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



Mémoire

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

Filière : Travaux Publics

Spécialité : Routes et Ouvrages d'Art

Thème

CONCEPTION ET ETUDE D'UN VIADUC SUR LA LIGNE FERROVIAIRE BENI MANSOUR/BEJAIA AU PK 37 + 452.45

Présenté par :
HAMBLI Ihab
ZOUAOUI Abdeldjalil

Encadré par :
Mr. MOHAMED DAHMANE Mohamed
Mr. KEHILA Fouad

Promotion 2025/2026

© ENSTP-FJ - Garidi - Vieux Kouba

ملخص

يندرج هذا المشروع النهائي ضمن إطار تصميم ودراسة جسر مكوَّن من عوارض من الخرسانة مسبقة الإجهاد بنظام الشدّ اللاحق، ويقع بين النقطتين الكيلومتريتين 37+297 و 37+597على خط السكة الحديدية الرابط بين بني منصور وبجاية. بدأ العمل بعرض مفصل للمعطيات الأساسية للمشروع، تلاه تصميم عام شمل ثلاث بدائل مقترحة. وبعد إجراء تحليل متعدد المعايير، تم اختيار حل جسر بعوارض من الخرسانة مسبقة الإجهاد بنظام الشدّ اللاحق. تشمل الدراسة كلاً من المنشأ العلوي والبنية التحتية للجسر، حيث تتضمن تحديد المواد وفرضيات الحساب، وتقييم الحمولات والأحمال الإضافية، ونمذجة المنشأ العلوي، ودراسة الإجهاد المسبق، والتحليل الزلزالي، بالإضافة إلى تصميم مختلف التجهيزات والبنية التحتية. تم إنجاز جميع الحسابات وفقاً للأنظمة والمعايير الجزائرية والأوروبية المعمول بها، وذلك بالاعتماد على برامج حسابية متخصصة.

الكلمات المفتاحية: التصميم والدراسة، جسر بعوارض من الخرسانة مسبقة الإجهاد بنظام الشدّ اللاحق، المنشأ العلوي، البنية التحتية، الدراسة الزلزالية.

Abstract

This final year project is part of the design and analysis of a prestressed concrete girder bridge using post-tensioning (VIPP type), located between chainage PK 37+297 and PK 37+597 on the railway line connecting Béni Mansour to Béjaïa. The study covered with a detailed presentation of the project's basic data, followed by a general design phase including three proposed alternatives. After a multicriteria analysis, the selected solution was a post-tensioned prestressed concrete girder bridge. The study covers both the superstructure and the substructure of the bridge. It includes, in particular, the definition of materials and design assumptions, the evaluation of permanent loads and live loads, the modeling of the superstructure, the prestressing study, seismic analysis, as well as the design of various pieces of equipment and the infrastructure. All calculations were carried out in accordance with the applicable Algerian and European standards, with the support of specialized software.

Keywords: Design and analysis, prestressed concrete girder bridge (VIPP), superstructure, substructure, seismic analysis.

Résumé

Ce projet de fin d'études s'inscrit dans le cadre de la conception et de l'étude d'un pont à poutres en béton précontraint par post-tension de type VIPP, situé entre les points kilométriques PK 37+297 et PK 37+597, sur la ligne ferroviaire reliant Béni Mansour à Béjaïa. Le travail a commencé par une présentation détaillée des données de base du projet, suivie d'une conception générale incluant trois variantes proposées. À l'issue d'une analyse multicritère, la solution retenue est celle d'un pont à poutres en béton précontraint par post-tension. L'étude réalisée couvre à la fois la superstructure et l'infrastructure de l'ouvrage. Elle comprend notamment la définition des matériaux et des hypothèses de calcul, l'évaluation des charges et surcharges, la modélisation de la superstructure, l'étude de la précontrainte, l'analyse sismique, ainsi que le dimensionnement des différents équipements et de l'infrastructure. L'ensemble des calculs a été effectué conformément aux règlements algériens et européens en vigueur, avec l'appui de logiciels spécialisés.

Mots-clés : Conception et étude, pont à poutres en béton précontraint par post-tension VIPP, superstructure, infrastructure, étude sismique.

Dédicace

Je rends avant tout grâce à **Allah** pour m'avoir accordé la santé, la patience, la force et la persévérance nécessaires afin d'accomplir ce travail et d'arriver au terme de ce parcours académique.

Je dédie ce modeste travail à **mes très chers parents**, en témoignage de mon amour, de mon profond respect et de mon immense gratitude pour tous les sacrifices qu'ils ont consentis tout au long de mon parcours. Merci pour votre soutien inconditionnel, vos encouragements constants et les valeurs que vous m'avez transmises.

À mes frères, pour leur présence, leur soutien et tous les moments partagés qui m'ont toujours motivé à avancer.

À mon Collègue **HAMBLI IHAB** avec qui j'ai partagé cette expérience enrichissante, pour son sérieux, sa collaboration et son esprit d'équipe

À **mes collègues**, Walid Aymen Mahmoud Abbes Islam Yahia Yassin Mahdab Yasser Ismail Khaled Rahim avec qui j'ai partagé des années d'apprentissage, d'efforts et de souvenirs qui resteront gravés.

À **mes amis**, Perlino Youcef Nazim Hmed Said Barhom pour leur soutien, leur encouragement, leur confiance et pour tous les moments de fraternité qui ont rendu ce parcours encore plus précieux.

À **mes professeurs et enseignants**, pour leur accompagnement, leur transmission du savoir et les connaissances qu'ils nous ont apportées avec dévouement tout au long de notre formation.

Enfin, à toutes les personnes qui, de près ou de loin, ont contribué à ma réussite et m'ont soutenu durant ce chemin.

Je dédie ce travail avec gratitude et respect.

ZOUAOUI ABDELDJALIL

Dédicace

Je rends, avant tout, grâce à Allah de m'avoir accordé la santé, la patience, la force et la persévérance nécessaires pour mener à bien ce travail et parvenir au terme de mon parcours académique.

Je dédie ce modeste travail à mes très chers parents pour tous les sacrifices qu'ils ont consentis tout au long de mon chemin. Je les remercie pour leur soutien indéfectible, leurs encouragements constants ainsi que pour les valeurs qu'ils m'ont inculquées.

À mes frères, pour leur présence précieuse, leur soutien et tous les moments partagés qui ont toujours été une source de motivation.

À mon collègue **ZOUAOUI ABDELDJALIL**, avec qui j'ai partagé cette expérience enrichissante, pour son sérieux, sa collaboration et son esprit d'équipe.

À mes collègues de l'ENSTP, avec qui j'ai vécu des années d'apprentissage, d'efforts et de souvenirs inoubliables.

À tous mes amis, pour leur soutien, leurs encouragements, leur confiance et tous les moments de fraternité qui ont rendu ce parcours encore plus précieux.

À mes professeurs et enseignants, pour leur accompagnement, leur engagement et la qualité du savoir qu'ils nous ont transmis tout au long de notre formation.

Enfin, j'adresse mes remerciements à toutes les personnes qui, de près ou de loin, ont contribué à ma réussite et m'ont soutenu durant ce parcours.

Je dédie ce travail avec toute ma gratitude et mon respect.

HAMBLI IHAB

Remerciement

Avant tout, je remercie Allah, Le Tout-Puissant, source de force, de patience et de sagesse, qui m'a guidé et soutenu tout au long de mon parcours académique.

Je tiens à exprimer ma profonde gratitude et mon grand respect à mes chers parents pour leur amour inconditionnel, leur soutien moral et matériel constant, ainsi que pour leurs prières qui m'ont accompagné à chaque étape de mon chemin.

Je tiens à exprimer ma profonde gratitude à mon encadrant, Mr Mohamed Dahmane Mohamed et mon Co-encadrant Mr. Kehila Fouad pour son accompagnement précieux, sa disponibilité constante et ses conseils avisés tout au long de la réalisation de ce travail. Son encadrement rigoureux, sa patience et son soutien m'ont permis d'avancer avec confiance et d'aboutir à ce projet dans les meilleures conditions.

J'adresse mes sincères remerciements à notre chef département Dr. Hemaidi Zourgui Nadjib, pour son accompagnement, sa disponibilité, ses grands efforts pour les formations à l'aide des logiciels et ses précieux conseils qui ont grandement contribué à la réalisation de ce travail.

Je remercie également la responsable du service de scolarité Mme Bourbia Amina pour son aide précieuse, son soutien technique et moral, ainsi que pour les moments de collaboration enrichissants tout au long de ce projet.

Mes remerciements vont également aux membres du jury pour avoir accepté d'examiner et d'évaluer ce travail, ainsi qu'à l'ensemble des enseignants du département pour la qualité de leur enseignement et leur engagement durant toute la formation.

J'exprime ma reconnaissance à Monsieur Moussa Guerfi pour la formation assurée sur le logiciel MIDAS CIVIL, qui a facilité notre travail de modélisation et d'analyse, ainsi qu'à Monsieur Chami Said pour la formation assurée sur le logiciel Robot Structural Analysis.
Je remercie également tous les enseignants de l'école pour leur accompagnement et leurs conseils nécessaires qui ont aidé à la compréhension du concept d'ingénieur.

HAMBLI IHAB

Remerciement

Je tiens tout d'abord à exprimer ma profonde gratitude à Dieu Tout-Puissant pour m'avoir donné la force, la patience et le courage nécessaires afin de mener à bien ce travail.

Je souhaite adresser mes sincères remerciements à mon encadrant Mr. Mohamed Dahmane Mohamed et mon Co-encadrant Mr. Kehila Fouad, pour son accompagnement, ses conseils précieux et son soutien tout au long de l'élaboration de ce mémoire.

J'adresse mes sincères remerciements à notre chef département Dr. Hemaidi Zourgui Nadjib, pour son accompagnement, sa disponibilité, ses grands efforts pour les formations à l'aide des logiciels et ses précieux conseils qui ont grandement contribué à la réalisation de ce travail.

Je remercie également la responsable du service de scolarité Mme Bourbia Amina pour son aide précieuse, son soutien technique et moral, ainsi que pour les moments de collaboration enrichissants tout au long de ce projet.

Je remercie également l'ensemble des enseignants qui ont contribué à ma formation, ainsi que les membres du jury pour l'intérêt qu'ils porteront à ce travail.

Mes remerciements vont aussi à ma famille et à mes proches pour leur soutien moral et leurs encouragements constants.

Enfin, je tiens à remercier toutes les personnes qui, de près ou de loin, ont participé à la réalisation de ce mémoire.

ZOUAOUI ABDELDJAIL

LISTE DES ABREVIATIONS

AAEF : Appareils d'Appui en Elastomère Fretté.

BA : Béton Armé.

BAEL : Béton armé aux Etats limites.

BPEL : Béton précontraint aux Etats limites.

CCP : Complément des charges permanentes.

ELA : Etats Limites Accidentelles.

ELS : Etats Limites de Service.

ELU : Etats Limites Ultimes.

Ep : Module d'Elasticité des câbles de Précontrainte.

Es : Module d'Elasticité de l'acier.

fc28 : Résistance caractéristique de béton à la Compression à 28 jours.

fe : Limite d'Elasticité de l'acier.

fpeg : Contrainte Elastique Garantie de Précontrainte.

fprg : Contrainte de Rupture Garantie de Précontrainte.

ft28 : Résistance caractéristique de béton à la Traction à 28 jours.

HA : Haute Adhérence.

PK : Point Kilométrique.

RCPR : Règles définissant les Charges à appliquer pour le calcul et les épreuves des Ponts Routes.

RPOA : Règles Parasismiques applicables au domaine des Ouvrages d'Art.

Sae : Spectre de réponse Elastique en Accélération.

UIC : Union internationale des chemins de fer.

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

VIPP : Viaduc à travées Indépendantes à Poutres Préfabriquées précontraintes par post-tension.

σbc : Contrainte de Compression admissible de Béton.

σbt : Contrainte de Traction admissible de Béton.

σinf : Contrainte dans la fibre Inférieure la plus éloignée du centre de gravité de la section.

σsup : Contrainte dans la fibre Supérieure la plus éloignée du centre de gravité de la section.

ΔT : Variation uniforme de la température

$\Delta \theta$: Gradient thermique.

Table des matières

INTRODUCTION GENERALE ……1

CHAPITRE I. : PRESENTATION DU PROJET 2

I.1. INTRODUCTION 2

I.2. PRESENTATION DU PROJET 2

I.2.1. Situation du projet 2

I.2.2. Objectifs du projet 3

I.3. DONNEES DU PROJET 3

I.3.1. Données fonctionnelles 3

I.3.2. Données naturelles 5

I.4. CONCLUSION 7

CHAPITRE II. : CONCEPTION GENERALE 8

II.1. INTRODUCTION 8

II.2. PREDIMENSIONNEMENT ET PRESENTATION DES VARIANTES 8

II.2.1. Variante 1 : Pont à poutres en béton précontraint préfabriquées par post-tension 8

II.2.2. Variante 2 : Pont voussoirs en béton précontraint construit par encorbellements successifs 11

II.2.3. Variante 3 : Pont mixte acier–béton (bi-poutres métallique à entretoises) 15

II.3. ANALYSE MULTICRITERE 19

II.4. JUSTIFICATION DES NOTES 20

II.5. CONCLUSION 21

CHAPITRE III. : MATERIAUX ET HYPOTHESES DE CALCUL 22

III.1. INTRODUCTION 22

III.2. NORMES DE CALCUL 22

III.3. CARACTERISTIQUES MECANIQUES DES MATERIAUX 22

III.3.1. Le béton 22

III.3.2. L'acier 25

III.4. CLASSES DE VERIFICATION 26

III.5. CONCLUSION 26

CHAPITRE IV. : EVALUATION DES CHARGES ET SURCHARGES 27

IV.1. INTRODUCTION 27
IV.2. EVALUATION DES CHARGES ET SURCHARGES 27
IV.2.1. Evaluation des charges 27
IV.3. EVALUATION DES SURCHARGES DUES AU TRAFIC FERROVIAIRE 30
IV.3.1. Présentation du trafic ferroviaire 30
IV.3.2. Surcharges ferroviaires 30
IV.3.3. Forces horizontales 32
IV.3.4. Effet dynamique 33
IV.3.5. Déraillement 35
IV.4. GROUPES DE CHARGES ET COMBINAISONS D'ACTIONS 36
IV.4.1. Groupes de charges - Valeurs caractéristiques de l'action à composants multiples 36
IV.4.2. Combinaisons d'actions 37
IV.5. EVALUATION DES EFFORTS INTERNES 38
IV.6. LOGICIEL DE CALCUL 38
IV.7. DEFINITION DES CHARGES ET SURCHARGES 39
IV.8. MODELISATION DU TABLIER 40
IV.9. RESULTATS 41
IV.10. CONCLUSION 43
CHAPITRE V. : ETUDE DE LA PRECONTRAINTE 45
V.1. INTRODUCTION 45
V.2. PRINCIPE ET TECHNIQUES DE LA PRECONTRAINTE 45
V.3. ETUDE DE LA PRECONTRAINTE 46
V.3.1. Données de calcul 46
V.3.2. Tension à l'origine 48
V.3.3. La valeur minimale de précontrainte 48
V.3.4. Détermination du nombre de câbles 49
V.3.5. Vérification de la borne supérieure 49
V.3.6. Détermination du nombre de câbles à l'about : 50
V.3.7. Vérification des contraintes normales 50
V.4. TRACE DES CABLES DE PRECONTRAINTE 54

V.4.1. Dispositions constructives 54
V.4.2. Tracé des câbles en élévation 56
V.5. CALCUL DES PERTES DE TENSION 58
V.5.1. Pertes de tension instantanées 58
V.5.2. Pertes de tension différées 66
V.6. CALCUL JUSTIFICATIF DES POUTRES 70
V.6.1. Sections de vérification 70
V.6.2. Justification de la poutre à l'ELS 71
V.6.3. Justification de la poutre à l'ELU 78
V.6.4. Etude de la zone d'about 86
CHAPITRE VI. : ETUDE DU TABLIER 88
VI.1. INTRODUCTION 88
VI.2. L'HOURDIS GENERAL 88
VI.2.1. Modélisation de la dalle 88
VI.2.2. Flèches et contre flèches 88
VI.3. CALCUL DES ROTATIONS 90
VI.3.1. Rotation due au poids propre 90
VI.3.2. Rotation due aux charges de services 90
VI.4. ETUDE DE L'HOURDIS 91
VI.4.1. Principe de ferraillage 91
VI.4.2. Ferraillage sous flexion transversale 91
VI.4.3. Ferraillage sous flexion longitudinale 92
VI.5. ETUDE DE L'ENTRETOISE 93
VI.5.1. Introduction 93
VI.5.2. Schématisation statique de l'entretoise d'about 94
VI.5.3. Calcul des solicitations 94
VI.5.4. Ferraillage longitudinal 95
VI.5.5. Ferraillage transversal 96
VI.6. CONCLUSION 97
CHAPITRE VII. : ETUDE SISMIQUE ET EQUIPEMENTS DU PONT 98
VII.1. INTRODUCTION 98
VII.2. APPAREILS D'APPUI 98

VII.2.1. Limites d'utilisation 98
VII.2.2. Choix du type d'appareil d'appui 99
VII.2.3. Evaluation des efforts verticaux appliqués sur les appareils d'appui ... 100
VII.2.4. Dimensionnement de l'appareil d'appui 100
VII.3. ETUDE SISMIQUE 102
VII.3.1. Introduction 102
VII.3.2. Caractéristiques de l'ouvrage relatives à l'étude sismique 102
VII.3.3. Spectres de réponse 102
VII.3.4. Modes significatifs 104
VII.3.5. Combinaison des réponses modales 105
VII.3.6. Combinaison des composantes de l'action sismique 106
VII.4. VERIFICATIONS DES APPAREILS D'APPUI SELON RPOA 2008 106
VII.4.1. Résistance à la compression 106
VII.4.2. Sécurité au flambement 107
VII.4.3. Limitation de la distorsion 108
VII.4.4. Condition de non glissement 109
VII.5. DES D'APPUIS 110
VII.5.1. Dimensionnement des dés d'appui 110
VII.5.2. Ferraillage du dé d'appui 111
VII.6. JOINT GARDE BALLAST 113
VII.7. CONCLUSION 113
CHAPITRE VIII. : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE 114
VIII.1. INTRODUCTION 114
VIII.2. ETUDE DE LA PILE 114
VIII.2.1. Conception de la pile 114
VIII.2.2. Vérification de la stabilité de la pile vis-à-vis l'E.LU.S.F 115
VIII.2.3. Evaluation des efforts 116
VIII.2.4. Ferraillage de la pile 118
VIII.2.5. Ferraillage du chevêtre 121
VIII.3. ETUDE DE LA FONDATION DE LA PILE 124
VIII.3.1. Etude de la semelle de pile 124
VIII.3.2. Evaluation des efforts agissant sur la semelle 125

VIII.3.3. Calcul du nombre de pieux 126
VIII.3.4. Calcul de l'effort revenant à chaque pieu 126
VIII.3.5. Ferraillage de la semelle 126
VIII.3.6. Actions sur les pieux 128
VIII.3.7. Ferraillage des pieux 130
VIII.4. ETUDE DE LA CULEE 131
VIII.4.1. Conception de la culée 131
VIII.4.2. Stabilité de la culée 133
VIII.4.3. Evaluation des efforts appliqués sur la culée 133
VIII.4.4. Actions sur les pieux 134
VIII.4.5. Ferraillage des éléments de la culée 134
VIII.5. CONCLUSION 137
CONCLUSION GENERALE 138

Figure I.1 : La ligne ferroviaire Beni Mansour – Béjaïa 2
Figure I.2 : Situation du projet (Viaduc N°4) 3
Figure I.3 : Tracé en plan 3
Figure I.4 : Profil en long 4
Figure I.5 : Profil en travers 4
Figure I.6 : Levé topographique 5
Figure I.7 : Carte de zonage sismique 6
Figure II.1 : Détail des poutres 10
Figure II.2 : Dimensions du voussoir 12
Figure II.3 : Coupe transversale sur VSP 14
Figure II.4 : Coupe transversale sur VC 14
Figure II.5 : Morphologie générale du pont mixte bi poutres à entretoise 15
Figure II.6 : Schéma transversal d'un pont mixte bi poutres à entretoise 16
Figure II.7 : Détail de la poutre principale 18
Figure III.1 : Diagramme contrainte déformation du béton à l'ELS 24
Figure III.2 : Diagramme contrainte déformation du béton à l'ELU 24
Figure IV.1 : Schéma modèles de charges SW/0 et SW/2 30
Figure IV.2 : Modèle de charge 71 et les valeurs caractéristiques pour les charges verticales 31
Figure IV.3 : Organigramme vérificateur de la nécessité d'une analyse dynamique 34
Figure IV.4 : Situation de calcul I – Charge équivalente QA1d et qA1d 35
Figure IV.5 : Situation de calcul II – Charge équivalente qA2d 36
Figure IV.6 : Evaluation des groupes de charges pour le trafic ferroviaire (valeurs caractéristiques des actions à composants multiples) 37
Figure IV.7 : Logiciel Midas Civil 2022 39
Figure IV.8 : Modèle de calcul 40
Figure IV.9 : Les conditions aux limites du tablier (Boundary conditions) 40
Figure IV.10 : Le moment max à l'ELS 41
Figure IV.11 : L'effort tranchant max à l'ELS 41
Figure IV.12 : Le moment min à l'ELS 41
Figure IV.13 : L'effort tranchant min à l'ELS 42

Figure IV.14 : L'effort tranchant max à l'ELU 42
Figure IV.15 : Le moment max à l'ELU 42
Figure IV.16 : Résultats du Moment My à l'ELS 43
Figure IV.17 : Résultats du moment My à l'ELU 43
Figure IV.18 : Résultats de l'effort tranchant à l'ELU 44
Figure V.1 : Procédé de précontrainte par pré-tension 45
Figure V.2 : Procédé de précontrainte par post-tension 46
Figure V.3 : Schéma des poutres seules et avec dalle 46
Figure V.4 : Disposition des plaques d'ancrage 54
Figure V.5 : Tracé des câbles en élévation dans une poutre 58
Figure V.6 : Sections de vérification pour la poutre seule 70
Figure V.7 : Sections de vérification pour la poutre + dalle 71
Figure V.8 : Courbe d'interaction Moment fléchissant-Effort normal 81
Figure V.9 : Diagramme des déformations à l'ELU 82
Figure V.10 : Diagramme des contraintes et déformations à l'ELU 82
Figure V.11 : Equations d'équilibre 84
Figure V.12 : Zone de concentration des contraintes 86
Figure V.13 : Zone de régularisation des ancrages 86
Figure V.14 : Ferraillage de la poutre 88
Figure VI.1 : Modèle du tablier 88
Figure VI.2 : La flèche due au poids propre G 88
Figure VI.3 : Contre flèche max du tablier due à la mise en tension à 100 % des câbles. 89
Figure VI.4 : Flèche maximale du tablier à l'ELS 89
Figure VI.5 : Résultats du moment Myy à l'ELU 91
Figure VI.6 : Résultats du moment Myy à l'ELS 92
Figure VI.7 : Schéma de ferraillage de la dalle 93
Figure VI.8 : Disposition des vérins de levage 94
Figure VI.9 : Réactions d'appui à l'ELU 94
Figure VI.10 : Valeurs du moment fléchissant à l'ELU 95
Figure VI.11 : Valeurs du moment fléchissant à l'ELS 95
Figure VI.12 : Valeurs de l'effort tranchant à l'ELU 95

Figure VI.13 : Schéma de ferraillage de l'entretoise 97
Figure VII.1 : Domaine d'utilisation des appareils d'appui 99
Figure VII.2 : Définition géométrique d'un appareil d'appui 99
Figure VII.3 : Schéma de l'appareil d'appui 101
Figure VII.4 : Modèle global (modèle de calcul multimodal) **MIDAS** 102
Figure VII.5 : Spectre de réponse élastique Sae(T) - composante horizontale **MIDAS** 103
Figure VII.6 : Spectre de réponse élastique Sae(T) - composante verticale [MIDAS] 104
Figure VII.7 : Spectre de réponse élastique Sae(T) - composante verticale 104
Figure VII.8 : Ferraillage du dé d'appui 112
Figure VII.9 : Joint garde ballast 113
Figure VIII.1 : Dimensions de la pile 115
Figure VIII.2 : Modèle tablier + piles 116
Figure VIII.3 : Résultats du moment de flexion My à l'ELA 118
Figure VIII.4 : Résultats du moment de flexion Mz à l'ELA 118
Figure VIII.5 : Résultats de l'effort Normal N à l'ELA 118
Figure VIII.6 : Résultats du moment de flexion My à l'ELU 119
Figure VIII.7 : Résultats du moment de flexion Mz à l'ELU 119
Figure VIII.8 : Résultats de l'effort normal N à l'ELU 119
Figure VIII.9 : Résultats du moment de flexion My à l'ELS 120
Figure VIII.10 : Résultats du moment de flexion Mz à l'ELS 120
Figure VIII.11 : Résultats de l'effort normal N à l'ELS 120
Figure VIII.12 : Ferraillage de la pile 121
Figure VIII.13 : Moment du chevêtre à l'ELS 123
Figure VIII.14 : Ferraillage du chevêtre 123
Figure VIII.15 : Vue en plan de la semelle 124
Figure VIII.16 : Ferraillage de la semelle 128
Figure VIII.17 : Ferraillage des pieux 130
Figure VIII.18 : Dimensions de la culéeFigure VIII.19 : Ferraillage des pieux 130
Figure VIII.20 : Dimensions de la culée 132
Figure VIII.21 : Modélisation de la culée 132

Figure VIII.22 : Ferraillage de la culée 137

Tableau I.1 : Coefficient d'accélération de zone A (RPOA 2008) 6
Tableau I.2 : Données sismiques du projet 7
Tableau II.1 : Implantation des piles et culées de la variante 01 9
Tableau II.2 : Récapitulatif du prédimensionnement de la variante 01 10
Tableau II.3 : Implantation des piles et culées de la variante 02 11
Tableau II.4 : Tableau récapitulatif du prédimensionnement de la variante 02. 13
Tableau II.5 : Implantation des piles et culées de la variante 03 16
Tableau II.6 : Prédimensionnement de la poutre principale 17
Tableau II.7 : Caractéristiques géométriques d'un profilé IPE 600 18
Tableau II.8 : Analyse multicritères des trois variantes 20
Tableau III.1 : Caractéristiques mécaniques du béton 23
Tableau III.2 : Contraintes admissibles du béton à l'ELU et à l'ELS 23
Tableau III.3 : Déformations longitudinales du béton 24
Tableau III.4 : Contraintes limites de l'acier à l'ELU et à L'ELS 25
Tableau III.5 : Caractéristiques des armatures de précontrainte 26
Tableau IV.1 : Poids propre du tablier (charges permanentes) 27
Tableau IV.2 : Complément de charges permanentes CCP 28
Tableau IV.3 : Poids total du tablier 28
Tableau IV.4 : Modèles de charges SW/0 et SW/2 31
Tableau IV.5 : Récapitulatif de calcul des forces centrifuges 33
Tableau IV.6 : Définition des charges permanentes et surcharges 39
Tableau IV.7 : Définition des combinaisons de charges 39
Tableau IV.8 : Récapitulatif des résultats par midas civil 43
Tableau V.1 : Caractéristiques géométriques des sections 47
Tableau V.2 : Paramètres du câble de précontrainte 47
Tableau V.3 : Position des câbles 55
Tableau V.4 : Récapitulatif du calcul de l'angle de relevage 57
Tableau V.5 : Caractéristiques du tracé des câbles de précontrainte 58
Tableau V.6 : Valeurs de pertes par frottement 59
Tableau V.7 : Valeurs moyennes des pertes dues au frottement 60
Tableau V.8 : Valeurs des pertes par recul d'ancrage 61

Tableau V.9 : Les sections nettes considérées de la poutre seule 62

Tableau V.10 : Les sections nettes considérées de la poutre + dalle..... 63

Tableau V.11 : Position des câbles par rapport à la fibre inférieure et caractéristiques géométriques nettes des sections considérées de la poutre seule 64

Tableau V.12 : Position des câbles par rapport à la fibre inférieure et caractéristiques géométriques nettes des sections considérées de la poutre + dalle 64

Tableau V.13 : Pertes par raccourcissement du béton..... 65

Tableau V.14 : Pertes instantanées totales 65

Tableau V.15 : Valeurs des pertes dues au retrait du béton 67

Tableau V.16 : Valeurs des pertes par fluage du béton..... 68

Tableau V.17 : Valeurs des pertes par relaxation des aciers 69

Tableau V.18 : Valeurs de pertes différées totales 69

Tableau V.19 : Valeurs de pertes différées en % 69

Tableau V.20 : Valeurs de pertes totales 70

Tableau V.21 : Caractéristiques géométriques des sections nettes 71

Tableau V.22 : Limitation des contraintes 72

Tableau V.23 : Récapitulatif des efforts de précontraintes dans chaque phase..... 73

Tableau V.24 : Coordonnées des câbles..... 73

Tableau V.25 : Contraintes calculées pour chaque phase 74

Tableau V.26 : Valeurs de l'effort de précontrainte 77

Tableau V.27 : Paramètres de vérification de la contrainte de cisaillement 78

Tableau V.28 : Le calcul de l'angle βu 79

Tableau V.29 : Paramètres utilisés pour le calcul de la section des armatures transversales 79

Tableau V.30 : Calcul de l'effort normal Nu 83

Tableau VI.1 : Moments appliqués dans le sens yy 92

Tableau VI.2 : Résultats de calcul du ferraillage de la dalle 92

Tableau VI.3 : Moments appliqués dans l'entretoise..... 95

Tableau VI.4 : Résultats de calcul du ferraillage de l'entretoise 97

Tableau VII.1 : Evaluation des réactions R(KN) pour un seul appareil d'appui d'une poutre..... 100

Tableau VII.2 : Récapitulatif de l’effort normal 100

Tableau VII.3 : Dimensionnement en plan des appareils d'appui 101

Tableau VII.4 : Modes propres 105
Tableau VII.5 : Vérification de la résistance à la compression selon RPOA 2008 107
Tableau VII.6 : Vérification de la stabilité au flambement selon RPOA 2008 108
Tableau VII.7 : Vérification de la distorsion selon RPOA 2008 108
Tableau VII.8 : Récapitulatif du dimensionnement du dé d'appui 110
Tableau VII.9 : Ferraillage du dé d'appui 111
Tableau VII.10 : Calcul du souffle 113
Tableau VIII.1 : Implantation et position des piles 114
Tableau VIII.2 : Vérification de la stabilité au flambement 115
Tableau VIII.3 : Evaluation des efforts agissant sur la pile N°1 116
Tableau VIII.4 : Evaluation des efforts agissant sur la pile N°2 117
Tableau VIII.5 : Ferraillage longitudinal de la pile 121
Tableau VIII.6 : Dimensions de la semelle de la pile 124
Tableau VIII.7 : Evaluation des efforts appliqués sur la semelle 125
Tableau VIII.8 : Combinaison des efforts des efforts 125
Tableau VIII.9 : Evaluation des efforts pour chaque pieu 126
Tableau VIII.10 : Tableau de Warner 129
Tableau VIII.11 : Récapitulatif de calcul 129
Tableau VIII.12 : Récapitulatif des rôles et dimensions des éléments de la culée 131
Tableau VIII.13 : Efforts appliqués sur la culée 133
Tableau VIII.14 : Combinaison des efforts 134
Tableau VIII.15 : Effort appliqué revenant pour chaque pieu 134

INTRODUCTION GENERALE

INTRODUCTION GENERALE

Le transport ferroviaire joue un rôle très important dans le développement économique et social d'un pays. Il permet de transporter des marchandises et des voyageurs de manière efficace, sécurisée et économique. Pour assurer la continuité des lignes ferroviaires, il est souvent nécessaire de construire des ouvrages d'art, notamment des ponts ferroviaires, afin de franchir des obstacles naturels comme les oueds, les vallées ou les routes existantes.

Un pont ferroviaire doit répondre à des exigences techniques strictes. Il doit supporter des charges importantes dues au passage des trains, garantir la stabilité de la voie et limiter les déformations pour assurer la sécurité et le confort du trafic. Sa conception nécessite donc une étude approfondie tenant compte des charges, des matériaux utilisés, des conditions du site et des normes en vigueur.

Le présent projet de fin d'études traite l'étude et le dimensionnement d'un pont ferroviaire. C'est un pont rail situé dans la ligne ferroviaire Beni Mansour- Bejaia du PK 37 + 297 au PK 37 + 597. Ce travail comprend le choix du type d'ouvrage, le prédimensionnement des éléments structuraux, le calcul des efforts, ainsi que la vérification de la stabilité et de la sécurité de la structure.

Ce modeste projet de fin d'études est divisé en plusieurs parties principales :

- **Chapitre I** : la présentation de l'ouvrage avec ses données.
- **Chapitre II** : La conception générale, prédimensionnement et choix des variantes, analyse multicritère et choix de la variante retenue. Une deuxième partie qui aborde l'évaluation des charges et surcharges qui agissent sur la structure
- **Chapitre III, IV :** Matériaux utilisés, hypothèses de calcul ainsi que l'évaluation des charges et surcharges.
- **Chapitre V, VI, VII,** : Modélisation et étude des éléments du tablier (précontrainte, étude sismique, ferraillage)
- **Chapitre VIII :** Etude de l'infrastructure

Enfin, une conclusion de synthèse qui résume tous les résultats obtenus et les apprentissages tirés du projet.

CHAPITRE I : PRESENTATION DU PROJET

I. PRESENTATION DU PROJET

I.1. INTRODUCTION

Avant d'entamer l'étude détaillée du pont ferroviaire, il est nécessaire de présenter le projet dans son contexte général. Cette étape permet de situer l'ouvrage, de définir ses principales caractéristiques et de comprendre les contraintes liées à son implantation.

Dans ce chapitre, nous exposons la localisation du projet, les données géométriques de la ligne ferroviaire ainsi que les objectifs visés par la réalisation de cet ouvrage. Ces éléments constituent la base essentielle pour orienter les choix de conception et garantir la réussite de l'étude.

I.2. PRESENTATION DU PROJET

I.2.1. Situation du projet

Le présent projet est situé dans la wilaya de Béjaïa, le long de la ligne ferroviaire Béni Mansour – Béjaïa du PK 37 + 297 au PK 37 + 597. Cette ligne caractérisée par une longueur d'environ 88 km représente un axe stratégique reliant les régions intérieures au littoral, notamment au port de Béjaïa, ce qui lui confère une grande importance économique.

L'ouvrage étudié s'intègre dans le programme de dédoublement de la voie et rectification du tracé pour augmentation de la vitesse à 160 km/h.



Figure I.1 : La ligne ferroviaire Beni Mansour – Béjaïa

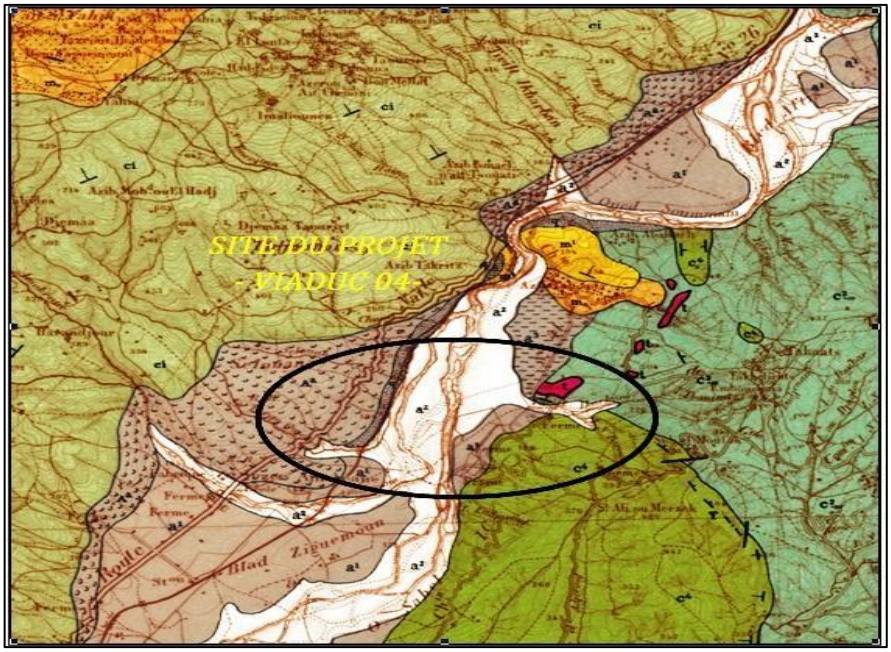


Figure I.2 : Situation du projet (Viaduc N°4)

I.2.2. Objectifs du projet

L'objectif principal de l'ouvrage sujet de notre projet de fin d'études est de franchir l'oued situé sous l'ouvrage (OUED SOUMMAM). D'autres objectifs sont à atteindre à travers ce projet.

- Augmenter la vitesse des trains et la capacité de la ligne pour le transport mixte (jusqu'à 160 km/h pour les voyageurs et 100 km/h pour les marchandises)
- Fluidifier le transport.
- Réduire le temps de parcours à environ 35 à 45 minutes

I.3. DONNEES DU PROJET

I.3.1. Données fonctionnelles

I.3.1.1. Tracé en plan

L'ouvrage d'une longueur totale de 297.5 mètres est implanté sur un tracé ferroviaire composé d'une clothoïde jusqu'au PK 37 + 369.51 puis une courbe de rayon 1850 m entre les PK 37 + 369.51 et 37 + 522.06. Cette courbe d'une longueur de 152.55 m est suivie d'une clothoïde du PK 37 + 369.51 jusqu'au PK 37 + 601.3.

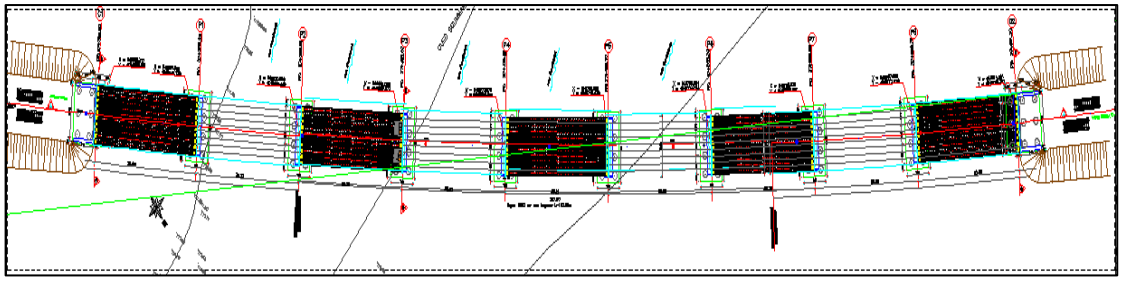


Figure I.3 : Tracé en plan

I.3.1.2. Profil en long

Le profil en long d'un pont représente l'élévation du sol le long de son axe. Longitudinalement, l'ouvrage présente une courbe de pente P = -1.5 %. Le dénivelé maximal entre la ligne de projet et le terrain naturel est 7.92 m

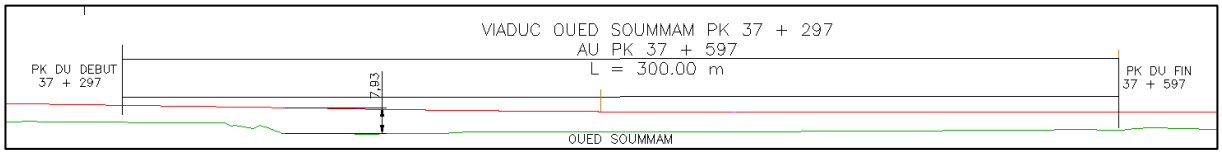


Figure I.4 : Profil en long

I.3.1.3. Profil en travers

Le profil en travers permet de définir la géométrie et équipements de la voie dans le sens transversal. Il permet de visualiser la structure de la plateforme ferroviaire et ses différents éléments constructifs.

- La largeur totale : 12.80 m.
- Le nombre de voies : 2 voies
- L'écartement des rails : 1.435 m
- L'entraxe des deux voies : 4.30 m
- La pente transversale : 1 %

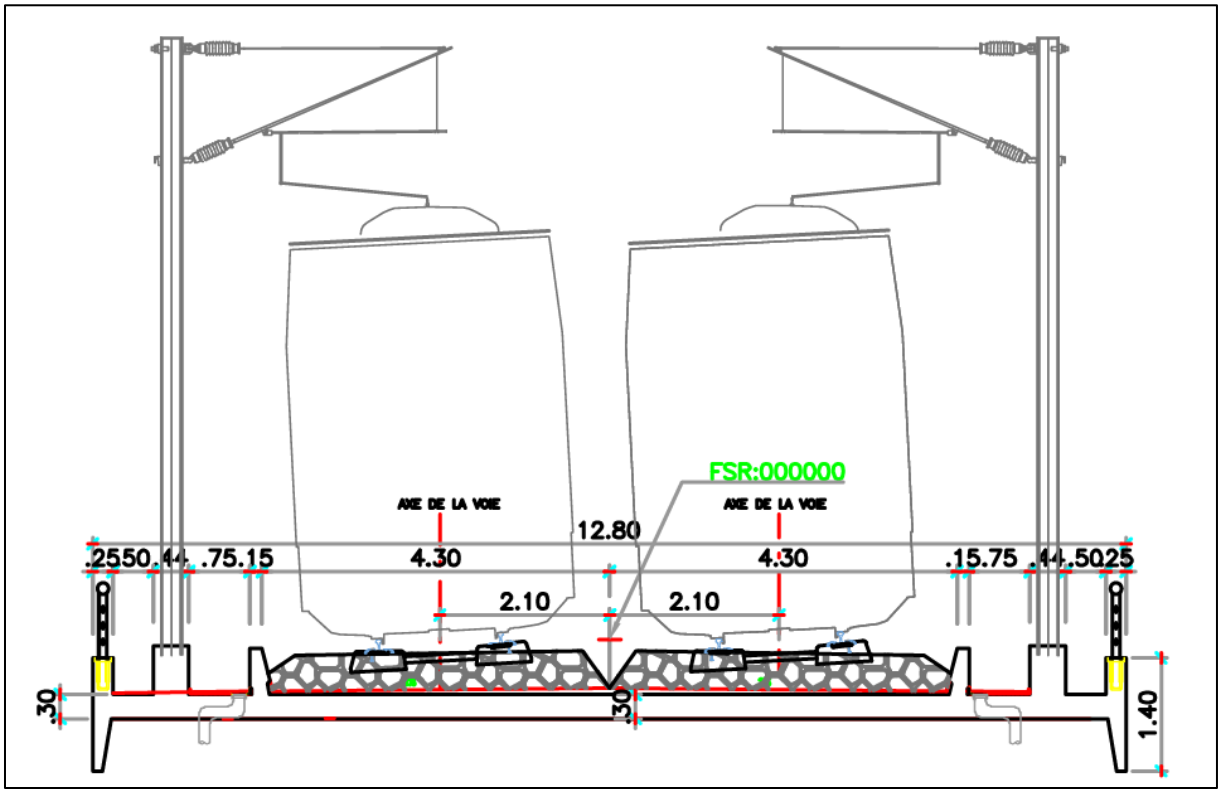


Figure I.5 : Profil en travers

I.3.2. Données naturelles

I.3.2.1. Topographie

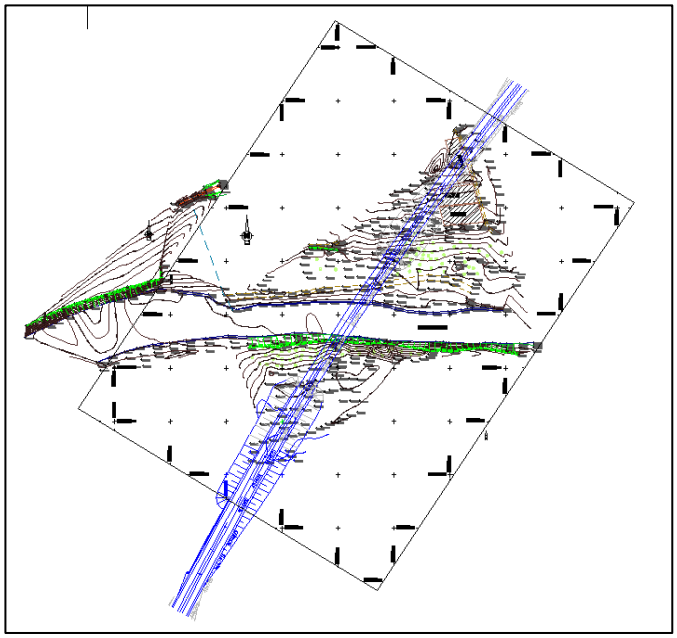


Figure I.6 : Levé topographique

I.3.2.2. Géotechnique :

L'étude géotechnique est une analyse détaillée des couches de sol pour comprendre ses caractéristiques physiques, mécaniques et chimiques avant de construire et éviter les problèmes graves après tel que le tassement, glissement, gonflement de la fondation et déterminer le niveau de la nappe phréatique. La reconnaissance du sol est décrite par deux types d'essais : Essais in situ et essais au laboratoire.

Les essais réalisés in situ sont :

- Quatre sondages carottés notés FC4-1 à FC 4-4 d'une profondeur de 25 m à 30 m selon la nature lithologique rencontrée.
- Des essais de SPT chaque 3 m, destinés à reconnaître visuellement la nature des couches traversées et de prélever des échantillons pour les essais de laboratoire.
- Des piézomètres équipent les sondages carottés pour avoir une approche sur le niveau de la nappe phréatique.
- Cinq sondages pressiométriques notés PMT 4-1 à PMT 4-5 descendus jusqu'à 30 m de profondeur.

Les essais en laboratoire ont été exécutés avec les échantillons intacts et remaniés qui sont prélevés lors des essais pour analyser les caractéristiques géotechniques, mécaniques et chimiques des sols. L'ANNEXE A présente le détail des essais géotechniques et montre la lithologie du sol utilisé.

I.3.2.3. Sismicité du site :

Le zonage sismique établi par le CGS 1999 complété, en RPOA 2008. Donc le territoire national est divisé en cinq (5) zones de sismicité croissante selon le niveau de risque sismique.

- **Zone 0 :** Zone de sismicité négligeable
- **Zone I :** Zone de sismicité faible
- **Zone II a :** Zone de sismicité moyenne
- **Zone IIb :** Zone de sismicité élevée
- **Zone III :** Zone de sismicité très élevée

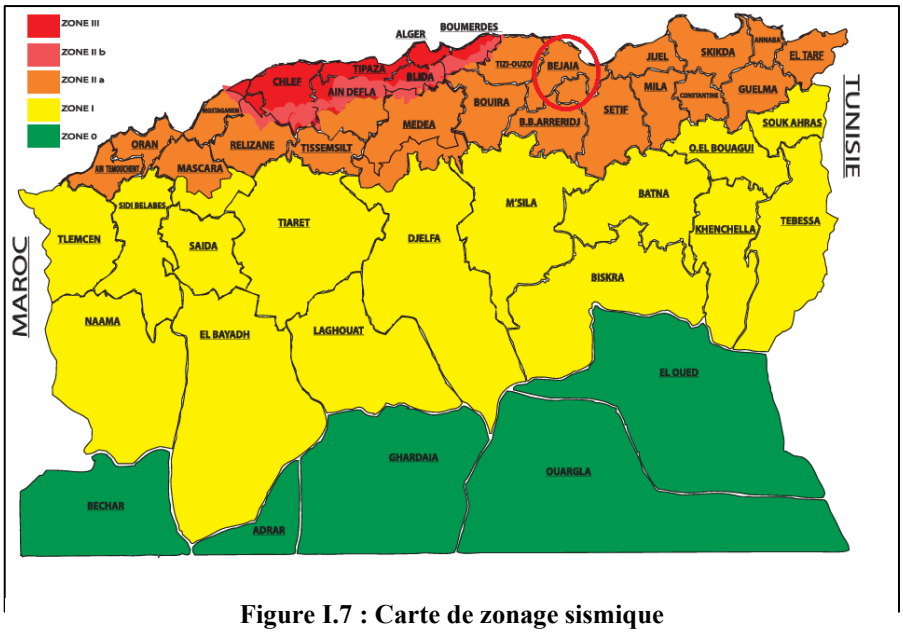


Figure I.7 : Carte de zonage sismique

L'ouvrage étudié (Viaduc N°4) se trouve dans la wilaya de Béjaïa avec un groupe d'importance 1(Pont stratégique), cette zone est classée en zone IIa (zone de sismicité moyenne).

Tableau I.1 : Coefficient d'accélération de zone A (RPOA 2008)

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

Tableau I.2 : Données sismiques du projet

Groupe d'importance	**1**
Zone sismique	**IIa**
Coefficient d'accélération de zone	$\mathbf{A = 0.25}$
Site	**S2 (site ferme)**

I.4. CONCLUSION

La collecte des données dans un projet est une étape essentielle qui consiste à rassembler les informations nécessaires et les reconnaissances du site de l'ouvrage pour réaliser l'étude et atteindre les objectifs du projet. Ces données permettent d'analyser la situation, de comprendre le problème étudié et de proposer des solutions adaptées. Dans notre projet, les données naturelles, fonctionnelles sont collectées à l'aide de l'entreprise Cosider Ouvrages d'art.

CHAPITRE II : CONCEPTION GENERALE

II. CONCEPTION GENERALE

II.1. INTRODUCTION

L'objectif de ce chapitre est de présenter la conception générale du pont en prenant en considération des critères technique, économique et esthétique, et de faire finalement une analyse multicritère des différentes variantes et de justifier le choix de la variante retenue pour une étude plus détaillée. Les trois variantes sont :

- Variante 1 : Pont à poutres en béton précontraint préfabriquées par post-tension
- Variante 2 : Pont voussoir en béton précontraint construit par encorbellements successifs
- Variante 3 : Pont mixte acier–béton

II.2. PREDIMENSIONNEMENT ET PRESENTATION DES VARIANTES

II.2.1. Variante 1 : Pont à poutres en béton précontraint préfabriquées par post-tension

II.2.1.1. Présentation de la variante

La variante VIPP repose sur des poutres en béton précontraint par post-tension, adaptées aux portées comprises entre 30 et 50 m. Ce type de solution a été retenu pour sa performance technique, son coût maîtrisé et sa facilité de construction, tout en permettant une maintenance simplifiée. Pour ce projet, l'ouvrage comprend 8 travées de 35 m, reposant sur 7 piles intermédiaires et deux culées. Le tablier est constitué de 10 poutres espacées de 1.25 m, assurant une répartition homogène des charges et une rigidité optimale. La post-tension permet de couler les poutres directement sur place, supprimant ainsi le transport de grandes sections préfabriquées et réduisant les contraintes logistiques et les coûts associés.

II.2.1.2. Avantages et inconvénients

➢ **Les avantages**

- **Rapidité de construction** : La préfabrication et la post-tension permettent une exécution rapide sur site, réduisant significativement les délais de chantier.
- **Réduction des coûts indirects** : Moins de temps sur le chantier diminue les coûts liés à la gestion du trafic et aux perturbations temporaires.
- **Minimisation des interruptions de circulation** : L'installation rapide des poutres limite les désagréments pour les usagers.
- **Qualité assurée** : La préfabrication permet un contrôle strict de la qualité en usine, garantissant un béton homogène et des armatures bien protégées.
- **Structure isostatique et durable :** La configuration isostatique et le béton constamment comprimé assurent une résistance accrue aux tassements différentiels et aux fissurations.

➢ **Inconvénients**

- **Investissement initial pour la manutention** : Nécessité de grues de grande capacité pour installer les poutres sur site.
- **Dépendance à la qualité de préfabrication** : Les performances de l'ouvrage dépendent directement de la qualité des éléments produits en usine.

- **Maintenance des joints de tablier** : Les joints entre poutres exigent un suivi régulier des interventions d'entretien périodiques.
- **Contrôle rigoureux de la post-tension** : La mise en tension des câbles nécessite un Personnel qualifié et un suivi strict pour assurer la sécurité et la durabilité.

- **Hauteur et poids des poutres** : Augmentent avec la portée, ce qui impose une Planification précise du montage et du dimensionnement.

II.2.1.3. Conception de la variante

a. Conception longitudinale

Le Pont en béton précontraint par post tension que nous avons proposé est composé de 8 travées de 35 mètres avec une longueur totale de 280 mètres linéaires.

Tableau II.1 : Implantation des piles et culées de la variante 01

Pile/Culée	PK
C1	**37 + 307**
P1	**37 + 342**
P2	**37 + 377**
P3	**37 + 412**
P4	**37 + 447**
P5	**37 + 482**
P6	**37 + 517**
P7	**37 + 552**
C2	**37 + 587**

b. Conception transversale

Le tablier est constitué d'une couverture en béton armé et 10 poutres porteuses avec un entraxe entre elles de 1.25 m

Le prédimensionnement a été fait à l'aide du guide de conception SETRA (VIPP 1996).

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

Dimension	Notation	Ratio usuel	Valeur retenue (m)
Longueur de poutre	**L**	30 à 50 m	35
Hauteur totale du tablier	$\mathbf{H_T}$	$\frac{L}{22} < \mathrm{H_T} < \frac{L}{17}$	2.3
Epaisseur de la dalle en BA	**e**	$e > 20$ cm	0.3
Hauteur de la poutre	$\mathbf{H_p}$	$\mathrm{H_p} = \mathrm{H}_T - e$	2
Entraxe des poutres	**λ**	$0.8\ \mathrm{m} < \lambda < 1.8\ \mathrm{m}$	1.25
Nombre de poutres	**N**	$\mathrm{N} = \frac{L}{\lambda} + 1$	10
Largeur de la table de compression	**B**	$\mathrm{B} > 0.6\ \mathrm{h}$	1.04
Epaisseur de la table de compression	$\mathbf{e_t}$	$e_t > 0.1$ m	0.115
Epaisseur du talon	$\mathbf{e_t}$	10 à 20 cm	0.20
Largeur du talon	$\mathbf{L_t}$	60 à 90 cm	0.60
Epaisseur de l'âme à mi travée	$\mathbf{e_a}$	20 à 25 cm	0.25

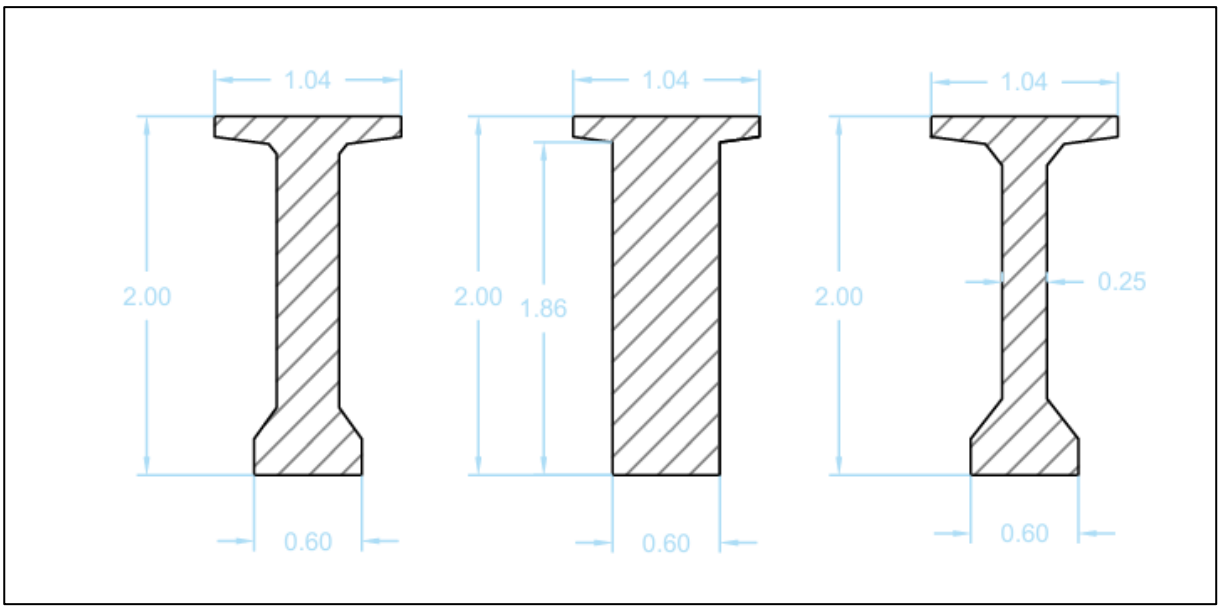


Figure II.1 : Détail des poutres

II.2.2. Variante 2 : Pont voussoirs en béton précontraint construit par encorbellements successifs

II.2.2.1. Présentation de la variante

La variante du pont à voussoirs correspond à un ouvrage en béton précontraint dont le tablier est constitué de plusieurs segments appelés voussoirs. Ces éléments sont réalisés séparément puis assemblés progressivement par précontrainte pour former la structure complète du pont. Cette méthode de construction permet de franchir des portées importantes et s'adapte bien aux contraintes du site, tout en assurant une bonne résistance et une grande stabilité de l'ouvrage.

II.2.2.2. Avantages et inconvénients

- **Les avantages**
  - Réalisation du tablier sans appuis temporaires au sol, ce qui est particulièrement adapté aux terrains accidentés ou aux franchissements de vallées et rivières en crue.
  - Utilisation de grandes portées avec un nombre réduit de piles, ce qui dégage le paysage et améliore l'aspect esthétique de l'ouvrage.
  - Bonne **résistance et rigidité** grâce à la précontrainte.
- **Les inconvénients**
  - Poids propre important, nécessitant des appuis et fondations de grande capacité.
  - Coût élevé, lié notamment à l'utilisation de nombreux câbles de précontrainte et à des fondations profondes.
  - Exécution lente en raison du nombre de voussoirs à réaliser.
  - Nécessité d'une main-d'œuvre très qualifiée et de matériels spécifiques.
  - Entretien plus délicat après de forts dommages, notamment en cas de séisme.

II.2.2.3. Conception de la variante

a. Conception longitudinale

Pour cette variante, nous proposons un pont voussoir à hauteur variable construit de 5 travées ; 3 travées principales de 71 m et 2 travées de rive de 43.4 m ce qui donne une longueur totale de 299.8 m.

Tableau II.3 : Implantation des piles et culées de la variante 02

Pile/Culée	PK
C1	**37 + 302.1**
P1	**37 + 345.5**
P2	**37 + 416.5**
P3	**37 + 487.5**
P4	**37 + 558.5**
C2	**37 + 601.9**

b. Conception transversale

Le tablier de l'ouvrage a une largeur totale de **12,80 m**. Selon le guide SETRA des ponts en béton précontraint construits par encorbellements successifs, pour des largeurs inférieures à **20 m**, la solution la plus économique est un **caisson à deux âmes avec deux hourdis en dalle pleine**. Cette solution a donc été retenue pour notre ouvrage.

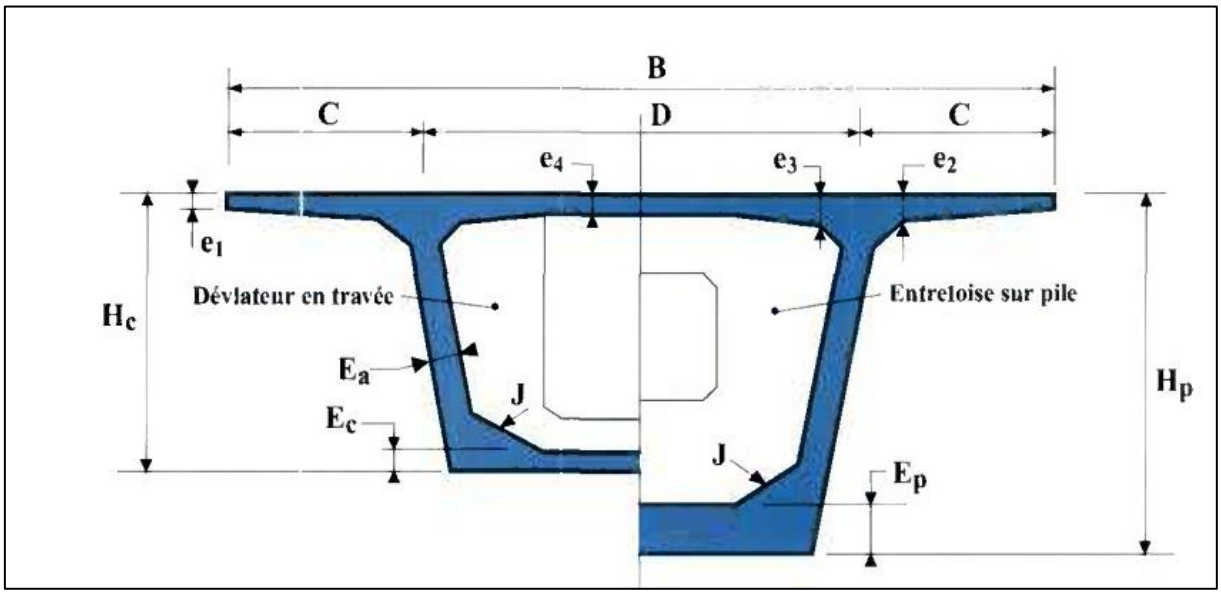


Figure II.2 : Dimensions du voussoir

Tableau II.4 : Tableau récapitulatif du prédimensionnement de la variante 02.

Elément		Ratio usuel	Valeur retenue
Largeur du voussoir		B	12.8 m
Largeur d'encorbellement		$C = \frac{B}{4}$	3.2 m
Entraxe des âmes		$D = B - 2C$	6.4 m
Hauteur du voussoir	**Sur pile**	$\frac{L}{H_p} = 14 + \frac{L}{45}$	4.80 m
	A la clef	$\frac{L}{H_c} = 19 + \frac{L}{7}$	3 m
Hourdis supérieur	$\mathbf{e_1}$	$e_1 \geq 16$ à 18 cm	20 cm
	$\mathbf{e_2}$	$e_2 = \frac{C}{8}$ à $\frac{C}{7}$	42 cm
	$\mathbf{e_3}$	$e_3 = 0.10 + \frac{D}{25}$ Avec $e_3 \geq e_2 - 0.1$ et $e_3 \geq 1.5\, e_4$	40 cm
	$\mathbf{e_4}$	$\frac{D}{30} \leq e_4 \leq \frac{D}{25}$	25 cm
Epaisseur de l'âme		$E_a \geq 0.26 + \frac{L}{500}$	41 cm
Inclinaison de l'âme		$10° \leq \beta \leq 30°$	10°
Hourdis inférieur	**Sur pile**	$E_p \geq 35$ à 80 cm	75 cm
	A la clef	$E_c \geq 18$ à 22 cm	30 cm
Inclinaison des goussets supérieurs		$30 \leq \alpha \leq 45°$	45°
Inclinaison des goussets inférieurs		$40 \leq \alpha' \leq 45°$	45°

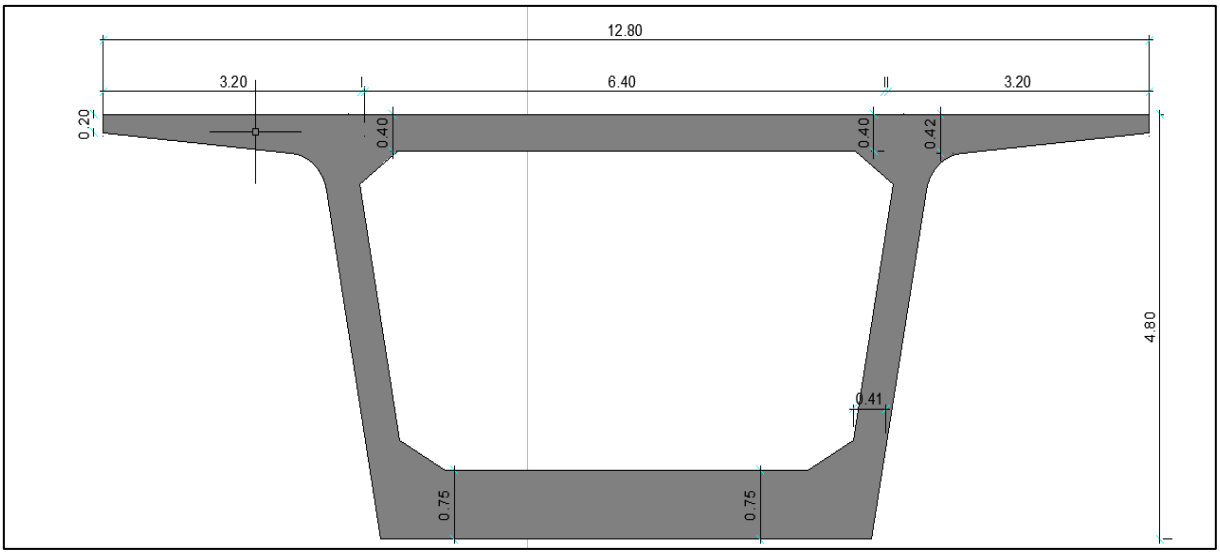


Figure II.3 : Coupe transversale sur VSP

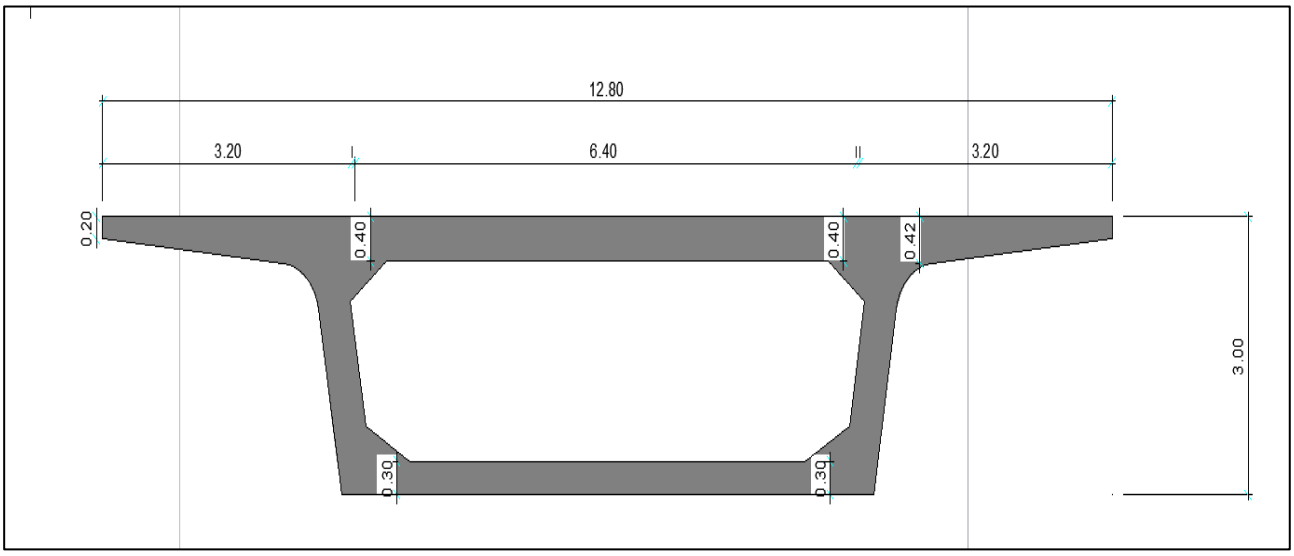


Figure II.4 : Coupe transversale sur VC

c. Découpage en voussoirs

Pour le découpage en voussoirs, il existe 3 types de voussoirs :

- **Voussoir courant :** la longueur des voussoirs courants est constante et varie de 2.50 à 4 m.
- **Voussoir sur pile :** Les dimensions des voussoirs sur piles sont différentes dans le cas d'un ouvrage à voussoirs coulés en place et dans celui d'un ouvrage à voussoirs préfabriqués. La longueur est comprise entre 8 à 10 m.
- **Voussoir de clavage :** La longueur des voussoirs de clavage varie considérablement selon la technique utilisée. Leur longueur minimale est ainsi d'environ 2 m.

Donc on choisit des voussoirs de clavage de 2 m de longueur, des voussoirs courants de 3.5 m de longueur et des voussoirs sur pile de 8 m de longueur.

II.2.3. Variante 3 : Pont mixte acier–béton (bi-poutres métallique à entretoises)

II.2.3.1. Présentation de la variante

Les ponts mixtes bi poutres, combinant la résistance de l'acier et la durabilité du béton, sont constitués de deux poutres en I généralement de hauteur constante et d'une dalle en béton armé connectée. Ce type de pont est adapté pour des portées de 30 à 110 m environ pour des travées continues et 25 à 90 m pour des travées indépendantes. Le prédimensionnement du pont est basé sur les recommandations du guide SETRA pont mixte-acier béton. Sur une longueur totale de 300 m, on décompose le pont en 6 travées de 50 m

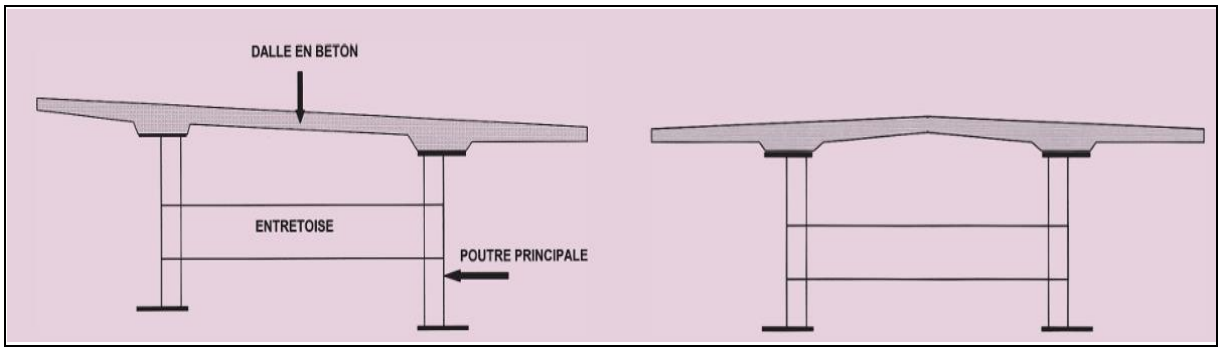


Figure II.5 : Morphologie générale du pont mixte bi poutres à entretoise

II.2.3.2. Les avantages et les inconvénients

- **Les avantages**
  - Bonne complémentarité acier / béton → réduction des sections et des charges permanentes (économie sur appuis et fondations).
  - Eléments métalliques et dalles préfabriquées en atelier → précision, qualité, réduction des délais de chantier.
  - Fabrication en atelier fermé avec contrôles systématiques (soudage, géométrie, protection anticorrosion).
  - Durée de vie élevée sous réserve d'un entretien adapté ; acier 100 % recyclable.
- **Les inconvénients**
  - Sensibilité à la fatigue des soudures et assemblages → détails soignés et contrôles renforcés.
  - Nécessité d'une main-d'œuvre qualifiée (Exigence des soudeurs et équipes de montage expérimentés.)
  - Stabilité et déversement des poutres**.**
  - Prise en compte des deux matériaux, des phases de construction et des effets différés, avec un coût initial parfois plus élevé.

II.2.3.3. Conception et prédimensionnement de la variante

a. Conception longitudinale

Selon les recommandations du guide SETRA Pont mixte acier béton et le guide conception des ponts de Jean Armand Calgaro, on a choisi un pont mixte bi-poutre à entretoise Sur une longueur totale de 300 m, on décompose le pont en 6 travées de 50 m.

Tableau II.5 : Implantation des piles et culées de la variante 03

Pile/Culée	PK
C1	37 + 303.6
P1	37 + 353.6
P2	37 + 403.6
P3	37 + 453.6
P4	37 + 503.6
P5	37 + 553.6
C2	37 + 603.6

b. Conception transversale

Transversalement, le tablier est de largeur totale égale à 12.8 m, il repose sur 2 poutres reliées par des entretoises espacées de 8 m. Les poutres principales sont séparées de 7 m, avec un débord de 2.9 m de chaque côté.

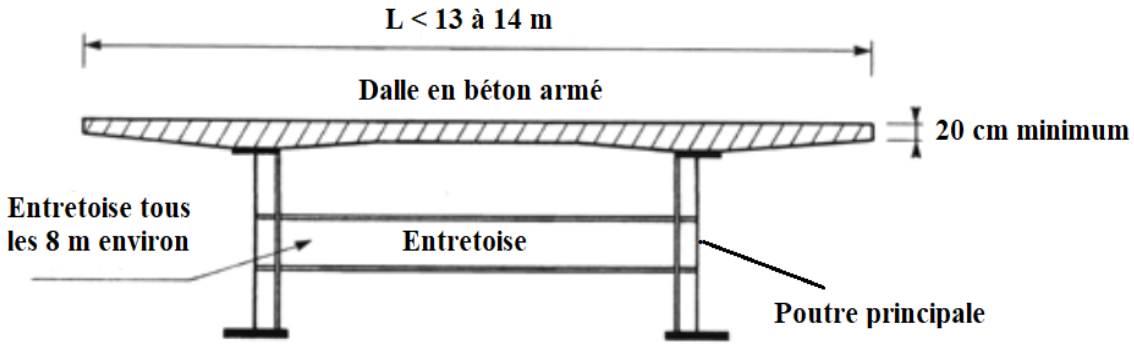


Figure II.6 : Schéma transversal d'un pont mixte bi poutres à entretoise

c. Conception des poutres principales

Les poutres principales sont des éléments sous forme de profilés de section transversale en I soudés en usine. Le prédimensionnement de la poutre principale se fait selon les recommandations du guide SETRA pont mixte acier béton (guide de conception durable).

Tableau II.6 : Prédimensionnement de la poutre principale

Dimensions		Ratio usuel	Valeur retenue
Hauteur de la poutre		$\frac{X}{24} = \frac{50}{24} = 2.08$ m	2.1 m
Entraxe des poutres		$L = 0.55\ L_T = 7.04$ m	7 m
Largeur des semelles	**Inférieure**	$B_{inf} = \left(0.25 + \frac{X}{125} + \frac{L_T}{40}\right)\left(0.92 + \frac{L_T}{150}\right)$	1 m
	Supérieure	$B_{sup} = B_{inf} - 0.1$	0.9 m
Epaisseur des semelles	**Inférieure**	$25\text{ mm} \leq t_i \leq 150\text{ mm}$	80 mm
	Supérieure	$25\text{ mm} \leq t_s \leq 150\text{ mm}$	60 mm
Epaisseur de la dalle	**Au droit des poutres principales**	$0.13 + \frac{L_T - L}{26}$	0.35 m
	Au centre du tablier	$0.12 + \frac{L}{50}$	0.26 m
Epaisseur de l'âme		$14\text{ mm} \leq t_w \leq 35\text{ mm}$	25 mm

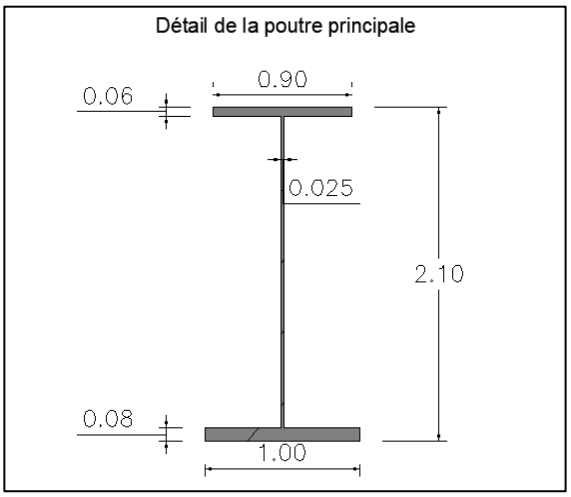


Figure II.7 : Détail de la poutre principale

d. Conception des entretoises

Les entretoises sont des poutres secondaires (poutres transversales) qui servent à assurer la rigidité transversale du tablier et répartir les charges entre les poutres. Selon les recommandations du guide SETRA, les entretoises des bipoutres sont en général des profilés de type IPE ou HEA, de 400 à 700 mm de hauteur selon la hauteur et l'entraxe des poutres en zone courante et le plus souvent des PRS de hauteur comprise entre 600 et 1600 mm sur pile Pour le prédimensionnement, on opte pour un IPE 600

Tableau II.7 : Caractéristiques géométriques d'un profilé IPE 600

IPE 600	
Dimensions	**Valeurs (mm)**
Hauteur du profilé h	600
Largeur des semelles b	220
Epaisseur des semelles t_f	19
Epaisseur de l'âme t_w	12

II.3. ANALYSE MULTICRITERE

L'analyse multicritère est une méthode d'évaluation à la fois quantitative et qualitative des différentes variantes, constituant un outil d'aide à la décision essentiel. Elle permet de comparer plusieurs alternatives en fonction de critères prédéfinis de nature différente, pour identifier la solution la plus appropriée en fonction des objectifs fixés. On prend en compte les critères suivants : l'entretien, l'esthétique, l'économie et l'exécution

- **Entretien : (/5 points)**
  - **Pont à poutres en béton précontraint par post tension**

Un pont à poutres en béton précontraint par post-tension nécessite un entretien globalement faible, sauf les dispositifs et équipements du tablier. Nettoyage et inspection des appareils d'appui, vérification des joints de dilatation,

  - **Pont mixte bi poutres**

L'entretien d'un pont mixte bi-poutres acier–béton est exigeant et repose principalement sur la protection anticorrosion des éléments métalliques, le contrôle des assemblages et l'entretien de la dalle en béton. En raison de la sensibilité de l'acier aux agressions extérieures, ce pont nécessite des interventions régulières.

  - **Pont voussoir en béton précontraint par encorbellements successifs**

L'entretien est plus délicat dans ce type de pont après de forts dommages.

- **Esthétique : (/4 points)**

Du point de vue esthétique, **le pont en voussoirs construit par encorbellements successifs** se distingue par sa forme élancée, sa continuité et son aspect moderne, ce qui en fait la variante la plus esthétique. Le pont mixte offre également une bonne qualité visuelle grâce à sa finesse, tandis que le pont à poutres reste plus simple et classique.

- **Economie : (/5 points)**

Parmi les 3 variantes, le pont voussoirs est le pont le plus coûteux en raison de sa complexité de construction et la nécessité des moyens techniques avancés, le pont mixte bi poutres à un cout peu élevé tandis que le pont à poutres est le plus économique grâce à sa simplicité de conception et de construction.

- **Exécution : (/6 points)**
  - **Pont à poutres en béton précontraint par post tension**

Le pont à poutres se réalise de manière simple et ne nécessite pas des grands moyens. Les poutres sont préfabriquées par des moules spéciaux mais ce pont est limité pour des portées moyennes. Dans notre projet, C'est le choix adopté

  - **Pont voussoir en béton précontraint par encorbellements successifs**

L'exécution de ce pont est lente et difficile et nécessite un délai plus long en raison du nombre de voussoirs à réaliser, aussi la nécessité d'une main-d'œuvre très qualifiée et de matériels spécifiques pour assurer la stabilité de l'ouvrage.

- **Pont mixte bi poutres**

Ce type de pont est rapide à construire grâce à la préfabrication des poutres nécessite une main-d'œuvre qualifiée avec un matériel spécifique (Exigence des soudeurs et équipes de montage expérimentés.)

Tableau II.8 : Analyse multicritères des trois variantes

Critère		**Variante 01**	**Variante 02**	**Variante 03**
Entretien		5/5	4/5	1/5
Esthétique		1/4	4/4	4/4
Economie		5/5	3/5	4/5
Exécution		5/6	4/6	4/6
Coût	**S(m^2)**	3840	3840	3840
	PU (DA/m^2)	350 000	450 000	400 000
	Prix total (DA)	1344.000.000	1728.000.000	1536.000.000
Note finale		16/20	15/20	13/20

II.4. JUSTIFICATION DES NOTES

Variante 1 : Pont à poutres en béton précontraint post tension

✓ Poutres préfabriquées

✓Plus rapide en exécution

✓ Peu d'entretien

✗ Esthétiquement standard

Variante 2 : Pont voussoir en béton précontraint construit par encorbellements successifs

✓ La variante la plus esthétique

✓ Très peu d'entretien

✗ Mise en œuvre complexe (équipage mobile)

✗ La plus coûteuse des trois

Variante 3 : Pont mixte bi poutres

✓ Pose simple des poutres

✕ Le soudage ou boulonnage prend peu de temps et il demande plus d'entretien périodique

✓ Bonne intégration visuelle

✕ Entretien régulier contre La corrosion

Selon les critères définis dans l'analyse multicritère, la variante 1 **(pont à poutres en béton précontraint)** est la variante retenue parce qu'elle donne les meilleurs résultats globaux. Elle est **moins coûteuse**, **facile et rapide à réaliser**, et demande **peu d'entretien**. Même si son aspect est simple, elle reste la solution la plus adaptée pour ce projet pour la suite de l'étude.

II.5. CONCLUSION

En conclusion, ce chapitre a été consacré à la conception de l'ouvrage, en présentant les différentes variantes possibles du pont et en réalisant leur prédimensionnement. Une étude comparative basée sur une analyse multicritère a ensuite été menée afin d'évaluer chaque solution selon des critères techniques, économiques, esthétiques et d'exécution. Cette démarche a permis d'identifier la solution la plus adaptée et de retenir la variante du pont à poutres en béton précontraint pour la suite du projet.

CHAPITRE III : MATERIAUX ET HYPOTHESES DE CALCUL

III. MATERIAUX ET HYPOTHESES DE CALCUL

III.1. INTRODUCTION

L'objectif de ce chapitre est de définir les matériaux utilisés, leurs caractéristiques mécaniques ainsi que les règles de calcul à appliquer dans la construction et l'exécution de cet ouvrage d'art. L'identification des normes de calcul est une étape nécessaire pour assurer la stabilité de l'ouvrage.

III.2. NORMES DE CALCUL

- **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.
- **RPOA 2008 :** Règles parasismiques applicables au domaine des ouvrages d'art
- **Fascicule 62 titre V :** règles techniques de conception et de calcul des fondations des ouvrages de génie civil.
- **UIC 776-1** : Charges à prendre en considération dans le calcul des ponts-rails.
- **SNCF : livret 2.01 :** Conception et calcul des ouvrages en béton, en métal ou mixte.
- **Guide SETRA :** Service d'étude technique des routes et autoroutes.
- **Eurocode 1 :** partie 2- action sur les ponts dues au trafic
- **Eurocode 2 :** partie 2- calcul des structures en béton

On identifie les principales caractéristiques des trois matériaux utilisés dans les structures en béton précontraint, à savoir :

- Le béton
- Les armatures de précontrainte
- Les armatures passives

III.3. CARACTERISTIQUES MECANIQUES DES MATERIAUX

III.3.1. Le béton

III.3.1.1. Résistance caractéristique à la compression

- Pour la superstructure : C40/50 ($f_{c28} = 40$ MPa)
- Pour l'infrastructure : C30/37 ($f_{c28} = 30$ MPa)

III.3.1.2. Résistance caractéristique à la traction

$f_{tj} = 0.6 + 0.06\, f_{cj}$

- Pour la superstructure : $f_{t28} = 3$ MPa
- Pour l'infrastructure : $f_{t28} = 2.4$ MPa

Tableau III.1 : Caractéristiques mécaniques du béton

Caractéristiques mécaniques	Superstructure	Infrastructure
Densité du béton armé (kN/m^3)	25	25
f_{c28}(MPa)	40	30
f_{t28}(MPa)	3	2.4

III.3.1.3. Contraintes admissibles à la compression

- **A l'ELU** $f_{bu} = \frac{0.85\, f_{c28}}{\theta\, \gamma_b}$ **(En MPa)**
- **A l'ELS** $\overline{\sigma_{bc}} = 0.6\, f_{c28}$ **(En MPa)**

Les valeurs du coefficient θ :

- $\theta = 1$ Pour $t > 24$ h
- $\theta = 0.9$ Pour $1\text{ h} \leq t \leq 24\text{ h}$
- $\theta = 0.85$ Pour $t < 24$ h

γ_b : Coefficient partiel de sécurité du béton

- $\gamma_b = 1.5$ Dans la situation durable et transitoire
- $\gamma_b = 1.15$ Dans la situation accidentelle

Tableau III.2 : Contraintes admissibles du béton à l'ELU et à l'ELS

Etat limite	ELU		ELS
Contraintes admissibles (MPa)	f_{bu}		$\overline{\sigma_{bc}}$
	$\gamma_b = 1.5$	$\gamma_b = 1.15$	
Superstructure	22.67	29.57	24
Infrastructure	17	22.17	18

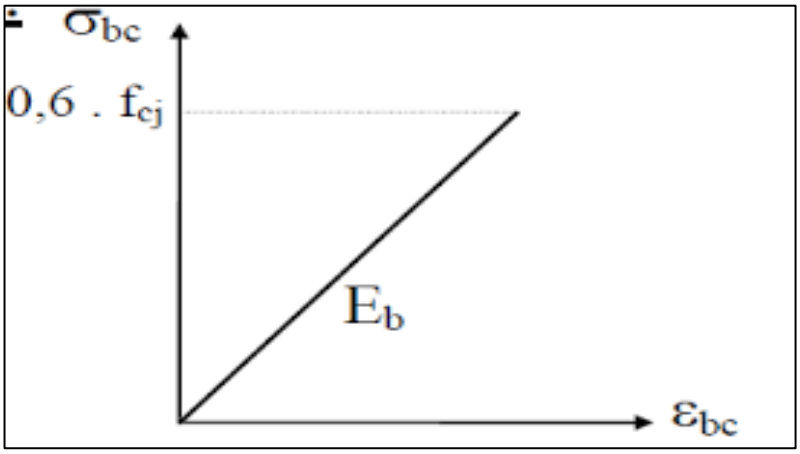


Figure III.1 : Diagramme contrainte déformation du béton à l'ELS

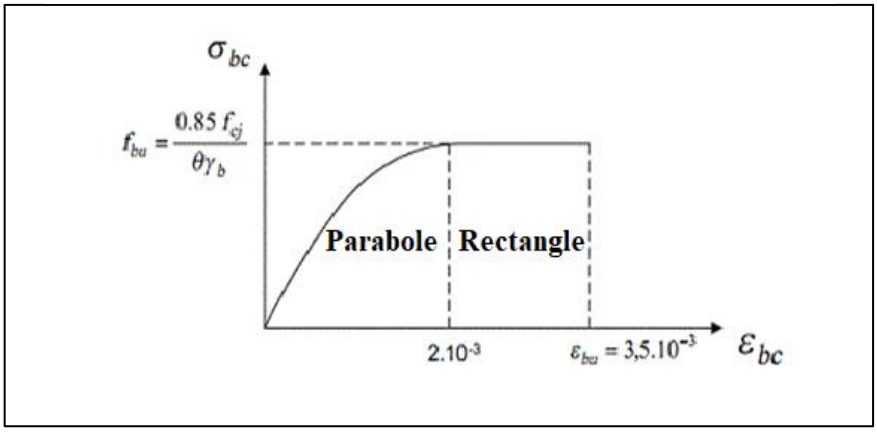


Figure III.2 : Diagramme contrainte déformation du béton à l'ELU

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

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}}$$

- Pour la superstructure : $E_{i28} = 37619.47$ MPa
- Pour l'infrastructure : $E_{i28} = 34179.56$ MPa

Module de déformation différé (longue durée) :

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}}$$

- Pour la superstructure : $E_{v28} = 12653.82$ MPa
- Pour l'infrastructure : $E_{v28} = 11496.76$ MPa

Tableau III.3 : Déformations longitudinales du béton

Module de déformation (MPa)	Superstructure	Infrastructure
E_{i28}	37619.47	34179.56
E_{v28}	12653.82	11496.76

III.3.1.5. Coefficient de POISSON

Le coefficient de POISSON noté ν, représente la variation relative de dimension Transversale d'une pièce soumise à une variation relative de dimension longitudinale.

- $\nu = 0.2$: pour une zone non fissurée (ELS)
- $\nu = 0$: pour une zone fissurée (ELU)

III.3.2. L'acier

III.3.2.1. Les aciers passifs

III.3.2.1.1. Caractéristiques des aciers passifs

Les armatures passives utilisées sont des aciers à Haute adhérence (HA) de nuance FeE500.

Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est : $E_s = 2 \times 10^5$ MPa

La limite d'élasticité est : $f_e = 500$ MPa

III.3.2.1.2. Contraintes limites de traction des aciers passifs :

Tableau III.4 : Contraintes limites de l'acier à l'ELU et à L'ELS

Cas considéré	Contrainte limite (MPa)		Superstructure	Infrastructure
ELU	$\boldsymbol{\sigma_{su} = \frac{f_e}{\gamma_s}}$	**Situation durable et transitoire ($\gamma_s = 1.15$)**	434.78	434.78
		Situation accidentelle ($\gamma_s = 1$)	500	500
ELS (selon la fissuration jugée)				
Fissuration peu nuisible	Pas de limitation des contraintes, aucune vérification n'est requise.			
Fissuration préjudiciable	$\boldsymbol{\sigma_s = max\left\{0.5\, f_e ; 110\sqrt{\eta\, f_{tj}}\right\}\eta = 1.6}$		**250**	**250**
Fissuration très préjudiciable	$\boldsymbol{\sigma_s = max\left\{0.4\, f_e ; 88\sqrt{\eta\, f_{tj}}\right\}\eta = 1.6}$		**200**	**200**

III.3.2.2. Les aciers actifs (aciers de précontrainte) :

Les caractéristiques des armatures actives sont mentionnées dans le tableau ci-dessous

Tableau III.5 : Caractéristiques des armatures de précontrainte

Caractéristiques	Symboles	Valeurs
Toron	T	T15s
Section d'un toron	$A_p(mm^2)$	150
Nombre de torons par câbles	n	12
Section d'un câble	$S = n.A_p(mm^2)$	1800
Diamètre de la gaine	$\phi(mm)$	80
Contrainte de rupture garantie	$f_{prg}(MPa)$	1860
Limite élastique garantie	$f_{peg}(MPa)$	1674
Module d'élasticité	$E_p(MPa)$	195000
Coefficient de relaxation maximale des câbles à 1000 h	$\rho_{1000}(\%)$	2.5
Recul d'ancrage au relâchement du vérin	$g(mm)$	6
Coefficient de frottement en courbe	$f(rd^{-1})$	0.18
Coefficient de frottement en ligne	$\varphi(mm^{-1})$	2

III.4. CLASSES DE VERIFICATION

D'après le livret 2.01 règles de conception et de calcul des ouvrages en béton, en métal ou mixtes, les ponts rails à l'ELS en situation d'exploitation doivent être vérifiés en classe I dans les conditions définies à l'article 6.1 du chapitre 2b du livret. On doit vérifier que les contraintes normales du béton sont inférieures aux valeurs admissibles.

III.5. CONCLUSION

A travers ce chapitre, on a défini les caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés (béton, armatures passives et armatures de précontrainte) ainsi que les hypothèses et les normes de calcul. Ces données de base seront utilisées dans la prochaine étape de calcul des charges et surcharges, objet de chapitre suivant.

CHAPITRE IV : EVALUATION DES CHARGES ET SURCHARGES

IV. EVALUATION DES CHARGES ET SURCHARGES

IV.1. INTRODUCTION

L'objectif de ce chapitre est d'évaluer les charges et les surcharges appliquées dans un pont rail en appliquant les règles de calcul nécessaires. L'identification des normes de calcul est une étape nécessaire pour assurer la stabilité de l'ouvrage.

IV.2. EVALUATION DES CHARGES ET SURCHARGES

IV.2.1. Evaluation des charges

IV.2.1.1. Charges permanentes

Tableau IV.1 : Poids propre du tablier (charges permanentes)

Section	Densité (kN/m^3)	Surface (m^2)	Poids linéaire (kN/ml)	Longueur (m)	Nombre de poutres	Poids propre (kN)
About	25	1.257	31.425	2.33	10	732.2
Intermédiaire	25	0.869	21.725	2.3	10	499.68
Mi-travée	25	0.731	18.275	25.94	10	4740.54
Dalle	25	3.84	96	35		3360
Entretoise	25	1.12	28	5.85	2	327.6
$\sum = 9660.02$						

IV.2.1.2. Charges complémentaires permanentes

Tableau IV.2 : Complément de charges permanentes CCP

Charges	Densité (kN/m^3)	Poids linéaire (kN/ml)	Poids du CCP (kN)
Rail UIC 60		**1.2×2**	**84**
Traverses bi-blocs		**4.2 × 2**	**294**
Garde-corps		**1 × 2**	**70**
Corniche	**25**	**0.1 × 2**	**175**
Caténaires		**2.4 × 2**	**168**
Ballast	**20**	**20 × 0.5 × 8.42**	**2947**
Etanchéité	**25**	**25 × 0.08 × 8.42**	**589.4**
Mur garde Ballast	**25**	**25 × 0.12 × 2**	**210**
$\sum = 4537.4$			

IV.2.1.3. Poids total du tablier

Tableau IV.3 : Poids total du tablier

Poids total du tablier	
Charges permanentes (kN)	9660.02
Charges complémentaires permanentes (kN)	4537.4
Poids total (kN)	14197.42

IV.2.1.4. Action naturelle

a. Variation uniforme de la température ΔT

Conformément au RCPR 2009, on adopte, pour le calcul du tablier en Algérie du Nord (climat tempéré), une variation uniforme de température de +35 °C à –15 °C. À cette variation s'ajoutent les températures initiales au moment du collage, généralement comprises entre +10 et +25.

Par conséquent, les variations de température à considérer pour le calcul sont :

$$\Delta T^{+} = 35 - 10 = +25\,°C\,;\ \Delta T^{-} = -15 - 25 = -40\,°C$$

b. Gradient thermique $\Delta\theta$

Le gradient thermique désigne la variation de température le long d'une direction donnée généralement vertical dans les structures. Dans ce contexte, il est considéré comme constant sur toute la longueur de l'ouvrage, avec une variation linéaire de la température le long de la hauteur de la section. Il y a deux cas selon (RCPR ; tableau 3.2) :

En phase de construction $\Delta\theta = \pm 12$ °C

En service $\Delta\theta = \pm 7$ °C

c. Simultanéité de la composante uniforme et du gradient thermique $\Delta\theta$

Selon la NF EN 1991-1-5 lorsqu'on prend la simultanéité de la composante uniforme et du gradient thermique, il est recommandé d'utiliser la formule suivante :

$$\begin{cases} \Delta\theta + \omega_n \Delta T \\ \omega_m \Delta\theta + \Delta T \end{cases}$$

Avec : $\begin{cases} \omega_n = 0.35 \\ \omega_m = 0.75 \end{cases}$

On obtient 8 combinaisons :

$$0.35\ dT^+ + d\theta^+$$

$$0.35\ dT^+ + d\theta^-$$

$$0.35\ dT^- + d\theta^+$$

$$0.35\ dT^- + d\theta^-$$

$$dT^+ + 0.75\ d\theta^+$$

$$dT^+ + 0.75\ d\theta^-$$

$$dT^- + 0.75\ d\theta^+$$

$$dT^- + 0.75\ d\theta^-$$

d. Effet du vent

Les efforts engendres sont introduits dans les calculs comme des pressions horizontales statiques appliquées aux surfaces frappées. Leur intensité, assimilée à une valeur caractéristique, vaut :

$2\ kN/m^2$ Pour les ouvrages en service.

$1.25\ kN/m^2$ Pour les ouvrages en cours de construction.

e. Action sismique

L'ouvrage se trouve dans la zone II a donc les actions sismiques sont prises dans le calcul.

IV.3. EVALUATION DES SURCHARGES DUES AU TRAFIC FERROVIAIRE

IV.3.1. Présentation du trafic ferroviaire

Le trafic ferroviaire est caractérisé principalement par les propriétés des trains, telles que les charges, les espacements entre essieux et la vitesse de circulation. En revanche, le volume et la fréquence du trafic interviennent uniquement dans les vérifications liées à la fatigue des structures.

Pour modéliser la circulation ferroviaire et déterminer ses effets les plus défavorables, on utilise des schémas de charge normalisés :

- **Modèle de charges "Train à vide" :** correspond à une situation où les trains circulent sans chargement.
- **Modèle de charges SW/0 :** représente l'effet statique de chargement vertical résultant d'un trafic ferroviaire normal sur les poutrelles continues.
- **Modèle de charges SW/2 :** représente l'effet statique de chargement vertical généré par un trafic ferroviaire lourd.
- **Modèle de charges 71 :** représente l'effet statique d'un chargement vertical résultant du trafic ferroviaire normal.

IV.3.2. Surcharges ferroviaires

a. Schémas de charges SW/0 et SW/2

Le modèle de charge SW/0 représente l'effet statique de chargement vertical résultant d'un trafic ferroviaire normal sur les poutrelles continues. Le modèle de charge SW/2 représente l'effet statique de chargement vertical généré par un trafic ferroviaire lourd. La disposition des charges correspond au schéma ci- dessous et les valeurs caractéristiques des charges verticales étant celles qui figurent au Tableau ci – dessous :

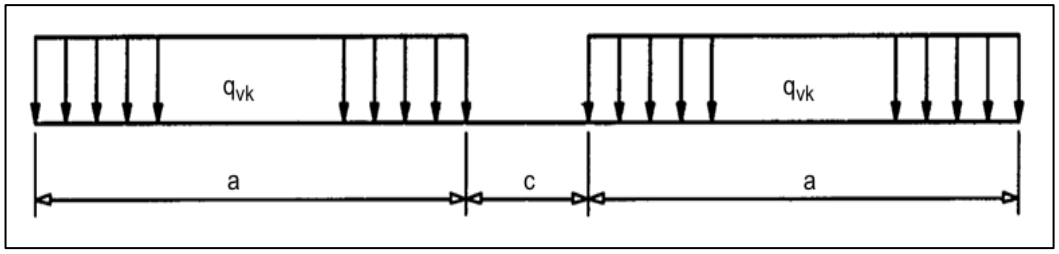


Figure IV.1 : Schéma modèles de charges SW/0 et SW/2

Tableau IV.4 : Modèles de charges SW/0 et SW/2

Modèle de charge	$q_{vk}(\frac{kN}{m})$	a (m)	c (m)
SW/0	133	15.0	5.3
SW/2	150	25.0	7.0

b. Schéma de charge UIC 71 :

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 y sont définies comme indiqué à la figure ci-dessous. Les valeurs caractéristiques indiquées dans la figure sont multipliées par un coefficient α sur les lignes acheminant un trafic plus lourd ou plus léger que le trafic ferroviaire normal. Après multiplication par ce coefficient, les charges sont appelées "charges verticales classées". Le coefficient α des valeurs suivantes :

0,75 - 0,83 - 0,91 - 1,00 - 1,10 - 1,21 - 1,33 - 1,46

On prend $\alpha = 1.21$ pour notre projet.

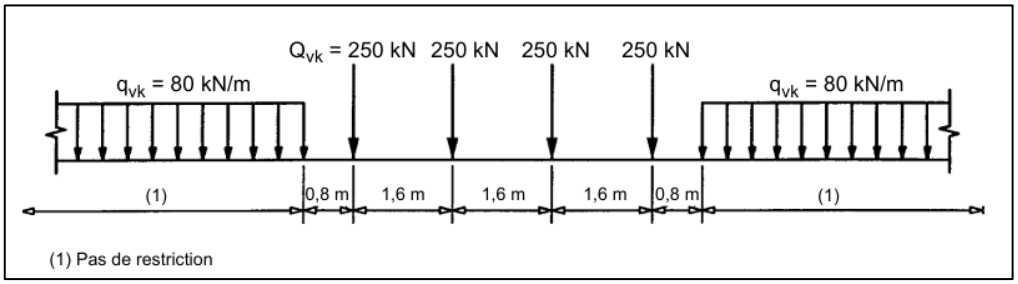


Figure IV.2 : Modèle de charge 71 et les valeurs caractéristiques pour les charges verticales

c. Modèle de charge "Train à vide" :

Pour certaines vérifications spécifiques on utilise un modèle de charges particulier appelé "Train à vide". Ce modèle consiste en une charge verticale répartie de façon uniforme avec une valeur caractéristique de 10 kN/m

IV.3.3. Forces horizontales

a) Effort de lacet :

L'effort de lacet est considéré comme un effort concentré agissant dans un plan horizontal, au sommet des rails, perpendiculairement à l'axe de la voie. Il s'applique aussi bien aux voies en alignement que dans celui des voies en courbe.

La valeur caractéristique de l'effort de lacet est fixée à $\mathbf{Q_{sk} = 100\ kN.}$ Elle n'est pas multipliée par le coefficient Φ.

Cette force caractéristique doit être multipliée par le coefficient $\alpha = 1$.

Alors la valeur de calcul est : $\mathbf{Q_{sk} = 100\ kN}$

b) Les actions imputables à la traction et au freinage

- **Force de traction :**

$$\mathbf{Q_{lak}} = \mathbf{33}\ \left[\frac{\text{kN}}{\text{m}}\right] \times \text{L}_{\text{a,b}} \leq\ 1000[\text{KN}]$$

$$\mathbf{Q_{lak} = 33\ \times 35 = 1155\ kN > 1000\ kN}$$

(Ne vérifie pas) Alors la valeur de calcul est :

$$\text{Q}_{\text{lak}} = \frac{1000}{35} = 28.57\ \text{kN/m}$$

- **Force de freinage :**
  - **Pour les schémas de charges 71 :**

$$\mathbf{Q_{lbk}} = \mathbf{20}\ \left[\frac{\text{kN}}{\text{m}}\right] \times \text{L}_{\text{a,b}} \leq\ 6000\ [\text{KN}]$$

$$\mathbf{Q_{lbk} = 20\ \times 35 = 700\ kN \leq 6000\ kN}$$

Alors la valeur de calcul est : $\text{Q}_{\text{lbk}} = 20\ \text{kN/m}$

  - **Pour le modèle de charges SW/2 :**

$$\mathbf{Q_{lbk}} = \mathbf{35}\ \left[\frac{\text{kN}}{\text{m}}\right] \times \text{L}_{\text{a,b}}$$

Alors la valeur de calcul est :$\text{Q}_{\text{lbk}} = 35\ \text{kN/m}$

c) La Force centrifuge

Quand la voie ferrée est en courbe sur un pont ou une partie de la longueur du pont, le train crée une force qui le pousse vers l'extérieur de la courbe. Cette force s'appelle la **force centrifuge**. Cette force est calculée par les formules suivantes :

$$\begin{cases} \mathbf{Q_{tk}} = \dfrac{\mathbf{v^2}}{\mathbf{g \times r}}(\mathbf{f \times Q_{vk}}) = \dfrac{\mathbf{V^2}}{\mathbf{127 \times r}}(\mathbf{f \times Q_{vk}}) \quad \mathbf{(EN\ 1991-2\ , Eq\ 6.17)} \\ \mathbf{q_{tk}} = \dfrac{\mathbf{v^2}}{\mathbf{g \times r}}(\mathbf{f \times q_{vk}}) = \dfrac{\mathbf{V^2}}{\mathbf{127 \times r}}(\mathbf{f \times q_{vk}}) \quad \mathbf{(EN\ 1991-2\ , Eq\ 6.18)} \end{cases}$$

Où :

- $\mathbf{Q_{tk}}$ **,** $\mathbf{q_{tk}}$ **:** valeurs caractéristiques des forces centrifuges [kN, kN/m]
- $\mathbf{Q_{vk}}$ **,** $\mathbf{q_{vk}}$ **:** valeurs caractéristiques des charges verticales pour les modèles de charges LM71, SW/0, SW/2 [kN, kN/m]
- **f :** coefficient de réduction
- **v :** Vitesse maximum [m/s]
- **V :** Vitesse maximum [km/h]
- **g :** accélération due à la gravité [9,81 m/s^2]
- **r :** rayon de courbure [m].

On a :

- $V = 160$ km/h , $f = 1$, $r = 1850$ m

Tableau IV.5 : Récapitulatif de calcul des forces centrifuges

	Schéma de charge	LM 71	SW/2
Charge verticale	$\mathbf{Q_{vk}}$ **(kN)**	250	
	$\mathbf{q_{vk}}$ **(kN/m)**	80	150
Force centrifuge	$\mathbf{Q_{tk}}$ **(kN)**	27.24	
	$\mathbf{q_{tk}}$ **(kN/m)**	8.71	16.34

IV.3.4. Effet dynamique

Quand un train passe sur un pont, les effets réels peuvent être différents de ceux prévus par les calculs simples.

- La vitesse du train fait que le pont reçoit la charge très vite, ce qui crée un effet de choc et augmente les efforts.
- Les défauts des rails ou des roues font que la charge n'est pas régulière. Certaines parties du train appuient plus que d'autres.
- Le passage des essieux les uns après les autres peut faire vibrer le pont.

Si ces vibrations correspondent au rythme naturel du pont, elles peuvent s'amplifier et devenir trop importantes.

Une analyse statique sera effectuée avec les modèles de charges (LM71 et, si nécessaire, SW/0 et SW/2). Les résultats seront multipliés par le coefficient dynamique Φ (et, si nécessaire,

multipliés par α). Les exigences pour une analyse dynamique sont résumées dans l'organigramme du chapitre §6.4.4 EN 1991-2. Avant d'entreprendre l'étude des effets dynamiques sur notre ouvrage, il est essentiel de déterminer au préalable s'il convient de réaliser une analyse statique ou une analyse dynamique.

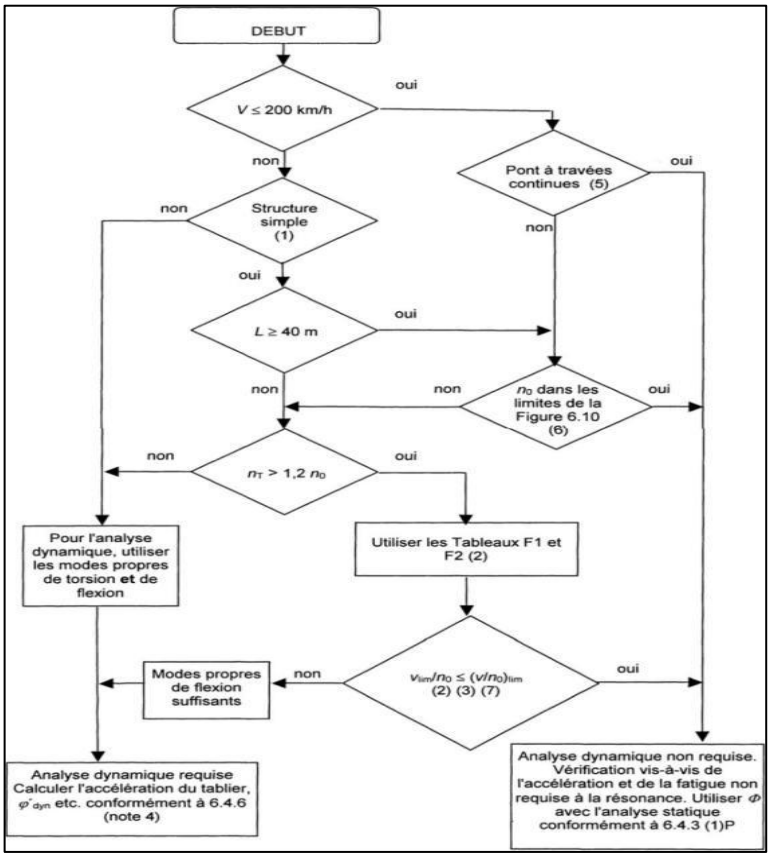


Figure IV.3 : Organigramme vérificateur de la nécessité d'une analyse dynamique

- **Coefficient dynamique :**

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.

Le coefficient dynamique Φ qui augmente les effets de la charge statique dans les modèles de charges 71. SW/0 et SW/2 est défini en tant que Φ_2. Φ_3

En général, le coefficient dynamique est défini comme en fonction de la qualité de la maintenance.

- **Pour une voie bénéficiant d'une maintenance soignée :**

$$\Phi_2 = \frac{1.44}{\sqrt{L_\Phi - 0.2}} + 0.82 \quad \text{Avec } 1.00 \leq \Phi_2 \leq 1.67$$

- **Pour une voie bénéficiant d'une maintenance standard :**

$$\Phi_3 = \frac{2.16}{\sqrt{L_\Phi - 0.2}} + 0.73 \quad \text{Avec } 1.00 \leq \Phi_3 \leq 2.00$$

Où :

L_Φ **:** la longueur déterminante. Elle est définie dans le tableau 6.2 de la norme EN1991-2 en fonction de l'élément structurel.

$L_\Phi = 35 - 2 \times 0.6 = 33.8\,m$

$\Phi_2 = \frac{1.44}{\sqrt{33.8-0.2}} + 0.82 = 1.07$ Avec $1.00 \leq \Phi_2 \leq 1.67$

$\Phi_3 = \frac{2.16}{\sqrt{33.8-0.2}} + 0.73 = 1.10$ Avec $1.00 \leq \Phi_3 \leq 2.00$

Donc : $\begin{cases}\Phi_2 = 1.07 \\ \Phi_3 = 1.10\end{cases}$

IV.3.5. Déraillement

Les structures ferroviaires doivent être calculées de manière à limiter au maximum les dégâts subis par le pont (notamment le renversement ou l'effondrement de la structure complète) à la suite d'un déraillement.

Le déraillement d'un trafic ferroviaire sur un pont-rail doit être considéré comme une situation de calcul accidentelle.

Deux situations de calcul doivent être considérées :

Situation de calcul I : déraillement de véhicules ferroviaires, les véhicules déraillés demeurant dans la zone de voie sur le tablier du pont, les véhicules étant retenus par le rail adjacent ou par un mur bordant.

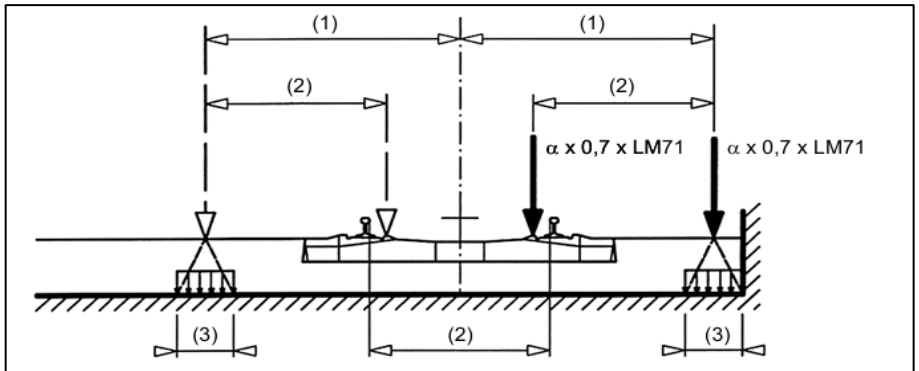


Figure IV.4 : Situation de calcul I – Charge équivalente QA1d et qA1d

Situation de calcul II : déraillement de véhicules ferroviaires, les véhicules déraillés demeurant en équilibre sur le bord du pont en chargeant le bord de la superstructure (à l'exception des éléments non structuraux tels que les pistes pour piétons).

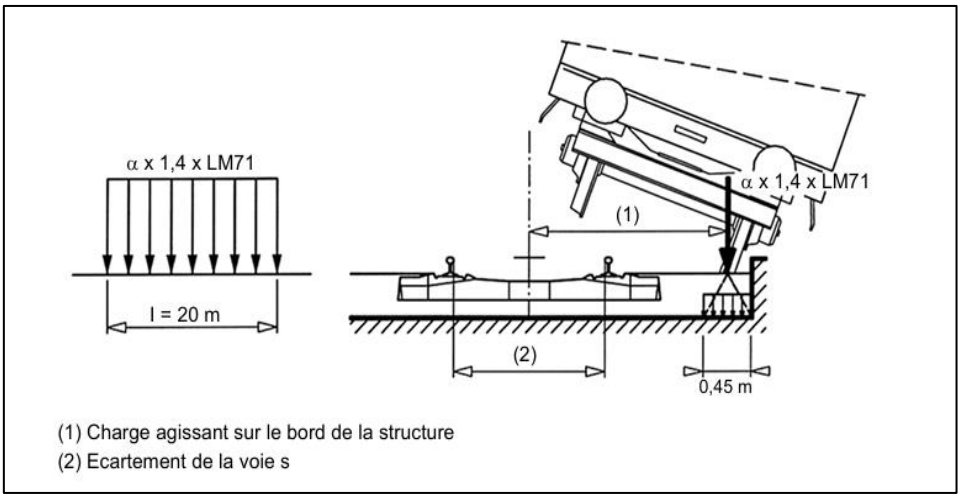


Figure IV.5 : Situation de calcul II – Charge équivalente qA2d

IV.4. GROUPES DE CHARGES ET COMBINAISONS D'ACTIONS

IV.4.1. Groupes de charges - Valeurs caractéristiques de l'action à composants multiples

La simultanéité de chargement définie aux points 2.3 page 12 à 2.5 page 20 ainsi qu'au point

2.7 page 25 (UIC 776-1) en considérant les groupes de charges définis au Tableau 4 - page 29 peut être prise en compte. Chacun de ces groupes de charges, qui s'excluent mutuellement, doit être considéré comme définissant une seule action caractéristique variable pour une combinaison avec des charges ne provenant pas du trafic. Chaque groupe de charges doit être appliqué comme une seule action variable.

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[ab]	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_i	0,75			0,75[f]	0,75[f]	0,75[f]	Cas de charge supplémentaire

Figure IV.6 : Evaluation des groupes de charges pour le trafic ferroviaire (valeurs caractéristiques des actions à composants multiples)

On observe une similitude entre les groupes de charges avec un changement dans l'action à composante dominante appropriée, donc les groupes de charges retenues sont :

- Pour une voie chargée : gr 11 – gr12 – gr 16 – gr 17
- Pour deux voies chargées : gr 21 – gr22 – gr 26 – gr 27

IV.4.2. Combinaisons d'actions

- **Etat limite ultime ELU**

$$\sum_{j\geq 1}\gamma_{G.j}\,.\,G_{k.j}\; + \gamma_p P + \gamma_{Q.1}\,Q_{k.1} + \sum_{i\geq 1}\gamma_{Q.i}\,.\,\psi_{0.i}\,.\,Q_{k.i}$$

Les facteurs d'amplification et les coefficients partiels de sécurité sont mentionnés dans les tableaux 1 et 2 d'Annexe A du Code UIC 776-1

- **Etat limite de service ELS**
  - **Combinaison caractéristique :**

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

  - **Combinaison fréquente :**

$$\sum_{j\geq 1} G_{k.j} + P + \psi_{1.1} \cdot Q_{k.1} + \sum_{i>1} \psi_{2.i} \cdot Q_{k.i}$$

  - **Combinaison quasi permanente :**

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

Les facteurs d'amplification et les coefficients partiels de sécurité sont mentionnés dans les tableaux 1 et 2 d'Annexe A du Code UIC 776-1

- **Situations de projet accidentelles (non sismiques)**

$$\sum_{j\geq 1} G_{k.j} + P + A_d + (\psi_{1.1} \; ou \; \psi_{2.1}) \, Q_{k.1} + \sum_{i>1} \gamma_{Q.i} \cdot \psi_{2.i} \cdot Q_{k.i}$$

$\psi_{1.1}$: facteur de la combinaison fréquente.

$\psi_{2.1}$: facteurs de la combinaison quasi permanente.

$\psi_{1.1}$ et $\psi_{2.1}$ sont spécifiés dans les tableaux 1 et 2 de l'Annexe A du Code UIC 776-1

IV.5. EVALUATION DES EFFORTS INTERNES

Cette partie consiste à déterminer les efforts internes qui se développent dans la structure du pont sous l'effet des différentes charges appliquées. Ces efforts comprennent les moments fléchissants et les efforts tranchants. Les diagrammes des efforts internes pour différentes combinaisons sont présentés en **ANNEXE B**

L'évaluation est réalisée à partir du modèle de calcul par le logiciel **Midas Civil 2022**, en tenant compte des charges permanentes (poids propre, équipements) et des charges ferroviaires. Les résultats obtenus permettent d'identifier les zones les plus sollicitées du pont.

IV.6. LOGICIEL DE CALCUL

Midas Civil 2022 est un logiciel spécialisé dans le calcul et l'analyse des structures de génie civil, particulièrement utilisé pour les ponts. Il repose sur la méthode des éléments finis, ce qui permet une modélisation tridimensionnelle précise ainsi qu'une analyse fiable du comportement des structures, aussi bien en statique qu'en dynamique.

Grâce à ses nombreuses fonctionnalités, il permet de simuler les différentes sollicitations appliquées à l'ouvrage et d'en analyser les effets. Ainsi, ce logiciel aide à prévoir le comportement réel du pont, à vérifier sa résistance et à optimiser sa conception avant la phase de construction.



Figure IV.7 : Logiciel Midas Civil 2022

IV.7. DEFINITION DES CHARGES ET SURCHARGES

Tableau IV.6 : Définition des charges permanentes et surcharges

Charges permanentes	Surcharges ferroviaires
Poids propre du tablier : Poutres, dalle et entretoises Equipements du pont (CCP) : Ballast, étanchéité, rail, traverses, caténaires, garde-corps, corniches, mur garde ballast,	Modèle de charges UIC 71 Modèle de charges SW/2

Les combinaisons de charges sont mentionnées dans le tableau suivant :

Tableau IV.7 : Définition des combinaisons de charges

ELS	**Une voie chargée**	**Gr 11**	G + CCP + LM 71
		Gr 16	G + CCP + SW/2
	Deux voies chargées	**Gr 21**	G + CCP + LM 71 + LM71
		Gr 26	G + CCP + LM 71 + SW2
ELU	**Une voie chargée**	**Gr 11**	1.35 (G + CCP) + 1.45 LM 71
		Gr 16	1.35 (G + CCP) + 1.2 SW/2
	Deux voies chargées	**Gr 21**	1.35 (G + CCP) + 1.45 LM 71 + 1.45 LM 71
		Gr 26	1.35 (G + CCP) + 1.45 LM 71 + 1.2 SW/2

IV.8. MODELISATION DU TABLIER

La modélisation est une étape importante pour comprendre l'analyse et le comportement de la structure sous différentes sollicitations, représentée par un modèle de calcul qui facilite l'étude de la structure. L'ouvrage est isostatique constitué de 8 travées identiques de 35 m. Donc l'étude d'une seule travée est suffisante.

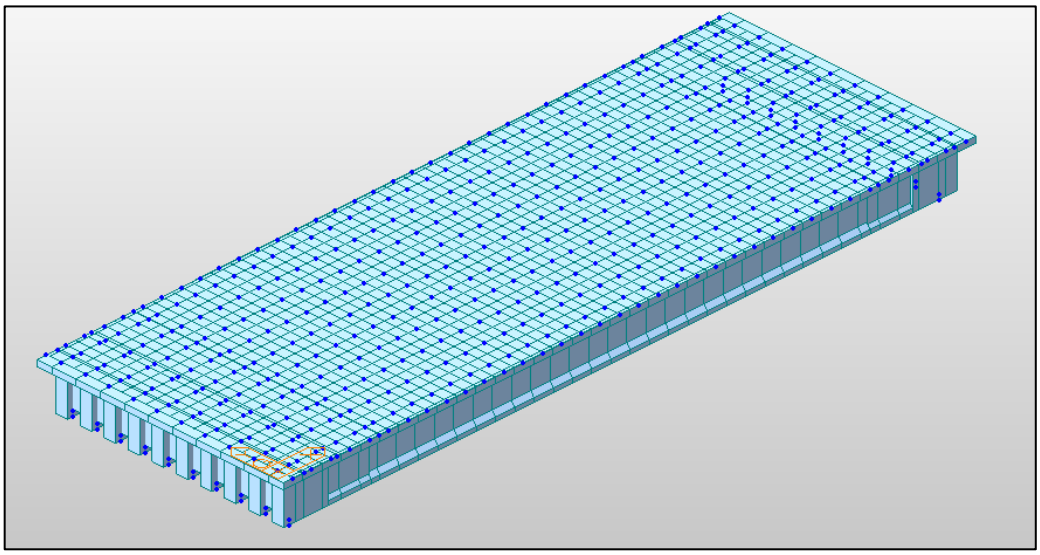


Figure IV.8 : Modèle de calcul

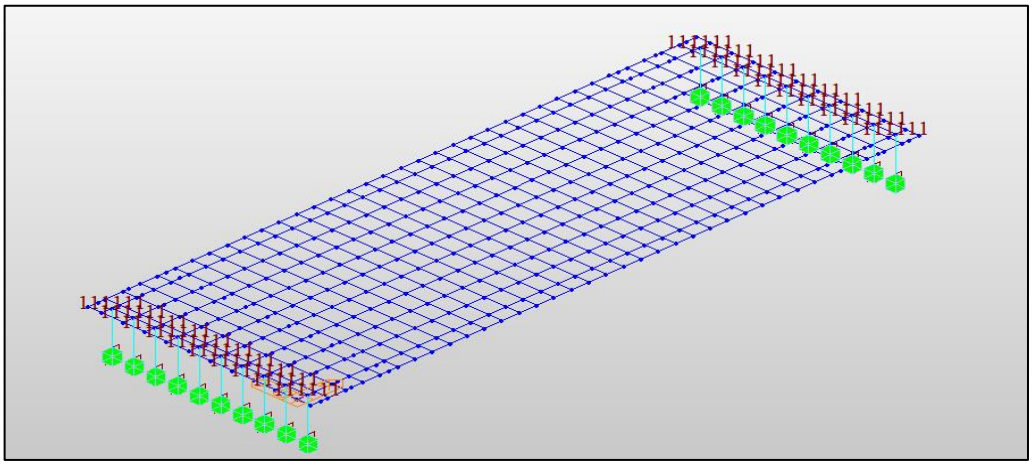


Figure IV.9 : Les conditions aux limites du tablier (Boundary conditions)

IV.9. RESULTATS PAR MIDAS CIVIL

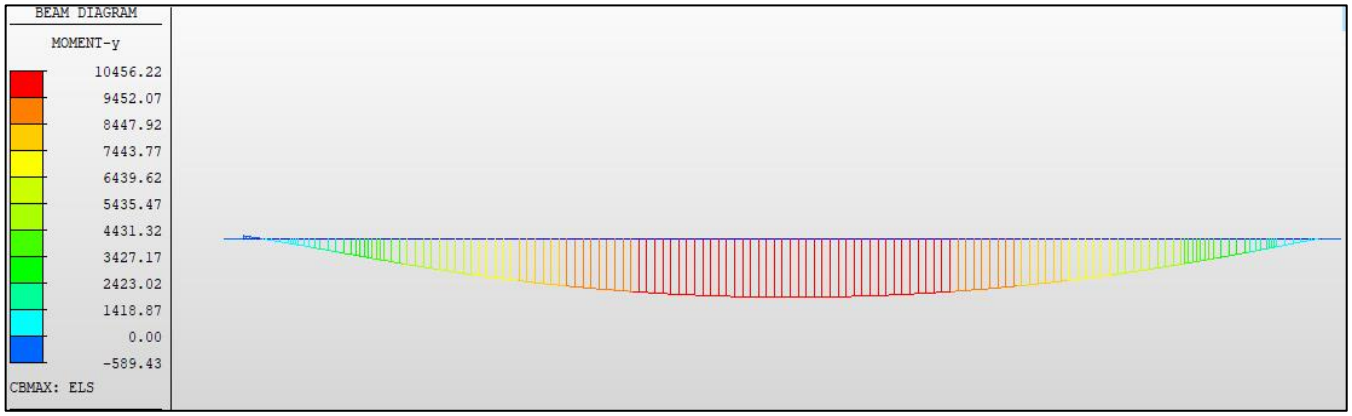


Figure IV.10 : Le moment max à l'ELS

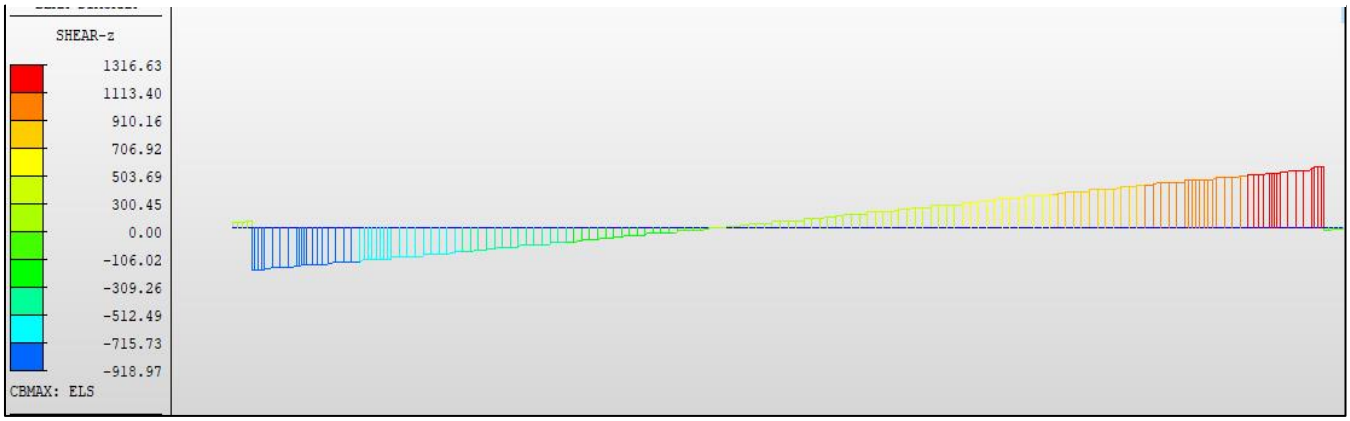


Figure IV.11 : L'effort tranchant max à l'ELS

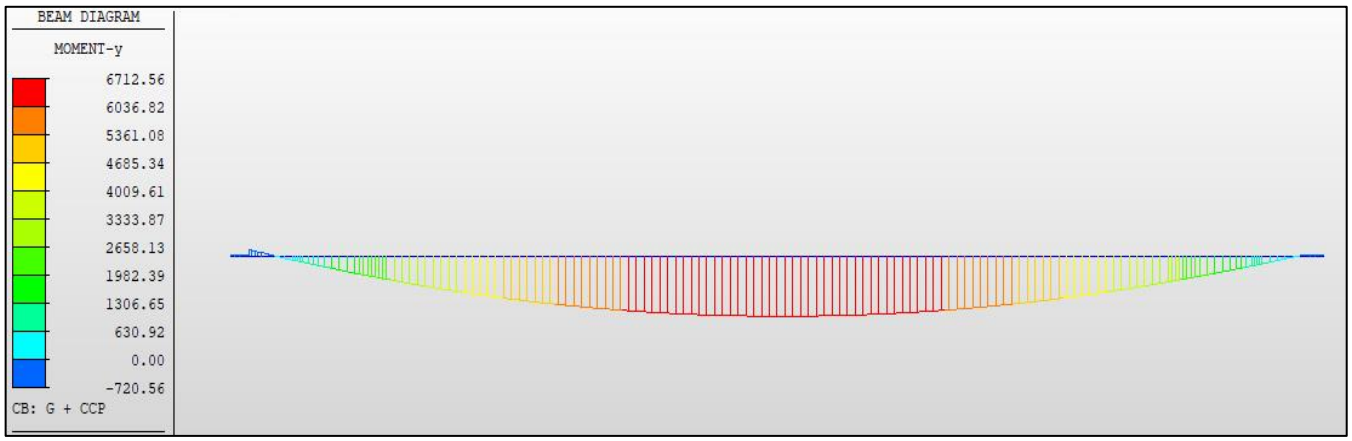


Figure IV.12 : Le moment min à l'ELS

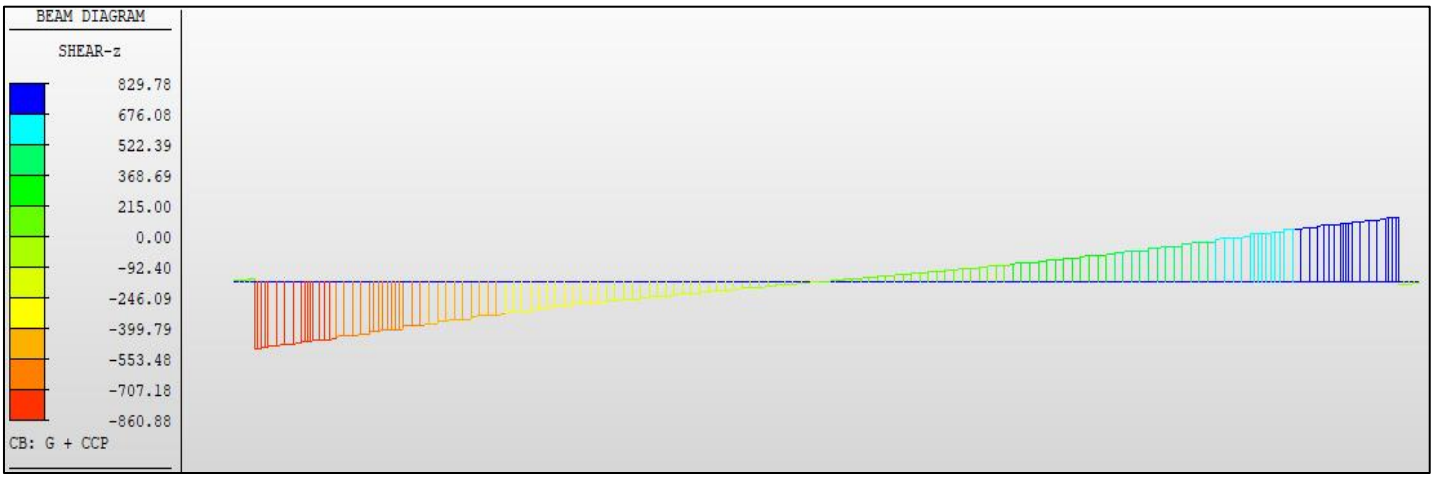


Figure IV.13 : L'effort tranchant min à l'ELS

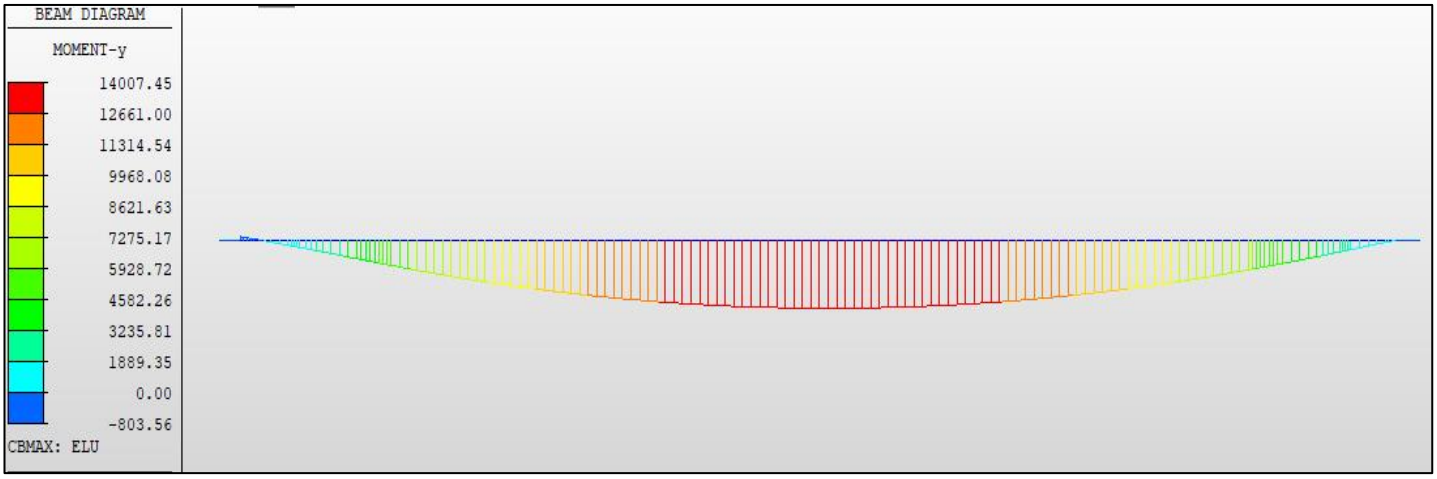


Figure IV.15 : Le moment max à l'ELU

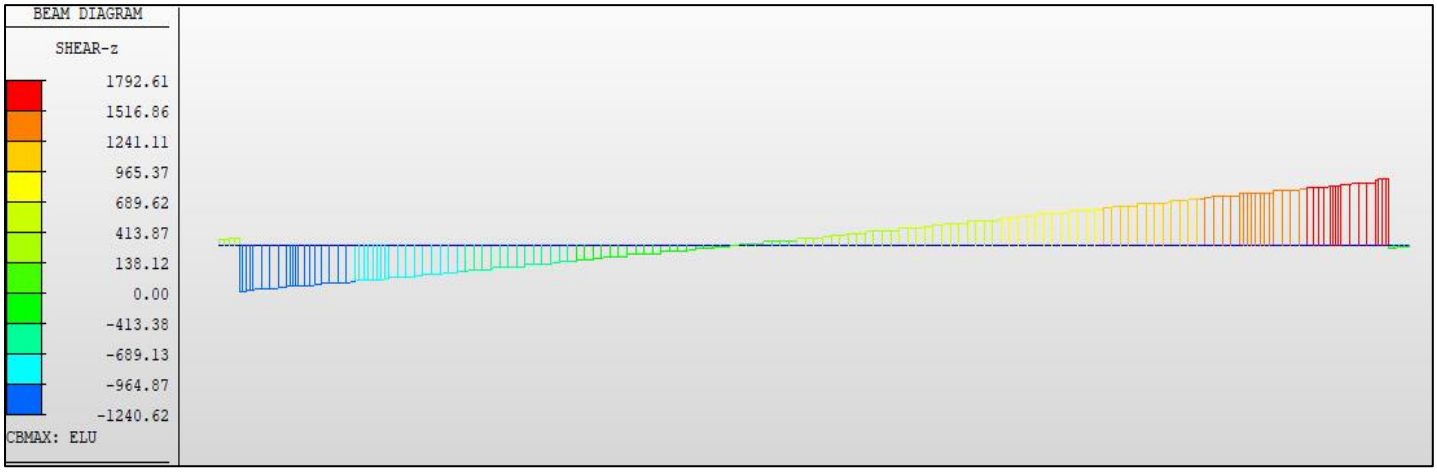


Figure IV.14 : L'effort tranchant max à l'ELU

Tableau IV.8 : Récapitulatif des résultats par midas civil

		ELU	ELS
Moment (kN.m)	**Max**	14007.45	10456.22
	Min	9046.50	6712.56
Effort tranchant (kN)	**Max**	1792.61	1316.63
	Min	1116.45	829.78

IV.10. RESULTATS PAR ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS

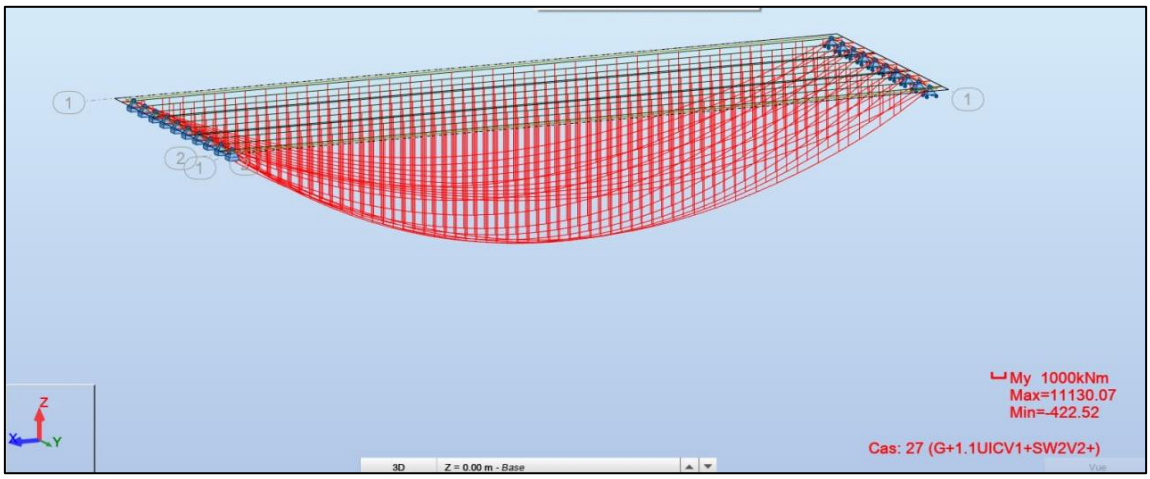


Figure IV.16 : Résultats du Moment My à l'ELS

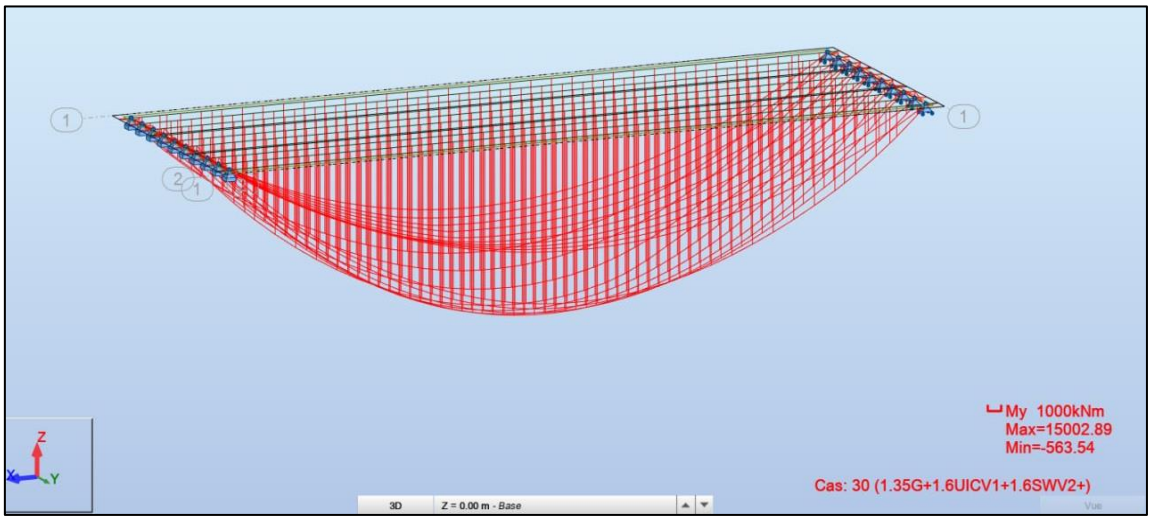


Figure IV.17 : Résultats du moment My à l'ELU

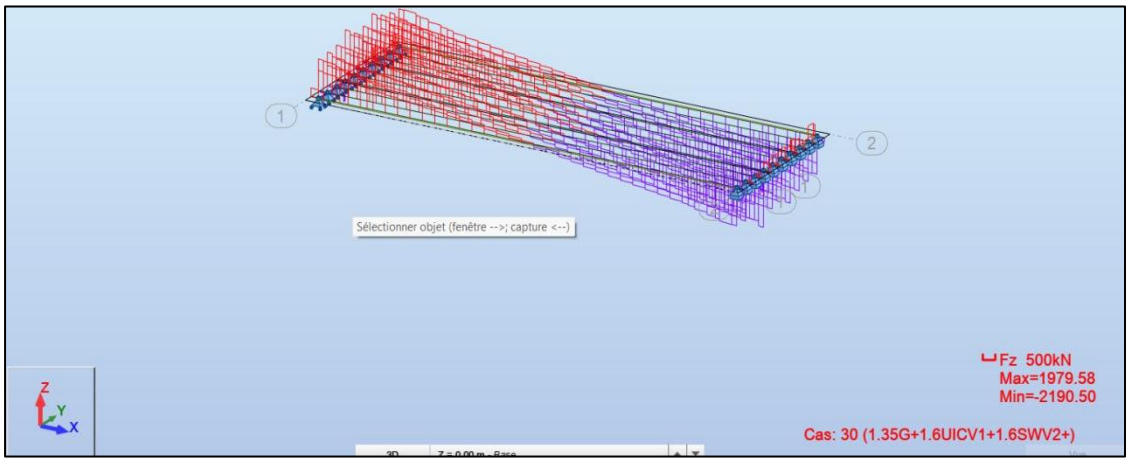


Figure IV.18 : Résultats de l'effort tranchant à l'ELU

IV.11. CONCLUSION

Cette partie consacrée pour l'évaluation des charges et surcharges est importante pour trouver les sollicitations et efforts internes max et assurer la stabilité de l'ouvrage. La prise en compte des modèles de charges, effets dynamiques et combinaisons assure la sécurité de l'ouvrage.

CHAPITRE V : ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

V. ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

V.1. INTRODUCTION

Ce chapitre présente l'étude de la précontrainte et explique son principe. Il aborde le dimensionnement de la précontrainte en tenant compte des différentes phases de mise en tension, la détermination du tracé des câbles, le calcul des pertes (instantanées et différées), ainsi que la vérification des contraintes normales et tangentielles afin d'assurer la sécurité et le bon fonctionnement de la structure.

V.2. PRINCIPE ET TECHNIQUES DE LA PRECONTRAINTE

La précontrainte consiste à appliquer au béton une compression initiale avant l'action des charges, afin de réduire ou d'annuler les efforts de traction. Cette compression est obtenue en tendant des câbles en acier, puis en les ancrant, ce qui permet au béton de travailler principalement en compression et d'améliorer sa résistance ainsi que sa durabilité. On distingue deux procédés de précontrainte :

- Précontrainte par pré-tension : les câbles de précontrainte sont mises en tension avant le coulage du béton. Les portées peuvent atteindre jusqu'à 25 m
- Précontrainte par post tension : les câbles de précontrainte sont mises en tension après le coulage et durcissement du béton. Les portées peuvent atteindre jusqu'à 50 m

Dans notre cas, la technique utilisée est la précontrainte par post-tension. La mise en tension des câbles se fait sur un béton déjà durci. Des câbles sont insérés dans les gaines avant le coulage. Une fois que l'ouvrage a atteint une résistance suffisante, on utilise des vérins hydrauliques qui prennent appui sur la structure elle-même pour étirer l'acier.

Dès que la force de tension requise est obtenue, le câble est verrouillé aux extrémités par des dispositifs d'ancrage. Enfin, pour garantir la pérennité de l'installation, un coulis de ciment est injecté dans les gaines. Cette étape est cruciale car elle protège les armatures de l'oxydation et assure une meilleure liaison avec la pièce en béton.

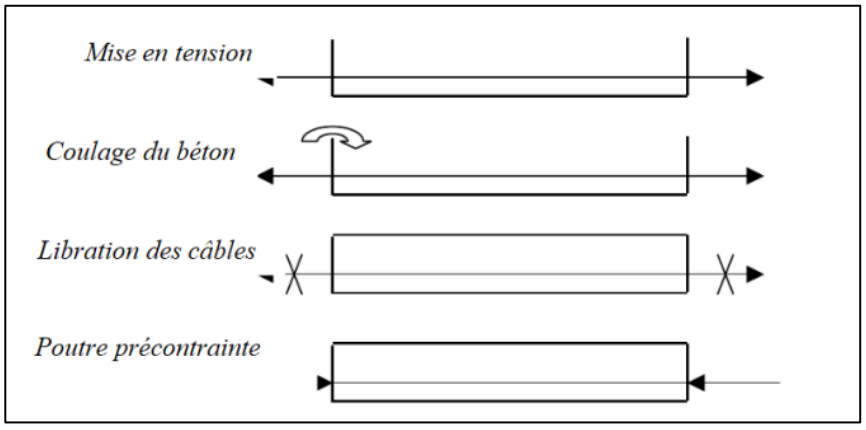


Figure V.1 : Procédé de précontrainte par pré-tension

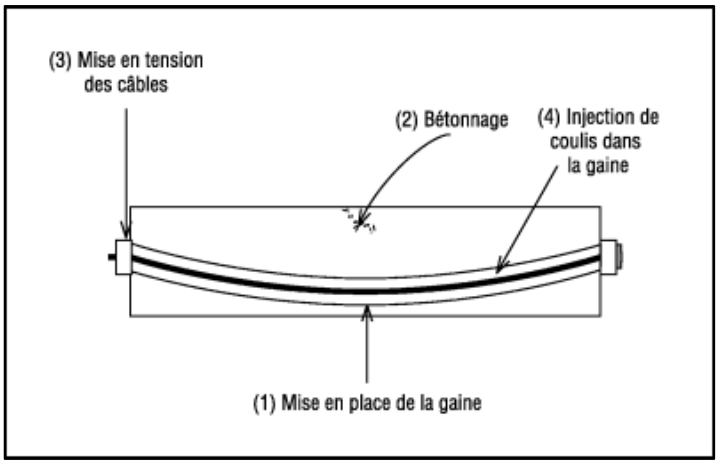


Figure V.2 : Procédé de précontrainte par post-tension

V.3. ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

V.3.1. Données de calcul

Les données de calcul sont résumées dans les tableaux ci-dessous :

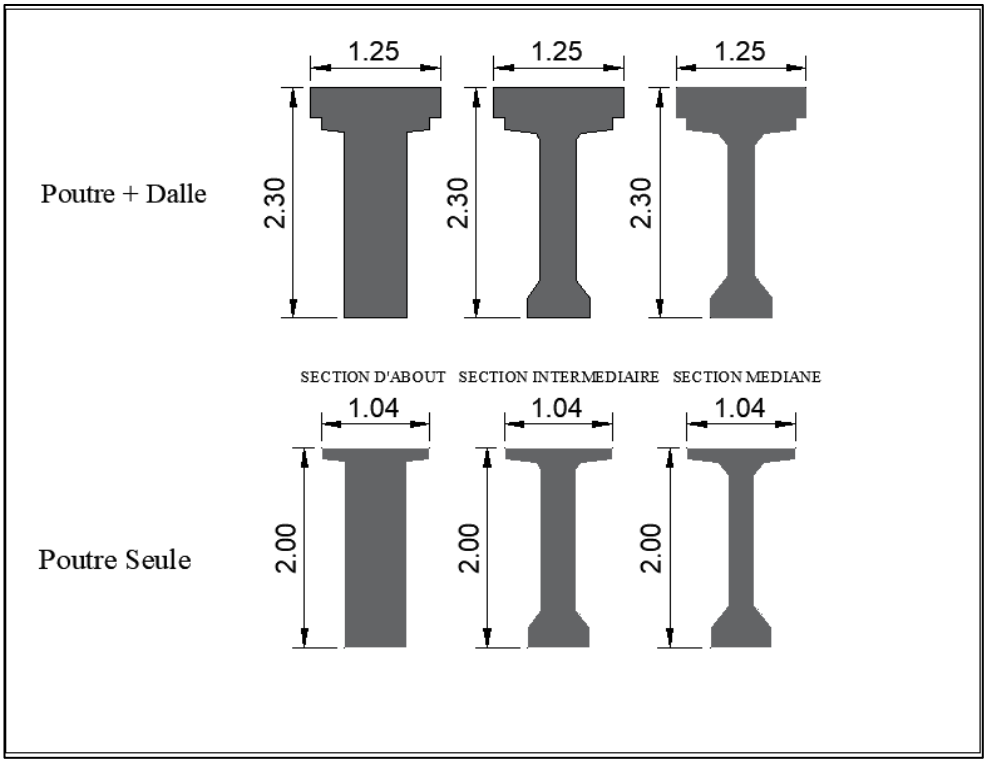


Figure V.3 : Schéma des poutres seules et avec dalle

Tableau V.1 : Caractéristiques géométriques des sections

	About		Intermédiaire		Médiane	
	Poutre seule	Poutre+ dalle	Poutre seule	Poutre+ dalle	Poutre seule	Poutre+ dalle
h (m)	2	2.3	2	2.3	2	2.3
B (m^2)	1.257	1.632	0.869	1.244	0.731	1.106
υ' (m)	1.042	1.297	1.034	1.370	1.028	1.408
υ (m)	0.958	1.003	0.966	0.930	0.972	0.892
I_G (m^4)	0.448	0.805	0.369	0.699	0.347	0.662
ρ	0.357	0.379	0.425	0.441	0.475	0.476

Tableau V.2 : Paramètres du câble de précontrainte

Caractéristiques	Notations	Valeurs
Toron	T	T15s
Nombre de torons par câble	n_T	12T15s
Section nominale d'un toron	$A_p(mm^2)$	150
Section nominale d'un câble	$S = n.A_p(mm^2)$	1800
Diamètre de la gaine	$\phi(cm)$	8
Module d'élasticité	$E_p(MPa)$	195000
Contrainte de rupture garantie	$f_{prg}(MPa)$	1860
Limite élastique garantie	$f_{peg}(MPa)$	1674
Coefficient de relaxation maximale des câbles à 1000 h	$\rho_{1000}(\%)$	2.5
Recul d'ancrage au relâchement du vérin	$g(mm)$	6
Coefficient de frottement en courbe	$f(rd^{-1})$	0.18
Coefficient de frottement en ligne	$\varphi(mm^{-1})$	2

V.3.2. Tension à l'origine

C'est la tension initiale appliquée au béton après la mise en tension des câbles. Elle est calculée par la formule suivante :

$$P_0 = \min\left\{0.8\, f_{prg}\, A_p\,;\ 0.9\, f_{peg}\, A_p\right\}$$

$$P_0 = \min\left\{0.8 \times 1860 \times 1800 \times 10^{-6}\,;\ 0.9 \times 1674 \times 1800 \times 10^{-6}\right\}$$

$$P_0 = \min\left\{2.68\,;2.71\right\}$$

On prend $P_0 = 2.68$ MN

La contrainte maximale à l'origine est :

$$\sigma_{p0} = \frac{P_0}{A_p} = \frac{2.68}{1800 \times 10^{-6}} = 1488 \text{ MPa}$$

V.3.3. La valeur minimale de précontrainte

D'après le livret 2.01 règles de conception et de calcul des ouvrages en béton, en métal ou mixtes, les ponts rails à l'ELS en situation d'exploitation doivent être vérifiés en classe I dans les conditions définies à l'article 6.1 du chapitre 2b du livret. On doit vérifier que les contraintes normales du béton sont inférieures aux valeurs admissibles.

Le calcul de la précontrainte concerne la section médiane (poutre + dalle) dont les caractéristiques sont mentionnées dans le tableau précédent **(tableau VI.1)**

On doit déterminer la valeur minimale de précontrainte en classe I (pas de contraintes de traction). Elle est donnée par la formule suivante :

$$P_{min} = \max(P_I\,;P_{II})$$

$P_I\,;P_{II}$: représentent respectivement la section sous critique et la section surcritique

$$P_I = \frac{\Delta M}{\rho h}$$

$$P_{II} = \frac{M_{max}}{\rho v + v' - d'}$$

Soit à l'ELS :

$M_{max} = 10.456$ MN. m

$M_{min} = 6.712$ MN. m

$\Delta M = M_{max} - M_{min} = 10.456 - 6.712 = 3.744$ MN. m

d' : c'est l'enrobage des câbles de précontrainte, estimé à 10 % de h

$d' = 0.1 \times 2.3 = 0.23$ m

Pour la section sous critique :

$$P_I = \frac{3.744}{0.476 \times 2.3} = 3.42 \text{ MN}$$

Pour la section surcritique :

$$P_{II} = \frac{10.456}{0.476 \times 0.892 + 1.408 - 0.23} = 6.52 \text{ MN}$$

D'où

$$P_{min} = \max(3.42 ; 6.52)$$

$$P_{min} = 6.52 \text{ MN}$$

V.3.4. Détermination du nombre de câbles

Le nombre de câbles de précontrainte est calculé à partir de la formule suivante :

$$n \geq \frac{P_{min}}{P_0(1 - \Delta P_0)}$$

ΔP_0 : % de pertes ; estimé à 30 %

D'où :

$$n \geq \frac{6.52}{2.68\ (1 - 0.3)} = 3.47$$

On opte pour un choix de 4 câbles de 12T15s

V.3.5. Vérification de la borne supérieure

Cette vérification vise à s'assurer que l'effort P_0 n'est pas excessive.

On estime les pertes à 30 % de P_0

$$n\ P_0\ (1 - \Delta P_0) \leq\ B\ \overline{\sigma_{bc}} - \frac{\Delta M}{\rho h}$$

$$4 \times 2.68\ (1 - 0.3) \leq\ 1.085\ \times 24 - \frac{3.744}{0.476 \times 2.3}$$

$$7.504 \leq 22.62$$

Donc P_0 n'est pas excessive.

V.3.6. Détermination du nombre de câbles à l'about :

Les câbles d'about doivent être tirés à 100% de P_0 avant le coulage de la dalle sur place. Les pertes instantanées sont estimées à 10 % de P_0

Nous considérons les caractéristiques de la section d'about (poutre seule).

$e_0 = -(v' - d') = 1.032 - 0.23 = -0.812$ m

M_g : est le moment de la poutre seule (sous poids propre) est égal à 2.645 MN.m

La détermination du nombre de câbles à l'about nécessite la vérification des deux inégalités suivantes :

$$\begin{cases} \sigma_{sup} = \dfrac{P}{B} + (Pe_0 + M)\dfrac{v}{I} \geq \overline{\sigma_{bt}} = -0.7\, f_{tj} \\ \sigma_{inf} = \dfrac{P}{B} - (Pe_0 + M)\dfrac{v'}{I} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0.6\, f_{cj} \end{cases}$$

$$\begin{cases} \dfrac{P}{0.731} + (P \times -0.812 + 2.645)\dfrac{0.972}{0.347} \geq \overline{\sigma_{bt}} = -2.1 \text{ MPa} \\ \dfrac{P}{0.731} + (P \times -0.812 + 2.645)\dfrac{1.028}{0.347} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 24 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\begin{cases} P \leq 10.96 \\ P \leq 8.53 \end{cases}$$

Donc on prend $P \leq 8.53$

D'où

$$n \leq \frac{8.53}{2.68\,(1 - 0.1)}$$

$n \leq 3.53$

Alors on prend 3 câbles de 12T15s à l'about et un seul câble à l'extrados

V.3.7. Vérification des contraintes normales

La vérification des contraintes normales se fait selon les phases suivantes :

- **1 ère phase** : après le coulage du béton des poutres á 7 jours, les câbles sont tirés á 50%.
- **2 ème phase** : après le coulage du béton des poutres a 28 jours, les câbles sont tires á 100 %.
- **3 ème phase** : mise en place des poutres sur leurs appuis définitifs, suivie du coulage du béton des entretoises et de la dalle.
- **4 ème phase** : Mise en tension du quatrième câble à 100 % après le coulage de la dalle.
- **5 ème phase** : L'ouvrage est en service

Phase 1 : On tire les 3 câbles d'about de 50 % de P_0 après le coulage du béton des poutres à 7 jours. Les pertes à la mise en tension sont estimées à 5 %

$f_{cj} = \frac{j}{4.76+0.83j} f_{c28}$ Si $f_{c28} \leq 40$ MPa

$f_{tj} = 0.6 + 0.06\, f_{cj}$

$\begin{cases} f_{c7} = 26.49 \text{ MPa} \\ f_{t7} = 2.19 \text{ MPa} \end{cases}$

$\overline{\sigma_{bc}} = 0.6\, f_{c7} = 0.6 \times 26.49 = 15.89$ MPa

$\overline{\sigma_{bt}} = -0.7\, f_{tj} = -0.7 \times 2.19 = -1.53$ MPa

$P = 0.5 \times 0.95 \times n \times P_0 = 0.5 \times 0.95 \times 3 \times 2.68 = 3.82$ MN

$$\begin{cases} \sigma_{sup} = \frac{3.82}{0.731} + (3.82 \times -0.798 + 2.645)\frac{0.972}{0.347} = 4.11 \text{ MPa} \geq -1.53 \text{ MPa} \\ \sigma_{inf} = \frac{3.82}{0.731} - (3.82 \times -0.798 + 2.645)\frac{1.028}{0.347} = 6.40 \text{ MPa} \leq 24 \text{ MPa} \end{cases}$$

$\begin{cases} \sigma_{sup} = 4.11 \text{ MPa} \geq -1.53 \text{ MPa} \\ \sigma_{inf} = 6.40 \text{ MPa} \leq 24 \text{ MPa} \end{cases}$ **Les deux contraintes sont vérifiées**

Phase 2 : On tire les 3 câbles d'about de 100 % de P_0 après le coulage du béton des poutres à 28 jours. Les pertes à la mise en tension sont estimées à 10 %

$f_{c28} = 40$ MPa

$f_{t28} = 0.6 + 0.06\, f_{c28}$

$\begin{cases} f_{c28} = 40 \text{ MPa} \\ f_{t28} = 3 \text{ MPa} \end{cases}$

$\overline{\sigma_{bc}} = 0.6\, f_{c28} = 0.6 \times 40 = 24$ MPa

$\overline{\sigma_{bt}} = -0.7\, f_{tj} = -0.7 \times 3 = -2.1$ MPa

$P = 1 \times 0.9 \times n \times P_0 = 1 \times 0.9 \times 3 \times 2.68 = 7.24$ MN

$$\begin{cases} \sigma_{sup} = \frac{7.24}{0.731} + (7.24 \times -0.798 + 2.645)\frac{0.972}{0.347} = 1.15 \text{ MPa} \geq -1.53 \text{ MPa} \\ \sigma_{inf} = \frac{7.24}{0.731} - (7.24 \times -0.798 + 2.645)\frac{1.028}{0.347} = 19.15 \text{ MPa} \leq 24 \text{ MPa} \end{cases}$$

$\begin{cases} \sigma_{sup} = 1.15 \text{ MPa} \geq -1.53 \text{ MPa} \\ \sigma_{inf} = 19.15 \text{ MPa} \leq 24 \text{ MPa} \end{cases}$ **Les deux contraintes sont vérifiées**

Phase 3 : Cette vérification concerne la phase de mise en place des poutres sur leurs appuis définitifs, suivie du coulage du béton des entretoises et de la dalle. Les efforts pris sont celle de la deuxième phase avec le poids propre de la dalle coulée sur place. Les pertes de précontrainte sont estimées à 15 %.

M_g : Moment due au poids propre de la poutre + dalle

$$M_g = 3.981 \text{ MN.m}$$

$$f_{c28} = 40 \text{ MPa}$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06\, f_{c28}$$

$$\begin{cases} f_{c28} = 40 \text{ MPa} \\ f_{t28} = 3 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0.6\, f_{c28} = 0.6 \times 40 = 24 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma_{bt}} = -0.7\, f_{tj} = -0.7 \times 3 = -2.1 \text{ MPa}$$

$$P = 1 \times 0.85 \times n \times P_0 = 1 \times 0.85 \times 3 \times 2.68 = 6.83 \text{ MN}$$

$$\begin{cases} \sigma_{sup} = \dfrac{6.83}{0.731} + (6.83 \times -1.178 + 3.981)\dfrac{0.972}{0.347} = 5.22 \text{ MPa} \geq -1.53 \text{ MPa} \\ \sigma_{inf} = \dfrac{6.83}{0.731} - (6.83 \times -1.178 + 3.981)\dfrac{1.028}{0.347} = 13.71 \text{ MPa} \leq 24 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\begin{cases} \sigma_{sup} = 5.22 \text{ MPa} \geq -1.53 \text{ MPa} \\ \sigma_{inf} = 13.71 \text{ MPa} \leq 24 \text{ MPa} \end{cases}$$ **Les deux contraintes sont vérifiées**

Phase 4 : Après 28 jours du coulage de la dalle avec la mise en tension du quatrième câble de l'extrados à 100 %. Les pertes de précontrainte sont estimées à 20 %

$$M_m = 6.712 \text{ MN.m}$$

$$f_{c28} = 40 \text{ MPa}$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06\, f_{c28}$$

$$\begin{cases} f_{c28} = 40 \text{ MPa} \\ f_{t28} = 3 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0.6\, f_{c28} = 0.6 \times 40 = 24 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma_{bt}} = -0.7\, f_{tj} = -0.7 \times 3 = -2.1 \text{ MPa}$$

$$P = 1 \times 0.8 \times n \times P_0 = 1 \times 0.8 \times 4 \times 2.68 = 8.58 \text{ MN}$$

$$\begin{cases} \sigma_{sup} = \dfrac{8.58}{1.106} + (8.58 \times -1.178 + 6.712)\dfrac{0.892}{0.662} = 3.19\ \text{MPa} \geq -1.53\ \text{MPa} \\ \sigma_{inf} = \dfrac{8.58}{1.106} - (8.58 \times -1.178 + 6.712)\dfrac{1.408}{0.662} = 14.97\ \text{MPa} \leq 24\ \text{MPa} \end{cases}$$

$\begin{cases} \sigma_{sup} = 3.19\ \text{MPa} \geq -1.53\ \text{MPa} \\ \sigma_{inf} = 14.97\ \text{MPa} \leq 24\ \text{MPa} \end{cases}$ **Les deux contraintes sont vérifiées**

Phase 5 : L'ouvrage est en service. Les pertes finales sont estimées à 30 %.

$M_M = 10.456\ \text{MN.m}$

$f_{c28} = 40\ \text{MPa}$

$f_{t28} = 0.6 + 0.06\, f_{c28}$

$\begin{cases} f_{c28} = 40\ \text{MPa} \\ f_{t28} = 3\ \text{MPa} \end{cases}$

$\overline{\sigma_{bc}} = 0.6\, f_{c28} = 0.6 \times 40 = 24\ \text{MPa}$

$\overline{\sigma_{bt}} = -0.7\, f_{tj} = -0.7 \times 3 = -2.1\ \text{MPa}$

$P = 1 \times 0.7 \times n \times P_0 = 1 \times 0.7 \times 4 \times 2.68 = 7.50\ \text{MN}$

$$\begin{cases} \sigma_{sup} = \dfrac{7.50}{1.106} + (7.50 \times -1.178 + 10.456)\dfrac{0.892}{0.662} = 8.96\ \text{MPa} \geq -1.53\ \text{MPa} \\ \sigma_{inf} = \dfrac{7.50}{1.106} - (7.50 \times -1.178 + 10.456)\dfrac{1.408}{0.662} = 3.35\ \text{MPa} \leq 24\ \text{MPa} \end{cases}$$

$\begin{cases} \sigma_{sup} = 8.96\ \text{MPa} \geq -1.53\ \text{MPa} \\ \sigma_{inf} = 3.35\ \text{MPa} \leq 24\ \text{MPa} \end{cases}$ **Les deux contraintes sont vérifiées**

Conclusion :

Toutes les conditions étant vérifiées, on retient deux familles de câbles :

- Famille 1 : Située à l'about, elle comprend 3 câbles de 12T15s
- Famille 2 : 1 seul câble de 12T15s, située à l'extrados.

Les contraintes normales étant respectées, la mise en tension des câbles sera effectuée selon les phases définies précédemment.

V.4. TRACE DES CABLES DE PRECONTRAINTE

Les câbles de précontrainte doivent être placés de façon à ce que les efforts qu'ils produisent ne dépassent pas les limites autorisées.

Au milieu de la travée, où le moment de flexion est le plus élevé, les câbles doivent être utilisés au maximum de leur efficacité.

Il est donc important de bien choisir leur position pour augmenter l'excentricité entre le centre de la travée et les appuis, afin d'assurer une bonne efficacité de la précontrainte.

V.4.1. Dispositions constructives

- **Section d'about**

Les câbles sont placés de façon que la force de précontrainte passe par le centre de gravité de la section d'about. Dans cette zone, leur disposition est définie en suivant les recommandations du SETRA, afin d'assurer une mise en œuvre correcte et sécurisée. Pour un câble de 12T15s les dimensions adéquate de la plaque d'ancrage sont :

A × B = 240 × 200 mm²

L'entraxe vertical est défini comme suit :

$X \geq A + 30\ (mm)$

$X \geq 0.85\ a$

$X' \geq 0.5\ X - 10\ (mm)$

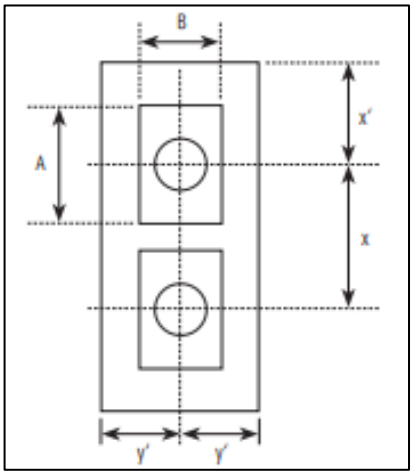


Figure V.4 : Disposition des plaques d'ancrage

Par interpolation on trouve :

$X \geq 290.7$ mm donc on prend $X = 300$ mm

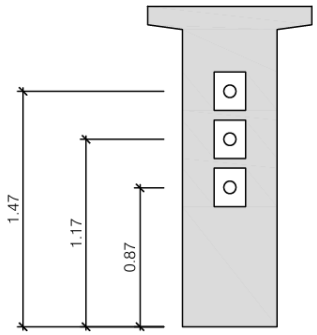
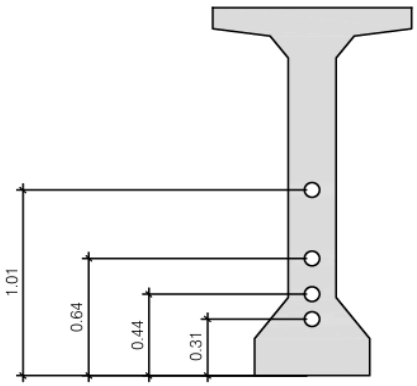
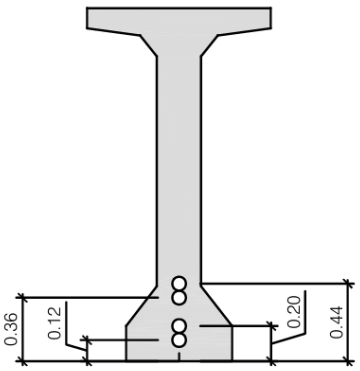
$a = 342$ mm

- **Section médiane**

En section médiane, qui est la zone la plus sollicitée on doit respecter les dimensions des gaines de précontraintes.

On obtient les dispositions suivantes :

Tableau V.3 : Position des câbles

Câbles	Y_i **(m)**		
	$x = 0$	$x = \frac{L}{4}$	$x = \frac{L}{2}$
C1	0.87	0.307	0.12
C2	1.17	0.442	0.20
C3	1.47	0.637	0.36
C4		1.008	0.44
Section d'about		**Section à mi travée**	
			

V.4.2. Tracé des câbles en élévation

Le tracé des câbles est généralement de forme parabolique, en raison de la répartition uniforme des charges permanentes. Un segment rectiligne d'environ un mètre est prévu avant l'ancrage.

- **Angle de relevage** :

La section d'about est soumise à des contraintes de cisaillement élevées en raison de l'effort tranchant important à proximité des appuis. Ainsi, les câbles de précontrainte présentent, avant l'ancrage, une partie rectiligne inclinée d'un angle α, dont la valeur est donnée par la relation suivante :

$$\text{Arcsin}\left(\frac{V_M - \overline{V}}{P}\right) \leq \alpha \leq \text{Arcsin}\left(\frac{V_m + \overline{V}}{P}\right)$$

Avec :

V_M : Effort tranchant en charge

V_m : Effort tranchant à vide sous G

$\overline{V}$: Effort tranchant limite que peut supporter la section d'about. Il est calculé par la formule suivante : $\overline{V} = \overline{\tau} \times b_n \times 0.8\ h$

$\overline{\tau}$: Contrainte de cisaillement limite à l'ELS, calculée par la formule suivante :

$$\overline{\tau} = \sqrt{0.4 \times f_{tj} \times (f_{tj} + \sigma_x)}$$

σ_x : Contrainte normale au niveau de la fibre neutre. $\sigma_x = \frac{P}{B_n}$

B_n : Section nette de la section d'about + dalle, calculée par la formule :

$B_n = B - n\ B_{gaine}$

B_{gaine} : Surface de la gaine

n : Nombre des gaines

b_n : Largeur nette de la section d'about + dalle : $b_n = b_0 - n_{lit} \times \phi$

b_0 : Largeur brute de la section d'about + dalle

ϕ : Diamètre de la gaine

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.4 : Récapitulatif du calcul de l'angle de relevage

Angle de relevage	
$\mathbf{b_n(m)}$	0.52
$\mathbf{B_n(m^2)}$	1.61
$\mathbf{P(MN)}$	7.50
$\boldsymbol{\sigma_x}$ **(MPa)**	4.66
$\bar{\boldsymbol{\tau}}$ **(MPa)**	3.03
$\bar{\mathbf{V}}\mathbf{(MN)}$	2.90
$\mathbf{V_M}$ **(MN)**	1.316
$\mathbf{V_m}$ **(MN)**	0.920
$\mathbf{Arcsin}\left(\frac{V_M-\bar{V}}{P}\right)$	-12.19
$\mathbf{Arcsin}\left(\frac{V_m+\bar{V}}{P}\right)$	30.61

$$-12.19 \leq \alpha \leq 30.61$$

Prenons : $\alpha_{c1} = 4.77\,°$ $\alpha_{c3} = 7.05\,°$

$\alpha_{c2} = 6.16\,°$ $\alpha_{c4} = 11.25\,°$

- **Rayon de courbure :**

On admet qu'il est égal à :

$$\frac{1}{R} \cong 8 \times \frac{f}{l^2}$$

f : est la flèche maximale (mesurée à mi- longueur) entre la parabole et la corde qui relie les deux extrémités de la parabole.

l : est la longueur de la parabole (l = 33 m).

- **Angle de déviation β :**

Sur une longueur l peut être calculé par la formule :

$$\beta(l) = 4 \times \frac{f}{l}$$

Le tableau suivant résume les calculs des paramètres précédents :

Tableau V.5 : Caractéristiques du tracé des câbles de précontrainte

N° câble	l(m)	α_{rel}°	Y_i(m)			f(m)	R(m)	β(l) (rad)
			X = 0	X = 1	X = 17.5			
C1	33	4.77	0.87	0.79	0.12	0.67	204.22	0.081
C2	33	6.16	1.17	1.06	0.2	0.86	157.90	0.104
C3	33	7.05	1.47	1.35	0.36	0.99	138.06	0.120
C4	27	11.25	2	2	0.44	1.46	67.63	0.216

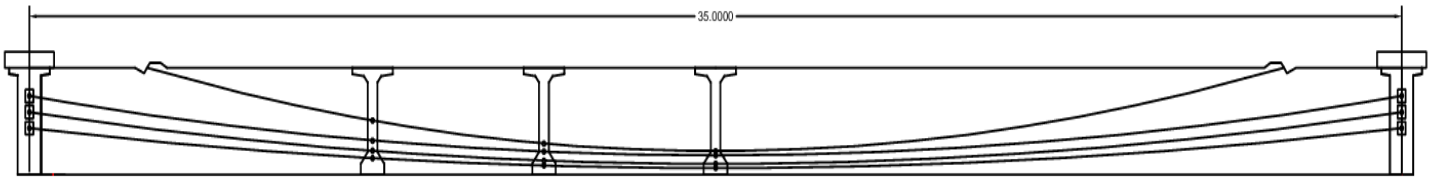


Figure V.5 : Tracé des câbles en élévation dans une poutre

V.5. CALCUL DES PERTES DE TENSION

La précontrainte appliquée à une structure évolue avec le temps. Cette évolution se traduit généralement par une diminution de la tension, appelée pertes de précontrainte.

On distingue deux types de pertes :

- Les pertes instantanées, qui se produisent au moment de la mise en tension.
- Les pertes différées, qui apparaissent progressivement au cours du temps.

V.5.1. Pertes de tension instantanées

Dans le cas de précontrainte par post-tension, les armatures de précontrainte subissent des pertes de tension instantanées qui sont :

- Les pertes de tension par frottement.
- Les pertes de tensions par recul d'ancrage
- Les pertes de tension par déformation instantanée du béton.

V.5.1.1. Pertes par frottement

Les pertes par frottement résultent du contact entre les câbles de précontrainte et leurs gaines. Ce phénomène provoque une diminution progressive de la tension dans le câble à partir de l'ancrage. L'expression de la tension le long du câble et de la perte sont données par les formules suivantes :

$$\boldsymbol{\sigma_p(x) = \sigma_{p0}\,(1 - f\alpha(x) - \varphi x)}$$

$$\boldsymbol{\Delta\sigma_{frott} = \sigma_{p0} - \sigma_p(x)}$$

σ_{p0} : La tension à l'origine. $\sigma_{p0} = 1488\ MPa$

$\alpha(x)$: La déviation angulaire du câble à une distance (x) de l'origine.

f : coefficient de frottement en courbe. $f = 0.18\ \text{rd}^{-1}$

φ : coefficient de frottement en ligne. $\varphi = 0.002\ \text{m}^{-1}$

Tableau V.6 : Valeurs de pertes par frottement

Câbles	Position x (m)	$x = 0$	$x = L/4$	$x = L/2$
C1	α (rd)	0	0.058	0.081
	$\sigma_p(x)$(MPa)	1488	1446.97	1416.08
	$\Delta\sigma_f(x)$(MPa)	0	41.03	71.92
C2	α (rd)	0	0.075	0.104
	$\sigma_p(x)$(MPa)	1488	1442.54	1410.05
	$\Delta\sigma_f(x)$(MPa)	0	45.46	77.95
C3	α (rd)	0	0.086	0.120
	$\sigma_p(x)$(MPa)	1488	1439.74	1406.24
	$\Delta\sigma_f(x)$(MPa)	0	48.26	81.76
C4	α (rd)		0.125	0.190
	$\sigma_p(x)$(MPa)		1433.9	1396.96
	$\Delta\sigma_f(x)$(MPa)		55.89	97.73

Tableau V.7 : Valeurs moyennes des pertes dues au frottement

Famille	Position x (m)	$x = 0$	$x = L/4$	$x = L/2$
1ère famille	$(\Delta\sigma_f)_{moy}$(MPa)	0	44.92	77.21
	$(\Delta\sigma_f)_{moy}$(%)	0	3.02	5.19
2ème famille	$(\Delta\sigma_f)_{moy}$(MPa)	0	55.89	97.73
	$(\Delta\sigma_f)_{moy}$(%)	0	3.76	6.57

V.5.1.2. Pertes par recul d'ancrage

Cette perte de tension résulte du glissement de l'armature par rapport à son ancrage, du tassement ou de la déformation de l'ancrage. Son influence diminue à partir de l'ancrage jusqu'à s'annuler à une distance d à partir de laquelle la tension demeure inchangée. Après rentrée d'ancrage, la tension a l'abscisse $x < d$ est donnée par :

$$\Delta\sigma_g(x) = 2 \times \sigma_{p0} \times k \times (d - x)$$

$$k = \frac{f\alpha}{l} + \Phi$$

d : longueur sur laquelle s'effectue le recul d'ancrage.

$$d = \sqrt{\frac{gE_p}{\sigma_{p0}\, k}}$$

g : intensité de recul d'ancrage $g = 6$ mm

E_p : module de déformation longitudinale de l'acier, $E_p = 195000$ MPa

l : la longueur du câble

Tableau V.8 : Valeurs des pertes par recul d'ancrage

Positions	Câble	$k(m^{-1})$	d (m)	$\Delta\sigma_g$ (MPa)	$(\Delta\sigma_g)_{moy}$(MPa)	$(\Delta\sigma_g)_{moy}$(%)
x = 0	C1			140.41	145.57	9.78
	C2			146.33		
	C3			149.96		
	C4			180.63	180.63	12.14
x = L/4	C1	0.0032	15.69	65.96	64.88	4.36
	C2	0.0035	14.89	64.80		
	C3	0.0038	14.45	63.87		
	C4	0.0051	12.41	77.83	77.83	5.23
x = L/2	C1	0.0028	16.67	0	0	0
	C2	0.0031	15.99	0		
	C3	0.0032	15.60	0		
	C4	0.0044	13.44	0	0	0

V.5.1.3. Pertes par raccourcissement instantané du béton

La perte de tension due aux déformations instantanées du béton, provoquées par l'action des câbles de précontrainte et des charges permanentes, peut être considérée comme une perte moyenne appliquée à l'ensemble des armatures et égale à :

$$\Delta\sigma_e = \frac{1}{2}\frac{E_p}{E_{bij}}\sigma_{bi}$$

Tel que :

σ_{bi} : c'est la contrainte normale dans le béton à l'abscisse x sous l'action des charges de longues durées

$$\sigma_{bi}(x) = \frac{P}{B} + \frac{P \times e^2}{I_G} - \frac{M_g \times e}{I_G}$$

E_p : Module de déformation longitudinal du béton ; $E_p = 195000$ MPa

E_{bij} : Module de déformation instantanée du béton.

M_g : moment dû au poids propre de la poutre.

e : excentricité moyenne des câbles.

I_G : moment d'inertie de la section médiane nette.

Les pertes de tension instantanées dues au raccourcissement du béton sont dues aux plusieurs effets qui sont :

- Effet de la 1ère famille sur elle-même
- Effet de la 2ème famille sur elle-même
- Effet de la dalle sur la 1ère famille
- Effet de la 2ème famille sur la 1ère famille
- Effet des compléments sur la 1ère famille
- Effet des compléments sur la 2ème famille

Afin d'évaluer ces pertes, des calculs ont été effectués aux sections nettes pour les positions suivantes : $x = 0$, $x = \frac{L}{4}$, $x = \frac{L}{2}$

Les sections étudiées ainsi que les positions des câbles par rapport aux fibres inférieures, pour chaque valeur de x considérée, sont présentées ci-dessous.

Tableau V.9 : Les sections nettes considérées de la poutre seule

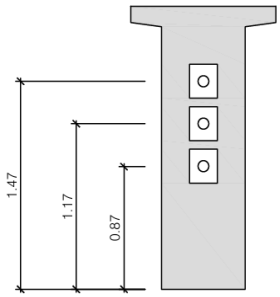
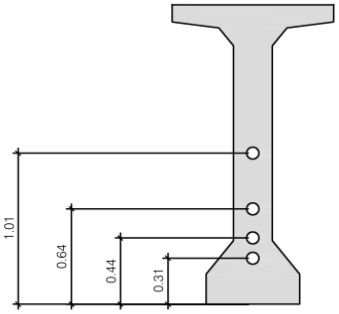
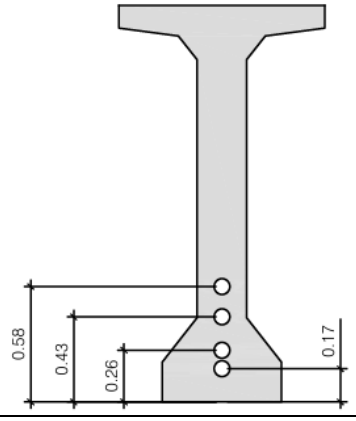
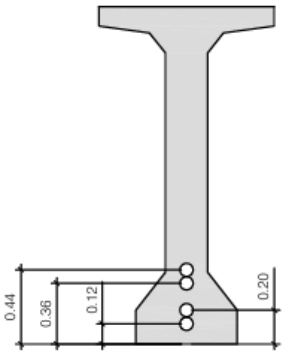
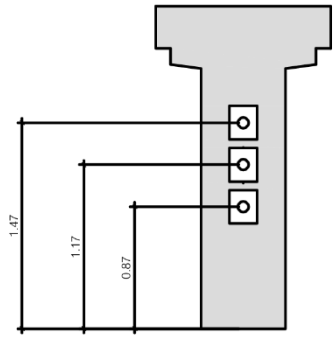
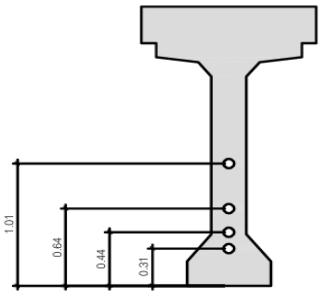
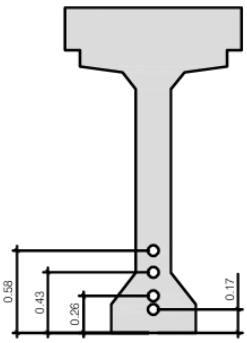
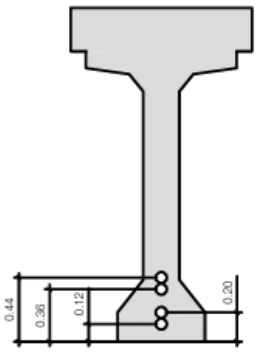
	$x = 0$	$x = \frac{L}{4}$
Sections nettes considérées de la poutre seule		
	$x = \frac{3L}{8}$	$x = \frac{L}{2}$
		

Tableau V.10 : Les sections nettes considérées de la poutre + dalle

	$x = 0$	$x = \frac{L}{4}$
Sections nettes considérées de la poutre + dalle		
	$x = \frac{3L}{8}$	$x = \frac{L}{2}$
		

Les excentricités des câbles pour chaque famille ainsi que les positions des câbles par rapport aux fibres inférieures, pour chaque valeur de x considérée, sont présentées ci-dessous.

Tableau V.11 : Position des câbles par rapport à la fibre inférieure et caractéristiques géométriques nettes des sections considérées de la poutre seule

Poutre seule	$x = 0$	$x = \frac{L}{4}$	$x = \frac{3L}{8}$	$x = \frac{L}{2}$
C1	0.87	0.31	0.17	0.12
C2	1.17	0.44	0.26	0.20
C3	1.47	0.64	0.43	0.36
$v'_n(m)$	1.04	1.04	1.05	1.04
$e_{p1}(m)$	0.13	-0.58	-0.76	-0.81
$I_n(m^4)$	0.446	0.342	0.337	0.335
$B_n(m^2)$	1.242	0.711	0.711	0.711

Tableau V.12 : Position des câbles par rapport à la fibre inférieure et caractéristiques géométriques nettes des sections considérées de la poutre + dalle

Poutre + Dalle	$x = 0$	$x = \frac{L}{4}$	$x = \frac{3L}{8}$	$x = \frac{L}{2}$
C1	0.87	0.31	0.17	0.12
C2	1.17	0.44	0.26	0.20
C3	1.47	0.64	0.43	0.36
C4		1.06	0.65	0.52
$v'_n(m)$	1.30	1.42	1.43	1.43
$e_{p1}(m)$	- 0.13	- 0.81	- 1.05	- 1.13
$e_{p2}(m)$		- 0.36	- 0.78	- 0.91
$I_n(m^4)$	0.804	0.647	0.639	0.636
$B_n(m^2)$	1.617	1.086	1.086	1.086

Tel que :

e_{pi} : L'excentricité moyenne de la famille « i » : $e_{pi} = -\mathbf{v'_n} + \frac{\sum \mathbf{y_i}}{\mathbf{n_i}}$

v'_n : La position du centre de gravité de la section par rapport à la fibre inferieure

y_i : La position du câble « i » par rapport à la fibre inférieure

n_i : Le nombre de câbles totales de famille « i »

I_n : Le moment d'inertie de la section nette considérée (m^4)

B_n : L'aire de la section nette considérée (m)

P : La tension finale dans le câble après l'estimation des pertes.

$$P = n\, A_p(\sigma_{p0} - \Delta\sigma_f - \Delta\sigma_g)$$

Le calcul des pertes par raccourcissement du béton est résumé dans le tableau ci-dessous

Tableau V.13 : Pertes par raccourcissement du béton

Section	$M_g(MN.m)$	$e(m)$	$B(m^2)$	$I_G(m^4)$	$\sigma_{bi}(MPa)$	$\sigma_e(MPa)$	$\sigma_e(\%)$
$x = 0$	0	- 0.13	1.26	0.45	6.029	15.63	1.05
$x = \frac{L}{4}$	1.945	- 0.58	0.731	0.347	13.89	35.99	2.42
$x = \frac{L}{2}$	3.797	- 0.81	0.731	0.347	15.76	40.86	2.75

Le calcul des pertes instantanées totales est résumé dans le tableau ci-dessous

Tableau V.14 : Pertes instantanées totales

Position	$\Delta\sigma_f(MPa)$	$\Delta\sigma_g(MPa)$	$\Delta\sigma_{racc}(MPa)$	$\Delta\sigma_{inst.moy}(MPa)$	$\Delta\sigma_i$ (%)
$x = 0$	0	163.1	15.63	178.72	12.01
$x = \frac{L}{4}$	50.40	71.35	35.99	157.76	10.6
$x = \frac{L}{2}$	87.47	0	40.86	128.33	8.62

V.5.2. Pertes de tension différées

En précontrainte par post-tension, les armatures subissent des pertes de tension différées qui apparaissent progressivement au cours du temps.

Ces pertes se répartissent en trois catégories principales :

- Les pertes dues au retrait du béton,
- Les pertes dues au fluage du béton,
- Les pertes dues à la relaxation des aciers.

La perte différée totale est donnée par :

$$\Delta\sigma_d = \Delta\sigma_r + \Delta\sigma_{fl}(x) + \frac{5}{6}\Delta\sigma_{relax}(x)$$

V.5.2.1. Pertes de tension par retrait

Il s'agit d'un raccourcissement naturel du béton, principalement dû à l'évaporation de l'eau de gâchage, ce qui entraîne des déformations.

$$\Delta\sigma_r = \varepsilon_r(1 - r(t_0))E_p$$

Avec :

ε_r : Déformation due au retrait

t_0 : Age du béton lors de la mise en tension des câbles

$r(t_0)$: La loi d'évolution du retrait en fonction du temps

$$r(t_0) = \frac{t_0(jours)}{t_0 + 9\,r_m}$$

r_m : Rayon moyen (cm).

$$r_m = \frac{B}{P}$$

B : l'aire nette de la section (cm^2)

P : Le périmètre de la section (cm)

Le calcul des pertes par retrait du béton est résumé dans le tableau ci-dessous.

Tableau V.15 : Valeurs des pertes dues au retrait du béton

Famille	Position	jour	$B_n(m^2)$	$P_n(m)$	$r_m(cm)$	$r(t)$	$\Delta\sigma_r(MPa)$	$\Delta\sigma_r(\%)$
1ère famille	$x = 0$	28	1.26	6.025	20.9129	0.1295	33.94	2.28
	$x = \frac{L}{4}$		0.731	6.35	11.5118	0.2128	30.70	2.06
	$x = \frac{L}{2}$		0.731	6.35	11.5118	0.2128	30.70	2.06
2ème famille	$x = 0$	28	1.63	6.025	27.0539	0.1031	34.97	2.35
	$x = \frac{L}{4}$		1.106	6.35	17.4173	0.1516	33.09	2.22
	$x = \frac{L}{2}$		1.106	6.35	17.4173	0.1516	33.09	2.22

V.5.2.2. Pertes de tension par fluage

Le fluage du béton correspond à une déformation progressive provoquée par l'application d'une contrainte constante dans le temps. Étant donné que les câbles sont ancrés dans le béton, ils subissent également cette déformation.

$$\Delta\sigma_{fl} = 2.5\ \sigma_b \frac{E_p}{E_{bij}} \text{ (BPEL 91)}$$

Avec :

σ_b : Contrainte finale après toutes les pertes dans le béton au niveau du câble moyen sous charges de longue durée d'application

$$\sigma_b = \frac{P}{B} + \frac{P \times e^2}{I_G} + \frac{M_g \times e}{I_G}$$

E_p : Module d'élasticité du béton

E_{bij} : Module instantané du béton

P : effort de précontrainte

$$P = n\ A_p(\sigma_{p0} - \Delta\sigma_{pi})$$

I_G : Moment d'inertie de la section médiane nette (poutre + dalle).

B : L'aire de la section médiane nette (poutre + dalle).

e : Excentricité moyenne des câbles.

M_g: Moment dû au poids propre du tablier

Le calcul des pertes dues au fluage du béton est résumé dans le tableau ci-dessous

Tableau V.16 : Valeurs des pertes par fluage du béton

Position	$P(MN)$	$e_m(x)$	$B(m^2)$	$M_g(x)$	$I_G\ (m^4)$	$\sigma_b(MPa)$	$\Delta\sigma_{fl}(MPa)$	$\Delta\sigma_{fl}(\%)$
$x = 0$	5.63	- 0.13	1.63	0	0.81	3.57	46.27	3.11
$x = \frac{L}{4}$	7.50	- 0.81	1.106	4.78	0.662	8.37	108.43	7.29
$x = \frac{L}{2}$	7.50	- 1.128	1.106	6.712	0.662	9.77	126.62	8.51

V.5.2.3. Pertes de tension par relaxation des aciers

La relaxation des aciers correspond à une diminution progressive de la tension dans les câbles au cours du temps. La perte de tension due à ce phénomène peut être évaluée à l'aide de la formule suivante :

$$\Delta\sigma_{relax}(x) = \frac{6}{100}\,\rho_{1000}\left(\frac{\sigma_{pi}(x)}{f_{prg}} - \mu_0\right)\sigma_{pi}(x)$$

$\sigma_{pi}(x)$: La contrainte dans les armatures de précontrainte après les pertes instantanées (en MPa)

f_{prg} : La contrainte limite garantie à la rupture, $f_{prg} = 1860\ MPa$

ρ_{1000} : La relaxation de l'acier à 1000h, $\rho_{1000} = 2.5\ \%$

μ_0 : Un coefficient qui tient en compte le taux en dessous duquel aucune relaxation n'est observée. $\mu_0 = 0.43$

Le calcul des pertes par relaxation des aciers est résumé dans le tableau ci-dessous

Tableau V.17 : Valeurs des pertes par relaxation des aciers

Famille	Position	σ_{p0}(MPa)	σ_{pi}(MPa)	μ_0	$\Delta\sigma_{relax}$(MPa)	$\Delta\sigma_{relax}$(%)
1ère famille	$x = 0$	1488	1326.81	0.43	56.39	3.79
	$x = \frac{L}{4}$		1342.21		58.71	3.95
	$x = \frac{L}{2}$		1369.93		62.99	4.23
2ème famille	$x = 0$	1488	1298.24	0.43	51.25	3.44
	$x = \frac{L}{4}$		1319.51		55.12	3.70
	$x = \frac{L}{2}$		1356.10		59.81	4.02

On résume les résultats obtenus après le calcul des pertes différées permettant ainsi de déterminer leurs valeurs totales, l'ensemble est représenté dans le tableau ci-après.

$$\Delta\sigma_d = \Delta\sigma_r + \Delta\sigma_{fl}(x) + \frac{5}{6}\Delta\sigma_{relax}(x)$$

Tableau V.18 : Valeurs de pertes différées totales

Position	$\Delta\sigma_r$(MPa)	$\Delta\sigma_{fl}$(MPa)	$\Delta\sigma_{relax}$(MPa)	$\Delta\sigma_d$(MPa)	$\Delta\sigma_d$ (%)
$x = 0$	34.45	46.27	53.82	125.57	8.44
$x = \frac{L}{4}$	31.89	108.43	56.91	187.74	12.62
$x = \frac{L}{2}$	31.89	126.62	61.40	209.67	14.09

Tableau V.19 : Valeurs de pertes différées en %

Position	$\Delta\sigma_r$(%)	$\Delta\sigma_{fl}$(%)	$\Delta\sigma_{relax}$(%)	$\Delta\sigma_d$ (%)
$x = 0$	2.32	3.11	3.62	8.44
$x = \frac{L}{4}$	2.14	7.29	3.83	12.62
$x = \frac{L}{2}$	2.14	8.51	4.13	14.09

Tableau V.20 : Valeurs de pertes totales

Position	$\Delta\sigma_i(MPa)$	$\Delta\sigma_d(MPa)$	$\Delta\sigma_{total}(MPa)$	$\Delta\sigma_{total}$ (%)
$x = 0$	178.72	125.57	304.29	20.45
$x = \frac{L}{4}$	157.76	187.74	345.5	23.22
$x = \frac{L}{2}$	128.33	209.67	338	22.72

N.B

Les pertes obtenues, proches de 23 %, sont inférieures aux pertes estimées initialement à 30 %. Ce qui confirme que l'estimation reste valable. En outre, le dimensionnement du nombre de câbles reste satisfaisant.

V.6. CALCUL JUSTIFICATIF DES POUTRES

V.6.1. Sections de vérification

La vérification des contraintes consiste simplement à s'assurer que, en tout point de la poutre, les contraintes restent dans les limites admissibles :

$$\sigma_{min} \leq \sigma \leq \sigma_{max}$$

Pour cela :

- Les contraintes normales sont vérifiées en trois sections : $x = {}^{L}/_{4}$, $x = {}^{3L}/_{8}$ et $x = {}^{L}/_{2}$
- Les contraintes tangentielles sont vérifiées au niveau de l'appui $x = 0.6$

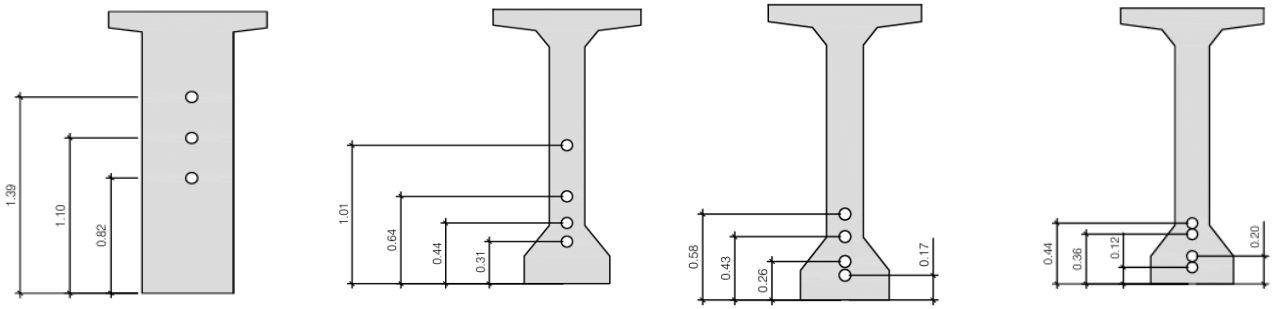


Figure V.6 : Sections de vérification pour la poutre seule

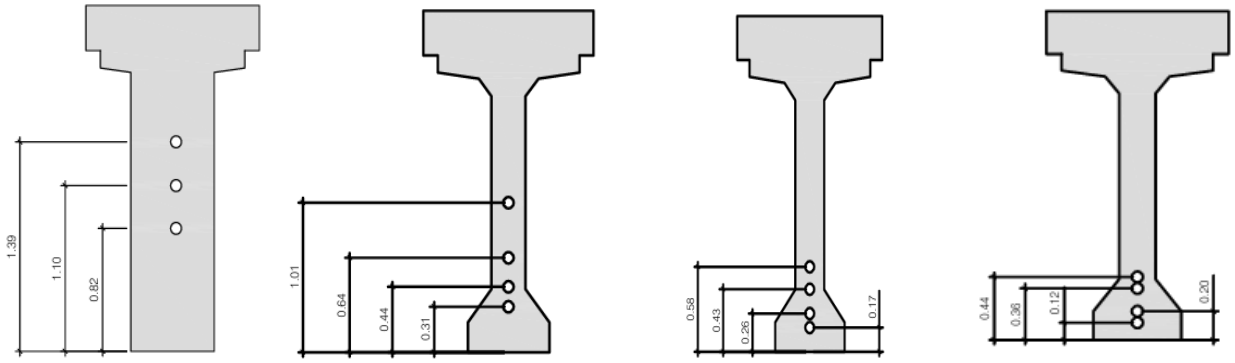


Figure V.7 : Sections de vérification pour la poutre + dalle

Ce tableau présente les caractéristiques géométriques des sections nettes :

Tableau V.21 : Caractéristiques géométriques des sections nettes

	$x = 0.6$		$x = L/4$		$x = 3L/8$		$x = L/2$	
	Poutre seule	**Poutre + Dalle**	**Poutre seule**	**Poutre + Dalle**	**Poutre seule**	**Poutre + Dalle**	**Poutre seule**	**Poutre + Dalle**
h (m)	2.00	2.30	2.00	2.30	2.00	2.30	2.00	2.30
$B_n(m^2)$	1.242	1.61	0.711	1.086	0.711	1.086	0.711	1.086
v_n (m)	0.816	1.001	0.961	0.877	0.954	0.873	0.952	0.871
v'_n (m)	1.042	1.299	1.039	1.423	1.046	1.427	1.048	1.429
I_{nG} (m^4)	0.447	0.803	0.342	0.647	0.337	0.639	0.335	0.636
ρ(%)	42.33	38.19	48.17	47.74	47.50	47.23	47.23	47.05

V.6.2. Justification de la poutre à l'ELS

V.6.2.1. Justification vis-à-vis des contraintes normales

Cette vérification consiste à calculer en différentes phases de construction et services, les contraintes dans le béton et les comparer aux contraintes limites.

On doit vérifier que :

$$\sigma_{sup} = \frac{P}{B_n} + (Pe_p + M_g)\frac{v_n}{I_n} \geq \overline{\sigma_{bt}} = -0.7\, f_{tj}$$

$$\sigma_{inf} = \frac{P}{B_n} - (Pe_p + M_g)\frac{v'_n}{I_n} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0.6\, f_{cj}$$

En phase de construction : $\overline{\sigma_{bt}} = -0.7\, f_{tj}$ $\overline{\sigma_{bc}} = 0.6\, f_{cj}$

En phase d'exploitation (service) : $\overline{\sigma_{bt}} = 0$ $\overline{\sigma_{bc}} = 0.6\, f_{cj}$

Les valeurs caractéristiques de la précontrainte

Selon l'article 4.1.31 du BPEL 91/99

$$P_1 = n\, A_p \times (1.02\sigma_{p0} - 0.80\Delta\sigma_p)$$

$$P_2 = n\, A_p \times (0.98\sigma_{p0} - 1.20\Delta\sigma_p)$$

Avec :

n : nombre de câbles de précontrainte

A_p : Section du câble de précontrainte $A_p = 1800\ mm^2$

σ_{p0} : la contrainte à l'origine = 1488 MPa

$\Delta\sigma_p$: la somme des pertes à l'âge considéré (en MPa)

e_p : excentricité du câble de précontrainte moyen

M_g : Moment due au poids propre

I_n : Moment d'inertie de la section nette considérée (en m^4)

Tableau V.22 : Limitation des contraintes

Contraintes admissibles		**j = 7 jours**	**j ≥ 28 jours**
$\overline{\sigma_{bc}}$ **(MPa)**		15.89	24
$\overline{\sigma_{bt}}$ **(MPa)**	**En phase de construction**	- 1.53	- 2.1
	En phase d'exploitation	0	0

La vérification des contraintes se fait en plusieurs phases de construction et service :

- **Phase 1 : (à 7 jours)**
  - La poutre est encore sur le banc de préfabrication.
  - Les câbles de la 1ère famille sont tendus à 50 % de P_0 (avec 50 % des pertes instantanées).
  - La section considérée : poutre seule.
  - Le moment : poids propre de la poutre
- **Phase 2 : (à 28 jours)**
  - Les câbles sont tendus à 100 % de P_0 (avec toutes les pertes instantanées).
  - La section considérée : poutre seule.
  - Le moment : poids propre de la poutre

- **Phase 3 : (7 jours après la mise en tension)**
  - Coulage de la dalle.
  - Les câbles subissent en plus 50 % des pertes différées.
  - La section considérée : poutre seule.
  - Le moment : poids propre de la poutre + dalle + entretoises.
- **Phase 4 :**
  - Le câble de la 2ème famille (à l'extrados) est tendu à **100 %** avec ses pertes instantanées.
  - La section considérée : poutre + dalle.
  - Le moment : poids propre de la poutre + dalle + entretoises.
- **Phase 5 :**
  - Mise en place des éléments du tablier.
  - Les câbles des deux familles subissent toutes les pertes (instantanées + différées).
  - La section considérée : poutre + dalle.
  - Le moment : poids propre + charges permanentes complémentaires (CCP)**.**
- **Phase 6 : (mise en service de l'ouvrage)**
  - L'ouvrage est en exploitation.
  - La section considérée : poutre + dalle**.**
  - Le moment : moment maximal à l'ELS (État Limite de Service**)**.

Tableau V.23 : Récapitulatif des efforts de précontraintes dans chaque phase

	N° câbles	% Mt	ΔP_1	ΔP_2	$P_{1_{f1}}$	$P_{2_{f1}}$	$P_{1_{f2}}$	$P_{2_{f2}}$	$d_{x=0.6}$	$d_{x=\frac{L}{4}}$	$d_{x=\frac{3L}{8}}$	$d_{x=\frac{L}{2}}$
Phase 1	3	50	3.97%	0.00%	3.97	3.748	0.00	0.00	1.1070	0.4620	0.2860	0.2267
Phase 2	3	100	7.93%	0.00%	7.69	7.114	0.00	0.00	1.1070	0.4620	0.2860	0.2267
Phase 3	3	100	14.98%	0.00%	7.24	6.433	0.00	0.00	1.1070	0.4620	0.2860	0.2267
Phase 4	4	100	22.72%	6.57%	6.74	5.688	2.59	2.42	1.1070	0.4620	0.2860	0.2267
Phase 5	4	100	22.72%	22.72%	6.74	5.688	2.25	1.90	1.1070	0.4620	0.2860	0.2267
Phase 6	4	100	22.72%	22.72%	6.74	5.688	2.25	1.90	1.1070	0.4620	0.2860	0.2267

Tableau V.24 : Coordonnées des câbles

	Y_1 (m)	Y_2(m)	Y_3 (m)	Y_4 (m)	$Y_{moy}(d_{1er\ famille})$(m)	$Y_{moy}(d_{2eme\ famille})$(m)
$x = 0.6$	0.820	1.105	1.396	0	1.107	2.400
$x = L/4$	0.307	0.442	0.637	1.008	0.462	1.008
$x = 3L/8$	0.167	0.261	0.430	0.58	0.286	0.58
$x = L/2$	0.120	0.200	0.360	0.44	0.227	0.44

Tableau V.25 : Contraintes calculées pour chaque phase

		Phase 1				Phase 2			
		$x = 0.6$	$x = L/4$	$x = 3L/8$	$x = L/2$	$x = 0.6$	$x = L/4$	$x = 3L/8$	$x = L/2$
e_1 (m)		-0.065	0.577	0.760	0.821	-0.065	0.577	0.760	0.821
e_2 (m)		0	0	0	0	0	0	0	0
M_{ELS}(MN.m)		0	1.945	2.470	2.65	0	1.945	2.47	2.65
P_1(MN)		3.9728	3.9728	3.9728	3.9728	7.6904	7.6904	7.6904	7.6904
P_2(MN)		3.7482	3.7482	3.7482	3.7482	7.1136	7.1136	7.1136	7.1136
σ_p(MPa)	σ_{sup}	0	5.4653	6.9922	7.5307	0	5.4653	6.9922	7.5307
	σ_{inf}	0	-5.9089	-7.6665	-8.2901	0	-5.9089	-7.6665	-8.2901
σ_{p1}(MPa)	σ_{sup}	3.6701	-0.8536	-2.9597	-3.6851	7.1045	-1.6524	-5.7293	-7.1336
	σ_{inf}	2.5968	12.5517	14.9592	15.7955	5.0267	24.2972	28.9576	30.5763
σ_{p2}(MPa)	σ_{sup}	3.0179	-0.8054	-2.7924	-3.4768	6.5717	-1.5285	-5.2996	-6.5985
	σ_{inf}	2.4500	11.8421	14.1135	14.9025	4.6497	22.4749	26.7857	28.2831
σ_{max}(MPa)	σ_{sup}	3.6701	4.6117	4.0325	3.8456	7.1045	3.8129	1.2630	0.3972
	σ_{inf}	2.5968	6.6428	7.2927	7.5053	5.0267	18.3882	21.2910	22.2862
σ_{min}(MPa)	σ_{sup}	3.0179	4.6600	4.1999	4.0539	6.5717	3.9369	1.6927	0.9322
	σ_{inf}	2.4500	5.9332	6.4470	6.6123	4.6497	16.5659	19.1192	19.9930

		Phase 3				Phase 4			
		$x = 0.6$	$x = L/4$	$x = 3L/8$	$x = L/2$	$x = 0.6$	$x = L/4$	$x = 3L/8$	$x = L/2$
e_1 (m)		-0.0650	0.5770	0.7600	0.8213	0.1920	0.9610	1.1410	1.2023
e_2 (m)		0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.4150	0.8470	0.9890
M_{ELS}(MN.m)		0.0000	3.3970	3.8950	3.9800	0.0000	3.3970	3.8950	3.9800
P_{1f1}(MN)		7.2370	7.2370	7.2370	7.2370	6.7397	6.7397	6.7397	6.7397
P_{2f1}(MN)		6.4335	6.4335	6.4335	6.4335	5.6876	5.6876	5.6876	5.6876
P_{1f2}(MN)		0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	2.5928	2.5928	2.5928	2.5928
P_{2f2}(MN)		0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	2.4152	2.4152	2.4152	2.4152
σ_p(MPa)	σ_{sup}	0.0000	9.5454	11.0262	11.3103	0.0000	4.6046	5.3213	5.4506
	σ_{inf}	0.0000	-10.3201	-12.0895	-12.4509	0.0000	-7.4713	-8.6982	-8.9425
σ_{p1}(MPa)	σ_{sup}	6.6856	-1.5550	-5.3914	-6.7129	2.5549	-2.5733	-4.3001	-4.8916
	σ_{inf}	4.7303	22.8645	27.2501	28.7734	6.2614	20.4511	23.3792	24.4132
σ_{p2}(MPa)	σ_{sup}	5.9433	-1.3823	-4.7928	-5.9676	2.1561	-2.1716	-3.6288	-4.1279
	σ_{inf}	4.2051	20.3259	24.2245	25.5787	5.2839	17.2585	19.7295	20.6020
σ_{p1}(MPa)	σ_{sup}	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	1.6035	0.9290	-0.6128	-1.1243
	σ_{inf}	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	1.6035	4.7540	7.2917	8.1490
σ_{p2}(MPa)	σ_{sup}	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	1.4936	0.8653	-0.5708	-1.0473
	σ_{inf}	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	1.4936	4.4284	6.7922	7.5908
σ_{max}(MPa)	σ_{sup}	6.6835	7.9904	5.6348	4.5974	4.1584	2.9602	0.4084	-0.5658
	σ_{inf}	4.7303	12.5444	15.1606	16.3226	7.8648	17.7339	21.9727	23.6197
σ_{min}(MPa)	σ_{sup}	5.9433	8.1630	6.2334	5.3427	3.6497	3.2983	1.1217	0.2754
	σ_{inf}	4.2051	10.0057	12.1350	13.1279	6.7775	14.2156	17.8235	19.2504

		Phase 5				Phase 6			
		$x = 0.6$	$x = L/4$	$x = 3L/8$	$x = L/2$	$x = 0.6$	$x = L/4$	$x = 3L/8$	$x = L/2$
e_1 (m)		0.1920	0.9610	1.1410	1.2023	0.1920	0.9610	1.1410	1.2023
e_2 (m)		0.0000	0.4150	0.8470	0.9890	0.0000	0.4150	0.8470	0.9890
M_{ELS}(MN. m)		0.0000	4.7800	6.3590	6.7120	0.0000	7.3550	9.8900	10.4560
P_{1f1}(MN)		6.7397	6.7397	6.7397	6.7397	6.7397	6.7397	6.7397	6.7397
P_{2f1}(MN)		5.6876	5.6876	5.6876	5.6876	5.6876	5.6876	5.6876	5.6876
P_{1f2}(MN)		2.2466	2.2466	2.2466	2.2466	2.2466	2.2466	2.2466	2.2466
P_{2f2}(MN)		1.8959	1.8959	1.8959	1.8959	1.8959	1.8959	1.8959	1.8959
σ_p(MPa)	σ_{sup}	0.0000	6.4792	8.6876	9.1921	0.0000	9.9696	13.5117	14.3195
	σ_{inf}	0.0000	-10.5130	-14.2008	-15.0809	0.0000	-16.176	-22.0861	-23.4931
σ_p(MPa)	σ_{sup}	2.5549	-2.5733	-4.3001	-4.8916	2.5549	-2.5733	-4.3001	-4.8916
	σ_{inf}	6.2614	20.4511	23.3792	24.4132	6.2614	20.4511	23.3792	24.4132
σ_p(MPa)	σ_{sup}	2.1561	-2.1716	-3.6288	-4.1279	2.1561	-2.1716	-3.6288	-4.1279
	σ_{inf}	5.2839	17.2585	19.7295	20.6020	5.2839	17.2585	19.7295	20.6020
σ_p(MPa)	σ_{sup}	1.3893	0.8049	-0.5310	-0.9742	1.3893	0.8049	-0.5310	-0.9742
	σ_{inf}	1.3893	4.1192	6.3181	7.0609	1.3893	4.1192	6.3181	7.0609
σ_p(MPa)	σ_{sup}	1.1725	0.6793	-0.4481	-0.8221	1.1725	0.6793	-0.4481	-0.8221
	σ_{inf}	1.1725	3.4762	5.3318	5.9586	1.1725	3.4762	5.3318	5.9586
σ_{max}(MPa)	σ_{sup}	3.9443	4.7108	3.8566	3.3263	3.9443	8.2012	8.6806	8.4537
	σ_{inf}	7.6507	14.0573	15.4965	16.3932	7.6507	8.3939	7.6112	7.9809
σ_{min}(MPa)	σ_{sup}	3.3285	4.9869	4.6107	4.2420	3.3285	8.4773	9.4348	9.3694
	σ_{inf}	6.4564	10.2216	10.8605	11.4798	6.4564	4.5582	2.9751	3.0675

Conclusion : Les contraintes normales sont vérifiées dans tous les phases.

V.6.2.2. Justification vis-à-vis des contraintes tangentielles

L'effort tranchant, résultant du moment fléchissant et de l'effort normal, peut entraîner l'apparition de fissures et diminuer la sécurité de la structure. Il est donc nécessaire de vérifier que l'âme peut supporter cet effort.

La vérification des contraintes tangentielles est effectuée en **classe I**, au niveau de la **phase 6**, en suivant les étapes suivantes :

- Evaluation de l'effort tranchant dans la section étudiée ;
- Calcul des contraintes tangentielles dans l'âme ;
- Comparaison avec les limites admissibles ;
- Validation de la sécurité si les contraintes restent inférieures aux valeurs admissibles.

$$\begin{cases} \bar{\tau}^2 \leq 0.4\, f_{tj}\left(f_{tj} + \frac{2}{3}\,\sigma_x\right) = \bar{\tau_1}^2 \\ \bar{\tau}^2 \leq 2\frac{f_{tj}}{f_{cj}}\left(0.6 f_{cj} - \sigma_x\right)\left(f_{tj} + \frac{2}{3}\,\sigma_x\right) = \bar{\tau_2}^2 \end{cases}$$

Avec :

σ_x : La contrainte normale longitudinale. $\sigma_x = \frac{\sum P_i \cos\alpha_i}{A_n}$

τ : La contrainte tangentielle. $\tau = \frac{V_{red}\, S}{I_n\, b_n}$

V_{red} : Effort tranchant réduit. $V_{red} = V_g - V_p$

V_g : Effort tranchant dû au poids propre dans chaque phase

V_p : Effort tranchant dû à la précontrainte totale. $V_p = \sum P_i \sin\alpha_i$

S : Moment statique de la section située au-dessus de l'axe neutre

I_n : Moment d'inertie net de la section.

$b_n = b_0 - mk\Phi$

m : Nombre de gaines par lit. $m = 1$

$k = 0.5$ pour post tension avec injection de coulis de ciment.

Φ : Diamètre de la gaine. $\Phi = 80$ mm

Tableau V.26 : Valeurs de l'effort de précontrainte

		P cos α	P sin α
P_1	2.07	2.06	0.17
P_2	2.07	2.06	0.22
P_3	2.07	2.05	0.25
P_4	2.07	1.94	0.38
	Somme	**8.11**	**1.02**

Tableau V.27 : Paramètres de vérification de la contrainte de cisaillement

Paramètres	Résultats
$\mathbf{A_n(m^2)}$	1.62
$\mathbf{I_n(m^4)}$	0.80
$\mathbf{S_n(m^3)}$	0.62
$\mathbf{b_n(m)}$	0.52
$\mathbf{V_g(MN)}$	1.32
$\mathbf{V_p(MN)}$	1.02
$\mathbf{V_{red}(MN)}$	0.29
$\mathbf{\sigma_x(MN)}$	5.02
$\mathbf{\bar{\tau}\ (MPa)}$	0.4335
$\mathbf{\overline{\tau_1}\ (MPa)}$	2.76
Vérification	Vérifiée

Conclusion : Les contraintes tangentielles sont vérifiées dans la section d'about.

V.6.3. Justification de la poutre à l'ELU

V.6.3.1. Justification vis-à-vis des contraintes tangentielles

$$\tan 2\beta_u = \frac{2\,\tau_u}{\sigma_x - \sigma_y}$$

Avec : $\beta_u \geq 30°$

σ_x, σ_y : représentent les contraintes normales au niveau de G. $\sigma_x = {}^{P}/_{B_n}$

$\boldsymbol{\beta_u}$: L'angle que formes les bielles du béton avec la fibre moyenne de la poutre. $\boldsymbol{\beta_u \geq 30°}$

τ_u : La contrainte tangentielle ultime.

$$\tau_u = \frac{V_{red.u}\,S}{I_n\,b_n}$$

$$V_{red.u} = V_u - P\sin\alpha$$

$V_{red.u} = 2.33 - 1.30 = 1.02$ MN

$$\tau_u = \frac{1.02 \times 0.62}{0.52 \times 0.80} = 1.9349 \text{ MPa}$$

Tableau V.28 : Le calcul de l'angle βu

Paramètres	Résultats
σ_x(MPa)	5.016
τ_u(MPa)	1.9349
β_u(°)	18.835
$\beta_{u.\text{à prendre}}$ (°)	30 °

V.6.3.1.1. Armatures transversales

Cette étape consiste à déterminer la section des armatures transversales A_t par la formule suivante :

$$\frac{A_t \times f_e}{b_n \times s_t \times \gamma_s} \geq (\tau_u - \frac{f_{tj}}{3}) \times \tan \beta_u$$

Tableau V.29 : Paramètres utilisés pour le calcul de la section des armatures transversales

Paramètres	Résultats
τ_u(MPa)	1.9349
f_e(MPa)	500
f_{c28}(MPa)	40
f_{t28}(MPa)	3
b_n(m)	0.52
γ_s	1.15

$$\frac{A_t}{s_t} \geq 0.0645 \text{ cm}$$

On prend un cadre de HA 10 avec un espacement de 15 cm à l'appui et 25 cm à mi-travée

V.6.3.1.2. Justification des bielles du béton

Cette vérification consiste à s'assurer que la contrainte de compression dans les bielles reste inférieure à la résistance maximale du béton.

$$\tau_u = \frac{V_{red.u} \times S}{I_n \times b_n} \leq \frac{f_{c28}}{6}$$

$$\tau_u = 1.9349 \text{ MPa}$$

$$\frac{f_{c28}}{6} = \frac{40}{6} = 6.67 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1.9349 \text{ MPa} \leq \frac{f_{c28}}{6} = 6.67 \text{ MPa}$$

La justification des bielles du béton est vérifiée

V.6.3.1.3. Ferraillage passif longitudinal

Dans les ouvrages précontraints, deux types d'armatures passives sont nécessaires :

- **Armatures longitudinales de peau** : disposées en surface, elles servent à limiter les fissures et à protéger le béton.
- **Armatures longitudinales en zones tendues** : placées dans les parties sollicitées en traction, elles assurent la reprise des efforts lorsque le béton ne suffit pas.

Armatures longitudinales de peau

Elles ont pour rôle de répartir les effets du retrait et des variations de température. La répartition des armatures de peau doit être régulière, et leur espacement adapté à la dimension des pièces. La section des armatures de peau disposées parallèlement à la fibre moyenne d'une poutre doit être d'au moins $3cm^2$ par mètre de longueur de parement mesuré perpendiculairement à leur direction, sans pouvoir être inférieure à 0,10% de la section du béton de la poutre. Ceci correspond à environ des barres HA12 espacées environ de 20 cm.

Armatures longitudinales dans les zones tendues

Elles ont pour rôle d'équilibrer les efforts de traction pouvant apparaître dans certaines sections. La formule suivante permet de déterminer la quantité d'acier nécessaire pour assurer cet équilibre.

$$A_s = \frac{B_t}{1000} + \frac{N_{bt} \times f_{tj}}{f_e \times \sigma_{bt}}$$

Avec :

B_t : Section du béton tendu

N_{bt} : Intensité de la résultante des efforts de traction

f_{tj} : Résistance à la traction du béton

f_e : Limite d'élasticité des armatures utilisées. $f_e = 500$ MPa

σ_{bt} : Valeur absolue de la contrainte maximale de traction.

N.B : On a des contraintes de compression dans la fibre inférieure, donc la section est entièrement comprimée. On va utiliser des armatures entièrement comprimées. On va utiliser des armatures constructives. On disposera 4 HA 14 en nappe inférieure dans le talon.

V.6.3.2. Justification vis-à-vis des contraintes normales

Les justifications à l'ELS permettent de s'assurer du bon fonctionnement des structures en régime normal (exploitation), mais elles ne tiennent pas compte du risque de rupture vis-à-vis d'un dépassement accidentel des charges de service, des vérifications à l'ELU sous charges pondérées sont donc nécessaires pour assurer la résistance de la structure à la ruine. A l'ELU, la section en béton précontraint est fissurée comme celle du béton armé, donc les mêmes hypothèses de calcul sont utilisées :

- Conservation des sections planes
- Béton tendu négligé
- Les matériaux ne subissement aucun glissement relatif
- Le diagramme des déformations d'une section correspondant à l'atteinte de l'état limite ultime respecte la règle des trois pivots :

➢ **Pivot A :** Correspond à une déformation des aciers de $\varepsilon_s = 10$ ‰ par rapport à l'état d'origine de la section.

➢ **Pivot B :** Correspond à une déformation du béton $\varepsilon_{bc} = 3.5$ ‰ (cas d'une flexion)

➢ **Pivot C :** Quand toute la section est comprimée $\varepsilon_{bc} = 2$ ‰

V.6.3.3. Principe de justification d'une section à l'ELU

Les contraintes inconnues sont déterminées par les diagrammes de déformation. Ainsi pour une section donnée d'une poutre, à chaque diagramme de déformation passant par l'un des pivots correspond à un point de coordonnées $(\overline{N_u}\,;\overline{M_u})$, l'ensemble de ces points décrit la courbe d'interaction définissant le domaine résistant.

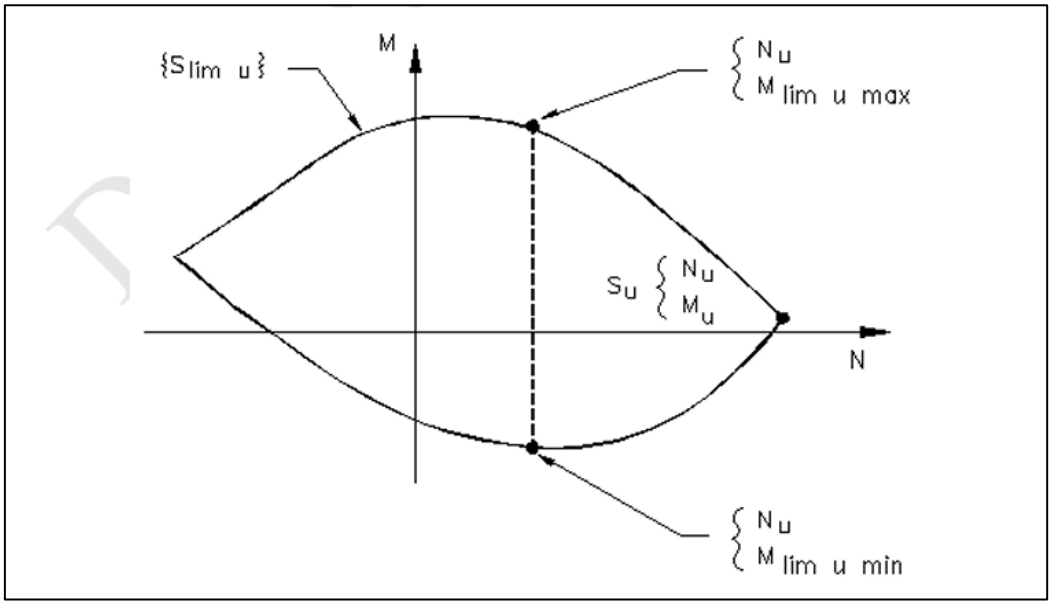


Figure V.8 : Courbe d'interaction Moment fléchissant-Effort normal

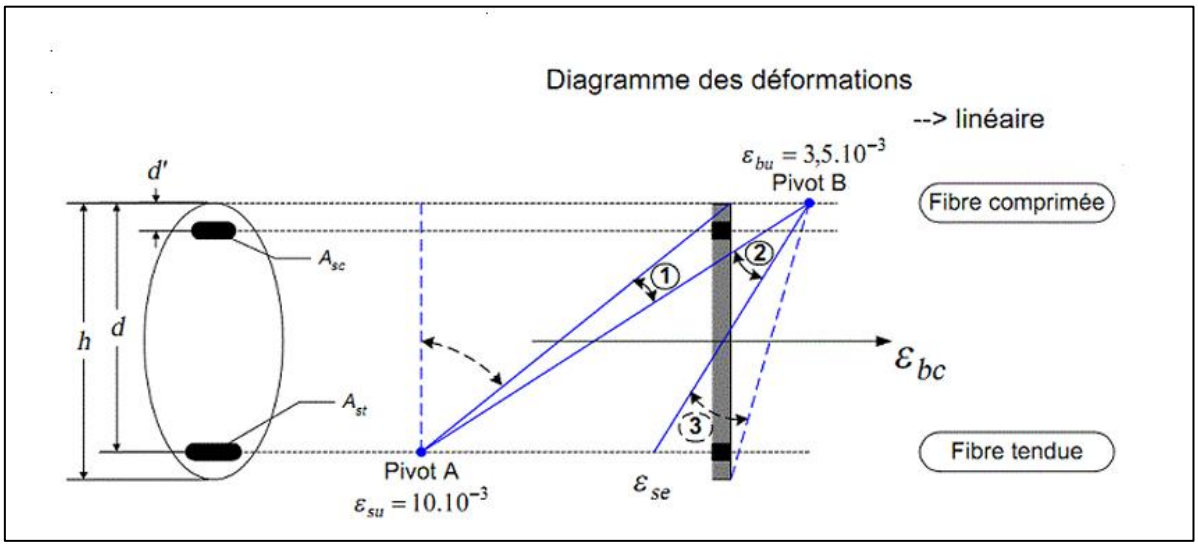


Figure V.9 : Diagramme des déformations à l'ELU

La méthode de justification des sections à l'ELU est basée sur :

- Fixer l'effort extérieur N_u en le prenant égal à $\overline{N_u}$
- Déterminer le moment résistant ultime $\overline{M_u}$ correspondant à $\overline{N_u}$
- Procéder à la justification sur le moment M_u
- Si $M_u \leq \overline{M_u}$, la section est justifiée à l'ELU

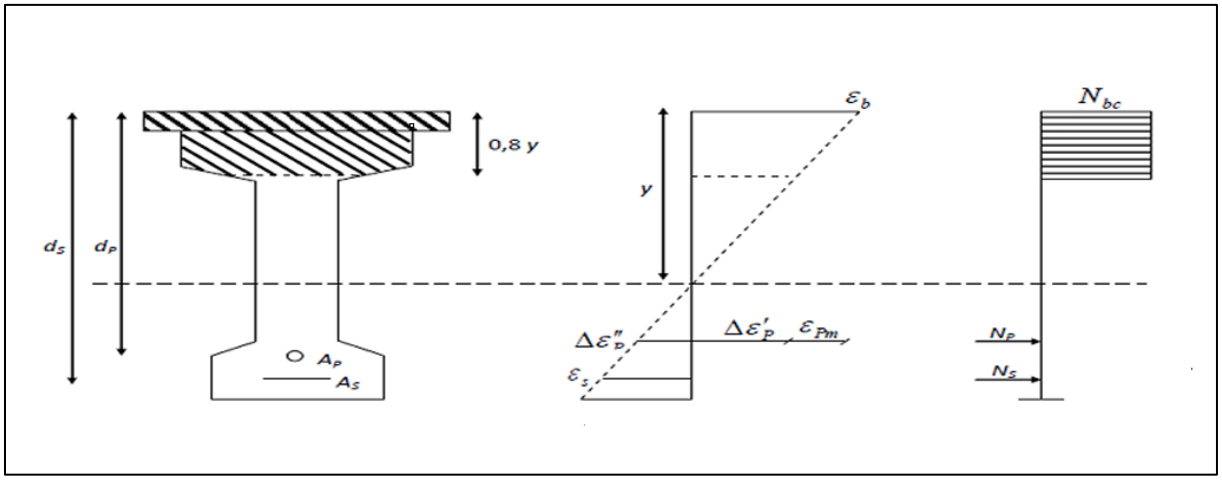


Figure V.10 : Diagramme des contraintes et déformations à l'ELU

Selon BPEL 91/99 On note les caractéristiques suivantes :

ε_{pm} : Allongement préalable (dû à la précontrainte et aux pertes) au jour de vérification.

ε_{bc} : Déformation du béton

ε_s : Déformation des aciers passifs

σ_{pm} : Contrainte préalable, calculée sous charges permanentes.

$\Delta\varepsilon'_p$: Variation d'allongement due à la compression du béton au niveau du câble moyen.

$\Delta\varepsilon''_p$: Variation complémentaire accompagnant la déformation du béton au-delà de la valeur nulle

σ_{bpm} : La contrainte du béton au niveau de l'armature considérée sous l'effet des actions permanentes et de la précontrainte prise avec sa valeur P_m

N_{bc} : Effort normal de compression du béton

N_s : Effort normal de traction des aciers passifs

N_p : Effort normal dû à la précontrainte

On prend :

$$\begin{cases} h = 2.3\ m \\ A_p = 1800\ mm^2 \\ d_s = 2.20\ m \\ d_p = 2.17\ m \end{cases}$$

- **Calcul des efforts extérieurs**

$$N_u = \gamma_p \times P_m$$

Avec :

$\gamma_p = 1.15$

$P_m = n \times A_p \times (\sigma_{p0} - \Delta\sigma_{pTi})$

Tableau V.30 : Calcul de l'effort normal Nu

Famille	P_{mi}(MN)	N_u(MN)	N_{uTotal}(MN)
1ère famille	6.25	7.19	9.59
2e famille	2.09	2.40	

Moment extérieur :

$M_u = M_{ext}(ELU) = 14\ MN.m$

On calcule les efforts extérieurs par les équations d'équilibre

$\overline{N_u} = N_{bc} - N_s - N_p$

$N_{bc} = B(y) \times f_{bu} = 0.8 \times y \times b \times f_{bu}$

$N_s = A_s \times \sigma_s$

$N_p = A_p \times \Delta\sigma_p$

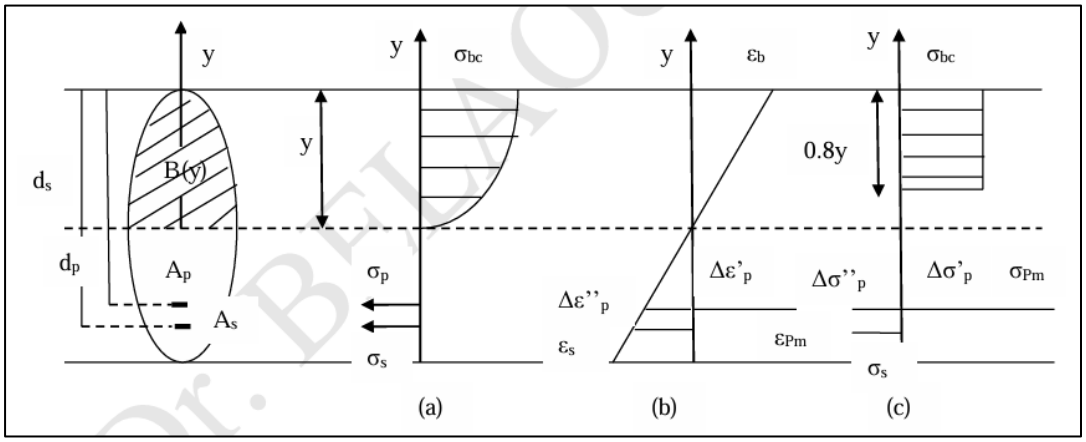


Figure V.11 : Equations d'équilibre

1ère itération :

On suppose que le diagramme de déformation passe par le pivot A et pivot B

$$\begin{cases} \varepsilon_s = 10\ ‰ \\ \varepsilon_{bc} = 3.5\ ‰ \end{cases}$$

$$N_{bc} = B(y) \times f_{bu} = 0.8 \times y \times b \times f_{bu}$$

$$B(y) = 0.8 \times y \times b$$

$$\frac{\varepsilon_{bc}}{y} = \frac{\varepsilon_s}{d_s - y} \longrightarrow y = \frac{\varepsilon_{bc} \times d_s}{\varepsilon_{bc} + \varepsilon_s}$$

On trouve : $y = 0.57\ m$

$$B(y) = 0.57\ m^2$$

$$N_{bc} = 0.8 \times 0.57 \times 1.25 \times 22.66 = 12.91\ MN$$

$$N_s = 6.14 \times 10^{-4} \times 434.78 = 0.27\ MN$$

$$\varepsilon_{pm} = \frac{\sigma_{pm}}{E_p} = \frac{P_m}{nA_pE_p} = \frac{8.34}{4 \times 1800 \times 10^{-6} \times 195000} = 5.94\ ‰$$

$$\Delta\varepsilon'_p = 5 \times \frac{\sigma_{bpm}}{E_p}$$

$$\sigma_{bpm} = \frac{P_m}{A_n} + \frac{(P_m \times e_0 + M_g) \times e_0}{I_n}$$

$$e_0 = -(v' - d') = -(1.428 - 0.23) = -1.198\ m$$

$$\sigma_{bpm} = \frac{8.34}{1.086} + \frac{(8.34 \times -1.037 + 6.712) \times -1.037}{0.636} = 10.83\ MPa$$

$$\Delta\varepsilon'_p = 5 \times \frac{10.83}{195000} = 0.28\ ‰$$

$$\frac{\varepsilon_{bc}}{y} = \frac{\Delta\varepsilon''_p}{d_p - y} \longrightarrow \Delta\varepsilon''_p = \frac{\varepsilon_{bc}}{y}(d_p - y) = \frac{3.5 \times 10^{-3}}{0.57}(2.17 - 0.57) = 9.8\ ‰$$

$\varepsilon_p = \varepsilon_{pm} + \Delta\varepsilon'_p + \Delta\varepsilon''_p = (5.94 + 0.28 + 9.8)‰ = 16.02\ ‰$

$\Delta\sigma_p = g(\varepsilon_{pm} + \Delta\varepsilon'_p + \Delta\varepsilon''_p) - g(\varepsilon_{pm})$

On utilise le diagramme contrainte - déformation des aciers de précontrainte.

$\varepsilon_{ep} = \dfrac{f_{peg}}{\gamma_p \times E_p} = \dfrac{1674}{1.15 \times 195000} = 7.46\ ‰$

$\varepsilon_p = 16.02\ ‰ > 7.46\ ‰$

$\sigma_p = \dfrac{f_{peg}}{\gamma_p} = \dfrac{1674}{1.15} = 1455.65\ \text{MPa}$

$\Delta\sigma_p = \sigma_p - \varepsilon_{pm} \times E_p = 1455.65 - 5.94 \times 10^{-3} \times 195000 = 297.35\ \text{MPa}$

$N_p = 1800 \times 10^{-6} \times 297.35 = 0.53\ \text{MN}$

On trouve : $\overline{N_u} = 12.11\ \text{MN}$

$$N_u = 9.59\ \text{MN} < \overline{N_u} = 12.11\ \text{MN} \ldots \textbf{vérifiée}$$

On constate que la section de béton comprimée est trop importante, donc on doit faire pivoter le diagramme autour du pivot B. Il faudra calculer de manière à diminuer le plus possible la valeur de N_u en diminuant ε_{bc}($\varepsilon_{bc} \leq 3.5‰$), on garde ε_s et on pose que $N_u = \overline{N_u}$

$N_u = \overline{N_u} = N_{bc} - N_s - N_p$

$9.59 = 0.8 \times y \times b \times f_{bu} - N_s - N_p$

$N_s = 0.27\ \text{MN}$

$N_p = 0.53\ \text{MN}$

Donc on trouve $y = 0.458\ \text{m}$

$\dfrac{\varepsilon_{bc}}{y} = \dfrac{\varepsilon_s}{d_s - y} \longrightarrow \varepsilon_{bc} = 2.63\ ‰$

$\dfrac{\varepsilon_{bc}}{y} = \dfrac{\Delta\varepsilon''_p}{d_p - y} \longrightarrow \Delta\varepsilon''_p = \dfrac{2.63 \times 10^{-3}}{0.458}(2.17 - 0.458) = 9.8\ ‰$

$\varepsilon_p = \varepsilon_{pm} + \Delta\varepsilon'_p + \Delta\varepsilon''_p = 16.05\ ‰$

$\Delta\sigma_p = 297.35\ \text{MPa}$

$\overline{N_u} = 0.8 \times 0.458 \times 1.25 \times 22.66 - 0.27 - 0.53 = 9.58\ \text{MN}$

On trouve que : $N_u \approx \overline{N_u} = 9.58\ \text{MN}$

$\overline{M_{u/A_p}} = N_{bc}(d_p - 0.4\,y) + N_s(d_s - d_p)$

$\overline{M_{u/A_p}} = = 9.58 \times (2.17 - 0.4 \times 0.458) + 0.27 \times (2.20 - 2.17)$

$\overline{M_{u/A_p}} = 19.04\ \text{MN.m}$

$M_u = 14\ MN.m < \overline{M_{u/A_p}} = 19.04$ MN. m

Donc la section est justifiée à l'ELU

V.6.4. Etude de la zone d'about

La zone d'about d'une poutre est soumise à une forte concentration d'efforts, due à la transmission des réactions d'appui et à l'introduction des forces de précontrainte au niveau des ancrages.

Les études expérimentales du BPEL ont montré qu'il existe, en aval de ces zones, trois régions distinctes :

- Une zone de surface tendue,
- Une zone intermédiaire comprimée,
- Une zone d'éclatement tendue.

L'effort d'ancrage introduit dans la poutre une forte contrainte de compression sur une faible surface de béton**.**
Cet effort se diffuse ensuite progressivement sur une surface plus importante à l'intérieur de la poutre. Au-delà d'une certaine distance, appelée longueur de zone de régularisation L_t

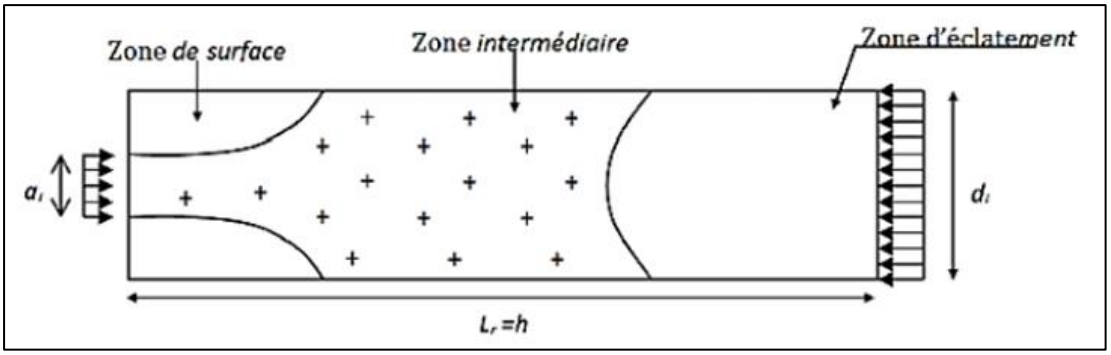


Figure V.12 : Zone de concentration des contraintes

V.6.4.1. Effet de surface

On associe à chaque ancrage un prisme symétrique dj

Avec h = 2 m on a : $\begin{cases} d_1 = \min\ (2D_1\ ;\ D_2) \\ d_2 = \min\ (D_2\ ;\ 2D_3) \\ d_3 = \min\ (D_3\ ;\ 2D_4) \end{cases}$

$$\begin{cases} d_1 = \min\ (2 \times 0.87\ ;\ 0.3) \\ d_2 = \min\ (0.3\ ;\ 2 \times 0.3) \\ d_3 = \min\ (0.3\ ;\ 2 \times 0.53) \end{cases}$$

On prend : $d_{min} = 0.3$ m

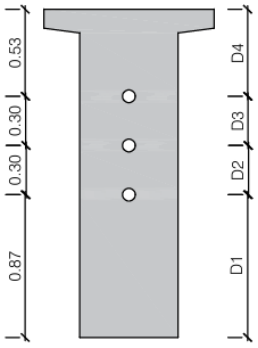


Figure V.13 : Zone de régularisation des ancrages

Le ferraillage à disposer est calculé à l'aide de la formule suivante :

$$A_s = 0.04\ \frac{Max\ p_{j0}}{\sigma_{slim}}$$

p_{j0} : La tension à l'origine. $p_{j0} = A_p\,(\sigma_{p0} - \Delta\sigma_{pi}) = 2.45$ MN

σ_{slim} : La contrainte limite de traction. $\sigma_{slim} = \frac{2}{3} f_e = 333.33$ MPa

$$A_s = 0.04 \times \frac{2.45}{333.33} \times 10^4 = 2.95 \text{ cm}^2$$

On choisit un cadre de HA 14 autour de chaque ancrage. $A_s = 3.08 \text{ cm}^2$

V.6.4.2. Zone intermédiaire comprimée :

La contrainte moyenne de compression longitudinale doit vérifier :

$$\sigma_{mj} = \frac{p_{j0}}{b\, d_j} \leq \frac{2}{3} f_{cj}$$

$$\sigma_{m3} = \frac{2.45}{0.6 \times 0.3} = 13.61 \text{ MPa} \leq \frac{2}{3} \times 40 = 26.67 \text{ MPa}$$

La contrainte moyenne de compression est vérifiée.

$$\sigma_{mj} = \frac{p_{j0}}{b\, d_j} \leq \frac{2}{3} f_{cj} \qquad \text{vérifiée}$$

V.6.4.3. Effet d'éclatement

Vérification des contraintes du béton

La contrainte de traction du béton doit vérifier :

$$\sigma_{tj} = 0.5 \left(1 - \frac{a_j}{d_j}\right) \times \frac{p_{j0}}{b \times d_j} \leq 1.25\, f_{tj}$$

Avec :

d_j : La hauteur du prisme symétrique associée au niveau j

a_j : Dimension moyenne dans le plan d'étalement des organes d'ancrage. $a = 0.24$ m

b : La base du talon.

$$\sigma_{t3} = 0.5 \left(1 - \frac{0.24}{0.3}\right) \times \frac{2.45}{0.6 \times 0.3} = 1.36 \text{ MPa} \leq 1.25 \times 3 = 3.75 \text{ MPa}$$

La contrainte de traction du béton est vérifiée.

$$\sigma_{tj} = 0.5 \left(1 - \frac{a_j}{d_j}\right) \times \frac{p_{j0}}{b \times d_j} \leq 1.25\, f_{tj} \qquad \text{vérifiée}$$

Ferraillage d'éclatement

La section au niveau j est obtenue par la formule suivante :

$$A_{ej} \geq \max \begin{cases} 0.25\ (1 - \frac{a_j}{d_j}) \times \frac{p_{j0}}{\frac{2}{3}\ f_e} \\ 0.15\ \times \frac{\max p_{j0}}{\frac{2}{3}\ f_e} \end{cases}$$

$A_e = 11.02\ cm^2$

On choisit 3 cadres de HA 16 ($6\ HA\ 16 = 12.06\ cm^2$) autour de chaque plaque d'ancrage

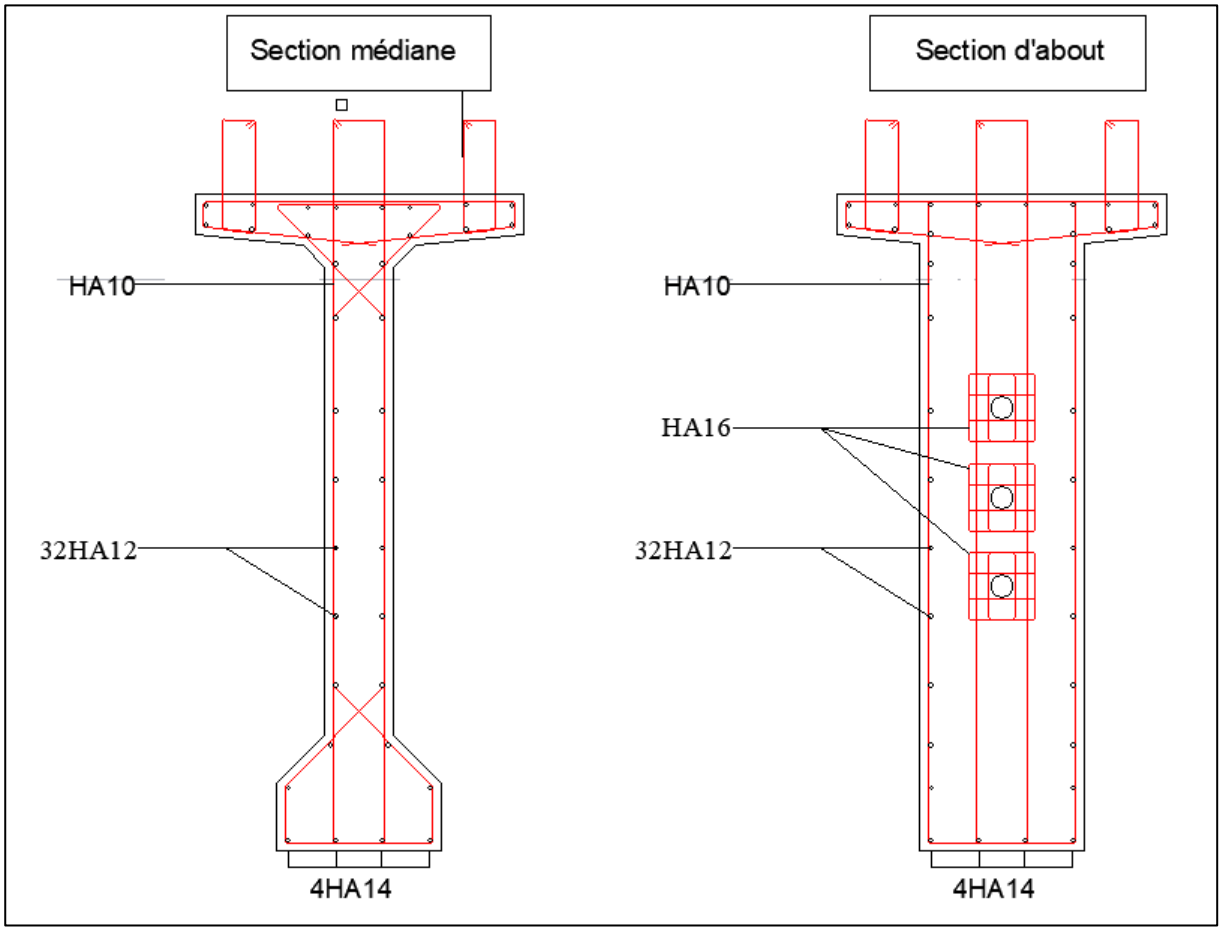


Figure V.14 : Ferraillage de la poutre

CHAPITRE VI : ETUDE DU TABLIER

VI. ETUDE DU TABLIER

VI.1. INTRODUCTION

Ce chapitre portera sur l'étude des éléments en béton armé (l'hourdis et l'entretoise), et leur ferraillage dans les deux sens (longitudinal et transversal) suivant les règles du BAEL.

VI.2. L'HOURDIS GENERAL

L'hourdis est une dalle de béton armé qui fait office de revêtement pour le pont. Cette couche est conçue pour accueillir les couches supérieures (ballastage, étanchéité, etc.). Notre tablier est composé d'un hourdis en béton armé qui a été coulé sur site.

VI.2.1. Modélisation de la dalle

La dalle a été modélisée comme élément plaque et les poutres comme éléments barres.

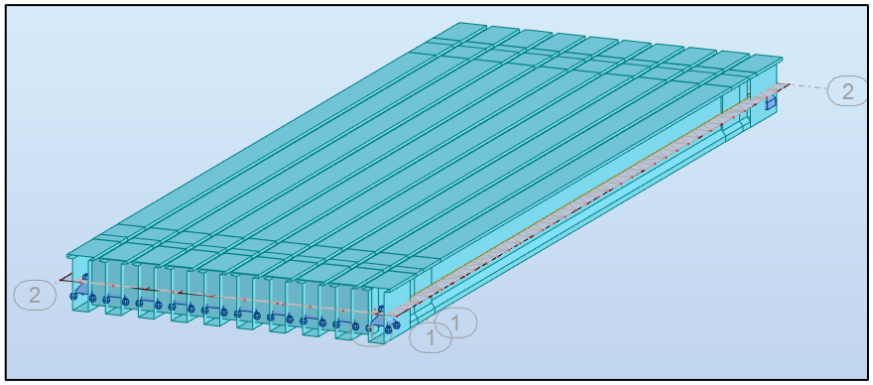


Figure VI.1 : Modèle du tablier

VI.2.2. Flèches et contre flèches

Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2027 a été utilisé pour la détermination des différentes flèches.

VI.2.2.1. Flèche due au poids propre

La flèche max due au poids propre est donnée par la combinaison G. Sa valeur est :

$$f_G = 6.2 \text{ cm}$$

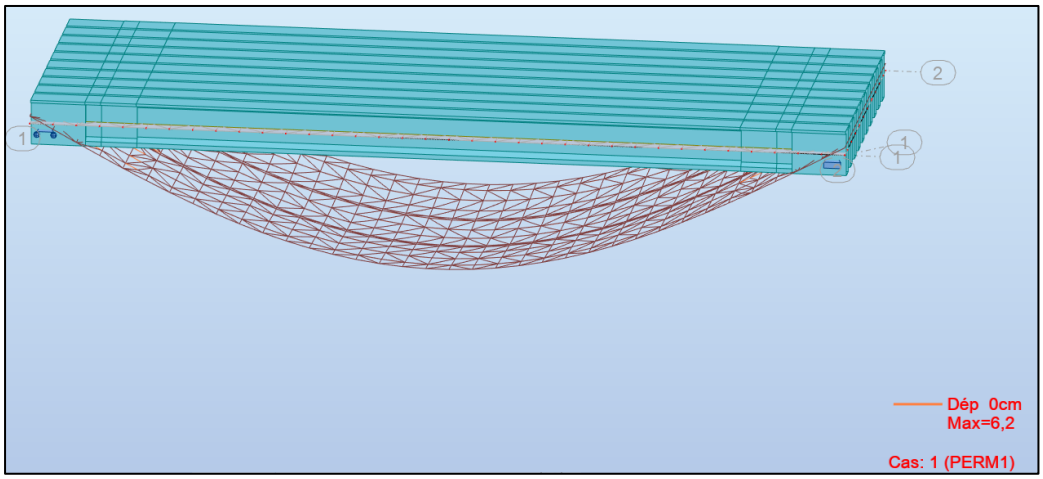


Figure VI.2 : La flèche due au poids propre G

VI.2.2.2. Contre-Flèche due à la précontrainte

La flèche maximale dans le tablier due à la précontrainte est égale à :

$$f_p = -6.8 \text{ cm}$$

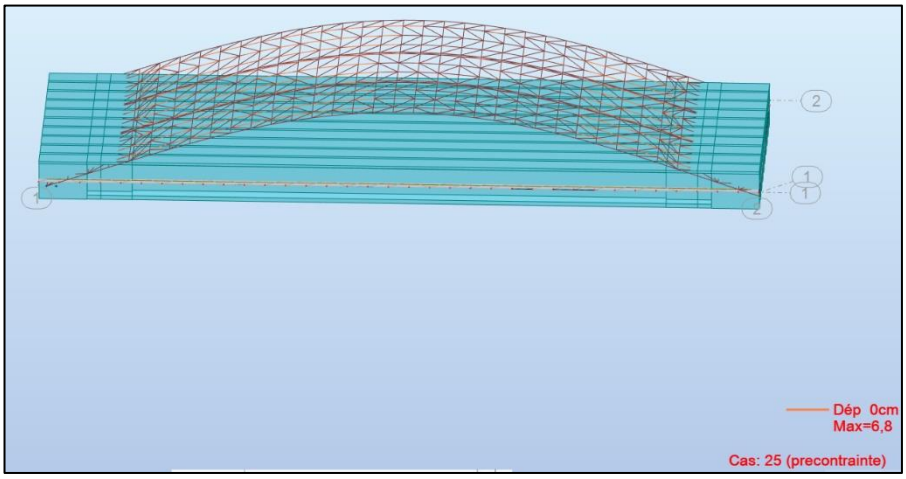


Figure VI.3 : Contre flèche max du tablier due à la mise en tension à 100 % des câbles.

VI.2.2.3. Flèche de construction

La flèche de construction est donnée par la formule :

$$f_c = \frac{3}{4}\left(|f_p| - |f_G|\right) = \frac{3}{4}(|-6.8| - |6.2|) = 0.15 \text{ cm}$$

VI.2.2.4. Fleche maximale à l'ELS

La flèche maximale dans le tablier sous la combinaison à l'ELS : G + UIC 71 + SW/2 est de :

$$f_{ser} = 10.7 \text{ cm}$$

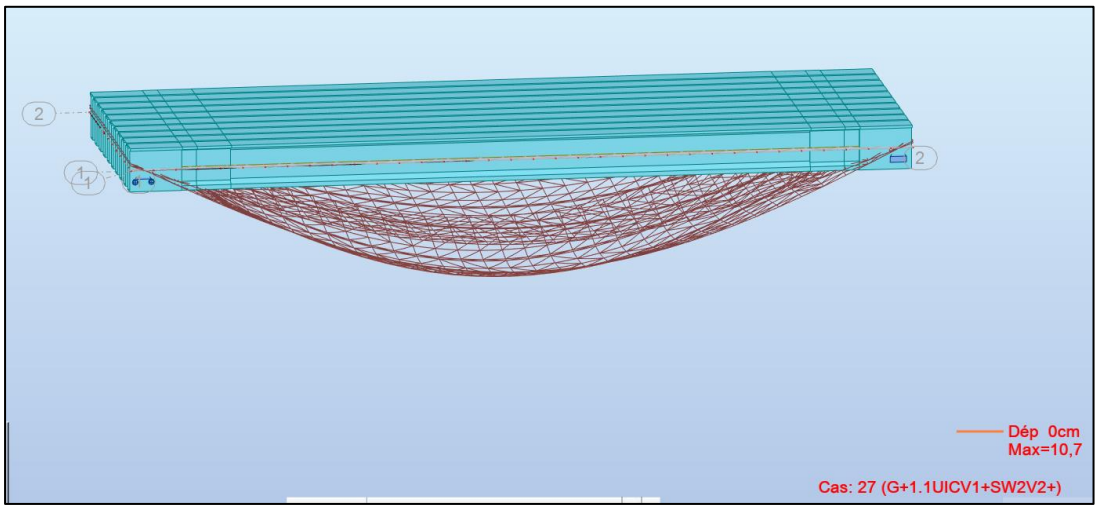


Figure VI.4 : Flèche maximale du tablier à l'ELS

VI.2.2.5. Vérification de la flèche totale

La flèche réelle de tablier en service est égale à :

$$f_T = f_p + f_c + f_{ser} = 10.7 - 6.8 + 0.15 = 4.05 \text{ cm}$$

La flèche admissible est égale à :

$$f_{adm} = \frac{L}{800} = \frac{35}{800} = 4.375 \text{ cm}$$

$f_T = 4.05\ cm < f_{adm} = 4.375$ cm **Vérifiée**

VI.3. CALCUL DES ROTATIONS

La rotation à l'appui est calculée par la formule :

$$\theta = \frac{M \times L}{3 \times E_v \times I_G}$$

Avec :

M : Le moment provoquant la rotation (MN. m)

L : Longueur de la travée (m). $L = 35$ m

I_G : Moment d'inertie de la section médiane (poutre + dalle) (en m4). $I_G = 0.636\ m^4$

E_v : module de déformation différé (MPa)

$E_v = 3700 \times \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \times \sqrt[3]{40} = 12653.82$ MPa

VI.3.1. Rotation due au poids propre

La rotation à l'appui est calculée comme suit :

$$\theta_G = \frac{M_G \times L}{3 \times E_v \times I_G}$$

Avec :

$M_G = 6.712$ MN. m

$L = 35$ m

$E_v = 12653.82$ MPa

$I_G = 0.636\ m^4$

Donc :

$$\theta_G = \frac{6.712 \times 35}{3 \times 12653.82 \times 0.636} = 0.00973 \text{ rad}$$

VI.3.2. Rotation due aux charges de services

$$\theta_{ser} = \frac{10.456 \times 35}{3 \times 12653.82 \times 0.636} = 0.015 \text{ rad}$$

VI.4. ETUDE DE L'HOURDIS

Les dimensions de notre hourdis sont les suivants :

- Epaisseur : 30 cm
- Largeur : 12.8 m
- Longueur : 35 m

VI.4.1. Principe de ferraillage

L'hourdis est soumis á deux types de flexion :

- Flexion longitudinale : la précontrainte des poutres reprend ces efforts
- Flexion transversale : reprise par les aciers passifs dans la dalle

Pour cela, on va étudier la flexion transversale pour pouvoir déterminer l'acier et le ferraillage nécessaires pour l'hourdis

VI.4.2. Ferraillage sous flexion transversale

VI.4.2.1. Ferraillage transversal de la dalle

Ces valeurs des moments seront saisies dans le logiciel ' ROBOT EXPERT' afin de procéder au calcul du dimensionnement du ferraillage de la dalle. Les détails du ferraillage sont présentés en ANNEXE D

VI.4.2.2. Évaluation des efforts

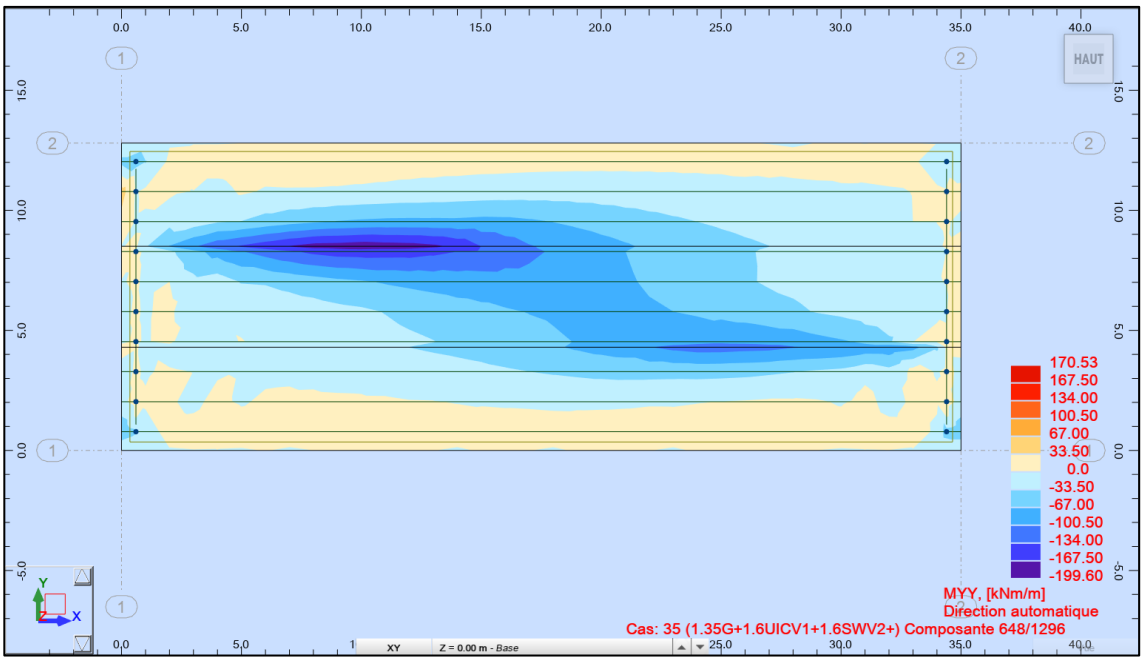


Figure VI.5 : Résultats du moment Myy à l'ELU

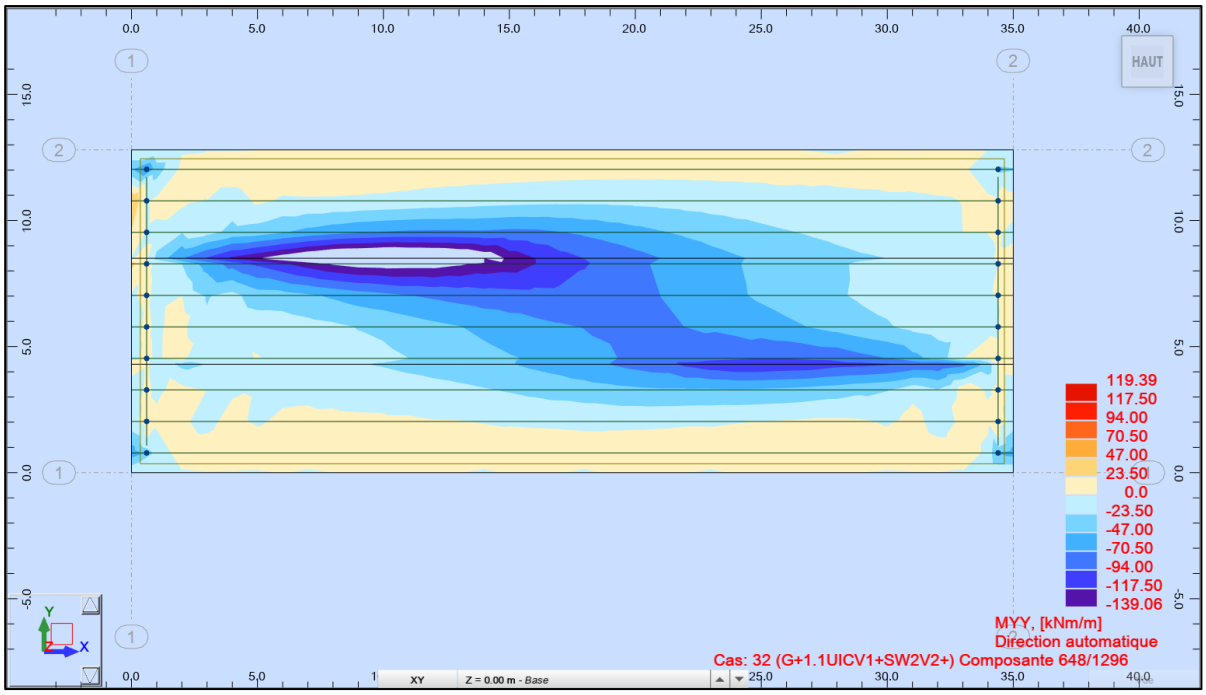


Figure VI.6 : Résultats du moment Myy à l'ELS

Moments appliqués :

Tableau VI.1 : Moments appliqués dans le sens yy

	$M_{max}(kN.m)$	$M_{min}(kN.m)$
Etat limite ultime (Fondamental)	199.6	-100
Etat limite de service	139.06	-94
Etat limite ultime (Accidentel)	0	0

Résultats :

Section d'acier $A_{s1} = 26.4\ cm^2$

Section d'acier $A_{s2} = 17.3\ cm^2$

Ainsi le ferraillage transversal choisie sera :

- 6 HA 25 pour la nappe inferieure avec un espacement de 17.5 cm
- 6 HA 20 pour la nappe supérieure avec un espacement de 17.5 cm

VI.4.3. Ferraillage sous flexion longitudinale

Tableau VI.2 : Résultats de calcul du ferraillage de la dalle

Nappe	Armatures transversales			Armatures longitudinales		
	A_s (cm^2)	Ø (mm)	e (cm)	A_s (cm^2)	Ø (mm)	e (cm)
Supérieure	17.3	6 HA 20	17.5	5.77	5 HA 14	20
Inférieure	26.4	6 HA 25	17.5	8.8	5 HA 16	20

Le ferraillage longitudinal est égal à 1/3 du ferraillage transversal

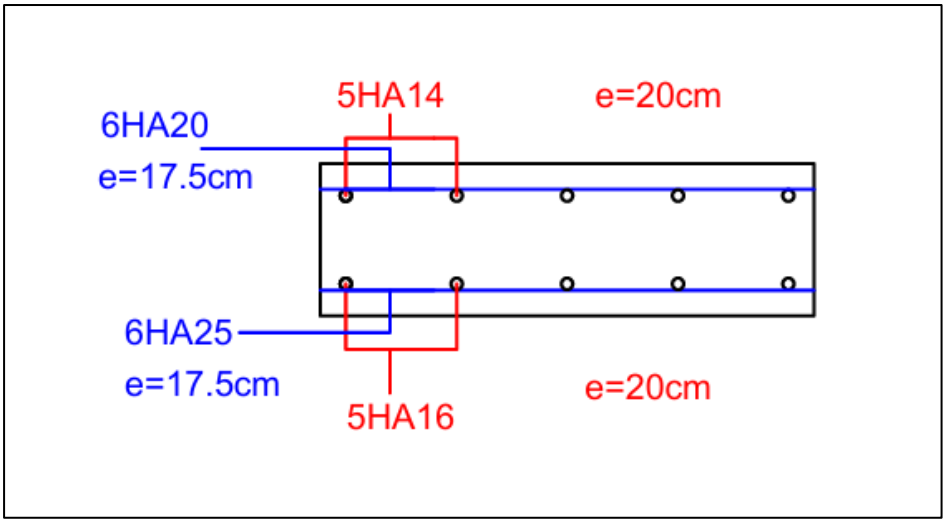


Figure VI.7 : Schéma de ferraillage de la dalle

VI.5. ETUDE DE L'ENTRETOISE

VI.5.1. Introduction

Les entretoises sont des poutres transversales coulées sur appuis qui occupent une fonction structurelle et multifonctionnelle déterminante dans le comportement global d'un pont. Leurs rôles principaux se résument ainsi :

- Répartition des charges : Elles assurent une distribution transversale homogène des sollicitations (efforts verticaux et surcharges de calcul) entre les différentes poutres principales, évitant ainsi toute concentration excessive de contraintes.
- Rigidité et stabilité : En solidarisant le tablier, elles augmentent significativement la rigidité torsionnelle et flexionnelle de l'ouvrage. Elles garantissent sa stabilité géométrique et sa résistance face aux sollicitations dynamiques et environnementales, tant dans le plan horizontal que vertical.
- Maintenance et vérinage : Lors des phases d'exploitation, les entretoises servent de points d'appui rigides indispensables pour les opérations de vérinage. Elles permettent de soulever le tablier en toute sécurité pour le remplacement ou l'entretien des appareils d'appui, sans compromettre l'intégrité de la structure.

L'étude des entretoises repose sur deux volets principaux :

- L'analyse en flexion longitudinale.
- La vérification des efforts tranchants.

VI.5.2. Schématisation statique de l'entretoise d'about

Le remplacement des appareils d'appui se fera hors circulation, les vérins ne soulevant que la charge permanente du tablier. Bien que leur nombre dépende du poids total, il est recommandé de multiplier les points de levage : cela répartit mieux les efforts, réduit les moments fléchissants sur les entretoises et préserve l'intégrité de la structure.

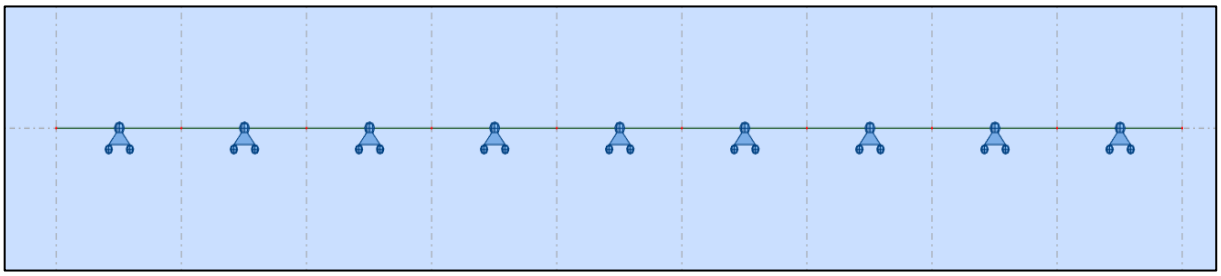


Figure VI.8 : Disposition des vérins de levage

$$P_{superstructure} = P_{total} - P_{entretoise} = 14197.42 - 327.6 = 13869.82\ kN$$

$$P_{poutre} = \frac{P_{superstructure}}{2 \times N_{poutres}} = \frac{13869.82}{2 \times 10} = 693.491\ kN$$

$$G_{entretoise} = \frac{P_{entretoise}}{2 \times L_T} = \frac{327.6}{2 \times 11.25} = 14.56\ kN/m$$

VI.5.3. Calcul des solicitations

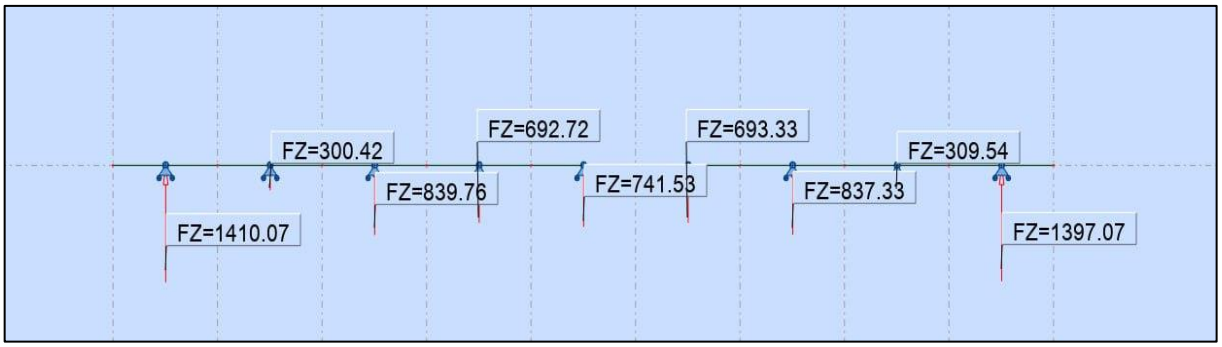


Figure VI.9 : Réactions d'appui à l'ELU

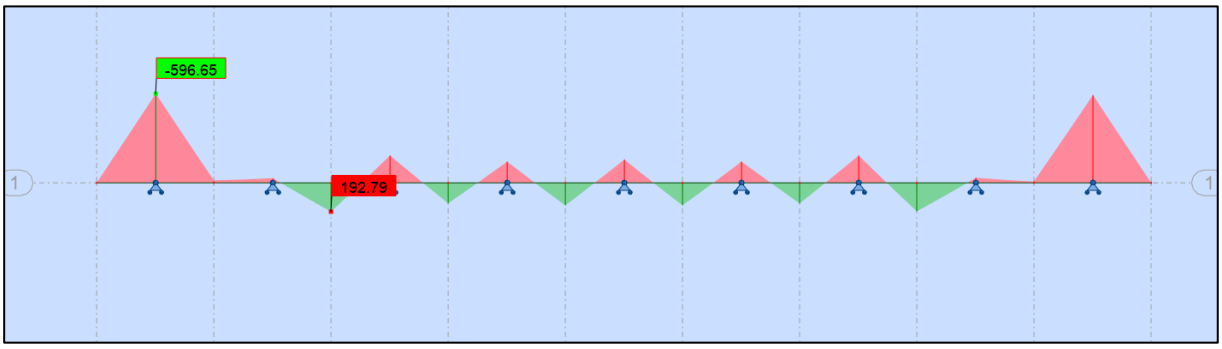


Figure VI.10 : Valeurs du moment fléchissant à l'ELU

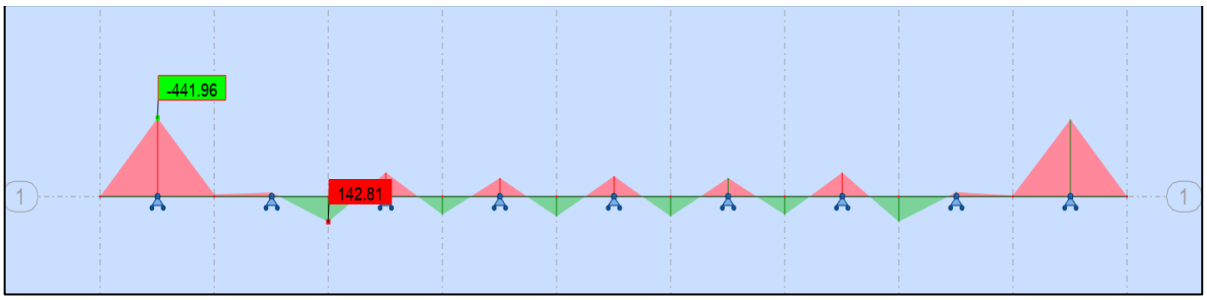


Figure VI.11 : Valeurs du moment fléchissant à l'ELS

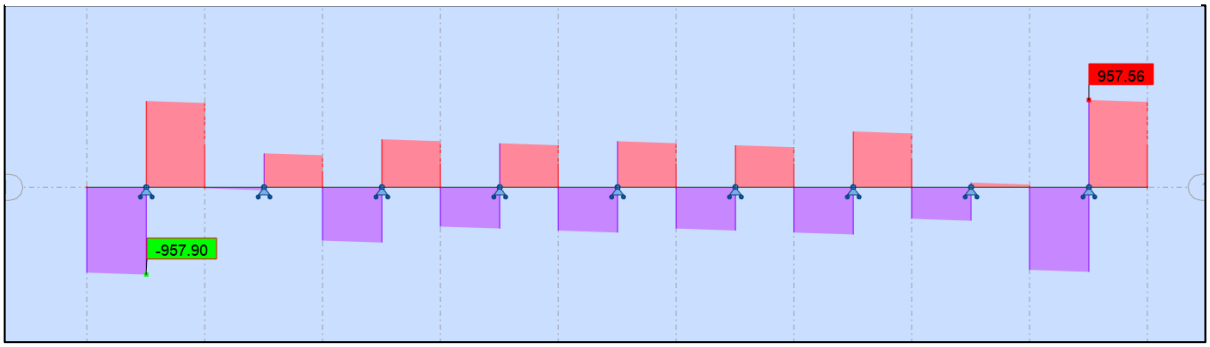


Figure VI.12 : Valeurs de l'effort tranchant à l'ELU

VI.5.4. Ferraillage longitudinal

Moments appliqués :

Tableau VI.3 : Moments appliqués dans l'entretoise

	$M_{max}(kN.m)$	$M_{min}(kN.m)$
Etat limite ultime (Fondamental)	596.65	-192.79
Etat limite de service	441.96	-142.81
Etat limite ultime (Accidentel)	0	0

Section d'acier :

Fibre supérieure (sur appuis) : $A_{s2} = 12.8\ cm^2$

On prend 5 HA 20 avec un espacement $S_t = 20\ cm$

Fibre inférieure : $A_{s1} = 12.8\ cm^2$

On prend 5 HA 20 avec un espacement $S_t = 20\ cm$

VI.5.5. Ferraillage transversal

Sachant que le cas de fissuration est préjudiciable, on a : $\tau_u \leq \overline{\tau_u}$

On note la formule suivante :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0\ d} = \frac{0.958}{0.9 \times 1.6 \times 0.7} = 0.95\ MPa$$

De plus, on note :

$$\overline{\tau_u} = \min\left(\frac{0.15\ f_{c28}}{\gamma_b}; 4\ MPa\right) = \min\left(\frac{0.15 \times 40}{1.15}; 4\right) = \min(5.22\ ; 4) = 4\ MPa$$

Ainsi : $\tau_u = 0.95\ MPa \leq \overline{\tau_u} = 4\ MPa$ …. **Condition vérifiée**

On constate que les armatures droites sont suffisantes :

Selon le BAEL, l'espacement s_t est déterminé par la condition suivante :

$$S_t \leq \min(0.9\ d\ ;\ 40\ cm)$$

On trouve que :

$$S_t \leq \min(144\ cm\ ;\ 40\ cm)$$

$$S_t \leq 40\ cm$$

On prend $S_t = 15\ cm$

Alors :

$$A_t = \frac{1.15 \times 0.95 \times 0.7 \times 0.15}{0.9 \times 500} = 2.55\ cm^2$$

Avec $k = 0$ (bétonnage sans reprise)

Pourcentage minimal :

Il est requis un seuil minimal en pourcentage pour la section d'acier par unité de longueur, défini comme suit :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{2.55}{15} = 0.17 \geq \frac{0.4 \times 0.7}{500}$$ Alors on prend $A_t = 2.55\ cm^2$

Choix de ferraillage :

On prend $A_t = 2.55\ cm^2$ soit des cadres de HA14 avec un espacement $S_t = 15\ cm$

Tableau VI.4 : Résultats de calcul du ferraillage de l'entretoise

Armatures	$A_s(cm^2)$	$\emptyset$ (mm)	e (cm)
Longitudinales supérieures	12.8	5 HA 20	20
Longitudinales inférieures	12.8	5 HA 20	20
Armatures transversales	2.55	2 HA 14	15
Armatures de peau	$\geq 3\ cm^2/ml$	HA 14	15

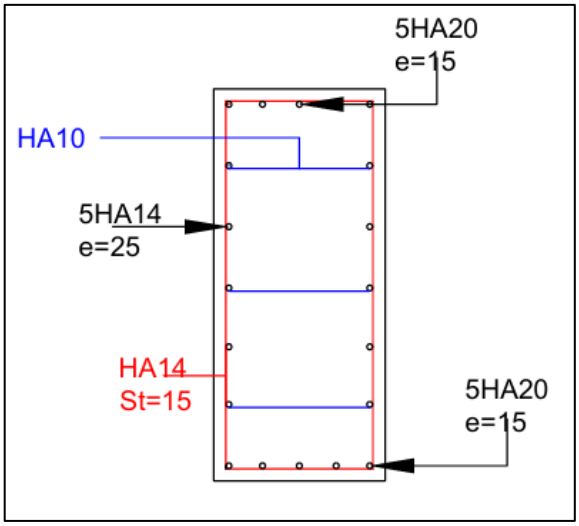


Figure VI.13 : Schéma de ferraillage de l'entretoise

VI.6. CONCLUSION

L'analyse du tablier a permis de confirmer sa stabilité ainsi que la justesse de son dimensionnement vis-à-vis des différentes sollicitations appliquées. Les résultats relatifs à la flèche, aux entretoises et à l'hourdis montrent que l'ouvrage respecte les exigences réglementaires en vigueur et garantit un niveau de sécurité satisfaisant en phase de service.

CHAPITRE VII : ETUDE SISMIQUE ET EQUIPEMENTS DU PONT

VII. ETUDE SISMIQUE ET EQUIPEMENTS DU PONT

VII.1. INTRODUCTION

Les équipements d'un pont regroupent l'ensemble des dispositifs, de nature et de conception variées, nécessaires à son bon fonctionnement. Ils jouent un rôle essentiel dans la durabilité de l'ouvrage, en assurant la sécurité des usagers et le bon comportement du tablier.

Par ailleurs, dans un contexte où les actions sismiques peuvent affecter la stabilité des structures, il est important de prendre en compte ces effets dès la conception.

Dans ce chapitre, on présente les principaux équipements du pont, notamment les appareils d'appui et les joints garde-ballast. Leur comportement est étudié à l'état limite ultime ainsi qu'à l'état accidentel, en particulier sous l'action du séisme.

VII.2. APPAREILS D'APPUI

Les appareils d'appui sont des éléments qui assurent la liaison entre le tablier et les appuis (piles ou culées) d'un pont.

Ils permettent de transmettre les efforts horizontaux et verticaux tout en autorisant certains mouvements (déplacements et rotations), afin d'éviter des contraintes excessives dans la structure.

Les appareils d'appui en élastomère fretté (AAEF) et les appareils d'appui à pot (AAP) représentent plus de 90 % des appareils d'appui utilisés sur les ponts. Le choix du type d'appareil d'appui dépend de nombreux facteurs : descente de charge, rotation maximale, déplacements horizontaux, durabilité, coût, le type d'ouvrage, son environnement et ses dispositions constructives. C'est pourquoi il est délicat de pouvoir préciser le domaine d'emploi respectif d'une technique par rapport à une autre.

VII.2.1. Limites d'utilisation

Selon les recommandations du guide SETRA, Pour des réactions d'appui limitées à 12 MN (calculées à l'ELU), l'appareil d'appui en élastomère fretté convient parfaitement. Cette valeur correspond Au-delà de 20 MN, les appareils d'appui à pot sont préférables car ils limitent l'encombrement du dispositif.

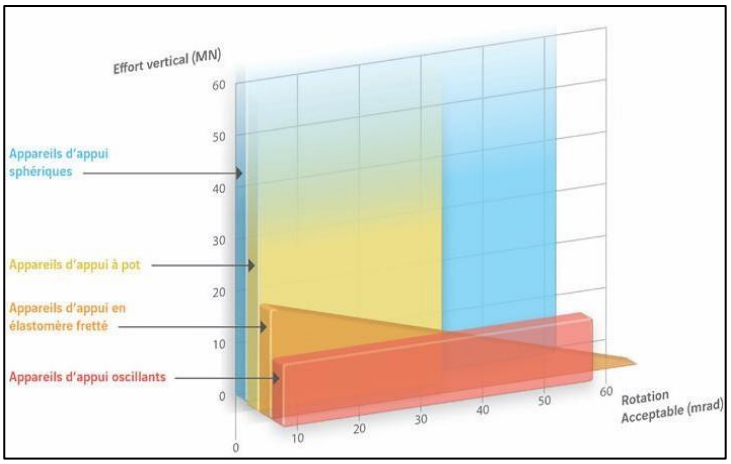


Figure VII.1 : Domaine d'utilisation des appareils d'appui

VII.2.2. Choix du type d'appareil d'appui

On utilise les appareils d'appui en élastomère fretté du type B, ils comportent n+1 frettes métalliques et n feuillets d'élastomère d'épaisseur constante, ils sont enrobés sur leur périphérie d'une épaisseur d'élastomère d'au moins 4 millimètres et sur les faces supérieures et inférieures d'un demi-feuillet e = ti / 2.

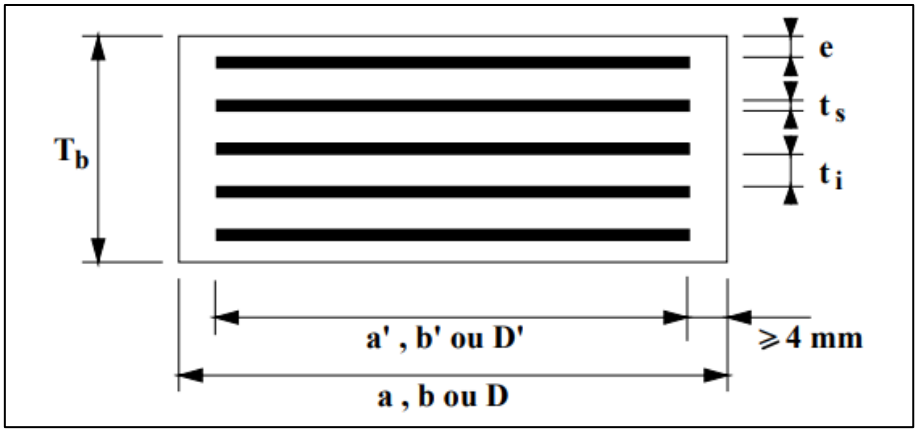


Figure VII.2 : Définition géométrique d'un appareil d'appui

Avec :

a (a′) : Dimension de l'élastomère (frette) dans la direction longitudinale du pont.

b (b′) : Dimension de l'élastomère (frette) dans la direction transversale du pont.

t_i : Epaisseur nominale d'un feuillet élémentaire d'élastomère

t_s : Epaisseur d'une frette élémentaire

T_e : Epaisseur nominale totale d'élastomère : $T_e = n\,t_i + 2e$

T_b : Epaisseur nominale totale de l'appareil d'appui. $T_b = n\,(t_i + t_s) + t_s + 2e$

T_q : Epaisseur initiale totale moyenne d'élastomère en cisaillement, y compris les enrobages supérieur et inférieur.

$$T_q = \begin{cases} n\,t_i + 2e \text{ si } e > 2.5 \text{ mm} \\ n\,t_i \text{ si } e \leq 2.5 \text{ mm} \end{cases}$$

n : nombre de feuillets élémentaires d'élastomère

e : enrobage extérieur

Enrobage des chants : 5 mm

VII.2.3. Evaluation des efforts verticaux appliqués sur les appareils d'appui

Les efforts verticaux appliqués seront calculés à l'ELU :

Tableau VII.1 : Evaluation des réactions R(KN) pour un seul appareil d'appui d'une poutre.

Combinaison	Réaction minimale (kN)	Réaction maximale (kN)
G	**252.07**	**1037.49**
1.35 G + 1.45 LM 71 + 1.45 LM71	**1399.56**	**2048.94**
1.35 G + 1.45 LM 71 + 1.2 SW/2	**1399.27**	**2304.23**

Tableau VII.2 : Récapitulatif de l'effort normal

Effort normal (kN)	
F_z (kN)	**2304.23**
$F_{z.Gmin}$ (kN)	**252.07**
$F_{z.min}$ (kN)	**1399.27**

VII.2.4. Dimensionnement de l'appareil d'appui

- **Dimensionnement en plan des appareils d'appui**

La contrainte de compression maximale F_z sur la surface A' ne doit pas dépasser 20 à 25 MPa (condition de non écrasement), en conservant une pression minimale de 3 MPa sous charge permanente minimale $F_{z.Gmin}$ (condition de non-cheminement).

$$\frac{F_z}{A'} \leq 20 \text{ MPa} ; \frac{F_{z.Gmin}}{A'} \geq 3 \text{ MPa}$$

F_z : Réaction verticale maximale à l'ELU

$F_{z.Gmin}$: Réaction verticale minimale sous charge permanente à l'ELU

- **Calcul de l'épaisseur de l'appareil d'appui**

Respectant la condition de non-flambement :

$$\frac{a}{10} \leq T_b \leq \frac{a}{5}$$

a : est le plus grand coté

Donc on prend : $60\ \text{mm} \leq T_b \leq 120\ \text{mm}$

- **Dimensionnement des frettes d'acier**

On vérifie la contrainte de traction dans les frettes :

$$\begin{cases} t_s \geq \frac{a}{\beta} \times \frac{\sigma_m}{\sigma_e} \\ t_s \geq 2\ \text{mm} \end{cases}$$

$$\beta = \frac{a \times b}{2 \times G \times (a+b)} = 13.33$$

$$\sigma_e = 235\ \text{MPa}$$

$$\sigma_m = \frac{R_{max}}{a \times b} = 9.6\ \text{MPa}$$

$$t_s \geq 2.39\ \text{mm}$$

On prend $t_s = 3\ \text{mm}$

Le dimensionnement en plan des appareils d'appui est résumé dans le tableau suivant

Tableau VII.3 : Dimensionnement en plan des appareils d'appui

a (mm)	b (mm)	A(cm^2)	n	t_i(mm)	t_s(mm)	T_e(mm)	T_b(mm)
600	400	2400	6	12	3	84	105

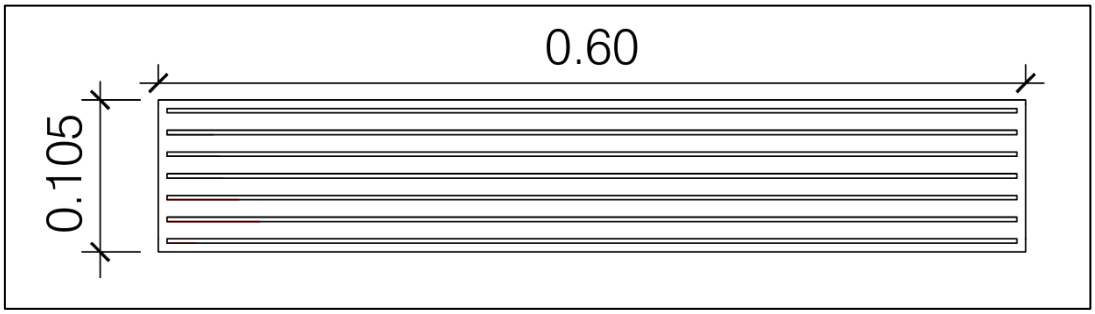


Figure VII.3 : Schéma de l'appareil d'appui

VII.3. ETUDE SISMIQUE

VII.3.1. Introduction

L'étude du comportement dynamique des ponts est très importante pour les ingénieurs. L'analyse modale permet de mieux comprendre comment la structure réagit en fonctionnement.

Elle aide à identifier les phénomènes d'amplification des vibrations lorsque le pont est soumis à des actions extérieures, comme un séisme. Ces amplifications peuvent provoquer de l'inconfort ou même endommager l'ouvrage.

Il est donc nécessaire d'analyser ces effets pour améliorer la conception du pont et garantir sa sécurité.
Enfin, il est essentiel de vérifier que la structure peut résister aux efforts sismiques prévus afin de réduire le risque de défaillance.

VII.3.2. Caractéristiques de l'ouvrage relatives à l'étude sismique

Le RPOA 2008 fournit un ensemble de classifications nécessaires pour définir la situation sismique de l'ouvrage étudié. Ces classifications constituent une étape préalable indispensable pour choisir le modèle de calcul, la méthode d'analyse et les paramètres à utiliser.

- Le pont est classé selon le risque sismique en **groupe 1 (pont stratégique)**
- Le pont est situé dans une zone de sismicité moyenne **(zone II a) (Figure 3.1 RPOA)**
- Le coefficient d'accélération de zone A est défini en fonction de la zone sismique et de l'importance du pont. $\mathbf{A = 0.25}$ **(Tableau 3.1 RPOA)**
- Le sol est classé en catégorie **S2 (site ferme) (RPOA tableau 3.3)**
- Le taux d'amortissement du matériau constituant les appuis en béton armé, $\boldsymbol{\xi = 5}$ %. **(Selon article 4.2.4 RPOA)**

VII.3.3. Spectres de réponse

Pour réaliser le calcul multimodal, l'utilisation d'un logiciel de calcul est nécessaire. Le modèle longitudinal du pont est repris en intégrant la modélisation des piles ainsi que des appareils d'appui, avec l'application d'une analyse modale spectrale.

Dans l'étude des modes propres, les masses prises en compte sont celles du tablier, des piles et des équipements.

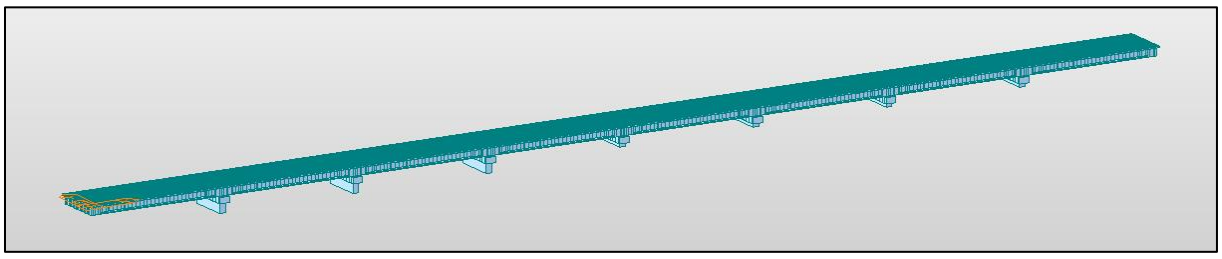


Figure VII.4 : Modèle global (modèle de calcul multimodal) [MIDAS]

Les spectres de réponse utilisés pour le calcul sont les suivants :

VII.3.3.1. Spectre de réponse de la composante horizontale

Pour les directions longitudinale et transversale, le spectre utilisé est illustré dans la figure ci-dessous

$$S_{ae}(T;\xi) = \begin{cases} AgS\left(1 + \dfrac{T}{T_1}(2.5\,\eta - 1)\right) ; 0 \le T \le T_1 \\ 2.5\,\eta AgS\ ; T_1 \le T \le T_2 \\ 2.5\,\eta AgS\left(\dfrac{T_2}{T}\right)\ ; T_2 \le T \le 3.0\ s \\ 2.5\,\eta AgS\left(\dfrac{3T_2}{T^2}\right) ; T \ge 3.0\ s \end{cases}$$

Avec :

$S_{ae}(T;\xi)$: 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. $A = 0.25$

g : Accélération de la pesanteur. $g = 9.81\ m/s^2$

S : Coefficient du site. $S = f(S_2) = 1.1$ (RPOA tableau 3.3)

T : Période du mode propre considéré dans la direction considérée.

$(T_1; T_2)$: Périodes caractéristiques associées à la catégorie du site. (RPOA tableau 3.3)

$$(T_1; T_2) = f(S_2)$$

$$\begin{cases} T_1 = 0.15\ s \\ T_2 = 0.40\ s \end{cases}$$

η : Facteur de correction de l'amortissement. $\eta = \sqrt{\dfrac{7}{2+\xi\,(\%)}}$

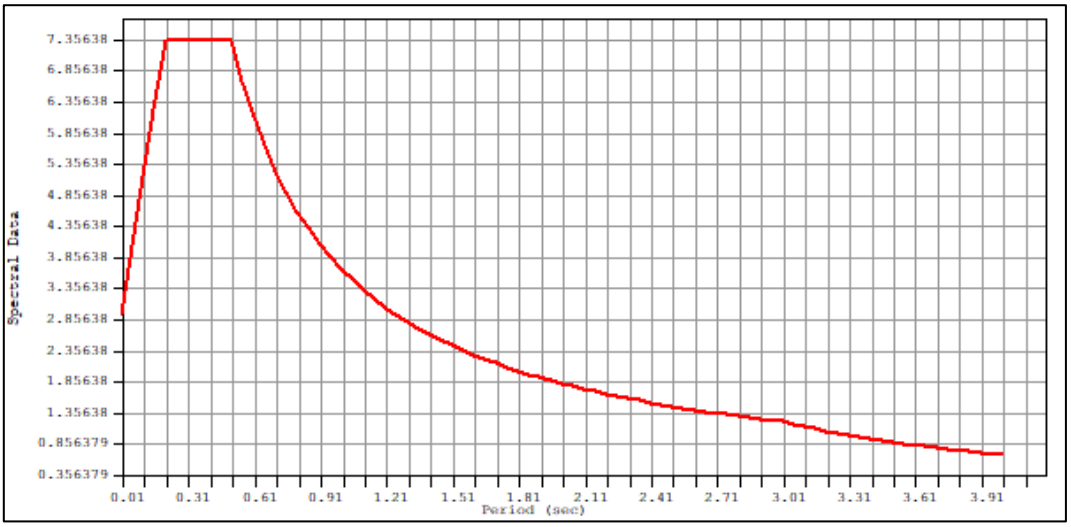


Figure VII.5 : Spectre de réponse élastique Sae(T) - composante horizontale [MIDAS]

VII.3.3.2. Spectre de réponse de la composante verticale

Le spectre de réponse élastique pour la composante verticale est donné en fonction de la période élastique (T) et du taux d'amortissement (ξ) de l'ouvrage par :

$$S_{ae}(T;\xi) = \begin{cases} \alpha Ag\left(1 + \dfrac{T}{T_1}(2.5\,\eta - 1)\right) ; 0 \le T \le T_1 \\ 2.5\,\alpha Ag\,; T_1 \le T \le T_2 \\ 2.5\,\alpha Ag\eta\left(\dfrac{T_2}{T}\right)\,; T_2 \le T \le 3.0\ s \\ 2.5\,\alpha Ag\eta\left(\dfrac{3T_2}{T^2}\right); T \ge 3.0\ s \end{cases}$$

α : Coefficient qui tient compte de l'importance de la composante verticale en zone de forte sismicité :

$$\alpha = \begin{cases} 0.7 \text{ en zone I, IIa, IIb} \\ 1 \text{ en zone III} \end{cases}$$

Le coefficient de site, dans le cas de la composante verticale, est pris égal à 1

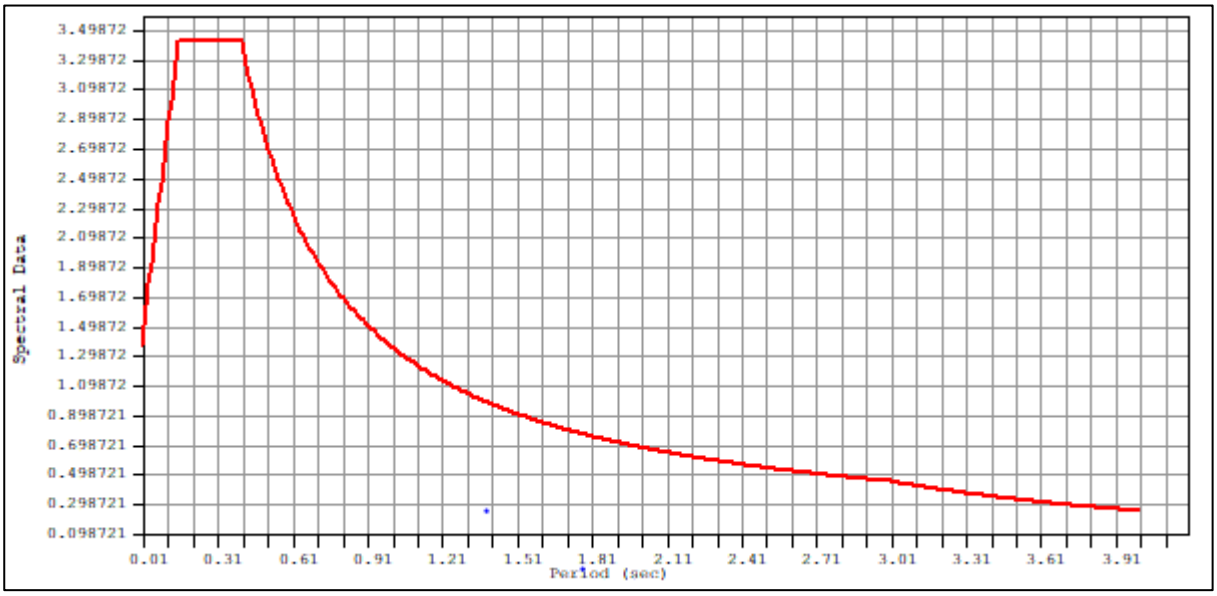


Figure VII.6 : Spectre de réponse élastique Sae(T) - composante verticale [MIDAS]

VII.3.4. Modes significatifs

Tous les modes qui ont une contribution importante à la réponse structurale totale doivent être pris en compte. Le critère ci-dessus est considéré comme satisfait si la somme des « masses modales effectives », atteint pour les modes considérés au moins 90 % de la masse totale du pont. Le critère ci-dessus est également considéré comme satisfait si cette somme atteint pour les modes considérés au moins 70 % de la masse totale du pont, à condition de considérer le mode résiduel qui tient compte des modes négligés.

Tableau VII.4 : Modes propres

Modes	Période (s)	Participation de masse (%)			Cumul de participation		
		U_x	U_y	U_z	Cumul X	Cumul Y	Cumul Z
1	0.28	0.63	0.00	14.40	0.63	0.00	14.40
2	0.27	0.56	0.00	14.35	1.19	0.00	28.75
3	0.23	0.22	0.00	6.25	1.41	0.00	34.99
4	0.22	0.80	0.00	8.21	2.21	0.00	43.20
5	0.22	0.02	0.00	2.75	2.23	0.00	45.96
…	…	…	…	…	…	…	…
37	0.10	0.00	0.43	0.00	61.83	70.53	62.73
38	0.09	0.00	0.00	0.00	61.83	70.53	62.73
39	0.08	0.07	0.00	0.01	61.90	70.53	62.73
40	0.07	0.00	0.61	0.00	61.90	71.15	62.73
…	…	…	…	…	…	…	…
90	0.04	0.00	0.00	0.00	89.75	73.38	63.21
91	0.04	0.04	0.00	0.01	89.79	73.42	63.22
92	0.04	0.00	0.04	0.00	90.96	73.42	63.23
93	0.04	1.17	0.00	0.01	90.96	73.42	63.23

VII.3.5. Combinaison des réponses modales

Dans une direction donnée, les sollicitations E_i, issues de chacun des modes i (efforts, déplacements, contraintes…) sont alors combinées en utilisant la combinaison quadratique complète (méthode CQC). Cette méthode est intégrée dans le logiciel de calcul.

$$E = \sqrt{\sum_i \sum_j E_i r_{ij} E_j}$$

Avec : $i = 1 \ldots n$; $j = 1 \ldots . n$

n : étant le nombre de modes significatifs considérés

Avec le facteur de corrélation :

$$r_{ij} = \frac{8\xi^2(1+\rho)\rho^{3/2}}{10^4(1-\rho^2)^2 + 4\xi^2\rho(1+\rho)^2}$$

VII.3.6. Combinaison des composantes de l'action sismique

La combinaison des forces sismiques orthogonales est employée pour tenir compte de l'incertitude directionnelle du séisme. L'effet probable de l'action 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, comme suit : Les effets des différentes composantes du mouvement d'ensemble sont combinés de la manière suivante :

$$E = E_x \pm 0.3\, E_y \pm 0.3\, E_z$$

$$E = E_y \pm 0.3\, E_x \pm 0.3\, E_z$$

$$E = E_z \pm 0.3\, E_x \pm 0.3\, E_y$$

Où :

E_x, E_y et E_z sont les effets des actions sismiques dans chacune des directions respectives X, Y et Z.

VII.4. VERIFICATIONS DES APPAREILS D'APPUI SELON RPOA 2008

Les vérifications à effectuer sous les combinaisons sismiques, concernent la résistance à la compression, le flambement, la distorsion et le glissement. Cette combinaison est donnée par :

$$G + P + E + 0.4\,\Delta T + D + \Psi Q$$

VII.4.1. Résistance à la compression

On vérifie que :

$$\sigma_m \leq 20 \text{ MPa}$$

Avec : $\sigma_m = \frac{N_{max}}{a \times b}$

N_{max} : Réaction d'appui à l'ELU

$$\sigma_m = 9.6 \text{ MPa} \leq 20 \text{ MPa} \qquad \textbf{Vérifiée}$$

Tableau VII.5 : Vérification de la résistance à la compression selon RPOA 2008

a (mm)	400
b (mm)	600
N_{max} (MN)	2.304
σ_m (MPa)	9.6
Observation	**Condition vérifiée**

VII.4.2. Sécurité au flambement

On doit vérifier la condition :

$$\gamma_s \, P_u \leq P_c$$

Avec :

γ_s : Coefficient partiel de sécurité. $\gamma_s = 3$

P_u : Valeur maximale des charges verticales sous les combinaisons d'état limite ultime

P_c : Charge critique de l'appareil d'appui. Elle s'obtient par la formule suivante :

$$P_c = \frac{4GBS^2d}{h}$$

G : Module de cisaillement. $G = 0.9$ MPa

B : aire nominale en plan de l'appui ($B = a \times b$)

d : somme d'une épaisseur de frette et d'une épaisseur d'élastomère

h : Hauteur totale de l'appareil d'appui

S : Facteur de forme (rapport de l'aire nominale en plan à la surface extérieure d'un feuillet).

$$S = \frac{a \times b}{2 \times t \times (a + b)}$$

Tableau VII.6 : Vérification de la stabilité au flambement selon RPOA 2008

Paramètres	Résultats
G (MPa)	1.2
$B = a \times b$ (cm^2)	2400
d (mm)	15
h (mm)	105
S	10
P_u (MN)	2.304
P_c (MN)	12.34
Observation	**Condition vérifiée**

$$\gamma_s \, P_u \leq P_c$$

$$6.91 \text{ MN} \leq 12.34 \text{ MN} \qquad \textbf{Vérifiée}$$

VII.4.3. Limitation de la distorsion

La distorsion $\delta = \tan(\gamma)$, rapport du déplacement horizontal à l'épaisseur totale d'élastomère doit être limitée aux valeurs suivantes :

$$\begin{cases} 0.7 + 4\,(\delta_0 - 0.7)(0.25 - P) & si\ P = \dfrac{P_u}{P_c} \leq 0.25 \\ 1.4(1 - 2P) & si\ P = \dfrac{P_u}{P_c} \geq 0.25 \end{cases}$$

Tel que :

$0 < \delta_0 < 2$: rapport entre le petit côté de l'appareil et la hauteur totale d'élastomère

Tableau VII.7 : Vérification de la distorsion selon RPOA 2008

$P = \dfrac{P_u}{P_c}$	0.19
$\delta_c = 0.7 + 4\,(\delta_0 - 0.7)(0.25 - P)$	1.012
V_x(mm)	40
δ	0.476
Observation	**Condition vérifiée**

VII.4.4. Condition de non glissement

La stabilité au glissement de l'appareil d'appui doit être justifiée en tenant compte de la composante verticale du séisme et donc selon les combinaisons sismiques. On doit vérifier :

$$H < f.N$$

- H est l'effort horizontal,
- N est l'effort de compression vertical, (6.6)
- f est le coefficient de frottement. f a pour expression : $f = 0.10 + 0.60/\sigma_m$ lorsque les faces de l'appareil en contact avec la structure sont des feuilles d'élastomère.
- σ_m est la contrainte moyenne de compression exprimée en MPa.

Paramètres	Résultats
N (kN)	2304.21
σ_m (MPa)	9.60
f	0.162
H (kN)	1612.44
f. N	373.28
Observation	Non vérifiée

N.B : Le néoprène doit être équipé d'un système anti-cheminement car la condition de non-glissement est non vérifiée.

VII.5. DES D'APPUIS

Les dés d'appuis ont pour but de diffuser, de localiser et de prévoir d'éventuelles fissures. Ils sont soumis à une compression simple. Leur étude est faite suivant le guide SETRA (Piles et palées 73).

VII.5.1. Dimensionnement des dés d'appui

Le dimensionnement des dés d'appuis est fait selon les formules suivantes :

VII.5.1.1. Hauteur du dé d'appui

$$H \geq \frac{2 \times a \times b}{2 \times (a + b)}$$

a : dimension de l'élastomère (de frette) dans la direction longitudinale du pont.

b : dimension de l'élastomère (de frette) dans la direction transversale du pont ($a \leq b$).

$$H \geq \frac{2 \times 60 \times 40}{2 \times (60 + 40)}$$

$$H \geq 24 \text{ cm}$$

On prend $H = 25$ cm

VII.5.1.2. Dimensions en plan du dé d'appui

$$\begin{cases} a_1 = a + 100 \\ b_1 = b + 100 \end{cases}$$

On prend :

$$a_1 = 700 \text{ mm}$$
$$b_1 = 500 \text{ mm}$$

Tableau VII.8 : Récapitulatif du dimensionnement du dé d'appui

Paramètres	Résultats
$\mathbf{a_1}$ **(mm)**	700
$\mathbf{b_1}$ **(mm)**	500
H (mm)	250

VII.5.2. Ferraillage du dé d'appui

Les différentes sections d'armatures sont calculées selon le guide SETRA PP73

VII.5.2.1. Armatures de chainage

$$A_c = \frac{0.25\ R_{max}}{\sigma_a} = \frac{0.25\ \times 2.304}{500/1.15} \times 10^4 = 13.25\ cm^2$$

On choisit 7 barres de HA 16 avec $A_s = 14.07\ cm^2$

VII.5.2.2. Armatures horizontales

$$A_h = 0.125\ \frac{R_{max}}{\sigma_a} = 0.125\ \times \frac{2.304}{500/1.15} \times 10^4 = 6.62\ cm^2$$

On choisit 5 barres de HA 14 avec $A_s = 7.69\ cm^2$

VII.5.2.3. Armatures de surface et d'éclatement :

- **Frette supérieure**

$$A_s = \frac{0.04\ R_{max}}{\sigma_a} = \frac{0.04\ \times 2.304}{500/1.15} \times 10^4 = 2.12\ cm^2$$

On choisit 4 barres de HA 10 avec $A_s = 3.14\ cm^2$

- **Frette inférieure**

$$A_i = \frac{0.1\ R_{max}}{\sigma_a} = \frac{0.1\ \times 2.304}{500/1.15} \times 10^4 = 5.30\ cm^2$$

On choisit 5 barres de HA 12 avec $A_s = 5.65\ cm^2$

Tableau VII.9 : Ferraillage du dé d'appui

Type d'armature	Section d'acier (cm^2)	Ferraillage
A_c : Armature de chainage	13.25	7 HA 16
A_h : Armatures horizontales	6.62	5 HA 14
A_s : Frette supérieure	2.12	4 HA 10
A_i : Frette inférieure	5.30	5 HA 12

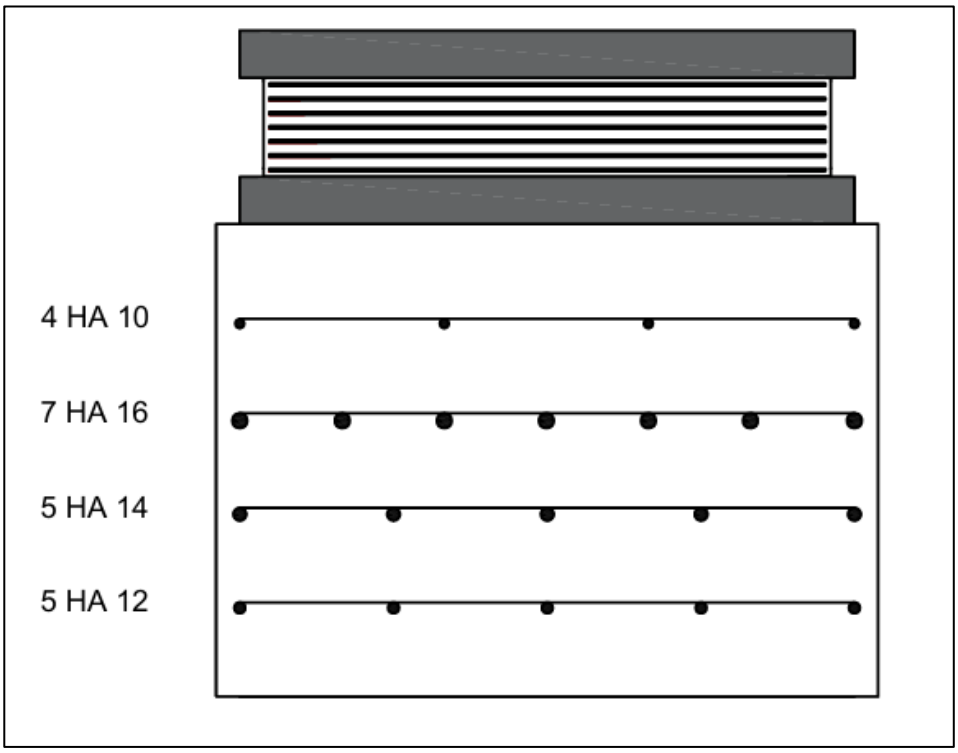


Figure VII.8 : Ferraillage du dé d'appui

Le joint est dimensionné classiquement pour les effets usuels (température, retrait, fluage, vent, freinage) comme si le pont était en zone non sismique. Sa réalisation, en revanche, tient compte du déplacement sismique pour minimiser les désordres dans ses lèvres supports (entrechoquement), en particulier pour les ponts du groupe 1. On dimensionne les joints de chaussées avec la combinaison suivante :

$$W = 0.4\,W_T + \frac{W_s}{3} + W_D$$

Avec

W : Souffle total du joint.

W_D : Souffle des déformations différées (retrait + fluage).

W_T : Souffle thermique.

W_s : Souffle sismique.

$$W_T = L \times \alpha \times \Delta T \qquad \text{et} \qquad W_D = L \times (\varepsilon_r + \varepsilon_f)$$

Tel que :

α : Coefficient de dilatation du béton. $\alpha = 10^{-5}/°C$

L : Demi-longueur de l'ouvrage. $L = 140$ m

ΔT : variation de la température. $\Delta T = 35$ °C

ε_r : Coefficient de retrait. $\varepsilon_r = 2 \times 10^{-4}$

ε_f : Coefficient de fluage. $\varepsilon_f = 3.5 \times 10^{-4}$

Tableau VII.10 : Calcul du souffle

$\mathbf{W_D}$ **(m)**	0.077
$\mathbf{W_T}$ **(m)**	0.049
$\mathbf{W_s}$ **(m)**	0.1312
W (m)	0.1431

D'après FREYSSINET JOINTS POUR OUVRAGES FERROVIAIRES, On choisit Joint garde ballast.

VII.6. JOINT GARDE BALLAST

Le joint garde-ballast est un dispositif de dilatation utilisé sur les ouvrages ferroviaires de grande longueur. Il permet d'absorber les mouvements admissibles de l'ordre de 0 à 350 mm dans le sens longitudinal et de $\pm$ 20 mm dans le sens vertical

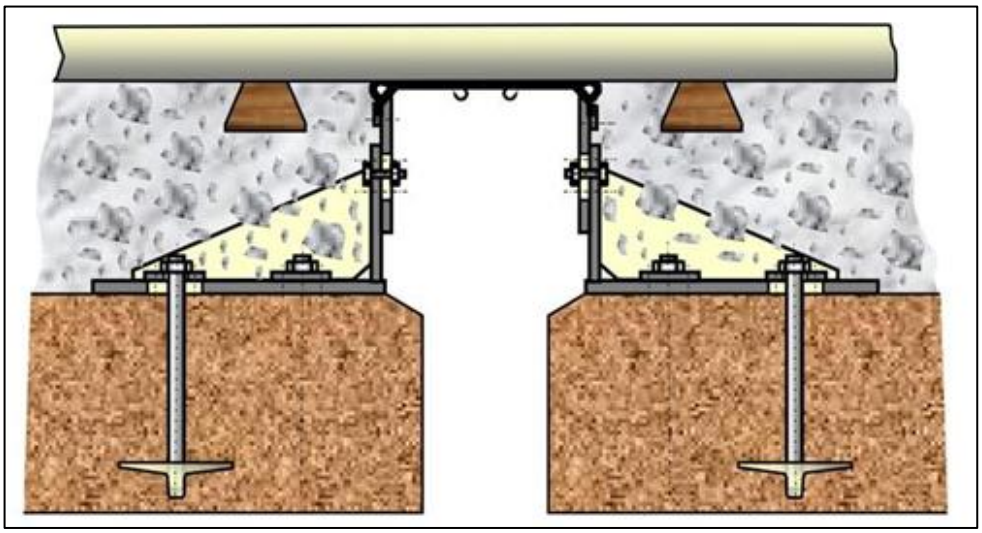


Figure VII.9 : Joint garde ballast

VII.7. CONCLUSION

Les équipements du pont jouent un rôle fondamental dans le bon fonctionnement de l'ouvrage. Ils assurent à la fois le confort et la sécurité des usagers, tout en contribuant à la durabilité de la structure. Leur importance est d'autant plus marquée lors d'événements exceptionnels, comme les séismes, où ils participent activement à la sécurité de l'ouvrage.

CHAPITRE VIII : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

VIII. ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

VIII.1. INTRODUCTION

L'analyse de l'infrastructure d'un ouvrage représente une phase fondamentale dans la conception d'un pont. Elle concerne principalement les éléments enterrés, dont le rôle est d'assurer la transmission des efforts du tablier vers les fondations ancrées dans le sol. Les appuis, qu'il s'agisse de piles ou de culées, sont définis en fonction de leurs caractéristiques géométriques et mécaniques, adaptées aux contraintes spécifiques du projet de franchissement. Ainsi, ce chapitre est dédié à l'étude des appuis et des fondations, étape indispensable pour garantir la stabilité de l'ouvrage.

VIII.2. ETUDE DE LA PILE

La pile est un élément vertical essentiel de l'infrastructure d'un pont, jouant le rôle d'appui intermédiaire entre les culées. Elle assure la transmission des charges provenant de la superstructure vers le sol, par l'intermédiaire des fondations. Généralement, une pile est constituée de trois parties principales : le chevêtre, qui supporte directement le tablier ; le fût, qui représente la partie verticale porteuse ; et la fondation, qui garantit l'ancrage et la stabilité de l'ensemble dans le sol.

VIII.2.1. Conception de la pile

Dans notre cas, les piles utilisés sont des piles voiles surmontées d'un chevêtre

Tableau VIII.1 : Implantation et position des piles

Pile	Position	Hauteur totale (pile + chevêtre)
P1	**PK 37 + 342**	5.5
P2	**PK 37 + 377**	5.5
P3	**PK 37 + 412**	5.5
P4	**PK 37 + 447**	4
P5	**PK 37 + 482**	4
P6	**PK 37 + 517**	4
P7	**PK 37 + 552**	4

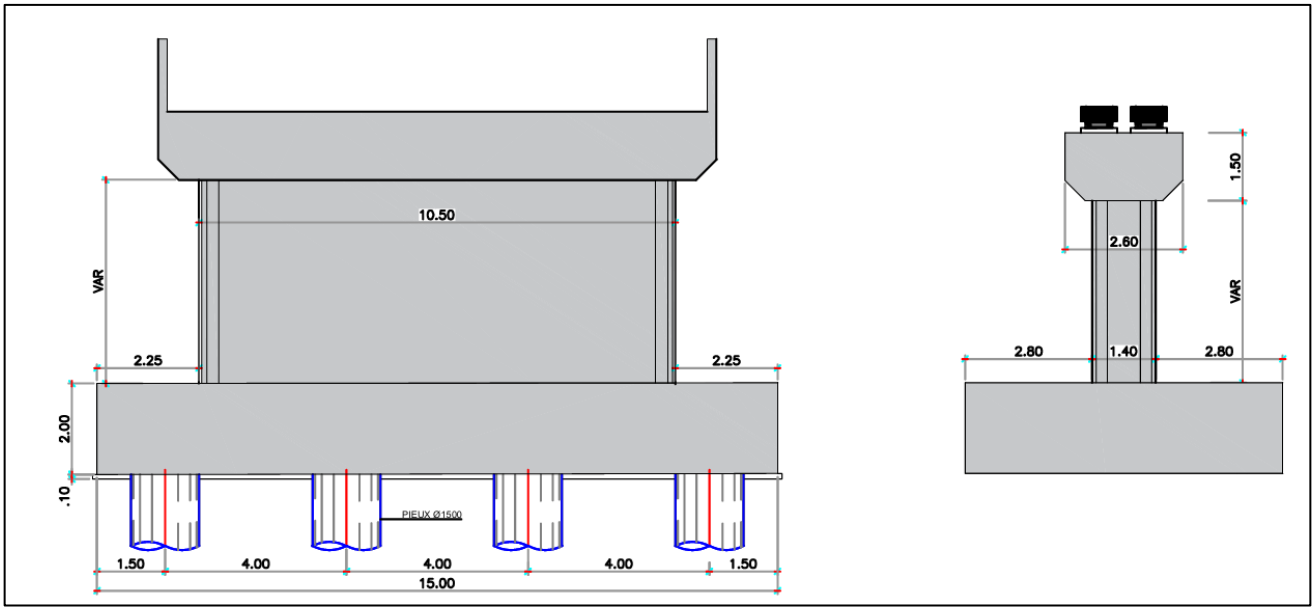


Figure VIII.1 : Dimensions de la pile

VIII.2.2. Vérification de la stabilité de la pile vis-à-vis l'E.LU.S.F

L'élancement mécanique λ doit être inférieur ou égale à 70 pour vérifier la stabilité de la pile au flambement.

$$\lambda = \frac{L_f}{i}$$

Avec :

L_f : Longueur de flambement de la pile la plus élancée. $L_f = 2\ L_0$

L_0 : La hauteur de la pile. $L_0 = 4$ m

i : Rayon de giration de la section

$$i_x = \sqrt{\frac{I_x}{B}} \qquad i_y = \sqrt{\frac{I_y}{B}}$$

Tableau VIII.2 : Vérification de la stabilité au flambement

Pile	L_f (m)	i_x	i_y	λ_x	λ_y	Observation
	8	1.154	3.031	6.95	2.64	$\lambda_x ; \lambda_y \leq 70$ Condition vérifiée

La stabilité de la pile au flambement est vérifiée

VIII.2.3. Evaluation des efforts

Dans le pont, la pile est soumise à plusieurs efforts, horizontaux (accélération, freinage), verticaux (poids propre du tablier, CCP, poids du chevêtre, poids de la pile et les charges roulantes LM71 et SW/2).

Pour évaluer les efforts agissant sur la pile, elle sera modélisée comme un poteau encastré à sa base.

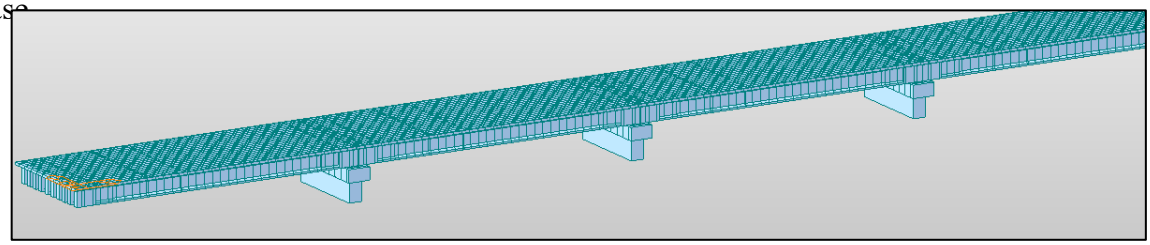


Figure VIII.2 : Modèle tablier + piles

Tableau VIII.3 : Evaluation des efforts agissant sur la pile N°1

Evaluation des efforts agissant sur la pile 01 $H_{pile+chevêtre} = 5.5\ m$			
Efforts verticaux (kN)	**Tablier**		14197.42
	Chevêtre		1194.19
	Pile		1427.9
	LM 71		3616.8
	SW/2		4200
Efforts horizontaux (kN)	**Retrait + Fluage**		239.14
	Température		152.1
	Accélération	**LM 71**	1100
		SW/2	999.95
	Freinage	**LM 71**	770
		SW/2	1225
Moments horizontaux (kN. m)	**Retrait + Fluage**		1793.55
	Température		1140.75
	Accélération	**LM 71**	6050

		SW/2	5499.73
	Freinage	**LM 71**	4235
		SW/2	6737.5

Tableau VIII.4 : Evaluation des efforts agissant sur la pile N°2

Evaluation des efforts agissant sur la pile 01 $H_{pile+chevêtre} = 4$ m			
Efforts verticaux (kN)	**Tablier**		14197.42
	Chevêtre		1194.19
	Pile		892.44
	LM 71		3616.8
	SW/2		4200
Efforts horizontaux (kN)	**Retrait + Fluage**		239.14
	Température		152.1
	Accélération	**LM 71**	1100
		SW/2	999.95
	Freinage	**LM 71**	770
		SW/2	1225
Moments horizontaux (kN. m)	**Retrait + Fluage**		1434.84
	Température		912.6
	Accélération	**LM 71**	4400
		SW/2	3999.8
	Freinage	**LM 71**	3080
		SW/2	4900

VIII.2.4. Ferraillage de la pile

Le ferraillage de la pile va être selon la combinaison la plus défavorable ELA. Elle travaille en flexion composée déviée. Les résultats de ferraillage sont détaillés dans l'ANNEXE D

VIII.2.4.1. Ferraillage longitudinal

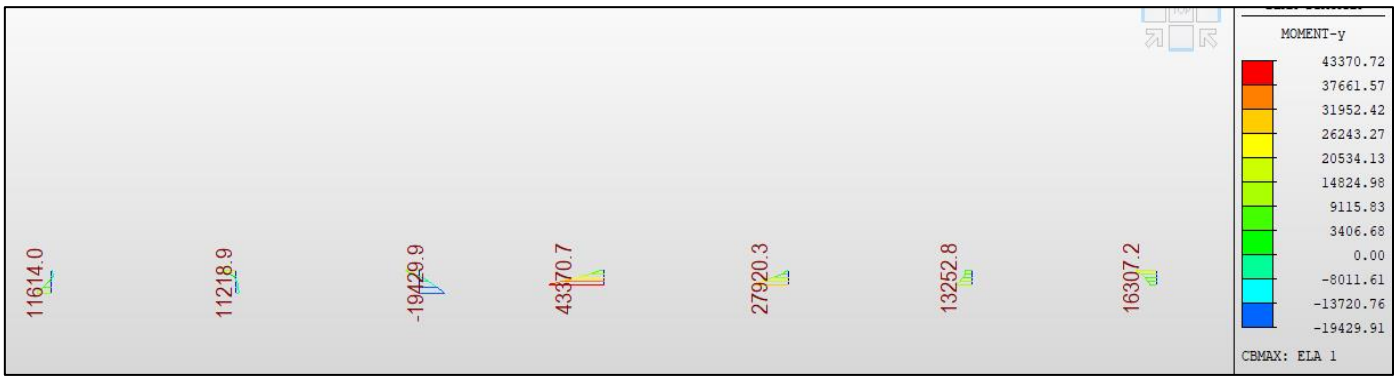


Figure VIII.3 : Résultats du moment de flexion My à l'ELA

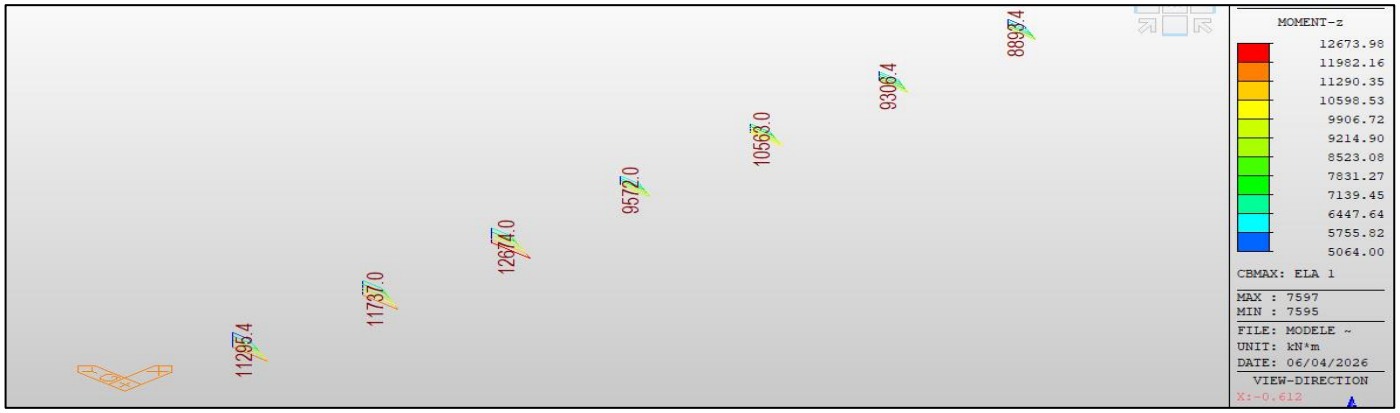


Figure VIII.4 : Résultats du moment de flexion Mz à l'ELA

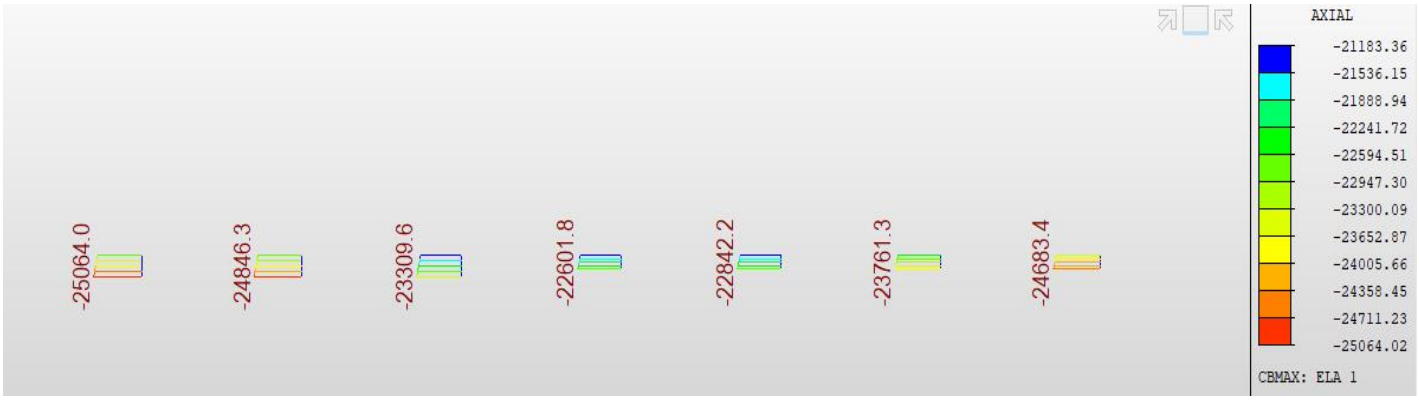


Figure VIII.5 : Résultats de l'effort Normal N à l'ELA

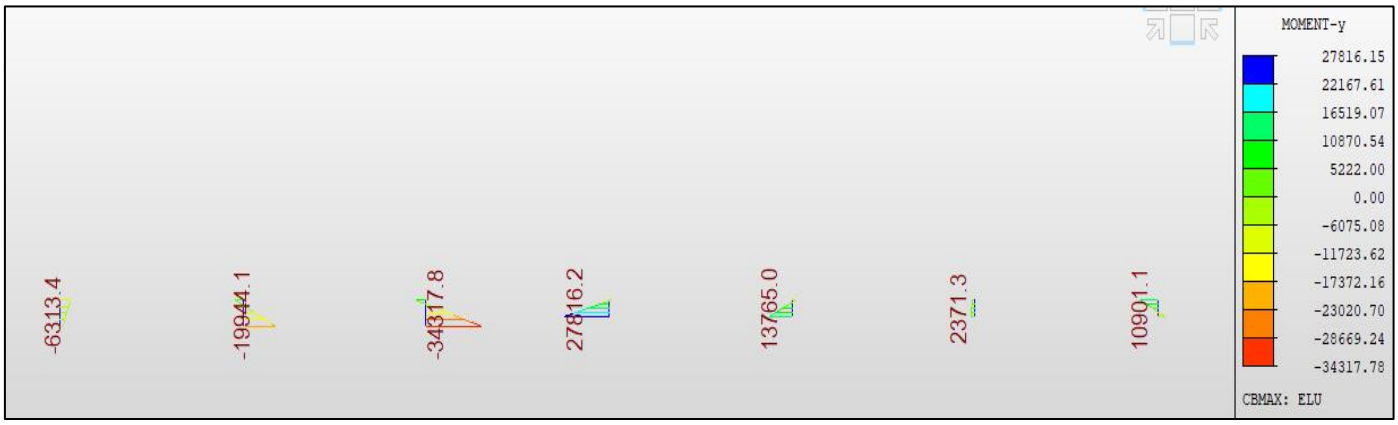


Figure VIII.6 : Résultats du moment de flexion My à l'ELU

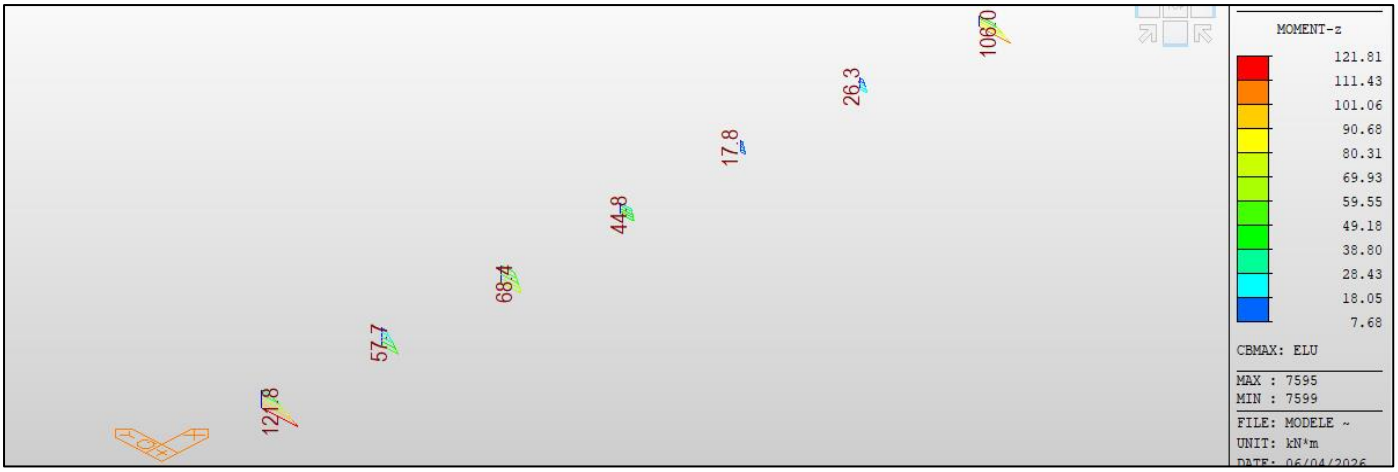


Figure VIII.7 : Résultats du moment de flexion Mz à l'ELU

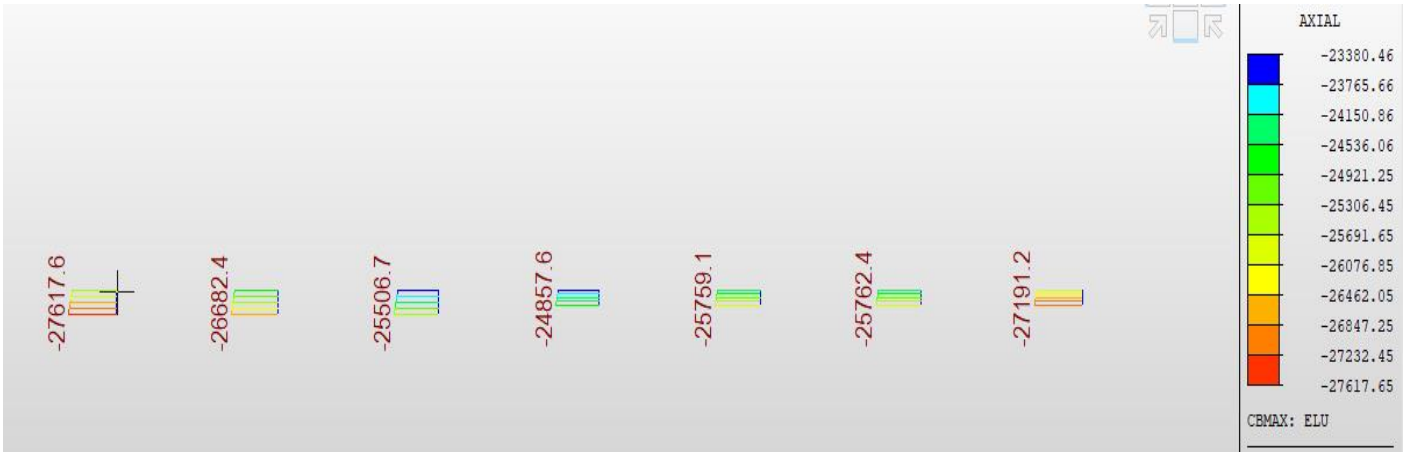


Figure VIII.8 : Résultats de l'effort normal N à l'ELU

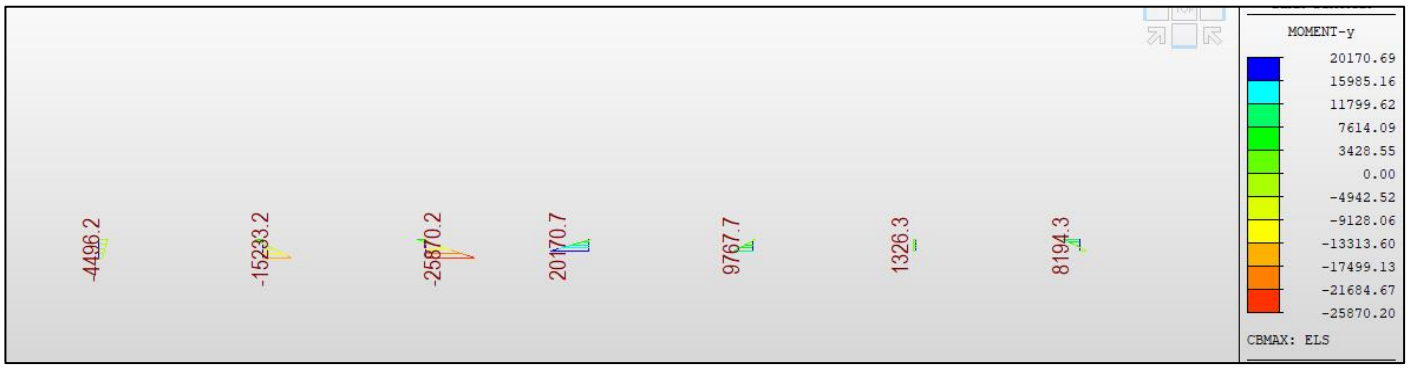


Figure VIII.9 : Résultats du moment de flexion My à l'ELS

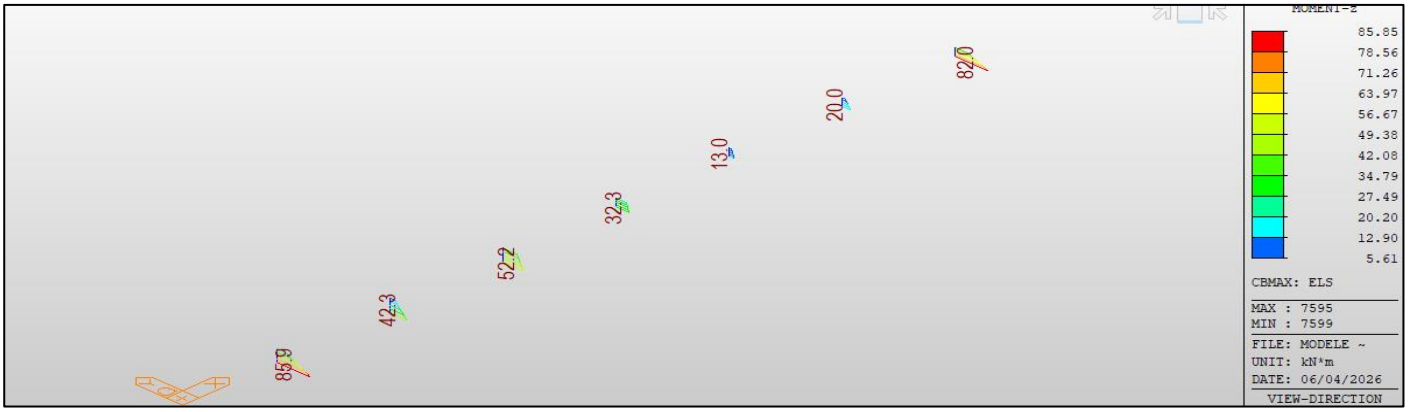


Figure VIII.10 : Résultats du moment de flexion Mz à l'ELS

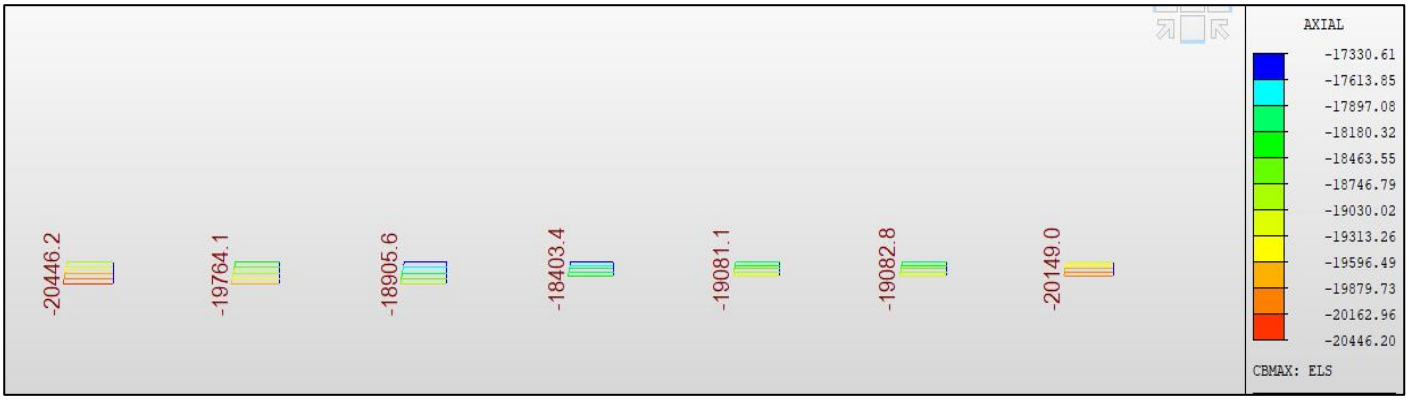


Figure VIII.11 : Résultats de l'effort normal N à l'ELS

Tableau VIII.5 : Ferraillage longitudinal de la pile

Armatures	Effort max	ELU	ELS	ELA	$A_s(cm^2)$	n	ϕ (mm)	$S_t(cm)$
Longitudinales	M_y (kN.m)	-34317.78	-25870.20	43370.72	$A_{s1} = 425.4$	53	32	17.5
	M_z (kN.m)	121.81	85.85	12673.98	$A_{s2} = 9.6$	6	16	25
	N(kN)	27617.65	20446.20	25064.02				

VIII.2.4.2. Ferraillage transversal

La section A_t du brin ou des brins d'une armature transversale assurant le maintien d'une barre longitudinale ou d'un groupe de barres de section A_L, doit satisfaire la relation suivante :

$$A_t \geq \frac{A_L}{16} \times \frac{f_{el}}{f_{et}} \times \frac{S_t(mm)}{100} \ldots \textbf{RPOA Eq 7.1}$$

Avec :

- S_t : Représente l'espacement des armatures transversales en mm ou en m
- A_L : Est la section totale des armatures longitudinales
- f_{et}, f_{el} : Caractéristiques de l'acier des armatures respectivement longitudinales et transversales.

$$S_t = \min\ (24\phi_t\,;8\phi_l\,;0.25\ d\ ) = 25.6\ cm$$

On prend $S_t = 10\ cm$ dans la zone critique

$$A_t \geq \frac{425.3}{16} \times \frac{100}{100} = 26.58\ cm^2$$

On prend 7 cadres de HA 16 avec un espacement $S_t = 10$ cm

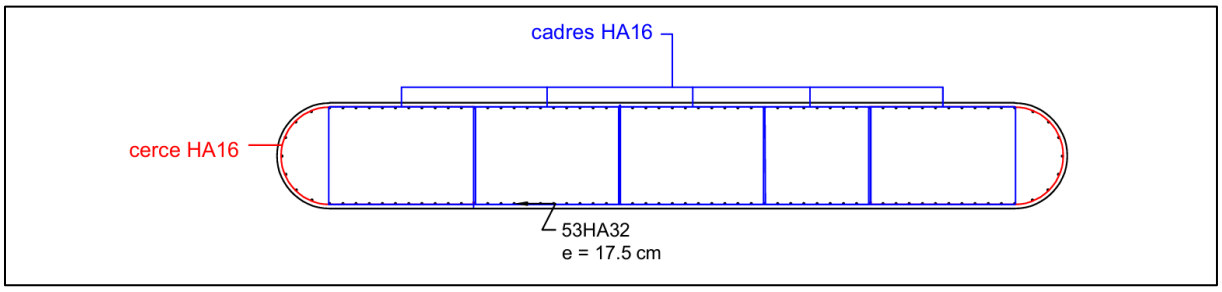


Figure VIII.12 : Ferraillage de la pile

VIII.2.5. Ferraillage du chevêtre

- **Dimensionnement à la torsion**

Le moment de torsion au niveau du chevêtre résulte de l'application de charges excentrées par rapport au plan de symétrie, aussi bien en phase de construction qu'en phase de

service. Pour son étude, on considère une section rectangulaire de hauteur égale à celle du chevêtre, et dont la largeur est limitée par :

$$L_t = L_c \text{ si } L_c \leq \emptyset + H_c$$

$$H_t = \emptyset + H_c \text{ si } L_c > \emptyset + H_c$$

La contrainte de torsion est calculée par la formule suivante :

$$\tau_b = \frac{C}{2 \times \Omega \times b_n}$$

Avec :

b_n : l'épaisseur de la paroi de la section creuse équivalente. $b_n = \frac{H_c}{6}$

C : moment de torsion maximal par ml. $C = R \times e$

Ω : l'aire de la torsion. $\Omega = (H_c - b_n)(L_t - b_n)$

La section de ferraillage est donnée par la formule suivante :

$$A_s = \frac{1}{\overline{\sigma_a}} \times \frac{c \times p}{2 \times \Omega}$$

Avec :

$c = \max(c_1 ; c_2)$

c_1 : moment de torsion en phase de construction.

c_2 : moment de torsion en service.

$\overline{\sigma_a}$: Contrainte limite de l'acier. $\overline{\sigma_a} = 2/3\, f_e$

p : périmètre du chevêtre.

Application numérique :

$L_c = 2.6$ m

$H_c = 1.5$ m

$\emptyset = 1.4$

$b_n = 0.25$ m

$L_t = L_c = 2.6$ m

$p = 29.8$ m

$\Omega = (1.5 - 0.25)(2.6 - 0.25) = 2.94\ m^2$

$C = 163.3$ kN. m/ml

Donc la section de ferraillage est :

$A_s = 24.83\ cm^2$

On choisit 8 HA 20 avec un espacement de 17.5 cm

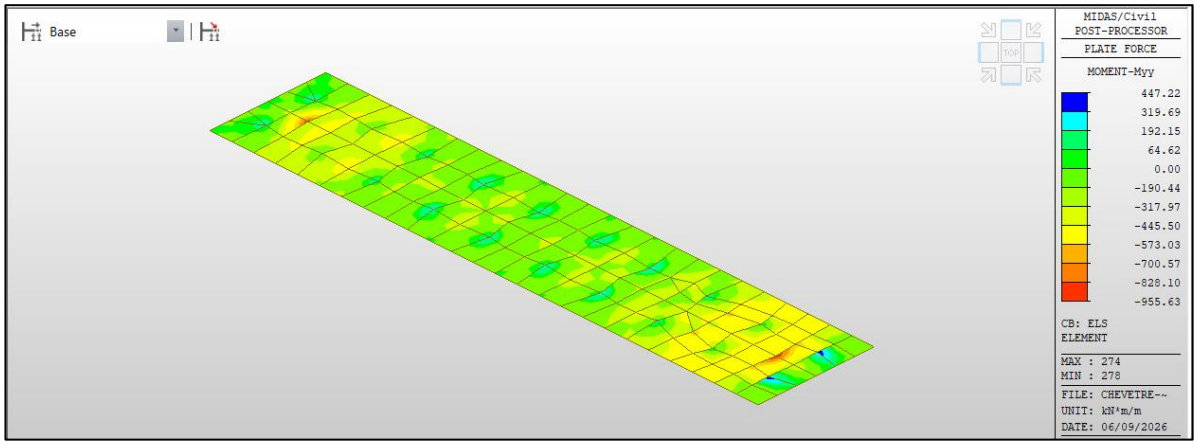


Figure VIII.13 : Moment du chevêtre à l'ELS

- **Ferraillage principal**

Fibre supérieure :

$A_s = 29.6\ cm^2/ml$

Choix des barres : 16 HA 20 avec $A_s = 37.7\ cm^2$avec un espacement de 16.5 cm

Fibre inférieure :

$A_s = 14.5\ cm^2/ml$

Choix des barres : 16 HA 25 avec $A_s = 76.96\ cm^2$ avec un espacement de 16.5 cm

- **Ferraillage transversal :**

On prend 2 HA 16 avec un espacement $S_t = 19\ cm$ et on prend un espacement $S_t = 10\ cm$ en zone critique.

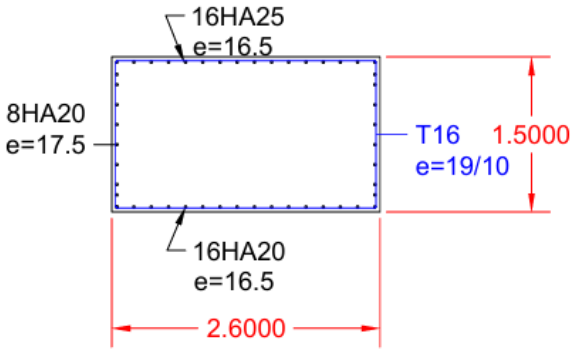


Figure VIII.14 : Ferraillage du chevêtre

VIII.3. ETUDE DE LA FONDATION DE LA PILE

Selon l'étude géotechnique réalisée par laboratoire spécialisé, Les fondations de notre ouvrage reposeront sur des pieux forés tubés de 1.50 m de diamètre avec une profondeur de 16 m

VIII.3.1. Etude de la semelle de pile

La semelle sert à transmettre les charges au sol par l'intermédiaire des pieux. La semelle de la pile de notre ouvrage a les dimensions suivantes :

Tableau VIII.6 : Dimensions de la semelle de la pile

Longueur (m)	15
Largeur (m)	7
Epaisseur (m)	2

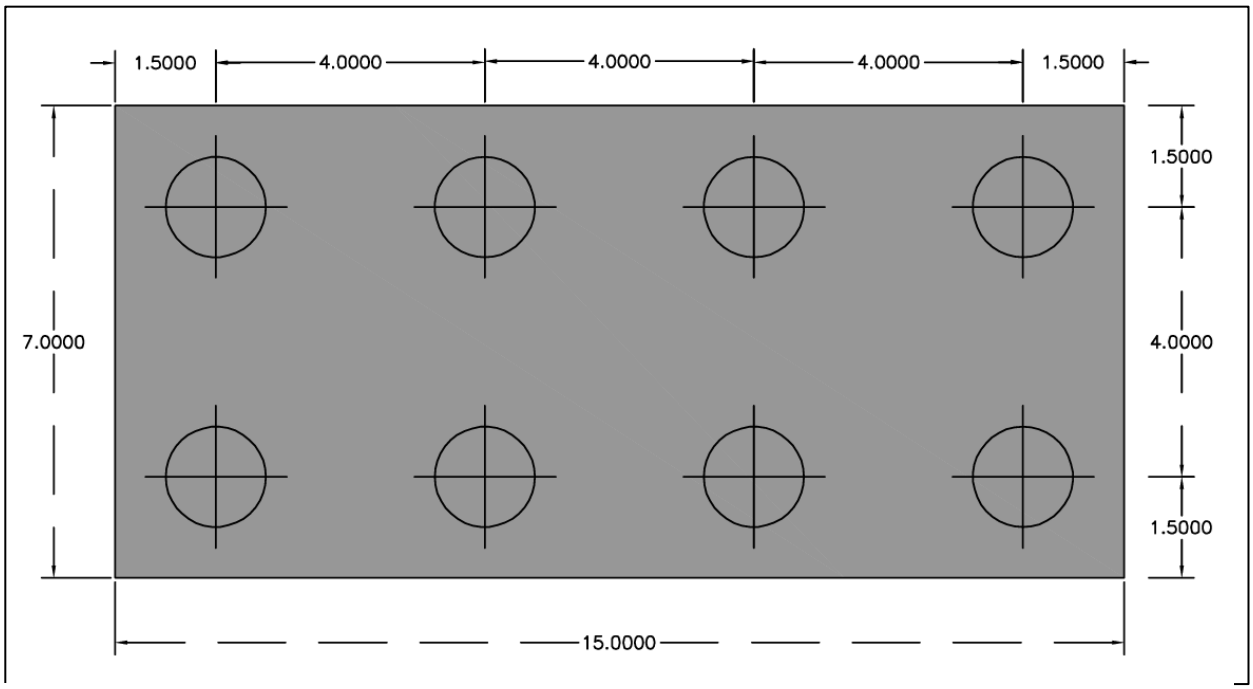


Figure VIII.15 : Vue en plan de la semelle

VIII.3.2. Evaluation des efforts agissant sur la semelle

Tableau VIII.7 : Evaluation des efforts appliqués sur la semelle

Efforts	Effort vertical N (kN)	Effort horizontal H (kN)	$IF_v/o(x/o)$ (m)	$IF_H/o(y/o)$ (m)	$M_{Fv/o}$ (kN. m)	$M_{FH/o}$ (kN. m)
$G_{semelle\ pile}$	5250		0.00		0.00	
G_{pile}	1427.9		0.00		0.00	
$G_{chevêtre}$	1194.19		0.00		0.00	
$G_{tablier}$	14197.42		0.00		0.00	
LM 71	525.22		0.00		0.00	
SW/2	499.97		0.00		0.00	
Fr-LM 71		186.60		7.8		1455.48
Fr-SW/2		326.45		7.8		2546.31
Température		152.1		7.8		1186.38
Retrait + Fluage		239.14		7.8		1865.29

Tableau VIII.8 : Combinaison des efforts des efforts

	Combinaisons	N (kN)	H (kN)	M (kN. m)
ELU	1.35 G + 1.45 UIC 71 + 1.2 SW/2	30818.73	972.73	7587.29
ELS	G + UIC 71 + SW/2	23094.7	843.45	6578.91

VIII.3.3. Calcul du nombre de pieux

On détermine le nombre de pieux par la formule :

$$n = \frac{N}{Q_{adm}}$$

Avec :

N : Effort normal maximal transmis par la semelle avec le poids propre de la semelle.

$N = 23094.7kN$

Q_{adm} : La capacité portante du pieu, mentionnée dans le rapport géotechnique.

$Q_{adm} = 5840$ kN

On trouve : $n = 8$ pieux

VIII.3.4. Calcul de l'effort revenant à chaque pieu

L'effort revenant à chaque pieu est calculé à l'aide de la formule suivante :

$$R_i = \frac{N}{n} \pm \frac{My_i}{\sum y_i^2}$$

Avec :

N : Effort vertical maximal

n : Nombre de pieux

M : Moment maximal

y_i : Distance entre l'axe du pieu et l'axe passant par le centre de gravité de la semelle

Tableau VIII.9 : Evaluation des efforts pour chaque pieu

Etat limite	$R_{min}(kN)$	$R_{max}(kN)$	$Q_{adm}(kN)$
ELU	3378.13	4326.55	5840
ELS	2475.65	3298.02	5412.9

Conclusion :

$$R_{max-ELU} = 4326.31 \text{ kN} < Q_{adm} = 5840 \text{ kN}$$

$$R_{max-ELS} = 3298.02 \text{ kN} < Q_{adm} = 5412.9 \text{ kN}$$

La semelle est stable contre le poinçonnement

VIII.3.5. Ferraillage de la semelle

Le ferraillage de la semelle se fait en utilisant la méthode des bielles. On vérifie les conditions pour appliquer cette méthode.

$$\begin{cases} \alpha \geq 45° \\ h \geq \dfrac{L}{2} - \dfrac{b}{4} \end{cases}$$

Tel que :

L : Entraxe entre deux fils de pieux. $L = 4$ m

b : Diamètre du pieu. $b = 1.5$ m

h : hauteur utile de la semelle. $h = H - 0.1 = 1.90$ m

$\dfrac{L}{2} - \dfrac{b}{4} = 1.625$

$\tan\alpha = \dfrac{h}{\dfrac{L}{2} - \dfrac{b}{4}} \longrightarrow \alpha = 49.49°$

$\alpha = 49.49° \geq 45°$

$h = 1.90 \text{ m} \geq \dfrac{L}{2} - \dfrac{b}{4} = 1.625 \longrightarrow$ Les deux conditions sont vérifiées

- **Armatures transversales inférieures**

$$A_s = \frac{N_{max}}{\overline{\sigma_a}} \times \frac{\dfrac{L}{2} - \dfrac{b}{4}}{h}$$

Condition normale :

$N_{max-ELS} = 3.298$ MN

$\overline{\sigma_a} = \dfrac{2}{3} f_e = 333.33$ MPa

$A_s = 84.62 \text{ cm}^2$

Condition sismique :

$N_{max-ELA} = 2.74$ MN

$\overline{\sigma_a} = f_e = 500$ MPa

$A_s = 46.87 \text{ cm}^2$

N.B : Les armatures transversales placées dans les bandes axées sur les pieux telle que sa largeur L est égale à : $L = h + \emptyset_{pieux} = 1.90 + 1.5 = 3.40$ m

$\frac{84.62}{3.40} = 24.88 \text{ cm}^2/\text{ml}$. Soit 8 barres de HA 20 avec un espacement $S_t = 12.5$ cm

Selon RPOA 2008 on détermine les armatures. $0.15\ \% \text{ H} \times 1\text{ml} = 0.0015 \times 2 \times 1 = 30 \text{ cm}^2$

- **Armatures transversales supérieures**
  $A_s = \frac{30}{3} = 10 \text{ cm}^2/\text{ml}$. Soit 7 barres de HA 16 avec un espacement $S_t = 15$ cm

- **Armatures longitudinales inférieures**
  $A_s = \frac{30}{2} = 15\ cm^2/ml$. Soit 8 HA 16 avec un espacement $S_t = 12.5\ cm$
- **Armatures longitudinales supérieures**
  $A_s = \frac{30}{4} = 7.5\ cm^2/ml$. Soit 8 HA 14 avec un espacement $S_t = 12.5\ cm$
- **Armatures latérales**
  $A_s = \frac{30}{10} = 3\ cm^2/ml$. Soit 4 HA 14 avec un espacement $S_t = 25\ cm$

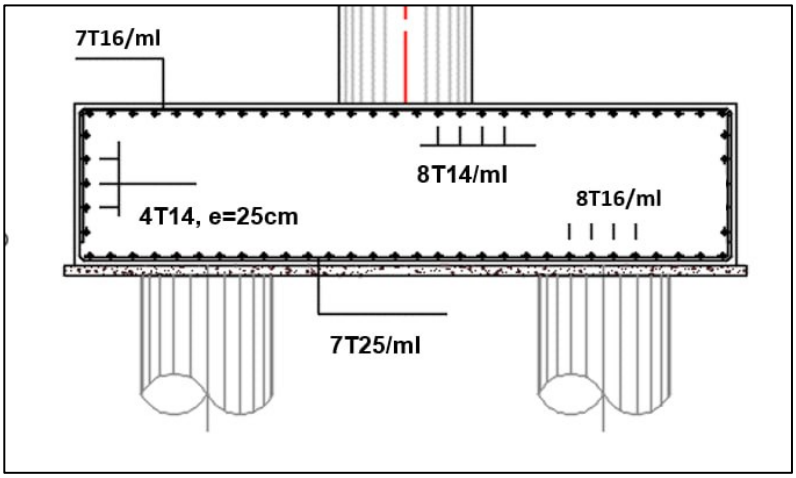


Figure VIII.16 : Ferraillage de la semelle

VIII.3.6. Actions sur les pieux

Pour déterminer le ferraillage des pieux, on applique la méthode de Warner. On calcule le moment :

$$\overline{M} = \frac{\chi_{\theta p}}{\chi_{\theta M}} \times \frac{\overline{P}}{\lambda}$$

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{b \times C_u}{4 \times E \times I}}$$

Avec :

b : Diamètre du pieu (m). $b = 1.5\ m$

C_u : Module de réaction du sol. (MN/m^3). $C_u = 30\ MN/m^3$

I : Moment d'inertie du pieu (m^4). $I = 0.248\ m^4$

L : profondeur du pieu. $L = 16\ m$

E : Module de déformation instantané du béton. $E = 34180\ MPa$

Sollicitations les plus défavorables :

ELU : $H_{max} = 121.59\ kN$

ELS : $H_{max} = 105.43\ kN$

On trouve : $\lambda = 0.191$ pour $L = 16$ m et $\lambda \times L = 3.056$

En utilisant le tableau de Warner :

Tableau VIII.10 : Tableau de Warner

$\lambda \times L$	1	1.5	2	3	4	6
$\chi_{\theta p}$	4.03	1.96	1.35	1.16	1.26	1.45
$\chi_{\theta M}$	6.76	2.55	1.62	1.48	1.54	1.65

Par interpolation On trouve :

$$\begin{cases} \chi_{\theta p} = 1.17 \\ \chi_{\theta M} = 1.49 \end{cases}$$

Alors :

$$\begin{cases} M_{ELU} = \dfrac{1.17}{1.49} \times \dfrac{121.59}{0.191} = 500.96 \text{ kN.m} \\ M_{ELS} = \dfrac{1.17}{1.49} \times \dfrac{105.43}{0.191} = 434.38 \text{ kN.m} \end{cases}$$

Le tableau suivant résume le calcul du moment pour chaque état limite

Tableau VIII.11 : Récapitulatif de calcul

Paramètres	Résultats	
	ELU	ELS
$\chi_{\theta p}$	1.17	
$\chi_{\theta M}$	1.49	
b (m)	1.50	
C_u (MN/m^3)	30	
E (MPa)	34180	
I (m^4)	0.248	
λ	0.191	
$P = H_{max}$(kN)	121.59	105.43

$\bar{M} = -\frac{\chi_{\theta p}}{\chi_{\theta M}} \times \frac{\bar{P}}{\lambda} (kN.m)$	500.96	434.38
$N_{cor} (kN)$	3378.13	2475.65

VIII.3.7. Ferraillage des pieux

Le pieu est un élément sollicité à la flexion composée. Le ferraillage est obtenu par ROBOT EXPERT

- **Armatures longitudinales**

Avec Robot expert : $A_s = 35.3\ cm^2$

Selon RPOA. $1\ \% \times A = 0.01 \times \frac{\pi \times 150^2}{4} = 122.71\ cm^2$

Donc on prend 25 HA 25 avec un espacement de 15 cm

- **Armatures transversales**

Selon RPOA (article 7.6.2.2), les armatures transversales doivent répondre aux conditions ci-après :

➢ On prend des cerces HA16 espacement de 10 cm dans la zone critique à une profondeur 2d à partir de la tête du pieu et une longueur ± 2d à partir de chaque interface entre deux couches présentant une différence marquée de raideur au cisaillement (rapport des modules de cisaillement > 6).

d : Représente le diamètre du pieu

Des cerces HA16 espacement de 15 cm dans la zone courante.

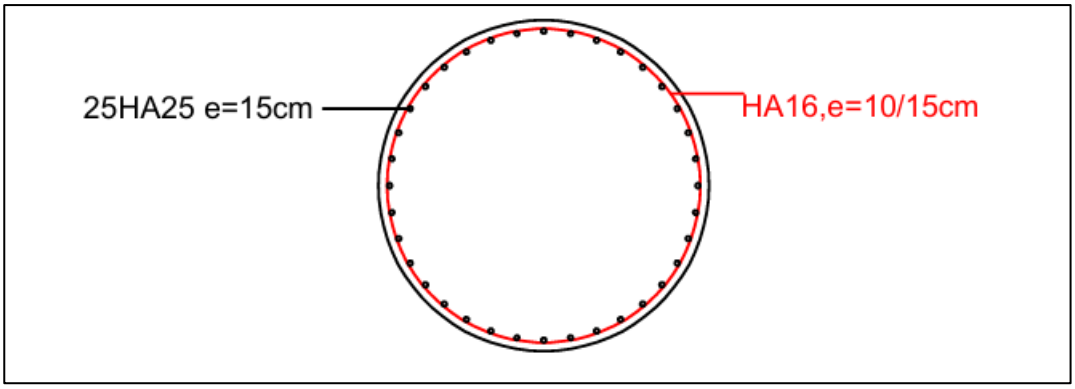


Figure VIII.17 : Ferraillage des pieux

VIII.4. ETUDE DE LA CULEE

La culée est un élément essentiel qui joue le rôle d'un appui extrême d'un pont et qui assure la liaison entre l'ouvrage et la route. Elle assure la transmission des charges verticales aux fondations

VIII.4.1. Conception de la culée

VIII.4.1.1. Choix du type de la culée

On distingue plusieurs types de culées :

- **Culées remblayées :** Une culée remblayée est composée d'un ensemble de voiles en béton armé.
- **Culées enterrées :** Les culées enterrées sont les culées dont la structure porteuse est enterrée dans les remblais.
- **Culées en terre armée :** Culée dans les remblais d'accès au tablier sont renforcées d'armature galvanisée (terre armée).

On opte pour un choix d'une culée remblayée.

VIII.4.1.2. Prédimensionnement de la culée

Le prédimensionnement de la culée est résumé dans le tableau suivant :

Tableau VIII.12 : Récapitulatif des rôles et dimensions des éléments de la culée

Elément de la culée	Le rôle	Dimensions (m)
Mur frontal	Transmet les charges verticales venant du tablier aux fondations et soutien le remblai	$H = 3.50$ m, $e = 1.75$ m, $L = 12.40$ m
Mur en retour	Porte les corniches et soutien le remblai	$H = 6$ m, $e = 0.60$ m, $L = 6.30$ m
Mur garde grève	Voile en béton armé qui sert à séparer les remblais d'accès du tablier.	$H = 2.50$ m, $e = 0.40$ m, $L = 12.40$ m
La semelle	Supporte le poids propre de la culée et transmet la charge du tablier aux pieux	$B = 11$ m, $L = 13.20$ m, $e = 2$ m

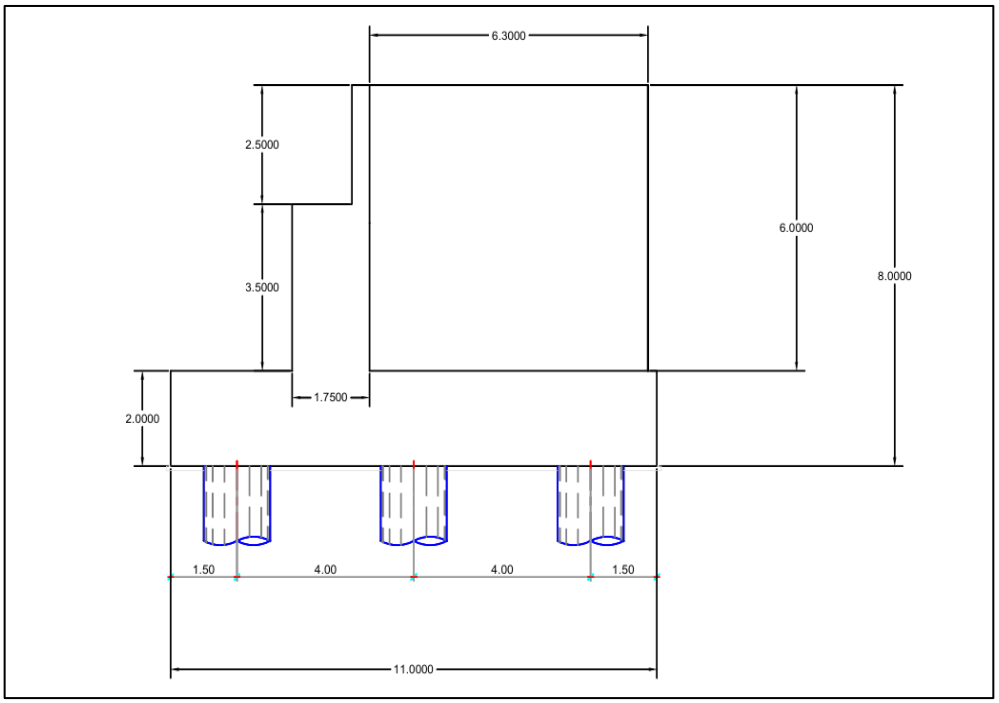


Figure VIII.20 : Dimensions de la culée

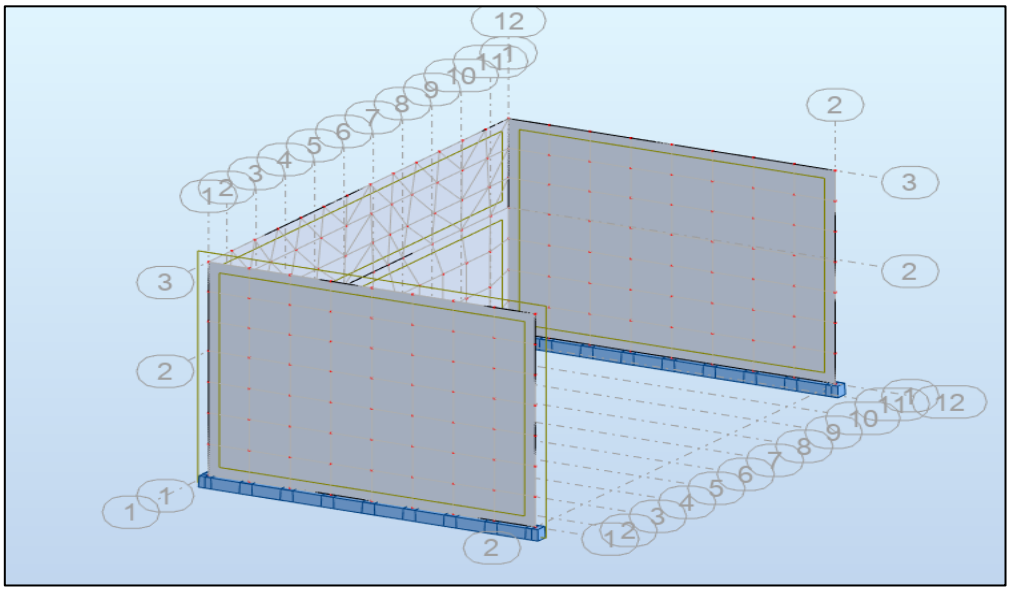


Figure VIII.21 : Modélisation de la culée

VIII.4.2. Stabilité de la culée

La stabilité de la culée sera vérifiée à travers l'évaluation des efforts appliqués qui comprennent des efforts verticaux et des efforts horizontaux.

- **Efforts verticaux :** le poids propre de la culée, le poids des terres, les charges verticales transmises par le tablier
- **Efforts verticaux :** la poussée des terres et les efforts de freinage.

VIII.4.3. Evaluation des efforts appliqués sur la culée

Tableau VIII.13 : Efforts appliqués sur la culée

Efforts appliqués	N (kN)	H (kN)	$I_{F_v}/o(x/o)$ (m)	$I_{F_H}/o(y/o)$ (m)	$M_{Fv/o}$ (kN.m)	$M_{Fv/o}$ (kN.m)
Semelle	7260		0	1	0	
Mur frontal	1960		1.875	3.69	3675	
Mur en retour	1134		-2.15	5	-2438.1	
Mur garde grève	320		1.2	6.75	384	
Poids des terres	9676.8		-2.15		-20805.6	
Poussée des terres		2903.04		4		11612.16
Surcharge Q	1512		-2.15		-3250.8	
Surcharge Q		2784		5		13920
R_G	7098.71		1.98		14055.45	
LM 71	525.22		1.98		1039.94	
SW/2	499.97		1.98		989.94	
Retrait + Fluage		239.14		-5.8		-1387.01
Fr - LM71		186.6		-5.8		-1082.28
Fr-SW/2		326.45		-5.8		-1893.41
Température		152.21		-5.8		-882.82

Tableau VIII.14 : Combinaison des efforts

	Combinaisons	N(kN)	H(kN)	$M_{Fv/o}$ (kN.m)	$M_{FH/o}$ (kN.m)	ΔM (kN.m)
ELU	1.35 G + 1.45 UIC 71 + 1.2 SW/2	40913.69	9427.16	-9279.14	31837.19	22558.05
ELS	G + UIC 71 + SW/2	30341.62	7148.24	-6896.34	23070.64	16174.3

VIII.4.4. Actions sur les pieux

On prend 09 pieux de 19 m de profondeur.

$$R_i = \frac{N}{n} \pm \frac{My_i}{\sum y_i^2}$$

Avec :

N : Effort vertical maximal.

n : Nombre de pieux.

M : Moment maximal.

y_i : Distance entre l'axe du pieu et l'axe passant par le centre de gravité de la semelle.

Tableau VIII.15 : Effort appliqué revenant pour chaque pieu

Etat limite	R_{min}(kN)	R_{max}(kN)	Q_{adm}(kN)
ELU	3606.05	5485.88	6450
ELS	2697.36	4045.22	6100

Conclusion :

$$R_{max-ELU} = 5485.88\ kN < Q_{adm} = 6450\ kN$$

$$R_{max-ELS} = 4045.22\ kN < Q_{adm} = 6100\ kN$$

Pas de risque de poinçonnement

VIII.4.5. Ferraillage des éléments de la culée

Les détails de ferraillage sont représentés en Annexe D

VIII.4.5.1. Ferraillage du mur frontal

Le mur frontal est un élément encastré à la base de la semelle et sollicité à la flexion composée.

❖ **Les sollicitations les plus défavorables**

ELU :

$M_{xx} = 788.69\ \text{kN.m} \longrightarrow N_{cor} = 718.57\ \text{kN}$

$M_{yy} = 1824.27\ \text{kN.m} \longrightarrow N_{cor} = 718.57\ \text{kN}$

ELS :

$M_{xx} = 620.41\ \text{kN.m} \longrightarrow N_{cor} = 531.77\ \text{kN}$

$M_{yy} = 1364.76\ \text{kN.m} \longrightarrow N_{cor} = 531.77\ \text{kN}$

Le calcul des sections de ferraillage sont déterminées par le logiciel ROBOT EXPERT

- **Section d'acier :**

$A_s = 25\ \text{cm}^2$

Donc : on opte pour 6 HA 25 /ml ($A_s = 29.45\ \text{cm}^2$) / côté remblai, avec un espacement de 17.5 cm.

- **Armatures de construction**

$A'_s = {}^{A_s}/_{3} = 8.33\ \text{cm}^2$

Donc : on opte pour 6 HA14 /ml ($A'_s = 9.24\ \text{cm}^2$) / côté tablier avec un espacement de 15 cm.

- **Armatures transversales**

$A_t = {}^{A_s}/_{4} = 6.25\ \text{cm}^2$

Donc : on opte pour 8 HA10/ml ($A_t = 6.25\ \text{cm}^2$) avec un espacement de 10 cm.

VIII.4.5.2. Ferraillage du mur garde grève

Le ferraillage du mur garde grève est calculé en flexion simple.

❖ **Les sollicitations les plus défavorables**

ELU :

$M_{xx} = 111.95\ \text{kN.m}$

$M_{yy} = 230.19\ \text{kN.m}$

ELS :

$M_{xx} = 83.57\ \text{kN.m}$

$M_{yy} = 170.59\ \text{kN.m}$

- **Section d'acier**

$A_s = 22.1\ \text{cm}^2$

Donc : on opte pour 8 HA 20 /ml ($A_s = 25.13\ \text{cm}^2$) / côté remblai, avec un espacement de 12.5 cm.

- **Armatures de construction**

$A_s' = {}^{A_s}/_{3} = 7.37\ cm^2$

Donc : on opte pour 4 HA 16 / ml ($A'_s = 8.04\ cm^2$) / côté tablier avec un espacement de 25 cm.

- **Armatures transversales**

$A_t = As\ /4 = 5.53\ cm^2$

Donc : on opte pour 4 HA 14 /ml ($A_t = 6.16\ cm^2$) avec un espacement de 25 cm.

VIII.4.5.3. Ferraillage des murs en retour

Le mur en retour est un élément qui soutient le remblai et travaille en flexion simple.

❖ **Les Sollicitations les plus défavorables**

ELU :

$M_{xx} = 1061.61\ kN.m$

$M_{yy} = 647.66\ kN.m$

ELS :

$M_{xx} = 788.66\ kN.m$

$M_{yy} = 475.55\ kN.m$

- **Armatures verticales**

$A_s = 67\ cm^2$

Donc : on opte pour deux nappes de 7 HA 25 /ml ($A_s = 68.72\ cm^2$) / côté remblai, avec un espacement de 15 cm.

$A_s = 5.8\ cm^2$

Donc : on opte pour 4 HA 14 /ml ($A_s = 6.16\ cm^2$) / côté extérieur, avec un espacement de 25 cm.

- **Armatures horizontales**

$A_s' = 39.8\ cm^2$

Donc : on opte pour 9 HA 25 /ml ($A_s' = 44.18\ cm^2$) / côté remblai avec un espacement de 10 cm.

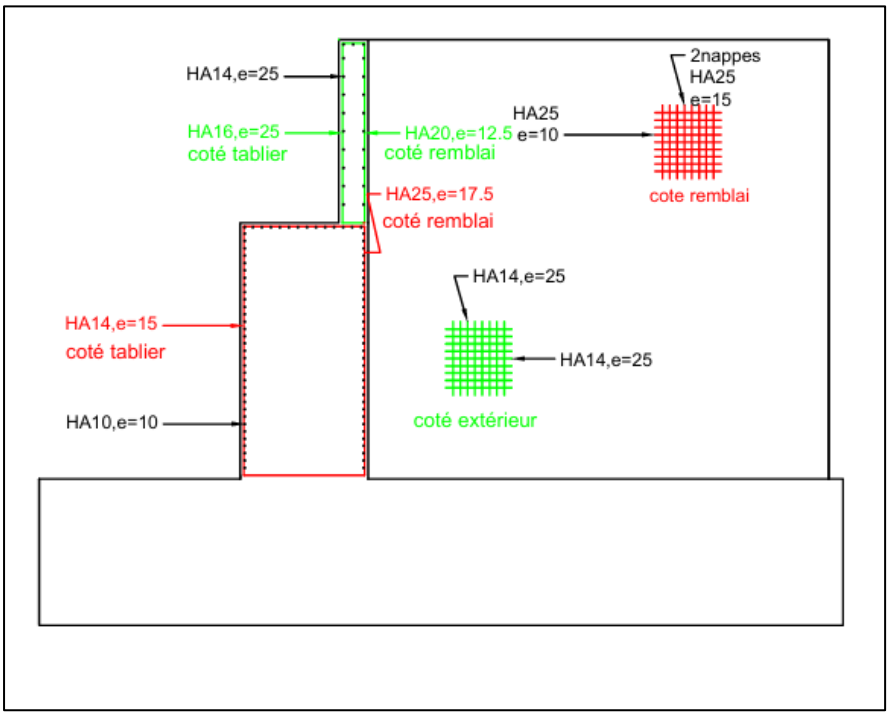


Figure VIII.22 : Ferraillage de la culée

VIII.5. CONCLUSION

Ce chapitre est consacré à l'étude de l'infrastructure du pont, notamment les piles, la culée, les semelles et les pieux, en tenant compte des différentes combinaisons de charges afin d'assurer une bonne résistance et une exploitation sécurisée de l'ouvrage. e dimensionnement adopté et le ferraillage choisi assurent la stabilité de chaque élément et le bon comportement de l'ensemble de l'ouvrage. Ainsi, l'infrastructure proposée répond aux exigences de sécurité et garantit la durabilité du pont.

CONCLUSION GENERALE

CONCLUSION GENERALE

Ce projet de fin d'études a permis de mener une étude complète portant sur la conception et le dimensionnement d'un pont à poutres en béton précontraint par post-tension de type VIPP, en intégrant les différentes exigences techniques, réglementaires et fonctionnelles.

Dans un premier temps, l'analyse des données de base du projet a permis de définir les hypothèses de calcul, les caractéristiques géométriques et les conditions de chargement. Par la suite, l'étude de la superstructure a conduit au dimensionnement du tablier, en prenant en compte les effets des charges permanentes, d'exploitation ainsi que les différentes phases de construction, tout en assurant la vérification aux états limites ultimes et de service.

L'étude de l'infrastructure, comprenant les piles, les culées et les fondations, a permis d'assurer une transmission efficace des efforts vers le sol, tout en garantissant la stabilité globale de l'ouvrage. Une attention particulière a été accordée aux efforts internes, aux combinaisons de charges et aux conditions géotechniques.

Par ailleurs, l'intégration des équipements du pont, notamment les appareils d'appui et les joints de dilatation, a permis d'assurer le bon fonctionnement de la structure face aux variations thermiques, aux déplacements et aux sollicitations dynamiques.

L'analyse sismique réalisée à l'aide d'une approche modale spectrale a permis d'évaluer le comportement dynamique de l'ouvrage et de vérifier sa capacité à résister aux actions sismiques conformément aux règlements en vigueur, garantissant ainsi la sécurité des usagers.

En définitive, ce travail a permis de mettre en pratique les connaissances théoriques acquises durant la formation, tout en développant une démarche rigoureuse d'ingénierie basée sur l'analyse, la modélisation et la vérification. Il constitue également une expérience enrichissante dans l'utilisation des outils de calcul et dans la compréhension globale du fonctionnement des ouvrages d'art.

Ce projet ouvre enfin des perspectives d'approfondissement, notamment en matière d'optimisation des structures, d'analyse non linéaire et d'intégration des nouvelles technologies dans la conception des ponts.

BIBLIOGRAPHIE

BIBLIOGRAPHIE

Documents

1. BAEL, Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites, BAEL 91 révisé 99, 1999.
2. BPEL, Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton précontraint suivant la méthode des états limites, BPEL 91 révisé 99, 1999
3. CALGARO, J.A & BERNARD-GELY.A. Conception des ponts. Ecole nationale des ponts et chaussées de Paris (France), 1994
4. Document SETRA, Ponts en béton précontraint construits par encorbellements Successifs. Ministère de l'équipement, des transports, du logement, du tourisme et de la Mer (France), juin 2003.
5. Document SETRA, Appareils d'appui en élastomère fretté, utilisation pour les ponts, Viaducs et structures similaires, guide technique, ministère de l'Équipement, des Transports, du logement, du tourisme et de la mer (France), juillet 2007.
6. Document SETRA, "Les appareils d'appui en élastomère fretté. Utilisation sur les ponts, Viaducs et structures similaires" de septembre 2000 (référence : F0033)
7. Document SETRA, Pont à Poutres préfabriqués précontrainte par poste tension VIPP, France, SETRA, 1996.
8. Document SETRA, Ponts mixtes acier-béton bipoutres, Guide de conception, SETRA, France, 1990.
9. RPOA, Règles Parasismiques Applicables au domaine des Ouvrages d'Art, Algérie, 2008
10. Code UIC 776 -R1 charges à prendre en considération dans le calcul des pont rails
11. Livret 2.01 SNCF règles de conception et de calcule des ouvrages en béton, métal ou mixtes
12. Eurocode 2 Calcul des structures en béton Partie 1-1 : Règles générales et règles pour les bâtiments NF EN 1992-1-1 Octobre 2005
13. Eurocode 1 Actions sur les structures Partie 1-1 : Actions générales — Poids volumiques, poids propres, charges d'exploitation des bâtiments NF EN 1991-1-1 Mars 2003
14. Eurocode 1 Actions sur les structures Partie 2 : Actions sur les ponts, dues au Traffic NF EN 1991-2 Mars 2004.
15. Eurocode 1 : Actions sur les structures Partie 1-5 : Actions générales — Actions thermiques NF EN 1991-1-5 Mai 2004.
16. Cours de Béton précontraint Dr. BELAOURA [ENSTP].
17. Cours de Béton armé Dr. BELAOURA [ENSTP].
18. Cours de pont Dr. ZOURGUI [ENSTP].

Logiciels de calcul :

−ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS 2027 — Modélisation et évaluation des efforts

− MIDAS CIVIL 2022 —Modélisation et évaluation des efforts

− EXPERT BA 2010 — Calcul du ferraillage.

− EXCEL — Préparation des tableaux et les feuilles de calcul.

− AUTOCAD 2022 — Dessins.

− Word — Rédaction.

LES ANNEXES

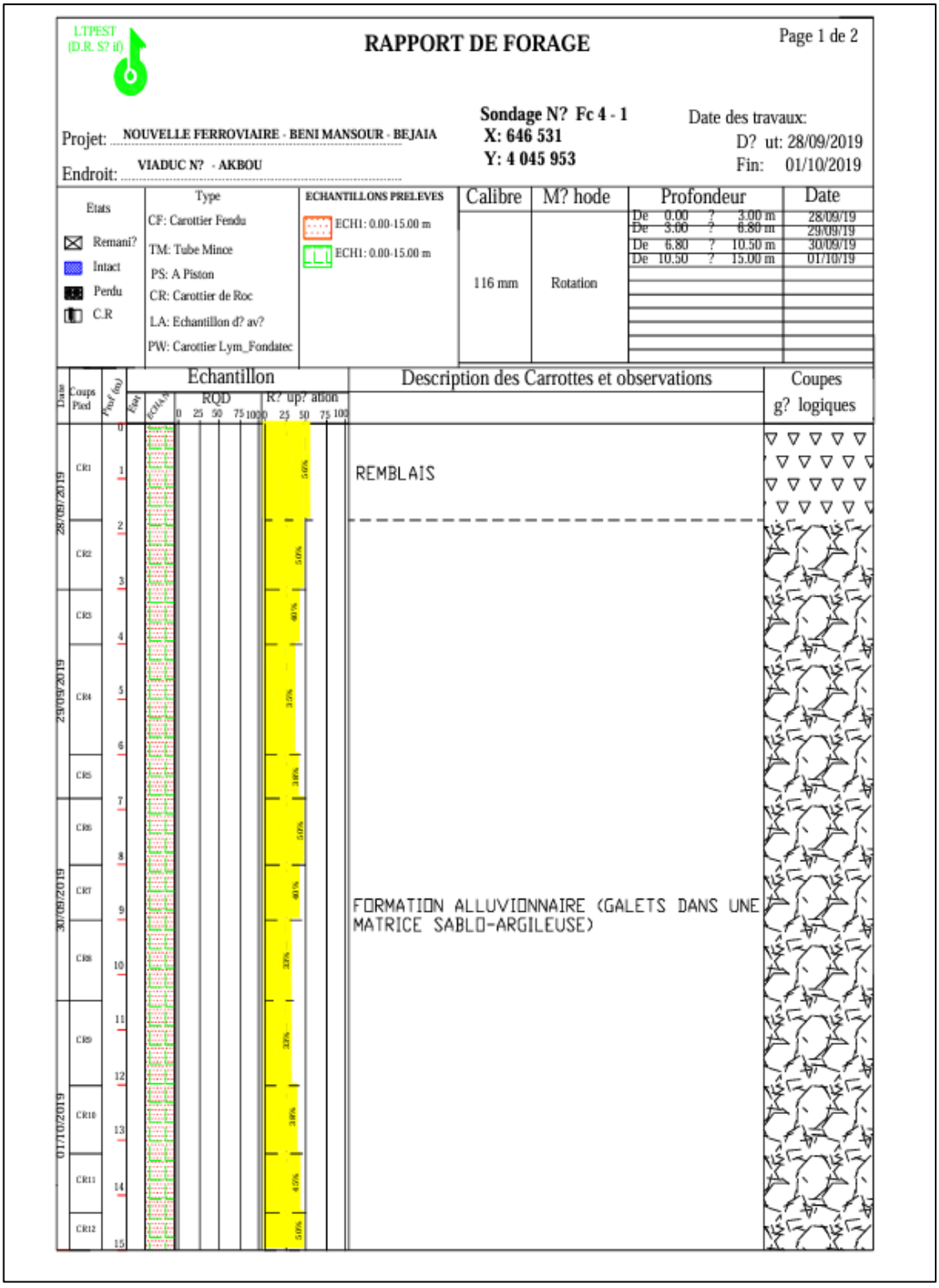
ANNEXE A : RESULTATS DES ESSAIS GEOTECHNIQUES

A. Sondages carottés

Les sondages carottés sont noté du **FC-4-1 jusqu'au FC-4-5**

Exemples de sondages carottés : FC-4-1 et FC -4-3

❖ **Sondage carotté FC-4-1 :**



LTPEST (D.R. S? if)

RAPPORT DE FORAGE

Page 1 de 2

Projet: NOUVELLE FERROVIAIRE - BENI MANSOUR - BEJAIA

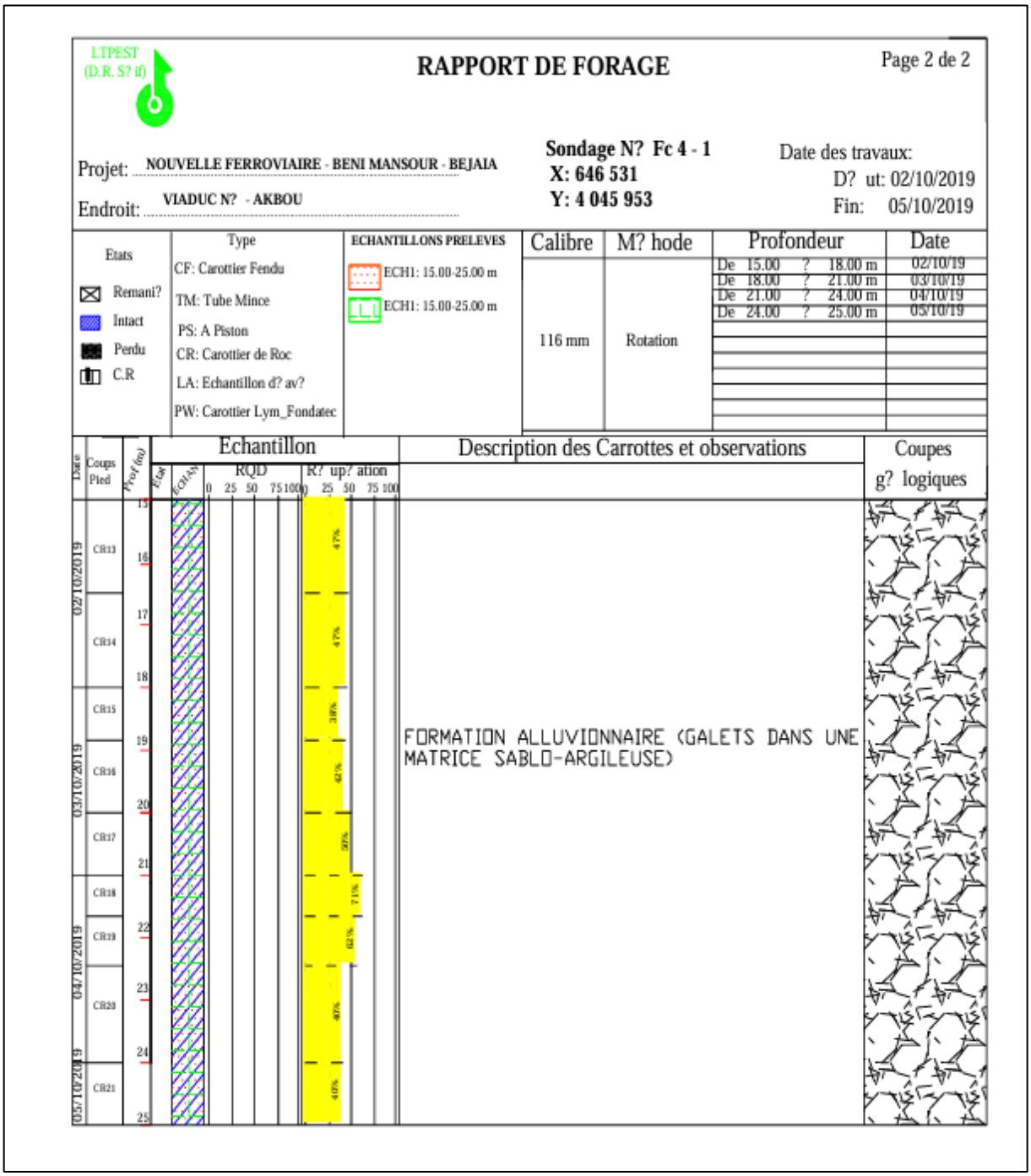
Endroit: VIADUC N? - AKBOU

Sondage N? Fc 4 - 1
X: 646 531
Y: 4 045 953

Date des travaux:
D? ut: 28/09/2019
Fin: 01/10/2019

Etats	Type	ECHANTILLONS PRELEVES	Calibre	M? hode	Profondeur	Date
Remani?	CF: Carottier Fendu	ECH1: 0.00-15.00 m	116 mm	Rotation	De 0.00 ? 3.00 m	28/09/19
Intact	TM: Tube Mince	ECH1: 0.00-15.00 m			De 3.00 ? 6.80 m	29/09/19
Perdu	PS: A Piston				De 6.80 ? 10.50 m	30/09/19
C.R	CR: Carottier de Roc				De 10.50 ? 15.00 m	01/10/19
	LA: Echantillon d? av?					
	PW: Carottier Lym_Fondatec					

Date	Coups Pied	Prof (m)	Echantillon Etat	Echantillon ECH.N°	RQD 0 25 50 75 100	R? up? ation 0 25 50 75 100	Description des Carrottes et observations	Coupes g? logiques
28/09/2019	CR1	1				50%	REMBLAIS	
	CR2	2				50%		
	CR3	3				40%		
29/09/2019	CR4	4				35%		
	CR5	5				30%		
	CR6	6				50%		
30/09/2019	CR7	7				40%		
	CR8	8				33%	FORMATION ALLUVIONNAIRE (GALETS DANS UNE MATRICE SABLO-ARGILEUSE)	
	CR9	9				33%		
01/10/2019	CR10	10				30%		
	CR11	11				45%		
	CR12	12				50%		
		13						
		14						
		15						



- **Résultats :**

0.00 - 2.00 m : Remblais

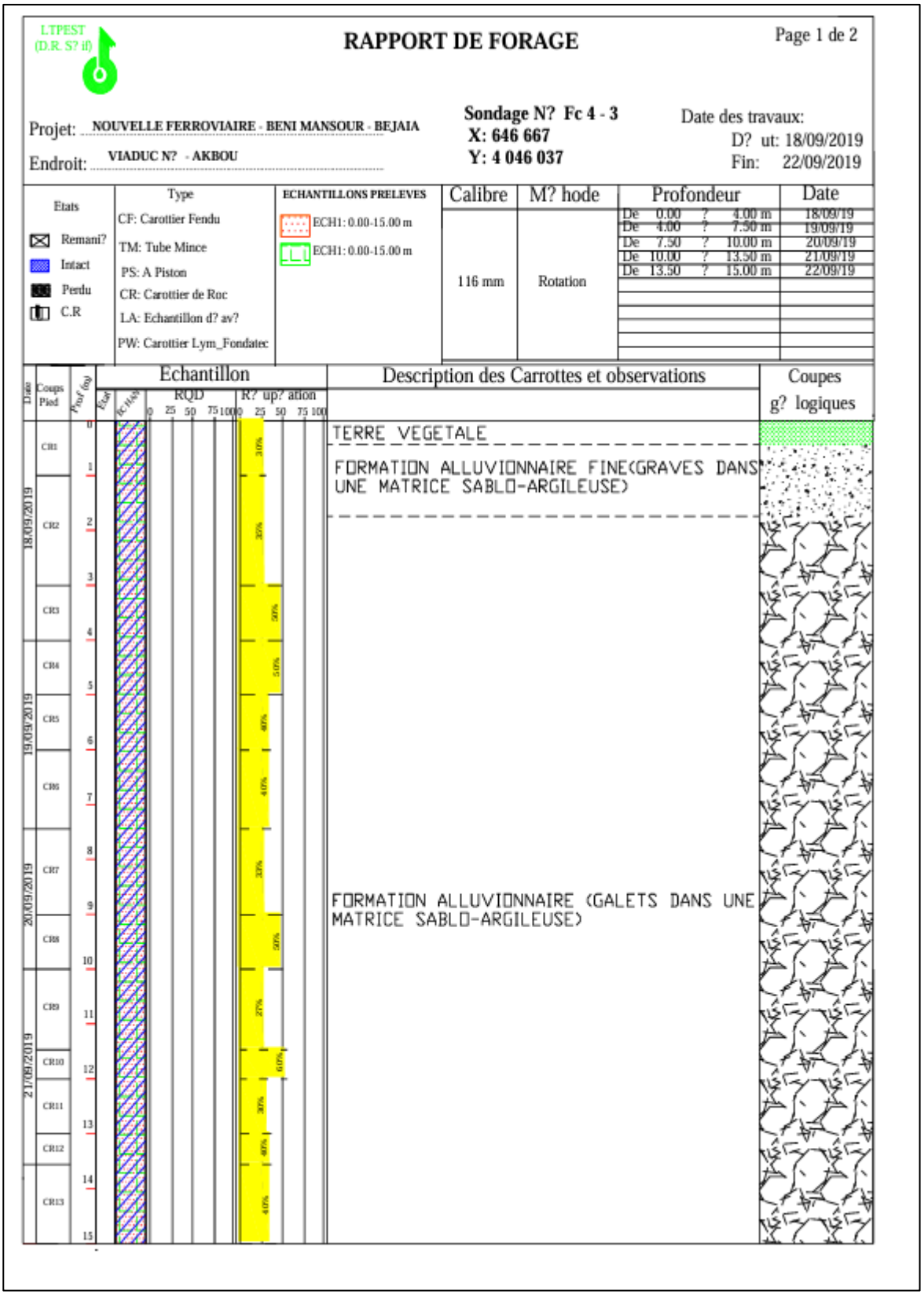
2.00 – 15.00 m : Formation alluvionnaire (galets dans une matrice sablo-argileuse)

15.00 – 25.00 m : Formation alluvionnaire (galets dans une matrice sablo-argileus)



Sondage carotté SC4 - 1 (25m)

❖ **Sondage carotté FC-4-3 :**



LTPEST (D.R. S? if)

RAPPORT DE FORAGE

Page 1 de 2

Projet: NOUVELLE FERROVIAIRE - BENI MANSOUR - BEJAIA

Endroit: VIADUC N? - AKBOU

Sondage N? Fc 4 - 3
X: 646 667
Y: 4 046 037

Date des travaux:
D? ut: 18/09/2019
Fin: 22/09/2019

Etats: Remani? / Intact / Perdu / C.R

Type: CF: Carottier Fendu; TM: Tube Mince; PS: A Piston; CR: Carottier de Roc; LA: Echantillon d? av?; PW: Carottier Lym_Fondatec

ECHANTILLONS PRELEVES: ECH1: 0.00-15.00 m; ECH1: 0.00-15.00 m

Calibre	M? hode	Profondeur	Date
116 mm	Rotation	De 0.00 ? 4.00 m	18/09/19
		De 4.00 ? 7.50 m	19/09/19
		De 7.50 ? 10.00 m	20/09/19
		De 10.00 ? 13.50 m	21/09/19
		De 13.50 ? 15.00 m	22/09/19

Date | Coups Pied | Prof (m) | Echantillon (Etat, ECHAN) | RQD 0 25 50 75 100 | R? up? ation 0 25 50 75 100 | Description des Carrottes et observations | Coupes g? logiques

18/09/2019: CR1, CR2, CR3
19/09/2019: CR4, CR5, CR6
20/09/2019: CR7, CR8, CR9
21/09/2019: CR10, CR11, CR12, CR13

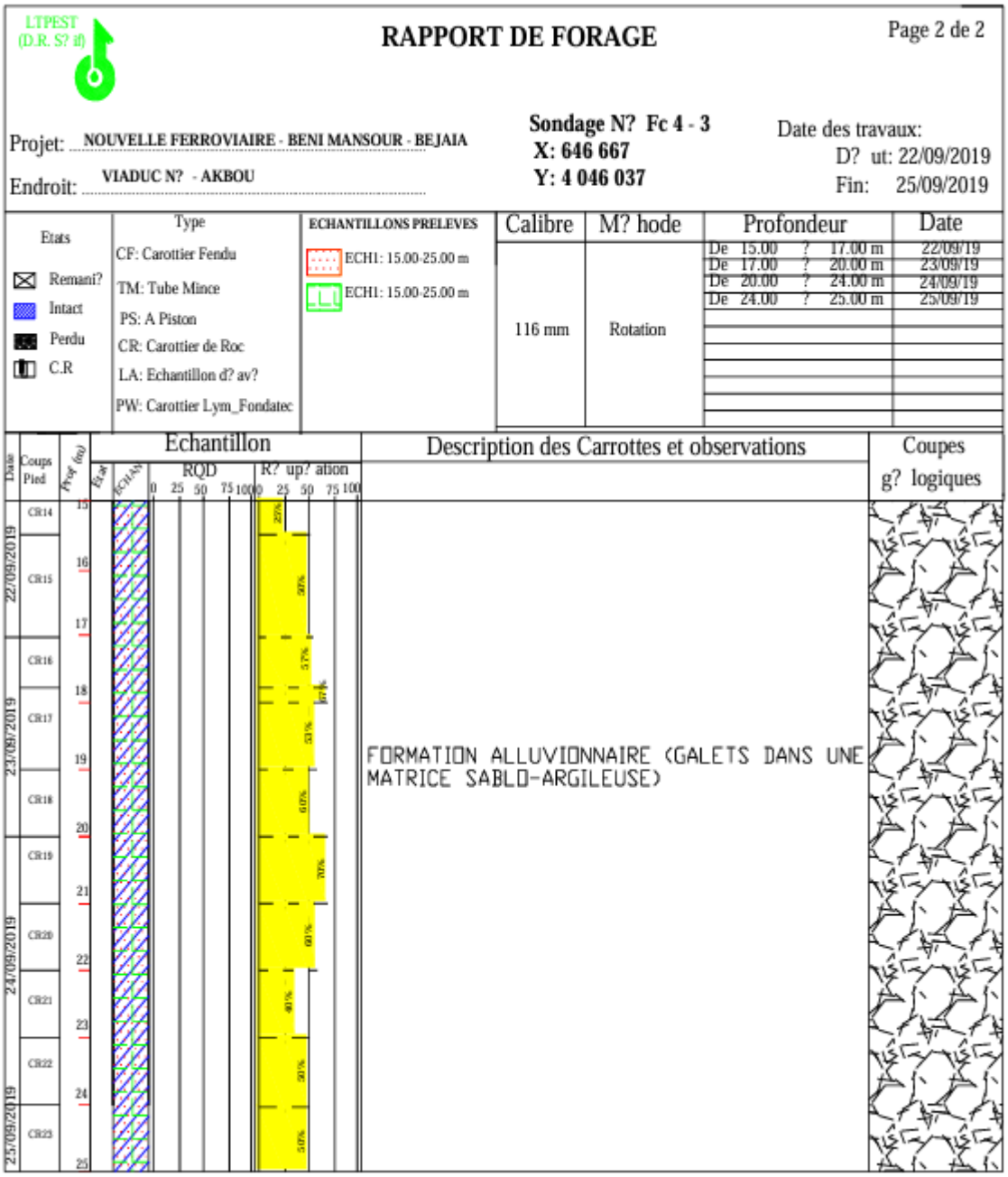
Profondeurs: 0, 1, 2, 3, 4, 5, 6, 7, 8, 9, 10, 11, 12, 13, 14, 15

RQD: 30%, 20%, 50%, 50%, 40%, 40%, 30%, 50%, 20%, 40%, 40%

TERRE VEGETALE

FORMATION ALLUVIONNAIRE FINE(GRAVES DANS UNE MATRICE SABLO-ARGILEUSE)

FORMATION ALLUVIONNAIRE (GALETS DANS UNE MATRICE SABLO-ARGILEUSE)



- **Résultats :**

0.00 - 2.00 m : Terre végétale + Formation alluvionnaire fine (graves dans une matrice sablo-argileuse)

2.00 – 15.00 m : Formation alluvionnaire (galets dans une matrice sablo-argileuse)

15.00 – 25.00 m : Formation alluvionnaire (galets dans une matrice sablo-argileuse)



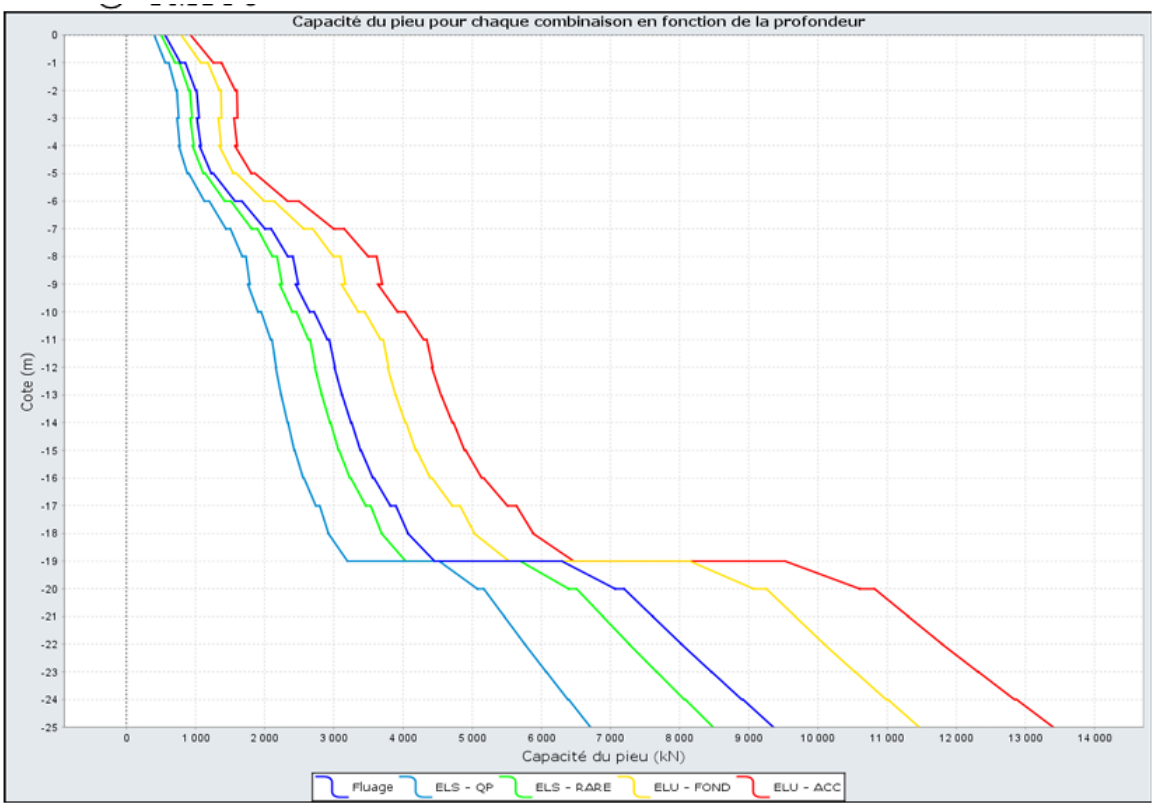
Sondage carotté SC4 - 3 (25m)

B. Sondages Pressiométriques

Les sondages pressiométriques sont notés PMT 4-1 jusqu'au PMT 4-5

Exemples de sondages pressiométriques

Sondage pressiométrique PMT 4-5 :



Données

Titre du projet : ligne ferroviaire Béni Mansour-Béjaia sur 87km (pieu n°1)

Numéro d'affaire : 0000

Commentaires : N/A

Titre du calcul : PMT 4-5 (

Cadre réglementaire : Fascicule 62

Méthode de dimensionnement : A partir des résultats pressiométriques

Traitement des données : Traitement par mesures

Pas du calcul (m) : 1,00

Section de calcul : Section de calcul circulaire

Diamètre de calcul (m) : 1,50

Type de fondation : Pieu

Mode de mise en oeuvre : Sans refoulement

Mode de chargement : Travail en compression

Combinaisons

	Fluage	ELS - QP	ELS - RARE	ELU - FOND	ELU - ACC
Pondérations combinées sur Qs	0,70	0,50	0,64	0,71	0,83
Pondérations combinées sur Qp	0,50	0,36	0,45	0,71	0,83

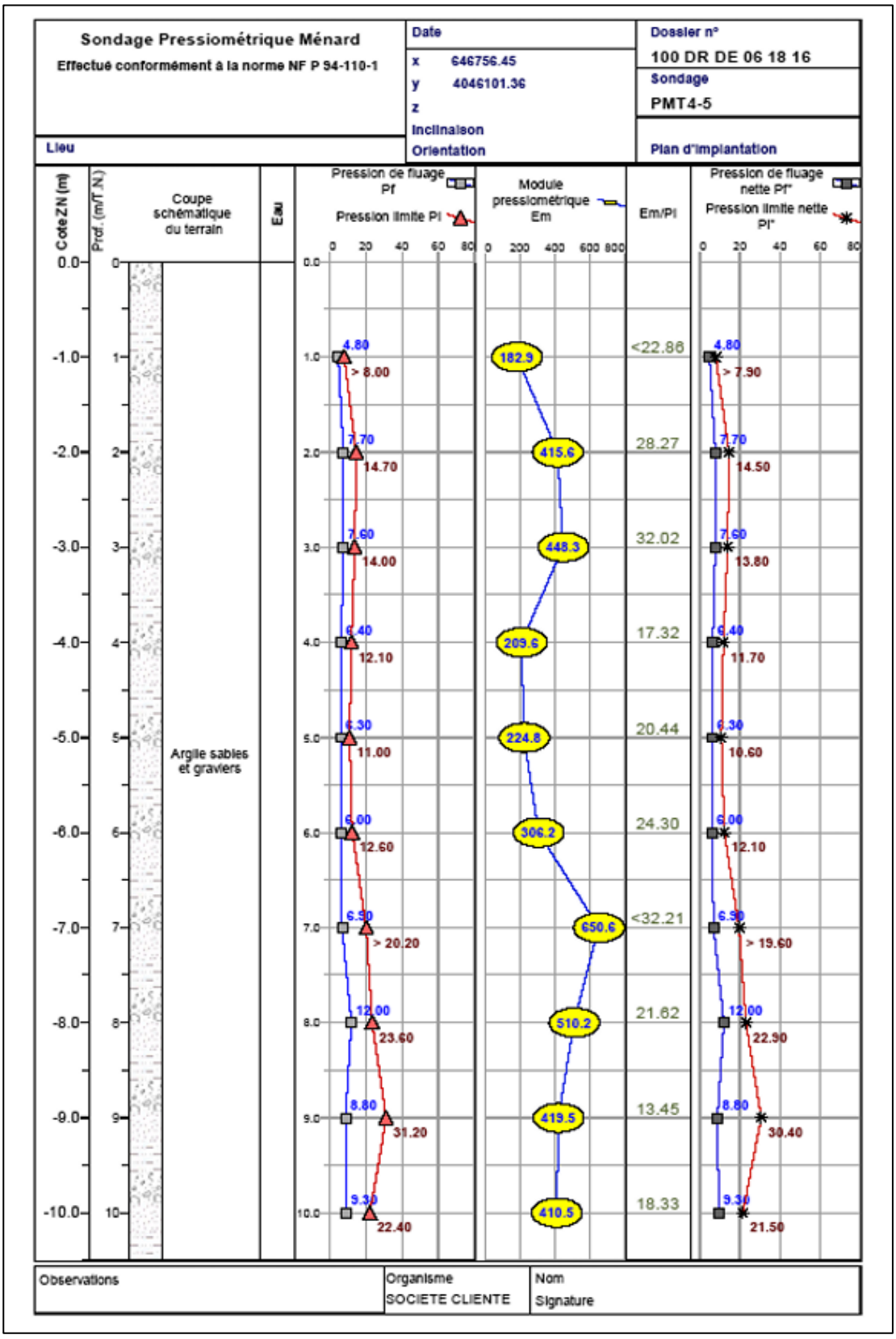
Cote de référence (m) : -3,00

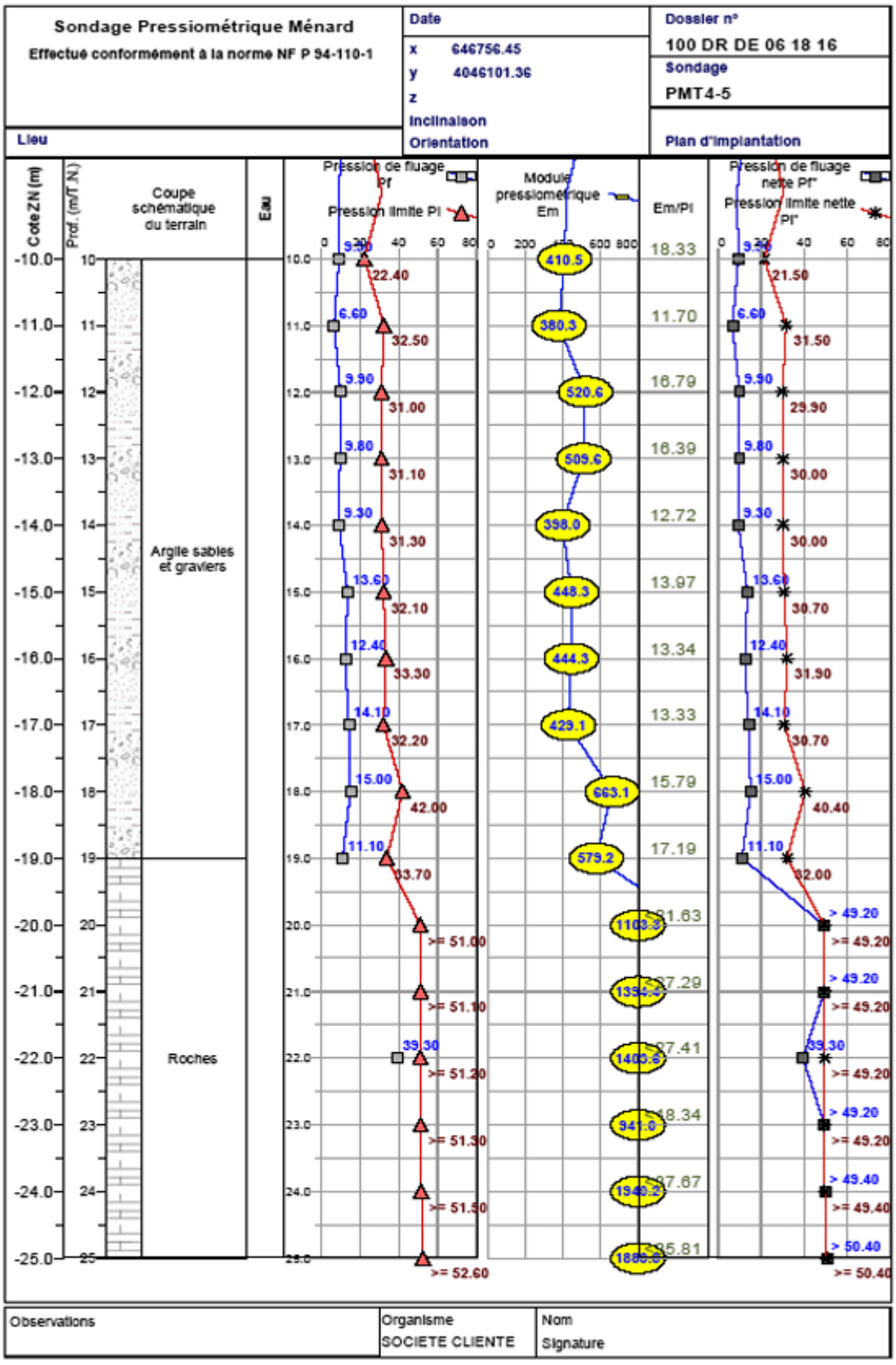
Définition des couches de sol

No	Nom	Couleur	Zbase	qsl	ps	pl*	kp	pp
1	Couche 3		-3,10	71,39	1,00	1346,00	1,10	1,00
2	Couche 4		-4,00	65,12	1,00	1138,00	1,10	1,00
3	Couche 5		-5,00	60,21	1,00	1010,00	1,10	1,00
4	Couche 6		-6,00	65,55	1,00	1152,00	1,10	1,00
5	Couche 7		-7,00	79,65	1,00	1894,00	1,10	1,00
6	Couche 8		-8,00	80,00	1,00	2216,00	1,10	1,00
7	Couche 9		-9,00	120,00	1,00	2958,00	1,20	1,00
8	Couche 10		-10,00	80,00	1,00	2060,00	1,10	1,00
9	Couche 11		-11,00	120,00	1,00	3052,00	1,20	1,00
10	Couche 12		-12,00	120,00	1,00	2884,00	1,20	1,00
11	Couche 13		-13,00	120,00	1,00	2876,00	1,20	1,00
12	Couche 14		-14,00	120,00	1,00	2878,00	1,20	1,00
13	Couche 15		-15,00	120,00	1,00	2940,00	1,20	1,00
14	Couche 16		-16,00	120,00	1,00	3042,00	1,20	1,00
15	Couche 17		-17,00	120,00	1,00	2914,00	1,20	1,00
16	Couche 18		-18,00	120,00	1,00	3876,00	1,20	1,00
17	Couche 19		-19,00	120,00	1,00	3028,00	1,20	1,00
18	Couche 20		-20,00	160,00	1,00	4740,00	1,80	1,00
19	Couche 21		-21,00	160,00	1,00	4732,00	1,80	1,00
20	Couche 22		-22,00	160,00	1,00	4724,00	1,80	1,00
21	Couche 23		-23,00	160,00	1,00	4716,00	1,80	1,00
22	Couche 24		-24,00	160,00	1,00	4718,00	1,80	1,00
23	Couche 25		-25,00	160,00	1,00	4810,00	1,80	1,00

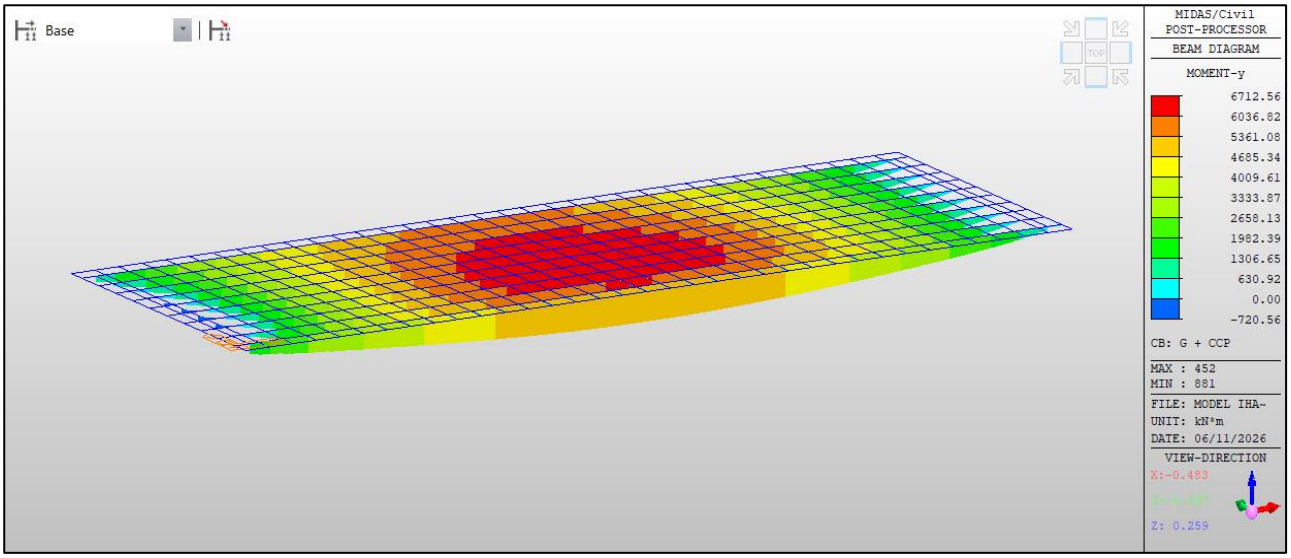
Sondage	Profondeur (m)	E_m(bar)	P_L(bar)	E_m/P_L
PMT 4-5	**1**	182.9	8	22.9
	2	416.8	14.7	28.3
	3	448.3	14	32
	4	209.6	12.1	17.3
	5	224.8	11	20.4
	6	306.2	12.6	24.3
	7	660.8	20.2	32.2
	8	610.2	23.6	21.6
	9	419.6	31.2	13.5
	10	410.6	22.4	18.3
	11	380.3	32.6	11.7
	12	620.8	31	16.8
	13	609.8	31.1	16.4
	14	398	31.3	12.7
	15	448.3	32.1	14
	16	444.3	33.3	13.3
	17	429.1	32.2	13.3
	18	663.1	42	15.8
	19	679.2	33.7	17.2
	20	1103.3	61	21.6
	21	1384.4	61.1	27.3
	22	1403.8	61.2	27.4
	23	941	61.3	18.3

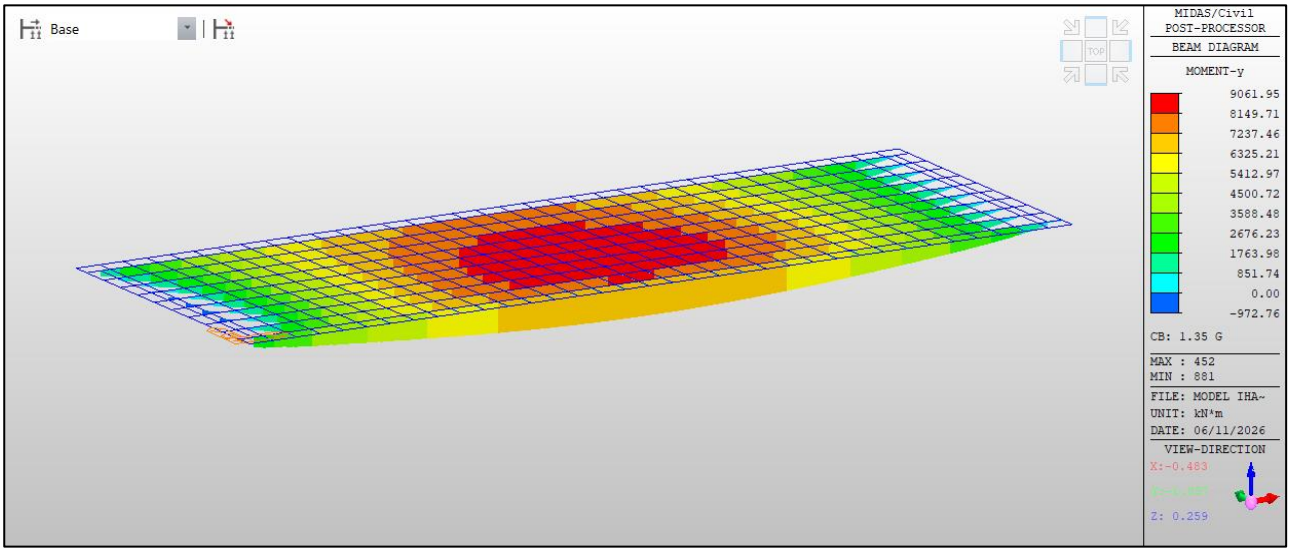
	24	1940.2	61.6	37.7
	25	1883.8	62.6	35.8

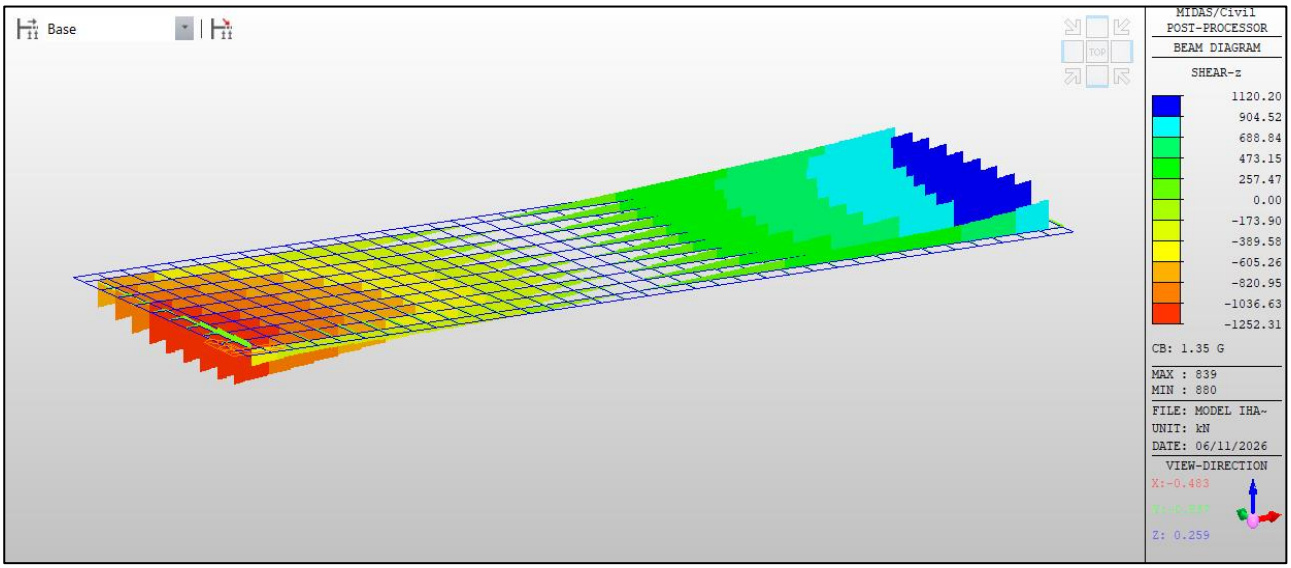


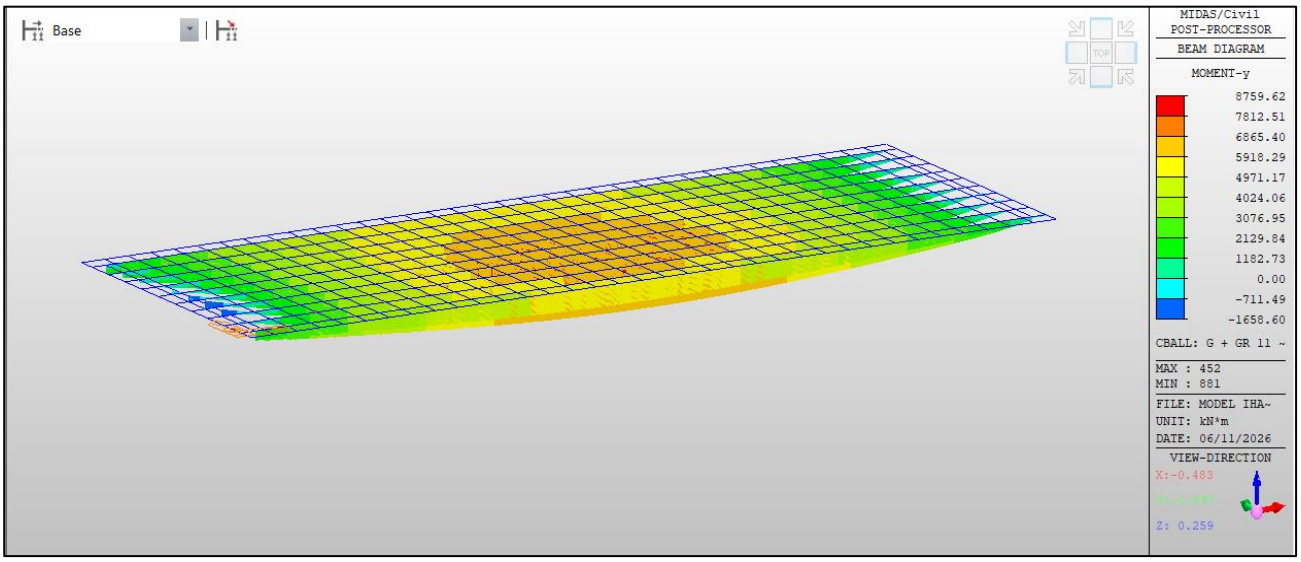

Sondage Pressiométrique Ménard
Effectué conformément à la norme NF P 94-110-1
Date
x 646756.45
y 4046101.36
z
Inclinaison
Orientation
Dossier n°
100 DR DE 06 18 16
Sondage
PMT4-5
Lieu
Plan d'implantation
Cote ZN (m)
Prof. (m/T.N.)
Coupe schématique du terrain
Eau
Pression de fluage Pf
Pression limite Pl
Module pressiométrique Em
Em/Pl
Pression de fluage nette Pf*
Pression limite nette Pl*
Argile sables et graviers
Roches
Observations
Organisme
SOCIETE CLIENTE
Nom
Signature

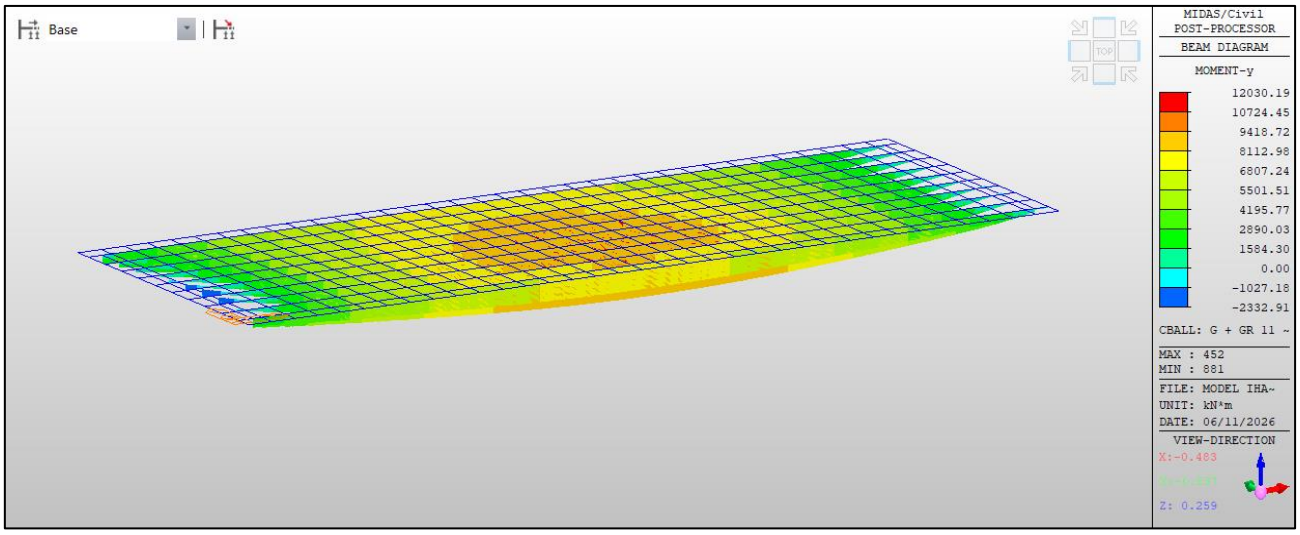
ANNEXE B : DIAGRAMME DES EFFORTS INTERNES

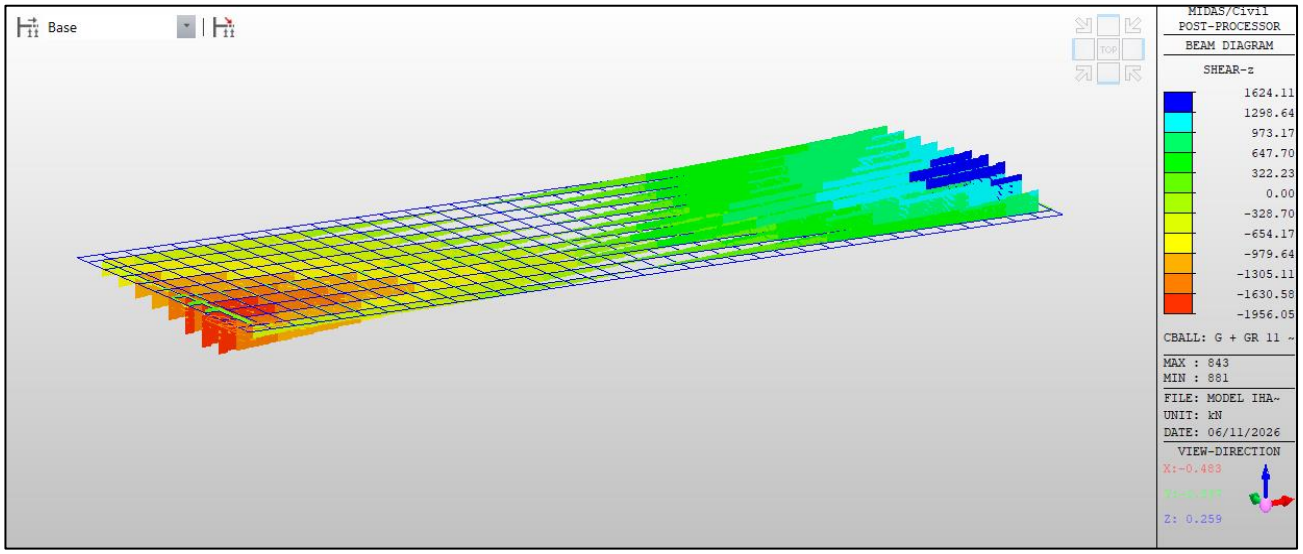

Base
MIDAS/Civil
POST-PROCESSOR
BEAM DIAGRAM
MOMENT-y
6712.56
6036.82
5361.08
4685.34
4009.61
3333.87
2658.13
1982.39
1306.65
630.92
0.00
-720.56
CB: G + CCP
MAX : 452
MIN : 881
FILE: MODEL IHA~
UNIT: kN*m
DATE: 06/11/2026
VIEW-DIRECTION
X:-0.483
Z: 0.259

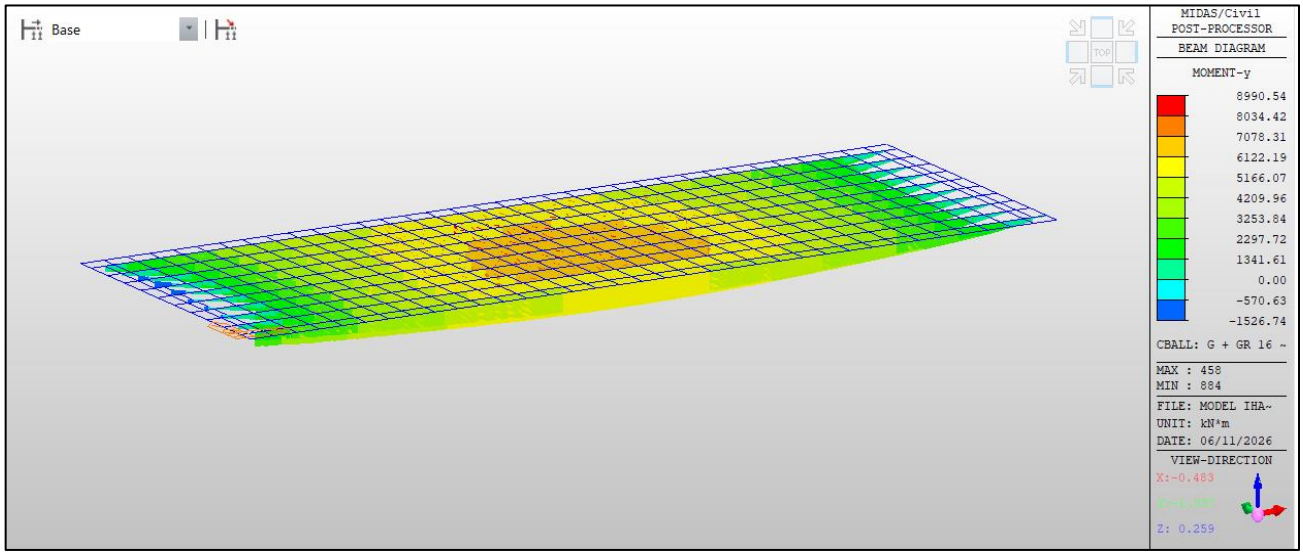

Base
MIDAS/Civil
POST-PROCESSOR
BEAM DIAGRAM
MOMENT-y
9061.95
8149.71
7237.46
6325.21
5412.97
4500.72
3588.48
2676.23
1763.98
851.74
0.00
-972.76
CB: 1.35 G
MAX : 452
MIN : 881
FILE: MODEL IHA~
UNIT: kN*m
DATE: 06/11/2026
VIEW-DIRECTION
X:-0.483
Z: 0.259

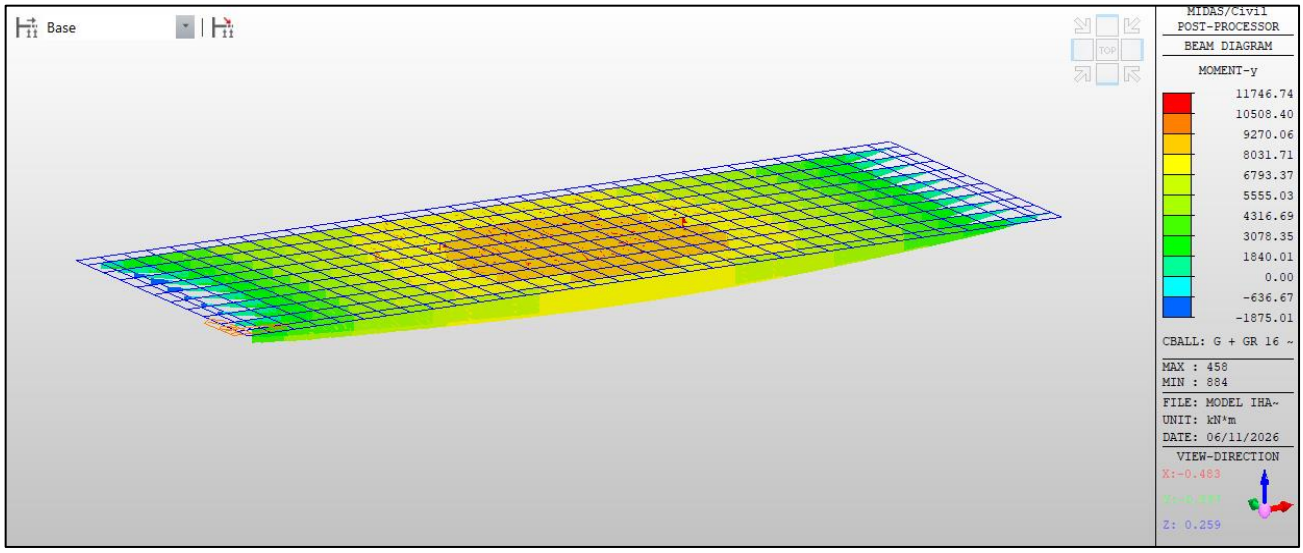

Base
MIDAS/Civil
POST-PROCESSOR
BEAM DIAGRAM
SHEAR-z
1120.20
904.52
688.84
473.15
257.47
0.00
-173.90
-389.58
-605.26
-820.95
-1036.63
-1252.31
CB: 1.35 G
MAX : 839
MIN : 880
FILE: MODEL IHA~
UNIT: kN
DATE: 06/11/2026
VIEW-DIRECTION
X:-0.483
Z: 0.259

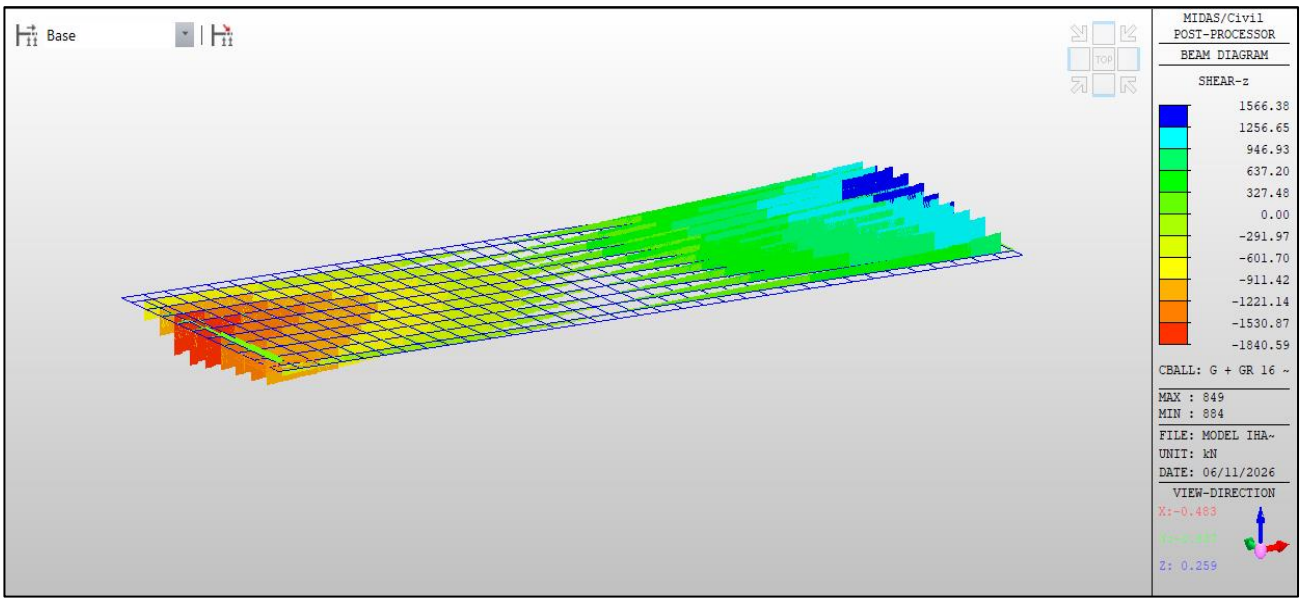

Base
MIDAS/Civil
POST-PROCESSOR
BEAM DIAGRAM
MOMENT-y
8759.62
7812.51
6865.40
5918.29
4971.17
4024.06
3076.95
2129.84
1182.73
0.00
-711.49
-1658.60
CBALL: G + GR 11 ~
MAX : 452
MIN : 881
FILE: MODEL IHA~
UNIT: kN*m
DATE: 06/11/2026
VIEW-DIRECTION
X:-0.483
Z: 0.259

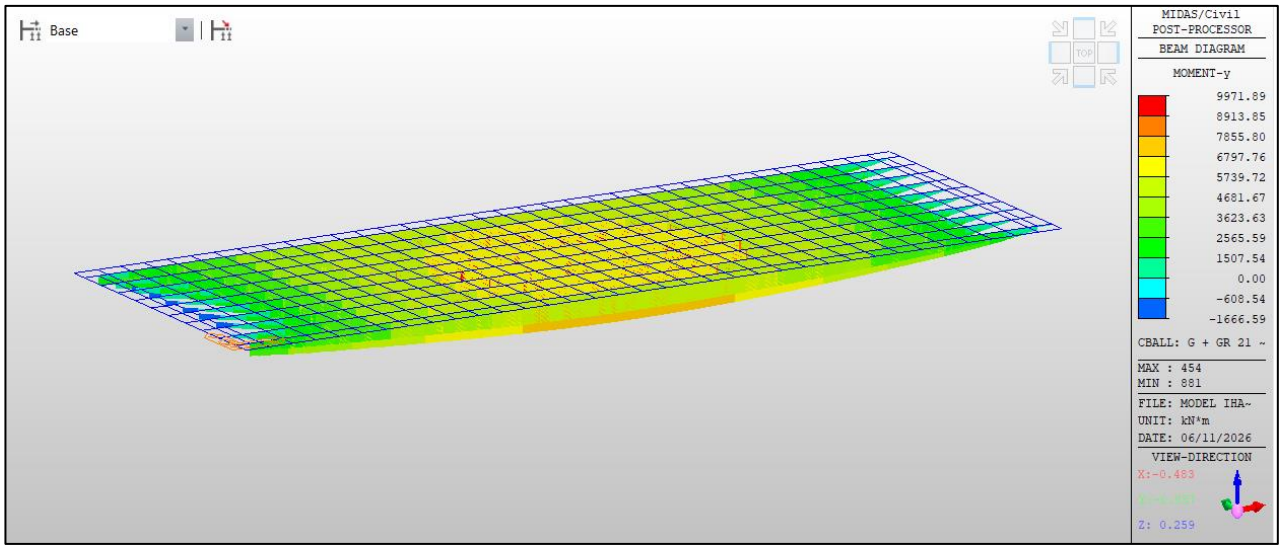

Base
MIDAS/Civil
POST-PROCESSOR
BEAM DIAGRAM
MOMENT-y
12030.19
10724.45
9418.72
8112.98
6807.24
5501.51
4195.77
2890.03
1584.30
0.00
-1027.18
-2332.91
CBALL: G + GR 11 ~
MAX : 452
MIN : 881
FILE: MODEL IHA~
UNIT: kN*m
DATE: 06/11/2026
VIEW-DIRECTION
X:-0.483
Z: 0.259

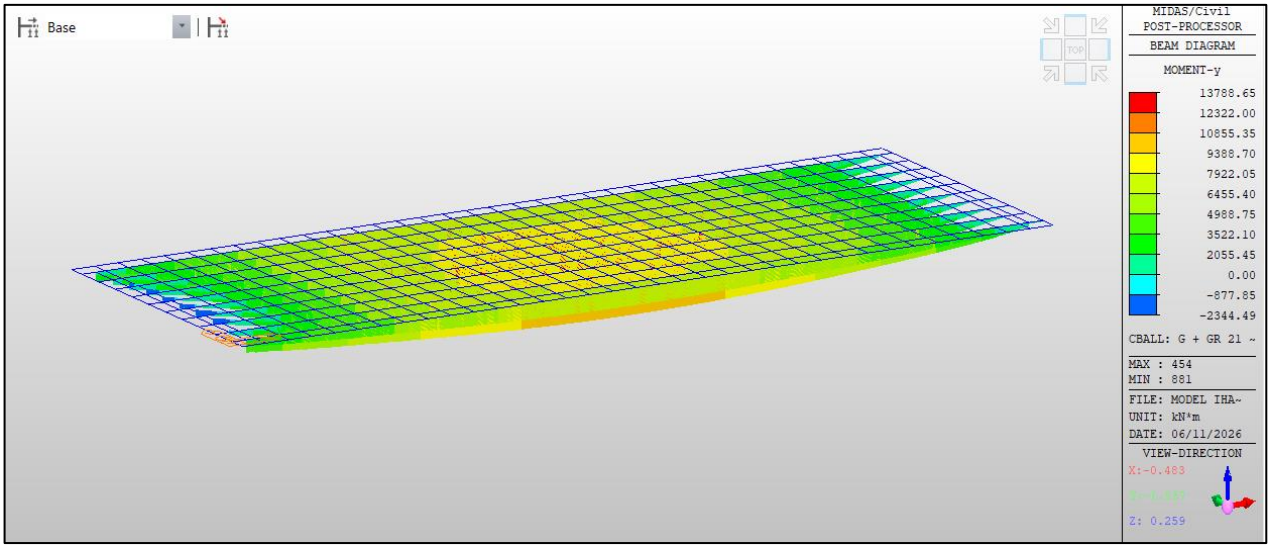

Base
MIDAS/Civil
POST-PROCESSOR
BEAM DIAGRAM
SHEAR-z
1624.11
1298.64
973.17
647.70
322.23
0.00
-328.70
-654.17
-979.64
-1305.11
-1630.58
-1956.05
CBALL: G + GR 11 ~
MAX : 843
MIN : 881
FILE: MODEL IHA~
UNIT: kN
DATE: 06/11/2026
VIEW-DIRECTION
X:-0.483
Z: 0.259

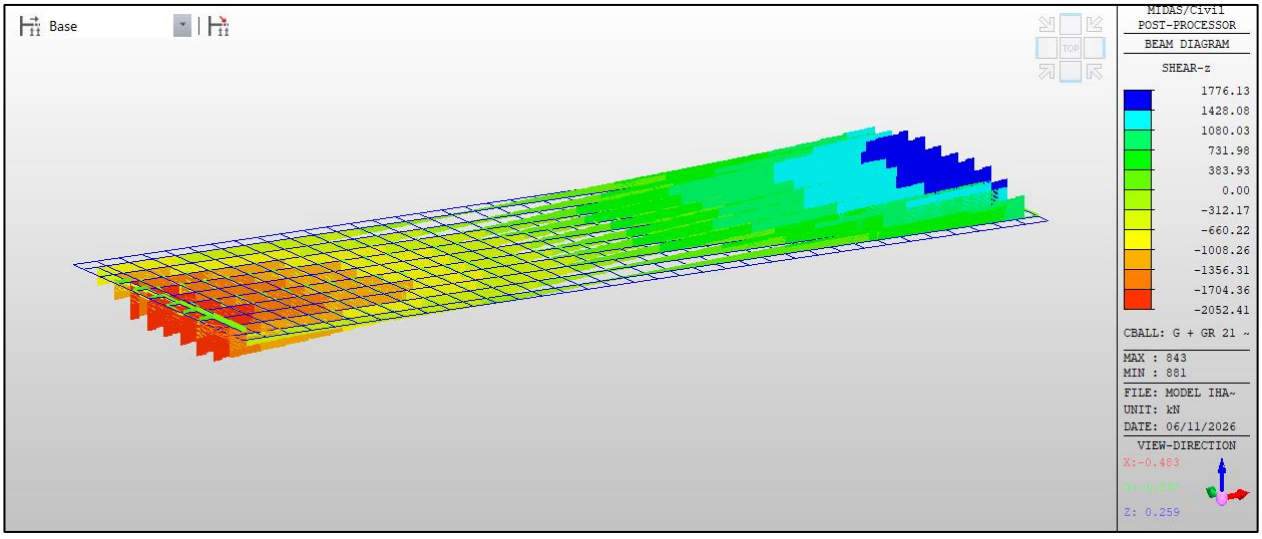

Base
MIDAS/Civil
POST-PROCESSOR
BEAM DIAGRAM
MOMENT-y
8990.54
8034.42
7078.31
6122.19
5166.07
4209.96
3253.84
2297.72
1341.61
0.00
-570.63
-1526.74
CBALL: G + GR 16 ~
MAX : 458
MIN : 884
FILE: MODEL IHA~
UNIT: kN*m
DATE: 06/11/2026
VIEW-DIRECTION
X:-0.483
Z: 0.259

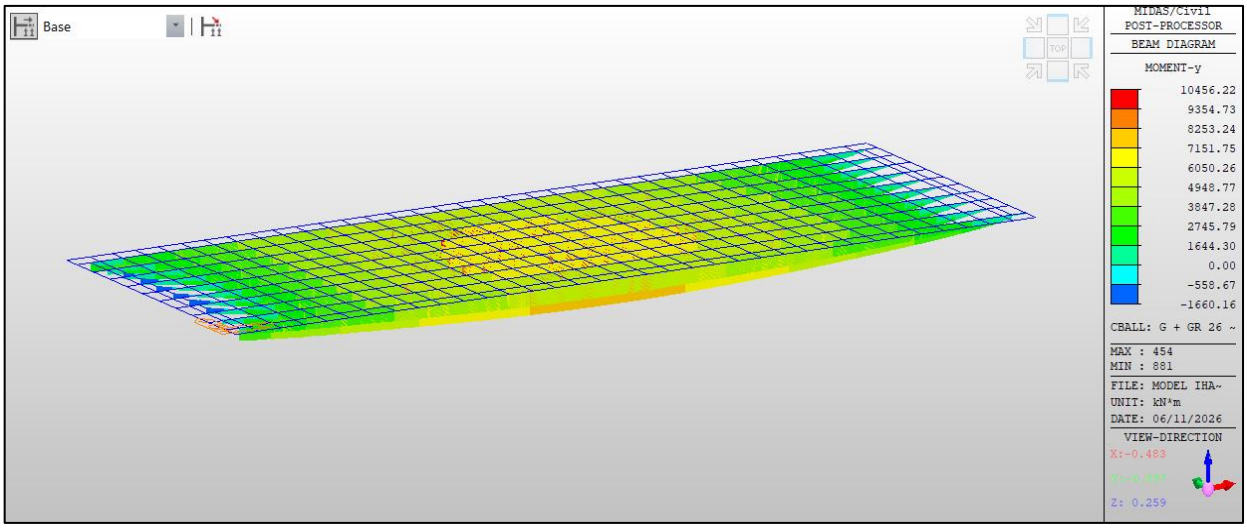

Base
MIDAS/Civil
POST-PROCESSOR
BEAM DIAGRAM
MOMENT-y
11746.74
10508.40
9270.06
8031.71
6793.37
5555.03
4316.69
3078.35
1840.01
0.00
-636.67
-1875.01
CBALL: G + GR 16 ~
MAX : 458
MIN : 884
FILE: MODEL IHA~
UNIT: kN*m
DATE: 06/11/2026
VIEW-DIRECTION
X:-0.483
Z: 0.259

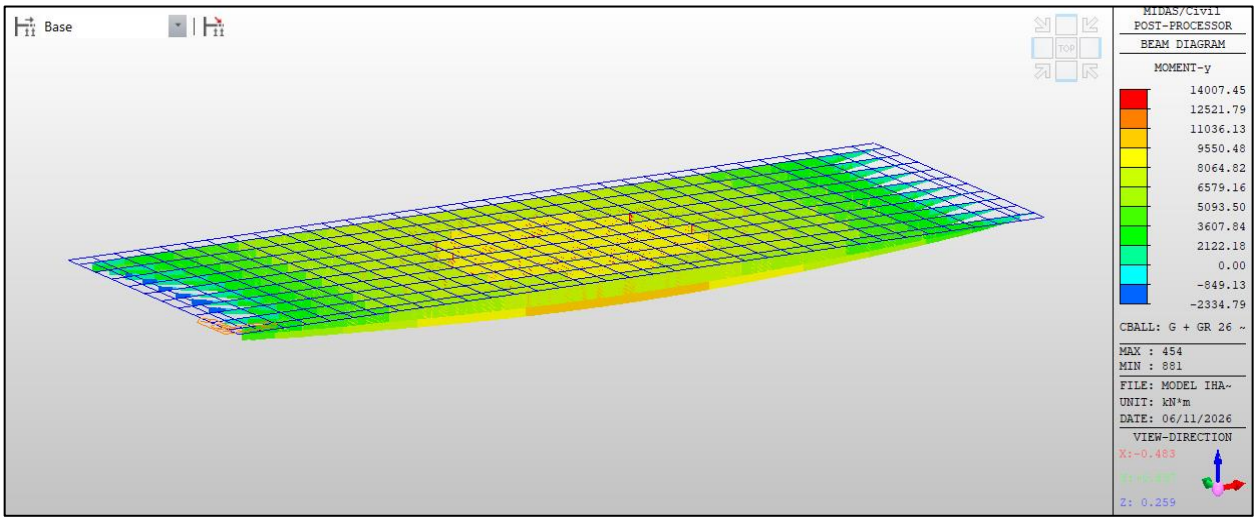

Base
MIDAS/Civil
POST-PROCESSOR
BEAM DIAGRAM
SHEAR-z
1566.38
1256.65
946.93
637.20
327.48
0.00
-291.97
-601.70
-911.42
-1221.14
-1530.87
-1840.59
CBALL: G + GR 16 ~
MAX : 849
MIN : 884
FILE: MODEL IHA~
UNIT: kN
DATE: 06/11/2026
VIEW-DIRECTION
X:-0.483
Z: 0.259

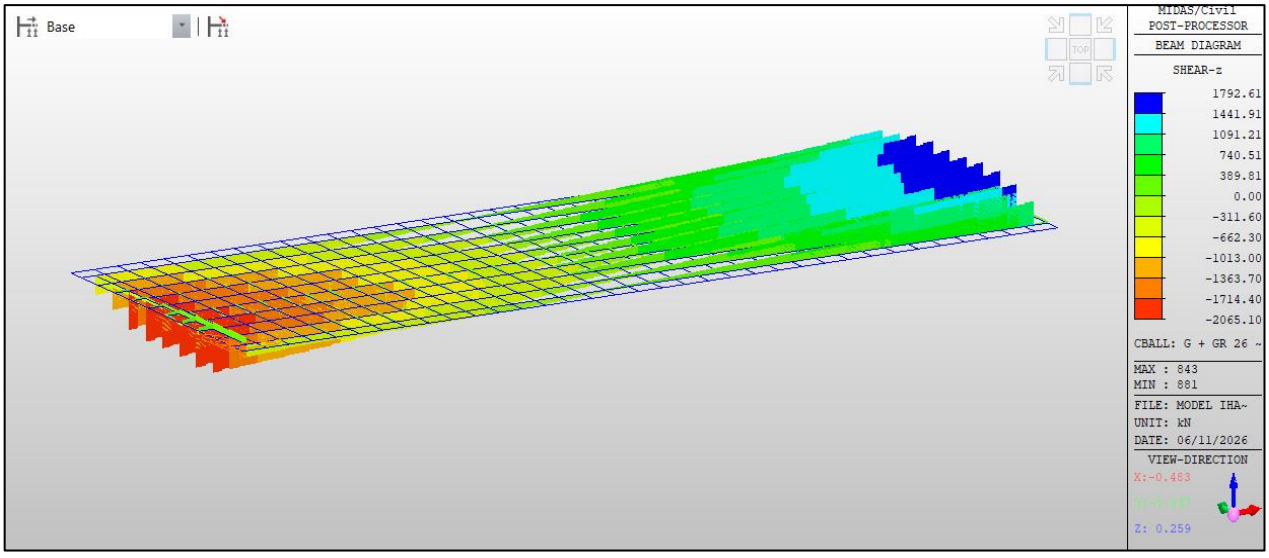

Base
MIDAS/Civil
POST-PROCESSOR
BEAM DIAGRAM
MOMENT-y
9971.89
8913.85
7855.80
6797.76
5739.72
4681.67
3623.63
2565.59
1507.54
0.00
-608.54
-1666.59
CBALL: G + GR 21 ~
MAX : 454
MIN : 881
FILE: MODEL IHA~
UNIT: kN*m
DATE: 06/11/2026
VIEW-DIRECTION
X:-0.483
Z: 0.259


Base
MIDAS/Civil
POST-PROCESSOR
BEAM DIAGRAM
MOMENT-y
13788.65
12322.00
10855.35
9388.70
7922.05
6455.40
4988.75
3522.10
2055.45
0.00
-877.85
-2344.49
CBALL: G + GR 21 ~
MAX : 454
MIN : 881
FILE: MODEL IHA~
UNIT: kN*m
DATE: 06/11/2026
VIEW-DIRECTION
X:-0.483
Z: 0.259

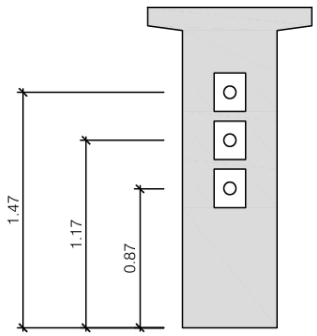
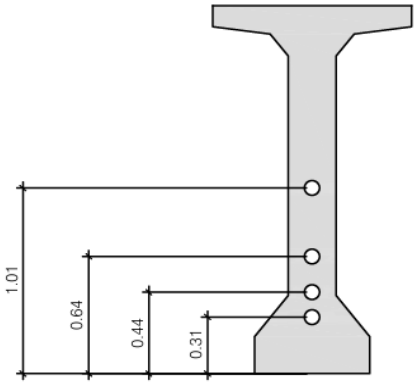
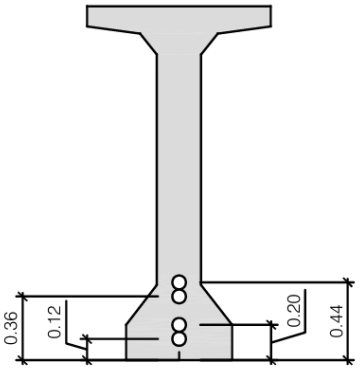

Base
MIDAS/Civil
POST-PROCESSOR
BEAM DIAGRAM
SHEAR-z
1776.13
1428.08
1080.03
731.98
383.93
0.00
-312.17
-660.22
-1008.26
-1356.31
-1704.36
-2052.41
CBALL: G + GR 21 ~
MAX : 843
MIN : 881
FILE: MODEL IHA~
UNIT: kN
DATE: 06/11/2026
VIEW-DIRECTION
X:-0.483
Z: 0.259


Base
MIDAS/Civil
POST-PROCESSOR
BEAM DIAGRAM
MOMENT-y
10456.22
9354.73
8253.24
7151.75
6050.26
4948.77
3847.28
2745.79
1644.30
0.00
-558.67
-1660.16
CBALL: G + GR 26 ~
MAX : 454
MIN : 881
FILE: MODEL IHA~
UNIT: kN*m
DATE: 06/11/2026
VIEW-DIRECTION
X:-0.483
Z: 0.259


Base
MIDAS/Civil
POST-PROCESSOR
BEAM DIAGRAM
MOMENT-y
14007.45
12521.79
11036.13
9550.48
8064.82
6579.16
5093.50
3607.84
2122.18
0.00
-849.13
-2334.79
CBALL: G + GR 26 ~
MAX : 454
MIN : 881
FILE: MODEL IHA~
UNIT: kN*m
DATE: 06/11/2026
VIEW-DIRECTION
X:-0.483
Z: 0.259


Base
MIDAS/Civil
POST-PROCESSOR
BEAM DIAGRAM
SHEAR-z
1792.61
1441.91
1091.21
740.51
389.81
0.00
-311.60
-662.30
-1013.00
-1363.70
-1714.40
-2065.10
CBALL: G + GR 26 ~
MAX : 843
MIN : 881
FILE: MODEL IHA~
UNIT: kN
DATE: 06/11/2026
VIEW-DIRECTION
X:-0.483
Z: 0.259

ANNEXE C : TABLEAUX DE CALCUL

Câbles	Y_i (m)		
	$x = 0$	$x = \frac{L}{4}$	$x = \frac{L}{2}$
C1	0.87	0.307	0.12
C2	1.17	0.442	0.20
C3	1.47	0.637	0.36
C4		1.008	0.44
Section d'about		Section à mi travée	
			

Angle de relevage	
$\mathbf{b_n(m)}$	0.52
$\mathbf{B_n(m^2)}$	1.61
$\mathbf{P(MN)}$	7.50
$\mathbf{\sigma_x\ (MPa)}$	4.66
$\mathbf{\bar{\tau}\ (MPa)}$	3.03
$\mathbf{\bar{V}(kN)}$	2.90
$\mathbf{V_M\ (kN)}$	1.316
$\mathbf{V_m\ (kN)}$	0.920
$\mathbf{Arcsin\ (\frac{V_M-\bar{V}}{P})}$	-12.19
$\mathbf{Arcsin\ (\frac{V_m+\bar{V}}{P})}$	30.61

N° câble	l(m)	$\alpha_{rel}°$	$Y_i(m)$			f(m)	R(m)	β(l) (rad)
			$X=0$	$X=1$	$X=17.5$			
C1	33	4.77	0.87	0.79	0.12	0.67	204.22	0.081
C2	33	6.16	1.17	1.06	0.2	0.86	157.90	0.104
C3	33	7.05	1.47	1.35	0.36	0.99	138.06	0.120
C4	27	11.25	2	2	0.44	1.46	67.63	0.216

Câbles	Position x (m)	$x = 0$	$x = L/4$	$x = L/2$
C1	α (rd)	0	0.058	0.081
	$\sigma_p(x)$(MPa)	1488	1446.97	1416.08
	$\Delta\sigma_f(x)$(MPa)	0	41.03	71.92
C2	α (rd)	0	0.075	0.104
	$\sigma_p(x)$(MPa)	1488	1442.54	1410.05
	$\Delta\sigma_f(x)$(MPa)	0	45.46	77.95
C3	α (rd)	0	0.086	0.120
	$\sigma_p(x)$(MPa)	1488	1439.74	1406.24
	$\Delta\sigma_f(x)$(MPa)	0	48.26	81.76
C4	α (rd)		0.125	0.190
	$\sigma_p(x)$(MPa)		1433.9	1396.96
	$\Delta\sigma_f(x)$(MPa)		55.89	97.73

Famille	Position x (m)	$x = 0$	$x = L/4$	$x = L/2$
1ère famille	$(\Delta\sigma_f)_{moy}$(MPa)	0	44.92	77.21
	$(\Delta\sigma_f)_{moy}$(%)	0	3.02	5.19
2ème famille	$(\Delta\sigma_f)_{moy}$(MPa)	0	55.89	97.73
	$(\Delta\sigma_f)_{moy}$(%)	0	3.76	6.57

Positions	Câble	$k(m^{-1})$	d (m)	$\Delta\sigma_g$ (MPa)	$(\Delta\sigma_g)_{moy}$(MPa)	$(\Delta\sigma_g)_{moy}$(%)
$x = 0$	C1			140.41	145.57	9.78
	C2			146.33		
	C3			149.96		
	C4			180.63	180.63	12.14
$x = L/4$	C1	0.0032	15.69	65.96	64.88	4.36
	C2	0.0035	14.89	64.80		
	C3	0.0038	14.45	63.87		
	C4	0.0051	12.41	77.83	77.83	5.23
$x = L/2$	C1	0.0028	16.67	0	0	0
	C2	0.0031	15.99	0		
	C3	0.0032	15.60	0		
	C4	0.0044	13.44	0	0	0

Poutre seule	$x = 0$	$x = \frac{L}{4}$	$x = \frac{3L}{8}$	$x = \frac{L}{2}$
C1	0.87	0.31	0.17	0.12
C2	1.17	0.44	0.26	0.20
C3	1.47	0.64	0.43	0.36
$v'_n(m)$	1.04	1.04	1.05	1.04
$e_{p1}(m)$	0.13	-0.58	-0.76	-0.81
$I_n(m^4)$	0.446	0.342	0.337	0.335
$B_n(m^2)$	1.242	0.711	0.711	0.711

Poutre + Dalle	$x = 0$	$x = \frac{L}{4}$	$x = \frac{3L}{8}$	$x = \frac{L}{2}$
C1	0.87	0.31	0.17	0.12
C2	1.17	0.44	0.26	0.20
C3	1.47	0.64	0.43	0.36
C4		1.06	0.65	0.52
$v'_n(m)$	1.30	1.42	1.43	1.43
$e_{p1}(m)$	- 0.13	- 0.81	- 1.05	- 1.13
$e_{p2}(m)$		- 0.36	- 0.78	- 0.91
$I_n(m^4)$	0.804	0.647	0.639	0.636
$B_n(m^2)$	1.617	1.086	1.086	1.086

Section	$M_g(MN.m)$	$e(m)$	$B(m^2)$	$I_G(m^4)$	$\sigma_{bi}(MPa)$	$\sigma_e(MPa)$	$\sigma_e(\%)$
$x = 0$	0	- 0.13	1.26	0.45	6.029	15.63	1.05
$x = \frac{L}{4}$	1.945	- 0.58	0.731	0.347	13.89	35.99	2.42
$x = \frac{L}{2}$	3.797	- 0.81	0.731	0.347	15.76	40.86	2.75

Position	$\Delta\sigma_f(MPa)$	$\Delta\sigma_g(MPa)$	$\Delta\sigma_{racc}(MPa)$	$\Delta\sigma_{inst.moy}(MPa)$	$\Delta\sigma_i$ (%)
$x = 0$	0	163.1	15.63	178.72	12.01
$x = \frac{L}{4}$	50.40	71.35	35.99	157.76	10.6
$x = \frac{L}{2}$	87.47	0	40.86	128.33	8.62

Famille	Position	jour	$B_n(m^2)$	$P_n(m)$	$r_m(cm)$	$r(t)$	$\Delta\sigma_r(MPa)$	$\Delta\sigma_r(\%)$
1ère famille	$x = 0$	28	1.26	6.025	20.9129	0.1295	33.94	2.28
	$x = \frac{L}{4}$		0.731	6.35	11.5118	0.2128	30.70	2.06
	$x = \frac{L}{2}$		0.731	6.35	11.5118	0.2128	30.70	2.06
2ème famille	$x = 0$	28	1.63	6.025	27.0539	0.1031	34.97	2.35
	$x = \frac{L}{4}$		1.106	6.35	17.4173	0.1516	33.09	2.22
	$x = \frac{L}{2}$		1.106	6.35	17.4173	0.1516	33.09	2.22

Position	P(MN)	$e_m(x)$	$B(m^2)$	$M_g(x)$	$I_G\ (m^4)$	σ_b(MPa)	$\Delta\sigma_{fl}$(MPa)	$\Delta\sigma_{fl}$(%)
$x = 0$	5.63	- 0.13	1.63	0	0.81	3.57	46.27	3.11
$x = \frac{L}{4}$	7.50	- 0.81	1.106	4.78	0.662	8.37	108.43	7.29
$x = \frac{L}{2}$	7.50	- 1.128	1.106	6.712	0.662	9.77	126.62	8.51

Famille	Position	σ_{p0}(MPa)	σ_{pi}(MPa)	μ_0	$\Delta\sigma_{relax}$(MPa)	$\Delta\sigma_{relax}$(%)
1ère famille	$x = 0$	1488	1326.81	0.43	56.39	3.79
	$x = \frac{L}{4}$		1342.21		58.71	3.95
	$x = \frac{L}{2}$		1369.93		62.99	4.23
2ème famille	$x = 0$	1488	1298.24	0.43	51.25	3.44
	$x = \frac{L}{4}$		1319.51		55.12	3.70
	$x = \frac{L}{2}$		1356.10		59.81	4.02

Position	$\Delta\sigma_r$(%)	$\Delta\sigma_{fl}$(%)	$\Delta\sigma_{relax}$(%)	$\Delta\sigma_d$ (%)
$x = 0$	2.32	3.11	3.62	8.44
$x = \frac{L}{4}$	2.14	7.29	3.83	12.62
$x = \frac{L}{2}$	2.14	8.51	4.13	14.09

Position	$\Delta\sigma_i$(MPa)	$\Delta\sigma_d$(MPa)	$\Delta\sigma_{total}$(MPa)	$\Delta\sigma_{total}$ (%)
$x = 0$	178.72	125.57	304.29	20.45
$x = \frac{L}{4}$	157.76	187.74	345.5	23.22
$x = \frac{L}{2}$	128.33	209.67	338	22.72

	$x = 0.6$		$x = L/4$		$x = 3L/8$		$x = L/2$	
	Poutre seule	**Poutre + Dalle**	**Poutre seule**	**Poutre + Dalle**	**Poutre seule**	**Poutre + Dalle**	**Poutre seule**	**Poutre + Dalle**
h (m)	2.00	2.30	2.00	2.30	2.00	2.30	2.00	2.30
$B_n(m^2)$	1.242	1.61	0.711	1.086	0.711	1.086	0.711	1.086
v_n (m)	0.816	1.001	0.961	0.877	0.954	0.873	0.952	0.871
v'_n (m)	1.042	1.299	1.039	1.423	1.046	1.427	1.048	1.429
I_{nG} (m^4)	0.447	0.803	0.342	0.647	0.337	0.639	0.335	0.636
ρ(%)	42.33	38.19	48.17	47.74	47.50	47.23	47.23	47.05

	Y_1 (m)	Y_2(m)	Y_3 (m)	Y_4 (m)	$Y_{moy}(d_{1er\ famille})$(m)	$Y_{moy}(d_{2eme\ famille})$(m)
$x = 0.6$	0.820	1.105	1.396	0	1.107	2.400
$x = L/4$	0.307	0.442	0.637	1.008	0.462	1.008
$x = 3L/8$	0.167	0.261	0.430	0.58	0.286	0.58
$x = L/2$	0.120	0.200	0.360	0.44	0.227	0.44

	N° câbles	% Mt	ΔP_1	ΔP_2	P_{1f1}	P_{2f1}	P_{1f2}	P_{2f2}	$d_{x=0.6}$	$d_{x=\frac{L}{4}}$	$d_{x=\frac{3L}{8}}$	$d_{x=\frac{L}{2}}$
Phase 1	3	50	3.97%	0.00%	3.97	3.748	0.00	0.00	1.1070	0.4620	0.2860	0.2267
Phase 2	3	100	7.93%	0.00%	7.69	7.114	0.00	0.00	1.1070	0.4620	0.2860	0.2267
Phase 3	3	100	14.98%	0.00%	7.24	6.433	0.00	0.00	1.1070	0.4620	0.2860	0.2267
Phase 4	4	100	22.72%	6.57%	6.74	5.688	2.59	2.42	1.1070	0.4620	0.2860	0.2267
Phase 5	4	100	22.72%	22.72%	6.74	5.688	2.25	1.90	1.1070	0.4620	0.2860	0.2267
Phase 6	4	100	22.72%	22.72%	6.74	5.688	2.25	1.90	1.1070	0.4620	0.2860	0.2267

		Phase 1				Phase 2			
		$x = 0.6$	$x = L/4$	$x = 3L/8$	$x = L/2$	$x = 0.6$	$x = L/4$	$x = 3L/8$	$x = L/2$
e_1 (m)		-0.065	0.577	0.760	0.821	-0.065	0.577	0.760	0.821
e_2 (m)		0	0	0	0	0	0	0	0
M_{ELS}(MN.m)		0	1.945	2.470	2.65	0	1.945	2.47	2.65
P_1(MN)		3.9728	3.9728	3.9728	3.9728	7.6904	7.6904	7.6904	7.6904
P_2(MN)		3.7482	3.7482	3.7482	3.7482	7.1136	7.1136	7.1136	7.1136
σ_p(MPa)	σ_{sup}	0	5.4653	6.9922	7.5307	0	5.4653	6.9922	7.5307
	σ_{inf}	0	-5.9089	-7.6665	-8.2901	0	-5.9089	-7.6665	-8.2901
σ_{p1}(MPa)	σ_{sup}	3.6701	-0.8536	-2.9597	-3.6851	7.1045	-1.6524	-5.7293	-7.1336
	σ_{inf}	2.5968	12.5517	14.9592	15.7955	5.0267	24.2972	28.9576	30.5763
σ_{p2}(MPa)	σ_{sup}	3.0179	-0.8054	-2.7924	-3.4768	6.5717	-1.5285	-5.2996	-6.5985
	σ_{inf}	2.4500	11.8421	14.1135	14.9025	4.6497	22.4749	26.7857	28.2831
σ_{max}(MPa)	σ_{sup}	3.6701	4.6117	4.0325	3.8456	7.1045	3.8129	1.2630	0.3972
	σ_{inf}	2.5968	6.6428	7.2927	7.5053	5.0267	18.3882	21.2910	22.2862
σ_{min}(MPa)	σ_{sup}	3.0179	4.6600	4.1999	4.0539	6.5717	3.9369	1.6927	0.9322
	σ_{inf}	2.4500	5.9332	6.4470	6.6123	4.6497	16.5659	19.1192	19.9930

		Phase 3				Phase 4			
		$x = 0.6$	$x = L/4$	$x = 3L/8$	$x = L/2$	$x = 0.6$	$x = L/4$	$x = 3L/8$	$x = L/2$
e_1 (m)		-0.0650	0.5770	0.7600	0.8213	0.1920	0.9610	1.1410	1.2023
e_2 (m)		0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.4150	0.8470	0.9890
M_{ELS}(MN.m)		0.0000	3.3970	3.8950	3.9800	0.0000	3.3970	3.8950	3.9800
P_{1f1}(MN)		7.2370	7.2370	7.2370	7.2370	6.7397	6.7397	6.7397	6.7397
P_{2f1}(MN)		6.4335	6.4335	6.4335	6.4335	5.6876	5.6876	5.6876	5.6876
P_{1f2}(MN)		0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	2.5928	2.5928	2.5928	2.5928
P_{2f2}(MN)		0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	2.4152	2.4152	2.4152	2.4152
σ_p(MPa)	σ_{sup}	0.0000	9.5454	11.0262	11.3103	0.0000	4.6046	5.3213	5.4506
	σ_{inf}	0.0000	-10.3201	-12.0895	-12.4509	0.0000	-7.4713	-8.6982	-8.9425
σ_{p1}(MPa)	σ_{sup}	6.6856	-1.5550	-5.3914	-6.7129	2.5549	-2.5733	-4.3001	-4.8916
	σ_{inf}	4.7303	22.8645	27.2501	28.7734	6.2614	20.4511	23.3792	24.4132
σ_{p2}(MPa)	σ_{sup}	5.9433	-1.3823	-4.7928	-5.9676	2.1561	-2.1716	-3.6288	-4.1279
	σ_{inf}	4.2051	20.3259	24.2245	25.5787	5.2839	17.2585	19.7295	20.6020
σ_{p1}(MPa)	σ_{sup}	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	1.6035	0.9290	-0.6128	-1.1243
	σ_{inf}	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	1.6035	4.7540	7.2917	8.1490
σ_{p2}(MPa)	σ_{sup}	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	1.4936	0.8653	-0.5708	-1.0473
	σ_{inf}	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	1.4936	4.4284	6.7922	7.5908
σ_{max}(MPa)	σ_{sup}	6.6835	7.9904	5.6348	4.5974	4.1584	2.9602	0.4084	-0.5658
	σ_{inf}	4.7303	12.5444	15.1606	16.3226	7.8648	17.7339	21.9727	23.6197
σ_{min}(MPa)	σ_{sup}	5.9433	8.1630	6.2334	5.3427	3.6497	3.2983	1.1217	0.2754
	σ_{inf}	4.2051	10.0057	12.1350	13.1279	6.7775	14.2156	17.8235	19.2504

		Phase 3				Phase 4			
		$x = 0.6$	$x = L/4$	$x = 3L/8$	$x = L/2$	$x = 0.6$	$x = L/4$	$x = 3L/8$	$x = L/2$
e_1 (m)		-0.0650	0.5770	0.7600	0.8213	0.1920	0.9610	1.1410	1.2023
e_2 (m)		0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.4150	0.8470	0.9890
M_{ELS}(MN.m)		0.0000	3.3970	3.8950	3.9800	0.0000	3.3970	3.8950	3.9800
P_{1f1}(MN)		7.2370	7.2370	7.2370	7.2370	6.7397	6.7397	6.7397	6.7397
P_{2f1}(MN)		6.4335	6.4335	6.4335	6.4335	5.6876	5.6876	5.6876	5.6876
P_{1f2}(MN)		0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	2.5928	2.5928	2.5928	2.5928
P_{2f2}(MN)		0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	2.4152	2.4152	2.4152	2.4152
σ_p(MPa)	σ_{sup}	0.0000	9.5454	11.0262	11.3103	0.0000	4.6046	5.3213	5.4506
	σ_{inf}	0.0000	-10.3201	-12.0895	-12.4509	0.0000	-7.4713	-8.6982	-8.9425
σ_{p1}(MPa)	σ_{sup}	6.6856	-1.5550	-5.3914	-6.7129	2.5549	-2.5733	-4.3001	-4.8916
	σ_{inf}	4.7303	22.8645	27.2501	28.7734	6.2614	20.4511	23.3792	24.4132
σ_{p2}(MPa)	σ_{sup}	5.9433	-1.3823	-4.7928	-5.9676	2.1561	-2.1716	-3.6288	-4.1279
	σ_{inf}	4.2051	20.3259	24.2245	25.5787	5.2839	17.2585	19.7295	20.6020
σ_{p1}(MPa)	σ_{sup}	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	1.6035	0.9290	-0.6128	-1.1243
	σ_{inf}	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	1.6035	4.7540	7.2917	8.1490
σ_{p2}(MPa)	σ_{sup}	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	1.4936	0.8653	-0.5708	-1.0473
	σ_{inf}	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	1.4936	4.4284	6.7922	7.5908
σ_{max}(MPa)	σ_{sup}	6.6835	7.9904	5.6348	4.5974	4.1584	2.9602	0.4084	-0.5658
	σ_{inf}	4.7303	12.5444	15.1606	16.3226	7.8648	17.7339	21.9727	23.6197
σ_{min}(MPa)	σ_{sup}	5.9433	8.1630	6.2334	5.3427	3.6497	3.2983	1.1217	0.2754
	σ_{inf}	4.2051	10.0057	12.1350	13.1279	6.7775	14.2156	17.8235	19.2504

		Phase 3				Phase 4			
		$x = 0.6$	$x = L/4$	$x = 3L/8$	$x = L/2$	$x = 0.6$	$x = L/4$	$x = 3L/8$	$x = L/2$
e_1 (m)		-0.0650	0.5770	0.7600	0.8213	0.1920	0.9610	1.1410	1.2023
e_2 (m)		0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.4150	0.8470	0.9890
M_{ELS}(MN.m)		0.0000	3.3970	3.8950	3.9800	0.0000	3.3970	3.8950	3.9800
P_{1f1}(MN)		7.2370	7.2370	7.2370	7.2370	6.7397	6.7397	6.7397	6.7397
P_{2f1}(MN)		6.4335	6.4335	6.4335	6.4335	5.6876	5.6876	5.6876	5.6876
P_{1f2}(MN)		0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	2.5928	2.5928	2.5928	2.5928
P_{2f2}(MN)		0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	2.4152	2.4152	2.4152	2.4152
σ_p(MPa)	σ_{sup}	0.0000	9.5454	11.0262	11.3103	0.0000	4.6046	5.3213	5.4506
	σ_{inf}	0.0000	-10.3201	-12.0895	-12.4509	0.0000	-7.4713	-8.6982	-8.9425
σ_{p1}(MPa)	σ_{sup}	6.6856	-1.5550	-5.3914	-6.7129	2.5549	-2.5733	-4.3001	-4.8916
	σ_{inf}	4.7303	22.8645	27.2501	28.7734	6.2614	20.4511	23.3792	24.4132
σ_{p2}(MPa)	σ_{sup}	5.9433	-1.3823	-4.7928	-5.9676	2.1561	-2.1716	-3.6288	-4.1279
	σ_{inf}	4.2051	20.3259	24.2245	25.5787	5.2839	17.2585	19.7295	20.6020
σ_{p1}(MPa)	σ_{sup}	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	1.6035	0.9290	-0.6128	-1.1243
	σ_{inf}	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	1.6035	4.7540	7.2917	8.1490
σ_{p2}(MPa)	σ_{sup}	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	1.4936	0.8653	-0.5708	-1.0473
	σ_{inf}	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	1.4936	4.4284	6.7922	7.5908
σ_{max}(MPa)	σ_{sup}	6.6835	7.9904	5.6348	4.5974	4.1584	2.9602	0.4084	-0.5658
	σ_{inf}	4.7303	12.5444	15.1606	16.3226	7.8648	17.7339	21.9727	23.6197
σ_{min}(MPa)	σ_{sup}	5.9433	8.1630	6.2334	5.3427	3.6497	3.2983	1.1217	0.2754
	σ_{inf}	4.2051	10.0057	12.1350	13.1279	6.7775	14.2156	17.8235	19.2504

Evaluation des efforts agissant sur la pile 01 $H_{pile+chevêtre} = 5.5\ m$			
Efforts verticaux (kN)	**Tablier**		14197.42
	Chevêtre		1194.19
	Pile		1427.9
	LM 71		3616.8
	SW/2		4200
Efforts horizontaux (kN)	**Retrait + Fluage**		239.14
	Température		152.1
	Accélération	**LM 71**	1100
		SW/2	999.95
	Freinage	**LM 71**	770
		SW/2	1225
Moments horizontaux (kN. m)	**Retrait + Fluage**		1793.55
	Température		1140.75
	Accélération	**LM 71**	6050
		SW/2	5499.73
	Freinage	**LM 71**	4235
		SW/2	6737.5

Efforts	Effort vertical N (kN)	Effort horizontal H (kN)	$IF_v/o(x/o)$ (m)	$IF_H/o(y/o)$ (m)	$M_{Fv/o}$ (kN. m)	$M_{FH/o}$ (kN. m)
$G_{semelle\ pile}$	5250		0.00		0.00	
G_{pile}	1427.9		0.00		0.00	
$G_{chevêtre}$	1194.19		0.00		0.00	
$G_{tablier}$	14197.42		0.00		0.00	
LM 71	525.22		0.00		0.00	
SW/2	499.97		0.00		0.00	
Fr-LM 71		186.60		7.8		1455.48
Fr-SW/2		326.45		7.8		2546.31
Température		152.1		7.8		1186.38
Retrait + Fluage		239.14		7.8		1865.29

	Combinaisons	N (kN)	H (kN)	M (kN. m)
ELU	1.35 G + 1.45 UIC 71 + 1.2 SW/2	30818.73	972.73	7587.29
ELS	G + UIC 71 + SW/2	23094.7	843.45	6578.91

Efforts appliqués	N (kN)	H (kN)	$IF_v/o(x/o)$ (m)	$IF_H/o(y/o)$ (m)	$M_{Fv/o}$ (kN. m)	$M_{Fv/o}$ (kN. m)
Semelle	7260		0	1	0	
Mur frontal	1960		1.875	3.69	3675	
Mur en retour	1134		-2.15	5	-2438.1	
Mur garde grève	320		1.2	6.75	384	
Poids des terres	9676.8		-2.15		-20805.6	
Poussée des terres		2903.04		4		11612.16
Surcharge Q	1512		-2.15		-3250.8	
Surcharge Q		2784		5		13920
R_G	7098.71		1.98		14055.45	
LM 71	525.22		1.98		1039.94	
SW/2	499.97		1.98		989.94	
Retrait + Fluage		239.14		-5.8		-1387.01
Fr - LM71		186.6		-5.8		-1082.28
Fr-SW/2		326.45		-5.8		-1893.41
Température		152.21		-5.8		-882.82

	Combinaisons	N(kN)	H(kN)	$M_{Fv/o}$ (kN. m)	$M_{FH/o}$ (kN. m)	ΔM (kN. m)
ELU	1.35 G + 1.45 UIC 71 + 1.2 SW/2	40913.69	9427.16	-9279.14	31837.19	22558.05
ELS	G + UIC 71 + SW/2	30341.62	7148.24	-6896.34	23070.64	16174.3

Etat limite	$R_{min}(kN)$	$R_{max}(kN)$	$Q_{adm}(kN)$
ELU	3606.05	5485.88	6450
ELS	2697.36	4045.22	6100

ANNEXE D : FERRAILLAGE

Ferraillage de la dalle

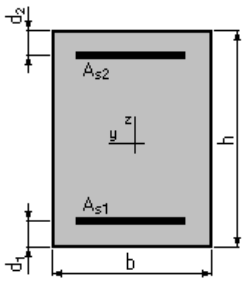
Calcul de Section en Flexion Simple

1. Hypothèses :

Béton : fc28 = 40.0 (MPa) **Acier : fe = 500.0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section :



b = 100.0 (cm)
h = 30.0 (cm)
d_1 = 5.0 (cm)
d_2 = 5.0 (cm)

3. Moments appliqués :

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	199.60	-100.00
Etat **L**imite de **S**ervice	139.06	-94.00
Etat **L**imite Ultime (Accidentel)	0.00	0.00

4. Résultats :

Sections d'Acier :

Section théorique A_{s1} = 26.4 (cm2) Section théorique A_{s2} = 17.3 (cm2)
Section minimum $A_{s\ min}$ = 4.0 (cm2)
Théorique r = 1.75 (%)
Minimum r_{min} = 0.16 (%)

Analyse par Cas :

Cas ELU M_{max} = 199.60 (kN*m) M_{min} = -100.00 (kN*m)
Coefficient de sécurité : 1.29 Pivot : A
Position de l'axe neutre : y = 5.7 (cm)
Bras de levier : Z = 22.7 (cm)
Déformation du béton : e_b = 2.93 (‰)
Déformation de l'acier : e_S = 10.00 (‰)
Contrainte de l'acier :
Tendue : s_S = 434.8 (MPa)

Cas ELS M_{max} = 139.06 (kN*m) M_{min} = -94.00 (kN*m)
Coefficient de sécurité : 1.00
Position de l'axe neutre : y = 9.8 (cm)
Bras de levier : Z = 21.7 (cm)
Contrainte maxi du béton : s_b = 7.9 (MPa)
Contrainte limite : 0,6 fcj = 24.0 (MPa)
Contrainte de l'acier :
Tendue : s_S = 250.0 (MPa)
Comprimée : s_S' = 44.5 (MPa)
Contrainte limite de l'acier :
Ss_{lim} = 250.0 (MPa)

Ferraillage de l'entretoise

Calcul de Section en Flexion Simple

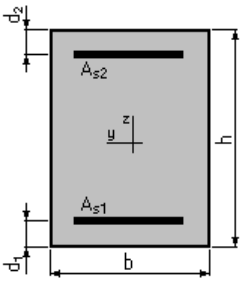
1. <u>Hypothèses :</u>

Béton : fc28 = 40.0 (MPa) Acier : fe = 500.0 (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. <u>Section :</u>

b = 70.0 (cm)
h = 160.0 (cm)
d_1 = 5.0 (cm)
d_2 = 5.0 (cm)



3. <u>Moments appliqués :</u>

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	596.65	-192.79
Etat **L**imite de **S**ervice	441.96	-142.81
Etat **L**imite Ultime (Accidentel)	0.00	0.00

4. <u>Résultats :</u>

Sections d'Acier :

Section théorique A_{s1} = 12.8 (cm2) Section théorique A_{s2} = 12.8 (cm2)
Section minimum $A_{s\ min}$ = 12.8 (cm2)
Théorique r = 0.24 (%)
Minimum r_{min} = 0.12 (%)

Analyse par Cas :

Cas ELU M_{max} = 596.65 (kN*m) M_{min} = -192.79 (kN*m)
Coefficient de sécurité : 1.43 Pivot : A
Position de l'axe neutre : y = 4.5 (cm)
Bras de levier : Z = 153.2 (cm)
Déformation du béton : e_b = 0.30 (‰)
Déformation de l'acier : e_s = 10.00 (‰)
Contrainte de l'acier :
Tendue : s_s = 434.8 (MPa)

Cas ELS M_{max} = 441.96 (kN*m) M_{min} = -142.81 (kN*m)
Coefficient de sécurité : 1.07
Position de l'axe neutre : y = 24.7 (cm)
Bras de levier : Z = 146.8 (cm)
Contrainte maxi du béton : s_b = 0.4 (MPa)
Contrainte limite : 0,6 fcj = 24.0 (MPa)
Contrainte de l'acier :
Tendue : s_s = 6.2 (MPa)
Comprimée : s_s' = 6.2 (MPa)
Contrainte limite de l'acier :
Ss_{lim} = 250.0 (MPa)

Ferraillage de la pile

Calcul de Section en Flexion Déviée Composée

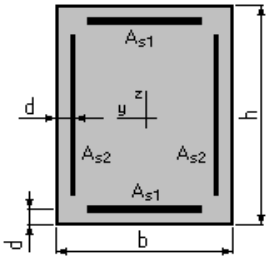
1. <u>Hypothèses :</u>

Béton : fc28 = 30.0 (MPa) **Acier : fe = 500.0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section :

b = 1050.0 (cm)
h = 140.0 (cm)
d = 5.0 (cm)



3. Efforts appliqués :

Cas N^{O}	Type	**N** (kN)	**M_y** (kN*m)	**M_Z** (kN*m)
1.	ELU	27617.65	-34317.78	121.81
2.	ELS	20446.20	-25870.20	85.85
3.	ELA	25064.02	43370.72	12673.72

4. Résultats :

Sections d'Acier :

Section théorique A_{s1} = 425.4 (cm2)
Section théorique A_{s2} = 9.6 (cm2)
Section minimum $A_{s\ min}$ = 294.0 (cm2) Section maximum $A_{s\ max}$ = 7350.0 (cm2)
Théorique r = 0.67 (%)
Minimum r_{min} = 0.10 (%) maximum r_{max} = 5.00 (%)

Analyse par Cas :

Cas N^{O} 1: Type ELU N = 27617.65 (kN) M_y = -34317.78 (kN*m) M_Z = 121.81 (kN*m)

Coefficient de sécurité : 1.49 Pivot : A
Position de l'axe neutre : y = 31.3 (cm)
Bras de levier : Z = 122.6 (cm)
Déformation du béton : e_b = 3.01 (‰)
Déformation de l'acier : e_s = 10.00 (‰)
Contrainte de l'acier :
Tendue : s_s =434.8 (MPa)
Comprimée : s_s' = 434.8 (MPa)

Cas N^{O} 2 : Type ELS N = 20446.20 (kN) M_y = -25870.20 (kN*m) M_z = 85.85 (kN*m)

Coefficient de sécurité : 1.00
Position de l'axe neutre : y = 50.3 (cm)
Bras de levier : Z = 118.3 (cm)
Contrainte maxi du béton : s_b = 9.9 (MPa)
Contrainte limite : 0,6 fcj = 18.0 (MPa)
Contrainte de l'acier :
Tendue : s_s = 250.0 (MPa)
Comprimée : s_s' = 133.7 (MPa)
Contrainte limite de l'acier :
Ss $_{lim}$ = 250.0 (MPa)

Cas N^{O} 3: Type ELA N = 25064.02 (kN) M_y = 43370.72 (kN*m) M_z = 12673.72 (kN*m)

Coefficient de sécurité : 1.12 Pivot : A
Position de l'axe neutre : y = 24.8 (cm)
Bras de levier : Z = 128.6 (cm)
Déformation du béton : e_b = 2.16 (‰)
Déformation de l'acier : e_s = 10.00 (‰)
Contrainte de l'acier :
Tendue : s_s =500.0 (MPa)
Comprimée : s_s' = 344.1 (MPa)

Ferraillage du chevêtre (fibre supérieure)

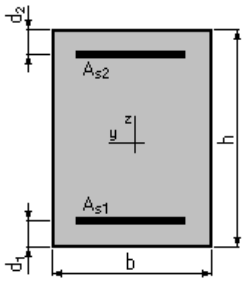
Calcul de Section en Flexion Simple

1. <u>Hypothèses :</u>

Béton : fc28 = 30.0 (MPa) Acier : fe = 500.0 (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. <u>Section :</u>



b = 100.0 (cm)
h = 150.0 (cm)
d_1 = 5.0 (cm)
d_2 = 5.0 (cm)

3. <u>Moments appliqués :</u>

	$\mathbf{M_{max}}$ (kN*m)	$\mathbf{M_{min}}$ (kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	0.00	0.00
Etat **L**imite de **S**ervice	955.63	0.00
Etat **L**imite Ultime (Accidentel)	0.00	0.00

4. <u>Résultats :</u>

Sections d'Acier :

Section théorique A_{s1} = 29.6 (cm2) Section théorique A_{s2} = 0.0 (cm2)
Section minimum $A_{s\ min}$ = 14.5 (cm2)
Théorique r = 0.20 (%)
Minimum r_{min} = 0.10 (%)

Analyse par Cas :

Cas ELS M_{max} = 955.63 (kN*m) M_{min} = 0.00 (kN*m)
Coefficient de sécurité : 1.00
Position de l'axe neutre : y = 31.1 (cm)
Bras de levier : Z = 134.6 (cm)
Contrainte maxi du béton : s_b = 4.6 (MPa)
Contrainte limite : 0,6 fcj = 18.0 (MPa)
Contrainte de l'acier :
Tendue : s_s = 250.0 (MPa)
Contrainte limite de l'acier :
$s_{s\ lim}$ = 250.0 (MPa)

Ferraillage du chevêtre (fibre inférieure)

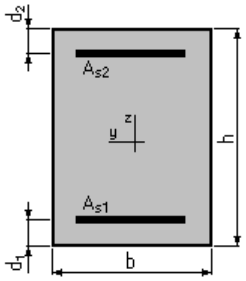
Calcul de Section en Flexion Simple

1. Hypothèses :

Béton : fc28 = 30.0 (MPa) **Acier : fe = 500.0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section :



b = 100.0 (cm)
h = 150.0 (cm)
d_1 = 5.0 (cm)
d_2 = 5.0 (cm)

3. Moments appliqués :

	M_{max} (kN*m)	**M_{min}** (kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	0.00	0.00
Etat **L**imite de **S**ervice	447.27	0.00
Etat **L**imite Ultime (Accidentel)	0.00	0.00

4. Résultats :

Sections d'Acier :

Section théorique A_{s1} = 14.5 (cm2) Section théorique A_{s2} = 0.0 (cm2)
Section minimum $A_{s\,min}$ = 14.5 (cm2)
Théorique r = 0.10 (%)
Minimum r_{min} = 0.10 (%)

Analyse par Cas :

Cas ELS M_{max} = 447.27 (kN*m) M_{min} = 0.00 (kN*m)
Coefficient de sécurité : 1.11
Position de l'axe neutre : y = 23.0 (cm)
Bras de levier : Z = 137.3 (cm)
Contrainte maxi du béton : s_b = 1.2 (MPa)
Contrainte limite : 0,6 fcj = 18.0 (MPa)
Contrainte de l'acier :
Tendue : s_S = 15.9 (MPa)
Contrainte limite de l'acier :
Ss_{lim} = 250.0 (MPa)

Ferraillage des pieux

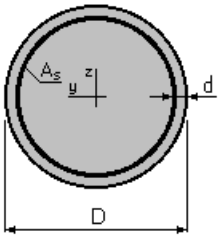
Calcul de Section en Flexion Déviée Composée

1. <u>Hypothèses :</u>

Béton : fc28 = 30,0 (MPa) Acier : fe = 500,0 (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91

2. <u>Section :</u>



D = 150,0 (cm)
d = 5,0 (cm)

3. <u>Efforts appliqués :</u>

Cas N^{O}	Type	**N** (kN)	$\mathbf{M_y}$ (kN*m)	$\mathbf{M_Z}$ (kN*m)
1.	ELS	2475,65	434,38	0,00
2.	ELU	3378,13	500,96	0,00

4. <u>Résultats :</u>

Sections d'Acier:

Section théorique A_S = 35,3 (cm2)
Section minimum $A_{S\,min}$ = 35,3 (cm2) Section maximum $A_{S\,max}$ = 883,6 (cm2)
théorique r = 0,20 (%)
minimum r_{min} = 0,10 (%) maximum r_{max} = 5,00 (%)

Analyse par Cas :

Cas N^{O} 1 : Type ELS N = 2475,65 (kN) M_y = 434,38 (kN*m) M_Z = 0,00 (kN*m)

Coefficient de sécurité : 6,85
Position de l'axe neutre : y = 156,4 (cm)
Bras de levier : Z = 86,8 (cm)
Contrainte maxi du béton : s_b = 2,6 (MPa)
Contrainte limite : 0,6 fcj = 18,0 (MPa)
Contrainte de l'acier :
Comprimée : s_S' = 37,8 (MPa)
Contrainte limite de l'acier :
$s_{S\,lim}$ = 215,6 (MPa)

Cas N^{O} 2: Type ELU N = 3378,13 (kN) M_y = 500,96 (kN*m) M_Z = 0,00 (kN*m)

Coefficient de sécurité : 6,80 Pivot : B
Position de l'axe neutre : y = 137,2 (cm)
Bras de levier : Z = 83,7 (cm)
Déformation du béton : e_b = 3,50 (‰)
Déformation de l'acier : e_S = 0,19 (‰)
Contrainte de l'acier :
Tendue : s_S =38,1 (MPa)
Comprimée : s_S' = 434,8 (MPa)

Ferraillage du mur frontal

Calcul de Section en Flexion Composée

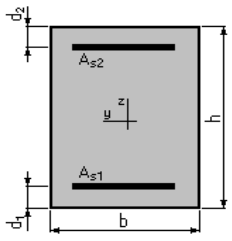
1. Hypothèses :

Béton : fc28 = 30.0 (MPa) **Acier : fe = 500.0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul en poutre
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section :

b = 100.0 (cm)
h = 175.0 (cm)
d_1 = 5.0 (cm)
d_2 = 5.0 (cm)



3. Efforts appliqués :

Cas N^O	Type	**N** (kN)	**M** (kN*m)
1.	ELU	718.27	1824.27
2.	ELS	531.27	1364.76

4. Résultats :

Sections d'Acier :

Section théorique A_{s1} = 25.0 (cm2) Section théorique A_{s2} = 0.0 (cm2)
Section minimum $A_{s\,min}$ = 17.0 (cm2)
Théorique r = 0.15 (%)
Minimum r_{min} = 0.10 (%)

Analyse par Cas :

Cas N^O 1 : Type ELUN = 718.27 (kN) M = 1824.27 (kN*m)

Coefficient de sécurité : 1.43 Pivot : A
Position de l'axe neutre : y = 15.6 (cm)
Bras de levier : Z = 163.8 (cm)
Déformation de l'acier : e_s = 10.00 (‰)
Déformation du béton : e_b = 1.01 (‰)

Contrainte de l'acier :

Tendue : s_S = 434.8 (MPa)

Cas N^O 2: Type ELS N = 531.27 (kN) M = 1364.76 (kN*m)

Coefficient de sécurité : 1.00
Position de l'axe neutre : y = 42.1 (cm)
Bras de levier : Z = 156.0 (cm)
Contrainte maxi du béton : s_b = 2.9 (MPa)
Contrainte limite : 0,6 fcj = 18.0 (MPa)

Contrainte de l'acier :
Tendue : s_S = 30.3 (MPa)
Contrainte limite de l'acier : $s_{S\,lim}$ = 250.0 (MPa)

Ferraillage du mur garde grève

Calcul de Section en Flexion Simple

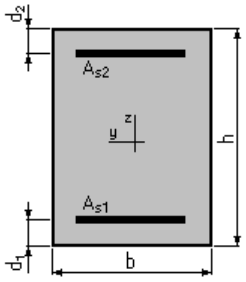
1. <u>Hypothèses :</u>

Béton : fc28 = 30.0 (MPa) **Acier : fe = 500.0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. <u>Section :</u>

b = 100.0 (cm)
h = 40.0 (cm)
d_1 = 5.0 (cm)
d_2 = 5.0 (cm)



3. <u>Moments appliqués :</u>

	M_{max} (kN*m)	**M_{min}** (kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	230.17	-34.27
Etat **L**imite de **S**ervice	170.59	-26.37
Etat **L**imite Ultime (Accidentel)	0.00	0.00

4. <u>Résultats :</u>

Sections d'Acier :

Section théorique A_{s1} = 22.1 (cm2) Section théorique A_{s2} = 4.1 (cm2)
Section minimum $A_{s\ min}$ = 4.1 (cm2)
Théorique r = 0.75 (%)
Minimum r_{min} = 0.12 (%)

Analyse par Cas :

Cas ELU M_{max} = 230.17 (kN*m) M_{min} = -34.27 (kN*m)
Coefficient de sécurité : 1.34 Pivot : A
Position de l'axe neutre : y = 6.7 (cm)
Bras de levier : Z = 32.3 (cm)
Déformation du béton : e_b = 2.37 (‰)
Déformation de l'acier : e_s = 10.00 (‰)
Contrainte de l'acier :
Tendue : s_s = 434.8 (MPa)

Cas ELS M_{max} = 170.59 (kN*m) M_{min} = -26.37 (kN*m)
Coefficient de sécurité : 1.00
Position de l'axe neutre : y = 12.0 (cm)
Bras de levier : Z = 31.0 (cm)
Contrainte maxi du béton : s_b = 0.9 (MPa)
Contrainte limite : 0,6 fcj = 18.0 (MPa)
Contrainte de l'acier :
Tendue : s_s = 9.0 (MPa)
Comprimée : s_s' = 10.1 (MPa)
Contrainte limite de l'acier :
Ss_{lim} = 250.0 (MPa)

Ferraillage vertical du mur en retour (Sens XX)

Calcul de Section en Flexion Simple

1. <u>Hypothèses :</u>

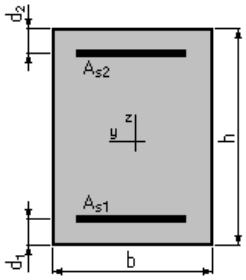
Béton : fc28 = 30.0 (MPa) Acier : fe = 500.0 (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées

- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 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 **L**imite **U**ltime (fondamental)	1061.61	-89.83
Etat **L**imite de **S**ervice	788.66	-66.02
Etat **L**imite Ultime (Accidentel)	0.00	0.00

4. Résultats :

Sections d'Acier :

Section théorique A_{s1} = 67.0 (cm2) Section théorique A_{s2} = 5.8 (cm2)
Section minimum $A_{s\,min}$ = 5.8 (cm2)
Théorique r = 1.32 (%)
Minimum r_{min} = 0.11 (%)

Analyse par Cas :

Cas ELU M_{max} = 1061.61(kN*m) M_{min} = -89.83 (kN*m)
Coefficient de sécurité : 1.30 Pivot : B
Position de l'axe neutre : y = 19.6 (cm)
Bras de levier : Z = 47.2 (cm)
Déformation du béton : e_b = 3.50 (‰)
Déformation de l'acier : e_s = 10.00 (‰)
Contrainte de l'acier :
Tendue : s_s = 434.8 (MPa)

Cas ELS M_{max} = 788.66 (kN*m) M_{min} = -66.02 (kN*m)
Coefficient de sécurité : 1.00
Position de l'axe neutre : y = 24.2 (cm)
Bras de levier : Z = 46.9 (cm)

Contrainte maxi du béton : s_b = 0.9 (MPa)
Contrainte limite : 0,6 fcj = 18.0 (MPa)
Contrainte de l'acier :
Tendue : s_S = 8.7 (MPa)
Comprimée : s_S' = 11.3 (MPa)
Contrainte limite de l'acier :
Ss $_{lim}$ = 250.0 (MPa)

Ferraillage horizontal du mur en retour (Sens YY)

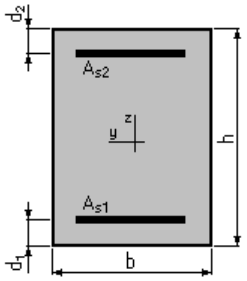
Calcul de Section en Flexion Simple

1. <u>Hypothèses :</u>

Béton : fc28 = 30.0 (MPa) **Acier : fe = 500.0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. <u>Section :</u>



b = 100.0 (cm)
h = 60.0 (cm)
d_1 = 5.0 (cm)
d_2 = 5.0 (cm)

3. <u>Moments appliqués :</u>

	M_{max} (kN*m)	**M_{min}** (kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	647.66	-131.15
Etat **L**imite de **S**ervice	475.55	-97.56

Etat **L**imite Ultime (Accidentel) 0.00 0.00

4. <u>Résultats :</u>

Sections d'Acier :

Section théorique A_{s1} = 39.8 (cm2) Section théorique A_{s2} = 7.6 (cm2)
Section minimum $A_{s\ min}$ = 5.8 (cm2)
Théorique r = 0.86 (%)
Minimum r_{min} = 0.11 (%)

Analyse par Cas :

Cas ELU M_{max} = 647.66 (kN*m) M_{min} = -131.15 (kN*m)
Coefficient de sécurité : 1.35 Pivot : A
Position de l'axe neutre : y = 11.2 (cm)
Bras de levier : Z = 50.5 (cm)
Déformation du béton : e_b = 2.55 (‰)
Déformation de l'acier : e_s = 10.00 (‰)
Contrainte de l'acier :
Tendue : s_s = 434.8 (MPa)

Cas ELS M_{max} = 475.55 (kN*m) M_{min} = -97.56 (kN*m)
Coefficient de sécurité : 1.00
Position de l'axe neutre : y = 19.7 (cm)
Bras de levier : Z = 48.4 (cm)
Contrainte maxi du béton : s_b = 1.4 (MPa)
Contrainte limite : 0,6 fcj = 18.0 (MPa)
Contrainte de l'acier :
Tendue : s_s = 15.1 (MPa)
Comprimée : s_s' = 17.5 (MPa)
Contrainte limite de l'acier :
Ss_{lim} = 250.0 (MPa)