République Algérienne Démocratique et Populaire

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

المـــدرســـة الوطنيـــة العليـــا للأشغـال العموميـة

فرنسيس جانسون

Ecole Nationale Supérieure des Travaux

Publics Francis Jeanson

Mémoire

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

Filière : Travaux Publics

Spécialité : Matériaux et structure

Thème

CONCEPTION ET ETUDE D'UN VIADUC FERROVIAIRE DE LA LIGNE FERROVIAIRE DE L'EST, ENTRE BOUCHEGOUF-SOUK AHRAS-DREA SUR 121KM DU PK 117+280 OU PK 117+831.10

Présenté par :

BOUABBA NAIM
DIB FERHAT

Encadré par :

Mr. BELEMRABET ILYAS
Mr. BEKHOUCHE MD REDHA

Promotion 2025/2026

© ENSTP-FJ - Garidi - Vieux Kouba

REMERCIEMENT

Avant tout, nous remercions Allah le Tout-Puissant de nous avoir accordé la santé, la patience et la force nécessaire pour mener à bien ce travail.

Nous exprimons ensuite notre profonde gratitude à notre encadrant **M. BELEMRABET Ilyas** pour la confiance qu'il nous a accordé, ses conseils précieux et son accompagnement tout au long de ce projet.

Nous remercions également notre co-encadrant **M. BAKHOUCHE Mohamed Redha** pour ses orientations, ses remarques constructives et son soutien constant.

Nos remerciements vont également à **M. ZOURGUI**, chef du département DMS, pour son aide et son appui précieux pendant notre travail.

Nous tenons à exprimer notre reconnaissance à l'entreprise **ENGOA** qui nous a accueillis dans un cadre professionnel enrichissant et nous a permis de réaliser notre scène dans de bonnes conditions.

Un remerciement particulier à **M. HENNA Youcef** pour sa grande disponibilité, son aide précieux et ses explications qui nous ont beaucoup appris, tant sur le plan technique que pratique.

Enfin, nous remercions l'ensemble des enseignants et le personnel de l'ENSTP pour la qualité de la formation et leur engagement auprès des étudiants.

DEDICACES

Je dédie ce travail, fruit de plusieurs années d'efforts, de sacrifices et de persévérance, à toutes les personnes qui ont contribué, de près ou de loin, à mon parcours.

En premier lieu, à mes très chers parents.

À ma mère, pour son amour infini, sa tendresse, ses prières et son soutien inconditionnel. Merci d'avoir toujours cru en moi, même dans les moments où je doutais de moi-même.

À mon père, pour tous les sacrifices qu'il a consentis afin de nous offrir les meilleures conditions de réussite. Merci pour ton travail, tes conseils et les valeurs que tu m'as transmises. Cette réussite est avant tout la vôtre.

À mon frère et à ma sœur, qui ont partagé avec moi les joies comme les difficultés. Que cette réussite soit aussi la vôtre.

À mes amis, Ferhat, Youba et Akram, qui ont rendu ces années d'études plus belles par leur soutien, leur bonne humeur et les souvenirs inoubliables que nous avons construits ensemble.

À tous mes camarades de promotion, avec qui j'ai partagé des moments d'apprentissage, d'entraide et de persévérance.

À toutes les personnes qui m'ont encouragé, conseillé ou aidé d'une quelconque manière durant mon parcours universitaire.

Enfin, je dédie ce travail au jeune garçon que j'étais autrefois, celui qui rêvait de devenir ingénieur et qui regardait l'avenir avec ambition. Aujourd'hui, un de ses rêves devient réalité, et ce n'est que le début d'un long chemin vers de nouveaux horizons.

À vous tous, je témoigne ma profonde gratitude et mon immense respect.

Naim…

DEDICACES

Ce travail est avant tout dédié à mes parents, qui sont la base et la force de ma vie, et qui ont toujours été présents pour m'accompagner à chaque étape de mon chemin.

À ma maman, pour son amour, ses encouragements et la confiance qu'elle m'a toujours témoignée, me donnant la force d'aller au bout de mes objectifs.

À mon papa, qui a toujours tout sacrifié pour notre réussite, et dont le bonheur se lit à travers chacun de nos accomplissements.

Je pense aussi à mon petit frère **Koceila** et à mes sœurs **Tassadit**, **Thamila** et **Lina**, avec qui je partage cette réussite comme nous partageons nos joies. Je leur souhaite tout le bonheur du monde.

Ce travail est également dédié à mes cousins, cousines et amis d'enfance, qui ont toujours été là pour célébrer mes victoires comme le feraient de vrais frères et sœurs.

Une mention particulière à mon cousin et ami **Kamel**, frère de cœur, qui a été témoin discret de toutes les épreuves que j'ai dû affronter.

À mon ami et binôme **Naim**, avec qui j'ai partagé tant de bons moments, d'histoires et de souvenirs gravés pour toujours.

À mes amis rencontrés au fil du parcours, devenus de véritables frères : **Youva**, **Akram**, **Rafik**, **Zizou**, **Djamel**, **Youcef, Fares**, **Imghi** …

Enfin, je tiens à adresser cette dédicace au "moi" d'autrefois, celui qui rêvait d'aller loin, pour lui dire qu'un des premiers objectifs qu'il s'était fixé est désormais atteint.

Ferhat…

Résume

Ce projet de fin d'études consiste en la conception et l'étude d'un viaduc ferroviaire à double voie au PK117+280 de la ligne Bouchegouf – Dréa – Souk Ahras, sur 550 m de longueur. Le tablier choisi est un bipoutre mixte isostatique à hauteur variable, validé par modélisation sur **MIDAS Civil** et conçu conformément aux normes algériennes et internationales, avec dimensionnement des appareils d'appui, piles et fondations.

Mots clés : Viaduc ferroviaire, Pont rail, Bipoutre mixte, Tablier isostatique.

Summary

This final-year project focuses on the design and analysis of a double-track railway viaduct located at PK117+280 on the Bouchegouf – Dréa – Souk Ahras line, with a total length of 550 m. The selected deck is a simply supported mixed twin-girder with variable depth, validated through modeling in **MIDAS Civil** and designed in accordance with Algerian and international standards, including the sizing of bearings, piers, and foundations.

Keywords : Railway viaduct, Rail bridge, Composite twin-girder, Simply supported deck.

ملخص

يهدف هذا العمل الذي يدخل في إطار مشروع نهاية التخرج الى القيام بتصميم ودراسة جسر يقع على النقطة الكيلومترية 117+280 بطول يمتد على 550متر، على خط بشغوف ـ دريا ـ سوق اهراس، السطح المختار هو جسر مركب مكون من عارضتين رئيسيتين بارتفاع متغير، وجرى انشاؤه وفقا للمعايير الجزائرية والدولية، مع حساب وتصميم اجهزة الدعم، الاعمدة والاساسات وقد تم التحقق من تصميمه بواسطة النمذجة على برنامج MIDAS CIVIL

الكلمات المفتاحية: جسر علوي لسكة الحديدية، جسر للقطارات، جسر مركب ذو عارضتين، سطح انشائي بسيط الارتكاز

SOMMAIRE

Introduction générale

Chapitre I : Présentation du projet

I.1. Introduction 1
I.2. Présentation du projet 1
I.2.1. Objectif du projet……1
I.2.2. Situation du projet……1
I.2.3. Données du projet 2
I.2.3.1. Données fonctionnelles du projet 2
I.2.3.2. Données naturelles.....4
I.3. Conclusion 6

Chapitre II : Conception et prédimensionnement

II.1. Introduction 7
II.2. Présentation et prédimensionnement des variantes 7
II.2.1. Variante 01 7
II.2.2. Variante 02 11
II.2.3. Variante 03 13
II.3. Conception des piles et culées.....16
II.4. Analyse multicritère des variantes.....17
II.4.1. Les avantages et inconvénients de chaque variante.....18
II.4.2. Calcul du cout de chaque variante 19
II.5. Conclusion 20

Chapitre III : Hypothèses de calcul

III.1. Introduction 21
III.2. Normes et règles de calcul 21
III.3. Caractéristique des matériaux 21
III.3.1. Béton 22
III.3.1.1. Type de ciment 22
III.3.1.2. Contraintes admissible à la compression 23
III.3.1.2.1. Contrainte de calcul à l'ELU 23
III.3.1.2.2. Contrainte de calcul a l'ELS 23
III.3.1.3. Déformation longitudinal du béton 23
III.3.1.4. Déformation transversal du béton 24
III.3.2. Acier 24
III.3.2.1. Acier passif 24
III.3.2.2. Acier pour la construction métallique 25
III.4. Coefficient de poisson 25
III.5. Conclusion 26

Chapitre IV : Charges et surcharges

IV.1. Introduction 27
IV.2. Evaluation des charges et surcharges 27
IV.2.1. Charge permanente (CP) 27
IV.2.2. Complément de charge permanent 28
IV.2.2.1. Rail 28
IV.2.2.2. Travers bi-blocs 28
IV.2.2.3. Ballast 29
IV.2.2.4. Trottoir 29
IV.2.2.5. Murette 29
IV.2.2.6. Garde-corps 29
IV.2.2.7. Evacuation des eaux 29
IV.2.2.8. Caténaire 29
IV.2.2.9. Chape de béton 29

IV.2.3. Surcharge d'exploitation dues au trafic ferroviaire (EN 1991-2 :2003) 30
IV.2.3.1. Modèle de charge UIC 71 (article 6.3.2 de l'EN 1991-2) 30
IV.2.3.2. Modèle de charge SW/0 et SW/2 (article 6.3.3 de l'EN 1991-2) 30
IV.2.3.3. Modèle de charge train vide 31
IV.2.4. Transmission des charges à la structure 31
IV.2.4.1. Répartition longitudinale d'une force ponctuelle ou d'une charge de roue par le rail (d'après UIC 744-2) 31
IV.2.4.2 Répartition longitudinale des charges par les traverses et le ballast (UIC 744-2 page 6) 32
IV.2.4.3. Répartition longitudinale par le ballaste des charges d'essieu du schéma de charge UIC 71 33
IV.2.5. Effet dynamique 33
IV.2.5.1. Coefficient dynamique 33
IV.2.6. Charges horizontales 35
IV.2.6.1. Forces centrifuges (selon l'article 6.5.1 de l'EN 1991-2 :2003) 35
IV.2.6.2. Effort de lacet 36
IV.2.6.3. Force de traction et de freinage 37
IV.2.6.4. Charges de déraillement 38
IV.2.7. Action naturelle (NF EN 1991-1-5 : 2004) 41
IV.2.7.1. Effets thermiques 41
IV.2.7.1.1. Différence de température uniforme 41
IV.2.7.1.2. Gradient thermique 41
IV.2.7.2. Charge due au vent 42
IV.3. Application des charges de trafic 42
IV.3.1. Généralités sur l'application 42
IV.3.2. Groupes de charge 42
IV.3.3. Combinaisons d'actions 44
IV.3.4. Combinaisons représentatives 44

Chapitre V : Etude du tablier

V.1. Introduction 47
V.2. Présentation du logiciel MIDAS CIVIL 2022 47
V.3. Analyse de la section mixte 49
V.3.1. Caractéristiques de la section mixte 49
V.3.1.1. Coefficient d'équivalence (NF EN 1994-2, 4.2.2) 49
V.3.1.2. Largeur efficace pour la vérification des sections transversales (EN 1994-2 :1997 4.2.2.2) 49
V.3.1.3. Calcul des surfaces 50
V.3.1.4. Position du centre de gravité de la section mixte 50
V.3.1.5. Moment d'inertie de la section mixte 51
V.3.1.6. Caractéristiques de la section mixte : application numérique 51
V.3.1.7. Caractéristique de la section mixte pour les actions du retrait 52
V.3.1.8. Caractéristique de la section mixte pour les surcharges 52
V.4. Résistance en section et vérification de la sécurité structurale (Eurocode 3 et 4) 53
V.4.1. Classification des actions 53
V.4.2. Justification des contraintes (EN 1994-2 :2005) 54
V.4.2.1. Justification en flexion 54
V.4.2.2. Justification à l'effort tranchant 55
V.4.2.3. Justification au moment fléchissant 56
V.4.3. Résultats et vérifications 57
V.4.4. Justification sous l'interaction M.V (EN1994-2, 6.2.2.4) 60
V.5. Retrait du béton (en 1992-1-1 ,3.1) 60
V.6. Entretoises 64
V.6.1. Vérification des entretoises 64
V.6.2. Entretoises courants IPE 600 64
V.6.3. Entretoises sur appuis HEA1000 66
V.7. Vérification de la flèche (en 1990 annexe a2, a.2.4.4.2.3) 67
V.8. Vérification du voilement de l'âme de la poutre (Eurocode 3 – en 1993-1-5) 68
V.8.1. Différents types de voilement de l'âme 68
V.8.1.1. Voilement par compression (Voilement local) 68
V.8.1.2. Voilement par cisaillement 68
V.8.2. Résistance au voilement pour le panneau le plus sollicité 69

V.8.3. Résistance au voilement pour les autres panneaux……69
V.9. Vérification au déversement 70
V.10. Vérification à la Torsion 74
V.11. Connecteurs.....76
V.11.1. Goujons à tête utilisés dans les dalles pleines et les enrobages de béton 76
V.11.2. Résistance de calcul.....76
V.11.3. Flux de cisaillement.....77
V.11.4. Nombre de goujons.....77
V.11.5. Résultats et dimensionnement.....77
V.11.6. Vérification des espacements vis à vis des dispositifs construction 78
V.12. Etude de la dalle.....80
V.12.1. Ferraillage de la dalle.....80
V.12.1.1. Dalle centrale 80
V.12.1.2. Dalle en porte-à-faux.....81
V.12.2. Condition de non-fragilité.....83
V.13. Assemblage 83
V.13.1. Assemblage par soudure 83
V.13.1.1. Catégories d'assemblages soudes 84
V.13.1.2. Types de soudure 84
V.13.1.3. Procédés de soudage retenu pour l'ouvrage.....84
V.13.1.4. Contrôle de soudure 85

Chapitre VI : Equipements du pont

VI.1. Introduction.....87
VI.2. Appareils d'appuis.....87
VI.3. Types d'appareils d'appuis 87
VI.3.1. Appareils d'appuis à pot.....88
VI.4. Conditions d'appuis.....88
VI.5. Le dimensionnement des appareils d'appuis 89
VI.5.1. Vis-à-vis des efforts verticaux 89
VI.5.1.1. Surface du pot S_P 89
VI.5.1.2. Surface du coussin S_C 89

VI.5.2. Vis-à-vis des efforts horizontaux.....90
VI.6. Choix de l'appareil.....90
VI.7. Dé d'appui.....90
VI.7.1. Dimensionnement de dé d'appui.....91
VI.7.2. Ferraillage du dé d'appui.....91
VI.7.2.1. Frettage de surface As.....91
VI.7.2.2. Ferraillage d'éclatement.....92
VI.7.2.3. Résultats du calcul ferraillage du dé d'appui.....93
VI.8. Joint sous ballast.....93
VI.9. Calcul du souffle.....93
VI.9.1. Effet thermique.....93
VI.9.2. Retrait.....94
VI.9.3. Fluage.....94
VI.9.4. Rotation d'extrémité sous chargement.....94
VI.9.5. Souffle total.....94

Chapitre VII : Etude de l'infrastructure

VII.1. Introduction……. 95
VII.2. Etude sismique……95
VII.3. Caractéristique de l'ouvrage relatives à l'étude sismique……95
VII.4. Spectre de réponse……96
VII.4.1. Spectre de réponse de la composante horizontale ……...96
VII.4.2. Spectre de réponse de la composante verticale……97
VII.4.3. Combinaison des réponses nodales (RPOA 4.3.2.4)……98
VII.4.4. Combinaison des composantes de l'action sismique (RPOA 4.3.2.5)…….98
VII.4.5. Combinaison des actions de calcul……...99
VII.5. Etude de la pile……..99
VII.5.1. Conception des piles……99
VII.5.2. Vérification de la stabilité de la pile vis-à-vis du flambement (BAEL page 110)……100
VII.5.3. Evaluation des efforts agissant sur la pile.....101
VII.6. Ferraillage de la pile…….101

VII.6.1. Section rectangulaire creuse ……...101
VII.6.1.1. Vérification de la condition de non-fragilité…….....104
VII.6.1.2. Choix des barres ……..104
VII.6.1.3. Armatures transversales……...104
VII.6.1.4. Choix des barres……...104
VII.6.2. Ferraillage de la tête de pile (Sommier)……..105
VII.6.2.1. Armatures de chainage…….105
VII.6.2.2. Armatures horizontales…….105
VII.6.2.3. Armatures verticales…….106
VII.6.2.4. Armatures d'éclatement A_{ej} …….106
VII.7. Etude de la culée ……..106
VII.7.1. Choix du type de la culée ……106
VII.7.2. Evaluation des efforts……...107
VII.7.2.1. Coefficient de poussée K_{ad} ……...107
VII.7.2.2. La stabilité contre le glissement ……...108
VII.7.2.3. La stabilité contre le renversement ……...108
VII.8. Ferraillage de la culée ……...109
VII.8.1. Mur frontal……109
VII.8.2. Mur lateral…….109

Chapitre VIII : Etude de fondation

VIII.1. Introduction 110
VIII.2. Analyse des résultats de l'étude géotechnique et des levés topographiques 110
VIII.2.1. Capacité portante du sol.....110
VIII.2.2. Relief.....110
VIII.2.3. Contraintes et recommandations liées à la topographie et à l'environnement....110
VIII.3. Choix du type de fondation 111
VIII.4. Etude de fondation profonde sur pieux 111
VIII.4.1. Prédimensionnement des fondations 111
VIII.4.2. Principe de calcul de profondeur des pieux 111
VIII.4.3. Calcul des résistances Q_P et Q_S à partir des essais au préssiomètre Menard (fascicule n° 62-titre v- annexe c.3).....112

VIII.4.4. Calcul de la charge limite de pointe Q_P 112
VIII.4.5. Calcul de la charge limite du au frottement Q_S 113
VIII.4.6. Charge de fluage 115
VIII.4.7. Détermination de la profondeur des pieux 116
VIII.4.8. Sollicitation en bas des piles et des culées 116
VIII.4.9. Détermination de profondeur des pieux et justification à l'ELS et l'ELU 116
VIII.5. Vérification des pieux (calcul appliqué sur pile 5 et 6) 118
VIII.5.1. Calcul de l'effort revenant à chaque pieux 118
VIII.5.2. Vérification au soulèvement 118
VIII.6. Ferraillage des pieux 119
VIII.6.1. Dispositifs de construction (selon BAEL91) 119
VIII.6.2. Ferraillage longitudinal.....119
VIII.6.3. Ferraillage transversal.....119
VIII.7. Etude de la semelle sous pile 5 120
VIII.7.1. Dimensionnement de la semelle 120
VIII.7.2. Ferraillage de la semelle 120

Conclusion générale

LISTE DES FIGURES

Figure I.1 : Plan de tracé 1

Figure I.2 : Tracé en plan de l'ouvrage 2

Figure I.3 : Profil en travers de l'ouvrage 3

Figure I.4 : Profil en long de l'ouvrage 4

Figure I.5 : Localisation de l'ouvrage sur Google Earth 4

Figure I.6 : Carte des zones sismiques en Algérie 6

Figure II.1 : coupe longitudinale du pont voussoir 7

Figure II.2 : tracé en plan du pont voussoir 8

Figure II.3 : découpage du pont voussoir 8

Figure II.4 : section transversal du voussoir 9

Figure II.5 : coupe transversal du voussoir 10

Figure II.6 : coupe longitudinal du pont a poutres en béton précontraint 11

Figure II.7 : tracé en plan du pont a poutre en béton précontraint 11

Figure II.8 : coupe transversal du pont a poutre béton précontrainte 12

Figure II.9 : coupe longitudinal du pont mixte bipoutres 13

Figure II.10 : tracé en plan du pont mixte bipoutres 13

Figure II.11 : coupe transversal du pont mixte bipoutres 14

Figure II.12 : les segment de la poutre 15

Figure IV.1 : coupe transversal qui montre la distribution de la charge complémentaire permanente (CCP) 30

Figure IV.2 : Modèle de charges 71 et valeur caractéristique pour les charges verticales..30

Figure IV.3 : la disposition des charges correspond ou modèle SW/0 et SW/2 31

Figure IV.4 : Répartition de la charge d'essieu par le rail 32

Figure IV.5 : Répartition longitudinale par le ballast des charges d'essieu du schéma de charge UIC 71 32

Figure IV.6 : Répartition longitudinale par le ballast des charges d'essieu du schéma de charge UIC 71 33

Figure IV.7 : Situation de calcul 1 - Charge équivalente Q_{A1d} et q_{A1d} 39

Figure IV.8 : Situation de calcul 2 : Charge équivalente q_{2A2d} 40

Figure IV.9 : gradient thermique de la section de la poutre 41

Figure V.1 : MIDAS CIVIL 2022 48

Figure V.2 : modèle 3D du viaduc 48

Figure V.3 : définition de la largeur efficace 49

Figure V.4 : centre de gravité de la section mixte 50

Figure V.5 : distribution des contraintes de la section mixte 56

Figure V.6 : distribution des entretoises 64

Figure V.7 : effet de vent sur la section mixte 65

Figure V.8 : entretoise sur appuis..... 66

Figure V.9 : flèche de calcul 67

Figure V.10 : caractéristiques de la section 1 71

Figure V.11 : caractéristiques de la section 2 72

Figure V.12 : caractéristiques de la section 3 73

Figure V.13 : les dimensions du tube carrée 75

Figure V.14 : la distribution des tubes carrées 75

Figure V.15 : disposition transversale des goujons 79

Figure V.16 : disposition longitudinale des goujons dans les différentes sections 79

Figure V.17 : disposition de la dalle ……..80

Figure V.18 : Cartographie de moment fléchissant Myy dans la dalle à l'ELU 81

Figure V.19 : Cartographie du moment fléchissant Myy dans la dalle à l'ELS 81

Figure V.20 **:** Cartographie de moments fléchissant Myy dans la dalle en encorbellement à l'ELU 82

Figure V.21 : Cartographie de moments fléchissant Myy dans la dalle en encorbellement à l'ELS 82

Figure V.22 : Plan de ferraillage de la dalle 83

Figure V.23 : Détail soudure âme- âme 85

Figure V.24 : Détail de soudure de la semelle inférieure 85

Figure VI.1 : Composition schématique d'un appareil d'appui à pot 88

Figure VI.2 : conditions d'appuis 88

Figure VII.1 : Modèle de calcul multimodal 96

Figure VII.2 : Spectre de réponse - Composante horizontale 97

Figure VII.3 : Spectre de réponse Sae(T) - Composante verticale 98

Figure VII.4 : coupe transversale de la pile 99

Figure VII.5 : vue en plan de la pile 101

Figure VII.6 : abaques de WALTHER 103

Figure VII.7 : plan de ferraillage de la pile 105

Figure VII.8 : Modèle 3D de la culée 107

Figure VIII.1 : disposition des piles et culées 110

Figure VIII.2 : les charges appliquées sur un pieu 112

Figure VIII.3 : valeur de K_P selon la nature des terrains 113

Figure VIII.4 : courbe de qs en fonction du type de sol, de la pression limite nette moyenne et le type de pieu 114

Figure VIII.5 : distribution du ferraillage d'un pieu 120

Figure VIII.6 : le moment Myy 120

Figure VIII.7 : le moment Mxx 121

Figure VIII.8 : ferraillage de la semelle selon l'axe x 121

Figure VIII.9 : ferraillage de la semelle selon l'axe y 122

LISTE DES TABLEAUX

Tableau I.1 : Caractéristiques géotechniques des sites 5

Tableau II.1 : types de voussoirs.....9

Tableau II.2 : prédimensionnement transversal du voussoir.....10

Tableau II. 3 : prédimensionnement transversal du pont a poutre béton précontrainte 12

Tableau II.4 : prédimensionnemnt transversal du pont route mixte bipoutres.....14

Tableau II.5 : prédimensionnement transversal du pont rail mixte bipoutres.....15

Tableau II.6 : dimensions des segments 16

Tableau II.7 : prédimensionnement des piles.....16

Tableau II.8 : prédimensionnement des culées 17

Tableau II.9 : les avantages et inconvénients de chaque variante.....18

Tableau II.10 : l'estimation des couts.....19

Tableau III.1 : caractéristiques du béton.....22

Tableau III.2 : contrainte limite du béton à l'ELU.....23

Tableau III.3 : contrainte limite du béton à l'ELS.....23

Tableau III.4 : Modules d'élasticité du béton 24

Tableau III.5 : caractéristiques de l'Acier.....25

Tableau IV.1 : charge permanente 28

Tableau IV.2 : Valeurs caractéristiques des charges verticales pour les modèles de charges SW/0 et SW/2 31

Tableau IV.3 : charges de déraillement équivalentes 40

Tableau IV.4 : groupes de charge pour une voix chargée 43

Tableau IV.5 : groupes de charge pour deux voix chargées 43

Tableau IV.6 : résultats des moments sollicitant sur le pont durant toutes les phases de construction pour chaque section et chaque combinaison [MIDAS CIVIL].....45
Tableau IV.7 : résultats des efforts tranchants sollicitant sur le pont durant toutes les phases de construction pour chaque section et chaque combinaison [MIDAS CIVIL].....46
Tableau V.1 : coefficient d'équivalence n 49
Tableau V.2 : caractéristiques de la section en béton.....51
Tableau V.3 : caractéristiques de la section métallique 51
Tableau V.4 : caractéristiques de la section mixte $n_l = 18$ 52
Tableau V.5 : caractéristique de la section métallique $n_l = 15$ 52
Tableau V.6 : caractéristiques de la section métallique $n_l = 6$ 52
Tableau V.7 : classification des sections 53
Tableau V.8 : Contraintes limites d'élasticité fy 54
Tableau V.9 : Contrainte admissible pour chaque section 55
Tableau V.10 : vérification de M et V pour phase une 57
Tableau V.11 : vérification des contraintes de la phase une 57
Tableau V.12 : vérification des contraintes admissibles pour phase une 57
Tableau V.13 : vérification de M et V pour phase deux 58
Tableau V.14 : vérification des contraintes de la phase deux 58
Tableau V.15 : vérification des contraintes admissibles pour phase deux 58
Tableau V.16 : vérification de M et V pour phase trois 59
Tableau V.17 : vérification des contraintes de la phase trois 59
Tableau V.18 : vérification des contraintes admissibles pour phase trois 59
Tableau V.19 : vérification de M et V pour phase quatre 60
Tableau V.20 : vérification des contraintes de la phase quatre 60
Tableau V.21 : vérification des contraintes admissibles pour phase quatre 60
Tableau V.22 : k_h en fonction de h_0 62

Tableau V.23 : retrait de dessiccation de référence 62

Tableau V.24 : nombre de goujons à l'ELU 78

Tableau V.25 : nombre de goujons à L'ELS 78

Tableau V.26 : ferraillage transversal de la dalle central 81

Tableau V.27 : ferraillage transversal de la dalle en porte-à-faux 82

Tableau VI.1 : les charges verticales à prendre en compte 89

Tableau VI.2 : surface du pot 89

Tableau VI.3 : surface du coussin 90

Tableau VI.4 : les charges horizontales à prendre en compte 90

Tableau VI.5 : les dimensions des appareils d'appuis 90

Tableau VI.6 : dimension du Dé d'Appui 91

Tableau VI.7 : section de ferraillage pour Frettage 91

Tableau VI.8 : les valeurs de R_j 92

Tableau VI.9 : les sections de ferraillage d'éclatement à prendre en compte 92

Tableau VI.10 : résultats de ferraillage des Dés d'appuis 93

Tableau VII.1 : vérification du flambement 100

Tableau VII.2 : Combinaison des efforts à la base de chaque pile 101

Tableau VII.3 : vérification des paramètres de la section creuse 102

Tableau VII.4 : les efforts n, m_x et m_y 102

Tableau VII.5 : ferraillage longitudinale de la pile 103

Tableau VII.6 : ferraillage transversale de la pile 104

Tableau VII.7 : Les efforts agissant sur les éléments de la culée 108

Tableau VIII.1 : Tableau du choix de l'abaque pour la détermination de qs 114

Tableau VIII.2 : Coefficient d'efficacité pour chaque groupe de pieux 115

Tableau VIII.3 : les sollicitations à la base des piles et culées 116

Tableau VIII.4 : les résistances des pieux selon la profondeur 117

Tableau VIII.5 : les chargements admissibles 117

Tableau VIII.6 : les réactions des piles 5 et 6 118

Tableau VIII.7 : les efforts revenant à chaque pieu 118

Tableau VIII.8 : tableau de choix d'armature 119

LISTE D'ABREVIATIONS

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

CCP : Complément des charges permanentes.

BAEL : Béton armé aux Etats limites.

BPEL : Béton précontrainte aux Etats limites.

VSP : Voussoir sur pile.

VC : Voussoir à la clef.

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

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

σ_{bc} : Contrainte de compression admissible.

σ_{bt} : Contrainte de traction admissible.

HA : Haute adhérence.

S_t : Espacement des armatures.

NF : Norme française.

X_r : Centre de rigidité.

M_P : Masse des piles.

M_T : Masse du tablier.

F_L : Force séismique longitudinale.

F_T : Force séismique transversale.

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

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

B : Aire d'une section de béton.

E_s : Module de Young de l'acier.

Eij : Module de Young instantané à l'âge de j jours.

Evj : Module de Young différé à l'âge de j jours.

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

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

μ_u : moment résistant réduit.

F : Force ou action en général.

I : Moment d'inertie de la section.

$\mathbf{M_{ser}}$: Moment fléchissant de calcul de service.

$\mathbf{M_u}$: Moment fléchissant de calcul ultime.

$\mathbf{N_{ser}}$: Effort normal de calcul de service.

$\mathbf{N_u}$: Effort normal de calcul ultime.

G : Action permanente.

Q : Action d'exploitation.

$\mathbf{V_u}$: Effort tranchant de calcul ultime.

W : Résultante des actions du vent.

$\mathbf{f_e}$: Limite d'′élasticité de l'acier.

$\mathbf{f_{cj}}$: Résistance caractéristique à la compression du béton à l'âge de j jours.

$\mathbf{f_{tj}}$: Résistance caractéristique `a la traction du béton à l' âge de j jours.

$\mathbf{f_{bu}}$: résistance de béton utile ε_{st} : déformation d'acier.

ε_{bc} : déformation de béton.

$\mathbf{V_{Ed}}$: valeur de calcule du moment fléchissant.

$\mathbf{V_{él,Rd}}$: le moment résistant de calcul au déversement.

$\mathbf{A_V}$: aire de cisaillement.

$\mathbf{f_y}$: moment résistance élastique de section brute.

p : Charge permanente unitaire.

h : Hauteur d'une poutre.

$\mathbf{A_s}$: section des aciers tendus.

$\mathbf{A_P}$: section de précontrainte.

$\mathbf{A_0}$: section de précontrainte d'un câble.

$\Delta\mathbf{P}$: perte de tension.

$\mathbf{l_f}$: Longueur de flambement.

n : Coefficient d'équivalence acier-béton.

$\mathbf{s_t}$: Espacement des armatures transversales.

d : hauteur utile de la section en flexion simple.

$\mathbf{y_1}$: Profondeur de l'axe neutre calculée à l'ELS.

$\mathbf{y_u}$: Profondeur de l'axe neutre calculée à l'ELU.

z : Bras de levier du couple de flexion.

γ_s : Coefficient partiel de sécurité sur l'acier.

γ_b: Coefficient partiel de sécurité sur le béton.

$M_{b,Rd}$: est le moment résistant de calcul au déversement.

ξ_{LT} : coefficient de réduction pour le déversement.

M_{el} : moment résistance élastique de section brute.

INTRODUCTION GENERALE

INTRODUCTION GENERALE

Un pont est une construction qui permet de franchir des obstacles, qu'ils soient naturels ou artificiels. Concevoir et étudier un pont est un défi technique et architectural important, car il influence à la fois l'esthétique, l'économie et la stratégie d'un projet.

Ce mémoire de fin d'études porte sur la conception et l'analyse d'un pont ferroviaire isostatique à hauteur variable, situé au PK117+280 dans la wilaya de Souk Ahras, dans une zone au relief difficile. Le choix s'est porté sur un viaduc à piles élancées, offrant une solution adaptée et durable pour le développement du réseau ferroviaire national.

Le travail est organisé en plusieurs chapitres :

- **Chapitre I** : Présentation de l'ouvrage.
- **Chapitre II** : Conception et prédimensionnement.
- **Chapitre III** : Hypothèses de calcul.
- **Chapitre IV** : Charges et surcharges.
- **Chapitre V** : Étude du tablier.
- **Chapitre VI** : Équipements du pont.
- **Chapitre VII** : Étude de l'infrastructure.
- **Chapitre VIII** : Étude des fondations.

CHAPITRE I :

PRESENTATION DU PROJET

I.1. INTRODUCTION

Les ouvrages d'art ferroviaires jouent un rôle central dans les réseaux de transport modernes, en améliorant l'efficacité, la fiabilité et la fluidité des circulations, et en contribuant à la modernisation des infrastructures. Parmi eux, les ponts ferroviaires présentent des enjeux spécifiques essentiels : la sécurité, qui garantit la protection des usagers et des installations ; la rigidité, qui permet de maintenir la géométrie des voies ; la durabilité, assurant une longue vie de service avec un entretien limité ; et le confort dynamique, lié à la maîtrise des vibrations et à la stabilité même sous des charges importantes ou à grande vitesse.

Ce chapitre vise à présenter le contexte général de l'ouvrage, sa situation géographique, ses caractéristiques géométriques, ainsi que les données géotechniques et sismiques indispensables aux études ultérieures de conception et de dimensionnement.

I.2. PRESENTATION DU PROJET

I.2.1. Objectif du projet

Dans le cadre de notre projet de fin d'études, nous réalisons la conception et l'étude d'un viaduc ferroviaire s'intégrant dans le programme de modernisation de la ligne Bouchegouf – Dréa – Souk Ahras (121 km). Cette ligne stratégique a pour objectif principal d'assurer le transport du phosphate vers le port d'Annaba, tout en contribuant au développement économique et à l'amélioration des infrastructures ferroviaires de l'est du pays.

I.2.2. Situation du projet

Cet ouvrage se situe à 15 km au Nord-Ouest de la ville de Souk-Ahras, Le viaduc se situe entre les PK117+280.00 et PK117+831.10, la longueur du viaduc est de 551.1m.

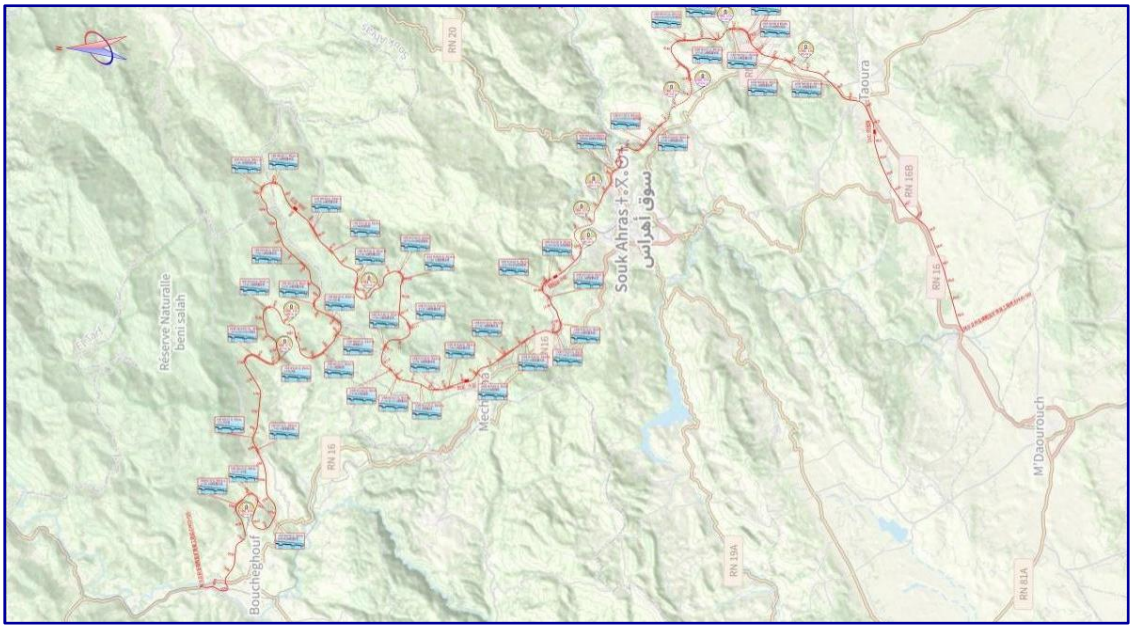


Figure I.1 : Plan de tracé

I.2.3. Données du projet

I.2.3.1. Données fonctionnelles du projet

- Trace en plan :

Le viaduc n°26 est situé au point kilométrique central PK117+555.55, avec un point de départ à PK117+280.00 et un point final à PK117+831.10, pour une longueur totale de 551.10 mètres. Le viaduc est situé sur une courbe de rayon R = 400 m, une ligne droite, une courbe de transition.

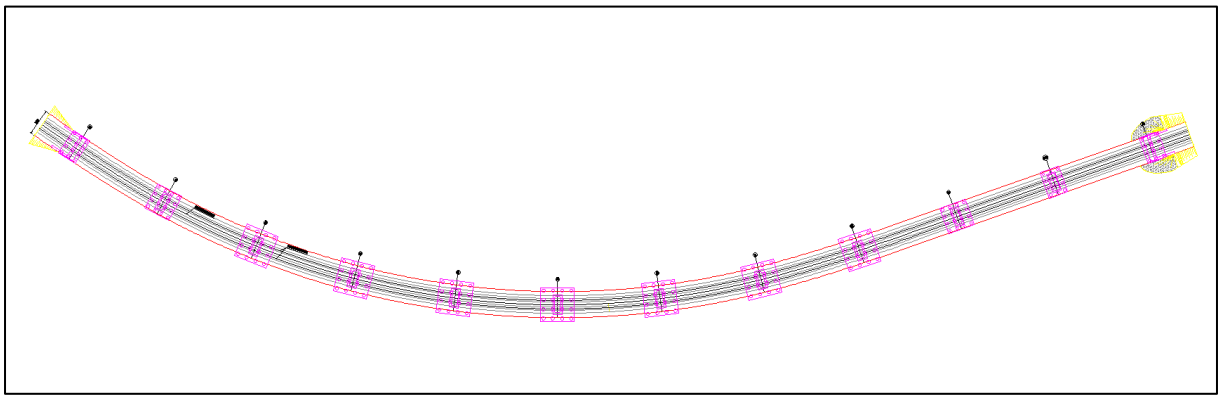


Figure I.2 : Tracé en plan de l'ouvrage

- Profil en travers :

Le profil en travers est une coupe réalisée perpendiculairement à l'axe du projet, permettant de représenter tous les éléments qui définissent la forme et les aménagements de la voie en largeur. Sa conception est essentielle, car toute modification après réalisation est généralement complexe. Voici ses différentes caractéristiques :

- Largeur totale : 12.7 m : Accueille deux voies et équipements, influence sur profil transversal et traction.
- Écartement des voies : 1435 mm : Norme internationale, assure la compatibilité matériel roulant et géométrie.
- Nombre de voies principales : Double voie : Augmenter la largeur, les charges et les sollicitations, nécessite une capacité portante renforcée.
- Entraxe des voies : 4,0 m : Garantit sécurité en circulation simultanée, conditionne largeur des appuis.
- Vitesse de circulation prévue : 80 km/h : Impact sur confort et sécurité, exige maîtrise des vibrations et déformations.
- Pente maximale admissible : 20 ‰ : Influence la traction, les efforts longitudinaux et la conception pour éviter les déformations excessives.

- Type de traction : Électrifiée : Intègre supports et dispositifs caténaires, imposent des contraintes structurelles spécifiques.

- Charge par essieu : 25 t : Sollicitations importantes sur tablier et fondations, exige robustesse et contrôle fatigue.
- Type de voie : UIC60, voie sans joint (long rail soudé) : Améliore le confort et réduit l'entretien, mais nécessite une gestion des contraintes thermiques.
- Charge ferroviaire : Les modèles LM71, SW0/2 et train à vide sont choisis selon UIC 776 Modèles de calcul et référentiel pour le calcul : Base réglementaire pour calculer, assurer résistance et conformité.

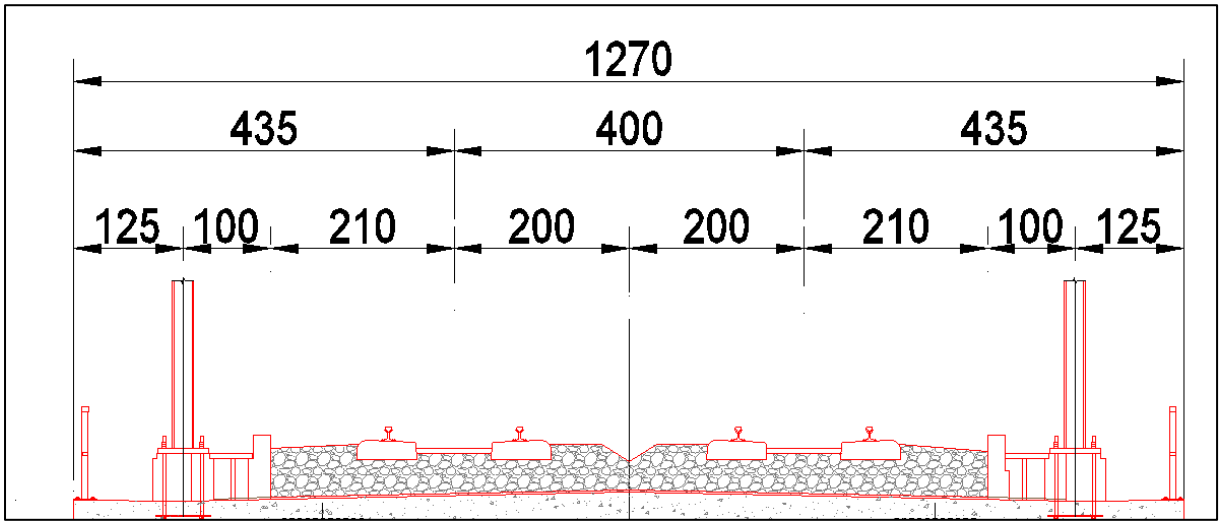


Figure I.3 : Profil en travers de l'ouvrage

- Profil en long :

Le profil en long est une représentation du tracé suivant l'axe du projet, illustrant les variations d'altitude du terrain et de la voie. Il permet de définir les pentes et les alignements verticaux.

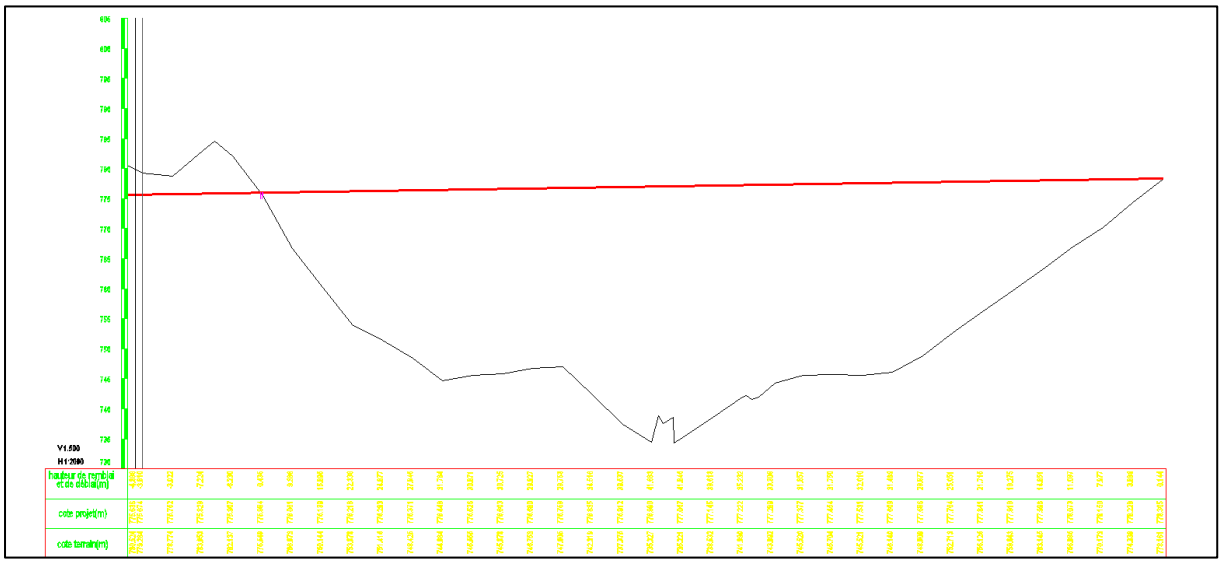


Figure I.4 : Profil en long de l'ouvrage

I.2.3.2. Données naturelles

- Topographie :

Du point de vue géomorphologique, la région est montagneuse avec un relief relativement accidenté, l'angle de pente bilatéral varie entre 10° et 18°, l'altitude varie entre 732 m et 767m.



Figure I.5 : Localisation de l'ouvrage sur Google Earth

- Géotechnique :

Les caractéristiques du site, telles que l'environnement, la composition du sol et les conditions climatiques, jouent un rôle essentiel dans la conception et le dimensionnement de l'ouvrage.

Les essais pressiométriques à 30 m de profondeur ont donné **Pl30 = 9,41 MPa** (pression limite, résistance maximale du sol avant rupture) et **Ep30 = 55,48 MPa** (module pressiométrique, rigidité du sol). Ces valeurs indiquent un terrain ferme, à haute capacité portante et faible déformabilité, permettant l'utilisation de fondations superficielles ou peu profondes, avec un risque limité de tassement différentiel. La classification **S2** confirme un sol rigide, transmettant rapidement les effets sismiques à la structure ; ce type de terrain réduit l'amplification des vibrations mais impose une conception parasitique attentive pour absorber les fortes accélérations transmises.

Tableau I.1 : Caractéristiques géotechniques des sites

Cat	Description		$\overline{q_c}$ (MPa) (c)	$\overline{N}$ (d)	$\overline{p_l}$ (MPa) (e)	$\overline{E_p}$ (MPa) (e)	$\overline{q_u}$ (MPa) (f)	$\overline{V_S}$ (m/s) (g)
S1	Rocheux (a)		--	--	>5	>100	>10	$V_s \geq 800$
S2	Ferme	Sable/ gravier	>15	>50	>2	>20	--	$400 \leq V_s < 800$
		Argile	>5	--	>2	>25	>0,4	
S3	Meuble	Sable/ gravier	5-15	10-50	1-2	5-20	--	$200 \leq V_s < 400$
		Argile	1,5-5	--	0,5-2	5-25	0,1-0,4	
S4	Très meuble (b)	Sable/ gravier	<5	<10	<1	<5	--	$100 \leq V_s < 200$
		Argile	<1,5	--	<0,5	<5	<0,1	

- Sismicité du site :

L'évaluation sismique du site est réalisée conformément au **Document Technique Réglementaire DTR-BC2.48**, relatif aux **REGLES PARASISMIQUES APPLICABLES AU DOMAINE DES OUVRAGES D'ART (RPOA 2008)**, qui traite les prescriptions de conception et de dimensionnement selon le niveau de sismicité. Le site est situé en **zone I**, classée à **sismicité faible**, avec une **accélération de calcul A = 0,15 g** à intégrer dans le calcul des efforts horizontaux. L'ouvrage appartient au **groupe 1**, correspondant aux ponts stratégiques, ce qui détermine le coefficient d'importance et les exigences minimales post-séisme. Cette configuration impose un dimensionnement renforcé des éléments porteurs (appuis, poutres, pieux) pour résister aux sollicitations sismiques, le renforcement des connexions pour éviter les ruptures localisées, et l'utilisation d'appareils d'appui permettant des déplacements contrôlés et la dissipation d'énergie.

La conception doit garantir la **ductilité**, limiter les effets de torsion, et assurer une redistribution équilibrée des forces pour préserver la stabilité structurelle lors d'un séisme majeur.

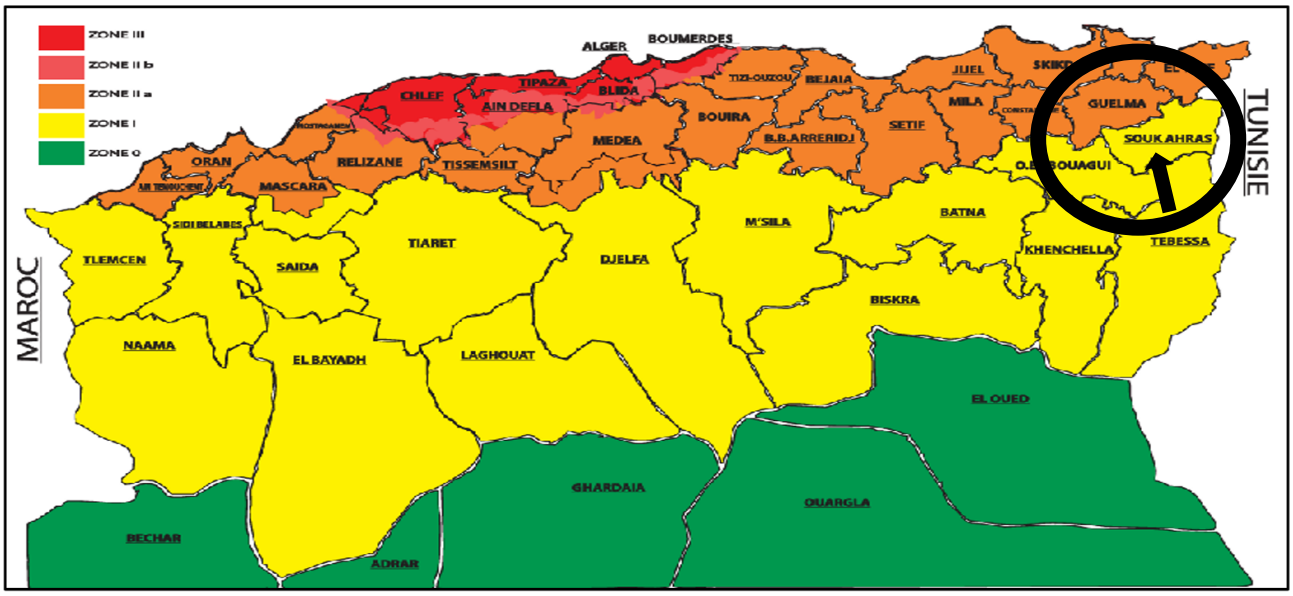


Figure I.6 : Carte des zones sismiques en Algérie

I.3. CONCLUSION

L'analyse a permis de définir le cadre technique du projet, en intégrant les données géométriques et les caractéristiques naturelles essentielles à la conception. Les résultats des essais pressiométriques ont confirmé la présence d'un sol ferme à haute capacité portante (Pl30 = 9,41 MPa ; Ep30 = 55,48 MPa, classification S2), tandis que l'étude sismique, basée sur le **DTR-BC2.48 – RPOA 2008**, a identifié le site en **zone I** avec une accélération de calcul de **0,15 g** et classé l'ouvrage en **groupe 1**, comprenant une conception parasitique renforcée. Ces éléments constituent la base du dimensionnement et orientent les choix techniques pour garantir la stabilité et la sécurité de l'ouvrage. Le prochain chapitre abordera le calcul et la conception des éléments porteurs, intégrant ces contraintes géotechniques et sismiques pour assurer la pérennité du projet.

CHAPITRE II :

CONCEPTION ET

PREDIMENSIONNEMEMENT

II.1. INTRODUCTION

Après analyse, nous avons identifié trois types de pont qui diffèrent par leurs matériaux, leur mode de construction et leur portée.

- **Variante I** : pont caisson en béton précontraint construit par encorbellement successif, utilise surtout du béton armé de haute résistance. Elle est idéale pour franchir de grandes distances et offrir une belle forme grâce à sa hauteur variable. La construction se fait morceau par morceau, ce qui prend du temps et demande une équipe spécialisée.

- **Variante II** : pont mixte acier-béton, allie la légèreté et la solidité de l'acier avec la robustesse du béton. Ce mélange permet de construire rapidement et de réaliser des formes variées. Cependant, la partie en acier doit être protégée régulièrement contre la rouille, ce qui augmente les besoins en entretien.

- **Variante III** : pont à poutres précontraintes de type VIPP, est fabriquée à partir d'éléments préfabriqués en atelier, puis assemblés sur place. Ce procédé réduit la durée de construction et garantit une bonne qualité. Toutefois, ce type de pont est plus adapté aux distances moyennes et nécessite un transport spécial pour les pièces préfabriquées.

II.2. PRESENTATION ET PREDIMENSIONNEMENT DES VARIANTES

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

Conception longitudinale :

La variante proposée comporte neuf (09) travées de soixante 60 m, séparées par des joints de dix centimètres (10cm).

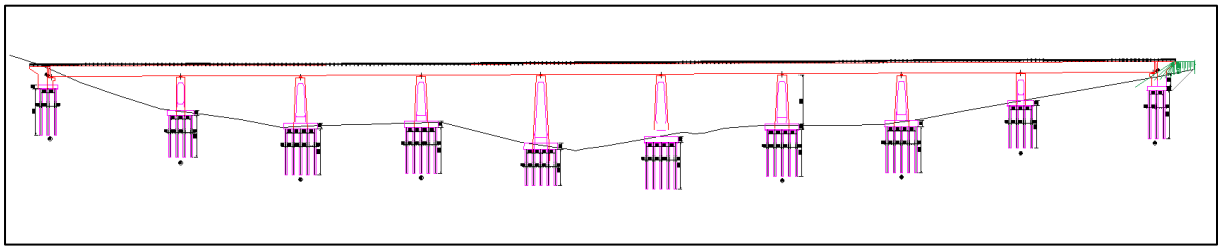


Figure II.1 : coupe longitudinale du pont voussoir.

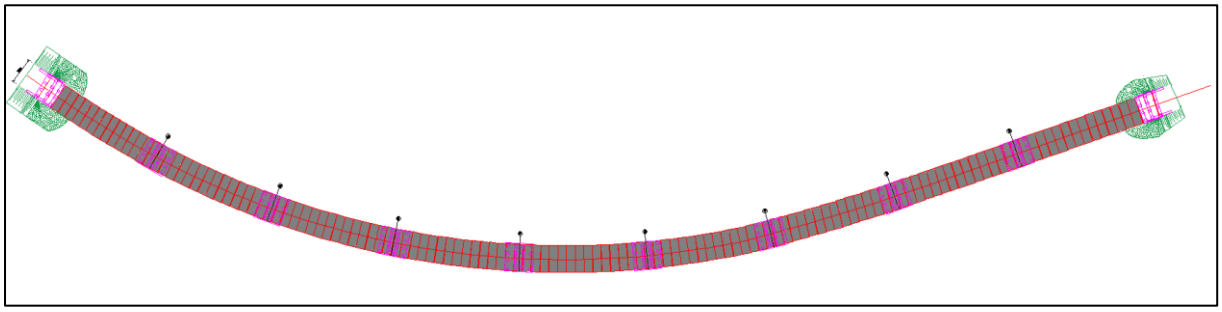


Figure II.2 : tracé en plan du pont voussoir.

Découpage de voussoirs :

Le **découpage des voussoirs en béton précontraint construit par encorbellements successifs coulé en place**, tel que recommandé par le **SETRA**, consiste à fractionner les pièces en plusieurs éléments pour **réduire leur poids**, faciliter les moyens de pose disponibles. Sur site, ces éléments sont **assemblés à l'aide de barres ou de câbles de précontrainte**, assurant une continuité mécanique et une **répartition homogène des efforts**, essentielle à la stabilité du pont. Ce découpage tient compte des caractéristiques de l'équipage mobile pour les poutres-caisson coulées sur place et des contraintes logistiques pour les préfabriquées, tout en permettant de maintenir **l'harmonie visuelle** et la précision d'assemblage de l'ouvrage.

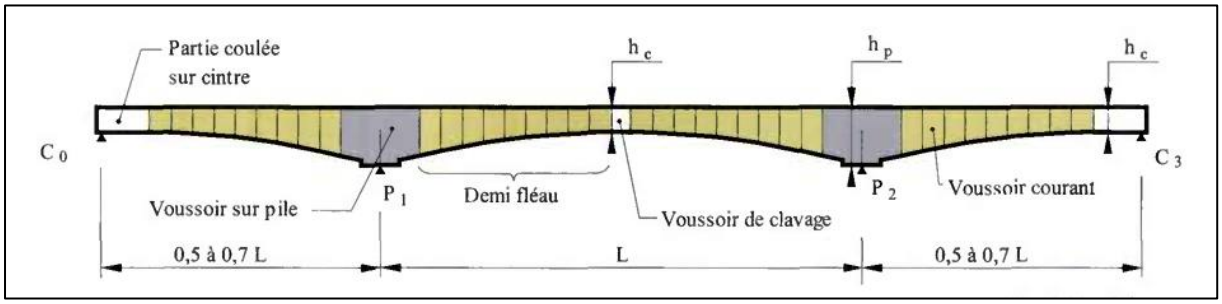


Figure II.3 : découpage du pont voussoir.

Le pont est constitué de quatre (04) types de voussoirs :

- Partie coulée sur cintre : forme la base de départ de l'arche, réalisée sur un support temporaire pour garantir un alignement précis et une jonction soignée avec les appuis.

- Voussoir sur pile : placé au sommet d'une pile, transmet directement les charges aux fondations ; souvent préfabriqué, il doit être ajusté avec précision pour assurer la continuité structurelle et l'harmonie visuelle.

- **Voussoir de clavage** : ou clé de voûte, verrouille la structure et assure la répartition finale des forces ; il est souvent réalisé avec un soin particulier, parfois orné.

- **Voussoirs courants** : constituent le corps de l'arche, uniformes et symétriques, assurant une répartition homogène des efforts et contribuant à l'élégance de l'ensemble.

On dimensionne et on trouve le nombre de voussoirs selon SETRA 2003 :

Tableau II.1 : types de voussoirs

Type de voussoirs	Valeur de référence	Valeur retenue	Nombre de voussoirs
Partie coulée sur cintre	>0,05L	5	2
Voussoir sur pile	7m → 10m	7	6
Voussoir de clavage	1,5m → 3m	3	5
Voussoir courant	2,5m → 5m	4	121

Donc on trouve le nombre final de voussoirs qui est de 134 voussoirs.

Conception transversal :

Selon le **guide SETRA 2003**, les caissons à section fermée offrent une **rigidité torsionnelle élevée** et assurent une **répartition uniforme des contraintes**, renforçant la stabilité et la durabilité des ponts en béton précontraint. Ils maintiennent la cohésion structurelle même lors des phases de construction par encorbellements successifs. Esthétiquement, leur **profil régulier et élancé** garantit une continuité visuelle et une intégration harmonieuse dans le paysage. Cette conception optimise le compromis entre **performance, économie et qualité architecturale** pour les tabliers de moins de 20 m de largeur.

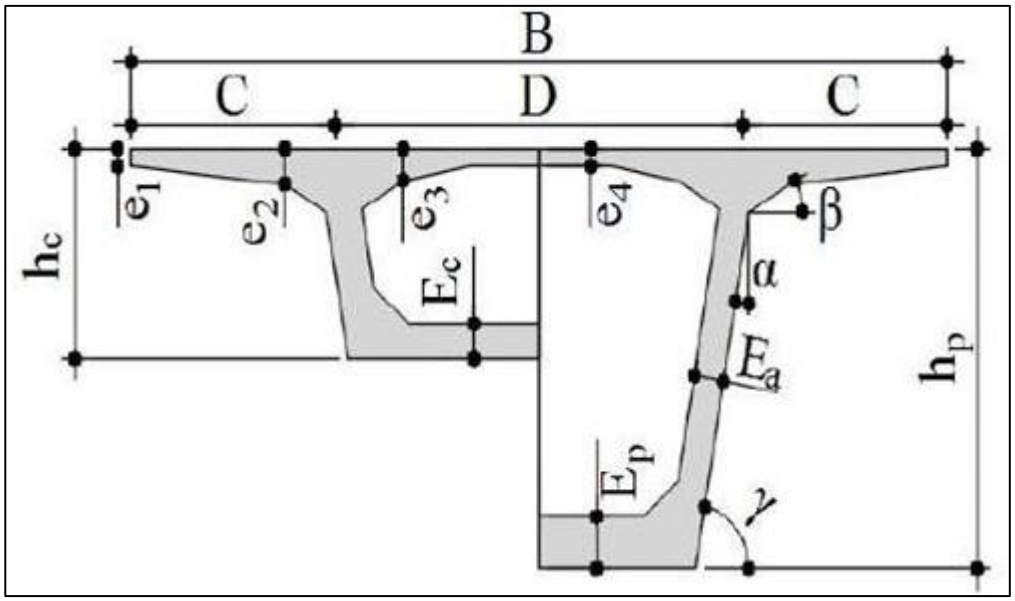


Figure II.4 : section transversal du voussoir.

Dans le tableau suivent on trouve le pré-dimensionnement du voussoir :

Tableau II.2 : prédimensionnement transversal du voussoir.

Elément		Valeur de référence	Valeur retenue
Hauteur du voussoir	Partie coulée sur cintre	20 < L/h < 23	2.788m
	A la clef	L/hc= 0.2L+25-7.5/ (0.02L)³	2.788m
	Sur pile	L/hp =16+0.25(L/100) ⁴	5.625m
Largeur du voussoir		B	12,70 m
Largeur d'encorbellement		C = B/4	3,175 m
Entraxe des âmes		D = B – 2C	6,35 m
Epaisseur de l'hourdi supérieur	e_1	$e_1 \geq 16$ cm à 18 cm	0,25 m
	e_2	$C/8 \leq e2 \leq C/7$	0,40 m
	e_3	e3 = 10 + D/25 avec (e3 > e2 - 10 et e3 > 1.5 e4)	0,40 m
	e_4	$D/30 \leq e4 \leq D/25$	0,25 m
Inclinaison de l'âme		$10\% \leq \alpha \leq 30\%$	10°
Gousset supérieur		$30° \leq \beta \leq 45°$	45°
Gousset inferieur		$40° \leq \gamma \leq 45°$ (jusqu'à 10°)	40°
Epaisseur de l'âme		Ea ≥ 26 + L/500	50 cm
Epaisseur de l'hourdi inférieur	Sur pile	Ep= (2 à 2.5) Ec	70 cm
	A la clef	Ec ≥max (18 ;3Ø ; Ea /3)	30 cm

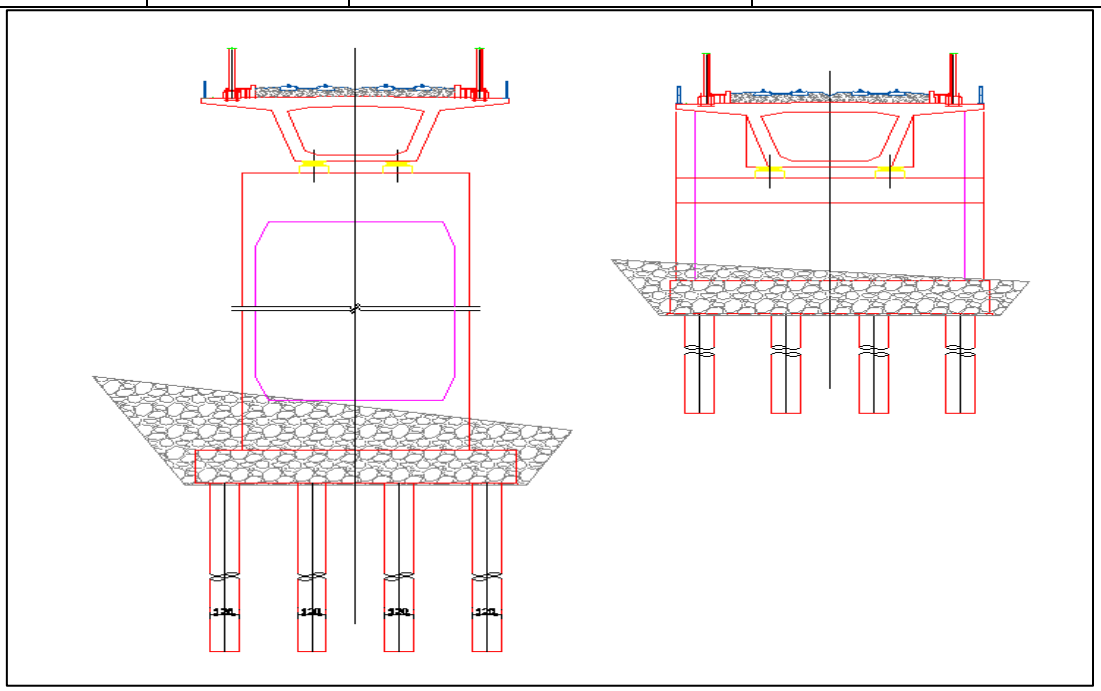


Figure II.5 : coupe transversal du voussoir

II.2.2. Variante 02 : Pont a poutres en béton précontraint post tension.

Conception longitudinal :

La variante proposée comporte quatorze (14) travées : douze (12) principales de quarante mètres (40 m) et deux (02) travées de rive de trente-cinq mètres (35 m), séparées par des joints de dix centimètres (10 cm).

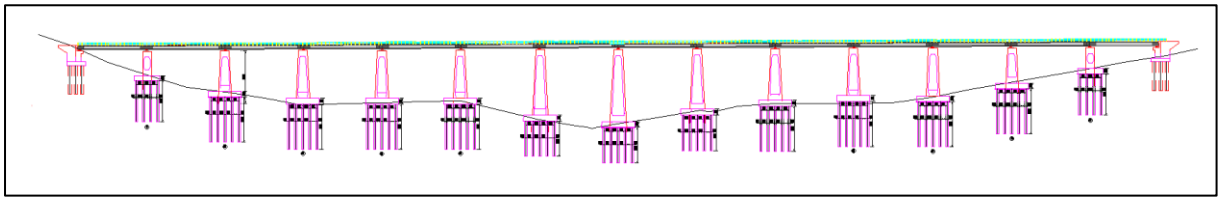


Figure II.6 : coupe longitudinal du pont a poutres en béton précontraint

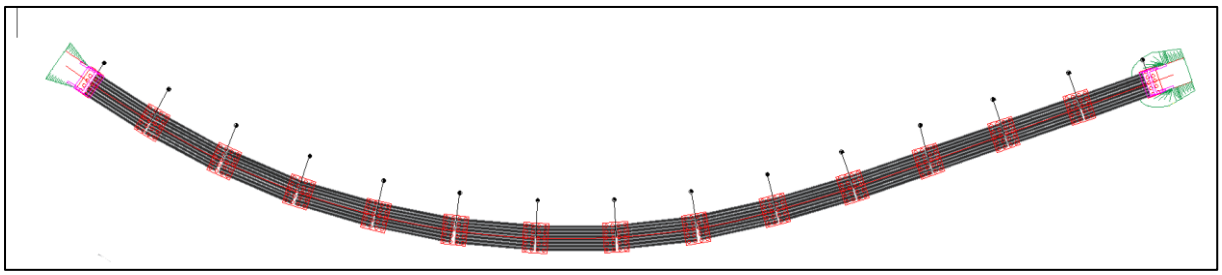


Figure II.7 : tracé en plan du pont a poutre en béton précontraint

Conception transversal :

Le prédimensionnement a été fait selon le **guide SETRA – VIPP 1996**, qui présente les recommandations pour la conception, le dimensionnement et la mise en œuvre des viaducs à poutres préfabriquées. Ce guide définit les règles constructives, les critères de calcul et les exigences de qualité afin d'assurer la stabilité, la durabilité et la sécurité de l'ouvrage.

Tableau II. 3 : prédimensionnement transversal du pont a poutre béton précontrainte

Eléments	Valeur de référence	Valeur retenue
Longueur de la poutre	30 m à 40 m	40 m (35 m pour travées de rives)
Hauteur de la poutre	$L/20 < h_t < L/17$	2.2 m
Epaisseur de la dalle	$20 \leq e \leq 30$	25 cm
Entraxe des poutres	$1.5\ m < \lambda < 2.5\ m$	1.67
Nombre des poutres	$N = La / \lambda =$	8
Largeur de la table de compression	$b \geq o.6 \times 2.2$	1.3 m
Épaisseur de la table de compression	$12\ cm \leq e1 \leq 15\ cm$	15 cm
La largeur du talon	$10\ cm \leq et \leq 20\ cm$	20 cm
Epaisseur de l'âme b_0 (zone mi- travée)	$b_0 \geq 3$ Ø gaine d	25 cm
Epaisseur de l'âme b_0 (zone d`about)	$b_0 \geq 30$ cm avec une surface suffisante pour les plaques d`ancrage	80 cm

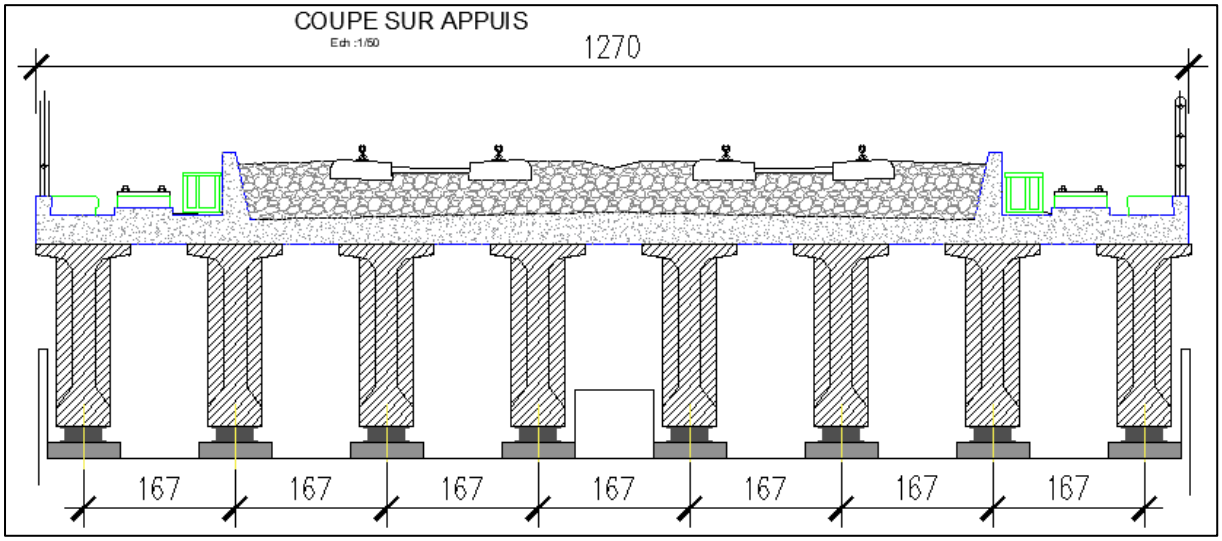


Figure II. 8 : coupe transversal du pont a poutre béton précontrainte

II.2.3. **Variante 03 :** Pont mixte bipoutres.

Conception longitudinal :

Ce pont est situé sur 11 travées de 50 mètres, constitué de poutres mixtes acier béton à appuis simples. Poutres principales : Il s'agit de poutres mixtes acier-béton à double profilé en I, avec une hauteur de 3.3 mètres. Tablier : La dalle de béton a une épaisseur de 0.4 mètre.

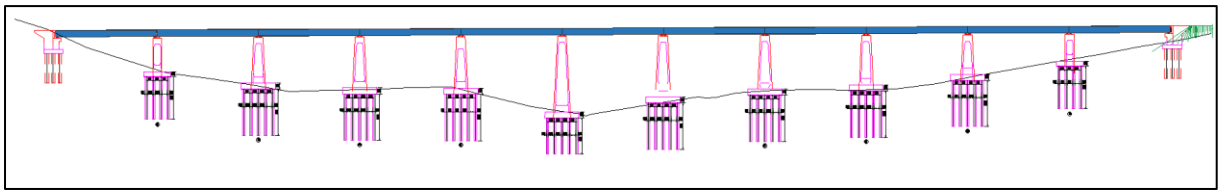


Figure II.9 : coupe longitudinal du pont mixte bipoutres

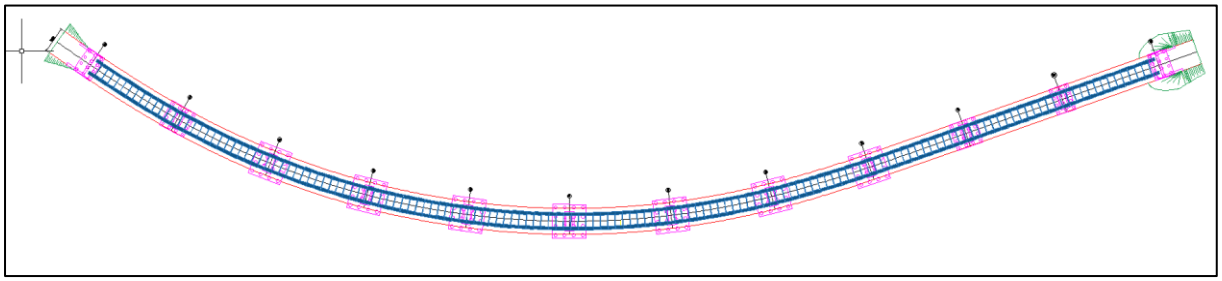


Figure II.10 : tracé en plan du pont mixte bipoutres.

Conception transversal :

Le viaduc et supporté par deux poutres principales, reliées entre elles par des entretoises tous les 8 mètres. Une dalle en béton arme fixée au poutres principales au moyen de goujons.

Tableau II.4 : prédimensionnemnt transversal du pont route mixte bipoutres

Elément	Reference	Valeur retenue
Hauteur des poutres H	Max ($\frac{X}{28}\left(\frac{LT}{12}\right)^{0,45}$; $0,40+\frac{X}{35}$) pour un ouvrage de hauteur constante X / 24 sur pile et X / 36 à mi-travée pour un ouvrage de hauteur variable	1,83 m
Entraxe des poutres	L = environ 0,55 LT	7 m
Largeur des semelles inf. Binf	$\left(0,25+\frac{\mathrm{LT}}{40}+\frac{\mathrm{X}}{125}\right)\times(0,92+\frac{\mathrm{LT}}{150})$	1 m
Largeur des semelles sup. Bsup	Binf – 0,100 pour un tablier à deux voies Binf – 0,200 pour un tablier à quatre voies	0,9 m
Entretoises courantes	Profilés IPE500 à IPE700 ou équivalents	/
Épaisseur de la dalle	$0,13+\frac{(LT-L)}{26}$ Au droit des poutres principales $0,12\frac{L}{50}$ Au centre du tablier	35 cm (sur poutre) 26 cm (au centre)

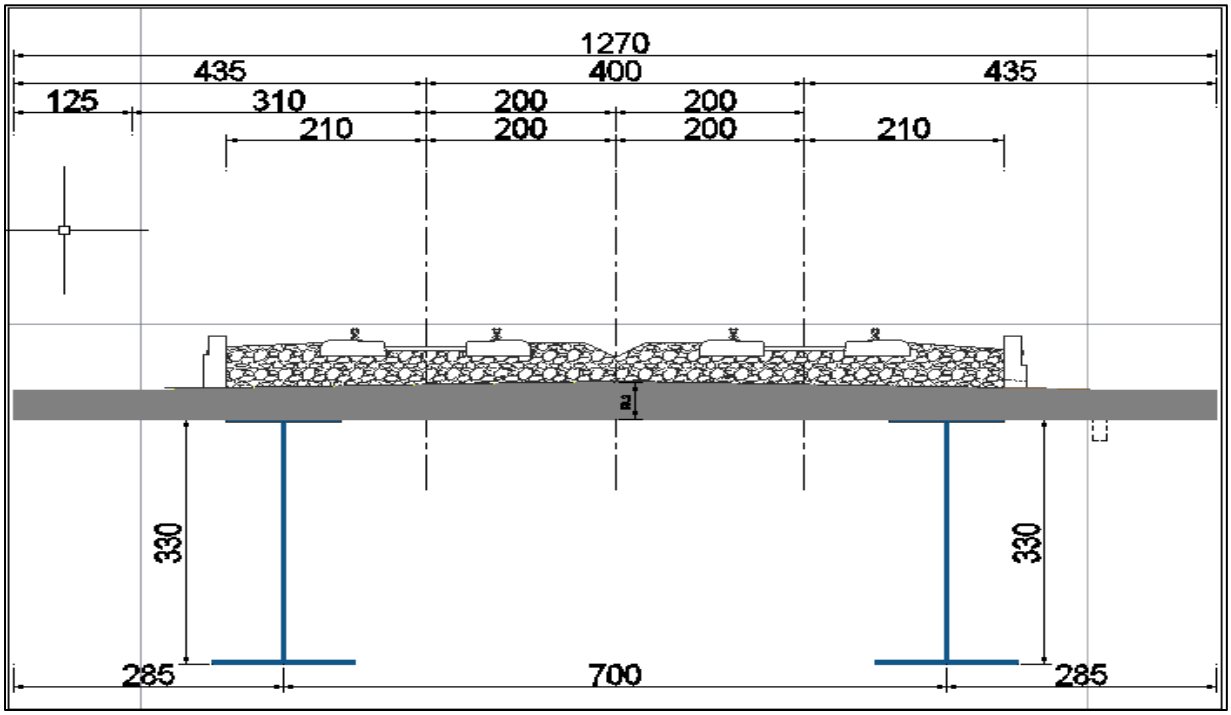


Figure II.11 : coupe transversal du pont mixte bipoutres

Le guide SETRA est destinée pour les viaduc routier, et pour aller de viaduc routier vers viaduc ferroviaire faut multiplier par (1.3 à 1.8).

Donc :

Tableau II.5 : prédimensionnement transversal du pont rail mixte bipoutres

Elément	Reference	Valeur retenue
Hauteur des poutres H	Max ($\frac{X}{28}\left(\frac{LT}{12}\right)^{0,45}$; $0,40+\frac{X}{35}$) pour un ouvrage de hauteur constante X / 24 sur pile et X / 36 à mi-travée pour un ouvrage de hauteur variable	3,30 m
Entraxe des poutres	L = environ 0,55 LT	7 m
Largeur des semelles inf. Binf	$\left(0,25+\frac{\mathrm{LT}}{40}+\frac{\mathrm{X}}{125}\right)\times(0,92+\frac{\mathrm{LT}}{150})$	1,5 m
Largeur des semelles sup. Bsup	Binf – 0,100 pour un tablier à deux voies Binf – 0,200 pour un tablier à quatre voies	1,2 m
Entretoises courantes	Profilés IPE500 à IPE700 ou équivalents	/
Épaisseur de la dalle	$0,13+\frac{(LT-L)}{26}$ Au droit des poutres principales $0,12\frac{L}{50}$ Au centre du tablier	40 cm au droit des poutres principales et au centre du tablier

Epaisseurs des âmes et des semelles :

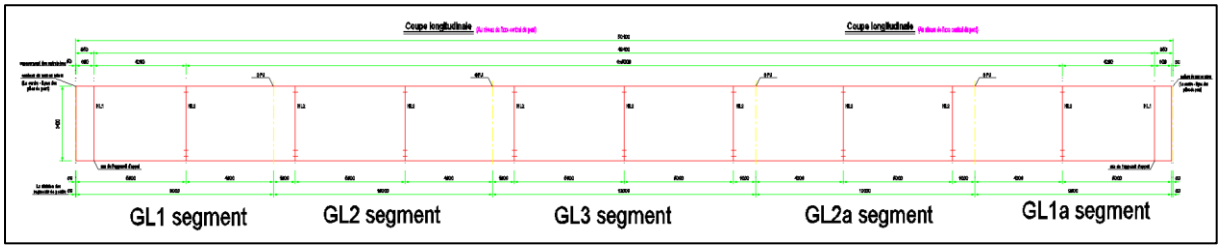


Figure II.12 : les segment de la poutre

Tableau II.6 : dimensions des segments

	Segment 1	Segment 2	Segment 3	Segment 2 a	Segment 1 a
Longueur du segment (m)	9	10	12	10	9
Semelle sup (mm)	35	35	35	35	35
Ame (mm)	35	30	25	30	35
Semelle inf (mm)	80	80	90	80	80

Conception des entretoises :

Sont reparti de manière régulière sur le long du tablier, généralement des profils de type IPE ou HEA de 500 à 700 mm de hauteur.

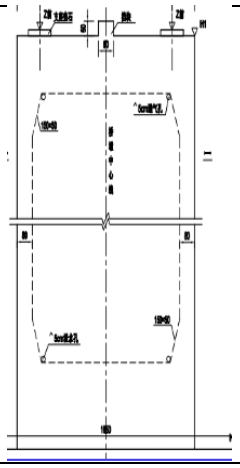
Les entretoises sur piles sont beaucoup plus sollicitées que celles courantes, donc on choisit IPE 1000 sur pile, et IPE 600 pour les entretoises courantes.

II.3. CONCEPTION DES PILES ET CULEES :

Pour la conception et le pré-dimensionnement des piles et culées on suppose que les piles et culées des trois variantes sont les mêmes.

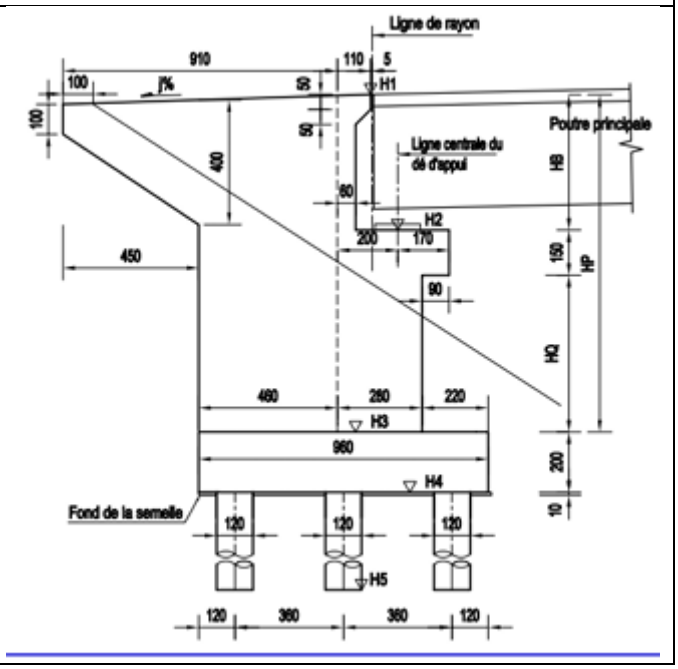
Les piles sont de forme rectangulaire creuse :

Tableau II.7 : prédimensionnement des piles

Elément		Valeur	Figure
Hauteur		Variable	
Longueur		9,4 m	
Largeur		7 m	
Epaisseur du mur		0,8 m	
Fondation	Type	Fondation sur pieux de 1,2 m de diamètre	
	Dimension semelles	13,2 × 13,2 × 2,5 m^3	

Les deux (02) culées sont des culées légères avec des murs en retour :

Tableau II.8 : prédimensionnement des culées.

Elément	Valeur		Figure
Hauteur culée	10 m		
Largeur	12,70 m		
Mur garde grève	Hauteur	4,5 m	
	Epaisseur	0,6 m	
Mur frontal	Hauteur	5,5 m	
	Epaisseur	2,8 m	
Mur latéral	hauteur	10 m	
	Epaisseur	1 m	
Semelle fondation	Epaisseur	2 m	

II.4. ANALYSE MULTICRITERE DES VARIANTES :

L'analyse multicritère repose sur un ensemble de critères techniques et qualitatifs permettant de guider le choix d'une solution optimale.

- **Esthétique** : Ce critère évalue la capacité de l'ouvrage à s'intégrer dans son environnement visuel, urbain ou naturel. Il prend en compte l'harmonie des formes, l'impact paysager et le potentiel de valorisation architecturale. Une conception soignée peut accroître l'acceptabilité sociale et améliorer l'image du projet, mais peut également engager des coûts supplémentaires liés à des finitions ou matériaux spécifiques.

- **Économie** : L'aspect économique concerne le coût global de réalisation, incluant l'investissement initial, la main-d'œuvre, les équipements nécessaires et les frais liés aux matériaux. Il intègre également les coûts indirects et de cycle de vie de l'ouvrage. L'objectif est d'optimiser les ressources en garantissant un équilibre entre performance technique et viabilité financière.

- **Entretien** : Ce critère analyse les exigences de maintenance et la durabilité à long terme. Un ouvrage nécessitant peu d'entretien réduit les coûts d'exploitation et les interruptions de service, mais cela implique un choix judicieux de matériaux, une conception adaptée et une protection contre les agressions environnementales (corrosion, intempéries, charges dynamiques).

- **Complexité d'exécution** : La complexité d'exécution mesure les contraintes techniques liées à la mise en œuvre, telles que la disponibilité des équipements, la qualification de la main-d'œuvre, les séquences constructives, et la gestion des risques sur site. Un haut niveau de complexité peut rallonger les délais et augmenter les coûts, mais peut aussi être justifié par des exigences spécifiques de performance ou contexte géographique.

- **Délais de réalisation** : Les délais sont essentiels pour la planification du projet et sa mise en service. Ce critère inclut la durée de conception, la préfabrication éventuelle, le transport des éléments, et l'installation sur site. Un délai réduit peut améliorer la rentabilité et limiter les perturbations, mais exige une organisation rigoureuse et une coordination efficace entre les intervenants.

II.4.1. Les avantages et inconvénients de chaque variante :

Tableau II.9 : les avantages et inconvénients de chaque variante

Variante	Avantage	Inconvénient
Variante 01 : Pont voussoirs en béton précontraint construit par encorbellements successifs coulé en place	- Permet de grandes portées avec peu d'appuis. - Idéal pour franchir des vallées, fleuves, zones d'accès difficile. - Réduction des coffrages par encorbellement. - Structure monolithique : bonne durabilité, peu de joints - Esthétique soignée, franchissement en courbe facile.	- Coût élevé (technique et matériel spécialisés). - Construction longue et complexe (main-d'œuvre hautement qualifiée). - Poids propre important. - Difficulté de coulage en hauteur ou sur site difficile d'accès. - Sensibilité aux gradients thermiques si mal géré
Variante 02 : Pont a poutres en béton précontraint post tension.	- Construction rapide grâce à la préfabrication. - Réduction des coûts indirects (moins de temps sur site, moins de perturbations du trafic).	- Multiplication des appuis (impact esthétique et coût). - Difficile à franchir en courbe. - Nécessite des fondations profondes (poids propre).

	- Bon contrôle qualité en usine. - Réutilisation du coffrage possible. -Iso-statisme : insensibilité aux tassements différentiels et aux gradients thermiques.	- Coffrage complexe pour les poutres précontraintes. - Dépendance à l'atelier de préfabrication.
Variante 03 : Pont mixte bi-poutres.	- Excellente capacité de charge (acier + béton). - Rigidité élevée + grande portée possible. - Bonne durabilité (acier protégé par le béton). - Faible entretien : peu de joints. - Souplesse de conception et adaptation à plusieurs contextes. - Esthétique valorisée dans un environnement urbain.	- Coût élevé (matériaux + levage + transport). - Assemblages sensibles à la corrosion. - Nécessite une main-d'œuvre qualifiée pour les soudures et le contrôle qualité. - Sensibilité au gradient thermique. - Complexité modérée de construction (compétences en acier et béton).

II.4.2. Calcul du cout de chaque variante :

Tableau II.10 : l'estimation des couts

Variantes	Le cout estimé (DA)
Pont voussoirs en béton précontraint construit par encorbellements successifs coulé en place	7 707 689 226.30
Pont a poutres en béton précontraint post tension.	1 554 598 923.50
Pont mixte bi-poutre.	2 211 685 739.55

Les détails des devis se trouve dans l'ANNEXE.

II.5. CONCLUSION

Après avoir comparé les différentes variantes envisagées pour notre ouvrage, nous avons retenu la **variante mixte bi-poutre**. Ce choix s'explique principalement par la rapidité d'exécution qu'elle offre et par la disponibilité d'une main-d'œuvre qualifiée pour sa réalisation. Cette solution fera l'objet d'une analyse approfondie dans la suite de ce mémoire et constituera le thème central de notre projet de fin d'études.

CHAPITRE III :

HYPOTHESES DE CALCUL

III.1. INTRODUCTION :

L'étude d'un **pont mixte bipoutres ferroviaire** repose sur des hypothèses de calcul essentielles garantissant la stabilité et la durabilité de l'ouvrage. Elles tiennent compte des charges permanentes, d'exploitation ferroviaire avec leurs effets dynamiques, ainsi que des influences climatiques et accidentelles. Les calculs, conformes aux normes et guides en vigueur, intègrent les principes de résistance des matériaux et les coefficients de sécurité nécessaires pour assurer le bon fonctionnement du pont, tant en phase de construction qu'en service. Les matériaux employés – acier structurel pour la superstructure et béton armé ou précontraint pour les appuis – sont choisis pour leurs propriétés mécaniques fiables : résistance, rigidité, ductilité et durabilité face aux sollicitations. Cette approche assure une exploitation sûre et performante sur toute la durée de vie de l'ouvrage.

III.2. NORMES ET REGLES DE CALCUL :

- Eurocode 1 - bases de calcul et actions sur les structures.
- Eurocode 3 et 4 – construction mixte.
- Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé et en béton précontrainte suivant la méthode des états limites - BAEL 91 révisé 99.
- Règles parasismiques applicables au domaine des ouvrages d'art (RPOA 2008).
- Code UIC 776-1 charge à prendre dans le calcul des pont rails.
- Fascicule 62 titre V : règles techniques de conception et de calcul des fondations des ouvrages de génie civil.
- Guide SETRA : (service d'étude technique des routes et autoroutes).
- Code UIC 774-3 : Interaction voie-structure des ponts ferroviaires.

III.3. CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX :

L'étude du **pont mixte bipoutres ferroviaire** repose sur des hypothèses de calcul définies pour assurer sa stabilité et sa durabilité. Elles prennent en compte les charges permanentes, d'exploitation ferroviaire avec effets dynamiques, ainsi que les influences climatiques et accidentelles. Les calculs, conformes aux normes en vigueur, intègrent les principes de résistance des matériaux et les coefficients de sécurité nécessaires afin de garantir le bon fonctionnement du pont en phase de construction et de service. Les matériaux – acier structurel pour la superstructure et béton armé ou précontraint pour les appuis – sont choisis pour leur résistance, rigidité, ductilité et capacité à conserver leurs performances face aux sollicitations répétées et aux conditions environnementales.

III.3.1. BETON :

III.3.1.1. Type de ciment :

Les ciments présentent des profils différents techniques : **CEM I** (Portland pur) offre une résistance rapide, **CEM III** au laitier protège efficacement les structures en environnements agressifs, **CEM IV** pouzzolanique résiste aux environnements sulfatiques, et **CEM V** allie de bonnes performances mécaniques à un faible impact environnemental. Le **CEM II**, composé de clinker et d'ajouts minéraux, se distingue par sa durabilité, sa résistance chimique et sa faible chaleur d'hydratation, entraînant les risques de fissuration. Il est particulièrement adapté aux ouvrages mixtes, comme un pont bipoutres ferroviaire, soumis à des sollicitations répétées et à des conditions climatiques sévères.

Résistance à la compression :

La résistance du béton à la compression est généralement déterminée à 28 jours et exprimée par la résistance caractéristique, notée $\mathbf{f_{c28}}$, conformément aux normes en vigueur.

Résistance à la traction : $F_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28}$

Tableau III.1 : caractéristiques du béton

Partie d`ouvrage	Classe de résistance	Fc28	Ft28
Superstructure	**C 45/55**	**45**	**3.3**
infrastructure	**C 45/55**	**30**	**2.4**

Lorsque le béton est sollicité avant l'âge de référence de 28 jours, c'est-à-dire au cours des phases de chantier, sa résistance à la compression est évaluée par une valeur ajustée $\mathbf{f_{cj}}$, déterminée en fonction de son âge **j** et calculée selon la courbe d'évolution de la résistance définie par les normes applicables.

- Si $fc_{28} < 40$ MPa :

$$fcj = \frac{j}{4.76J + 0.83J} \times fc28$$

- Si $fc_{28} \geq 40$ MPa :

$$\mathrm{fcj} = \frac{\mathrm{j}}{1.4 + 0.95\mathrm{J}} \times \mathrm{fc28}$$

III.3.1.2. Contraintes admissible à la compression :

III.3.1.2.1. Contrainte de calcul à L'ELU :

$$fbu = \frac{0.85\ fc28}{\theta \times \gamma b}$$

- Le coefficient θ est déterminé selon la durée d'application de l'effort :
  - θ = 1.0 : si la durée d'action est > 24h
  - θ = 0.9 : entre 1h et 24h
  - θ = 0.85 : si elle est < 1h
- $\boldsymbol{\gamma b}$ Coefficient de sécurité égale a :
  - 1.50 en situation durable ou transitoire
  - 1.15 en situation accidentelle
  - 1.3 en situation accidentelle sismique

Tableau III.2 : contrainte limite du béton à l'ELU

Contrainte limite		superstructure	Infrastructure
F_{bu}	1.5	25.5 MPa	17 MPa
	1.15	33.26 MPa	22.17 MPa
	1.3	29;42 MPa	19.62MPa

III.3.1.2.2. Contrainte de calcul a l'ELS :

La contrainte maximale de compression du béton, notée $\boldsymbol{\sigma_b}$, à l'état limite de service (E.L.S) est déterminée selon les formules prescrites par les normes en vigueur, permettant de vérifier que les contraintes restent inférieures aux seuils admissibles pour garantir la durabilité et le bon comportement de l'ouvrage.

- $0.5fc28$ En service
- $0.6fcj$ En construction

Tableau III.3 : contrainte limite du béton à l'ELS

Fc28	σb en service	σb en construction
45	22,5 MPa	27 MPa
30	15 MPa	18 MPa

III.3.1.3. Déformation longitudinale du béton :

Dans les règles **B.A.E.L** (*Béton Armé aux État Limites*), le **module de déformation longitudinale** du béton est un paramètre fondamental utilisé pour relier la contrainte et la déformation dans les calculs de structure. Il correspond au **module de Young** effectif du béton, tenant compte des conditions de service et de ses propriétés mécaniques évolutives avec l'âge et la qualité du matériau.

- Module de déformation instantané (courte durée <24h)

$$Eij = 11000\sqrt[3]{Fc28}$$

- Module de déformation différée (long durée)

$$Evj = 3700\sqrt[3]{Fc28}$$

Tableau III.4 : Modules d'élasticité du béton

Fc28	E_{ij}	E_{vj}
45	39125.83 MPa	13160.51 MPa
30	34179.56 MPa	11496.76 MPa

III.3.1.4. Déformation transversal du béton :

La déformation transversale du béton est liée à son comportement mécanique sous contraintes, notamment via le **coefficient de Poisson**, qui traduit la variation latérale lorsqu'il est soumis à une charge longitudinale.

$$G = \frac{E_{ij}}{2\,(1+v)}$$

III.3.2. ACIER :

III.3.2.1. Acier passif :

Il s'agit d'aciers à haute adhérence, de nuance **Fe E500**, présentant une limite d'élasticité nominale de **500 MPa**, et un module de la déformation élastique E de 2.1×10^5 MPa.

Contrainte admissible :

- A l'ELU :

$$\sigma_S = \frac{f_e}{\gamma_S} = f_{ed}$$

- Selon l'Article 2.4.2.4 de la norme EN 1992-1-1 :2004, pour la combinaison fondamentale en État Limite Ultime (ELU), la contrainte de traction des armatures doit satisfaire la condition suivante :

$$fsd = \frac{fyk}{1.15} = 434.78\ \text{MPa}$$

- Selon le Document Technique Réglementaire (D.T.R.) – Règles Parasismiques Applicables aux Ouvrages d'Art (RPOA 2008), Article 5.2, pour la combinaison sismique, la contrainte de traction des armatures doit satisfaire la condition suivante :

$$f_{sd} = \frac{f_{yk}}{1.00} = 500 \text{ MPa}$$

- A l'ELS :

A l'état limite de service la contrainte $\sigma\bar{s}$ pour une fissuration préjudiciable, sera déterminé par la formule suivante :

$$\sigma\bar{s} \leq \text{Min}\left[\frac{2}{3}fe\ ;\ 110\sqrt{1.6 \times ft28}\ \right]$$

III.3.2.2. Acier pour la construction métallique :

La poutre principale de la superstructure, réalisée en poutre composite acier-béton, est fabriquée en acier **S355K2**. Les éléments de la structure auxiliaire sont conçus en acier **S355N**, conformément aux exigences des normes **EN 1993-1-10**, **NF EN 10025-3** et **EN 10164**.

Tableau III.5 : caractéristiques de l'Acier.

Normes et nuances d`acier	Epaisseur nominale de l`élément t (mm)				
	t≤16	16≤t≤40	40≤t≤63	63≤t≤80	80≤t≤100
	F_y(N/mm^2)	F_y(N/mm^2)	F_y(N/mm^2)	F_y(N/mm^2)	F_y(N/mm^2)
S355 K2	355	345	335	325	315

Les propriétés de l'acier sont les suivantes :

- Module d'élasticité E =2.1 × 10^5 MPa.
- Module de cisaillement G =0,81 × 10^5 MPa.
- Rapport de Poisson μ = 0, 3.
- Coefficient de dilatation linéaire α = 12 x 10^{-6} °C^{-1}.

III.4. COEFFICIENT DE POISSON :

Le **coefficient de Poisson** (noté ν) est un paramètre mécanique qui caractérise le **rapport entre la déformation transversale et la déformation longitudinale** d'un matériau lorsqu'il est soumis à une contrainte. Pour le béton, il exprime comment la dimension latérale varie lorsqu'il est comprimé ou étiré dans une direction principale.

- υ=0.2 pour le béton.
- υ =0 pour le calcul des sollicitations.
- υ =0.3 pour l'acier.
- υ =0.2pour le calcul des déformations.

III.5. CONCLUSION :

Ce chapitre a présenté les normes de calcul, nationales et internationales, qui encadrent la conception, le dimensionnement et la sécurité des ouvrages, ainsi que les caractéristiques du béton (résistance à la compression, module d'élasticité) et de l'acier (résistance à la traction, élasticité), complétées par d'autres éléments constructifs. Ces données, conformes aux exigences techniques, influencent directement le choix des solutions, la performance, la durabilité et la sécurité de l'ouvrage, constituant un socle fiable pour les étapes de modélisation et d'analyse à venir.

CHAPITRE IV :

EVALUATION DES CHARGES ET SURCHARGES

IV.1. INTRODUCTION :

Lorsqu'on conçoit un pont, il est important de comprendre ce que l'on appelle **charge** et **surcharge**. La charge, c'est le poids ou la force que l'ouvrage doit supporter régulièrement, comme le passage d'un train ou d'une voiture. La surcharge, elle, correspond aux efforts supplémentaires, souvent temporaires, qui viennent s'ajouter, par exemple à cause d'un freinage brusque, d'un changement de vitesse, ou d'irrégularités sur la voie. Les **ponts ferroviaires** et les **ponts routiers** ne subissent pas les mêmes contraintes : les trains transportent des charges plus lourdes, concentrées et répétitives que les véhicules routiers. Pour calculer ces efforts, les ingénieurs utilisent des **modèles de charges définis par l'UIC** (Union Internationale des Chemins de Fer), qui donnent des valeurs de référence pour simuler différentes situations. En plus du poids vertical des convois, il faut aussi tenir compte des **efforts horizontaux** liés au trafic ferroviaire, comme les forces exercées lors des freinages, des démarrages, ou lorsque le train prend une courbe. Enfin, les **considérations dynamiques** sont essentielles : un train en mouvement n'exerce pas les mêmes effets qu'un train à l'arrêt, et ces effets peuvent fatiguer la structure sur le long terme. Dans ce chapitre, nous allons donc apprendre à distinguer les différents types de charges, comprendre ce qu'implique une surcharge, et voir comment dimensionner un ouvrage ferroviaire de manière à ce qu'il reste sûr, stable et durable.

IV.2. EVALUATION DES CHARGES ET SURCHARGES :

L'évaluation des charges et surcharges consiste à identifier, quantifier et combiner les sollicitations permanentes et temporaires afin de dimensionner des ouvrages sûrs, durables et adaptés aux conditions réelles d'exploitation. Elle permet d'assurer la sécurité tout en optimisant les performances et les coûts. L'ouvrage doit résister aux efforts suivants :

- La charge permanente (CP).
- Les charges complémentaires permanentes (CCP).
- Les charges et surcharges dues au trafic ferroviaire (d'exploitation).
- Actions naturelles.

IV.2.1. Charge permanente (CP) :

La **charge permanente** est le poids constant de la structure et de ses éléments fixes, servant de base à l'évaluation des charges et surcharges.

Tableau IV.1 : charge permanente

Élément	Section (m^2)		Longueur (m)	Volume (m^3)	Poids volumique (kN/m^3)	Nombre	Poids (KN)
Poutre principale	S1	0.273475	9	2.461275	78	2	2051.4078
	S2	0.25755	10	2.5755			
	S3	0.256375	12	3.0765			
	S2a	0.25755	10	2.5755			
	S1a	0.273475	9	2.461275			
Entretoises IPE 600	0.020932		7	0.146524	78	4	45.715488
Entretoises HEA 1000	0.033912		7	0.237384	78	4	74.063808
Dalle en Béton	5.0175		50	250.875	25	1	6271.875
Poids total sans raidisseurs et contreventements							8443.0621

IV.2.2. Complément de charge permanent (CCP) :

Le complément de charge permanente regroupe les éléments fixes ajoutés à la structure, comme le ballast ou les rails, et doit être considéré dans l'évaluation des charges et surcharges pour assurer la sécurité, la stabilité et la durabilité de l'ouvrage.

IV.2.2.1. Rail :

La voie est composée de longs rails soudés présentant un poids linéaire de **0,6 kN/m** par rail. Étant donné que la voie comporte deux rails, le poids linéaire total s'élève à **1,2 kN/m**.

IV.2.2.2. Travers bi-blocs :

Les traverses utilisées présentent une longueur comprise entre **2,24 m** et **2,50 m**, avec un poids individuel variant de **245 kg** à **300 kg**. Pour les besoins des calculs, leur contribution est évaluée à **4,8 kN par mètre linéaire de voie**.

IV.2.2.3. Ballast :

Le ballast est une couche de pierres concassées disposée sous les traverses d'une voie ferrée. Il assure plusieurs fonctions essentielles : stabiliser la voie, permettre le drainage des eaux, répartir les charges transmises par le passage des trains et faciliter l'ajustement de la géométrie de la voie. Sa masse volumique est généralement estimée à **20 kN/m³**. Pour une section totale de **3,8987 m²** correspondant aux deux voies, le poids linéique du ballast est donc de **77,974 kN/m**, calculé selon la formule :

$$\mathbf{P\ (ballast) = 20 \times 3{,}8987 = 77{,}974\ kN/m}.$$

IV.2.2.4. Trottoir :

Le trottoir doit être stable, sécurisé et adapté à la circulation piétonne, avec une surface plane et résistante aux charges et aux intempéries.

$$\mathbf{P = 1.80 \times 0.55 \times 25 = 24.75\ KN\ par\ mètre\ linéaire.}$$

IV.2.2.5. Murette :

La murette en béton présente une section transversale de **0,176 m²**. En considérant une masse volumique apparente de **25 kN/m³**, la charge linéaire est calculée comme suit :

$$\mathbf{P = 0{,}176 \times 25 = 4{,}4\ kN\ par\ mètre\ linéaire}.$$

IV.2.2.6. Garde-corps :

Le garde-corps présente un poids linéaire de **1,6 kN/m**. En tenant compte des deux côtés de l'ouvrage, le poids total s'élève à :

$$\mathbf{P = 2 \times 1{,}6 = 3{,}2\ kN\ par\ mètre\ linéaire}.$$

IV.2.2.7. Evacuation des eaux :

Le système d'évacuation des eaux comprend des tuyaux enterrés exerçant une charge de **2,05 kN/m** pour chaque côté de l'ouvrage.

IV.2.2.8. Caténaire

La caténaire est un dispositif servant à suspendre les fils électriques qui alimentent les locomotives. Les caténaires ont un poids de 0.317 kN/m.

IV.2.2.9. Chape de béton

Une couche de 2cm donc :

$$\mathbf{P}=\mathbf{25}\times\mathbf{12},7\times\mathbf{0},\mathbf{0}2=6.35\ \mathbf{KN/m}l$$

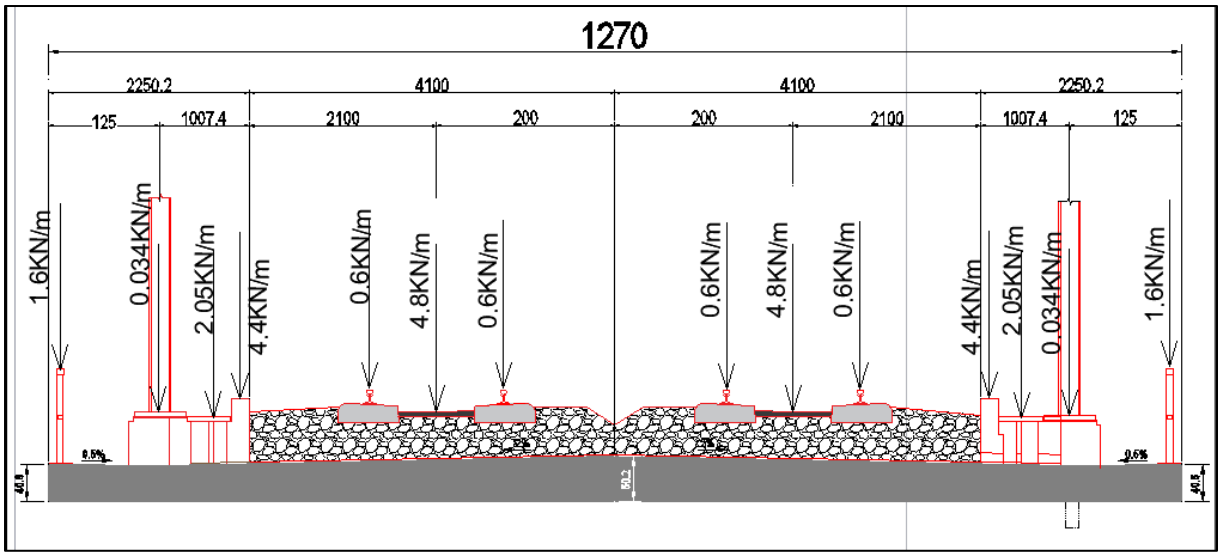


Figure IV.1 : coupe transversal qui montre la distribution de la charge complémentaire permanente (CCP)

IV.2.3. Surcharge d'exploitation dues au trafic ferroviaire (EN 1991-2 :2003) :

Quatre schémas de charge sont définis : **UIC 71**, **SW/0**, **SW/2** et le **train à vide**, suivis par les trois combinaisons fondamentales de chargements verticaux.

IV.2.3.1. Modèle de charge UIC 71 (article 6.3.2 de l'EN 1991-2) :

Le modèle de charge UIC 71 représente un train de marchandises lourd, avec des essieux très chargés et régulièrement espacés, afin de simuler les charges verticales les plus fortes exercées sur une structure ferroviaire.

La disposition et les valeurs caractéristiques des charges verticales y sont définies comme indiqué à ci-dessous :

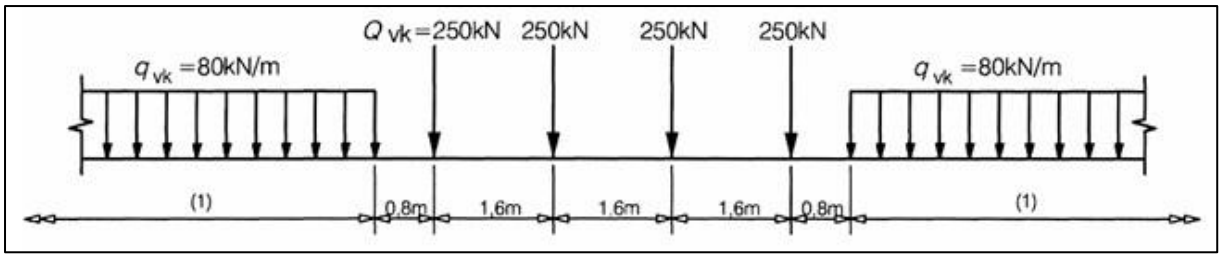


Figure IV.2 : Modèle de charges 71 et valeur caractéristique pour les charges verticales

IV.2.3.2. Modèle de charge SW/0 et SW/2 (Article 6.3.3 de l'EN 1991-2) :

- **SW/0** : Ce modèle sert à représenter un train type de conditions normales, avec des charges par essieu similaires à celles de l'UIC 71, et permet de vérifier la résistance de la structure face au trafic courant.

- **SW/2** : Ce modèle illustre un cas plus contraignant, avec des charges plus importantes ou des paramètres aggravants, pour évaluer le comportement de la structure dans des situations exceptionnelles ou critiques.

La disposition des charges correspond au schéma de la figure ci-dessous :

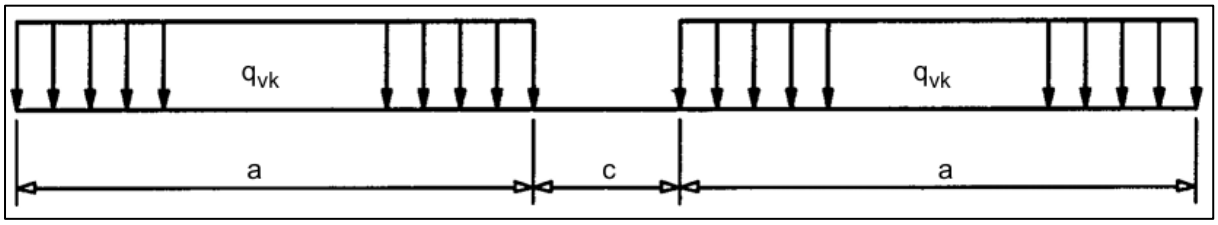


Figure IV.3 : la disposition des charges correspond ou modèle SW/0 et SW/2

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

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

IV.2.3.3. Modèle de charge train vide :

Le **modèle de chargement pour un train vide** représente un convoi de voyageurs ou de marchandises circulant sans charge, donc beaucoup plus léger qu'un train chargé. Sa masse réduite entraîne des **charges verticales plus faibles** sur la structure, mais comme il peut rouler à grande vitesse, il est utilisé pour analyser les **effets dynamiques**, comme les vibrations ou les oscillations, qui peuvent influencer le confort et la stabilité. Ce modèle consiste en une charge verticale répartie de façon uniforme avec une valeur caractéristique de 10,0 kN/m.

IV.2.4. Transmission des charges à la structure :

IV.2.4.1. Répartition longitudinale d'une force ponctuelle ou d'une charge de roue par le rail (D'après UIC 774-2) :

Selon l'**UIC 774-2**, lorsqu'une roue exerce une force sur un point du rail, cette force se propage le long du rail jusqu'à plusieurs traverses. Cela permet de répartir le poids sur une plus grande zone et d'éviter que la voie ou la structure ne subisse trop de pression à un seul endroit.

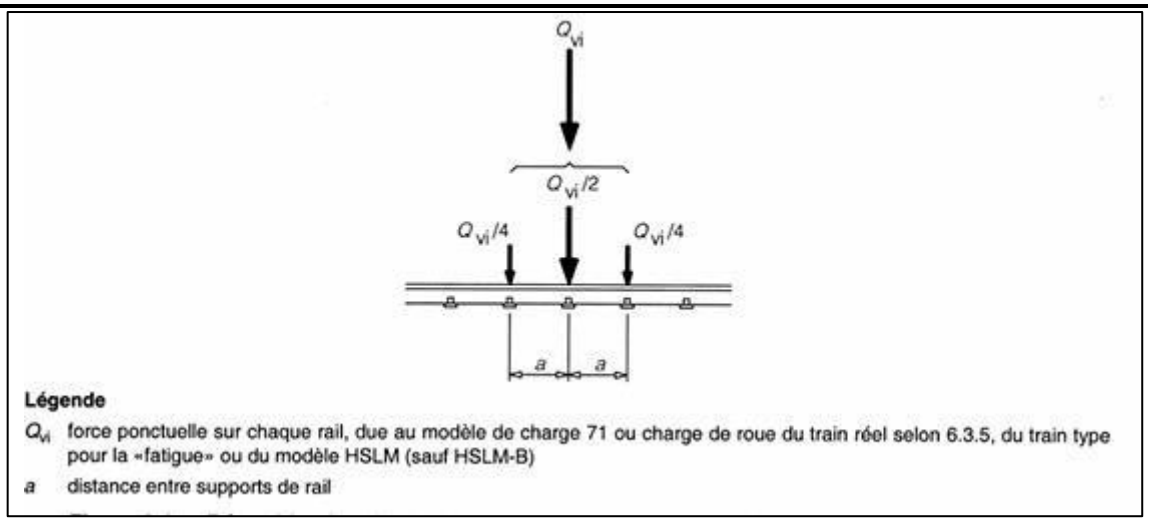


Figure IV.4 : Répartition de la charge d'essieu par le rail

IV.2.4.2. Répartition longitudinale des charges par les traverses et le ballast (UIC 774-2 PAGE 6) :

Selon l'**UIC 774-2**, lorsqu'une roue appuie sur le rail, la charge se diffuse vers plusieurs traverses, puis vers le ballast. Les traverses répartissent le poids entre différents points d'appui, et le ballast, composé de pierres concassées, le répartit encore davantage sur le sol, réduisant ainsi la pression à un seul endroit et protégeant la voie.

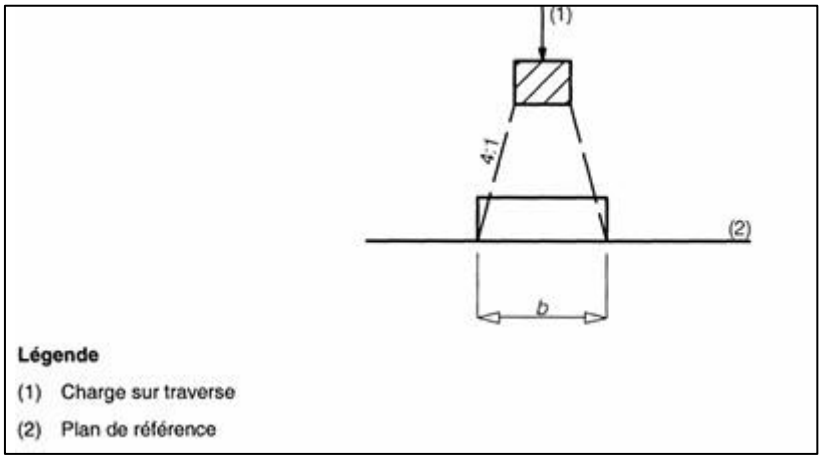


Figure IV.5 : Répartition longitudinale par le ballast des charges d'essieu du schéma de charge UIC 71

IV.2.4.3. Répartition longitudinale par le ballast des charges d'essieu du schéma de charge UIC 71 :

Selon le **schéma de charge UIC 71**, le ballast diffuse les charges d'essieu transmises par les rails et traverses sur une zone plus large, réduisant les contraintes localisées et améliorant la stabilité de la voie.

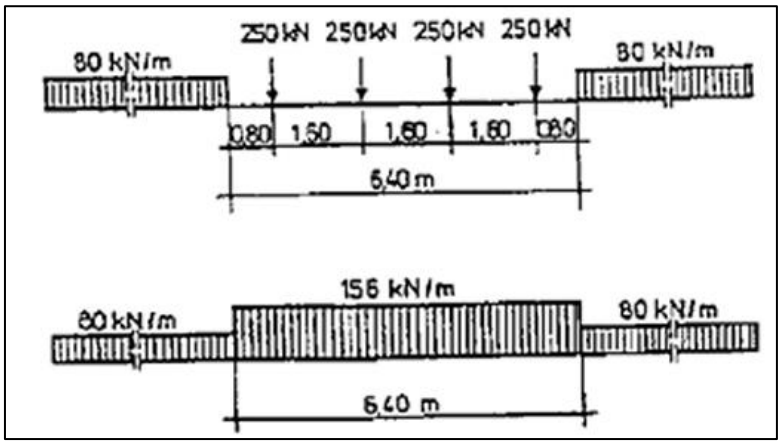


Figure IV.6 : Répartition longitudinale par le ballast des charges d'essieu du schéma de charge UIC 71.

IV.2.5. Effet dynamique :

Il est essentiel de comprendre que le **comportement dynamique** d'un pont ferroviaire est influencé par plusieurs facteurs clés : la **fréquence propre** de la structure, l'**espacement des essieux**, la **vitesse du trafic** sur le pont, l'**amortissement** de la structure, ainsi que les irrégularités telles que les **défauts de roues** (méplats) et les **défauts verticaux de la voie**. Ces effets peuvent amplifier la réponse de la structure et sont pris en compte au moyen de **coefficients dynamiques** (ϕ_2 ou ϕ_3) lorsque les conditions relatives à la **flèche sous poids permanent** (poids propre et poids des superstructures) et à la **vitesse de circulation** sont toutes deux vérifiées. Conformément à l'organigramme de l'article 6.4.4 de la norme **EN 1991-2 :2003**, une analyse dynamique complète n'est pas requise dans ce cas, ni la vérification vis-à-vis des critères d'accélération ou de fatigue par résonance. À la place, il convient de réaliser une **analyse statique** en utilisant les modèles de charge définis — **LM71** et, si nécessaire, **SW/0** et **SW/2** — pour représenter les sollicitations du trafic ferroviaire. Les résultats de cette analyse statique sont ensuite **multipliés par un coefficient dynamique approprié (ϕ)**, ce qui permet de reproduire les effets supplémentaires liés aux phénomènes dynamiques. Cette approche garantit que la structure est correctement évaluée pour les influences statiques et dynamiques, assurant sa sécurité, sa durabilité et ses performances en service, tout en évitant des simulations dynamiques complexes lorsqu'elles ne sont pas indispensables.

IV.2.5.1. Coefficient dynamique :

Le coefficient dynamique ϕ, qui amplifie les effets des charges statiques dans les modèles de charges UIC71, SW/0 et SW/2, est défini comme ϕ2 ou ϕ3. En règle générale, le coefficient dynamique ϕ est déterminé comme ϕ2 ou ϕ3 en fonction de la qualité de l'entretien de la voie, selon les modalités suivantes :

$$\emptyset 2 = \frac{1.44}{\sqrt{(L\emptyset)} - 0.2} + 0.82$$

$$\emptyset 3 = \frac{2.16}{\sqrt{(L\emptyset)} - 0.2} + 0.73$$

- **Pour une voie normalement entretenue :**

Avec $L\boldsymbol{\phi}$: longueur déterminante définie au tableau 6.2 de l'EN 1991-2 et 1,00≤ $\boldsymbol{\phi 3}$ ≤2,0

AN : Poutres et dalles continues sur n travées

Lm = 1/n (L1 + L2 +...+Ln)

Lm= (11 X 50) /11.

Lm=50m

Et k = 1.5

L$\boldsymbol{\phi}$ =k × Lm => L$\boldsymbol{\phi}$ =75$\boldsymbol{m}$

Ainsi $\boldsymbol{\phi 3}$=1,044

- **Pour une voie soigneusement entretenue :**

Avec $L\boldsymbol{\phi}$: longueur déterminante définie au tableau 6.2 de l'EN 1991-2 et 1,00≤ $\boldsymbol{\phi 2}$ ≤1.67

AN : Poutres et dalles continues sur n travées

Lm = 1/n (L1 + L2 +...+Ln)

Lm= (11 X 50) /11

Lm=50m

Et k = 1.4

L$\boldsymbol{\phi}$ =k × Lm => L$\boldsymbol{\phi}$ =75$\boldsymbol{m}$

Ainsi $\boldsymbol{\phi 2}$=1,03

IV.2.6. Charges horizontales :

IV.2.6.1. Forces centrifuges (Selon l'article 6.5.1 de l'EN 1991-2 :2003) :

Les forces centrifuges et les angles d'inclinaison de la voie doivent être pris en compte si la voie d'un pont se courbe sur tout ou partie du pont. La force centrifuge est considérée comme la force agissant vers l'extérieur dans une direction horizontale à une hauteur de 1,80 m au-dessus de la surface de roulement. La force centrifuge doit toujours être combinée avec les charges de trafic verticales et la force centrifuge ne doit pas être multipliée par le facteur dynamique Φ. La valeur caractéristique de la force centrifuge doit être calculée selon l'équation suivante :

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

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

Où :

Q_{tk}, q_{tk} : valeur propre de la force centrifuge en kN, kN/m.

Q_{vk}, q_{vk} : valeurs propres des charges verticales pour les modèles de charge 71, SW/0, SW/2 et « train à vide ».

f : Facteur d'actualisation.

v : Vitesse maximale en m/s.

V : Vitesse maximale en km/h.

g : accélération de la pesanteur en 9,81 m/s^2.

R : rayon de courbure, en m.

Les calculs sont basés sur les vitesses maximales des lignes spécifiées pour les différents sites du projet. Pour le modèle de charge SW/2, une vitesse maximale de 80 km/h peut être supposée. Pour le modèle de charge 71 (et le modèle de charge SW/0) et pour les vitesses maximales de ligne du site supérieures à 120 km/h.

V est la Vitesse maximale :

f = 1 => V≤ 120 km/h ou L_f≤ 2.88 m.

f < 1 => 120 km/h<V< 300 km/h et L_f> 2.88 m .

Pour le modèle 71, la valeur caractéristique de la charge verticale se compose de charges concentrées et uniformes, et la force centrifuge est calculée en assimilant l'ensemble de la charge verticale à une charge uniforme sur l'ensemble du pont :

$$q_{vk}= (250x4+80x (50-6.4))= 89.76 kN/m$$

Pour les modèles SW/0 et SW/2, la force centrifuge est calculée en assimilant la charge verticale totale à une charge uniforme sur l'ensemble du pont :

SW/0 : q_{vk} =(133x15x2) /50 = $79.8 kN/m$

SW/2 : q_{vk} =(150x21.5x2) / 50= $129 kN/m$

- **Pour R = ∞ :**

Les résultats des calculs de la force centrifuge sont les suivants :

Modèle 71 : q_{tk} =0 kN/m

SW/0 : q_{tk}= 0 kN/m

SW/2 : q_{tk}= 0 kN/m

Train à vide : q_{tk} =0 kN/m

- **Pour R = 400 m :**

Modèle 71 : $qtk = \frac{80^2}{127\times400}(1 \times 89.76) = 11.31\ KN/m$

SW/0 : $qtk = \frac{80^2}{127\times400}(1 \times 79.8) = 10.05\ KN/m$

SW/2 : $qtk = \frac{80^2}{127\times400}(1 \times 129) = 16.25\ KN/m$

Train à vide : $qtk = \frac{80^2}{127\times400}(1 \times 12.5) = 1.57\ KN/m$

IV.2.6.2. Effort de lacet :

La force de basculement est considérée comme une force concentrée agissant horizontalement et, au sommet de la voie, perpendiculairement à l'axe de la voie. Il doit être adapté aux rails verticaux et courbes. La valeur caractéristique de la force de basculement doit prendre la valeur Q_{sk}= 100 kN. Ne doit pas être multipliée par le facteur de puissance Φ ou par le facteur f. Il doit également être multiplié par le facteur α (indiqué dans UIC 776-1).

Les forces de balancement doivent toujours être combinées avec les charges de trafic verticales.

IV.2.6.3. Force de traction et de freinage :

Les forces de traction et de freinage agissent dans le sens longitudinal de la voie, au sommet de celle-ci. Doivent être considérées comme uniformément réparties sur les longueurs d'influence correspondantes $L_{a,\,b}$ de l'action de traction et de freinage des éléments structurels considérés. Le sens des forces de traction et de freinage doit tenir compte du sens de marche autorisé pour chaque rail.

Les valeurs caractéristiques des forces de traction et de freinage sont prises comme suit :

Traction :

- **Pour les modèle de la charge 71, SW/0, SW/2 :**

$$Q_{lak} = 33\ [kN/m]\ La\ b\ [m] \leq 1000\ [kN]$$

Force de freinage :

- **Pour les modèle de la charge71, SW/0**

$$Q_{lbk} = 20\ [kN/m]\ La\ b\ [m] \leq 6000\ [kN]$$

- **Pour les modèle de la charge SW/2**

$$Q_{lbk} = 35\ [kN/m]\ La\ b\ [m].$$

Les valeurs propres des forces de traction et de freinage ne doivent pas être multipliées par le facteur de puissance Φ ou par le facteur f.

- **Les résultats des calculs de traction sont les suivants :**

Modèle 71 :

$$qlak = \frac{33 \times La,b}{L\emptyset} = \frac{33\times 50}{75} = 22 > \frac{1000}{L\emptyset} = \frac{1000}{75} = 13.33\ KN \Rightarrow qlak = 13.33KN$$

SW/0 : $qlak = \frac{33 \times La,b}{L\emptyset} = \frac{33\times 30}{75} = 13.2 \leq \frac{1000}{L\emptyset} = \frac{1000}{75} = 13.33\ KN \Rightarrow qlak = 13.2KN$

SW/2 : $qlak = \frac{33 \times La,b}{L\emptyset} = \frac{33\times 50}{75} = 22 > \frac{1000}{L\emptyset} = \frac{1000}{75} = 13.33\ KN \Rightarrow qlak = 13.33KN$

- **Les calculs de la force de freinage sont les suivants :**

Modèle 71 :

$$qlak = \frac{20 \times La,b}{L\emptyset} = \frac{20 \times 50}{75} = 13.33 < \frac{6000}{L\emptyset} = \frac{6000}{75} = 80\ KN => qlak = 13.33KN$$

SW/0 : $qlak = \frac{20 \times La,b}{L\emptyset} = \frac{20 \times 30}{75} = 8 < \frac{6000}{L\emptyset} = \frac{6000}{75} = 80\ KN => qlak = 8KN$

SW/2 : $qlak = \frac{35 \times La,b}{L\emptyset} = \frac{35 \times 50}{75} = 23.33 < \frac{6000}{L\emptyset} = \frac{6000}{50} = 80\ KN => qlak = 23.33KN$

IV.2.6.4. Charges de déraillement :

Dans le cadre de l'analyse de sécurité d'un pont ferroviaire, le **déraillement d'un train** doit être considéré comme un scénario d'accident. Deux situations sont à examiner :

- **Scénario 1** : Le train déraille mais reste sur la voie du pont, stoppé par une voie adjacente ou un mur de protection. Dans ce cas, il est indispensable d'éviter l'effondrement d'une partie importante de la structure, même si des **dommages localisés** sont acceptables. Les éléments structurels critiques doivent être dimensionnés pour résister à des charges spécifiques calculées selon la formule :

  α × 1,4 × LM71

  où LM71 représente le modèle de charge standard. Ces charges, constituées de sollicitations **ponctuelles** et **uniformément réparties**, sont appliquées **sans facteur dynamique** et orientées **parallèlement à la voie**. La position d'application choisie est la plus défavorable, sur une zone où la voie est centrée sur une **largeur latérale de 1,5 fois l'écartement de la voie**.

- **Scénario 2** : Le train déraille et reste en équilibre sur le bord du pont, exerçant des charges directement sur la structure principale (sans prise en compte des éléments non structuraux comme les trottoirs). Ce scénario implique une sollicitation concentrée sur les parties porteuses, nécessitant une attention particulière dans la conception pour garantir la stabilité globale et éviter un effondrement dû à un déséquilibre extrême.

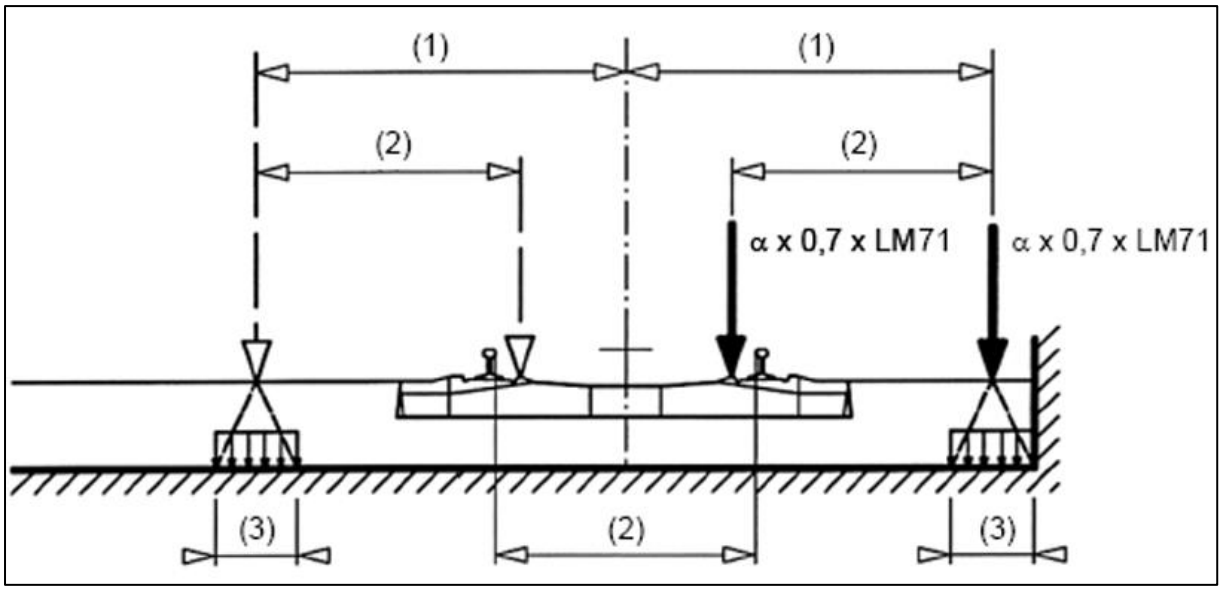


Figure IV.7 : Situation de calcul 1 - Charge équivalente Q_{A1d} et q_{A1d}

(1) Maximum 1,5 s ou moins (si contre un mur).

(2) Ecartement de voie s.

(3) Pour les tabliers de pont à ballast, on peut supposer que les forces ponctuelles sont réparties dans une zone carrée de 450 mm de côté au sommet du tablier.

Pour le **cas de conception II**, il est indispensable de garantir que le pont **ne bascule pas** et **ne s'effondre pas**, même dans un scénario d'accident. Dans les calculs de **stabilité globale**, il convient de considérer l'application d'une **charge verticale uniformément répartie** le long du **bord de la structure**. Cette charge est définie par :

$$q_{A2d} = \alpha \times 1{,}4 \times LM71$$

Elle est appliquée sur une longueur totale **maximale de 20 m**, et **sans coefficient dynamique**, afin de reproduire les sollicitations dues à un train déraillé au bord du pont. Il est essentiel que cette charge soit positionnée de manière correcte et dans la configuration la plus défavorable pour assurer que la structure conserve sa stabilité globale face à cette situation extrême.

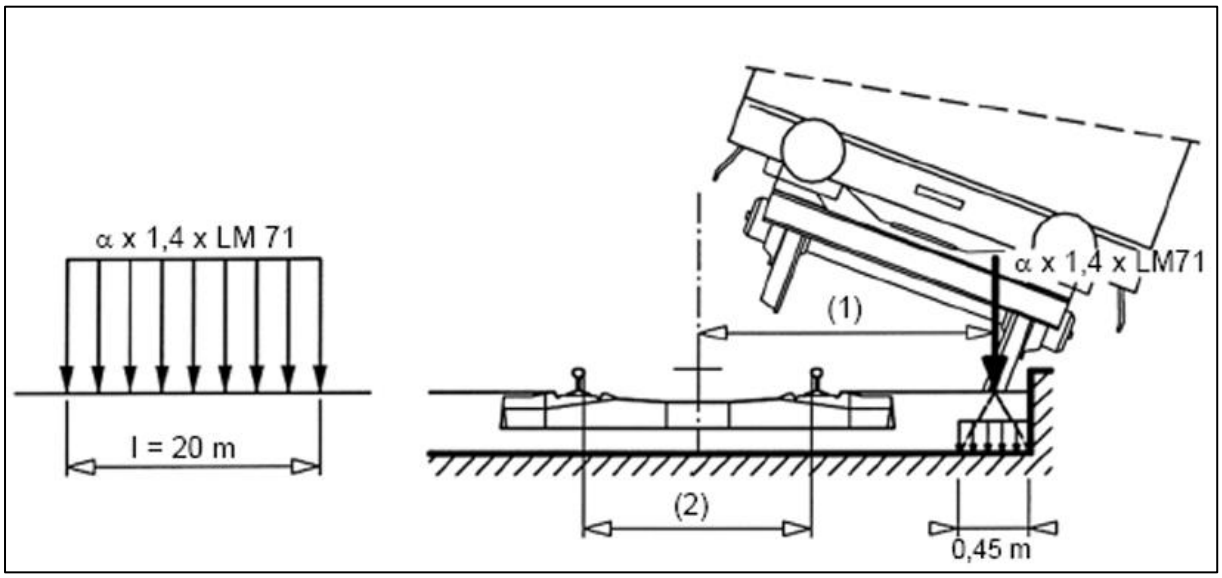


Figure IV.8 : Situation de calcul 2 : Charge équivalente q_{2A2d}

(1) Charges agissant sur les bords de la structure.

(2) Ecartement de voie s.

Tableau IV.3 : charges de déraillement équivalentes.

Cas de charge	Type de charge	Longueur de distribution	Largeur de distribution	Charges ponctuelles	Charges uniformément réparties
Conception I	Charges ponctuelles et uniformément réparties	Longueur de calcul	2×0.45m	350kN	112kNm
Conception II	Charges uniformément réparties	20m	0.45m	---	112kNm

Les charges équivalentes ne sont prises en compte que pour vérifier la **résistance ultime** ou la **stabilité globale** de la structure, sans nécessité de conception spécifique pour les petits éléments. Les cas de conception I et II sont évalués séparément, sans cumuler leurs charges, et la voie concernée par le déraillement est exclue de tout autre trafic ferroviaire.

IV.2.7. Action naturelle (NF EN 1991-1-5 : 2004) :

IV.2.7.1. Effets thermiques :

IV.2.7.1.1. Différence de température uniforme

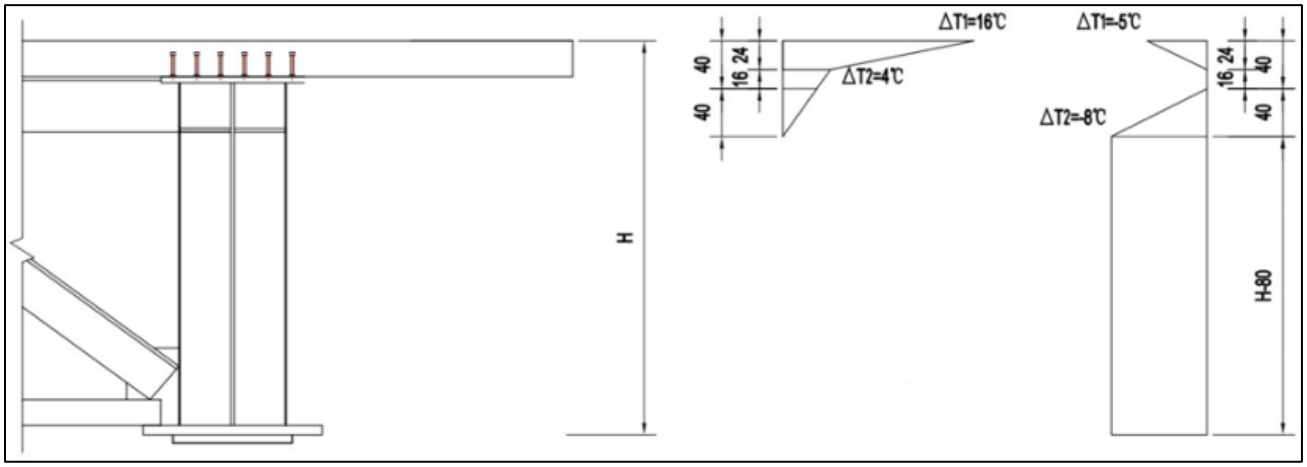
L'Algérie présente trois types de climat : **méditerranéen** au nord, avec des hivers doux et humides, des étés chauds et secs, des précipitations de 400 à 1 000 mm/an et une température moyenne de 17 °C ; **savane** au centre, caractérisé par des hivers froids, des étés chauds et parfois neigeux en montagne ; **désertique** au sud, avec une chaleur intense de mai à septembre pouvant atteindre 55 °C et de fortes variations jour/nuit, où les oasis et lacs salés créent des microclimats.

Le projet se situe au nord et au centre, avec une variation de température de ±30 °C. Le **coefficient de dilatation thermique** est de :

- Pour le béton : $\boldsymbol{\alpha = 10^{-5}\ °C^{-1}}$.
- Pour l'armature $\boldsymbol{\alpha = 1{,}2\times10^{-5}\ °C^{-1}}$.

IV.2.7.1.2. Gradient thermique :

Le changement de gradient thermique pour ce pont a été sélectionné conformément à la section 6.1.4.2 EN 1991-1-5 : 2003 du changement de température dans les poutres mixtes, comme le montre la figure ci-dessous :



Poutre mixte acier-béton | Gradient de montée de température | Gradient de baisse de température

Figure IV.9 : gradient thermique de la section de la poutre.

IV.2.7.2. Charge due au vent :

D'après le code algérien des charges des ponts **RCPR2009**, article 3.2.1, la **pression du vent** est fixée à **2,0 kN/m²** lorsque le pont est en service et à **1,25 kN/m²** pendant sa construction. L'effet du vent est pris en compte **en même temps** que les charges dues au passage des trains.

IV.3. APPLICATION DES CHARGES DE TRAFIC :

IV.3.1. Généralités sur l'application :

- Dimensionnement de la structure : Chaque ouvrage doit être conçu pour accueillir le **maximum de voies** prévu, en respectant les distances d'espacement et les gabarits ferroviaires. Les calculs se basent sur les **positions les plus défavorables** afin de garantir la sécurité.
- Placement des charges : Les charges sont positionnées là où elles produisent les **sollicitations maximales**, sans tenir compte des effets favorables, pour rester conservatif dans le dimensionnement.
- Modèle de charge UIC71 : Ce modèle représente un **train lourd** avec charges d'essieux importantes. On applique la charge linéaire **qvk** sur 1 ou 2 voies, et jusqu'à 4 charges ponctuelles **Qvk** simultanément. Il sert à vérifier la résistance en conditions sévères.
- Modèle de charge SW/0 : Simule un trafic normal ; la charge est appliquée sur 1 ou 2 voies pour évaluer le comportement structurel dans des situations courantes.
- Modèle de charge SW/2 : Utilisé pour des situations plus contraignantes ; on l'applique sur chaque voie en combinant avec le modèle **UIC 71** ou **SW/0** sur les autres.
- Modèle Traine à vide : Représente un convoi léger, avec la charge linéaire **qvk** sur une seule voie, souvent utilisé pour étudier les effets dynamiques.
- Charge de vent : Selon le **RCPR2009**, la pression du vent est de **2,0 kN/m²** en service et de **1,25 kN/m²** pendant la construction. Cette action est combinée avec le trafic ferroviaire dans les analyses.

IV.3.2. Groupes de charge :

Quand on étudie différents types de charges en même temps, on utilise des groupes de charges particuliers. Ces groupes ne s'ajoutent pas les uns aux autres et sont traités comme des actions séparées. On les combine seulement avec d'autres actions qui ne concernent pas le trafic ferroviaire. Chaque groupe est utilisé seul, sans le mélanger aux autres, pour respecter les règles de simultanéité. D'après le tableau 6.11 de l'EN 1991-2 : 2003, il faut prendre en compte les groupes de charges suivants :

- **Pour une voix chargée :**

Tableau IV.4 : groupes de charge pour une voix chargée

Groupe	Actions Ferroviaires Combinées	Application Principale
Gr 11	Charges verticales + Centrifuge + Lacet	Dimensionnement général des structures (flexion)
Gr 12	Charges verticales + Accélération / Freinage	Efforts sur les appuis et la connexion acier-béton
Gr 13	Charges verticales + Centrifuge	Vérification spécifique pour les tabliers en courbe
Gr 14	Charges verticales + Lacet	Stabilité transversale et efforts sur les attaches
Gr 15	Charges verticales + Vent	Vérification du basculement et confort passager
Gr 16	Charges verticales + Température	Calcul des dilatations (très critique pour le mixte)
Gr 17	Charges verticales + Actions Aérodynamiques	Effets de pression (Lignes à Grande Vitesse)

- **Pour deux voix chargées :**

Tableau IV.5 : groupes de charge pour deux voix chargées.

Groupe	Actions Ferroviaires Combinées	Application Principale
Gr 21	Charges verticales sur les deux voies	Charge maximale du tablier (croisement de trains)
Gr 22	Charges verticales + Accélération / Freinage	Efforts combinés sur les appareils d'appui
Gr 23	Charges verticales + Forces Transversales	Cumul des efforts centrifuges des deux trains
Gr 24	Charges verticales + Vent	Étude de la stabilité avec vent latéral maximum
Gr 25	Charges verticales + Température	Contraintes thermiques sur tablier totalement chargé
Gr 26	Charges verticales + Actions Aérodynamiques	Interaction des ondes de choc entre deux trains
Gr 27	Charges verticales + Séisme	Situation accidentelle pour les zones à risques

IV.3.3. Combinaisons d'actions :

Pour construire un pont solide, il faut imaginer toutes les situations possibles. On mélange donc le poids des trains avec d'autres forces comme le **vent**, la **neige**, le **soleil** (qui fait chauffer l'acier) ou même les **tremblements de terre**.

Comme toutes ces choses n'arrivent presque jamais au maximum en même temps (il y a peu de chances d'avoir une tempête géante, une canicule et dix trains lourds au même instant), on utilise des règles de calcul précises pour ajuster ces forces.

Cela crée énormément de calculs différents — plus de **200 combinaisons possibles** ! Pour ne pas rendre les explications trop compliquées, nous ne montrerons ici que quelques exemples. Tous les autres calculs sont confiés à un logiciel spécialisé (**MIDAS CIVIL 2022**). Il vérifie automatiquement chaque scénario pour garantir que le pont restera parfaitement sûr et fiable dans toutes les conditions.

On a :

Etat limite ultime :

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

Etat limite de service :

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

IV.3.4. Combinaisons représentatives

ELU :

G11 : 1.35G + 1.45 LM71 + 1.2 piéton ± 0.9 T

G15 : 1.35G + train vide + 1.2 piéton ± 0.9 T

G16 : 1.35G + 1.2 SW2 + 1.2 piéton ± 0.9 T

G21 : 1.35G + 1.45 LM71 + 1.45 LM71 + 1.2 piéton ± 0.9 T

G26 : 1.35G + 1.45 LM71 + 1.2 SW2 + 1.2 piéton ± 0.9 T

ELS :

Caractéristique :

G11 : G + LM71 + 0.8 piéton ± 0.6 T

G15 : G + train vide + 0.8 piéton ± 0.6 T

G16 : G + SW2 + 0.8 piéton ± 0.6 T

G21 : G + LM71 + LM71 + 0.8 piéton ± 0.6 T

G26 : G + LM71 + SW2 + 0.8 piéton ± 0.6 T

Fréquent :

G11 : G + 0.8 LM71 + 0.5 piéton ± 0.5 T

G16 : G + 0.8 SW2 + 0.5 piéton ± 0.5 T

G21 : G + 0.7 LM71 + 0.7 LM71 + 0.5 piéton ± 0.5 T

G26 : G + 0.7 LM71 + 0.7 SW2 + 0.5 piéton ± 0.5 T

Tableau IV.6 : résultats des moments sollicitant sur le pont durant toutes les phases de construction pour chaque section et chaque combinaison [MIDAS CIVIL]

Phase de construction	**Charge considérée**		**Moment sollicitant M_{ED} (MN.m)**		
			S1	S2	S3
Phase 1	Poutre métallique		**3.587**	**5.827**	**6.193**
Phase 2	Béton frais		**14.508**	**23.734**	**25.243**
Phase 3	CCP + RETRAIT		**28.816**	**47.243**	**50.252**
Phase 4	ELU	G11	54.745	89.065	94.3454
		G15	41.128	67.28	71.535
		G16	55.84	89.965	94.548
		G21	59.95	98.05	104.2766
		G26	**61.04**	**98.946**	**104.416**
	ELS Caractéristique	G11	39.72	64.648	68.4949
		G15	30.645	50.127	53.29
		G16	42.74	68.76	72.196
		G21	43.31	70.84	75.344
		G26	46.32	74.954	78.9842
	ELS fréquent	G11	37.44	60.99	64.6569
		G16	39.85	64.28	67.60
		G21	38.94	63.71	67.76
		G26	49.05	66.59	70.307

Tableau IV.7 : résultats des efforts tranchants sollicitant sur le pont durant toutes les phases de construction pour chaque section et chaque combinaison [MIDAS CIVIL]

Phase de construction	**Charge considérée**		**Efforts tranchants sollicitant V_{ED} (MN)**		
			S1	S2	S3
Phase 1	Poutre métallique		**0.513**	**0.325**	**0 .123**
Phase 2	Béton frais		**2.069**	**1.341**	**0.503**
Phase 3	CCP + RETRAIT		**4.125**	**2.683**	**1.007**
Phase 4	ELU	G11	7.994	5.227	2.294
		G15	5.87	3.816	1.449
		G16	8.152	5.316	2.344
		G21	8.7	5.729	2.612
		G26	**8.86**	**5.818**	**2.663**
	ELS Caractéristique	G11	5.79	3.787	1.65
		G15	4.38	2.845	1.085
		G16	6.254	4.079	1.822
		G21	6.283	4.134	1.87
		G26	6.743	4.425	2.04
	ELS fréquent	G11	5.443	3.555	1.518
		G16	5.81	3.788	1.654
		G21	5.628	3.694	1.609
		G26	5.95	3.897	1.729

CHAPITRE V :
ETUDE DU TABLIER

V.1. INTRODUCTION

Dans ce chapitre, nous allons voir comment les forces se répartissent sur le pont. Pour cela, nous utilisons le logiciel **MIDAS CIVIL 2022**, un outil reconnu dans le domaine du génie civil. Il travaille avec la **méthode des éléments finis**, une technique de calcul fiable et précise qui modélise la structure en petits morceaux pour mieux comprendre son comportement. Grâce à ses fonctions avancées, il peut analyser le pont en tenant compte de toutes les charges, comme le poids des trains ou le vent.

Cette étude nous permettra de savoir comment le pont réagit dans différentes situations, afin de garantir qu'il reste stable et durable pendant de nombreuses années.

V.2. PRESENTATION DU LOGICIEL MIDAS CIVIL 2022 :

MIDAS CIVIL est un logiciel de calcul et d'analyse spécialement conçu pour les ponts et les grandes structures. Il a été développé par la société **MIDAS IT**, créée en **Corée du Sud** au milieu des années 1990. Depuis ses débuts, ce logiciel utilise la **méthode des éléments finis** pour simuler le comportement des ouvrages sous différentes forces, comme le poids, le vent, la température ou les séismes. Au fil des années, MIDAS CIVIL a évolué grâce aux retours des ingénieurs du monde entier et aux nouvelles technologies, devenant un outil reconnu pour sa précision, sa fiabilité et sa capacité à traiter des projets complexes. Avec la version 2022, il intègre des fonctions avancées pour aider à concevoir des structures sûres et durables.

La modélisation de la structure se déroule en plusieurs étapes. Tout d'abord, les différentes sections sont importées au format **DXF**, puis les matériaux correspondants leur sont attribués.
La structure est ensuite modélisée à l'aide d'éléments **barres**.
Viennent ensuite la définition et l'application des charges :

- **Statique** : poids propre, charges d'exploitation ;
- **Dynamique** : effets du vent, séisme, interaction rail-structure et charges roulantes.

Les appuis ainsi que les contraintes nécessaires sont spécifiés afin de reproduire fidèlement les conditions réelles de fonctionnement.
Enfin, les résultats obtenus sont analysés et interprétés pour évaluer le comportement global de la structure.



Figure V.1 : MIDAS CIVIL 2022

Vue en 3D du modèle :

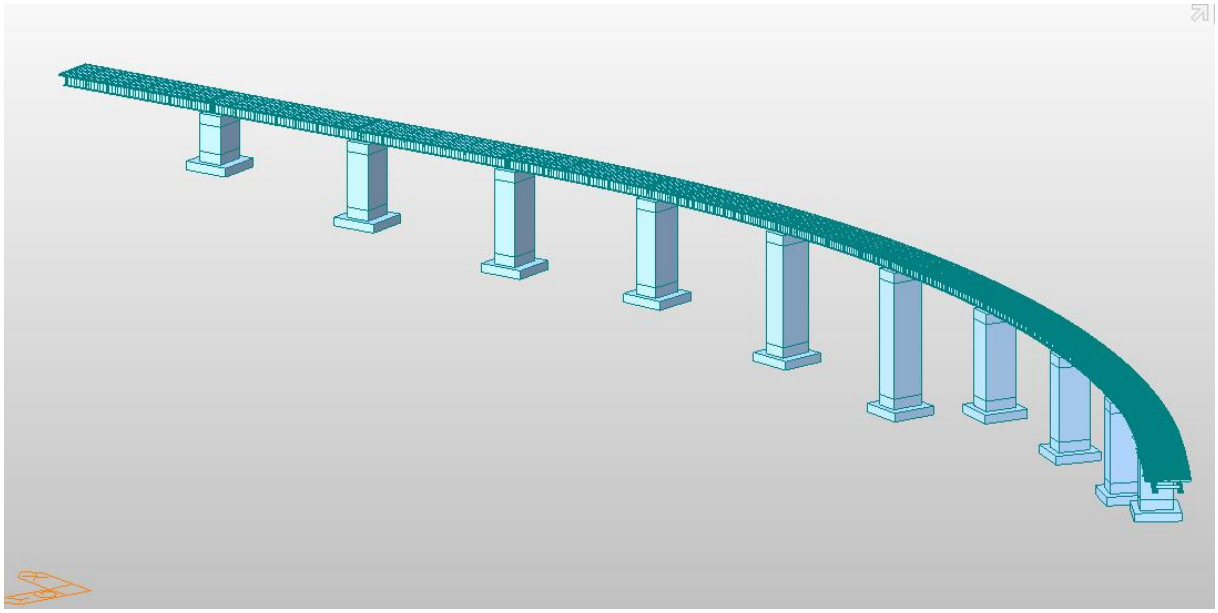


Figure V.2 : modèle 3D du viaduc

V.3. ANALYSE DE LA SECTION MIXTE

V.3.1. Caractéristiques de la section mixte

V.3.1.1. Coefficient d'équivalence (NF EN 1994-2, 4.2.2)

Selon la norme **NF EN 1994-2**, section **4.2.2**, le **coefficient d'équivalence** est un facteur utilisé pour ramener la contribution du béton ou de l'acier d'une section composite à un matériau de référence, généralement en fonction du rapport de leurs modules d'élasticité. Cette transformation permet de simplifier les calculs de contraintes, de rigidité et de résistance en considérant une section « homogène ». Son importance réside dans la prise en compte des différences de comportement mécanique entre l'acier et le béton, assurant une évaluation précise des performances des poutres mixtes.

Tableau V.1 : coefficient d'équivalence n

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

V.3.1.2. Largeur efficace pour la vérification des sections transversales (EN 1994-2 :1997 4.2.2.2)

Selon la norme **EN 1994-2 :1997**, section **4.2.2.2**, la **largeur efficace** est la portion de dalle en béton réellement contributive à la rigidité et à la résistance d'une poutre composite, déterminée pour éviter de surestimer sa participation. Elle sert à calculer de manière précise moments, contraintes et déformations.

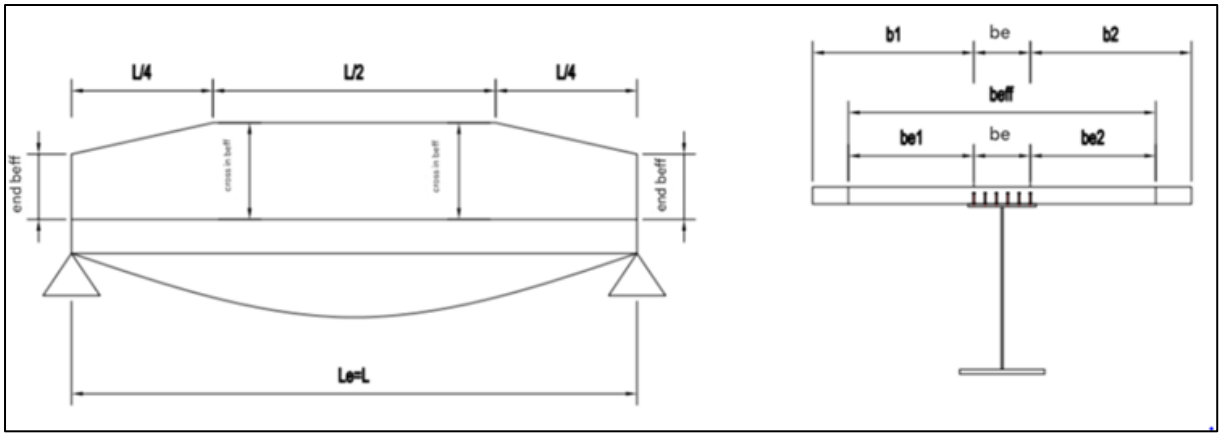


Figure V.3 : définition de la largeur efficace

$b_{eff,0} = b_0 + \Sigma\beta_i\, b_{ei}$ avec : $\beta = 0.55 + 0.025 Le_i/b_i$

b_0 : Distance centrale de goujons (b_0 = 0.88m

Le = L1 – (2 × 0.8) = 50 – (2 × 0.8) = 48.4 m = 48400 mm

be_1 = Min (Le/8 , b_1) = Min (48400/8 , 2410) = 2410 mm

be_2 = Min (Le/8 , b_2) = Min (48400/8 , 3060) = 3060 mm

β_1 = 0.55 + 0.025 × (48400/2410) = 1.05 > 1 => β_1 = 1

β_2 = 0.55 +0.025 × (48400/3060) = 0.95

⇨ b_{eff} = 880 + (1× 2410 + 0.95 × 3060) = 6197 mm = 6.197 m

V.3.1.3. Calcul des surfaces

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

Avec :

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

V.3.1.4. Position du centre de gravité de la section mixte

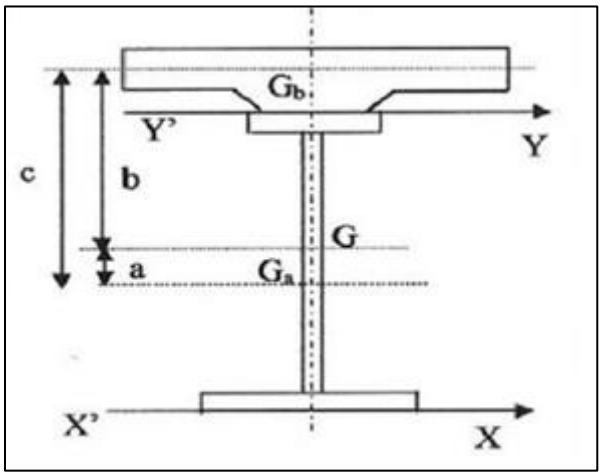


Figure V.4 : centre de gravité de la section mixte

$$\int_s^s y\, ds = \int_{Sb}^s y\left(\frac{dSn}{n}\right) + \int_{Sa}^s y\, dSa = 0$$

On aura alors :

$$b \cdot \left(\frac{Sb}{n}\right) + a \cdot Sa = 0 \qquad an = \frac{Sb \cdot C}{n \cdot Sn}$$

$$a + b = 0 \qquad bn = \frac{Sa \cdot C}{Sn}$$

V.3.1.5. Moment d'inertie de la section mixte

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

Ia : moment d'inertie de la section d'acier.

Ib : moment d'inertie de la section du béton.

Sa : surface de la section d'acier.

Sb : surface de la section du béton.

S : surface de la section mixte.

C : distance entre Y_{Gb} et Y_{Ga}.

V.3.1.6. Caractéristiques de la section mixte : application numérique

- Caractéristiques de la section en béton

Tableau V.2 : caractéristiques de la section en béton

	Notation	**Section**
Air	A (m^2)	2.4732
Centre de gravité	Vs (m)	0.2
	Vi (m)	0.2
Moment d'inertie	I (m)	0.033

- Caractéristiques de la section métallique

Tableau V.3 : caractéristiques de la section métallique

	Caractéristique de la section métallique $n_l = \infty$			
	notation	Section 1	Section 2	Section 3
Air	A (m^2)	0.2735	0.2576	0.2564
Centre de gravité	Vs (m)	2.1	2.1256	2.22
	Vi(m)	1.2	1.1744	1.08
Moment d'inertie	I (m^4)	0.4628	0.4456	0.4435

- Caractéristique de la section mixte pour la superstructure à long terme

Tableau V.4 : caractéristiques de la section mixte $n_l = 18$

	Caractéristique de la section métallique $n_l = 18$			
	notation	Section 1	Section 2	Section 3
Air	A (m^2)	0.4109	0.395	0.3938
Centre de gravité	Vs (m)	1.3309	1.3166	1.3756
	Vi(m)	1.9691	1.9834	1.9244
Distance entre Ga et G	a (m)	0.7691	0.8090	0.8444
Moment d'inertie	I (m^4)	0.9484	0.9321	0.9692

V.3.1.7. Caractéristique de la section mixte pour les actions du retrait

Tableau V.5 : caractéristique de la section métallique $n_l = 15$

	Caractéristique de la section métallique $n_l = 15$			
	notation	Section 1	Section 2	Section 3
Air	A (m^2)	0.43838	0.42248	0.42128
Centre de gravité	Vs (m)	1.2349	1.2180	1.2729
	Vi(m)	2.0651	2.0820	2.0271
Distance entre Ga et G	a (m)	0.8651	0.9076	0.9471
Moment d'inertie	I (m^4)	1.0092	0.9915	1.0334

V.3.1.8. Caractéristique de la section mixte pour les surcharges

Tableau V.6 : caractéristiques de la section métallique $n_l = 6$

	Caractéristique de la section métallique $n_l = 6$			
	notation	Section 1	Section 2	Section 3
Air	A (m^2)	0.6857	0.6698	0.6686
Centre de gravité	Vs (m)	0.7174	0.6944	0.7280
	Vi(m)	2.5826	2.6056	2.5720
Distance entre Ga et G	a (m)	1.3826	1.4312	1.4920
Moment d'inertie	I (m^4)	1.3380	1.3085	1.3747

V.4. RESISTANCE EN SECTION ET VERIFICATION DE LA SECURITE STRUCTURALE (EUROCODE 3 ET 4)

Cette étape consiste à vérifier tous les éléments du tablier, comme les poutres principales, les entretoises, la partie en acier et béton, ainsi que l'hourdi. Les vérifications se font à partir des résultats donnés par un logiciel de calcul. Pour les poutres mixtes, il faut contrôler : la solidité des sections, la résistance au basculement, la capacité à supporter le cisaillement et les charges qui agissent dans le plan des âmes, ainsi que la résistance au cisaillement longitudinal.

V.4.1. Classification des actions

La classification des sections transversales sert à déterminer dans quelle mesure leur solidité et leur capacité à se déformer sans se casser sont réduites par l'apparition de déformations locales dans les parois.

D'après le tableau 5.2 de l'EN 1993-1-1 :2005.

Pour une paroi fléchie :

Tableau V.7 : classification des sections

	Classification des sections							
	Paroi comprimé	C (m)	t (m)	C/t	ε	Vérification âme	Classe de l'âme	Classe de la section
Section 1	Semelle sup	0.5825	0.035	16.64	0.81	14 ε =11.34	4	4
	Ame	3.185	0.035	91		124 ε = 100.44	3	
	Semelle inf	0.7325	0.080	9.156		14 ε =11.34	3	
Section 2	Semelle sup	0.585	0.035	16.71		14 ε =11.34	4	4
	Ame	3.185	0.030	106.167		124 ε = 100.44	4	
	Semelle inf	0.735	0.080	9.1875		14 ε =11.34	3	
Section 3	Semelle sup	0.5875	0.035	16.786		14 ε =11.34	4	4
	Ame	3.175	0.025	127		124 ε = 100.44	4	
	Semelle inf	0.7375	0.090	8.194		14 ε =11.34	3	

Conclusion :

La classification des sections de poutre montre comment elles réagissent face au voilement local. Dans notre cas, toutes les sections étant en **classe 4**, elles sont plus fines ou élancées et se déforment localement avant d'atteindre leur limite élastique. Le calcul de leur résistance se fait donc sur une **section efficace** réduite, représentant uniquement la partie réellement contributive à la résistance.

V.4.2. Justification des contraintes (EN 1994-2 :2005)

Contrainte admissible du béton :

$$\sigma_B = 0.6 \times f_{c28}$$

$$\boldsymbol{\sigma_B = 0.6 \times 45 = 27\ MPa}$$

Contrainte admissible de l'acier des poutres :

Tableau V.8 : Contraintes limites d'élasticité fy

Normes et nuances d`acier	**Epaisseur nominale de l`élément t (mm)**				
	t≤16	16<t≤40	40<t≤63	63<t≤80	80<t≤100
	F_y(N/mm^2)	F_y(N/mm^2)	F_y(N/mm^2)	F_y(N/mm^2)	F_y(N/mm^2)
S355 K2	355	345	335	325	315

Toutes les sections de la poutre sont en **classe 4**, ce qui signifie qu'elles sont plus fines et subissent un voilement local avant d'atteindre la limite élastique. Leur résistance est donc calculée à partir d'une **section efficace** réduite, qui reflète uniquement la partie réellement capable de supporter les efforts.

$$h_{c,eff} = 2.1\sqrt{\frac{E}{f_y}}t_W \ \leq h_c$$

V.4.2.1. Justification en flexion

La **sécurité structurale** d'une poutre se vérifie en regardant si les parties les plus éloignées de l'axe neutre, appelées fibres extrêmes, ne sont pas trop sollicitées. Elle s'appuie sur la relation générale suivante :

$$\sigma_{ed} \leq f_d$$

Avec :

- $F_d = f_{yd} = d_y/\gamma_a$ pour le métal.
- $F_d = 0.85 f_{cd} = 0.85 f_{ck}/\gamma_c$ pour le béton.

Avec :

- γ_a = 1.05 et γ_c = 1.5.

Pour les **sections de classe 4**, on fait les calculs en supposant que le matériau se comporte de façon élastique, mais on ne prend pas en compte toute la section réelle. On utilise à la place une **section efficace**, plus petite, qui représente seulement la partie de la section qui travaille réellement

Tableau V.9 : Contrainte admissible pour chaque section

	Semelle supérieure		Ame		Semelle inférieure	
	Epaisseur	Contrainte admissible	Epaisseur	Contrainte admissible	Epaisseur	Contrainte admissible
Section 1	0.035	345	0.035	345	0.08	325
Section 2	0.035	345	0.03	345	0.08	325
Section 3	0.035	345	0.025	345	0.09	315

V.4.2.2. Justification à l'effort tranchant :

Pour toutes les poutres mixtes, il faut vérifier que l'effort de cisaillement V_{ed} ne dépasse pas la résistance maximale de la partie métallique $V_{pl,a,Rd}$; si un moment de torsion est aussi présent, cette résistance est réduite à $V_{pl,T,Rd}$ pour tenir compte de la torsion, et l'effort tranchant calculé doit respecter cette limite.

Avec :

$$V_{pl,T,Rd} = \sqrt{1 - \frac{\tau_{t,Ed}}{1{,}25\,\frac{\left(\frac{f_y}{\sqrt{3}}\right)}{\gamma_{M0}}}}$$

$$V_{pl,T,Rd} = A_v\,\frac{f_y}{\gamma_{M0}\sqrt{3}}$$

Où Av est l'aire de charpente cisaillée par V_{ed}.

V.4.2.3. Justification au moment fléchissant

D'après la classification des sections, certaines sont en **classe 4**. Cela veut dire qu'il faut faire une vérification spéciale. On va donc vérifier que le **moment résistant** M_{ed} de la façon suivante :

$$M_{ed} \leq M_{el}$$

Et :

$$M_{EL} = \frac{W_{pl}\, f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$W_{PL} = \frac{I}{y}$$

On considère :

- y= Vs pour le calcul des moments négatifs.
- y= Vi pour le calcul des moments positifs.

Justifications des contraintes de l'acier et du béton

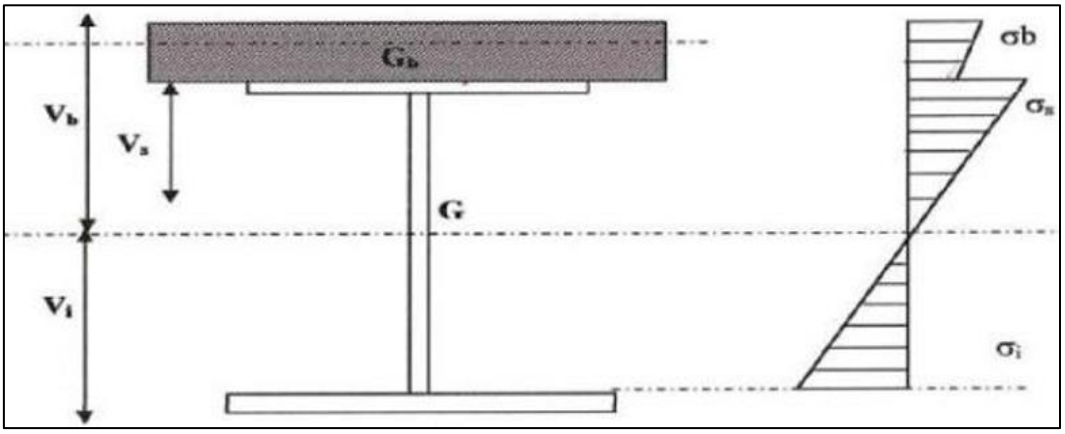


Figure V.5 : distribution des contraintes de la section mixte

Les **formules de Navier** s'utilisent quand la section de la poutre est **uniforme** (même matériau et même forme sur toute la section). Elles permettent de calculer les **contraintes** dans la poutre.

- Acier fibre supérieur : $\sigma s = (M.\, Vs)\, /I.$
- Acier fibre inférieur : $\sigma i = (M.\, Vi)\, /I.$
- Béton : $\sigma b = (1/n).\, (M.\, V\text{b})\, /\, I.$

V.4.3. Résultats et vérifications :

Phase 1 : Poutre seule (structure métallique nue)

Dans cette première étape, on étudie seulement les poutres en acier, sans la dalle en béton. Elles doivent porter toutes les charges, y compris leur propre poids. La résistance à la flexion est calculée uniquement à partir des dimensions et propriétés de la partie métallique.

Tableau V.10 : vérification de M et V pour phase une

		Section 1	Section 2	Section 3
Moment résistant	$M_{c,rd}$ (MN.m)	125.342	123.314	129.354
Moment appliqué	M_{ed} (MN.m)	3.587	5.827	6.193
vérification	M_{ed} / $M_{c,rd}$	0.0286	0.0473	0.0479
Effort tranchant	$V_{c,rd}$ (MN)	6.811	3.753	0.691
Effort tranchant	V_{ed} (MN)	0.513	0.325	0 .123
Vérification	V_{ed} / $V_{c,rd}$	0.0753	0.0866	0.178

Tableau V.11 : vérification des contraintes de la phase une

		Section 1	Section 2	Section 3
Contrainte de calcul	σ_{inf} (MPa)	9.301	15.357	15.081
	σ_{sup} (MPa)	16.276	27.796	31.000
	$\sigma_{béton}$ (MPa)	0.000	0.000	0.000

Tableau V.12 : vérification des contraintes admissibles pour phase une

		Section 1	Section 2	Section 3
σ/σ_{adm}	inf (%)	3	5	5
	sup (%)	5	8	9
	béton (%)	0	0	0

Phase 2 : Bétonnage

Dans cette étape, le bétonnage est réalisé en une seule opération, ce qui permet de compléter la structure en reliant la dalle de béton aux poutres.

Tableau V.13 : vérification de M et V pour phase deux

		Section 1	Section 2	Section 3
Moment résistant	$M_{c,rd}$ (MN.m)	156.533	152.734	158.646
Moment appliqué	M_{ed} (MN.m)	14.508	23.734	25.243
vérification	M_{ed} / $M_{c,rd}$	0.0927	0.1554	0.1591
Effort tranchant	$V_{c,rd}$ (MN)	32.593	29.534	22.924
Effort tranchant	V_{ed} (MN)	2.069	1.341	0.503
Vérification	V_{ed} / $V_{c,rd}$	0.0635	0.0454	0.0219

Tableau V.14 : vérification des contraintes de la phase deux

		Section 1	Section 2	Section 3
Contrainte de calcul	σ_{inf} (MPa)	30.122	50.503	50.121
	σ_{sup} (MPa)	20.359	33.524	35.828
	$\sigma_{béton}$ (MPa)	0.170	0.283	0.289

Tableau V.15 : vérification des contraintes admissibles pour phase deux

		Section 1	Section 2	Section 3
σ/σ_{adm}	inf (%)	9	16	16
	sup (%)	6	10	10
	béton (%)	1	1	1

Phase 3 : prise dalle

La **prise dalle** correspond à ce point dans le temps où le béton a pris (durci) suffisamment pour que la dalle puisse **transmettre les efforts** et travailler **avec les poutres métalliques** en tant qu'élément composite.

Tableau V.16 : vérification de M et V pour phase trois

		Section 1	Section 2	Section 3
Moment résistant	$M_{c,rd}$ (MN.m)	158.825	154.773	160.585
Moment appliqué	M_{ed} (MN.m)	28.816	47.243	50.252
vérification	M_{ed} / $M_{c,rd}$	0.1814	0.3052	0.3129
Effort tranchant	$V_{c,rd}$ (MN)	37.749	34.691	27.922
Effort tranchant	V_{ed} (MN)	4.125	2.683	1.007
Vérification	V_{ed} / $V_{c,rd}$	0.1093	0.0773	0.0361

Tableau V.17 : vérification des contraintes de la phase trois

		Section 1	Section 2	Section 3
Contrainte de calcul	σ_{inf} (MPa)	58.965	99.203	98.573
	σ_{sup} (MPa)	35.260	58.035	61.898
	$\sigma_{béton}$ (MPa)	0.381	0.635	0.648

Tableau V.18 : vérification des contraintes admissibles pour phase trois

		Section 1	Section 2	Section 3
σ/σ_{adm}	inf (%)	18	31	31
	sup (%)	10	17	18
	béton (%)	1	2	2

Phase 4 : Mise en service – Application des surcharges

Cette phase marque le début de l'utilisation de l'ouvrage une fois toutes les vérifications terminées. Les surcharges d'exploitation, comme le trafic, le mobilier ou les charges humaines, sont appliquées pour contrôler le comportement de la structure. L'objectif est d'assurer sa sécurité, sa stabilité et sa capacité à supporter les conditions réelles d'utilisation.

Tableau V.19 : vérification de M et V pour phase quatre

		Section 1	Section 2	Section 3
Moment résistant	$M_{c,rd}$ (MN.m)	168.377	163.211	168.363
Moment appliqué	M_{ed} (MN.m)	61.04	98.946	104.416
vérification	M_{ed} / $M_{c,rd}$	0.3625	0.6062	0.6202
Effort tranchant	$V_{c,rd}$ (MN)	84.156	81.098	72.901
Effort tranchant	V_{ed} (MN)	8.86	5.818	2.663
Vérification	V_{ed} / $V_{c,rd}$	0.1053	0.0717	0.0365

Tableau V.20 : vérification des contraintes de la phase quatre

		Section 1	Section 2	Section 3
Contrainte de calcul	σ_{inf} (MPa)	94.676	149.255	147.776
	σ_{sup} (MPa)	26.299	39.777	41.828
	$\sigma_{béton}$ (MPa)	1.222	1.909	1.915

Tableau V.21 : vérification des contraintes admissibles pour phase quatre

		Section 1	Section 2	Section 3
σ / σ_{adm}	inf (%)	29	46	47
	sup (%)	8	12	12
	béton (%)	5	7	7

V.4.4. Justification sous l'interaction M.V (EN1994-2, 6.2.2.4)

D'après l'article 6.2.2.4 de la norme EN 1994-2:2005 , lorsque l'effort tranchant V_{Ed} dépasse la moitié de la résistance à l'effort tranchant V_{Rd} donnée par $V_{pl,Rd}$, il convient de prendre en compte son effet sur le moment résistant.

D'après les résultats obtenus :

$\frac{V_{ed}}{V_{c,rd}} = 0.178 < 0.5$ => Donc l'interaction est négligeable.

V.5. RETRAIT DU BETON (EN 1992-1-1 ,3.1)

Le béton subit deux types de retrait : le retrait de dessiccation, lent car lié à l'évaporation et au déplacement de l'eau dans le béton durci, et le retrait endogène, qui apparaît surtout dans les premiers jours lors du durcissement et augmente avec la résistance du béton. Ce dernier doit être pris en compte lorsqu'on coule du béton frais contre du béton déjà durci.

Par conséquent, la déformation totale de retrait ε_{cs} est égale à :

$$\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{cd} + \varepsilon_{ca}$$

Où :

ε_{cs} : la déformation totale de retrait.

ε_{cd} : la déformation due au retrait de dessiccation.

ε_{ca} : la déformation due au retrait endogène.

- **Retrait endogène (ε_{ca}) (EN 1992-1-1, 3.1.4(6)) :**

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

Avec : $$\varepsilon_{ca}(\infty) = 2.5(f_{ck} - 10).\ 10^{-6}$$

Et : $$\beta as(t) = 1 - \text{expo}\ (-0.2\sqrt{t})$$

Pour le calcul on prend : f_{ck} = 45 MPa et l'âge moyen de tous les plots calculés en tenant compte du phasage de construction t = 90 jours

⇨ $\varepsilon_{ca}(\infty) = 8.75 \times 10^{-5}$

$\beta as(t) = 0.85$

D'où on déduit : $\varepsilon_{ca}(t) = 7.44 \times 10^{-5}$

- **Retrait de dessiccation (EN 1992-1-1, annexe B2) :**

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

Où :

- k_h : est un coefficient dépendant du rayon moyen h_0

Tableau V.22 : k_h en fonction de h_0

h_0	k_h
100	1,0
200	0,85
300	0,75
≥ 500	0,70

- h_0 : est le rayon moyen (mm) de la section transversale = 2Ac/u .
  h_0 = 0.388 m => k_h = 0.75
- t : est l'âge du béton à l'instant considéré, en jours.
- t_s : est l'âge du béton (jours) au début du retrait de dessiccation (ou gonflement). Normalement, ceci correspond à la fin de la cure.
- $\varepsilon_{cd,0}$: retrait de dessiccation de référence.

Tableau V.23 : retrait de dessiccation de référence

$f_{ck}/f_{ck,cube}$ (MPa)	Humidité Relative (en %)					
	20	40	60	80	90	100
20/25	0,62	0, 58	0,49	0,30	0,17	0,00
40/50	0,48	0,46	0,38	0,24	0,13	0,00
60/75	0,38	0,36	0,30	0,19	0,10	0,00
80/95	0,30	0,28	0,24	0,15	0,08	0,00
90/105	0,27	0,25	0,21	0,13	0,07	0,00

Par interpolation, on a : $\varepsilon_{cd,0} = 2.94\times10^{-4}$

- $\beta_{ds}(t, t_s)$:

$$\beta_{ds}(t, t_s) = \frac{(t - t_s)}{(t - t_s) + 0.04\sqrt{h_0^3}}$$

⇨ $\beta_{ds}(t, t_s) = 0.225$

On obtient : $\varepsilon_{cd}(t) = 4.961\times10^{-5}$

Retrait à la mise en service

$$\boldsymbol{\varepsilon_{cs}(t)} = \boldsymbol{\varepsilon_{ca}(t)} + \boldsymbol{\varepsilon_{cd}(t)} = 7.44\times10^{-5} + 4.961\times10^{-5} = 1.24\times10^{-4}$$

Retrait au temps infini

On considère que le béton a atteint un âge infini, ce qui revient à faire tendre la variable t vers l'infini dans les formules précédentes :

⇨ $\beta_{as}(\infty) = 1 - \text{expo}(-0.2\sqrt{\infty}) = 1$

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

$$\varepsilon_{cs}(\infty) = \varepsilon_{cd}(\infty) + \varepsilon_{ca}(\infty)$$

Avec : $\varepsilon_{cd}(\infty) = k_h \varepsilon_{cd,0} = 2.205 \times 10^{-4}$

$\varepsilon_{ca}(\infty) = 8.75 \times 10^{-5}$

⇨ $\varepsilon_{cs}(\infty) = 2.205 \times 10^{-4} + 8.75 \times 10^{-5} = 3.08 \times 10^{-4}$

Retrait thermique :

L'EN 1994-2 indique que, lors du bétonnage, il peut y avoir une différence de température ΔT entre l'acier de la structure et le béton. Cette différence provoque le **retrait thermique**. Pour le calculer, on multiplie le **coefficient de dilatation thermique du béton** α^c_{th} par la différence de température ΔT. La norme recommande de prendre ΔT=20 °C, mais pour notre projet on prend ΔT=30 °C

$$\varepsilon_{th} = \propto^c_{\text{th}} . \Delta T$$

Pour $\alpha^c_{th} = 10^{-5}$ on obtient : $\varepsilon_{th} = 10^{-5} \times 30 = 3 \times 10^{-4}$ => relativement élevé.

Nous estimons que le retrait équivalent correspond à environ la moitié de l'effet du refroidissement du béton sur la section mixte :

$$\varepsilon_{th} = ½ \propto^c_{\text{th}} . \Delta T = ½ \times 3 \times 10^{-4} = 1.5 \times 10^{-4}$$

Nous appliquons le retrait thermique à la structure en même temps que le retrait du béton jeune, en utilisant un coefficient de $\varepsilon_{cs}(t)$ de $1{,}24 \times 10^{-4}$. Ce retrait sert surtout à court terme pour repérer les zones qui risquent de fissurer et vérifier que les fissures dans la dalle restent maîtrisées. Pour simplifier et limiter les calculs, nous avons choisi de le traiter comme le retrait mesuré au moment de la mise en service.

Bilan des retraits

À la mise en service, chaque plot de béton est réduit de $2{,}74\times10^{-4}$. À long terme, après la fin du bétonnage, on réduit toute la dalle de $4{,}58\times10^{-4}$. Pour les phases intermédiaires, le principe de calcul est le même que pour la mise en service, mais avec des dates et des âges de béton adaptés à chaque étape. Les détails de ces calculs intermédiaires ne sont pas inclus dans ce guide.

V.6. ENTRETOISES

Une entretoise est une barre horizontale ou légèrement inclinée, en acier ou en béton armé, qui sert à relier différentes parties d'une structure pour la rendre plus solide et stable. Sur notre pont, il y a deux types d'entretoises :

- Des entretoises courantes de type IPE600, placées tous les 7 mètres le long du pont.
- Des entretoises plus grandes de type HEA1000, installées à l'endroit où se trouvent les piliers pour renforcer ces zones.

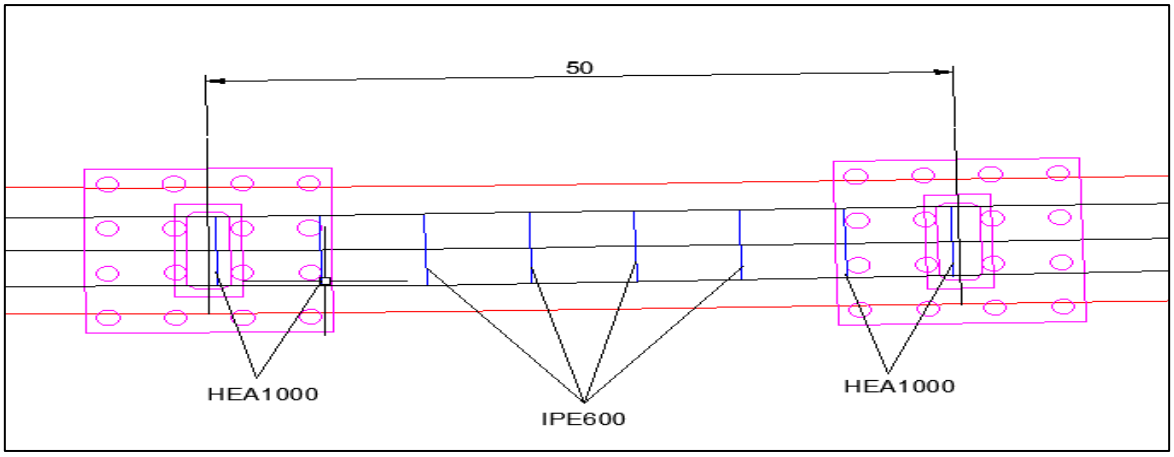


Figure V.6 : distribution des entretoises

V.6.1. Vérification des entretoises

Les entretoises et les contreventements sont des pièces qui aident le pont à rester stable. Elles servent à résister aux forces horizontales, comme celles produites par le vent, et à empêcher les poutres de se renverser. Les entretoises ont aussi un rôle important ; elles servent de support aux vérins pour soulever le pont lors des réparations ou du remplacement des appuis, et elles aident à garder la structure rigide tout en transmettant les efforts de torsion dans les poutres.

V.6.2. Entretoises courants IPE 600

Le vent vertical exerce une force dirigée vers le haut, ce qui réduit la charge sur l'ouvrage. C'est pour cette raison que son effet n'est pas pris en compte dans les calculs.

Vérification de l'entretoise sous une charge transversale de vent :

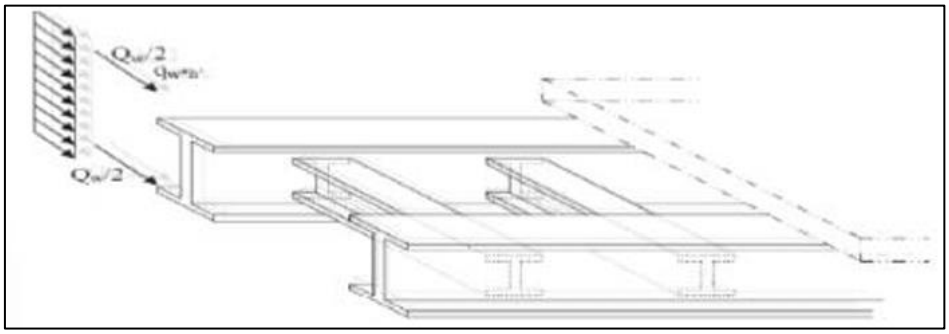


Figure V.7 : effet de vent sur la section mixte

Les entretoises doivent être dimensionnées en tenant compte de l'action du vent exercée de façon transversale. Conformément au RCPR, la pression du vent à l'ELU est réglementairement fixée à 2,00 kN/m².

$$W_{ELU} = 1.5 \times 2 = 3 \text{ kN/m}^2$$

Le vent s'applique sur la poutre et la dalle :

$$h' = h_{poutre} + e_{dalle} + e_{trottoir} = 3.3 + 0.4 + 0.75 = 4.45 \text{ m}$$

La force résultante de vent est alors :

$$Q_w = 3 \times 4.45 \times 7 = 93.45 \text{ KN}$$

La semelle inférieure est censée reprendre la pression du vent qui s'exerce transversalement sur la moitié inférieure de la hauteur de l'âme, tandis que l'autre moitié de cette pression est directement prise en charge par la dalle.

Moment fléchissant :

$$M_e = \frac{Q_W}{2} \times h_W = \frac{93.45}{2} \times 1.65 = 77.096 \text{ KN.m}$$

Effort tranchant :

$$V_e = \frac{Q_W}{2} \times \frac{h}{b} = \frac{93.45}{2} \times \frac{0.6}{0.22} = 127.432 \text{ KN}$$

Vérification des contraintes :

$$\sigma = \frac{M_e \times V_a}{I} = \frac{77.096 \times 0.3}{0.0009} = 25698.67 = 25.699 \text{ MPa} < 355 \text{ MPa}$$

$$\tau = \frac{V_e}{h_W \times t_W} = \frac{127.432}{0.012 \times 0.562} = 18895.611 = 18.896 \text{ MPa} < 0.6 \text{ fe} = 213 \text{ MPa}$$

⇨ Les entretoises courantes sont vérifiées.

V.6.3. Entretoises sur appuis HEA1000

Les entretoises sur pile de type **HEA1000** stabilisent la structure, reprennent les efforts horizontaux, empêchent le déversement des poutres et servent de support aux vérins lors du levage du tablier. Leur profil offre une haute résistance à la flexion et à la torsion, assurant la fiabilité des piles.

L'entretoise est soumise à l'effort tranchant maximal causé par les charges permanentes. Grâce au logiciel **Midas Civil**, on obtient :

$$V_{ELU} = 1.35 \times 4218.3 = 5694.71 \text{ KN}$$
$$M_{ELU} = 5694.71 \times 0.6 = 3416.826 \text{ KN.m}$$

Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\tau = \frac{V_e}{t_W \times h_W} = \frac{5694.71}{0.0165 \times 0.928} = 371911 \text{ KPa} = 371.911 \text{MPa} > 0.6 \times fe = 207 \text{ MPa}$$

$$\sigma = \frac{M_e \times V_a}{I} = \frac{3416.826 \times 0.495}{0.0054} = 313209.05 = 313.209 \text{ MPa} < 355 \text{ MPa}$$

L'entretoise HEA1000 ne vérifie pas les critères de résistance. Il est proposé de remplacer la poutre HEA1000 par une poutre de type PRS 2700, offrant une géométrie d'âme mieux adaptée et une résistance accrue.

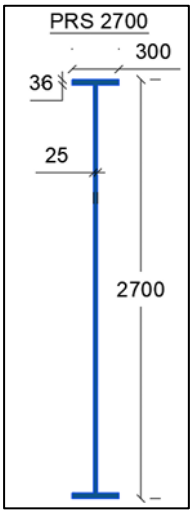


Figure V.8 : entretoise sur appuis

$$\tau = \frac{V_e}{t_w \times h_w} = \frac{5694.71}{0.025 \times 2.628} = 86677.47 \text{ KPa} = 86.68\text{MPa} < 0.6 \times \text{fe} = 207 \text{ MPa}$$

$$\sigma = \frac{M_e \times V_a}{I} = \frac{3416.826 \times 1.35}{0.0761} = 60613.86 = 60.614 \text{ MPa} < 355 \text{ MPa}$$

⇨ La nouvelle poutre PRS vérifie le critère de résistance.

V.7. VERIFICATION DE LA FLECHE (EN 1990 ANNEXE A2, A.2.4.4.2.3)

La déformation verticale (flèche) de notre pont ferroviaire doit rester limitée pour garantir la sécurité des trains, éviter tout risque de déraillement, maintenir la voie stable et assurer le confort des passagers. La ligne est empruntée par des trains de voyageurs roulant jusqu'à 120 km/h et par des trains de marchandises circulant à 80 km/h.

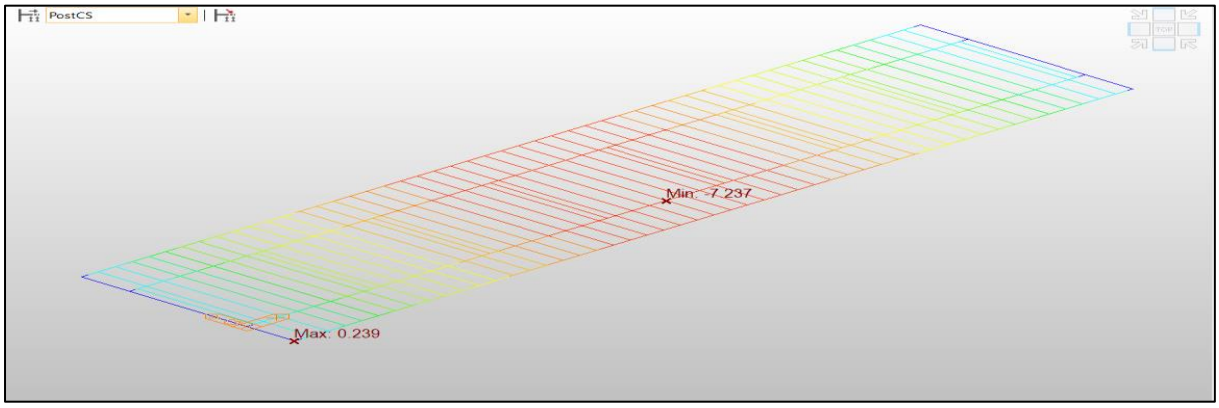


Figure V.9 : flèche de calcul

D'après le logiciel de calcul la flèche de calcul due au surcharge **δ = 7.237 cm**

La flèche admissible selon EN 1990 ANNEXE A2, A.2.4.4.2.3 est :

$$\delta_{adm} = \frac{l}{600} = \frac{50}{600} = 0.083\ m = 8.3\ cm$$

Donc : **δ = 7.237 cm < δ_{adm} = 8.3 cm**

⇨ La flèche admissible vérifie

V.8. VERIFICATION DU VOILEMENT DE L'AME DE LA POUTRE (EUROCODE 3 – EN 1993-1-5)

Les âmes des poutres métalliques sont souvent fines et risquent de se déformer lorsque les charges de compression ou de cisaillement sont importantes. Pour éviter ce problème, on peut soit augmenter l'épaisseur de l'âme, soit installer des raidisseurs d'âme à des endroits précis. Dans notre cas, nous placerons des raidisseurs à chaque entretoise, soit tous les 5 mètres, et nous ajouterons aussi des raidisseurs longitudinaux. L'épaisseur de ces raidisseurs longitudinaux devra être au moins égale à 80 % de celle de l'âme.

$$t_r \geq 0.8\, t_w$$

$$t_r \geq 0.8 \times 0.035 = 0.028m$$

On prendra des raidisseurs d'épaisseurs t_r = 30 mm

Donc :

- Entre chaque entretoise : un raidisseur sera ajouté pour renforcer l'âme.
- Près des appuis (là où la poutre repose) : deux raidisseurs seront placés, l'un à un tiers de la hauteur de l'âme et l'autre à deux tiers.
- Plus loin des appuis : un seul raidisseur sera mis au milieu de la hauteur de l'âme.

V.8.1. Différents types de voilement de l'âme

V.8.1.1. Voilement par compression (Voilement local) :

Le **voilement par compression** est la déformation instable d'un élément mince sous forte pression, causée par une rigidité insuffisante, qui réduit sa résistance ; en ingénierie et architecture, on le prévient par des renforts, plus d'épaisseur ou des matériaux rigides.

V.8.1.2. Voilement par cisaillement :

Le voilement par cisaillement se produit dans la partie verticale (appelée *panneau*) de l'âme d'une poutre, située entre deux renforts transversaux. Quand cette zone subit un effort tranchant (force qui tend à couper la poutre), les contraintes dans le matériau s'organisent selon deux diagonales :

- Une diagonale tendue (le métal est étiré)
- Une diagonale comprimée (le métal est pressé)

C'est la diagonale comprimée qui cause le voilement : elle se plie et forme des ondulations ou plis obliques orientés vers la diagonale tendue.
Pour éviter que cela ne fragilise la poutre, les ingénieurs ajoutent des raidisseurs longitudinaux (renforts horizontaux) :

- Dans le panneau le plus sollicité, deux raidisseurs sont placés à 1/3 et 2/3 de la hauteur, créant trois zones plus petites.
- Dans les autres panneaux, un seul raidisseur à mi-hauteur divise la zone en deux.

Ces renforts aident à empêcher ou retarder le voilement, garantissant la résistance et la stabilité de la structure.

V.8.2. Résistance au voilement pour le panneau le plus sollicité

La résistance au voilement par cisaillement doit être vérifiée lorsque le rapport d/tw de l'âme vaut :

$$\frac{d}{t_W} > 30\,\varepsilon\sqrt{k\tau}$$

Avec : $\frac{a}{d} = \frac{7}{1.06} = 6.6$

$$k\tau = 5.34 + \frac{4}{\left(\frac{a}{d}\right)^2} = 5.34 + \frac{4}{6.6^2} = 5.43$$

Où :

- a: espacement libre des raidisseurs intermédiaires.
- d: distance entre nus intérieurs des semelles.

$$\frac{d}{t_W} = \frac{1.06}{0.035} = 30.29$$

Pour Ɛ = 0.81

$$\frac{d}{t_W} = 30.29 < 30\varepsilon\sqrt{k\tau} = 56.62$$

⇨ Pas de voilement pour le premier panneau

V.8.3. Résistance au voilement pour les autres panneaux :

Pour un seul raidisseur longitudinal au milieu de la poutre :

$$\frac{d}{t_W} > 30\,\varepsilon\sqrt{k\tau}$$

Avec : $\frac{a}{d} = \frac{7}{1.6} = 4.375$

$$k\tau = 5.34 + \frac{4}{\left(\frac{a}{d}\right)^2} = 5.34 + \frac{4}{4.375^2} = 5.55$$

$$\frac{d}{t_W} = \frac{1.6}{0.035} = 45.71$$

Donc :

$$\frac{d}{t_w} = 45.71 < 30\varepsilon\sqrt{k\tau} = 57.23$$

⇨ Pas de voilement pour les autres panneaux

V.9. VERIFICATION AU DEVERSEMENT

Dans les ponts mixtes, la dalle de béton maintient la semelle supérieure des poutres en place et empêche son basculement. Cependant, il faut vérifier la stabilité de cette semelle lorsque la dalle n'est pas encore solidaire, c'est-à-dire avant que le béton ait durci.

Selon ENV 1994-1-1 :1992 (Eurocode 4) on doit vérifier :

$$\frac{M_{Ed}}{M_{b,Rd}} \leq 1$$

Avec :

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} \cdot \beta_W \cdot \frac{W_{pl,Rd} \cdot f_y}{\gamma_{M1}}$$

$W_{pl.Rd}$: module de résistance plastique de la section nominale.

fy : valeur de la résistance limite d'élasticité minimale.

γM1 : coefficient partiel de sécurité relatif au matériau (γM1 = 1.1).

χ_{LT} : Coefficient réducteur de déversement.

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\emptyset lt + \sqrt{\emptyset lt^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}} \leq 1$$

$$\emptyset lt = 0.5\,[1 + \alpha_{LT} \cdot (\bar{\lambda}_{LT} - 0.2) + \bar{\lambda}_{LT}^2]$$

Et α_{LT} = 0.49 (Profilé soudé)

Le risque de flambement ne doit être pris en compte que lorsque l'élancement réduit dépasse la valeur limite fixée par les normes :

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{\beta_W . W_{pl,y} . f_y}{M_{cr}}} > 0.4$$

On a les trois sections de classe 4 :

$$\beta_W = \frac{W_{eff.y}}{W_{pl.y}} = 1$$

Pour la section 1 :

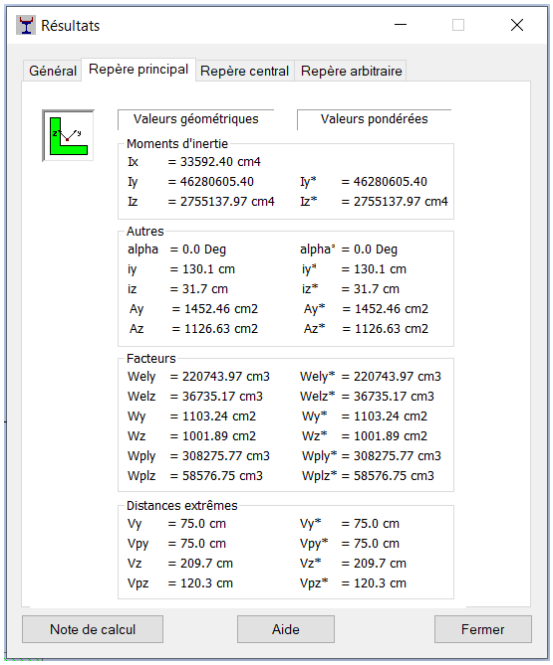


Figure V.10 : caractéristiques de la section 1

On a :

$$Iz = 0.02755138 \text{ m}^4$$

$$Iy = 0.46280605 \text{ m}^4$$

$$I_t = \frac{2b \times t_f^3 + (h - 2t_f) \times t_w^3}{3} = 0.00031867 \text{ m}^4$$

$$I_w = \frac{Iz \times (h - t_f^2)}{4} = 0.02272145 \text{ m}^4$$

Calcul du moment critique élastique de déversement :

$$M_{cr} = C_1 \frac{\pi^2 EI_z}{(k_z L)^2}\left(\sqrt{\left(\frac{k_z}{k_w}\right)^2 \frac{I_w}{I_z} + \frac{(k_z L)^2 GI_t}{\pi^2 EI_z} + (C_2 z_g)^2} - (C_2 z_g)\right)$$

Pour : C_1 = 1.13, C_2 = 0.45, kz = 0.5, kw = 0.5, zg= 1.65, E = 210000, G = 81000

Fy = 325 MPa, $W_{pl,y}$ = 0.30827577 m^3

⇨ M_{cr} = 56.2563188 MN.m

Donc : $\bar{\lambda}_{LT}$ = 1.33452195 > 0.4 Le risque de flambement

Alors : Φ_{LT} = 1.66843229

⇨ χ_{LT} = 0.37456128

⇨ $M_{b,rd}$ = 34.1155947 MN.m

Donc : $\frac{M_{ed}}{M_{b,rd}} = \frac{14.508}{34.1155957} = 0.42526006 < 1$ => Vérifié

Pour section 2 :

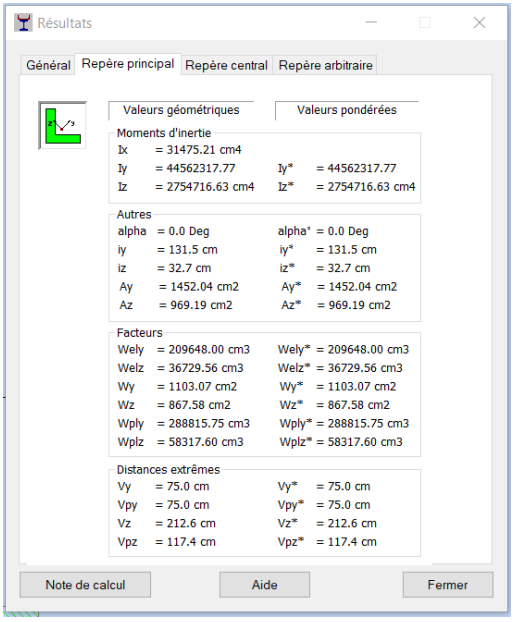


Figure V.11 : caractéristiques de la section 2

On a :

$$Iz = 0.02754717\ m^4$$

$$Iy = 0.44562318\ m^4$$

$$I_t = \frac{2b \times t_f^3 + (h - 2t_f) \times t_w^3}{3} = 0.00030182\ m^4$$

$$I_w = \frac{Iz \times (h - t_f^2)}{4} = 0.02271798\ m^4$$

Calcul du moment critique élastique de déversement :

$$M_{cr} = C_1 \frac{\pi^2 EI_z}{(k_z L)^2}\left(\sqrt{\left(\frac{k_z}{k_w}\right)^2 \frac{I_w}{I_z} + \frac{(k_z L)^2 GI_t}{\pi^2 EI_z} + (C_2 z_g)^2} - (C_2 z_g)\right)$$

Pour : C_1 = 1.13, C_2 = 0.45, kz = 0.5, kw = 0.5, zg= 1.65, E = 210000, G = 81000

Fy = 325 MPa, $W_{pl,y}$ = 0.28881575 m^3

⇨ M_{cr} = 55.6492212 MN.m

Donc : $\bar{\lambda}_{LT}$ = 1.29874106 > 0.4 Le risque de flambement

Alors : Φ_{LT} = 1.61255573

⇨ χ_{LT} = 0.38934988

⇨ $M_{b,rd}$ = 33.2239753 MN.m

Donc : $\frac{M_{ed}}{M_{b,rd}} = \frac{23.734}{33.2239753} = 0.71436364 < 1$ => Vérifié

Pour section 3 :

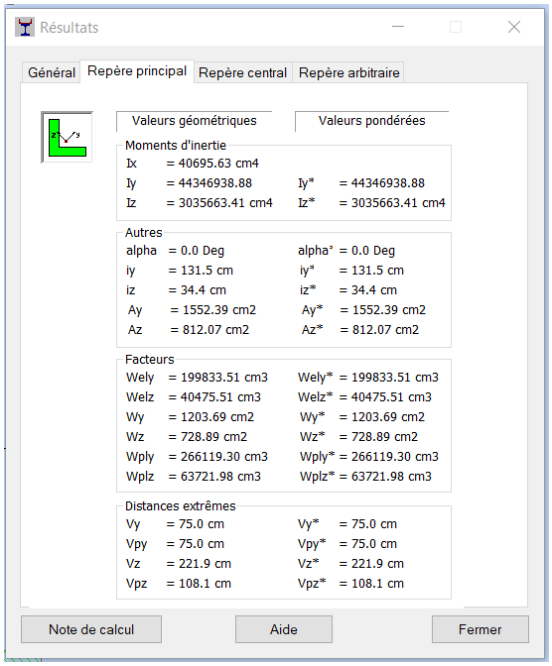


Figure V.12 : caractéristiques de la section 3

On a :

$$Iz = 0.03035964\ m^4$$

$$Iy = 0.44346939\ m^4$$

$$I_t = \frac{2b \times t_f^3 + (h - 2t_f) \times t_w^3}{3} = 0.00041023\ m^4$$

$$I_w = \frac{Iz \times (h - t_f^2)}{4} = 0.02503741 \text{ m}^4$$

Calcul du moment critique élastique de déversement :

$$M_{cr} = C_1 \frac{\pi^2 EI_z}{(k_z L)^2}\left(\sqrt{\left(\frac{k_z}{k_w}\right)^2 \frac{I_w}{I_z} + \frac{(k_z L)^2 GI_t}{\pi^2 EI_z} + (C_2 z_g)^2} - (C_2 z_g)\right)$$

Pour : $C_1 = 1.13$, $C_2 = 0.45$, kz = 0.5, kw = 0.5, zg= 1.65, E = 210000, G = 81000

Fy = 325 MPa, $W_{pl,y} = 0.2661193$ m^3

⇨ $M_{cr} = 64.074709$ MN.m

Donc : $\bar{\lambda}_{LT} = 1.16181384 > 0.4$ Le risque de flambement

Alors : $\Phi_{LT} = 1.41055009$

⇨ $\chi_{LT} = 0.45239653$

⇨ $M_{b,rd} = 35.5702008$ MN.m

Donc : $\frac{M_{ed}}{M_{b,rd}} = \frac{25.243}{35.5702008} = 0.70966706 < 1$ => Vérifié

V.10. VERIFICATION A LA TORSION

En ingénierie structurelle, la **torsion** se produit lorsqu'un élément est soumis à un couple qui le fait pivoter autour de son axe longitudinal, générant des contraintes internes de cisaillement susceptibles d'entraîner une déformation ou une perte de stabilité. Selon l'**Eurocode EN 1993-1-3:2006**, il est nécessaire de vérifier des conditions spécifiques pour évaluer et limiter les effets de torsion.

$$\sigma_{tot,Ed} \leq \frac{f_{ya}}{\gamma_{M0}}$$

$$\tau_{tot,Ed} \leq \frac{f_{ya}/\sqrt{3}}{\gamma_{M0}}$$

$$\sqrt{\sigma_{tot,Ed}^2 + 3\,\tau_{tot,Ed}^2} \leq 1.1\,\frac{f_{ya}}{\gamma_{M0}}$$

En vérifiant les règles de l'**Eurocode**, nous avons vu que certaines n'étaient pas respectées. Pour corriger ce problème, nous avons installé des tubes carrés de 30 cm de côté et de 5 mm d'épaisseur, placés en forme de X entre chaque paire d'entretoises. Les résultats après cette modification sont présentés ci-dessous :

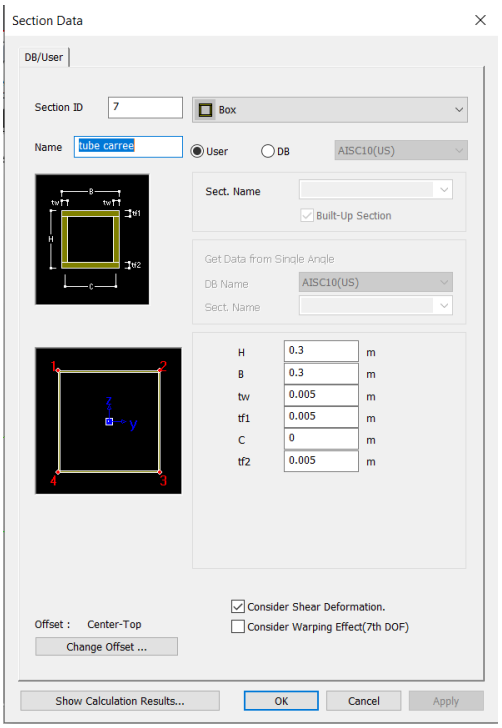


Figure V.13 : les dimensions du tube carrée

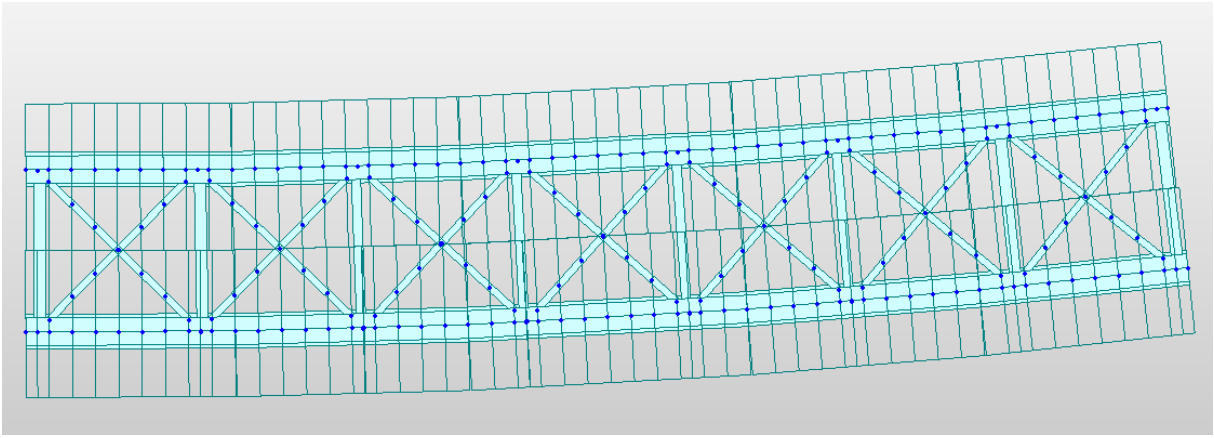


Figure V.14 : la distribution des tubes carrées

$$\sigma_{tot,Ed} = 244.695 \text{ MPa} < \frac{f_{ya}}{\gamma_{M0}} = 345 \text{ MPa}$$

$$\tau_{tot,Ed} = 46.04\ \text{MPa} \leq \frac{f_{ya}/\sqrt{3}}{\gamma_{M0}} = 199.185\ \text{MPa}$$

$$\sqrt{\sigma_{tot,Ed}^2 + 3\,\tau_{tot,Ed}^2} = 257.36\ \text{MPa} \leq 1.1\,\frac{f_{ya}}{\gamma_{M0}} = 379.5\ \text{MPa}$$

⇨ Les trois conditions sont vérifiées.

V.11. CONNECTEURS

Les connecteurs servent à lier le béton et l'acier dans une structure mixte, en assurant une résistance et une rigidité suffisantes pour que les deux matériaux travaillent ensemble comme une seule pièce.

V.11.1. Goujons à tête utilisés dans les dalles pleines et les enrobages de béton :

Le pont est équipé de goujons de cisaillement de 22 mm de diamètre et 200 mm de hauteur, fabriqués en acier ML15. Conformément à la norme EN 1994-2:2005, leurs dimensions et caractéristiques de performance sont définies par la norme EN ISO 13918:2008.

V.11.2. Résistance de calcul

La rupture de l'acier au niveau de la base sous l'effet d'un effort tranchant, avec une résistance caractéristique :

$$P_{Rd} = \frac{0.8\,f_u \pi\, d^2/4}{\gamma_V}$$

$$P_{Rd} = \frac{0.8 \times 500 \times 10^3 \times \pi \times \frac{0.022^2}{4}}{1.25} = 121.5808\ \text{KN}$$

L'endommagement du béton à la base causée par une pression excessive, avec une résistance caractéristique définie par :

$$P_{Rd} = \frac{0.29\ \alpha\ d^2\ \sqrt{f_{ck} E_{cm}}}{\gamma_V}$$

$$P_{Rd} = \frac{0.29 \times 1 \times 0.022^2 \sqrt{45000 \times 36283000}}{1.25} = 143.4799\ \text{KN}$$

Avec : $\frac{h}{d} = \frac{200}{22} = 9.09 > 0.4$ => $\alpha = 1$

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

$$P_{Rd} = \min\,(P_{Rk}{}^1\ ;\ P_{Rk}{}^2)$$

$$P_{Rd} = \min (121.5808 ; 143.4799)$$

⇨ $P_{Rd} = 121.5808$ KN

V.11.3. Flux de cisaillement

$$V_{L,Ed} = \frac{\mu_c V_{Ed}}{I_{mixte}}$$

μ_c : le moment statique de la dalle

I_{mixte} : le moment d'inertie de la section mixte

V_{Ed} : effort tranchant

V.11.4. Nombre de goujons

Le nombre de goujons doit être suffisant pour transmettre les efforts de cisaillement calculés, en vérifiant la condition suivante :

$$V_{L,Ed} \leq \frac{N}{L} P_{Rd}$$

Donc :

$$N \geq \frac{V_{L,Ed} \times L}{P_{Rd}}$$

Avec :

- N : nombre de goujons.
- L = 1m linéaire.
- P_{Rd} : ELU et ELS.

V.11.5. Résultats et dimensionnement

On effectuera notre calcule dans 3 sections différentes :

A L'ELU :

Tableau V.24 : nombre de goujons à l'ELU

	Flux de cisaillement et nombre de goujons à l`ELU		
	Section 1	Section 2	Section 3
A dalle (m2)	2.473	2.473	2.473
Y dalle (m)	3.5	3.5	3.5
Y mixte (m)	2.583	2.606	2.572
µc (m3)	2.267741	2.210862	2.294944
I mixte (m4)	1.338	1.3085	1.3747
Ved (KN)	8860	5818	2663
$V_{L,ed}$ (KN/m)	15016.58091	9830.183505	4445.650594
L (m)	1	1	1
PRD (KN)	121.5808	121.5808	121.5808
N	112.2828374	73.50281014	33.2412728
nombre de goujons	113	74	34
disposition	9 rangées de 13	6 rangées de 13	3 rangées de 13
espacement longitudinale (cm)	11.1	16.67	33.3

A L'ELS :

Tableau V.25 : nombre de goujons à L'ELS

	Flux de cisaillement et nombre de goujons à l`ELS		
	section 1	section 2	section 3
A dalle (m2)	2.473	2.473	2.473
Y dalle (m)	3.5	3.5	3.5
Y mixte (m)	2.583	2.606	2.572
µc (m3)	2.267741	2.210862	2.294944
I mixte (m4)	1.338	1.3085	1.3747
Ved (KN)	6743	4425	2040
$V_{L,ed}$ (KN/m)	11428.53331	7476.548987	3405.605412
L (m)	1	1	1
PRD	121.5808	121.5808	121.5808
N	93.99949092	61.49448751	28.01104625
nombre de goujons	94	62	29
disposition	8 rangées de 13	5 rangées de 13	3 rangées de 13
espacement longitudinale	12.5	20	33.3

V.11.6. Vérification des espacements vis à vis des dispositifs construction

Pour garantir la solidité et la durabilité d'une structure mixte acier-béton, il faut vérifier que les **goujons** sont correctement choisis et placés. Selon **l'Eurocode 4 (EN 1994-2)** et **la norme EN ISO 13918**, le nombre de goujons doit être suffisant pour transmettre les efforts de cisaillement calculés. Ensuite, il faut contrôler leur **espacement** : la distance entre les goujons et par rapport aux bords ou aux dispositifs de construction (comme les raidisseurs et entretoises)

doit respecter les valeurs minimales et maximales fixées par les normes. Un bon espacement permet au béton de bien se répartir autour des goujons lors du coulage, évite les fissures, et assure une liaison efficace et homogène entre le béton et l'acier.

Vérification des espacements transversaux

On a opté pour 13 files de goujons tout au long de la poutre comme l'indique la figure :

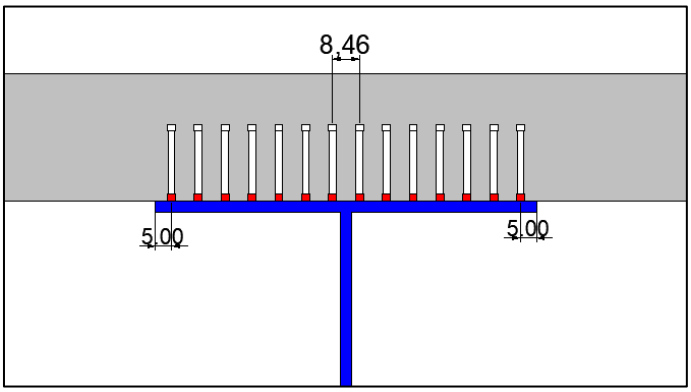


Figure V.15 : disposition transversale des goujons

Espacement ≥ 2.5 d	=>	8.46 cm = 84.6 mm > 2.5 d = 55 mm	vérifié
$e_v \geq 50$ mm	=>	$e_v = 50$ mm	vérifié
$e_D \geq 25$ mm	=>	$e_D = 50$ mm	vérifié

Vérification des espacements longitudinaux

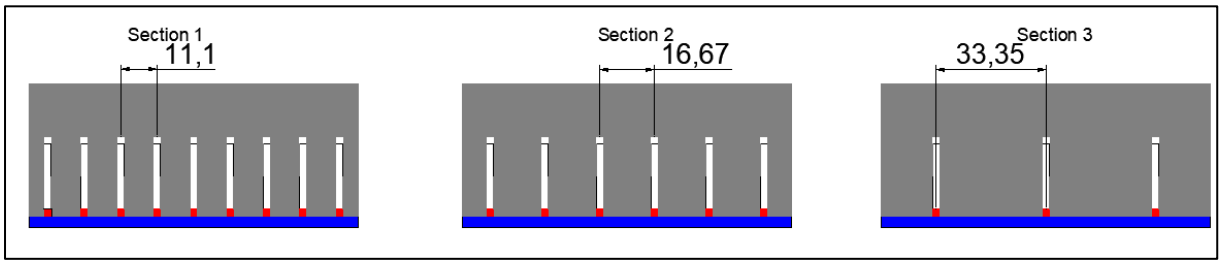


Figure V.16 : disposition longitudinale des goujons dans les différentes sections

$5d_D \leq S_D \leq 800$mm => $5 \times 22 = 110$ mm $\leq S_D \leq 800$ mm

S_D (Section 1) = 111 mm	vérifié
S_D (Section 2) = 166.7 mm	vérifié
S_D (Section 3) = 333 mm	vérifié

V.12. ETUDE DE LA DALLE

La **dalle** est un élément essentiel de la structure mixte. Elle a pour rôle de transmettre les charges permanentes et le poids du trafic vers les poutres principales. Dans notre projet, elle mesure **50 m de long** et se compose de deux parties :

- **Une dalle centrale** de 7 m de large, appuyée des deux côtés.
- **Deux dalles en porte-à-faux** de 2,85 m de large chacune, fixées seulement d'un côté.

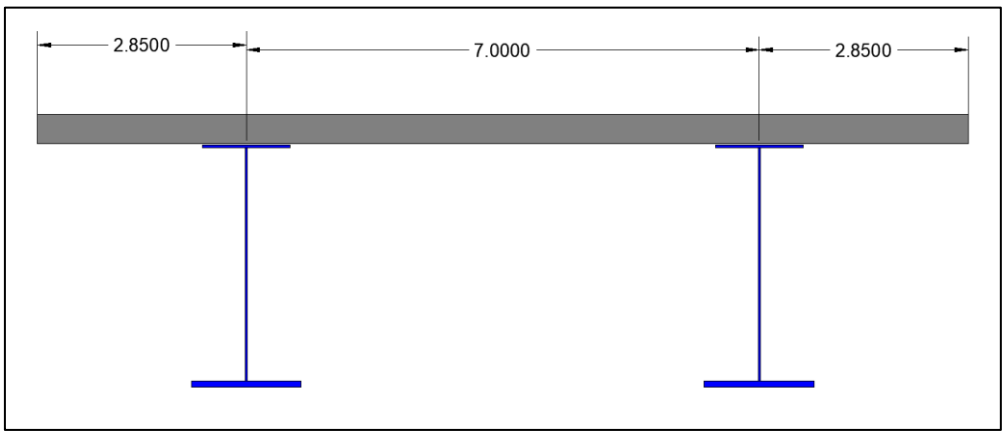


Figure V.17 : disposition de la dalle

Dalle centrale : $\frac{a}{b} = \frac{7}{50} = 0.14 < 0.4$

Dalle en porte-à-faux : $\frac{a}{b} = \frac{2.85}{50} = 0.057 < 0.4$

Dans les deux parties de notre dalle, le rapport entre a et b est inférieur à 0,4. D'après les règles BAEL pour le calcul des structures en béton armé, cela montre que la dalle porte principalement les charges dans le sens transversal.

V.12.1. Ferraillage de la dalle

Les combinaisons de charges qui donnent les moments fléchissant le plus défavorable sont :

ELU : 1.35G+1.45 UIC71+ 1.2 SW2.

ELS : G+UIC71+SW2.

V.12.1.1. Dalle centrale :

Calcul de ferraillage transversal :

Le logiciel **Robot Structural Analysis** montre comment les efforts se répartissent dans une structure grâce à l'option **Cartographie panneaux**, ce qui aide à repérer plus facilement les moments de flexion Mx et My.

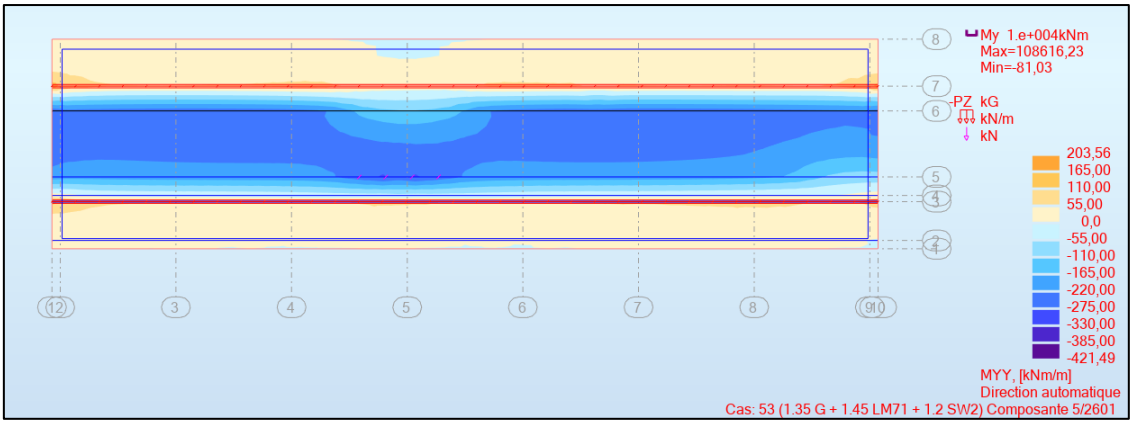


Figure V.18 : Cartographie de moment fléchissant Myy dans la dalle à l'ELU

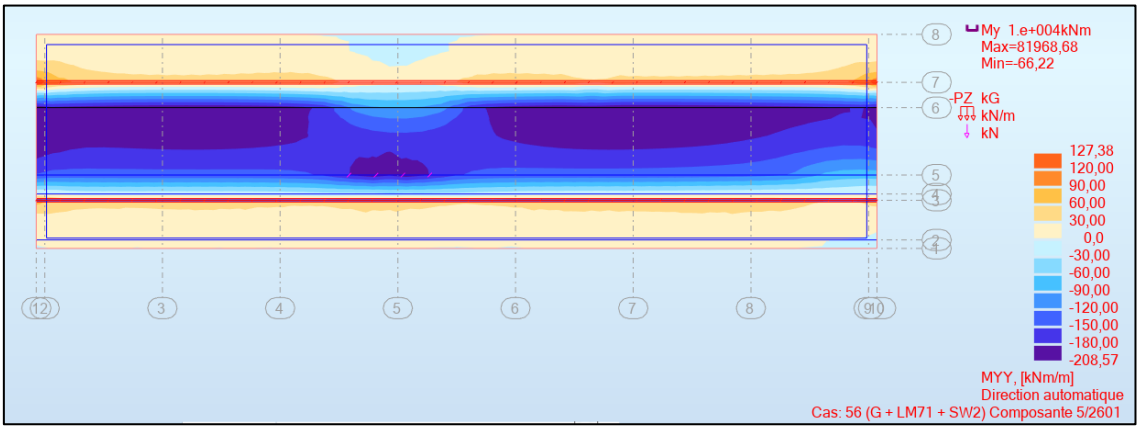


Figure V.19 : Cartographie du moment fléchissant Myy dans la dalle à l'ELS

Pour calculer la quantité d'acier nécessaire au renforcement de la dalle dans les deux sens, nous utiliserons le logiciel **EXPERT**.

Tableau V.26 : ferraillage transversal de la dalle central

	Ferraillage transversal			
	Nappe supérieur		Nappe inférieur	
Moment KN.m/ml	ELU	ELS	ELU	ELS
	203.56	127.38	421.49	208.57
Section amateur	13.8	7.9	29.9	13.2
Choix des barres	9HA14	7HA12	10HA20	9HA14

V.12.1.2. Dalle en porte-à-faux :

Déraillement du train :

Un train déraille et ses wagons restent en équilibre au bord du pont, appuyant sur la structure principale, mais sans toucher les parties non porteuses comme les trottoirs.

Ferraillage transversal :

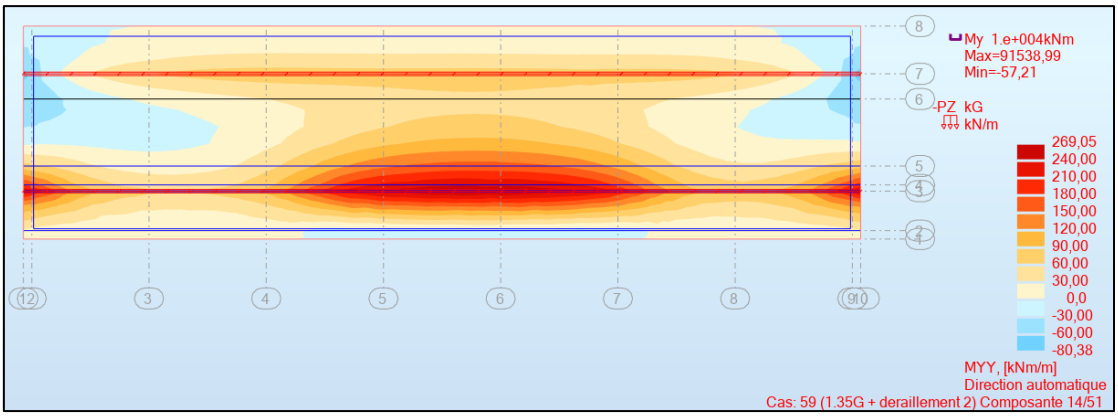


Figure V.20 **:** Cartographie de moments fléchissant Myy dans la dalle en encorbellement à l'ELU

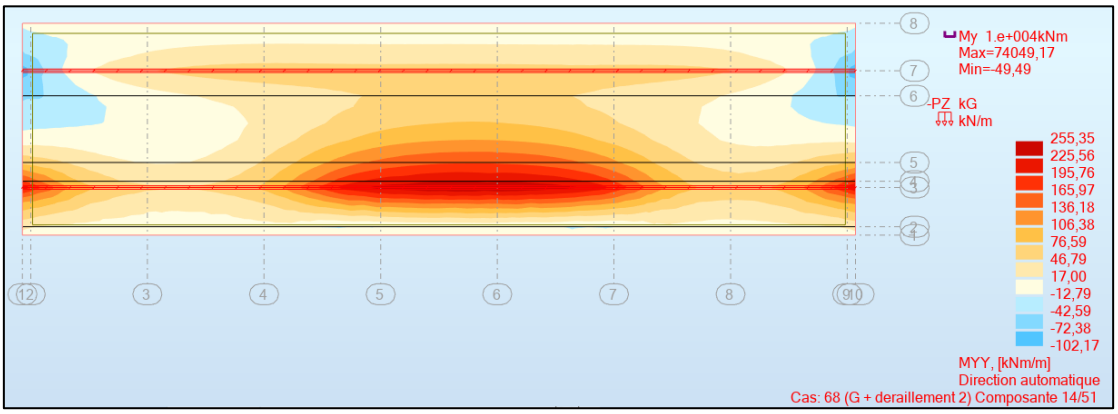


Figure V.21 : Cartographie de moments fléchissant Myy dans la dalle en encorbellement à l'ELS

Tableau V.27 : ferraillage transversal de la dalle en porte-à-faux

	Ferraillage transversal	
	Nappe supérieur	
Moment (KN.m/ml)	ELS	ELU
	255.35	269.05
Section d'armature (cm^2)	16.3	18.5
Choix des barres	9HA16	6HA20

Calcul du ferraillage longitudinal

La dalle porte les charges surtout dans une seule direction transversale. D'après l'article 4a.5.1 du Livret 2.01, l'acier longitudinal dans la dalle doit avoir une section d'au moins **1 %** de la section totale de la dalle sur toute sa longueur.

$$As\ (dalle) = 0.4\ m^2$$

Donc : $$As = 0.4 \times 0.01 = 4 \times 10^{-3}\ m^2 = 40\ cm^2/ml$$

Alors on prend : 5HA32

V.12.2. Condition de non-fragilité

Renforcer les dalles en béton selon les normes permet d'assurer leur résistance, leur durabilité et d'éviter la fragilité, garantissant ainsi la sécurité de l'ouvrage.

$$A_{min} \geq 0{,}23\ .b.d.\frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$= 0.23\ \times 100\ \times 0.9 \times 40 \times \frac{3.3}{500} = 5.46\ cm^2$$

⇨ $A_{min} = 40\ cm^2 \geq 5.46\ cm^2$ => condition vérifiée.

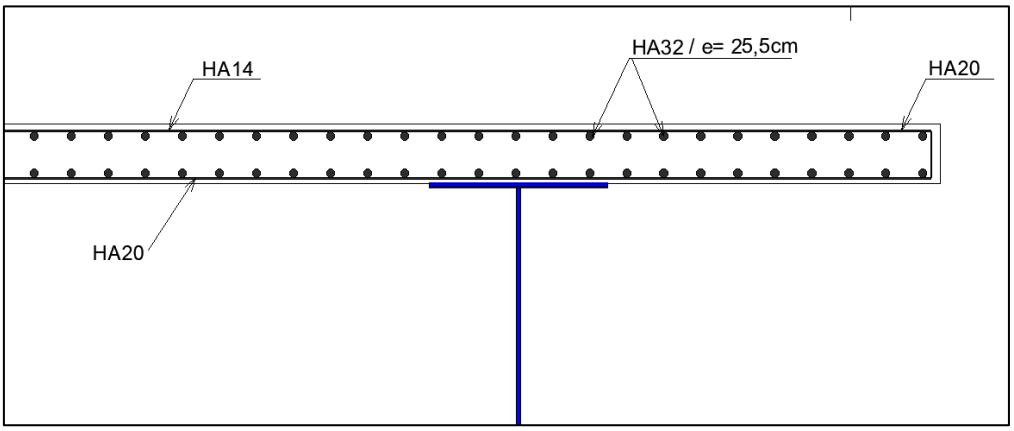


Figure V.22 : Plan de ferraillage de la dalle

V.13. ASSEMBLAGE

Dans les structures métalliques, les **assemblages** servent à relier les différents éléments pour former une structure stable et résistante. On distingue principalement deux types : **les assemblages boulonnés** et **les assemblages soudés**. Les assemblages boulonnés, réalisés avec des vis ou des boulons, sont faciles à mettre en place sur le chantier, permettent un démontage ou un remplacement, et sont souvent utilisés pour les constructions modulaires ou les réparations. Les assemblages soudés, où les pièces sont fixées par fusion du métal, offrent une liaison plus rigide et permanente, adaptée aux travaux en atelier pour des structures nécessitant une continuité et une grande précision. Le choix entre boulons et soudures dépend des contraintes techniques, de la facilité de montage et de l'usage final de la structure.

V.13.1. Assemblage par soudure

Les **assemblages soudés**, largement utilisés dans les constructions métalliques, permettent de relier directement les éléments structuraux, notamment pour constituer des profils reconstitués soudés (PRS). Ils sont réalisés en **faisant fondre les bords des pièces** à assembler, provoquant une interpénétration des matériaux à l'échelle microscopique. Ce procédé crée une **continuité métallurgique** entre les pièces grâce au cordon de soudure formé au point de liaison.

V.13.1.1. Catégories d'assemblages soudes

Il y a 3 catégories d'assemblages soudées :

- Bout **à bout** : relient deux pièces alignées pour former une continuité structurelle, souvent utilisés pour prolonger poutres ou plaques.
- En **T** : joignent deux pièces perpendiculaires, offrant une liaison rigide idéale pour cadres et poutres en I.
- À **clin ou par recouvrement** : superposent deux pièces pour mieux répartir les charges, appropriés aux tôles et renforts locaux.

V.13.1.2. Types de soudure

Il y'a 4 types de soudures :

- **Soudure bout à bout** : relie deux pièces alignées par fusion de leurs bords, offrant une continuité structurelle idéale pour prolonger poutres, assembler plaques ou réaliser profils reconstitués soudés (PRS).
- **Soudure d'angle** : forme un cordon triangulaire à l'intersection de deux pièces, généralement à angle droit, utilisée pour fixer âmes et semelles de poutres ou assembler cadres et charpentes.
- **Soudure en entailles** : remplit une rainure ou une entaille pratiquée sur une pièce pour fixer une autre, assurant une liaison discrète et résistante, souvent employée pour éléments soumis à torsion ou charges localisées.

- **Soudure en bouchon** : consiste à remplir un trou circulaire dans une pièce afin de fixer une seconde située en dessous, servant à attacher plaques ou connecter pièces sans cordon visible sur les bords.

V.13.1.3. Procédés de soudage retenu pour l'ouvrage

Joint dans l'âme

Ce type de joint permet de relier deux tôles plates, alignées bout à bout en position verticale.

Il se caractérise par :

- Un chanfrein en X utilisé lorsque l'épaisseur des tôles excède 15 mm.
- Un angle de chanfrein de 60° avec une tolérance de ± 5°.
- Un espacement entre tôles de 7 mm.

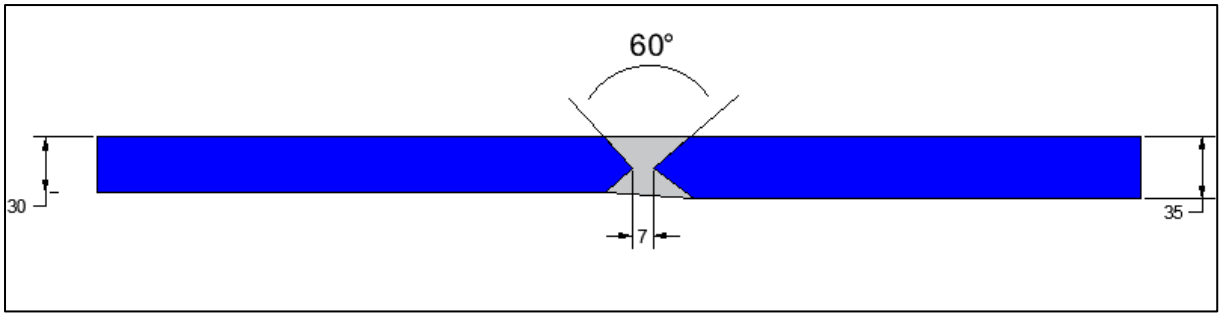


Figure V.23 : Détail soudure âme- âme

Joint de semelle

Le joint de semelle assure la liaison entre deux tôles d'épaisseurs différentes, alignées bout à bout en position horizontale.

Ses caractéristiques géométriques sont les suivantes :

- Un **chanfrein en X** (double V) est utilisé lorsque l'épaisseur des tôles dépasse **15 mm**.
- Un **angle de chanfrein** de 60°±5°.
- Un **espacement** compris entre **9 et 10 mm**.

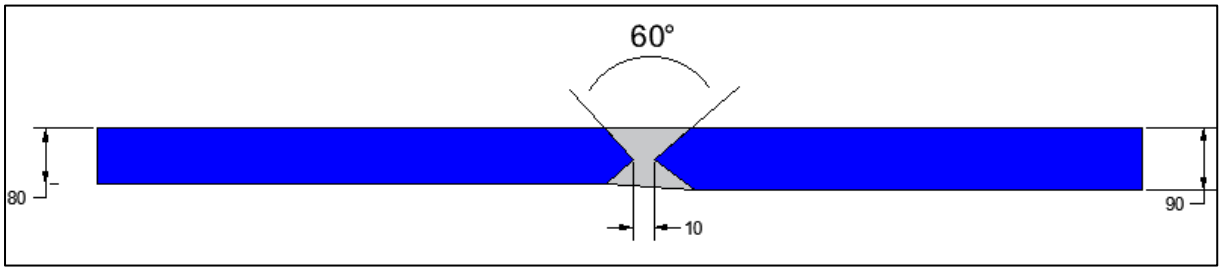


Figure V.24 : Détail de soudure de la semelle inférieure

Joint de l'âme avec les semelles

Les soudures d'angle sont adaptées lorsque les faces des pièces à assembler forment un angle compris entre **60° et 120°**.
Si l'angle est **plus petit que 60°**, on peut aussi utiliser une soudure d'angle, mais dans ce cas elle est considérée comme une **soudure bout à bout à pénétration partielle** : cela veut dire que la soudure ne traverse pas toute l'épaisseur du métal et qu'il faut appliquer des règles de calcul spécifiques pour vérifier sa résistance.

V.13.1.4. Contrôle de soudure

Le contrôle des joints soudés est indispensable pour garantir la qualité des assemblages. Il existe différentes méthodes permettant de détecter la présence de défauts, d'en préciser le nombre et d'en mesurer la taille, lesquelles se regroupent en deux grandes catégories.

Contrôles destructifs

Ces tests sont surtout faits sur des morceaux de matériaux pour vérifier si la méthode de soudage est correcte. Ils abîment ou détruisent complètement le morceau utilisé.

Contrôles non destructifs (CND) :

Ces contrôles ne détériorent pas la structure. Les principales méthodes sont :

- Examen visuel : permet de repérer les défauts visibles en surface, comme les fissures.
- Radiographie : détecte les défauts internes, comme les pores ou trous d'air, mais a des limites pour repérer les fissures parallèles aux rayons.
- Ultrasons : identifient avec précision les fissures internes, mais demandent de l'expérience pour interpréter correctement les signaux, qui peuvent être perturbés par des échos parasites.

CHAPITRE VI :

EQUIPEMENT DU PONT

VI.1. INTRODUCTION

Les équipements d'un pont sont des éléments essentiels qui assurent sa sécurité, sa durabilité et son bon fonctionnement. Ils permettent de relier la structure à son environnement et de répondre aux besoins pratiques liés à l'usage et à l'entretien. Parmi leurs fonctions principales, on trouve la transmission des charges vers les appuis, l'accompagnement des mouvements de la structure liée aux variations de température ou aux contraintes mécaniques, l'évacuation des eaux de pluie, la continuité et le confort de la circulation, ainsi que la protection des usagers. Ces dispositifs contribuent également à faciliter les inspections et la maintenance, garantissant ainsi que le pont reste fiable et en bon état sur le long terme.

VI.2. APPAREILS D'APPUIS

Un appareil d'appui de pont est un dispositif mécanique installé entre le tablier de l'ouvrage et ses appuis fixes, tels que les culées ou les piles. Sa mission principale est de transmettre en toute sécurité les charges verticales, qu'il s'agisse du poids propre de la structure ou des charges d'exploitation, comme la circulation routière ou ferroviaire. En parallèle, il permet au tablier d'effectuer des mouvements de rotation et de translation, indispensables pour absorber les effets des variations de température, du retrait ou du fluage du béton, ainsi que des déformations provoquées par les charges mobiles. Par exemple, un appareil d'appui en élastomère fretté peut faciliter de légers déplacements tout en maintenant la stabilité, tandis qu'un appareil à pot permet d'accueillir des rotations plus importantes. Grâce à ces fonctions, les appareils d'appui jouent un rôle essentiel dans la sécurité, la durabilité et le bon fonctionnement d'un pont, en évitant l'apparition de contraintes excessives susceptibles de compromettre la structure.

VI.3. TYPES D'APPAREILS D'APPUIS

En construction, les appareils d'appui servent à supporter les charges et permettre certains mouvements des structures. Les appuis en **élastomère fretté** sont adaptés aux petites rotations et aux déplacements limités, faciles à entretenir, et recommandés par le guide du SETRA pour des forces allant jusqu'à 12 MN. Les **appuis à pot** supportent de très fortes charges, permettent de grandes rotations, et sont conseillés pour des forces dépassant 20 MN. Les **appuis à rotule** offrent une grande liberté de rotation, tandis que les **appuis glissants** (comme Teflon-acier inox) permettent de grands déplacements horizontaux. Le choix de l'appui dépend donc de la force à supporter et des mouvements que la structure doit absorber.

VI.3.1. Appareils d'appuis à pot :

Les appareils d'appui à pot sont utilisés dans les ponts modernes pour supporter de très lourdes charges tout en permettant des mouvements du tablier, comme de petites rotations ou des glissements. Leur conception compacte, avec un coussin en caoutchouc enfermé dans un pot métallique, offre à la fois solidité et flexibilité. Grâce à ce système, ils résistent bien aux contraintes complexes et prolongent la durée de vie des structures, ce qui les rend particulièrement appréciés dans les projets de construction où la performance et la fiabilité sont essentielles.

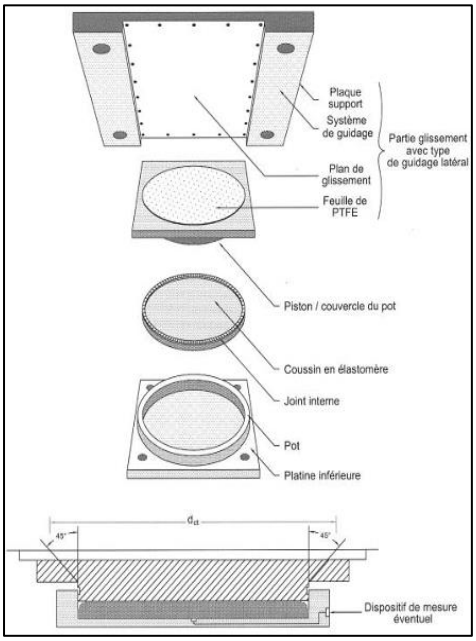


Figure VI.1 : Composition schématique d'un appareil d'appui à pot

VI.4. CONDITIONS D'APPUIS

Le modèle choisi est celui préconisé par le guide SETRA, comme illustré par le schéma suivant :

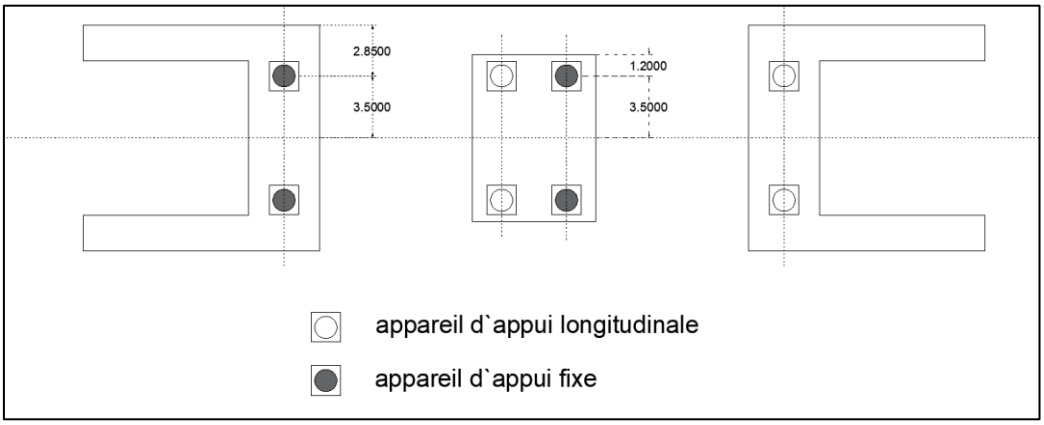


Figure VI.2 : conditions d'appuis

VI.5. LE DIMENSIONNEMENT DES APPAREILS D'APPUIS

VI.5.1. Vis-à-vis des efforts verticaux

Pour garantir que les supports du pont résistent au poids total de la structure sans s'écraser, nous avons utilisé le logiciel **MIDAS Civil** pour calculer la pression maximale exercée. Ces simulations nous ont permis de définir les charges verticales précises que l'appareil d'appui doit pouvoir supporter tout en conservant sa souplesse.

On prend les valeurs suivantes pour le dimensionnement des appareils d'appuis :

Tableau VI.1 : les charges verticales à prendre en compte

	culée	pile
R vertical (KN)	9379.2	14060.4

VI.5.1.1. Surface du pot S_P

En suivant les règles du guide **SETRA Appareils d'appui a pot (4.6.1.2)**, nous avons calculé la pression moyenne exercée sur la plaque en plastique (**PTFE**). Cette mesure permet de vérifier que le support peut supporter le poids maximal du pont sans s'abîmer.

$f_{e,d\ moy}$ = 40,00 MPa

On calcule la surface minimale nécessaire pour chaque support afin de s'assurer qu'il soit assez suffisant pour porter le pont.

$$S_p = \frac{R_{max}}{f_{e,d\ moy}}$$

On aura alors :

Tableau VI.2 : surface du pot

	culée	pile
surface pot (m^2)	0.23448	0.35151

VI.5.1.2. Surface du coussin S_C

Pour garantir la sécurité, la pression exercée sur le coussin ne doit pas dépasser la résistance maximale du matériau, tout en gardant une marge de sécurité.

$$f_{e,d} = \frac{f_u}{\gamma_M}$$

Avec : f_U = 60,00 MPa et γ_M = 1,3

⇨ $f_{e,d}$ = 46.15 MPa

On détermine la surface minimale du coussin SC pour chaque appui :

$$S_c = \frac{R_{max}}{f_{e,d}}$$

On aura alors :

Tableau VI.3 : surface du coussin

	culée	pile
surface coussin (m^2)	0.20323294	0.30466739

VI.5.2. Vis-à-vis des efforts horizontaux :

Les efforts horizontaux sont les forces latérales exercées sur les supports du pont, dues au frottement et aux petites imperfections de pose. Leur calcul avec MIDAS Civil permet de garantir que les appareils d'appui restent stables lors des mouvements de la structure.

On prend les valeurs suivantes pour le dimensionnement des appareils d'appuis :

Tableau VI.4 : les charges horizontales à prendre en compte

	culée	**pile**
R horizontal (KN)	3593.2	9740.9

VI.6. CHOIX DE L'APPAREIL

En fonction des exigences et des valeurs de réaction obtenues, nous procédons au dimensionnement des appareils d'appui comme suit :

Tableau VI.5 : les dimensions des appareils d'appuis

		culée	pile
dimension appareils d`appuis	a (mm)	600	800
	b (mm)	600	800

VI.7. DE D'APPUI

Les dés d'appui sont des blocs solides placés sous les supports d'un pont pour transmettre et répartir le poids vers les fondations. Ils assurent la stabilité, protègent les appareils d'appui et contribuent à la durabilité de la structure. Leur choix dépend de la résistance, du matériau et de la précision de pose.

VI.7.1. Dimensionnement de dé d'appui

Les dimensions du dé d'appui sont fixées en suivant les règles de sécurité du guide SETRA, qui définit l'espace nécessaire autour de l'appareil pour garantir une bonne répartition des charges et un accès facile pour l'entretien.

Selon SETRA :

- $a_1 = a + 200$
- $b_1 = b + 200$
- $h_1 \geq (a_1\, b_1) / (a_1 + b_1)$

À partir du dimensionnement des appareils d'appui présenté plus haut, les dimensions retenues sont celles indiquées dans le tableau suivant :

Tableau VI.6 : dimension du Dé d'Appui

		culée	pile
Dimension du Dé d'appui	a_1 (mm)	800	1000
	b_1 (mm)	800	1000
	h_1 (mm)	400	500

VI.7.2. Ferraillage du dé d'Appui :

La section d'acier est calculée conformément aux règles du BAEL 91 révisé 99, Annexe E, paragraphe 8.2.3, afin de garantir la résistance nécessaire à l'ouvrage.

VI.7.2.1. Frettage de surface A_S :

$$A_s = 0{,}04\,\frac{R}{f_{su}}$$

$$f_{su} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 435\ \text{MPa}$$

Donc :

Tableau VI.7 : section de ferraillage pour Frettage.

	culée	pile
Frettage (cm^2)	8.62455172	12.9291034

VI.7.2.2. Ferraillage d'éclatement :

$$A_{ej} = \frac{R_j}{K_j \times f_{su}}$$

$$f_{su} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 435\ \text{MPa}$$

$$R_j = 0.25\left(1 - \frac{a}{a_1}\right)R_v$$

Avec :

k_j = 1 si j repère une position d'extrémité.

k_j = 1,5 si j repère une position intermédiaire.

Tableau VI.8 : les valeurs de R_j.

	culée	pile
R_j	586.2	703.02

$$A_e + A_s = \sup\begin{cases} \max(A_{ej}) + 0{,}04\ \dfrac{R}{f_{su}} \\ 0{,}15\ \dfrac{\text{Max}\ (R_{ej})}{f_{su}} + 0{,}04\ \dfrac{R}{f_{su}} \end{cases}$$

On aura alors :

Tableau VI.9 : les sections de ferraillage d'éclatement à prendre en compte

	culée	pile
Eclatement	8.98390805	10.7742529
	32.342069	48.4841379
Valeur à prendre (max)	32.342069	48.4841379

VI.7.2.3. Résultats du calcul ferraillage du Dé d'appui :

Tableau VI.10 : résultats de ferraillage des Dés d'appuis

	culée		pile	
	frettage	éclatement	frettage	éclatement
surface acier nécessaire	8.62	32.34	12.93	48.48
nombre de barres	8HA12	7HA25	9HA14	10HA25
surface acier	9.048	34.361	13.854	49.087

VI.8. JOINT SOUS BALLAST

Le joint sous ballast, c'est un élément clé dans une voie ferrée, surtout là où la voie passe d'un remblai à une structure rigide comme un pont ou un viaduc. Son rôle principal est de **faire le lien entre ces deux parties** qui ne réagissent pas de la même façon aux charges et à la température. Grâce à lui, la voie peut **se dilater ou se contracter** quand il fait chaud ou froid, et **absorber les petits tassements du sol** sans perdre sa forme. Il veille à ce que les rails restent bien alignés et nivelés, ce qui est essentiel pour la sécurité et le confort des trains.

Il **transmet les forces** d'un rail à l'autre pour que tout fonctionne comme un seul bloc, et réduit les contraintes quand la rigidité du sol change brusquement. En plus, sa conception est pratique : on peut retirer certaines parties pour **faciliter l'entretien**, ce qui permet de prolonger la durée de vie de la voie. Bref, c'est un petit dispositif, mais il joue un grand rôle dans la fiabilité du réseau ferroviaire.

VI.9. CALCUL DU SOUFFLE

VI.9.1. Effet thermique

$$\Delta L_{\text{thermique}} = L \times \alpha_T \times \Delta T$$

$\Delta L_{\text{thermique}}$: variation de la longueur.

L : longueur dilatable.

α_T : coefficient de dilatation thermique.

- Structure en béton : 10.10^{-6}/°C
- Structure métallique ou mixte : 12.10^{-6}/°C

ΔT : différence de température. (-10 °C → 50 °C)

Pour ΔT = 60 °C :

$$\Delta L_{\text{thermique}} = 50 \times 12.10^{-6} \times 60 = 0.036 \text{ m}$$

$$\Delta L_{\text{thermique}} = 3.6 \text{ cm}$$

VI.9.2. Retrait :

$$\Delta L_{\text{retrait}} = \varepsilon_r \times L$$

Selon la norme EN 1992-1-1 :2004, la déformation de retrait du béton C45/55 est ε_r =0.00015.

$$\Delta L_{\text{retrait}} = 0.00015 \times 50 = 0.0075 \text{ m}$$

$$\Delta L_{\text{retrait}} = 0.75 \text{ cm}$$

VI.9.3. Fluage :

$$\Delta L_{\text{fluage}} = \varepsilon_{fl} \times L$$

$$\Delta L_{\text{fluage}} = 0.00015 \times 50 = 0.0075 \text{ m}$$

$$\Delta L_{\text{fluage}} = 0.75 \text{ cm}$$

VI.9.4. Rotation d'extrémité sous chargement :

$$\Delta L_{rotation} = h \times tang\ \alpha$$

On prend en compte la tolérance de rotation de notre tablier mixte a 0,02 rad et la hauteur du tablier su appuis d'extrémité h = 3,70 m.

$$\Delta L_{rotation} = 3.70 \times tang\ 0.02 = 0.074 \text{ m}$$

$$\Delta L_{rotation} = 7.4 \text{ cm}$$

VI.9.5. Souffle total :

$$\Delta L_{\text{total}} = \Delta L_{\text{thermique}} + \Delta L_{\text{retrait}} + \Delta L_{\text{fluage}} + \Delta L_{rotation} = 3.6$$

$$\Delta L_{\text{total}} = 3.6 + 0.75 + 0.75 + 7.4$$

$$\Delta L_{\text{total}} = 12.5 \text{ cm}$$

Donc :

Des joints sous ballast de 15 cm sont prévus entre chaque paire de travées afin de compenser une dilatation de 12,5 cm.

CHAPITRE VII :
ETUDE DE L'INFRASTRUCT

VII.1. INTRODUCTION

L'étude de l'infrastructure d'un ouvrage est très importante, car elle ne peut être séparée du reste du projet. Le choix des supports et des fondations se fait après une analyse détaillée, réalisée étape par étape et ajustée plusieurs fois pour trouver la meilleure solution.

VII.2. ETUDE SISMIQUE

Il faut s'assurer que l'ouvrage est suffisamment solide pour supporter les secousses d'un séisme, afin que le risque de rupture ou de dégâts majeurs soit très faible.

VII.3. CARACTERISTIQUES DE L'OUVRAGE RELATIVES A L'ETUDE SISMIQUE

Pour garantir la sécurité sismique, le RPOA 2008 impose la définition de classifications essentielles permettant de situer l'ouvrage dans son contexte sismique, de choisir la méthode de calcul appropriée et de fixer les paramètres de conception. Dans le cas du pont étudié, les caractéristiques sismiques suivantes ont été déterminées :

- Classement du pont : L'ouvrage est classé dans le groupe 1, correspondant à un pont stratégique au regard du risque sismique.
- Zone sismique : Le pont est situé en zone I, caractérisée par une sismicité faible.
- Accélération sismique de référence : Le coefficient d'accélération de zone est A = 0.15, conformément au tableau 3.1 de l'RPOA 2008.
- Nature du sol : Le site est classé en catégorie S2, correspondant à un sol ferme.
- Le taux d'amortissement du matériau constituant les appuis (béton armé) : ξ =5 %.

Et selon l'RPOA 2008, (4.2.2) :

Pour le calcul des masses, on doit prendre en compte les valeurs moyennes des charges permanentes de la structure.

Pour les ponts supportant un trafic intense, on peut considérer une part des charges d'exploitation :

- 30% des charges d'exploitations ferroviaires.

Et selon 4.2.3 :

Les raideurs à prendre en compte proviennent des trois parties d'ouvrages suivantes :

- Fondations et sol environnant ;
- Appuis
- Appareils d'appuis.

Dans l'étude du tablier et des appuis, on suppose que les fondations sont rigides. Les appuis sont donc traités comme solidement ancrés au sol, garantissant une stabilité optimale dans les calculs.

Méthode de calcul

Deux méthodes peuvent être utilisées pour l'analyse sismique : la méthode monomodale, basée sur le mode fondamental, et la méthode multimodale, via le spectre de réponse linéaire. Comme la méthode monomodale impose des critères non satisfaits ici, notamment en raison de l'élancement des piles, l'approche multimodale s'impose pour garantir une analyse précise du comportement dynamique.

VII.4. SPECTRE DE REPONSE

Avec **MIDAS CIVIL**, la détermination des modes et périodes propres d'une structure se fait en trois étapes :

- Créer le modèle des piles.
- Ajouter les appareils d'appui avec leurs propriétés.
- Lancer l'analyse modale spectrale pour obtenir les résultats.

Ce processus permet d'évaluer avec précision le comportement dynamique.

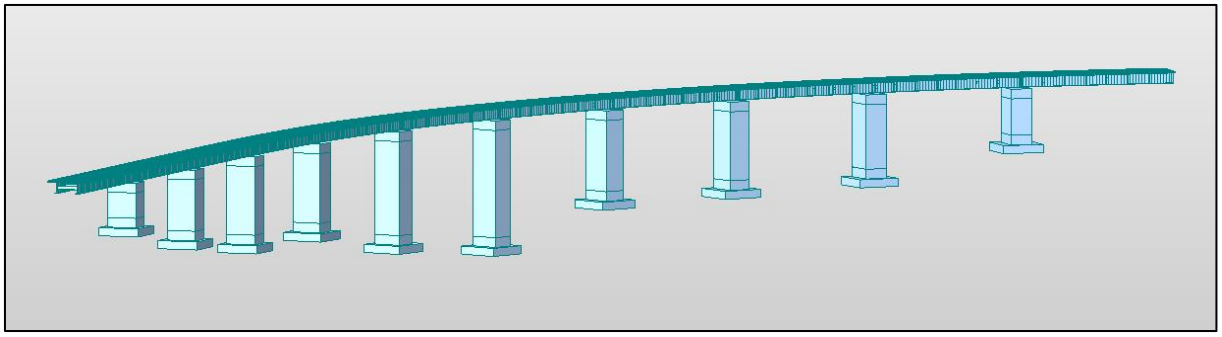


Figure VII.1 : Modèle de calcul multimodal

Pour le calcul sismique, on utilise habituellement le spectre élastique Sae comme base. Voici les spectres de réponse retenus pour cette étude :

VII.4.1. Spectre de réponse de la composante horizontale

Le spectre ci-dessous est appliqué aux deux directions : longitudinale et transversale.

$$\frac{S_{ae}}{g}(\mathrm{T}) = \begin{cases} A.I.S(1+\dfrac{T}{T_1}(2.5\eta-1)) & \text{si} : 0 < \mathrm{T} \le \mathrm{T}_1 \\ A.I.S(2.5\eta) & \text{si} : \mathrm{T}_1 \le \mathrm{T} < \mathrm{T}_2 \\ A.I.S(2.5\eta)(\dfrac{T_2}{T}) & \text{si} : \mathrm{T}_2 \le \mathrm{T} < \mathrm{T}_3 \\ A.I.S(2.5\eta)(\dfrac{T_2 T_3}{T^2}) & \text{si} : \mathrm{T}_3 \le \mathrm{T} < 4\mathrm{s} \end{cases}$$

Sae (T) : accélération spectrale du spectre de calcul correspondant à la période T du mode propre considéré dans la direction considérée.

A : coefficient d'accélération de zone. A = 0.15

g : accélération de la pesanteur. g = 9.81 m/s^2

S : coefficient du site. S = 1.1 (RPOA 2008, tableau 3.3).

T : période du mode propre considéré dans la direction considérée.

T1, T2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site (RPOA 2008, tableau 3.3) :

$$T1 = 0.15 \text{ s}, T2 = 0.4 \text{ s}$$

η : facteur de correction de l'amortissement. $\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} = 1$

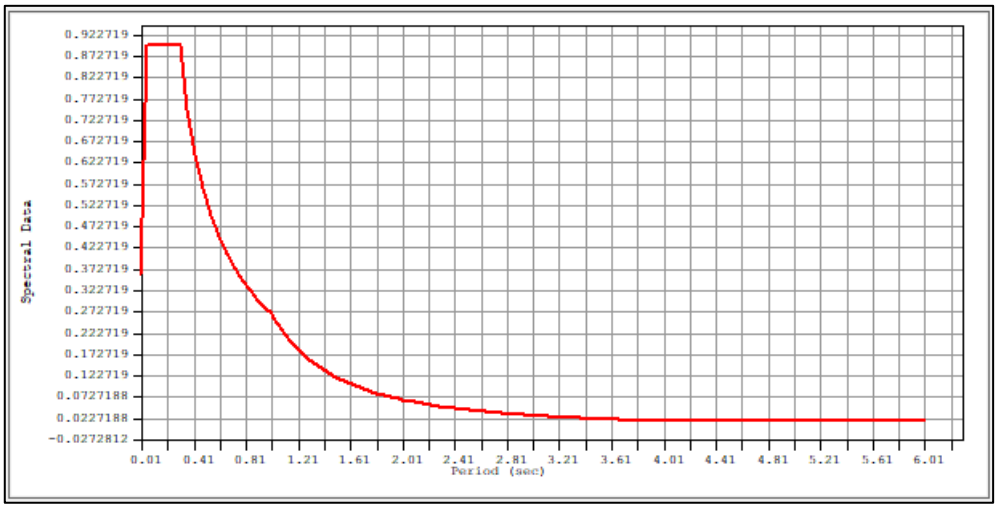


Figure VII.2 : Spectre de réponse - Composante horizontale

VII.4.2. Spectre de réponse de la composante verticale

Le spectre ci-dessous est appliqué à la composante verticale du séisme :

$$\frac{S_v}{g}(T) = \begin{cases} A_v.I.(1+\frac{T}{T_1}(2.5\eta-1)) & \text{si} : 0 < T \le T_1 \\ A_v.I.(2.5\eta) & \text{si} : T_1 \le T < T_2 \\ A_v.I.(2.5\eta)[(\frac{T_2}{T})^{\alpha}\ ] & \text{si} : T_2 \le T < T_3 \\ A_v.I.(2.5\eta)[(\frac{T_2T_3}{T^2})^{\alpha}\ ] & \text{si} : T_3 \le T < 4s \end{cases}$$

Selon le tableau 3.4 du RPOA 2008 on prend :

A_v = 0.15 A, T1= 0.15 s, T2= 0.4 s, α = 0.7

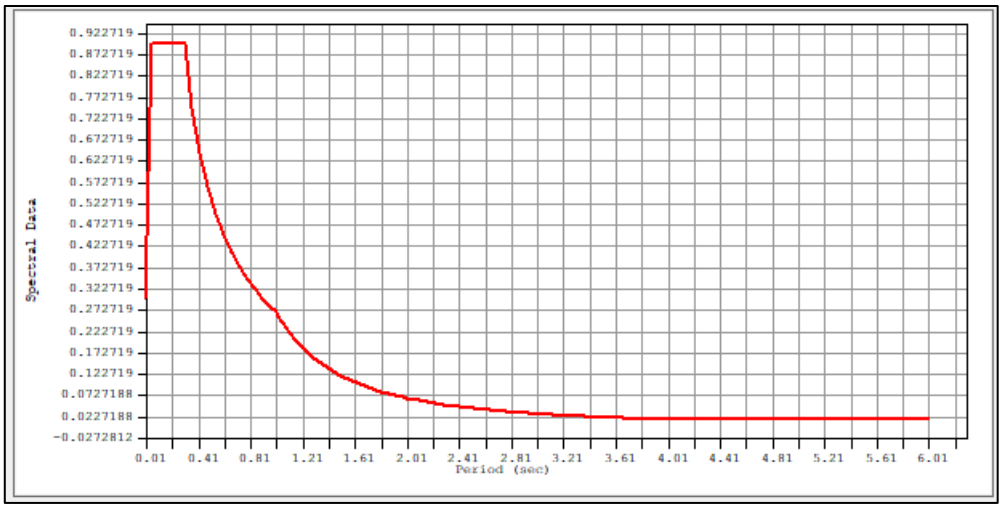


Figure VII.3 : Spectre de réponse Sae(T) - Composante verticale

VII.4.3. Combinaison des réponses nodales (RPOA 4.3.2.4)

Chaque mode d'une structure a sa propre manière de vibrer et son rythme. En situation de séisme, ces vibrations se produisent toutes en même temps, ce qui rend impossible une addition simple des résultats. Pour obtenir la réponse globale, on utilise une méthode statistique appelée CQC, qui tient compte des interactions entre modes semblables. Cette méthode est directement intégrée aux logiciels d'analyse structurelle.

$$E = \pm \sqrt{\sum_{i=1}^{k}\sum_{j=1}^{k} E_i . r_{ij} . E_j}$$

r_{ij} facteur de corrélation calculé en fonction de l'amortissement et le rapport des périodes propres des deux modes i et j.

$$r_{ij} = \frac{8\xi^2 . (1 + \rho_{ij}) . \rho_{ij}^{3/2}}{(1 - \rho_{ij}^2)^2 + 4\xi^2 \rho_{ij} (1 + \rho_{ij})^2}$$

Et

$$\rho_{ij} = \frac{T_i}{T_j} \text{ avec } T_i \leq T_j$$

VII.4.4. Combinaison des composantes de l'action sismique (RPOA 4.3.2.5)

En analyse, on regarde la réaction de la structure pour chaque axe séparément. Mais en réalité, le séisme agit sur tous les axes à la fois. Il faut donc regrouper les résultats de chaque direction pour savoir comment la structure réagit globalement.

$$E = E_x \pm 0.3E_y \pm 0.3E_z$$
$$E = E_y \pm 0.3E_x \pm 0.3E_z$$
$$E = E_z \pm 0.3E_x \pm 0.3E_y$$

Ex, Ey et Ez correspondent aux effets du séisme dans les directions X, Y et Z respectivement.

VII.4.5. Combinaison des actions de calcul

A l'ELA : $G + P + E + 0.4\Delta T + D + \Psi Q$

Pour les lignes ferroviaires : $\Psi = 0.3$

A l'ELA :

- Suivant x : G+0.3 (UIC71+SW2) +(Ex±0.3Ey±0.3Ez) ±0.4T+D
- Suivant y : G+0.3 (UIC71+SW2) +(0.3Ex±Ey±0.3Ez) ±0.4T+D
- Suivant z : G+0.3 (UIC71+SW2) +(0.3Ex±0.3Ey±Ez) ±0.4T+D

VII.5. ETUDE DE LA PILE

VII.5.1. Conception des piles

Les piles du viaduc sont toutes similaires. De type caisson évidé, elles présentent une section rectangulaire creuse sur la majeure partie de leur hauteur. La tête (sommier) et la base, en revanche, sont réalisées en béton plein afin de faciliter le transfert des efforts vers les fondations et les dispositifs d'appui.

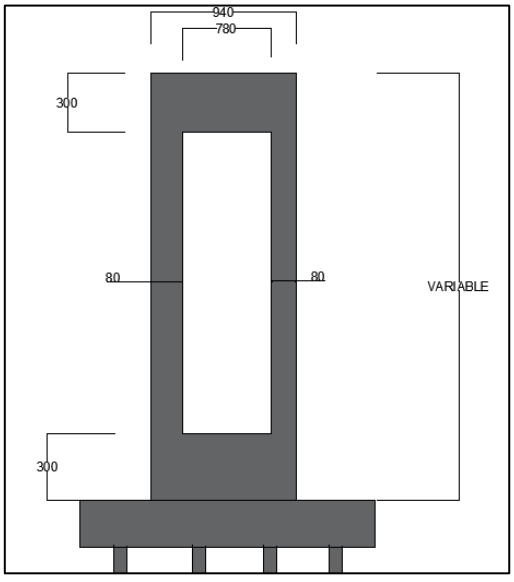


Figure VII.4 : coupe transversale de la pile

VII.5.2. Vérification de la stabilité de la pile vis-à-vis du flambement (BAEL page 110)

Les Règles BAEL stipulent qu'un élément satisfait la condition de flambement lorsque son rapport d'élancement λ ne dépasse pas 70.

$$\lambda = \frac{lf}{i} \leq 70$$

- l_f : longueur du flambement de la pile la plus haute : $l_f = 2 \times l_0$.
- i : rayon de giration de la section :

$$i_x = \sqrt{\frac{I_x}{s}}\,(transversale) \text{ Et } i_y = \sqrt{\frac{I_y}{s}}\,(\text{Longitudinal}).$$

La vérification au flambement ne concernera que les piles présentant le plus grand élancement, à savoir les piles 5 et 6.

Tableau VII.1 : vérification du flambement

	Pile 5	Pile 6
L (m)	39.3	35.2
L_f (m)	78.6	70.4
I_x (m4)	270.96	270.96
I_y (m4)	166.33	166.33
A (m2)	23.68	23.68
i_x (m)	3.38	3.38
i_y (m)	2.65	2.65
λ_x	23.2359698	20.811861
λ_y	29.6570604	26.5630668

⇨ Pas de risque de flambement

VII.5.3. Evaluation des efforts agissant sur la pile

Evaluation des efforts sismiques à la base de la pile

Tableau VII.2 : Combinaison des efforts à la base de chaque pile.

	Combinaison	Pile 1	Pile 2	Pile 3	pile 4	Pile 5	Pile 6	Pile 7	Pile 8	Pile 9	Pile 10
R_v	ELU	71273.086	78112.306	78738.108	79661.352	88639.888	85836.382	78933.731	79058.285	74719.167	68105.397
	ELS	52761.859	57807.917	58310.747	58961.387	65636.858	63509.961	58486.245	58455.565	55322.041	50418.585
	ELA	97477.640	107845.527	110018.890	111237.952	124453.682	119396.269	107500.641	108398.017	104081.822	94253.019
R_l	ELU	1242.574	560.673	1181.212	1866.946	2121.723	878.620	4428.929	1319.612	808.645	2915.412
	ELS	1363.822	959.318	1320.279	1920.597	1957.488	885.718	3346.551	1639.384	1087.308	2445.366
	ELA	6504.467	11188.171	15168.966	13090.717	9373.634	17154.871	15880.531	18095.988	18811.537	12689.209
R_t	ELU	1692.573	2080.974	1686.989	1364.505	758.090	859.179	917.331	1720.688	712.318	501.830
	ELS	1472.729	1846.080	1551.178	1305.930	838.465	540.645	950.318	1390.641	545.888	413.767
	ELA	13360.474	15364.577	15257.911	10348.189	14238.987	9185.142	7900.968	10962.263	7424.434	7855.883
M_t	ELU	18346.5	47016.2	38930.8	34901.6	21077.7	67359.9	16732.5	32658.6	34960.1	23533.4
	ELS	18393.6	44532.5	38375.7	35648.9	28143.3	46265.5	15365.9	27445.9	26130.7	19058.8
	ELA	178371.7	342659.3	395007.5	312416.1	658707.1	544013.2	312631.2	279755.9	323804.9	214912.5
M_l	ELU	16261	19999.9	33300.7	58436.3	91504	27734.6	130904.8	41914.4	22773.3	50382.9
	ELS	20696.3	23325.9	37745.9	59663.8	83960.5	37774.5	98743.9	50947.4	28872.6	42066.3
	ELA	244378.4	457469.2	549529.9	419923.3	371452.8	602235.9	416946.3	487453.2	409773	167693.5

VII.6. FERRAILLAGE DE LA PILE

VII.6.1. Section rectangulaire creuse

Une section rectangulaire creuse possède habituellement deux nappes d'armatures : l'une proche de la paroi extérieure, l'autre proche de la paroi intérieure. Le calcul de ce type de section se base sur les abaques de Walther, qui remplacent la disposition réelle par un modèle simplifié. Ce modèle suppose que l'armature est placée linéairement au milieu de l'épaisseur de la paroi, et répartie de manière symétrique de part et d'autre.

L'abaque des sections rectangulaires creuses intègre les paramètres t_x/b et t_y/H, représentant l'épaisseur relative des parois verticales et horizontales, et reliant directement leur géométrie aux propriétés de l'abaque.

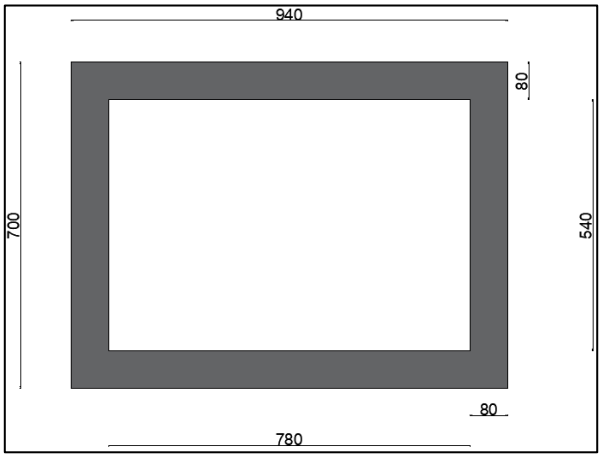


Figure VII.5 : vue en plan de la pile

Condition d'orientation : $\frac{ty}{H} < \frac{tx}{b}$

Tableau VII.3 : vérification des paramètres de la section creuse

dimension	résultat
b (m)	7
h (m)	9.4
t_x	0.8
t_y	0.8
t_y/h	0.08510638
t_x/b	0.11428571

⇨ $\frac{ty}{H} = 0.08510638 < \frac{tx}{b} = 0.11428571$ => vérifié

Le paramètre t_x/b est limité à 0,24 => vérifié

On exprime les efforts n, m_x et m_y sous forme de valeurs sans unité. Cela revient à imaginer que la section réelle, mesurant b par H, est remplacée par une section fictive de forme carrée à l'extérieur. Selon les besoins, cette section fictive peut rester rectangulaire à l'intérieur ou devenir complètement carrée.

Avec $\frac{ty}{H} = 0.08510638$ armature linéairement répartie

Et avec $\frac{tx}{b} = 0.11428571$ => $\beta = 0.21$

Sachant que le ferraillage est fait pour la pile 5 :

$$\beta = \frac{b}{2\,(b + H)}$$

$$n = \frac{N}{b \times h \times f_{c28}} \; et \; m_x = \frac{M_x}{b \times h^2 \times f_{c28}} \; et \; m_y = \frac{M_y}{b^2 \times h \times f_{c28}}$$

Tableau VII.4 : les efforts n, m_x et m_y

dimension	ELU	ELA
N (KN)	88639.888	124453.682
Ml (KN.m)	91504	371452.8
Mt (KN.m)	21077.7	658707.1
n	0.02993579	0.04203096
m_x	0.00328756	0.01334558
m_y	0.00101692	0.03178015

Le degré mécanique total d'armature ω sera déterminé à partir de l'abaque de WALTHER, avec :

F_{atot} : aire totale de l'armature passive.

$$F_{atot} = \frac{\omega \times b \times h \times f_{c28}}{\sigma_s}$$

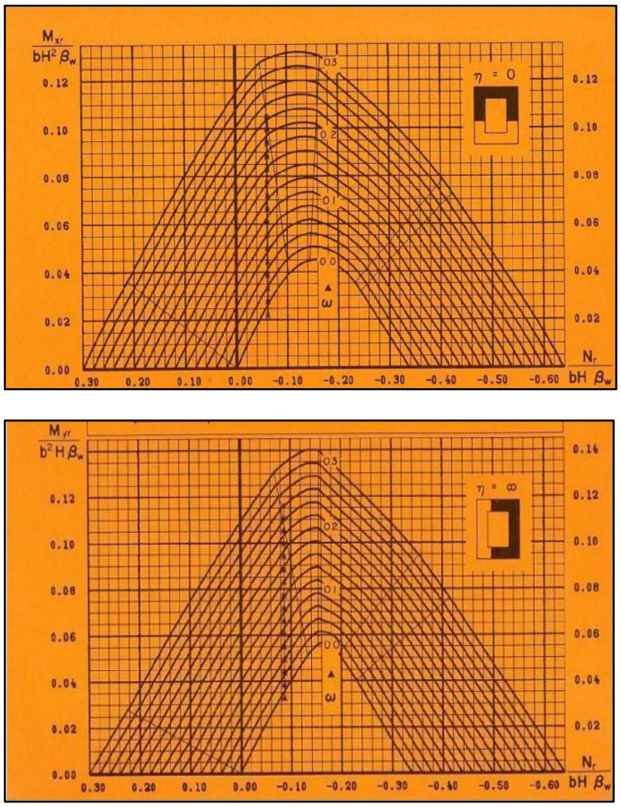


Figure VII.6 : abaques de WALTHER

Les résultats obtenus sont :

Tableau VII.5 : ferraillage longitudinale de la pile

	ELU	**ELA**
η	3.23286111	0.41993442
ω (η = 0)	0.04	0.06
ω (η = ∞)	0.025	0.12
F_a (η = 0)	2368.8	3553.2
F_a (η = ∞)	1480.5	7106.4
F_{atot} max	7106.4	
β F_a coté b (cm^2)	1516.60976	
(0.5- β) F_a coté h (cm^2)	2036.59024	

VII.6.1.1. Vérification de la condition de non-fragilité :

Selon le BAEL :

$$A_S\ min = 0.23\ \times b \times h \times \frac{f_{tj}}{f_e} = 4901.76\ cm^2$$

$$A_S\ min = 4901.76\ cm^2 < F_{atot}\ max = 7106.4\ cm^2$$

⇨ Condition de non-fragilité vérifiée

VII.6.1.2. Choix des barres :

- Coté b : on prend 190HA32 (deux (2) nappes de 48HA32 pour chaque côtés, l'espacement et de St = 14.6 cm) avec une section de : As = 1527.296 cm^2.
- Coté h : on prend 260HA32 (deux (2) nappes de 65HA32 pour chaque côtés, l'espacement est de St = 14.5 cm) avec une section de : As = 2091.04 cm^2.

VII.6.1.3. Armatures transversales :

Les armatures transversales servent à maintenir les barres longitudinales en place et à éviter qu'elles ne se plient ou se déplacent vers l'extérieur.

$$A_t = \frac{A_l \times f_{el}}{16\ \times f_{et}} \times \frac{S_t}{100}$$

St : L'espacement des armatures transversales, égale en zone critique, selon RPOA :

St = Min ($24\emptyset_t$;$8\emptyset_l$;0.25d) ≤ 20 *cm*, avec « d » hauteur utile.

Tableau VII.6 : ferraillage transversale de la pile

	Coté b	**Coté h**
Al(cm2)	1527.296	2089.984
St(cm)	37	49
At(cm2)	353.1872	640.0576

VII.6.1.4. Choix des barres :

- Coté b : on prend 230HA14 (deux (2) nappes de 58HA14 pour chaque côtés) avec une section de : As = 353.878 cm^2.
- Coté h : on prend 320HA16 (deux (2) nappes de 80HA16 pour chaque côtés) avec une section de : As = 643.072cm^2.

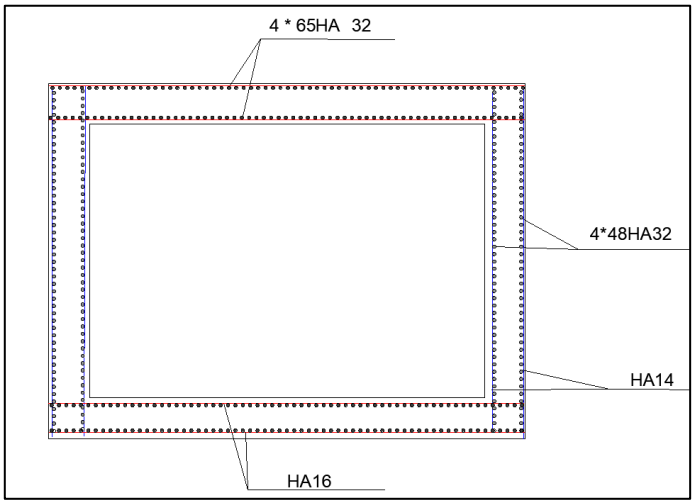


Figure VII.7 : plan de ferraillage de la pile

VII.6.2. Ferraillage de la tête de pile (Sommier)

Le poids du tablier peut exercer de fortes charges sur le haut des pieux, ce qui peut entraîner des fissures dans le béton, verticales ou obliques, particulièrement aux bouts. Pour éviter ces fissures, on renforce le béton avec des armatures au niveau du sommier, conformément au fascicule 73 (PP73).

VII.6.2.1. Armatures de chainage

On dispose habituellement les armatures de chaînage en une seule couche, fixées aux extrémités. Leur dimension est choisie pour supporter un effort égal à un quart de la plus forte descente de charge localisée.

N = 124.453682 MN

$$A_c = \frac{0.25 \times N}{\sigma_s}$$

N : Réaction maximale du tablier.

σ_s : Contrainte maximale des aciers. σ_s = 435 MPa

⇨ A_c = 0.071525 m^2 = 715 cm^2 => on prend : 90 HA 32

VII.6.2.2. Armatures horizontales

Pour éviter que les fissures ne s'étendent, on met des armatures horizontales sous le chaînage. Elles couvrent une hauteur correspondant à la moitié de l'espacement des appuis et sont conçues pour supporter 12,5 % de la descente de charge.

$$A_h = \frac{0.125 \times N}{\sigma_s}$$

⇨ $A_h = 0.035763\ m^2 = 357.63\ cm^2$ => on prend : 45 HA 32

VII.6.2.3. Armatures verticales

Les armatures croisées sont positionnées juste sous la surface supérieure de l'appui et dimensionnées pour reprendre un effort égal à 4 % de R.

$$A_v = \frac{0.04 \times N}{\sigma_s}$$

⇨ $A_V = 0.011452\ m^2 = 114.52\ cm^2$ => on prend 15 HA 32

VII.6.2.4. Armatures d'éclatement A_{ej} :

Lors de l'étude du dé d'appui, les armatures d'éclatement ont été dimensionnées. Cette vérification sert à s'assurer que le béton peut résister aux efforts transversaux provoqués par l'appui, notamment aux fissures ou éclatements causés par la concentration de charges verticales.

⇨ $A_{ej} = 48.48\ cm^2$ => 10 HA 25

VII.7. ETUDE DE LA CULEE

L'étude de la culée sert à vérifier que le mur qui soutient le bout du pont est assez solide pour supporter le poids de la route et la poussée de la terre. L'objectif est de s'assurer que l'ouvrage ne bouge pas et qu'il est bien lié aux fondations. Pour cela, on calcule les forces (poids, trafic, terre) en utilisant des méthodes de calcul standards. Cette étude permet de définir la quantité de ferraillage nécessaire et de valider la solidité des pieux afin de garantir une construction sûre.

VII.7.1. Choix du type de la culée

- Culée enterrée : Cachée sous la terre, elle sert uniquement à porter le bout du pont.
- Culée remblayée (notre choix) : Un mur solide qui porte le pont et retient la terre de la route. C'est la solution la plus stable pour ce terrain.
- Culée creuse : Une structure vide à l'intérieur, comme une boîte, pour alléger le poids si le pont est très haut.

Pourquoi ce choix, nous avons choisi la culée remblayée car c'est la meilleure option pour maintenir fermement le sol et le pont sur ce site spécifique.

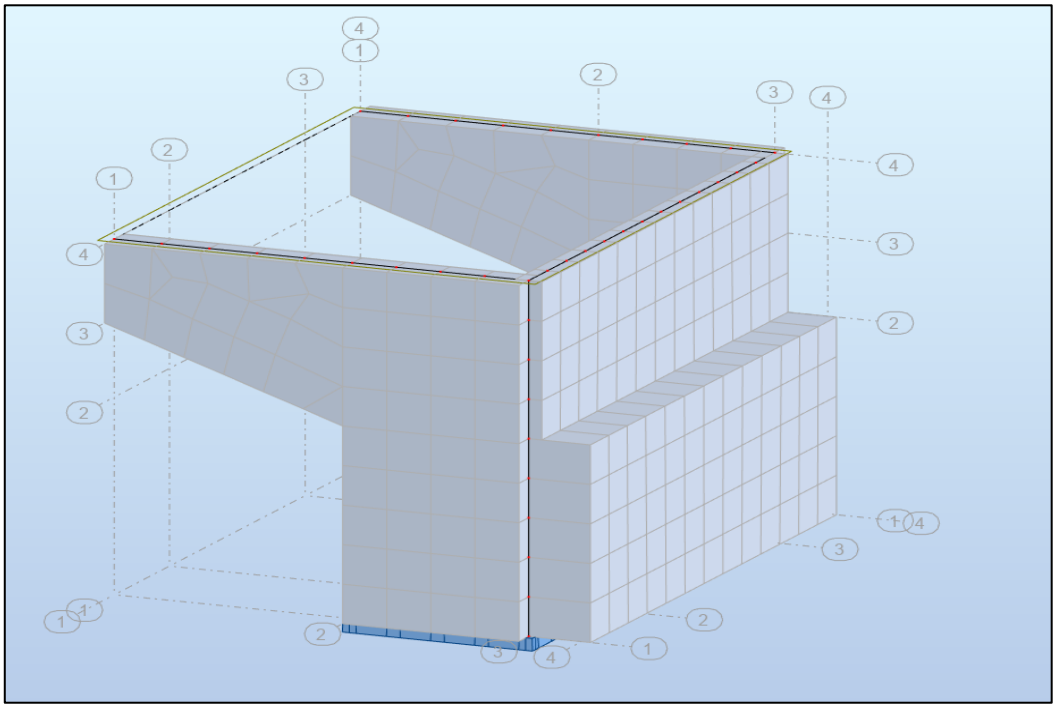


Figure VII.8 : Modèle 3D de la culée

VII.7.2. Evaluation Des Efforts

VII.7.2.1. Coefficient de poussée K_{ad}

Le coefficient de poussée dynamique active peut être déterminé à l'aide de la formule de Rankine, applicable aux murs verticaux retenant un terrain horizontal.

$$K_{ad} = \frac{1 - \sin \varphi}{1 + \sin \varphi}$$

Avec :

φ : angle de frottement interne. (φ = 7.9)

⇨ K_{ad} = 0.75832748

Tableau VII.7 : Les efforts agissant sur les éléments de la culée

	volume	poids volumique (KN/m3)	V (KN)	H (KN)	Bras de levier	M stabilisant	M renversant
mur garde grève	30.48	25	762	/	4.7	3581.4	/
semelle	202.5	25	5062.5	/	4.5	22781.25	/
mur frontal	189.23	25	4730.75	/	3.6	17030.7	/
mur latéral	106.02	25	2650.5	/	8.4	22264.2	/
poids des terres	385.2	18	6933.6	/	7	48535.2	/
poussée des terres	385.2	18	/	5915.18183	7	/	41406.2728
réaction vertical tablier	/	/	18758.4	/	3.8	71281.92	/
réaction horizontal tablier	/	/	/	7186.4	8.2	58928.48	/
somme	/	/	38897.75	13101.5818	/	244403.15	41406.2728

VII.7.2.2. La stabilité contre le glissement

Le facteur de sécurité FG doit être supérieur ou égal à 1,5

FG = somme des forces horizontales résistantes/somme des forces horizontales motrices.

La force horizontale résistante est due à la composante horizontale de la réaction du sol appelée aussi force de frottement f qui s'exerce à la base de la semelle

$$f = CB + \sum f_v \tan\delta$$

⇨ f = 7878.611856

$$F_G = \frac{\sum F_R}{\sum F_M} = \frac{f + réaction\ horizontal\ tablier}{poussée\ des\ terres} = \frac{7878.612 + 7186.4}{5915.18183} = 2.5468 > 1.5$$

⇨ Condition vérifiée

VII.7.2.3. La stabilité contre le renversement

Le facteur de sécurité FR doit être supérieur ou égal à 1,5

FR = somme des moments résistants/somme des moments moteurs

$$F_R = \frac{\sum M_R}{\sum M_M} = \frac{244403.15}{41406.2728} = 5.9 > 1.5$$

⇨ Condition vérifiée

VII.8. FERRAILLAGE DE LA CULEE

VII.8.1. Mur frontal

Selon xx :

Avec le logiciel ROBOT on a obtenu les efforts suivant :

N_{max} = 1994 KN

M_{max} = 3727.40 KN.m

En utilisant le logiciel ROBOT EXPERT on trouve $A_S1 = A_S2 = 28$ cm^2

⇨ On prend 9HA20 avec $A_S = 28.274$ cm^2, et un espacement de $S_t = 10$ cm.

Selon yy :

on prend $\frac{A_S}{3} = \frac{28}{3} = 9.33$ cm^2 => on prend 3HA20 avec $A_S = 9.425$ cm^2 avec $S_t = 33$ cm

VII.8.2. Mur latéral

Selon xx :

Avec le logiciel ROBOT :

M_{max} = 673.3 KN.m

Avec ROBOT EXPERT $A_S = 16.5$ cm^2 pour cela on prend 6HA20 avec $A_S = 18.85$ cm^2 et un espacement de $S_t = 15$ cm

Selon yy :

Avec le logiciel ROBOT :

M_{max} = 1080 KN.m

M_{min} = 360 KN.m

Selon ROBOT EXPERT :

$A_S 1 = 26.8$ cm^2, on prend 9HA20 avec $A_s = 28.279$ cm^2 et un espacement de $S_t = 10$ cm.

$A_S 2 = 12.9$ cm^2, on prend 9HA14 avec $A_S = 13.854$ cm^2 et un espacement de $S_t = 12$ cm.

CHAPITRE VIII :
ETUDE DE FONDATION

VIII.1. INTRODUCTION

La fondation est un élément essentiel d'un ouvrage d'art car elle dirige toutes les charges, qu'elles soient permanentes ou dues à l'exploitation, vers le sol. Sa conception doit être soignée pour garantir un choix optimal et des dimensions appropriées. Une étude géotechnique complète est indispensable pour assurer la stabilité et la longévité de l'ouvrage.

VIII.2. ANALYSE DES RESULTATS DE L'ETUDE GEOTECHNIQUE ET DES LEVES TOPOGRAPHIQUES

En utilisant à la fois les informations issues des levés topographiques et celles fournies par le bureau d'études géotechniques, nous avons tiré les conclusions suivantes :

VIII.2.1. Capacité portante du sol

Le sol, classé en catégorie S2, offre une très bonne résistance sur l'ensemble du parcours de l'ouvrage, ce qui aide à assurer la stabilité des fondations profondes.

VIII.2.2. Relief

Le sol présente de grandes variations de niveau, aussi bien en longueur qu'en largeur, ce qui rend le terrassement plus difficile.

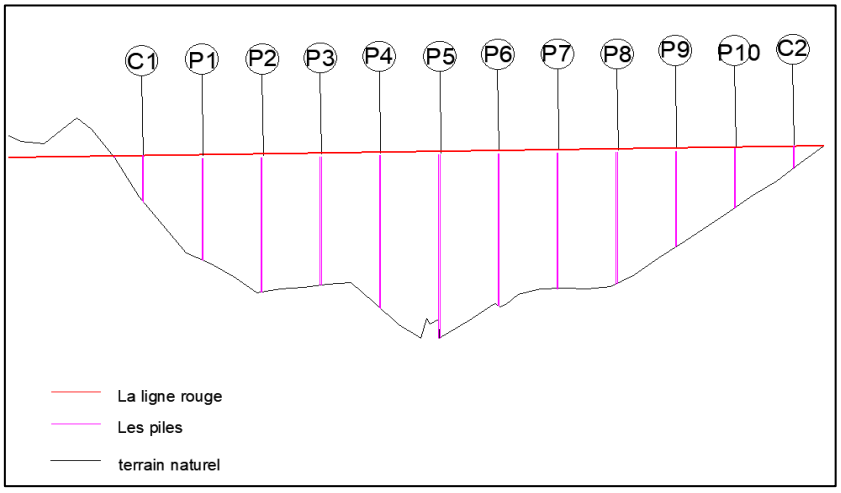


Figure VIII.1 : disposition des piles et culées

VIII.2.3. Contraintes et recommandations liées à la topographie et à l'environnement

Le fort relief du terrain oblige à retirer beaucoup de terre pour installer les semelles de piles, ce qui génère des talus très raides proches des appuis. Une analyse de stabilité des pentes doit être réalisée avant, pendant et après le chantier pour éviter tout risque pour les piles.

VIII.3. CHOIX DU TYPE DE FONDATION

On distingue généralement trois grandes catégories de fondations :

- **Les fondations superficielles :** On installe la structure directement sur le sol proche de la surface car celui-ci est naturellement assez solide pour supporter le poids de l'ouvrage sans s'affaisser.
- **Les fondations semi-profondes :** Ce choix est nécessaire lorsque la terre en surface est trop meuble, obligeant à descendre un peu plus bas (généralement entre 3 et 6 mètres) pour ancrer l'ouvrage sur une couche de sol plus ferme.
- **Les fondations profondes :** Lorsque le bon sol se situe très loin sous terre, on utilise des colonnes de béton (appelées pieux) pour aller chercher la résistance très en profondeur et garantir que l'ouvrage reste stable.

Pour garantir la sécurité face au poids de l'ouvrage et au relief irrégulier du sol, la solution la plus adaptée est de construire des fondations profondes.

VIII.4. ÉTUDE DE FONDATION PROFONDE SUR PIEUX

VIII.4.1. Prédimensionnement des fondations

Pour les fondations, nous utilisons des pieux de 1,2 m de diamètre. Selon les besoins de chaque zone, le nombre de pieux change, mais ils restent toujours espacés de 3,3 m les uns des autres.

VIII.4.2. Principe de calcul de profondeur des pieux

Pour calculer la capacité maximale d'un pieu, on additionne la force de friction latérale avec le sol et la force de résistance au niveau de sa base.

$$Q_l = Q_s + Q_p$$

Avec :

$$Q_s = q_s \times A_s$$

$$Q_p = q_p \times A_p$$

As : Surface latérale du pieux.

Ap : Surface de pointe du pieu.

q_s : Résistance due au frottement du sol sur la surface latérale du pieu.

q_p : Résistance unitaire du sol sous la pointe.

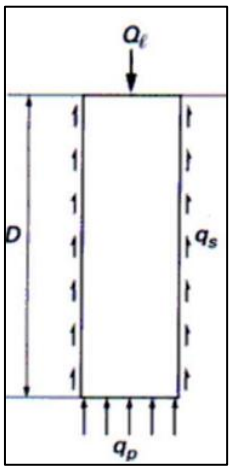


Figure VIII.2 : les charges appliquées sur un pieu

Le choix de la longueur des pieuses reposes sur trois calculs :

- Le frottement du sol sur les côtés (q_s).
- La résistance du sol sous la pointe (q_p)
- L'influence des pieux entre eux (efficacité du groupe).

Nous fixerons la profondeur finale dès que la résistance calculée répondra aux critères de sécurité demandés.

VIII.4.3. Calcul des résistances Q_p et Q_s à partir des essais au préssiomètre Menard (fascicule n° 62 - titre v - annexe c.3)

L'étude utilise les données du rapport géotechnique, en accordant une importance particulière aux mesures du préssiomètre (résistance du sol) et aux sondages carottés (nature des couches terrestres).

Comme les essais de sol n'ont pas été réalisés exactement là où se trouvent les fondations, nous utiliserons les résultats des tests les plus proches pour nos calculs.

VIII.4.4. Calcule de la charge limite de pointe Qp :

$$Qp = Ap \times Kp \times Ple^*$$

Ap : Section de la pointe.

Kp : Facteur de portante préssiométrique dépendant du type de sol et du mode de mise en œuvre du pieu.

Ple* : Pression limite nette équivalente à la base du pieu.

Nature des terrains		Éléments mis en œuvre sans refoulement du sol	Éléments mis en œuvre avec refoulement du sol
ARGILES - LIMONS	A	1,1	1,4
	B	1,2	1,5
	C	1,3	1,6
SABLES - GRAVES	A	1,0	4,2
	B	1,1	3,7
	C	1,2 (***.*)	3,2
CRAIES	A	1,1	1,6
	B	1,4	2,2
	C	1,8	2,6
MARNES, MARNO-CALCAIRES		1,8	2,6
ROCHES ALTÉRÉES (1) (***.**)		1,1 à 1,8	1,8 à 3,2

(1) La valeur de k_p pour ces formations est prise égale à celle de la formation meuble du tableau à laquelle le matériau concerné s´apparente le plus.

Figure VIII.3 : valeur de K_P selon la nature des terrains.

Calcul de Ple* :

$$Ple^* = \frac{1}{3\,a + b} \int_{D-b}^{D+3a} Pl^*\, dz$$

Sachant que :

- Pl* : Pressions limite nette.
- a= B/2 si B>1m ou a= 0,5 si B < 1m.

B=min (a, h) avec h : l'encrage de la fondation dans la couche porteuse.

VIII.4.5. Calcul de la charge limite du au frottement Q_s :

$$Qs = P \int_0^h qs(z)dz$$

P : périmètre du pieux.

qs : le frottement latéral unitaire limite a la cote z lu de l'abaque dépendant du type de sole et de pieux.

h : la hauteur ou s'exerce le frottement latéral.

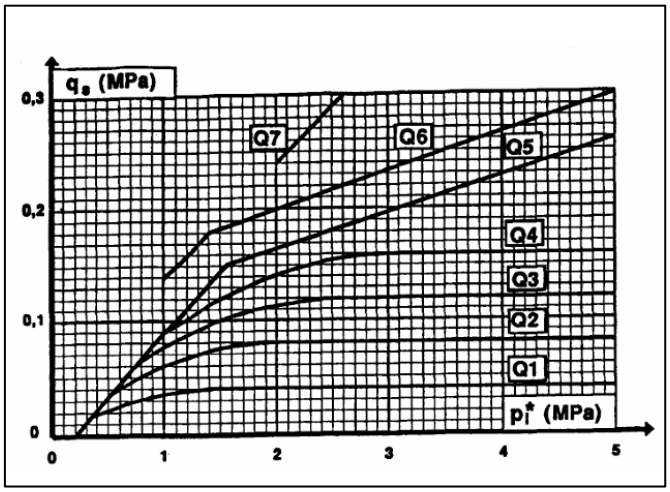


Figure VIII.4 : courbe de qs en fonction du type de sol, de la pression limite nette moyenne et le type de pieu.

Le tableau suivant permet de sélectionner l'abaque correspondant à chaque configuration :

Tableau VIII.1 : Tableau du choix de l'abaque pour la détermination de qs.

	ARGILES LIMONS			SABLES GRAVES			CRAIES			MARNES		ROCHES
	A	B	C	A	B	C	A	B	C	A	B	
Foré simple	Q_1	Q_1, Q_2 (1)	Q_2, Q_3 (1)	-			Q_1	Q_3	Q_4, Q_5 (1)	Q_3	Q_4, Q_5 (1)	Q_6
Foré boue	Q_1	Q_1, Q_2 (1)		Q_1	Q_2, Q_1 (2)	Q_3, Q_2 (2)	Q_1	Q_3	Q_4, Q_5 (1)	Q_3	Q_4, Q_5 (1)	Q_6
Foré tubé (tube récupéré)	Q_1	Q_1, Q_2 (3)		Q_1	Q_2, Q_1 (2)	Q_3, Q_2 (2)	Q_1	Q_2	Q_3, Q_4 (3)	Q_3	Q_4	-
Foré tubé (tube perdu)	Q_1			Q_1		Q_2	(4)			Q_2	Q_3	-
Puits (5)	Q_1	Q_2	Q_3	-			Q_1	Q_2	Q_3	Q_4	Q_5	Q_6
Métal battu fermé	Q_1	Q_2		Q_2		Q_3	(4)			Q_3	Q_4	Q_4
Battu préfabriqué béton	Q_1	Q_2		Q_3			(4)			Q_3	Q_4	Q_4
Battu moulé	Q_1	Q_2		Q_2		Q_3	Q_1	Q_2	Q_3	Q_3	Q_4	-
Battu enrobé	Q_1	Q_2		Q_3		Q_4	(4)			Q_3	Q_4	-
Injecté basse pression	Q_1	Q_2		Q_3			Q_2	Q_3	Q_4	Q_5		-
Injecté haute pression (6)	-	Q_4	Q_5	Q_5		Q_6	-	Q_5	Q_6	Q_6		Q_7 (7)

(1) Réalésage et rainurage en fin de forage.
(2) Pieux de grande longueur (supérieure à 30 m).
(3) Forage à sec, tube non louvoyé.
(4) Dans le cas des craies, le frottement latéral peut être très faible pour certains types de pieux. Il convient d'effectuer une étude spécifique dans chaque cas.
(5) Sans tubage ni virole foncés perdus (parois rugueuses).
(6) Injection sélective et répétitive à faible débit.
(7) Injection sélective et répétitive à faible débit et traitement préalable des massifs fissurés ou fracturés avec obturation des cavités (***.**).

Effet du groupe :

La résistance limite du groupe de pieux est déterminée par la relation suivante :

$$Q_{u\ groupe} = N \times Ce \times Q_{u\ pieu}$$

$Q_{u\ groupe}$: La résistance ultime du groupe.

N : Le nombre de pieux.

$Q_{u\ pieu}$: Résistance d'un pieu isolé.

Ce : Coefficient d'efficacité calculé par la formule de « Converse Labarre » qui prend en compte de diamètre et l'entraxe des pieux et leurs disposition (nombre de lignes et de colonnes)

$$C_e = 1 - \frac{2 \arctan {}^{B}/_{S}}{\pi} \left(2 - \frac{1}{m} - \frac{1}{n} \right)$$

Le tableau ci-dessous présente le calcul du coefficient d'efficacité de chaque groupe de pieux, trouvé à partir de la formule.

Tableau VIII.2 : Coefficient d'efficacité pour chaque groupe de pieux

	Nombre de pieux	m	n	Ce
Culé 1	9	3	3	0.6912
Pile 1	20	4	5	0.6410
Pile 2	20	4	5	0.6410
Pile 3	20	4	5	0.6410
Pile 4	20	4	5	0.6410
Pile 5	20	4	5	0.6410
Pile 6	16	4	4	0.6526
Pile 7	16	4	4	0.6526
Pile 8	20	4	5	0.6410
Pile 9	20	4	5	0.6410
Pile 10	16	4	4	0.6526
Culé 2	9	3	3	0.6912

VIII.4.6. Charge de fluage

La charge de fluage Q_c définit la limite au-dessus de laquelle l'enfoncement du pieu ne parvient plus à se stabiliser, entraînant une déformation continue dans le temps sous une charge fixe.

$$Q_c = \frac{Q\,l}{1{,}5}$$

VIII.4.7. Détermination de la profondeur des pieux

La profondeur des pieux a été déterminée selon la procédure suivante :

- Calcul de la capacité portante de la fondation en fonction de sa profondeur.
- Détermination de la descente de charge.
- Fixation de la profondeur de chaque fondation de sorte que sa capacité portante soit adaptée à la charge appliquée.

VIII.4.8. Sollicitation en bas des piles et des culées

Tableau VIII.3 : les sollicitations à la base des piles et culées

	Descente de charge à l'ELU (MPa)	Descente de charge à l'ELS (MPa)
Culé 1	37.14	27.50
Pile 1	40.71	30.13
Pile 2	41.04	30.39
Pile 3	41.52	30.73
Pile 4	46.20	34.21
Pile 5	56.74	41.98
Pile 6	52.17	38.66
Pile 7	41.20	30.46
Pile 8	38.94	28.83
Pile 9	45.02	33.33
Pile 10	22.16	16.42
Culé 2	22.40	16.78

VIII.4.9. Détermination de profondeur des pieux et justification à l'ELS et l'ELU

L'analyse des résultats conduit à établir les profondeurs d'ancrage optimales suivantes :

Tableau VIII.4 : les résistances des pieux selon la profondeur

	Profondeur recommandé (m)	$Q_{l\ groupe}$	Qc
Culé 1	6	36.47	24.31
Pile 1	10	59.17	39.45
Pile 2	9	63.76	42.51
Pile 3	10	67.28	44.85
Pile 4	11	66.18	44.12
Pile 5	12	73.30	48.87
Pile 6	13	90.26	60.18
Pile 7	17	89.49	59.66
Pile 8	11	67.21	44.81
Pile 9	11	67.21	44.81
Pile 10	18	70.73	47.15
Culé 2	14	36.96	24.64

$$Q_{ELU} > Q_{adm\ ELU} = \frac{Q\,l}{1,4}$$

$$Q_{ELS} > Q_{adm\ ELU} = \frac{Qc}{1,4}$$

Tableau VIII.5 : les chargements admissibles

	Q_{adm} ELU	Q_{adm} ELS
Culé 1	26.05	17.37
Pile 1	42.26	28.18
Pile 2	45.55	30.36
Pile 3	48.06	32.04
Pile 4	47.27	31.51
Pile 5	52.36	34.91
Pile 6	64.47	42.98
Pile 7	63.92	42.61
Pile 8	48.01	32.01
Pile 9	48.01	32.01
Pile 10	50.52	33.68
Culé 2	26.40	17.60

Le dimensionnement des fondations garantit que les charges appliquées ne dépassent pas les valeurs admissibles. Par conséquent, celles-ci sont conformes aux normes et validées sur le plan technique.

VIII.5. VERIFICATIONS DES PIEUX (CALCUL APPLIQUE SUR LES PILES 5 ET 6)

Tableau VIII.6 : les réactions des piles 5 et 6

		ELU		ELA	
		Pile 5	Pile 6	Pile 5	Pile 6
Réaction en tête de la semelle	M_x (KN.m)	21077.7	67359.9	658707.1	544013.2
	M_y (KN.m)	91504	27734.6	371452.8	602235.9
	V (KN)	88639.888	85836.382	124453.682	119396.269

VIII.5.1. Calcul de l'effort revenant à chaque pieux

L'effort sur chaque pieu est évalué conformément à la formule ci-dessous :

$$N_i = \frac{N}{n} \pm \frac{M_x \times Y}{\sum Y^2} \pm \frac{M_y \times X}{\sum X^2}$$

Avec :

n : nombres des pieux.

N : effort normal.

M_x, M_y : moments dans les sens x et y.

X, Y : la distance des pieux par rapport à l'axe de la semelle.

Tableau VIII.7 : les efforts revenant à chaque pieu

	N_{max} (KN)	**N_{min} (KN)**
Pile 5	7362.05328	4311.76301
Pile 6	9497.51024	5195.92711

VIII.5.2. Vérification au soulèvement

Pile 5 :

N_{min} = 4311.76301 KN > 0 => pas de risque de soulèvement

Pile 6 :

N_{min} = 5195.92711 KN > 0 => pas de risque de soulèvement

VIII.6. FERRAILLAGE DES PIEUX

Le logiciel **EXPERT 2010**, basé sur les hypothèses du **BAEL**, permet de calculer le ferraillage longitudinal et transversal des pieux en intégrant les paramètres suivants :

- Diamètre du pieu (D).
- Classe de béton (C 45/55).
- Type d'acier (HA 500).
- Enrobage (50 mm).
- Efforts sollicitant (V_d, M_{yd}, M_{xd}).

VIII.6.1. Dispositifs de construction (selon BAEL91)

- Ferraillage longitudinal minimal : La section d'acier doit représenter au moins 0,2 % de la section totale de béton (selon l'art. A.8.1.21).
- Nombre de barres : Un minimum de 6 barres longitudinales est requis (selon l'art. A.8.1.22).
- Espacement des armatures transversales : L'écartement des spires ou cadres est limité par la plus contraignante des valeurs suivantes : [15×Ølong max ; 40cm ; D+10cm] (selon l'art. A.6.1.25).
- Diamètre des cadres : Le diamètre nominal des armatures transversales doit être au moins égal au tiers de celui des barres longitudinales (selon l'art. A.6.1.25).

VIII.6.2. Ferraillage longitudinal

Selon les calculs du logiciel Robot Expert, intégrant les exigences sismiques, la section d'armatures nécessaire est de As = 157,2 cm².

Pour cela on prend : 20HA32 avec St = 19 cm

VIII.6.3. Ferraillage transversal

Conformément au fascicule n° 62, titre V (page 58), le ferraillage transversal est directement défini à partir du tableau de référence.

Tableau VIII.8 : tableau de choix d'armature

Ø armatures longitudinales	12-14	16	20	25	32
Ø armatures transversales	6-8	8-10	12-14	12-16	16

Les armatures transversales, réalisées en acier HA Ø 16 mm, sont espacées de 15 cm dans la zone critique et de 20 cm dans la zone courante afin d'assurer le confinement du béton et le maintien des barres longitudinales.

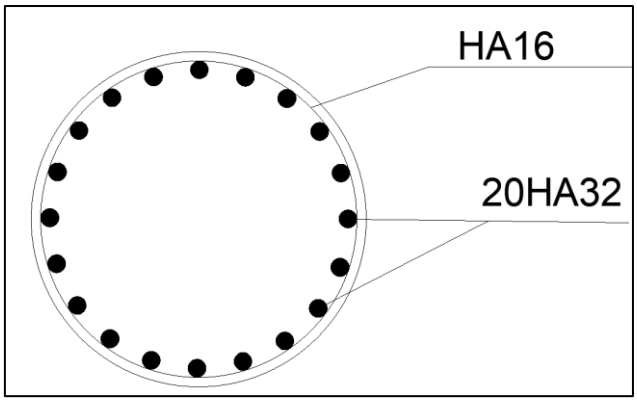


Figure VIII.5 : distribution du ferraillage d'un pieu

VIII.7. ÉTUDE DE LA SEMELLE SOUS PILE 5

VIII.7.1. Dimensionnement de la semelle

- Dimensions générales : Longueur = 15,6 m ; Largeur = 12,3 m ; Hauteur = 2,5 m.
- Pieux : ϕ = 1,2 m ; Entraxe (L) = 3,3 m.
- Pile : Largeur (b) = 7,0 m ; Longueur (a) = 9,4 m.

VIII.7.2. Ferraillage de la semelle

Pour effectuer le ferraillage de la semelle avec le logiciel **Robot Expert**, commencez par modéliser la structure afin d'extraire les sollicitations nécessaires au calcul.

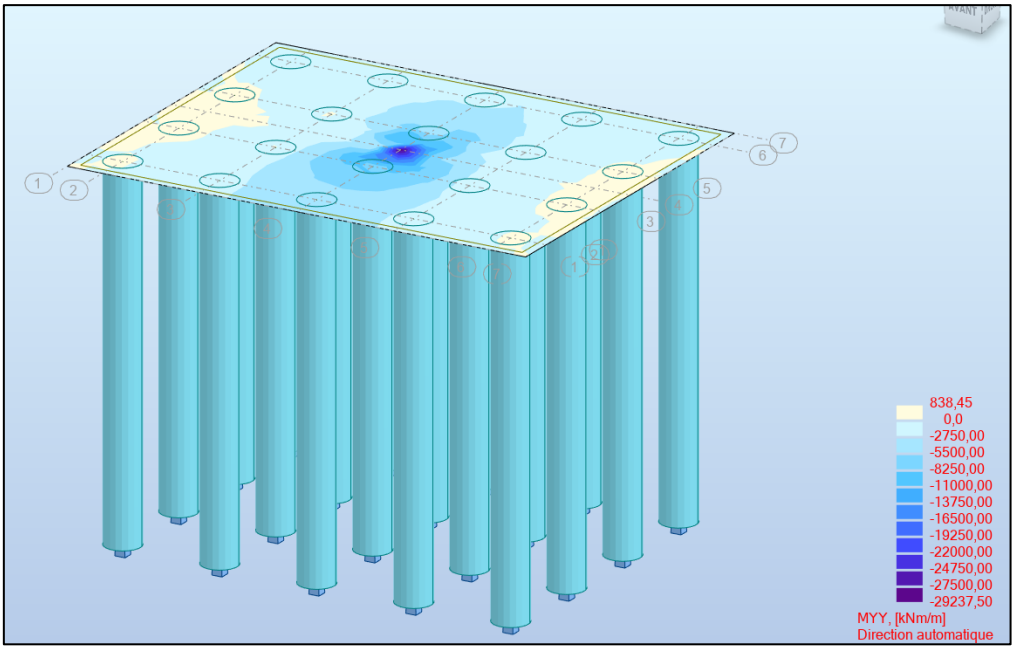


Figure VIII.6 : le moment Myy

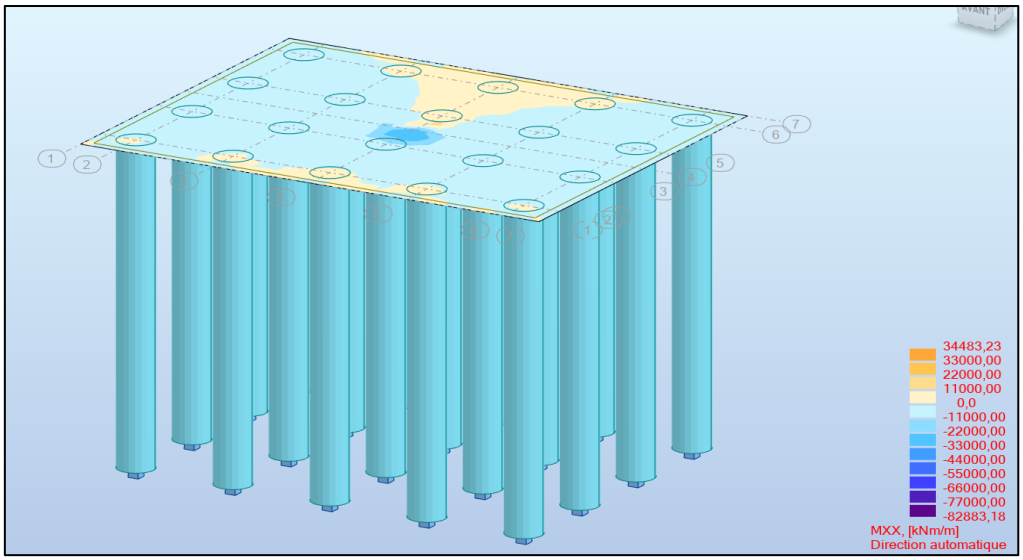


Figure VIII.7 : le moment Mxx

Les résultats du ferraillage :

Selon X :

Nappe inferieure : on prend 22HA25 avec As = 107.9375 cm^2.

Nappe supérieure : on prend 44HA32 avec As = 353.6896 cm^2.

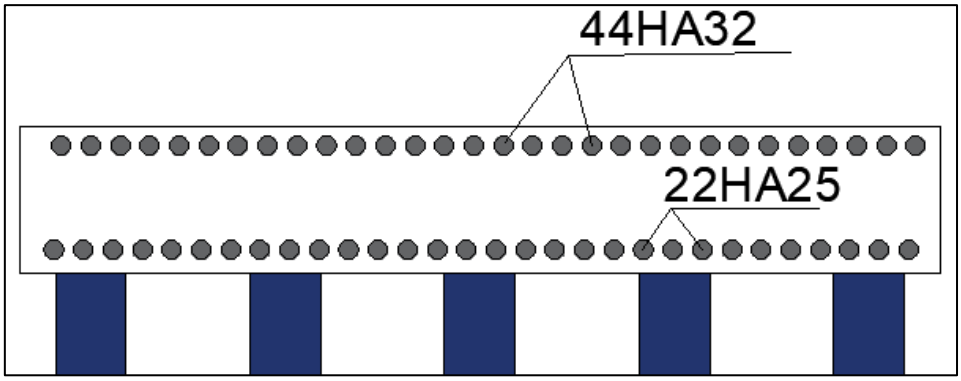


Figure VIII.8 : ferraillage de la semelle selon l'axe x

Selon Y :

Nappe inferieure : on prend 7HA25 avec As = 34.34375 cm^2.

Nappe supérieure : on prend 38HA32 avec As = 305.4592 cm^2.

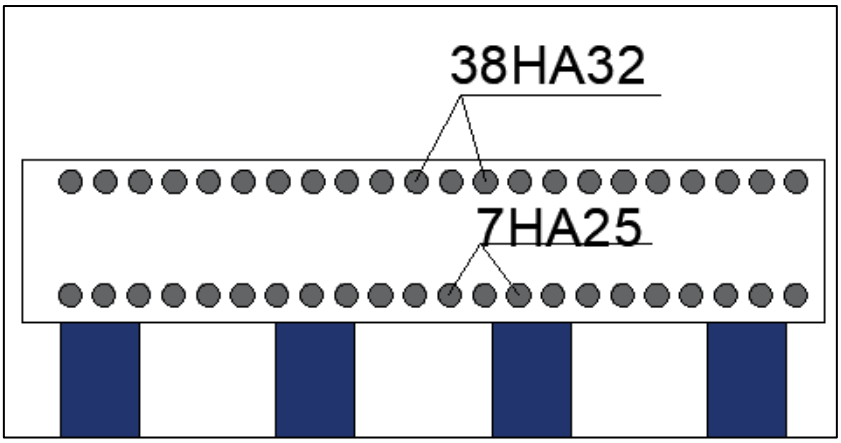


Figure VIII.9 : ferraillage de la semelle selon l'axe y

CONCLUSION GENERALE

Conclusion générale

Ce projet de fin d'études est une étape importante dans notre formation d'ingénieurs. Il nous a permis d'utiliser en pratique ce que nous avons appris pendant nos années d'études, tout en développant une façon de travailler organisée et un regard critique.

C'est une expérience qui nous a fait découvrir la réalité du métier, à travers un exemple concret où nous avons utilisé nos compétences techniques, les outils informatiques, et notre compréhension générale du génie civil.

Pendant cette étude, nous avons mieux compris comment fonctionnent les ponts et autres ouvrages d'art, appris à respecter les règles et normes, et amélioré nos compétences pour concevoir et calculer des structures. L'utilisation de logiciels comme **MIDAS CIVIL** et les discussions avec des professionnels nous ont beaucoup aidés.

Ce travail montre que le génie civil touche à plusieurs domaines : la résistance des matériaux, la mécanique, la dynamique des structures, la géotechnique et la modélisation informatique, surtout pour les constructions mixtes.

En résumé, ce projet rassemble tout ce que nous avons appris et nous prépare bien pour notre entrée dans le monde du travail.

BIBLIOGRAPHIE

BIBLIOGRAPHIE

1. 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.
2. CALGARO, J.A & BERNARD-GELY.A. Conception des ponts. Ecole nationale des ponts et chaussées de Paris (France), 1994.
3. Document SETRA, Eurocodes 3 et 4, Application aux ponts-routes mixtes acier-béton, Guide méthodologique, Ministère de l'équipement, des transports, du logement, du tourisme et de la mer (France), 2007.
4. Document SETRA, Ponts courants en zone sismique, Ministère de l'équipement, des transports, du logement, du tourisme et de la mer (France), janvier 2000.
5. RCPR, Règles Définissant Les Charges A Appliquer Pour Le Calcul Et Les Epreuves Des Ponts Routes, Algérie, 2009.
6. RPOA, Règles Parasismiques Applicables au domaine des Ouvrages d'Art, Algérie, 2008.
7. CCM97 : Règles de conception et de calcul des structures en acier Document d'Application Nationale. Partie 1-5 : Règles générales -Règles supplémentaires pour les plaques planes raidies ou non, chargées dans leur plan.
8. Document SETRA : Guide technique ponts métalliques et mixte, 2004.
9. Document SETRA : Guide technique, appareil d'appuis à pot, utilisation sur les ponts, viaduc et structures similiaires,Novembre 2007.
10. Traité de Génie Civil, Ponts en acier, Conception et dimensionnement des ponts métalliques et mixtes acier-béton. 2009.

ANNEXES

ANNEXE A
DEVIS QUANTITATIFS ET ESTIMATIFS

Devis estimatif variante 01 : Pont voussoirs en béton précontraint construit par encorbellements successifs coulé en place.

	DEVIS ESTIMATIF VARIANTE N°01 : VOUSSOIR				
	DESIGNATIONS DES POSTES	**U**	**Quantites**	**PRIX UNITAIRE (HT)**	**Montant**
	Poste 1 : Pieux				
	Réalisation des pieux Ø 1200mm verticaux en terrain non rocheux	ML	2 280.00	55000.00	125 400 000.00
	Fourniture et mise en œuvre des tubes métalliques Ø 50/60 pour auscultation sonique	ML	6 840.00	2500.00	17 100 000.00
	Essais d'auscultation sonique	U	152.00	16000.00	2 432 000.00
	Recepage des pieux	U	152.00	3700.00	562 400.00
	Essais statiques des pieux isolés sous compression axiale	U	1.00	1520000.00	1 520 000.00
	TOTAL (Poste 1)				**147 014 400.00**
	Poste 2 : Béton				
	Béton de propreté de 10 cm pour fonds de fouill	M3	180.00	10 500.00	1 890 000.00
	Béton RN 27 pour semelles (piles,culées)	M3	4 554.00	17 000.00	77 418 000.00
	Béton RN 27 pour piles	M3	4 550.00	18 000.00	81 900 000.00
	Béton RN 27 pour culées	M3	663.74	18 000.00	11 947 320.00
	Béton RN 35 pour voussoirs en béton précontraint	M3	165 199.43	35 000.00	5 781 980 050.00
	TOTAL (Poste 2)				**5 955 135 370.00**
	Poste 3 : Acier				
	Acier haute adhérence Fe E50 A pour intrastructure	T	2 000.00	106000.00	212 000 000.00
	Acier haute adhérence Fe E50 A pour voussoirs en béton précontraint préfabriqués	T	900.00	106000.00	95 400 000.00
	Acier de précontraint par post-tension pour voussoirs préfabriqués	T	150.00	450000.00	67 500 000.00
	TOTAL(Poste 3)				**374 900 000.00**
	TOTAL HORS TAXES				**6 477 049 770.00**
	T V A 19 %				**1 230 639 456.30**
	TOTAL EN TTC				**7 707 689 226.30**
	Sept milliards sept cent sept millions six cent quatre-vingt-neuf mille deux cent vingt-six dinars				

Devis estimatif variante 02 : Pont a poutres en béton précontraint post tension.

	DEVIS ESTIMATIF VARIANTE N°02 : BETON PRECONTRAINT				
	DESIGNATIONS DES POSTES	**U**	**Quantites**	**PRIX UNITAIRE (HT)**	**Montant**
	Poste 1 : Pieux				
	Réalisation des pieux Ø 1200mm verticaux en terrain non rocheux	ML	3936.00	55000.00	216480000.00
	Fourniture et mise en œuvre des tubes métalliques Ø 50/60 pour auscultation sonique	ML	10440.00	2500.00	26100000.00
	Essais d'auscultation sonique	U	232.00	16000.00	3712000.00
	Recepage des pieux	U	232.00	3700.00	858400.00
	Essais statiques des pieux isolés sous compression axiale	U	1.00	1520000.00	1520000.00
	TOTAL (Poste 1)				248670400.00
	Poste 2 : Béton				
	Béton de propreté de 10 cm pour fonds de fouilles	M2	281.68	1000.00	281680.00
	Béton RN 27 pour semelles (piles,culées)	M3	7042.00	17400.00	122530800.00
	Béton RN 27 pour piles	M3	7394.40	18000.00	133099200.00
	Béton RN 27 pour culées	M3	663.74	18000.00	11947320.00
	Béton RN 35 pour poutres en béton précontraint préfabriquées + hourdis + entretoises	M3	9446.25	25000.00	236156250.00
	TOTAL (Poste 2)				504015250.00
	Poste 3 : Acier				
	Acier haute adhérence Fe E50 A pour infrastructure	T	2500.00	106000.00	265000000.00
	Acier haute adhérence Fe E50 A pour superstructure	T	1200.00	106000.00	127200000.00
	Acier de précontrainte par post-tension pour les poutres	T	425.00	380000.00	161500000.00
	TOTAL(Poste 3)				553700000.00
	TOTAL HORS TAXES			1306385650.00	
	T V A 19 %			248213273.50	
	TOTAL EN TTC			1554598923.50	
	Un milliard cinq cent cinquante-quatre millions cinq cent quatre-vingt-dix-huit mille neuf cent vingt-trois dinars				

Devis estimatif variante 03 : Pont mixte bipoutres.

	DEVIS ESTIMATIF VARIANTE N°03: MIXTE BI-POUTRE				
	DESIGNATIONS DES POSTES	**U**	**Quantites**	**PRIX UNITAIRE (HT)**	**Montant**
	Poste 1 : Pieux				
	Réalisation des pieux Ø 1200mm verticaux en terrain non rocheux	ML	3 312.00	55 000.00	182 160 000.00
	Fourniture et mise en œuvre des tubes métalliques Ø 50/60 pour auscultation sonique	ML	8 280.00	2 500.00	20 700 000.00
	Essais d'auscultation sonique	U	184.00	16 000.00	2 944 000.00
	Recepage des pieux	U	184.00	3 700.00	680 800.00
	Essais statiques des pieux isolés sous compression axiale	U	1.00	1 520 000.00	1 520 000.00
	TOTAL (Poste 1)				208 004 800.00
	Poste 2 : Béton				
	Béton de propreté de 10 cm pour fonds de fouilles	M3	209.09	10 500.00	2 195 445.00
	Béton RN 27 pour semelles (piles,culées)	M3	5 227.20	17 000.00	88 862 400.00
	Béton RN 27 pour piles	M3	4 948.56	18 000.00	89 074 080.00
	Béton RN 27 pour culées	M3	663.74	18 000.00	11 947 320.00
	Béton RN 35 pour la dalle	M3	2 761.00	25 000.00	69 025 000.00
	TOTAL (Poste 2)				261 104 245.00
	Poste 3 : Acier				
	Acier haute adhérence Fe E50 A pour infrastructure	T	2 150.00	106 000.00	227 900 000.00
	Acier haute adhérence Fe E50 A pour superstructure	T	200.00	106 000.00	21 200 000.00
	acier charpente métallique pour tablier	T	2 375.73	480 000.00	1 140 350 400.00
	TOTAL(Poste 3)				1 389 450 400.00
	TOTAL HORS TAXES				1 858 559 445.00
	T V A 19 %				353 126 294.55
	TOTAL EN TTC				2 211 685 739.55
	Deux milliards deux cent onze millions six cent quatre-vingt-cinq mille sept cent trente-neuf dinars				

ANNEXE B

RESULTATS DES ESSAIS GEOTECHNIQUES

Résultats des essais pressiométriques

Note de calcul de la portance de chaque fondation en fonction de la profondeur

fondation pile 1											
n	classe de sol	Z (m)	pl* (Kpa)	ple* (Kpa)	Kp	Qp (Mpa)	qs (Mpa)	Qs (Mpa)	Ql (Mpa)	Q groupe (Mpa)	Qc
1	argile, limons	-1	1697	663.5	1.2	0.90	0.06	0.23	1.13	14.44	9.62
2	argile, limons	-2	1726					0.45	1.35	17.34	11.56
3	argile, limons	-3	1398	836.0		1.13		0.68	1.81	23.23	15.49
4	argile, limons	-4	1496					0.90	2.04	26.13	17.42
5	sol intermidiaire,tendence argileux	-5	2362	1357.3	1.2	1.84	0.06	1.13	2.97	38.09	25.40
6	sol intermidiaire,tendence argileux	-6	2629					1.36	3.20	40.99	27.33
7	sol intermidiaire,tendence argileux	-7	2891	1640.0		2.22		1.58	3.81	48.81	32.54
8	sol intermidiaire,tendence argileux	-8	4335					1.81	4.03	51.71	34.47
9	sol intermidiaire,tendence argileux	-9	3132	1735.8		2.35		2.03	4.39	56.27	37.51
10	sol intermidiaire,tendence argileux	-10	4721					2.26	4.62	59.17	39.45
11	sol intermidiaire,tendence argileux	-11	4888	2004.9		2.72		2.49	5.21	66.75	44.50
12	sol intermidiaire,tendence argileux	-12	4483					2.71	5.43	69.64	46.43
13	sol intermidiaire,tendence argileux	-13	4895	2038.7		2.77		2.94	5.70	73.13	48.75
14	sol intermidiaire,tendence argileux	-14	4898					3.17	5.93	76.03	50.69
15	sol intermidiaire,tendence argileux	-15	4868	2031.8		2.76		3.39	6.15	78.81	52.54
16	sol intermidiaire,tendence argileux	-16	4895					3.62	6.37	81.71	54.47
17	sol intermidiaire,tendence argileux	-17	4898	2030.5		2.75		3.84	6.60	84.58	56.39
18	sol intermidiaire,tendence argileux	-18	4868					4.07	6.82	87.48	58.32
19	sol intermidiaire,tendence argileux	-19	4865	2038.1		2.76		4.30	7.06	90.51	60.34
20	sol intermidiaire,tendence argileux	-20	4859					4.52	7.29	93.41	62.27
21	roche	-21	4906	1023.6	1.2	1.39	0.29	5.61	5.90	75.69	50.46
22	roche	-22	4924					6.71	8.10	103.78	69.19

fondation pile 2											
n	classe de sol	Z (m)	pl* (Kpa)	ple* (Kpa)	Kp	Qp (Mpa)	qs (Mpa)	Qs (Mpa)	Ql (Mpa)	Q groupe (Mpa)	Qc
1	argile, limons	-1	1726	788.3	1.2	1.07	0.06	0.23	1.30	16.61	11.07
2	argile, limons	-2	1398					0.45	1.52	19.50	13.00
3	argile, limons	-3	1496	975.2		1.32		0.68	2.00	25.65	17.10
4	sol intermidiaire,tendence argileux	-4	2362					0.90	2.23	28.55	19.03
5	sol intermidiaire,tendence argileux	-5	2629	1272.2		1.73		1.13	2.86	36.61	24.41
6	sol intermidiaire,tendence argileux	-6	2891					1.36	3.08	39.51	26.34
7	sol intermidiaire,tendence argileux	-7	4335	1814.3		2.46		1.58	4.04	51.84	34.56
8	sol intermidiaire,tendence argileux	-8	3132					1.81	4.27	54.74	36.49
9	sol intermidiaire,tendence argileux	-9	4721	2000.1	1.3	2.94		2.03	4.97	63.76	42.51
10	sol intermidiaire,tendence argileux	-10	4888					2.26	5.20	66.66	44.44
11	sol intermidiaire,tendence argileux	-11	4483	1983.7		2.92		2.49	5.40	69.25	46.17
12	roche alterne et fragmentee	-12	4895					2.71	5.63	72.15	48.10
13	roche alterne et fragmentee	-13	4898	2040.1		3.00		2.94	5.94	76.11	50.74
14	sol intermidiaire,tendence argileux	-14	4868					3.17	6.16	79.01	52.67
15	sol intermidiaire,tendence argileux	-15	4909	2038.5		3.00		3.39	6.39	81.88	54.59
16	roche alterne et fragmentee	-16	4906		1.2			3.62	6.61	84.78	56.52
17	roche alterne et fragmentee	-17	4924	2039.0		2.77		3.84	6.61	84.73	56.49
18	sol intermidiaire,tendence argileux	-18	4865					4.07	6.84	87.63	58.42
19	sol intermidiaire,tendence argileux	-19	4859	2040.4		2.77		4.30	7.06	90.55	60.37
20	sol intermidiaire,tendence argileux	-20	4894					4.52	7.29	93.45	62.30
21	sol intermidiaire,tendence argileux	-21	4909	1024.0		1.39	0.06	4.75	6.14	78.67	52.45
22	roche	-22	4924					4.97	6.36	81.57	54.38

fondation pile 3											
n	classe de sol	Z (m)	pl*	ple*	Kp	Qp	qs	Qs	Ql	Q groupe	Qc
1	argile, limons	-1	1726	788.3	1.2	1.07	0.06	0.23	1.30	16.61	11.07
2	argile, limons	-2	1398					0.45	1.52	19.50	13.00
3	argile, limons	-3	1496	1405.9		1.91		0.68	2.59	33.14	22.10
4	argile, limons	-4	2362					0.90	2.81	36.04	24.03
5	sol intermidiaire,tendence argileux	-5	4906	2037.8	1.2	2.76	0.06	1.13	3.89	49.93	33.29
6	sol intermidiaire,tendence argileux	-6	4906					1.36	4.12	52.83	35.22
7	sol intermidiaire,tendence argileux	-7	4906	2033.1		2.76		1.58	4.34	55.64	37.10
8	sol intermidiaire,tendence argileux	-8	4868					1.81	4.57	58.54	39.03
9	sol intermidiaire,tendence argileux	-9	4868	2032.8	1.3	2.99		2.03	5.02	64.38	42.92
10	sol intermidiaire,tendence argileux	-10	4868					2.26	5.25	67.28	44.85
11	sol intermidiaire,tendence argileux	-11	4868	2031.3		2.99		2.49	5.47	70.15	46.77
12	sol intermidiaire,tendence argileux	-12	4895					2.71	5.70	73.05	48.70
13	sol intermidiaire,tendence argileux	-13	4898	2031.0		2.98		2.94	5.92	75.94	50.63
14	sol intermidiaire,tendence argileux	-14	4865					3.17	6.15	78.84	52.56
15	sol intermidiaire,tendence argileux	-15	4859	2026.1		2.98		3.39	6.37	81.64	54.43
16	sol intermidiaire,tendence argileux	-16	4865		1.2			3.62	6.59	84.54	56.36
17	sol intermidiaire,tendence argileux	-17	4859	2026.1		2.75		3.84	6.59	84.51	56.34
18	sol intermidiaire,tendence argileux	-18	4865					4.07	6.82	87.40	58.27
19	sol intermidiaire,tendence argileux	-19	4859	2026.1		2.75		4.30	7.04	90.30	60.20
20	sol intermidiaire,tendence argileux	-20	4865					4.52	7.27	93.20	62.13
21	roche	-21	4859	1012.8		1.37	0.29	5.61	6.99	89.59	59.73
22	roche	-22	4865					6.71	8.08	103.60	69.06

fondation pile 4											
n	classe de sol	Z (m)	pl*	ple*	Kp	Qp	qs	Qs	Ql	Q groupe	Qc
1	argile, limons	-1	3083	1388.1	1.2	1.88	0.06	0.23	2.11	27.04	18.02
2	argile, limons	-2	2865					0.45	2.34	29.94	19.96
3	argile, limons	-3	4891	1737.6		2.36		0.68	3.04	38.91	25.94
4	argile, limons	-4	3361					0.90	3.26	41.81	27.87
5	sol intermidiaire,tendence argileux	-5	4107	1873.2	1.3	2.75	0.06	1.13	3.88	49.78	33.19
6	sol intermidiaire,tendence argileux	-6	4050					1.36	4.11	52.68	35.12
7	sol intermidiaire,tendence argileux	-7	4900	1728.4		2.54		1.58	4.12	52.85	35.23
8	sol intermidiaire,tendence argileux	-8	4909					1.81	4.35	55.75	37.17
9	sol intermidiaire,tendence argileux	-9	4636	1783.6		2.62		2.03	4.66	59.69	39.79
10	sol intermidiaire,tendence argileux	-10	3082					2.26	4.88	62.59	41.72
11	sol intermidiaire,tendence argileux	-11	3111	1820.5		2.68		2.49	5.16	66.18	44.12
12	sol intermidiaire,tendence argileux	-12	4906		1.3			2.71	5.39	69.08	46.05
13	sol intermidiaire,tendence argileux	-13	4911	2046.4		3.01		2.94	5.95	76.23	50.82
14	sol intermidiaire,tendence argileux	-14	4909					3.17	6.17	79.13	52.75
15	sol intermidiaire,tendence argileux	-15	4899	2043.3		3.00		3.39	6.39	81.97	54.65
16	sol intermidiaire,tendence argileux	-16	4916					3.62	6.62	84.87	56.58
17	sol intermidiaire,tendence argileux	-17	4917	2043.5		3.00		3.84	6.85	87.77	58.51
18	sol intermidiaire,tendence argileux	-18	4898		1.2			4.07	7.07	90.67	60.45
19	sol intermidiaire,tendence argileux	-19	4898	2044.9		2.77		4.30	7.07	90.63	60.42
20	sol intermidiaire,tendence argileux	-20	4900					4.52	7.30	93.53	62.35
21	roche	-21	4888	1021.3		1.39	0.29	5.61	7.00	89.74	59.82
22	roche	-22	4924					6.71	8.09	103.74	69.16

fondation pile 5											
n	classe de sol	Z (m)	pl*	ple*	Kp	Qp	qs	Qs	Ql	Q groupe	Qc
1	argile, limons	-1	3083	1644.6	1.2	2.23	0.06	0.23	2.46	31.50	21.00
2	argile, limons	-2	2865					0.45	2.68	34.40	22.93
3	argile, limons	-3	4891	2040.9		2.77		0.68	3.45	44.19	29.46
4	argile, limons	-4	4900					0.90	3.67	47.08	31.39
5	sol intermidiaire,tendence argileux	-5	4909	2044.3	1.3	3.00	0.06	1.13	4.13	53.00	35.34
6	sol intermidiaire,tendence argileux	-6	4900					1.36	4.36	55.90	37.27
7	sol intermidiaire,tendence argileux	-7	4900	1739.8		2.56		1.58	4.14	53.06	35.38
8	sol intermidiaire,tendence argileux	-8	4909					1.81	4.37	55.96	37.31
9	sol intermidiaire,tendence argileux	-9	4909	1892.5		2.78		2.03	4.82	61.74	41.16
10	sol intermidiaire,tendence argileux	-10	3082					2.26	5.04	64.64	43.09
11	sol intermidiaire,tendence argileux	-11	4906	2044.9		3.00		2.49	5.49	70.41	46.94
12	sol intermidiaire,tendence argileux	-12	4906					2.71	5.72	73.30	48.87
13	sol intermidiaire,tendence argileux	-13	4911	2046.4		3.01		2.94	5.95	76.23	50.82
14	sol intermidiaire,tendence argileux	-14	4909					3.17	6.17	79.13	52.75
15	sol intermidiaire,tendence argileux	-15	4899	2043.3		3.00		3.39	6.39	81.97	54.65
16	sol intermidiaire,tendence argileux	-16	4916					3.62	6.62	84.87	56.58
17	sol intermidiaire,tendence argileux	-17	4917	2043.5		3.00		3.84	6.85	87.77	58.51
18	sol intermidiaire,tendence argileux	-18	4898					4.07	7.07	90.67	60.45
19	sol intermidiaire,tendence argileux	-19	4898	2044.9		3.01		4.30	7.30	93.59	62.40
20	sol intermidiaire,tendence argileux	-20	4900					4.52	7.53	96.49	64.33
21	roche	-21	4888	1021.3	1.2	1.39	0.29	5.61	7.00	89.74	59.82
22	roche	-22	4924					6.71	8.09	103.74	69.16

fondation pile 6											
n	classe de sol	Z (m)	pl*	ple*	Kp	Qp	qs	Qs	Ql	Q groupe	Qc
1	roche	-1	4156	1680.2	1.3	2.47	0.28	1.06	3.52	36.80	24.53
2	roche	-2	4890					2.11	4.58	47.81	31.87
3	roche	-3	4889	1602.0		2.35		3.17	5.52	57.63	38.42
4	roche	-4	3297					4.22	6.57	68.64	45.76
5	sol intermidiaire,tendence argileux	-5	3006	1392.8	1.2	1.89	0.06	4.45	6.34	66.15	44.10
6	sol intermidiaire,tendence argileux	-6	3545					4.67	6.56	68.51	45.67
7	sol intermidiaire,tendence argileux	-7	4135	1625.7		2.21		4.90	7.10	74.17	49.45
8	sol intermidiaire,tendence argileux	-8	3296					5.12	7.33	76.53	51.02
9	sol intermidiaire,tendence argileux	-9	3003	1458.8		1.98		5.35	7.33	76.53	51.02
10	sol intermidiaire,tendence argileux	-10	4254					5.58	7.56	78.89	52.59
11	sol intermidiaire,tendence argileux	-11	3202	1621.8		2.20		5.80	8.00	83.56	55.70
12	sol intermidiaire,tendence argileux	-12	3573					6.03	8.23	85.92	57.28
13	sol intermidiaire,tendence argileux	-13	4431	1762.0		2.39		6.25	8.64	90.26	60.18
14	sol intermidiaire,tendence argileux	-14	4435					6.48	8.87	92.62	61.75
15	sol intermidiaire,tendence argileux	-15	4633	1908.9		2.59		6.71	9.30	97.07	64.71
16	sol intermidiaire,tendence argileux	-16	3873					6.93	9.52	99.43	66.28
17	sol intermidiaire,tendence argileux	-17	4556	1945.6		2.64		7.16	9.80	102.31	68.20
18	sol intermidiaire,tendence argileux	-18	4903					7.39	10.02	104.67	69.78
19	sol intermidiaire,tendence argileux	-19	4029	903.5		1.23		7.61	8.84	92.27	61.51
20	sol intermidiaire,tendence argileux	-20	4798					7.84	9.06	94.63	63.09

fondation pile 7											
n	classe de sol	Z (m)	pl*	ple*	Kp	Qp	qs	Qs	Ql	Q groupe	Qc
1	argile, limons	-1	398	267.5	1.2	0.36	0.06	0.23	0.59	6.15	4.10
2	argile, limons	-2	507					0.45	0.82	8.51	5.67
3	argile, limons	-3	1012	417.5		0.57		0.68	1.24	12.99	8.66
4	argile, limons	-4	800					0.90	1.47	15.35	10.24
5	argile, limons	-5	1251	681.9		0.92	0.06	1.13	2.06	21.46	14.31
6	argile, limons	-6	1033					1.36	2.28	23.82	15.88
7	argile, limons	-7	1682	834.3		1.13		1.58	2.71	28.34	18.89
8	argile, limons	-8	2216					1.81	2.94	30.70	20.47
9	argile, limons	-9	1682	1341.4		1.82		2.03	3.85	40.24	26.83
10	argile, limons	-10	2216					2.26	4.08	42.60	28.40
11	sol intermidiaire,tendence argileux	-11	4543	1892.9		2.57		2.49	5.05	52.78	35.18
12	sol intermidiaire,tendence argileux	-12	4543					2.71	5.28	55.14	36.76
13	sol intermidiaire,tendence argileux	-13	4543	1892.9		2.57		2.94	5.51	57.50	38.33
14	sol intermidiaire,tendence argileux	-14	4543					3.17	5.73	59.86	39.91
15	sol intermidiaire,tendence argileux	-15	4543	1965.0		2.67		3.39	6.06	63.24	42.16
16	roche	-16	4543		1.3		0.29	4.48	7.15	74.65	49.77
17	roche	-17	4890	2037.3		2.99		5.58	8.57	89.49	59.66
18	roche	-18	4889					6.67	9.66	100.90	67.26
19	roche	-19	4890	2037.3		2.99		7.76	10.76	112.30	74.87
20	roche	-20	4889					8.85	11.85	123.71	82.48
21	roche	-21	4890	1018.7		1.50		9.95	11.44	119.49	79.66
22	roche	-22	4889					11.04	12.54	130.90	87.27

fondation pile 8											
n	classe de sol	Z (m)	pl*	ple*	Kp	Qp	qs	Qs	Ql	Q groupe	Qc
1	argile, limons	-1	398	267.5	1.1	0.33	0.06	0.23	0.56	7.16	4.77
2	argile, limons	-2	507					0.45	0.78	10.06	6.71
3	argile, limons	-3	1012	417.5		0.52		0.68	1.20	15.35	10.23
4	argile, limons	-4	800					0.90	1.42	18.25	12.17
5	sol intermidiaire,tendence argileux	-5	1251	681.9	1.1	0.85	0.06	1.13	1.98	25.36	16.91
6	sol intermidiaire,tendence argileux	-6	1033					1.36	2.20	28.26	18.84
7	sol intermidiaire,tendence argileux	-7	1682	1385.8		1.72		1.58	3.31	42.38	28.25
8	sol intermidiaire,tendence argileux	-8	2216					1.81	3.53	45.28	30.18
9	sol intermidiaire,tendence argileux	-9	4197	1829.6		2.27		2.03	4.31	55.25	36.83
10	sol intermidiaire,tendence argileux	-10	4896					2.26	4.54	58.15	38.77
11	sol intermidiaire,tendence argileux	-11	4543	1875.3	1.3	2.76		2.49	5.24	67.21	44.81
12	sol intermidiaire,tendence argileux	-12	4246					2.71	5.47	70.11	46.74
13	sol intermidiaire,tendence argileux	-13	3319	1478.4		2.17		2.94	5.11	65.53	43.69
14	sol intermidiaire,tendence argileux	-14	4892					3.17	5.34	68.43	45.62
15	sol intermidiaire,tendence argileux	-15	2957	1360.3		2.00		3.39	5.39	69.10	46.07
16	sol intermidiaire,tendence argileux	-16	3196					3.62	5.62	72.00	48.00
17	sol intermidiaire,tendence argileux	-17	3568	1512.8		2.22		3.84	6.07	77.77	51.85
18	sol intermidiaire,tendence argileux	-18	3454					4.07	6.29	80.67	53.78
19	sol intermidiaire,tendence argileux	-19	4080	1634.8		2.40		4.30	6.70	85.87	57.24
20	sol intermidiaire,tendence argileux	-20	3654					4.52	6.92	88.76	59.18
21	sol intermidiaire,tendence argileux	-21	4255	853.4	1.3	1.25	0.06	4.75	6.00	76.94	51.29
22	sol intermidiaire,tendence argileux	-22	3858					4.97	6.23	79.84	53.23

fondation pile 9											
n	classe de sol	Z (m)	pl*	ple*	Kp	Qp	qs	Qs	Ql	Q groupe	Qc
1	argile, limons	-1	398	267.5	1.1	0.33	0.06	0.23	0.56	7.16	4.77
2	argile, limons	-2	507					0.45	0.78	10.06	6.71
3	argile, limons	-3	1012	1184.0		1.47		0.68	2.15	27.57	18.38
4	argile, limons	-4	800					0.90	2.38	30.47	20.31
5	roche	-5	4197	1864.7	1.1	2.32	0.06	1.13	3.45	44.22	29.48
6	roche	-6	4896					1.36	3.68	47.11	31.41
7	roche	-7	4197	1633.3		2.03		1.58	3.61	46.32	30.88
8	sol intermidiaire,tendence argileux	-8	4543					1.81	3.84	49.22	32.82
9	sol intermidiaire,tendence argileux	-9	4246	1704.3		2.12		2.03	4.15	53.25	35.50
10	sol intermidiaire,tendence argileux	-10	3319					2.26	4.38	56.15	37.43
11	sol intermidiaire,tendence argileux	-11	4543	1875.3	1.3	2.76		2.49	5.24	67.21	44.81
12	sol intermidiaire,tendence argileux	-12	4246					2.71	5.47	70.11	46.74
13	sol intermidiaire,tendence argileux	-13	3319	1478.4		2.17		2.94	5.11	65.53	43.69
14	sol intermidiaire,tendence argileux	-14	4892					3.17	5.34	68.43	45.62
15	sol intermidiaire,tendence argileux	-15	2957	1602.0		2.35		3.39	5.75	73.65	49.10
16	sol intermidiaire,tendence argileux	-16	3196					3.62	5.97	76.55	51.04
17	sol intermidiaire,tendence argileux	-17	3568	1876.8		2.76		3.84	6.60	84.63	56.42
18	sable, grave	-18	4904					4.07	6.83	87.53	58.35
19	sable, grave	-19	4908	2041.8		3.00		4.30	7.30	93.53	62.36
20	sable, grave	-20	4906					4.52	7.52	96.43	64.29
21	sable, grave	-21	4912	1021.4	1.2	1.39	0.06	4.75	6.13	78.63	52.42
22	sable, grave	-22	4889					4.97	6.36	81.53	54.35

fondation pile 10											
n	classe de sol	Z (m)	pl*	ple*	Kp	Qp	qs	Qs	Ql	Q groupe	Qc
1	argile, limons	-1	2309	761.3	1.2	1.03	0.06	0.23	1.26	13.14	8.76
2	argile, limons	-2	1454					0.45	1.48	15.50	10.34
3	argile, limons	-3	1983	1143.8		1.55		0.68	2.23	23.28	15.52
4	argile, limons	-4	1613					0.90	2.46	25.64	17.09
5	sol intermidiaire,tendence argileux	-5	4880	1886.8	1.2	2.56	0.06	1.13	3.69	38.53	25.68
6	sol intermidiaire,tendence argileux	-6	3349					1.36	3.92	40.89	27.26
7	sol intermidiaire,tendence argileux	-7	4446	1933.2		2.62		1.58	4.20	43.90	29.27
8	sol intermidiaire,tendence argileux	-8	4875					1.81	4.43	46.26	30.84
9	sol intermidiaire,tendence argileux	-9	4872	1888.4		2.56		2.03	4.60	47.99	31.99
10	sol intermidiaire,tendence argileux	-10	4609					2.26	4.82	50.35	33.57
11	sol intermidiaire,tendence argileux	-11	4884	1955.0		2.65		2.49	5.14	53.66	35.77
12	sol intermidiaire,tendence argileux	-12	4151					2.71	5.36	56.02	37.34
13	sol intermidiaire,tendence argileux	-13	4431	1816.4		2.46		2.94	5.40	56.41	37.61
14	sol intermidiaire,tendence argileux	-14	4884					3.17	5.63	58.77	39.18
15	sol intermidiaire,tendence argileux	-15	4417	1891.3		2.57		3.39	5.96	62.19	41.46
16	sol intermidiaire,tendence argileux	-16	4029					3.62	6.18	64.56	43.04
17	sol intermidiaire,tendence argileux	-17	4529	1994.0		2.70		3.84	6.55	68.37	45.58
18	sol intermidiaire,tendence argileux	-18	4888					4.07	6.77	70.73	47.15
19	sol intermidiaire,tendence argileux	-19	4885	2019.8		2.74		4.30	7.04	73.46	48.97
20	sol intermidiaire,tendence argileux	-20	4902					4.52	7.26	75.82	50.54
21	sol intermidiaire,tendence argileux	-21	4387	957.3	1.2	1.30	0.06	4.75	6.05	63.13	42.09
22	sol intermidiaire,tendence argileux	-22	4907					4.97	6.27	65.49	43.66

fondation culee 1											
n	classe de sol	Z (m)	pl*	ple*	Kp	Qp	qs	Qs	Ql	Q groupe	Qc
1	sol intermidiaire,tendence argileux	-1	3083	1644.6	1.2	2.23	0.06	0.23	2.46	15.28	10.19
2	sol intermidiaire,tendence argileux	-2	2865					0.45	2.68	16.69	11.13
3	sol intermidiaire,tendence argileux	-3	4891	2040.9		2.77		0.68	3.45	21.44	14.29
4	roche	-4	4900					0.90	3.67	22.85	15.23
5	roche	-5	4909	2044.3	1.2	2.77	0.29	2.00	4.77	29.67	19.78
6	roche	-6	4900					3.09	5.86	36.47	24.31
7	roche	-7	4900	1739.8		2.36		4.18	6.54	40.70	27.13
8	roche	-8	4909					5.28	7.64	47.50	31.66
9	roche	-9	4909	1892.5		2.57		6.37	8.94	55.58	37.05
10	roche	-10	3082					7.46	10.03	62.38	41.59
11	roche	-11	4906	2044.9		2.77		8.55	11.33	70.46	46.97
12	roche	-12	4906					9.65	12.42	77.26	51.51
13	roche	-13	4911	2046.4		2.78		10.74	13.51	84.07	56.05
14	roche	-14	4909					11.83	14.61	90.87	60.58
15	roche	-15	4899	2043.3		2.77		12.92	15.70	97.64	65.09
16	roche	-16	4916					14.02	16.79	104.44	69.62
17	roche	-17	4917	2043.5		2.77		15.11	17.88	111.24	74.16
18	roche	-18	4898					16.20	18.97	118.03	78.69
19	roche	-19	4898	2044.9		2.77		17.30	20.07	124.84	83.23
20	roche	-20	4900					18.39	21.16	131.64	87.76
21	roche	-21	4888	1021.3	1.2	1.39	0.29	19.48	20.87	129.80	86.53
22	roche	-22	4924					20.57	21.96	136.60	91.06

fondation culee 2											
n	classe de sol	Z (m)	pl*	ple*	Kp	Qp	qs	Qs	Ql	Q groupe	Qc
1	argile, limons	-1	3083	1644.6	1.2	2.23	0.06	0.23	2.46	15.28	10.19
2	argile, limons	-2	2865					0.45	2.68	16.69	11.13
3	sol intermidiaire,tendence argileux	-3	4891	2040.9		2.77		0.68	3.45	21.44	14.29
4	sol intermidiaire,tendence argileux	-4	4900					0.90	3.67	22.85	15.23
5	sol intermidiaire,tendence argileux	-5	4909	2044.3	1.2	2.77	0.06	1.13	3.90	24.28	16.19
6	sol intermidiaire,tendence argileux	-6	4900					1.36	4.13	25.69	17.13
7	sol intermidiaire,tendence argileux	-7	4900	1739.8		2.36		1.58	3.94	24.53	16.35
8	sol intermidiaire,tendence argileux	-8	4909					1.81	4.17	25.93	17.29
9	sol intermidiaire,tendence argileux	-9	4909	1892.5		2.57		2.03	4.60	28.63	19.08
10	sol intermidiaire,tendence argileux	-10	3082					2.26	4.83	30.03	20.02
11	sol intermidiaire,tendence argileux	-11	4906	2044.9		2.77		2.49	5.26	32.72	21.82
12	sol intermidiaire,tendence argileux	-12	4906					2.71	5.49	34.13	22.75
13	sol intermidiaire,tendence argileux	-13	4911	2046.4		2.78		2.94	5.71	35.55	23.70
14	sol intermidiaire,tendence argileux	-14	4909					3.17	5.94	36.96	24.64
15	sol intermidiaire,tendence argileux	-15	4899	2043.3		2.77		3.39	6.16	38.34	25.56
16	sol intermidiaire,tendence argileux	-16	4916					3.62	6.39	39.74	26.50
17	roche	-17	4917	2043.5		2.77	0.29	4.71	7.48	46.54	31.03
18	roche	-18	4898					5.80	8.57	53.34	35.56
19	roche	-19	4898	2044.9		2.77		6.90	9.67	60.15	40.10
20	roche	-20	4900					7.99	10.76	66.95	44.63
21	roche	-21	4888	1021.3	1.2	1.39		9.08	10.47	65.11	43.40
22	roche	-22	4924					10.17	11.56	71.90	47.94

ANNEXE C

DIAGRAMMES DES EFFORTS INTERNES

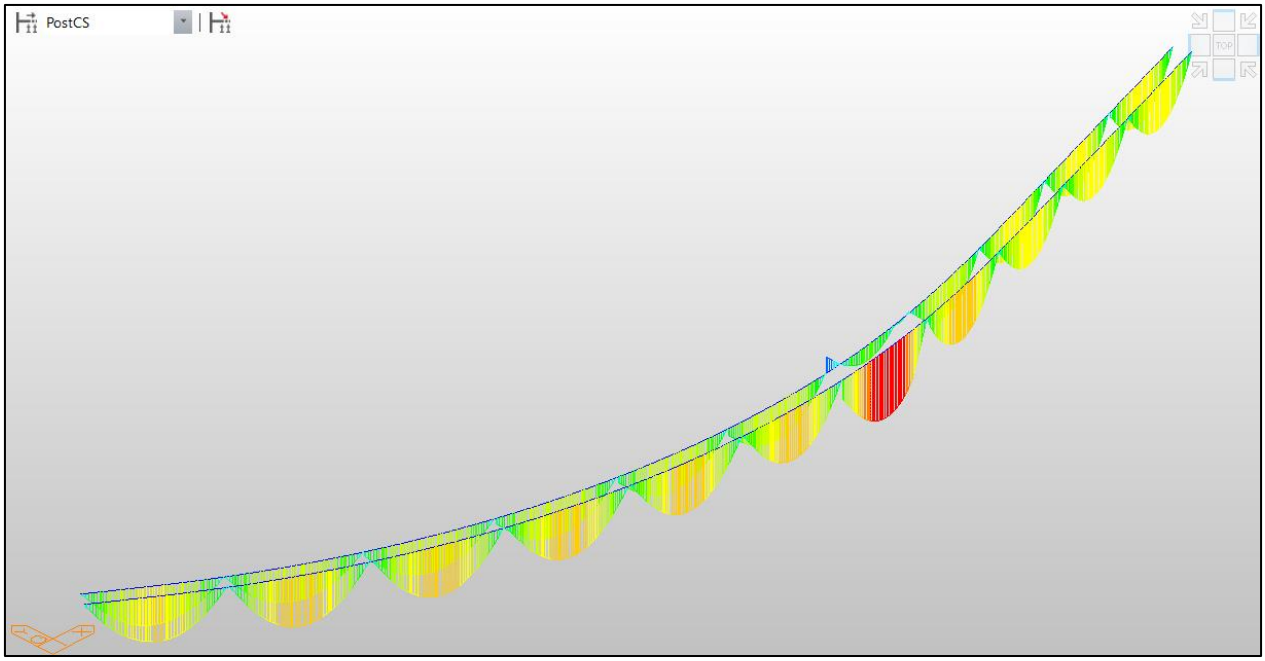


Figure 1: Moment fléchissant

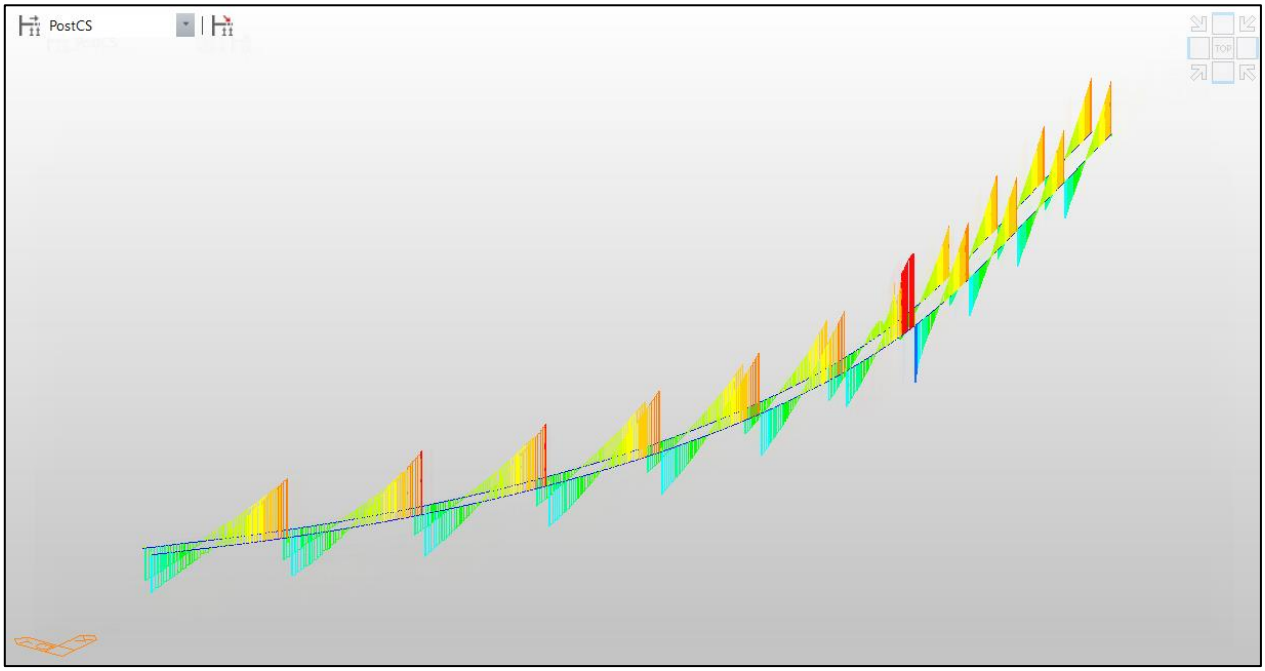


Figure 2: Effort tranchant

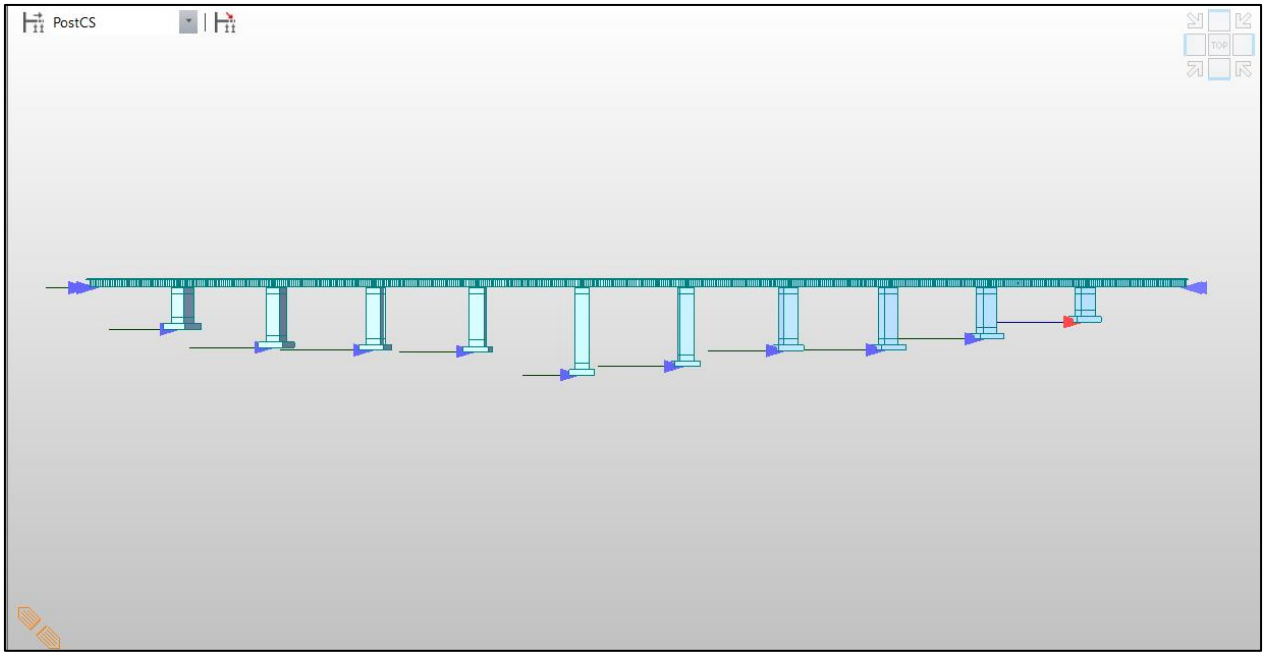


Figure 3 : Effort aux bases des piles

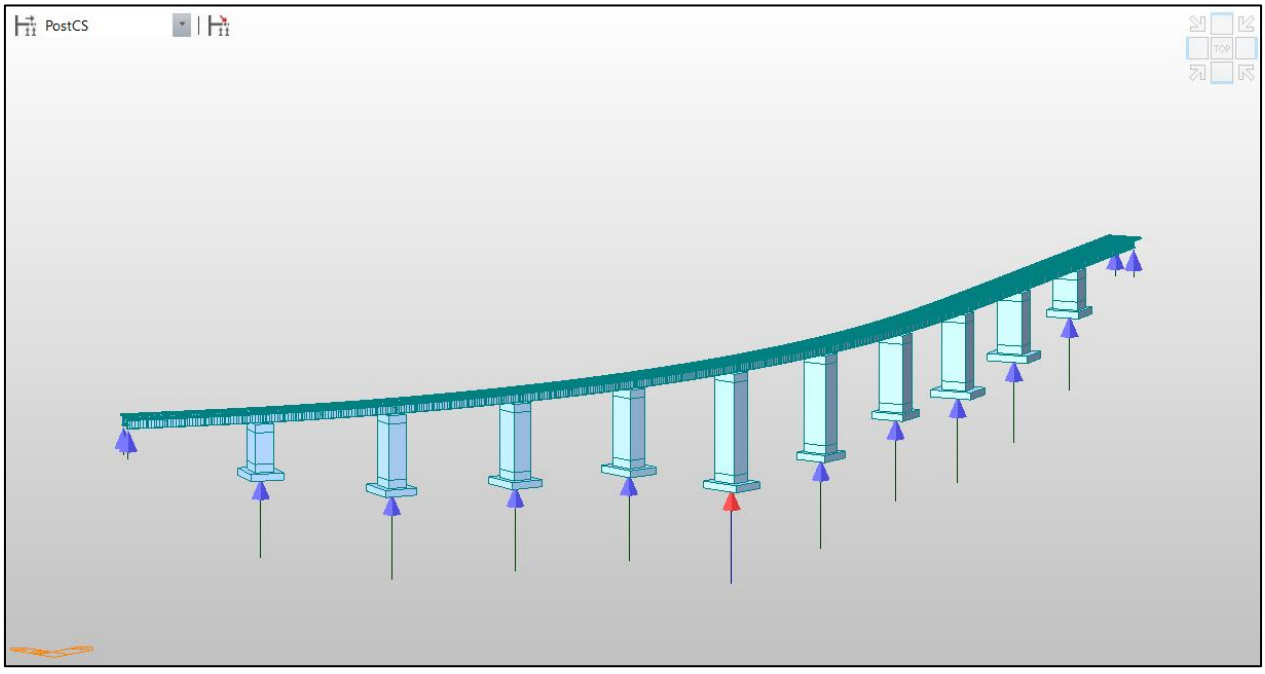


Figure 4 : Réactions au niveau des appuis

ANNEXE C

MODELISATION AVEC LOGICIEL MIDAS CIVIL

Définition des matériaux

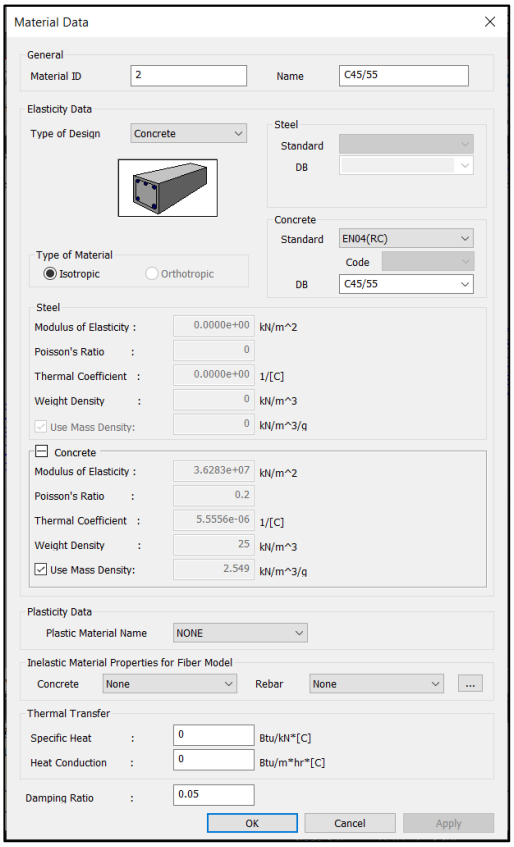


Figure 1 : matériau pour béton

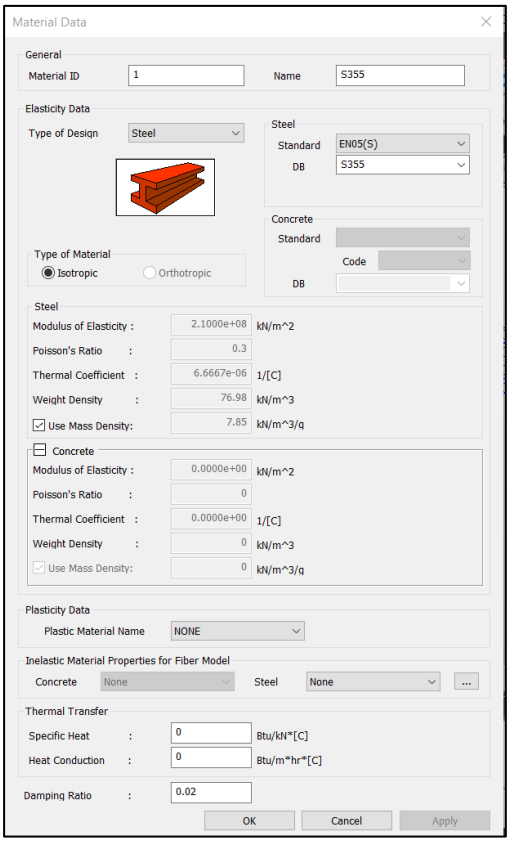


Figure 2 : matériau pour acier

Définition des sections

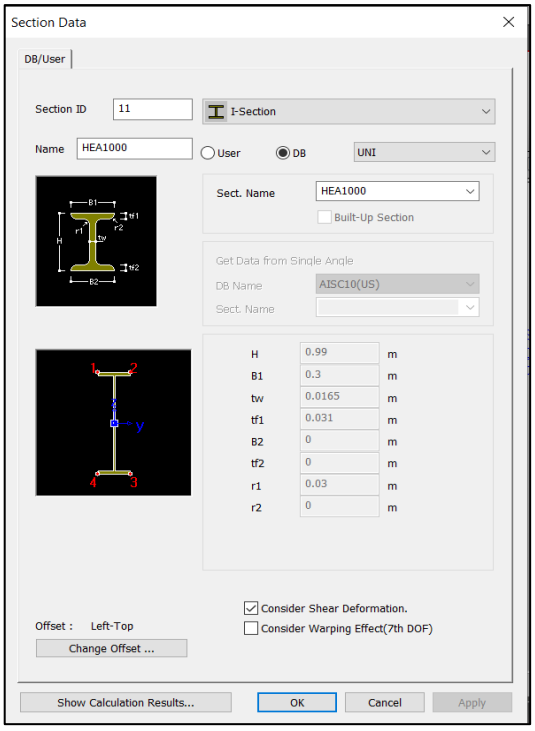


Figure 3 : entretoise (HEA1000)

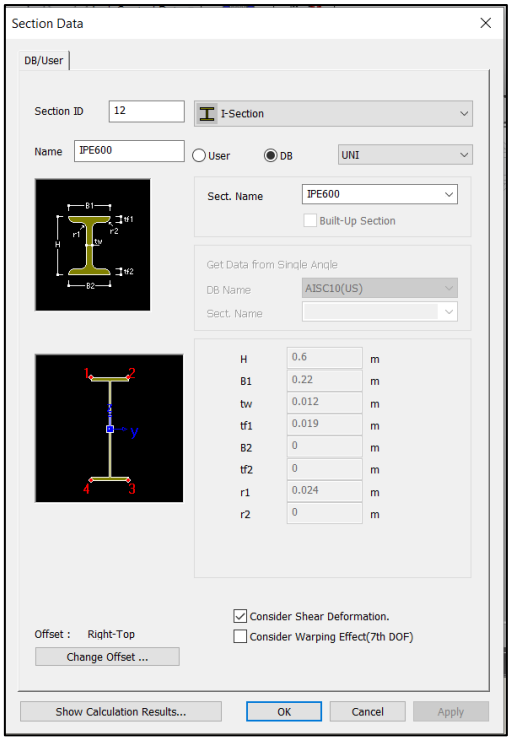


Figure 4 : entretoise (IPE 600)

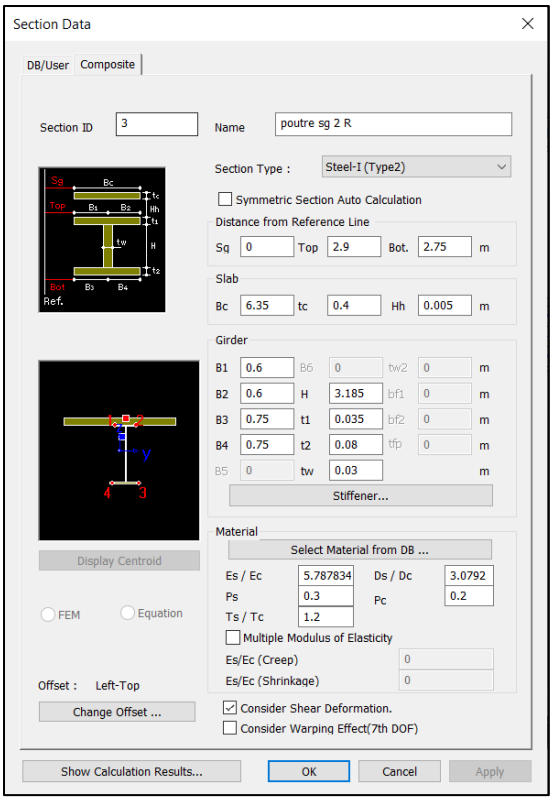


Figure 5 : section 2 droite

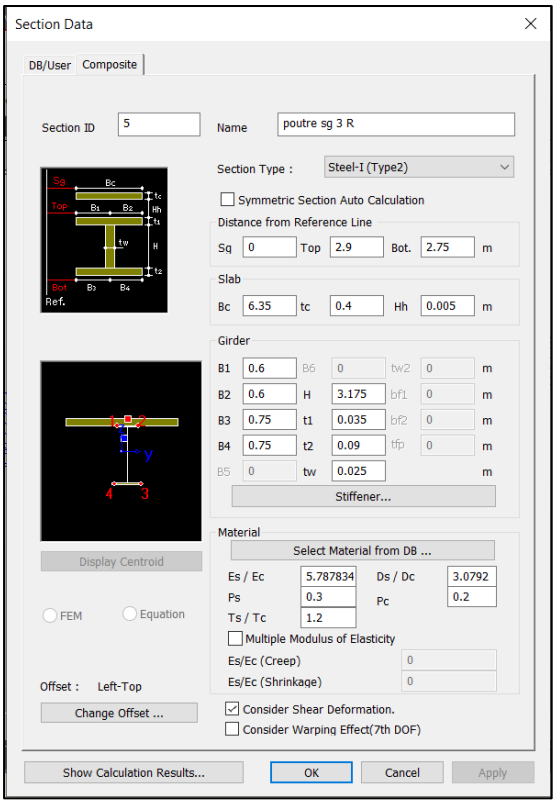


Figure 6 : section 3 droite

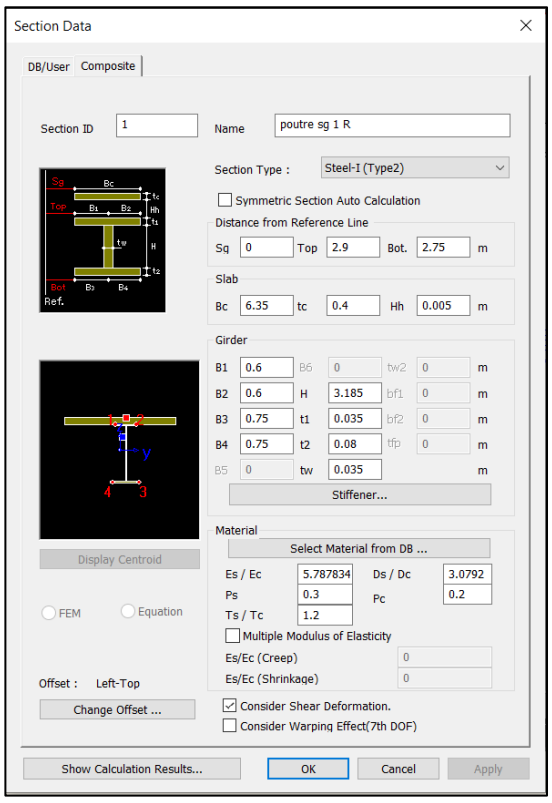


Figure 7 : section 1 droite

Définition des conditions d`appuis

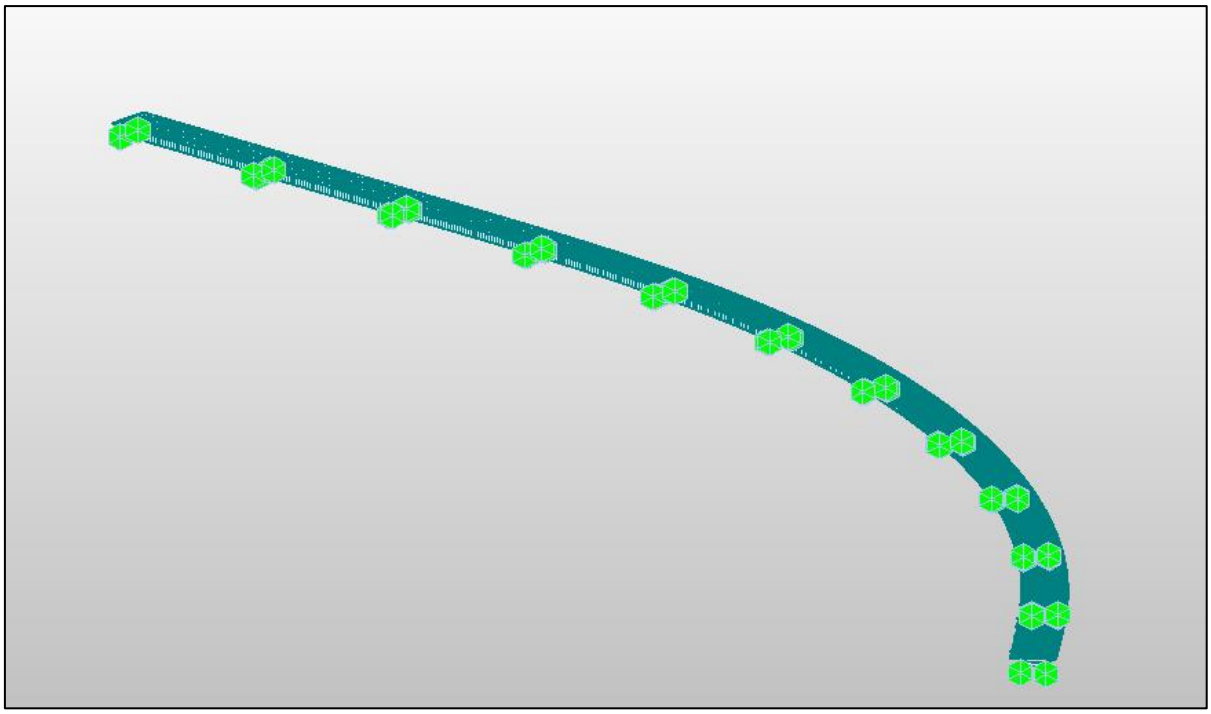


Figure 8 : conditions d`appuis sur le model 3D

Définition des charges et surcharges

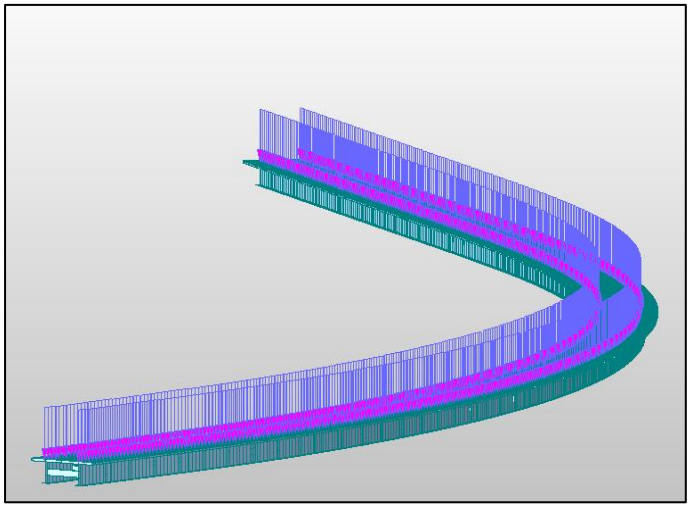


Figure 9 : Exemple de charge linéaire

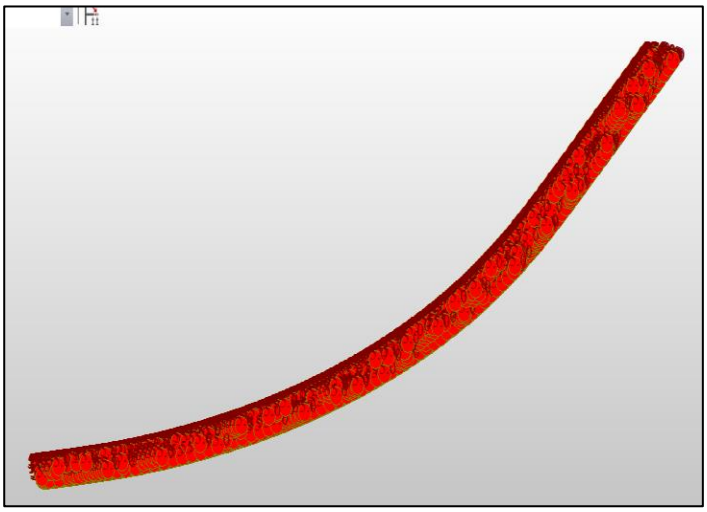
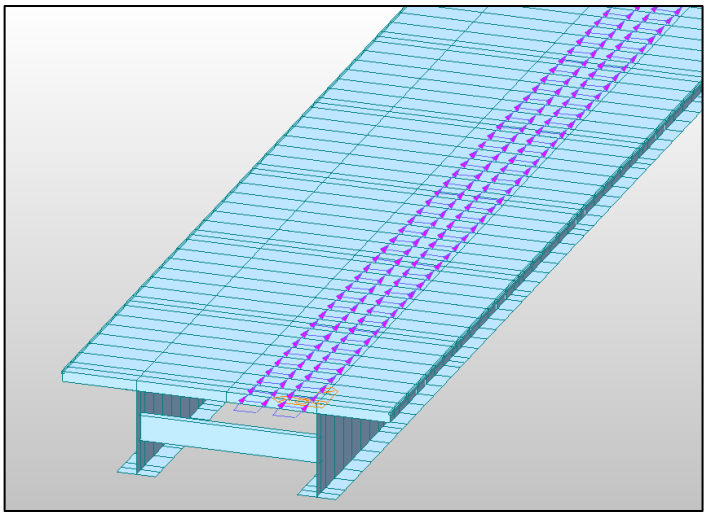


Figure 10 : Exemple de charge de température



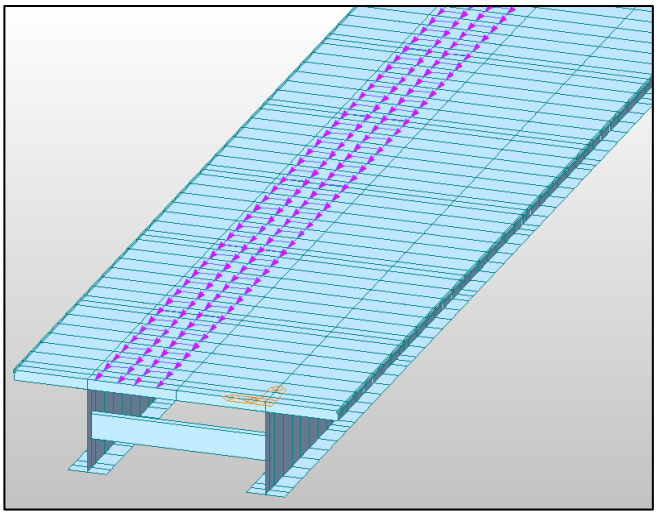


Figure 11 et 12 : Exemple de charge linéaire, charge d`accélération (voie 1 et 2)

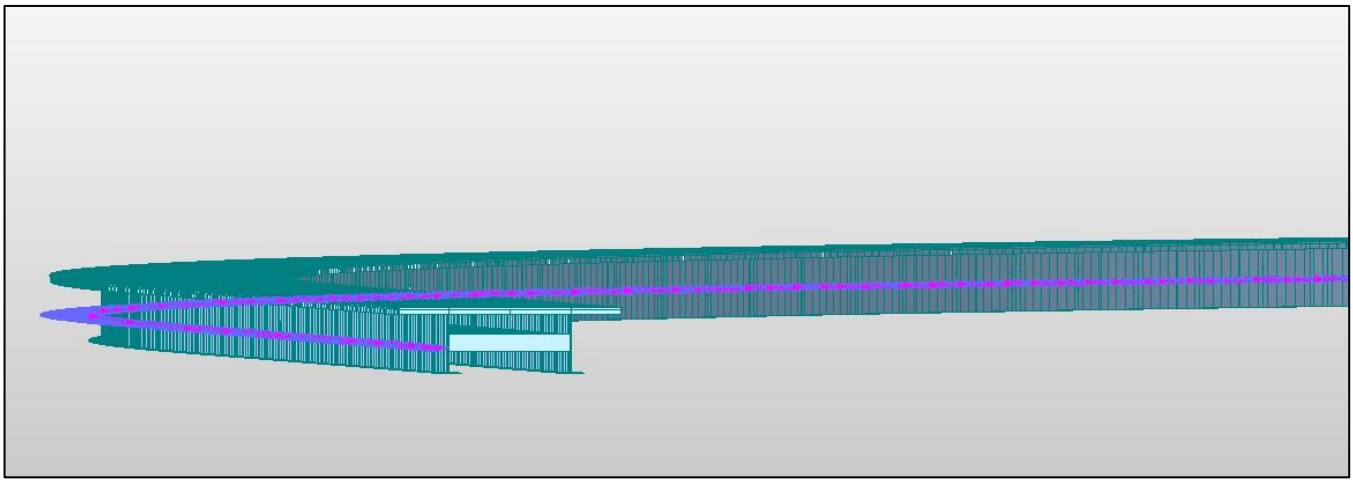
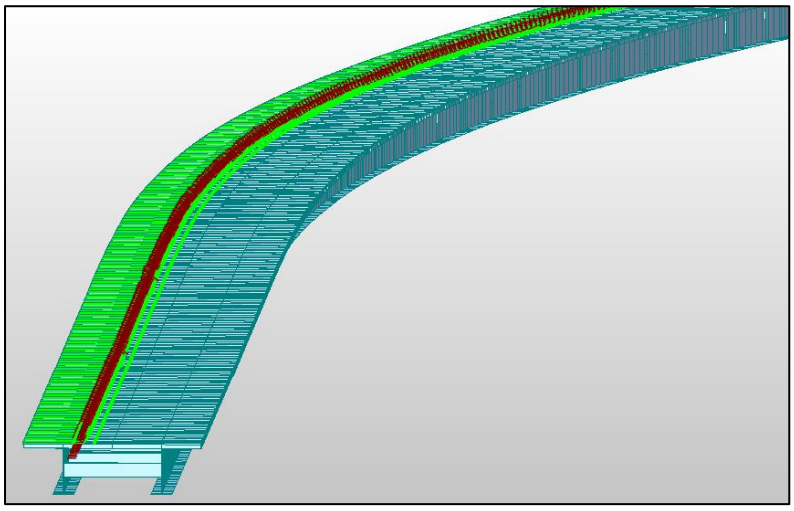


Figure 13 : Exemple de charge linéaire (charge de vent)

Définition des voies ferroviaires



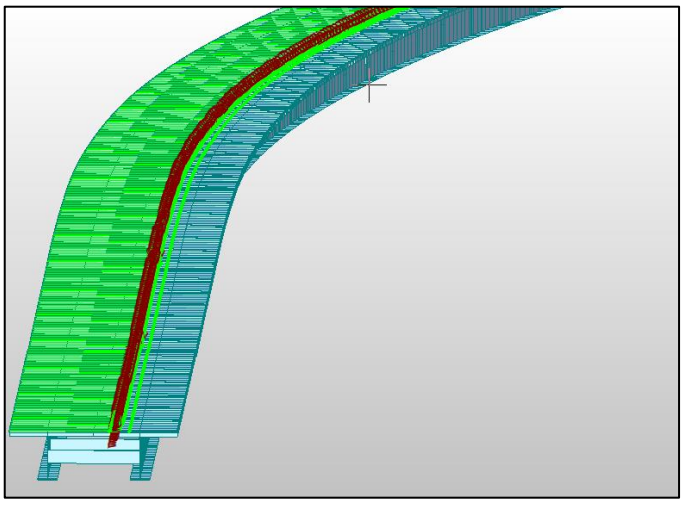
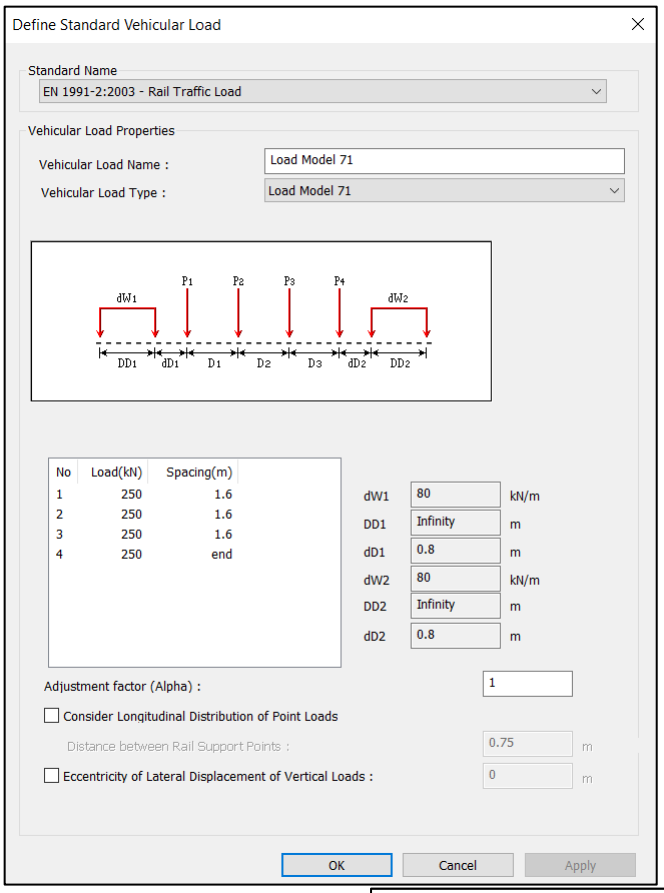
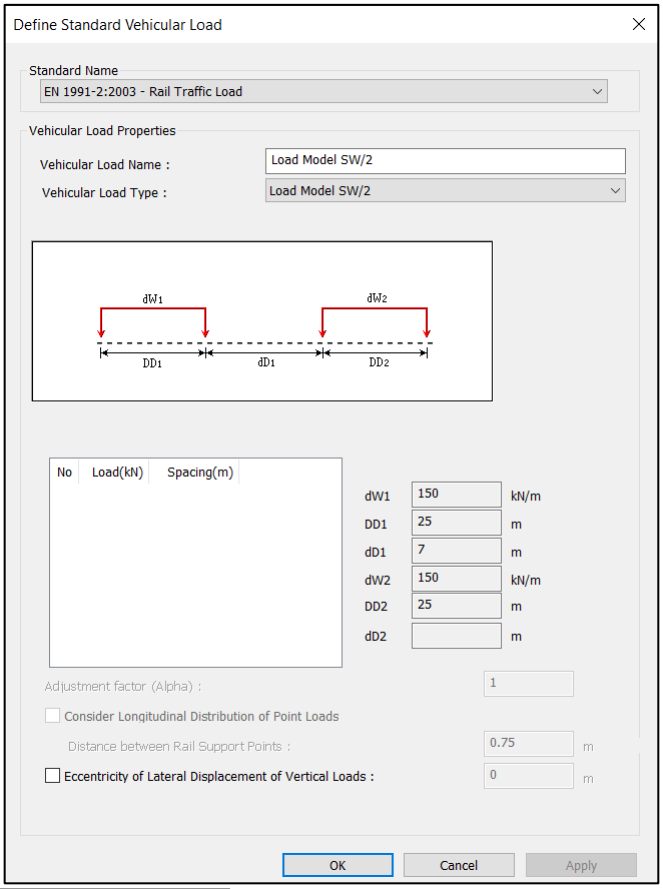


Figure 14 et 15 : Implémentation des voies sur le modèle 3D

Définition des surcharges ferroviaires





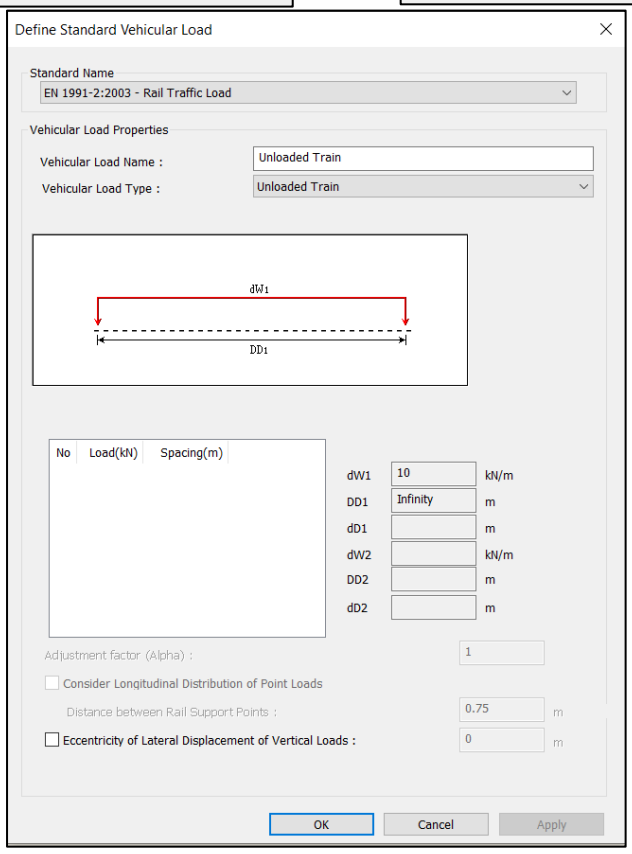


Figure 16, 17 et 18 : Définition des surcharges ferroviaires

Définition des phases de constructions

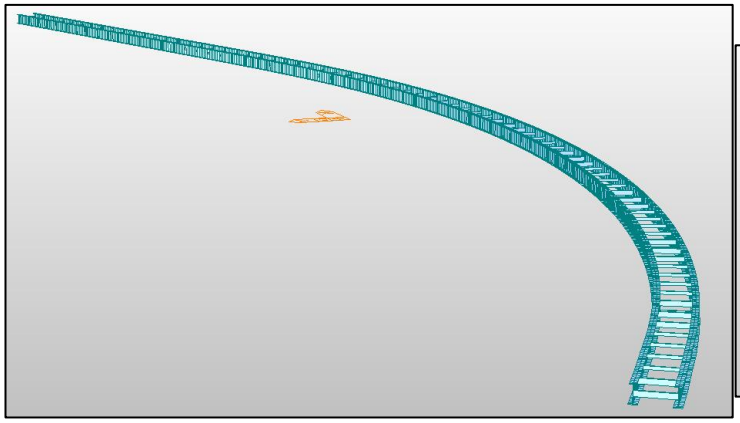


Figure 19 : Première phase de construction

(Poutres seules)

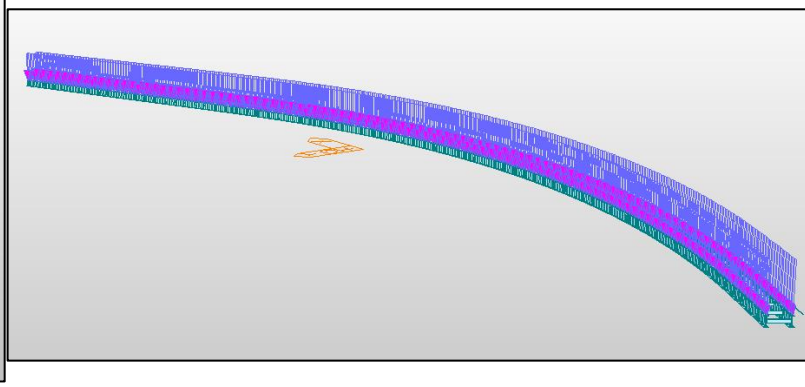


Figure 20 : Deuxième phase de construction

(Béton frais)

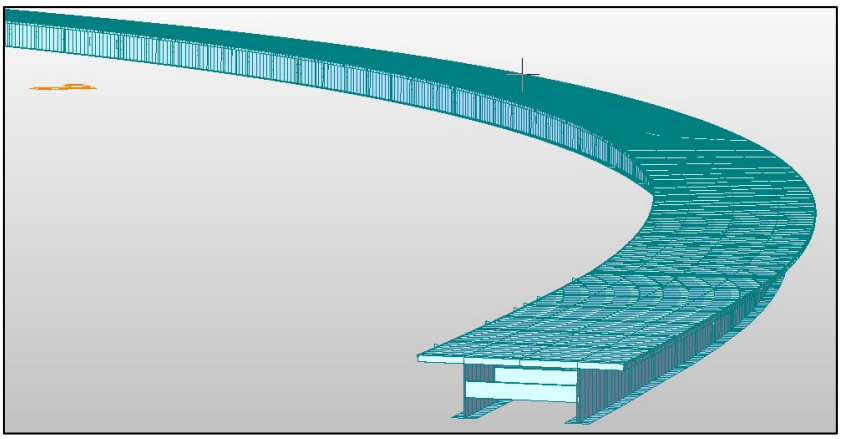


Figure 21 : troisième phase de construction (prise dalle + ccp)

Model global

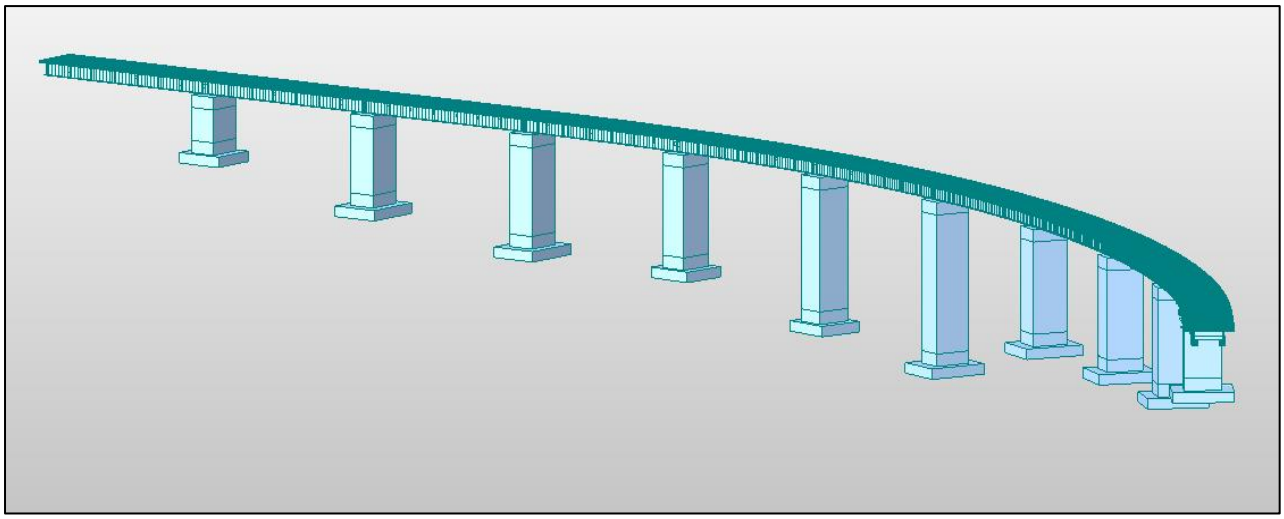


Figure 22 : model global

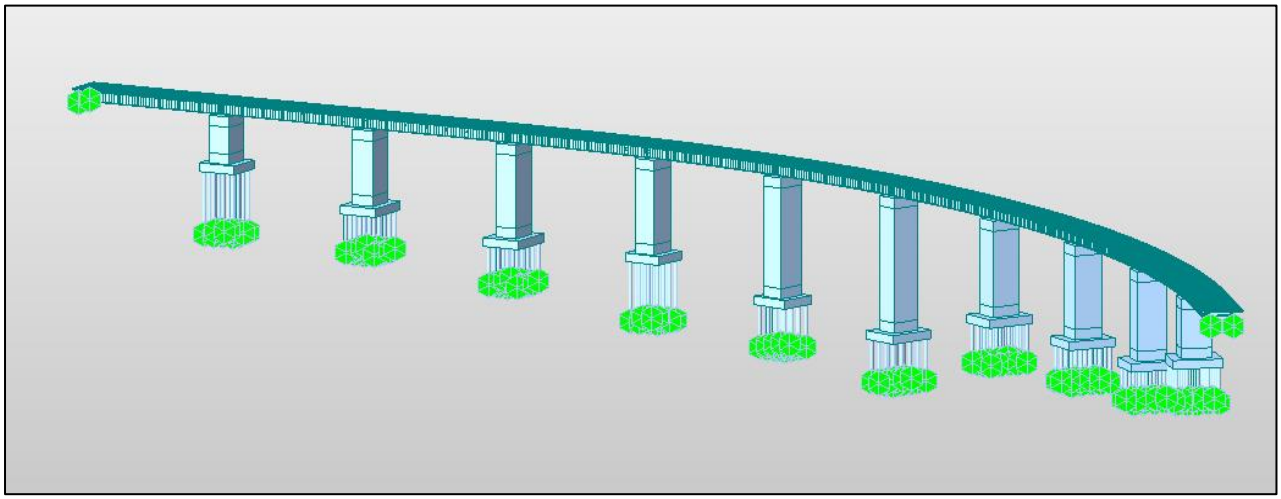


Figure 23 : model global (avec pieux)

ANNEXE E

MODES PROPRES DE LA STRUCTURE [MIDAS CIVIL]

MODAL PARTICIPATION MASSES PRINTOUT						
Mode No	TRAN-X		TRAN-Y		TRAN-Z	
	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)
1	0	0	0	0	0	0
2	0	0	0	0	0	0
3	0	0	0	0	0	0
4	0	0	0	0	0	0
5	0	0	0	0	0	0
6	0	0.01	0	0	0	0
7	0.09	0.09	0.42	0.42	2.18	2.18
8	0	0.09	0	0.42	0	2.18
9	0	0.09	0	0.43	0.24	2.42
10	0.04	0.13	0.1	0.53	0	2.43
...	...	...	...	...	...	...
26	0.45	12.92	0.24	14.77	2.6	33.3
27	0.01	12.93	0.03	14.8	0.45	33.75
28	0.01	12.94	0.04	14.84	0.19	33.94
29	9.18	22.13	0.83	15.67	0.41	34.35
30	1.13	23.25	10.51	26.18	0	34.35
31	0.01	23.26	0.05	26.23	0.88	35.23
32	0	23.26	0.01	26.23	0.02	35.25
33	7.34	30.6	3.92	30.15	2.61	37.86
34	1.17	31.77	1.09	31.24	0	37.86
35	3.89	35.67	7.4	38.64	0.3	38.16
...	...	...	...	...	...	...
99	0.1	71.02	0.02	64.92	0.01	55.05
100	0.05	71.07	0	64.92	0	55.05
101	0.01	71.08	0	64.93	0.03	55.08
102	0	71.08	0.05	64.98	0	55.08
103	0.02	71.1	0.01	64.98	0.01	55.09
104	0.02	71.12	0.01	64.99	0.01	55.1
105	0	71.12	0.03	65.02	0.02	55.12
106	0	71.12	0.01	65.03	0.02	55.14
107	0.57	71.69	0.29	65.33	0.12	55.26
108	0	71.69	0	65.33	0.04	55.3
109	0	71.69	0.01	65.33	0	55.3
...	...	...	...	...	...	...
180	0.04	77.44	0.01	70.69	0	64.03
181	0.03	77.47	0	70.69	0	64.04
182	0	77.47	0.1	70.79	0	64.04
183	0.11	77.59	0.04	70.83	0	64.04
184	0	77.59	0	70.83	0	64.04
185	0.04	77.62	0.02	70.85	0	64.04

186	0	77.63	0.01	70.86	0	64.04
...	...	...	...	...	...	...
230	0	84.13	0	83.57	0.02	72.35
231	0	84.13	0	83.57	0	72.35
232	0	84.14	0	83.57	0	72.35
233	0	84.14	0	83.57	0	72.35
234	0	84.14	0.01	83.58	0	72.35
235	0.01	84.14	0	83.58	0	72.35
236	0.02	84.16	0	83.58	0	72.35
237	0	84.16	0	83.58	0	72.35
238	0.02	84.18	0	83.58	0.01	72.36
239	0	84.18	0	83.59	0	72.36
240	0.06	84.24	0.03	83.62	0	72.36
...	...	...	...	...	...	...
342	0	97.72	0	93.38	0.06	89.64
343	0	97.72	0	93.38	0	89.64
344	0	97.72	0	93.38	0.01	89.65
345	0	97.75	0.06	93.44	0.32	89.97
346	0	97.75	0	93.44	0.04	90.01
347	0	97.75	0	93.44	0.01	90.02
348	0.02	97.77	0.08	93.52	0	90.02
349	0	97.77	0	93.52	0.08	90.1
350	0.01	97.77	0.01	93.55	0.06	90.16

Selon le **RPOA**, il faut prendre en compte tous les modes qui influencent de manière importante la réponse d'une structure dans l'analyse modale.

Dans notre cas, les calculs montrent que l'analyse sismique a considéré les **350 premiers modes de vibration** du pont, chacun ayant une **masse participante supérieure à 90 %**.

Les résultats de l'étude dynamique représentent donc fidèlement le comportement du pont lorsqu'il est soumis à un séisme.

ANNEXE F :
Ferraillage

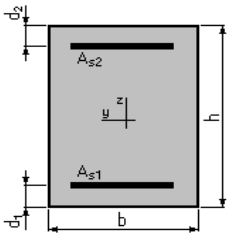
Ferraillage du mur frontal de la culée
Calcul de Section en Flexion Composée

1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 45,0 (MPa) **Acier: fe = 500,0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul en poteau
- Calcul suivant BAEL 91

2. Section:



b = 100,0 (cm)
h = 280,0 (cm)
d_1 = 5,0 (cm)
d_2 = 5,0 (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N^O	Type	**N** (kN)	**M** (kN*m)
1.	ELU	1994,00	3727,40

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 28,0 (cm2) Section théorique A_{s2} = 28,0 (cm2)
Section minimum $A_{s\ min}$ = 56,0 (cm2) Section maximum $A_{s\ max}$ = 1400,0 (cm2)
théorique ρ = 0,20 (%)
minimum ρ_{min} = 0,20 (%) maximum ρ_{max} = 5,00 (%)

Analyse par Cas:

Cas N^O 1: Type ELU N = 1994,00 (kN) M = 3727,40 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 2,76 Pivot: A
Position de l'axe neutre: y = 30,4 (cm)
Bras de levier: Z = 263,0 (cm)
Déformation de l'acier: ε_s = 10,00 (‰)
Déformation du béton: ε_b = 1,24 (‰)
Contrainte de l'acier:

tendue: σ_s = 434,8 (MPa) comprimée: σ_s' = 207,4 (MPa)

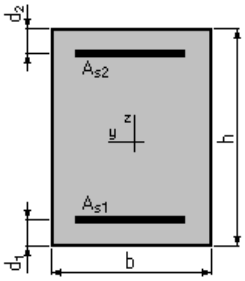
Ferraillage du mur latéral de la culée selon XX
Calcul de Section en Flexion Simple

1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 45,0 (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 = 100,0 (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)	673,30	0,00
Etat **L**imite de **S**ervice	0,00	0,00
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	A_{s1} = 16,5 (cm2)	Section théorique	A_{s2} = 0,0 (cm2)
Section minimum	$A_{s\ min}$ = 12,9 (cm2)		
théorique	ρ = 0,17 (%)		
minimum	ρ_{min} = 0,14 (%)		

Analyse par Cas:

Cas ELU M_{max} = 673,30 (kN*m) M_{min} = 0,00 (kN*m)

Coefficient de sécurité:	1,00	Pivot: A
Position de l'axe neutre:	y = 3,6	(cm)
Bras de levier:	Z = 93,6	(cm)
Déformation du béton:	ε_b = 0,39	(‰)
Déformation de l'acier:	ε_s = 10,00	(‰)
Contrainte de l'acier: tendue:	σ_s = 434,8	(MPa)

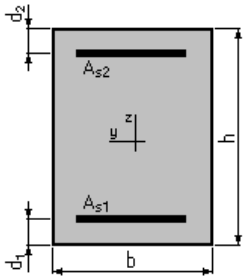
Ferraillage du mur latéral de la culée selon YY
Calcul de Section en Flexion Simple

1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 45,0 (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 = 100,0 (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)	1080,00	-360,00
Etat **L**imite de **S**ervice	0,00	0,00
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	A_{s1} = 26,8 (cm2)	Section théorique	A_{s2} = 12,9 (cm2)
Section minimum	$A_{s\ min}$ = 12,9 (cm2)		
théorique	ρ = 0,42 (%)		
minimum	ρ_{min} = 0,14 (%)		

Analyse par Cas:

Cas ELU M_{max} = 1080,00 (kN*m) M_{min} = -360,00 (kN*m)

Coefficient de sécurité:	1,00	Pivot: A
Position de l'axe neutre:	y = 5,7	(cm)
Bras de levier:	Z = 92,8	(cm)
Déformation du béton:	ε_b = 0,63	(‰)
Déformation de l'acier:	ε_s = 10,00	(‰)
Contrainte de l'acier:		
tendue:	σ_s = 434,8	(MPa)

Ferraillage des pieux de la semelle

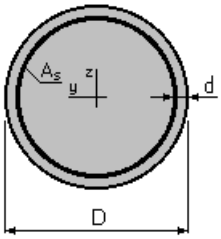
Calcul de Section en Flexion Déviée Composée

1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 45,0 (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	787,30	2576,30	2383,60
2.	ELA	9707,50	3848,80	1737,60

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_s = 157,2 (cm2)

Section minimum $A_{s\ min}$ = 22,6 (cm2) Section maximum $A_{s\ max}$ = 565,5 (cm2)

théorique ρ = 1,39 (%)

minimum ρ_{min} = 0,10 (%) maximum ρ_{max} = 5,00 (%)

Analyse par Cas:

Cas N^{O} 1: Type ELU N = 787,30 (kN) M_y = 2576,30 (kN*m) M_z = 2383,60 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,00 Pivot: A

Position de l'axe neutre: y = 28,6 (cm)

Bras de levier: Z = 101,3 (cm)

Déformation du béton: ε_b = 3,32 (‰)

Déformation de l'acier: ε_s = 10,00 (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue: σ_s =434,8 (MPa)

comprimée: σ_s' = 434,8 (MPa)

Cas N^{O} 2: Type ELA N = 9707,50 (kN) M_y = 3848,80 (kN*m) M_z = 1737,60 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,57 Pivot: B

Position de l'axe neutre: y = 65,7 (cm)

Bras de levier: Z = 84,6 (cm)

Déformation du béton: ε_b = 3,38 (‰)

Déformation de l'acier: ε_s = 2,53 (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue: σ_s =500,0 (MPa)

comprimée: σ_s' = 500,0 (MPa)