1}{3a + b} \int_{D-b}^{D+3a} p_l^*(z)\, dz$$

avec a = B/2 = 0,60 m (B = 1,20 m > 1 m) et b = min(a ; h) = 0,60 m, h désignant l'ancrage dans la couche porteuse. La pression horizontale des terres au repos est estimée par $p_0 = K_0 \cdot \gamma \cdot z$ avec $K_0 = 0{,}5$ et $\gamma = 20$ kN/m³ (absence de nappe). Pour la fiche retenue **D = 14,00 m** (§IX.5.5), l'intégration est conduite entre 13,40 m et 15,80 m à partir du profil pressiométrique du SP36 :

Tableau IX-7 : Pressions limites utilisées pour le calcul de p_{le}^* (D = 14,00 m).

z (m)	p_l (bar)	Origine
12,00	47,34	Valeur mesurée
13,40	48,89	Interpolation linéaire

z (m)	p_l (bar)	Origine
14,00	49,55	Valeur mesurée
15,80	61,12	Interpolation linéaire
16,00	62,40	Valeur mesurée

L'intégration par la méthode des trapèzes donne :

$$\int p_l \, dz = (48{,}89 + 49{,}55)/2 \times 0{,}60 + (49{,}55 + 61{,}12)/2 \times 1{,}80 = 29{,}53 + 99{,}60 = 129{,}13 \text{ bar·m}$$

$$p_{le} = 129{,}13 / 2{,}40 = 53{,}81 \text{ bar} = 5{,}38 \text{ MPa} \quad \rightarrow \quad p_{le}^{*} = 5{,}38 - 0{,}14 = \mathbf{5{,}24\ MPa}$$

d'où la charge limite de pointe :

$$Q_p = 1{,}131 \times 1{,}6 \times 5{,}24 = \mathbf{9\ 482\ kN}$$

IX.5.2 Charge limite de frottement latéral Q s

La charge limite mobilisable par frottement latéral le long du fût s'écrit :

$$Q_s = P \int_0^D q_s(z)\, dz$$

où $P = \pi \times 1{,}20 = 3{,}77$ m est le périmètre du pieu et $q_s(z)$ le frottement latéral unitaire limite, lu sur les abaques Q1 à Q7 du *Fascicule n°62 – Titre V* en fonction de la nature du sol, de la pression limite nette et du type de pieu. Pour un pieu foré :

- **couche 1 (0 – 8 m) :** argile sableuse jaunâtre, p_l moyen = 1,55 MPa, classée argile B → courbe Q2 : $q_s = 0{,}070$ MPa ;
- **couche 2 (8 – 14 m) :** argile sableuse très ferme à blocs de grès, p_l = 3,1 à 5,0 MPa, assimilée à un sol marno-gréseux → courbe Q4 (palier) : $q_s = 0{,}120$ MPa.

Tableau IX-8 : Calcul du frottement latéral limite Q_s (D = 14,00 m).

Couche	Épaisseur (m)	q_s (MPa)	Q_s partiel (kN)
Argile sableuse jaunâtre (0 – 8 m)	8,00	0,070	2 111
Argile sableuse à blocs de grès (8 – 14 m)	6,00	0,120	2 714
Total Q_s (D = 14,00 m)			**4 826**

La charge limite du pieu isolé vaut donc :

$$Q_u = Q_p + Q_s = 9\ 482 + 4\ 826 = \mathbf{14\ 308\ kN}$$

valeur en très bon accord avec le calcul préliminaire du rapport géotechnique à la même profondeur ($Q_s + Q_p$ = 14 174 kN, écart inférieur à 1 %). En traction, seule la résistance de frottement est mobilisable : $Q_{tu} = Q_s = 4\ 826$ kN.

IX.5.3 Charge de fluage Q c

La charge de fluage Q_c est la valeur du chargement au-delà de laquelle l'enfoncement du pieu ne se stabilise plus dans le temps. Pour les pieux forés, mis en œuvre sans refoulement du sol, le *Fascicule n°62 – Titre V* la définit par :

$$Q_c = 0{,}5\,Q_p + 0{,}7\,Q_s$$

$Q_c = 0{,}5 \times 9\,482 + 0{,}7 \times 4\,826 =$ **8 119 kN**

IX.5.4 Effet de groupe

La résistance d'un groupe de pieux rapprochés est inférieure à la somme des résistances des pieux isolés. Elle est évaluée par le coefficient d'efficacité C_e de la formule de Converse-Labarre, fonction du diamètre B, de l'entraxe S et de la disposition du groupe (m files × n colonnes) :

$$C_e = 1 - \frac{2\,arctan(B/S)}{\pi}\,(2 - \frac{1}{m} - \frac{1}{n})$$

$C_e = 1 - [2 \times \arctan(1{,}20/3{,}60)/\pi] \times (2 - 1/4 - 1/3) = 1 - 0{,}205 \times 1{,}417 =$ **0,710**

La résistance ultime du groupe de 12 pieux vaut donc :

$Q_{u,groupe} = 12 \times 0{,}710 \times 14\,308 =$ **121 904 kN**

La vérification globale du groupe à l'ELU donne $Q_{u,groupe}/1{,}40 = 87\,074$ kN > $N_{ELU} = 73\,476$ kN : la portance d'ensemble est largement assurée, la répartition des efforts entre pieux (Tableau IX-6) restant la condition dimensionnante.

IX.5.5 Justification de la fiche d'ancrage

Conformément au *Fascicule n°62 – Titre V* (art. C.2.3), les charges admissibles par pieu sont définies à partir de Q_u et Q_c selon la nature de la combinaison :

- **ELU fondamental :** $Q_{adm} = Q_u/1{,}40$;
- **ELU accidentel (ELA) :** $Q_{adm} = Q_u/1{,}20$;
- **ELS rare :** $Q_{adm} = Q_c/1{,}10$;
- **Traction (accidentel) :** $Q_{adm,t} = Q_{tu}/1{,}30$.

Le calcul est conduit pour deux fiches candidates, D = 12,00 m et D = 14,00 m, selon la même démarche (§IX.5.1 à §IX.5.3) :

Tableau IX-9 : Capacités d'un pieu isolé pour les deux fiches étudiées.

Grandeur	D = 12,00 m	D = 14,00 m
p_{le}^* (MPa)	4,68	5,24
Q_p (kN)	8 462	9 482
Q_s (kN)	3 921	4 826

Grandeur	D = 12,00 m	D = 14,00 m
$Q_u = Q_p + Q_s$ (kN)	12 383	14 308
$Q_c = 0{,}5\ Q_p + 0{,}7\ Q_s$ (kN)	6 976	8 119
$Q_{tu} = Q_s$ (kN)	3 921	4 826

Tableau IX-10 : Justification de la fiche d'ancrage (pile P3/P4).

Vérification	Sollicitation (kN)	Admissible D = 12 m	Admissible D = 14 m	Conclusion
ELU : $N_{max} \leq Q_u/1{,}40$	9 104	8 845 (non vérifié)	10 220 (vérifié)	D = 12 m insuffisant
ELS : $N_{max} \leq Q_c/1{,}10$	5 909	6 342 (vérifié)	7 381 (vérifié)	Vérifié
ELA : $N_{max} \leq Q_u/1{,}20$	9 534	10 319 (vérifié)	11 923 (vérifié)	Vérifié
ELA : $\lvert N_{min}\rvert \leq Q_{tu}/1{,}30$	3 361	3 016 (non vérifié)	3 712 (vérifié)	D = 12 m insuffisant

La fiche D = 12,00 m, suffisante vis-à-vis des seules charges de service, ne permet de justifier ni la compression maximale à l'ELU ni la traction des pieux de rive en situation sismique. La fiche retenue pour la pile P3/P4 est donc **D = 14,00 m** sous le terrain naturel, soit un ancrage de 6,00 m dans l'horizon porteur. Pour les appuis moins chargés (P1, P2, P5, culées), la fiche pourra être optimisée appui par appui selon la même démarche, à partir des torseurs correspondants.

IX.5.6 Vérification au poinçonnement et au soulèvement

Avec la fiche retenue D = 14,00 m, les vérifications par pieu s'écrivent :

- **Poinçonnement :** N_{max} = 9 534 kN < $Q_u/1{,}20$ = 11 923 kN → pas de risque de poinçonnement ;
- **Soulèvement :** $\lvert N_{min}\rvert$ = 3 361 kN < $Q_{tu}/1{,}30$ = 3 712 kN → la traction des pieux de rive en situation sismique est équilibrée par le frottement latéral mobilisable.

Les pieux tendus devront néanmoins être armés en conséquence sur toute leur hauteur (§IX.6), la traction étant transmise à l'armature longitudinale.

IX.6. FERRAILLAGE DES PIEUX

Le ferraillage des pieux est déterminé selon les hypothèses du *BAEL 91 révisé 99*, complétées par les dispositions sismiques du *RPOA 2008*, avec les caractéristiques suivantes :

- **Diamètre du pieu :** Ø = 1,20 m (section A = 11 310 cm²) ;
- **Béton :** C30/37 (f_{c28} = 30 MPa), coulé en place sous forage ;
- **Acier :** HA FeE500 ;
- **Enrobage :** 7 cm (pieux forés, *Fascicule n°62 – Titre V*).

IX.6.1 Sollicitations de calcul

Les sollicitations par pieu issues du §IX.4.4 sont, en situation sismique (dimensionnante) :

- **Compression maximale :** N_{max} = 9 534 kN ;
- **Traction maximale :** N_t = 3 361 kN (pieux de rive, séisme longitudinal) ;
- **Effort tranchant en tête :** V = √(411² + 431²) = 595 kN par pieu (répartition uniforme de V_L et V_T sur les 12 pieux).

La contrainte moyenne de compression, σ_{bc} = 9 534 × 10³/1,131 m² = 8,43 MPa, reste très inférieure à la limite admissible du béton en situation accidentelle (0,85 f_{c28}/γ_b = 22,2 MPa avec γ_b = 1,15) : c'est le cas de **traction** qui dimensionne l'armature longitudinale.

IX.6.2 Ferraillage longitudinal

En traction simple, l'intégralité de l'effort est reprise par les aciers. En situation accidentelle (γ_s = 1,00) :

$$A_s \geq \frac{N_t}{f_e} = \frac{3\,361 \times 10^3}{500} = 67{,}2\ cm^2$$

Cette section est à comparer aux minima réglementaires :

- **Minimum BAEL (A.8.1,21) :** 0,2 % de la section de béton, soit 22,6 cm² ;
- **Minimum sismique (RPOA 2008) :** 0,5 % de la section de béton, soit 56,5 cm².

La section retenue est **24 HA 25, soit A_s = 117,81 cm²** (taux ρ = 1,04 %), disposée en cage circulaire avec un espacement d'environ 13 cm entre barres, supérieur au minimum de mise en œuvre du béton sous forage. Cette section couvre largement la traction sismique et procure une réserve confortable pour la flexion composée induite par l'effort tranchant en tête de pieu, dont la vérification détaillée est conduite à l'aide du module EXPERT BA.

IX.6.3 Ferraillage transversal et dispositions constructives

Conformément au *BAEL 91* (A.8.1,22 et A.6.1,25) et aux dispositions sismiques :

- armatures transversales en **spires HA 14**, de pas 15 cm en zone critique et 20 cm en zone courante ;
- zone critique en tête de pieu sur une hauteur de 2,5 Ø = 3,00 m sous la semelle, où se concentrent les moments d'encastrement sismiques ;
- diamètre des spires supérieur au tiers du diamètre des barres longitudinales : 14 mm > 25/3 = 8,3 mm ;
- ancrage des armatures longitudinales dans la semelle de liaison sur la hauteur d'encastrement, avec retours en partie supérieure pour la transmission des tractions sismiques.

Tableau IX-11 : Récapitulatif du ferraillage des pieux Ø 1,20 m.

Élément	Disposition retenue
Armatures longitudinales	24 HA 25 (A_s = 117,81 cm², ρ = 1,04 %), espacement ≈ 13 cm
Armatures transversales	Spires HA 14, pas 15 cm (zone critique 3,00 m en tête), 20 cm (zone courante)
Enrobage	7 cm
Béton / acier	C30/37 / FeE500

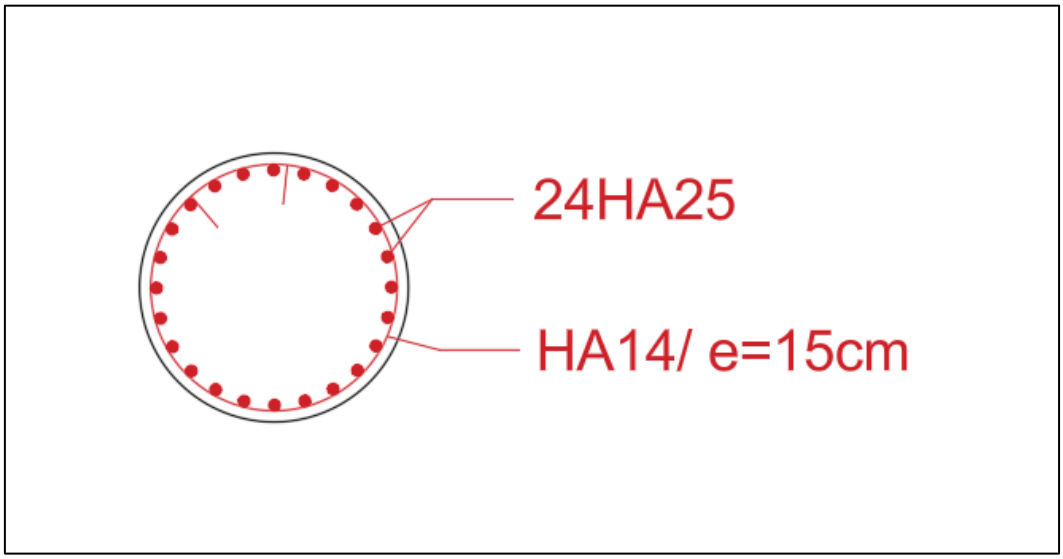


Figure IX-6 : Ferraillage type d'un pieu foré Ø 1,20 m.

IX.7. ÉTUDE DE LA SEMELLE DE LIAISON

IX.7.1 Géométrie et applicabilité de la méthode des bielles

La semelle de liaison distribue aux pieux les efforts normaux et les moments transmis par le fût de la pile. Son ferraillage est déterminé par la méthode des bielles, conformément au guide *SETRA Piles et palées (PP73)*, applicable lorsque l'inclinaison des bielles sur l'horizontale est au moins égale à 45°, soit :

$$h \geq \frac{L}{2} - \frac{b}{4}$$

où L désigne l'entraxe des files de pieux extrêmes et b la dimension du fût dans la direction considérée. Avec une hauteur h = 3,00 m (hauteur utile d ≈ 2,90 m) :

- **Sens longitudinal** (files à ± 3,60 m, fût b = 4,00 m) : L/2 − b/4 = 3,60 − 1,00 = 2,60 m ≤ 3,00 m → condition vérifiée ; l'inclinaison des bielles vaut θ = arctan(2,90/2,60) = 48,1° ≥ 45° ;
- **Sens transversal** (files à ± 5,40 m et ± 1,80 m, fût b = 9,20 m) : les files intérieures sont situées dans l'emprise du fût ; pour les files extérieures, le bras horizontal de la bielle, mesuré depuis le nu du fût, vaut 5,40 − 4,60 = 0,80 m, soit θ = 74,6° → bielles quasi verticales, condition largement vérifiée.

IX.7.2 Armatures inférieures principales

Selon le guide *SETRA PP73*, la section d'armatures inférieures relative à un couple de pieux symétriques, déterminée par la méthode des bielles, est donnée par :

$$A_s = \frac{R_{max}}{\bar{\sigma}_a} \times \frac{\frac{L}{2} - \frac{b}{4}}{d}$$

avec R_{max} = 9 104 kN (réaction maximale d'un pieu à l'ELU, Tableau IX-6) et $\bar{\sigma}_a = 2/3\ f_e$ = 333,33 MPa.

Sens longitudinal (nappe inférieure parallèle au petit côté, liant les files à ± 3,60 m) :

A_s = [9 104 × 10³ / 333,33] × [2,60 / 2,90] = 24 487 mm² = **244,9 cm² par couple de pieux**

Ces armatures sont disposées en bandes axées sur les pieux, de largeur h + Ø = 4,20 m ; l'entraxe transversal des files étant de 3,60 m, les bandes se recouvrent et le ferraillage est réparti uniformément :

A_s/ml = 244,9 / 3,60 = 68,0 cm²/ml → **9 HA 32/ml (72,38 cm²/ml), espacement 11 cm**

Sens transversal (nappe inférieure parallèle au grand côté, liant les files extérieures à ± 5,40 m) :

A_s = [9 104 × 10³ / 333,33] × [0,80 / 2,90] = 7 534 mm² = 75,3 cm² par couple de pieux

A_s/ml = 75,3 / 3,60 = 20,9 cm²/ml → **5 HA 25/ml (24,54 cm²/ml), espacement 20 cm**

IX.7.3 Armatures de répartition et dispositions constructives

Conformément aux dispositions du guide *SETRA PP73* :

- **nappe supérieure :** au moins le dixième des armatures inférieures dans chaque direction, soit HA 16 espacés de 20 cm dans les deux sens (10,05 cm²/ml) ;
- **armatures verticales :** cadres et épingles HA 12 assurant la couture des bielles et la suspension des charges, espacés de 20 cm en périphérie de la semelle ;
- **armatures latérales :** HA 16 espacés de 20 cm sur les faces verticales de la semelle ;
- les armatures inférieures sont munies de retours d'ancrage aux extrémités, au-delà de l'axe des pieux de rive.

IX.7.4 Vérification de la contrainte de compression à l'about des pieux

La contrainte de compression transmise par bielle à la tête de chaque pieu vaut :

$$\sigma = R_{max}/A_p = 9\ 104 \times 10^3/1{,}131\ m^2 = 8{,}05\ MPa \leq 0{,}85\ f_{c28}/\gamma_b = 17{,}0\ MPa$$

La condition de non-poinçonnement de la semelle par les pieux est vérifiée avec une marge importante.

Tableau IX-12 : Récapitulatif du ferraillage de la semelle de liaison.

Élément	Disposition retenue
Dimensions de la semelle	13,80 × 10,20 × 3,00 m — béton C30/37
Nappe inférieure, sens longitudinal	9 HA 32/ml, espacement 11 cm
Nappe inférieure, sens transversal	5 HA 25/ml, espacement 20 cm
Nappe supérieure (deux sens)	HA 16, espacement 20 cm
Armatures verticales et latérales	Cadres / épingles HA 12 e = 20 cm ; HA 16 e = 20 cm en faces
Enrobage	5 cm (faces coffrées), 7 cm (fond de fouille sur béton de propreté)

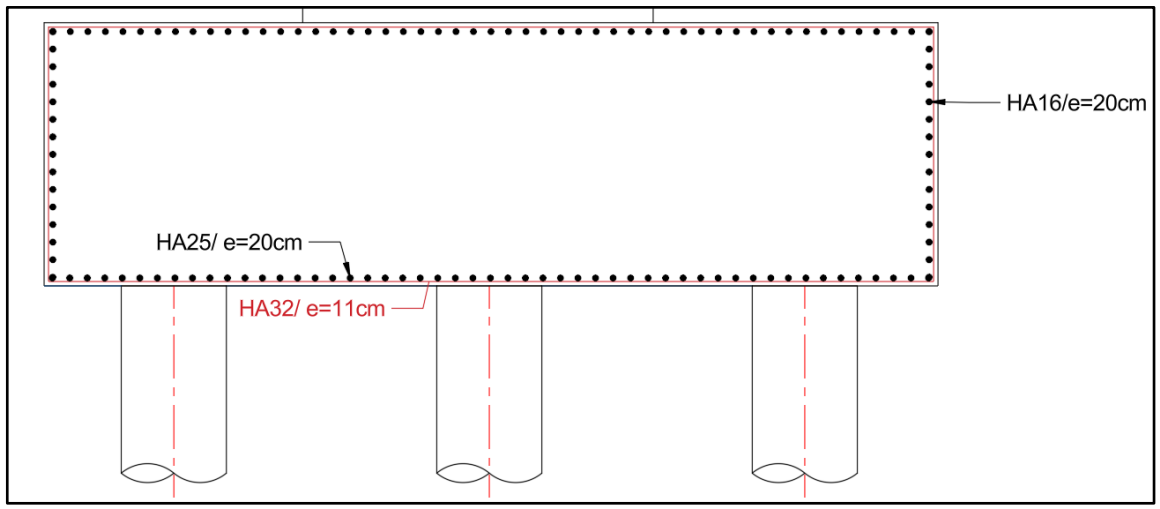


Figure IX-7 : Ferraillage de la semelle de liaison sous pile.

IX.8. CONCLUSION

L'étude des fondations du viaduc a conduit, à partir de la reconnaissance pressiométrique du site (sondage SP36, sol ferme de catégorie S2 sans nappe), à retenir pour chaque appui une fondation profonde sur **12 pieux forés Ø 1,20 m** en grille 4 × 3 (entraxe 3,60 m), liaisonnés par une semelle de 13,80 × 10,20 × 3,00 m.

Le calcul de capacité portante par la méthode pressiométrique de Ménard (*Fascicule n°62 – Titre V*) a montré que la fiche de 12,00 m, suffisante en service, ne permettait de justifier ni la compression maximale à l'ELU ni la traction sismique des pieux de rive : la fiche retenue pour la pile la plus chargée est **D = 14,00 m** (Q_u = 14 308 kN, Q_c = 8 119 kN), assurant l'ensemble des vérifications du Fascicule 62 avec un coefficient d'efficacité de groupe de 0,710.

Le ferraillage des pieux, gouverné par la traction sismique de 3 361 kN, est arrêté à 24 HA 25 avec spires HA 14, et celui de la semelle, déterminé par la méthode des bielles du guide *SETRA PP73*, à 9 HA 32/ml en nappe inférieure longitudinale et 5 HA 25/ml en nappe

inférieure transversale. Ces dispositions assurent la transmission au sol de l'ensemble des charges de l'ouvrage, y compris en situation sismique, et clôturent la justification de la descente de charges du viaduc.

CONCLUSION GÉNÉRALE

CONCLUSION GÉNÉRALE

Le présent projet de fin d'études a porté sur la conception, l'étude structurale et la modélisation BIM du viaduc ferroviaire franchissant la vallée entre les points kilométriques PK 24+925 et PK 25+194,60, dans la région de Souk Ahras, sur la Ligne Minière Est. Conformément à l'objectif fixé, ce travail a été conduit selon deux démarches complémentaires menées en parallèle sur un même ouvrage : une étude classique de dimensionnement et de vérification fondée sur les réglementations en vigueur, et une démarche de modélisation BIM destinée à en éprouver la valeur ajoutée pour les ouvrages d'art ferroviaires.

L'étude de conception a conduit, après comparaison des variantes envisageables, à retenir un tablier mixte acier-béton de type bipoutre à profilés reconstitués soudés, composé de six travées isostatiques de 45 mètres, soit une longueur totale d'environ 270 mètres supportant une double voie. Cette solution concilie la rapidité de mise en œuvre de la charpente métallique, la rigidité apportée par la dalle de roulement en béton armé et une bonne adaptation au franchissement par travées indépendantes. Les caractéristiques des matériaux — acier de construction S355 et béton C35/45 — ainsi que les charges ferroviaires définies à partir des modèles UIC 71 et SW/2 ont servi de base à l'ensemble des calculs.

Le dimensionnement et la vérification du tablier mixte ont été menés conformément aux Eurocodes 3 et 4. Les justifications de résistance des sections, de stabilité de l'âme au cisaillement, de déformation et de contraintes à l'état limite de service se sont révélées satisfaites, confirmant la pertinence des sections PRS adoptées. L'étude des équipements a complété cette partie : appareils d'appui en élastomère fretté dimensionnés selon la norme EN 1337-3 et le guide Sétra, joints de chaussée adaptés au souffle de l'ouvrage, et dispositifs d'évacuation des eaux.

L'étude de l'infrastructure a été abordée dans le cadre du règlement parasismique des ouvrages d'art RPOA 2008. Une analyse dynamique multimodale par spectre de réponse, réalisée à l'aide d'un modèle global aux éléments finis, a permis de caractériser le comportement sismique du viaduc et d'en déduire les efforts sollicitant les piles. Le dimensionnement des piles, puis des fondations profondes sur pieux forés, a été conduit en s'appuyant sur la méthode pressiométrique de Ménard et sur l'Eurocode 7, à partir des données géotechniques du site.

La contribution la plus distinctive de ce travail réside dans la démarche BIM. Une maquette numérique paramétrique de l'ouvrage a été construite sous Revit, en exploitant conjointement Dynamo et Grasshopper via la passerelle Rhino.Inside.Revit, ce qui a permis de générer automatiquement l'ensemble des éléments structuraux à partir d'un jeu réduit de paramètres. Cette maquette a ensuite été enrichie des dimensions 4D, par simulation du phasage des travaux sous Navisworks, et 5D, par extraction des quantités en vue de l'estimation. L'intégration au contexte du site, assurée par AutoCAD Civil 3D et InfraWorks, a fourni une représentation contextuelle dépassant largement la portée des plans bidimensionnels classiques. La conduite parallèle des deux approches a mis en évidence, sur

la quasi-totalité des critères techniques, organisationnels et économiques, la valeur ajoutée significative de la démarche BIM.

Au-delà des résultats techniques, ce projet a constitué une véritable synthèse des connaissances acquises tout au long de la formation, en mobilisant simultanément la conception des ponts, la construction métallique et mixte, le calcul sismique, la géotechnique et les outils numériques de modélisation. Il a également permis de mesurer la complexité réelle d'une chaîne BIM appliquée à un ouvrage d'art, dont la réussite repose sur une succession de choix techniques fins, notamment en matière de formats d'échange, de géoréférencement et de gestion des matériaux.

Enfin, ce travail ouvre plusieurs perspectives. Sur le plan numérique, l'extension de la maquette aux dimensions 6D et 7D — exploitation, maintenance et performance environnementale — ainsi que la mise en place d'une plateforme collaborative de partage des données constitueraient un prolongement naturel. Sur le plan méthodologique, le retour d'expérience documenté ici fournit une base argumentée en faveur de la généralisation progressive des pratiques BIM aux ouvrages d'art ferroviaires en Algérie, dans la continuité de la modernisation engagée sur le réseau minier de l'Est.

BIBLIOGRAPHIE

[1] EN 1990, Eurocode 0 — Bases de calcul des structures, Comité Européen de Normalisation (CEN), Bruxelles, 2002.

[2] EN 1991, Eurocode 1 — Actions sur les structures, notamment EN 1991-2 : charges sur les ponts (trafic ferroviaire LM71, SW/0, SW/2), CEN, Bruxelles, 2003.

[3] EN 1992, Eurocode 2 — Calcul des structures en béton, CEN, Bruxelles, 2004.

[4] EN 1993, Eurocode 3 — Calcul des structures en acier, notamment EN 1993-2 : ponts métalliques, CEN, Bruxelles, 2006.

[5] EN 1994, Eurocode 4 — Calcul des structures mixtes acier-béton, notamment EN 1994-2 : ponts, CEN, Bruxelles, 2005.

[6] EN 1997, Eurocode 7 — Calcul géotechnique, CEN, Bruxelles, 2004.

[7] RPOA, Règles Parasismiques Applicables au domaine des Ouvrages d'Art, Ministère des Travaux Publics, Algérie, 2008.

[8] 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, 1999.

[9] Fascicule 62 — Titre V, Règles techniques de conception et de calcul des fondations des ouvrages de génie civil, Ministère de l'Équipement (France), 1993.

[10] Document SETRA, Eurocodes 3 et 4 — Application aux ponts-routes mixtes acier-béton, Guide méthodologique, Ministère de l'Écologie, du Développement et de l'Aménagement durables (France), 2007.

[11] Document SETRA, Ponts mixtes acier-béton bipoutres — Guide de conception, SETRA (France), 2010.

[12] Document SETRA, Appareils d'appui en élastomère fretté — Utilisation sur les ponts, viaducs et structures similaires, Guide technique, SETRA (France), juillet 2007.

[13] EN 1337-3, Appareils d'appui structuraux — Partie 3 : appareils d'appui en élastomère, CEN, Bruxelles, 2005.

[14] Fiche UIC 776-1, Charges à prendre en considération dans le calcul des ponts-rails, Union Internationale des Chemins de fer (UIC), Paris, 2006.

[15] Fiche UIC 774-3, Interaction voie/ouvrage pour les ponts ferroviaires, Union Internationale des Chemins de fer (UIC), Paris, 2001.

[17] CALGARO, J.-A. & BERNARD-GÉLY, A., Conception des ponts, École Nationale des Ponts et Chaussées de Paris (France), 1994.

[18] Données du projet — Dédoublement et modernisation de la Ligne Minière Est (Annaba – Djebel El Onk) : tracé, profil en long et données géotechniques, ANESRIF, Algérie.

ANNEXES

ANNEXE A

MODÉLISATION BIM

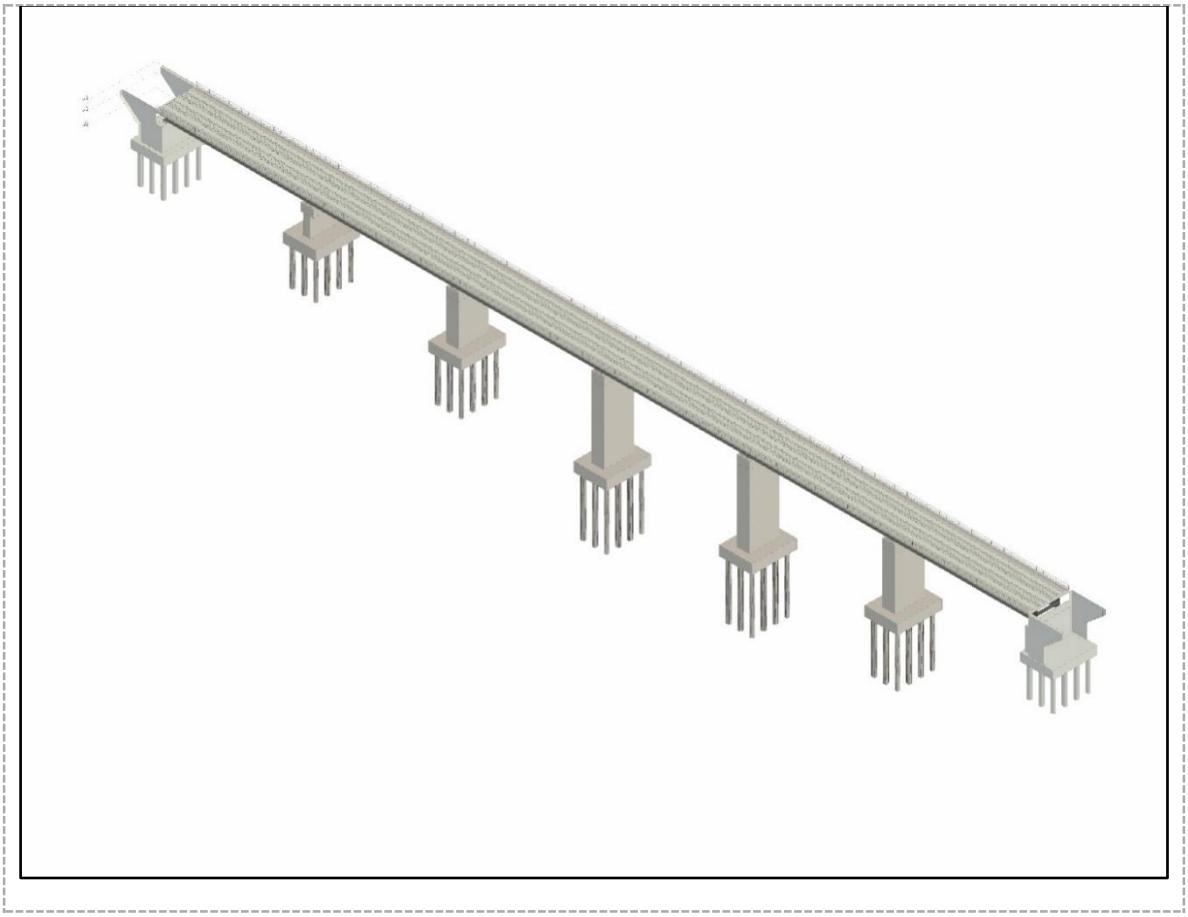


Figure A-1 : Vue 3D de la maquette numérique fédérée (Revit).

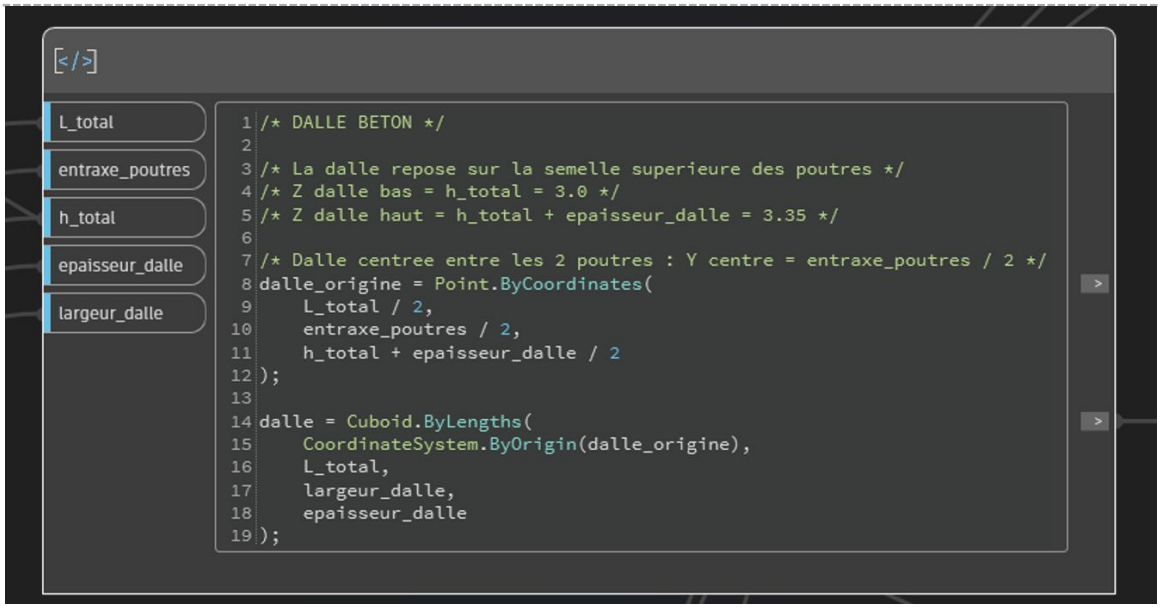
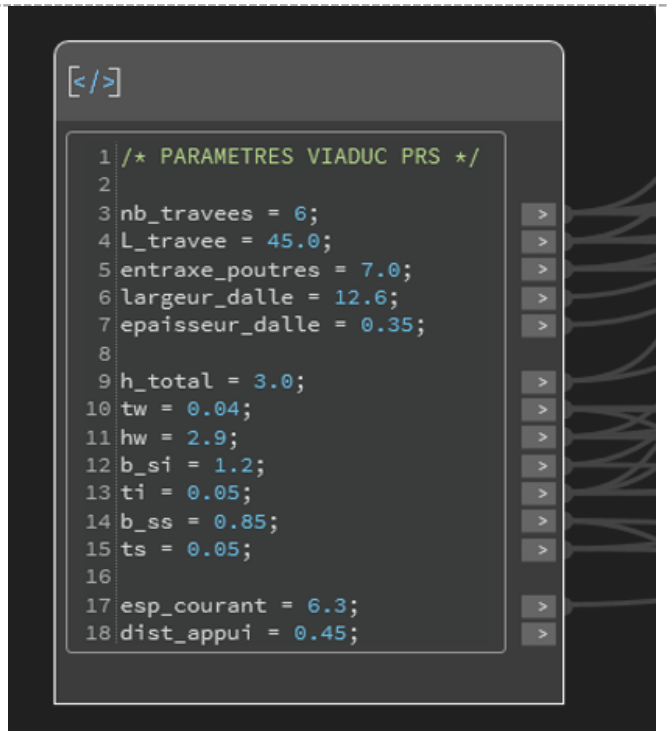


Figure A-2 : Script de génération paramétrique de la dalle sous Dynamo.



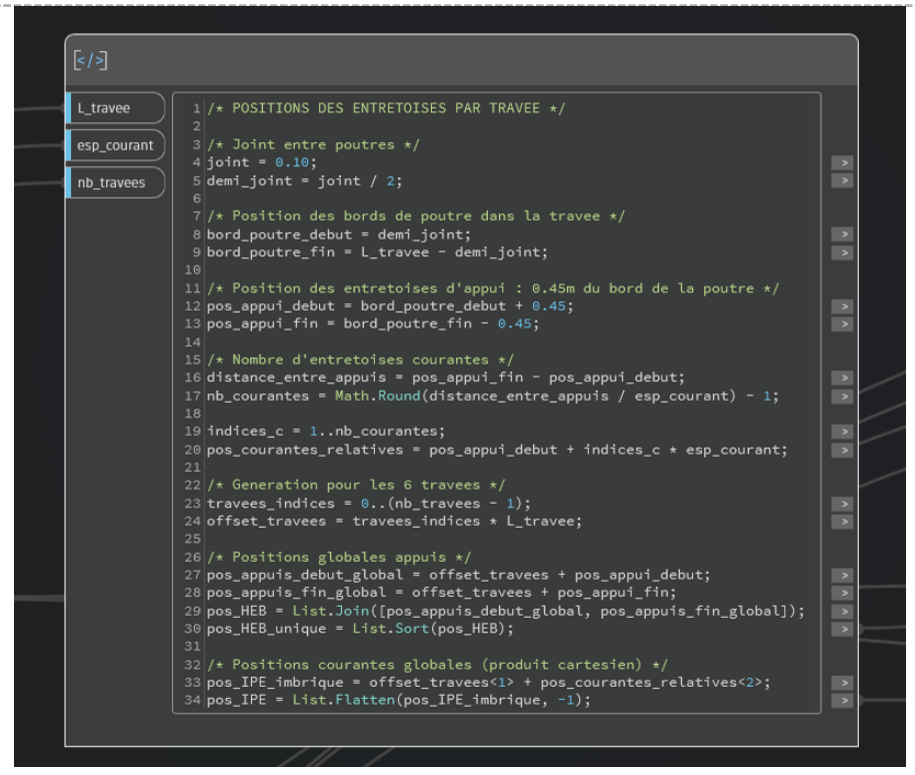
```
/* PARAMETRES VIADUC PRS */

nb_travees = 6;
L_travee = 45.0;
entraxe_poutres = 7.0;
largeur_dalle = 12.6;
epaisseur_dalle = 0.35;

h_total = 3.0;
tw = 0.04;
hw = 2.9;
b_si = 1.2;
ti = 0.05;
b_ss = 0.85;
ts = 0.05;

esp_courant = 6.3;
dist_appui = 0.45;
```

Figure A-3 : Script paramètres du viaduc sous Dynamo.



```
L_travee
esp_courant
nb_travees

/* POSITIONS DES ENTRETOISES PAR TRAVEE */

/* Joint entre poutres */
joint = 0.10;
demi_joint = joint / 2;

/* Position des bords de poutre dans la travee */
bord_poutre_debut = demi_joint;
bord_poutre_fin = L_travee - demi_joint;

/* Position des entretoises d'appui : 0.45m du bord de la poutre */
pos_appui_debut = bord_poutre_debut + 0.45;
pos_appui_fin = bord_poutre_fin - 0.45;

/* Nombre d'entretoises courantes */
distance_entre_appuis = pos_appui_fin - pos_appui_debut;
nb_courantes = Math.Round(distance_entre_appuis / esp_courant) - 1;

indices_c = 1..nb_courantes;
pos_courantes_relatives = pos_appui_debut + indices_c * esp_courant;

/* Generation pour les 6 travees */
travees_indices = 0..(nb_travees - 1);
offset_travees = travees_indices * L_travee;

/* Positions globales appuis */
pos_appuis_debut_global = offset_travees + pos_appui_debut;
pos_appuis_fin_global = offset_travees + pos_appui_fin;
pos_HEB = List.Join([pos_appuis_debut_global, pos_appuis_fin_global]);
pos_HEB_unique = List.Sort(pos_HEB);

/* Positions courantes globales (produit cartesien) */
pos_IPE_imbrique = offset_travees<1> + pos_courantes_relatives<2>;
pos_IPE = List.Flatten(pos_IPE_imbrique, -1);
```

Figure A-4 : Script génération des entretoises sous Dynamo.

```
/* VOILES PILES P2 a P5 - CREUX */

/* Dimensions extérieures du voile */
L_voile_ext = 4.0;
W_voile_ext = 9.2;

/* Dimensions intérieures (cavité) */
L_cavite = 2.8;
     /* sens longitudinal */;
W_cavite = 8.0;
     /* sens transversal */;
/* Parois de 60 cm partout */

/* Hauteurs des voiles (P2 a P5) */
H_voile_P2 = 15.0 - 2.3;
     /* = 12.7 m */;
H_voile_P3 = 24.8 - 2.3;
     /* = 22.5 m */;
H_voile_P4 = 24.8 - 2.3;
     /* = 22.5 m */;
H_voile_P5 = 18.5 - 2.3;
     /* = 16.2 m */;

/* Positions X des piles */
x_P2 = 90.0;
x_P3 = 135.0;
x_P4 = 180.0;
x_P5 = 225.0;

/* Positions Z des centres */
z_voile_P2_centre = -2.772 - H_voile_P2 / 2;
z_voile_P3_centre = -2.772 - H_voile_P3 / 2;
z_voile_P4_centre = -2.772 - H_voile_P4 / 2;
z_voile_P5_centre = -2.772 - H_voile_P5 / 2;

/* === VOILE P2 === */
/* Solide extérieur */
ext_P2 = Cuboid.ByLengths(
    CoordinateSystem.ByOrigin(Point.ByCoordinates(x_P2, 7.0/2, z_voile_P2_centre)),
    L_voile_ext, W_voile_ext, H_voile_P2
);
/* Cavité (à soustraire) */
cav_P2 = Cuboid.ByLengths(
    CoordinateSystem.ByOrigin(Point.ByCoordinates(x_P2, 7.0/2, z_voile_P2_centre)),
    L_cavite, W_cavite, H_voile_P2
);
voile_P2 = Solid.Difference(ext_P2, cav_P2);

/* === VOILE P3 === */
ext_P3 = Cuboid.ByLengths(
    CoordinateSystem.ByOrigin(Point.ByCoordinates(x_P3, 7.0/2, z_voile_P3_centre)),
    L_voile_ext, W_voile_ext, H_voile_P3
);
cav_P3 = Cuboid.ByLengths(
    CoordinateSystem.ByOrigin(Point.ByCoordinates(x_P3, 7.0/2, z_voile_P3_centre)),
    L_cavite, W_cavite, H_voile_P3
);
voile_P3 = Solid.Difference(ext_P3, cav_P3);
```

Figure A-5 : Script génération des piles sous Dynamo.

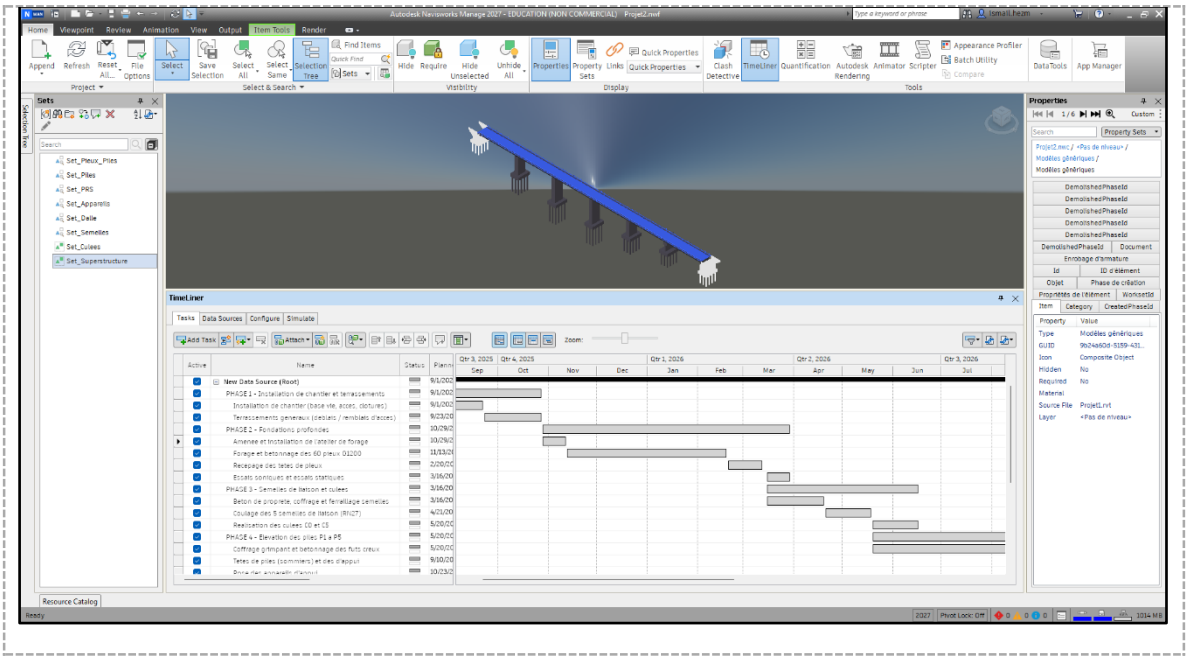


Figure A-6 : Simulation 4D du phasage des travaux (Navisworks).

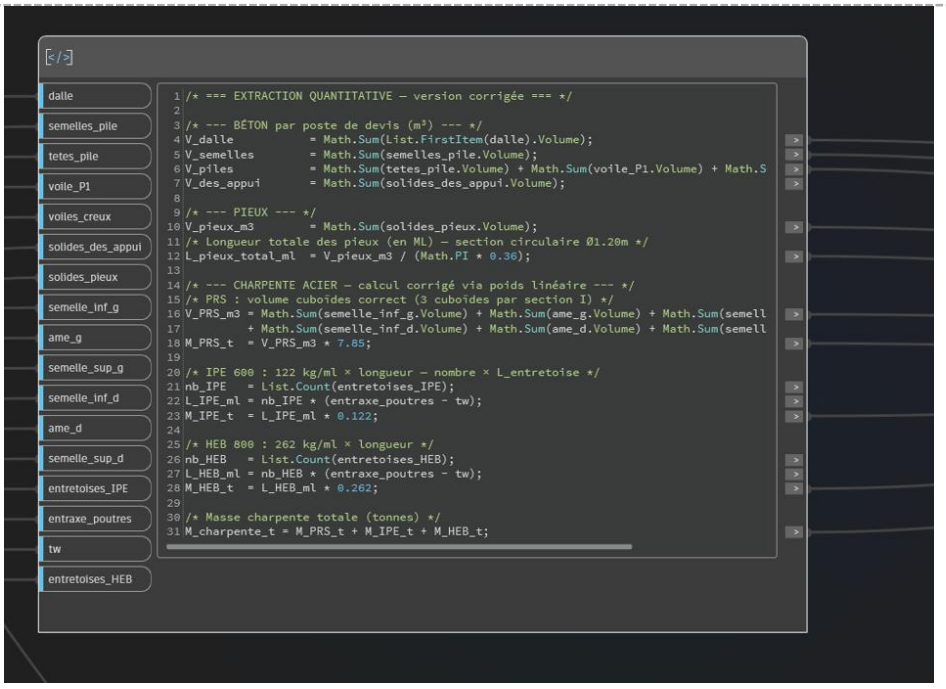


Figure A-7 : Extraction quantitative 5D (nomenclatures Revit).

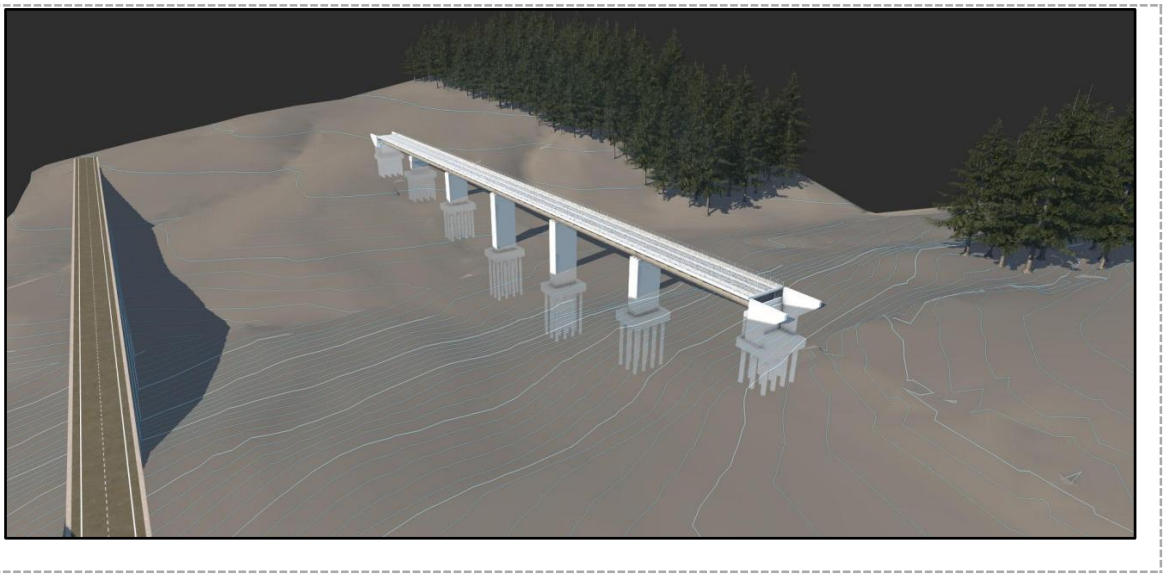


Figure A-8 : Intégration au contexte du site (InfraWorks).

ANNEXE B

Modélisation avec logiciel MIDAS CIVIL

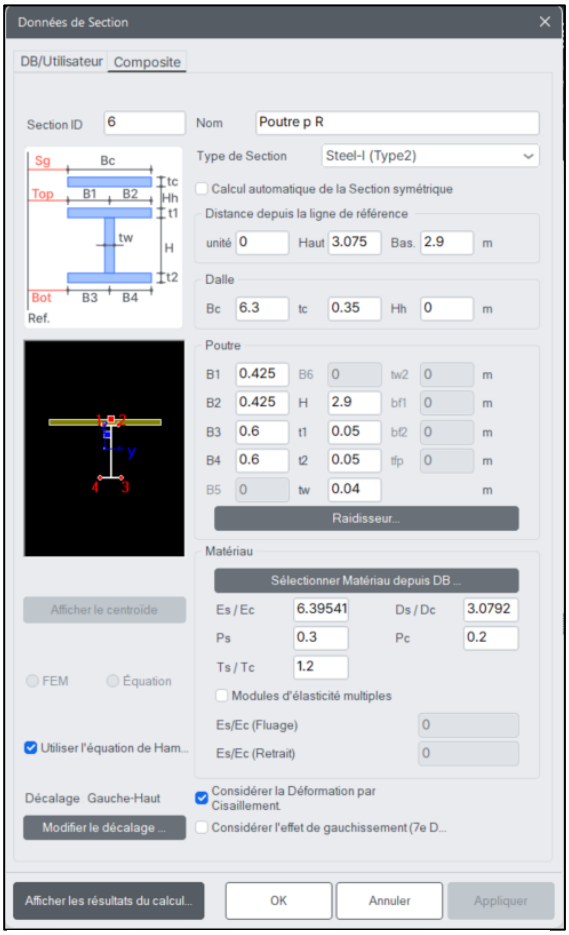


Figure1: definition poutre PRS droite

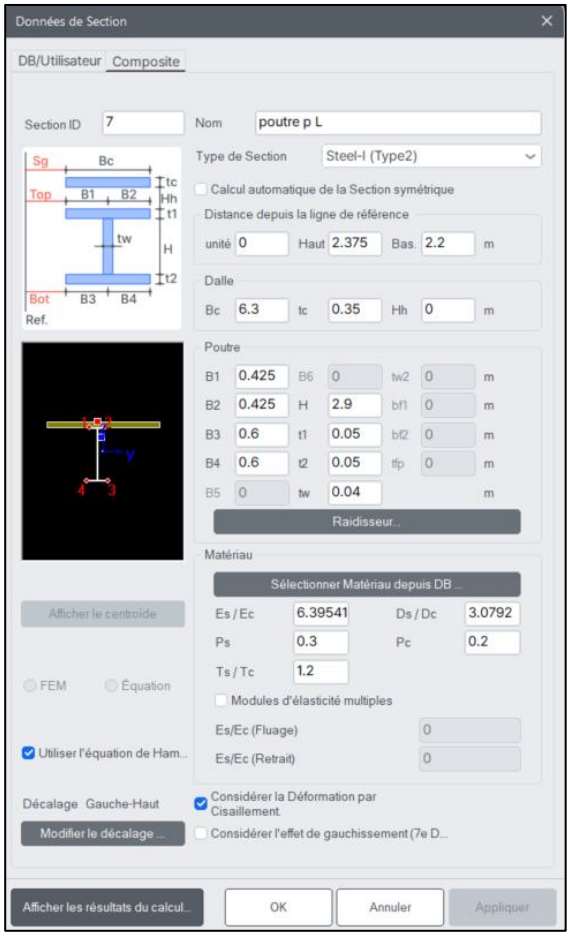


Figure2: definition poutre PRS gauche

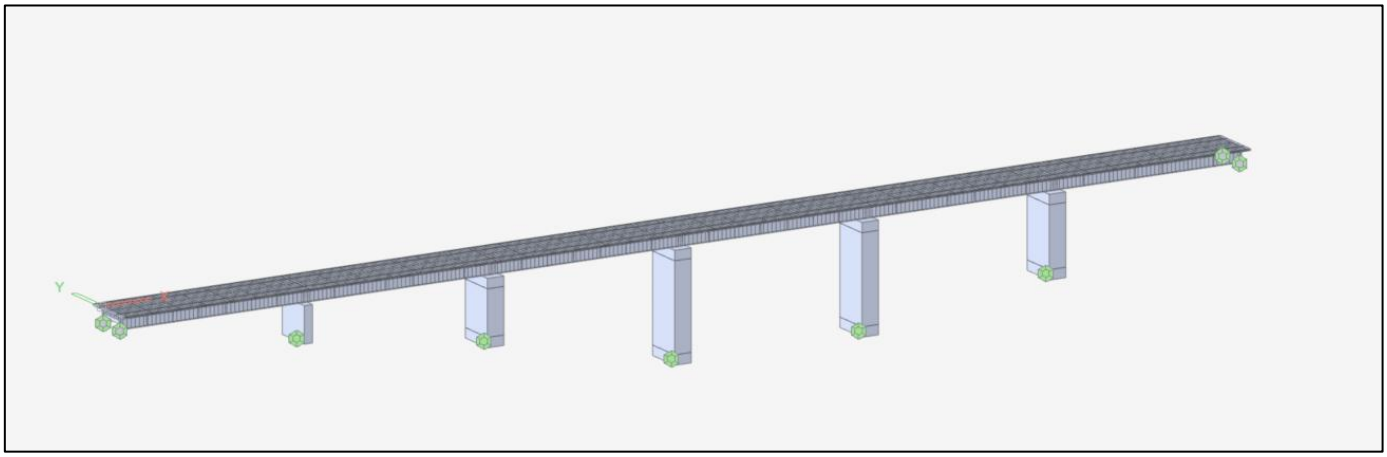


Figure 3: Condition d'appuis sur le modèle 3D

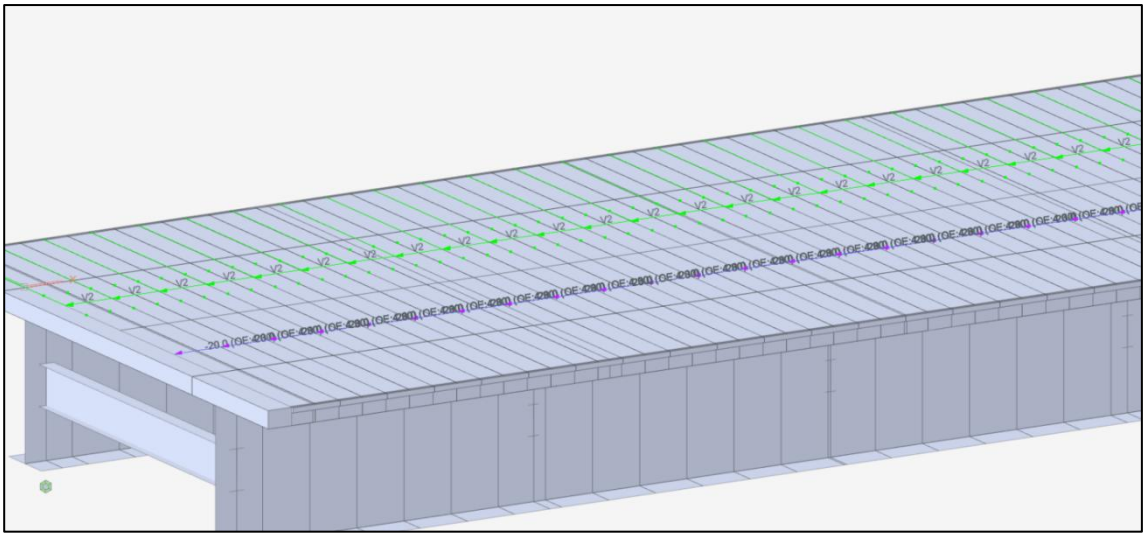


Figure 4: Exemple de charge linéaire (charge de freinage)

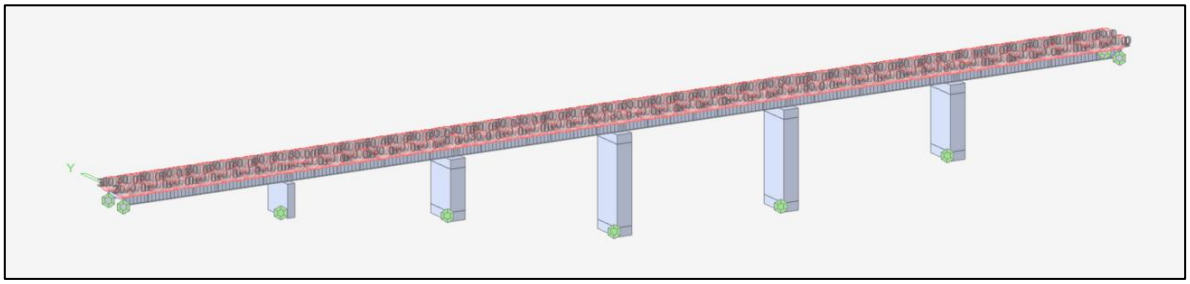


Figure 5: Exemple de charge de température (DT+)

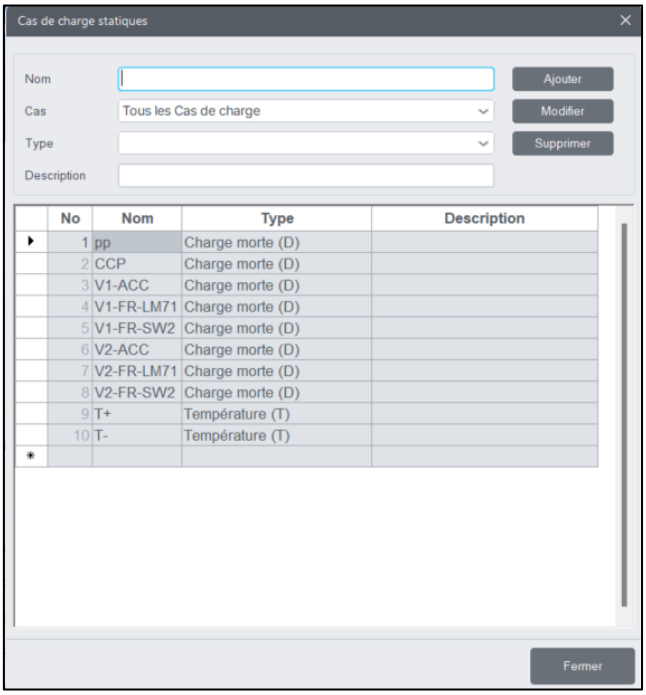


Figure 6: Charges introduite dans la modélisation

ANNEXE C

DIAGRAMME DES EFFORTS INTERNES

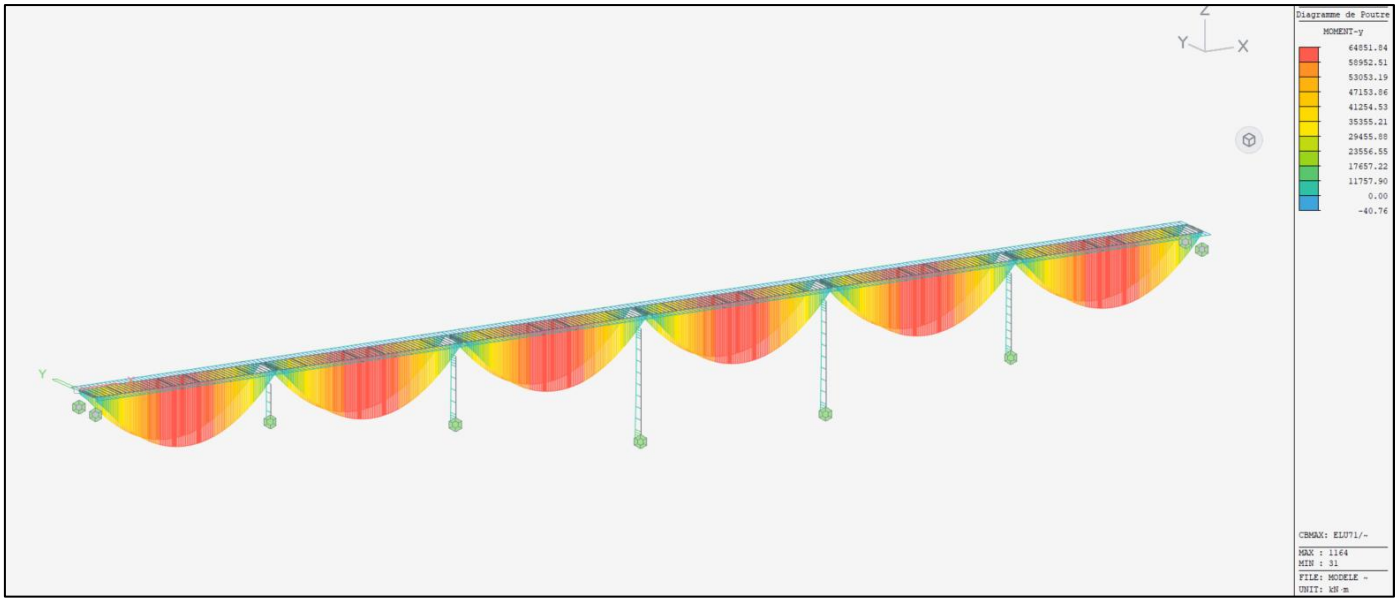


Figure C-1: Moment fléchissant sous la combinaison la plus défavorable à l'ELU (UIC71,SW2)

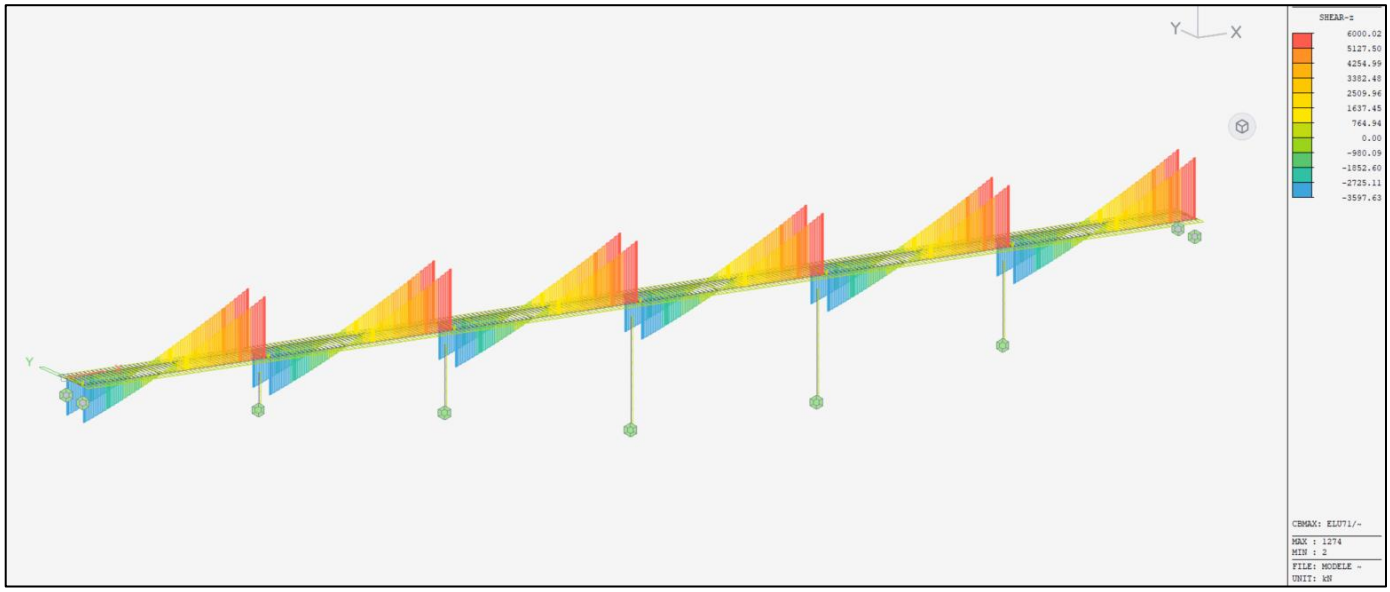


Figure C-2: Effort tranchant à l'ELU (UIC71,SW2)

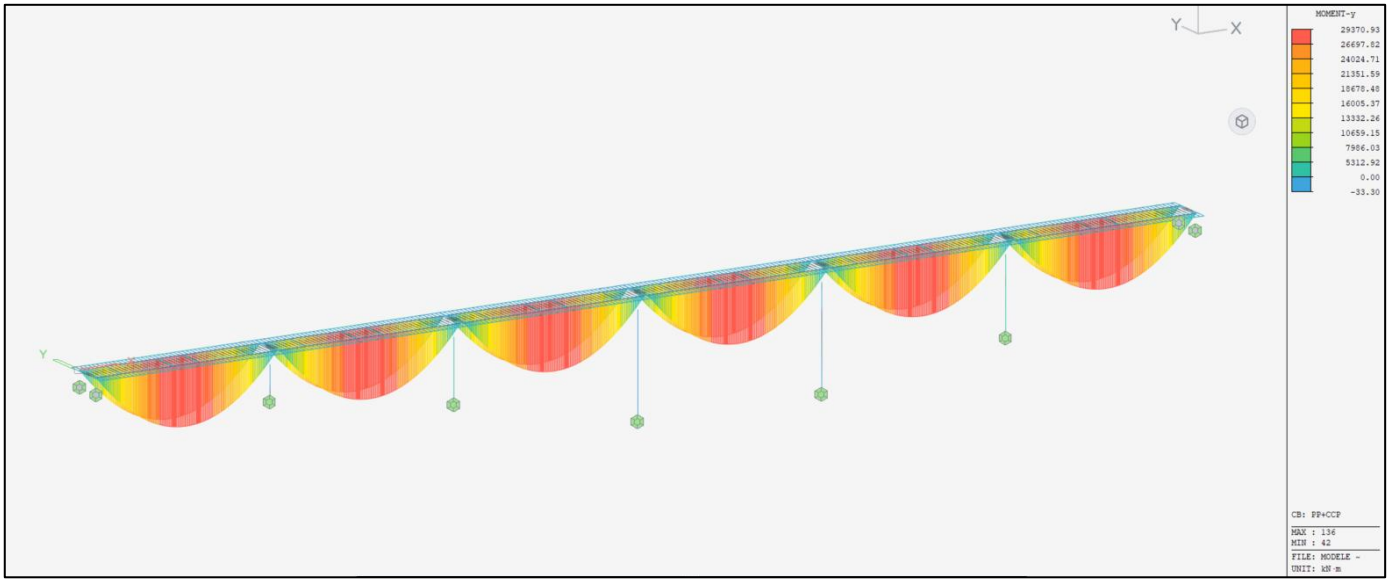


Figure C-3 : Moment fléchissant sous la combinaison (PP+CCP)

ANNEXE D

ÉTUDE GÉOTECHNIQUE ET PORTANCE DES PIEUX

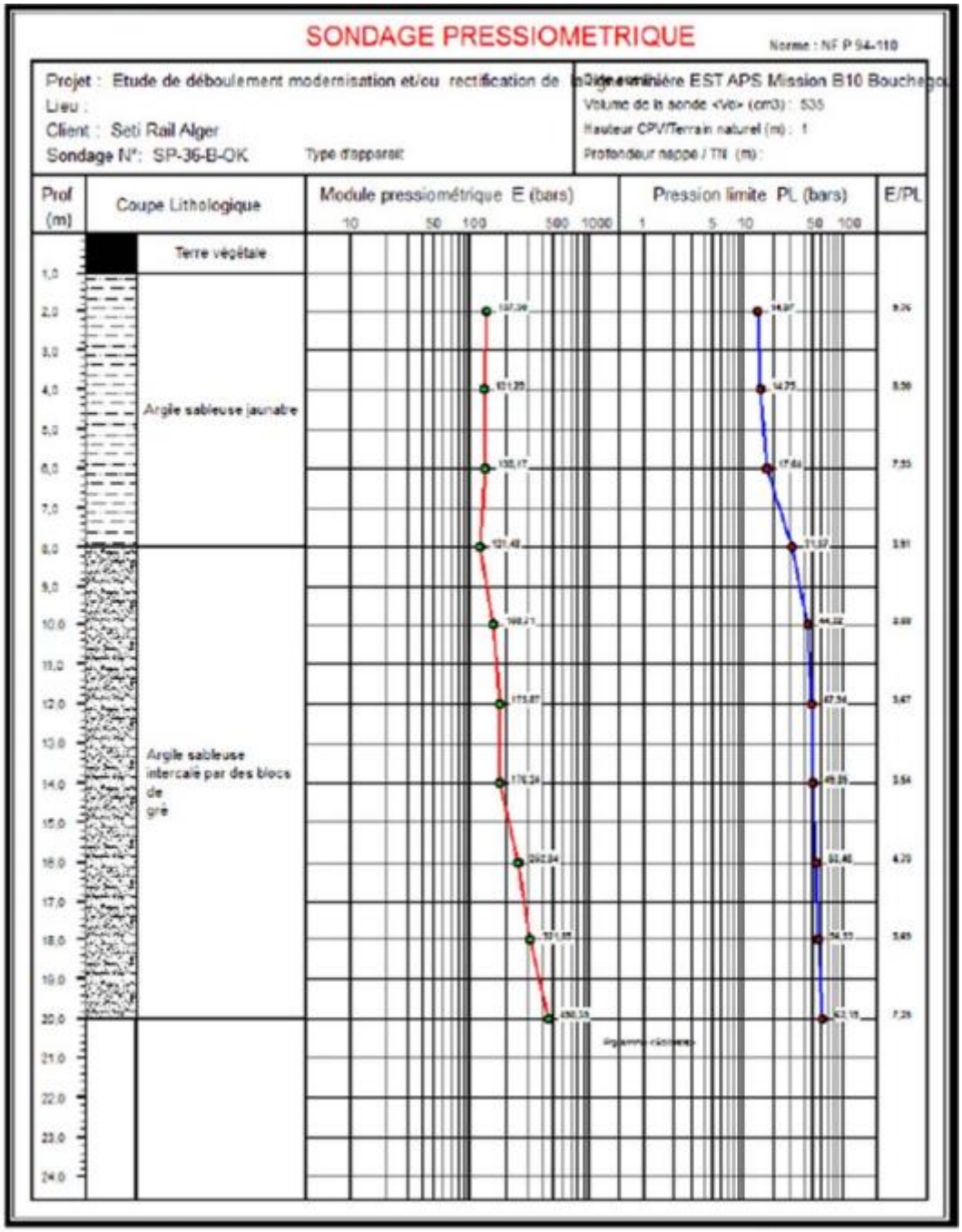


Figure 1 : Coupe lithologique du site (sondage pressiométrique).

ANNEXE E

FERRAILLAGE PAR EXPERT BA

Ferraillage de la dalle centrale a l'ELU nappe inférieure

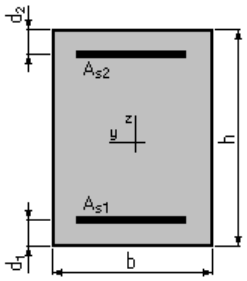
Calcul de Section en Flexion Simple

1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 35.0 (MPa) **Acier: fe = 500.0 (MPa)**

Fissuration préjudiciable
Prise en compte des armatures comprimées
Pas de prise en compte des dispositions sismiques
Calcul suivant BAEL 91

2. Section:



b = 100.0 (cm)
h = 35.0 (cm)
d_1 = 5.0 (cm)
d_2 = 5.0 (cm)

3. Moments appliqués:

	$\mathbf{M_{max}}$ (kN*m)	$\mathbf{M_{min}}$ (kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	454.00	0.00
Etat **L**imite de **S**ervice	327.00	0.00
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0.00	0.00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	A_{s1} = 57.8 (cm2)	Section théorique	A_{s2} = 0.0 (cm2)
Section minimum	$A_{s\,min}$ = 4.1 (cm2)		
théorique	ρ = 1.93 (%)		
minimum	ρ_{min} = 0.14 (%)		

Analyse par Cas:

Cas ELU M_{max} = 454.00 (kN*m) M_{min} = 0.00 (kN*m)

Coefficient de sécurité:	1.31	Pivot: B
Position de l'axe neutre:	y = 15.8	(cm)
Bras de levier:	Z = 23.7	(cm)
Déformation du béton:	ε_b = 3.50	(‰)
Déformation de l'acier:	ε_s = 3.13	(‰)
Contrainte de l'acier:		
tendue:	σ_s = 434.8	(MPa)

Cas ELS M_{max} **= 327.00 (kN*m)** M_{min} **= 0.00 (kN*m)**

Coefficient de sécurité: 1.00

Position de l'axe neutre: y = 15.7 (cm)

Bras de levier: Z = 24.8 (cm)

Contrainte maxi du béton: σ_b = 16.8 (MPa)

Contrainte limite: 0,6 fcj = 21.0 (MPa)

Contrainte de l'acier:

tendue: σ_s = 228.6 (MPa)

Contrainte limite de l'acier:

$\sigma_{s\ lim}$ = 228.6 (MPa)

Ferraillage de la dalle centrale a l'ELU NAPPE SUPERIEIRE

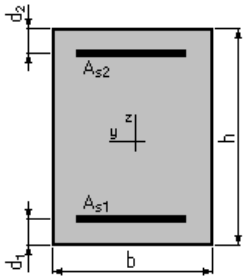
Calcul de Section en Flexion Simple

1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 35.0 (MPa) **Acier: fe = 500.0 (MPa)**

Fissuration préjudiciable
Prise en compte des armatures comprimées
Pas de prise en compte des dispositions sismiques
Calcul suivant BAEL 91

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)	-155.85	0.00
Etat **L**imite de **S**ervice	-119.31	0.00
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0.00	0.00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	A_{s1} = 0.0 (cm2)	Section théorique	A_{s2} = 19.7 (cm2)
Section minimum	$A_{s\,min}$ = 0.0 (cm2)		
théorique	ρ = 0.66 (%)		
minimum	ρ_{min} = 0.14 (%)		

Analyse par Cas:

Cas ELU M_{max} = -155.85 (kN*m) M_{min} = 0.00 (kN*m)

Coefficient de sécurité:	1.53	Pivot: A
Position de l'axe neutre:	y = 5.4	(cm)
Bras de levier:	Z = 27.8	(cm)
Déformation du béton:	ε_b = 2.20	(‰)

Déformation de l'acier: ε_s = 10.00 (‰)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 434.8 (MPa)

Cas ELS **M_{max} = -119.31 (kN*m)** **M_{min} = 0.00 (kN*m)**
Coefficient de sécurité: 1.00
Position de l'axe neutre: y = 10.7 (cm)
Bras de levier: Z = 26.4 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 8.4 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 21.0 (MPa)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 228.6 (MPa)
Contrainte limite de l'acier:
$\sigma_{s\,lim}$ = 228.6 (MPa)

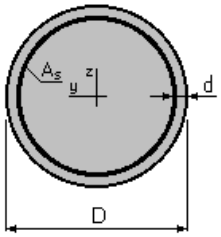
Ferraillage du pieux en Flexion Déviée Composée

1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 30.0 (MPa) **Acier: fe = 500.0 (MPa)**

* Fissuration préjudiciable
* Pas de prise en compte des dispositions sismiques
* Calcul suivant BAEL 91

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.	ELU	9104.00	614.00	53.00
2.	ELS	5909.00	237.00	42.00
3.	ELA	-3361.00	913.00	870.00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_s = 117.6 (cm2)
Section minimum $A_{s\,min}$ = 22.6 (cm2) Section maximum $A_{s\,max}$ = 565.5 (cm2)
théorique ρ = 1.04 (%)
minimum ρ_{min} = 0.10 (%) maximum ρ_{max} = 5.00 (%)

Analyse par Cas:

Cas N^{O} 1: Type ELU N = 9104.00 (kN) M_y = 614.00 (kN*m) M_z = 53.00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 2.20 Pivot: C
Position de l'axe neutre: y = 129.0 (cm)
Bras de levier: Z = 59.5 (cm)
Déformation du béton: ε_b = 3.32 (‰)
Déformation de l'acier: ε_s = 0.00 (‰)
Contrainte de l'acier:
comprimée: σ_s' = 434.8 (MPa)

Cas N^{O} 2: Type ELS **N = 5909.00 (kN)** **M_y = 237.00 (kN*m)** **M_z = 42.00 (kN*m)**

Coefficient de sécurité: 3.17
Position de l'axe neutre: y = 300.1 (cm)
Bras de levier: Z = 58.6 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 5.7 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 18.0 (MPa)
Contrainte de l'acier:
comprimée: σ_s' = 83.7 (MPa)
Contrainte limite de l'acier:
$\sigma_{s\,lim}$ = 215.6 (MPa)

Cas N^{O} 3: Type ELA **N = -3361.00 (kN)** **M_y = 913.00 (kN*m)** **M_z = 870.00 (kN*m)**

Coefficient de sécurité: 1.00 Pivot: A
Position de l'axe neutre: y = 11.3 (cm)
Bras de levier: Z = 109.4 (cm)
Déformation du béton: ε_b = 1.09 (‰)
Déformation de l'acier: ε_s = 10.00 (‰)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s =500.0 (MPa)
comprimée: σ_s' = 118.3 (MPa)