

République Algérienne Démocratique et Populaire

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

المدرسة الوطنية العليا للأشغال العمومية

فرنسيس جانسون

École Nationale Supérieure des Travaux Publics

Francis Jeanson



Mémoire

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

Filière : Travaux Publics

Spécialité : Routes et Ouvrages

Thème

**CONCEPTION ET ETUDE D'UN VIADUC FERROVIAIRE
DE LA LIGNE MINIERE : Annaba-Bouhegouf-Tebessa-
Djebel Onk-Bled EL Hadba. PK26+225 AU PK27.**

Réalisé par :

- MAHDAB Mohamed
- BEN NOUIOUA Ikram

Encadré par :

- MR. OUALI Hacene
- MR. FEDGHOUCHE Ferhat

Promotion 2025 / 2026

REMERCIEMENTS

Avant tout, nous rendons grâce à Allah Le Tout-Puissant, source de force, de patience et de réussite, qui nous a accompagnés et guidés tout au long de notre parcours académique.

Nous tenons à exprimer notre profonde gratitude à nos chers parents pour leur amour inconditionnel, leur soutien moral et matériel constant, ainsi que leurs prières qui ont toujours été une source de motivation et de persévérance.

Nos sincères remerciements s'adressent à notre encadreur MR. OUALI HACENE pour son disponibilité, ses conseils précieux et son encadrement rigoureux tout au long de ce travail. Son accompagnement a été déterminant dans la réalisation de ce projet.

Nous exprimons également notre reconnaissance à les entreprise COSIDER OUVRAGE D'ART et SERO EST pour nous avoir permis d'effectuer notre stage de fin d'études dans un cadre professionnel enrichissant.

Nous adressons aussi nos remerciements aux membres du jury pour l'intérêt qu'ils porteront à ce travail, ainsi qu'à l'ensemble des enseignants ayant contribué à notre formation, notamment à travers les enseignements techniques et les outils de modélisation qui ont permis de renforcer nos compétences dans le domaine des ouvrages d'art.

Nous remercions enfin tout le personnel du département Routes et Ouvrages, notamment Madame BOUREBIA Amina, Monsieur ZOUGGARI Mustapha et pour leur accompagnement et leur disponibilité. Enfin, nous exprimons notre gratitude à toutes les personnes qui, de près ou de loin, ont contribué à la réussite de ce projet.

MAHDAB & BENNOUIOUA

Dédicace

Je dédie ce travail à :

Ma chère mère, pour son amour inconditionnel, ses sacrifices, son soutien constant et ses encouragements tout au long de mon parcours. Aucun mot ne saurait exprimer ma profonde gratitude et mon immense affection.

Mes tantes, pour leur bienveillance, leurs conseils précieux et leur présence à mes côtés dans les moments importants.

Mes frères, AZIZ, AYMEN, WASSIM pour leur soutien, leur confiance et tous les moments de partage qui m'ont aidé à avancer.

Mon binôme, MAHDAB MOHAMED avec qui j'ai partagé les efforts, les défis et les réussites de ce projet. Merci pour ton sérieux, ta collaboration et ton esprit d'équipe.

Mes amis, MIASSA, BATOUL pour leur amitié sincère, leur encouragement et les agréables moments qui ont rendu ce parcours plus enrichissant.

Mes cousines, YOUSRA, SARAH, AFRAH pour leur affection, leur soutien moral et leur présence tout au long de cette aventure.

À toutes les personnes qui ont contribué de près ou de loin à ma réussite, je dédie ce travail avec respect, reconnaissance et gratitude.

Bennouioua ikram

Dédicace

Je dédie ce travail,

À mes très chers parents, qui ont été mon refuge, ma force et ma plus grande source de courage. Leur amour, leurs sacrifices et leur soutien constant m'ont permis d'avancer sans jamais abandonner, même dans les moments les plus difficiles.

À **ma mère**, pour sa douceur, ses prières, ses encouragements permanents et cette confiance inébranlable qu'elle a toujours placée en moi, même lorsque je doutais de mes capacités.

À **mon père**, dont la rigueur, le travail et les sacrifices silencieux ont façonné mon parcours et m'ont appris la valeur de l'effort et de la persévérance.

À mon frère Rafik, à ma sœur Yasmine et à mon neveu Ilyas, qui illuminent ma vie et avec qui je partage aujourd'hui cette joie et cette fierté d'avoir atteint cette étape importante.

À mon binôme, BENNOUIOUA Ikram, pour son sérieux, son implication et la qualité de notre collaboration, qui a rendu cette expérience plus enrichissante sur le plan humain et académique.

À mes amis Djafour Mohamed Akram, Zerkouk Mohamed, Ouhab Anis, Zouaoui Abdeldjalil, Bouhali Wassim, Benseraj Haithem, Tebbal Mehdi, Dahamni Redha et Grait Aymen, à mes copains de chambre Affroune Yassine et Boumrah Amine, ainsi qu'à mon ami Benzouaoui Nabil, pour tous les moments de vie partagés, les rires, les difficultés surmontées ensemble et leur présence sincère tout au long de mon parcours.

À celle qui m'a soutenu, encouragé et accompagné dans les moments les plus durs, lorsque tout semblait incertain, et qui a su me redonner espoir et force.

Enfin, je dédie ce travail à moi-même, à celui que j'étais hier, avec ses rêves, ses doutes et ses ambitions, et qui a continué à avancer malgré les obstacles jusqu'à atteindre ce jour. Ce travail est le fruit de la patience, du travail et de la foi en soi.

À vous tous, je vous adresse ma profonde gratitude, ma reconnaissance et tout mon affection.

Mohamed

Résumé

Le présent travail s'inscrit dans le cadre de notre projet de fin d'études et porte sur l'étude et la conception d'un viaduc ferroviaire à double voie situé sur la Ligne Minière Est (Annaba – Bouchegouf – Tébessa – Djebel Onk – Bled El Hadba), entre les PK 26+225 et PK 27+000, sur une longueur totale de 720 m.

L'ouvrage étudié est un tablier mixte hyperstatique bipoutre à section constante. Une modélisation tridimensionnelle a été réalisée à l'aide du logiciel MIDAS Civil afin d'analyser le comportement global de la structure et de déterminer les sollicitations. L'étude comprend également le dimensionnement et la vérification des différents éléments de l'ouvrage selon les normes algériennes et internationales en vigueur.

Mots-clés : Viaduc ferroviaire, Ligne Minière Est, Bipoutre mixte, Tablier hyperstatique, MIDAS Civil.

Summary

This work was carried out as part of our final-year project and focuses on the design and analysis of a double-track railway viaduct located on the Eastern Mining Railway Line (Annaba – Bouchegouf – Tébessa – Djebel Onk – Bled El Hadba), between PK 26+225 and PK 27+000, with a total length of 720 m.

The structure consists of a continuous composite twin-girder deck with constant depth. A three-dimensional model was developed using MIDAS Civil to analyze the global structural behavior and determine internal forces. The study also includes the design and verification of the main bridge components in accordance with Algerian and international standards.

Keywords: Railway Viaduct, Eastern Mining Railway Line, Composite Twin-Girder Bridge, Continuous Deck, MIDAS Civil.

ملخص

يأتي هذا العمل في إطار مشروع التخرج، ويتناول دراسة وتصميم جسر سككي مزدوج المسار يقع على الخط المنجمي الشرقي (عنابة – بوشقوف – تبسة – جبل العنق – بلاد الحدية)، بين PK 26+225 و PK 27+000، بطول إجمالي قدره 720 مترًا.

يتكون المنشأ من سطح جسر مركب مستمر ثنائي العوارض الرئيسية ذات ارتفاع ثابت. وقد تم إعداد نموذج ثلاثي الأبعاد باستعمال برنامج MIDAS Civil لتحليل السلوك العام للمنشأ وتحديد الجهود الداخلية، كما شملت الدراسة تصميم والتحقق من مختلف عناصر الجسر وفقًا للمعايير الجزائرية والدولية، بما في ذلك السطح وأجهزة الارتكاز والركائز والدعامات والأساسات.

الكلمات المفتاحية: جسر سككي، الخط المنجمي الشرقي، جسر ثنائي العوارض المركبة، MIDAS Civil.

TABLE DES MATIÈRES

CHAPITRE I : PRESENTATION DU PROJET.....	2
I.1. INTRODUCTION.....	3
I.2. PRESENTATION DU PROJET.....	3
I.2.1. Objectif du projet.....	3
I.2.2. Situation du projet.....	4
I.2.3. Obstacles à franchir.....	4
I.3. DONNEES DU PROJET.....	5
I.3.1. Tracé en plan.....	5
I.3.2. Profil en travers.....	5
I.3.3. Profil en long.....	5
I.3.4. Topographie.....	6
I.3.5. Géotechnique.....	6
I.3.6. Sismicité du site.....	6
I.3.7. Pluviométrie.....	6
I.3.8. Climat.....	7
CHAPITRE II : CONCEPTION GENERALE.....	8.
II.1. INTRODUCTION.....	9
II.2. PRESENTATIONS ET PRE-DIMENSIONNEMENT DES VARIANTS.....	9
II.2.1. VARIANTE 01 : Pont à poutres en béton précontrainte post tension.....	9
II.2.1.1. Présentation générale de la variante.....	9
II.2.1.2. Les avantages et les inconvénients.....	10
II.2.1.3. Conception longitudinale.....	10
II.2.1.4. Conception transversale.....	11
II.2.1. VARIANTE 01 : Pont à voussoirs préfabriqué a hauteur constante en béton précontraint construit par encorbellements successifs.....	12
II.2.2.1. Avantages et inconvénients.....	12
II.2.2.2. Conception longitudinale.....	13
II.2.2.3. Conception transversale.....	14
II.2.3. Variante 02 : Pont mixte Bi-poutre à hauteur constante.....	15
II.2.3.1. Introduction.....	15
II.2.3.2. Adoption de la méthode de lançage.....	15
II.2.3.3. Avantages et inconvénients.....	16
II.2.3.4. Prédimensionnement du tablier.....	16
II.2.3.4.1. Introduction.....	16
II.2.3.4.2. Conception longitudinale.....	16
II.2.3.4.3. Conception transversale (Selon SETRA).....	17
II.2.3.4.4. Caractéristiques géométriques des poutres PRS.....	18
II.2.3.4.5. Entretoises.....	19
II.2.3.4.6. Choix de la nuance d'acier.....	19
II.2.3.4.7. La connexion entre la dalle et la charpente métallique.....	19
II.2.3.4.8. Montants verticaux d'entretoisement.....	20

II.3. ANALYSE MULTICRITERES.....	20
II.3.1. L'exécution : (/6 points).....	20
II.3.2. L'entretien : (/4 points).....	20
II.3.4. L'esthétique : (/5 points).....	21
II.3.5. L'économie : (/5 points).....	21
II.4. CONCLUSION.....	22
CHAPITRE III : GENERALITES SUR LES PONTS RAILS BI-POUTRE.....	23
III.1. INTRODUCTION.....	24
III.2. Les ponts mixtes acier-béton bipoutres.....	24
III.2.1. Composants structuraux.....	24
III.2.2. Avantages des tabliers métalliques bipoutres.....	24
III.3. Les ponts rails mixtes.....	25
III.3.1. Systèmes de Pose de la Voie Ferrée.....	25
III.3.2. Modèles de charges verticales (Eurocode 1-2).....	25
III.3.3. Efforts Longitudinaux et Interaction Voie-Structure (IVS).....	26
III.3.4. Stabilité Transversale (Effet de Lacet).....	26
III.3.5. Avantages du système mixte pour le ferroviaire.....	26
III.4. Tablier à poutres continues.....	26
III.4.1. Principe de fonctionnement.....	26
III.4.2. Comportement mécanique du tablier continu.....	26
III.4.3. Avantages des ponts hyperstatiques.....	27
III.4.4. Avantages pour le Pont-Rail.....	27
III.5. Montage par lançage.....	27
III.5.1. Principe du lançage.....	27
III.5.2. Géométries de charpente lançables.....	28
III.5.3. Assemblage des tronçons et mise en place de la charpente.....	28
III.5.4. Lançage par roulement sur chaises à galets.....	28
III.5.5. Lançage par glissement sur patins.....	29
III.5.6. Les dispositifs de traction de la charpente.....	29
III.5.7. Matériels d'aide au lancement.....	31
III.6. Conclusion.....	32
CHAPITRE IV : HYPOTHESES DE CALCUL.....	33
IV.1. INTRODUCTION.....	34
IV.2. NORMES ET REGLES DE CALCUL.....	34
IV.3. CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX.....	34
IV.3.1. LE BETON.....	34
IV.3.1.1. La résistance caractéristique à la compression.....	34
IV.3.1.2. La résistance caractéristique à la traction.....	34
IV.3.1.3. Contraintes admissibles à la compression.....	35
IV.3.1.4. Déformation longitudinale du béton.....	36
IV.3.1.5. Déformation transversale du béton.....	36
IV.3.1.6. Coefficient de poisson.....	36
IV.3.2. LES ACIERS.....	36

IV.3.2.1. Les Aciers d'Armatures du Béton.....	36
IV.3.2.2. Les aciers des poutres métalliques.....	37
IV.4. CONCLUSION.....	38
CHAPITRE V : CHARGES ET SURCHARGES.....	39
V.1. Introduction.....	40
V.1.1. Actions à prendre en compte.....	40
V.2. Définition des charges.....	40
V.2.1. Poids des éléments porteurs (CP).....	40
V.2.2. Calcul du complément des charges permanente (CCP)....	41
V.2.3. Charges verticales (effets statiques).....	42
V.2.4. Effets dynamiques.....	46
V.2.4.1. Domaine d'application.....	47
V.2.4.1.1. coefficient dynamique Φ	48
V.2.5. Les charges horizontales.....	49
V.2.5.1. Forces centrifuges (Selon l'article 6.5.1 de l'EN 1991-2 :2003)....	49
V.2.5.2. Effort de lacet (Selon l'article 6.52 de l'EN 1991-2 :2003).....	50
V.2.5.3. Actions dues à l'accélération et au freinage (Selon l'article 6.5.3 de l'EN 1991-2 :2003).....	50
V.2.6. Effet de la température.....	51
V.2.7. Les actions de circulation ferroviaire.....	52
V.2.7.1. Principes.....	52
V.2.7.2. Groupes de charges.....	52
V.2.8. Les autres actions variables comprennent.....	53
V.2.9. Action de trafic vis-à-vis de la fatigue.....	53
V.2.10. Déraillement sur les ponts (Selon l'article 6.7.1 de l'EN 1991-2 :2003).....	53
V.2.11. Actions sismiques.....	55
V.3. Combinaisons de charges.....	55
V.3.1. Les états-limites.....	55
V.3.2. Combinaisons des actions (combinaisons de dimensionnement).....	55
V.3.2.1. Etats limites ultimes (ELU).....	56
V.3.2.1. Etats limites services (ELS).....	56
V.4. Conclusion.....	56
CHAPITRE VI : ETUDE DU TABLIER.....	57
VI.1. INTRODUCTION.....	58
VI.2. Présentation des logiciels utilisés.....	58
VI.2.1. MIDAS Civil 2022.....	58
VI.2.2. CSiBridge.....	59
VI.3. Résultats des moments sollicitant et des efforts tranchants sollicitant sur le pont.....	60
VI.4. Classification des sections (EN 1993-1-1 :2005 articles 5.5).....	61
VI.5. La section mixte.....	64
VI.5.1. Caractéristiques de la section en béton.....	64
VI.5.2. Caractéristiques de la section métallique.....	64
VI.5.3. Caractéristique de la section mixte.....	64

VI.5.3.1. Coefficient d'équivalence.....	64
VI.5.3.2. Largeur efficace pour la vérification des sections transversales : (EN 1994-2 :1997 4.2.2.2).....	65
VI.5.3.3. Géométrie de la section mixte.....	67
VI.5.3.4. Moment d'inertie de la section mixte.....	67
VI.6. RÉSISTANCE EN SECTION ET VÉRIFICATION DE LA SÉCURITÉ STRUCTURALE (Selon les Eurocode 3 et Eurocode 4).....	68
VI.6.1. Coulage de la dalle en béton.....	69
VI.6.2. Justification des contraintes (EN 1994-2 :2005).....	69
VI.6.3. Justification en flexion.....	69
VI.6.4. Justification de l'effort tranchant.....	70
VI.6.5. Justification du moment fléchissant.....	70
VI.7. Résultats et vérifications.....	71
VI.8. Justification sous l'interaction M.V (EN1994-2, 6.2.2.4).....	74
VI.9. Retrait du béton (EN 1992-1-1, §3.1).....	74
VI.10. Le Voilement.....	77
VI.11. VERIFICATION AU DÉVERSEMENT.....	79
VI.11.3. Caractéristiques géométriques de la section.....	80
VI.11.2. Calcul du moment critique élastique de déversement.....	81
VI.11.3. Vérification de l'élancement réduit.....	81
VI.12. VÉRIFICATION DE LA CHARPENTE EN COURS DE LANÇAGE.....	82
VI.12.1. Introduction.....	82
VI.12.2. Principe du lançage adopté.....	82
VI.12.3. Description de la phase critique étudiée.....	84
VI.12.4. Vérification des sections.....	86
VI.12.5. Vérification en flexion.....	86
VI.12.6. Conclusion.....	86
VI.13. ETUDE DES ENTRETOISES.....	87
VI.13.1. Entretoises courants IPE 600.....	87
VI.13.1.1. Moment fléchissant.....	87
VI.13.1.2. Effort tranchant.....	87
VI.13.1.3. Vérification des contraintes.....	87
VI.13.2. Entretoises sur appuis.....	88
VI.13.2.1. Vérification de la contrainte de cisaillement.....	89
VI.14. CONNECTEURS.....	89
VI.14.1. Etude des connecteurs.....	89
VI.14.2. Les types des connecteurs.....	89
VI.14.3. Caractéristiques des connecteurs choisis.....	90
VI.14.3.1. Résistance au cisaillement d'un goujon.....	90
VI.14.3.2. Flux de cisaillement.....	91
VI.14.3.3. Nombre de goujons.....	91
VI.14.3.4. Résultats.....	92
VI.14.4. Vérification des espacements Selon le livre "Traité de Génie Civil Volume 12 PONTS EN ACIER".....	92

VI.14.4.1. Vérification des espacements transversaux.....	92
VI.14.4.2. Vérification des espacements longitudinaux.....	93
VI.15. ETUDE DE LA DALLE.....	94
VI.15.1. Comportement structural de la dalle.....	94
VI.15.1.1. Dalle centrale.....	94
VI.15.1.2. Dalle en porte-à-faux.....	94
VI.15.2. Ferrailage de la dalle.....	94
VI.15.2.1. Combinaisons de charges considérées.....	94
VI.15.2.1.1. À l'État Limite Ultime (ELU).....	94
VI.15.2.1.2. À l'État Limite de Service (ELS).....	94
VI.15.2.2. Calcul de ferrailage transversal (sous M_{yy}).....	95
VI.15.2.2.1. Dalle centrale.....	95
VI.15.2.2.2. Dalle en porte-à-faux.....	96
VI.15.2.3. Calcul du ferrailage longitudinale (sous M_{yy}).....	97
VI.15.3. Condition de non-fragilité.....	98
VI.15.3.1. Vérification vis-à-vis l'effort tranchant.....	98
VI.15.3.2. Vérification dans le sens longitudinal.....	98
VI.15.3.3. Vérification dans le sens transversal.....	99
VI.16. ASSEMBLAGE.....	99
VI.16.1. Principe du soudage.....	99
VI.16.2. Catégories d'assemblages soudés.....	99
VI.16.3. Types de soudures adoptés.....	100
VI.16.3.1. Joint dans l'âme.....	100
VI.16.3.2. Joint des semelles.....	100
VI.16.3.3. Joint de l'âme avec les semelles.....	102
VI.16.4. Dispositions constructives.....	102
VI.16.5. Contrôle et qualité des soudures.....	102
VI.16.6. Nettoyage des soudures.....	103

CHAPITRE VII : EQUIPEMENT DE PONT..... 104

VII.1. INTRODUCTION.....	105
VII.2. LES APPAREILS D'APPUIS.....	105
VII.2.1. Appareils d'appuis à pot.....	105
VII.2.1.1. Les trois grands types d'appareils à pot.....	106
VII.2.2. CONDITIONS D'APPUIS.....	107
VII.2.3. LE DIMENSIONNEMENT DES APPAREILS D'APPUIS.....	107
VII.2.3.1. Vis-à-vis des efforts verticaux.....	107
VII.2.3.2. Efforts horizontaux longitudinaux pour les appareils d'appui à pot glissant.....	108
VII.3. Dés d'appuis.....	109
VII.3.1. Dimensions du dé d'appui.....	109
VII.3.2. Ferrailage des dés d'appuis au niveau de la pile et de la culée.....	110
VII.4. JOINT SOUS BALLAST.....	112
VII.4.1. CALCUL DU SOUFFLE.....	112
VII.5. APPAREIL DE DILATATION FERROVIAIRE.....	113

VII.6. CONCLUSION.....	113
CHAPITRE VIII : ETUDE SISMIQUE ET ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE.....	114
VIII.1. INTRODUCTION.....	115
VIII.2. ÉTUDE SISMIQUE.....	115
VIII.2.1. Introduction.....	115
VIII.2.2. Caracteristiques de l'ouvrage relatives a l'étude sismique.....	115
VIII.2.3. Methode de calcul.....	115
VIII.2.4. Spectre de reponse.....	116
VIII.2.4.1. Spectre de reponse de la composante horizontale.....	116
VIII.2.4.2. Spectre de reponse de la composante verticale.....	117
VIII.2.5. Combinaisons des composantes de l'action sismique.....	118
VIII.2.6. Analyse modale.....	118
VIII.3. ETUDE DE LA PILE.....	119
VIII.3.1. Conception des piles.....	119
VIII.3.2. Vérification de la stabilité de la pile vis-à-vis du flambement (BAEL page 110).....	120
VIII.3.3. Calcul du ferrailage.....	121
VIII.3.4. Ferrailage de la tête de pile (Sommier).....	124
VIII.4. ETUDE DE FONDATION.....	125
VIII.4.1. ETUDE DE LA SEMELLE.....	125
VIII.4.1.1. Les dimension de la semelle.....	125
VIII.4.1.2. Modélisation de la semelle et pieux sous pile.....	126
VIII.4.1.3. Ferrailage de la semelle sous pile.....	127
VIII.4.2. ETUDE DES PIEUX.....	129
VIII.4.2.1. Effort revenant à chaque pieu.....	129
VIII.4.2.2. Vérifications des pieux.....	129
VIII.4.2.3. Ferrailage des pieux.....	129
VIII.5 ETUDE DE LA CULEE.....	131
VIII.5.1. Prédimensionnement de la culée.....	131
VIII.5.2. Evaluation des efforts sollicitant la culée.....	132
VIII.5.3. Modelisation avec robot structural analysis.....	134
VIII.5.4. Ferrailage des éléments de la culée.....	134
VIII.5.5 conclusion.....	139
VIII.6. CONCLUSION.....	140
CONCLUSION GENERALE.....	142
BIBLIOGRAPHIE.....	143
ANNEXE A – DIAGRAMMES DES EFFORTS INTERNES.....	
ANNEXE B – TABLEAUX DE CALCUL.....	
ANNEXE C – FERRAILAGE DES ELEMENTS.....	
ANNEXE D – RESULTATS DES ESSAIS GEOTECHNIQUES	

LISTE DES FIGURES

Figure I.1 : Ligne minière Annaba Djebel Onk.....	3
Figure I.2 : Situation du projet sur Google Earth.....	4
Figure I.3 : Profile en travers.....	5
Figure I.4 : Profile en long.....	5
Figure I.5 : Carte de zonage sismique (RPOA V. 2008).....	6
Figure I.6 : Précipitations journalières maximales annuelles de fréquence décennale humide dans l'Est algérien (A.N.R.H.,2002b).....	7
Figure II.1 : Pont à poutres précontraintes (VIPP).....	9
Figure II.2 : Pont à voussoirs préfabriqué en béton précontraint ...	12
Figure II.3 : Notations des dimensions.....	14
Figure II.4 : Pont mixte bi poutre.....	15
Figure III.1 : Exemple pont bipoutre.....	24
Figure III.2 : Principe du lançage.....	27
Figure III.3 : Chaises à galets : en haut, à balancier ; en bas, à câble... ..	28
Figure III.4 : Patins de glissement liés aux appuis.....	29
Figure III.5 : Patins de glissement solidaires du tablier.....	29
Figure III.6 : Principe de traction à l'aide d'un treuil.....	29
Figure III.7 : Principe de traction par vérins avaleurs de câbles.....	30
Figure III.8 : Principe de poussage par vérins à double effet.....	30
Figure III.9 : Schéma de principe d'un avant-bec.....	31
Figure III.10 : Schéma de principe d'un arrière-bec.....	31
Figure III.11 : Palée provisoire.....	32
Figure III.12 : Schéma de principe d'un mât de haubanage.....	32
Figure V.1 : Travers bi bloc.....	41
Figure V.2 : Schéma de charges UIC 71 et valeurs caractéristiques pour les charges verticales.....	43
Figure V.3 : Excentricité des charges verticales.....	43
Figure V.4 : Schémas de charges SW.....	44
Figure V.5 : Schéma des charges de train à vide.....	44
Figure V.6 : Répartition longitudinale d'une force ponctuelle ou d'une charge de roue par le rail.....	45
Figure V.7 : Répartition longitudinale des charges par les traverses et le ballast.....	46
Figure V.8 : Organigramme permettant de déterminer si une analyse dynamique est requise.....	46

Figure V.9 : Limite de la flèche sous poids permanent.....	47
Figure V.10 : Corrélation entre les températures minimales/maximales de l'air sous abri (Tmin/Tmax) et la composante de température uniforme minimale/maximale d'un pont (Te.min/Te.max).....	51
Figure V.11 : Groupes de charges.....	52
Figure V.12 : Cas 1- Charge équivalente <i>qA1d</i>	54
Figure V.13 : Cas 2- Charge équivalente <i>qA2d</i>	55
Figure VI.1 : Midas Civil.....	59
Figure VI.2 : modele 3D du viaduc.....	59
Figure VI.3 : CSiBridge.....	60
Figure VI.4 : Définition de la largeur efficace.....	65
Figure VI.5 : Détermination des portées équivalentes L_e pour la largeur efficace des membrures en béton et répartition de la largeur efficace en travée.....	65
Figure VI.6 : Section mixte.....	67
Figure VI.7 : Phases du coulage de la dalle.....	69
Figure VI.8 : Distribution des contraintes dans la section mixte.....	71
Figure VI.9 : Caractéristiques géométriques de la section.....	81
Figure VI.10 : Avant bec.....	83
Figure VI.11 : Vue en long de la poutre avec avant bec.....	83
Figure VI.12 : Vue en plan de la poutre avec avant bec.....	84
Figure VI.13 : Diagramme des moments.....	84
Figure VI.15 : Diagramme de l'effort tranchant.....	85
Figure VI.16 : La flèche obtenue avant accostage.....	85
Figure VI.17 : Avant bec (de COSIDER OUVRAGES D'ART).....	85
Figure VI.18 : Réaction d'appuis (MIDAS CIVIL).....	88
Figure VI.19 : Types des guojon.....	89
Figure VI.20 : goujon a tête.....	90
Figure VI.21 : disposition transversale des goujons.....	93
Figure VI.22 : disposition longitudinale des goujons sur appuis et a mis travées.....	93
Figure VI.23 : Cartographie de moment fléchissants M_{yy} dans la dalle à l'ELU.....	95
Figure VI.24 : Cartographie du moment fléchissants M_{yy} dans la dalle à l'ELS.....	96
Figure VI.25 : Cartographie de moment fléchissants M_{yy} dans la dalle en porte-à-faux à l'ELU.....	96
Figure VI.26 : Cartographie de moment fléchissants M_{yy} dans la dalle en porte-à-faux à l'ELS.....	97
Figure VI.27 : plan de ferailage de la dalle.....	98
Figure VI.28 : liason d'âme.....	100
Figure VI.29 : Détail de soudure de la semelle inférieure.....	101
Figure VI.30 : Détail de soudure de la semelle supérieure.....	102
Figure VII.1 : composition schématique d'un appareil d'appui à pot.....	106
Figure VII.2 : Les conditions d'appuis.....	107

Figure VII.3 : Ferrailage du dé d'appuis sur Pile.....	111
Figure VII.4 : Ferrailage du dé d'appuis sur Culée	111
Figure VII.5 : Appareil de dilatation ferroviaire ADF	113
Figure VIII.1 : Le spectre de réponse élastique Sae(T) – composante horizontale.....	116
Figure VIII.2 : Le spectre de réponse élastique Sae(T) – composante verticale.....	118
Figure VIII.3 : : Dimensions des pile avec élancement <25 P3,P4,P5,P6.P7,P10, P11,P12	119
Figure VIII.4 : : Dimensions des pile avec élancement >25 P3,P4,P5,P6.P7,P10, P11,P12	120
Figure VIII.5 : abaques de Walther	122
Figure VIII.6 : Schéma illustratif du ferrailage de la pile	124
Figure VIII.7 : Vue en plan de la semelle	126
Figure VIII.8 : Modèle de fondation	127
Figure VIII.9 : ferrailage de la semelle et les pieux	130
Figure VIII.10 : Dimensions de la culée	132
Figure VIII.11 : modélisation de la culée avec logiciel Robot.....	134
Figure VIII.12 : Les sollicitations Nyy et Myy a l'ELU sur le mur frontal avec logiciel Robot	135
Figure VIII.13 : Les sollicitations Nyy et Myy a l'ELS sur le mur frontal avec logiciel Robot	135
Figure VIII.14 : Les sollicitations Nxx et Mxx a l'ELU sur le mur frontal avec logiciel Robot	136
Figure VIII.15 : Les sollicitations Nxx et Mxx a l'ELS sur le mur frontal avec logiciel Robot	136
Figure VIII.16 : Les moments Myy a l'ELS et a l'ELU sur le mur garde grève avec logiciel Robot	137
Figure VIII.17 : Les moments Myy a l'ELS et a l'ELU sur le mur en retour avec logiciel Robot	138
Figure VIII.18 : Les moments Mxx a l'ELS et a l'ELU sur le mur en retour avec logiciel Robot	139
Figure VIII.19 : Plan de ferrailage de la culee	139

LISTE DES TABLEAUX

Tableau II.1 : Implantations des appuis de la variante 01.....	10
Tableau II.2 : Tableau récapitulatif du prédimensionnement de la variante 01.....	11
Tableau II.3 : implantation des appuis.....	13
Tableau II.4 : Récapitulation de découpage des voussoirs.....	13
Tableau II.5 : Récapitulation du Prédimensionnement de la variante.....	14
Tableau II.6 : implantation des appuis.....	17
Tableau II.7 : Dimensions des éléments du tablier.....	18
Tableau II.8 : Dimensions des poutres PRS (en mm).....	19
Tableau II.9 : Évaluation Multicritères des trois Variantes.....	21
Tableau III.1 : Contraintes limites d'élasticité f_y	37
Tableau III.2 : Contrainte limite à la rupture f_u	38
Tableau V.1 : Les poids propres dus aux éléments structuraux.....	40
Tableau V.2 : Dimensions et masse de UIC60 Rail.....	41
Tableau V.3 : Le poids des éléments secondaires et équipements.....	42
Tableau V.4 : Valeurs caractéristiques des charges verticales pour les schémas de charge SW.....	44
Tableau V.5 : Valeur du coefficient k en fonction du nombre de voies.....	49
Tableau V.6 : Gradient thermique $\Delta\theta$	52
Tableau VI.1 : Résultats des moments sollicitant sur le pont.....	60
Tableau VI.2 : résultats des efforts tranchants sollicitant sur le pont.....	61
Tableau VI.3 : Classification des sections du pont étudiée.....	61
Tableau VI.4 : Dimensions finales des sections métalliques.....	63
Tableau VI.5 : Classification des sections du pont étudiée après redimensionnement.....	63
Tableau VI.6 : Caractéristiques de la section en béton.....	64
Tableau VI.7 : Caractéristiques de la section métallique.....	64
Tableau VI.8 : Coefficient d'équivalence n	65
Tableau VI.9 : Caractéristiques de la section mixte.....	68
Tableau VI.10 : Contraintes limites d'élasticité f_y	69
Tableau VI.11 : Contrainte admissible pour chaque section.....	70
Tableau VI.12 : vérification M et V en phase 1, 3 et 4.....	72
Tableau VI.13 : vérification des contraintes de la phase 1, 3 et 4.....	73
Tableau VI.14 : vérification M et V en phase 2.....	73
Tableau VI.15 : vérification des contraintes de la phase 2.....	74
Tableau VI.16: vérification des contraintes admissibles par section.....	74
Tableau VI.17 : Valeurs de K_h	75
Tableau VI.18 : Flux de cisaillement et nombre de goujons a L'ELS.....	92
Tableau VI.19 : Ferrailage transversale de la dalle centrale.....	96
Tableau VI.20 : Ferrailage transversale de la dalle en porte-à-faux.....	97
Tableau VI.21 : valeurs de l'effort tranchant agissant sur la dalle.....	98

Tableau VII.1 : descente de charge prise dans les calculs.....	107
Tableau VII.2 : Surface du pot.....	108
Tableau VII.3 : La surface minimale du coussin.....	108
Tableau VII.4 : Efforts horizontaux longitudinaux pour les appareils d'appui à pot glissants.....	108
Tableau VII.5 : Coefficient de dégressivité.....	109
Tableau VII.6 : Choix des appareil d'appuis.....	109
Tableau VII.7 : Dimensions des dés d'appui	110
Tableau VII.8 : Ferrailage dés d'appuis	111
Tableau VIII.1 : les modes propres	119
Tableau VIII.2 : Sollicitations sous les combinaisons les plus défavorables de la pile	121
Tableau VIII.3 : Ferrailage longitudinal de la pile 08.....	122
Tableau VIII.4 : Ferrailage de la pile	123
Tableau VIII.5 : Caractéristique de la semelle	126
Tableau VIII.6 : Réaction en tête de la semelle (Midas).....	127
Tableau VIII.7 : vérification des conditions de la méthode des bielles	128
Tableau VIII.8 : Les efforts extrêmes agissant sur la semelle sous pile	128
Tableau VIII.9 : Les valeurs de N_{max} et de N_{min} pour les combinaisons les plus défavorables	129
Tableau VIII.10 : Les efforts extrêmes agissant sur les pieux	129
Tableau VIII.11 : Prédimensionnement de la culée	131

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.

St : Espacement des armatures.

NF : Norme française.

Xr : Centre de rigidité.

MP : Masse des piles. MT : Masse du tablier.

FL : Force sismique longitudinale.

FT : Force sismique transversale.

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

Hflv : Force due au déplacement horizontal induit par les effets du retrait et de fluage. B : Aire d'une section de béton. Es : Module de Young de l'acier.

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.

M_{ser} : Moment fléchissant de calcul de service.

M_u : Moment fléchissant de calcul ultime.

N_{ser} : Effort normal de calcul de service.

N_u : Effort normal de calcul ultime.

G : Action permanente.

Q : Action d'exploitation.

V_u : Effort tranchant de calcul ultime.

W : Résultante des actions du vent.

f_e : Limite d'élasticité de l'acier.

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

f_{tj} : Résistance caractéristique à la traction du béton à l'âge de j jours.

ϵ_{bu} : résistance de béton utile ϵ_{st} : déformation d'acier.

ϵ_{bc} : déformation de béton.

V_{Ed} : valeur de calcul de l'effort tranchant.

$V_{el,Rd}$: l'effort tranchant résistant de calcul au déversement.

A_V : aire de cisaillement.

I_y : moment d'inertie de section brute.

p : Charge permanente unitaire.

h : Hauteur d'une poutre. A_s : section des aciers tendus.

A_P : section de précontrainte. A_0 : section de précontrainte d'un câble.

ΔP : perte de tension. l_f : Longueur de flambement.

n : Coefficient d'équivalence acier-béton.

s_t : Espacement des armatures transversales.

d : hauteur utile de la section en flexion simple.

y_1 : Profondeur de l'axe neutre calculée à l'ELS.

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

Les ponts et les viaducs constituent des ouvrages d'art essentiels dans le développement des infrastructures de transport. Ils permettent de franchir des obstacles naturels ou artificiels tels que les vallées, les rivières ou les zones industrielles, assurant ainsi la continuité et la fluidité des réseaux routiers et ferroviaires.

Dans ce cadre, le présent projet de fin d'études s'inscrit dans l'étude d'un viaduc ferroviaire à double voie situé sur la Ligne Minière Est (Annaba – Bouchegouf – Tébessa – Djebel Onk – Bled El Hadba), entre les PK 26+225 et PK 27+000, sur une longueur totale de 720 m. Cet ouvrage participe à l'amélioration du transport ferroviaire des marchandises, notamment dans une région à forte activité minière, contribuant ainsi au développement économique et à la valorisation des ressources naturelles.

De manière générale, ces ouvrages jouent un rôle majeur dans le développement territorial en facilitant les échanges, en réduisant les distances et en améliorant la connectivité entre les différentes régions. Ils nécessitent une conception rigoureuse afin de garantir leur sécurité, leur performance et leur durabilité dans le temps.

Ainsi, l'étude de ce viaduc permet d'aborder les principales problématiques liées à la conception des ouvrages d'art ferroviaires et de mettre en pratique les compétences acquises durant la formation d'ingénieur en génie civil.

Pour mener à bien ce travail, le présent mémoire est structuré comme suit :

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage.

Chapitre II : Conception et prédimensionnement.

Chapitre III : Généralités sur les ponts rails bi poutre

Chapitre IV : Hypothèses de calcul.

Chapitre V : Charge et surcharges.

Chapitre VI : Étude du tablier.

Chapitre VII : Équipement de pont.

Chapitre VIII : Étude de l'infrastructure.

I. CHAPITRE I

PRESENTATION DU

PROJET

I.1. INTRODUCTION ;

La conception d'un pont doit satisfaire à un certain nombre d'exigences puisqu'il est destiné à offrir un service à l'utilisateur. On distingue les exigences fonctionnelles, qui sont les caractéristiques permettant au pont d'assurer sa fonction d'ouvrage de franchissement, et les exigences naturelles, qui englobent l'environnement où se trouve notre ouvrage et son influence sur la conception. Ces exigences seront présentées en détail dans ce chapitre.

I.2 PRESENTATION DU PROJET :

I.2.1. Objectif du projet

Le projet de la ligne minière Tébessa – Djebel El Onk a pour objectif principal d'assurer le transport du phosphate extrait des gisements miniers de la région vers les différentes zones de traitement et d'exploitation. Cette infrastructure ferroviaire joue un rôle important dans le développement économique et industriel du pays en facilitant le transport des matières premières dans de meilleures conditions de sécurité et de rentabilité.

Dans ce contexte, le viaduc étudié constitue un élément essentiel de la ligne ferroviaire puisqu'il permet le franchissement d'une zone à relief vallonné comportant plusieurs cours d'eau. Le recours à un ouvrage d'art de type viaduc a été motivé par les contraintes topographiques du site ainsi que par la nécessité de garantir la continuité du tracé ferroviaire avec des performances géométriques adaptées aux vitesses d'exploitation prévues.

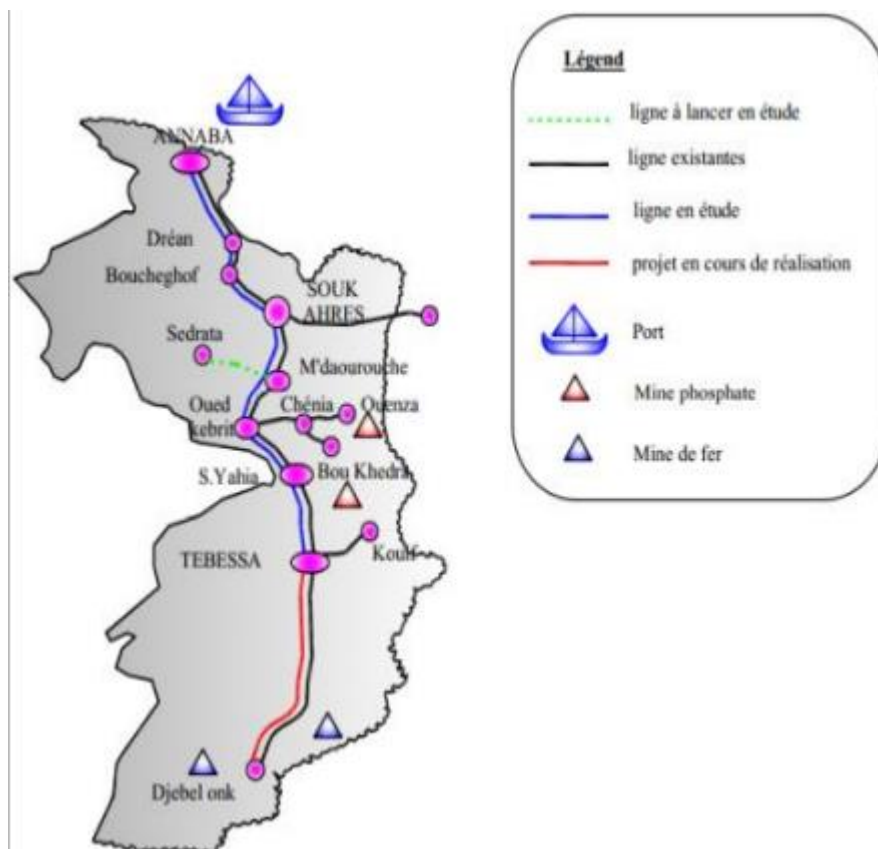


Figure I.1 : Ligne minière Annaba Djebel Onk

I.2.2. Situation du projet

Le projet étudié se situe dans la wilaya de Tébessa, au Nord-Est de l'Algérie, sur la ligne ferroviaire minière reliant Tébessa à Djebel El Onk. L'ouvrage est implanté entre le PK 26+232 et le PK 26+984 de la ligne projetée.

Le site du projet est caractérisé par une topographie vallonnée présentant des dénivelés importants ainsi que plusieurs écoulements hydrauliques temporaires. Ces caractéristiques naturelles rendent nécessaire la réalisation d'un viaduc afin d'assurer le franchissement de la zone tout en maintenant les conditions géométriques imposées par le tracé ferroviaire.

La figure suivante présente la localisation générale du projet dans la région d'étude.



Figure I.2 : Situation du projet sur Google Earth

I.2.3. Obstacles à franchir

L'ouvrage permet le franchissement d'une vaste dépression naturelle constituée de plusieurs talwegs et cours d'eau temporaires localisés aux points kilométriques PK 26+312, 26+877. Le terrain présente des variations altimétriques importantes qui rendent difficile la réalisation d'un remblai classique sur toute la longueur du tracé.

L'utilisation d'un viaduc permet :

- de maintenir le profil ferroviaire projeté ;
- de limiter les volumes de terrassement ;
- de préserver les écoulements hydrauliques existants ;
- de réduire les impacts environnementaux sur le site.

Le viaduc présente une hauteur maximale d'environ 31,43 m et repose sur une structure mixte à bi-poutres adaptée aux grandes portées et aux contraintes du site.

I.3. DONNEES DU PROJET :

I.3.1. Tracé en plan

Le tracé en plan du viaduc est défini par une courbe horizontale de rayon égal à 1515 m permettant d'assurer la continuité géométrique de la ligne ferroviaire dans des conditions compatibles avec les vitesses d'exploitation prévues.

Le tracé comporte un dévers de 1 % destiné à améliorer le confort et la sécurité des circulations ferroviaires au niveau de la courbe.

I.3.2. Profil en travers

Le viaduc est conçu pour une ligne ferroviaire à double voie avec une largeur totale du tablier de 12,60 m.

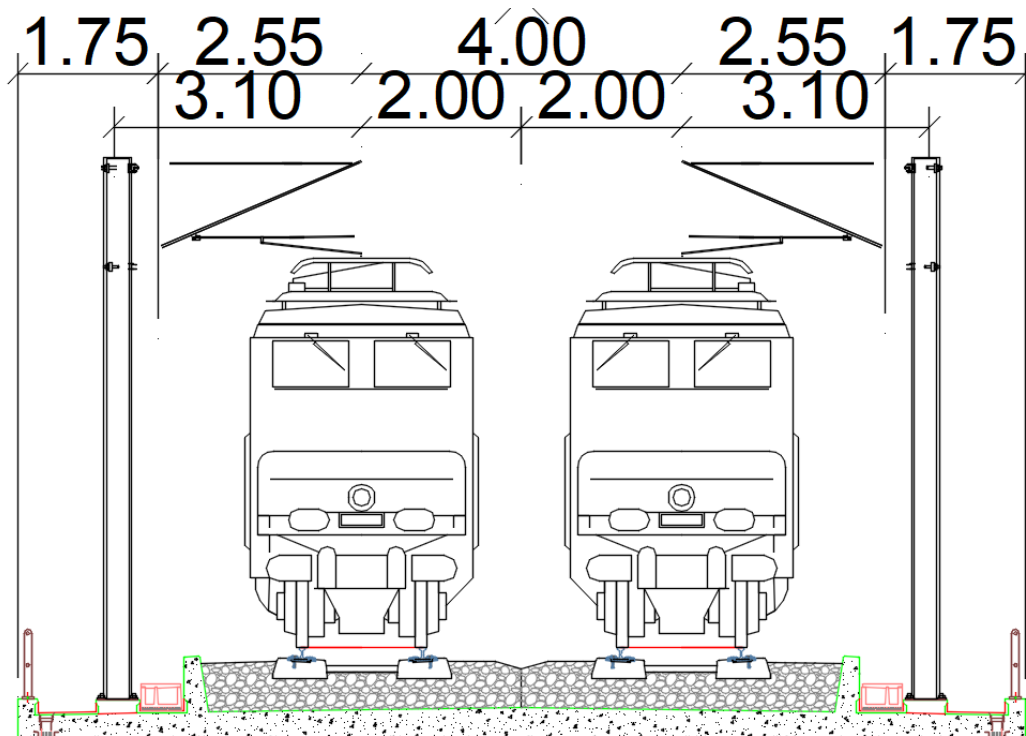


Figure I.3 : Profil en travers

I.3.3. Profil en long

Le profil en long du projet présente une pente longitudinale de :

$$P = 0.6\%$$

Cette pente reste compatible avec les exigences d'exploitation ferroviaire et permet d'assurer la continuité du tracé dans les conditions topographiques du site.

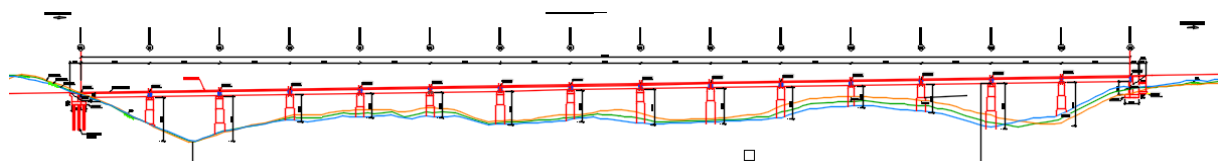


Figure I.4 : Profil en long

I.3.4. Topographie

La zone d'étude présente un relief vallonné caractérisé par des variations importantes de niveau ainsi que par la présence de plusieurs talwegs et écoulements naturels.

D'après le levé topographique et ces caractéristiques on peut dire que le projet est implanté dans une zone montagneuse.

I.3.5. Géotechnique

L'étude géotechnique réalisée dans le cadre du projet met en évidence un substratum rocheux à dominante dolomitique et calcaire, présentant de bonnes caractéristiques mécaniques. Les essais pressiométriques indiquent des pressions limites supérieures à 49 bars dans les zones saines, et comprises entre 15 et 30 bars dans les zones altérées ou fracturées, traduisant un bon potentiel de portance global.

Ce substratum est recouvert par des formations quaternaires essentiellement constituées de matériaux argilo-limoneux, avec des intercalations sableuses locales, présentant une portance plus faible (pressions limites généralement inférieures à 10 bars).

Au regard de la nature du massif rocheux et des résultats des reconnaissances in situ, le site est classé S1 (site rocheux) conformément aux dispositions des RPOA 2008.

I.3.6. Sismicité du site

Selon le règlement parasismique algérien (RPOA), la région de Tébessa est classée en zone sismique I, correspondant à une zone de faible sismicité.

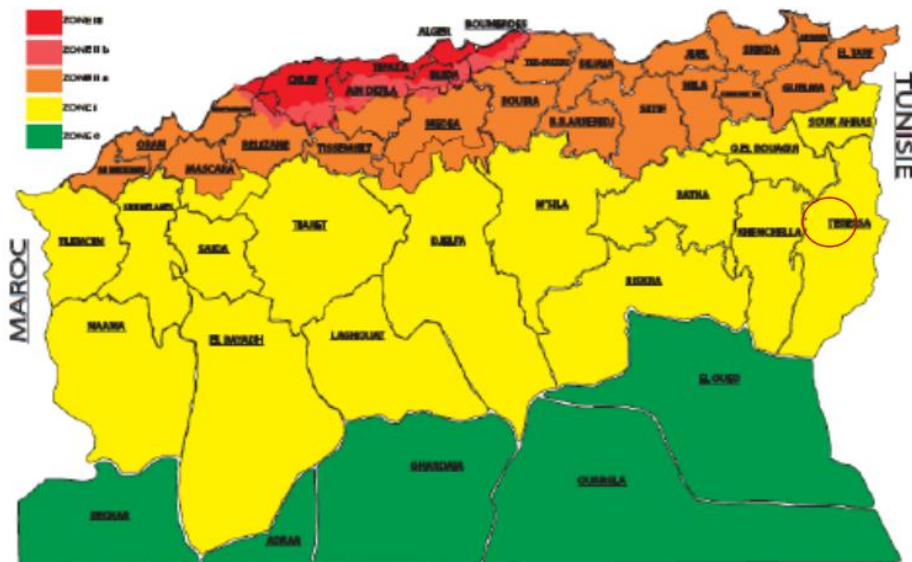


Figure I.5 : Carte de zonage sismique (RPOA V. 2008)

I.3.7. Pluviométrie

La région du projet appartient à une zone où les précipitations moyennes annuelles varient entre 500 et 600 mm.

Les précipitations journalières maximales annuelles de fréquence décennale varient entre 50 et 60 mm. Ces données climatiques sont prises en compte dans le dimensionnement des systèmes d'évacuation des eaux pluviales ainsi que dans les vérifications hydrauliques de l'ouvrage.

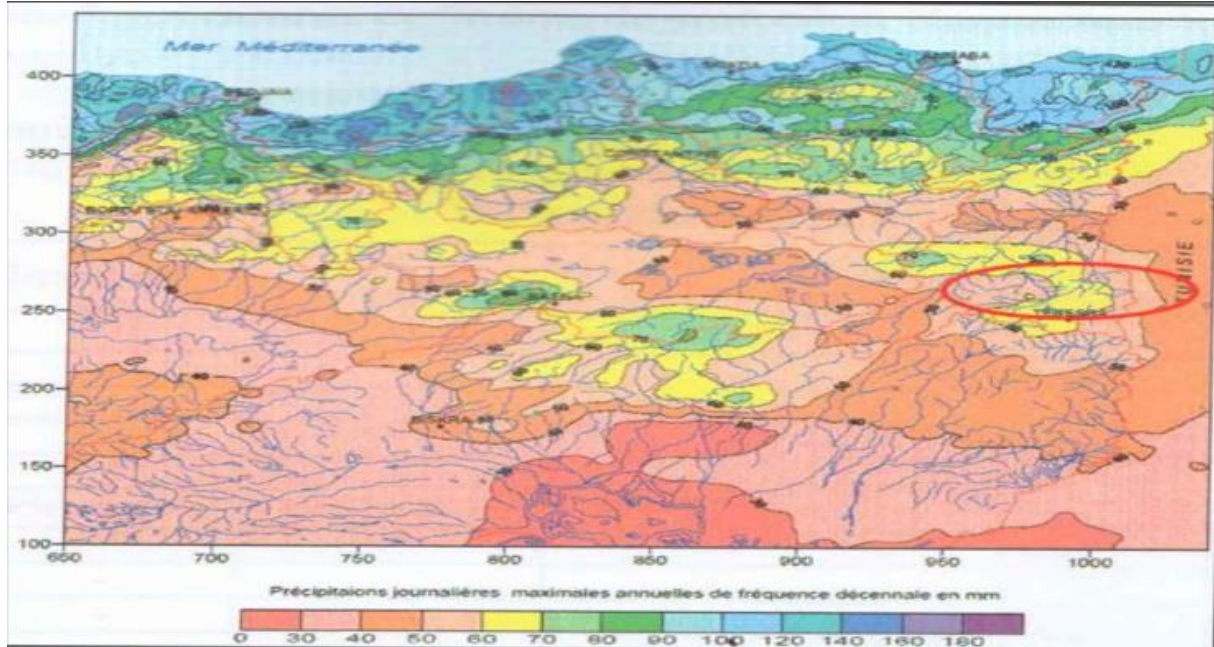


Figure I.6 : Précipitations journalières maximales annuelles de fréquence décennale humide dans l'Est algérien (A.N.R.H., 2002b)

I.3.8. Climat

La région de Tébessa est caractérisée par un climat continental à été chaud et sec. Durant la période estivale, l'écart de température entre le jour et la nuit peut dépasser 15 °C.

Les températures moyennes journalières en été peuvent atteindre 35 °C, ce qui peut engendrer des effets thermiques importants sur la structure du viaduc. Ces variations de température doivent être prises en considération dans le dimensionnement des appareils d'appui, des joints de dilatation ainsi que dans les vérifications des effets thermiques sur la structure.

II. CHAPITRE II

CONCEPTION

GENERALE

II.1. INTRODUCTION :

Dans ce chapitre nous allons traiter la conception et le prédimensionnement de notre ouvrage, qui a pour objectif de déterminer le type d'ouvrage à projeté. Le type choisit doit répondre aux différentes contraintes imposées par le site tout en intégrant le côté esthétique et architecturale ainsi l'enveloppe économique. Pour atteindre ces objectifs on doit effectuer une étude multicritère sur chacune des variantes entretenues, pour enfin choisir celle qui présente des caractéristiques optimales selon :

- La nature de l'obstacle à franchir
- Le gabarit à respecter.
- L'élancement possible.
- L'emplacement des appuis
- Les techniques et moyens de réalisation selon l'accessibilité du site.
- Le niveau d'eau selon les crues centennales.
- L'esthétique de l'ouvrage.
- Le bilan économique

II.2. PRESENTATIONS ET PREDIMENSIONNEMENT DES VARIANTES :

II.2.1. VARIANTE 01 : Pont à poutres en béton précontrainte post tension

II.2.1.1. Présentation générale de la variante

Le pont à poutres en béton précontraint par post-tension est un ouvrage d'art couramment utilisé pour des portées moyennes. Il est constitué de poutres longitudinales en béton dans lesquelles des câbles de précontrainte sont mis en tension après le durcissement du béton. Cette technique permet d'introduire des efforts de compression dans le tablier, réduisant les fissurations, les déformations et améliorant la capacité portante ainsi que la durabilité de l'ouvrage. Grâce à sa fiabilité et à son coût maîtrisé.



Figure II.1 : Pont à poutres précontraintes (VIPP)

II.2.1.2 Les avantages et les inconvénients :

- Les Avantages :
 - Construction rapide : Les éléments préfabriqués permettent un montage plus rapide sur site.
 - Réduction des coûts indirects : Moins de temps sur le chantier entraîne une diminution des coûts liés à la gestion du trafic et aux installations temporaires.
 - Qualité assurée par la préfabrication : La fabrication en usine permet un contrôle qualité plus strict, garantissant des éléments conformes aux normes et réduisant les défauts sur site.
- Les inconvénients :
 - Coût initial élevé pour le levage : L'installation des poutres nécessite des grues de grande capacité, ce qui augmente le coût initial du chantier.
 - Dépendance à la qualité de fabrication : La performance et la durabilité de l'ouvrage dépendent fortement de la qualité de l'atelier de préfabrication.
 - Maintenance des joints : Les jonctions entre les poutres nécessitent un suivi régulier et des interventions d'entretien pour assurer l'étanchéité et la sécurité de l'ouvrage.
 - Limitations esthétiques : Le pont peut paraître plus massif et moins léger visuellement comparé à des solutions mixtes ou métalliques.

II.2.1.3. Conception longitudinale

Le domaine d'emplois de telle structure correspond à des portées optimales de 30 à 40 m. On propose dans cette variante un pont de 20 travées isostatiques à poutres précontraintes de 36 m de longueur, avec une longueur totale de tablier de 720 m.

Implantation des appuis :*Tableau II.1 : Implantations des appuis de la variante 01*

PILE / CULÈ	PK	PILE / CULÈ	PK	PILE / CULÈ	PK
C1	26+250	P9	26+574.345	P18	26+899.245
P1	26+285.545	P10	26+610.445	P19	26+935.345
P2	26+321.645	P11	26+646.545	C2	26+970.919
P3	26+357.745	P12	26+682.645		
P4	26+393.845	P13	26+718.745		
P5	26+429.945	P14	26+754.845		
P6	26+466.045	P15	26+790.945		
P7	26+502.145	P16	26+827.045		
P8	26+538.245	P17	26+863.145		

II.2.1.4. Conception transversale

Notre tablier présente une largeur de 12.6 m, repose sur huit poutres de 1.8 m de hauteur, avec un espacement de 1.5 m entre elle, solidarises par une dalle de 30 cm d'épaisseur. Les dimensions sont présentées dans le tableau qui suit.

Elément	Symbole	Ration usuel	Valeur retenue
Longueur de poutre	L	\	36 m
Hauteur totale de tablier	ht	$L/20 \leq ht \leq L/17$	2.1 m
L'épaisseur de l'hourdis	e	$e > 20 \text{ cm}$	0.3 m
Hauteur de poutre	hp	$hp = ht - e$	1.8 m
Entraxe des Poutres	λ	$0.8 < \lambda < 1.8 \text{ m}$	1.5 m
Nombre de poutres	N	$N = L/\lambda + 1$	8
Epaisseur de l'âme a mi travée	e_a	$b_0 \geq 3\phi_{\text{gaine de précontrainte}}$	0.25 m
Épaisseur de l'âme b_0 en zone d'about	e_a	$b_0 \geq 30 \text{ cm}$ avec une surface suffisante pour les plaques d'ancrage	0.6 m
Largeur de table de compression	b_{tc}	$b_{tc} \geq 0.6hp$	1.2 m
Epaisseur de table de compression	e_{tc}	$e_{tc} \geq 0.1\text{m}$ 12cm et 15cm	0.15 m
Le gousset de table de compression	e_{gc}	\	0.15 m
	α_{gc}	\	45°
Largeur de talon	b_t	$0.6 \text{ m} \leq b_t \leq 0.9 \text{ m}$	0.6 m
Epaisseur de talon	e_t	$0.1 \text{ m} \leq e_t \leq 0.2 \text{ m}$	0.2 m
Le gousset de talon	e_{gt}	\	0.19 m
	α_{gt}	\	45°

Tableau II.2 : Tableau récapitulatif du prédimensionnement de la variante 01.

II.2.2. VARIANTE 02 : Pont à voussoirs préfabriqués à hauteur constante en béton précontraint construit par encorbellements successifs

Cette technique consiste à construire un ouvrage en assemblant des éléments successifs appelés voussoirs, chacun étant construit en encorbellement par rapport au précédent. Dès que le voussoir est terminé, les câbles de précontrainte placés à ses bouts sont tirés, garantissant de ce fait sa fixation aux éléments déjà construits. Cela donne lieu à une console indépendante qui fonctionne comme un support pour continuer les travaux.



Figure II.2 : Pont voussoir préfabriqué en béton précontraint

II.2.2.1 Avantages et inconvénients

▪ **Les avantages :**

- Permet de couvrir des distances plus vastes.
- Donne la possibilité de construire des structures à géométries diverses.
- Absence de support temporaire au sol.
- S'ajuste aisément à diverses contraintes géographiques.

▪ **Les inconvénients :**

- La structure a un poids important
- Son installation requiert une expertise de haut niveau.
- Le processus est assez lent du fait de l'importante quantité de voussoirs.
- La tâche de maintenance se complique en présence de dégâts significatifs, particulièrement suite à un tremblement de terre.

II.2.2.2. Conception longitudinale

On propose, pour cette variante, de projeter un pont à voussoirs préfabriqués à hauteur constante en béton précontraint, construit par encorbellements successifs, composé de quatre travées hyperstatiques :

- 11 travées principales de 64 m chacune ;
- Deux travées de rives de 40 m (soit environ 63 % de la travée principale)

La longueur totale de l'ouvrage atteint ainsi 720 m, assurant la liaison entre le point kilométrique PK 26+250 et le PK 26+970.

Tableau II.3: implantation des appuis

PILE / CULÉE	PK	PILE / CULÉE	PK
C1	26+250.29	P7	26+674.29
P1	26+290.29	P8	26+738.29
P2	26+354.29	P9	26+802.29
P3	26+418.29	P10	26+866.29
P4	26+482.29	P11	26+930.29
P5	26+546.29	C2	26+970.29
P6	26+610.29	/	/

Pour un ouvrage dont les voussoirs coulés sur place on distingue un seul type de voussoirs :

Tableau II.4: Récapitulation de découpage des voussoirs

Type de voussoirs	Ratio usuel	Valeur retenue	Nombre de voussoirs
Voussoirs courants	2.5 à 4 m	2.9 m	222
Voussoirs de clavage	Au moins 2 m	1.8 (entre pile et culée) 2.6 m (entre les piles)	10x2
Voussoirs sur piles	/	3.4 m	11
Voussoirs sur coulée	/	4.6 m	2

II.2.2.3. Conception transversale

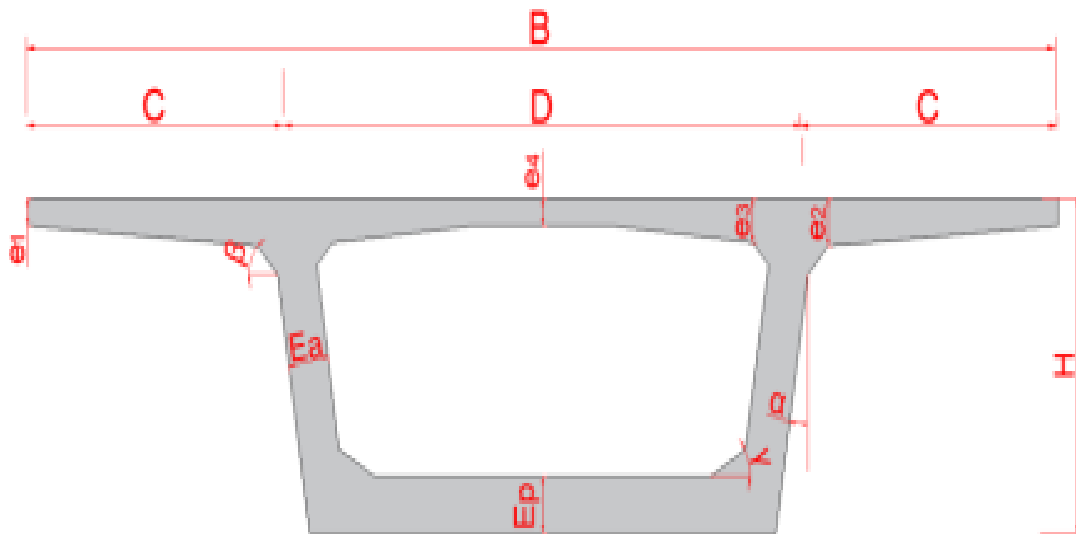


Figure II.3 : Notations des dimensions.

Le prédimensionnement a été réalisé conformément au guide SETRA 2003 (ponts en béton précontraint construits par encorbellements successifs). Les dimensions sont détaillées dans le tableau suivant :

Tableau II.5: Récapitulation du Prédimensionnement de la variante.

Elément		Ration usuel	Valeur retenue
Largeur du voussoir		B	12.6 m
Largeur d'encorbellement		$C = B/4$	3.15 m
Entre axe des âmes		$D = B - 2C$	6.3 m
Epaisseurs de l'hourdis supérieur	e_1	$e_1 \geq 20 \text{ à } 25 \text{ cm}$	25 cm
	e_2	$(C-Ea/2)/7 \leq e_2 \leq (C-Ea/2)/5$	55 cm
	e_3	$e_3 \geq D/25 \text{ ou } D/30$	30 cm
Gousset supérieur		$30^\circ \leq \beta \leq 45^\circ$	30°
Gousset inferieur		$40^\circ \leq \gamma \leq 45^\circ$	40°
Inclinaison de l'âme		$10\% \leq \alpha \leq 30\%$	10°
Epaisseur de l'âme (Ea)		$Ea \geq 26 + L/5$	40 cm
Epaisseur de l'hourdis inf		$Ep = Ec \geq \max \{18 ; 3\phi ; Ea/3\}$	30 cm
Hauteur du voussoir		$l/25 < h_v < l/20$	3 m

II.2.3. Variante 02 : Pont mixte Bi-poutre à hauteur constante

II.2.3.1. Introduction

Les ouvrages mixtes constitués de deux poutres principales associent les performances mécaniques de l'acier et du béton afin d'assurer la reprise des efforts de flexion. Leur système porteur est composé de deux longerons métalliques reliés transversalement par des entretoises, sur lesquels est coulée une dalle en béton armé. La collaboration entre les éléments métalliques et la dalle est garantie par des dispositifs de connexion assurant le fonctionnement composite de la structure.

Cette configuration est particulièrement adaptée aux viaducs et ponts présentant des portées moyennes à importantes, ainsi qu'aux tracés comportant une courbure significative



Figure II.4 : Pont mixte bi poutre

II.2.3.2 Adoption de la méthode de lançage

La solution est conçue de manière à être compatible avec la méthode de lançage, technique couramment utilisée pour la construction des ponts métalliques et mixtes. Cette méthode consiste à assembler le tablier par tronçons successifs à l'arrière d'une culée, puis à le déplacer progressivement vers sa position définitive à l'aide d'un système de vérins.

Les principaux avantages de cette technique sont :

- réduction des échafaudages et des structures provisoires,
- amélioration de la sécurité sur le chantier,
- adaptation aux grandes portées,
- réduction des délais de construction,
- limitation des perturbations au niveau du terrain franchi (routes, voies ferrées ou cours d'eau).

La configuration bipoutre et la continuité du tablier rendent cette méthode particulièrement adaptée à l'ouvrage étudié.

II.2.3.3 Avantages et inconvénients

- **Les avantages :**

- 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.

- **Les inconvénients :**

- Le problème majeur des ponts mixtes est le phénomène de la fatigue dans les assemblages.
- Risque de voilement et de déversement des poutres principales.
- Nécessite une main d'œuvre qualifiée (surtout pour le soudage).
- La résistance et la stabilité de la structure en place doivent être vérifiées à tous les stades importants du montage.

II.2.3.4. Prédimensionnement du tablier

II.2.3.4.1. Introduction

Cette partie est consacré au prédimensionnement du pont mixte bipoutre hyperstatique, étape essentielle dans la conception des ouvrages d'art. Il permet d'estimer les dimensions principales du tablier avant les calculs détaillés.

Le prédimensionnement s'appuie sur des règles empiriques et des approches simplifiées, afin de définir de manière cohérente la hauteur des poutres, l'épaisseur de la dalle et la disposition des éléments structuraux. Cette étape vise à proposer une configuration initiale réaliste, assurant un bon compromis entre résistance, rigidité et faisabilité de réalisation.

II.2.3.4.2. Conception longitudinale

Le tablier adopte un comportement **hyperstatique**, les différentes travées étant solidarisiées de manière continue au droit des appuis. Cette continuité structurelle favorise une meilleure redistribution des efforts, réduit les moments fléchissants en travée et améliore le confort des usagers grâce à la suppression des joints intermédiaires.

L'implantation des culées conduit à une longueur totale d'ouvrage de **720 m**. Afin de répondre aux contraintes géométriques du site tout en assurant une répartition harmonieuse des efforts, le profil en long est composé de **treize travées courantes de 50 m de portée (X)** et de **deux travées de rive de 35 m**, soit une longueur égale à **0,7X**. Cette disposition permet d'optimiser le fonctionnement global de la structure et de limiter les sollicitations au niveau des culées.

La continuité des travées associée au système bipoutre confère ainsi à l'ouvrage une rigidité longitudinale importante et un comportement structural performant vis-à-vis des charges permanentes et des actions d'exploitation.

Tableau II.6: implantation des appuis

PILE / CULÉ	PK	PILE / CULÉ	PK
C1	26+250.294	P8	26+634.445
P1	26+284.445	P9	26+684.445
P2	26+334.445	P10	26+734.445
P3	26+384.445	P11	26+784.445
P4	26+434.445	P12	26+834.445
P5	26+484.445	P13	26+884.445
P6	26+534.445	P14	26+934.445
P7	26+584.445	C2	26+968.645

II.2.3.4.3. Conception transversale (Selon SETRA)

Le pont repose sur deux poutres PRS principaux espacés de 7.00 m, entretoisées entre elles par des entretoises tous les 8 m, et une dalle en béton armé fixée sur les poutres principales par des goudjons.

Calcul de la longueur équivalente (X)

Le pont étudié est composé de 15 travées, dont les deux travées de rive ont une longueur de 35 m et les travées intermédiaires ont une longueur de 50 m.

Dans le cas où les travées sont inégales, la longueur équivalente (X) utilisée pour le prédimensionnement est donnée par la relation :

$$X = (2l_i + l_{i+1}) / 3$$

où :

l_i = longueur de la travée la plus grande ;

l_{i+1} = longueur de la travée suivante.

Avant d'appliquer cette formule, la longueur des travées de rive doit être majorée de 25 % afin de tenir compte de leur comportement structural. On obtient alors :

$$L_{rive} = 1.25 \times 35 = 43.75 \text{ m}$$

Les deux travées consécutives les plus défavorables sont donc : $l_i = 50 \text{ m}$ et $l_{i+1} = 43.75 \text{ m}$. Ainsi, la longueur équivalente devient :

$$X = (2 \times 50 + 43.75) / 3 \approx 48 \text{ m}$$

La longueur équivalente adoptée pour le prédimensionnement du pont est donc $X \approx 48 \text{ m}$.

Le tableau suivant représente les valeurs obtenues pour les dimensions des éléments du tablier selon le guide SETRA :

Tableau II.7 – Dimensions des éléments du tablier

Elément	Ratio usuel	Valeur retenue
Entraxe des poutres	$L = \text{environ } 0.55 \text{ LT}$	7 m
Elancement de la poutre h_w (hauteur constante)	$\text{Max } (X/28 \times ((LT/12))^{0.45} ;$ $0.40 + X/35) (1.75 ; 1.77)$	2 m
Largeur des semelles inf. b_i	$(0.25 + LT/40 + X/125)(0.92 + LT/150)$ $= 1.18$	1.2 m
Largeur des semelles sup. b_s	$B_{inf} - 0.100$ pour un tablier à deux voies = 1.08	1 m
Entretoises courantes	Profilé IPE500 à IPE700 ou équivalent	Profilé IPE600
Tonnage de charpente	$63 + 0.9 X^{1.2} \times (1.34 - LT/40) +$ $0.25 X$	171.04 Kg/m ²
Epaisseur de la dalle	$0.13 + (LT - L)/26$ au droit des poutres $0.12 + L/50$ au centre du tablier	0.45 m 0.35 m
Ratio de ferrailage de la dalle	/	250 Kg/m ³

II.2.3.4.4. Caractéristiques géométriques des poutres PRS

Epaisseur de l'âme : L'épaisseur de l'âme doit vérifier la condition minimale :

$$t_{vv} \geq 0.005 \times h_{vv}$$

L'épaisseur minimale recommandée est de 14 à 16 mm. On retient une épaisseur constante de 25 mm, aussi bien à mi-travée que sur appuis.

Semelles : Les largeurs de semelles doivent respecter les limites suivantes :

- Largeur semelle inférieure : $500 \text{ mm} \leq b_i \leq 1200 \text{ mm}$
- Largeur semelle supérieure : $400 \text{ mm} \leq b_s \leq 1000 \text{ mm}$

L'épaisseur des semelles varie entre 20 mm et 150 mm. La condition $b/t \leq 30$ doit être vérifiée pour de l'acier E355 (article 18-3 du titre V – fascicule 61), ce qui donne :

- Semelle inférieure : $t_i \geq b_i/30 = 40 \text{ mm}$
- Semelle supérieure : $t_s \geq b_s/30 \approx 33 \text{ mm}$

Les dimensions retenues pour les poutres PRS sont récapitulées dans le tableau suivant :

Tableau II.8 : Dimensions des poutres PRS (en mm)

Dimension (mm)	hw	tw	bs	bi	ts	ti
Sur appui	2000	25	1000	1200	40	50
A mi-travée	2000	25	1000	1200	40	50

II.2.3.4.5. Entretoises

Les poutres secondaires, appelées « entretoises », n'ont aucun contact avec la dalle en béton. On distingue deux types :

- Entretoises courantes : profilés IPE600.
- Entretoises sur appuis : PRS2900.

La distance longitudinale entre deux entretoises est égale à 7 m en rive et 6.25 m en travée intermédiaire

II.2.3.4.6. Choix de la nuance d'acier

Les nuances des aciers de charpente sont de qualité S355 N. Cette qualité désigne la ténacité de l'acier, c'est-à-dire sa capacité à absorber l'énergie des chocs sans risque de rupture fragile.

II.2.3.4.7. La connexion entre la dalle et la charpente métallique :

La dalle est reliée à la semelle supérieure des profilés métalliques par des éléments de liaison appelés connecteurs, dont le rôle d'éviter tous glissements relatifs du tablier par rapport aux poutres.

Un goujon : est constitué d'une tige cylindrique de faible diamètre, soudée sur la membrure supérieure de la poutre, et d'une tête.

La résistance individuelle d'un goujon est inférieure à celle des autres types de connecteurs. Il en faut donc un plus grand nombre, mais leur mise en œuvre est très rapide.

II.2.3.4.8. Montants verticaux d'entretoisement

Les entretoises sont soudées sur les poutres principales par l'intermédiaire de profilés en té soudés sur les faces intérieures des âmes et des semelles, appelés « montants ».

II.3. ANALYSE MULTICRITERES

L'analyse multicritères constitue un outil indispensable pour le processus décisionnel, offrant la possibilité d'évaluer différentes options en fonction de critères définis au préalable. Les trois alternatives seront comparées en prenant en compte plusieurs dimensions essentielles, notamment les aspects esthétiques, économiques, les exigences d'entretien, les considérations techniques liées à leur mise en œuvre, ainsi que les délais de réalisation.

II.3.1. L'exécution : (/6 points)

➤ PONT A POUTRES EN BETON PRECONTRAINT POST TENSION :

La construction d'un pont à poutres ne demande pas des grands moyens sauf pour la préfabrication des poutres dans des moules spéciaux aussi leurs transports et leurs posent.

➤ PONT MIXTE (Bi poutres) :

Dans notre projet on a utilisé bi poutre donc une facilité dans la pose des poutres et aussi il faut un contrôles et précision de fabrication en usine et sur site.

➤ PONT EN BETON PRECONTRAINT ENCORBELLEMENTS SUCCESSIFS :

La construction d'un pont en béton précontraint encorbellements successifs demande des grands moyens l'équipage mobile pour coule surplace les voussoirs et surtout pour assurer la stabilité de fléau.

II.3.2. L'entretien : (/4 points)

➤ PONT A POUTRES EN BETON PRECONTRAINT (post tension) :

L'entretien n'est pas demandé dans ce type sauf pour les équipements.

Vérinage du tablier pour changer les appareils d'appuis. Ou bien dans le cas de déplacement des poutres vue les vibrations dues aux trains.

➤ PONT MIXTE (bi poutres) :

Le seul problème des pont mixtes est l'entretien périodique contre la corrosion atmosphérique, mais ce problème a été régler par l'utilisation des peintures de protection à caractéristiques résistant au phénomène d'oxydation.

➤ PONT EN BETON PRECONTRAINT ENCORBELLEMENTS SUCCESSIFS :

L'entretien n'est pas demandé dans ce type sauf pour les équipements.

II.3.4. L'esthétique : (/5 points)

Les deux premières variantes ont une forme relativement naturelle et s'intègre de manière satisfaisante dans le paysage, mais la variante PONT EN BETON PRECONTRAINT

ENCORBELLEMENTS SUCCESSIFS à une forme beaucoup plus esthétique, qui rajoute une beauté à l'espace et donc un développement d'entourage.

II.3.5. L'économie : (/5 points)

La troisième variante du PONT EN BETON PRECONTRAINT ENCORBELLEMENTS SUCCESSIFS c'est la plus couteuse au contraire, en revanche, la variante du pont à poutre c'est la moins couteuse.

Tableau II.9 : Évaluation Multicritères des trois Variantes

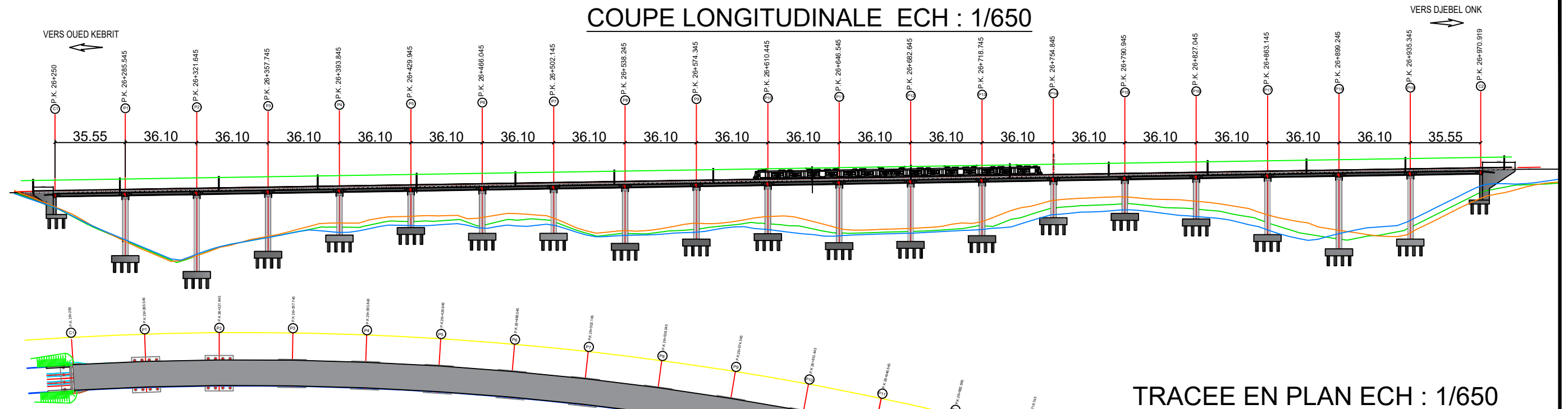
Critère		Variant 01	Variant 02	Variant 03
Réalisation		5/6	4/6	6/6
Esthétique		2/5	4/5	4/5
Entretien		3/4	3/4	2/4
Coût	S (m ²)	9072	9072	9072
	PU(DA/m ²)	350 000	450 000	400 000
	Prix total	3 175 200 000	4 082 400 000	3 628 800 000
Economie		4/5	3/5	4/5
Note totale		14/20	14/20	16/20

Note : L'évaluation du coût d'un ouvrage à partir de sa seule surface en plan peut être trompeuse dans le cas de piles élancées. La variante 01 présente ainsi un coût supérieur, la diminution de la longueur des travées entraînant une augmentation des dimensions et du nombre des piles.

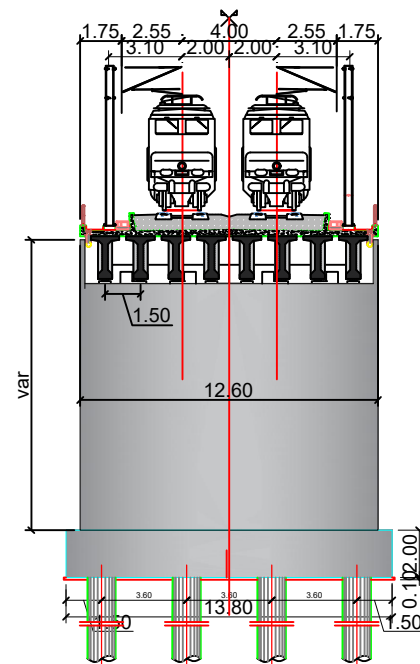
II.4. CONCLUSION :

Après l'analyse et l'évaluation des différentes variantes, on constate que la variante 03 est la plus répondue qui offre le plus d'avantages avec peu d'inconvénients sur les différents facteurs de comparaison, alors on retient le pont mixte bi-poutre. Cette variante fera l'objet de notre projet de fin d'étude.

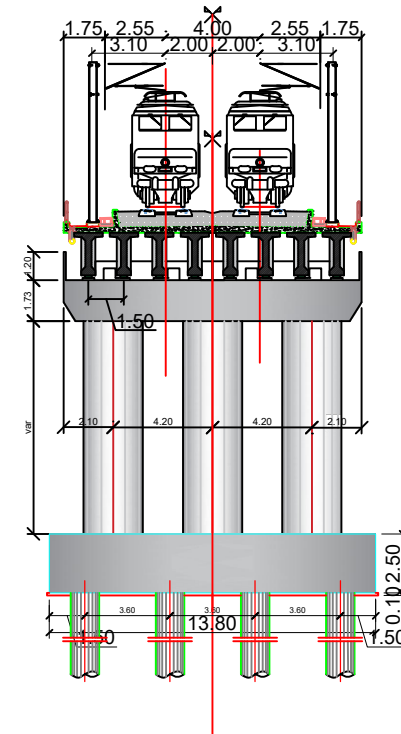
COUPE LONGITUDINALE ECH : 1/650



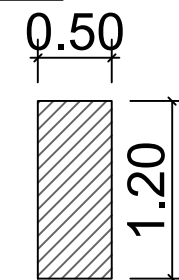
COUPE TRANSVERSALE SUR CULEE ECH : 1/100



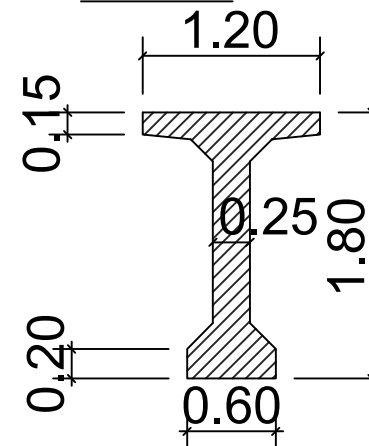
COUPE TRANSVERSALE SUR PILE ECH : 1/100



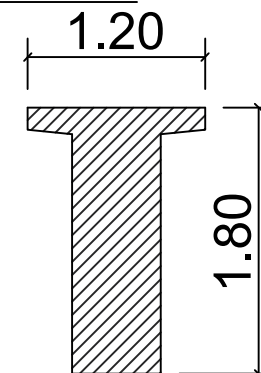
ENTRETOISE D'ABOUT ECH : 1/16



SECTION MEDIANE ECH : 1/16



SECTION D'ABOUT ECH : 1/16



الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي
MINISTÈRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPÉRIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

المدرسة الوطنية العليا للدراسات والبحوث
École Nationale Supérieure des Travaux Publics
National School of Built and Ground Works Engineering
Francis Jeanson

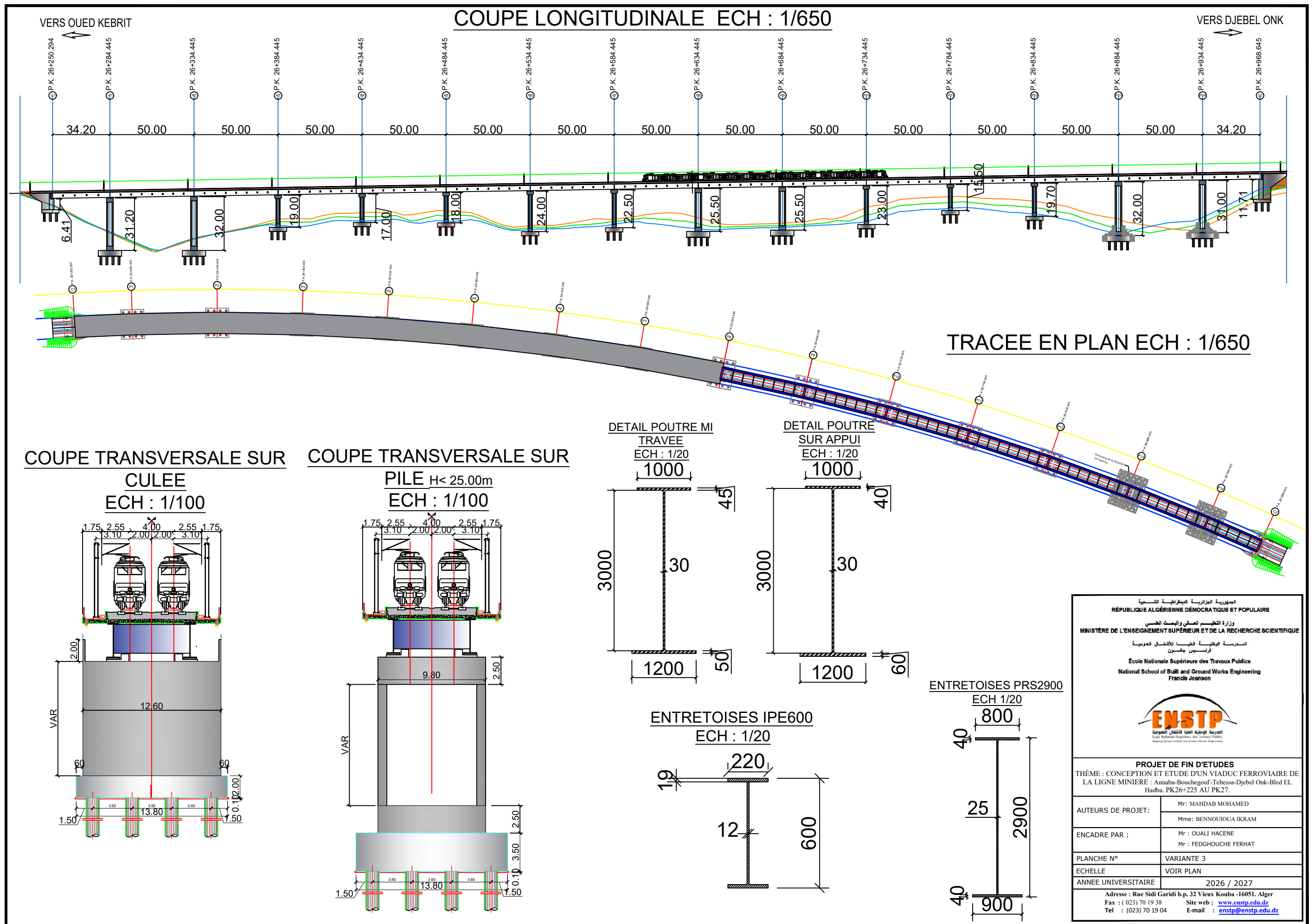
ENSTP
المدرسة الوطنية العليا للدراسات والبحوث
École Nationale Supérieure des Travaux Publics
National School of Built and Ground Works Engineering

PROJET DE FIN D'ETUDES
THÈME : CONCEPTION ET ETUDE D'UN VIADUC FERROVIAIRE DE LA LIGNE MINIERE : Annaba-Boucheouf-Tebessa-Djebel Onk-Bled EL Hadba. PK26+225 AU PK27.

AUTEURS DE PROJET :	Mr: MAHDAB MOHAMED Mme: BENNOUIOUA IKRAM
ENCADRE PAR :	Mr : OUALI HACENE Mr : FEDGHOUCHE FERHAT
PLANCHE N°	VARIANTE 1
ECHELLE	VOIR PLAN
ANNEE UNIVERSITAIRE	2026 / 2027

Adresse : Rue Sidi Garidi b.p. 32 Vieux Kouba -16051. Alger
Fax : (023) 70 19 38
Tel : (023) 70 19 04

Site web : www.enstp.edu.dz
E-mail : enstp@enstp.edu.dz



الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

MINISTÈRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPÉRIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

المدرسة الوطنية العليا للدراسات والبحوث

École Nationale Supérieure des Travaux Publics

National School of Built and Ground Works Engineering

Francis Jeanson

المدرسة الوطنية العليا للدراسات والبحوث

École Nationale Supérieure des Travaux Publics

National School of Built and Ground Works Engineering

PROJET DE FIN D'ETUDES	
THÈME : CONCEPTION ET ETUDE D'UN VIADUC FERROVIAIRE DE LA LIGNE MINIERE : Annaba-Bouchegouf-Tebessa-Djebel Onk-Bled EL Hadba. PK26+225 AU PK27.	
AUTEURS DE PROJET :	Mr: MAHDAB MOHAMED Mme: BENNOUIOUA IKRAM
ENCADRE PAR :	Mr : OUALI HACENE Mr : FEDGHOUCHE FERHAT
PLANCHE N°	VARIANTE 3
ECHELLE	VOIR PLAN
ANNEE UNIVERSITAIRE	2026 / 2027

Adresse : Rue Sidi Garidi b.p. 32 Vieux Kouba -16051. Alger

Fax : (023) 70 19 38 Site web : www.enstp.edu.dz

Tel : (023) 70 19 04 E-mail : enstp@enstp.edu.dz

III. CHAPITRE III

GENERALITES

SUR LES PONTS

RAILS BI-POUTRE

III.1. INTRODUCTION

Les ponts constituent des ouvrages d'art essentiels permettant d'assurer la continuité des voies de communication en franchissant différents obstacles. Leur conception et leur réalisation reposent sur des principes techniques et structuraux spécifiques.

Dans ce chapitre, nous présentons quelques notions générales relatives à l'ouvrage étudié, notamment le type de pont adopté ainsi que la technique de construction utilisée.

III.2. Les ponts mixtes acier-béton bipoutres

Les constructions mixtes se composent d'une dalle en béton armé ou en béton précontraint reliée à une charpente métallique par des connecteurs. Les connecteurs limitent le glissement relatif entre la partie inférieure de la dalle en béton et la partie supérieure de la charpente métallique. Ils garantissent la compatibilité de la déformation des deux matériaux.

Cette configuration est privilégiée pour sa simplicité structurelle et sa rapidité d'exécution, notamment lors de l'assemblage en atelier et du montage sur site.



Figure III.1 : Exemple pont bipoutre

III.2.1. Composants structuraux

L'ossature métallique d'un bipoutre comprend trois éléments principaux :

- Les poutres maîtresses : Deux lignes de poutres parallèles qui supportent l'essentiel des charges verticales (poids propre et convois ferroviaires).
- Les entretoises : Pièces métalliques transversales reliant les deux poutres. Elles assurent la rigidité transversale, maintiennent l'écartement des poutres et empêchent le déversement (instabilité) de la charpente, surtout lors du lancement.
- Le contreventement : Souvent constitué de cornières en croix (St-André), il reprend les efforts horizontaux (vent, force centrifuge ferroviaire) et garantit la stabilité de forme durant la construction.

III.2.2. Avantages des tabliers métalliques bipoutres

Parmi toutes les formes de tablier métallique, le **tablier mixte bipoutre à entretoises** est considéré comme le plus économique. Ce type de structure présente plusieurs avantages par rapport aux tabliers traditionnels à poutres multiples :

- Répartition efficace des charges entre les deux poutres principales.
- Capacité à franchir de grandes portées.
- Exécution rapide des travaux de construction.
- Précision dimensionnelle élevée des éléments structurels.
- Flexibilité architecturale, offrant de nombreuses possibilités de conception.
- Facilitation de l'entretien grâce à l'accessibilité des composants pour inspection et maintenance.
- Excellent rapport performance/poids grâce à l'utilisation de l'acier.
- Légèreté générale de la structure, réduisant le nombre de poutres nécessaires.
- Utilisation de matériaux en acier 100 % recyclables.

III.3. Les ponts rails mixtes

Les ponts rails mixtes sont largement utilisés dans les infrastructures ferroviaires modernes en raison de leurs bonnes performances mécaniques, leur durabilité et leur efficacité économique. Ils permettent également de réduire le poids propre de la structure tout en garantissant une rigidité et une stabilité adaptées aux charges ferroviaires importantes.

III.3.1. Systèmes de Pose de la Voie Ferrée

Voie sur ballast : La dalle béton supporte une couche de granulats (ballast) où reposent les traverses. C'est la solution la plus courante car elle amortit les vibrations.

Voie directe (sans ballast) : Les rails sont fixés directement sur la dalle béton. Plus léger, mais nécessite une précision millimétrique.

III.3.2. Modèles de charges verticales (Eurocode 1-2)

Le dimensionnement ne se limite pas à une simple charge à l'essieu, mais suit des modèles réglementaires :

- Modèle de charge 71 (LM71) : Représente le trafic ferroviaire normal sur les lignes principales. Il se compose de quatre charges concentrées de 250 kN chacune (espacées de 1,60 m) encadrées par des charges réparties de 80 kN/m.
- Modèles SW/0 et SW/2 : Utilisés pour les convois lourds et la vérification de la capacité portante des travées continues.
- Coefficient de majoration dynamique (Φ) : Pour tenir compte de l'amplification des contraintes due à la vitesse et aux irrégularités de la voie, les charges statiques sont

multipliées par un coefficient $\Phi 2$ ou $\Phi 3$, calculé en fonction de la longueur déterminante ($L\Phi$) de l'élément.

III.3.3. Efforts Longitudinaux et Interaction Voie-Structure (IVS)

Le pont doit être capable d'absorber des efforts horizontaux massifs transmis par les rails :

- Freinage et Démarrage : Ces forces longitudinales agissent au niveau du rail. Le freinage représente environ 25 % de la charge totale du convoi, tandis que le démarrage est limité par l'adhérence roue-rail.
- Interaction Rail-Ouvrage : Comme les rails sont souvent des Longs Rails Soudés (LRS), les variations de température et la flexion du tablier créent des contraintes internes dans le rail. Une analyse de l'IVS est indispensable pour vérifier que les tensions dans le rail ne dépassent pas les limites admissibles de rupture ou de flambement.

III.3.4. Stabilité Transversale (Effet de Lacet)

L'effort de lacet modélise le choc transversal des boudins de roue sur le rail. Il est pris en compte sous forme d'une force concentrée horizontale de **100 kN** appliquée au niveau du champignon du rail.

III.3.5. Avantages du système mixte pour le ferroviaire

Amortissement et Confort : La masse élevée de la dalle béton filtre les vibrations et réduit les nuisances sonores (effet "coup de tonnerre"). Elle permet de respecter les limites d'accélération verticale pour garantir la stabilité du ballast.

Rigidité Structurale : La forte inertie du tablier mixte limite les déformations longitudinales et transversales. Cela permet de respecter des critères de flèche très stricts essentiels à la géométrie de la voie et à la sécurité.

III.4. Tablier à poutres continues

III.4.1. Principe de fonctionnement

Un tablier est qualifié de continu lorsqu'il repose sur plus de deux appuis sans articulation intermédiaire, assurant ainsi une continuité structurale sur l'ensemble de l'ouvrage.

Contrairement à un tablier constitué d'une succession de travées indépendantes (structures isostatiques), le tablier continu forme une structure monolithique permettant une meilleure redistribution des efforts internes sur toute la longueur du pont.

III.4.2. Comportement mécanique du tablier continu

Dans un pont continu, la continuité du tablier entraîne une inversion des moments fléchissants entre les zones de travée et les zones d'appui. En travée, les moments sont généralement positifs ($M > 0$), ce qui place la dalle en béton en compression et les poutres métalliques en traction, assurant un fonctionnement mixte optimal. Au niveau des appuis, les moments deviennent négatifs ($M < 0$), la dalle en béton est alors soumise à la traction et peut se fissurer,

tandis que les éléments métalliques reprennent les efforts de compression. Dans ces zones, un renforcement du ferrailage longitudinal est nécessaire afin de limiter l'ouverture des fissures, conformément aux dispositions de l'Eurocode 4.

III.4.3. Avantages des ponts hyperstatiques

Par rapport aux ponts isostatiques, les ponts hyperstatiques :

- répartissent mieux les charges,
- sont plus rigides et limitent les vibrations,
- nécessitent moins de joints,
- permettent une économie de matériaux et une meilleure sécurité.

III.4.4. Avantages pour le Pont-Rail

La continuité est la solution privilégiée pour le ferroviaire pour trois raisons :

Confort de roulement : La continuité du tablier permet de supprimer les joints de dilatation au niveau des piles, ce qui évite les discontinuités dans la géométrie de la voie ferrée et réduit les chocs lors du passage des trains.

Robustesse Dynamique : Les structures continues présentent une rigidité plus élevée, ce qui améliore leur comportement face aux vibrations et aux charges dynamiques générées par le passage des convois ferroviaires lourds.

III.5. Montage par lançage

III.5.1. Principe du lançage

Le principe du lançage consiste à faire avancer la charpente métallique sur les appuis successifs à partir d'une aire d'assemblage située derrière la culée. La structure est déplacée progressivement jusqu'à atteindre sa position finale.

Pour limiter les efforts de porte-à-faux lors du passage au-dessus des piles, on fixe généralement à l'avant de la charpente une structure provisoire appelée avant-bec. Le déplacement peut être réalisé par roulement ou par glissement, à l'aide de dispositifs spécifiques tels que les chaises à galets ou les patins, la traction étant assurée par des treuils ou des vérins hydrauliques.

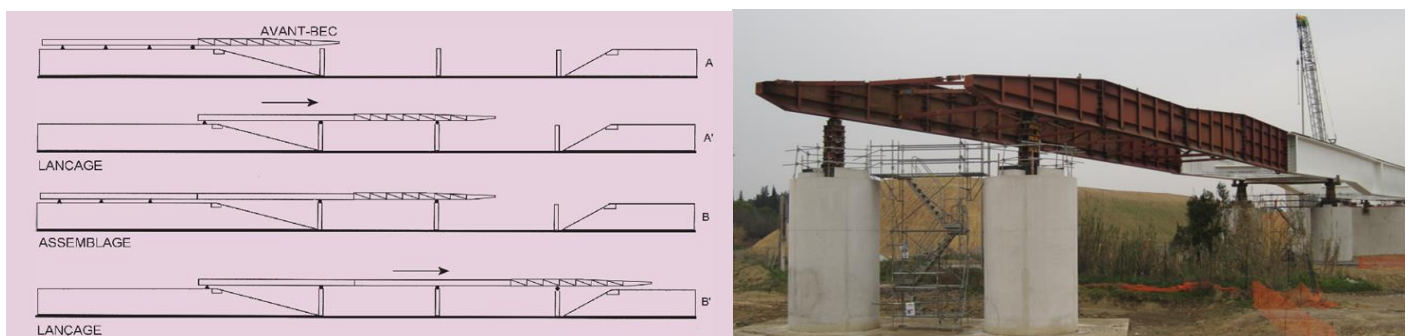


Figure III.2 : Principe du lançage

III.5.2. Géométries de charpente lançables

Pour qu'un ouvrage puisse être monté par lançage, certaines conditions géométriques doivent être respectées. Le tracé en plan de la charpente doit être rectiligne ou présenter une courbure régulière, de manière à permettre le déplacement de la structure sur les appuis.

Les charpentes pouvant être lancées peuvent présenter une hauteur ou une largeur constante ou variable, à condition que la variation reste compatible avec le système de lançage.

III.5.3. Assemblage des tronçons et mise en place de la charpente

La charpente est généralement assemblée par tronçons sur l'aire de montage située derrière la culée. Dans le cas des ponts bipoutres, on commence par assembler les poutres principales, puis on met en place les éléments transversaux (entretoises ou pièces de pont) afin d'assurer la stabilité de l'ensemble.

Une fois l'assemblage terminé, la charpente est placée sur les dispositifs de lançage grâce à des opérations successives de vérinage, permettant de transférer la structure sur les appuis provisoires.

III.5.4. Lançage par roulement sur chaises à galets

Lors du montage par lançage, la charpente métallique se déplace généralement par roulement sur des chaises à galets, constituées d'un bâti et de galets en acier permettant un déplacement avec un frottement très faible et une bonne transmission des charges vers les appuis.

On distingue deux types de chaises :

- les chaises à galets à balanciers, les plus utilisées, qui s'adaptent au profil en long de la poutre,
- les chaises à galets à câble, où les axes des galets reposent sur un câble tendu assurant une répartition uniforme des charges.

Le nombre de galets dépend des charges à supporter, leur capacité étant généralement de 40 à 60 tonnes par galet, pouvant atteindre 100 tonnes pour certaines chaises à balanciers, et les pressions de contact doivent être vérifiées.

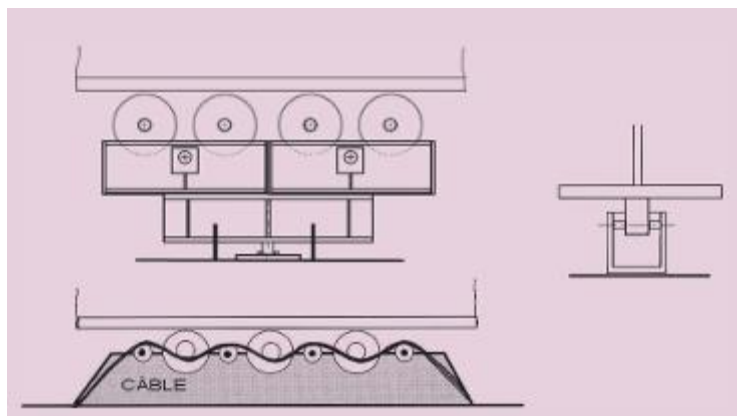


Figure III.3 : Chaises à galets : en haut, à balancier ; en bas, à câble

III.5.5. Lançage par glissement sur patins

Deux systèmes existent :

- Glissement de la charpente sur des patins fixés aux appuis :

Dans ce système, le plus utilisé pour les ponts de petites et moyennes portées, la charpente métallique glisse sur des patins en PTFE placés sur les appuis. Les appuis sont équipés de chaises articulées appelées balançoires permettant d'absorber les rotations pendant le lancement. Le glissement est facilité par des surfaces en acier inoxydable et des lubrifiants afin de réduire le frottement.

- Glissement sur les appuis de patins solidaires du tablier :

Dans ce cas, les patins sont fixés à la charpente et glissent sur des surfaces en acier inoxydable disposées sur l'aire de lancement et sur les appuis. La structure est alors poussée ou tractée par cycles successifs, avec repositionnement des patins à l'aide de vérins. Cette méthode est principalement utilisée pour les charpentes lourdes ou les tabliers lancés avec une partie de la dalle.

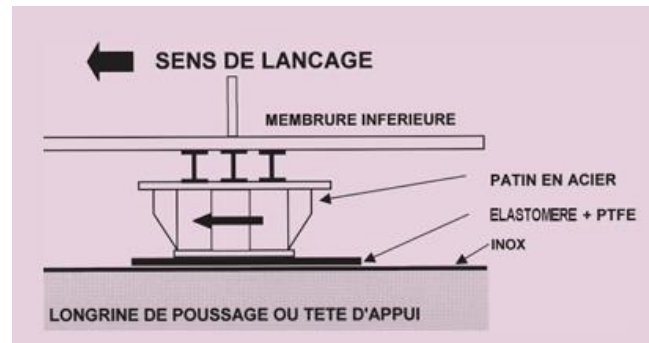
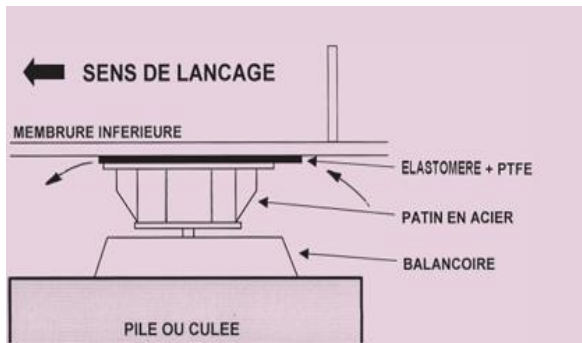


Figure III.4 : Patins de glissement liés aux appuis Figure III.5 : Patins de glissement solidaires du tablier

III.5.6. Les dispositifs de traction de la charpente

- Traction de la charpente par treuils

Dans ce système, la charpente métallique est tirée à l'aide de treuils reliés à des câbles de traction ancrés en avant de l'ouvrage. Le treuil enroule progressivement le câble, ce qui provoque l'avancement du tablier sur les appuis de lancement. Cette méthode est relativement simple à mettre en œuvre et permet un contrôle progressif de la vitesse de déplacement, mais elle nécessite des ancrages solides et une surveillance permanente des efforts dans les câbles.

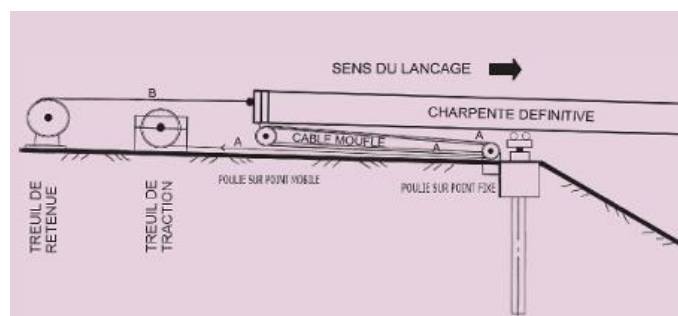


Figure III.6 : Principe de traction à l'aide d'un treuil

• Traction de la charpente par vérins avaleurs de câbles

Dans ce dispositif, le déplacement est assuré par des vérins hydrauliques capables d'avaler progressivement un câble de traction. Le vérin tire la charpente par cycles successifs : il se contracte pour tirer la structure puis se repositionne pour recommencer l'opération. Ce système permet une traction plus précise et mieux contrôlée, particulièrement adaptée aux ouvrages lourds ou aux opérations de lancement nécessitant une grande précision.

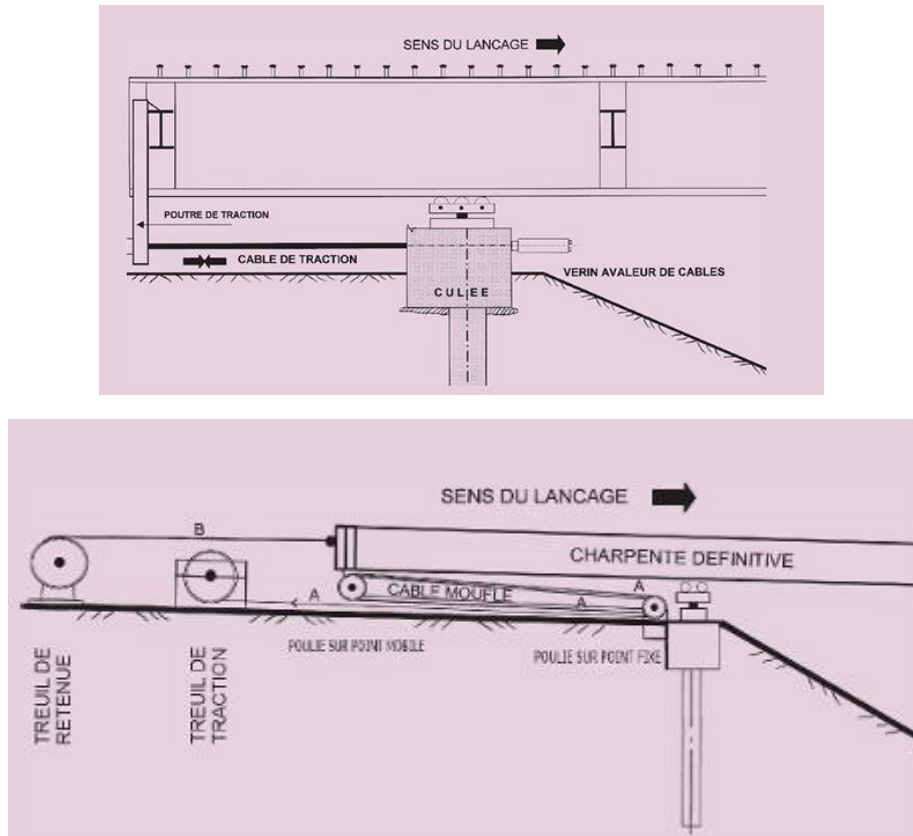


Figure III.7 : Principe de traction par vérins avaleurs de câbles

• Poussage de la charpente par vérins à double effet

Le lancement peut également être réalisé par poussage de la charpente à l'aide de vérins hydrauliques à double effet installés à l'arrière de l'aire de montage. Les vérins exercent directement une force de poussée sur la structure, permettant son déplacement vers l'avant. Cette méthode est souvent utilisée lorsque l'espace disponible derrière la culée permet l'installation des équipements nécessaires et offre un contrôle précis de l'avancement du tablier.

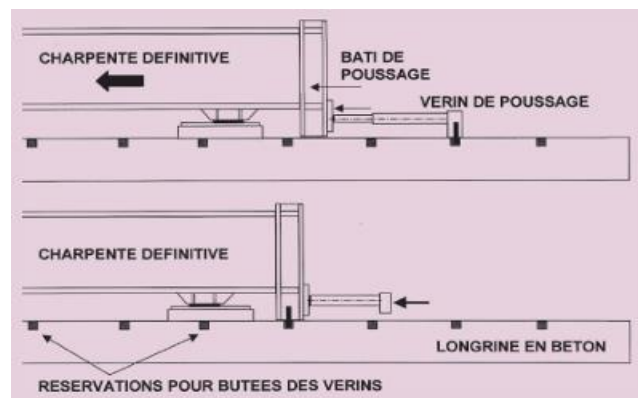


Figure III.8 : Principe de poussage par vérins à double effet.

III.5.7. Matériels d'aide au lancement

Avant-bec

L'avant-bec est un élément métallique provisoire fixé à l'extrémité avant de la charpente lors du lancement des ponts de moyennes et grandes portées. Son rôle principal est de réduire les efforts et la flèche de la partie en porte-à-faux, tout en assurant l'équilibre de la structure lors du franchissement des appuis. Généralement constitué de poutres entretoisées, de type treillis, à âme pleine ou hybride, il est assemblé à la charpente par boulonnage ou soudage. Sa longueur dépend de la portée de l'ouvrage et se situe généralement entre 15 et 40 m. Installé avant le début du lancement, il est démonté une fois l'ouvrage arrivé à la culée opposée.

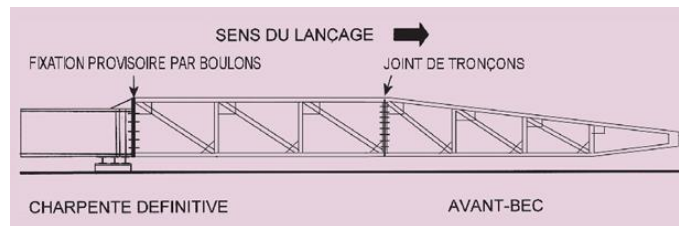


Figure III.9 : Schéma de principe d'un avant-bec

Arrière-bec

Dans le cas d'une travée isostatique, il peut s'avérer nécessaire de fixer un arrière-bec à l'arrière de la charpente pendant son lancement. Un arrière-bec permet en effet d'amener en fin de lancement l'extrémité du tablier en place sur la culée de départ tout en échappant à l'encombrement du mouflage de traction. L'arrière-bec peut alors également servir à assurer l'accrochage des dispositifs de traction et de retenue et, le cas échéant, à supporter un lest d'équilibrage.

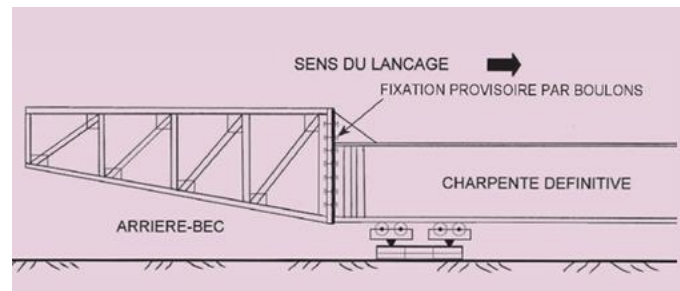


Figure III.10 : Schéma de principe d'un arrière-bec

Palées provisoires

Les palées provisoires sont des structures métalliques temporaires servant d'appuis pour limiter le porte-à-faux des charpentes lors du lancement de grandes travées continues ou pour créer un appui intermédiaire sur les travées isostatiques. Elles doivent être conçues avec soin, en vérifiant l'équilibre statique, la flexion, le flambement et le contreventement, tout en tenant compte des charges propres, des efforts dus au frottement, aux effets thermiques, au vent et, en rivière, aux courants, crues ou chocs accidentels.



Figure III.11 : Palée provisoire

Mât de haubannage

Le mât de haubannage est une structure métallique provisoire utilisée pour soutenir l'avant de la charpente lors du lançage d'ouvrages de grande portée (>100 m). Il est composé d'un portique fixé sur la charpente et de haubans reliant le portique aux âmes de la structure, ce qui réduit les efforts et déformations. Cette technique a été employée sur des ouvrages tels que le viaduc de Verrières (144 m) et le viaduc aval du Centron (125 m).

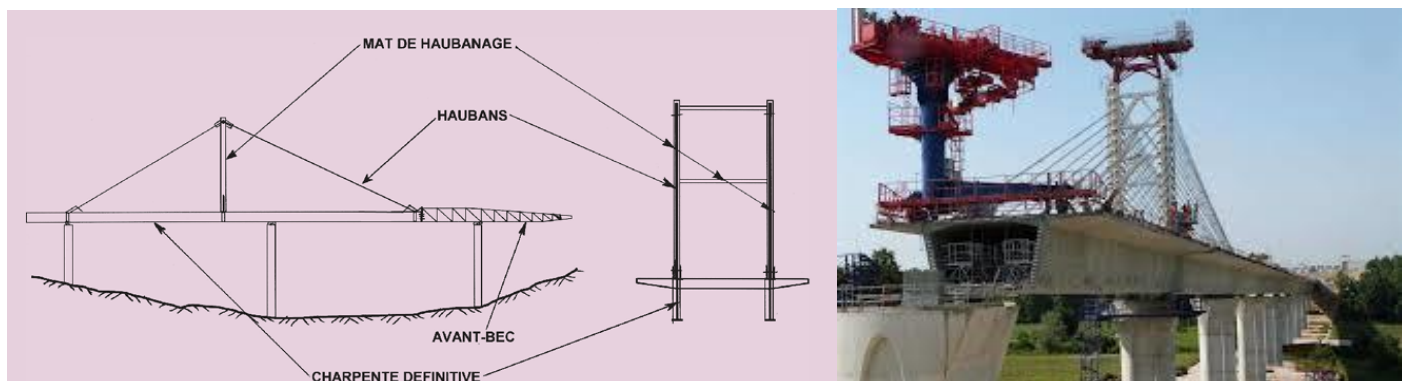


Figure III.12 : Schéma de principe d'un mât de haubannage

III.6. Conclusion

Ce chapitre a permis de rassembler les notions fondamentales sur la conception et le fonctionnement des ponts-rails mixtes continus. L'analyse de la mixité, des contraintes ferroviaires et de la méthode de lancement nous a apporté les bases techniques nécessaires à la compréhension de notre projet.

IV.CHAPITRE IV HYPOTHESES DE CALCUL

IV.1 INTRODUCTION

Ce chapitre présente les matériaux utilisés dans la conception du pont ainsi que les hypothèses de calcul adoptées pour l'analyse de la structure. Il s'agit notamment de définir les caractéristiques mécaniques du béton et de l'acier, ainsi que les conditions simplificatrices nécessaires à la modélisation.

IV.2 NORMES ET REGLES DE CALCUL

- Sétra : Ponts mixtes acier - béton Guide de conception durable
- RPOA 2008 : Règles parasismiques applicables au domaine des Ouvrages d'Art.
- Eurocode 1 : bases de calcul et actions sur les structures ;
- Eurocode 2 : projet des structures de béton ;
- Eurocodes 3 et 4 : construction mixte ;
- Eurocode 7 : projet géotechnique

IV.3 CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX

IV.3.1 LE BETON

Dans la majorité de réalisation des éléments porteurs on emploie un béton dosé à 400 kg/m³ de ciment CPA.

IV.3.1.1 La résistance caractéristique à la compression

Pour un béton âgé de moins de 28 jours on peut utiliser les formules admises par le règlement BAEL suivant :

$$f_{cj} = (j/4.76 + 0.83j) x f_{c28} \quad \text{pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa}$$

$$f_{cj} = (j/1.4 + 0.95j) x f_{c28} \quad \text{pour } f_{c28} > 40 \text{ MPa}$$

Le béton utilisé pour cet ouvrage a une résistance à la compression correspondante à 28 jours de :

$$f_{c28} = 30 \text{ MPa}$$

IV.3.1.2 La résistance caractéristique à la traction

La résistance caractéristique à la traction à j jour se déduit conventionnellement selon le BAEL91 mod 99 par la relation suivante :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 x f_{cj}$$

$$f_{t28} = 2.7 \text{ MPa}$$

IV.3.1.3 Contraintes admissibles à la compression :

À l'ELU

$$f_{bu} = 0.85 \times f_{c28} / \gamma_b \times \theta$$

Avec :

- 0.85 est un coefficient de minoration qu'a pour objet de couvrir l'erreur faite en négligeant le fluage du béton.
- Le coefficient θ est fixé à :

1.00 si $24h > t$

0.90 si $1h < t < 24h$ t : durée d'application de la charge.

0.85 si $t < 1h$

- γ_b Coefficient de sécurité égale à :

1.50 en situation durable ou transitoire

1.15 en situation accidentelle.

D'où :

$f_{bu} = 17 \text{ MPa}$ en situation durable ou transitoire.

$f_{bu} = 26.09 \text{ MPa}$ en situation accidentelle.

À l'ELS :

La contrainte limite de compression du béton à l'ELS σ_b est définie par les formules suivantes

: $0.5 f_{c28}$ en service $\sigma_b = 15 \text{ MPa}$

$0.6 f_{c28}$ en construction $\sigma_b = 18 \text{ MPa}$

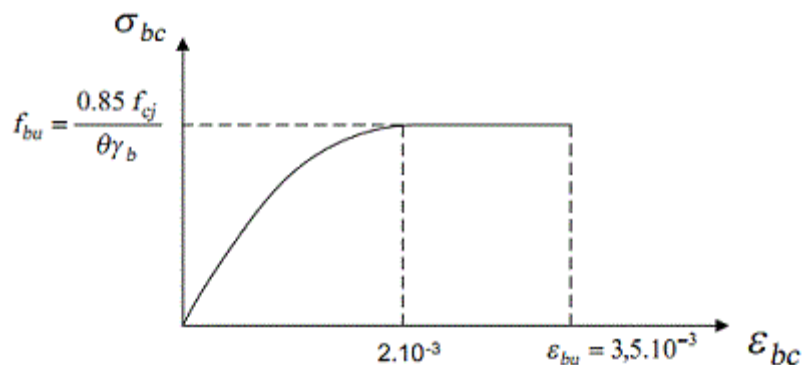


Figure IV.1 : Diagramme contrainte-déformation du béton

IV.3.1.4 Déformation longitudinale du béton :

On considère un module de déformation longitudinale pour le béton « Eij » défini par les règles B.A.E.L comme ce qui suit :

Module de déformation instantané (courte durée)

$$E_{ij} = 11000 (f_{cj})^{1/3}$$

$$\text{Soit } f_{c28} = 30 \text{ MPa} \quad E_{ij} = 34179.55 \text{ MPa}$$

Module de déformation différée

$$E_{vj} = 3700 (f_{cj})^{1/3}$$

$$\text{Soit } f_{c28} = 30 \text{ MPa} \quad E_{vj} = 11496.76 \text{ MPa}$$

IV.3.1.5 Déformation transversale du béton :

Le module de déformation transversale du béton est donné par la formule suivante :

$$G = E_{ij} / 2(1 + \nu)$$

IV.3.1.6 Coefficient de poisson

Le coefficient de poisson ν représente la variation relative de dimension transversale d'une pièce soumise à une variation relative de dimension longitudinale.

$\nu = 0$ (béton fissuré E.L.U).

$\nu = 0,2$ (béton non fissuré E.L.S).

IV.3.2 LES ACIERS :**IV.3.2.1 Les Aciers d'Armatures du Béton :**

Les aciers utilisés pour le béton sont des armatures courantes à haute adhérence de classe FeE500 type 1 dont les caractéristiques sont :

-Limite d'élasticité (contrainte limite élastique) $f_e = 500 \text{ MPa}$.

-Module d'élasticité longitudinale de l'acier est de $E_s = 210000 \text{ Mpa}$.

Contrainte limite de traction :**À l'ELU :**

$$\sigma_s = f_e / \gamma_s$$

On introduit un coefficient γ_s :

$\gamma_s = 1.15$ En situations durables ou transitoires.

$\gamma_s = 1$ En situation accidentelles.

À L'ELS :

Cette contrainte limite dépend de type de fissuration et du cas de situation

Pour les aciers à haute adhérence :

- Fissuration peu nuisible : Rien à vérifier
- En fissuration préjudiciable : $\sigma_s = \min (0.5 \times f_e ; 110 \sqrt{\eta} f_{tj})$.
- Fissuration très préjudiciable : $\sigma_s = \text{Max} \{0.4 f_e ; 88 \sqrt{\eta} f_{tj}\}$

Diagramme contrainte-déformation de l'acier.

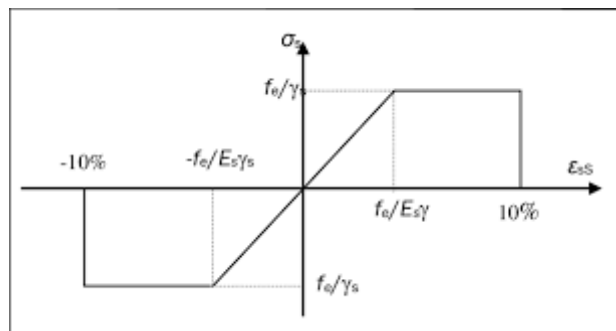


Figure IV.2 : Diagramme contrainte-déformation de l'acier

IV.3.2.2 Les aciers des poutres métalliques

On utilise un acier de type S355N qui porte les caractéristiques mécaniques suivantes :

- Module d'élasticité longitudinale $E = 210\,000 \text{ N/mm}^2$
- Module d'élasticité transversale $G = 80\,000 \text{ N/mm}^2$
- Masse volumique : $78,5 \text{ kN/m}^3$
- Coefficient de Poisson $\nu = 0,3$
- Coefficient de dilatation linéaire : $11,5 \times 10^{-6} / \text{m}^\circ\mu$

Les valeurs de f_y et f_u adoptées correspondent à la nuance S355N conformément à l'Eurocode 3

Tableau IV.1 : Contraintes limites d'élasticité f_y

Epaisseur de plaque (mm)	$ep \leq 16$	$16 < ep \leq 40$	$40 < ep \leq 63$	$63 < ep \leq 80$	$80 < ep \leq 100$	$100 < ep \leq 150$
$f_y \text{ (MPa)}$	355	345	335	325	315	295

Tableau IV.2 : Contrainte limite à la rupture f_u

Epaisseur de plaque (mm)	$ep \leq 3$	$3 < ep \leq 100$	$100 < ep \leq 150$	$150 < ep \leq 250$
f_u (MPa)	510	490	470	450

IV.4. CONCLUSION

En conclusion, ce chapitre a permis de préciser les propriétés des matériaux et les hypothèses de calcul essentielles à la conception du pont, constituant ainsi une base fiable pour l'analyse structural.

V. CHAPITRE V

CHARGES ET

SURCHARGES

V.1. Introduction :

Ce chapitre présente les différentes actions appliquées au pont ferroviaire étudié, conformément aux normes en vigueur.

Dans ce chapitre, nous présentons les différentes charges appliquées au pont ferroviaire ainsi que leur calcul en phase de service.

Le dimensionnement des ponts ferroviaires repose essentiellement sur une évaluation précise des charges et surcharges appliquées à la structure. Ces actions influencent directement les efforts internes (moments fléchissants, efforts tranchants, réactions d'appui) et conditionnent la sécurité et la durabilité de l'ouvrage.

Dans ce chapitre, nous présentons les différentes charges agissant sur le pont ferroviaire étudié, conformément aux recommandations de Eurocode 1 et du modèle UIC 71.

V.1.1. Actions à prendre en compte

Les actions suivantes doivent être prises en compte dans le calcul des ponts-rails.

Actions directes :

- poids propre
- poussée horizontale des terres et, le cas échéant, autres forces résultant de l'interaction sol/Structure
- poids de la voie et du ballast
- poids propre des éléments non structuraux,
- charges (verticales et horizontales) provenant des équipements de la caténaire,
- charges résultant d'autres équipements d'infrastructures ferroviaires.

V.2. Définition des charges :

V.2.1. Poids des éléments porteurs (CP) :

Tableau V.1 : Les poids propres dus aux éléments structuraux.

Eléments	Poids volumique (KN/m ³)	Surface (m ²)	Nombre	Poids par mètre linéaire [kN/ml]
Poutres métallique	78.5	0.1765	2	27.711
Dalle en béton	25	4.41	/	110.25
Entretoises	78.5	0.015	99	117.38
Entretoises sur appuis	78.5	0.0773	16	97.1

Remarque : le poids propre de la structure est multiplié par **1,1** pour tenir compte des poids des goussets d'assemblages, des raidisseurs...etc.

Ce qui fait que le poids total des éléments porteurs est égal à : 387.67 KN/ml

V.2.2. Calcul du complément des charges permanente (CCP) :

- **Rails de la voie :**

Tableau V.2 : Dimensions et masse de UIC60 Rail

Type of Rail	Standard	Dimensions (mm)					Section S	Mass m
		H	B	C	D	E	cm²	kg/m
European standard EN 13674-1								
60E1 (UIC60)	EN 13674 - 1	172,00	150,00	72,00	51,00	16,50	76,70	60,21

La voie est constituée de longs rails soudés. Les caractéristiques du matériel de voie Utilisées :

-Hauteur de 172 mm

-De poids 0.602 KN/m ; le poids total pour les deux rails : 1.204KN/m

- **Les traverses :** Les rails reposent sur des traverses en béton armé de dimensions 2,24 à 2,50 m et d'un poids de 245 kg à 300 kg, 0.25 m de largeur et 0.22 m de hauteur, espacées de 0.60 m à 0.70 m. Ces traverses assurent la transmission des charges vers le ballast et garantissent le maintien de l'écartement des rails.

les traverses sont posées à raison de 1666 unités au kilomètre

$$N \text{ travers} = 750 \times 1666 \div 1000 = 1249.5$$

Prenons 1250 travers de 290kg de poids on trouve :

$$P \text{ travers} = 2.8 \times 1250 = 3625 \text{ kN}$$

$$P \text{ travers} = 4.83 \text{ kN/m}$$

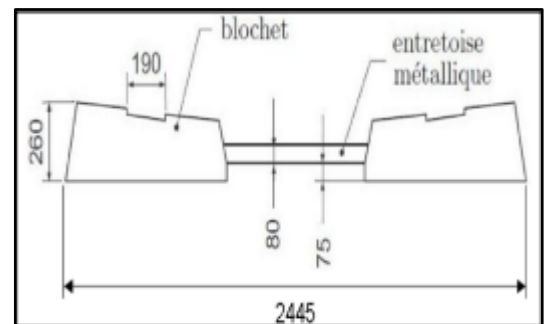


Figure V.1 : Traverses bi-bloc

- **Ballast :**

Selon NF EN 1991-1-1 le poids de ballast normal est de 20kN/m³, avec une surface de 4.2m².

$$\text{Donc : } P \text{ Ballast} = 20 \times 0.6 \times 8 = 96 \text{ kN/m}$$

- **Revêtements :**

Etanchéité :

$$P_{\text{etn}} = \rho \times e \times L_r$$

$$P(\text{étanchéité}) : 0.03 \times 12.6 \times 22 = 8.316 \text{ KN/ml}$$

- **Caniveaux (EN1991-1-1 Tab. A.6) :**

De section de $0,082 \text{ m}^2$ donc : $P_6 = 0,082 \times 25 \times 2 = 4,1 \text{ KN/ml}$.

- **Caténaire :**

La caténaire est un dispositif servant à suspendre les fils électriques qui alimentent les locomotives.

Les caténaires ont un poids de $2,4 \text{ kN/m}$.

- **Garde-corps :**

Poids de garde-corps est 1 kN/m .

Avec deux garde-corps : $P_{gc} = 2 \text{ KN/m}$

Récapitulatif :

Tableau V.3 : Le poids des éléments secondaires et équipements.

Eléments	Poids propre (KN/ml)
Rails de la voie×2	1.204
Les traverses	4.83
Ballast	96
Etanchéité	8.316
Caniveaux	4.1
Caténaire×2	4.8
Garde-corps×2	2
Total	121.25

$CP + CCP = 508.92 \text{ KN/ml}$

Les actions indirectes :

- a) Déformation par retrait et fluage Les déformations rhéologiques sont fonction de l'humidité, de l'épaisseur de la pièce, de la quantité d'armature, de la période écoulée depuis le bétonnage, etc. En considérant une humidité relative moyenne de 75%.

Les valeurs obtenues pour la dalle en béton du tablier du viaduc sont : φ (Coefficient de fluage) = 2.0

Le retrait sera calculer en détail par la suite

Les actions du trafic ferroviaire et les autres actions s'exerçant sur les ponts-rails

V.2.3. Charges verticales (effets statiques) :

- a. **Modèle de charges 71 (Article 6.3.2 de l'EN 1991-2) :**

Le modèle de charges 71 représente l'effet statique d'un chargement vertical résultant du trafic ferroviaire normal.

La disposition et les valeurs caractéristiques des charges verticales sont définies comme indiqué dans la figure ci-dessous.

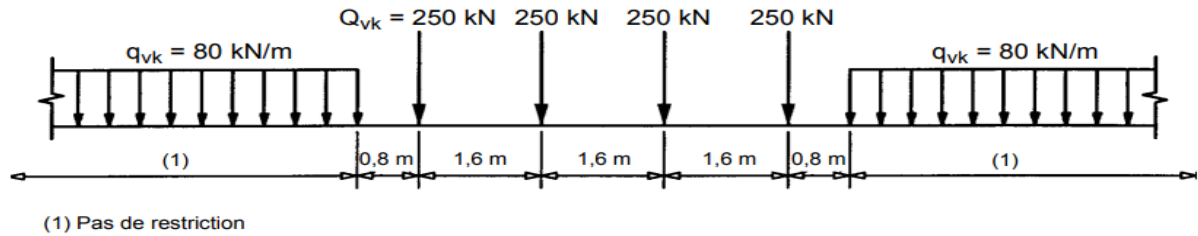


Figure V.2 : Schéma de charges UIC 71 et valeurs caractéristiques pour les charges verticales.

Avec :

Q= 250 kN : représente le poids de l'essieu de la locomotive.

q= 80kN/m : représente le poids par mètre linéaire des wagons.

- **Coefficient pour la classification des modèles de charge normalisés**

Le coefficient α permet de tenir compte de la différence entre le modèle de charge et le trafic réel qui empreinte la ligne considérée. Toutes les charges et les forces d'un même groupe d'action doivent être multipliées par le coefficient α .

Les valeurs caractéristiques des charges appliquées dans le modèle UIC 71 seront multipliées par ce coefficient dont la valeur sera : **$\alpha = 1.1$**

- **Excentricité des charges verticales pour le schéma de charges UIC 71 (Article 6.3.3 de l'EN 1991-2)**

L'effet d'excentrement des charges verticales doit être pris en considération en limitant le rapport des charges de roue d'un même essieu à 1.25/1.00.

L'excentricité correspondante est indiquée dans la figure suivante :

Q_{v1}, Q_{v2} : charges de roue ;

$Q_{v1} + Q_{v2}$: charge de l'essieu ;

$Q_{v1}/Q_{v2} = 1,25$; $e = S/18$.

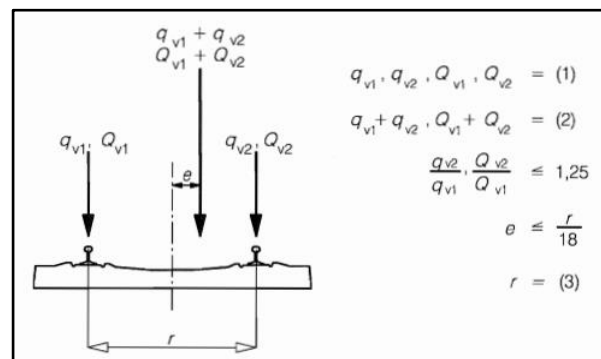


Figure V.3 : Excentricité des charges verticales

b. Schémas de charges SW/0 et SW/2 (Article 6.3.3 de l'EN 1991-2) ;

Le modèle de charges SW/0 représente l'effet statique de chargement vertical résultant d'un trafic ferroviaire normal sur les poutrelles continues. Le modèle de charges SW/2 représente l'effet statique de chargement vertical généré par un trafic ferroviaire lourd.

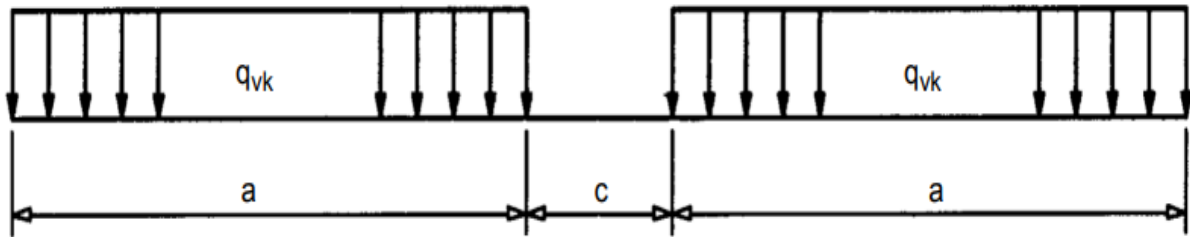


Figure V.4 : Schémas de charges SW.

Tableau V.4 : Valeurs caractéristiques des charges verticales pour les schémas de charge SW.

Modèle de charges	q_{vk} [kN/m]	a [m]	c [m]
SW/0	133	15	5.3
SW/2	150	25	7

Il faut savoir que les schémas de charges SW ne doivent pas être fractionnés.

c. Train à vide (Article 6.3.4 de l'EN 1991-2) :

Pour certaines vérifications spécifiques (stabilité latérale en présence des actions latérales de trafic ferroviaire et de la charge du vent sur les véhicules ferroviaire) un schéma de charges particulier est utilisé, dénommé "Train à vide".

Il consiste en une charge linéaire verticale uniforme, ayant une valeur de 12.5 KN/m, et appliquée sur toute la longueur de l'ouvrage.

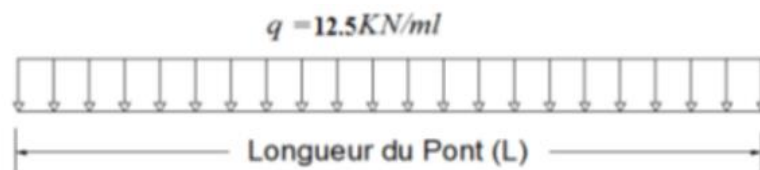


Figure V.5 : Schéma des charges de train à vide.

Chargements verticaux :

Les chargements verticaux à prendre en compte sont :

- UIC 71 + SW/0
- SW/2
- Train à vide

Tous les effets des chargements doivent être déterminés en considérant les charges et les forces positionnées de la façon la plus défavorable. Il ne faut pas tenir compte de celles qui

ont un effet de déchargement, sauf pour les schémas de charge SW et le train à vide (ces schémas ne devant pas être fractionnés, les effets de déchargement doivent être pris en compte)

Note : UIC 71 + SW/0 : signifie qu'il faut retenir l'enveloppe des effets UIC 71 et de SW/0.

Répartition des charges d'essieux par les rails, les traverses et le ballast :

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

Une force ponctuelle du modèle de charge 71 ou une charge de roue peut être répartie sur trois points d'appui du rail.

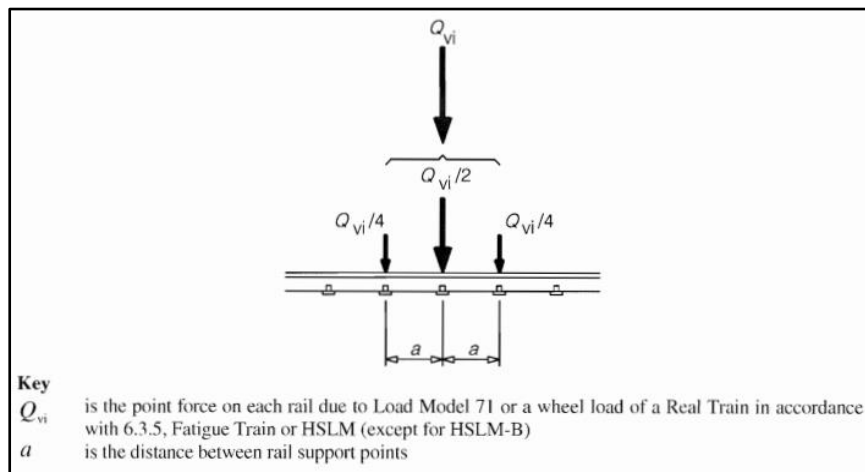


Figure V.6 : Répartition longitudinale d'une force ponctuelle ou d'une charge de roue par le rail.

Répartition longitudinale des charges par les traverses et le ballast (Article 6.3.6.2 de l'EN 1991-2) :

Les charges d'essieux ou les charges ponctuelles peuvent, en première approximation, être considérées comme réparties dans le sens longitudinal du rail. Cette simplification est généralement valable pour l'analyse globale de la structure. Cependant, pour le dimensionnement des éléments locaux du tablier, il est nécessaire de tenir compte de la diffusion réelle des charges à travers les rails, les traverses et le ballast, qui entraîne une répartition progressive des efforts dans le sens longitudinal et transversal.

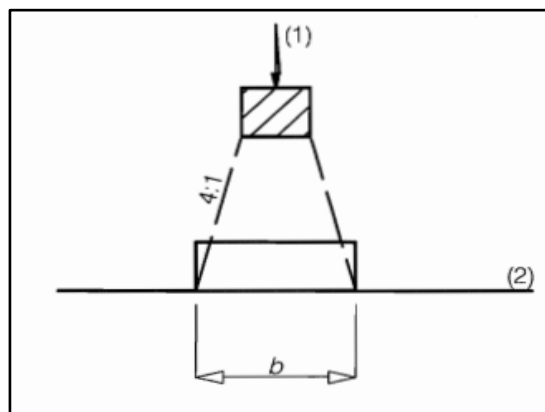


Figure V.7 : Répartition longitudinale des charges par les traverses et le ballast

V.2.4. Effets dynamiques :

Les effets dynamiques générés par le trafic ferroviaire doivent être considérés soit par une analyse dynamique complète, soit par une analyse statique intégrant un coefficient de majoration dynamique destiné à représenter l'amplification des efforts et des déformations. Le choix entre ces deux approches est précisé par l'organigramme de l'article 6.4.4 de l'EN 1991-2 :2003 présenté ci-après.

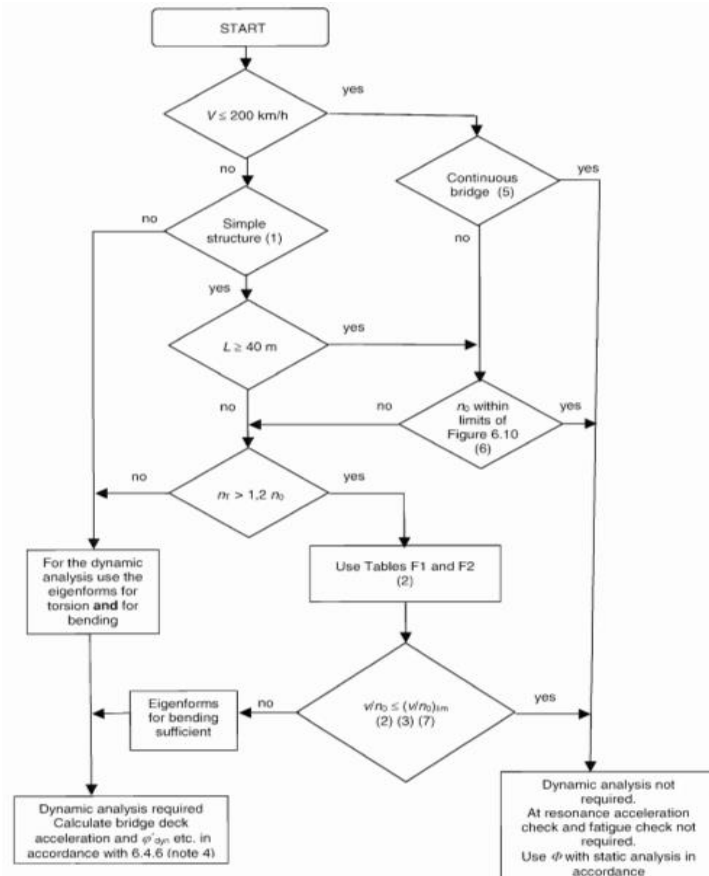


Figure V.8: Organigramme permettant de déterminer si une analyse dynamique est requise.

Donc d'après l'organigramme, l'analyse dynamique est non requise ainsi que la vérification vis-à-vis de l'accélération et de la fatigue à la résonance

Une analyse statique doit être effectuée à l'aide des modèles de charges définis précédemment (LM71 et, si nécessaire, SW/0 et SW/2). Les résultats obtenus doivent ensuite être majorés par le coefficient dynamique ϕ .

Les sollicitations et déformations d'un pont dues au trafic ferroviaire sont influencées par plusieurs effets dynamiques, notamment :

- La mise en charge rapide liée à la vitesse des trains et les forces d'inertie de la structure, non prises en compte en calcul statique ;
- Les variations des charges de roues dues aux défauts aléatoires des roues et de la voie ;
- Le passage successif des essieux, pouvant engendrer des amplifications dynamiques et, dans certains cas, des phénomènes de résonance ;

Le comportement dynamique de l'ouvrage dépend principalement de :

- La flèche sous charges permanentes ;
- La vitesse de circulation des trains ;
- L'espacement des essieux ;
- Les défauts verticaux de la voie ;
- Les imperfections des roues.

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

V.2.4.1. Domaine d'application

Le coefficient dynamique tient compte de l'amplification dynamique des effets de contraintes et de vibrations dans la structure mais il ignore les effets de résonance. Ces coefficients dynamiques ne sont valables que pour des vitesses $V < 220$ km/h et que si la flèche sous poids permanent est située entre les limites indiquées à la figure L=50m

- Limite supérieure de la flèche δ_s :

$$0 \text{ m} \leq L \leq 100 \text{ m}$$

$$\delta_s = 0.564 L^{1.184}$$

$$\delta_s = 0.564 \times 50^{1.184}$$

$$\delta_s = 57.92$$

- La limite inférieure de la flèche δ_i :

$L > 25 \text{ m}$ Pas de limite inférieure.

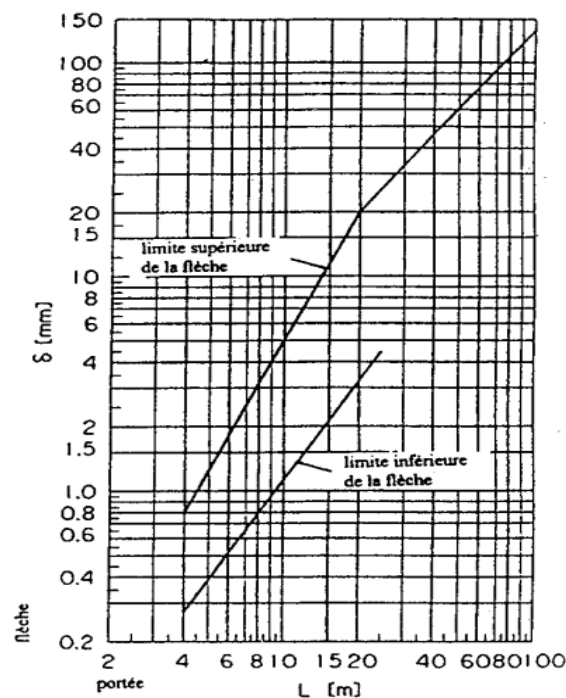


Figure V.9 : Limite de la flèche sous poids permanent

V.2.4.1.1 coefficient dynamique Φ :

Ce coefficient permet d'amplifier les charges statiques définies par les modèles de charge, notamment le modèle UIC 71 ainsi que les modèles SW/0 et SW/2.

Définition du coefficient dynamique

Le coefficient dynamique Φ dépend principalement de :

- la qualité de la maintenance de la voie ferrée
- la longueur déterminante de l'ouvrage

Deux cas sont distingués :

1. Voie avec maintenance soignée

Dans ce cas, le coefficient dynamique est donné par :

$$\Phi_2 = \frac{1.44}{\sqrt{L_\Phi - 0.2}} + 0.82$$

Avec :

$$1.00 \leq \Phi_2 \leq 1.67$$

AN : Poutres et dalles continues sur n travées

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

$$L_m = 1/15(35 \times 2 + 50 \times 13).$$

$$L_m = 48m$$

Avec $k = 1.5$

$$L_\Phi = k \times L_m \quad L_\Phi = 72m$$

Ainsi

$$\Phi_2 = 1$$

2. Voie avec maintenance standard

Dans ce cas, le coefficient dynamique est plus défavorable :

$$\Phi_3 = \frac{2.16}{\sqrt{L_\Phi - 0.2}} + 0.73$$

Avec :

$$1.00 \leq \Phi_3 \leq 2.00$$

AN : Poutres et dalles continues sur n travées

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

$$L_m = 1/15(35 \times 2 + 50 \times 13).$$

$$L_m = 48\text{m}$$

Avec $k = 1.5$

$$L\phi = k \times L_m \quad L\phi = 72\text{m}$$

Ainsi

$$\phi_2 = 1$$

Définition des paramètres

- L_ϕ : longueur déterminante de l'ouvrage (en m), définie selon la configuration structurelle
- Φ_2, Φ_3 : coefficients dynamiques selon la qualité de la voie

$L\phi$: étant la longueur caractéristique en m définie au tableau 1.3 du livret 2.01. Pour le cas de poutres et dalles continues sur n travées

avec : $L\phi = k \cdot L_m$

Et : $L_m = 1/n (L_1 + L_2 + \dots + L_n)$

Tableau V.5 : Valeur du coefficient k en fonction du nombre de voies

n = 2	3	4	5
K = 1.2	1.3	1.4	1.5

V.2.5. Les charges horizontales :

Les charges horizontales sont calculées en annexe.

V.2.5.1. Forces centrifuges (Selon l'article 6.5.1 de l'EN 1991-2 :2003)

La voie est en courbe sur toute la longueur du pont. Ainsi, la force centrifuge et le dévers de la voie doivent être pris en compte. Il convient de considérer les forces centrifuges comme agissant horizontalement vers l'extérieur. À une hauteur de 1.80m au-dessus du plan de roulement. La force centrifuge doit toujours être combinée avec la charge verticale de trafic. Elle ne doit pas être multipliée par les coefficients dynamiques.

La valeur caractéristique de la force centrifuge est déterminée à l'aide des formules suivantes indiquée en 6.17 dans l'EN 1991-2 :2003 :

$$Q_{tk} = v^2 g \times r (f \times Q_{vk}) = V^2 127 \times r (f \times Q_{vk})$$

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

Avec

f : Coefficient de réduction.

f=1 pour $V \leq 120$ km/h pour le modèle de charge 71 et SW 2 et « Train à vide ».

r : Rayon de courbure [m].

Ainsi :

Pour le modèle de charge 71 :

$$Q_{tk} = \frac{33.33^2}{9.81 \times 1515} (1 \times 250) = \frac{120^2}{127 \times 1515} (1 \times 250) = 18.71 \text{ kN}$$

$$q_{tk} = \frac{33.33^2}{9.81 \times 1515} (1 \times 80) = \frac{120^2}{127 \times 1515} (1 \times 80) = 5.9873 \text{ kN/m}$$

Pour le modèle de charge SW/0 :

$$q_{tk} = \frac{33.33^2}{9.81 \times 1515} (1 \times 133) = \frac{120^2}{127 \times 1515} (1 \times 133) = 9.954 \text{ kN/m}$$

Pour le modèle de charge SW/2 :

$$q_{tk} = \frac{80^2}{127 \times 1515} (1 \times 150) = 4.9895 \text{ kN/m}$$

Pour le modèle de charge « Train à vide » :

$$q_{tk} = \frac{33.33^2}{9.81 \times 1515} (1 \times 10) = \frac{120^2}{127 \times 1515} (1 \times 10) = 0.7484 \text{ kN/m}$$

N.B : pour les ponts situés dans une courbe, les chargements spécifiés auparavant doivent également être considérés sans force centrifuge.

V.2.5.2. Effort de lacet (Selon l'article 6.52 de l'EN 1991-2 :2003)

L'effort de lacet doit être considéré comme une force concentrée agissant horizontalement au niveau supérieur des rails et perpendiculairement à l'axe de la voie.

La valeur caractéristique de l'effort de lacet doit être prise égale à $Q_{sk}=100\text{kN}$.

Et elle ne doit pas être multipliée par le coefficient ϕ .

V.2.5.3. Actions dues à l'accélération et au freinage (Selon l'article 6.5.3 de l'EN 1991-2 :2003) :

Les forces d'accélération et de freinage agissent au niveau supérieur des rails, dans le sens longitudinal de la voie.

Elles doivent être considérées comme des charges linéaires uniformes sur la longueur d'influence $L_{a,b}$ de leurs effets pour l'élément structural considéré.

Force d'accélération :

- Pour les modèles de charge 71 :

$$Q_{lak} = 33 \times 720 = 23760 \text{ kN} \geq 1000 \text{ donc la valeur retenue est } 1000 \text{ KN.}$$

- Pour les modèles de charge SW/0 :

$$Q_{lak} = 33 \times 35.5 = 1171 \text{ kN} \geq 1000 \text{ donc la valeur retenue est } 1000 \text{ KN.}$$

- Pour les modèles de SW/2 :

$$Q_{lak} = 33 \times 57 = 1881 \text{ kN} \geq 1000 \text{ donc la valeur retenue est } 1000 \text{ KN.}$$

Force de freinage :

- Pour les modèles de charge 71 :
 $Q_{lbk} = 20 \times 720 = 14400 \text{ kN} \geq 6000$ donc la valeur retenue est 6000 kN
- Pour le modèle SW/0 :
 $Q_{lbk} = 20 \times 35.3 = 706 \text{ kN}$.
- Pour le modèle de charge SW/2 :
 $Q_{lbk} = 35 \times 57 = 1995 \text{ kN}$.

V.2.6. Effet de la température :**a. Variations Uniformes (article 3.1.2.1 du RCPR) :**

La ville de Tébessa est située à l'extrême est de l'Algérie dans les hauts plateaux, D'après l'article 3.1.2 du RCPR page 15, Donc on la classe dans la zone du « proche et moyen sud » avec des variations de température de :

$$\Delta T = +35^\circ\text{C} \text{ et } \Delta T = -15^\circ\text{C}$$

Et selon NF EN 1991-1-5 : 2004 articles 6.1, notre ouvrage est de TYPE 2 : Tablier mixte.

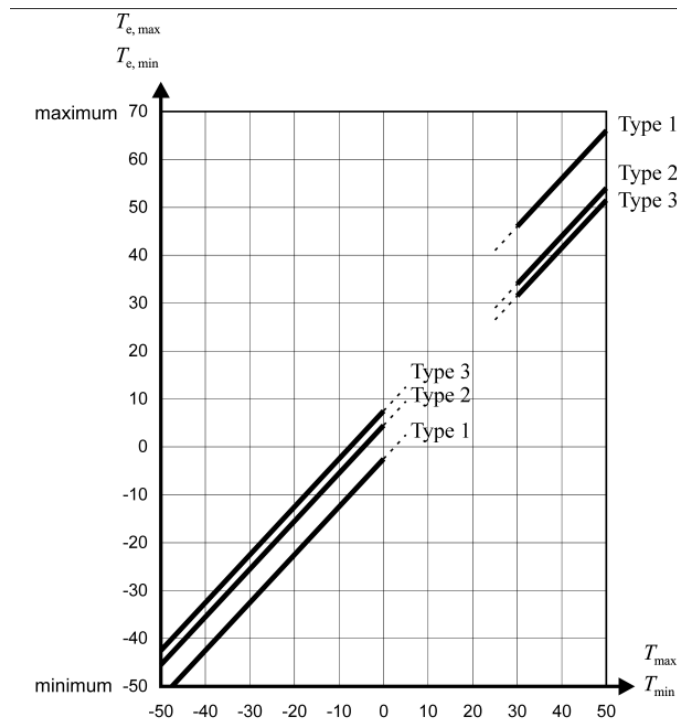


Figure V.10 : Corrélation entre les températures minimales/maximales de l'air sous abri ($T_{\min}/T_{\max}$) et la composante de température uniforme minimale/maximale d'un pont ($T_{e, \min}/T_{e, \max}$)

Pour un tablier de type 2 : $\Delta T = +28^\circ\text{C}$ Et $\Delta T = -19^\circ$

b. Gradient thermique (article 3.1.2.2 du RCPR) :

Le viaduc est classifié comme de type 2 (tablier mixte), et pour l'étape de service il aura un gradient de $\pm 8^\circ\text{C}$.

Tableau V.6: Gradient thermique $\Delta\theta$

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

V.2.7 Les actions de circulation ferroviaire

V.2.7.1. Principes

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

V.2.7.2. Groupes de charges :

Nombre de voies sur la structure			Groupes de charges			Efforts verticaux			Efforts horizontaux			Commentaires
						2.3.2/2.3.3	2.3.3	2.3.4	2.5.3	2.5.1	2.5.2	
1	2	≥ 3	Nbre de voies chargées	Groupe de charges	Voie chargée	LM 71 ^a SW/0 ^{ab} HSLM ^{cd}	SW/2 ^{ae}	Train à vide	Traction freinage ^a	Effort centrifuge ^a	Effort de lacet ^a	
			1	gr11	T ₁	1			1 ^f	0,5 ^f	0,5 ^f	Max. vertical 1 avec max. longitudinal
			1	gr12	T ₁	1			0,5 ^f	1 ^f	1 ^f	Max. vertical 2 avec max. transversal
			1	gr13	T ₁	1 ^g			1	0,5 ^f	0,5 ^f	Max. longitudinal
			1	gr14	T ₁	1 ^g			0,5 ^f	1	1	Max. latéral
			1	gr15	T ₁			1		1 ^f	1 ^f	Stabilité latérale avec "Train à vide"
			1	gr16	T ₁		1		1 ^f	0,5 ^f	0,5 ^f	SW/2 avec max. longitudinal
			1	gr17	T ₁		1		0,5 ^f	1 ^f	1 ^f	SW/2 avec max. transversal
			2	gr21	T ₁ T ₂	1 1			1 ^f 1 ^f	0,5 ^f 0,5 ^f	0,5 ^f 0,5 ^f	Max. vertical 1 avec max. longitudinal
			2	gr22	T ₁ T ₂	1 1			0,5 ^f 0,5 ^f	1 ^f 1 ^f	1 ^f 1 ^f	Max. vertical 2 avec max. transversal
			2	gr23	T ₁ T ₂	1 ^g 1 ^g			1 1	0,5 ^f 0,5 ^f	0,5 ^f 0,5 ^f	Max. longitudinal
			2	gr24	T ₁ T ₂	1 ^g 1 ^g			0,5 ^f 0,5 ^f	1 1	1 1	Max. latéral
			2	gr26	T ₁ T ₂	1	1		1 ^f 1 ^f	0,5 ^f 0,5 ^f	0,5 ^f 0,5 ^f	SW/2 avec max. longitudinal
			2	gr27	T ₁ T ₂	1	1		0,5 ^f 0,5 ^f	1 ^f 1 ^f	1 ^f 1 ^f	SW/2 avec max. transversal
			≥ 3	gr31	T ₁	0,75			0,75 ^f	0,75 ^f	0,75 ^f	Cas de charge supplémentaire

Figure V.11 : Groupes de charges.

D'après le tableau 6.11 de L'EN 1991-2 : 2003 pages 101, On va prendre en compte les groupes de charge suivants :

- Pour une voie chargée : Gr 11-15 et Gr 16-17. ·
- Pour deux voies chargées : Gr 21-27

Autres actions variables

V.2.8. Les autres actions variables comprennent :

- Les autres actions d'exploitations,
- Les actions naturelles **Climatiques** : actions dues au vent

Thermiques : actions dues aux variations de température

V.2.9. Action de trafic vis-à-vis de la fatigue

Le trafic défini ci-avant est pris en compte au moyen d'un coefficient de correction λ appliqué au schéma de charges UIC 71.

$$\text{Modèle trafic} = TR = (\text{UIC 71}) \times \lambda$$

Le coefficient de correction λ s'exprime sous la forme d'un produit de facteurs élémentaires :

Pour les ouvrages ou parties d'ouvrages métalliques :

$$\lambda = \lambda_1 \cdot \lambda_2 \cdot \lambda_3 \cdot \lambda_4 < \lambda_{max}$$

- λ_1 : Facteur tenant compte de la composition du trafic (ainsi que de la portée).
- λ_2 : Facteur tenant compte du volume de trafic.
- λ_3 : Facteur tenant compte de la durée d'utilisation de l'ouvrage. • λ_4 : Facteur tenant compte de l'influence de deux voies chargées.
- λ_{max} : Limite supérieure pour la valeur de λ .

Pour les ouvrages ou parties d'ouvrage en béton : $\lambda = KLKT$

KL : Facteur tenant compte de la portée.

KT : Facteur tenant compte de la composition du trafic.

Actions accidentelles et sismiques

V.2.10. Déraillement sur les ponts (Selon l'article 6.7.1 de l'EN 1991-2 :2003) :

Les structures ferroviaires doivent être conçues de telle manière qu'en cas de déraillement, les dommages en résultant le pont (renversement ou effondrement de la structure dans son ensemble, notamment) soient limités le plus possible.

Deux cas sont à considérer pour le dimensionnement :

Cas1 : déraillement de locomotive ou de wagons lourds, les véhicules déraillés demeurant dans la zone de voie sur le tablier du pont.

Les conditions structurales et les charges équivalentes sont définies comme suit : il convient d'éviter l'effondrement de la plus grande partie de la structure mais on peut tolérer des dommages locaux. Les parties de la structure concernées doivent être dimensionnées à l'état limite ultime pour les charges équivalentes suivantes :

Deux charges linéaires d'intensité $q_{A1d} = 50 \text{ KN/m}$, disposées sur une longueur de 6.40 m, écartées de 1.40 m parallèle à la voie, et se trouvant dans la position la plus défavorable à l'intérieur d'une des zones, larges de 1.5 fois l'écartement des rails, s'étendant de part et d'autre de l'axe de la voie. Il n'y a pas lieu d'envisager d'autres actions variables dans les calculs.

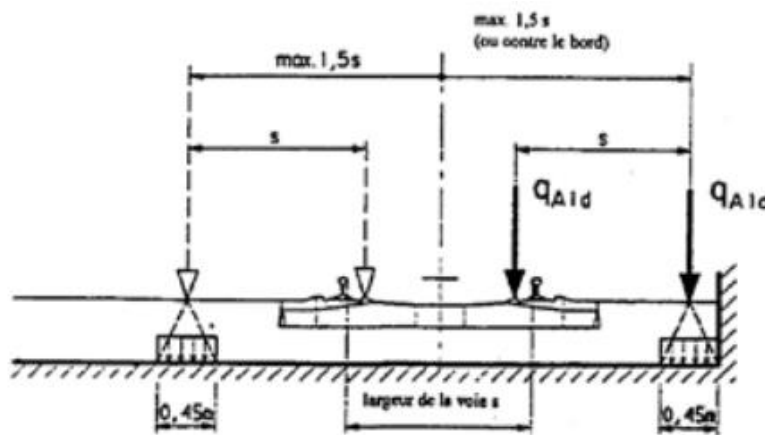


Figure V.12 : Cas 1- Charge équivalente q_{A1d}

Les poutres concernées de la structure sont dimensionnées pour les charges accidentelles suivantes :

$$\alpha \times 0.7 \times LM71$$

$$AN : Q_{A1d} = 1.1 \times 0.7 \times 250 = 192.5 \text{ kN}$$

$$q_{A1D} = 1.1 \times 0.7 \times 80 = 61.6 \text{ kN/m}$$

Cas2 : déraillement de locomotive ou de wagons lourds, les véhicules déraillés demeurant dans la zone de voie sans tomber du pont mais restant en équilibre sur un bord. Les conditions structurales et les chargements équivalents sont définis comme suit : le pont ne doit pas se renverser ou s'effondrer. Pour le calcul de stabilité générale, il y a lieu de prendre comme charge équivalente une charge linéaire verticale d'intensité $q_{A2d} = 80 \text{ KN/m}$, disposée sur une longueur totale de 20,00 m et située transversalement soit à une distance maximale de 1.5 fois l'écartement des rails soit sur le bord de la structure concernée.

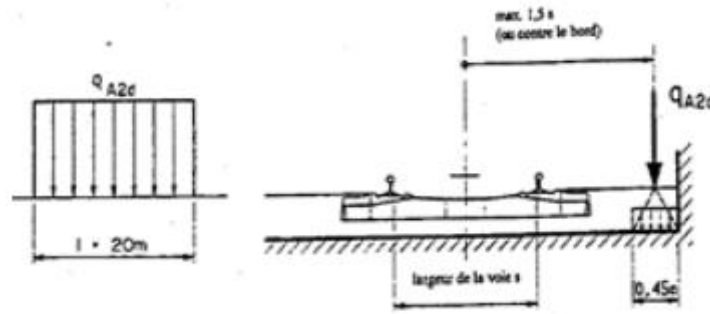


Figure V.13 : Cas 2 - Charge équivalente $qA2d$.

$$qA2D = \alpha \times 1.4 \times LM71$$

$$qA2D = 1.1 \times 1.4 \times 80 = 123.2 \text{ kN/m}$$

Les cas 1 et 2 sont à examiner séparément. Il n'y a pas lieu d'envisager de combinaisons de ces charges.

V.2.11. Actions sismiques :

L'action sismique sera évaluée en accord avec la norme RPOA 2008 (Règles parasismiques applicables au domaine des ouvrages d'art), complétée par les Eurocodes.

V.3. Combinaisons de charges

V.3.1. Les états-limites

On distingue de façon générale deux états-limites : les ELU et les ELS.

Les ELS représentent les cas de charges les plus probables pendant la durée de vie de l'ouvrage et donc, le dimensionnement de l'ouvrage se fera en utilisant ces combinaisons.

Selon le degré d'occurrence de certaines actions par rapport à d'autres, les ELS peuvent être divisées en plusieurs classes :

- ELS rares ;
- ELS fréquents ;
- ELS quasi-permanents.

Situations de dimensionnement Plusieurs situations de dimensionnement doivent être envisagées :

Durable ;

- Transitoire ;
- Accidentelle ;
- Sismique.

V.3.2. Combinaisons des actions (combinaisons de dimensionnement)

D'une façon générale les combinaisons d'actions considérées sont celles définies dans le livret 2.01.

V.3.2.1. Etats limites ultimes (ELU)**a. E.L.U. d'équilibre statique**

$$1.35G+1.45 (UIC71+SW/0) +1.45 (Démarrage UIC + Freinage SW0) \pm 0.9T$$

$$1.35G+1.45 UIC71+ 1.2 SW/2 + 1.2 Freinage SW2 + 1.45 Démarrage UIC71 \pm 0.9T$$

$$1.35G+1.45 SW0 +1.2 SW/2 + 1.2 Freinage SW2+1.45 Démarrage SW0 \pm 0.9T$$

$$1.35G+1.45 (UIC71+UIC71) + 1.45 Freinage UIC71+1.45 Démarrage UIC71 \pm 0.9T$$

$$1.35G+1.45 (SW/0+SW/0) + 1.45 Freinage SW0+1.45 Démarrage SW0 \pm 0.9T$$

V.3.2.1. Etats limites services (ELS)**e. E.L.S. rares Forme générale :**

$$G+UIC71+SW/0 + Freinage SW0+Démarrage UIC71+T$$

$$G+UIC71+SW/2+Freinage SW2+Démarrage UIC71+T$$

$$G+SW0 +SW2 + Freinage SW2+Démarrage SW0+ T$$

$$G+SW0 +SW0 + Freinage SW0+Démarrage SW0 + T$$

$$G+UIC 71 +UIC 71 + Freinage UIC71+Démarrage UIC71+ T$$

f. E.L.S. fréquents

$$G+0.7(UIC71+SW/0) + 0.7(Freinage SW0+Démarrage UIC71) +0.6T$$

$$G+0.7(UIC71+SW/2) + 0.7(Freinage SW2+Démarrage UIC71) +0.6T$$

$$G+0.7(SW/0+SW/2) + 0.7(Freinage SW2+Démarrage SW0) +0.6T$$

$$G+0.7(UIC71+UIC71) + 0.7(Freinage UIC71+Démarrage UIC71) +0.6T$$

$$G+0.7(SW/0+SW/0) + 0.7(Freinage SW0+Démarrage SW0) +0.6T$$

V.4. Conclusion

Dans ce chapitre, les différentes charges appliquées au pont ferroviaire ont été identifiées et évaluées. Les charges permanentes, les surcharges ferroviaires ainsi que les actions climatiques et accidentelles constituent la base du dimensionnement de l'ouvrage.

Les combinaisons de charges permettront, dans les chapitres suivants, de déterminer les sollicitations les plus défavorables et de vérifier la sécurité de la structure.

VI.CHAPITRE VI

ETUDE DU TABLIER

VI.1. INTRODUCTION

Dans ce chapitre, nous allons étudier les différents efforts mécaniques agissant sur le tablier du pont ainsi que leur répartition dans les différents éléments structuraux de l'ouvrage. Cette analyse permettra d'évaluer le comportement global de la structure sous l'effet des charges permanentes, des charges d'exploitation ferroviaires, ainsi que des différentes sollicitations appliquées au pont durant les phases de service.

Afin de réaliser cette étude avec précision, nous avons adopté une modélisation numérique basée sur les éléments finis en utilisant les logiciels MIDAS Civil 2022 et CSiBridge. Ces outils permettent de modéliser le comportement réel de l'ouvrage, d'analyser les sollicitations internes telles que les moments fléchissants, efforts tranchants, efforts normaux et déplacements, ainsi que de vérifier la stabilité et les performances de la structure selon les règlements en vigueur.

Le recours à ces logiciels offre également la possibilité de simuler plusieurs cas de chargement et différentes phases de construction, tout en obtenant une représentation détaillée de la distribution des efforts dans le tablier et les éléments porteurs du pont.

VI.2. Présentation des logiciels utilisés

VI.2.1. MIDAS Civil 2022

MIDAS Civil 2022 est un logiciel spécialisé dans l'analyse et le dimensionnement des ouvrages d'art et des structures complexes. Développé par la société sud-coréenne MIDAS IT, il est largement utilisé dans le domaine du génie civil pour la modélisation des ponts routiers et ferroviaires, notamment les ponts mixtes acier-béton, les viaducs et les structures précontraintes.

La modélisation est réalisée selon les étapes suivantes :

- Définition des matériaux utilisés (acier de la poutre métallique et béton de la dalle)
- Définition des propriétés géométriques des sections métalliques et de la dalle
- Utilisation du module *Steel Composite Bridge* pour la génération du tablier mixte.
- Attribution des matériaux aux sections.
- Modélisation de la structure à l'aide d'éléments barres.
- Définition et application des charges statiques (poids propre, charges d'exploitation) et dynamiques (vent, séisme, interaction rail-structure, Charges roulantes).
- Spécification des appuis et des contraintes appliquées à la structure, afin de reproduire les conditions réelles de fonctionnement.
- Analyse et interprétation des résultats obtenus.

Grâce à ses capacités avancées, MIDAS Civil facilite l'étude précise du comportement structural du pont et l'évaluation des sollicitations dans les différentes sections de l'ouvrage.



Figure VI.1 : Midas Civil

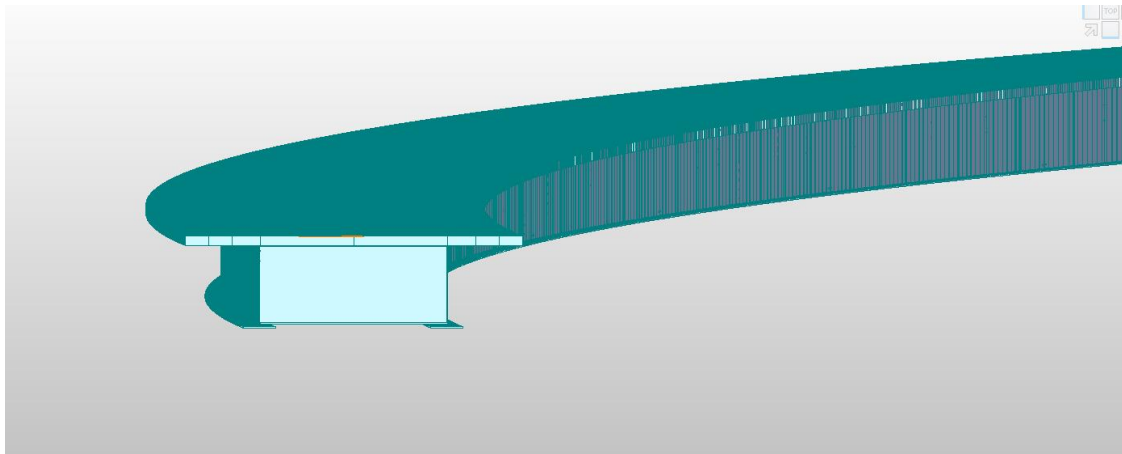


Figure VI.2 : modele 3D du viaduc

VI.2.2. CSiBridge

CSiBridge est un logiciel développé spécialement pour la modélisation, l'analyse et le dimensionnement des ponts. Il combine les fonctionnalités de modélisation simplifiée avec des outils avancés d'analyse structurale basés sur la méthode des éléments finis.

Le logiciel permet notamment :

- La création rapide de modèles de ponts
- L'analyse des charges mobiles ferroviaires
- La vérification des combinaisons de charges
- L'analyse des phases de construction et des effets différés.

Son utilisation dans ce projet permet d'obtenir une analyse détaillée du comportement du tablier et de comparer les résultats obtenus afin d'assurer la fiabilité des calculs et de la modélisation structurale.

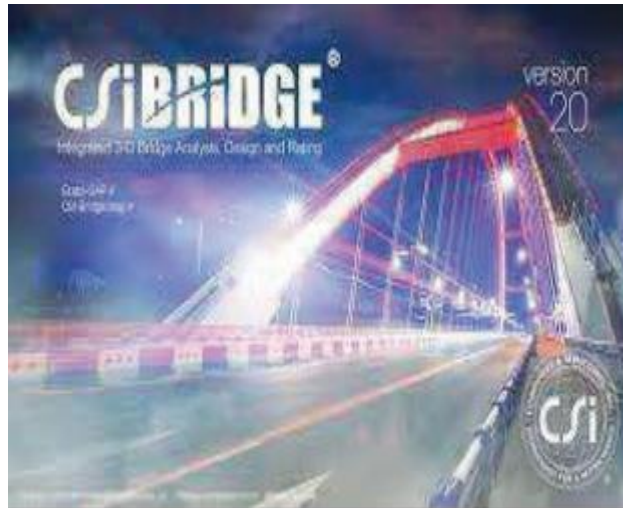


Figure VI.3 : CSiBridge

VI.3. Résultats des moments sollicitant et des efforts tranchants sollicitant sur le pont :

Tableau VI.1 : Résultats des moments sollicitant sur le pont

Phase de construction	Charge		Moment sollicitant Med (MN.m)	
			Sur app	Mi trav
Phase 1	Poutre seule		3.158	1.63977
Phase 2	Béton frais à mi-travée		28.62	15.55
Phase 3	Béton frais sur appuis		18.17	6.91
Phase 4	ELU	1.35G+1.45 (UIC71+UIC71) ±0.9T	70.29	43.25
		1.35G+1.45 (UIC71+SW/0) ±0.9T	69.17	44.34
		1.35G+1.45UIC71+1.2S W/2 ±0.9T	72.74	45.62
		1.35G+1.45 (SW/0+SW/0) ±0.9T	62.94	41.52
		1.35G+1.45 SW0 +1.45 SW/2 ±0.9T	67.02	44.11
	ELS caractéristique	G+UIC 71 +UIC 71 + T	52.35	31.96
		G+UIC71+SW/0+T	51.5	32.72
		G+UIC71+SW/2+T	54.81	34.24
		G+SW0 +SW0 + T	47.13	30.77
		G+SW0 +SW2 + T	52.65	22.57
	ELS fréquent	G+0.7(UIC71+UIC71) +0.6T	47.53	28.37
		G+0.7(UIC71+SW/0) +0.6T	46.6	28.92
		G+0.7(UIC71+SW/2) +0.6T	49.17	29.97
		G+0.7(SW/0+SW/0) +0.6T	43.8	27.56
		G+0.7(SW/0+SW/2) +0.6T	47.75	29.28

Tableau VI.2 : résultats des efforts tranchants sollicitant sur le pont

Phase de construction	Charge		Efforts tranchants sollicitant Ved (MN)
Phase 1	Poutre seule		0.366
Phase 2	Béton frais à mi-travée		2.87
Phase 3	Béton frais sur appuis		2.15
Phase 4	ELU	1.35G+1.45 (UIC71+UIC71) ±0.9T	8.19
		1.35G+1.45 (UIC71+SW/0) ±0.9T	8.29
		1.35G+1.45UIC71+1.2S W/2 ±0.9T	8.43
		1.35G+1.45 (SW/0+SW/0) ±0.9T	8.02
		1.35G+1.45 SW0 +1.45 SW/2 ±0.9T	8.28
	ELS caractéristique	G+UIC 71 +UIC 71 + T	6.11
		G+UIC71+SW/0+T	6.17
		G+UIC71+SW/2+T	6.46
		G+SW0 +SW0 + T	6
		G+SW0 +SW2 + T	6.44
	ELS fréquent	G+0.7(UIC71+UIC71) +0.6T	5.58
		G+0.7(UIC71+SW/0) +0.6T	5.62
		G+0.7(UIC71+SW/2) +0.6T	5.82
		G+0.7(SW/0+SW/0) +0.6T	5.51
		G+0.7(SW/0+SW/2) +0.6T	5.8

VI.4. Classification des sections (EN 1993-1-1 :2005 articles 5.5) :

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

La classification détermine quel module on a le droit d'utiliser. Une paroi trop élancée (trop mince par rapport à sa largeur) peut VOILER LOCALEMENT avant d'atteindre fy. L'EC3 définit 4 classes selon l'élancement des parois comprimées.

Tableau VI.3 : Classification des sections du pont étudiée.

Paroi comprimé	Classification des sections					
	c(m)	t(m)	c/t	ε	Verification	Classe
Semelle sup	0.4875	0.04	12.1875	0.81	11.391	4
Ame	3	0.025	120.00	0.81	100.88	4
Semelle inf	0.5875	0.05	11.75	0.81	11.391	4

Conclusion : Toute nos sections sont de classe 4. C'est-à-dire que le voilement local se produit avant l'atteinte de la limite d'élasticité dans une ou plusieurs parois de la section transversale.

Sections de Classe 4

Dans le cadre du prédimensionnement de notre viaduc, les sections initialement envisagées présentaient des parois (âme et semelles) caractérisées par un élancement important. Selon l'Eurocode 3 (NF EN 1993-1-1), ces sections sont répertoriées en Classe 4.

Le phénomène majeur régissant cette classe est le voilement local. Les parois d'une section de Classe 4 sont si minces qu'elles perdent leur stabilité par déformation hors-plan avant même d'atteindre la limite d'élasticité de l'acier (f_y).

- Pour les sections de Classe 4, la capacité résistante ne peut plus être calculée sur la base de la section brute. On introduit la notion de **section efficace** :

- **Largeur efficace (beff) :** On considère qu'une partie centrale des parois comprimées est "inactive" car elle a déjà voilé.
- **Réduction des propriétés :** La résistance est alors calculée avec un module de section efficace W_{eff} et une aire efficace A_{eff} , ce qui entraîne une perte de capacité porteuse significative.
- **Excentricité induite :** Le voilement asymétrique déplace l'axe neutre, générant des moments de flexion additionnels (N , E_n), complexifiant les justifications et réduisant les marges de sécurité.

- Pour éviter de tomber dans les problématiques de la Classe 4, Voici les vérifications et leviers proposé :

Optimisation du ratio d'élancement (b/t) : C'est le levier principal. En augmentant l'épaisseur (t) ou en réduisant la largeur libre (b), on s'assure que la paroi peut atteindre la limite d'élasticité avant de voiler.

Utilisation de raidisseurs longitudinaux : Pour des âmes de grande hauteur, L'utilisation de raidisseurs longitudinaux permet de réduire l'élancement des panneaux comprimés et peut conduire à une amélioration de la classe de section après vérification selon l'Eurocode 3.

Exploitation de la position de l'axe neutre : La classification dépend du diagramme de contraintes. En phase mixte, l'axe neutre remonte vers la dalle béton, ce qui réduit la zone comprimée de l'âme et aide à sortir de la Classe 4.

Choix de la nuance d'acier (ϵ) : Les limites de classe dépendent de $\epsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$. Parfois,

L'augmentation de la limite d'élasticité de l'acier réduit le coefficient ϵ , ce qui rend les limites d'élancement réglementaires plus contraignantes.

Optimisation et redimensionnement des sections métalliques

Afin d'améliorer le comportement au voilement local et de garantir une meilleure mobilisation de la résistance plastique de la section, un redimensionnement des éléments constitutifs de la poutre mixte a été effectué.

L'optimisation retenue repose sur l'adoption de sections variables le long de l'ouvrage, permettant d'adapter la rigidité et la résistance aux niveaux d'efforts internes

Cette approche permet :

- D'améliorer la classe des sections.
- De réduire les risques de voilement local.
- D'optimiser la quantité d'acier utilisée.
- Et d'obtenir un comportement structural plus économique et plus réaliste.

Dimensions finales des sections métalliques :

Tableau VI.4 : Dimensions finales des sections métalliques

Élément	Sur appuis	À mi-travée
Semelle supérieure	1000 × 40 mm	1000 × 45 mm
Âme	3000 × 30 mm	3000 × 30 mm
Semelle inférieure	1200 × 60 mm	1200 × 50 mm

Conclusion :

Le passage d'une conception en Classe 4 vers une conception en Classe 3, bien qu'augmentant localement le poids d'acier de certaines semelles, permet une économie globale sur la fabrication (moins de raidisseurs complexes) et garantit un comportement structural plus prévisible et sécurisant pour l'ouvrage.

Tableau VI.5 : Classification des sections du pont étudiée après redimensionnement

Paroi comprimé	Classification des sections					
	c(m)	t(m)	c/t	ε	Vérification	Classe
Semelle sup Sur appui	0.4875	0.04	12.1875	0.81	/	/
Semelle sup mi-travée	0.485	0.045	10.78	0.81	11.391	3
Ame	3	0.03	100.00	0.81	100.88	3
Semelle inf Sur appui	0.5875	0.06	9.75	0.81	11.391	3
Semelle inf mi-travée	0.5875	0.05	11.75	0.81	/	/

VI.5. La section mixte :**VI.5.1. Caractéristiques de la section en béton :***Tableau VI.6 : Caractéristiques de la section en béton*

	Dimension	A(cm ²)	y'b(cm)	S(Δ)	di	I0(cm ⁴)	A*di ² (cm ⁴)
(1)	630x35	22050	22.5	496125	-0.4642	2250937.5	4751.37016
(2)	100x5	500	2.5	1250	19.535	1041.66667	190823.740
(3)	5x5	25	3.333	83.325	18.702	34.72	8744.86819
ΣA		22575					
y _b			22.0358				
ΣS				497458.32			
						I(cm ⁴) = 2456333.866	

VI.5.2. Caractéristiques de la section métallique :*Tableau VI.7 : Caractéristiques de la section métallique*

	Notation	Section
Aire	A(m ²)	0.202
Centre de gravité	V _s (m)	1.784
	V _i (m)	1.316
Moment d'inertie	I(m ⁴)	0.3164

VI.5.3. Caractéristique de la section mixte :**VI.5.3.1. Coefficient d'équivalence :**

Dans une structure mixte, la flexion longitudinale due aux charges de courte durée est reprise par la section mixte homogénéisée. Pour cela, on transforme l'aire du béton en une aire équivalente d'acier à l'aide d'un coefficient d'équivalence n_0 .

Ce coefficient est donné par : $n_0 = E_a / E_b = 210000 / (22000 (f_{cm} / 10)^{0.3})$

$$n_0 = 6.1625$$

Avec : $f_{cm} = f_{c28} + 8 = 43 \text{ MP}$

Le coefficient d'équivalence à long terme, noté n_L , est utilisé pour prendre en compte l'effet des charges durables sur la structure. Il dépend du type de chargement (via le coefficient ψ_L ainsi que du fluage du béton, représenté par la fonction $\phi(t, t_0)$) :

$$n_L = n_0 (1 + \psi_L \phi(t, t_0))$$

Dans cette étude, les valeurs suivantes sont adoptées :

- Phase de construction (avant le coulage de la dalle) : seule la section métallique est active, donc $n = \infty$

- Mise en place de la superstructure (charges à long terme) : $n=18$
- Surcharges d'exploitation (charges de courte durée) : $n=n_0=6$
- Effet du retrait du béton : $n=15$

Tableau VI.8 : Coefficient d'équivalence n

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

VI.5.3.2. Largeur efficace pour la vérification des sections transversales : (EN 1994-2 :1997 4.2.2.2)

la largeur efficace peut être déterminée au moyen de l'équation (4.1), où b_{eff} est indiquée sur la Figure 4.1 pour une section transversale type : $b_{eff} = b_0 + \Sigma b_{ei}$

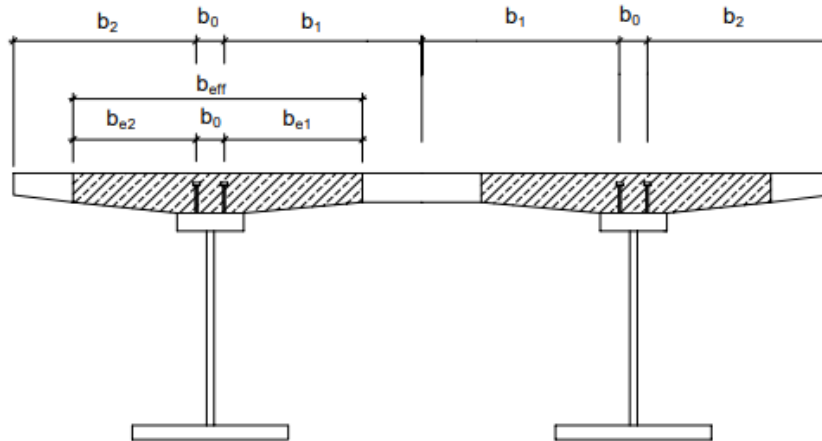


Figure VI.4 : Définition de la largeur efficace

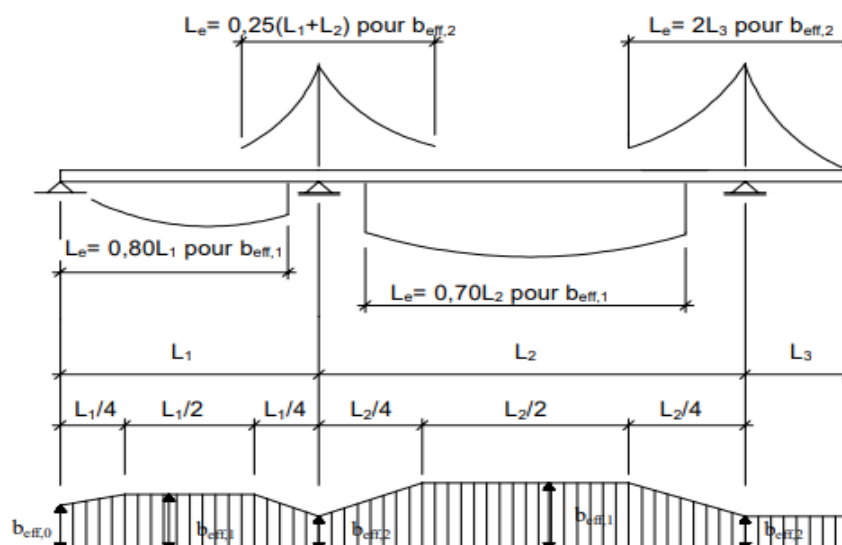


Figure VI.5 : Détermination des portées équivalentes L_e pour la largeur efficace des membrures en béton et répartition de la largeur efficace en travée

Avec :

$$Le = 0,80 L1 \text{ pour beff},0$$

$$Le = 0,85 L1 \text{ pour beff},1$$

$$Le = 0,25(L1 + L2) \text{ pour beff},2$$

$$Le = 0,70 L2 \text{ pour beff},1$$

$$Le = 2L3 \text{ pour beff},2$$

b0 : l'entraxe des goujons d'extrémités.

On prend b0 = 0.8 m.

- Sur Appuis d'extrémité

$$\text{beff},0 = b0 + \sum \beta_i \text{ be}_i \text{ avec } \beta_i = (0,55 + 0,025 Le / b_i) \leq 1,0$$

$$Le = 0,8 \times L1 = 0,8 \times 35 = 28 \text{ m}$$

$$\text{be}_1 = \min\{ Le/8 ; b_1 \} = \min\{ 3,5 ; 3,1 \} = 3,1 \text{ m}$$

$$\text{be}_2 = \min\{ Le/8 ; b_2 \} = \min\{ 3,5 ; 2,4 \} = 2,4 \text{ m}$$

$$\beta_1 = 0,55 + 0,025 \times 28 / 3,1 = 0,776.$$

$$\beta_2 = 0,55 + 0,025 \times 28 / 2,4 = 0,842$$

$$\text{beff},0 = 0,8 + 0,776 \times 3,1 + 0,842 \times 2,4$$

$$\text{beff},0 = 5,2264 \text{ m}$$

- A mi-travée :

$$\text{Beff},1 = b0 + \text{be}_1 + \text{be}_2$$

Travée 35 m :

$$Le = 0,85 \times L1 = 0,85 \times 35 = 29,75 \text{ m}$$

$$\text{be}_1 = \min\{ Le/8 ; b_1 \} = \min\{ 3,72 ; 3,1 \} = 3,1 \text{ m}$$

$$\text{be}_2 = \min\{ Le/8 ; b_2 \} = \min\{ 3,72 ; 2,4 \} = 2,4 \text{ m}$$

Travée 50 m :

$$Le = 0,7 \times L1 = 0,7 \times 50 = 35 \text{ m}$$

$$\text{be}_1 = \min\{ Le/8 ; b_1 \} = \min\{ 4,375 ; 3,1 \}$$

$$\text{be}_2 = \min\{ Le/8 ; b_2 \} = \min\{ 4,375 ; 2,4 \}$$

$$\text{Beff},1 = 0,8 + 3,1 + 2,4 = 6,3 \text{ m}$$

- Sur Appuis intermédiaires

$$\text{Beff},2 = b0 + \text{be}_1 + \text{be}_2$$

$$Le = 0,25 (L_{rive} + L_{centre})$$

$$Le = 0,25 (L_{centre} + L_{centre})$$

$$Le = 0.25 (35+50) = 21.25 \text{ m}$$

$$Le = 0.25 (50+50) = 25 \text{ m}$$

$$be1 = \min\{Le/8 ; b1\} = \min\{2.656 ; 3.1\} = 2.656 \text{ m}$$

$$be1 = \min\{Le/8 ; b1\} = \min\{3.125 ; 3.1\} = 3.1 \text{ m}$$

$$be2 = \min\{Le/8 ; b2\} = \min\{2.656 ; 2.4\} = 2.4 \text{ m}$$

$$be2 = \min\{Le/8 ; b2\} = \min\{3.125 ; 2.4\} = 2.4 \text{ m}$$

$$Beff,2 = 0.8 + 2.656 + 2.4 = 5.856 \text{ m}$$

$$Beff,2 = 0.8 + 3.1 + 2.4 = 6.3 \text{ m}$$

VI.5.3.3. Géométrie de la section mixte :

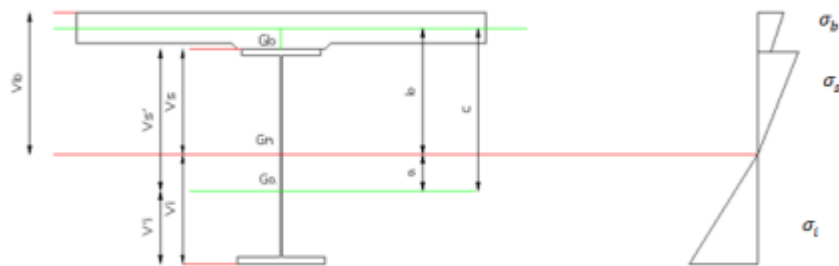


Figure VI.6 : Section mixte

$$S_n = S_a + \frac{S_b}{n}$$

Avec :

S_a = Section d'acier.

S_b : section du béton.

n : coefficient d'équivalence.

$$\int_S y \cdot ds = \int_{S_b} y \left(\frac{dS_n}{n} \right) + \int_{S_a} y dS_a = 0$$

On aura alors

$$b \cdot \left(\frac{S_b}{n} \right) + a \cdot S_a = 0 \quad \text{an} = \frac{S_b \cdot C}{n \cdot S_n}$$

$$a + b = 0 \quad \text{bn} = \frac{S_a \cdot C}{S_n}$$

VI.5.3.4. Moment d'inertie de la section mixte :

$$I = I_a + \frac{I_b}{n} + \frac{S_a \cdot S_b}{n S_n} \cdot C^2$$

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

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

Sa : surface de la section d'acier.

Sb : surface de la section du béton.

S : surface de la section mixte.

C: distance entre Ygb et Yga.

Tableau VI.9 : Caractéristiques de la section mixte

	Notation	Section Phase 2 (n=18)		Section Phase 3 (n=15)		Section Phase 4 (n=6)	
		M+	M-	M+	M-	M+	M-
Aire	A(m ²)	0.3204	0.202	0.3455	0.202	0.5713	0.202
Centre de gravité	Vs (m)	0.926	1.784	0.843	1.784	0.423	1.784
	Vi(m)	2.169	1.316	2.252	1.316	2.672	1.316
an	an(m)	0.737	0.000	0.820	0.000	1.240	0.000
bn	bn(m)	1.146	0.000	1.063	0.000	0.643	0.000
Moment d'inertie	I(m ⁴)	0.581	0.3164	0.612	0.3164	0.768	0.3164

VI.6. RÉSISTANCE EN SECTION ET VÉRIFICATION DE LA SÉCURITÉ STRUCTURALE (Selon les Eurocode 3 et Eurocode 4)

Étape essentielle dans le dimensionnement des ponts mixtes acier-béton. Elle a pour objectif de s'assurer que les différentes sections de l'ouvrage possèdent une capacité résistante suffisante pour reprendre les sollicitations générées par les charges appliquées durant toutes les phases de construction et d'exploitation.

Dans cette étude, les vérifications sont réalisées conformément aux dispositions des Eurocode 3 et Eurocode 4, qui définissent les règles de calcul relatives aux structures métalliques et mixtes acier-béton.

Les vérifications seront réalisées à partir des résultats obtenus à l'aide du logiciel de calcul.

Il convient de vérifier les poutres mixtes vis-à-vis de :

- La résistance des sections.
- La résistance au déversement.
- La résistance au voilement par cisaillement et aux charges appliquées dans le plan des âmes.
- La résistance au cisaillement longitudinal

VI.6.1. Coulage de la dalle en béton

Après la mise en place de la structure métallique, l'étape suivante consiste au coulage de la dalle en béton. Cette phase représente une étape essentielle dans la réalisation du tablier mixte, puisqu'elle permet d'assurer la collaboration entre la poutre métallique et la dalle en béton armé grâce aux connecteurs de cisaillement.

Dans le cas de ce pont hyperstatique, le coulage de la dalle a été réalisé en deux étapes afin de mieux contrôler la répartition des efforts durant les phases de construction.

Coulage sur mi-travée : La première étape consiste au coulage de la dalle au niveau des zones de mi-travée. Durant cette phase, la poutre métallique supporte le poids du béton frais et les charges de chantier. Ce procédé permet de limiter les moments négatifs au niveau des appuis et d'améliorer le comportement de la structure pendant la construction.

Coulage sur appuis : La seconde étape concerne le coulage au niveau des appuis intermédiaires afin d'assurer la continuité de la dalle et le fonctionnement global de la section mixte.

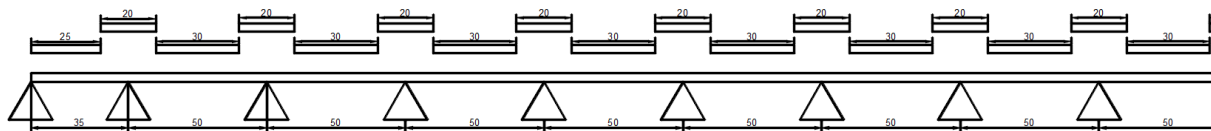


Figure VI.7 : Phases du coulage de la dalle

VI.6.2. Justification des contraintes (EN 1994-2 :2005)

Contrainte admissible du béton : $\sigma_B = 0.6 \times f_{c28}$

$$AN : \sigma_B = 0.6 \times 30 = 18 \text{ MPA}$$

Contrainte admissible de l'acier des poutres :

Tableau VI.10 : Contraintes limites d'élasticité f_y

Epaisseur (mm)	$0 < t \leq 16$	$16 < t \leq 40$	$40 < t \leq 63$	$63 < t \leq 80$	$80 < t \leq 100$	$100 < t \leq 150$
F_y (mpa)	355	345	335	325	315	295

VI.6.3. Justification en flexion

La vérification de la sécurité structurale consiste à démontrer que dans les fibres les plus éloignées de l'axe neutre, la valeur de calcul de la résistance ne soit pas dépassée selon la relation générale suivante :

$$\sigma E d \leq f d$$

Avec :

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

Avec : $\gamma_a = 1.05$ et $\gamma_c = 1.5$

Pour les sections de classe 4 elles sont justifiées en élasticité, mais avec un calcul conduit sur une section efficace, réduite pour tenir compte du risque de voilement.

Tableau VI.11 : Contrainte admissible pour chaque section

Paroie	Epaisseur (mm)	Contrainte admissible (mpa)
Semelle sup sur appuis	40	345
Semelle sup mi travée	45	335
Ame	30	345
Semelle inf mi travée	50	335
Semelle inf sur appuis	60	335

VI.6.4. Justification de l'effort tranchant

L'effort tranchant constitue une sollicitation importante dans les poutres de pont, particulièrement au niveau des appuis où les valeurs maximales sont généralement observées.

La vérification à l'effort tranchant consiste à comparer l'effort tranchant sollicitateur obtenu par le calcul à la résistance de calcul de la section métallique ou mixte.

La résistance plastique au cisaillement est donnée par :

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

Avec A_v est l'aire de charpente cisailée par Ved.

La condition de vérification est :

$$V_{Ed} \leq V_{Rd}$$

Cette vérification permet de prévenir les risques de ruine par cisaillement de l'âme métallique et d'assurer la stabilité locale de la section.

VI.6.5. Justification du moment fléchissant

Le moment fléchissant représente l'une des sollicitations principales dans les tabliers de ponts mixtes. Il provoque des contraintes de traction et de compression dans les différentes parties de la section.

La vérification en flexion consiste à comparer le moment sollicitateur au moment résistant de la section :

$$M_{Ed} \leq M_{Rd}$$

Pour les sections métalliques, la résistance plastique en flexion est déterminée par :

$$M_{el,Rd} = \frac{W_{el} f_y}{\gamma_{M0}}$$

Avec

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

$y = V_s$ pour le calcul des moments négatifs.

$y = V_i$ pour le calcul des moments positifs.

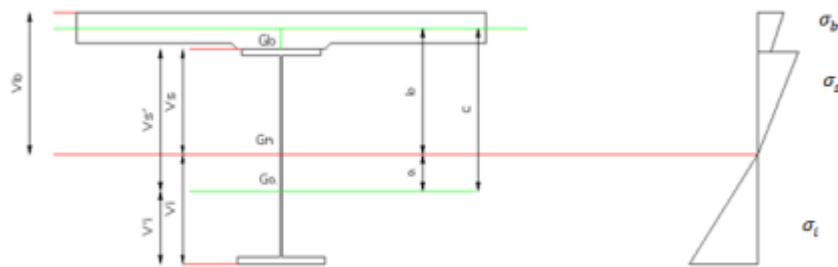


Figure VI.8 : Distribution des contraintes dans la section mixte

Ces vérifications permettent d'assurer que la section possède une capacité suffisante pour reprendre les sollicitations de flexion générées par les charges permanentes et les charges d'exploitation ferroviaires.

, les contraintes sont données par les relations suivantes :

- Acier : Fibre supérieur : $\sigma_s = (M. V_s) / I$.

- Acier : Fibre inférieur : $\sigma_i = (M. V_i) / I$.

- Béton : $\sigma_b = (1/n). (M. V_b) / I$.

VI.7. Résultats et vérifications :

Phase 1 : Poutre métallique seule

Au début de la construction, la structure est constituée uniquement des poutres métalliques, avant le coulage de la dalle en béton. Durant cette étape, les poutres en acier supportent seules leur poids propre ainsi que les charges provisoires de chantier.

L'analyse structurale est donc réalisée sur la section métallique seule, et le moment résistant est déterminé uniquement à partir des caractéristiques de la poutre acier.

Phase 3 : Après bétonnage et durcissement du béton

Après le coulage complet de la dalle et le début du durcissement du béton, le tablier commence à fonctionner comme une structure mixte acier-béton. À cette étape, les effets du retrait du béton sont pris en considération dans l'analyse.

Le calcul du moment résistant est effectué sur la section mixte complète avec un coefficient d'équivalence $n = 15$. Dans les zones soumises à des efforts de traction, notamment au niveau des appuis, le béton tendu est considéré fissuré.

Les armatures passives de la dalle participent alors à la reprise des efforts de traction et contribuent à la résistance globale de la section. Le moment résistant est évalué en tenant compte de la contribution des armatures selon la relation :

$$M_a = R_a(Y_a - Y_g)$$

avec :

$$R_a = A_s f_y$$

Phase 4 : Mise en service de l'ouvrage

Après la mise en service, le pont est soumis aux charges d'exploitation telles que les charges ferroviaires, les actions climatiques et les différentes surcharges appliquées à l'ouvrage.

Le béton ayant atteint sa résistance finale, la structure travaille entièrement comme une section mixte. Le calcul est alors réalisé avec un coefficient d'équivalence $n = 6$, correspondant au comportement à long terme.

Au niveau des appuis, les armatures passives jouent un rôle important dans la reprise des moments négatifs et des efforts de traction dans les zones fissurées de la dalle.

Tableau VI.12: vérification M et V en phase 1, 3 et 4

	Section Phase 1 ($n = \infty$)		Section Phase 3 ($n=15$)		Section Phase 4 ($n=6$)	
	M+	M-	M+	M-	M+	M-
Moment résistant $M_{c,rd}$ (MN.m)	76.512	62.953	96.384	96.933	102.052	96.933
Moment appliqué M_{ed} (MN.m)	1.64	3.158	5.820	20.234	45.62	72.74
Vérification M_{ed}/M_{cRd}	0.021	0.05	0.06	0.209	0.45	0.75
Effort tranchant résistant $V_{c,rd}$ (MN)	22.135		22.135		22.135	
Effort tranchant appliqué V_{Ed} (MN)	0.366		1.79		8.43	
Vérification V_{ed}/V_{cRd}	0.016		0.08		0.38	

Tableau VI.13 : vérification des contraintes de la phase 1, 3 et 4

Contrainte de calcul	M+	M-	M+	M-	M+	M-
σ_{as} (mpa)	9.25	17.81	8.017	114.088	25.13	218.55
σ_{ai} (mpa)	6.82	13.14	21.41	84.16	158.72	161.21
σ_b (mpa)	0,000	0,000	0.79	0,000	8.14	0,000

Phase 2 : Bétonnage du tablier

Le bétonnage de la dalle est réalisé progressivement en deux étapes afin d'assurer une meilleure répartition des efforts dans le pont hyperstatique durant les phases de construction.

- Bétonnage à mi-travée**

Dans une première étape, le béton est coulé au niveau des zones de mi-travée, où les effets de flexion sont les plus importants. À ce stade, le béton est encore frais et ne participe pas à la résistance de la structure.

Les calculs sont donc effectués en considérant uniquement la poutre métallique, soumise au poids propre de l'acier ainsi qu'au poids du béton frais.

- Bétonnage sur appuis**

Dans une seconde étape, le bétonnage est réalisé au niveau des appuis intermédiaires afin d'assurer la continuité du tablier.

Avec le durcissement progressif du béton, la collaboration entre l'acier et le béton commence à se développer. La structure évolue alors vers un comportement mixte acier-béton.

Le calcul du moment résistant est effectué en tenant compte de la section mixte avec un coefficient d'équivalence $n = 18$, traduisant la participation progressive du béton à la résistance de l'ouvrage.

Tableau VI.14 : vérification M et V en phase 2

	Section Phase 2 (n= 18) Bét mi-travée		Section Phase 2 (n=18) Bét Sur appuis	
	M+	M-	M+	M-
Moment résistant $M_{c,rd}$ (MN.m)	76.512	62.953	95.035	62.953
Moment appliqué M_{ed} (MN.m)	15.55	28.62	6.91	18.17
Vérification M_{ed}/M_{cRd}	0.203	0.455	0.073	0.289
Effort tranchant résistant $V_{c,rd}$ (MN)	22.135		22.135	
Effort tranchant appliqué V_{Ed} (MN)	2.87		2.15	
Vérification V_{ed}/V_{cRd}	0.13		0.1	

Tableau VI.15 : vérification des contraintes de la phase 2

Contrainte de calcul	M+	M-	M+	M-
σ_{as} (mpa)	24.78	161.37	11.01	102.45
σ_{ai} (mpa)	58.05	119.04	25.80	75.57
σ_b (mpa)	0,000	0,000	0.88	0,000

Tableau VI.16: vérification des contraintes admissibles par section.

		M+	M-
σ / σ_{adm}	Sup	0.075	0.65
	Inf	0.47	0.48
	Béton	0.4	0

VI.8. Justification sous l'interaction M.V (EN1994-2, 6.2.2.4) :

D'après EN1994-2, 6.2.2.4, Lorsque V_{Ed} est supérieur à la moitié de V_{Rd} , V_{Ed} diminue la résistance à la flexion. La diminution à prendre en compte dépend de la classe de la section.

D'après les résultats obtenus $\frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} = 0.38 < 0.5$ **Donc l'interaction est négligeable.**

VI.9. Retrait du béton (EN 1992-1-1, §3.1)

Dans une poutre mixte, le béton ne peut pas se rétracter librement à cause de sa liaison avec la poutre métallique. Cette interaction crée des contraintes internes auto-équilibrées dans la section mixte.

Le retrait du béton correspond à une déformation imposée ϵ_r dans le béton comprimé, résultant de trois phénomènes principaux :

- le retrait thermique.
- le retrait endogène.
- le retrait de desiccation.

Calcul du retrait à la mise en service

Le calcul du retrait total ϵ_{cs} nécessite de connaître l'âge du béton au moment considéré. Chaque plot ayant un âge différent selon le phasage de construction, un âge moyen de :

$$t = 102.5 \text{ jours}$$

est retenu pour simplifier les calculs.

1. Retrait endogène

Pour un béton de résistance :

$$f_{ck} = 35 \text{ MPa}$$

le retrait endogène est donné par : $\varepsilon_{ca}(t) = \beta_{as}(t) \times \varepsilon_{ca}(\infty)$

avec : $\varepsilon_{ca}(\infty) = 2.5(f_{ck} - 10) \cdot 10^{-6} = 6.25 \times 10^{-5}$

et : $\beta_{as}(t) = 1 - \exp(-0.2\sqrt{t}) = 0.8314$

Ainsi : $\varepsilon_{ca}(t) = 5.2 \times 10^{-5}$

2. Retrait de dessiccation

Le retrait de dessiccation est calculé par :

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

Retrait de dessiccation de référence

$$\varepsilon_{cd,0} = 0.85 \times [(220 + 110\alpha_{ds1}) \cdot \exp(-\alpha_{ds2} \frac{f_{cm}}{f_{cm0}})] \times 10^{-6} \cdot \beta_{RH}$$

avec :

- $f_{cm0} = 10 \text{ MPa}$ est une valeur de référence de la résistance à la compression.
- $RH = 90\%$ l'humidité relative retenue pour le projet.

Le coefficient lié à l'humidité relative vaut :

$$\beta_{RH} = 1.55 [1 - (RH/100)^3] = 0.42$$

Les coefficients α_{ds1} et α_{ds2} traduisent la rapidité de prise du ciment. Pour un ciment à prise normale, on a : $\alpha_{ds1} = 4$ et ; $\alpha_{ds2} = 0.12$

On obtient alors : $\varepsilon_{cd,0} = 1.406 \times 10^{-4}$

Coefficient K_h :

Tableau VI.17 : Valeurs de K_h

H0	K_h
100	1.0
200	0.85
300	0.75
≥ 500	0.70

Le coefficient k_h dépend du rayon moyen : $h_0 = 2A_c / u$

avec :

- $A_c = 4.51 \text{ m}^2 \rightarrow$ l'aire de la section de béton.
- $u = 26.1 - 2 \times 1 = 24.1 \text{ m} \rightarrow$ le périmètre exposé à la dessiccation.

d'où :

$$h_0 = \frac{2 \times 4.51}{24.1} = 374.27 \text{ mm} \quad \text{Ainsi : } k_h = 0.75$$

Coefficient de développement du retrait

Par hypothèse, l'âge t_s du béton quand le retrait de dessiccation commence, est pris égal à 1 jour. Alors, on a :

$$t_s = 1 \text{ jour ; } t = 102.5 \text{ jours}$$

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

on obtient :

$$\beta_{ds}(t, t_s) = \frac{79.25 - 1}{(79.25 - 1 + 0.04\sqrt{784.35})} = 0.213$$

Le retrait de dessiccation vaut donc $\epsilon_{cd}(t) = 2.246085 \times 10^{-5}$

Retrait total à la mise en service

Le retrait total est donné par : $\epsilon_{cs}(t) = \epsilon_{ca}(t) + \epsilon_{cd}(t) = 7.446085 \times 10^{-5}$

Retrait à long terme

À long terme :

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

Le retrait total devient : $\epsilon_{cs}(\infty) = \epsilon_{ca}(\infty) + \epsilon_{cd}(\infty)$

$$\epsilon_{cs}(\infty) = 6.25 \times 10^{-5} + 1.0545 \times 10^{-4}$$

$$\epsilon_{cs}(\infty) = 1.6795 \times 10^{-4}$$

3. Retrait thermique

L'EN 1994-2 prend en compte le retrait thermique dû à la différence de température entre la charpente métallique et le béton lors du bétonnage.

La différence de température recommandée est : $\Delta T = 20^\circ\text{C}$

Le retrait thermique est calculé par : $\epsilon_{th} = \alpha^{cth} \cdot \Delta T$

avec : $\alpha^{cth} = 10^{-5}$

Ce qui conduit à : $\epsilon_{th} = 2 \times 10^{-4}$

Cette valeur étant jugée élevée, une valeur réduite égale à la moitié de l'effet du refroidissement est retenue :

$$\epsilon_{th} = 10^{-4}$$

4. Bilan des retraits

Pour les vérifications à la mise en service, un retrait total de :

$$\varepsilon_{cs}(t) = \varepsilon_{ca}(t) + \varepsilon_{cd}(t) + \varepsilon_{th} = 1.7446085 \cdot 10^{-4}$$

est appliqué à chaque plot au moment du bétonnage.

À long terme, après l'achèvement des phases de bétonnage, un retrait total de :

$$\varepsilon_{cs}(\infty) = \varepsilon_{ca}(\infty) + \varepsilon_{cd}(\infty) = 1.6795 \cdot 10^{-4}$$

est considéré sur l'ensemble de la dalle.

Pour les phases transitoires de bétonnage, le principe de calcul reste identique, en tenant compte de l'âge moyen du béton correspondant à chaque phase.

Contraintes due aux retraits du béton

Les contraintes due aux retraits sont calculées et prises en considération par le logiciel de modélisation MIDAS Civil.

VI.10. Le Voilement

Le voilement est un phénomène d'instabilité affectant les plaques minces soumises à des sollicitations agissant dans leur plan moyen, notamment les efforts de compression et de cisaillement.

Dans le cas des poutres métalliques à âme mince, il est nécessaire de vérifier la résistance au voilement par cisaillement lorsque l'élancement de l'âme devient important.

La condition suivante permet d'identifier la nécessité de cette vérification :

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

Avec :

- d : distance entre les nus intérieurs des semelles ;
- tw : épaisseur de l'âme ;
- ε : coefficient dépendant de la nuance d'acier ;
- $k\tau$: coefficient de voilement par cisaillement.

Détermination du coefficient de voilement $k\tau$

Le rapport géométrique de l'âme est donné par :

$$\frac{a}{d} = \frac{7}{3} = 2.33 > 1$$

où :

- a : espacement libre entre raidisseurs intermédiaires ;

- d : hauteur libre de l'âme.

Pour $a/d > 1$, le coefficient de voilement est déterminé par :

$$k\tau = 5.34 + \left[\frac{4}{\left(\frac{a}{d}\right)^{**2}} \right]$$

$$\text{D'où : } k\tau = 5.34 + \left[\frac{4}{\left(\frac{2}{3}\right)^{**2}} \right] = 6.075$$

Par ailleurs : $\varepsilon = 0.81$

Vérification de la sensibilité au voilement

Le rapport d'élancement de l'âme vaut :

$$\frac{d}{tw} = \frac{3}{0.03} = 100$$

La limite réglementaire est :

$$30\varepsilon\sqrt{k\tau} = 30 \times 0.81 \times \sqrt{6.075} = 59.89$$

Ainsi : $100 > 59.89$

L'âme est donc sensible au voilement par cisaillement. Une vérification de la résistance au voilement est alors nécessaire.

Vérification de la résistance au cisaillement avec voilement

Il faut vérifier que l'effort tranchant sollicitant de calcul est inférieur, ou égal à l'effort tranchant résistant de calcul.

La condition réglementaire à satisfaire est :

$$\frac{V_{Ed}}{V_{a,Rd}} \leq 1$$

La résistance plastique réduite au cisaillement est donnée par :

$$V_{a,Rd} = d \cdot tw \cdot \frac{\tau_{ba}}{\gamma_{M1}}$$

Calcul de l'élancement réduit de l'âme :

$$\bar{\lambda}_w = \frac{\frac{d}{tw}}{37.4\varepsilon\sqrt{k\tau}}$$

Application numérique :

$$\bar{\lambda}_w = \frac{\frac{3}{0.03}}{37.4 \times 0.81 \times \sqrt{6.075}} = 1.34$$

Comme : $\bar{\lambda}_w > 1.2$

la contrainte critique de cisaillement est calculée par :

$$\tau_{ba} = \frac{0.9}{\bar{\lambda}_w} \left(\frac{f_{yw}}{\sqrt{3}} \right)$$

D'où :

$$\tau_{ba} = \frac{0.9}{1.34} \left(\frac{345}{\sqrt{3}} \right) = 133.78 \text{ MPa}$$

Résistance au cisaillement de l'âme:

$$V_{a,Rd} = 3 \times 0.03 \times \frac{133.78}{1.1} = 10.946 \text{ MN}$$

Le taux de travail obtenu est :

$$\frac{V_{Ed}}{V_{a,Rd}} = \frac{8.43}{10.946} = 0.77 \leq 1 \text{ (Condition Vérifiée).}$$

VI.11. VERIFICATION AU DÉVERSEMENT

Le déversement est un phénomène d'instabilité latérale pouvant affecter les poutres fléchies lorsque la semelle comprimée n'est pas suffisamment maintenue latéralement.

Cette vérification consiste à s'assurer que le moment fléchissant sollicitant reste inférieur au moment résistant de déversement de la section.

La condition réglementaire à satisfaire est :

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

Le moment résistant de déversement est donné par :

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

Avec :

- $W_{pl,Rd}$: module de résistance plastique de la section nominale ;
- f_y : limite d'élasticité de l'acier ;
- $\gamma_{M1}=1.1$: coefficient partiel de sécurité;
- χ_{LT} : coefficient réducteur de déversement;

- β_w : coefficient de réduction lié à la classe de la section.

Coefficient réducteur de déversement

Le coefficient de réduction est déterminé par :

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

avec : $\phi_{lt} = 0.5[1 + \alpha_{LT}(\bar{\lambda}_{LT} - 0.2) + \bar{\lambda}_{LT}^2]$

Pour un profilé soudé : $\alpha_{LT} = 0.49$

Élancement réduit au déversement

L'élancement réduit est calculé par :

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{\beta_w \cdot W_{pl.y} \cdot f_y}{M_{cr}}} < 0.4$$

La section étant de classe 3 :

$$\beta_w = \frac{W_{el.y}}{W_{pl.y}} = 0.82$$

VI.11.1. Caractéristiques géométriques de la section

Les caractéristiques de la section métallique sont les suivantes :

$$I_z = 10.95675 \cdot 10^9 \text{ mm}^4 \quad I_y = 308.658 \cdot 10^9 \text{ mm}^4$$

Le module de torsion est : $I_t = (2b \cdot t_f^3 + (h - 2t_f)t_w^3)/3 = 0.0001261 \text{ m}^4$

Le module de gauchissement est : $I_w = I_z (h - t_f^2) / 4 = 0.0082107 \text{ m}^6$

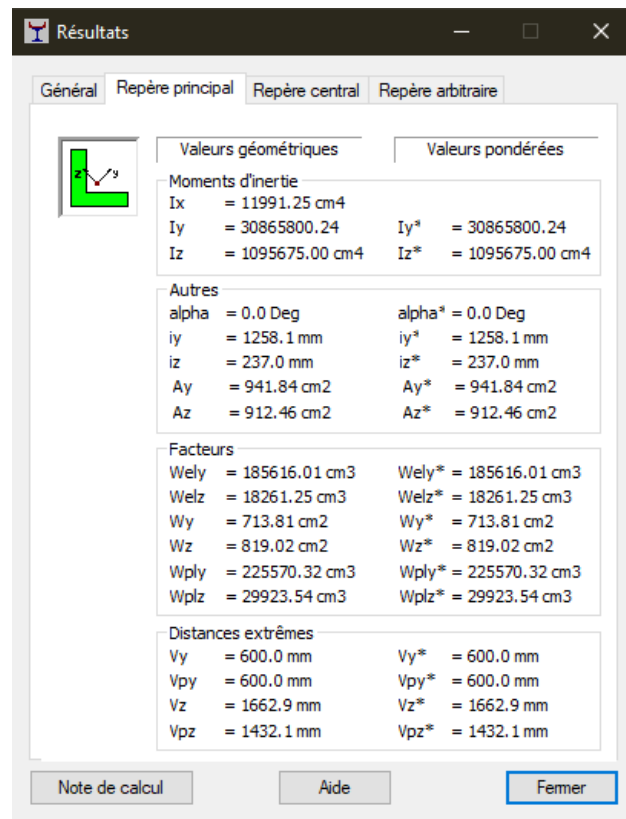


Figure VI.9 : Caractéristiques géométriques de la section

VI.11.2. Calcul du moment critique élastique de déversement

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

D'après les tableaux de l'Eurocode, les coefficients suivants sont retenus :

$$C_1 = 0.712$$

$$C_2 = 0.652$$

$$C_3 = 1.070$$

Conditions d'appui : $K = K_w = 0.5$ (Extrémité encastrée)

Conditions d'appui : $Z_g = h / 2 = 1.5475 \text{ m}$

Le moment critique élastique de déversement obtenu est alors :

$$M_{cr} = 533.316 \text{ MN.m}$$

VI.11.3. Vérification de l'élancement réduit

Application numérique :

$$\overline{\lambda L T} = \sqrt{\beta_w \cdot W_{pl,y} \cdot f_y / M_{cr}} = \sqrt{0.82 \cdot 0.225 \cdot 355 / 533.316}$$

Ainsi : $\overline{\lambda L T} = 0.35 < 0.4$

le risque de déversement peut être considéré comme négligeable.

VI.12. VÉRIFICATION DE LA CHARPENTE EN COURS DE LANÇAGE

VI.12.1. Introduction

Le lançage constitue une phase provisoire particulièrement critique dans la construction des ponts mixtes bipoutres. Durant cette opération, le tablier métallique est progressivement poussé d'une rive à l'autre jusqu'à atteindre sa position définitive.

Contrairement à la situation en service, la structure travaille pendant le lançage dans des conditions défavorables caractérisées par :

- de grandes longueurs en porte-à-faux ;
- l'absence de collaboration de la dalle en béton ;
- des sollicitations importantes en flexion ;
- des risques accrus de flambement et de déversement.

Afin d'assurer la sécurité de l'ouvrage durant cette phase transitoire, une vérification spécifique du tablier et de l'avant-bec est nécessaire.

VI.12.2. Principe du lançage adopté

Le procédé retenu pour la réalisation du tablier est le lançage longitudinal. Cette méthode consiste à assembler progressivement les tronçons du tablier derrière la culée puis à pousser l'ensemble de la structure à l'aide de vérins jusqu'à sa position finale.

Afin de limiter les efforts générés pendant les phases de porte-à-faux, un avant-bec métallique est fixé à l'extrémité avant du tablier. Celui-ci permet :

- de réduire les moments négatifs ;
- de diminuer les flèches ;
- de faciliter le franchissement des piles ;

- d'améliorer la stabilité de l'ensemble durant le lancement.

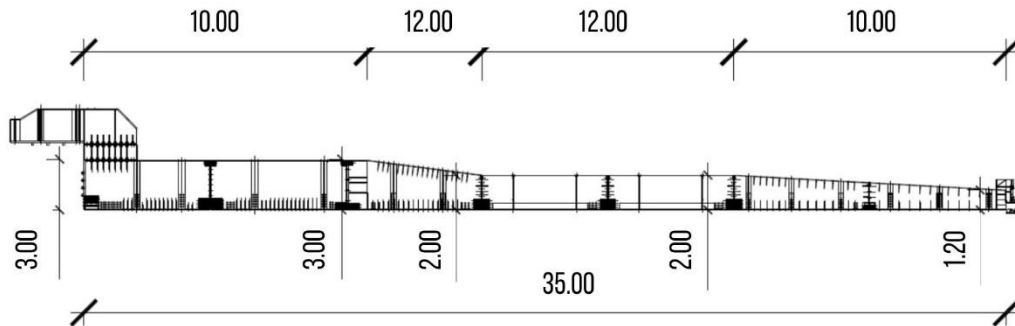


Figure VI.10 : Avant bec.

Le système de lancement est constitué :

- des poutres principales métalliques ;
- de l'avant-bec ;
- des entretoises ;
- des contreventements ;
- des appareils d'appui provisoires.

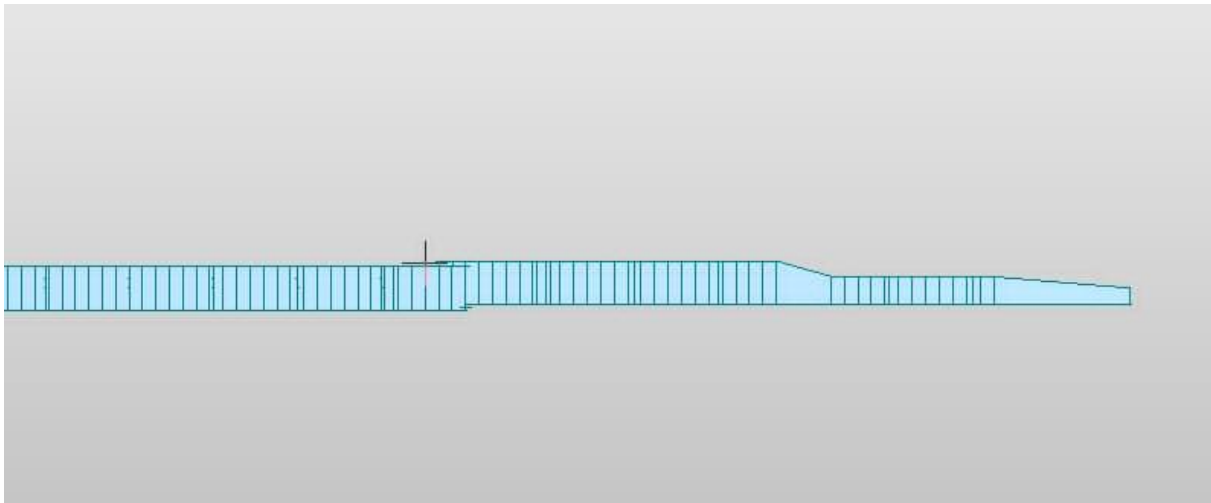


Figure VI.11: Vue en long de la poutre avec avant bec.

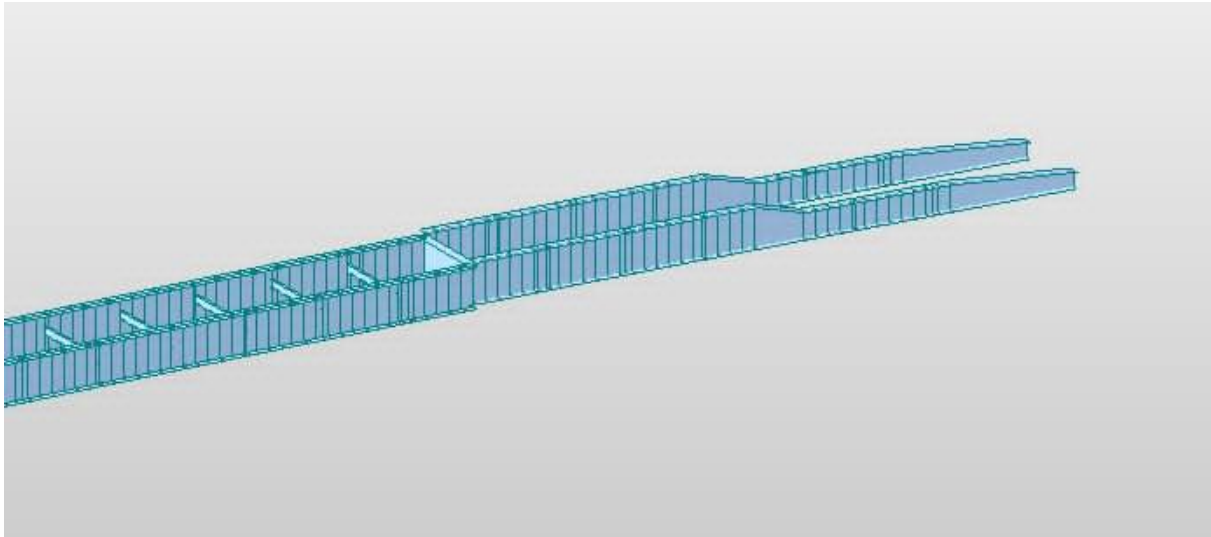


Figure VI.12 : Vue en plan de la poutre avec avant bec.

VI.12.3. Description de la phase critique étudiée

La phase étudiée correspond à la situation précédant immédiatement l'accostage de l'avant-bec sur l'appui suivant.

À cet instant, la longueur en porte-à-faux est maximale, ce qui engendre les sollicitations de flexion et de cisaillement les plus sévères pour la structure métallique seule (la dalle de béton n'étant pas encore coulée).

la section vérifiée dans cette étude est la section sur appui du projet.

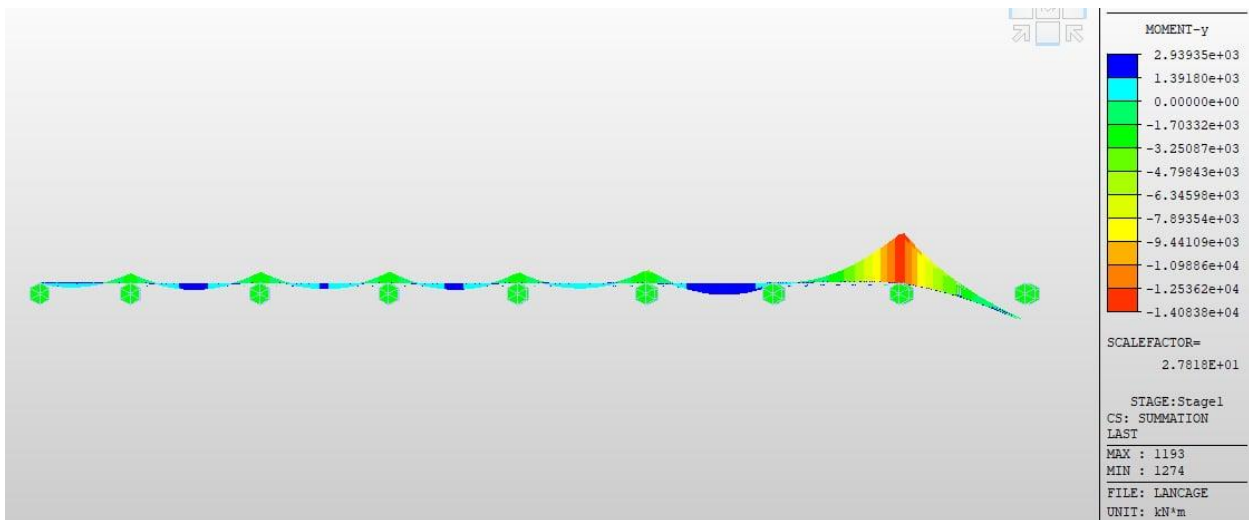


Figure VI.13 : Diagramme des moments.

Moment fléchissant au voisinage de l'appui : $M_{Ed} = -14083.8 \text{ KN.m}$

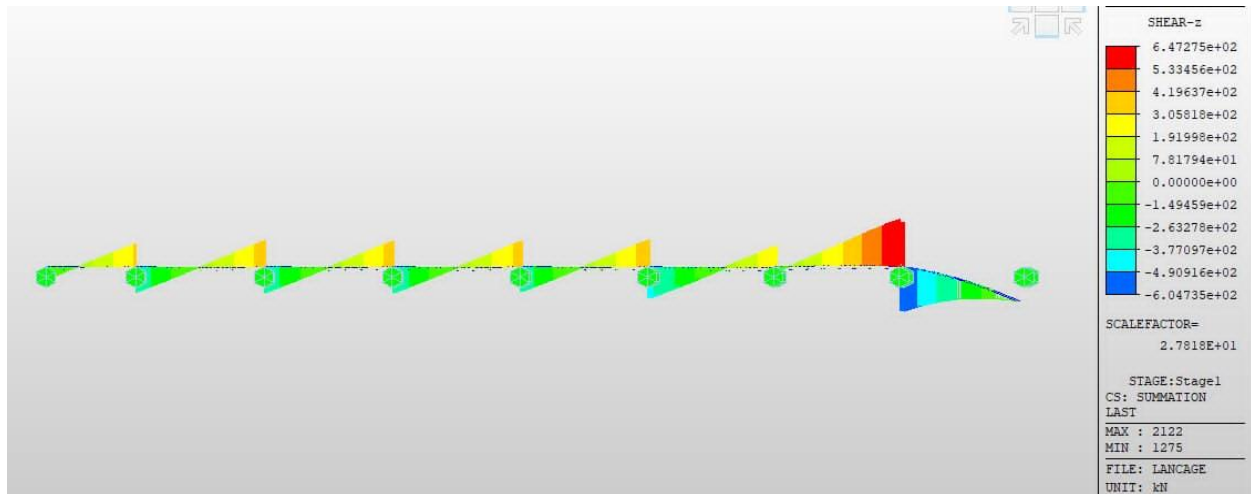


Figure VI.15 : Diagramme de l'effort tranchant.

Effort tranchant au voisinage de l'appui : $VED_{\text{gauche}} = 647.275 \text{ kN}$; $VED_{\text{droite}} = -604.735 \text{ kN}$

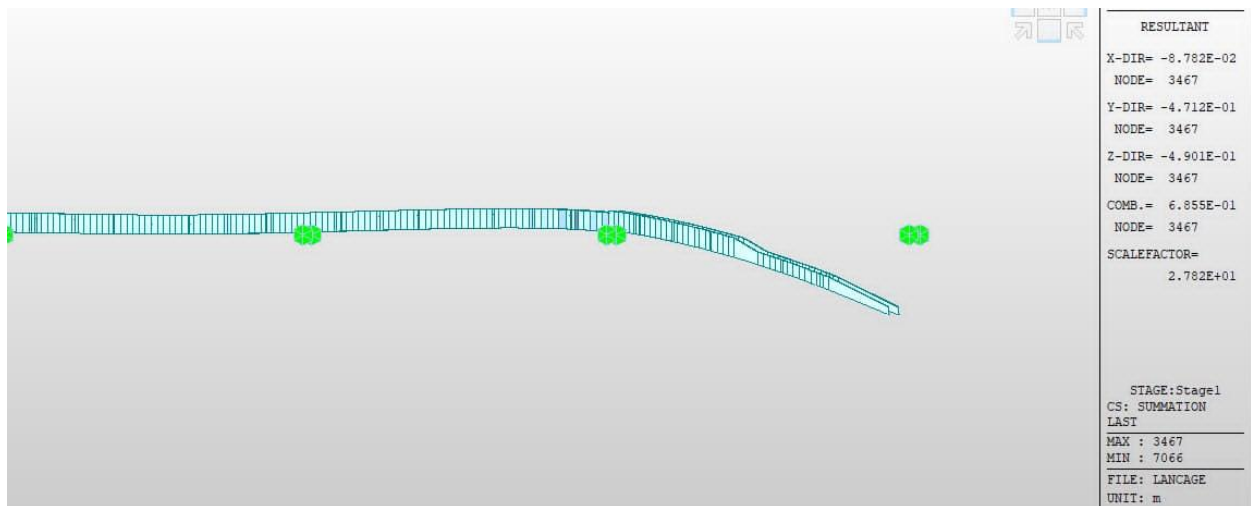


Figure VI.16 : La flèche obtenue avant accostage.

Flèche avant accostage = -49.01 cm

Pour compenser cette flèche, l'avant bec doit avoir une inclinaison à son extrémité équiper d'un vérin d'accostage.

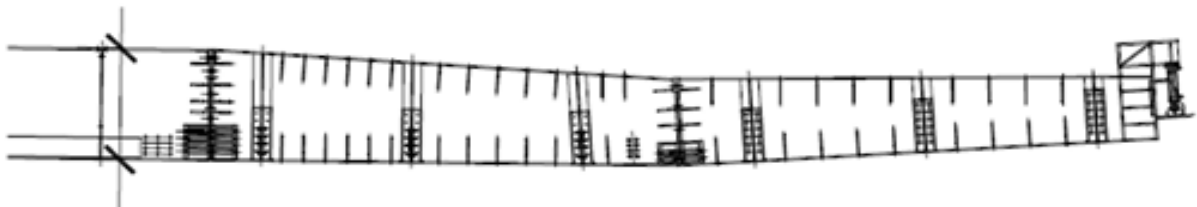


Figure VI.17 : Avant bec (de COSIDER OUVRAGES D'ART)

VI.12.4. Vérification des sections :**Combinaison :**

$$M_{ed} = 1.35 \times M = 1.35 * (-14083.8) = -19013.13 \text{ KN.m}$$

$$V_{ed} = 1.35 \times V = 1.35 * (647.275) = 873.821 \text{ KN}$$

VI.12.5. Vérification en flexion

Les poutres principales sont vérifiées vis-à-vis de la résistance en flexion sous l'effet du moment maximal obtenu durant le lançage.

La condition de vérification est donnée par :

$$M_{Ed} \leq M_{y,Rd}$$

où :

- M_{Ed} représente le moment sollicitant ;
- M_{Rd} représente le moment résistant de la section.

$$M_{y,Rd} = 62953 \text{ KN.m}$$

$$M_{ed} = 19013.13 \text{ KN.m} \leq M_{y,Rd} = 62953 \text{ KN.m}$$

Les résultats montrent que les sections adoptées satisfont les conditions de résistance exigées.

Vérification au cisaillement

La résistance au cisaillement est vérifiée selon la relation suivante :

La résistance plastique de calcul en cisaillement est donnée par : $V_{pl,Rdz} = 22135 \text{ KN}$

$$V_{Ed} \leq 0.5 V_{pl,Rdz}$$

$$V_{Ed} = 873.821 \text{ KN} \leq 0.5 V_{pl,Rdz} = 11067.5 \text{ KN}$$

Les efforts tranchants obtenus restent inférieurs aux capacités résistantes des âmes des poutres.

VI.12.6. Conclusion :

La vérification de la phase critique du lançage a permis d'évaluer le comportement du tablier métallique et de l'avant-bec dans la configuration la plus défavorable. Les résultats obtenus montrent que les contraintes, les déformations ainsi que les conditions de stabilité restent dans les limites admissibles. Par conséquent, le système de lançage adopte assure la sécurité et le bon déroulement des opérations de construction du pont mixte bipoutre.

VI.13. ETUDE DES ENTRETOISES

Une entretoise est un élément structural horizontal ou incliné, généralement en acier ou en béton armé, dont les rôles principaux sont essentiels à la stabilité d'une structure. On distingue dans notre pont deux types d'entretoises :

Entretoises courantes de type IPE600 espacée de 5m dans tout le pont.

Entretoises PRS au niveau des piles.

VI.13.1. Entretoises courants IPE 600

On va vérifier la résistance des entretoises sous une charge transversale de vent. La pression du vent est fixée réglementairement à l'ELU à 2,00 KN/m².

On prend un coefficient de sécurité de 1.5 donc :

$$Q_w = 1.5 \times 2 = 3 \text{ KN/m}^2$$

On suppose que le vent s'applique sur une hauteur de :

$$h' = h_{\text{poutre}} + e_{\text{dalle}} + e_{\text{trottoirs}}$$

$$h' = 3.095 + 0.35 + 0.21$$

$$h' = 3.655 \text{ m}$$

donc la résultante est :

$$\text{travée de rive : } Q_w = 3.655 \times 3 \times 7 = 76.755 \text{ KN}$$

$$\text{travée intermédiaire : } Q_w = 3.655 \times 3 \times 6.25 = 68.53 \text{ KN}$$

L'hypothèse de calcul est que la moitié de Q_w est reprise par la dalle et l'autre moitié par la semelle inférieure.

VI.13.1.1. Moment fléchissant :

$$M_e = \left(\frac{Q_w}{2} \right) \times h_m$$

Avec : $h_m = h_{\text{poutre}} / 2$

$$M_{e \text{ inter}} = \left(\frac{76.755}{2} \right) \times 1.5475 = 59.389 \text{ KN.m}$$

$$M_{e \text{ rive}} = \left(\frac{68.53}{2} \right) \times 1.5475 = 53.025 \text{ KN.m}$$

VI.13.1.2. L'effort tranchant :

$$V_e = \left(\frac{Q_w}{2} \right) \times \frac{h}{b}$$

$$V_{e \text{ inter}} = \left(\frac{76.755}{2} \right) \times \frac{0.6}{0.22} = 104.666 \text{ KN}$$

$$V_{e \text{ rive}} = \left(\frac{68.53}{2} \right) \times \frac{0.6}{0.22} = 93.45 \text{ KN}$$

h : Hauteur de l'entretoise

b : Largeur de la semelle de l'entretoise.

VI.13.1.3. Vérification des contraintes :

$$\sigma = M_e \cdot V_a / I$$

avec :

V_a : Distance de fibre tendue de l'entretoise par rapport l'axe neutre de la poutre.

I : Moment d'inertie de l'entretoise.

$$\sigma = \frac{M_e V_e}{I}$$

$$\sigma = \frac{59.389 \times 0.3}{9.2083 \times 10^{-4}} = 19.348 \text{ MPa} < f_e = 355 \text{ MPa}$$

$$\sigma = \frac{53.025 \times 0.3}{9.2083 \times 10^{-4}} = 17.275 \text{ MPa} < f_e = 355 \text{ MPa}$$

$$\tau = \frac{V_e}{h w t w}$$

$$\tau_{\text{inter}} = \frac{104.666}{0.562 \times 0.012} = 15.52 \text{ MPa} < 0.6 f_e = 213 \text{ MPa}$$

$$\tau_{\text{rive}} = \frac{93.45}{0.562 \times 0.012} = 13.857 \text{ MPa} < 0.6 f_e = 213 \text{ MPa}$$

Les entretoises courantes sont vérifiées.

VI.13.2. Entretoises sur appuis :

L'entretoise subit l'effort tranchant maximum du aux charges permanentes et à l'aide du logiciel Midas Civil, on obtient les réactions maximums sur les appuis :

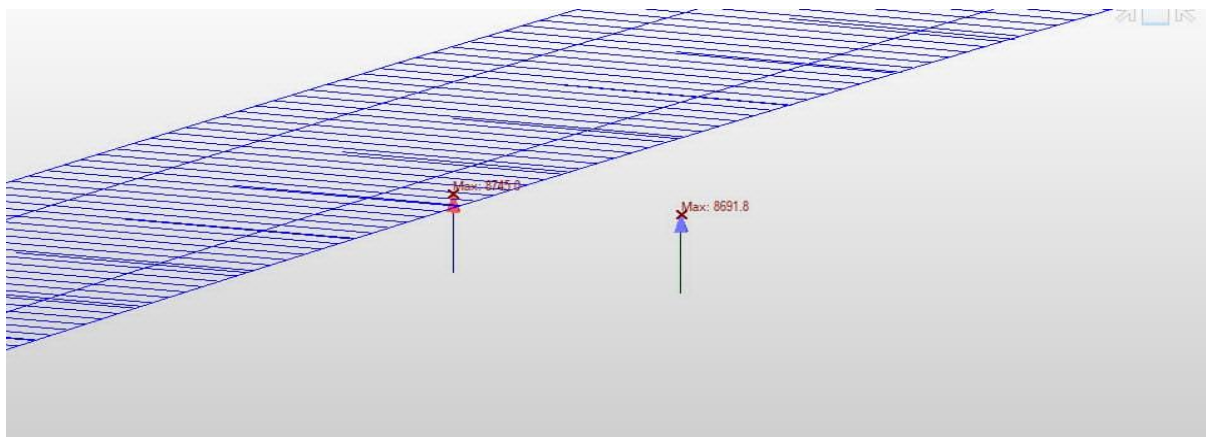


Figure VI.18 : Réaction d'appuis (MIDAS CIVIL)

On a alors :

$$VELU = 1.35 \times 8745 = 11805.75 \text{ kN.}$$

$$MELU = 13392.675 \times 0.9 = 10625.175 \text{ kN.m}$$

VI.13.2.1. Vérification de la contrainte de cisaillement

$$\tau = \frac{Ve}{hwtw}$$

$$f_e = 345 \text{ MPa}$$

$$\tau = \frac{11805.75}{0.25 \times 2.9} = 162.838 \text{ MPa} < 0.6 f_e = 207 \text{ MPa}$$

La poutre PRS vérifie le critère de résistance.

VI.14. CONNECTEURS

VI.14.1. Etude des connecteurs :

La connexion entre la dalle en béton et la poutre métallique est la justification même de la construction mixte.

Le premier rôle des connecteurs est d'éviter ou réduire au juste nécessaire les déplacements relatifs entre la dalle et la poutrelle métallique. On parle d'annuler le glissement à l'interface acier béton afin que les déformations restent linéaires sur la totalité de la section mixte

Le deuxième rôle des connecteurs est d'éviter la séparation verticale entre la dalle et la poutrelle métallique. Ceci est d'autant vrai en cas de charges appliquées à la semelle inférieure de la poutre métallique

Les connecteurs possédant une résistance et une rigidité suffisantes pour permettre à ces deux éléments d'être calculés comme parties d'un même élément structural. Goujons à tête utilisés dans les dalles pleines et les enrobages de béton (EN 1994-2:2005 6.6.3)

VI.14.2. Les types des connecteurs :

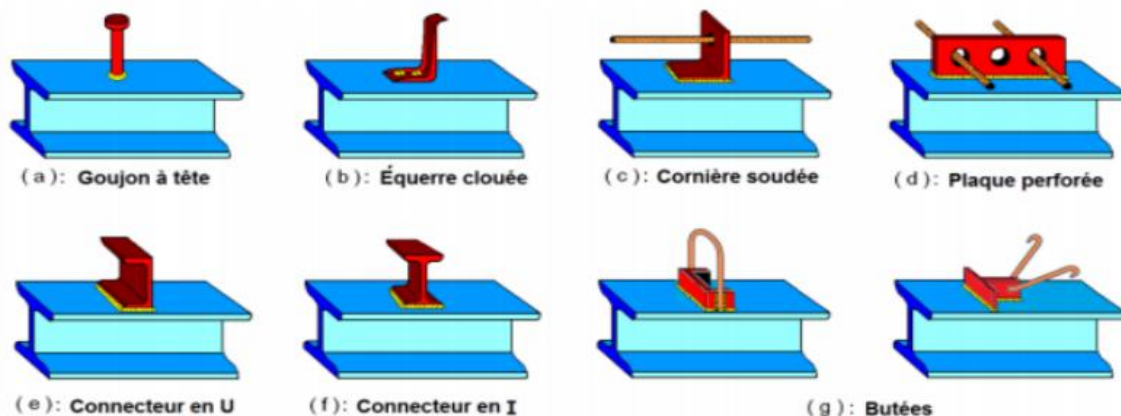


Figure VI.19 : Types des goujons

VI.14.3. Caractéristiques des connecteurs choisis :

- Diamètre de goujon : $16 \leq d \leq 25$
- Hauteur de goujon : $h > 4 * d$
- Diamètre de la tête du goujon : $L \geq 1.5 * d$
- Epaisseur de la tête du goujon : $e \geq 0.5 * d$
- $h=180\text{mm}$, $d=22\text{mm}$.
- Limite d'élasticité de goujon : $f_y = 350 \text{ N/mm}^2$
- Limite de rupture de goujon : $f_u = 450 \text{ N/mm}^2$
- Goujons Nelson ST37 3K

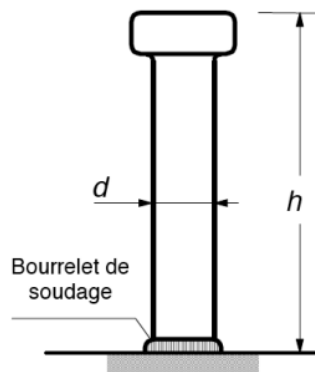


Figure VI.20 : goujon à tête

VI.14.3.1. Résistance au cisaillement d'un goujon :

A l'ELU :

La résistance de calcul au cisaillement d'un goujon à tête est égale à :

$$Prd = \min(Prd1; Prd2)$$

- PRd1 Représente la résistance à la ruine par cisaillement de l'acier :

$$Prd1 = Prk1 \gamma_v = 0.8 f_u \left(\pi \frac{d^2}{4} \right) / \gamma_v = 0.8 \times 450 \times \pi \times \frac{0.022^2}{4 \times 1.25}$$

$$Prd1 = 109.48 \text{ Kn}$$

- PRd2 Représente la résistance à la ruine par écrasement du béton

$$Prd2 = \frac{Prk2}{\gamma_v} = 0.29 \cdot \alpha \cdot d^2 \cdot \sqrt{f_{ck} E_{cm}} / \gamma_v$$

Où :

d : diamètre de la tige du goujon.

h : hauteur du goujon.

f_u : La résistance ultime en traction.

f_{ck} : La résistance caractéristique d'une éprouvette cylindrique de béton à l'âge considéré.

E_{cm} : La valeur moyenne du module d'élasticité du béton.

$$E_{cm} = 36000 \text{ Mpa}$$

$$\alpha = 0.2 [(h/d) + 1] \text{ pour } 3 \leq h/d \leq 4 ;$$

$$\alpha = 1 \text{ pour } h/d > 4 ;$$

$$h/d = 8.18 > 4 \text{ donc } \alpha = 1$$

$$P_{ed2} = 0.29 \times 1 \times 0.022^2 \sqrt{35 \times 36000} / 1.25$$

$$P_{rd2} = 126.04 \text{ Kn}$$

$$\text{Au final : } P_{rd} = \min (P_{rd1}; P_{rd2}) = P_{rd1} = 109.48 \text{ kN}$$

A l'ELS :

$$P_{rd \text{ ELS}} = P_{rd} \times k_s$$

On peut obtenir le coefficient k_s à partir de l'annexe nationale de l'EN1994-2, et la valeur recommandée pour ce dernier est de 0,6.

$$P_{rd \text{ ELS}} = 65.688 \text{ KN}$$

VI.14.3.2. 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

VI.14.3.3. Nombre de goujons :

Le nombre de goujons choisis doit vérifier la condition suivante :

$$V_{l,ed} \leq \frac{N}{L} * P_{rd}$$

$$\text{Donc : } N \geq \frac{V_{l,ed} \times L}{P_{rd}}$$

Avec :

N : nombre de goujons

$L = 1\text{m}$ linéaire

Prd : ELU et ELS

VI.14.3.4. Résultats :

On a 2 tronçons de section :

Section 1 : Mi travée $L = 30\text{m}$

Section 2 : appuis $L = 20\text{m}$

Tableau VI.18 : Flux de cisaillement et nombre de goujons a L'ELS

	Section 1 Mi travée	Section 2 appuis
A dalle (mm ²)	2257.5	2257.5
Ydalle (mm)	3315.36	3320.36
Ymixte (mm)	2695.82	2620.05
$\mu(c)$ (mm ³) $\times 10^6$	139.861	158.095
I mixte	734.5	849
Ved	6858	8427
VL,Ed	1305.879	1569.218
L	1	1
PRd	65.688	65.688
N	19.880	23.889
NOMBRE DE GOUJONS	21	28
DISPOSITION	3 rangées de 7	4 rangées de 7
ESPACEMENT longitudinale	33.33	25

VI.14.4. Vérification des espacements Selon le livre “Traité de Génie Civil Volume 12 PONTS EN ACIER” :

VI.14.4.1. Vérification des espacements transversaux

La connexion acier-béton est assurée par une disposition de six goujons par rangée transversale sur toute la longueur de la poutre, conformément à la figure ci-jointe.

Espacement $\geq 2.5d = 55$ Espacement = 120 mm

$e_v \geq 50 \text{ mm}$ $e_v = 80 \text{ mm}$; $e_d \geq 25 \text{ mm}$ $e_d = 80 \text{ mm}$. Espacements vérifié.

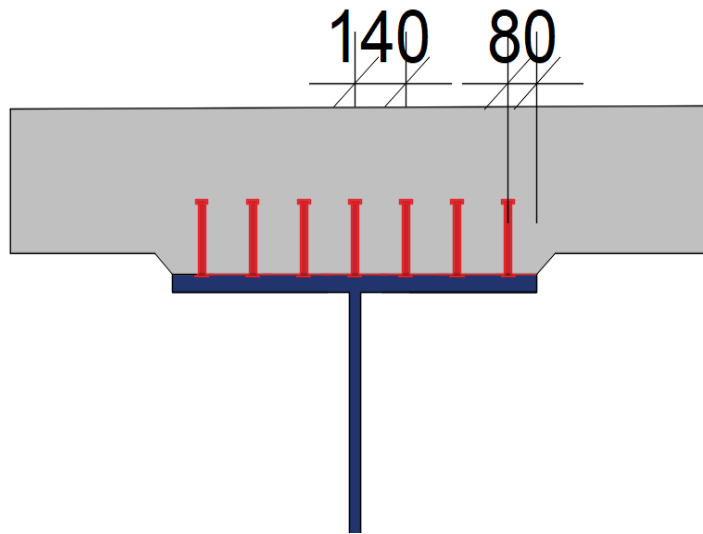


Figure VI.21: disposition transversale des goujons.

VI.14.4.2. Vérification des espacements longitudinaux :

$$5d \leq s \leq 800 \text{ mm}$$

$$110 \text{ mm} \leq s \leq 800 \text{ mm}$$

Section 1) = s 250 mm

Section 2) = s 333 mm

Espacements Vérifié.

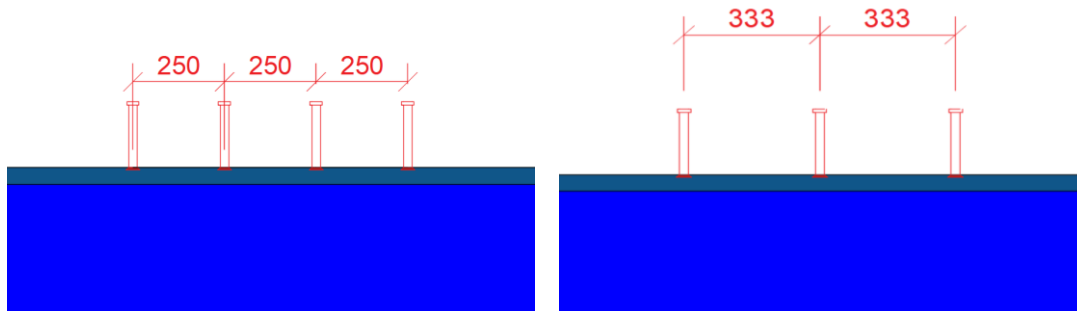


Figure VI.22 : disposition longitudinale des goujons sur appuis et a mis travées

VI.15. ETUDE DE LA DALLE

La dalle constitue un élément essentiel du tablier du pont, assurant la transmission des charges ferroviaires vers les poutres principales tout en participant à la rigidité globale de l'ouvrage. Elle doit présenter une résistance suffisante vis-à-vis des sollicitations de flexion et de cisaillement, ainsi qu'un comportement satisfaisant en service afin de limiter les phénomènes de fissuration et de déformation.

Dans cette partie, une étude détaillée de la dalle est réalisée afin de déterminer son mode de fonctionnement structural et le ferrailage nécessaire conformément aux prescriptions

réglementaires en vigueur. L'analyse porte également sur les vérifications de résistance à la flexion, au cisaillement ainsi que sur la condition de non-fragilité.

La dalle étudiée présente une longueur totale de 750 m et se compose de deux parties distinctes :

- une dalle centrale de largeur 7 m, reposant sur deux appuis ;
- deux dalles latérales en porte-à-faux de largeur 2.80, encastrées d'un seul côté.

VI.15.1. Comportement structural de la dalle

VI.15.1.1 Dalle centrale

Le rapport géométrique de la dalle centrale est :

$$a/b=7/50= 0.14$$

VI.15.1.2. Dalle en porte-à-faux

Le rapport géométrique de la dalle en porte-à-faux est :

$$a/b=2.8/750 =0.056$$

Dans les deux cas :

$$a/b<0.4$$

Selon les recommandations du BAEL relatives aux dalles en béton armé, lorsque le rapport a/b est inférieur à 0.4, la dalle travaille essentiellement dans une seule direction.

Ainsi, la dalle étudiée fonctionne comme une dalle à comportement unidirectionnel avec une transmission principale des efforts dans le sens transversal.

VI.15.2. Ferrailage de la dalle

VI.15.2.1. Combinaisons de charges considérées

Les combinaisons de charges les plus défavorables retenues pour le dimensionnement sont les suivantes :

VI.15.2.1.1 À l'État Limite Ultime (ELU)

$$1.35G+1.45 \text{ UIC71}+ 1.2 \text{ SW/2} \pm 0.9T.$$

VI.15.2.1.2 À l'État Limite de Service (ELS)

$$G+\text{UIC71}+\text{SW/2}+T.$$

Le calcul du ferrailage est effectué à l'aide du logiciel Autodesk Robot Structural Analysis pour l'analyse des efforts, puis du logiciel EXPERT 2010 pour le dimensionnement des armatures.

L'étude est réalisée pour une section de référence de :

100×35 cm²

avec :

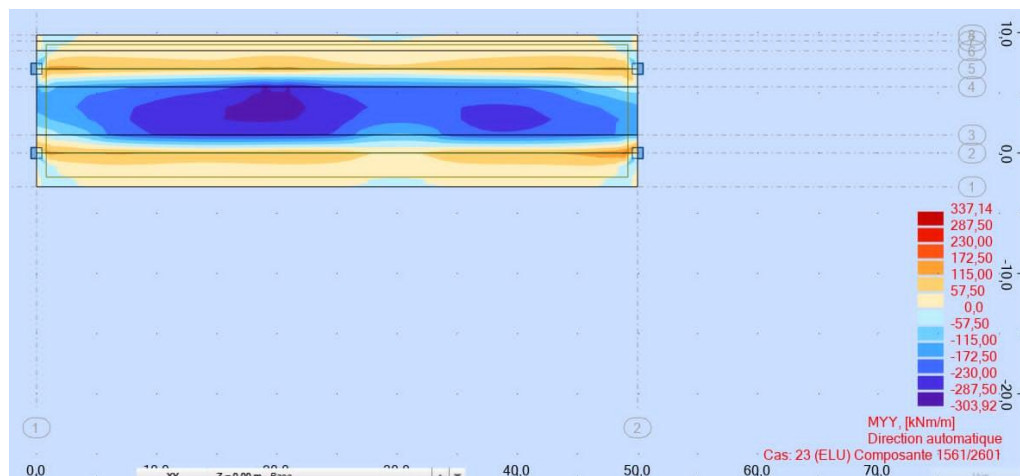
- un enrobage de 5 cm ;
- une fissuration considérée comme préjudiciable.

VI.15.2.2. Calcul de ferrailage transversal (sous **Myy**)

Le logiciel Autodesk Robot Structural Analysis permet d'obtenir les cartographies des moments fléchissants M_x et M_y à travers l'option *Cartographie panneaux*, facilitant ainsi l'identification des zones les plus sollicitées.

VI.15.2.2.1. Dalle centrale :

Les moments fléchissants les plus défavorables sous M_{yy} sont résumés ci-dessous.



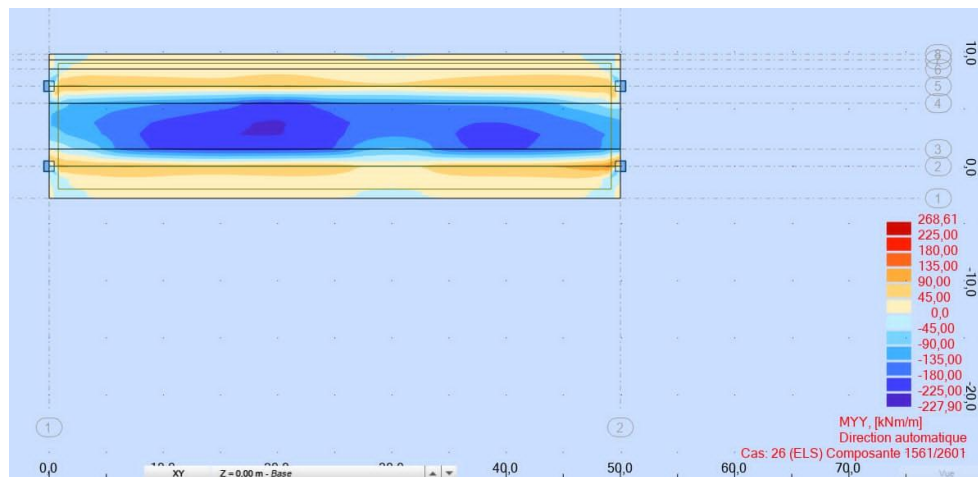


Figure VI.24 : Cartographie du moment fléchissants M_{yy} dans la dalle à l'ELS

Résultats du ferrailage transversal :

Tableau VI.19: Ferrailage transversale de la dalle centrale.

Moment (KN.m/m)	Ferrailage transversal			
	Nappe Supérieure		Nappe inférieure	
	ELS	ELU	ELS	ELU
	268.61	337.14	227.9	303.92
Section d'armature (cm ²)	42.5		35.7	
Choix des barres	9HA25		8HA25	

Les résultats montrent que les sollicitations les plus importantes apparaissent à l'ELU, ce qui conduit à un renforcement plus important des nappes d'armatures, notamment dans la nappe supérieure au voisinage des zones de moments négatifs.

VI.15.2.2.2. Dalle en porte-à-faux

Le dimensionnement des consoles latérales prend également en compte le cas accidentel de déraillement ferroviaire, où les charges sont appliquées en bordure du tablier.

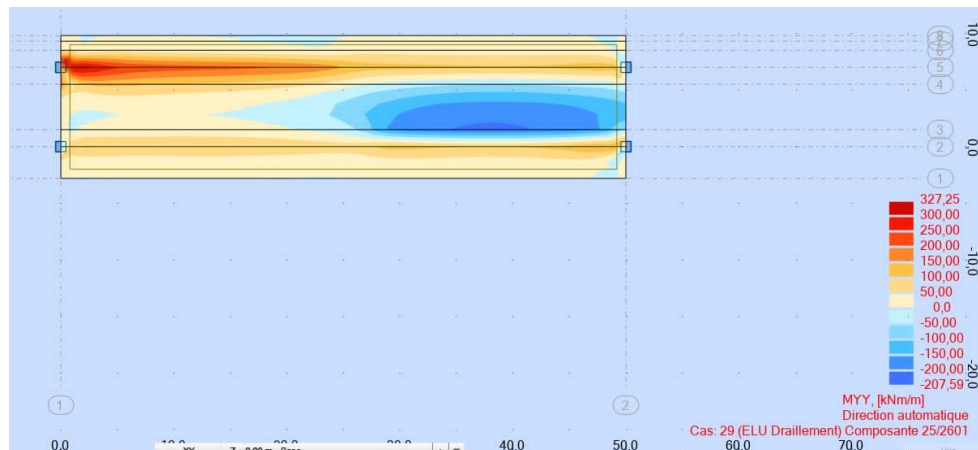


Figure VI.25 : Cartographie de moment fléchissants M_{yy} dans la dalle en porte-à-faux à l'ELU

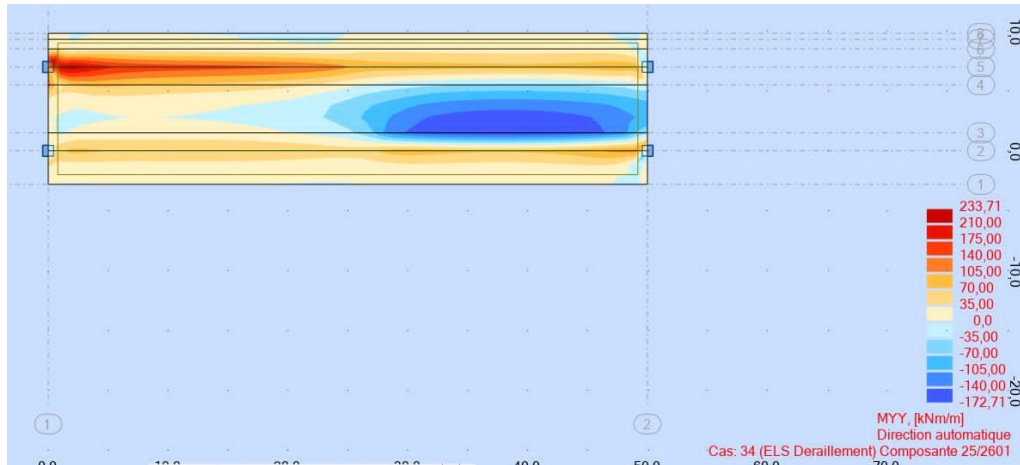


Figure VI.26 : Cartographie de moment fléchissants M_{yy} dans la dalle en porte-à-faux à l'ELS

Tableau VI.18 : Ferrailage transversale de la dalle en porte-à-faux

Moment (KN.m/m)	Ferrailage transversal	
	Nappe Supérieure	
	ELS	ELU
	233.71	327.25
Section d'armature (cm ²)	36.6	
Choix des barres	8HA25	

Les moments négatifs développés au niveau de l'encastrement du porte-à-faux nécessitent un renforcement important de la nappe supérieure afin de garantir la reprise correcte des efforts de flexion.

VI.15.2.3. Calcul du ferrailage longitudinale (sous M_{yy})

La dalle travaillant principalement dans le sens transversal, le ferrailage longitudinal est déterminé conformément à l'article 4A.5.1 du Livret 2.01.

La section minimale d'armatures longitudinales doit être égale à : 1% de la section de béton sur toute la longueur de l'ouvrage.

Ainsi : $A_s (\text{Dalle}) = 441 \text{ cm}^2$

Soit : $A_s = 441 \text{ cm}^2 \rightarrow A_s = 35 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Le ferrailage adopté est alors : 8HA25/ml avec $e = 12.5 \text{ cm}$.

Ce ferrailage assure une bonne répartition des contraintes longitudinales et permet également de limiter les effets de fissuration et de retrait.

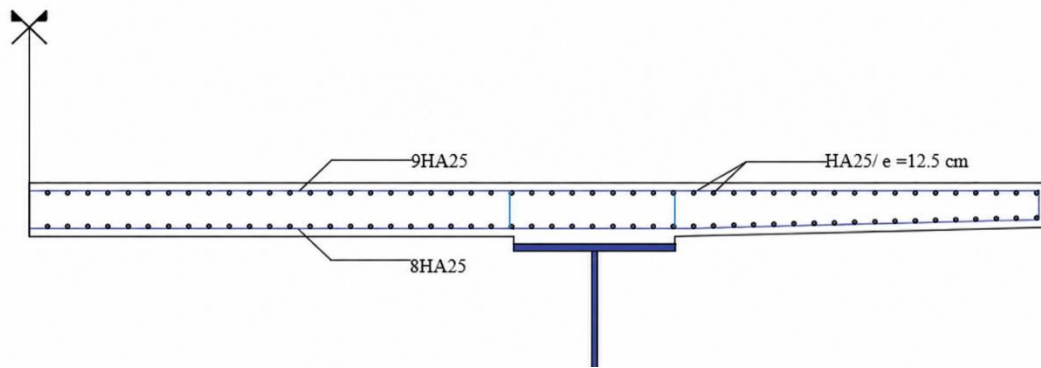


Figure VI.27 : plan de ferrailage de la dalle

VI.15.3. Condition de non-fragilité

Étant donné que la dalle est fortement comprimée, il est nécessaire de vérifier la condition minimale de non-fragilité :

$$A_{smin} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

f_{t28}/f_e

Application numérique :

$$A_{smin} \geq 0.23 \times 100 \times 0.9 \times 35 \times 2.4/500 = 3.4776 \text{ cm}^2$$

L'armature réellement mise en place étant largement supérieure à cette valeur minimale, la condition de non-fragilité est vérifiée.

VI.15.3.1. Vérification vis-à-vis l'effort tranchant :

Les efforts tranchants obtenus sont les suivants :

Tableau VI.20 : valeurs de l'effort tranchant agissant sur la dalle

Effort tranchant (KN/ml)	ELU	ELS
Longitudinale (Q_{yy})	547.92	417.95
Transversale (Q_{xx})	430.15	372.37

VI.15.3.2. Vérification dans le sens longitudinal

$$V_u = 547.92 \text{ KN}$$

La contrainte de cisaillement est :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = 547.92 / 1 \times 0.9 \times 0.35 = 1.739 \text{ MPa}$$

La contrainte admissible vaut :

$$\tau_{adm} = \min (0.315 \times f_{c28} / \gamma_b ; 7 \text{ MPa}) = 7 \text{ MPa}$$

Ainsi : $\tau_u \leq \tau_{adm}$

La condition est donc vérifiée.

VI.15.3.3. Vérification dans le sens transversal

$$V_u = 430.15 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} = 430.15 / 1 \times 0.9 \times 0.35 = 1.365 \text{ MPa}$$

La contrainte admissible vaut :

$$\tau_{adm} = \min (0.315 \times f_{c28} / \gamma_b ; 4 \text{ MPa}) = 4 \text{ MPa}$$

$$\text{D'où : } \tau_u \leq \tau_{adm}$$

La vérification au cisaillement est également satisfaite dans le sens transversal.

VI.16. ASSEMBLAGE

Les différents éléments constituant les poutres métalliques sont assemblés par soudage afin d'assurer la continuité mécanique de la section et une transmission correcte des efforts. Le dimensionnement et les vérifications des assemblages sont réalisés conformément aux prescriptions de l'Eurocode 3, notamment l'EN 1993-1-8 relative au calcul des assemblages.

Compte tenu des fortes épaisseurs des tôles utilisées dans les semelles et l'âme, des soudures bout à bout à pleine pénétration avec double chanfrein en X ont été retenues. Cette disposition permet d'obtenir une meilleure pénétration du métal d'apport, de limiter les déformations dues au soudage et d'assurer une bonne répartition des contraintes dans les zones assemblées.

VI.16.1. Principe du soudage

Le soudage consiste à assurer une continuité de matière entre deux pièces métalliques à l'aide d'un métal d'apport. Cette liaison est obtenue par fusion locale des éléments à assembler sous l'action d'un arc électrique généré entre l'électrode et le métal de base.

VI.16.2. Catégories d'assemblages soudés

Les principaux assemblages soudés sont :

- les assemblages bout à bout ;
- les assemblages en T ;
- les assemblages par recouvrement.

Les types de soudures couramment utilisés sont :

- les soudures bout à bout ;
- les soudures d'angle ;
- les soudures en entaille ;
- les soudures en bouchon.

VI.16.3. Types de soudures adoptés

VI.16.3.1. Joint dans l'âme

L'assemblage de l'âme est réalisé par soudure bout à bout à double chanfrein en X. L'âme, d'épaisseur 25 mm, reprend principalement les efforts tranchants de la poutre.

Afin d'assurer une bonne qualité de soudage et une pénétration complète, les dispositions suivantes sont retenues :

- angle de chanfrein : $50^\circ \pm 5^\circ$
- Espacement : 4 mm

Ces valeurs sont conformes aux pratiques usuelles de fabrication des structures métalliques soudées de forte épaisseur.

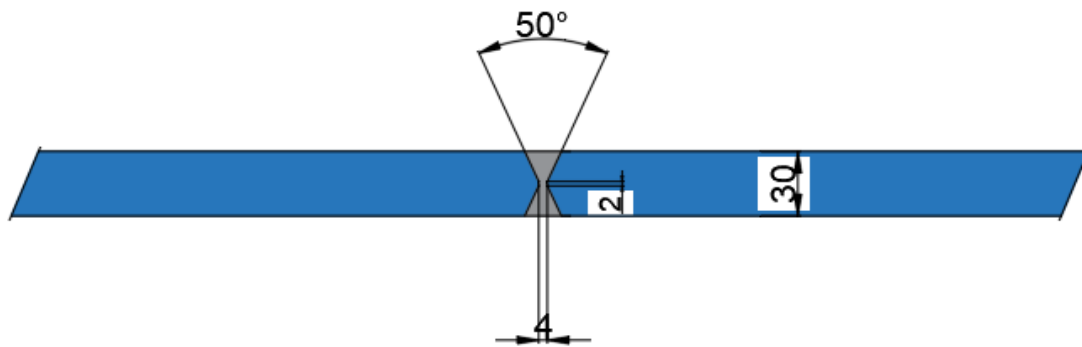


Figure VI.28 : liaison d'âme

VI.16.3.2. Joint des semelles

Les semelles supérieure et inférieure sont assemblées par soudure bout à bout à pleine pénétration avec double chanfrein en X.

La semelle supérieure, d'épaisseur 40 mm, ainsi que la semelle inférieure, d'épaisseur 50 mm, sont fortement sollicitées sous l'effet de la flexion générale de la poutre. Afin d'assurer la continuité des contraintes dans ces zones critiques, les dispositions suivantes sont adoptées :

- angle de chanfrein : $60^\circ \pm 5^\circ$
- Espacement semelle inférieure : 7 mm
- Espacement semelle inférieure : 5 mm

Le recours au double chanfrein permet de réduire le volume du métal d'apport, de limiter les contraintes résiduelles et d'améliorer l'équilibre thermique lors du soudage.

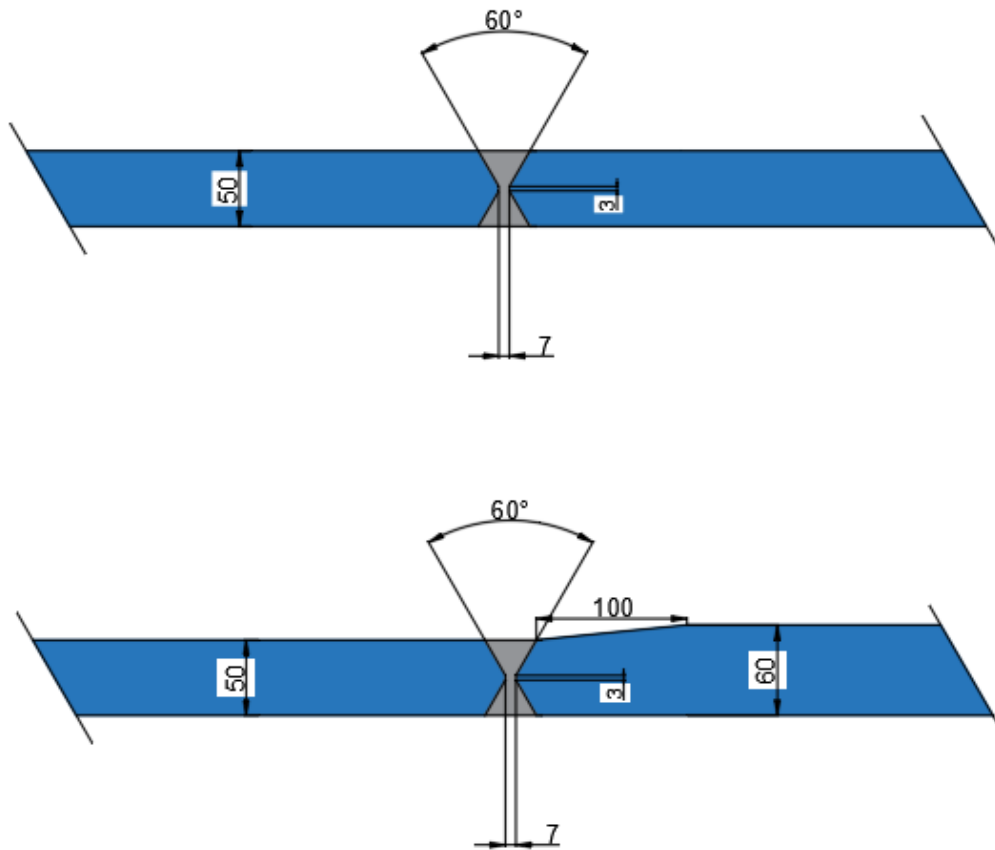


Figure VI.29 : Détail de soudure de la semelle inférieure

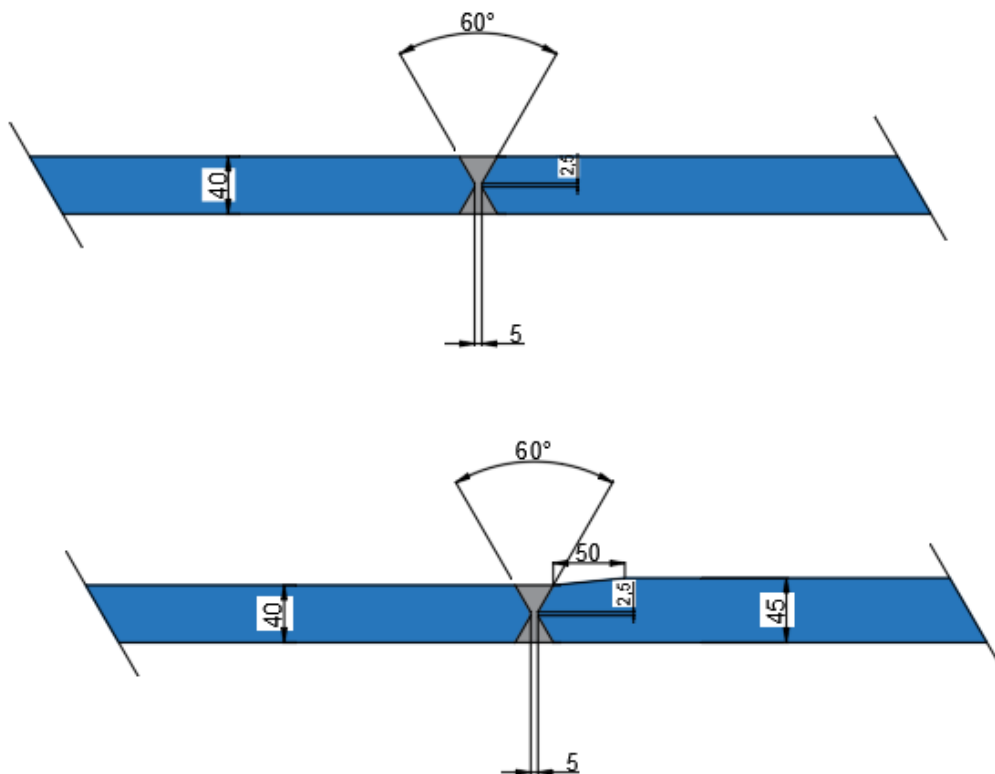


Figure VI.30 : Détail de soudure de la semelle supérieure

VI.16.3.3. Joint de l'âme avec les semelles

L'assemblage entre l'âme et les semelles est réalisé par soudures d'angle. Ce type de soudure est utilisé lorsque les éléments assemblés forment un angle compris entre 60° et 120° .

Lorsque l'angle est inférieur à 60° , la soudure est assimilée à une soudure bout à bout à pénétration partielle.

VI.16.4. Dispositions constructives

Afin d'éviter la concentration des contraintes dans une même section, les joints des semelles et de l'âme sont disposés de manière décalée. Cette disposition améliore le comportement global de la poutre et limite les risques d'amorçage de fissures.

Les zones soudées font l'objet de vérifications portant sur :

- la continuité des soudures ;
- l'absence de défauts internes ;
- la bonne pénétration du métal d'apport.

VI.16.5. Contrôle et qualité des soudures

Après réalisation des soudures, des contrôles de qualité sont effectués afin de vérifier la conformité des assemblages et de détecter d'éventuels défauts tels que les fissures, les soufflures, les inclusions ou les manques de pénétration.

Les méthodes de contrôle se divisent en deux catégories : les contrôles destructifs et les contrôles non destructifs.

a) Contrôles non destructifs (CND)

Les contrôles non destructifs permettent de vérifier la qualité des soudures sans détériorer l'assemblage. Les principales méthodes utilisées sont :

- Le contrôle visuel (VT) : vérification de l'aspect général des cordons de soudure et détection des défauts visibles.
- Le contrôle par ultrasons (UT) : détection des défauts internes à l'aide d'ondes ultrasonores.
- Le contrôle radiographique (RT) : utilisation des rayons X ou gamma pour examiner l'intérieur des soudures.
- Le ressuage (PT) : mise en évidence des fissures débouchantes en surface à l'aide d'un liquide pénétrant.
- Le contrôle magnétoscopique (MT) : détection des défauts superficiels sur les matériaux ferromagnétiques.

Ces méthodes sont les plus utilisées dans les ouvrages métalliques puisqu'elles permettent un contrôle efficace sans endommager les éléments soudés.

b) Contrôles destructifs

Les contrôles destructifs sont réalisés sur des éprouvettes soudées afin de vérifier les caractéristiques mécaniques des assemblages.

Les essais les plus courants sont :

- l'essai de traction ;
- l'essai de pliage ;
- l'essai de résilience.

Dans cette étude, un contrôle visuel systématique ainsi que des contrôles non destructifs au niveau des zones fortement sollicitées sont retenus.

VI.16.6. Nettoyage des soudures

Lorsque les pièces de charpente sont préparées et pré peint avant leur usinage, il faut veiller à masquer la zone des soudures (normalement une zone de 50mm de large suffit). Les couches de peinture existantes peuvent être enlevées par sablage ou polissage en nettoyant les soudures, il ne faut pas seulement considérer la soudure elle-même, mais aussi les dépôts alcalins laissés à la surface par certains procédés de soudage et les projections ou les gouttes au voisinage des soudures.

VII. CHAPITRE VII

EQUIPEMENT DE PONT

VII.1. INTRODUCTION :

Les équipements recouvrent l'ensemble des dispositifs dont, la nature, la conception et le fonctionnement se diversifient, tout en jouant un rôle fondamental dans le service d'un ouvrage. Ces dispositifs assurent le bon fonctionnement mécanique de l'ouvrage ainsi que sa durée de vie. Dans le présent chapitre, nous allons étudier quelques équipements nécessaires pour un ouvrage, tel que l'appareil d'appui et le joint de chaussée.

VII.2. LES APPAREILS D'APPUIS :

L'appareil d'appui est un élément de structure placé à la liaison entre la structure et son support, dont la fonction principale résulte en la transmission des charges du tablier aux piles et aux culées et en même temps ils doivent assurer le mouvement du tablier.

Types des appareils d'appuis : Il existe essentiellement quatre types d'appareils d'appui qui sont :

- Les appareils d'appuis en élastomère fretté : qui autorisent de faibles rotations et déplacements horizontaux, tout en étant simples à entretenir.
- Les appuis à pot sont utilisés pour les ponts plus sollicités, car ils peuvent transmettre des efforts plus importants et accepter des rotations élevées.
- Appuis à rotule, adaptés aux structures nécessitant une grande liberté de rotation.
- Appuis glissants (type Teflon-acier inox) qui permettent de grands déplacements horizontaux.

D'après « Guide technique Appareils d'appui à pot Utilisation sur les ponts, viaducs et structures similaires » SETRA, Pour des réactions d'appui limitées à 12 MN (calculé à l'ELU), l'appareil d'appui en **élastomère fretté** convient parfaitement. Au-delà de 20 MN, les appareils d'appui à **pot** sont préférables car ils limitent l'encombrement du dispositif.

VII.2.1. Appareils d'appuis à pot :

Les appareils d'appui à pot constituent la solution la plus répandue sur les grands ouvrages d'art après les appuis en élastomère fretté, principalement en raison de leur aptitude à transmettre des charges verticales et horizontales très élevées.

Leur fonctionnement repose sur une cinématique précise :

Le confinement mécanique : Le dispositif se compose d'un pot métallique rigide renfermant un coussin en élastomère totalement confiné, sur lequel vient s'insérer un piston en acier.

L'effet "fluide" sous pression : Ce piston agit comme un couvercle étanche et transmet la charge du tablier. L'élastomère, ainsi contraint à volume constant sous l'effet des charges massives, change de comportement et se comporte de manière analogue à un fluide sous pression. Cette propriété physique permet d'absorber des rotations importantes dans toutes les directions sans déplacement ni usure du matériau.

La fonction cinématique (Translations) : Pour permettre également les mouvements de translation nécessaires aux dilatations thermiques du viaduc, ces appuis peuvent être complétés en partie supérieure par une plaque de glissement en **PTFE** (Téflon), associée à une surface en acier inoxydable parfaitement polie.

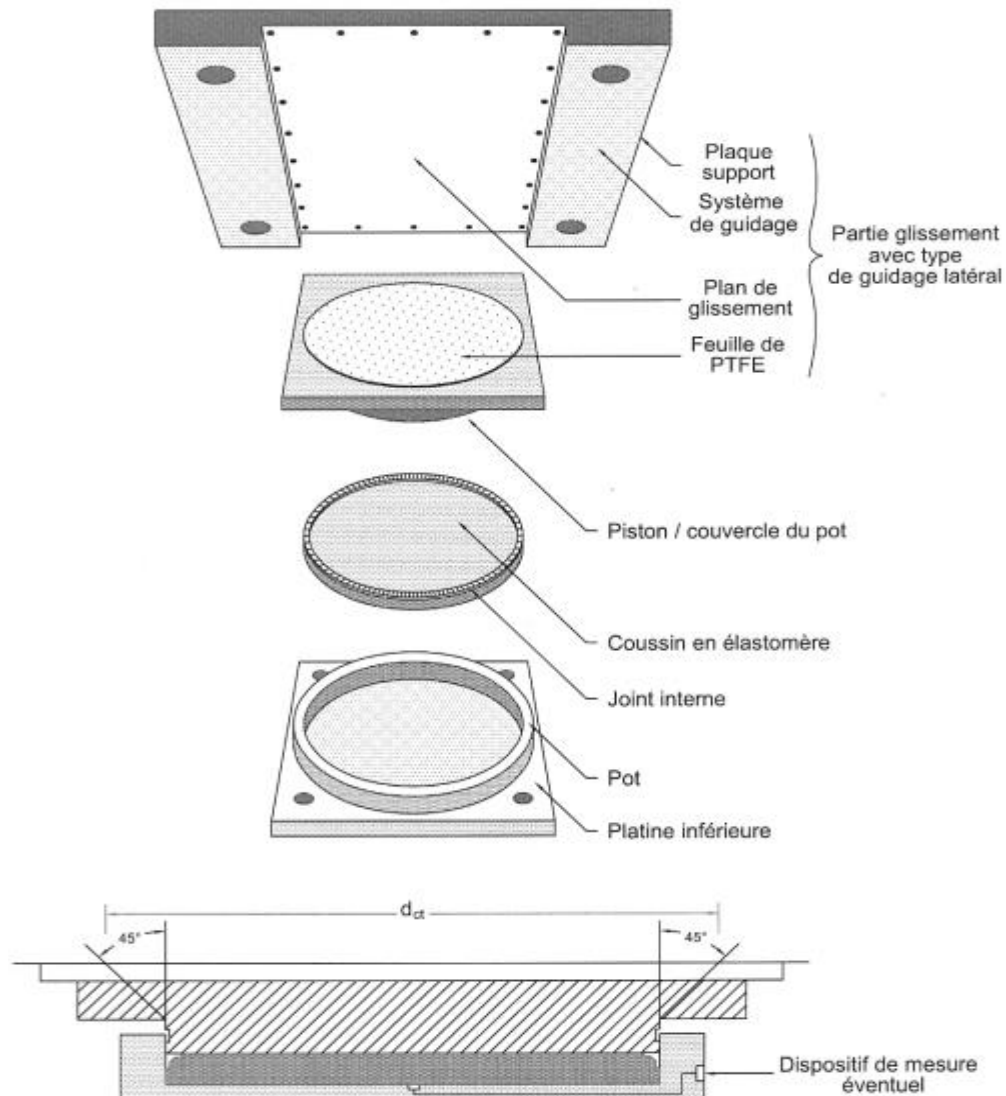


Figure VII.1 : composition schématique d'un appareil d'appui à pot

VII.2.1.1. Les trois grands types d'appareils à pot

Selon la liberté de mouvement requise par l'analyse structurale du pont (souvent modélisée dans des logiciels comme Midas), on distingue trois catégories :

A. Fixe (FX)

- **Mouvements :** Aucune translation permise (bloqué en X et Y). Rotations libres dans toutes les directions.
- **Rôle :** Il sert de point d'ancrage principal pour l'ouvrage. Il transmet l'intégralité des forces horizontales (freinage, séisme selon le RPOA 2008, vent) vers la pile.

B. Mobile guidé (GL ou Élastique)

- **Mouvements** : Translation autorisée dans **une seule direction** (généralement l'axe longitudinal du pont X). Bloqué dans la direction transversale (Y). Rotations libres.
- **Rôle** : Il accompagne les mouvements de dilatation thermique ou de retrait du tablier tout en guidant l'ouvrage pour qu'il ne dérive pas latéralement.

C. Multidirectionnel / Libre (FL)

- **Mouvements** : Translations libres dans toutes les directions du plan horizontal (X et Y). Rotations libres.
- **Rôle** : Pour obtenir cette liberté de mouvement, on ajoute une plaque de glissement en **PTFE** (Téflon) lubrifié associée à une plaque en acier inoxydable sur le dessus du piston. Le coefficient de frottement est extrêmement faible (souvent $< 3\%$).

VII.2.2. CONDITIONS D'APPUIS :

Le schéma de calepinage des appuis a été défini en s'appuyant sur les principes d'implantation préconisés par le guide SETRA (Appareils d'appui à pot). La disposition adoptée est illustrée par le schéma ci-dessous :

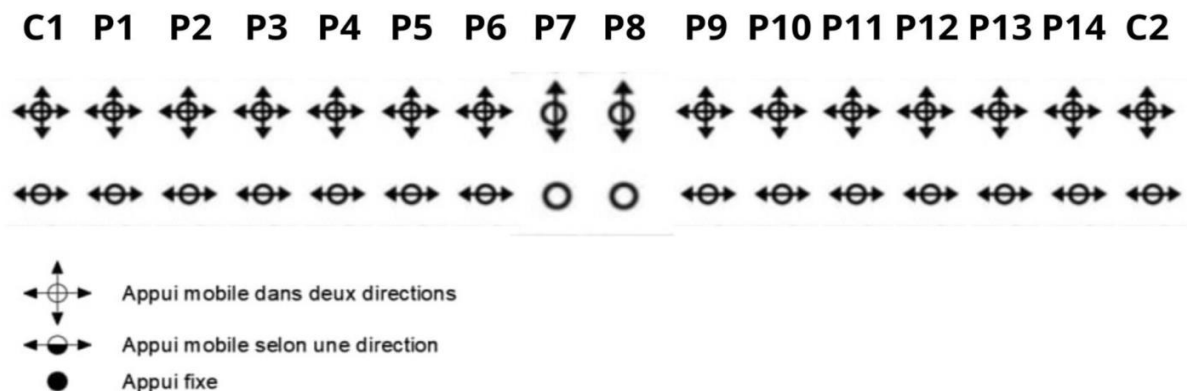


Figure VII.2 : Les conditions d'appuis.

VII.2.3. LE DIMENSIONNEMENT DES APPAREILS D'APPUIS :

VI.2.3.1. Vis-à-vis des efforts verticaux :

A partir du model réalisé à l'aide du logiciel MIDAS Civil, nous avons retenu les valeurs des réactions maximales obtenue sous chargement de la combinaison défavorable à l'ELU fondamental, On prend les valeurs suivantes pour le dimensionnement des appareils d'appui :

Tableau VII.1 : descente de charge prise dans les calculs.

	Culées	Piles
R (MN)	6.77	18.44

Surface du pot Sp :

Selon le guide SETRA la pression moyenne dans le PTFE : $f_{e,d \text{ moy}} = 40,00 \text{ MPA}$

- la surface minimale du pot Sp pour chaque appui : $Sp = \frac{R_{\max}}{f_{e,d \text{ moy}}}$

On obtient :

Tableau VII.2 : Surface du pot

	Culées	Piles
Surface du coussin Sc :	0.169	0.461

La surface du coussin $f_{e,d}$ est limitée à f_u / γ_m .

Avec : $f_u = 60,00 \text{ Mpa}$ et $\gamma_m = 1,3$

$f_{e,d} = 46.15 \text{ Mpa}$

- La surface minimale du coussin Sc : $Sc = \frac{R_{\max}}{f_{e,d}}$

On obtient :

Tableau VII.3 : La surface minimale du coussin

	Culées	Piles
Se(m²)	0.147	0.400

VII.2.3.2. Efforts horizontaux longitudinaux pour les appareils d'appui à pot glissant

Selon le guide SETRA les efforts horizontaux dans les appuis à pot glissant se calcule comme suit :

$$H = (u_{\max} + pp) \times V$$

$u_{\max}$: coefficient de frottement maximal de l'appareil d'appui ; $u_{\max} = 3.2 \%$;

Pp : la précision de pose de l'appareil ; $pp = 0.30\%$

V : la charge verticale appliquée à l'appareil d'appui

Tableau VII.4 : Efforts horizontaux longitudinaux pour les appareils d'appui à pot glissants

	C1- C2	P1-P6/P9-P14
H(MN)	0.237	0.645

Effort horizontaux longitudinaux pour les appareils d'appui a pots fixes

Les coefficients de frottements maximum et minimum μ_a et μ_r sont donnes par :

$$\mu_a = 0.5 \times \mu_{\max} \times (1 + \alpha)$$

$$\mu_r = 0.5 \times \mu_{\max} \times (1 - \alpha)$$

Avec :

μ_a : coefficient de frottement à retenir dans le cas défavorable

μ_r : coefficient de frottement à retenir dans le cas défavorable

α : coefficient de dégressivité dépendant de nombre d'appareil d'appui glissante

n	α
≤ 4	1
$4 \leq n \leq 10$	$(16 - n)/16$
≥ 10	0.5

Tableau VII.5 : Coefficient de dégressivité.

➤ Application numérique

$$n \geq 10 \rightarrow \alpha = 0.5 ; \mu_a = 0.024 ; \mu_r = 0.008$$

$$H_{p7} = [\mu_a \times (V_{c1} + V_{p1} + V_{p2} + V_{p3} + V_{p4} + V_{p5} + V_{p6}) - \mu_r \times (V_{c1} + V_{p1} + V_{p2} + V_{p3} + V_{p4} + V_{p5} + V_{p6})] = 1.86 \text{ MN}$$

$$H_{p7} = [\mu_a \times (V_{c1} + V_{p1} + V_{p2} + V_{p3} + V_{p4} + V_{p5} + V_{p6} + V_{p7}) - \mu_r \times (V_{c1} + V_{p1} + V_{p2} + V_{p3} + V_{p4} + V_{p5} + V_{p6} + V_{p7})] = 2.44 \text{ MN}$$

Tableau Error! No text of specified style in document..6 : Choix des appareils d'appuis

Appuis	Appareil d'appuis 1	Appareil d'appuis 2	Type d'appuis 1	Type d'appuis 2
C1/C2	MULTI	MONO	JPZ(II)-7.5-SX	JPZ(II)-7.5-SX
P1-P6/P9-P14	MULTI	MONO	JPZ(II)-20.0-SX	JPZ(II)-20.0-DX
P7/P8	FIXE	FIXE	JPZ(II)-20-GD	JPZ(II)-20-GD

VII.3. Dès d'appuis :

Le dé d'appui permet de diffuser les charges localisées provenant directement du tablier vers l'élément porteur, ainsi que rattraper le dévers du tablier.

VII.3.1 Dimensions du dé d'appui :

Selon le document SETRA, les dimensions (a1, b1, h) seront choisies de façon à inclure les appareils d'appuis, on choisit les dimensions suivantes :

- $a1 \geq a + 200$
- $b1 \geq b + 200$
- $h \geq \frac{a \times b}{a + b}$

Tableau VII.7 : Dimensions des dés d'appuis

Appui	a1 (mm)	b1 (mm)	H (mm)
Culée	1050	940	500
Pile	1500	1350	700

VII.3.2. Ferrailage des dés d'appuis au niveau de la pile et de la culée

Les différentes sections d'armatures sont évaluées conformément au guide SETRA (P.P.73).

- **Armatures de chaînage :**

La section des armatures de chaînage peut être déterminée selon la méthode des bielles ou celle de reprise des efforts d'équilibre général. Toutefois, à des fins de simplification, il suffit de dimensionner le chaînage pour qu'il reprenne **25 % de la descente de charge localisée la plus élevée**. La section d'armature est donc donnée par :

$$A_c = 0.25 \times R \quad \text{tel que :} \quad R = \frac{N}{\sigma_s}$$

Avec :

N : réaction maximale.

σ_s : contrainte limite des armatures d'acier. $\sigma_s = 500/1,15 = 435$ MPA.

- **Armatures horizontales**

Pour limiter la propagation d'éventuelles fissures, l'ensemble des armatures horizontales situées sous le chaînage devra être dimensionné pour supporter un effort équivalent à **12,5 %** de la descente de charge correspondante.

$$A_h = 0.125 \times R$$

- **Frette supérieure**

Ces armatures croisées sont placées aussi près que possible de la face supérieure de l'appui.

$$A_s = 0.04 \times R$$

- **Frette inférieure**

Une frette inférieure d'éclatement est disposée à une profondeur comprise entre $h/3$ et h à partir de la face supérieure de l'appui

$$A_i = 0.10 \times R$$

Tableau VII.8 : Ferrailage des d'appuis

Armatures	Dés d'appui au niveau de la culée		Dés d'appui au niveau de la pile	
chainage	$Ac(cm^2)$	40.91	$Ac(cm^2)$	105.98
	$\emptyset (mm)$	14 HA 20	$\emptyset (mm)$	22 HA 25
horizontale	$Ah(cm^2)$	19.45	$Ah(cm^2)$	53.49
	$\emptyset (mm)$	10 HA 16	$\emptyset (mm)$	18 HA 20
supérieure	$As(cm^2)$	6.23	$As(cm^2)$	16.96
	$\emptyset (mm)$	6 HA 12	$\emptyset (mm)$	12 HA 14
inferieure	$Ai(cm^2)$	15.56	$Ai(cm^2)$	42.39
	$\emptyset (mm)$	8 HA 16	$\emptyset (mm)$	14 HA 20

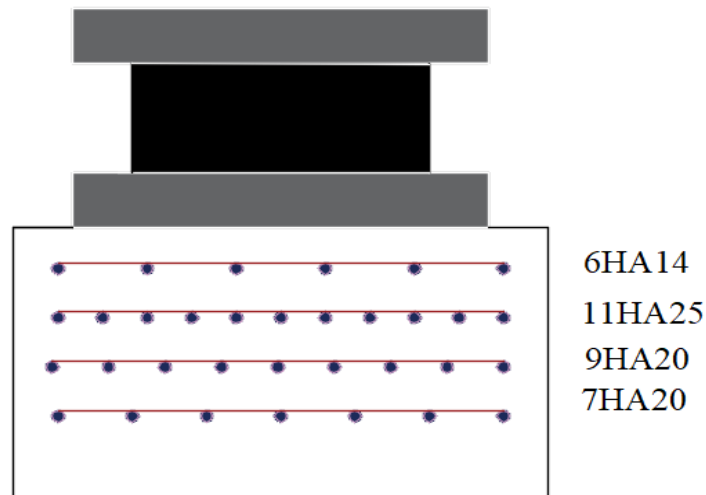


Figure VII.3 : Ferrailage du dés d'appui sur Pile

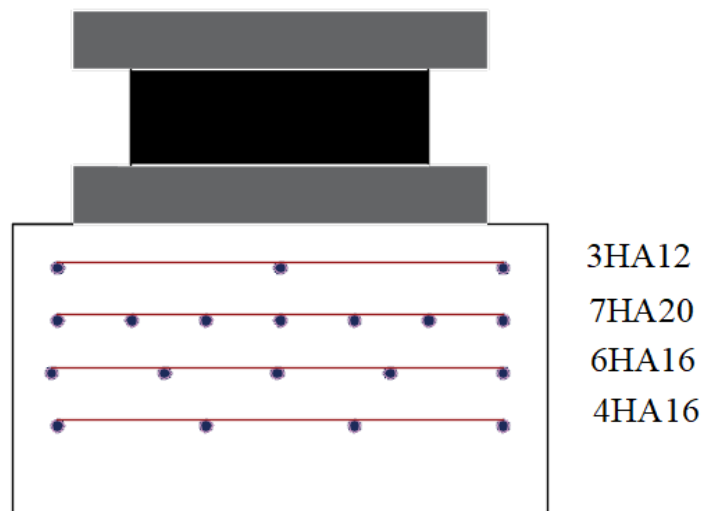


Figure VII.4 : Ferrailage du dés d'appui sur Culée

VII.4. JOINT SOUS BALLAST

Le joint sous ballast est un dispositif installé près des ouvrages d'art qui gère les déplacements entre la voie ferrée et la structure rigide tout en assurant la continuité de la voie. Fonctions :

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

VII.4.1. CALCUL DU SOUFFLE

a) Effet thermique

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

ΔL : variation de la longueur

L : longueur dilatable

αT : coefficient de dilatation thermique

- Structure en béton : $10.10^{-6}/^{\circ}\text{C}$
- Structure métallique ou mixte : $12.10^{-6}/^{\circ}\text{C}$

ΔT : différence de température

$$\Delta L_{thermique} = 360 \times 12.10^{-6} \times 20$$

$$\Delta L_{thermique} = \pm 8.64 \text{ cm}$$

b) Retrait :

$$\Delta L_{retrait} = \varepsilon r \times L$$

$$\Delta L_{retrait} = 0,0005 \times 360$$

$$\Delta L_{retrait} = 18 \text{ cm}$$

c) Fluage :

$$\Delta L_{fluage} = K_{fl} \times 10^{-4} \times L$$

$$\Delta L_{fluage} = 2 \times 10^{-4} \times 360$$

$$\Delta L_{fluage} = 7.2 \text{ cm}$$

d) Rotation d'extrémité sous chargement :

$$\Delta L_{rotation} = h \times \tan 0,01$$

$$\Delta L_{rotation} = 3,45 \times \tan 0,01$$

$$\Delta L_{rotation} = 3.45\text{cm}$$

e) Souffle finale :

$$\Delta L_{totale} = \Delta L_{thermique} + \Delta L_{retrait} - \Delta L_{fluage} + \Delta L_{rotation}$$

$$\Delta L_{totale} = 8.64 + 18 + 7.2 + 3.45$$

$$\Delta L_{totale} = 37.29\text{cm}$$

On prévoit des joints sous ballast au niveau des culées d'une capacité d'au moins 40 cm pour reprendre la dilatation totale calculée de 37,29cm.

VII.5. APPAREIL DE DILATATION FERROVIAIRE

Un appareil de dilatation ferroviaire (ADF) est un dispositif installé dans la superstructure de la voie ferrée, à l'approche ou sur un ouvrage d'art, permettant de compenser des déplacements longitudinaux importants dus aux effets thermiques, retraits, fluages ou rotations d'extrémité des tabliers, tout en assurant la continuité de la voie ferrée pour la circulation des trains.



Figure VII.5: Appareil de dilatation ferroviaire ADF

VII.6. CONCLUSION :

Dans ce chapitre, nous avons dimensionné et vérifié les éléments des équipements du pont. Ils assurent le confort des usagers et la sécurité des structures d'une part, et relient la superstructure et l'infrastructure d'autre part.

VIII. CHAPITRE VIII ÉTUDE SISMIQUE ET ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

VIII. ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

VIII.1. INTRODUCTION

L'infrastructure d'un pont regroupe les éléments assurant la transmission des charges du tablier vers le sol de fondation. Elle comprend principalement les piles, les culées et les fondations. Ce chapitre est consacré à l'étude, au dimensionnement et à la vérification de ces différents éléments sous l'effet des sollicitations auxquelles ils sont soumis.

VIII.2. ÉTUDE SISMIQUE

VIII.2.1 Introduction

Les ouvrages d'art ferroviaires sont soumis à des sollicitations dynamiques importantes pouvant affecter leur stabilité et leur sécurité en cas de séisme. L'étude sismique constitue ainsi une étape essentielle dans la conception des ponts, permettant d'évaluer le comportement de la structure sous l'action des forces sismiques et de vérifier sa capacité à résister aux efforts induits.

Dans le cadre de ce projet, l'étude sismique du pont rail mixte bipoutre est réalisée conformément aux prescriptions du RPOA. Cette analyse a pour objectif de déterminer les effets du séisme sur l'ouvrage et de vérifier la stabilité ainsi que la sécurité des différents éléments structuraux.

VIII.2.2 Caractéristiques de l'ouvrage relatives a l'etude sismique

Le RPOA 2008 donne un ensemble de classifications nécessaires à la définition de la situation sismique de l'ouvrage étudié et constituent un préalable indispensable pour le choix du modèle, de la méthode de calcul et des paramètres à utiliser :

- Le pont est classé selon le risque sismique en : groupe 1 (pont stratégique).
- L'ouvrage se trouve dans une zone sismique : zone I (Sismicité faible).
- Le coefficient d'accélération de zone : $A = 0.15$ (RPOA, tableau 3.1).
- Le sol est de catégorie S1 (site rocheux).: $T1 = 0.15$ s, $T2 = 0.30$ s, $S = 1$.
- Le taux d'amortissement du matériau constituant les appuis (béton armé) : $\xi = 5 \%$.
- Le module de cisaillement d'élastomère des appareils d'appuis est : $G = 1.2$ MPa.

VIII.2.3 Methode de calcul

Avant d'entamer l'analyse dynamique de l'ouvrage, il est nécessaire de choisir la méthode d'analyse la plus adaptée au comportement structural du pont.

Le RPOA 2008 distingue généralement :

- la méthode monomodale ;
- la méthode multimodale.

La méthode monomodale est applicable aux structures simples et régulières dont la réponse dynamique est dominée par le premier mode de vibration.

Compte tenu de la configuration de l'ouvrage, caractérisée par un tablier continu hyperstatique de grande longueur et un comportement dynamique complexe.

Par conséquent, la réponse dynamique de l'ouvrage ne peut pas être représentée correctement par un seul mode propre.

Ainsi, l'étude sismique est réalisée par la méthode d'analyse modale spectrale multimodale conformément aux prescriptions du RPOA 2008. Cette méthode permet de prendre en compte la contribution des différents modes de vibration dans la réponse dynamique globale de la structure.

VIII.2.4. Spectre de reponse

Pour déterminer les modes et les périodes propres, il est nécessaire d'utiliser le logiciel de calcul MIDAS CIVIL. Cela implique de modéliser les piles ainsi que les appareils d'appui, puis de procéder à une analyse modale spectrale.

Le spectre de réponse élastique Sae constitue généralement la donnée de base pour le calcul sismique. Les spectres de réponses utilisées pour le calcul sont :

VIII.2.4.1. Spectre de reponse de la composante horizontale

Pour les deux directions longitudinale et transversale, on utilise le spectre montré ci-dessous :

$$Sae(T, \xi) = \begin{cases} AgS \left(1 + \frac{T}{T_1} (2.5\eta - 1) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta \times AgS & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \times AgS \left(\frac{T_2}{T} \right) & R_2 \leq T \leq 3.0S \\ 2.5\eta \times AgS \left(\frac{3T_2}{T^2} \right) & T \geq 3.0S \end{cases}$$

Sae (T, ξ) : accélération spectrale du spectre de calcul correspondant à l'amortissement ξ et 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/s²

S : coefficient du site S = (RPOA, tableau 3.3).

T : période du mode propre considéré dans la direction considérée.

ξ : taux d'amortissement

T₁, T₂ : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site (RPOA, tableau 3.3) :

(T₁, T₂) = (0.15 ; 0.40)

η : facteur de correction de l'amortissement:

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2 + \xi)}} = 1$$

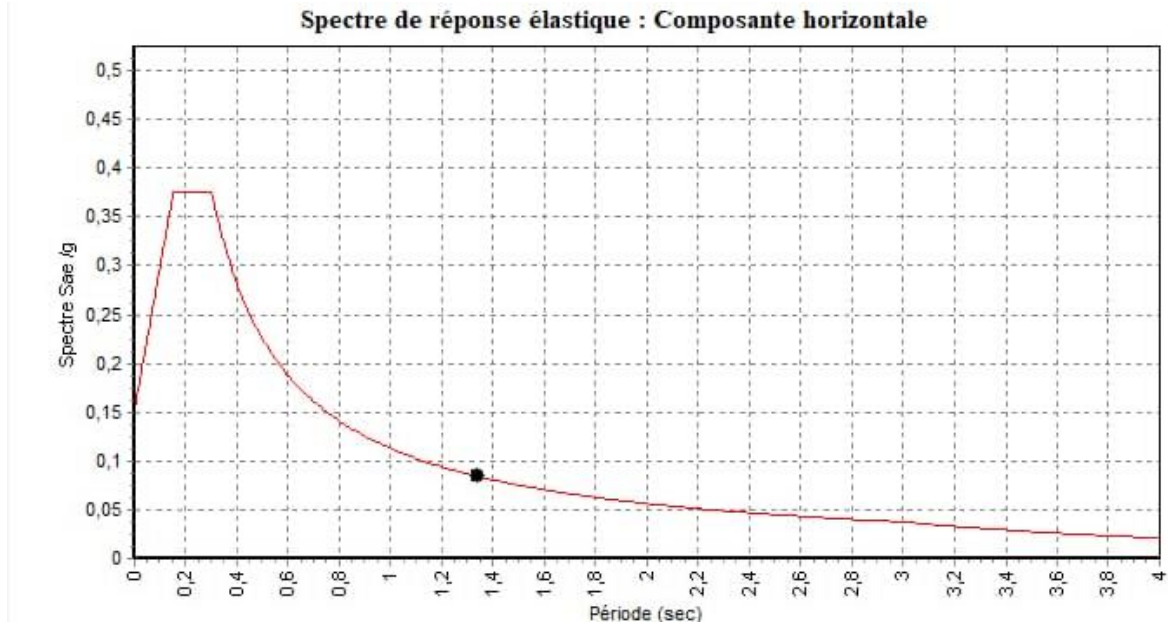


Figure VIII.1 : Le spectre de réponse élastique $Sae(T)$ – composante horizontale

VIII.2.4.2. Spectre de reponse de la composante verticale

Pour la composante verticale du séisme, on utilise le spectre montré ci-dessous :

$$Sae(T, \xi) = \begin{cases} \alpha Ag \left(1 + \frac{T}{T_1} (2.5\eta - 1) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta\alpha \times Ag & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta\alpha \times Ag \left(\frac{T_2}{T} \right) & R_2 \leq T \leq 3.0S \\ 2.5\eta\alpha \times Ag \left(\frac{3T_2}{T^2} \right) & T \geq 3.0S \end{cases}$$

g : accélération de la pesanteur=9,81 m/s²

η : facteur de correction de l'amortissement.

α : coefficient qui tient compte de l'importance de la composante verticale en zone de forte sismicité.

$\alpha = 0,7$ pour la zone sismique IIa.

A : coefficient d'accélération.

T_1 T_2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site.

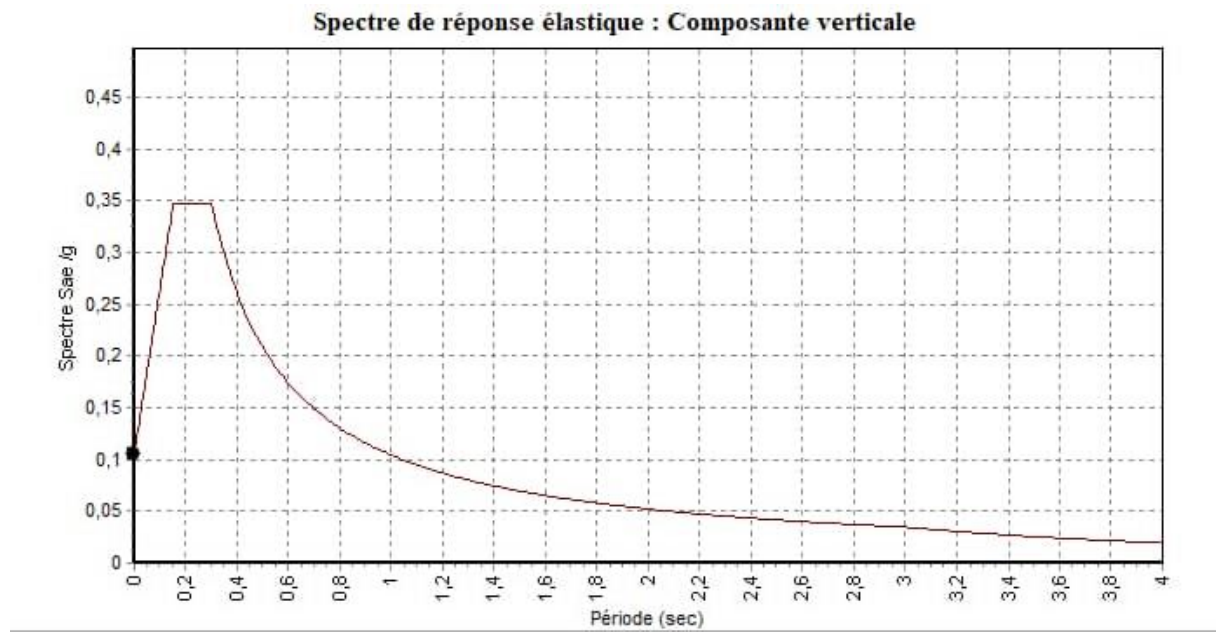


Figure VIII.2 : Le spectre de réponse élastique $Sae(T)$ – composante verticale

VIII.2.5. Combinaisons des composantes de l'action sismique

La combinaison des forces sismiques est employée pour tenir compte de l'incertitude directionnelle du séisme.

L'effet probable de l'action sismique maximale E , dû à l'apparition simultanée des actions sismiques le long des axes horizontaux X et Y et de l'axe vertical Z , peut être estimé, à partir des effets d'actions maximales E_x , E_y et E_z dus à l'action sismique indépendante le long de chaque axe.

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

$$E1 = E_x \pm 0,3 E_y \pm 0,3 E_z$$

$$E2 = E_y \pm 0,3 E_x \pm 0,3 E_z$$

$$E3 = E_z \pm 0,3 E_x \pm 0,3 E_y$$

Où : E_x , E_y et E_z sont les effets des actions sismiques dans chacune des directions respectives.

VIII.2.6. Analyse modale

Nous considérons les modes pour lesquels la somme des masses modales effectives, $\Sigma(M_i)$, atteint au moins 90 % de la masse totale du pont, M_T .

Les résultats du calcul des modes propres obtenus avec l'analyse multimodale sont donnés en Annexe.

La période fondamentale est 1.51 s.

Tableau VIII.1 : les modes propres

Mode No	TRAN-X		TRAN-Y		TRAN-Z	
	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)
1	99,29	99,29	0,05	0,05	0	0
2	0,05	99,34	0,62	0,67	0	0
3	0	99,34	0	0,67	0	0,01
4	0	99,34	0	0,68	0	0,01
5	0	99,34	0,08	0,76	0,04	0,04
6	0	99,34	5,1	5,85	0	0,04
7	0,02	99,36	20,83	26,69	0	0,05
8	0	99,36	0,11	26,79	0	0,05
9	0	99,37	0,67	27,47	0	0,05
10	0	99,37	0,03	27,49	0	0,05
-	-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-	-
129	0	99,99	0	98,56	1,08	90,77

VIII.3. ETUDE DE LA PILE :

Une pile est un appui intermédiaire qui a pour rôle de transmettre les efforts provenant des charges et surcharges jusqu'au sol de fondations, elle intervient dans la résistance globale du pont.

VIII.3.1. Conception des piles

Les piles du pont ont été dimensionnées selon leur élancement. Deux cas ont été distingués : les piles d'élancement supérieur à 25, pour lesquelles les effets de stabilité doivent être pris en compte, et les piles d'élancement inférieur ou égal à 25, dont le dimensionnement est effectué suivant les dispositions applicables aux éléments peu élancés. Cette distinction permet d'adopter une méthode de calcul adaptée au comportement réel de chaque pile.

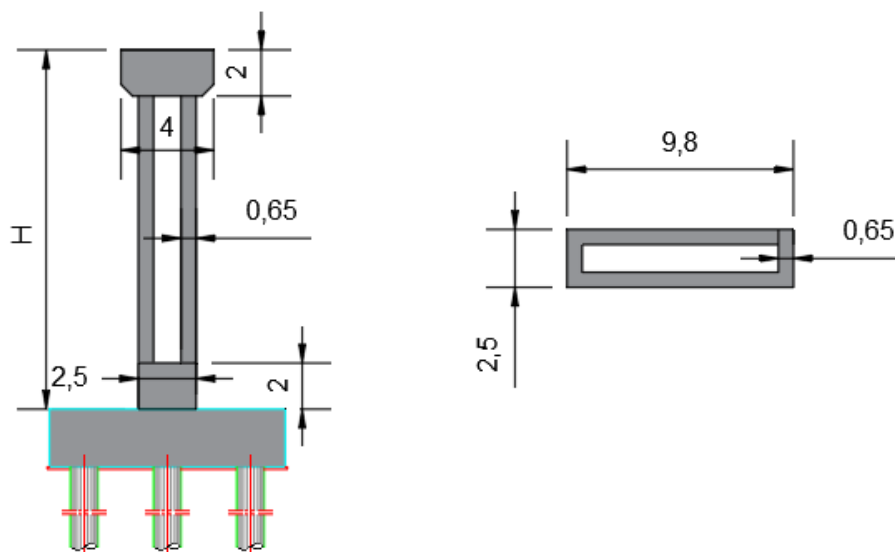


Figure VIII.3 : Dimensions des piles avec élancement < 25 P3, P4, P5, P6, P7, P10, P11, P12

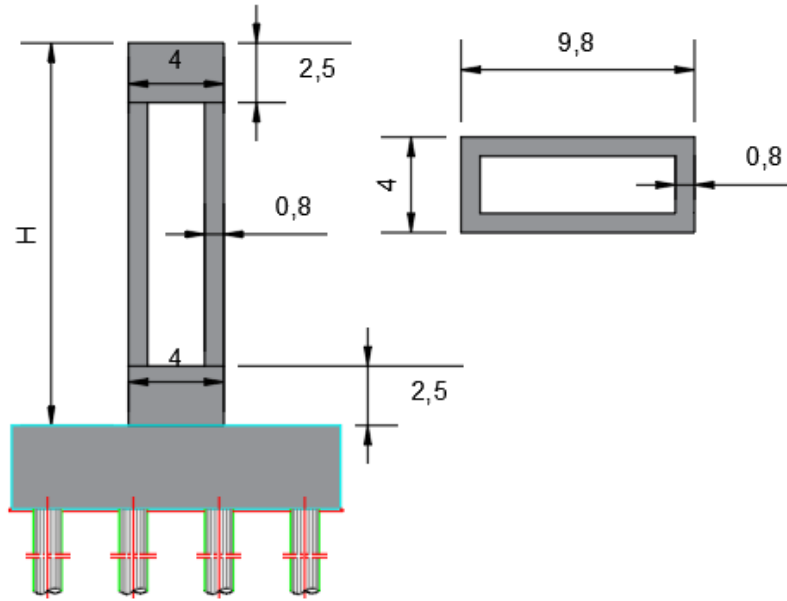


Figure VIII.4 : Dimensions des pile avec élancement > 25 P1,P2,P8,P9,P13,P14

VIII.3.2. Vérification de la stabilité de la pile vis-à-vis du flambement (BAEL page 110)

Selon les Règles BAEL, la vérification au flambement est considérée comme satisfaite lorsque le rapport d'élancement λ de l'élément est inférieur à 70.

$$\lambda = \frac{l_f}{i} \leq 70$$

On a : $\lambda_x = \frac{l_f}{i_x}$ et $\lambda_y = \frac{l_f}{i_y}$.

Avec :

l_f : La longueur de flambement de la pile la plus haute tel que : $l_f = 2 l_0$ (l_0 la longueur de la pile tel que : $l_0 = 32$ m).

i : rayon de giration de la section de la pile la plus haute :

$i_x = \left(\frac{I_x}{S} \right)^{0.5}$; $i_y = \left(\frac{I_y}{S} \right)^{0.5}$; S : La section transversal de la pile.

D'après le logiciel de calcul on trouve : $I_x = 42,82 \text{ m}^4$;

$I_y = 203,36 \text{ m}^4$; $S = 19.52 \text{ m}^2$.

• Résultats

$l_f = 2 \times 32$ on trouve : $l_f = 64 \text{ m}$.

$i_x = \left(\frac{42.82}{19.52} \right)^{0.5} = 1,48 \text{ m}$ et $i_y = \left(\frac{203.36}{19.52} \right)^{0.5} = 3.23 \text{ m}$

$\lambda_x = \frac{l_f}{i_x} = \frac{64}{1.48} = 43.24 < 70 \rightarrow$ Pas de risque de flambement autour de x-x

$$\lambda_y = \frac{l_f}{i_y} = \frac{64}{3.23} = 19.81 < 70 \rightarrow \text{Pas de risque de flambement autour de y-y}$$

Evaluation des efforts agissant sur la pile

Tableau VIII.2 : Sollicitations sous les combinaisons les plus défavorables de la pile

Combinaison	N (KN)	My (KN.m)	Mz (KN.m)
ELU	- 44 889.28	- 371 907.78	- 25 577.17
ELS	- 35 250.16	- 155 494.92	13 582.6
ELA	- 30 497.97	- 238 039.95	87 203.58

VIII.3.3. Calcul du ferrailage

Dans le cas d'une section rectangulaire creuse, les armatures sont généralement réparties selon deux nappes principales :

- Une nappe périphérique externe, positionnée à proximité du parement extérieur.
- Une nappe périphérique interne, disposée près de la face intérieure.

Leur dimensionnement s'effectue à l'aide des abaques de WALTHER, qui simplifient la répartition réelle en supposant une distribution linéaire des armatures au centre de la paroi, selon une répartition symétrique et variable. $\beta = \frac{b}{2(b+h)}$

➤ Application numérique :

$$b = 2.5 \text{ m} \quad h = 9.8 \text{ m} \quad \rightarrow \quad \beta = 0.15$$

Il faut tout d'abord vérifier la condition d'orientation : $\frac{t_y}{h} \leq \frac{t_x}{b}$

Où : t_x et t_y : sont les épaisseurs de la section dans la direction transversale et longitudinale.

➤ Application numérique:

$$\frac{t_y}{h} = \frac{0.8}{9.8} = 0.08 \quad ; \quad \frac{t_x}{b} = \frac{0.8}{4} = 0.2 \quad , \text{ Donc cette condition est vérifiée.}$$

La méthode basée sur le calcul du rapport des moments relatifs : $\eta = \frac{m_y}{m_x}$, Pour ça il faut calculer les efforts intérieurs relatifs m_x ; m_y et n tel que :

$$m_x = \frac{M_x}{b h^2 f_{c28}} \quad ; \quad m_y = \frac{M_y}{b^2 h f_{c28}} \quad ; \quad n = \frac{N}{b h f_{c28}} \quad ; \quad \text{Fatot} = \frac{\omega b h f_{c28}}{\sigma_e}$$

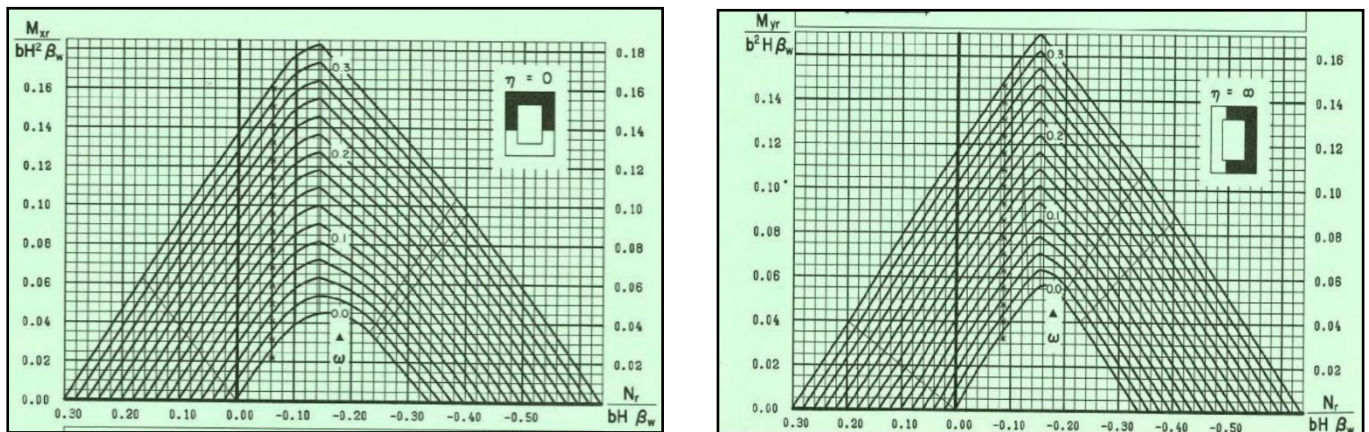


Figure VIII.5 : abaques de Walther

➤ Application numérique:

$$m_x = \frac{25.57717}{4 \times 9.8^2 \times 30} = 0.0022$$

$$m_y = \frac{371.90778}{4^2 \times 9.8 \times 30} = 0.079$$

$$n = \frac{44.88928}{4 \times 9.8 \times 30} = 0.038$$

Le rapport donne $\eta = 35.91$ et compris entre les valeurs $\eta_i = 0$ et $\eta_s = \infty$

Tableau VIII.3 : Ferrailage longitudinal de la pile 08.

N(KN)	44 889.28
My (KN.m)	371 907.78
Mx (KN.m)	25 577.17
n	0.038
my	0.079
mx	0.0022
$\omega(n=0)$	0.04
$\omega(n=\infty)$	0.25

- Aire total de l'armature passive :

$$F_{atot} = \frac{\omega \times b \times h \times f_{c28}}{\sigma_e} = \frac{0.04 \times 4 \times 9.8 \times 30 \times 10^4}{500} = 940.8 \text{ cm}^2$$

$$F_{atot} = \frac{\omega \times b \times h \times f_{c28}}{\sigma_e} = \frac{0.25 \times 4 \times 9.8 \times 30 \times 10^4}{500} = 5880 \text{ cm}^2$$

En continue les calcule avec $Fa = 5880 \text{ cm}^2$

$$A_{s(\text{Côté b})} = 0.15 \times F_{atot} = 882 \text{ cm}^2 \rightarrow 55 \text{ HA32 (2 nappes) } e = 7 \text{ cm}$$

$$A_{s(\text{Côté h})} = 0.35 \times F_{atot} = 2058 \text{ cm}^2 \rightarrow 128 \text{ HA32 (2 nappes) } e = 7.5 \text{ cm}$$

$$A_{smin} = 0.23 \times A_s(\text{creuse}) \times \frac{f_{tj}}{f_e} = 2693.76 \text{ cm}^2 \leq A_s \rightarrow \text{C. N. F Vérifier.}$$

- **Armature transversale**

- a) **Section minimale des armatures transversales :**

Pour qu'une barre d'acier principale (ou un groupe de barres) de taille (A_t) soit bien maintenue par une armature transversale (une autre barre d'acier qui l'entoure), une certaine condition doit être respectée concernant la taille de cette armature transversale, notée (A_t).

$$A_t = \frac{A_l f_{el}}{16 f_{et}} \times \frac{S_t}{100}$$

S_t : espacement des armatures transversales.

- b) **Espacements des armatures :**

L'espacement maximum des armatures selon R.P.O.A (article 7.2.1.2) :

$$s_t = \min(12\phi_l, b, 20) = \min(12 \times 3.2, 400, 20) = 20 \text{ cm} = 200 \text{ mm}$$

Tableau VIII.4 : Ferrailage de la pile

Dimensions	Côté b	Côté h
$A_l \text{ (cm}^2\text{)}$	884.67	2058.87
$\Phi_l \text{ (mm)}$	HA 32 / e = 7 cm	HA 32 / e = 7.5 cm
$A_t \text{ (cm}^2\text{)}$	110.58	257.36
$\Phi_t \text{ (mm)}$	HA 16 / e = 20 cm	HA 16 / e = 20 cm

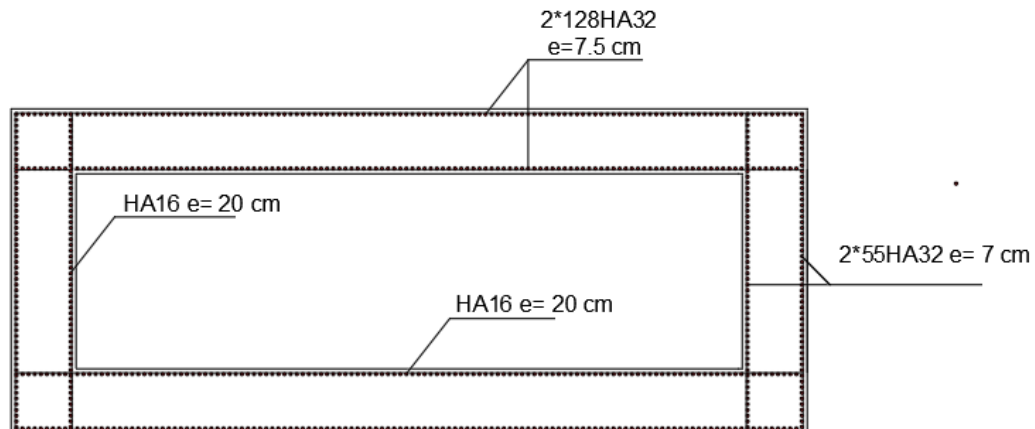


Figure VIII.6 : Schéma illustratif du ferrailage de la pile

VIII.3.4. Ferrailage de la tête de pile (Sommier) :

Des efforts localisés importants peuvent apparaître dans la partie supérieure des piles en raison des charges verticales transmises par le tablier. Ces sollicitations engendrent un risque de fissuration du béton, à la fois selon des plans verticaux et obliques, notamment aux extrémités. Afin de prévenir ces dégradations, il est nécessaire de dimensionner des armatures de renfort au niveau du sommet, conformément aux recommandations du fascicule 73 (PP73).

Armatures de chaînage

Ces armatures de chaînage seront généralement disposées en une seule nappe, ancrées aux extrémités. Leur section est déterminée de telle sorte qu'elle équilibre un effort égal à 0.25 fois la descente de charge localisée la plus forte :

$$N = 44\,889.28 \text{ KN}$$

$$Ac = \frac{0.25N}{\sigma_s}$$

N : Réaction maximale du tablier.

σ_s : Contrainte maximale des aciers.

$$Ac = \frac{0.25 \times 44.889}{435} = 257.98 \text{ cm}^2 \text{ on prend } 53\text{HA}25$$

Armatures horizontales

Pour limiter la propagation d'éventuelles fissures, des armatures horizontales sont placées sous le chaînage, sur une hauteur égale à la moitié de l'espacement des appareils d'appui. Et doivent reprendre 12.5% de la même descente de charge.

$$A_h = \frac{0.125N}{\sigma_s} = \frac{0.125 \times 44.889}{435} = 128.99 \text{ cm}^2 \text{ on prend } 27\text{HA}25$$

Armatures verticales

Elle est placée la plus près possible de la surface supérieure de l'appui, il s'agit d'armatures croisées est capable de reprendre un effort égal à 4% de R.

$$A_v = \frac{0.04N}{\sigma_s} = \frac{0.04 \times 44.889}{435} = 41.28 \text{ cm}^2 \text{ on prend } 9\text{HA}25$$

Armature d'éclatement A_{ej}

Le dimensionnement des armatures d'éclatement a été réalisé préalablement dans l'étude du dé d'appui. Cette vérification permet de s'assurer que le béton résiste correctement aux efforts transversaux induits par l'appui, notamment aux phénomènes d'éclatement dus à la concentration des efforts verticaux.

VIII.4. ETUDE DE FONDATION

D'après les rapports géologique et géotechnique, les appuis de l'ouvrage doivent être fondés sur des pieux forés d'un diamètre de $\Phi = 1,2 \text{ m}$, avec une portance admissible Q_{adm} . Donc on opte pour une fondation mixte (pieux + semelle de liaison).

$$n_p = 16 \text{ pieux}$$

VIII.4.1. ETUDE DE LA SEMELLE

La semelle sur pieux a pour rôle de répartir les charges de la structure efforts axiaux et moments dans le sol par l'intermédiaire des pieux. Pour que la transmission des moments soit efficace, les pieux, en particulier lorsqu'ils sont forés, doivent être mécaniquement encastres dans la semelle.

VIII.4.1.1. Les dimensions de la semelle

➤ La largeur :

$$B = (N - 1) \times S + 2\emptyset$$

N : Nombres des files des pieux

S : la distance entre deux files

➤ La longueur :

$$L = (N - 1) \times S + 2\emptyset$$

Tableau VIII.5: Caractéristique de la semelle

Position	Pile 8
$N (m)$	4 côté B / 4 côté L
$B (m)$	13.80
$L (m)$	13.80
$Ht (m)$	3.5

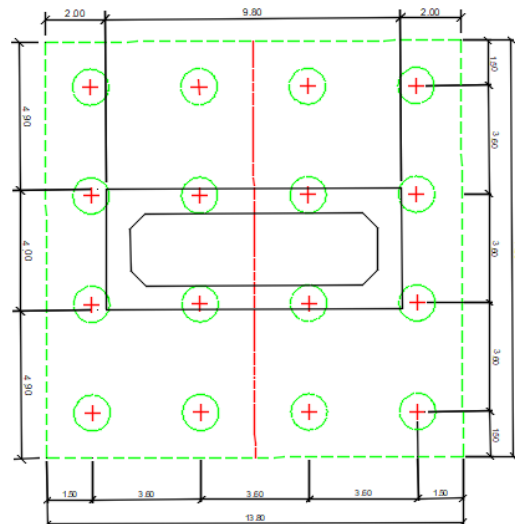
VUE EN PLAN SEMELE ECH : 1/100
SUR APPUI PILE H>25.00m
P8

Figure VIII.7 : Vue en plan de la semelle

VIII.4.1.2. Modélisation de la semelle et pieux sous pile :

Pour l'étude des fondations, composées des semelles et des pieux, nous utilisons le modèle 3D réalisé sous MIDAS CIVIL. La semelle y est représentée par une plaque d'épaisseur de 3.5 m. Elle repose sur des pieux modélisés par des éléments barres de section circulaire, d'un diamètre de 1,20 m. La section de chaque pieu est schématisée par une ligne positionnée au centre de la pile sur la semelle. Cette ligne est reliée à la semelle par des liaisons rigides établies au point central du pieu.

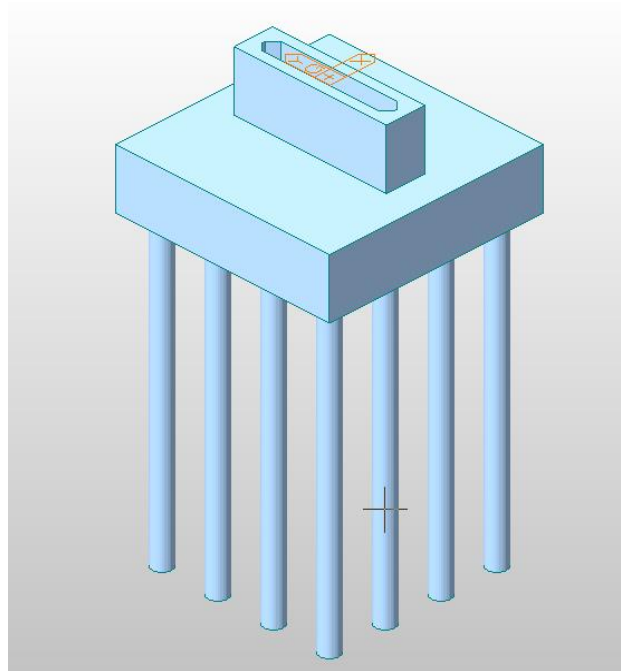


Figure VIII.8 : Modèle de fondation

Tableau VIII.6 : Réaction en tête de la semelle (Midas)

	ELU	ELS	ELA
Mx(Kn.m)	-25577.17	-155494.92	87203.58
My(Kn.m)	-371907.98	13582.60	238039.95
N(Kn)	-44889.28	-35250.16	-30497.97

VIII.4.1.3. Ferrailage de la semelle sous pile :

Selon le RPOA (article 7.6.1.2) le pourcentage minimum des armatures sollicitées est de

$$0.15 \% B < \rho_g < 1.5 \% B \quad \text{en traction.}$$

$$0.10 \% B \quad \text{en compression.}$$

En traction : $A_{smin} = 0.0015 \times 100 \times 30 = 45 \text{ cm}^2$

En compression : $A_{smin} = 0.001 \times 100 \times 300 = 30 \text{ cm}^2$

Pour le ferrailage de la semelle on utilise la méthode des bielles. Conditionnée par :

$$45^\circ \leq \alpha \leq 55^\circ$$

Cette condition permet de considérer qu'il n'est pas nécessaire de procéder à des vérifications Concernant l'effort tranchant, le poinçonnement et la compression de bielle. D'après le document « SETRA » la section d'armature transversale inférieure de tirant est déterminée par la méthode des bielles est égale à :

$$AS = \frac{N_{max}}{\sigma_a \times \tan(\alpha)}$$

$$\tan(\alpha) = \frac{d}{\frac{L}{2} - \frac{b}{4}}$$

Tableau VIII.7 : vérification des conditions de la méthode des bielles

	Cas de la pile
L (m)	3.6
b (m)	4
d (m)	3.5
$\frac{L}{2} - \frac{b}{4}$ (m)	0.8
$\alpha 1 = \alpha 2 = \text{Arctg}\left(\frac{d}{\frac{L}{2} - \frac{b}{4}}\right) (^{\circ})$	77.12
Conditions	Non Vérifiée

➤ Résultats

Tableau VIII.8 : Les efforts extrêmes agissant sur la semelle sous pile.

Combinaison	Myy		Mxx	
	Sup	Inf	Sup	Inf
ELU	-3974.55	14982.99	-7155.40	11395.54
ELS	-3724,55	14560.72	-344.05	13275.85
ELA	-4499.59	10637.64	-1031.98	13524.02

D'après logiciel de (ROBOT EXPERT 2010) on trouve :

➤ Dans le sens Y

Armatures longitudinales inférieures :

$A_s = 189.8 \text{ cm}^2 \rightarrow$ on opte pour $2 \times 12 \text{ HA } 32/\text{ml}$ ($A_s = 193.2 \text{ cm}^2/\text{ml}$ avec $e = 8 \text{ cm}$).

Armatures longitudinales supérieures :

$A_s = 46 \text{ cm}^2 \rightarrow$ on opte pour $2 \times 5 \text{ HA } 25/\text{ml}$ ($A_s = 49.09 \text{ cm}^2/\text{ml}$ avec $e = 20 \text{ cm}$).

Armatures latérales :

$A = A_s/10 = 18.98 \text{ cm}^2$ (17 HA 12) avec $e = 20 \text{ cm}$

➤ Dans le sens X

Armatures longitudinales inférieures :

$A_s = 172.3 \text{ cm} \rightarrow$ on opte pour $2 \times 11 \text{ HA } 32/\text{ml}$ ($A_s = 176.93 \text{ cm}^2/\text{ml}$ avec $e = 10 \text{ cm}$).

Armatures longitudinales supérieures :

$A_s = 48.6 \text{ cm}^2 \rightarrow$ on opte pour $2 \times 5 \text{ HA } 25/\text{ml}$ ($A_s = 49.09 \text{ cm}^2/\text{ml}$ avec $e = 20 \text{ cm}$)

Armatures latérales :

$A = A_s / 10 = 17.23 \text{ cm}^2$ (16 HA 12) avec $e = 20 \text{ cm}$

VIII.4.2. ETUDE DES PIEUX :

VIII.4.2.1. Effort revenant à chaque pieu :

Tableau VIII.9 : Les valeurs de $N_{\max}$ et de $N_{\min}$ pour les combinaisons les plus défavorables

	ELU	ELS	ELA
$N_{\max} \text{ (Kn)}$	-13332.87	-7068.92	-10195
$N_{\min} \text{ (Kn)}$	3049.64	-438.16	3281.94

VIII.4.2.2. Vérifications des pieux :

A L'ELU :

$N_{\max \text{ elu}} = 13332.87 \text{ KN} < R_{c:d} = 14300 \text{ KN} \rightarrow$ pas de risque de poinçonnement.

$N_{\min \text{ elu}} = 3049.64 \text{ KN} < R_{t:d} = 6510 \text{ KN} \rightarrow$ pas de risque de soulèvement.

A L'ELS :

$N_{\max \text{ els}} = 7068.92 \text{ KN} < R_{c:d} = 10800 \text{ KN} \rightarrow$ pas de risque de poinçonnement.

$N_{\min \text{ els}} = 0 \text{ KN} < R_{t:d} = 4770 \text{ KN} \rightarrow$ pas de risque de soulèvement

A L'ELA :

$N_{\max \text{ ela}} = 10195 \text{ KN} < R_{c:d} = 15800 \text{ KN} \rightarrow$ pas de risque de poinçonnement.

$N_{\min \text{ ela}} = 3281.94 \text{ KN} < R_{t:d} = 7130 \text{ KN} \rightarrow$ pas de risque de soulèvement

VIII.4.2.3. Ferrailage des pieux

Tableau VIII.10 : Les efforts extrêmes agissant sur les pieux

Combinaison	N(KN)	M_y (KN.m)	M_x (KN.m)
ELU	-13332.87	-128.42	444.5
ELA	3281.94	-217.62	-329.92
ELS	-7256.53	319.3	377.68

Ferraillage longitudinal

Le ferraillage est calculé à l'aide du logiciel ROBOT Expert. Cela prend en compte une section Circulaire d'un diamètre 1.2m, en flexion composée déviée. On trouve : $A_s = 113,1 \text{ cm}^2$ avec disposition sismique

On prend $A_s = 113,1 \text{ cm}^2$

On prend 24HA25 avec $S_t = 14 \text{ cm}$

Pour les armatures transversales Selon R.P.O.A article 7.6.2.2 :

$$A_s = \frac{A_s L}{3} = 37.7 \text{ cm}^2$$

On prend 25HA 14

- on prend des cerces HA14 espacement de 15 cm dans la zone critique à une profondeur $2d$ à partir de la tête du pieu et une longueur $\pm 2d$ à partir de chaque interface entre deux couches présentant une différence marquée de raideur au cisaillement (rapport des modules de cisaillement > 6).
- Des cerces HA16 espacement de 20 cm dans la zone courante.

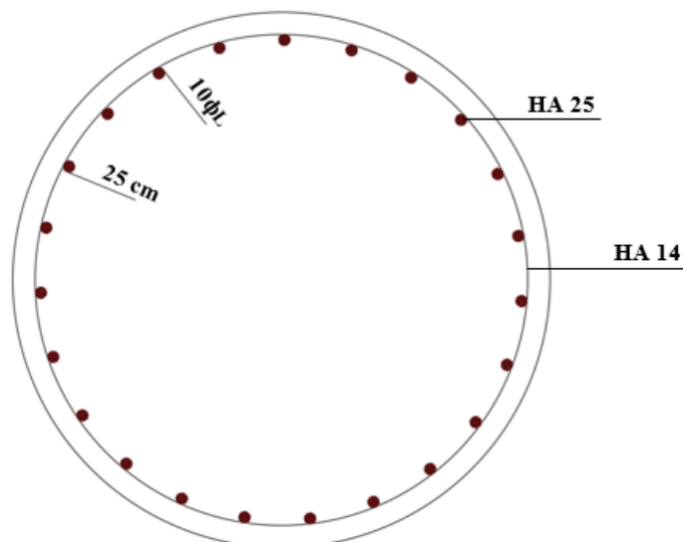


Figure VIII.9 : ferraillage de la semelle et les pieux

VIII.5. ETUDE DE LA CULEE

La culée est un élément essentiel de l'ouvrage assurant le support du tablier au niveau des extrémités du pont et la retenue des remblais d'accès. Elle est soumise à différentes actions telles que les charges transmises par le tablier, le poids propre et les poussées des terres. Cette étude a pour objectif de vérifier sa résistance et de déterminer le ferrailage nécessaire pour assurer sa stabilité et sa durabilité.

VIII.5.1. Prédimensionnement de la culée

La culée constitue l'élément de transition entre le tablier et le remblai d'accès. Elle assure la transmission des efforts provenant du tablier vers les fondations tout en retenant les terres en arrière de l'ouvrage.

Les dimensions retenues après le prédimensionnement sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau VIII.11 : Prédimensionnement de la culée

Eléments de la culée	Rôle	Dimensions
Mur de garde grève	Séparer physiquement le remblai de l'ouvrage	$h_{m_{gg}} = 3.4 \text{ m}$; $e_{m_{gg}} = 0.6 \text{ m}$ $l_{m_{gg}} = 12.6 \text{ m}$
Mur frontal	Transfert des charges verticales et support des remblais.	$h_{mf} = 6.4 \text{ m}$; $e_{mf} = 2.7 \text{ m}$ $l_{mf} = 12,6 \text{ m}$
Mur en retour	Porteur des corniches et soutien des remblais.	$h_{mr} = 9.8 \text{ m}$; $e_{mr} = 0.8 \text{ m}$ $l_{mr} = 11.4 \text{ m}$
La semelle	Supporte le poids propre de la culée et la charge provenant du tablier.	$L_s = 13,8 \text{ m}$; $e_s = 2 \text{ m}$ $l_s = 10.2 \text{ m}$

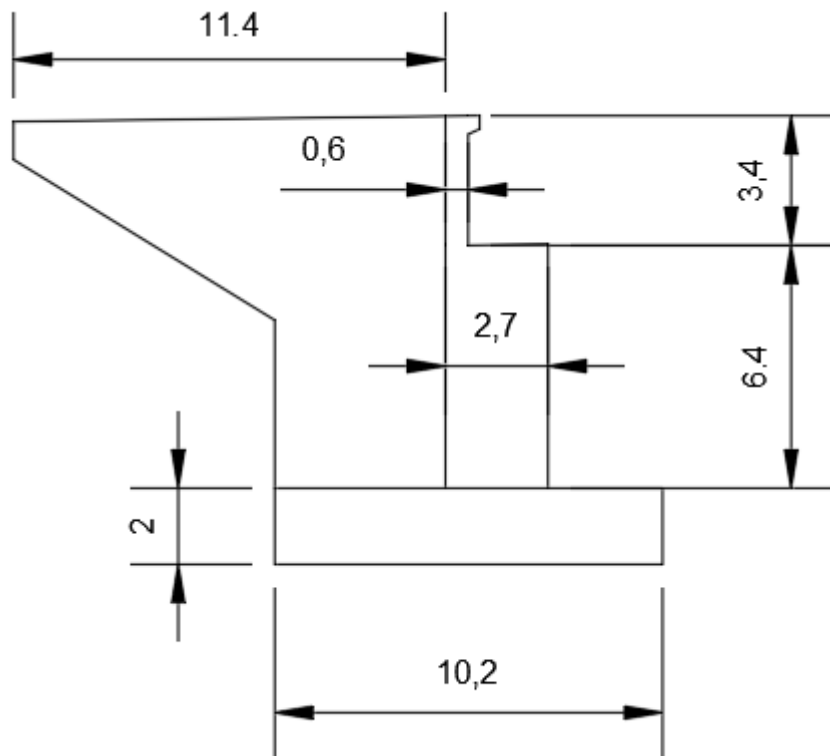


Figure VIII.10 : Dimensions de la culée

VIII.5.2. Evaluation des efforts sollicitant la culée :

Poids propre :

Le poids propre des différents éléments composant la culée est déterminé par :

$$P = \gamma_b \times V$$

avec :

- $\gamma_b = 25 \text{ KN/m}^3$: poids volumique du béton armé ;
- V : volume de l'élément considéré.

Dans la modélisation numérique réalisée sous Robot Structural Analysis, le poids propre est généré automatiquement par le logiciel.

Poussée des terres :

La poussée active des terres est évaluée à l'aide de la théorie de Coulomb.

Le coefficient de poussée active est donné par :

$$K_{ad} = \frac{\cos^2(\varphi - \theta)}{\cos^2\theta \left[1 + \sqrt{\frac{\sin\varphi \sin(\varphi - \beta - \theta)}{\cos\theta \cos\beta}} \right]^2}$$

Avec :

$$\theta = 0 ;$$

$\varphi = 30$: l'angle de frottement interne du remblai sans cohésion ;

α : Angle de talus avec l'horizontal $\alpha = 0^\circ$

β : Inclinaison de la culée β (Culée 01) $= 0^\circ$

δ : Angle de frottement (sol – béton) $\delta = 0^\circ$

On trouve les coefficients de poussées statique : $K_a = 0.33$

La contrainte horizontale de poussée s'écrit :

$$\sigma_{ha}(h) = K_a \times \gamma h \times h$$

avec : $\gamma h = 20 \text{ KN/m}^3$

D'où :

$$\sigma_{ha}(9.8) = 0.33 \times 20 \times 9.8 = 64.68 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{ha}(3.4) = 0.33 \times 20 \times 3.4 = 22.44 \text{ KN/m}^2$$

Poussée des surcharges :

Pour un ouvrage ferroviaire, la surcharge uniforme est prise égale à :

$$q = 30 \text{ KN/m}^2$$

La pression horizontale équivalente vaut :

$$Q = 0.33 \times 30 = 9.9 \text{ KN/m}^2$$

Descente des charges

Les réactions d'appuis ont été extraites à partir du modèle global réalisé sous Midas Civil.

Appui gauche :

$$\text{ELU : } F_x = 32 \text{ KN ; } F_y = 66.5 \text{ KN ; } F_z = 4648.6 \text{ KN}$$

$$\text{ELS : } F_x = 24.4 \text{ KN ; } F_y = 35.5 \text{ KN ; } F_z = 3662.6 \text{ KN}$$

Appui droite :

$$\text{ELU : } F_x = 32 \text{ KN ; } F_y = 66.5 \text{ KN ; } F_z = 4795.4 \text{ KN}$$

$$\text{ELS : } F_x = 24.4 \text{ KN ; } F_y = 35.5 \text{ KN ; } F_z = 3599.2 \text{ KN}$$

Ces efforts ont été appliqués sur le modèle tridimensionnel de la culée afin de déterminer les sollicitations internes et d'effectuer le dimensionnement des différents éléments en béton armé.

VIII.5.3. Modelisation avec robot structural analysis :

La culée a été modélisée à l'aide du logiciel Robot Structural Analysis afin d'évaluer son comportement sous l'effet des différentes sollicitations.

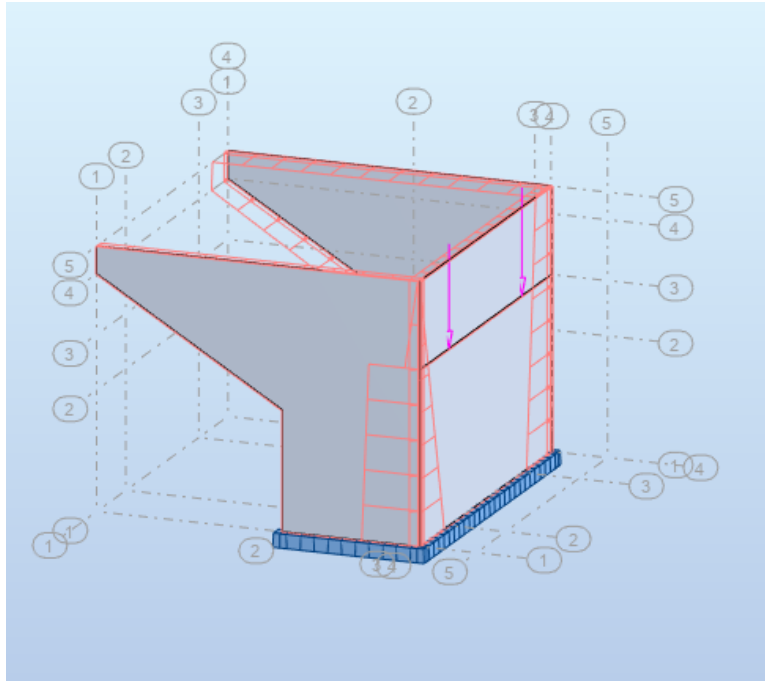


Figure VIII.11 : modélisation de la culée avec logiciel Robot

VIII.5.4. Ferrailage des éléments de la culée :

Le dimensionnement des armatures a été réalisé à l'aide du module Robot Expert conformément aux prescriptions du règlement en vigueur. Les sections d'acier retenues correspondent aux combinaisons de charges les plus défavorables.

a) Mur frontal :

Le mur frontal constitue l'élément principal de la culée. Il est soumis simultanément à des efforts normaux importants provenant du tablier et à la poussée des terres. Son fonctionnement est donc assimilé à une section en flexion composée.

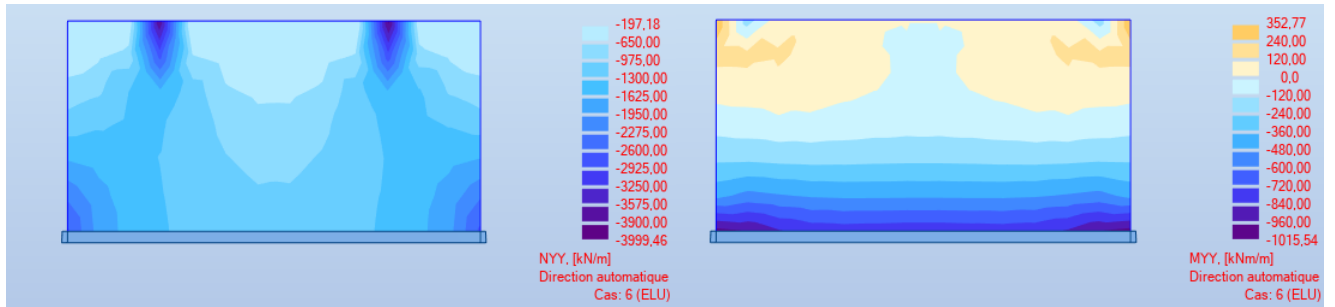
ferrailage vertical :

Figure VIII.12 : Les sollicitations Nyy et Myy a l'ELU sur le mur frontal avec logiciel Robot

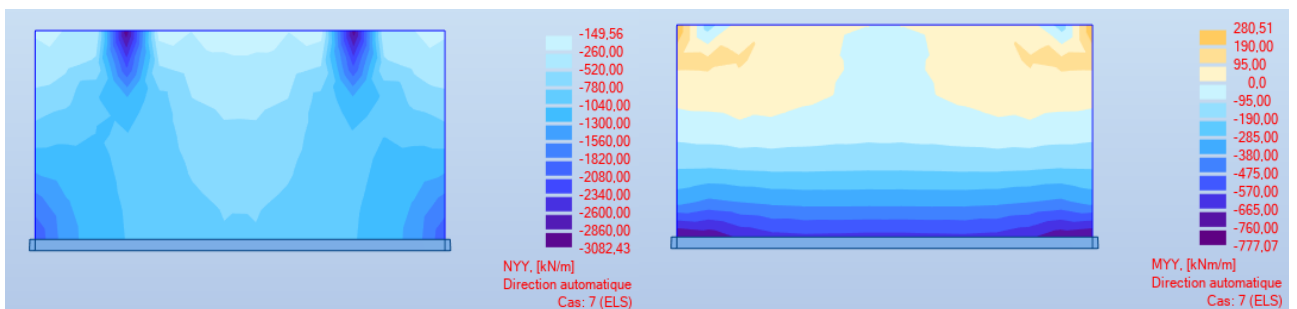


Figure VIII.13 : Les sollicitations Nyy et Myy a l'ELS sur le mur frontal avec logiciel Robot

Sollicitations maximales

ELU : Nyy = -3999.46 KN/ml

Myy = -1015.54 KN*m /ml

ELS: Nyy = -3082.43 KN/ml

Myy = -777.07 KN*m /ml

Calcul de la section d'acier :

Robot Expert considère une section rectangulaire de dimensions :

$$1,00 \times 2,70 \text{ m}^2$$

Armatures retenues

- **Armatures principales côté remblai :**

$A_s = 77.2 \text{ cm}^2$, donc : on opte pour 7HA32+7HA20/ml ($A_s = 78.29 \text{ cm}^2$) avec un espacement de 15 cm.

- **Armatures côté tablier :**

on opte pour 7HA25/ml ($A's = 34.36 \text{ cm}^2$) avec un espacement de 15 cm.

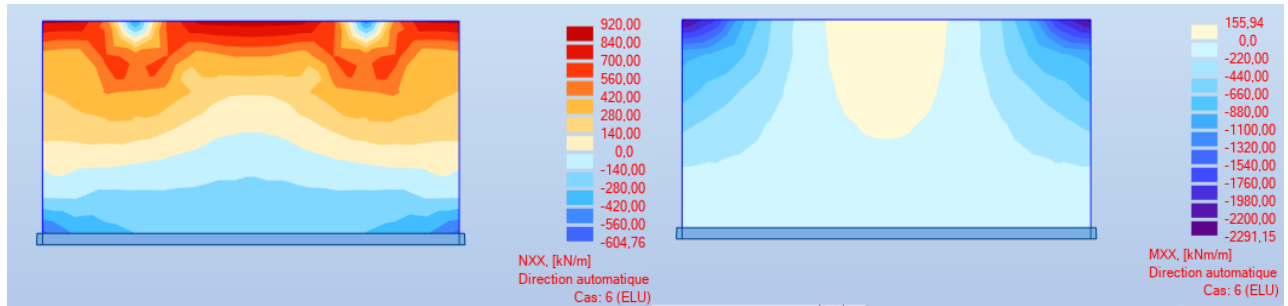
ferrailage horizontal :

Figure VIII.14 : Les sollicitations N_{xx} et M_{xx} à l'ELU sur le mur frontal avec logiciel Robot

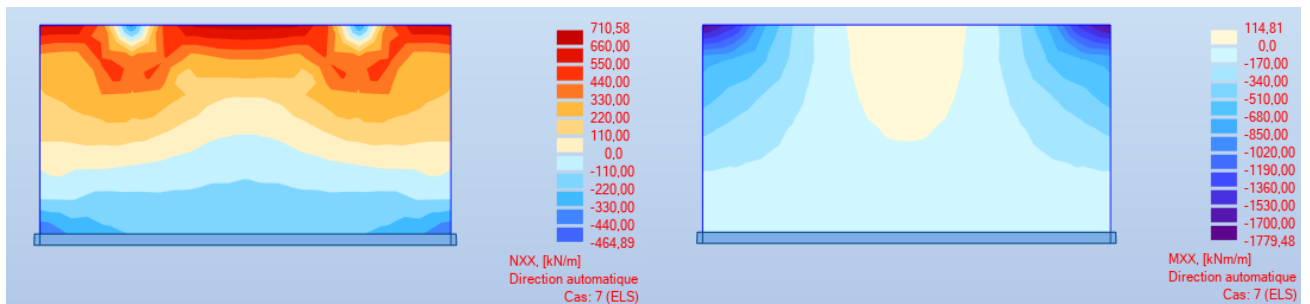


Figure VIII.15 : Les sollicitations N_{xx} et M_{xx} à l'ELS sur le mur frontal avec logiciel Robot

Sollicitations maximales

ELU : $N_{xx} = 920 \text{ KN/ml}$

$M_{xx} = -2291.15 \text{ KN*m /ml}$

ELS: $N_{xx} = 710.58 \text{ KN/ml}$

$M_{xx} = -1779.48 \text{ KN*m /ml}$

Calcul de la section d'acier :**Armatures retenues**

- **Côté remblai :**

$A_s = 23.8 \text{ cm}^2$, donc : on opte pour 8HA20/ml ($A_s = 25.13 \text{ cm}^2$) avec un espacement de 12.5 cm.

- **Côté tablier :**

on opte pour 8HA20/ml ($A_s = 25.13 \text{ cm}^2$) avec un espacement de 12.5 cm.

b) Mur garde-grève :

Le mur garde-grève est principalement sollicité par la poussée des terres et travaille en flexion simple.

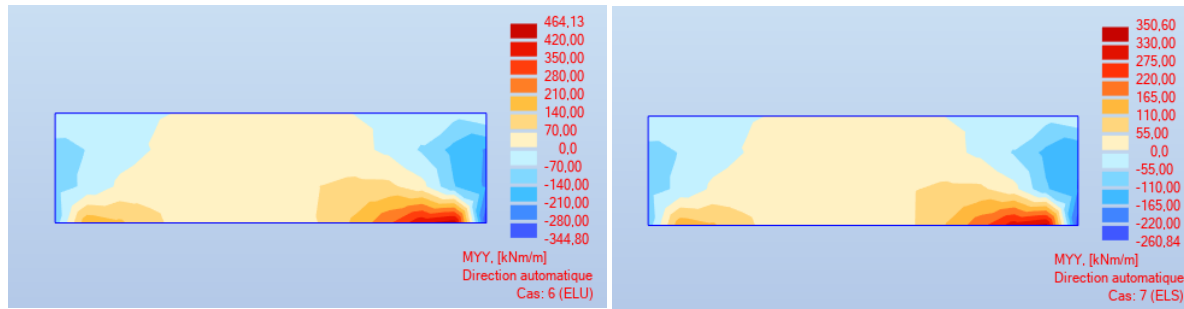
ferraillage vertical :

Figure VIII.16 : Les moments Myy a l'ELS et a l'ELU sur le mur garde grève avec logiciel Robot

Sollicitations maximales

ELU : Myymax = 464.13 KN/ml

Myymmin = -344.8 KN*m /ml

ELS: Myymax = 350.6 KN/ml

Myymmin = -260.84 KN*m /ml

Calcul de la section d'acier :

Section étudiée :

1,00×0,60 m

Armatures retenues

- **Côté remblai :**

As = 28.3 cm², donc : on opte pour 7HA25/ml (As = 29.45 cm²) avec un espacement de 15 cm.

- **Côté tablier :**

A's = 20.7 cm², on opte pour 7HA20/ml (A's = 21.99 cm²) avec un espacement de 15 cm.

Ferraillage horizontal

Selon RPOA :

$$\frac{A_{sv}}{4} < A_h < \frac{A_{sv}}{2}$$

D'où : $7.075 \text{ cm}^2 < A_h < 14.15 \text{ cm}^2$

On prend :

côté remblai : 7HA16 espacement 15 cm

côté tablier : 7HA14 espacement 15 cm

c) Mur en retour :

Le mur en retour assure le confinement latéral des remblais et travaille essentiellement en flexion simple sous l'effet des poussées horizontales.

ferrailage vertical :

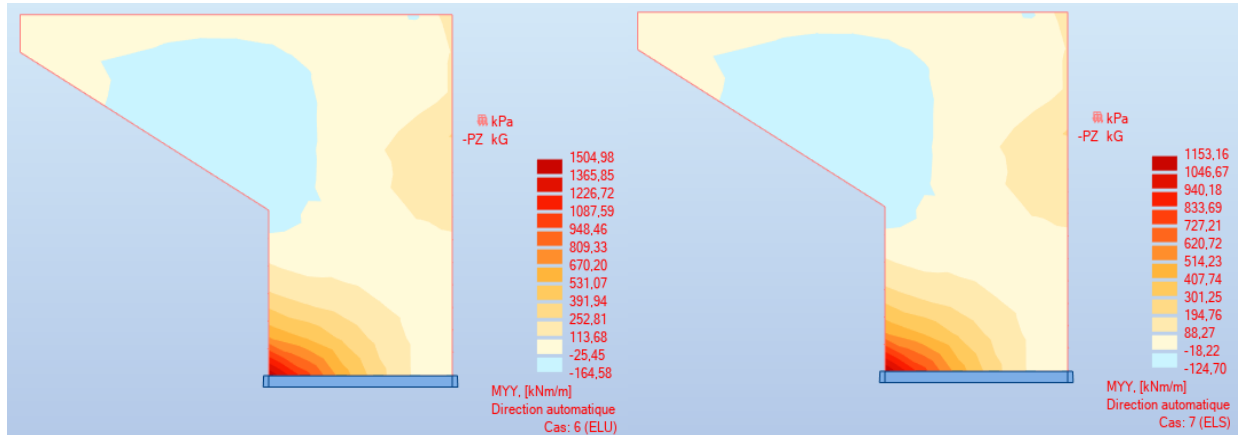


Figure VIII.17 : Les moments M_{yy} a l'ELS et a l'ELU sur le mur en retour avec logiciel Robot

Sollicitations maximales

ELU : $M_{y\max} = 1504.98 \text{ KN/ml}$

$M_{y\min} = -164.45 \text{ KN*m /ml}$

ELS: $M_{y\max} = 1153.16 \text{ KN/ml}$

$M_{y\min} = -124.7 \text{ KN*m /ml}$

Calcul de la section d'acier :

Section étudiée :

1,00×0,80 m

Armatures retenues

- Côté remblai :

$A_s = 70.7 \text{ cm}^2$, donc : on opte pour 7HA32+7HA20/ml ($A_s = 78.29 \text{ cm}^2$) avec un espacement de 15 cm.

- Côté tablier :

on opte pour 7HA16/ml ($A_s = 14.07 \text{ cm}^2$) / coté tablier avec un espacement de 15 cm.

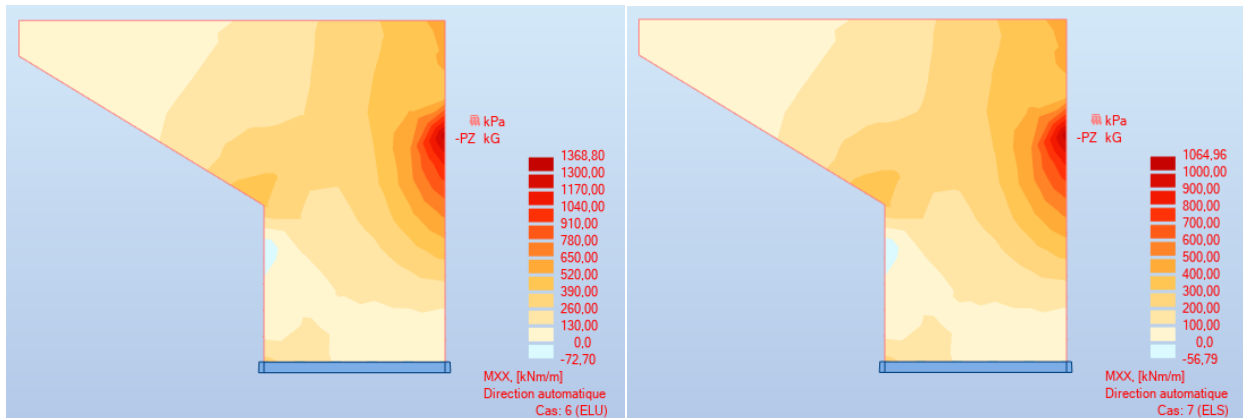
ferrailage horizontal :

Figure VIII.18 : Les moments M_{xx} a l'ELS et a l'ELU sur le mur en retour avec logiciel Robot

Sollicitations maximales

ELU : $M_{xxmax} = 1368.8 \text{ KN/ml}$

$M_{xxmin} = -72.7 \text{ KN*m /ml}$

ELS: $M_{xxmax} = 1064.96 \text{ KN/ml}$

$M_{xxmin} = -56.79 \text{ KN*m /ml}$

Calcul de la section d'acier :

Section étudiée :

1,00×0,80 m

Armatures retenues

- **Côté remblai :**

$A_s = 65 \text{ cm}^2$, donc : on opte pour 7HA32+7HA16/ml ($A_s = 70.37 \text{ cm}^2$) / coté remblai, avec un espacement de 15 cm.

- **Côté tablier :**

on opte pour 7HA16/ml ($A_s = 14.07 \text{ cm}^2$) / coté tablier avec un espacement de 15 cm.

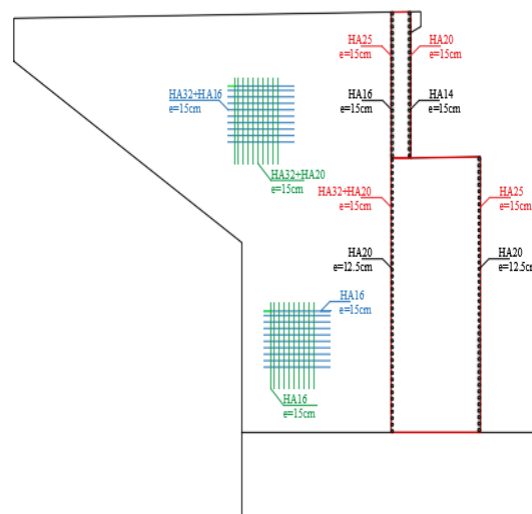


Figure VIII.19 : plan de ferrailage de la culee

VIII.5.4. Conclusion

L'étude de la culée a permis de déterminer les sollicitations engendrées par les charges permanentes, les réactions du tablier ainsi que les poussées des terres et des surcharges ferroviaires. La modélisation tridimensionnelle réalisée sous Robot Structural Analysis a permis d'obtenir les efforts internes les plus défavorables et de procéder au dimensionnement des armatures. Les sections d'acier retenues satisfont les exigences de résistance et de stabilité à l'ELU et à l'ELS, garantissant ainsi la sécurité et la durabilité de l'ouvrage.

VIII.6. CONCLUSION

L'étude de l'infrastructure a permis de dimensionner et de vérifier les piles, les culées et les fondations du pont. Les résultats obtenus montrent que les éléments étudiés présentent une résistance et une stabilité suffisantes pour assurer la sécurité et la durabilité de l'ouvrage.

CONCLUSION GENERALE

CONCLUSION GENERALE

Ce projet de fin d'études, réalisé à l'École Nationale Supérieure des Travaux Publics (ENSTP), nous a offert l'opportunité d'appliquer nos connaissances théoriques à travers l'étude complète d'un ouvrage d'art ferroviaire stratégique. Il nous a permis d'appréhender concrètement toutes les étapes de conception d'une structure complexe, depuis l'analyse conceptuelle jusqu'au dimensionnement rigoureux des éléments.

Le choix d'un tablier mixte bi-poutre en acier-béton pour franchir une portée hyperstatique de 50 mètres s'est révélé particulièrement performant et adapté aux exigences rigides du trafic ferroviaire. Ce type de structure combine de manière optimale la haute résistance à la traction de la charpente métallique et la rigidité en compression de la dalle en béton. Cependant, la nature continue et hyperstatique de l'ouvrage, associée aux exigences strictes de stabilité, a introduit d'importantes complexités mécaniques, notamment la gestion des sollicitations inverses entre les zones en travée et les zones sur appuis intermédiaires, nécessitant des vérifications précises au point de vue de la fissuration du béton, du traînage de cisaillement et du flambement local.

La résolution de ces problématiques complexes a imposé le déploiement d'une méthodologie de calcul avancée, s'appuyant sur des outils numériques de pointe. L'utilisation combinée de logiciels de simulation structurelle tels que MIDAS Civil et Robot Structural Analysis, complétée par Robot Expert 2010 pour le calcul détaillé du ferrailage et les vérifications structurales, ainsi qu'AutoCAD pour la précision graphique, a été essentielle. Ces solutions technologiques ont permis de modéliser avec fidélité le comportement global et local du pont, en intégrant notamment une analyse rigoureuse du phasage constructif. Cette approche évolutive a permis de capturer les sollicitations réelles et les déformations cumulées subies par la charpente avant la mise en continuité complète du tablier.

Sur le plan normatif, ce projet a constitué une opportunité majeure de maîtriser les référentiels techniques en vigueur. Le dimensionnement et les vérifications structurales ont été menés conformément aux exigences des Eurocodes (notamment les Eurocodes 3 et 4 pour les structures mixtes), complétés par les dispositions du BAEL pour les éléments en béton armé, les règles parasismiques du RPOA 2008 pour la tenue dynamique sous séisme, ainsi que les fiches UIC indispensables pour répondre aux critères de confort, de flèche et de sécurité propres aux infrastructures ferroviaires. Les justifications dynamiques ont permis de valider la stabilité globale de l'ouvrage face aux vibrations et aux effets d'impact induits par le passage des convois.

Véritable passerelle vers le monde professionnel, ce projet a forgé notre esprit d'analyse, notre rigueur d'ingénieur et notre maîtrise des outils numériques. Nous espérons que cette étude constituera une référence utile pour de futurs projets de ponts mixtes hyperstatiques et marquera le début de notre contribution au développement des infrastructures de transport

BIBLIOGRAPHIE

- Règles B.A.E.L 91 modifiées 99 — Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé, suivant la méthode des états limites.
- Règles B.P.E.L. 91 — Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton précontraint, suivant la méthode des états limites.
- Eurocode 1 — Actions on structure.
- Eurocodes 3 et 4.
- Document SETRA, Ponts mixtes acier-béton bipoutres, Guide de conception, SETRA, France, 1990.
- RPOA 2008 — Règles parasismiques Algérien applicables au domaine des ouvrages d’art.
- FASCICULE N° 62 - Titre V : règles techniques de conception et de calcul des fondations des ouvrages de génie civil.
- VIPP le bon pont à poutres préfabriquées précontraintes par post-tension — Guide de conception / Document SETRA.
- Code UIC.
- Ponts en béton précontraint encorbellements successifs 2003/ Document SETRA.
- Appareils d’appuis à pot — Guide technique / Document SETRA
- UIC 776-1 — Charges à prendre en considération dans le calcul des ponts-rails.
- Appuis des Tabliers (ferraillage) — Document SETRA PP73.
- Abaque du WALTHER (ferraillage).

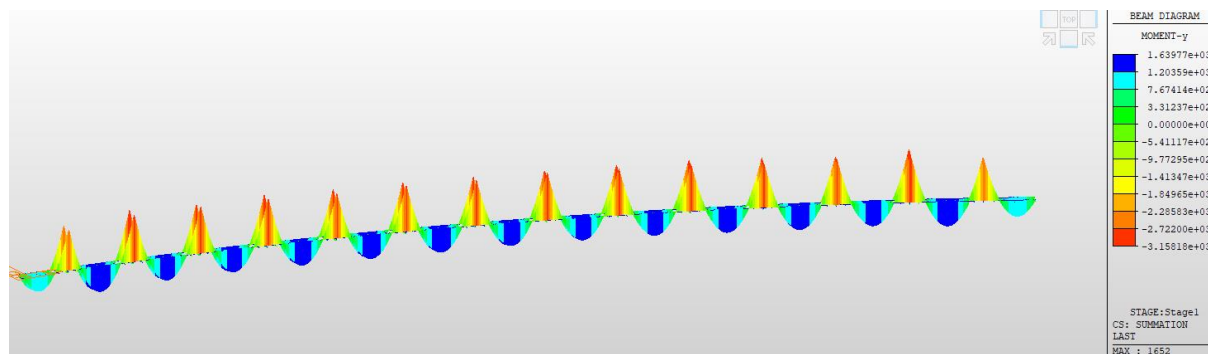
LOGICIELS DE CALCUL

- MIDAS CIVIL 2022 —Modélisation et évaluation des efforts
- ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS — Modélisation
- EXPERT BA 2010 — Calcul du ferraillage.
- AUTOCAD 2021 — Dessins.
- EXCEL — Préparation des tableaux et les feuilles de calcul.
- Word — Rédaction.

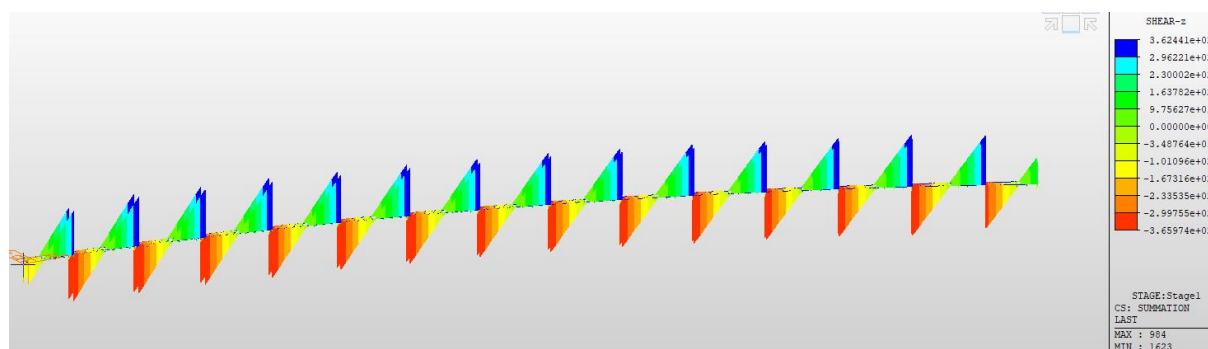
ANNEXE A

DIAGRAMMES DES EFFORTS

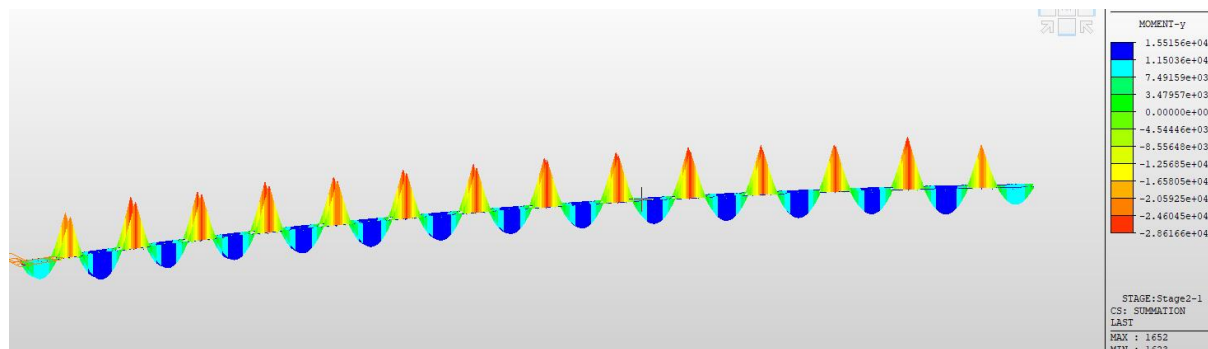
INTERNES



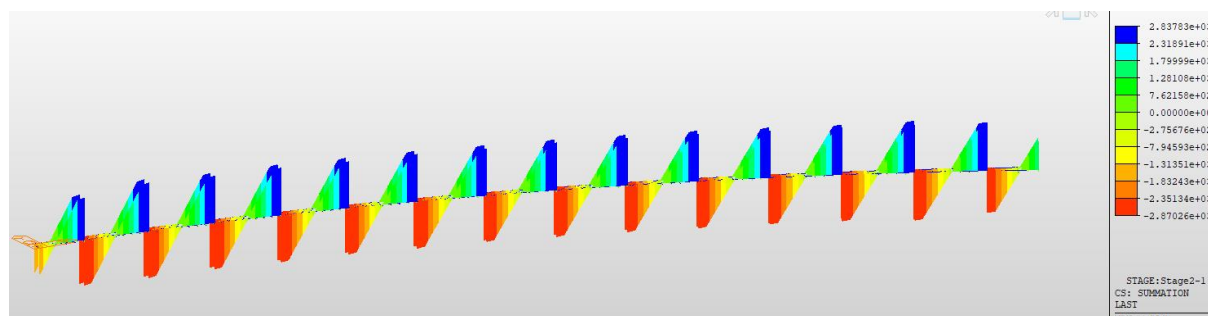
Moment pour le stage de construction 1 poutre seule



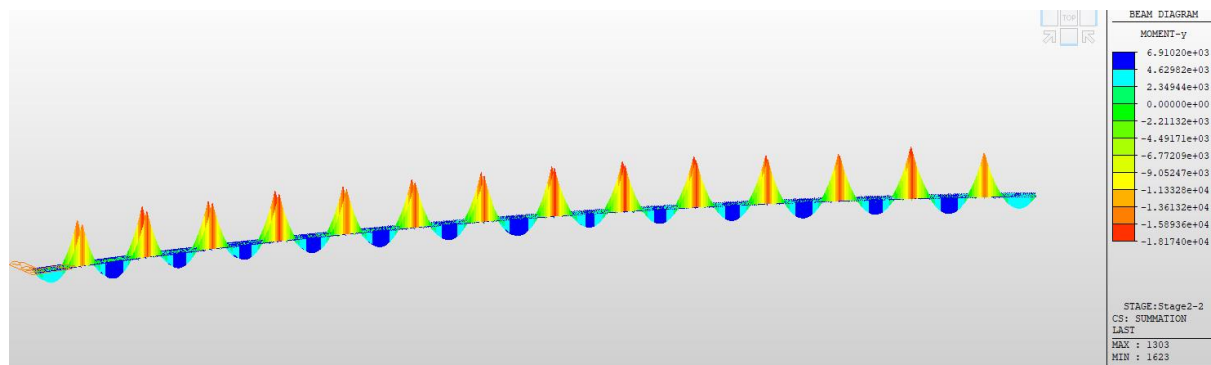
Effort tranchant pour le stage de construction 1 poutre seule



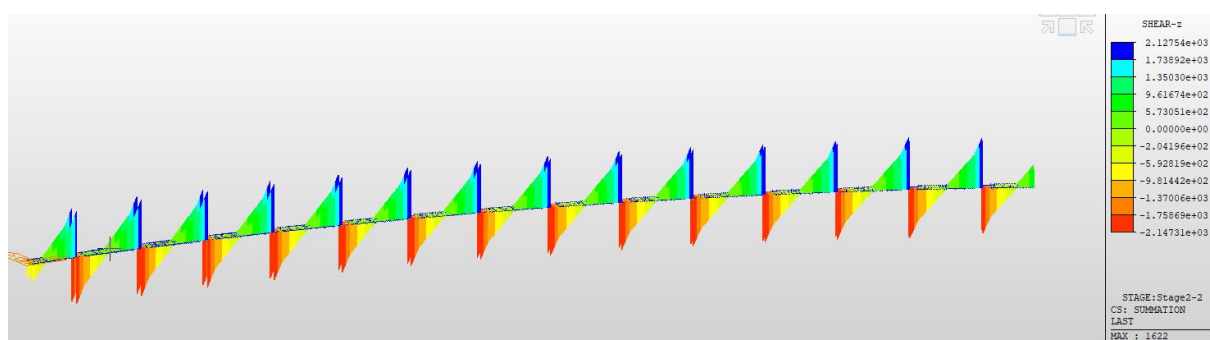
Moment pour le stage de construction 2 bétonnage mi travée



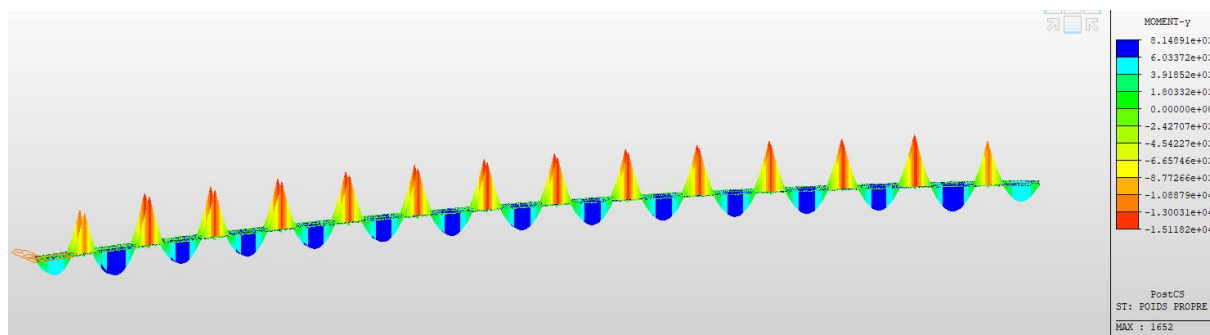
Effort tranchant pour le stage de construction 2 bétonnage mi travée



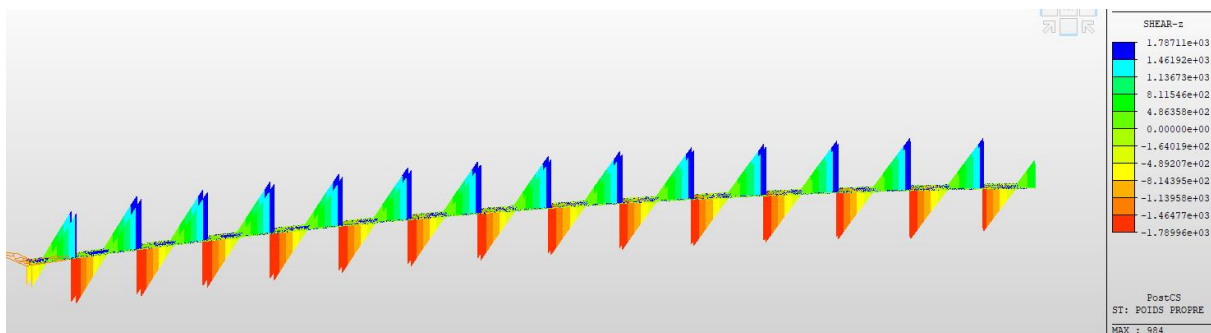
Moment pour le stage de construction 3 bétonnage sur appuis



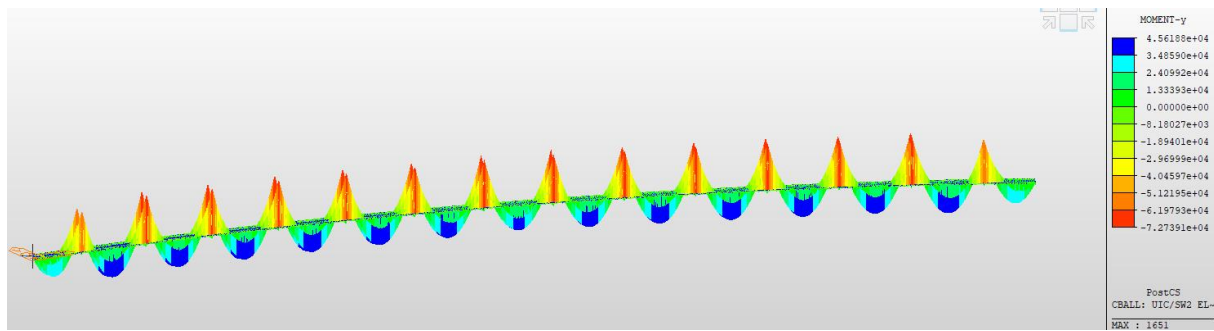
Effort tranchant pour le stage de construction 2 bétonnage sur appuis



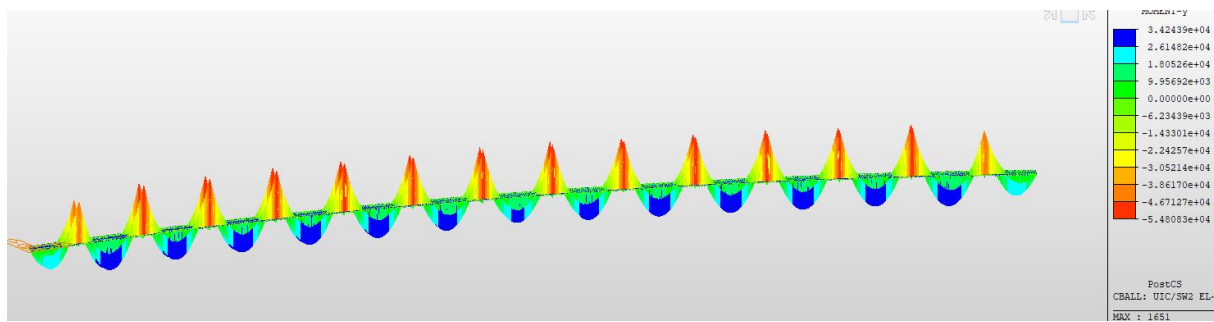
Moment du au poids propre



Effort tranchant du au poids propre



Moment de la combinaison $1.35G+1.45UIC71+1.2S W/2 \pm 0.9T$



Moment de la combinaison $G+UIC71+SW/2+T$

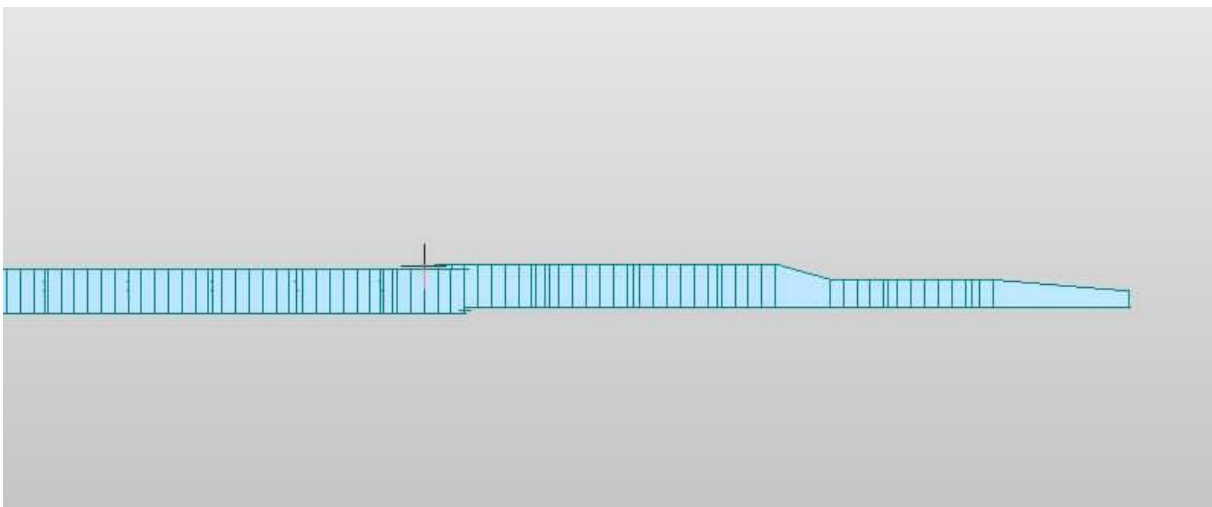


Figure VI.11: Vue en long de la poutre avec avant bec.

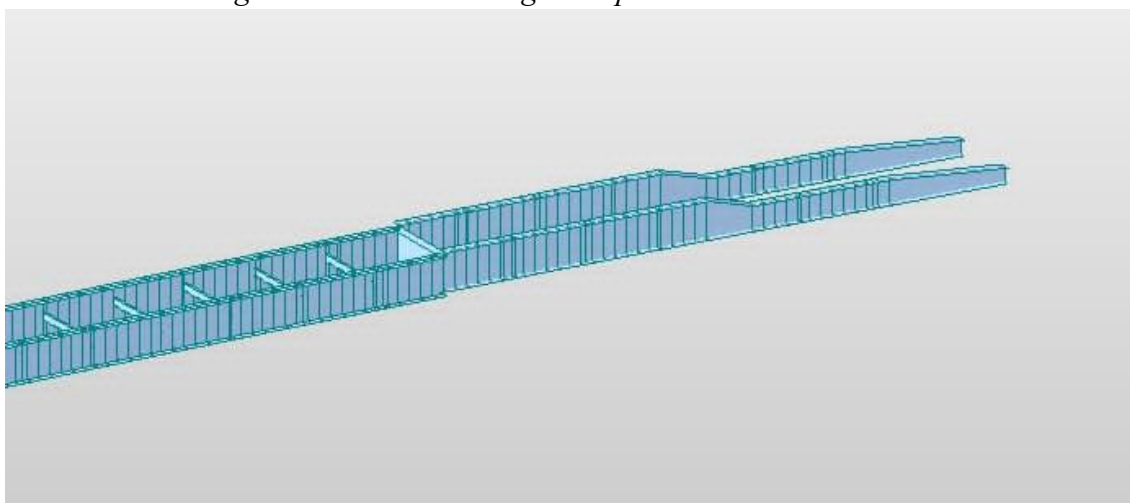


Figure VI.12 : Vue en plan de la poutre avec avant bec.

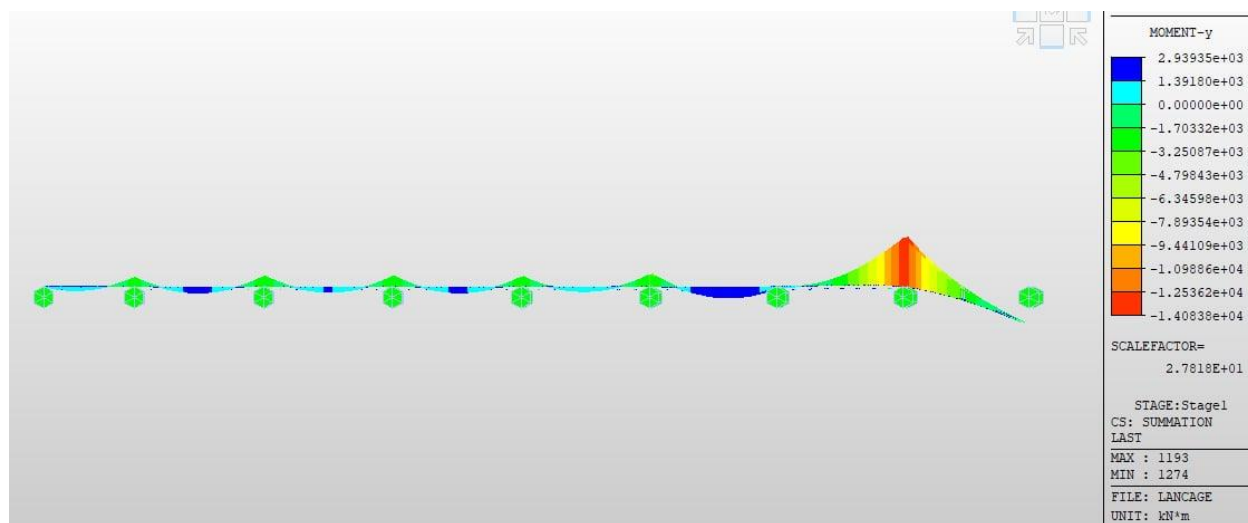


Figure VI.13 : Diagramme des moments.

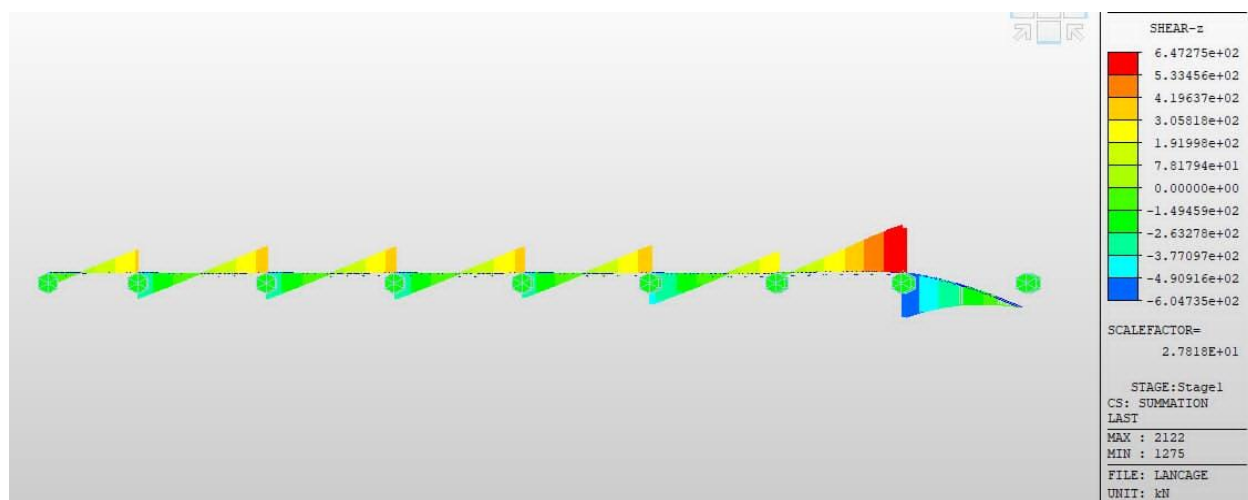


Figure VI.15 : Diagramme de l'effort tranchant.

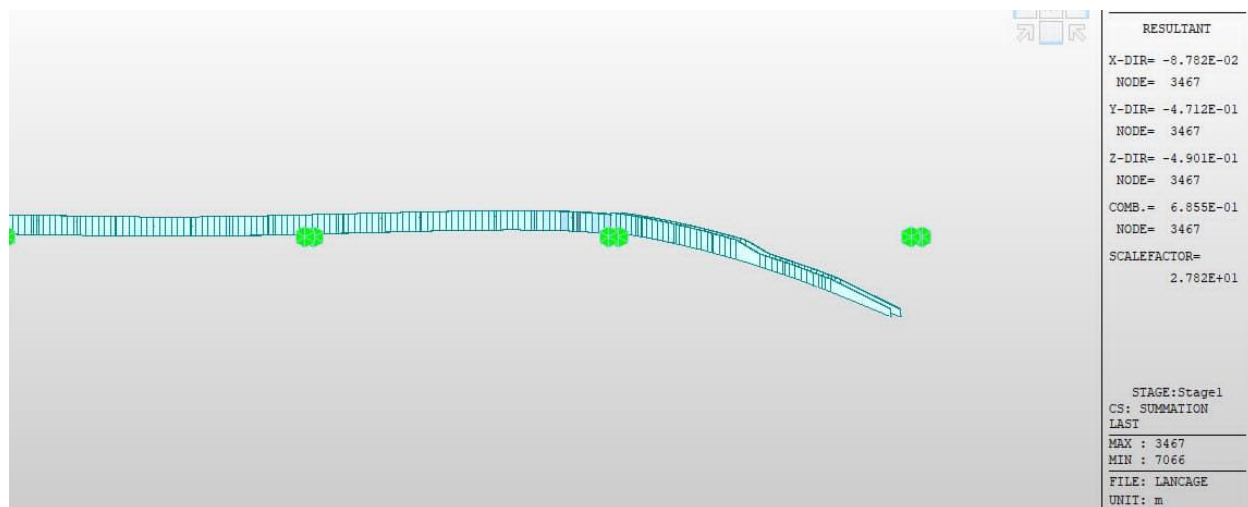


Figure VI.16 : La flèche obtenue avant accostage.

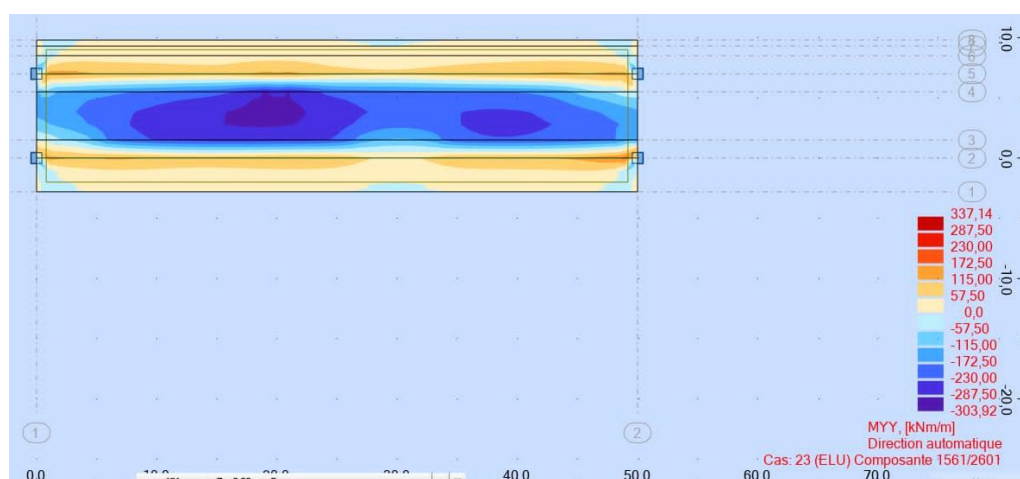


Figure VI.23 : Cartographie de moment fléchissants M_{yy} dans la dalle à l'ELU

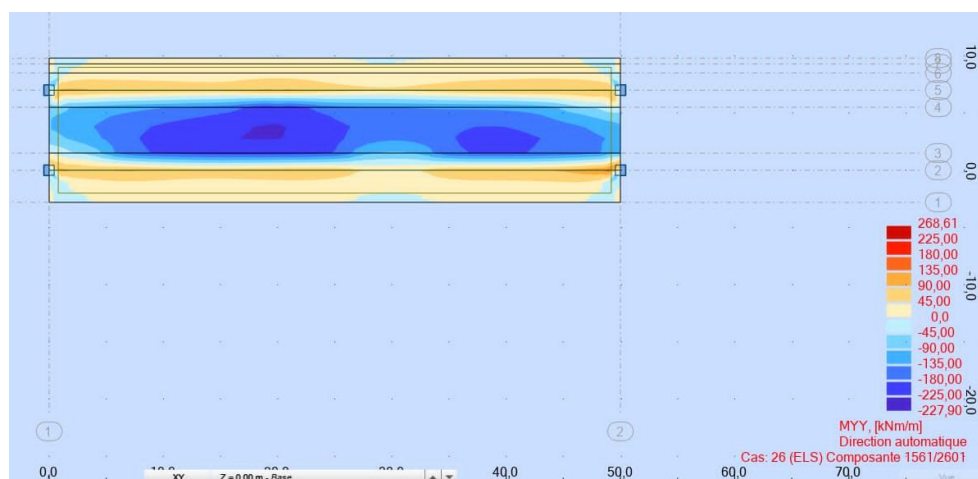


Figure VI.24 : Cartographie du moment fléchissants M_{yy} dans la dalle à l'ELS

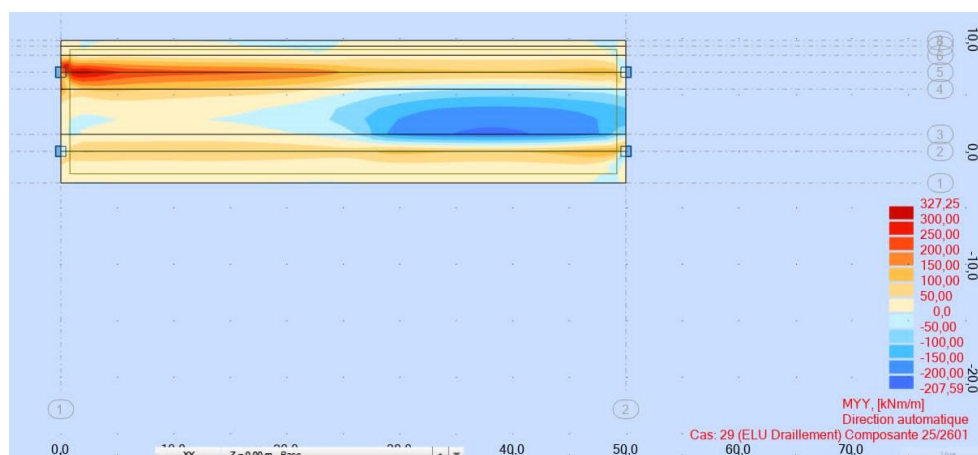


Figure VI.25 : Cartographie de moment fléchissants M_{yy} dans la dalle en porte-à-faux à l'ELU

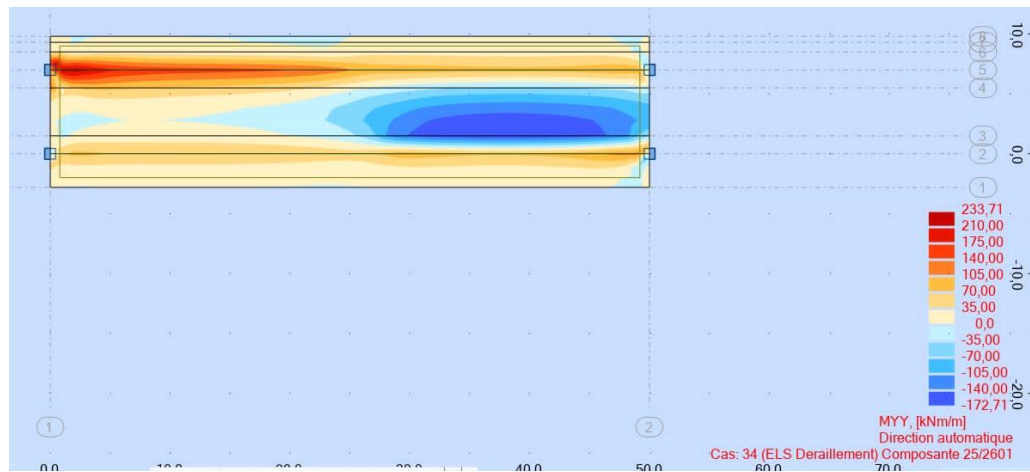


Figure VI.26 : Cartographie de moment fléchissants M_{yy} dans la dalle en porte-à-faux à l'ELS

ANNEXE B

TABLEAUX DE CALCUL

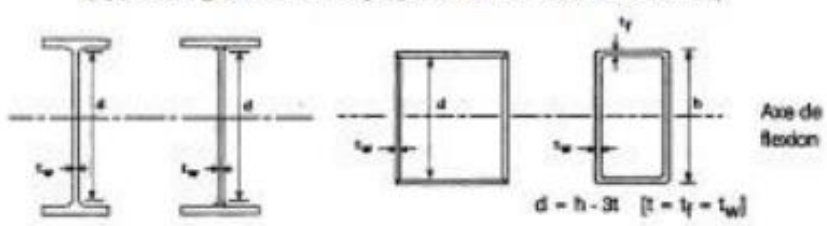
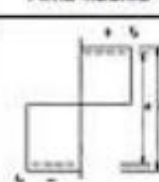
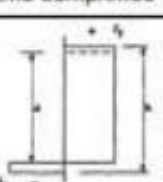
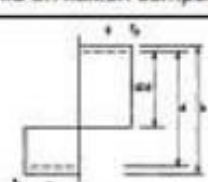
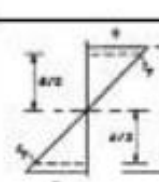
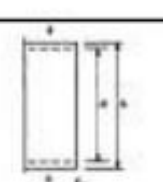
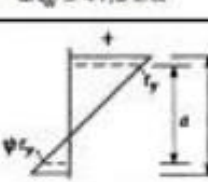
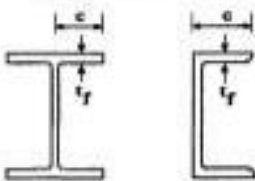
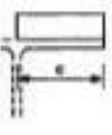
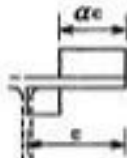
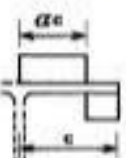
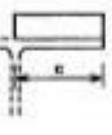
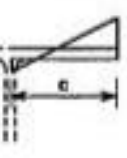
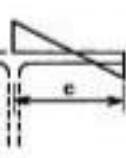
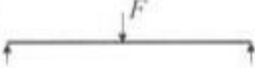
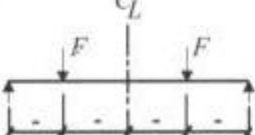
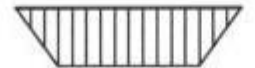
Tableau 5.3.1 (Feuille 1)		Rapports largeur maximaux pour parois comprimées		
(a) <u>Âmes</u> : (parois internes perpendiculaires à l'axe de flexion)				
				
Classe	Âme fléchie	Âme comprimée	Âme en flexion composée	
Distribution de contraintes dans la paroi (compression positive)				
1	$d/t_w \leq 72 \epsilon$	$d/t_w \leq 33 \epsilon$	Quand $\alpha > 0,5$: $d/t_w \leq 396 \epsilon / (13 \alpha - 1)$ Quand $\alpha < 0,5$: $d/t_w \leq 36 \epsilon / \alpha$	
2	$d/t_w \leq 83 \epsilon$	$d/t_w \leq 38 \epsilon$	Quand $\alpha > 0,5$: $d/t_w \leq 456 \epsilon / (13 \alpha - 1)$ Quand $\alpha < 0,5$: $d/t_w \leq 41,5 \epsilon / \alpha$	
Distribution de contraintes dans la paroi (compression positive)				
3	$d/t_w \leq 124 \epsilon$	$d/t_w \leq 42 \epsilon$	Quand $\psi > -1$: $d/t_w \leq 42 \epsilon / (0,67 + 0,33 \psi)$ Quand $\psi \leq -1$: $d/t_w \leq 62 \epsilon (1 - \psi) / (-\psi)$	
$\epsilon = \sqrt{235 / f_y}$	f_y (N/mm ²)	235	275	355
	ϵ	1	0,92	0,81

Tableau 5.3.1 (Feuille 3)		Rapports largeur-épaisseur maximaux pour parois comprimées		
(b) Parois semelles en console :				
				
Sections laminées		Sections soudées		
Classe	Type de section	Paroi comprimée	Paroi en flexion composée	
			bord comprimé	bord tendu
Distribution de contraintes dans la paroi (compression positive)				
1	laminées soudées	$c/t_f \leq 10 \varepsilon$ $c/t_f \leq 9 \varepsilon$	$c/t_f \leq \frac{10\varepsilon}{\alpha}$ $c/t_f \leq \frac{9\varepsilon}{\alpha}$	$c/t_f \leq \frac{10\varepsilon}{\alpha \sqrt{\alpha}}$ $c/t_f \leq \frac{9\varepsilon}{\alpha \sqrt{\alpha}}$
			$c/t_f \leq \frac{11\varepsilon}{\alpha}$ $c/t_f \leq \frac{10\varepsilon}{\alpha}$	$c/t_f \leq \frac{11\varepsilon}{\alpha \sqrt{\alpha}}$ $c/t_f \leq \frac{10\varepsilon}{\alpha \sqrt{\alpha}}$
Distribution de contraintes dans la paroi (compression positive)				
3	laminées soudées	$c/t_f \leq 15 \varepsilon$ $c/t_f \leq 14 \varepsilon$	$c/t_f \leq 23 \varepsilon \sqrt{k_\sigma}$ $c/t_f \leq 21 \varepsilon \sqrt{k_\sigma}$ Pour k_σ voir tableau 5.3.3	
$\varepsilon = \sqrt{235 / f_y}$		f_y (N/mm ²)	235	275
		ε	1	0,92
				355
				0,81

Chargement et conditions d'appuis	Diagramme de moment de flexion	Valeur de k	Coefficients		
			C_1	C_2	C_3
		1,0	1,132	0,459	0,525
		0,5	0,972	0,304	0,980
		1,0	2,57	1,562	0,753
		0,5	0,712	0,652	1,070
		1,0	1,365	0,553	1,730
		0,5	1,070	0,432	3,050
		1,0	1,565	1,267	2,640
		0,5	0,938	0,715	4,800
		1,0	1,046	0,430	1,120
		0,5	1,010	0,410	1,890

Phase de construction	Charge		Moment sollicitant Med (MN.m)	
			Sur app	Mi trav
Phase 1	Poutre seule		3.158	1.63977
Phase 2	Béton frais à mi-travée		28.62	15.55
Phase 3	Béton frais sur appuis		18.17	6.91
Phase 4	ELU	1.35G+1.45 (UIC71+UIC71) $\pm 0.9T$	70.29	43.25
		1.35G+1.45 (UIC71+SW/0) $\pm 0.9T$	69.17	44.34
		1.35G+1.45UIC71+1.2S W/2 $\pm 0.9T$	72.74	45.62
		1.35G+1.45 (SW/0+SW/0) $\pm 0.9T$	62.94	41.52
		1.35G+1.45 SW0 +1.45 SW/2 $\pm 0.9T$	67.02	44.11
	ELS caractéristique	G+UIC 71 +UIC 71 + T	52.35	31.96
		G+UIC71+SW/0+T	51.5	32.72
		G+UIC71+SW/2+T	54.81	34.24
		G+SW0 +SW0 + T	47.13	30.77
		G+SW0 +SW2 + T	52.65	22.57
	ELS fréquent	G+0.7(UIC71+UIC71) +0.6T	47.53	28.37
		G+0.7(UIC71+SW/0) +0.6T	46.6	28.92
		G+0.7(UIC71+SW/2) +0.6T	49.17	29.97
		G+0.7(SW/0+SW/0) +0.6T	43.8	27.56
		G+0.7(SW/0+SW/2) +0.6T	47.75	29.28

Phase de construction	Charge		Efforts tranchants sollicitant Ved (MN)
Phase 1	Poutre seule		0.366
Phase 2	Béton frais à mi-travée		2.87
Phase 3	Béton frais sur appuis		2.15
Phase 4	ELU	1.35G+1.45 (UIC71+UIC71) ±0.9T	8.19
		1.35G+1.45 (UIC71+SW/0) ±0.9T	8.29
		1.35G+1.45UIC71+1.2S W/2 ±0.9T	8.43
		1.35G+1.45 (SW/0+SW/0) ±0.9T	8.02
		1.35G+1.45 SW0 +1.45 SW/2 ±0.9T	8.28
		G+UIC 71 +UIC 71 + T	6.11
		G+UIC71+SW/0+T	6.17

	ELS caractéristique	G+UIC71+SW/2+T	6.46
		G+SW0 +SW0 + T	6
		G+SW0 +SW2 + T	6.44
	ELS fréquent	G+0.7(UIC71+UIC71) +0.6T	5.58
		G+0.7(UIC71+SW/0) +0.6T	5.62
		G+0.7(UIC71+SW/2) +0.6T	5.82
		G+0.7(SW/0+SW/0) +0.6T	5.51
		G+0.7(SW/0+SW/2) +0.6T	5.8

Paroie	Epaisseur (mm)	Contrainte admissible (mpa)
Semelle sup sur appuis	40	345
Semelle sup mi travée	45	335
Ame	30	345
Semelle inf mi travée	50	335
Semelle inf sur appuis	60	335

Paroie comprimé	Classification des sections					
	c(m)	t(m)	c/t	ε	Verification	Classe
Semelle sup	0.4875	0.04	12.1875	0.81	11.391	4
Ame	3	0.025	120.00	0.81	100.88	4
Semelle inf	0.5875	0.05	11.75	0.81	11.391	4

	Dimension	A(cm ²)	y'b(cm)	S(Δ)	di	I0(cm ⁴)	A*di ² (cm ⁴)
(1)	630x35	22050	22.5	496125	-0.4642	2250937.5	4751.370162
(2)	100x5	500	2.5	1250	19.5358	1041.66667	190823.7408
(3)	5x5	25	3.333	83.325	18.7028	34.72	8744.868196
		22575					
			22.0358				
				497458.325			
						2456333.866	

Paroie comprimé	Classification des sections					
	c(m)	t(m)	c/t	ε	Verification	Classe
Semelle sup Sur appui	0.4875	0.04	12.1875	0.81	/	/
Semelle sup mi-travée	0.485	0.045	10.78	0.81	11.391	3
Ame	3	0.03	100.00	0.81	100.88	3
Semelle inf Sur appui	0.5875	0.06	9.75	0.81	11.391	3
Semelle inf mi-travée	0.5875	0.05	11.75	0.81	/	/

	Notation	Section
Aire	$A(m^2)$	0.202
Centre de gravité	$V_s (m)$	1.784
	$V_i(m)$	1.316
Moment d'inertie	$I(m^4)$	0.3164

	Notation	Section Phase 2 (n=18)		Section Phase 3 (n=15)		Section Phase 4 (n=6)	
		M+	M-	M+	M-	M+	M-
Aire	$A(m^2)$	0.3204	0.202	0.3455	0.202	0.5713	0.202
Centre de gravité	$V_s (m)$	0.926	1.784	0.843	1.784	0.423	1.784
	$V_i(m)$	2.169	1.316	2.252	1.316	2.672	1.316
an	$an(m)$	0.737	0.000	0.820	0.000	1.240	0.000
bn	$bn(m)$	1.146	0.000	1.063	0.000	0.643	0.000
Moment d'inertie	$I(m^4)$	0.581	0.3164	0.612	0.3164	0.768	0.3164

	Section Phase 1 (n= ∞)		Section Phase 3 (n=15)		Section Phase 4 (n=6)	
	M+	M-	M+	M-	M+	M-
Moment résistant $M_{c,rd}$ (MN.m)	76.512	62.953	96.384	96.933	102.052	96.933
Moment appliqué M_{ed} (MN.m)	1.64	3.158	5.820	20.234	45.62	72.74
Vérification M_{ed} / M_{cRd}	0.021	0.05	0.06	0.209	0.45	0.75
Effort tranchant résistant $V_{c,rd}$ (MN)	22.135		22.135		22.135	
Effort tranchant appliqué V_{Ed} (MN)	0.366		1.79		8.43	
Vérification V_{ed}/V_{cRd}	0.016		0.08		0.38	

Contrainte de calcul	M+	M-	M+	M-	M+	M-
σ_{as} (mpa)	9.25	17.81	8.017	114.088	25.13	218.55
σ_{ai} (mpa)	6.82	13.14	21.41	84.16	158.72	161.21
σ_b (mpa)	0,000	0,000	0.79	0,000	8.14	0,000

	Section Phase 2 (n= 18) Bét mi-travée		Section Phase 2 (n=18) Bét Sur appuis	
	M+	M-	M+	M-
Moment résistant $M_{c,rd}$ (MN.m)	76.512	62.953	95.035	62.953
Moment appliqué M_{ed} (MN.m)	15.55	28.62	6.91	18.17
Vérification M_{ed}/M_{cRd}	0.203	0.455	0.073	0.289
Effort tranchant résistant $V_{c,rd}$ (MN)	22.135		22.135	
Effort tranchant appliqué V_{Ed} (MN)	2.87		2.15	
Vérification V_{ed}/V_{cRd}	0.13		0.1	

Contrainte de calcul	M+	M-	M+	M-
σ_{as} (mpa)	24.78	161.37	11.01	102.45
σ_{ai} (mpa)	58.05	119.04	25.80	75.57
σ_b (mpa)	0,000	0,000	0.88	0,000

		M+	M-
σ / σ_{adm}	Sup	0.075	0.65
	Inf	0.47	0.48
	Beton	0.4	0

	Section 1 Mi travée	Section 2 appuis
A dalle (mm ²)	2257.5	2257.5
Ydalle (mm)	3315.36	3320.36
Ymixte (mm)	2695.82	2620.05
$\mu(c)$ (mm ³) $\times 10^6$	139.861	158.095
I mixte	734.5	849
Ved	6858	8427
VL,Ed	1305.879	1569.218
L	1	1
PRd	65.688	65.688
N	19.880	23.889
NOMBRE DE GOUJONS	21	28
DISPOSITION	3 rangées de 7	4 rangées de 7
ESPACEMENT longitudinale	33.33	25

Tableau VIII.1 : les modes propres

Mode No	TRAN-X		TRAN-Y		TRAN-Z	
	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)
1	99,29	99,29	0,05	0,05	0	0
2	0,05	99,34	0,62	0,67	0	0
3	0	99,34	0	0,67	0	0,01
4	0	99,34	0	0,68	0	0,01
5	0	99,34	0,08	0,76	0,04	0,04
6	0	99,34	5,1	5,85	0	0,04
7	0,02	99,36	20,83	26,69	0	0,05
8	0	99,36	0,11	26,79	0	0,05
9	0	99,37	0,67	27,47	0	0,05
10	0	99,37	0,03	27,49	0	0,05
-	-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-	-
129	0	99,99	0	98,56	1,08	90,77

ANNEXE C
FERRAILLAGE DES
ELEMENTS

Calcul de Section en Flexion Simple de la dalle

nappe Supérieure :

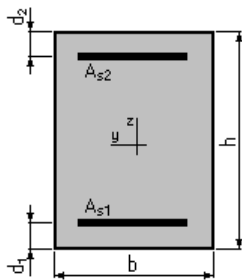
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 30,0$ (MPa)

Acier: $f_e = 500,0$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$$b = 100,0 \text{ (cm)}$$

$$h = 35,0 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 5,0 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 5,0 \text{ (cm)}$$

3. Moments appliqués:

	$M_{\max}$ (kN*m)	$M_{\min}$ (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	-337,14	0,00
Etat Limite de Service	-268,61	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 0,0$ (cm ²)	Section théorique	$A_{s2} = 42,5$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s \min} = 0,0$ (cm ²)		
théorique	$\rho = 1,42$ (%)		
minimum	$\rho_{\min} = 0,12$ (%)		

Analyse par Cas:

Cas ELU	$M_{\max} = -337,14$	(kN*m)	$M_{\min} = 0,00$	(kN*m)
Coefficient de sécurité:	1,35		Pivot: B	
Position de l'axe neutre:	$y = 13,6$	(cm)		
Bras de levier:	$Z = 24,6$	(cm)		
Déformation du béton:	$\epsilon_b = 3,50$	(‰)		
Déformation de l'acier:	$\epsilon_s = 4,22$	(‰)		
Contrainte de l'acier:				
tendue:	$\sigma_s = 434,8$	(MPa)		

Cas ELS $M_{\max} = -268,61$ (kN*m) $M_{\min} = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,00

Position de l'axe neutre: $y = 14,2$ (cm)

Bras de levier: $Z = 25,3$ (cm)

Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 15,0$ (MPa)

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 18,0$ (MPa)

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 250,0$ (MPa)

Contrainte limite de l'acier:

$\sigma_{s \text{ lim}} = 250,0$ (MPa)

Nappe inférieure :

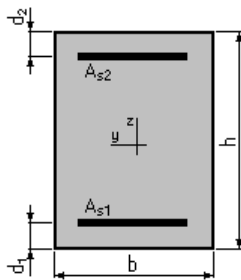
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 30,0$ (MPa)

Acier: $f_e = 500,0$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$b = 100,0$ (cm)

$h = 35,0$ (cm)

$d_1 = 5,0$ (cm)

$d_2 = 5,0$ (cm)

3. Moments appliqués:

	$M_{\max}$ (kN*m)	$M_{\min}$ (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	303,92	0,00
Etat Limite de Service	227,90	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique $A_{s1} = 35,7$ (cm²)
Section minimum $A_{s \text{ min}} = 3,6$ (cm²)
théorique $\rho = 1,19$ (%)
minimum $\rho_{\min} = 0,12$ (%)

Section théorique $A_{s2} = 0,0$ (cm²)

Analyse par Cas:

Cas ELU $M_{\max} = 303,92$ (kN*m) $M_{\min} = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,30 Pivot: B

Position de l'axe neutre: $y = 11,4$ (cm)

Bras de levier: $Z = 25,4$ (cm)

Déformation du béton: $\varepsilon_b = 3,50$ (‰)

Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 5,71$ (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 434,8$ (MPa)

Cas ELS $M_{\max} = 227,90$ (kN*m) $M_{\min} = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,00

Position de l'axe neutre: $y = 13,3$ (cm)

Bras de levier: $Z = 25,6$ (cm)

Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 13,4$ (MPa)

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 18,0$ (MPa)

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 250,0$ (MPa)

Contrainte limite de l'acier:

$\sigma_{s \text{ lim}} = 250,0$ (MPa)

porte-à-faux :

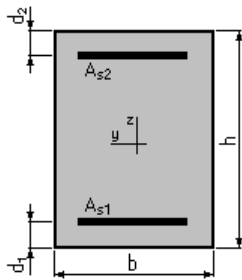
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 30,0$ (MPa)

Acier: $f_e = 500,0$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$b = 100,0$ (cm)

$h = 35,0$ (cm)

$d_1 = 5,0$ (cm)

$d_2 = 5,0$ (cm)

3. Moments appliqués:

	$M_{\max}$ (kN*m)	$M_{\min}$ (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	-327,25	0,00
Etat Limite de Service	-233,71	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 0,0 \text{ (cm}^2\text{)}$	Section théorique	$A_{s2} = 36,6 \text{ (cm}^2\text{)}$
Section minimum	$A_{s \text{ min}} = 0,0 \text{ (cm}^2\text{)}$		
théorique	$\rho = 1,22 \text{ (\%)}\text{}$		
minimum	$\rho_{\text{min}} = 0,12 \text{ (\%)}\text{}$		

Analyse par Cas:

Cas ELU $M_{\text{max}} = -327,25 \text{ (kN*m)}$ $M_{\text{min}} = 0,00 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité: 1,23 Pivot: B
Position de l'axe neutre: $y = 11,7 \text{ (cm)}$
Bras de levier: $Z = 25,3 \text{ (cm)}$
Déformation du béton: $\varepsilon_b = 3,50 \text{ (‰)}$
Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 5,46 \text{ (‰)}$
Contrainte de l'acier:
tendue: $\sigma_s = 434,8 \text{ (MPa)}$

Cas ELS $M_{\text{max}} = -233,71 \text{ (kN*m)}$ $M_{\text{min}} = 0,00 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité: 1,00
Position de l'axe neutre: $y = 13,5 \text{ (cm)}$
Bras de levier: $Z = 25,5 \text{ (cm)}$
Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 13,6 \text{ (MPa)}$
Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 18,0 \text{ (MPa)}$
Contrainte de l'acier:
tendue: $\sigma_s = 250,0 \text{ (MPa)}$
Contrainte limite de l'acier:
 $\sigma_{s \text{ lim}} = 250,0 \text{ (MPa)}$

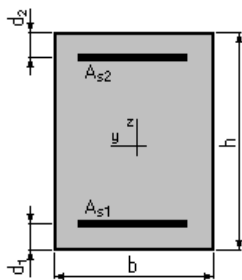
Calcul de Section en Flexion Simple de mur en retour Ferrailage horizontal

1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 30,0 \text{ (MPa)}$ Acier: $f_e = 500,0 \text{ (MPa)}$

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$b = 100,0 \text{ (cm)}$

$h = 80,0 \text{ (cm)}$

$$d_1 = 5,0 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 5,0 \text{ (cm)}$$

3. Moments appliqués:

	$M_{\max}$ (kN*m)	$M_{\min}$ (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	1368,80	-72,70
Etat Limite de Service	1064,96	-56,79
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 65,0 \text{ (cm}^2\text{)}$	Section théorique	$A_{s2} = 7,6 \text{ (cm}^2\text{)}$
Section minimum	$A_{s \min} = 7,6 \text{ (cm}^2\text{)}$		
théorique	$\rho = 0,97 \text{ (\%)} $		
minimum	$\rho_{\min} = 0,10 \text{ (\%)} $		

Analyse par Cas:

Cas ELU $M_{\max} = 1368,80 \text{ (kN*m)}$ $M_{\min} = -72,70 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité:	1,40	Pivot: A
Position de l'axe neutre:	$y = 18,3 \text{ (cm)}$	
Bras de levier:	$Z = 67,7 \text{ (cm)}$	
Déformation du béton:	$\varepsilon_b = 3,24 \text{ (‰)}$	
Déformation de l'acier:	$\varepsilon_s = 10,00 \text{ (‰)}$	
Contrainte de l'acier:		
tendue:	$\sigma_s = 434,8 \text{ (MPa)}$	

Cas ELS $M_{\max} = 1064,96 \text{ (kN*m)}$ $M_{\min} = -56,79 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité:	1,00
Position de l'axe neutre:	$y = 29,0 \text{ (cm)}$
Bras de levier:	$Z = 65,3 \text{ (cm)}$
Contrainte maxi du béton:	$\sigma_b = 0,4 \text{ (MPa)}$
Contrainte limite:	$0,6 f_{cj} = 18,0 \text{ (MPa)}$
Contrainte de l'acier:	
tendue:	$\sigma_s = 4,8 \text{ (MPa)}$
comprimée:	$\sigma_s' = 5,8 \text{ (MPa)}$
Contrainte limite de l'acier:	
	$\sigma_{s \lim} = 250,0 \text{ (MPa)}$

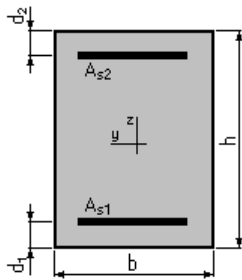
Calcul de Section en Flexion Simple de mur en retour Ferrailage vertical

1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 30,0 \text{ (MPa)}$ **Acier:** $f_e = 500,0 \text{ (MPa)}$

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$b = 100,0 \text{ (cm)}$
 $h = 80,0 \text{ (cm)}$
 $d_1 = 5,0 \text{ (cm)}$
 $d_2 = 5,0 \text{ (cm)}$

3. Moments appliqués:

	$M_{\max} \text{ (kN*m)}$	$M_{\min} \text{ (kN*m)}$
Etat Limite Ultime (fondamental)	1504,98	-164,58
Etat Limite de Service	1153,16	-124,70
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 70,7 \text{ (cm}^2\text{)}$	Section théorique	$A_{s2} = 7,6 \text{ (cm}^2\text{)}$
Section minimum	$A_{s \min} = 7,6 \text{ (cm}^2\text{)}$		
théorique	$\rho = 1,04 \text{ (\%)} $		
minimum	$\rho_{\min} = 0,10 \text{ (\%)} $		

Analyse par Cas:

Cas ELU $M_{\max} = 1504,98 \text{ (kN*m)}$ $M_{\min} = -164,58 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité: 1,37 Pivot: B
Position de l'axe neutre: $y = 20,2 \text{ (cm)}$
Bras de levier: $Z = 66,9 \text{ (cm)}$
Déformation du béton: $\varepsilon_b = 3,50 \text{ (\%)}$
Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 10,00 \text{ (\%)}$
Contrainte de l'acier:
tendue: $\sigma_s = 434,8 \text{ (MPa)}$

Cas ELS $M_{\max} = 1153,16 \text{ (kN*m)}$ $M_{\min} = -124,70 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité: 1,00
Position de l'axe neutre: $y = 30,0 \text{ (cm)}$
Bras de levier: $Z = 65,0 \text{ (cm)}$
Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 1,0 \text{ (MPa)}$
Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 18,0 \text{ (MPa)}$
Contrainte de l'acier:
tendue: $\sigma_s = 10,3 \text{ (MPa)}$
comprimée: $\sigma'_s = 12,7 \text{ (MPa)}$
Contrainte limite de l'acier:
 $\sigma_{s \lim} = 250,0 \text{ (MPa)}$

Calcul de Section en Flexion Composée de mur frontal

Ferrailage horizontal

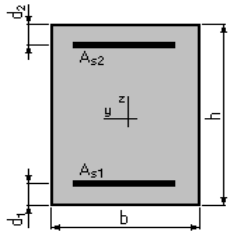
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 30,0$ (MPa)

Acier: $f_e = 500,0$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul en poteau
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$$b = 100,0 \quad (\text{cm})$$

$$h = 210,0 \quad (\text{cm})$$

$$d_1 = 5,0 \quad (\text{cm})$$

$$d_2 = 5,0 \quad (\text{cm})$$

3. Efforts appliqués:

Cas N°	Type	N (kN)	M (kN*m)
1.	ELU	920,00	-2291,15
2.	ELS	710,58	-1779,48

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 23,8$ (cm ²)	Section théorique	$A_{s2} = 23,8$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s \min} = 42,0$ (cm ²)	Section maximum	$A_{s \max} = 1050,0$ (cm ²)
théorique	$\rho = 0,23$ (%)		
minimum	$\rho_{\min} = 0,20$ (%)	maximum	$\rho_{\max} = 5,00$ (%)

Analyse par Cas:

Cas N° 1: Type ELU N = 920,00 (kN) M = -2291,15 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,49 Pivot: A
Position de l'axe neutre: $y = 15,7$ (cm)
Bras de levier: $Z = 198,7$ (cm)
Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 10,00$ (‰)
Déformation du béton: $\epsilon_b = 0,83$ (‰)
Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 434,8$ (MPa) comprimée: $\sigma'_s = 113,2$ (MPa)

Cas N° 2: Type ELS N = 710,58 (kN) M = -1779,48 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,00
 Position de l'axe neutre: $y = 46,7$ (cm)
 Bras de levier: $Z = 189,4$ (cm)
 Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 2,5$ (MPa)
 Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 18,0$ (MPa)

Contrainte de l'acier:
 tendue: $\sigma_s = 26,7$ (MPa)
 comprimée: $\sigma_s' = 36,6$ (MPa)
 Contrainte limite de l'acier: $\sigma_{s \text{ lim}} = 250,0$ (MPa)

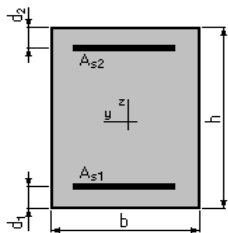
Calcul de Section en Flexion Composée de mur frontal Ferrailage vertical

1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 30,0$ (MPa) Acier: $f_e = 500,0$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul en poteau
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$b = 100,0$ (cm)
 $h = 210,0$ (cm)
 $d_1 = 5,0$ (cm)
 $d_2 = 5,0$ (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N°	Type	N (kN)	M (kN*m)
1.	ELU	-3999,46	-1015,54
2.	ELS	-3082,43	-777,07

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 77,2$ (cm ²)	Section théorique	$A_{s2} = 77,2$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s \text{ min}} = 42,0$ (cm ²)	Section maximum	$A_{s \text{ max}} = 1050,0$ (cm ²)
théorique	$\rho = 0,74$ (%)		
minimum	$\rho_{\text{min}} = 0,20$ (%)	maximum	$\rho_{\text{max}} = 5,00$ (%)

Analyse par Cas:

Cas N° 1: Type ELU **N = -3999,46 (kN)** **M = -1015,54 (kN*m)**

Coefficient de sécurité: 1,34 Pivot: A
Position de l'axe neutre: $y = -24,7$ (cm)
Bras de levier: $Z = 205,0$ (cm)
Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 10,00$ (‰)
Déformation du béton: $\varepsilon_b = 0,00$ (‰)
Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 434,8$ (MPa)

Cas N° 2: Type ELS **N = -3082,43 (kN)** **M = -777,07 (kN*m)**

Coefficient de sécurité: 1,00
Position de l'axe neutre: $y = -291,7$ (cm)
Bras de levier: $Z = 205,0$ (cm)
Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 0,0$ (MPa)
Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 18,0$ (MPa)

Contrainte de l'acier:
tendue: $\sigma_s = 250,0$ (MPa)
Contrainte limite de l'acier: $\sigma_{s \text{ lim}} = 250,0$ (MPa)

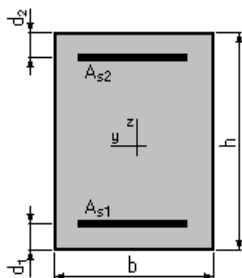
Calcul de Section en Flexion Simple de mur garde grève Ferrailage vertical

1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 30,0$ (MPa) **Acier: $f_e = 500,0$ (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$b = 100,0$ (cm)
 $h = 60,0$ (cm)
 $d_1 = 5,0$ (cm)
 $d_2 = 5,0$ (cm)

3. Moments appliqués:

	$M_{\max}$ (kN*m)	$M_{\min}$ (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	464,13	-344,80
Etat Limite de Service	350,60	-260,84
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 28,3$ (cm ²)	Section théorique	$A_{s2} = 20,7$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s\min} = 5,8$ (cm ²)		
théorique	$\rho = 0,89$ (%)		
minimum	$\rho_{\min} = 0,11$ (%)		

Analyse par Cas:

Cas ELU $M_{\max} = 464,13$ (kN*m) $M_{\min} = -344,80$ (kN*m)

Coefficient de sécurité:	1,37	Pivot: A
Position de l'axe neutre:	$y = 7,5$ (cm)	
Bras de levier:	$Z = 52,0$ (cm)	
Déformation du béton:	$\varepsilon_b = 1,57$ (‰)	
Déformation de l'acier:	$\varepsilon_s = 10,00$ (‰)	
Contrainte de l'acier:		
tendue:	$\sigma_s = 434,8$ (MPa)	
comprimée:	$\sigma'_s = 35,9$ (MPa)	

Cas ELS $M_{\max} = 350,60$ (kN*m) $M_{\min} = -260,84$ (kN*m)

Coefficient de sécurité:	1,00	
Position de l'axe neutre:	$y = 16,2$ (cm)	
Bras de levier:	$Z = 49,6$ (cm)	
Contrainte maxi du béton:	$\sigma_b = 5,5$ (MPa)	
Contrainte limite:	$0,6 f_{cj} = 18,0$ (MPa)	
Contrainte de l'acier:		
tendue:	$\sigma_s = 250,0$ (MPa)	
comprimée:	$\sigma'_s = 51,8$ (MPa)	
Contrainte limite de l'acier:		
	$\sigma_{s\lim} = 250,0$ (MPa)	

Calcul de Section en Flexion Simple de la semelle sous Myy nappe supérieure

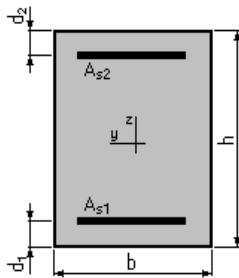
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 30,0$ (MPa)

Acier: $f_e = 500,0$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$b = 100,0$ (cm)

$h = 350,0$ (cm)

$d_1 = 5,0$ (cm)

$d_2 = 5,0$ (cm)

3. Moments appliqués:

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	-3974,55	0,00
Etat Limite de Service	-3724,55	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	-4499,59	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 0,0$ (cm ²)	Section théorique	$A_{s2} = 46,0$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s\ min} = 0,0$ (cm ²)		
théorique	$\rho = 0,13$ (%)		
minimum	$\rho_{min} = 0,10$ (%)		

Analyse par Cas:

Cas ELU $M_{max} = -3974,55$ (kN*m) $M_{min} = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité:	1,70	Pivot: A
Position de l'axe neutre:	$y = 14,7$ (cm)	
Bras de levier:	$Z = 339,1$ (cm)	
Déformation du béton:	$\epsilon_b = 0,44$ (‰)	
Déformation de l'acier:	$\epsilon_s = 10,00$ (‰)	
Contrainte de l'acier:		
tendue:	$\sigma_s = 434,8$ (MPa)	

Cas ELS $M_{max} = -3724,55$ (kN*m) $M_{min} = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité:	1,00
Position de l'axe neutre:	$y = 62,4$ (cm)
Bras de levier:	$Z = 324,2$ (cm)

Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 1,7$ (MPa)
Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 18,0$ (MPa)
Contrainte de l'acier:
 comprimée: $\sigma_s' = 24,7$ (MPa)
Contrainte limite de l'acier:
 $\sigma_{s \text{ lim}} = 250,0$ (MPa)

Cas ELA **$M_{\max} = -4499,59$ (kN*m)** **$M_{\min} = 0,00$ (kN*m)**

Coefficient de sécurité: 1,74 Pivot: A
Position de l'axe neutre: $y = 13,0$ (cm)
Bras de levier: $Z = 339,8$ (cm)
Déformation du béton: $\varepsilon_b = 0,39$ (‰)
Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 10,00$ (‰)
Contrainte de l'acier:
 tendue: $\sigma_s = 500,0$ (MPa)

Calcul de Section en Flexion Simple de la semelle sous Myy nappe inférieure

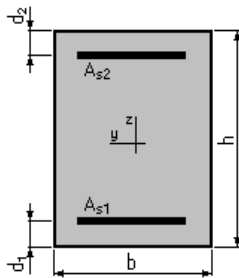
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 30,0$ (MPa)

Acier: $f_e = 500,0$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$$b = 100,0 \text{ (cm)}$$

$$h = 350,0 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 5,0 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 5,0 \text{ (cm)}$$

3. Moments appliqués:

	$M_{\max}$ (kN*m)	$M_{\min}$ (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	14982,99	0,00
Etat Limite de Service	14560,72	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	10637,64	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 189,8 \text{ (cm}^2\text{)}$	Section théorique	$A_{s2} = 0,0 \text{ (cm}^2\text{)}$
Section minimum	$A_{s \min} = 34,5 \text{ (cm}^2\text{)}$		
théorique	$\rho = 0,55 \text{ (\%)}$		
minimum	$\rho_{\min} = 0,10 \text{ (\%)}$		

Analyse par Cas:

Cas ELU $M_{\max} = 14982,99 \text{ (kN*m)}$ $M_{\min} = 0,00 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité:	1,77	Pivot: A
Position de l'axe neutre:	$y = 60,7 \text{ (cm)}$	
Bras de levier:	$Z = 320,7 \text{ (cm)}$	
Déformation du béton:	$\epsilon_b = 2,13 \text{ (‰)}$	
Déformation de l'acier:	$\epsilon_s = 10,00 \text{ (‰)}$	
Contrainte de l'acier:		
tendue:	$\sigma_s = 434,8 \text{ (MPa)}$	

Cas ELS $M_{\max} = 14560,72 \text{ (kN*m)}$ $M_{\min} = 0,00 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité:	1,00
Position de l'axe neutre:	$y = 114,6 \text{ (cm)}$
Bras de levier:	$Z = 306,8 \text{ (cm)}$

Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 8,3$ (MPa)
Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 18,0$ (MPa)
Contrainte de l'acier:
tendue: $\sigma_s = 250,0$ (MPa)
Contrainte limite de l'acier:
 $\sigma_{s \text{ lim}} = 250,0$ (MPa)

Cas ELA $M_{\max} = 10637,64$ (kN*m) $M_{\min} = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 2,89 Pivot: A
Position de l'axe neutre: $y = 53,5$ (cm)
Bras de levier: $Z = 323,6$ (cm)
Déformation du béton: $\varepsilon_b = 1,84$ (‰)
Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 10,00$ (‰)
Contrainte de l'acier:
tendue: $\sigma_s = 500,0$ (MPa)

Calcul de Section en Flexion Simple de la semelle sous Mxx nappe supérieure

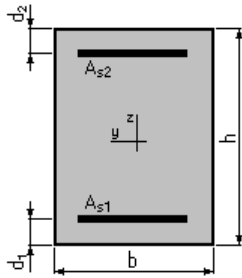
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 30,0$ (MPa)

Acier: $f_e = 500,0$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$$b = 100,0 \text{ (cm)}$$

$$h = 350,0 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 5,0 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 5,0 \text{ (cm)}$$

3. Moments appliqués:

	$M_{\max}$ (kN*m)	$M_{\min}$ (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	-7155,40	0,00
Etat Limite de Service	-344,05	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	-1031,98	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 0,0$ (cm ²)	Section théorique	$A_{s2} = 48,6$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s \min} = 0,0$ (cm ²)		
théorique	$\rho = 0,14$ (%)		
minimum	$\rho_{\min} = 0,10$ (%)		

Analyse par Cas:

Cas ELU $M_{\max} = -7155,40$ (kN*m) $M_{\min} = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité:	1,00	Pivot: A
Position de l'axe neutre:	$y = 15,5$ (cm)	
Bras de levier:	$Z = 338,8$ (cm)	
Déformation du béton:	$\epsilon_b = 0,47$ (‰)	
Déformation de l'acier:	$\epsilon_s = 10,00$ (‰)	
Contrainte de l'acier:		
tendue:	$\sigma_s = 434,8$ (MPa)	

Cas ELS $M_{\max} = -344,05$ (kN*m) $M_{\min} = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 11,43

Position de l'axe neutre: $y = 64,0$ (cm)
Bras de levier: $Z = 323,7$ (cm)
Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 0,2$ (MPa)
Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 18,0$ (MPa)
Contrainte de l'acier:
 comprimée: $\sigma_s' = 2,3$ (MPa)
Contrainte limite de l'acier:
 $\sigma_{s \text{ lim}} = 250,0$ (MPa)

Cas ELA **$M_{\max} = -1031,98$ (kN*m)** **$M_{\min} = 0,00$ (kN*m)**

Coefficient de sécurité: $7,99$ Pivot: A
Position de l'axe neutre: $y = 13,7$ (cm)
Bras de levier: $Z = 339,5$ (cm)
Déformation du béton: $\varepsilon_b = 0,41$ (‰)
Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 10,00$ (‰)
Contrainte de l'acier:
 tendue: $\sigma_s = 500,0$ (MPa)

Calcul de Section en Flexion Simple de la semelle sous Mxx nappe inférieure

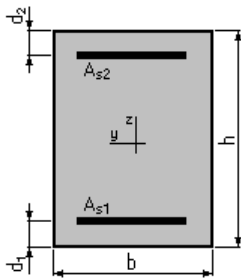
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 30,0$ (MPa)

Acier: $f_e = 500,0$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$b = 100,0$ (cm)

$h = 350,0$ (cm)

$d_1 = 5,0$ (cm)

$d_2 = 5,0$ (cm)

3. Moments appliqués:

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	11395,54	0,00
Etat Limite de Service	13275,85	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	13524,02	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 172,3$ (cm ²)	Section théorique	$A_{s2} = 0,0$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s\ min} = 34,5$ (cm ²)		
théorique	$\rho = 0,50$ (%)		
minimum	$\rho_{min} = 0,10$ (%)		

Analyse par Cas:

Cas ELU $M_{max} = 11395,54$ (kN*m) $M_{min} = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité:	2,12	Pivot: A
Position de l'axe neutre:	$y = 55,1$ (cm)	
Bras de levier:	$Z = 323,0$ (cm)	
Déformation du béton:	$\epsilon_b = 1,90$ (‰)	
Déformation de l'acier:	$\epsilon_s = 10,00$ (‰)	
Contrainte de l'acier:		
tendue:	$\sigma_s = 434,8$ (MPa)	

Cas ELS $M_{max} = 13275,85$ (kN*m) $M_{min} = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité:	1,00
Position de l'axe neutre:	$y = 110,2$ (cm)
Bras de levier:	$Z = 308,3$ (cm)

Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 7,8$ (MPa)
Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 18,0$ (MPa)
Contrainte de l'acier:
tendue: $\sigma_s = 250,0$ (MPa)
Contrainte limite de l'acier:
 $\sigma_{s \text{ lim}} = 250,0$ (MPa)

Cas ELA $M_{\max} = 13524,02$ (kN*m) $M_{\min} = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 2,07 Pivot: A
Position de l'axe neutre: $y = 48,6$ (cm)
Bras de levier: $Z = 325,6$ (cm)
Déformation du béton: $\varepsilon_b = 1,64$ (‰)
Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 10,00$ (‰)
Contrainte de l'acier:
tendue: $\sigma_s = 500,0$ (MPa)

Calcul de Section des pieux en Flexion Déviée Composée

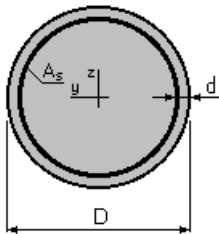
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 30,0$ (MPa)

Acier: $f_e = 500,0$ (MPa)

- Fissuration non préjudiciable
- Prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$D = 120,0$ (cm)

$d = 5,0$ (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N°	Type	N (kN)	M_y (kN*m)	M_z (kN*m)
1.	ELA	-3281,94	-217,62	-329,92
2.	ELU	13332,87	-128,42	444,50
3.	ELS	7256,53	319,30	377,68

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique $A_s = 113,1$ (cm²)

Section minimum $A_{s\ min} = 113,1\ (cm^2)$

Section maximum $A_{s\ max} = 565,5\ (cm^2)$

théorique $\rho = 1,00\ (\%)$

minimum $\rho_{min} = 0,50\ (\%)$

maximum $\rho_{max} = 5,00\ (\%)$

Analyse par Cas:

Cas N° 1: Type ELA **$N = -3281,94\ (kN)$** **$M_y = -217,62\ (kN*m)$** **$M_z = -329,92\ (kN*m)$**

Coefficient de sécurité: 1,39 Pivot: A

Position de l'axe neutre: $y = 1,9\ (cm)$

Bras de levier: $Z = 113,8\ (cm)$

Déformation du béton: $\varepsilon_b = 0,17\ (‰)$

Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 10,00\ (‰)$

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 500,0\ (MPa)$

Cas N° 2: Type ELU **$N = 13332,87\ (kN)$** **$M_y = -128,42\ (kN*m)$** **$M_z = 444,50\ (kN*m)$**

Coefficient de sécurité: 1,59 Pivot: C

Position de l'axe neutre: $y = 141,3\ (cm)$

Bras de levier: $Z = 56,2\ (cm)$

Déformation du béton: $\varepsilon_b = 3,14\ (‰)$

Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 0,00\ (‰)$

Contrainte de l'acier:

comprimée: $\sigma_s' = 434,8\ (MPa)$

Cas N° 3: Type ELS **$N = 7256,53\ (kN)$** **$M_y = 319,30\ (kN*m)$** **$M_z = 377,68\ (kN*m)$**

Coefficient de sécurité: 2,26

Position de l'axe neutre: $y = 202,9\ (cm)$

Bras de levier: $Z = 61,2 \text{ (cm)}$

Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 8,0 \text{ (MPa)}$

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 18,0 \text{ (MPa)}$

Contrainte de l'acier:

comprimée: $\sigma_s' = 116,5 \text{ (MPa)}$

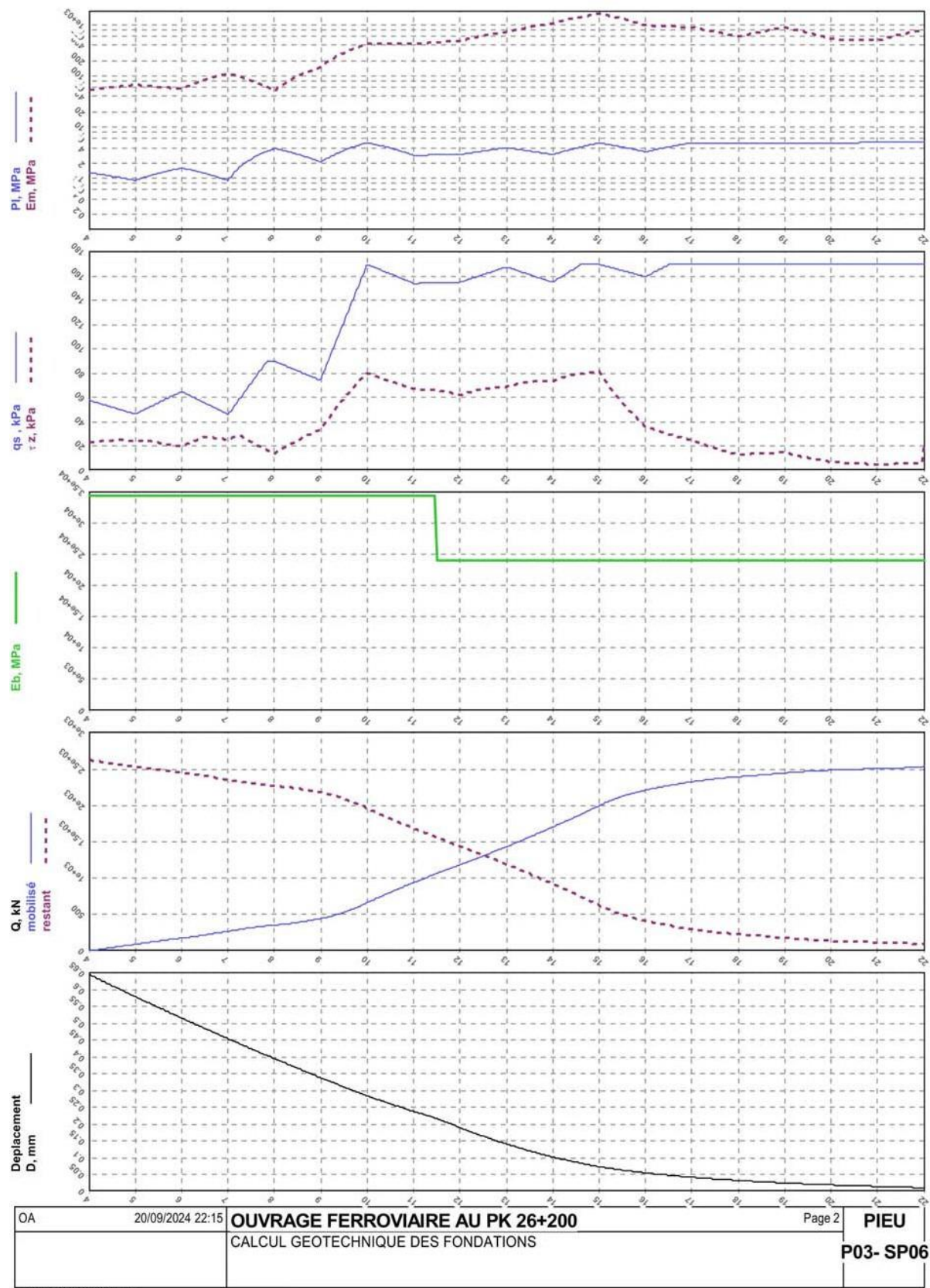
Contrainte limite de l'acier:

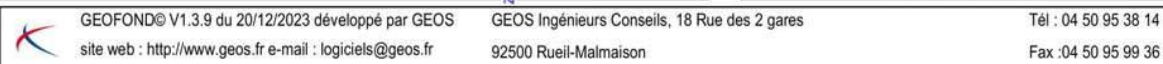
$\sigma_{s \text{ lim}} = 500,0 \text{ (MPa)}$

ANNEXE D

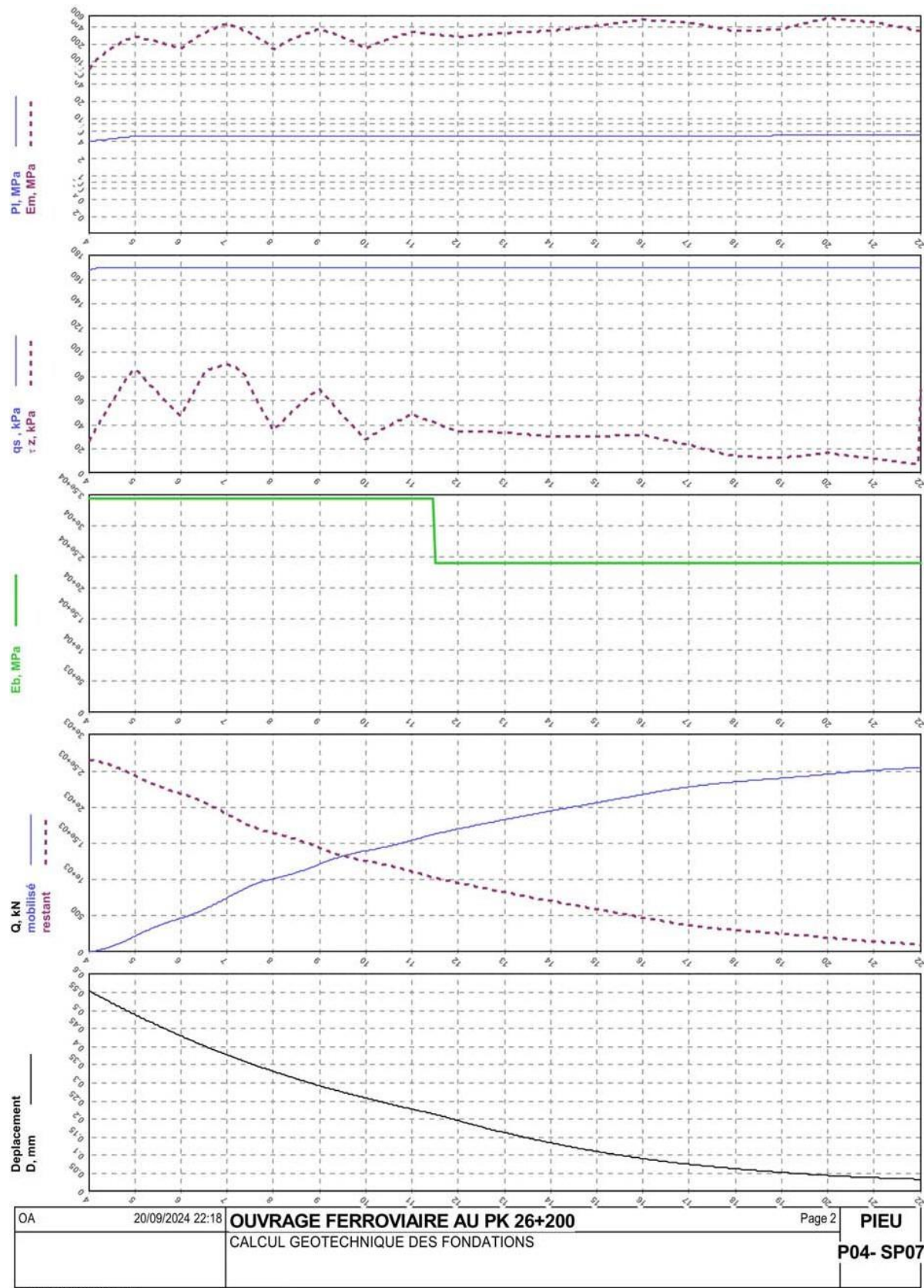
RESULTATS DES ESSAIS

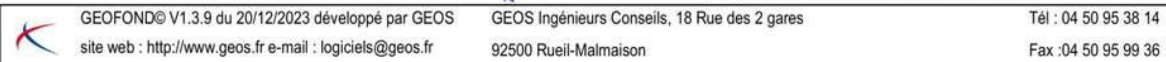
GEOTECHNIQUES

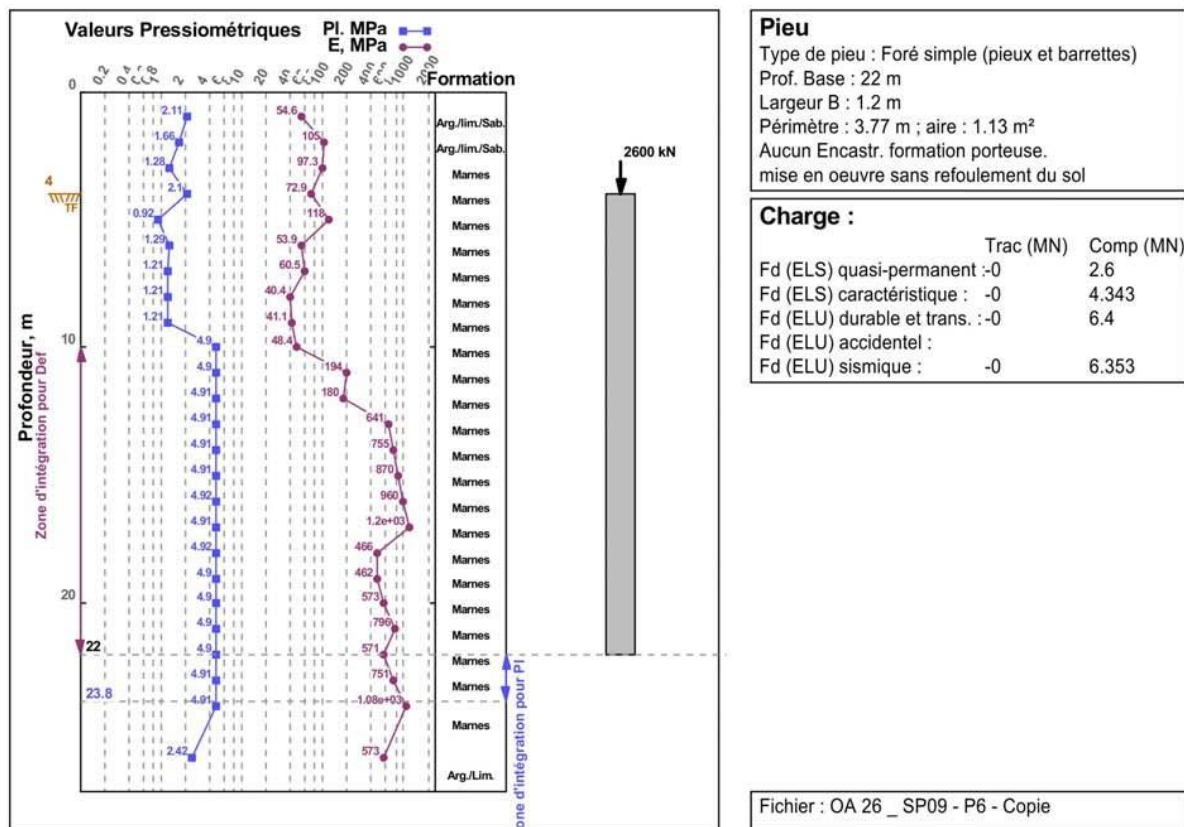




Rt;cr;d (ELS quasi-permanent) = 3.5 MN > 0 MN : Cond. vérifiée







GEOFOND® V1.3.9 du 20/12/2023 développé par GEOS
site web : <http://www.geos.fr> e-mail : logiciels@geos.fr

GEOS Ingénieurs Conseils, 18 Rue des 2 gares
92500 Rueil-Malmaison

Tél : 04 50 95 38 14
Fax : 04 50 95 99 36

Résultats de calcul : Capacité portante

Par la méthode de la NF P 94-262 : Modèle de terrain

Rs = 10.7 MN Ann. F.5
Rs;k = 8.49 MN Chap 9.2.4 Rs;k trac = 6.98 MN Chap 10.2.4
Ple = 4.91 MPa Ann. F4.2.3 k_{pmax} = 1.45 Tab. F4.2.1
Def = 12 m kp = 1.45 Ann. F4.2
qb = 7.12 MPa Ann. F4.2.1 Rb = 8.05 MN Ann. F4.1
Rb;k = 6.36 MN Ann. C.2.6
Rc;cr;k = 9.12 MN Chap 14.2.2 Rt;cr;k = 4.88 MN Chap 14.2.2
Rc;d (ELU durables et transitoires) = 13.5 MN > 6.4 MN : Cond. vérifiée
Rc;d (ELU accidentel) = 14.9 MN
Rc;d (ELU sismique) = 13.5 MN > 6.353 MN : Cond. vérifiée
Rc;cr;d (ELS caractéristiques) = 10.1 MN > 4.343 MN : Cond. vérifiée
Rc;cr;d (ELS quasi-permanent) = 8.3 MN > 2.6 MN : Cond. vérifiée
Rt;d (ELU durables et transitoires) = 6.07 MN > 0 MN : Cond. vérifiée
Rt;d (ELU accidentel) = 6.64 MN
Rt;d (ELU sismique) = 6.07 MN > 0 MN : Cond. vérifiée
Rt;cr;d (ELS caractéristiques) = 4.44 MN > 0 MN : Cond. vérifiée
Rt;cr;d (ELS quasi-permanent) = 3.26 MN > 0 MN : Cond. vérifiée

Résultats de calcul : Tassement

Sous une contrainte q_{ref} = 2.3 MPa

Par la méthode de Frank & Zhao

q_l(22) = 7.12e+03 kPa

q_p(22) = 113 kPa

q_u(22) = 128 kN

Tassement D = 0.733 mm

OA

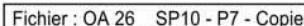
20/09/2024 22:52

OUVRAGE FERROVIAIRE AU PK 26+200

CALCUL GEOTECHNIQUE DES FONDATIONS

PIEU

P06- SP09



Résultats de calcul : Tassement

Sous une contrainte $\sigma_{ref} = 2.6 \text{ MPa}$

Par la méthode de Frank & Zhao

$q_l(22) = 7.44 \times 10^3 \text{ kPa}$
 $q_p(22) = 78.2 \text{ kPa}$
 $q'u(22) = 88.5 \text{ kN}$

Tassement D = 0.483 mm