République Algérienne Démocratique et Populaire

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

المـــدرســـة الوطنيـــة العليـــا للأشغـال العموميـة

فرنسـيس جانســون

École Nationale Supérieure des Travaux Publics

Francis Jeanson

Mémoire

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

Filière : Travaux Publics

Spécialité : Routes et Ouvrages

Thème

Conception et étude d'un pont ferroviaire sur le tronçon OUM L'ASSEL - TINDOUF sur 175 km du PK 702+066.26 au PK 702+381.16

Presenté par :

BECHIRI Mounsif

BENAHMED Abdelbasset

Encadré par :

Mr. MOHAMMED DAHMANE Mohammed

Mr. HEMAIDI ZOURGUI Nadjib

Promotion 2024 / 2025

© ENSTP-FJ – Garidi – Vieux Kouba

Dédicace

À ma chère famille,
Source de mon équilibre et de ma force.

À mes parents,
pour leurs sacrifices silencieux et leur soutien indéfectible.
Ce travail est le fruit de vos prières, de votre patience et de votre confiance.
Qu'il soit à la hauteur de tout ce que vous avez investi en moi.

À tous ceux qui ont été, d'une manière ou d'une autre, influencés par le phénomène de la chambre D2, ceux avec qui j'ai partagé complicité, fous rires et souvenirs mémorables « Oussama, Nassim, Lokman, Youcef, Ryad… »
Merci pour votre présence, votre énergie, et pour avoir rendu ce parcours plus vivant, plus vrai.

À mes amis, et à tous ceux qui m'ont aidé de près ou de loin dans la réalisation de ce mémoire.

BECHIRI Mounsif

إهداء

الحمد لله على توفيقه ونعمه التي لا تُحصى.

أهدي هذا العمل المتواضع إلى والديّ العزيزين، سندي ودعمي الأول
إلى أسرتي الصغيرة، مصدر الطمأنينة والدافع اليومي.
إلى عائلتي الكبيرة من جهة والديّ ووالدتي، على كل دعاء واهتمام.

ولجدتي الغالية، التي كانت تتابع مساري الدراسي بحب واهتمام،
أسأل الله أن يرحمها، ويجزيها عني خير الجزاء، ويجعل هذا العمل في ميزان حسناتها.

إلى زملائي في الدراسة، وأصدقائي الأوفياء، الذين شاركوني هذه الرحلة علمًا وروحًا.

أهدي هذا العمل المتواضع لكل من كان جزءًا من هذه الرحلة، عرفانًا وامتنانًا

بن أحمد عبد الباسط

Remerciements

Je tiens tout d'abord à exprimer ma profonde gratitude et mes remerciements envers le Tout-Puissant **ALLAH**, qui m'a accordé la santé, la force et la lumière de l'esprit pour persévérer dans chaque épreuve et mener à bien ce travail.

C'est avec une profonde reconnaissance et une considération particulière que je remercie mon cher encadreur **M. Mohamed Dahmane Mohamed** pour tous ses grands efforts, ses orientations et sa patience tout au long de cette période.

Je tiens à exprimer ma profonde gratitude à mon co-encadreur, **Dr. Hemaidi Zourgui Nadjib**, pour la confiance qu'il m'a accordée, la bienveillance dont il a fait preuve, ainsi que pour son accompagnement éclairé qui a enrichi ce travail et nourri ma réflexion.

Je souhaite adresser mes remerciements les plus sincères au corps professoral et administratif de l'école, ainsi qu'aux membres du jury, internes ou externes, pour la richesse et la qualité de la formation qu'ils dispensent, ainsi que pour l'intérêt et la rigueur qu'ils ont accordés à l'évaluation de ce travail.

A tous ceux qui m'ont aidé, de près ou de loin, ma famille et mes amis pour leur soutien durant la réalisation de ce projet de fin d'étude

. Merci à tous et à toutes.

BECHIRI Mounsif

Remerciements

Je tiens tout d'abord à remercier Dieu, le Tout-Puissant et Miséricordieux, qui m'a donné la santé, le courage et la volonté nécessaires pour entreprendre et achever ce mémoire.

C’est avec une profonde reconnaissance et une considération particulière que je remercie chaleureusement mon cher encadreur **Mr. MOHAMED DAHMANE MOHAMED** pour la patience, la disponibilité et ses grands efforts au long de cette période.

Je souhaite adresser mes profonds remerciements à mon Co-encadreur **Mr. HEMAIDI ZOURGUI NADJIB** de m’avoir accordé sa confiance et accepté de m’aider.

J’exprime mes sincères remerciements à **Mr. TAKDENTI AHMED**, mon maître de stage à SAPTA, pour m'avoir accueilli et mis à disposition tous les moyens nécessaires au bon déroulement de mon stage de fin d’études.

Un grand merci à **Mr. DJABOUB MOHAMED**, Pour son aide en modélisation et ses conseils durant cette période.

Je souhaite adresser mes remerciements les plus sincères au **corps professoral et administratif, membres de jury** de l’école pour la richesse et la qualité de leur formation et examinassions.

Enfin, je tiens à exprimer toute ma gratitude à toutes les personnes qui m'ont aidé de près ou de loin dans l'élaboration de ce travail.

BENAHMED Abdelbasset

ملخص:

يتناول هذا العمل تصميم ودراسة جسر علوي سككي ثنائي المسلك يقع على الخط الحديدي الجديد الرابط بين بشار – تندوف – غار جبيلات، عابراً لوادٍ عند النقطة الكيلومترية PK 702+075 م، ويمتد على مسار مستقيم بطول إجمالي يقدر بـ 315 م، في إطار مشروع إنشاء خط منجمي جديد، يتكون الجسر من 9 فتحات متساوية الطول (35 متر) على شكل جسر بعوارض مسبقة الصنع من الخرسانة مسبقة الإجهاد بالشد اللاحق، يرتكز على 8 أعمدة بارتفاع ثابت وركيزتين نهائيتين.

تم خلال هذه الدراسة تحليل البنية الفوقية، بما في ذلك: حساب الإجهاد المسبق، تقييم التسليح غير الفعّال، دراسة التجهيزات والعناصر الإنشائية. كما شملت الدراسة تحليل البنية التحتية، وخاصة تصميم الركائز والأساسات.

أُنجزت النمذجة والتحليل باستخدام طريقة العناصر المحددة عبر برنامج MIDAS CIVILو AUTODESK ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS، مع احترام المعايير التقنية المعتمدة في الجزائر مثل BAEL91وBPEL91 و EUROCODEوتوصيات UIC.

الكلمات المفتاحية :دراسة، جسر سككي، عوارض، بنية فوقية، بنية تحتية، خرسانة مسبقة الإجهاد، تسليح.

Résumé :

Le présent travail a pour but de concevoir et d'étudier le viaduc ferroviaire à double voie situé sur la nouvelle ligne ferroviaire Béchar – Tindouf – Gara Djebilet, franchissant un oued au PK 702+075 m, suivant un tracé droit sur une longueur totale de 315 m, dans le cadre de la réalisation de la nouvelle ligne ferroviaire minière. Il s'agit d'un pont à poutres préfabriquées en béton précontraint par post-tension, comportant 9 travées isostatiques de 35 m, reposant sur 8 piles de hauteur constante et 2 culées.

À travers cette étude, nous avons analysé et confirmé le choix de la conception répondant aux exigences techniques et économiques. L'étude a porté sur la superstructure, y compris le calcul de la précontrainte et l'évaluation des armatures passives, des équipements et des éléments structuraux, suivie d'une analyse de l'infrastructure. Cette étude a été réalisée à l'aide de la méthode des éléments finis, en utilisant les logiciels MIDAS CIVIL et AUTODESK ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS, tout en se conformant aux normes utilisées en Algérie telles que le BAEL91, le BPEL91, EUROCODE, et UIC.

Mots clés : Étude, pont rail, poutre, superstructure, infrastructure, béton précontraint, armature, béton armé.

Abstract:

The present work aims to design and study a double-track railway viaduct located on the new Béchar – Tindouf – Gara Djebilet railway line. The bridge crosses a wadi at PK 702+075 m, along a straight alignment with a total length of 315 m, as part of the development of the new mining railway corridor. The structure consists of a post-tensioned prestressed concrete bridge with 9 isostatic spans of 35 m each, supported by 8 constant-height piers and 2 abutments.

This study focuses on validating the design choice in terms of structural efficiency and economic viability. It includes the analysis of the superstructure, involving the design of prestressing tendons, evaluation of passive reinforcement, equipment layout, and structural

elements. It is followed by the analysis of the infrastructure, including abutments and shallow foundations.

The entire modeling and structural verification process were carried out using the finite element method with MIDAS CIVIL and AUTODESK ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS, in compliance with the applicable standards in Algeria such as BAEL91, BPEL91, EUROCODE, and UIC.

Keywords: study, Railway bridge, beam, prestressed concrete, superstructure, infrastructure, passive reinforcement, reinforced concrete.

SOMMAIRE

INTRODUCTION GENERALE 1
CHAPITRE I : PRESENTATION DU PROJEt 2
I.1. INTRODUCTION 3
I.2. PRESENTQTION DE PROJET 3
I.2.1. Situation du projet 3
I.2.2. Les données fonctionnelles 3
I.2.2.1. Tracé en plan 3
I.2.2.2. Profile en long 4
I.2.2.3. Profile en travers 4
I.2.3. Données naturelles 5
I.2.3.1. Topographie 5
I.2.3.2. Sismicité du site 6
I.2.3.3. Géotechnique 7
I.2.3.4. Climatologie 8
I.3. CONCLUSION 8
CHAPITRE II : CONCEPTION GENERALE 9
II.1. INTRODUCTION 10
II.2. PRESENTATION ET PREDIMENSIONNEMENT DES VARIANTES 10
II.2.1. Variante 01 : pont mixte acier-béton á entretoises 10
II.2.1.1. Présentation générale de la variante 10
II.2.1.2. Conception longitudinal 10
II.2.1.3. Conception transversal 11
II.2.1.4. Choix de la nuance d'acier 13
II.2.1.5. Conception des appuis 13
II.2.2. Variante 02 : pont voussoir en béton précontraint construit par encorbellement successif á hauteur constante 16
II.2.2.1. Conception longitudinale 16
II.2.2.2. Conception transversal 16
II.2.2.3. Conception des appuis 18
II.2.3. Variante 03 : Pont á poutres préfabriquées en béton précontraint par post-tension 21
II.2.3.1. Présentation de la variante 21
II.2.3.2. Conception longitudinal 21
II.2.3.3. Conception transversal 22

II.2.3.4. Conception des appuis 23
II.3. ANALYSE MULTICRITERES 26
II.3.1. L'exécution (/6) 27
II.3.2. L'esthétique (/4) 27
II.3.3. L'économie (/5) 27
II.4. CHOIX DES VARIANTES RETENUE 28
II.5. CONCLUSION 28
CHAPITRE III : HYPOTHESES De CALCUL 29
III.1. INTRODUCTION 30
III.2. NORMES ET REGLES DE CALCUL 30
III.3. BETON 30
III.3.1. Caractéristiques de Béton 30
III.3.2. Contraintes admissibles à la compression de Béton 31
III.4. ARMATURES 32
III.4.1. Acier de ferraillage 32
III.4.1.1. Caractéristiques d'acier 32
III.4.1.2. Contraintes limites de traction des Armatures (passives) 32
III.4.2. Acier de precontrainte 33
III.4.2.1. Système de Précontrainte 33
III.4.2.2. Diagramme contrainte – déformation 33
III.4.2.3. Classes de vérification 34
III.5. CONCLUSION 34
CHAPITRE IV : CHARGES ET SURCHARGES 35
IV.1. INTRODUCTION 36
IV.2. NORMES ET REGLES DE CALCUL 36
IV.3. EVALUATION DES ACTIONS 36
IV.3.1. Evaluation des actions hors traffic 36
IV.3.1.1. Charges permanentes 36
IV.3.1.2. Charges thermiques 37
IV.3.1.3. Action due au vent 38
IV.3.1.4. Action sismique 38
IV.3.2. Evaluation des actions dues au trafic 38
IV.3.2.1. Présentation du trafic ferroviaire 38
IV.3.2.2. Charges ferroviaires 39
IV.3.2.3. Forces horizontales 40

IV.3.2.4. Déraillement 41
IV.3.2.5. Effet dynamique 42
IV.4. COMBINAISONS DES ACTIONS 45
IV.4.1. Groupes de charges - Valeurs caractéristiques de l'action à composants multiples 45
IV.4.2. Combinaisons de charges 47
CHAPITRE V : MODELISATION 48
V.1. INTRODUCTION 49
V.2. PHASAGE DE CONSTRUCTION DU TABLIER 49
V.3. CHARGES A PRENDRE EN COMPTE 49
V.4. CALCUL AUTOMATIQUE (MODELISATION) 50
V.4.1. Modélisation par MIDAS CIVIL 50
V.4.2. Modélisation par ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS 53
V.5. ETUDE COMPARATIVE 56
V.6. CONCLUSION 56
CHAPITRE VI : ETUDE DE LA PRECONTRAINTE 57
VI.1. INTRODUCTION 58
VI.2. PROCEDE DE PRECONTRAINTE UTILISEE 58
VI.3. DIMENSIONNEMEMNT DE LA PRECONTARINE 59
VI.3.1. Donnés de calcul 59
VI.3.2. La valeur minimale de précontrainte 60
VI.3.3. Calcul de la tension á l'origine 61
VI.3.4. Calcul du nombre de câbles précontraints 61
VI.3.5. Vérification de la borne supérieure 62
VI.3.6. Détermination de nombre des câbles á l'about 62
VI.3.7. Pré-vérification des contraintes 63
VI.3.8. Déterminations du tracé des câbles 64
VI.4. CALCUL DES PERTES DE TENSION 67
VI.4.1. Les pertes instantanées 67
VI.4.1.1. Les Pertes par frottement 67
VI.4.1.2. Les Pertes par recul d'ancrage 68
VI.4.1.3. Perte dues au raccourcissement instantané de du béton 68
VI.4.2. Les Pertes différées 69
VI.4.2.1. Pertes de tension par retrait 69
VI.4.2.2. Pertes de tension par fluage 70

VI.4.2.3. Pertes par relaxation des armatures 71
VI.4.3. Pertes Totales 71
VI.5. CALCUL JUSTIFICATIF DES POUTRES 72
VI.5.1. sections de verification 72
VI.5.2. Justification des contraintes normales à ELS 73
VI.5.3. Justification des contraintes tangentielles 75
VI.5.3.1. Armatures transversales de peau 76
VI.5.3.2. Justification des bielles de béton 76
VI.5.3.3. Minimum d'armatures transversales 77
VI.5.4. Ferraillage passif longitudinal 77
VI.5.4.1. Armatures de peau 77
VI.5.4.2. Armatures longitudinales dans la zone tendue 78
VI.5.5. Justification des contraintes normales à ELU 79
VI.5.6. Etude de la zone d'application de forces concentrées (zone d'about) 82
VI.5.6.1. Effet de surface 82
VI.5.6.2. Zone intermédiaire comprimée 83
VI.5.6.3. Effet d'éclatement 83
VI.6. CONCLUSION 84
CHAPITRE VII : ETUDE DE TABLIER 85
VII.1. INTRODUCTION 86
VII.2. VÉRIFICATION DE LA FLECHE 86
VII.2.1. La flèche de la poutre sous poids propre 86
VII.2.2. La fleche de la poutre sous poids propre + effet de la precontrainte 87
VII.2.3. La flèche á l'ELS 87
VII.3. CALCUL DES ROTATIONS 88
VII.3.1. Rotation due au poids propre 88
VII.3.2. Rotation due aux charges de services 88
VII.3.3. Rotation due á la précontrainte 88
VII.3.4. Rotation résultante á vide et en service 88
VII.4. ETUDE DE L'ENTRETOISE 89
VII.4.1. Principe de ferraillage 89
VII.4.2. Evaluation des efforts 89
VII.4.3. Ferraillage de l'entretoise 91
VII.5. VII.4 ETUDE DE L'HOURDIS 92
VII.5.1. Principe de ferraillage 92

VII.5.2. Evaluation des efforts 92
VII.5.3. Ferraillage de l'hourdis 94
VII.6. CONCLUSION 95
CHAPITRE VIII : ETUDE D'EQUIPEMENTS DE PONT ET D'INFRASTRUCTURE 95
VIII.1. INTRODUCTION 96
VIII.2. EQUIPEMENT DE PONT 96
VIII.2.1. Appareils d'appuis 96
VIII.2.1.1. Choix de type d'appareil d'appui 96
VIII.2.1.2. Disposition des appareils d'appuis 97
VIII.2.1.3. Le dimensionnement des appareils d'appuis 98
VIII.2.1.4. Choix de l'appareil 100
VIII.2.2. Les dés d'appuis 100
VIII.2.2.1. Dimensionnement des dés d'appuis 100
VIII.2.2.2. Ferraillage des dés d'appuis 101
VIII.2.3. Joint de dilatation 102
VIII.3. ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE 103
VIII.3.1. Etude de la pile 103
VIII.3.1.1. Conception de la pile 104
VIII.3.1.2. Vérification vis-à-vis le flambement 104
VIII.3.1.3. Évaluation des charges 105
VIII.3.1.4. Ferraillage de la pile 107
VIII.3.1.5. Ferraillage du chevêtre 107
VIII.3.1.6. Stabilité de la semelle 110
VIII.3.1.7. Ferraillage de la semelle 112
VIII.3.2. Etude de la culée 114
VIII.3.2.1. Conception de la culée 114
VIII.3.2.2. Vérification de la stabilité de la culée 115
VIII.3.2.3. Ferraillage des éléments 118
VIII.3.2.4. Ferraillage de la semelle 122
VIII.4. CONCLUSION 124
CHAPITRE IX : ANALYSE DE L'INFLUENCE DU TRACÉ DES CABLES PRECONTRAINTS Á MI-TRAVÉE SUR LE COMPORTEMENT DE LA POUTRE ET LA TRAVÉE 96
IX.1. INTRODUCTION 126
IX.2. PRESENTATION DES TRACÉS 126
IX.2.1. TRACÉ A 126

IX.2.2. TRACÉ B 126
IX.2.3. Donnés communs aux deux traces 128
IX.3. MODELISATION ET CALCUL 128
IX.3.1. Modélisation de la poutre seule 128
IX.3.2. Modélisation de la travée 135
IX.3.3. Calcul des pertes 142
IX.3.4. Verification des contraintes normales 142
IX.4. INTERPRETATION DES RESULTATS 145
IX.4.1. Poutre seule 145
IX.4.2. Modèle globale 148
IX.5. CONCLUSION 149
CONCLUSION GENERALE 151
REFERENCE BIBLIOGRAPHIQUE 152

LISTE DES FIGURES

Figure I-1 : implantation de l'ouvrage sur une image satellitaire 3
Figure I-2 : tracé en plan 4
Figure I-3 : profile en long 4
Figure I-4 : profil en travers 5
Figure I-5 : carte des altitudes de la wilaya de TINDOUF 6
Figure I-6 : carte de zonage sismique en Algérie 6
Figure I-7 : plan implantation des sondages 7
Figure II-1 : modèle général d'un pont mixte 10
Figure II-2 : profil transversal 11
Figure II-3 : entretoise 12
Figure II-4 : poutre maitresse 12
Figure II-5 : pont en béton précontraint construit par encorbellemt successif 16
Figure II-6 : voussoir mono-caisson 17
Figure II-7 : dimensions de voussoir 17
Figure II-8 : modèle général d'un pont á poutre 21
Figure III-1 : diagramme contrainte déformation du béton á l'ELU 31
Figure III-2 : diagramme contrainte déformation du beton á l'ELS 31
Figure III-3 : Diagramme contrainte-déformation d'acier à l'ELU 32
Figure III-4 : Diagramme contrainte – déformation des torons et Tréfilées 33
Figure IV-1: Modèle de charges 71 et valeurs caractéristiques pour les charges verticales. 39
Figure IV-2 : Modèles de charge SW/0 et SW/2 39
Figure IV-3 : Situation de Calcul I 41
Figure IV-4 : Situation de Calcul II 42
Figure IV-5 : Extrait du figure 6.9 EN1991-2. 43
Figure IV-6 : Limites de la fréquence propre no 44
Figure IV-7 : Evaluation des groupes de charges pour le trafic ferroviaire [Fiche UIC 776-1] 46
Figure V-1 : Conditions aux limites du tablier 50
Figure V-2 : Conditions aux limites du tablier 51
Figure V-3 : Modèle de calcul 51
Figure V-4 : Moment Max à L'ELS 52
Figure V-5 : Moment Min à L'ELS 52
Figure V-6 : effort tranchant max á l'ELS 52

Figure V-7 : Moment Max à L'ELU 52
Figure V-8 : Effort tranchant Max à L'ELU 53
Figure V-9 : Réaction Max à L'ELU 53
Figure V-10 : Modèle de calcul pour Robot Structural Analysis 53
Figure V-11 : Moment Min à L'ELS 54
Figure V-12 : Moment Max à L'ELS 54
Figure V-13 : Effort tranchant á l'ELS 54
Figure V-14 : Moment Max à L'ELU 55
Figure V-15 : Effort tranchant Max à L'ELU 55
Figure V-16 : Réaction Max à L'ELU 55
Figure VI-1 : Principe de la précontrainte 58
Figure VI-2 : principe de la post-tension 59
Figure VI-3 : schéma des poutres seules et avec dalle 59
Figure VI-4 : disposition des ancrages 64
Figure VI-5 : tracé des câbles. 67
Figure VI-6 : sections de calcule 72
Figure VI-7 : Diagramme des contraintes dans la section médiane. 78
Figure VI-8 : Diagrammes des déformations limites (ELU). 79
Figure VI-9 : Courbe d'interaction effort normal-moment fléchissant. 79
Figure VI-10 : Diagramme des contraintes et déformations à l'ELU. 80
Figure VI-11 : Zone de concentration des contraintes. 82
Figure VI-12 : Zone de régularisation des encrages. 82
Figure VI-13 : Ferraillage de la poutre. 84
Figure VII-1 : flèche due au poids propre de la poutre seule 86
Figure VII-2 : flèche due á la précontrainte après le tirage des câbles á 100 % de la poutre seule 87
Figure VII-3 : la flèche á l'ELS (G + G26 + T + P) 87
Figure VII-4 : schéma de vérinage 89
Figure VII-5 : effort tranchant á l'els 90
Figure VII-6 : moment á l'els 90
Figure VII-7 : effort tranchant á l'elu 90
Figure VII-8 : moment á l'ELU 91
Figure VII-9 : ferraillage de l'entretoise 92
Figure VII-10 : moment selon YY' á l'ELS 93
Figure VII-11 : moment selon XX' á l'ELS 93

Figure VII-12 : moment selon YY’ á l'ELU 93
Figure VII-13 : Moment selon XX’ á l'ELU 94
Figure VII-14 : Coupe transversale sur le ferraillage 94
Figure VII-15 : Coupe longitudinale sur le ferraillage 95
Figure VIII-1 : Composition schématique d'un appareil d'appui à pot 97
Figure VIII-2 : Conditions d’appuis de l’ouvrage 97
Figure VIII-3 : ferraillage du dé d'appui 101
Figure VIII-4 : joint sous ballast 103
Figure VIII-5 : dimensions de la pile 104
Figure VIII-6 : modélisation du tablier + pile 105
Figure VIII-7 : ferraillage de la pile 107
Figure VIII-8 : moment á l'ELS 107
Figure VIII-9 : effort tranchant á l'ELS 107
Figure VIII-10 : moment á l'ELU 108
Figure VIII-11 : effort tranchant á l'ELU 108
Figure VIII-12 : ferraillage du chevêtre 109
Figure VIII-13 : Sollicitation de la semelle 112
Figure VIII-14 : Ferraillage de la semelle 113
Figure VIII-15 : Dimensions de la culée 115
Figure VIII-16 : modélisation de mur en retour 121
Figure VIII-17 : moment selon XX 122
Figure VIII-18 : moment selon YY 122
Figure VIII-19 : Schéma de la semelle 122
Figure VIII-20 : contraintes sous la semelle 123
Figure VIII-21 : ferraillage de la culée 124
Figure IX-1 : Tracé A 126
Figure IX-2 : Tracé B 127
Figure IX-3 : disposition des câbles aux différents sections de la poutre 127
Figure IX-4 : disposition des câbles á mis travée 127
Figure IX-5 : poutre seule 128
Figure IX-6 : matériau des torons T15s 129
Figure IX-7 : propriétés du câble 12T15s 130
Figure IX-8 : tracé A 130
Figure IX-9 : tracé B 131
Figure IX-10 : déformation de la poutre sous poids propre 131

Figure IX-11 : déformation de la poutre sous poids propre + précontrainte du tracé A 131
Figure IX-12 : déformation de la poutre sous poids propre + précontrainte du tracé B 131
Figure IX-13 : moment sous poids propre de la poutre..... 132
Figure IX-14 : effort tranchant sous poids propre..... 132
Figure IX-15 : moment sous poids propre + précontrainte tracé A 132
Figure IX-16 : moment sous poids propre + précontrainte tracé B..... 132
Figure IX-17 : effort normal sous poids propre + précontrainte tracé A 133
Figure IX-18 : effort normale sous poids propre + précontrainte tracé B..... 133
Figure IX-19 : effort tranchant sous poids propre + précontrainte tracé A..... 133
Figure IX-20 : effort tranchant sous poids propre + précontrainte tracé B 134
Figure IX-21 : représentation de la travée modélisée avec Midas 135
Figure IX-22 : moment sous poids propre + ccp + Précontrainte tracé A 135
Figure IX-23 : effort tranchant sous poids propre + ccp + précontrainte tracé A 136
Figure IX-24 : déformation sous poids propre + ccp + précontrainte tracé A 136
Figure IX-25 : moment sous poids propre + ccp + Précontrainte tracé B..... 137
Figure IX-26 : effort tranchant sous poids propre + ccp + précontrainte tracé B 137
Figure IX-27 : déformation sous poids propre + ccp + précontrainte tracé B 138
Figure IX-28 : moment á l'ELS tracé A 138
Figure IX-29 : effort tranchant á l'ELS tracé A..... 139
Figure IX-30 : déformations á l'ELS tracé A 139
Figure IX-31 : moment á l'ELS tracé B..... 140
Figure IX-32 : effort tranchant á l'ELS tracé B..... 140
Figure IX-33 : déformation á l'ELS tracé B 140
Figure IX-34 : histogramme de déformations de la poutre seule..... 145
Figure IX-35 : histogramme des efforts internes de la poutre seule 145
Figure IX-36 : histogramme des déformations et efforts internes de la travée 148
Figure IX-37 : histogramme des pertes de tensions et des contraintes normales..... 148

LISTE DES TABLEAUX

Tableau II-1 : implantation des appuis 11
Tableau II-2 : prédimensionnement de la variante 01 12
Tableau II-3 : conception de la pile 13
Tableau II-4 : conception de la culée 14
Tableau II-5 : implantation des appuis 16
Tableau II-6 : prédimensionnement de la variante 2 17
Tableau II-7 : dimensions des appuis de la deuxième variante 18
Tableau II-8 : dimensions de la culée de la deuxième variante 19
Tableau II-9 : implantation des appuis 21
Tableau II-10 : avantages et inconvenant de chaque variante 26
Tableau II-11 : Tableau comparatif des variantes 28
Tableau III-1: caractéristiques de béton 30
Tableau III-2 : contraintes admissibles du béton 31
Tableau III-3 : Contraintes limites de traction des Armatures 32
Tableau III-4 : Caractéristiques de la Précontrainte 33
Tableau IV-1 : Poids Propre de Tablier. 36
Tableau IV-2 : Estimation du poids dû aux CCP. 37
Tableau IV-3 : Poids total permanant du tablier. 37
Tableau IV-4 : Valeurs caractéristiques des charges verticales pour les modèles de charge SW/0 et SW/2. 39
Tableau V-1 : Définition de chargement de la structure 49
Tableau V-2 : Combinaisons des charges 50
Tableau V-3 : Tableau comparatif des efforts internes 56
Tableau VI-1 : Caractéristiques géométriques des sections 60
Tableau VI-2 : paramètre de câble précontraint 60
Tableau VI-3 : Caractéristiques Géométriques de la Section Médiane 61
Tableau VI-4 : Caractéristiques nettes de la section médiane (poutre seule) 62
Tableau VI-5 : dispositions constructives des câbles 65
Tableau VI-6 : Angle de relevage 66
Tableau VI-7 : caractéristiques du tracé des précontrainte des poutres 66
Tableau VI-8 : Valeurs des pertes dues au frottement 67
Tableau VI-9 : Valeurs des pertes dues au recul d'ancrage 68
Tableau VI-10 : Valeurs des pertes par déformation instantanée de béton 69

Tableau VI-11 : Valeurs des pertes par retrait de béton 70
Tableau VI-12 : Valeurs des pertes par fluage de béton 70
Tableau VI-13 : Valeurs des pertes par relaxation 71
Tableau VI-14 : Valeurs des pertes totales 71
Tableau VI-15 : caractéristiques géométriques nettes des sections 72
Tableau VI-16 : Caractéristiques géométriques homogènes des sections 73
Tableau VI-17 : Limitation des contraintes 74
Tableau VI-18 : limitation des contraintes 75
Tableau VI-19 : Vérification de la contrainte tangentielle Max 76
Tableau VII-1 : Récapitulation des résultats 91
Tableau VII-2 : Ferraillage de l'entretoise 91
Tableau VII-3 : Récapitulation des résultats 94
Tableau VII-4 : Résultats de ferraillage de de l'hourdis 94
Tableau VIII-1 : Réactions et déplacement à ELU 98
Tableau VIII-2 : Descente de charge maximale sur chaque appui 98
Tableau VIII-3 : surface minimale du pot 98
Tableau VIII-4 : surface minimale du coussin 99
Tableau VIII-5 : charge horizontale dans les appuis multidirectionnels 99
Tableau VIII-6 : le coefficient α selon le guide SETRA 100
Tableau VIII-7 : exigences à respecter pour le choix des appareils d'Appuis 100
Tableau VIII-8 : implantation et hauteurs des piles 104
Tableau VIII-9 : Vérification vis-à-vis le flambement 105
Tableau VIII-10 : Vérification vis-à-vis le flambement 106
Tableau VIII-11 : Résultats des appuis á l'ELS et á l'ELU 106
Tableau VIII-12 : résultats de ferraillage de la pile 107
Tableau VIII-13 : ferraillage du chevêtre 108
Tableau VIII-14 : Evaluation des charges appliquées sur la semelle de la pile 110
Tableau VIII-15 : Evaluation des charges appliquées sur la semelle selon les combinaisons les plus défavorables 110
Tableau VIII-16 : Vérification de renversement 110
Tableau VIII-17 : Vérification de glissement 111
Tableau VIII-18 : Vérification de poinçonnement 111
Tableau VIII-19 : Calcul de moment d'encastrement 112
Tableau VIII-20 : Récapitulation des donnes 112
Tableau VIII-21 : Ferraillage de la semelle 113

Tableau VIII-22 : caractéristiques géométriques de la culée 114
Tableau VIII-23 : charges dus aux poids propres de culée 116
Tableau VIII-24 : évaluations des surcharges ferroviaires 116
Tableau VIII-25 : Combinaisons des charges pour la culée 116
Tableau VIII-26 : Vérification de renversement 117
Tableau VIII-27 : Vérification de glissement 117
Tableau VIII-28 : Vérification de poinçonnement 118
Tableau VIII-29 : Sollicitations sur le mur frontal 118
Tableau VIII-30 : valeurs de Mp/K 120
Tableau VIII-31 : calcule de moment d'encastrement 123
Tableau VIII-32 : recapitulation des données 123
Tableau VIII-33 : ferraillage de la semelle 123
Tableau IX-1 : déformations de la poutre seule 134
Tableau IX-2 : efforts internes de la poutre seule 134
Tableau IX-3 : DEFORMATIONS DES DEUX TRACÉS 141
Tableau IX-4 : EFFORTS INTERNES DES DEUX TRACÉS 141
Tableau IX-5 : pertes des deux tracés á mis travées 142
Tableau IX-6 : phase 1 143
Tableau IX-7 : phase 2 143
Tableau IX-8 : phase 3 143
Tableau IX-9 : phase 4 144
Tableau IX-10 : phase 5 144
Tableau IX-11 : phase 6 144

LISTE DES ABREVIATION

AAEF : Appareils d'Appui en Elastomère Fretté.

AAP : Appareils d'Appui à Pot d'élastomère.

BA : Béton Armé.

BAEL : Béton armé aux Etats limites.

BPEL : Béton précontrainte aux Etats limites.

CCP : Complément des charges permanentes.

ELS : Etats Limites de Service.

ELU : Etats Limites Ultimes.

Ep : Module d'Elasticité des câbles de Précontrainte.

Es : Module d'Elasticité de l'acier.

f_{c28} : Résistance caractéristique de béton à la Compression à 28 jours.

Fe : Limite d'Elasticité de l'acier.

f_{peg} : Contrainte Elastique Garantie de Précontrainte.

f_{prg} : Contrainte de Rupture Garantie de Précontrainte.

f_{t28} : Résistance caractéristique de béton à la Traction à 28 jours.

HA : Haute Adhérence.

NF : Norme Française.

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.

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.

σ_{bc} : Contrainte de Compression admissible de Béton.

σ_{bt} : Contrainte de Traction admissible de Béton.

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

σ_{s} : Contrainte limite de l'acier.

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

ΔT **:** Variation uniforme de la température

$\Delta\boldsymbol{\theta}$ **:** Gradient thermique.

$\Delta\mathbf{P}$ **:** Pertes de tension dans les câbles de Précontrainte.

INTRODUCTION GENERALE

INTRODUCTION GENERALE

Le développement des infrastructures de transport est un levier essentiel pour la croissance économique et l'intégration territoriale. En Algérie, la modernisation et l'extension du réseau ferroviaire figurent parmi les priorités stratégiques afin de favoriser le transport des marchandises et des passagers, en particulier vers les régions du sud du pays. Dans ce contexte, le projet de réalisation de la ligne ferroviaire Béchar – Tindouf – Gara Djebilet vise à renforcer la connectivité et à faciliter l'exploitation des ressources minières de la région.

Un pont ferroviaire, ou pont rail est un ouvrage d'art en élévation construit in situ, pour supporter une ligne de chemin de fer permettant à une voie de circulation de franchir un obstacle naturel (vallée, oued, rivière...), artificiel (barrages…) ou une autre voie de circulation.

Le tronçon Oum El Assel – Tindouf, s'étendant sur 175 km, constitue une section clé de cette ligne. Son tracé traverse des zones présentant divers défis géotechniques et hydrauliques, nécessitant la conception et la construction d'ouvrages adaptés. Parmi ces ouvrages, un pont ferroviaire situé au PK 702+0.75 est d'une importance particulière. Sa conception et son dimensionnement doivent répondre aux exigences de résistance, de durabilité et de sécurité propres aux infrastructures ferroviaires.

Ce modeste projet de fin d'études porte sur l'étude et la conception de ce pont ferroviaire. L'objectif est d'analyser les contraintes techniques, de proposer une structure optimisée et de garantir la conformité aux normes en vigueur. À travers une approche alliant modélisation, calculs et choix de matériaux, cette étude vise à aboutir à une solution fiable et économique pour assurer la pérennité et la performance de l'ouvrage.

CHAPITRE I :
PRESENTATION DU PROJET

I.1. INTRODUCTION

La conception et l'étude d'un pont ne peuvent débuter qu'après l'acquisition de données essentielles, à la fois naturelles, liées à l'environnement du site, et fonctionnelles, relatives au tracé. Ce chapitre est ainsi consacré à la présentation des principales données nécessaires à la conception de l'ouvrage.

I.2. PRESENTATION DU PROJET

I.2.1. Situation du projet

Notre Pont ferroviaire à concevoir et à étudier, fait partie du projet de réalisation de la ligne ferroviaire Béchar/ Tindouf/gara Djebilet- tronçon Oum El Assel/ Tindouf sur 175Km dans la Wilaya de Tindouf. La présente étude concerne le viaduc au pont PK702+0.75.

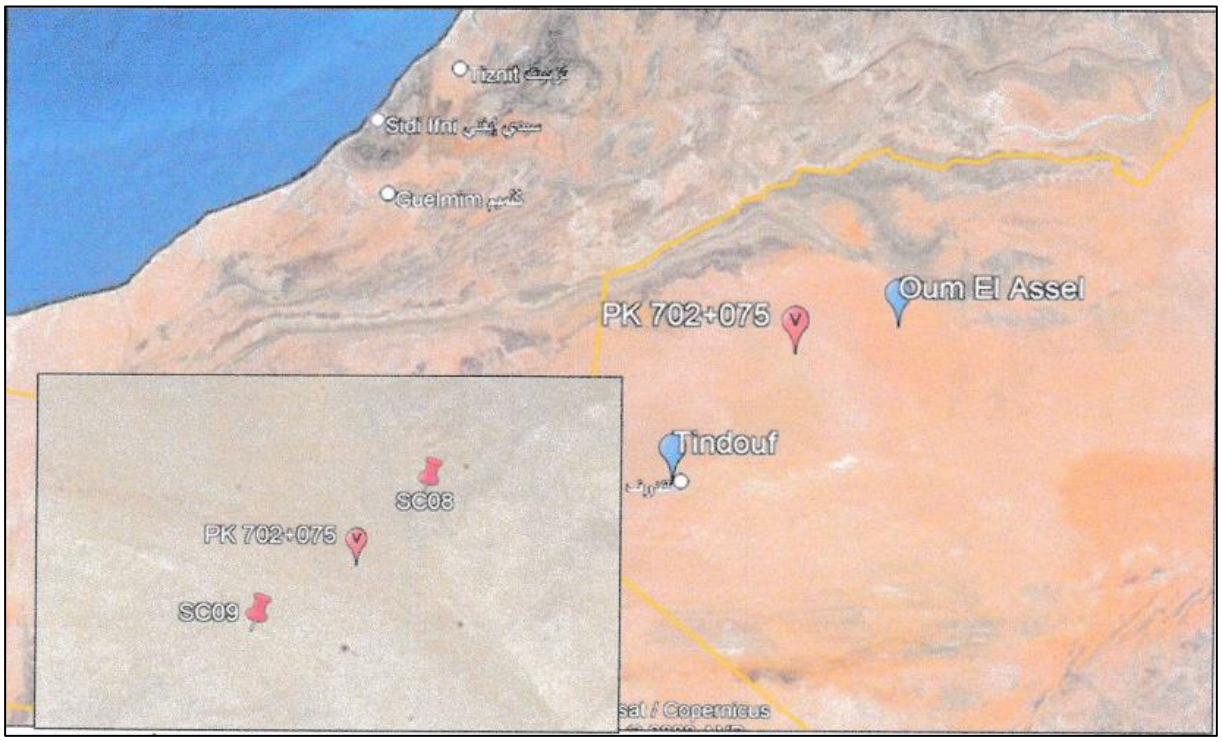


Figure I-1 : implantation de l'ouvrage sur une image satellitaire

I.2.2. Les données fonctionnelles

I.2.2.1. Tracé en plan

Le tracé en plan d'un ouvrage correspond à sa représentation graphique en vue de dessus. Il s'agit d'une vue en deux dimensions permettant de visualiser la disposition spatiale des différents éléments qui le composent.

Notre ouvrage, en plan, est droit de longueur totale de 315m et de 12.70m de largeur.

- Début de l'ouvrage : PK 702+066.26 m

- Fin de l'ouvrage : PK 702+381.16 m

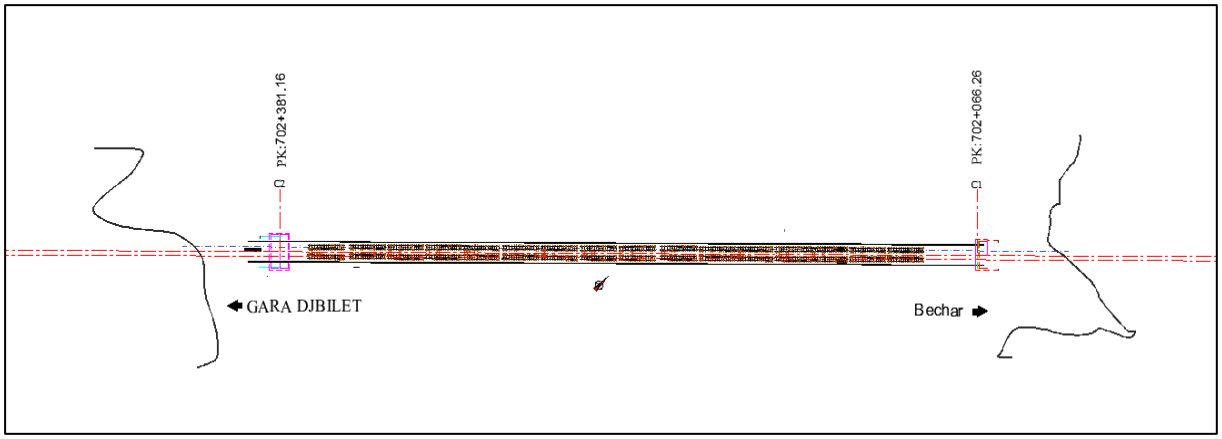


Figure I-2 : tracé en plan

I.2.2.2. Profile en long

Le profil en long d'un pont représente l'élévation du sol le long de son axe. Il est crucial pour concevoir les hauteurs des piles et du tablier afin d'assurer un passage sécurisé, notamment au-dessus de l'oued dans notre cas.

Le dénivelé maximal entre la ligne de projet et le terrain naturel est 8.96 m

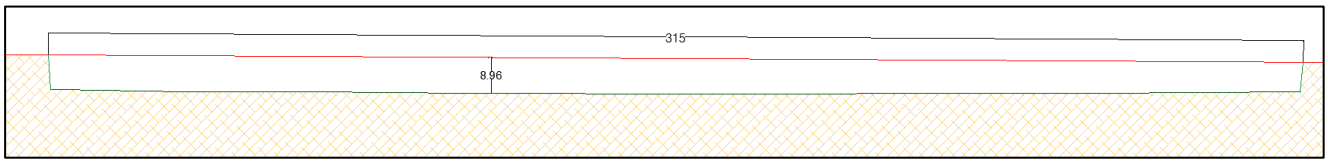


Figure I-3 : profile en long

I.2.2.3. Profile en travers

Le profil en travers est l'ensemble des éléments qui définissent la géométrie et les équipements de la voie dans le sens transversal.

Il présente les caractéristiques suivantes :

. La largeur totale : 12.7 m.

. Nombre de voies : 2.

. Écartement des rails : 1.5 m.

. Entraxe des deux voies : 4 m.

. Pente transversale en toit : 1%.

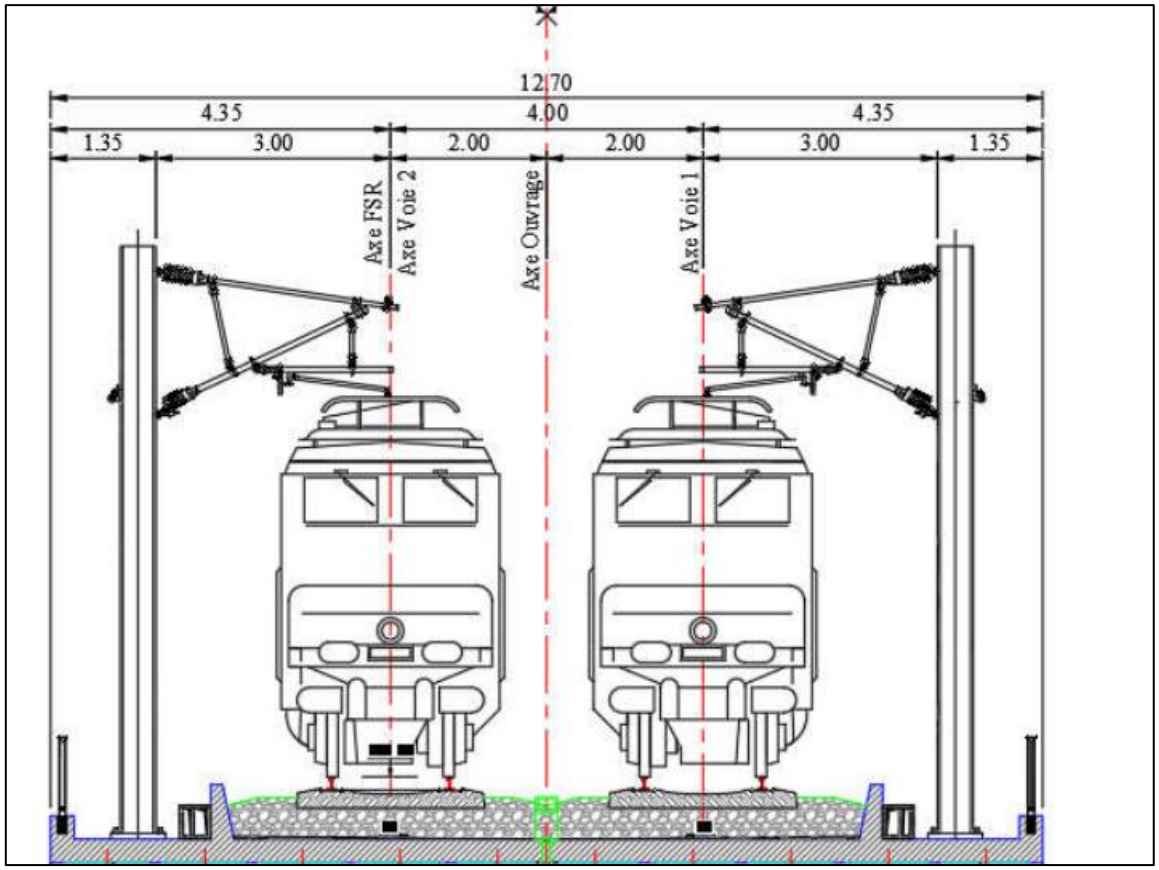


Figure I-4 : profil en travers

I.2.3. Données naturelles

I.2.3.1. Topographie

La wilaya de Tindouf présente un relief désertique dominé par la Hamada, bordée au nord-est par le piémont de l'Atlas. Elle se caractérise par :

La sebkha : dépression de 100 km de long et 10 à 20 km de large (Ouest-Est).

Le massif de Yetti-Eglab : pénéplaines avec intrusions de diorites et de rhydites.

L'erg Iguidi : dunes couvrant le massif d'Eglab à l'ouest et au nord.

L'altitude varie entre 255 m (djebel El-Ouarkziz) et 780 m (plate-forme des Hamadas), avec une moyenne de 450 m et des pentes faibles (0-3 %).

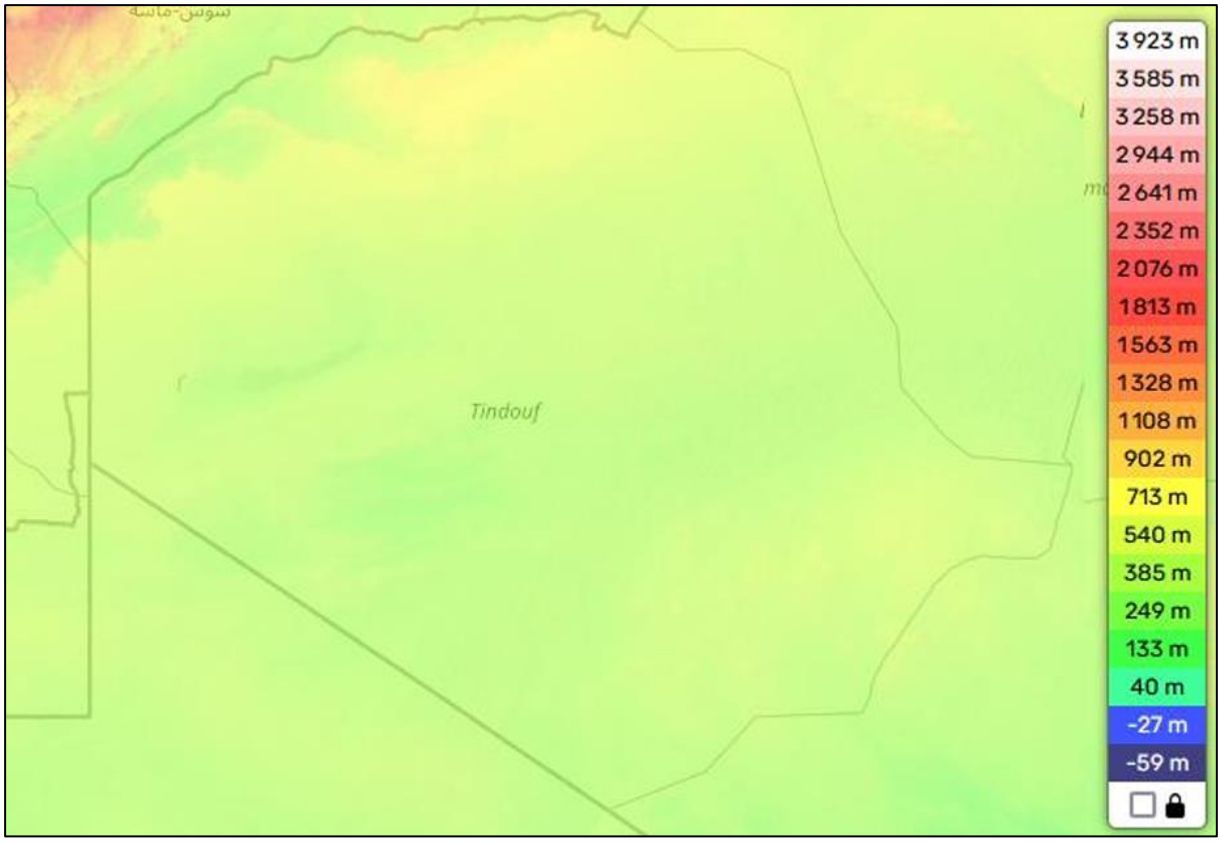


Figure I-5 : carte des altitudes de la wilaya de TINDOUF

I.2.3.2. Sismicité du site

Selon RPOA, l'ouvrage représente une liaison ferroviaire donc il est classé comme pont stratégique (Classe I).

Notre ouvrage se trouve dans la wilaya de Tindouf, cette dernière ne se situe sur aucune faille géologique ou sismique d'où l'absence de l'activité sismique. Alors, la sismicité est jugée négligeable (Zone '0').

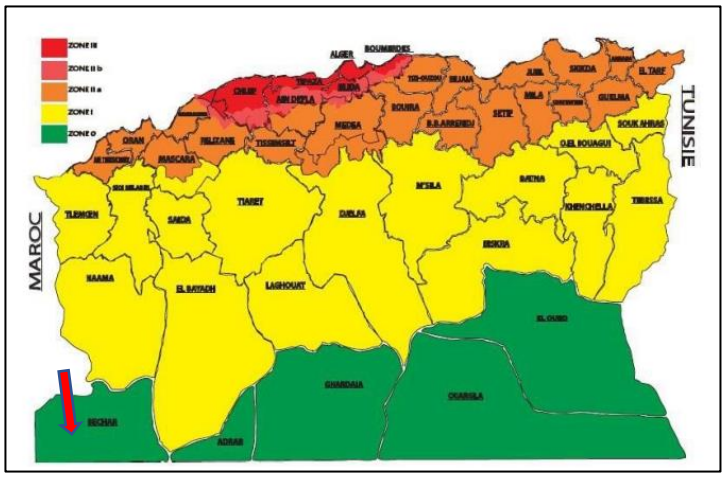


Figure I-6 : carte de zonage sismique en Algérie

I.2.3.3. Géotechnique

Les données géotechniques sont essentielles pour déterminer le type de fondation des appuis et choisir la solution de franchissement. Elles résultent d'une reconnaissance du terrain naturel, du niveau de la nappe et des niveaux de fondation possibles. L'entreprise SERSID a défini un programme géotechnique.

Les essais réalisés in-situ sont les suivants :

- Deux (02) sondages carottés dénommés SC08 et SC09, d'une profondeur de 20.00 chacun.

- Neuf (09) sondages destructifs, dénommés SP09 à SP17 de 20.00 m de profondeur chacun avec réalisation des essais pressiométriques tous les 1.00m à partir de 1.00/TN.

- Des piézomètres ont été installés dans les sondages carottés afin de surveiller la fluctuation du niveau d'eau.

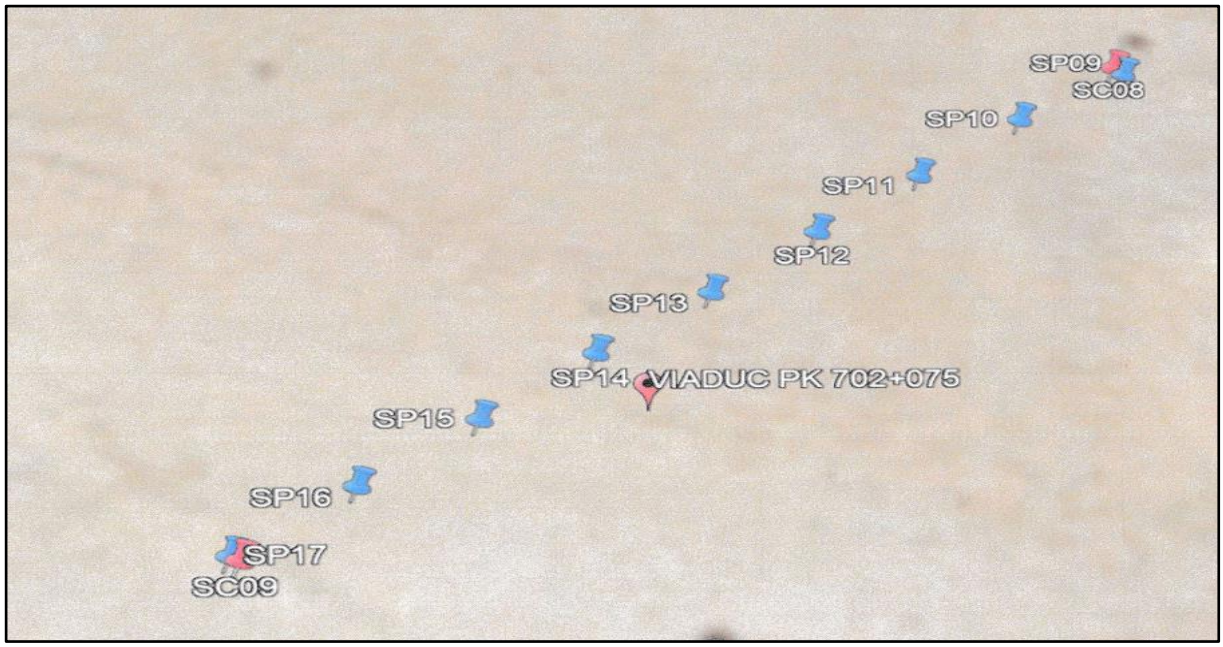


Figure I-7 : plan implantation des sondages

Les essais en laboratoires réalisés permettant de déterminer la classe du sol et de mesurer les paramètres mécaniques sur des échantillons jugés représentatifs, il s'agit de :

a. Essais physico-chimiques

- Analyse granulométrique.

- Limites d'Atterberg.

- Poids volumiques apparents.

- Teneurs en eau.

- Teneur en carbonates.

- Teneur en chlorures.

- Teneur en sulfates.

b. Essais mécaniques

- Cisaillement direct CU.

- Compression simple sur roche.

Les résultats détaillés des essais sont disponibles dans **l'annexe A**.

I.2.3.4. Climatologie

En été, la chaleur est extrême et prend un caractère persistant : les températures moyennes maximales sont supérieures à 48°C en juillet (le mois le plus chaud) mais tournent plutôt autour de 50°C entre juin et septembre.

En hiver, les températures sont très agréables durant la journée, varient entre 10 à 20°C. Alors que les températures minimales moyennes avoisinent 5°C la nuit.

La température moyenne journalière annuelle de la wilaya de Tindouf est de 25°C.

I.3. CONCLUSION

Á la fin de ce chapitre, on conclut qu'il est nécessaire d'avoir des reconnaissances complètes sur le site de l'ouvrage, son implantation et ses caractéristiques, et aussi le recueil des données naturelles (la topographie, la géotechnique et les conditions climatiques), afin d'assurer une bonne conception de l'ouvrage et par la suite une bonne étude.

CHAPITRE II :
CONCEPTION GENERALE

II.1. INTRODUCTION

La conception d'un pont routier ou ferroviaire est une étape essentielle qui permet d'explorer les différentes options possibles en fonction des contraintes spécifiques au projet.

Dans ce chapitre, nous présenterons trois variantes possibles, puis nous procéderons à une analyse multicritère afin de déterminer la solution la plus adaptée, qui fera ensuite l'objet d'une étude détaillée dans les chapitres suivants.

II.2. PRESENTATION ET PREDIMENSIONNEMENT DES VARIANTES

II.2.1. Variante 01 : pont mixte acier-béton á entretoises

II.2.1.1. Présentation générale de la variante

Un pont mixte bipoutre est un ouvrage composé de deux poutres principales en acier, reliées par des entretoises et supportant un tablier en béton armé. Cette structure mixte combine la résistance du béton et la légèreté de l'acier, offrant une solution efficace pour des portées allant de 30 à 130 mètres. Très répandus, ces ponts s'adaptent aussi bien aux environnements urbains que ruraux.

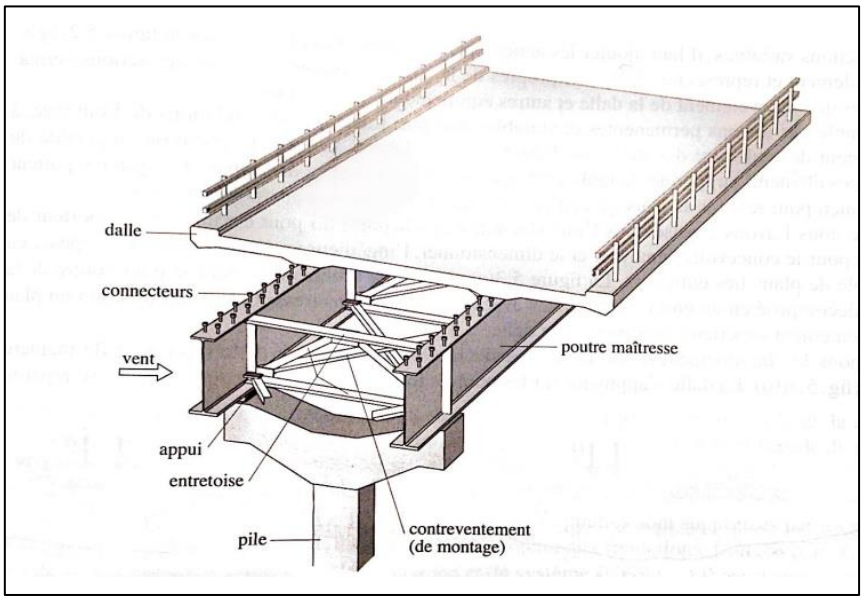


Figure II-1 : modèle général d'un pont mixte

II.2.1.2. Conception longitudinal

Dans le cadre de ce projet, le choix s'est porté sur un pont isostatique à travées indépendantes. Cette solution a été retenue en raison des charges ferroviaires particulièrement élevées auxquelles l'ouvrage sera soumis. Ce type de configuration permet de limiter les effets dynamiques indésirables tels que les vibrations excessives et les phénomènes de résonance, souvent amplifiés par le passage répété de trains lourds à grande vitesse. En optant pour des

travées indépendantes, chaque travée fonctionne de manière autonome, ce qui améliore la stabilité dynamique de l'ensemble et réduit les risques de transmission des vibrations d'une travée à l'autre.

Tableau II-1 : implantation des appuis

Pile / culé	Point kilométrique
C1	Pk 702+066,26
P1	Pk 702+118.76
P2	Pk 702+171.26
P3	Pk 702+223.76
P4	Pk 702+276.26
P5	Pk 702+328.76
C2	Pk 702+381,26

II.2.1.3. Conception transversal

En général, la dalle est appuyée longitudinalement sur les deux poutres qui sont transversalement connectés avec des entretoises légères rapprochées, placées environ tous les 8 mètres.

Voici une représentation schématique du profil en travers d'un pont bipoutre avec entretoises.

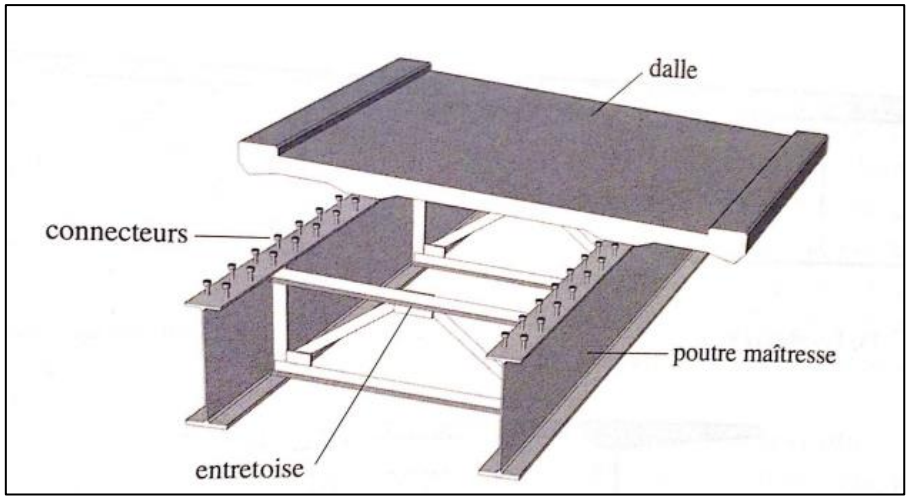


Figure II-2 : profil transversal

Pour dimensionner les poutres principales et les entretoises, nous nous sommes appuyés sur les guides du SETRA. Ces poutres, constituées de profilés en acier reconstitués avec une section en I soudée en usine, ont été dimensionnées en conséquence. Le tableau ci-après résume les dimensions adoptées.

Tableau II-2 : prédimensionnement de la variante 01

Elément		Ratio usuel	Valeur retenue
Hauteur de la poutre H		H=max $(\frac{X}{28} \times (\frac{Lt}{12})^{0.45}; 0.4 + \frac{X}{35})$	3 m
Entraxe des poutres L		L= 0.55 Lt (Lt=largeur total)	7m Porte á faux 2.85 m
Largeur de la semelle inferieur Binf		$(0.25 + \frac{Lt}{40} + \frac{X}{125})(0.92 + \frac{Lt}{150})$	1.2 m
Largeur des semelles supérieurs Bsup		Binf - 0.2	1 m
Epaisseur de la dalle	Au droit des poutres principale	$0.13 + \frac{Lt-L}{26}$	0.35 m
	Au centre du tablier	$0.12 + \frac{L}{50}$	0.3 m
Épaisseur de semelle supérieure		$25mm \ll es \ll 150mm$	60 mm
Epaisseur de semelle inferieure		$25mm \ll es \ll 150mm$	70 mm
Epaisseur d'âme		$14mm \ll ea \ll 35$ mm	25 mm
Tonnage de charpente		$63 + 0.9X^{1.2}\left(1.34 - \frac{Lt}{40}\right) + 0.25X$	232 kg/m^2
Entretoises courantes		Profilés IPE500 á IPE700 ou équivalents	IPE 600
Entraxe des entretoises		Inférieur ou égal à 8 m	8 m

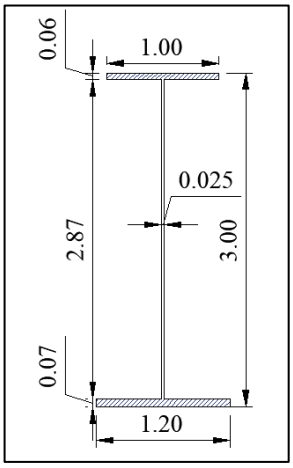


Figure II-4 : poutre maitresse

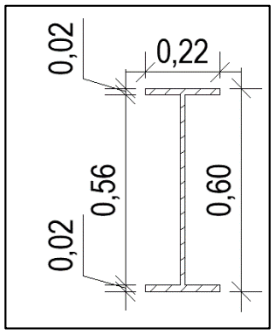


Figure II-3 : entretoise

II.2.1.4. Choix de la nuance d'acier

Les aciers de charpente utilisés sont de nuance S355 N, une qualité qui se distingue par sa ténacité, c'est-à-dire sa capacité à absorber l'énergie des chocs sans risque de rupture.

II.2.1.5. Conception des appuis

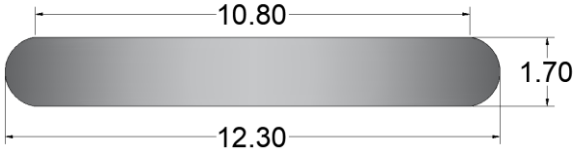
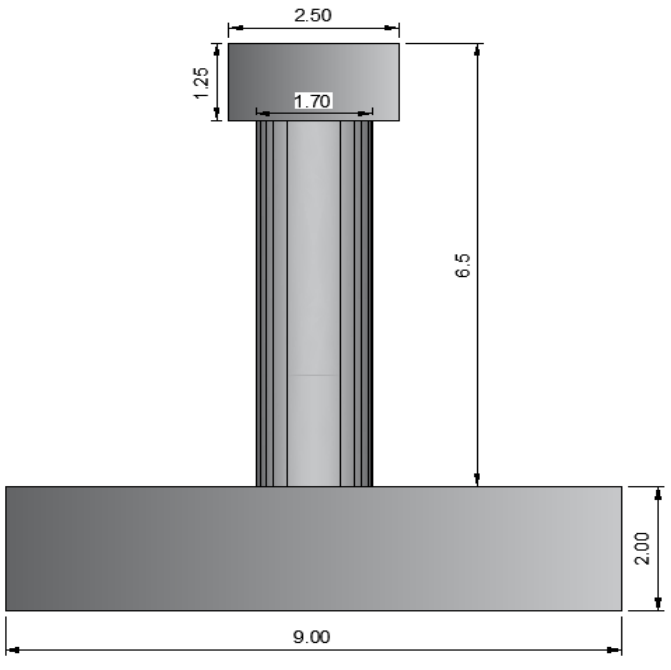
a. Pile :

Les piles jouent un rôle essentiel dans le fonctionnement mécanique du tablier. Selon les cas, celui-ci peut être encastré ou simplement posé sur les appuis, afin d'assurer le transfert de l'ensemble des charges appliquées vers le sol, via la semelle et, le cas échéant, les pieux dans le cadre de fondations profondes.

La conception des piles dépend étroitement du type de tablier et de sa méthode de construction, du type de fondations retenues et de leur mode d'exécution, ainsi que de certaines contraintes spécifiques au site, qu'elles soient naturelles ou fonctionnelles.

Le tableau suivant présente le type de piles retenu pour cette variante :

Tableau II-3 : conception de la pile

<table>
<tr><th colspan="2">Elément</th><th>Description/ valeur</th><th>Figure</th></tr>
<tr><td rowspan="2">Section</td><td>Forme</td><td>Rectangulaire + raccordements circulaires</td><td rowspan="2">
</td></tr>
<tr><td>Dimension</td><td>10.8 x 1.7 m
Φ = 1.72 m</td></tr>
<tr><td rowspan="3">Chevêtre</td><td>Longueur</td><td>12.7 m</td><td rowspan="6">
</td></tr>
<tr><td>Largeur</td><td>2.5 m</td></tr>
<tr><td>Epaisseur</td><td>1.25 m</td></tr>
<tr><td>Hauteur totale</td><td>P1 – P5</td><td>6.5 m</td></tr>
<tr><td rowspan="4">Fondation</td><td>Type</td><td>Superficielle</td></tr>
<tr><td>Largeur</td><td>9 m</td></tr>
<tr><td>Longueur</td><td>14 m</td></tr>
<tr><td>Epaisseur</td><td>2 m</td></tr>
</table>

b. Culée :

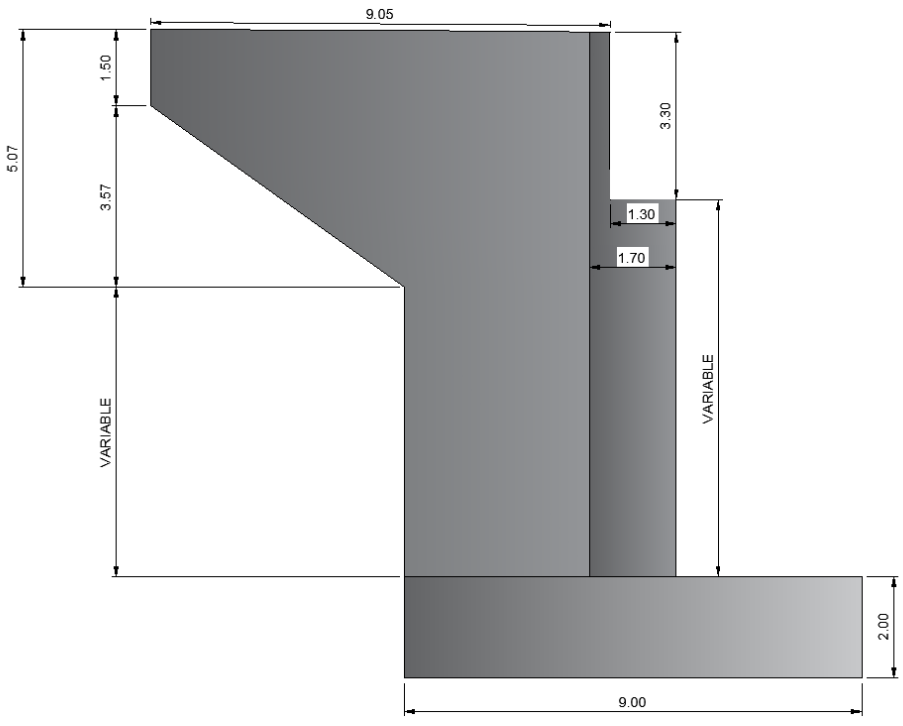
La culée constitue un élément structurel fondamental de tout ouvrage d'art, remplissant un double rôle. Elle agit d'une part comme appui du tablier, au même titre que les piles, et doit ainsi résister aux efforts verticaux et horizontaux transmis par celui-ci. D'autre part, elle fait office de mur de soutènement, en reprenant la poussée des terres et les surcharges dues aux remblais.

Au vu des résultats géotechniques et des caractéristiques naturelles du site, l'adoption de culées remblayées s'avère être la solution la plus adaptée pour notre pont. Ce type de culée présente l'avantage d'une conception et d'une mise en œuvre relativement simples.

Une culée remblayée se présente sous la forme d'un mur de front encastré sur une semelle, surmonté d'un mur garde-grève, et prolongé latéralement par deux murs en retour.

Les dimensions des éléments de la culée sont définies ci-dessous :

Tableau II-4 : conception de la culée

Elément		Valeur (m)		Figure
		C1	C2	
Mur frontal	Hauteur	7.4	5.15	
	Epaisseur	1.7	1.7	
	Longueur	12.7	12.7	
Mur garde grève	Hauteur	3.3	3.3	
	Epaisseur	0.55	0.55	
	Longueur	12.7	12.7	
Mur de cache	Epaisseur	0.2	0.2	
	Hauteur	1.9	1.9	
Mure en retour	Hauteur	5.07	5.07	
	Epaisseur	0.5	0.5	
	Longueur	8.65	8.65	
Semelle	Largeur	9	9	
	Longueur	14	14	
	Epaisseur	2	2	

II.2.2. Variante 02 : pont voussoir en béton précontraint construit par encorbellement successif á hauteur constante

Pour les ponts de portée moyenne à grande, pouvant atteindre jusqu'à 150 mètres, la méthode de construction par encorbellement successif est une solution particulièrement adaptée. Elle est souvent privilégiée en milieu urbain, où il est crucial de limiter les perturbations sur la circulation environnante.

Le principe de cette méthode repose sur la construction progressive du tablier, en partant des piles et en avançant de part et d'autre. Cette approche permet de réaliser des ouvrages complexes tout en maintenant une bonne maîtrise des délais et de la qualité.

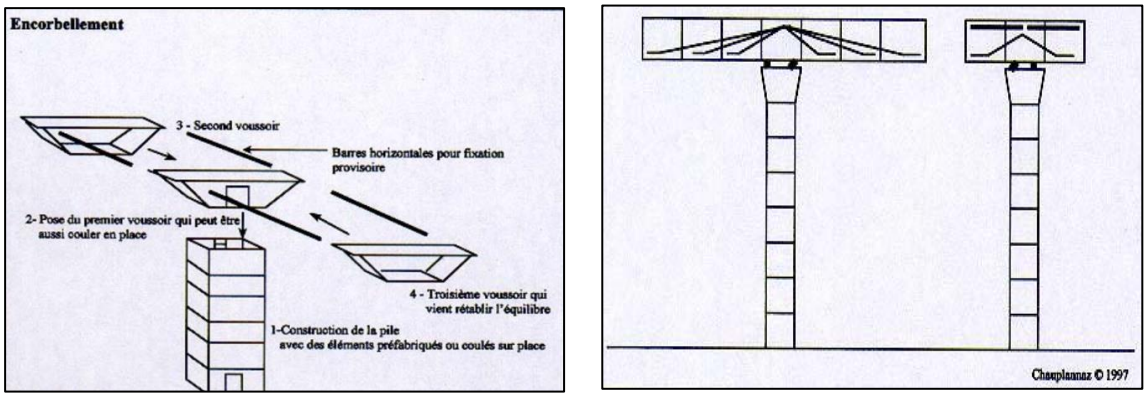


Figure II-5 : pont en béton précontraint construit par encorbellemt successif

II.2.2.1. Conception longitudinale

Pour le dimensionnement de cette variante, nous nous sommes basés sur le guide SETRA « Ponts en béton précontraint construits par encorbellements successifs ». Ce guide indique que les ponts à hauteur constante réalisés par cette méthode peuvent atteindre des portées allant de 65 à 70 mètres. Dans notre cas, nous avons retenu une configuration composée de 5 travées de 51 mètres, complétées par deux travées de rive de 30 mètres.

Tableau II-5 : implantation des appuis

Culé / pile	Point kilométrique
C1	Pk 702+066,26
P1	Pk 702+092,26
P2	Pk 702+147,26
P3	Pk 702+198,26
P4	Pk 702+249,26
P5	Pk 702+300,26
P6	Pk 702+351,26
C2	Pk 702+382,26

II.2.2.2. Conception transversal

Pour les largeurs inferieur á 20 m, la solution la plus économique consiste presque toujours d'un voussoir mono-caisson avec 2 âmes.

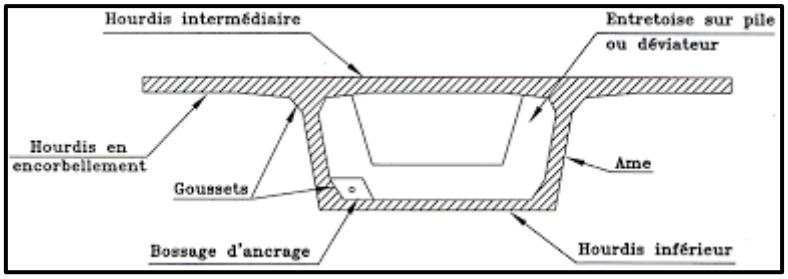


Figure II-6 : voussoir mono-caisson

Tableau II-6 : prédimensionnement de la variante 2

Elément		Ratio usuel	Valeur retenue
Largeur totale		B	12.7 m
Largeur d'encorbellement		C = B/4	3.175 m
Entraxe des âmes		D = B – 2C	6.35 m
Epaisseur de l'hourdis supérieur	**e1**	0.16 ~ 0.2	0.2 m
	e2	1/7C ~ 1/8C	0.4 m
	e3	.1 + (D/25)	0.4 m
	e4	{D/25~D/30}	0.25
Epaisseur des âmes		E_a = L/275 + 1.25*B/L – 0.125	0.45m
Inclinaisons des âmes		10<α<30	10°
Inclinaison des gousset sup		30<α<45	40°
Inclinaison des goussets inf		10<α<45	40°
Epaisseur e l'hourdis inferieur		Ep= {0.35 ~ 0.8}	0.4 m
Hauteur de la section		L/25 < H < L/20 H>2.2 m	2.3 m

{e2 < e3 + 0.1 ; e3 > 1.5 e4} vérifiée

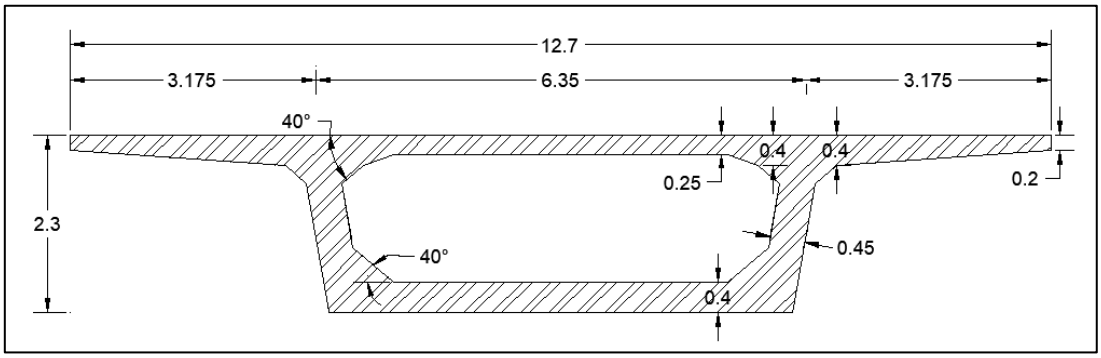


Figure II-7 : dimensions de voussoir

Découpage des voussoirs :

Pour ce type de ponts, les voussoirs préfabriqués diffèrent selon leur emplacement. On distingue principalement trois types de voussoirs : les voussoirs courants, les voussoirs sur pile/culée et les voussoirs de clavage.

Le découpage dépend du matériel de levage et de manutention disponible. En général, la longueur des voussoirs courants varie entre 2 et 2.6 m.

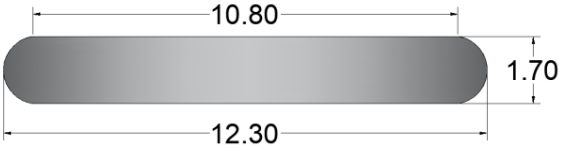
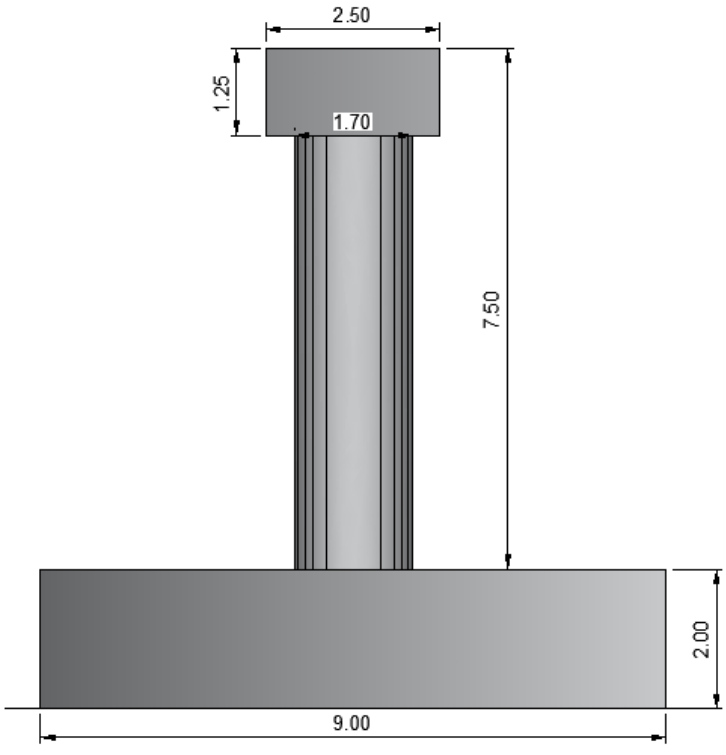
Dans notre cas, nous avons choisi des voussoirs courants de 2,6 m et des voussoirs de clavage ainsi que des voussoirs sur pile/culée de 2,1 m.

II.2.2.3. Conception des appuis

a. Piles :

Les piles assurent la transmission des charges du tablier vers les fondations. Pour cette variante, et selon les recommandations du SETRA, nous avons opté pour des piles de type voile, choisies pour leur rigidité, leur simplicité constructive, et leur intégration esthétique. Le faible tirant d'air (6,5 m) justifie également ce choix, en limitant la hauteur des appuis possibles.

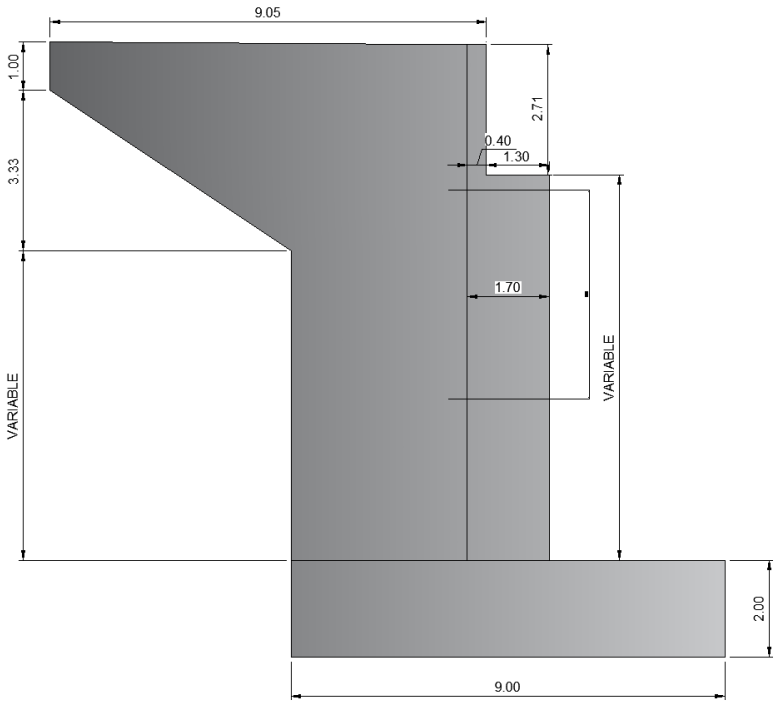
Tableau II-7 : dimensions des appuis de la deuxième variante

Elément		Description/ valeur	Figure
Section	Forme	Rectangulaire + raccordements circulaires	
	Dimension	10.8 x 1.7 m Φ = 1.72 m	
Chevêtre	Longueur	12.7 m	
	Largeur	2.5 m	
	Epaisseur	1.25 m	
Hauteur total	P1 – P6	7.5m	
Fondation	Type	Superficielle	
	Largeur	9 m	
	Longueur	14 m	
	Epaisseur	2 m	

b. Culée :

Concernant les culées de cette variante, on a choisi le même type de culée (remblayée) que celui de la variante 1.

Tableau II-8 : dimensions de la culée de la deuxième variante

Elément		Valeur(m)		Figure
		C1	C2	
Mur frontal	Hauteur	8	5.75	
	Epaisseur	1.7	1.7	
	Longueur	12.7	12.7	
Mur garde grève	Hauteur	2.7	2.7	
	Epaisseur	0.4	0.4	
	Longueur	12.7	12.7	
Mur de cache	Epaisseur	0.2	0.2	
	Hauteur	1.9	1.9	
Mure en retour	Hauteur	4.33	4.33	
	Epaisseur	0.5	0.5	
	Longueur	8.65	8.65	
Semelle	Largeur	9	9	
	Longueur	14	14	
	Epaisseur	2	2	

II.2.3. Variante 03 : Pont á poutres préfabriquées en béton précontraint par post-tension

II.2.3.1. Présentation de la variante

Les ponts à poutres VIPP (Viaduc à travées Indépendantes à Poutres Préfabriquées précontraintes par post-tension) font partie de la famille des ponts à poutres supportant une dalle en béton armé. Leur tablier est constitué de poutres longitudinales de hauteur constante, généralement parallèles et équidistantes, reliées entre elles par des entretoises au niveau des appuis et un hourdis mince assurant la continuité de la chaussée.

Ce type de pont est particulièrement apprécié pour son efficacité structurelle et son caractère économique, notamment pour des portées allant jusqu'à 30 mètres en précontrainte par pré-tension et entre 30 et 50 mètres en post-tension avec un hourdis en béton coulé en place. Grâce à sa simplicité de mise en œuvre et sa rapidité d'exécution, il est souvent choisi pour des ouvrages répétitifs de même typologie.

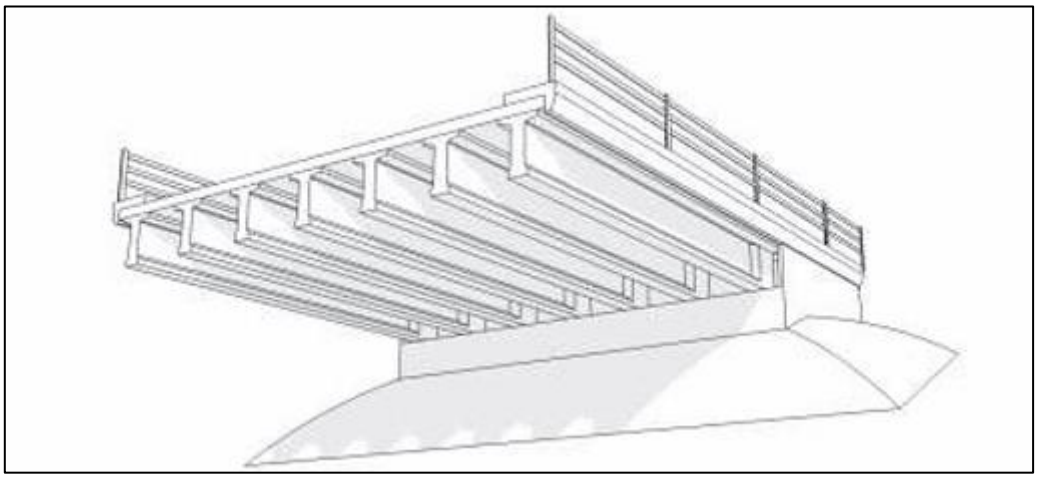


Figure II-8 : modèle général d'un pont á poutre

II.2.3.2. Conception longitudinal

Pour cette variante, nous avons choisi une configuration composée de 9 travées de 35 mètres chacune, pour une longueur totale de 315 mètres.

Tableau II-9 : implantation des appuis

Culé/pile	Point kilométrique
C1	Pk 702 066,26
P1	Pk 702 100,26
P2	Pk 702 135,96
P3	Pk 702 171,06
P4	Pk 702 206,16
P5	Pk 702 241,26
P6	Pk 702 276,36
P7	Pk 702 311,46
P8	Pk 702 346,56
C2	Pk 702 381,16

II.2.3.3. Conception transversal

Les caractéristiques géométriques de la poutre principale sont déterminées suivant le guide SETRA VIPP.

D'abord on commence par l'entraxe entre les poutres : on prend ʎ = 1.25 m

On a une largeur transversale de B=12.7 m

B/ʎ= 10.26 alors on aura 10 poutres par travée en double T

a. Hauteur de la poutre :

La hauteur de la poutre et l'hourdis est au voisinage de Lt/16=2.18 m < Ht < Lt/18=1.94 .

On prend une poutre de h=2 m

b. Epaisseur de l'hourdis :

L'hourdis joue trois rôles principaux. Il sert de dalle de couverture, supporte les surcharges et les transmet aux poutres, et il joue le rôle d'entretoisement transversal. Selon l'article 2b.9 du livret 2.01 de la SNCF, l'épaisseur moyenne de l'hourdis est inférieure ou égale à 35 cm. Pour notre pont, on le fixe à 30 cm.

c. La table de compression :

Dans les cas généraux la largeur de la table de compression est comprise entre 0.6h et 0.7h, elle peut aller jusqu'à 0.5 h pour des raisons de disposition des poutres, dans notre cas on a pris une largeur au voisinage de 0.5*h=1 m .

Pour l'épaisseur on ne doit pas prendre une valeur inferieur a 10 cm, on a pris une épaisseur de 11.5 cm

d. Épaisseur de l'âme :

Pour cette dimension le type de coffrage est important car selon si c'est en bois ou métallique la vibration externe change. On prend 30 cm en mi-travée.

Aux extrémités, il est nécessaire d'augmenter l'épaisseur de l'âme afin de résister à l'effort tranchant maximal présent au niveau des appuis. Cette augmentation permet également d'assurer une mise en place adéquate des ancrages des câbles de précontrainte. L'épaisseur adoptée sera identique à celle du talon.

e. Talon :

Les talons des poutres, constituant la fibre inférieure de la structure, doivent être conçus de manière à accueillir les câbles de précontrainte tout en garantissant un enrobage adéquat et un espacement suffisant.

Largeur $0.6m \leqslant l \leqslant 0.9m$ l=0.65 m

Hauteur $0.1m \leqslant h \leqslant 0.2m$ h=0.2 m

L'angle $1 < tg\ \alpha < 1.5$ $\alpha = 51$

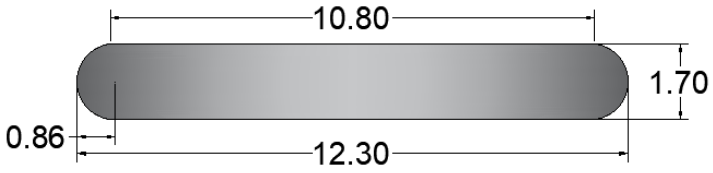
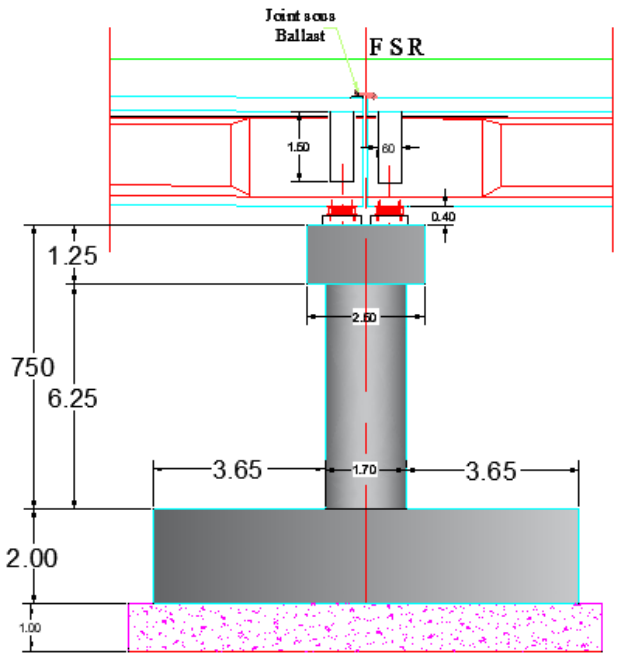
f. L'entretoise :

Lorsque les poutres sont préfabriquées, la réalisation d'entretoises intermédiaires coulées en place entraînerait un ralentissement et une complication de l'exécution du tablier, notamment en raison des coffrages traditionnels, des armatures et du temps d'attente nécessaire. C'est pourquoi ces tabliers sont systématiquement conçus sans entretoises intermédiaires. En revanche, le maintien des entretoises aux extrémités des travées est indispensable, en plus de leur rôle d'encastrement des poutres pour résister à la torsion sur appuis, elles permettent également le vérinage du tablier lors du remplacement des appareils d'appui. Par ailleurs, pour les appuis extrêmes, notamment sur culées, la présence de ces pièces est nécessaire afin d'assurer une bonne tenue des joints de chaussée. Pour cela on prend une entretoise aux extrémités du tablier sur appuis.

On prend une entretoise de dimensions $0.6 \times 1.5\ m^2$

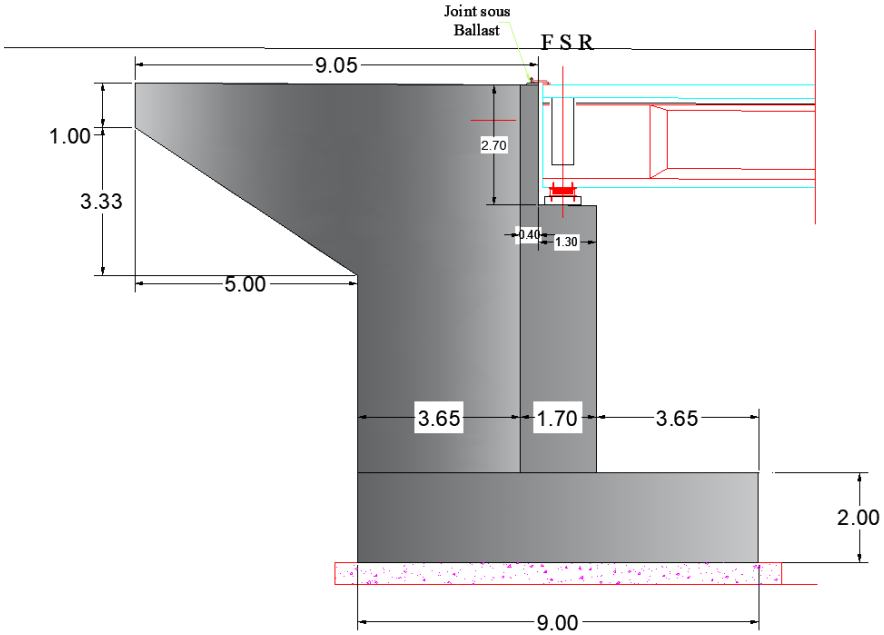
II.2.3.4. Conception des appuis

a. Piles :

<table>
<tr><th colspan="2">Elément</th><th colspan="2">Description/ valeur</th><th>Figure</th></tr>
<tr><td rowspan="2">Section</td><td>Forme</td><td colspan="2">Rectangulaire + raccordements circulaires</td><td rowspan="2">
</td></tr>
<tr><td>Dimension</td><td colspan="2">10.8 x 1.7 m
Φ = 1.72 m</td></tr>
<tr><td rowspan="3">Chevêtre</td><td>Longueur</td><td colspan="2">12.7 m</td><td rowspan="7">
</td></tr>
<tr><td>Largeur</td><td colspan="2">2.5 m</td></tr>
<tr><td>Epaisseur</td><td colspan="2">1.25 m</td></tr>
<tr><td>Hauteur</td><td>P1 – P9</td><td colspan="2">7.5 m</td></tr>
<tr><td rowspan="4">Fondation</td><td>Type</td><td colspan="2">Superficielle</td></tr>
<tr><td rowspan="3">Dimensions</td><td>Largeur</td><td>9 m</td></tr>
<tr><td>Longueur</td><td>14 m</td></tr>
<tr><td>Epaisseur</td><td>2 m</td></tr>
</table>

b. Culée :

On a gardé la même conception de la deuxième variante

Elément		Valeur (m)		Figure
		C1	C2	
Mur frontal	Hauteur	8	5.75	
	Epaisseur	1.7	1.7	
	Longueur	12.7	12.7	
Mur garde grève	Hauteur	2.7	2.7	
	Epaisseur	0.4	0.4	
	Longueur	12.7	12.7	
Mur de cache	Epaisseur	0.2	0.2	
	Hauteur	1.9	1.9	
Mure en retour	Hauteur	4.33	4.33	
	Epaisseur	0.5	0.5	
	Longueur	8.65	8.65	
Semelle	Largeur	9	9	
	Longueur	14	14	
	Epaisseur	2	2	

II.3. ANALYSE MULTICRITERES

L'analyse multicritères est une méthode d'aide à la décision qui permet d'évaluer et de comparer différentes variantes en prenant en compte plusieurs critères, souvent contradictoires ou de nature différente (technique, économique,etc.). Elle permet de structurer le processus de décision en attribuant des pondérations aux critères pour identifier la solution la plus appropriée en fonction des objectifs fixés.

Pour entamer cette étape il faut d'abord identifier les avantages et les inconvénients de chaque variante.

Tableau II-10 : avantages et inconvenant de chaque variante

Variante	Avantages	Inconvénients
Variante 01	Bonne efficacité structurelle grâce à la combinaison de l'acier (résistance et légèreté) et du béton Adapté aux grandes portées en raison de sa rigidité. Esthétiquement moderne grâce à la structure mixte	Conception et exécution complexes pour assurer une bonne interaction acier-béton. Entretien spécifique requis pour prévenir la corrosion de l'acier Coût élevé pour des portées très longues
Variante 02	Efficacité structurelle avec une bonne résistance à la torsion. Fabrication optimisée : Standardisation en usine, réduisant coûts et délais. Adapté aux portées moyennes ou courtes sans nécessiter de modifications structurelles.	Nécessite un transport et un montage minutieux pour aligner correctement les voussoirs. Utilisation d'équipements lourds (grues, plateformes) pour positionner les voussoirs avec précision. Moins impressionnant visuellement que les ponts à hauteur variable ou à arcs.
Variante 03	Mise en œuvre rapide avec assemblage sur site (préfabrication ou coulage sur place). Moins coûteux que les structures métalliques pour des ponts de portée similaire Réduction des besoins en maintenance grâce à la précontrainte, limitant les fissures	Limité pour les très grandes portées par rapport à d'autres types de ponts. Moins esthétique que les ponts à arcs ou à haubans dans certains contextes

Afin d'évaluer chaque variante, il est essentiel de définir des critères précis sur lesquels elles seront comparées. Après avoir identifié les avantages et les inconvénients de chaque option, nous avons retenu les critères suivants : **l'exécution, l'entretien, l'esthétique et l'économie**.

II.3.1. L'exécution (/6)

Pont mixte bipoutre : Rapide à construire grâce à la préfabrication, mais exige des équipements lourds et une expertise technique pour la liaison acier-béton.

Pont voussoir à hauteur constante : Méthode efficace pour les portées moyennes à grandes, mais nécessite une logistique complexe et des délais plus longs.

Pont VIPP : Solution simple et rapide pour les portées moyennes, idéale pour les projets répétitifs, mais limitée pour les très grandes portées.

L'entretien (/5) :

Pont mixte bipoutre : Nécessite une maintenance périodique pour lutter contre la corrosion de l'acier.

Pont en béton précontraint par encorbellements : Entretien minimal, principalement axé sur les équipements.

Pont à poutres en béton précontraint : Entretien limité aux équipements et à la gestion des vibrations.

II.3.2. L'esthétique (/4)

Le pont mixte bipoutre offre une apparence moderne avec sa structure acier-béton, mais peut paraître moins élégant dans certains contextes. Le pont à poutres en béton précontraint est simple et fonctionnel, idéal pour les environnements urbains ou ruraux, bien que moins visuellement impressionnant. Le pont en béton précontraint par encorbellements présente une esthétique sobre et harmonieuse, adaptée aux grands ouvrages, mais moins spectaculaire que les ponts à haubans ou à arcs. Le choix dépendra de l'intégration souhaitée dans le paysage

II.3.3. L'économie (/5)

Le pont à poutres est le moins coûteux par rapport aux autres variantes.

NB : Dans notre cas, l'ouvrage étant situé en milieu désertique, l'esthétique a une importance moindre par rapport aux autres critères comme l'exécution, l'entretien et l'économie. L'objectif principal est donc d'optimiser la conception en privilégiant la durabilité, la facilité de construction et la réduction des coûts, plutôt que l'aspect visuel de la structure.

Tableau II-11 : Tableau comparatif des variantes

Critère \ Variante		Variante 01	Variante 02	Variante 03
L'exécution		3	4	5
L'entretien		3	4	4
L'esthétique		4	4	3
Le couts	Prix unitaire	400 000 da/m²	400 000 da/m²	350 000 da/m²
	Prix totale	1,600,200,000.00 (da)	1,600,200,000.00 (da)	1,400,175,000.00 (da)
	Note	3	3	4
Note finale /20		13	15	16

II.4. CHOIX DES VARIANTES RETENUE

D'après les résultats obtenus à partir des critères définis, le pont à poutres en béton armé se distingue comme la variante gagnante. Son bon équilibre entre coût, fiabilité, et simplicité d'exécution en fait une solution optimale pour des projets où la maîtrise des dépenses et des délais est primordiale.

II.5. CONCLUSION

Ce chapitre a mis en évidence que le choix du type de pont et de sa conception générale dépend principalement des contraintes naturelles du site, ainsi que des paramètres de réalisation, économiques et esthétiques. Il est également guidé par les caractéristiques géométriques et mécaniques propres à chaque solution. Après cette analyse, le pont à poutres préfabriquées en post-tension a été retenu et fera désormais l'objet de notre étude détaillée.

CHAPITRE III :
HYPOTHESES DE CALCUL

III.1. INTRODUCTION

Ce chapitre vise à identifier et à spécifier l'ensemble des matériaux utilisés dans la construction de cet ouvrage d'art. Il présentera également leurs propriétés mécaniques ainsi que les normes et règles de calcul appliquées.

III.2. NORMES ET REGLES DE CALCUL

1) Fascicule 62 Titre I–Section I et

2) Règles B.A.E.L.91 révisées 99 : règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé.

3) Règles B.P.E.L.91 : règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton précontrainte.

III.3. BETON

III.3.1. Caractéristiques de Béton

Béton pour superstructure : C40/50

Béton pour appuis et fondation : C30/37

-Résistance caractéristique à la traction : $f_{tj} = 0.6 + 0.06 \times f_{cj}$

-Module de déformation instantanée (courte durée <24h) :$E_{ij} = 11\,000 \times \sqrt[3]{f_{cj}}$

-Module de déformation différée (longue durée) : $E_{vj} = 3700 \times \sqrt[3]{f_{cj}}$

Tableau III-1: caractéristiques de béton

Caractéristiques	Superstructure	Infrastructure
f_{c28} (MPa)	40	30
Type de Ciment	CPA 42,5	CPA 42,5
Dosage (kg/m3)	450	350
Densité de BA (KN/m3)	25	25
f_{t28} (MPa)	3	2.4
Ei_{28} (MPa)	37619.5	34179.5
Ev_{28} (MPa)	12653.82	11497.76

Déformations transversales de béton : $\boldsymbol{G = E/\,2(1+\nu)}$

E : module de Young

$\boldsymbol{\nu}$: coefficient de POISSON

. $\nu = 0.2$: pour une zone non fissurée.

. $\nu = 0$: pour une zone fissurée

III.3.2. Contraintes admissibles à la compression de Béton

- À l'ELU : $f_{bu} = 0.85 \times f_{cj} / (\theta \times \gamma_b)$
- À l'ELS : $\sigma_{bc} = 0.6 \times f_{c28}$

Le coefficient θ est fixé à :

- θ = 1.00 lorsque la durée t > 24h.
- θ = 0.90 lorsque la durée 1h < t < 24h.
- θ = 0.85 lorsque la durée t < 1h.

Tableau III-2 : contraintes admissibles du béton

Etat	Contrainte limite		Superstructure	Infrastructure	
ELU	$f$bu (MPa)	γb = 1.5	22.66	17	γb = 1.5, Situation durable γb = 1.5, S-transitoire γb = 1.15, S-accidentelle
		γb = 1.15	29.56	22.17	
ELS	σbc (MPa)		24	18	

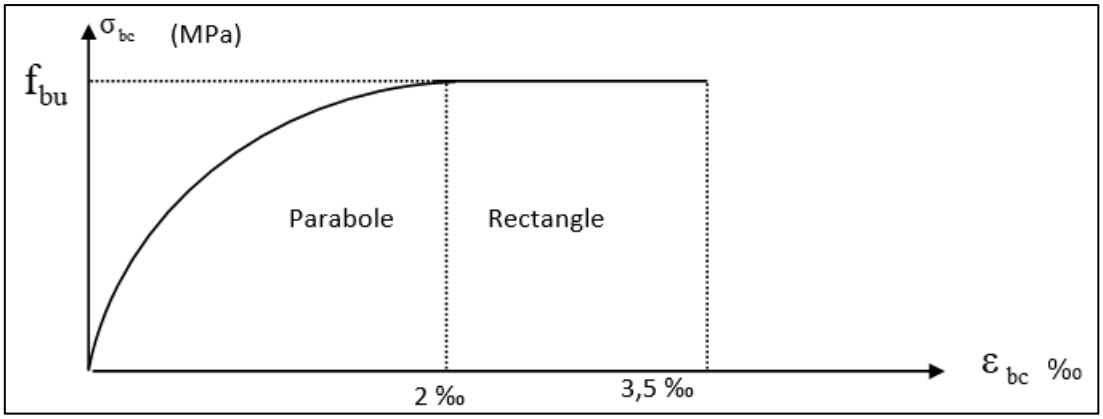


Figure III-1 : diagramme contrainte déformation du béton á l'ELU

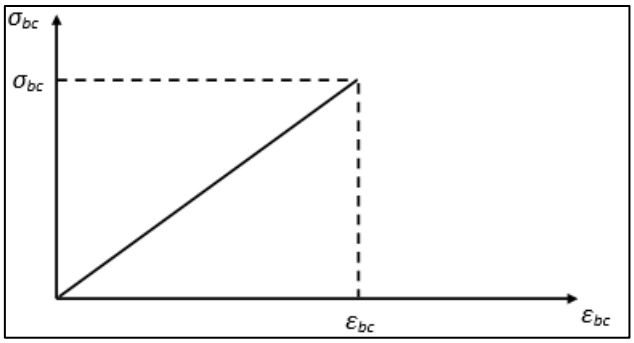


Figure III-2 : diagramme contrainte déformation du beton á l'ELS

III.4. ARMATURES

III.4.1. Acier de ferraillage

III.4.1.1. Caractéristiques d'acier

- Des barres d'acier à haute adhérence de nuance Fe E500
- La limite d'élasticité : *fe* = 500 MPa
- Module de la déformation élastique : Es = 200 GPa

III.4.1.2. Contraintes limites de traction des Armatures (passives)

Tableau III-3 : Contraintes limites de traction des Armatures

Fissuration	Contrainte limite (MPa)		Superstructure	Infrastructure
Contrainte limite a ELU	$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$	S-Durable /transitoire : $\gamma_s = 1.15$	434.78	434.78
		S-Accidentelle : $\gamma_s = 1$	500	500
Préjudiciable	$\sigma_s = max\left\{\frac{1}{2} f_e ; 110\sqrt{n \times f_{tj}}\right\}; n = 1.6$		250	250
Très Préjudiciable	$\sigma_s = max\left\{0{,}4\, f_e ; 88\sqrt{n \times f_{tj}}\right\}; n = 1.6$		200	200

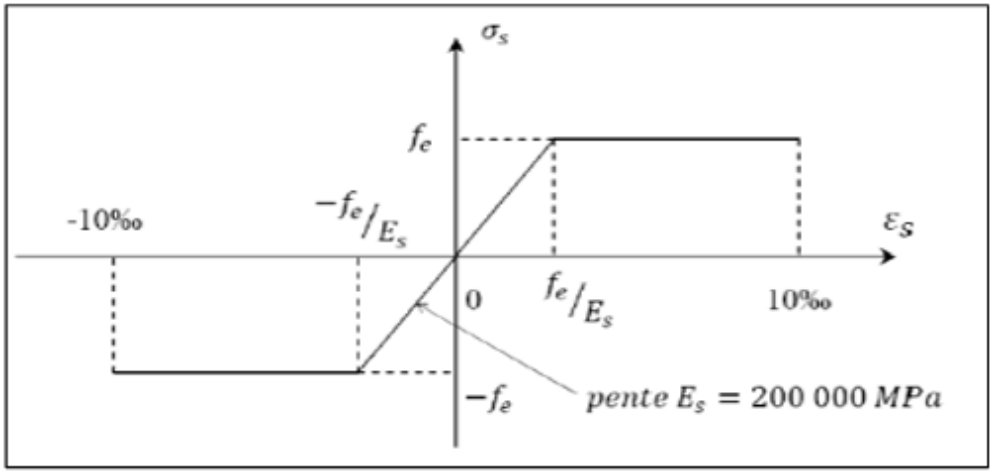


Figure III-3 : Diagramme contrainte-déformation d'acier à l'ELU

III.4.2. Acier de precontrainte

III.4.2.1. Système de Précontrainte

Tableau III-4 : Caractéristiques de la Précontrainte

On utilise des torons	T15s		Unité
Contrainte limite élastique	fpeg =	1 640	MPa
Contrainte de rupture garantie	fprg =	1 860	MPa
Module d'élasticité	E =	195 000	MPa
Section 1T15s	S =	150	mm^2
Section 12T15s	S=	1800	mm
Diamètre intérieur de la gaine	Φ i =	80	mm
Diamètre extérieur de la gaine	Φ e =	85	mm
Recul d'ancrage au relâchement du vérin (encrage Freyssinet)	g =	6	mm
Coefficient de frottement par unité de déviation angulaire	f =	0.17	rd^{-1}
Coefficient de frottement (gaine - câble)	φ =	2	mm^{-1}
Relaxation a 1000 heures	ρ1000 =	2.50	%
Coefficient (Armature TBR)	μ0 =	0.43	

III.4.2.2. Diagramme contrainte – déformation

Le calcul en état limite ultime sortant du domaine élastique, il est nécessaire de connaître la relation entre contrainte et déformation aux différents stades de calcul.

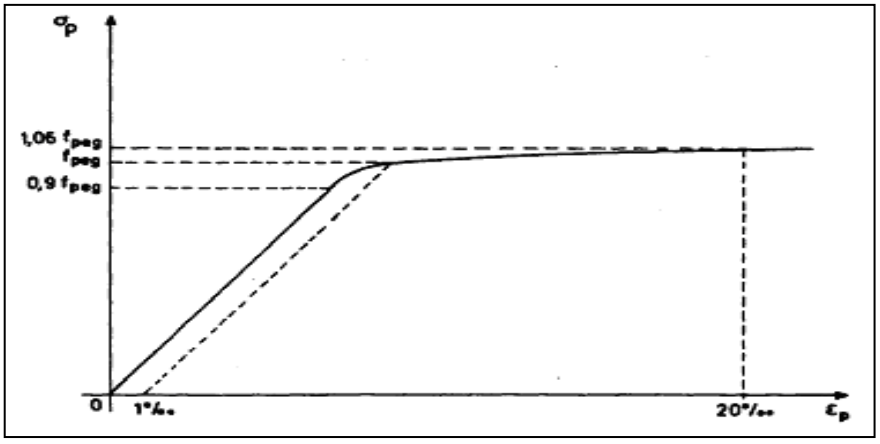


Figure III-4 : Diagramme contrainte – déformation des torons et Tréfilées

III.4.2.3. Classes de vérification

Selon le LIVRET 2.01 règles de conception et de calcul des ouvrages en béton, en métal ou mixtes, les ponts rail aux états-limites de service, en situation d'exploitation doivent être vérifiés en classe I dans les conditions définies á l'article 6.1 du chapitre 2b du livret.

Le calcul des contraintes normales est toujours effectué sur la section non fissurée. Il doit être vérifié que les contraintes du béton sont limitées aux valeurs admissibles.

III.5. CONCLUSION

Ce chapitre a permis d'établir les hypothèses de base et de sélectionner les caractéristiques des matériaux, qui seront utilisées dans les calculs ultérieurs, en particulier pour l'évaluation des charges et surcharges abordée dans le chapitre suivant

CHAPITRE IV :
CHARGES ET SURCHARGES

IV.1. INTRODUCTION

Ce chapitre présente les différentes actions agissant sur l'ouvrage, conformément aux règlements en vigueur.

Elles sont essentielles pour représenter fidèlement les sollicitations et garantir la sécurité de la structure.

IV.2. NORMES ET REGLES DE CALCUL

Le dimensionnement de notre ouvrage sera fait conformément aux règles appliquées en

Algérie :

1) Eurocode 1, Actions sur les structures, Partie 2 : Actions sur les ponts, dues au trafic, NF EN 1991-2.

2) Charges à prendre en considération dans le calcul des ponts rails, Code UIC 776-1.

IV.3. EVALUATION DES ACTIONS

Les actions appliquées à un pont sont de deux types :

- Actions hors Traffic

- Actions dues au Traffic

IV.3.1. Evaluation des actions hors traffic

IV.3.1.1. Charges permanentes

Les charges permanentes comprennent toutes les charges à faibles variation tel que :

- Poids Propre de tablier

- Poids des équipements de pont (CCP)

Tableau IV-1 : Poids Propre de Tablier.

Section	Densité [KN/m3]	Surface [m2]	Poids linéaire [KN/ml]	Longueur [m]	Nombre de poutres	Poids propre [KN] Tablier 35 m
About	25	1.35	33.75	4.72	10	1593
Intermédiaire	25	0.885	22.125	4.16	10	920.4
Mi-travers	25	0.823	20.575	26.12	10	5374.2
Hourdis	25	3.81	95.25	35		3333.75
Entretoise	25	0.9	22.5	5.4	2	243
$\sum = \mathbf{11464.35}$ KN						

Tableau IV-2 : Estimation du poids dû aux CCP.

Eléments	Densité [KN/m^3]	Poids linéaire [KN/ml]	Poids ccp [KN] Tablier 35 m
Rail UIC 60		1.2 × 2	84
Travers mono-bloc		4.8 × 2	336
Corniches	25	2 × 2.25	157.5
Caténaires		2.4	84
Gard corps		1 × 2	70
Ballast	20	20 × 0.57 × 8.15	3251.9
Etanchéité	25	0.08 × 8 × 25	560
$\sum = 4543.4$ KN			

Tableau IV-3 : Poids total permanant du tablier.

G_{PP} (KN)	11464.35
G_{CCP} (KN)	4543.4
G (KN)	16008

IV.3.1.2. Charges thermiques

a. variation uniforme Δt :

Les wilayas de Bechar et Tindouf, sont dans l'extrême sud de l'Algérie où les variations de température uniformes sont +50° C et -30° C.

b. gradient thermique ΔΘ :

D'après le tableau 3.2 du R.C.P.R, notre ouvrage est de type 3 (tablier en béton). Pour ce type de structure, le gradient thermique résultant d'un échauffement ou d'un refroidissement unilatéral de courte durée est admis à une variation de température de ±7°C en phase de service et de ± 12°C en phase de construction.

c. Simultanéité de la composante uniforme et du gradient thermique :

Selon l'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 :

$$\Delta\Theta + \omega_n \Delta t$$

$$\omega_m \Delta\Theta + \Delta t$$

Avec $\omega_n = 0.35$ et $\omega_m = 0.75$

On obtient 8 combinaisons qui suit :

$$0.35dT^+ + d\Theta^+$$

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

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

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

$$dT^+ + 0.75d\Theta^+$$

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

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

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

IV.3.1.3. Action due au vent

C'est une pression horizontale statique appliqué à la surface du tablier. La valeur de calcul est 2.00 kN/m².

IV.3.1.4. Action sismique

Les actions sismiques ne sont pas prises dans les calculs car la zone est classée Zone 0 (négligeable).

IV.3.2. Evaluation des actions dues au trafic

IV.3.2.1. Présentation du trafic ferroviaire

Le trafic ferroviaire englobe l'ensemble des activités liées à la circulation des trains, en considérant des paramètres tels que les charges, l'espacement des essieux et la vitesse. Pour l'évaluation des charges maximales sur l'ouvrage, quatre modèles de charge sont définis :

-Schéma 71 : représente le trafic normal sur les lignes principales.

-Modèle SW/0 : spécifique aux ponts continus (non applicable dans notre cas).

-Modèle SW/2 : adapté aux charges lourdes.

-Modèle "Train à vide" : évalue l'impact des trains circulant sans charge.

IV.3.2.2. Charges ferroviaires

a. Schéma de charge UIC71

Le modèle de charges 71 représente l'effet statique des charges verticales dues au trafic ferroviaire normal.

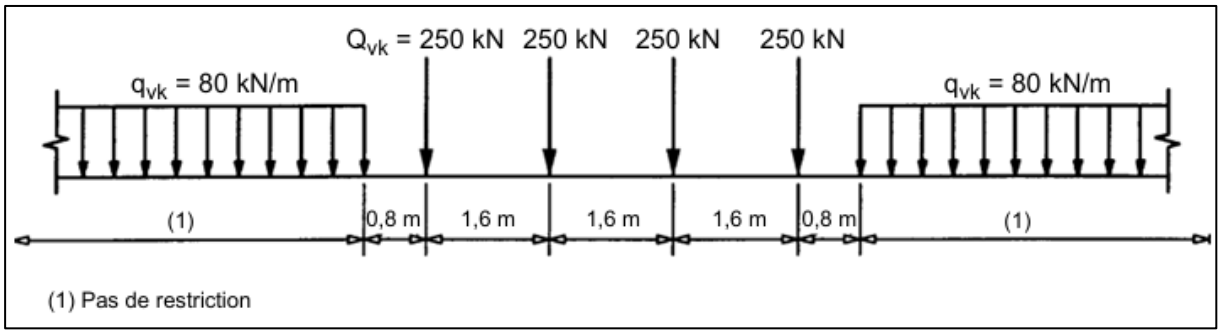


Figure IV-1: Modèle de charges 71 et valeurs caractéristiques pour les charges verticales.

Les valeurs caractéristiques des modèles de charges 71 et SW/0 doivent être multipliées par un coefficient α sur les lignes où circule un trafic ferroviaire plus lourd ou plus léger que le trafic ferroviaire normal. Lorsqu'elles sont multipliées par le coefficient a, les charges sont appelées « charges verticales classifiées ». Ce coefficient α doit être choisi parmi les valeurs suivantes : 0,75-0,83-0,91-1,00-1,10-1,21-1,33-1,46

Nous sommes dans une ligne minière où le trafic ferroviaire est très lourd par rapport au trafic ferroviaire normal, on prend α=1.33

b. Schéma des charges SW/0 et SW/2

Le modèle de charge SW/0 représente l'effet statique du chargement vertical du a un trafic ferroviaire standard sur des poutres continues et le modèle de charge SW/2 représente l'effet statique du chargement vertical du a un trafic ferroviaire lourd.

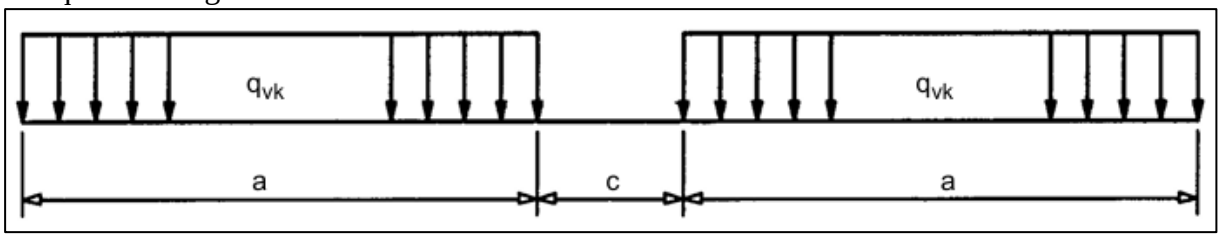


Figure IV-2 : Modèles de charge SW/0 et SW/2

Tableau IV-4 : Valeurs caractéristiques des charges verticales pour les modèles de charge SW/0 et SW/2.

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

c. Modèle de charge "Train à vide"

Certaines vérifications spécifiques font appel à un modèle de charge particulier, appelé « train à vide ». Il consiste en une charge verticale linéaire uniforme, avec une valeur caractéristique de 10.00 kN/m.

IV.3.2.3. Forces horizontales

a. Actions dues à l'accélération et au freinage

La direction de ces forces doit être conforme au sens de circulation autorisé sur chaque voie. Les forces de traction et de freinage agissent uniformément le long des rails dans le sens longitudinal de la voie et sont considérées comme uniformément réparties sur leur longueur

Force d'accélération :

Les valeurs caractéristiques des forces d'accélération pour les modèles de charge 71, SW/0 et SW/2 sont égales à :

$$\boldsymbol{Q_{lak}\ 33KN/ml \times L_{a,b} \leq 1000KN}$$

Sachant que la longueur d'influence $\boldsymbol{L_{a,b} = 35m}$:

Pour le modèle de charge 71 :

$Q_{lak}(LM71)$ = min ($33KN/ml \times 35$; $1000KN$) = min ($1155KN$; $1000KN$) = $\boldsymbol{1000KN}$

$Q_{lak}(LM71) = 1.33 \times 1000 = \boldsymbol{1330KN}$

Pour le modèle de charge SW/2 :

$Q_{lak}(SW/2)$ = min ($33KN/ml \times 35$; $1000KN$) = min ($1155KN$; $1000KN$) = $\boldsymbol{1000KN}$

Force de freinage :

Les valeurs caractéristiques des forces de freinage pour les modèles de charge 71 et SW/0 sont égales à :

$$\boldsymbol{Q_{lbk} = 20KN/ml \times L_{a,b} \leq 6000KN}$$

Tandis que pour les modèles de charge SW/2, elles sont égales à : $\boldsymbol{Q_{lbk} = 35KN/ml \times L_{a,b}}$

Sachant que la longueur d'influence $\boldsymbol{L_{a,b} = 35m}$:

Pour le modèle de charge 71 :

$Q_{lbk}(LM71)$ = min ($20KN/ml \times 35$; $6000KN$) = min ($700KN$; $6000KN$) = $\boldsymbol{700KN}$

$Q_{lbk}(LM71) = 1.33 \times 700 = 931\boldsymbol{KN}$

Pour le modèle de charge SW/2 :

$Q_{lbk}(SW/2) = 35KN/ml \times L_{a,b} = 35KN/ml \times 35 = \boldsymbol{1225KN}$

b. Effort de lacet

L'effort de lacet est une force concentrée agissant horizontalement au niveau supérieur des rails et perpendiculairement à l'axe de la voie. Il est appliqué aussi bien dans le cas des voies en alignement que dans celui des voies en courbe.

La valeur caractéristique de l'effort de lacet doit être prise égale à **Qsk=100kN**

Il convient de multiplier cette valeur par le coefficient : α**=1.33**

c. Forces centrifuges

Sachant que notre pont étudié est un ouvrage droit le long de l'obstacle à franchir, il n'est pas nécessaire de déterminer les forces centrifuges dans ce cas.

IV.3.2.4. Déraillement

On considère selon l'article 2.7 du Code UIC 776-1 la possibilité du déraillement pour les justifications aux ELU accidentels. Il faut prévenir le renversement ou l'effondrement de la structure dans son ensemble.

Deux situations de calcul doivent être considérées :

a. Situation de Calcul I

Les véhicules déraillés demeurent en équilibre dans la zone de la voie sur le tablier du pont, les véhicules étant retenus par le rail adjacent ou par un mur bordant.

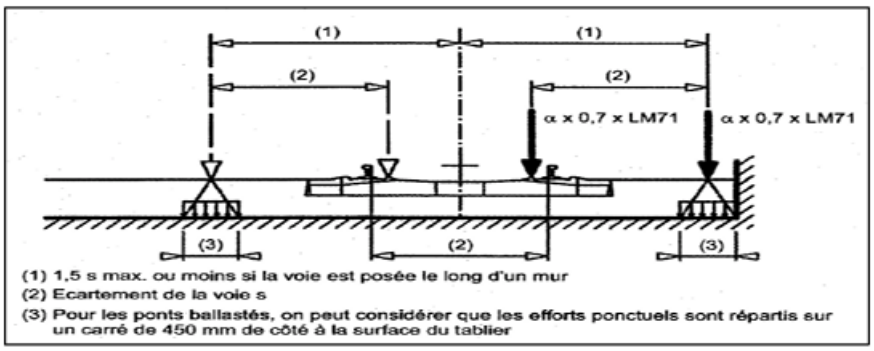


Figure IV-3 : Situation de Calcul I

b. Situation de calcul II

Les véhicules déraillés demeurent 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).

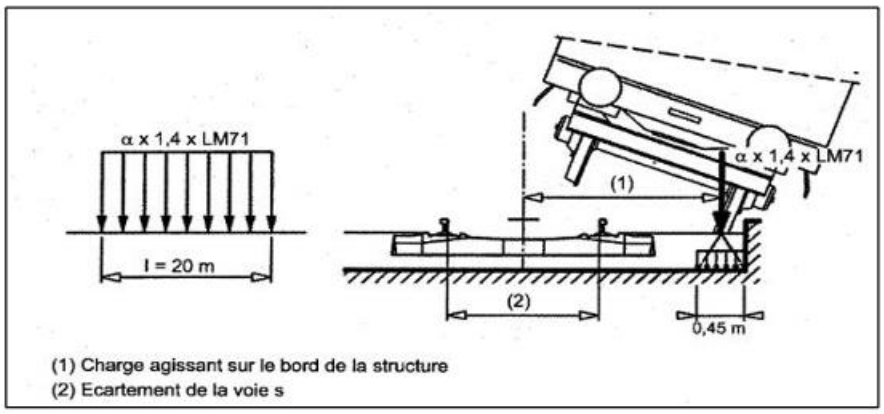


Figure IV-4 : Situation de Calcul II

IV.3.2.5. Effet dynamique

Les contraintes et déformations statiques d'un pont sous l'effet des circulations, ainsi que l'accélération du tablier, peuvent être amplifiées ou atténuées par plusieurs phénomènes :

-La vitesse des véhicules traversant l'ouvrage entraîne une mise en charge rapide, ce qui, combiné à l'inertie de la structure, génère un effet d'impact ;

-Le passage de charges successives à intervalles plus ou moins réguliers peut exciter la structure, et dans certains cas, provoquer un phénomène de résonance. Cela survient lorsque la fréquence d'excitation (ou un multiple de celle-ci) coïncide avec la fréquence propre du tablier, entraînant alors un risque de vibrations excessives induites par la succession des essieux.

-Les variations de charges par roue, dues aux irrégularités de la voie ou des véhicules (y compris les défauts des roues), influencent également la réponse de la structure.

La Figure 6.9 EN1991-2 fait apparaître les critères permettant de déterminer là où une analyse statique ou dynamique est requise.

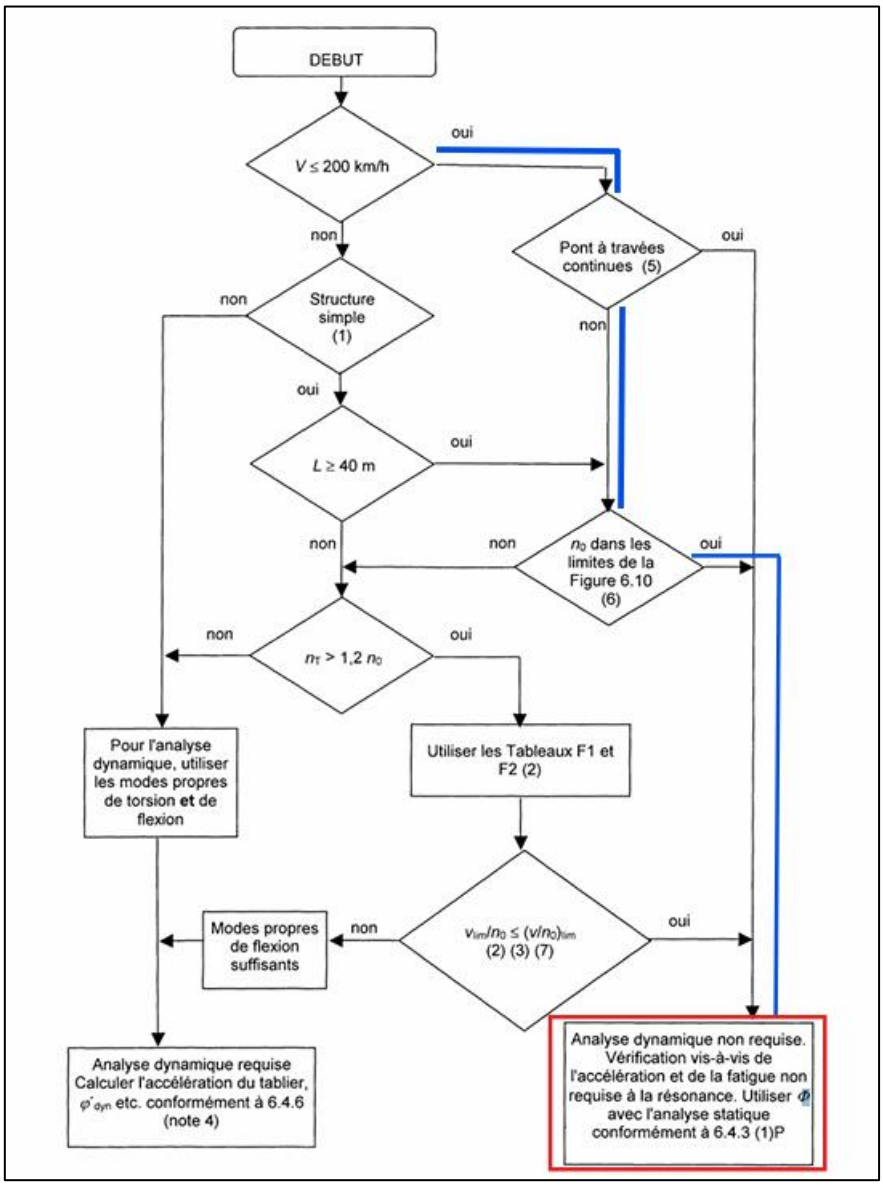


Figure IV-5 : Extrait de la figure 6.9 EN1991-2.

La limite supérieure de n_0 est liée aux majorations dynamiques dues aux irrégularités de la voie ; elle est donnée par :

$$n_0 = 94{,}76L^{-0{,}748} \quad \text{... (6.1)}$$

La limite inférieure de n_0 est liée à des critères d'impact dynamique ; elle est donnée par :

$$n_0 = 80/L$$

pour 4 m ≤ L ≤ 20 m

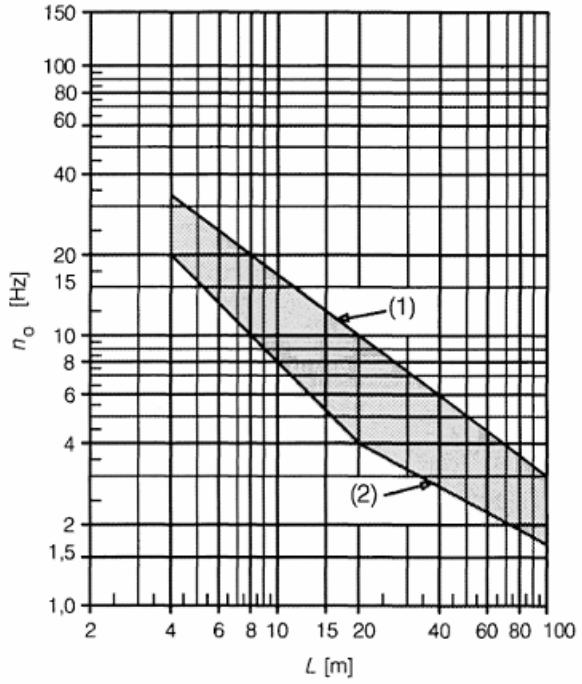
$$n_0 = 23{,}58L^{-0{,}592}$$

pour 20 m < L ≤ 100 m ... (6.2)

où :

n_0 première fréquence propre du pont, tenant compte de la masse, sous actions permanentes ;

L portée dans le cas des ponts sur appuis simples ou L_Φ dans les autres cas.



Légende

(1) Limite supérieure de la fréquence propre

(2) Limite inférieure de la fréquence propre

Figure IV-6 : Limites de la fréquence propre n_0

n_0 est dans les limites de la figure précédente

Donc et selon l'organigramme de la figure 6.9 de EN 1991-2

- Analyse dynamique non requise.
- Vérification vis-à-vis de l'accélération et de fatigue non requise à la résonance.
- Utiliser Φ avec l'analyse statique conformément à EN 1991-2 § 6.4.3 (1).

Coefficient dynamique Φ :

Le coefficient Φ dynamique qui augmente les effets de la charge statique dans les modèles de charges 71, SW/0 et SW/2 est défini en fonction de la qualité de la maintenance de la voie selon les modalités suivantes :

1. Pour une voie bénéficiant d'une maintenance soignée :

$$\Phi_2 = \frac{1.44}{\sqrt{(L\Phi - 0.2)}} + 0.82$$

Avec $1 < \Phi_2 < 1.67$

2. Pour une voie bénéficiant d'une maintenance standard :

$$\Phi_3 = \frac{2.16}{\sqrt{(L\Phi - 0.2)}} + 0.73$$

Avec $1 < \Phi_3 < 2$

Les coefficients dynamiques ont été établis pour des poutres à appui simple. La longueur $L\Phi$ permet de calculer ces coefficients pour d'autres éléments de structure à conditions d'appui différents.

Dans notre cas $L\Phi = L$ = 35 m

Les valeurs associées donc sont : $\boldsymbol{\Phi_2 = 1.064}$ | $\boldsymbol{\Phi_3 = 1.096}$

IV.4. COMBINAISONS DES ACTIONS

Les combinaisons d'actions, également connues sous le nom de combinaisons de charges ou de combinaisons de charges et actions, sont des ensembles spécifiques de différentes charges ou actions qui sont combinées pour évaluer les effets sur une structure donnée.

Ces combinaisons sont utilisées dans la conception des structures pour garantir qu'elles sont dimensionnées de manière adéquate pour résister à toutes les charges auxquelles elles peuvent être soumises au cours de leur durée de vie.

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

D'après le document UIC 776-1, la simultanéité des systèmes de chargement : charges verticales, forces horizontales, effets dynamiques, actions accidentelles est prise en compte par les groupes de charge définis par le tableau suivant. Il convient de considérer séparément chacun de ces groupes de charges comme définissant une action caractéristique, pour une combinaison avec des charges autres que celles du trafic. On présente les groupes dans le tableau ci-après.

Nombre de voies sur la structure			Groupes de charges			Efforts verticaux			Efforts horizontaux			Commentaires
						2.3.2/2.3.3	2.3.3	2.3.4	2.5.3	2.5.1	2.5.2	
1	2	≥ 3	Nbre de voies chargées	Groupe de charges	Voie chargée	LM 71[a] SW/0[ab] HSLM[cd]	SW/2[ae]	Train à vide	Traction freinage[a]	Effort centrifuge[a]	Effort de lacet[a]	
			1	gr11	T_1	1			1^f	$0,5^f$	$0,5^f$	Max. vertical 1 avec max. longitudinal
			1	gr12	T_1	1			$0,5^f$	1^f	1^f	Max. vertical 2 avec max. transversal
			1	gr13	T_1	1^g			1	$0,5^f$	$0,5^f$	Max. longitudinal
			1	gr14	T_1	1^g			$0,5^f$	1	1	Max. latéral
			1	gr15	T_1			1		1^f	1^f	Stabilité latérale avec "Train à vide"
			1	gr16	T_1		1		1^f	$0,5^f$	$0,5^f$	SW/2 avec max. longitudinal
			1	gr17	T_1		1		$0,5^f$	1^f	1^f	SW/2 avec max. transversal
			2	gr21	T_1 T_2	1 1			1^f 1^f	$0,5^f$ $0,5^f$	$0,5^f$ $0,5^f$	Max. vertical 1 avec max. longitudinal
			2	gr22	T_1 T_2	1 1			$0,5^f$ $0,5^f$	1^f 1^f	1^f 1^f	Max. vertical 2 avec max. transversal
			2	gr23	T_1 T_2	1^g 1^g			1 1	$0,5^f$ $0,5^f$	$0,5^f$ $0,5^f$	Max. longitudinal
			2	gr24	T_1 T_2	1^g 1^g			$0,5^f$ $0,5^f$	1 1	1 1	Max. latéral
			2	gr26	T_1 T_2	1	1		1^f 1^f	$0,5^f$ $0,5^f$	$0,5^f$ $0,5^f$	SW/2 avec max. longitudinal
			2	gr27	T_1 T_2	1	1		$0,5^f$ $0,5^f$	1^f 1^f	1^f 1^f	SW/2 avec max. transversal
			≥ 3	gr31	T_i	0,75			$0,75^f$	$0,75^f$	$0,75^f$	Cas de charge supplémentaire

a. tous les coefficients appropriés (α, Φ, f,...) sont à prendre en compte.
b. SW/0 n'est pris en compte que pour les ponts à portée continue.
c. HSLM et Trains Réels si exigé, conformément à la fiche UIC n° 776-2.
d. si une analyse dynamique est exigée, conformément à la fiche UIC n° 776-2.
e. SW/2 ne doit être pris en compte que si ceci est spécifié pour la ligne.
f. dans les cas favorables, ces valeurs non dominantes doivent être prises considérées égales à zéro.
g. le coefficient peut être réduit à 0,5 en cas d'effet favorable. Il ne peut être égal à zéro.

Action à composante dominante appropriée

A prendre en compte lors du calcul d'une structure comportant une voie unique (groupes de charge 11 à 17)

A prendre en compte lors du calcul d'une structure comportant deux voies (groupes de charge 11 à 27 sauf 15). Chacune des deux voies sera considérée comme T_1 (voie 1) ou comme T_2 (voie 2).

A prendre en compte lors du calcul d'une structure supportant 3 voies ou plus (groupes de charge 11 à 31 sauf 15). N'importe quelle voie peut être considérée comme T_1, et n'importe quelle autre comme T_2, toutes les autres voies non chargées. En outre, le groupe de charges 31 doit être considéré comme un cas de charge supplémentaire pour lequel toutes les longueurs défavorables de voie T_i sont chargées.

Figure IV-7 : Evaluation des groupes de charges pour le trafic ferroviaire [Fiche UIC 776-1]

On remarque une similarité entre les groupes et les charges appliquées avec un changement dans l'action á composante dominante appropriée, pour cela on a décidé de prendre en compte les groupes suivants :

- Pour une seule voie chargée : les groupes 11 -12 -16 - 17
- Pour deux vois chargées : les groupes 21 – 22 – 26 – 27

IV.4.2. Combinaisons de charges

Le calcul des ponts ferroviaires doit généralement être vérifié à l'aide de la méthode à coefficient partiel. Lorsque cette méthode est utilisée, il faut vérifier qu'il n'y a aucun dépassement d'état limite approprié à toutes les situations de calcul conformément aux dispositions nationales et internationales appropriées

Selon NF EN 1990 mars 2003 :

Á L'ELS :

Combinaison caractéristique :

$$\sum_{j\geq 1} G_{k,j} + Q_{k,1} + \sum_{i>1} \Psi_{0,i} Q_{k,i}$$

Combinaison fréquente :

$$\sum_{j\geq 1} G_{k,j} + \Psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i>1} \Psi_{2,i} Q_{k,i}$$

Combinaison quasi-permanente :

$$\sum_{j\geq 1} G_{k,j} + \sum_{i\geq 1} \Psi_{2,i}\, Q_{k,i}$$

Á L'ELU :

$$\sum_{j\geq 1} \gamma_{G,j}\, G_{k,j} + \gamma_{Q,1}\, Q_{k,1} + \sum_{i\geq 1} \gamma_{Q,i}\, \Psi_{0,i}\, Q_{k,i}$$

Situations de projet accidentelles :

$$\sum_{j\geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + A_d + (\Psi_{1,1}\ ou\ \Psi_{2,1}) Q_{k,1} + \sum_{i>1} \Psi_{2,i} Q_{k,i}$$

CHAPITRE V :
MODELISATION

V.1. INTRODUCTION

Ce chapitre présente l'évaluation des différentes charges agissant sur le tablier, qu'elles soient permanentes ou variables.

L'analyse structurelle a été réalisée à l'aide de la méthode des éléments finis, à travers une modélisation numérique sous logiciel Midas Civil et logiciel Robot Structural Analysis, appliquée à une travée type représentative de l'ensemble de l'ouvrage.

Les résultats issus de cette modélisation ont permis de déterminer les efforts internes.

V.2. PHASAGE DE CONSTRUCTION DU TABLIER

- Phase 1 : Préfabrication de la poutre
- Phase 2 : Pose des poutres
- Phase 3 : Coffrages et bétonnage de l'entretoise
- Phase 4 : Coffrages et bétonnage de la dalle
- Phase 5 : Pose des superstructures
- Phase 6 : Mise en service de l'ouvrage

V.3. CHARGES A PRENDRE EN COMPTE

Tableau V-1 : Définition de chargement de la structure

Charges permanentes	Surcharges
Poids propre de la structure : Poutres, hourdis et entretoises. Équipements de pont (CCP) : étanchéité, ballast, rails + traverses, caténaires et garde-corps. Charges thermiques	Modèle de charge UIC71 + Freinage et accélération correspondante Modèle de charge SW/2 + Freinage et accélération correspondante

Les combinaisons de charges sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau V-2 : Combinaisons des charges

ELS	Gr 11	G + UIC 71 + Fr + 0.5 L + 0.6 T
	Gr 16	G + SW/2 + Fr + 0.5 L + 0.6 T
	Gr 21	G + UIC71 + UIC71 + Fr + 0.5 L + 0.6 T
	Gr 26	G + SW/2 + SW/2 + Fr + 0.5 L + 0.6 T
ELU	Gr 11	1.35 G + 1.45 UIC 71 + 1.45Fr + L + T
	Gr 16	1.35 G + 1.2 SW/2 + 1.2 Fr + 0.5 L + 0.9 T
	Gr 21	1.35 G + 1.45×0.8 UIC71 + 1.45×0.8 UIC71 + Fr + L + T
	Gr 26	1.35 G + 1.2 SW/2 + 1.45 UIC71 +1.45 Fr + L + T

V.4. CALCUL AUTOMATIQUE (MODELISATION)

L'ouvrage est de type isostatique comportant 9 travées identiques et indépendantes, donc il suffit de faire l'étude d'une seule travée.

V.4.1. Modélisation par MIDAS CIVIL

Pour modéliser le tablier de notre ouvrage, on utilise premièrement le logiciel Midas Civil qui offre une gamme complète pour la modélisation géométrique ainsi que l'analyse statique et dynamique du tablier.

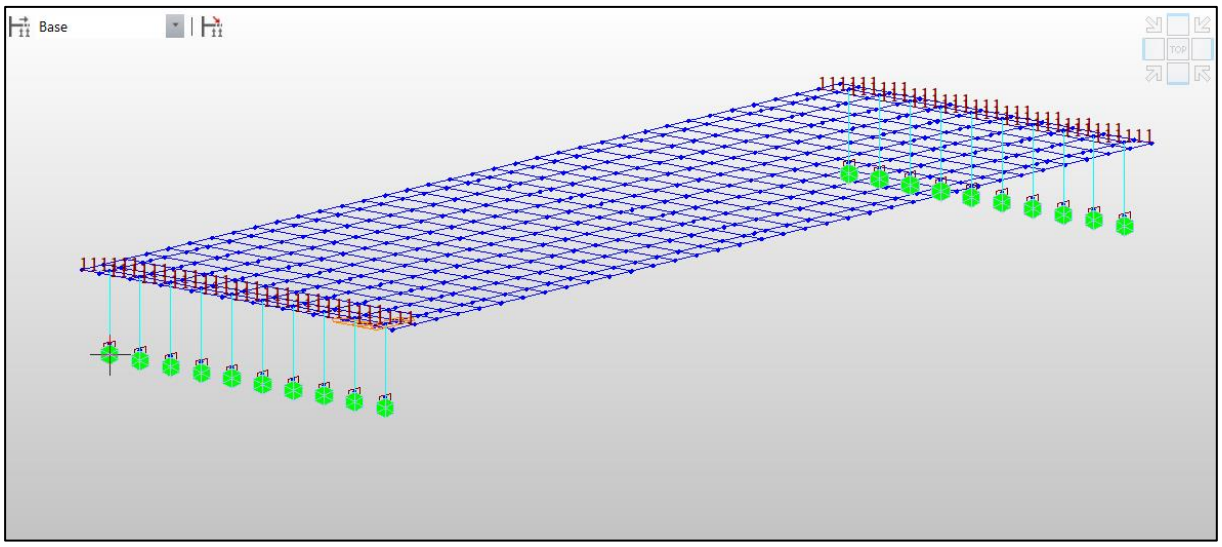


Figure V-1 : Conditions aux limites du tablier

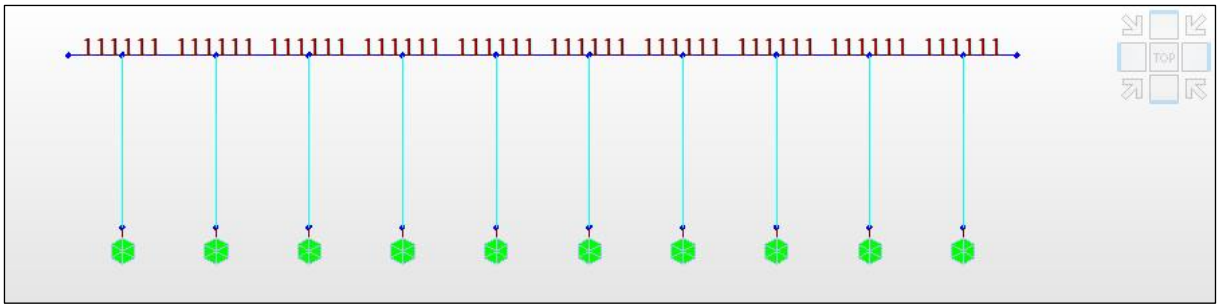


Figure V-2 : Conditions aux limites du tablier

Tels que :

-Les rigide links sert à assurer la continuité entre la dalle et les poutres

-Les élastiques links représente les appareils d'appui entre le tablier et les dés d'appuis

-Les appuis représentés par les points verts représentent l'encastrement des dés d'appuis dans les appuis

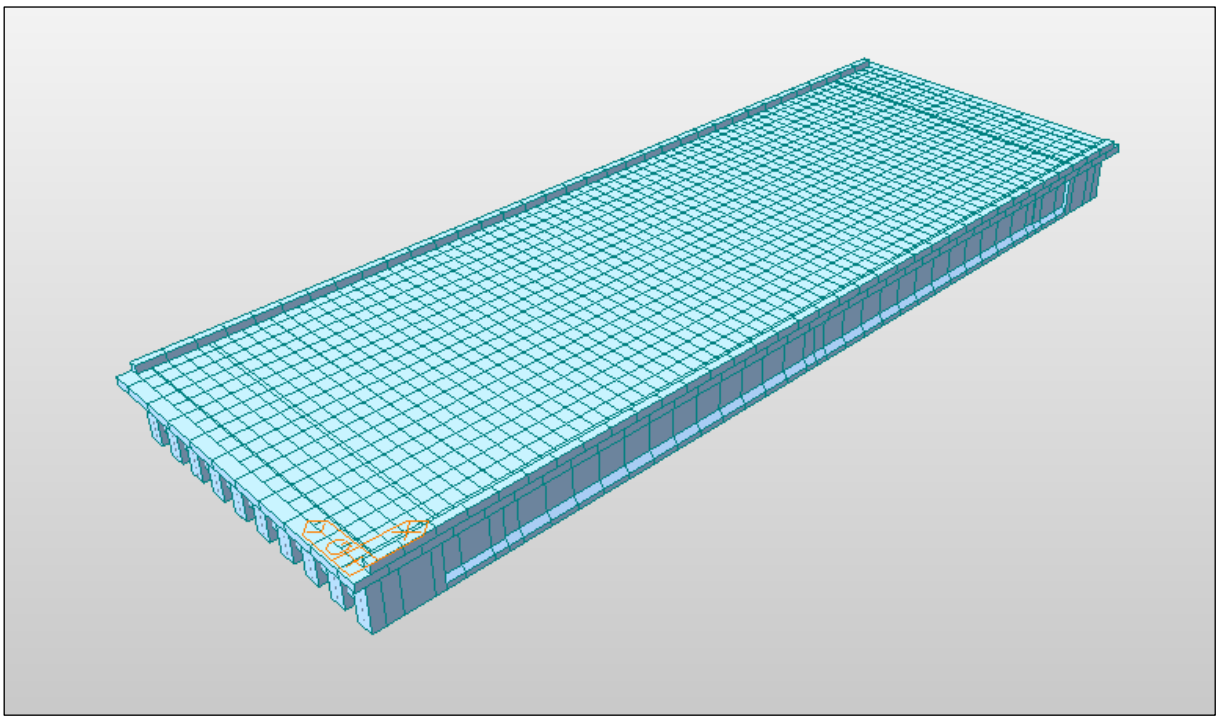


Figure V-3 : Modèle de calcul

Résultats :

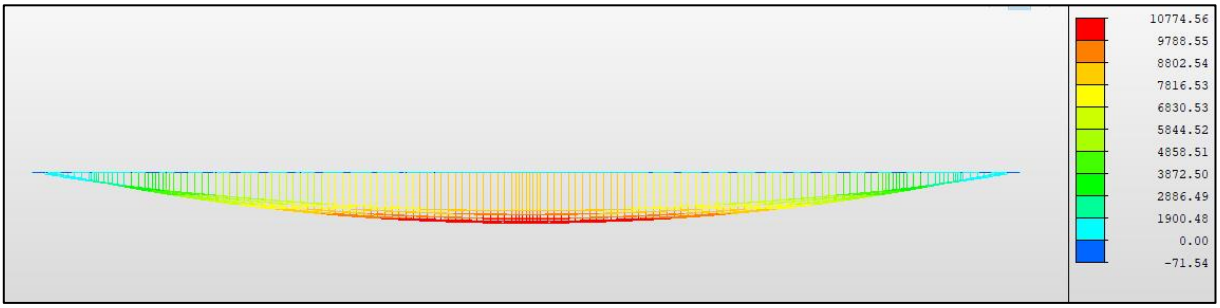


Figure V-4 : Moment Max à L'ELS

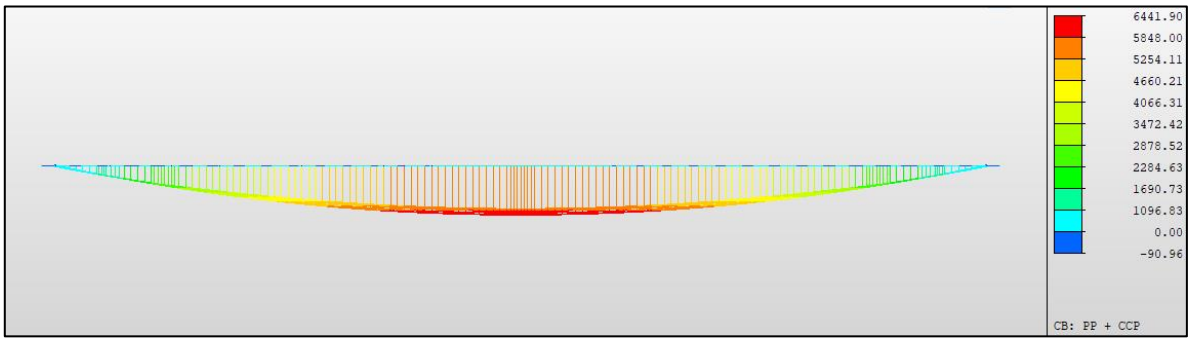


Figure V-5 : Moment Min à L'ELS

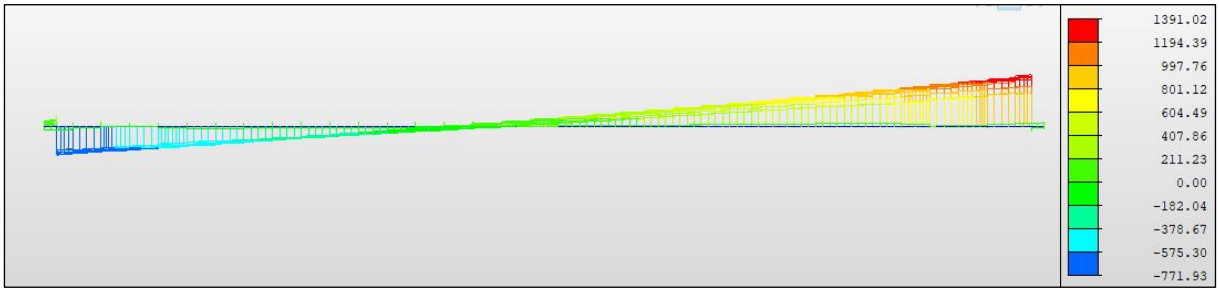


Figure V-6 : effort tranchant max á l'ELS

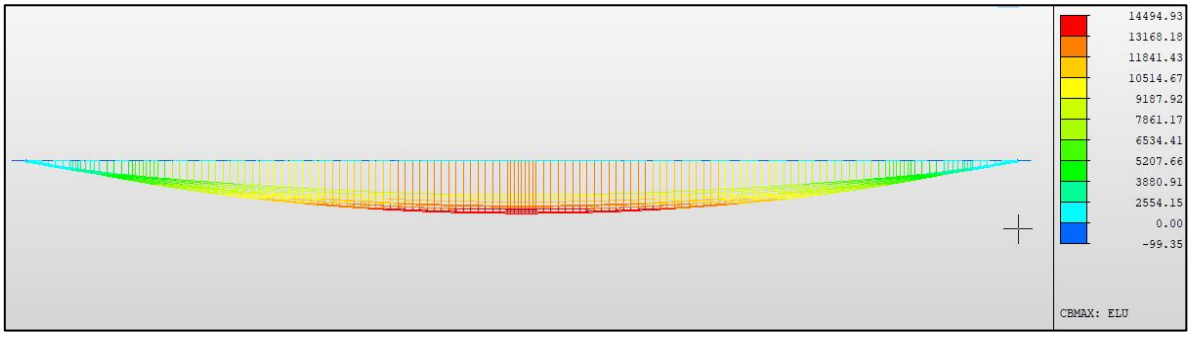


Figure V-7 : Moment Max à L'ELU

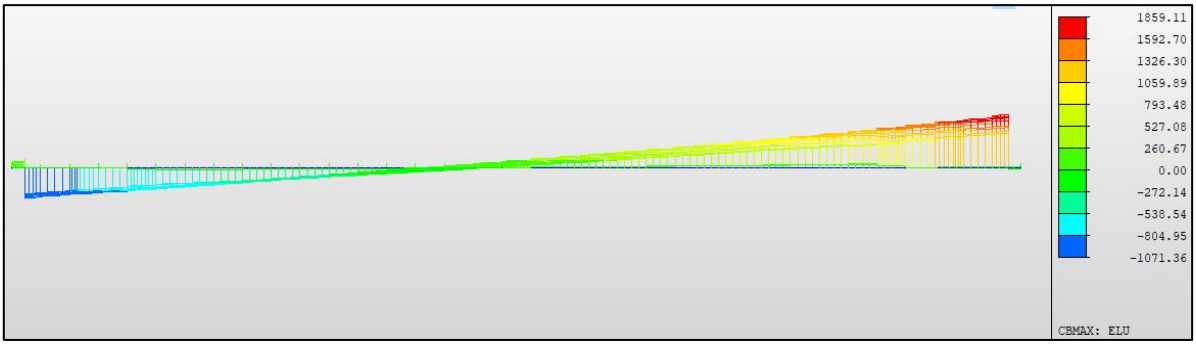


Figure V-8 : Effort tranchant Max à L'ELU

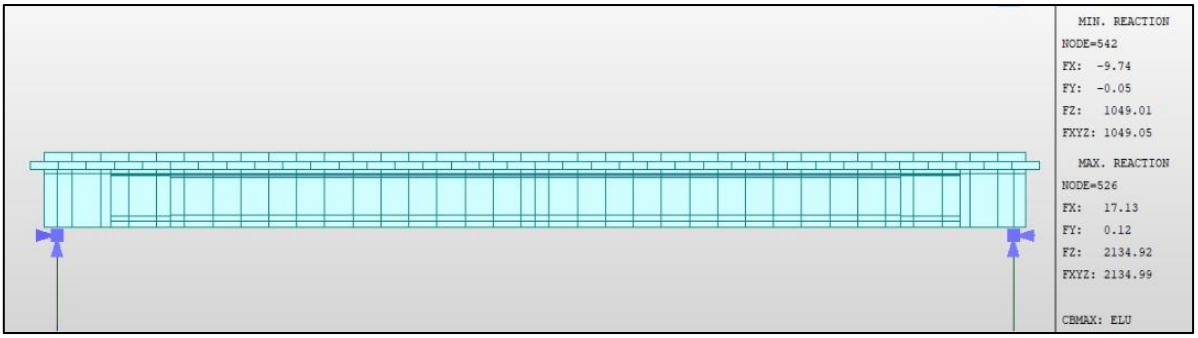


Figure V-9 : Réaction Max à L'ELU

V.4.2. Modélisation par ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS

Pour compléter l'étude du tablier, une seconde modélisation a été réalisée à l'aide du logiciel Robot Structural Analysis, afin de comparer les résultats obtenus avec ceux de Midas Civil.

Voici le croquis du tablier :

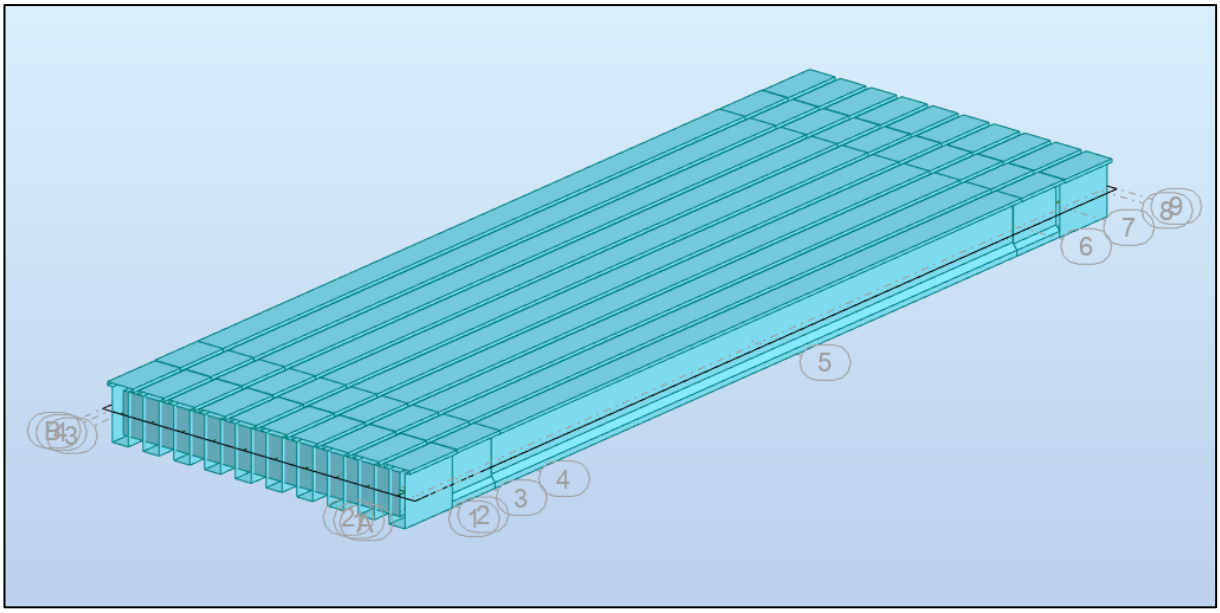


Figure V-10 : Modèle de calcul pour Robot Structural Analysis

Résultats :

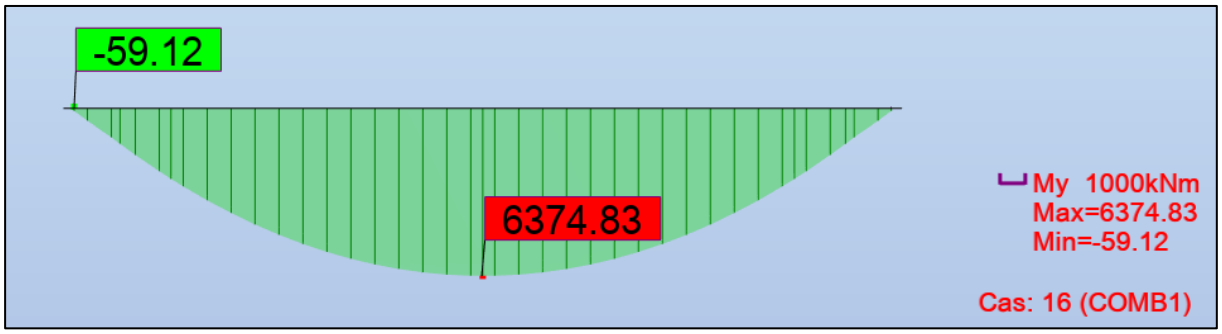


Figure V-11 : Moment Min à L'ELS

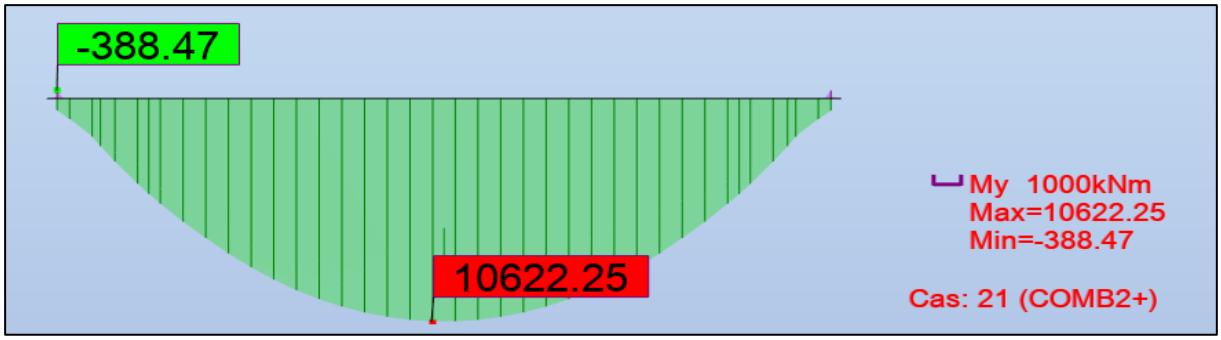


Figure V-12 : Moment Max à L'ELS

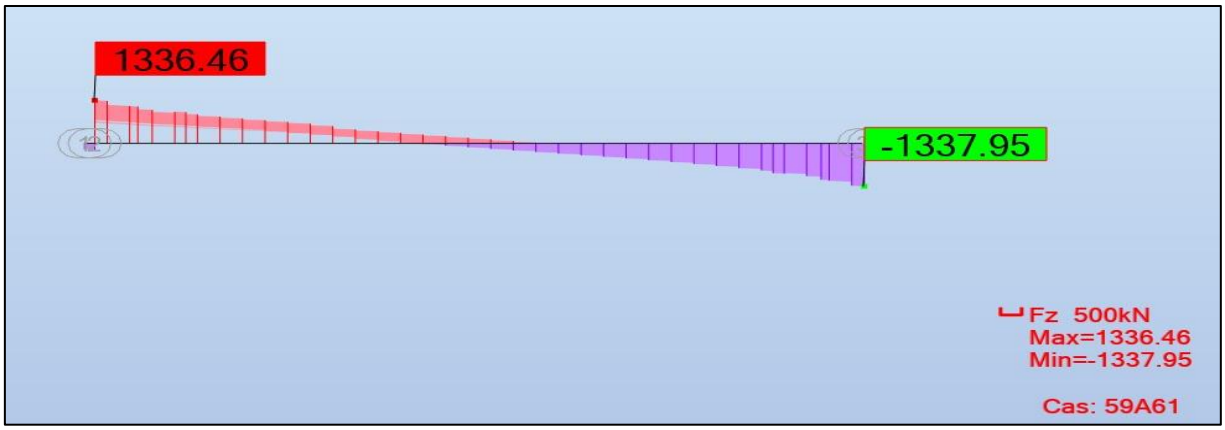


Figure V-13 : Effort tranchant á l'ELS

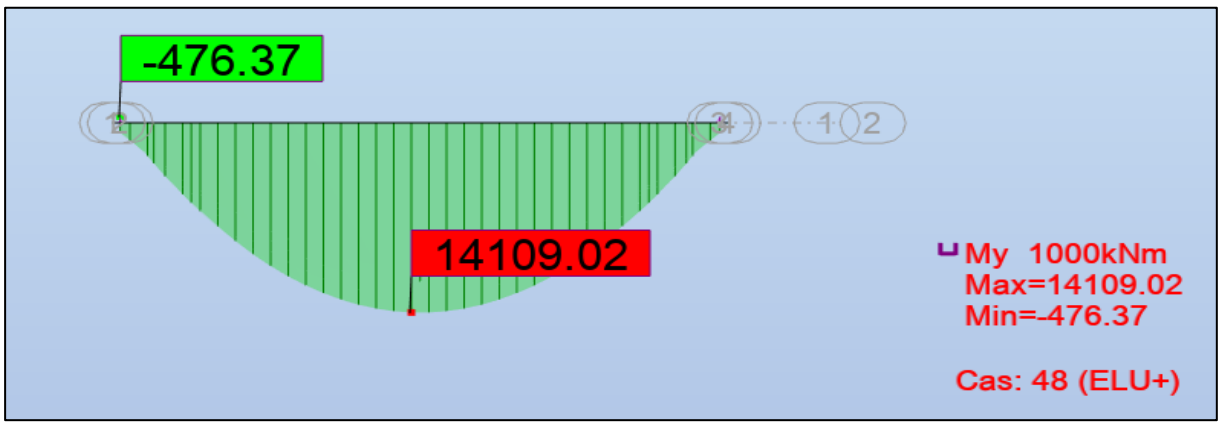


Figure V-14 : Moment Max à L'ELU

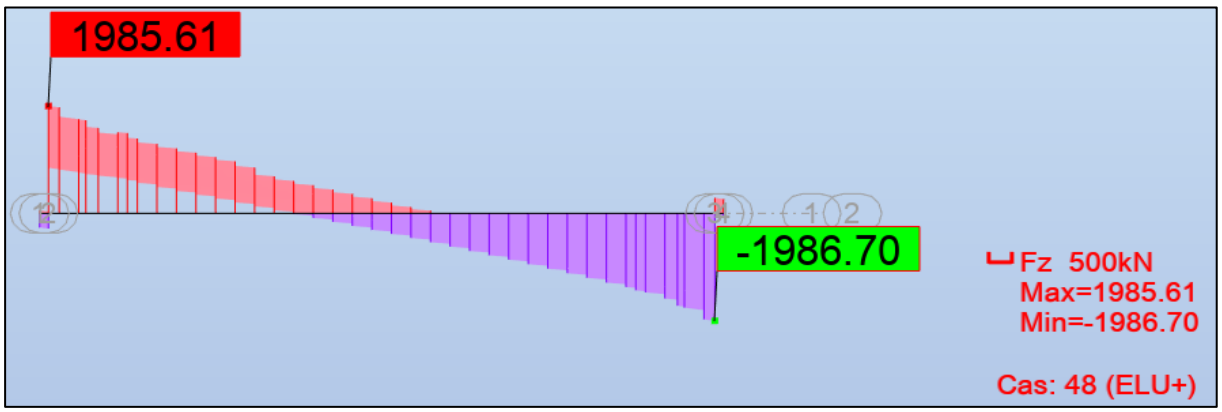


Figure V-15 : Effort tranchant Max à L'ELU

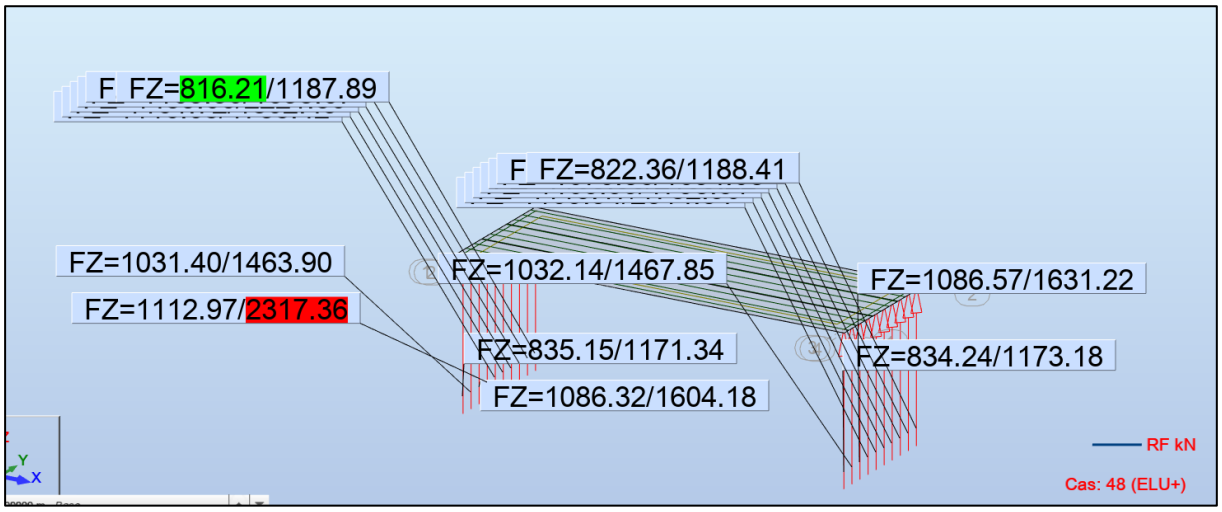


Figure V-16 : Réaction Max à L'ELU

V.5. ETUDE COMPARATIVE

Tableau V-3 : Tableau comparatif des efforts internes

Sollicitations		MIDAS	ROBOT	Erreur (%)
ELS	Mmax (kn.m)	10774.56	10622.25	1.41
	Mmin (kn.m)	6441.90	6374.83	1.04
	Tmax	1391.02	1337.95	3.8
ELU	Mmax (kn.m)	14494.93	14109.02	2.66
	Tmax (kn)	1859.11	1986.7	6.42
	Rmax (kn)	2135	2317.36	7.86

Tels que :

-Mmax : Moment sous G + g26

-Mmin : Moment sous G

-Tmax : L'effort tranchant sous G + g26

-Rmax : Réaction sous G + g26

V.6. CONCLUSION

Les résultats obtenus par Midas Civil et Robot Structural Analysis sont globalement proches, avec des écarts faibles au niveau des moments fléchissant (moins de 3%). Les plus grandes différences, autour de 7%, concernent les efforts tranchants et les réactions, dues probablement aux différences de modélisation. Les deux logiciels restent fiables pour l'analyse du tablier.

Étant donné la bonne concordance entre les deux logiciels, et pour assurer la cohérence avec le reste de l'étude, l'analyse est poursuivie avec Midas Civil, mieux adapté à la modélisation de la précontrainte et du phasage.

CHAPITRE VI :
ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

VI.1. INTRODUCTION

La précontrainte d'un pont en béton est une technique essentielle qui renforce sa structure en appliquant des forces de compression avant qu'il ne soit soumis à des charges.

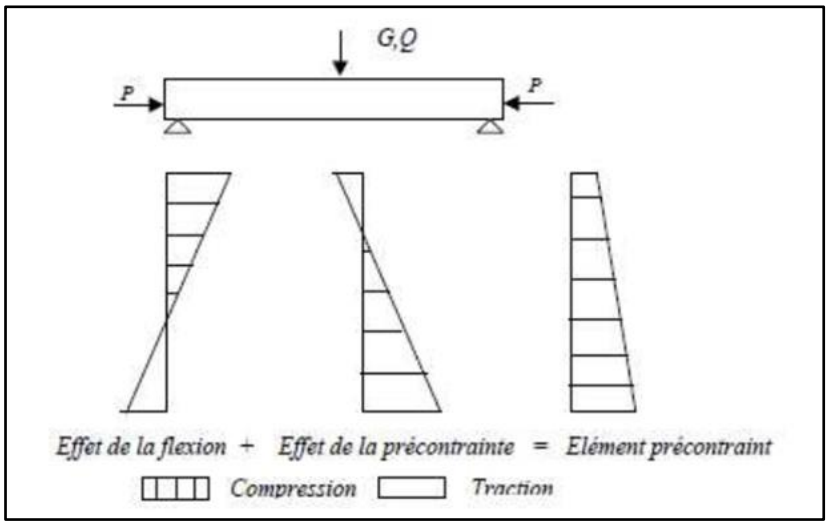


Figure VI-1 : Principe de la précontrainte

Ce chapitre portera sur l'étude de la précontrainte appliquée à l'ouvrage. Il abordera l'ensemble des aspects liés à sa mise en œuvre.

VI.2. PROCEDE DE PRECONTRAINTE UTILISEE

On distingue deux modes de précontraintes :

- Précontrainte par pré-tension.

- Les câbles de précontrainte sont tendus avant le coulage du béton.
- Cette technique utilise des bancs de fabrication.
- Les travées peuvent atteindre jusqu'à 25 mètres.

- Précontrainte par post-tension.

- La mise en tension des câbles se fait après que le béton a été coulé et durci.
- Les travées peuvent atteindre jusqu'à 50 mètres.

Dans notre cas, on utilise la précontrainte par post-tension. Il s'agit de tendre les câbles préalablement installés dans des gaines après le coulage et le durcissement du béton, en utilisant un vérin appuyé sur le béton. Une fois la tension désirée atteinte, le câble tendu est bloqué à l'aide d'un système d'ancrage. On injecte ensuite un coulis de mortier à travers cet ancrage pour protéger les câbles contre la corrosion.

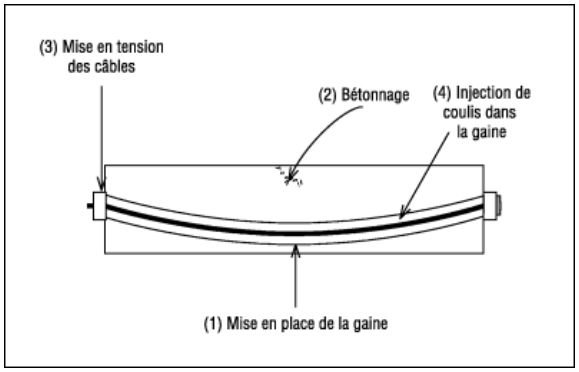


Figure VI-2 : principe de la post-tension

VI.3. DIMENSIONNEMEMNT DE LA PRECONTARINE

VI.3.1. Donnés de calcul

Les tableaux suivants résument toutes les données nécessaires pour entamer les calculs :

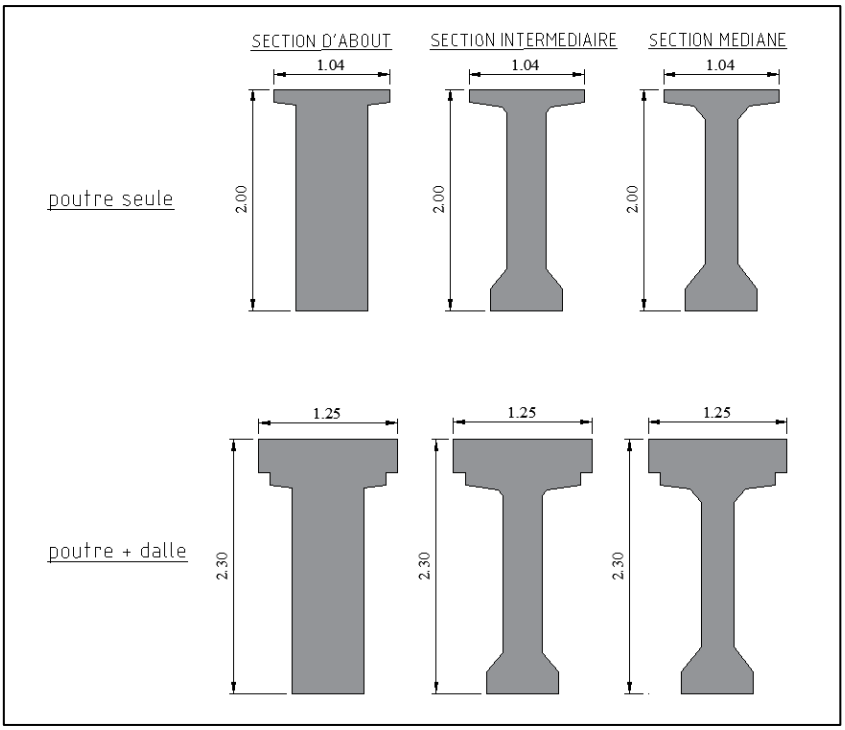


Figure VI-3 : schéma des poutres seules et avec dalle

Tableau VI-1 : Caractéristiques géométriques des sections

	Section d'about		Section intermédiaire		Section médiane	
	Poutre	P + D	Poutre	P + D	Poutre	P + D
h (m)	2	2.3	2	2.3	2	2.3
B (m²)	1.350	1.725	0.884	1.259	0.823	1.198
υ' (m)	1.035	1.277	1.019	1.356	1.016	1.371
υ (m)	0.965	1.023	0.981	0.944	0.984	0.930
I_G (m⁴)	0.475	0.843	0.380	0.720	0.373	0.708
Rendement géométrique ρ	0.352	0.374	0.431	0.446	0.454	0.463

Tableau VI-2 : paramètre de câble précontraint

Données	Notation	Valeur	Unité
Nombre de torons par câble	/	12T15S	/
Diamètre nominale	Φ	15,7	mm
Section nominale (toron)	Ap (toron)	150	mm
Section nominale (Cable)	Ap (Cable)	1800	mm
Masse nominale au mètre	γ	1.1	Kg/m
Contrainte de rupture garantie	fprg	1860	MPa
Contrainte limite élastique garantie	fpeg	1640	MPa
Module de la déformation élastique	E	195000	MPa
Valeur garantie de la perte par de Relaxation à 1000 heures	p 1000	> 2,50	%
Coefficient de frottement en courbe	f	0.17	rd^{-1}
Coefficient de frottement angulaire	φ	0.002	m^{-1}
Coefficient de Recul d'encrage	g	0.006	m

VI.3.2. La valeur minimale de précontrainte

On doit déterminer la valeur de la section minimale de la précontrainte, pour une section de classe I (l'état limite de compression ne doit pas être dépassé sous l'effet des combinaisons rares) elle est donnée par :

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

Le calcul de la précontrainte concerne la section médiane dont les caractéristiques sont représentées dans les tableaux précédents (poutre + dalle), tels que :

$$\mathbf{P_I} = \frac{\Delta M + \rho_n . B_n . (v\overline{\sigma_{bt2}} + v'\overline{\sigma_{bt1}})}{\rho_n . h}$$ Section sous-critique

$$\mathbf{P_{II}} = \frac{\rho_n . v . B_n . \overline{\sigma_{bt2}} + M_{max}}{\rho_n . v + v' - d'}$$ Section sur-critique

Nous considérons les caractéristiques géométriques de la section médiane (poutre + dalle).

Avec : $\mathbf{B_{net}}= 0{,}95B_{br}$ $\mathbf{I_{net}}= 0.9.\, I_{br}$ $\boldsymbol{\rho}_{\mathbf{net}}= \frac{I_n}{B_n .v.v'}$

Tableau VI-3 : Caractéristiques Géométriques de la Section Médiane

Caractéristiques de la section médiane (poutre + dalle)	B (m²)	I (m4)	V'(m)	V(m)	**ρ**
Caractéristiques brutes	1.198	0.708	1,371	0,930	0,463
Caractéristiques nettes	1,138	0,637			0,439

Soit à L'ELS :

$\mathbf{M_{max}}$ =10,774 MN.m

$\mathbf{M_{min}}$ = 6,441 MN.m.

D'où : $\Delta\mathbf{M} = M_{max} - M_{min}$ = 4,332 MN.m.

$\overline{\boldsymbol{\sigma_{bt1}}}$ = 0 MPa.

$\overline{\boldsymbol{\sigma_{bt2}}}$ = 0 MPa.

Φ = 8 cm d'= 0.3 m d'où : $\begin{cases} \mathbf{P_I} = & 4.67 \text{ MN.} \\ \mathbf{P_{II}} = & 7.17 \text{ MN.} \end{cases}$

$\mathbf{P_{min}}$ = sup (PI, PII) → $\mathbf{P_{min}}$= 7.17 MN la section est sur critique.

VI.3.3. Calcul de la tension á l'origine

La tension à l'origine nous permet d'évaluer les efforts tout au long des armatures de précontrainte. Elle est calculée comme suit :

$$P_0 = \min [\ (0.8 \times f_{prg} \times Ap)\ ;\ (0.9 \times f_{peg} \times Ap)\ ]$$

$$P_0 = \min [\ (0.8 \times 1860 \times 1800) \times 10^{-3}\ ;\ (0.9 \times 1660 \times 1800) \times 10^{-3}\ ]$$

$$\mathbf{P_0 = 2.657 \text{ MN.}}$$

Pour la contrainte á l'origine :

$$\boldsymbol{\sigma_0 = \frac{P0}{Ap} = \frac{2657 \times 10^3}{1800} = 1476 \text{ MPa}}$$

VI.3.4. Calcul du nombre de câbles précontraints

Pour le nombre de câbles on á :

$$n \geqslant \frac{\text{Pmin}}{(1 - \Delta p)\text{P0}}$$

Δp : estimation des pertes, on les estime á 30 %

On aura :

$$n \geqslant \frac{7.17}{(1-0.3)\ 2.657} = 3.86$$

Donc on opte pour 4 câbles de 12T15s

VI.3.5. Vérification de la borne supérieure

Cette vérification revient à s'assurer que P_0 n'est pas excessive.

On estime les pertes à 30% de P0, donc :

$\mathbf{P_{min}} = P_0 - \Delta P = 0.7\ P_0$

$P_{min}\ n < \overline{\sigma_{bc}}.B_n - \frac{(M_{max} - M_{min})}{\rho_n.h}$

$0.7 \times 2{,}657 \times 4 < 24 \times 1.138 - \frac{4{,}332}{0{,}439 \times 2.3}$

7.439 MN < 23.02 MN **vérifiée**

Donc **P_0** n'est pas excessive.

VI.3.6. Détermination de nombre des câbles á l'about

Les câbles d'about doivent être tirés à 100% de P0 avant le coulage de la dalle sur place. Les pertes instantanées sont estimées à 10% de P0.

Donc : Pm= 0.9 P0 = 0.9× 2656.8 = 2,39 MN.

On considère les caractéristiques nettes de la section médiane. Pour avoir le nombre de câble à l'about, il faut vérifier les deux inégalités données par l'expression :

- Fibre supérieure : σsup $\geqslant \overline{\sigma}$bt
- Fibre inferieure : σinf $\leqslant \overline{\sigma}$bc

Tels que : $\sigma_{sup} = \frac{P}{Bn} + \frac{v}{In}(P\ e_0 + Mg) \geqslant \bar{\sigma}_{bt} = 0$ MPa

$\sigma_{sup} = \frac{P}{Bn} - \frac{v'}{In}(P\ e_0 + Mg) \leqslant \bar{\sigma}_{bc} = 0.6$ fcj

Mg est le moment sous poids propre de la poutre seule qui est égale á **Mg = 3.02 MN.m**

Tableau VI-4 : Caractéristiques nettes de la section médiane (poutre seule)

B_{br} (m²)	B_n (m²)	I_{br} (m⁴)	I_n (m)	v (m)	v' (m)	e_0 (m)	h (m)
0.823	0.782	0.373	0.337	0.984	1.016	- 0,716	2

Par conséquent on aura :

$$\sigma_{sup} = \frac{P}{0.782} + \frac{0.984}{0.337}(-0{,}716P + 3.02) \geqslant \bar{\sigma}_{bt} = 0 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{inf} = \frac{P}{0.782} - \frac{1.016}{0.337}(-0{,}716P + 3.02) \leqslant \bar{\sigma}_{bc} = 24 \text{ MPa}$$

On obtient :

$P \leqslant 14.95$ MN

$P \leqslant 10.18$ MN

$\Rightarrow$ P = 10.18 MN.

Pour calculer le nombre de câbles á l'about on a la formule suivante :

$$n \leqslant \frac{P}{Pm}$$

$$n \leqslant \frac{10.18}{2.39} = 4.26$$

Alors on prend la totalité des câbles á l'about (4 câbles).

VI.3.7. Pré-vérification des contraintes

Cette vérification se fait á mis travée selon les deux 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 %.

- **1 ère phase :**

On tire les 4 câbles d'about à 50% de P_0 et en estimant les pertes à la mise en tension à 10%.

$\mathbf{f_{cj}} = \frac{j}{4{,}76+0{,}83j} f_{c28}$ Si : $f_{c28} \leq 40$MPa $\begin{cases} \mathbf{f_{c7}} = 26.49 \text{ MPa} \\ \mathbf{f_{t7}} = 2.19 \text{ MPa} \end{cases}$

$\overline{\boldsymbol{\sigma_{bc}}} = 0.6 f_{c7} = 15.894$ MPa

$\overline{\boldsymbol{\sigma_{bt}}} = 0$ MPa

$\mathbf{P} = 0{,}5 \times 0{,}9 . P_0 . n$

$\mathbf{P} = 0{,}5 \times 0{,}9 \times 2.657 \times 4 = 4.783$ MN

$\boldsymbol{\sigma_{sup}} = 6.36 \leq 15{,}894$ MPa **vérifie**

$\boldsymbol{\sigma_{inf}} = 5.85 \leq 15{,}894$ MPa **vérifie**

- **2 ème phase :**

On tire les 4 câbles d'about à 100% de P_0 et en estimant les pertes à la mise en tension à 10%.

$\mathbf{f_{c28}} = 40$MPa ; $\mathbf{f_{t28}} = 3$MPa

$\overline{\boldsymbol{\sigma_{bc}}} = 0{,}6 f_{c28} = 24$ MPa

$\overline{\sigma_{bt}}$ = 0 MPa

P = 0,9. P_0 . n = 0,9 × 2.657 × 4 = 9.565 MN

σ_{sup} = 3.31 ≤ 24 MPa **vérifie**

σ_{inf} = 21.42 ≤ 24 MPa **vérifie**

Conclusion

Les phases de mise en tension sont les suivantes :

1ère famille : (4 câbles à l'about)

Tirés à 50% de P_0 au 7ème jour.

Tirés à 100% de P_0 au 28ème jour.

VI.3.8. Déterminations du tracé des câbles

a. Disposition constructive des câbles :

1. **Section médiane :** dans la section la plus sollicité, la section médiane on doit respecter les dimensions des gaines de précontraintes
2. **Section d'about :** selon l'article J.2.2 de l'agrément technique européen les ancrages doivent être disposés à une distance suffisante de la paroi et être séparés entre eux d'une valeur d'entraxe minimum de telle sorte que la résultante des forces de précontrainte coïncide avec le centre de gravité de la section d'about.
   Pour un câble de 12T5 les dimensions adéquate de la plaque d'encrage sont :
   A × B = 240 × 200 mm²
   L'entraxe verticale est déterminé comme suite :
   x ⩾ A + 30 mm
   x' ⩾ 0.5 x +10 mm (enrobage de béton)
   tels que :
   x : la distance d'axe en axe des ancrages de la structure dans la direction x
   x' : la distance de l'ancrage au parement le plus proche dans les directions x

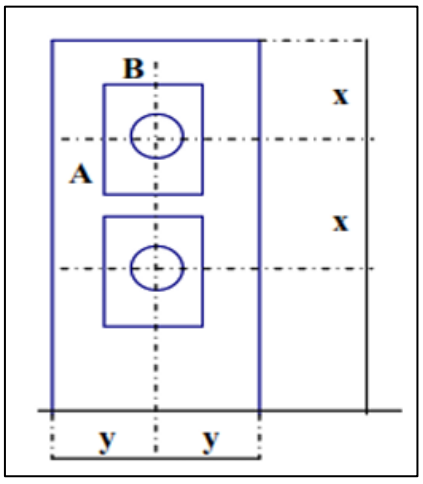
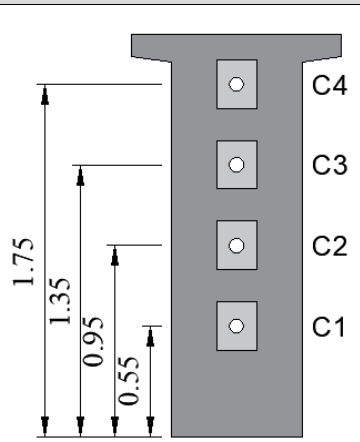
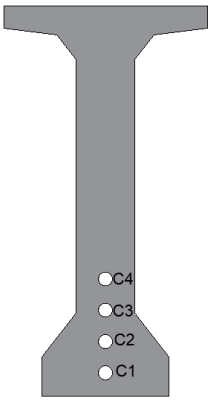


Figure VI-4 : disposition des ancrages

On prend x= 0.55 et m x'=0.4 m

On obtient les diapositions suivantes :

Tableau VI-5 : dispositions constructives des câbles

	Yi (m)	Section d'about	Cable	Yi (m)	Section médiane
C1	0.55		C1	0.12	
C2	0.95		C2	0.28	
C3	1.35		C3	0.44	
C4	1.75		C4	0.60	

b. Angle de relevage : la section d'about se distingue par des contraintes de cisaillement importantes dues á l'effort tranchant élevé près des appuis, un alignement droit des câbles précontraints précède l'ancrage il est incliné d'un angle $\boldsymbol{\alpha}$ dont la valeur est déterminée par la formule suivante :

$$\arcsin\left(\frac{V_M - \bar{V}}{P}\right) \leqslant \alpha \leqslant \arcsin\left(\frac{V_m + \bar{V}}{P}\right)$$

Tels que :

V_M : Effort tranchant en charge maximal

V_m : Effort tranchant à vide sous (G)

$\bar{V}$: effort tranchant limite que peut supporter la section d'about : $\bar{V} = \bar{\tau} \times b_n \times 0.8h$

$b_n = b_0 - m \times k \times \varphi$ b_0 : largeur du talon = 0.65m

m : nombre de gaines par lit =1

k = 0.5 pour post tension avec injection de colis de ciment

φ = 80 mm diamètre de la gaine

$\bar{\tau}$: contrainte tangentielle limite en état limite de service $\bar{\tau} = \sqrt{0.4 \times f_{tj} \times (f_{tj} + \sigma_x)}$

σ_x : contrainte normale au niveau de la fibre neutre $\sigma_x = P / B_n$

B_n : surface nette de la section d'about + dalle ; $B_n = B - n \times B_{Gaine}$

L'application numérique est résumée dans le tableau suivant :

Tableau VI-6 : Angle de relevage

angle de relevage	
Bn (m²)	1.70
σx (mpa)	4.38
$\bar{\tau}$ (mpa)	2.97
bn (m)	0.61
$\bar{V}$(KN)	3339.8
VM (kn)	1387.67
Vm (kn)	804.2
arcsin $(\frac{V_m+\bar{V}}{P})$ (deg)	33.9
arcsin $\left(\frac{V_M-\bar{V}}{P}\right)$ (deg)	-15.22

$$-15.22 \leqslant \boldsymbol{\alpha} \leqslant 33.8$$

c. Tracé des câbles :

- **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).

- **L'angle de déviation ß :** sur une longueur l peut être calculé par **: ß(l) = 4 ×** $\frac{f}{l}$

On aura les valeurs suivantes :

Tableau VI-7 : caractéristiques du tracé des précontrainte des poutres

CABLE	a^o	Yi			f	R(m)	ß (rad)
		X = 0	X = 1	X = 17.5			
C1	2.6	0.55	0.5	0.12	0.38	358.224	0.046
C2	3.75	0.95	0.82	0.28	0.54	252.083	0.065
C3	5.5	1.35	1.24	0.44	0.8	170.156	0.097
C4	6.6	1.75	1.56	0.6	0.96	141.797	0.116

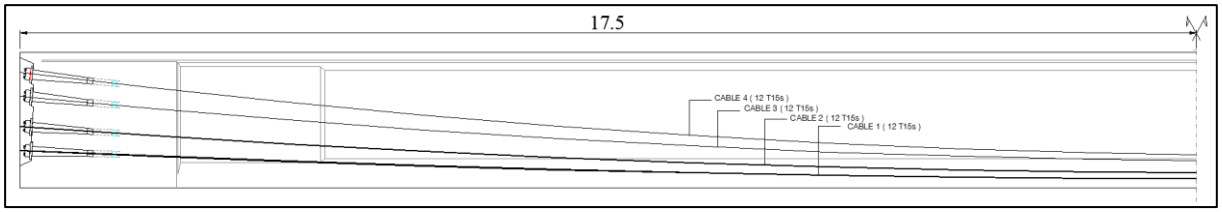


Figure VI-5 : tracé des câbles.

VI.4. CALCUL DES PERTES DE TENSION

La précontrainte dans une structure (ou élément de structure) subit des variations dans le temps, ces variations qui sont généralement dans le sens d'une réduction de tension sont nommées « pertes de précontrainte », Les pertes sont classées en deux catégories :

1) Les pertes instantanées.

2) Les pertes différées.

VI.4.1. Les pertes instantanées

Les pertes instantanées se produisent dans un temps relativement court, au moment de la mise en tension et résultent de la technologie ou des propriétés des matériaux.

VI.4.1.1. Les Pertes par frottement

Les pertes par frottement sont provoquées par le frottement de l'acier des câbles sur la gaine. Il résulte de ce contact un frottement du câble contre la gaine qui réduit la tension dans le câble à partir de son ancrage. L'expression de la tension le long du câble et de la perte sont donnée par la relation suivante :

$\sigma_P(x) = \sigma_{P0} (1- f.\alpha(x) - \Phi.x)$

$(\Delta\sigma_p)_{frott} = \sigma_{P0} - \sigma_P(x)$

σ_{P0} : la tension à l'origine, σ_{P0} = 1 476 MPa.

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

f : Coefficient de frottement en courbe, f = 0.17 rad^{-1}.

Φ : Coefficient de perte de tension par unité de longueur, Φ = 0.002 m^{-1}.

Tableau VI-8 : Valeurs des pertes dues au frottement

N câble	X = L/2 m	α (rad)	$\sigma_P(x)$ (MPa)	$(\Delta\sigma_p)$ (MPa)	$\Delta\sigma_{p\ Moy}$ (MPa)	$\Delta\sigma_{p\ Moy}$ (%)
Câble 1	17.5	0.046	1411.8	64	74.3	5.03
Câble 2	17.5	0.065	1405.3	70.7		
Câble 3	17.5	0.097	1398	78		
Câble 4	17.5	0.131	1391.5	84.5		

VI.4.1.2. Les Pertes par recul d'ancrage

Cette perte de tension résulte de glissement de l'armature par rapport à son ancrage. Après rentrée d'ancrage la tension a l'abscise x < d est donnée par :

$$\Delta\sigma_{\mathbf{g}}(x) = 2.\ \sigma_{P0}\ .\ \psi.\ (d - x).$$

Avec :

d : longueur sur laquelle s'effectue le recul d'ancrage, $d = \sqrt{\frac{g\ .\ E_p}{\sigma_0\ .\ \psi}}$.

ψ : constant, $\psi = \frac{f\ .\ \alpha}{l} + \Phi$.

g: intensité de recul d'ancrage (g = 6 mm).

Ep : module de déformation longitudinale de l'acier, Ep = 195000 Mpa.

l : longueur de câble.

Tableau VI-9 : Valeurs des pertes dues au recul d'ancrage

N câble	X (m)	Ψ (m^{-1})	d (m)	$\Delta\sigma_g$ (MPa)	$\Delta\sigma_g$ (%)
Câble 1	17.5	0.0022	18.98	9.61	0.28
Câble 2	17.5	0.0024	18.17	4.74	
Câble 3	17.5	0.0025	17.80	2.21	
Câble 4	17.5	0.0026	17.46	0	

VI.4.1.3. Perte dues au raccourcissement instantané de du béton

La perte de tension qui résulte des déformations instantanées de béton dues à l'action des armateurs de précontrainte et aux autres actions permanentes peut être assimilée à une perte moyenne affectant chacune des armatures et égale dans une section donnée à :

$$\boldsymbol{\sigma_e = \frac{1}{2} \times \frac{Ep}{Eij} \times \sigma_{bi}}$$

σ_{bi} : contrainte parabole de béton, $\boldsymbol{\sigma_{bi} = \frac{P}{B} + \frac{P \times e^2}{I_G} - \frac{M_p \times e}{I_G}}$.

P : effort de précontrainte, $P = n \times A_P \times (\sigma_{P0} - \Delta\sigma_{frott} - \Delta\sigma_g)$

A_p : section de câble de précontrainte.

E_p : module d'élasticité de l'acier.

E_{ij} : module de déformation longitudinale instantané de béton.

e : excentricité moyenne des câbles.

M_p : moment dû au poids propre de la poutre.

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

Tableau VI-10 : Valeurs des pertes par déformation instantanée de béton

Désignation	Valeur
	X = L/2
P (KN)	9160.84
B (m^2).	0.8
e (m)	0.67
M_p (KN.m)	3222.65
I_G m^4	0.364
σ_{bi} (MPa)	19.3
$\Delta\sigma_e$ (MPa)	50
$\Delta\sigma_e$ (%)	3.38

VI.4.2. Les Pertes différées

Dans le cas d'une précontrainte par post-tension, les armateurs de précontrainte subissent des pertes de tension différées surviennent pendant une période plus au moins longue. On distingue trois types :

-Pertes de tension dues au retrait de béton.

-Pertes de tension dues au fluage de béton.

-Pertes de tension dues à la relaxation des aciers.

La valeur des pertes différées totale est :

$$\Delta\sigma_d = \Delta\sigma_r + \Delta\sigma_{fl} + \frac{5}{6}\Delta\sigma_p$$

VI.4.2.1. Pertes de tension par retrait

C'est un raccourcissement naturel due essentiellement à l'évaporation de l'excèdent de l'eau de gâchage ce qui engendre de légères déformations dans le béton.

$$\Delta\sigma r = E_p\, \varepsilon_r\, [1 - r\,(t_0)]$$

Avec :

E_p : Module d'élasticité des armatures, $E_p = 195000$ (MPa)

ε_r : Le retrait final du béton (en m/m), $\varepsilon_r = 4.10^{-4}$. Climat chaud et sec.

r(t) : la loi d'évolution du retrait en fonction du temps, $r(t) = \frac{t}{t+9r_m}$

$\boldsymbol{r_m}$: Le rayon moyen (en cm), $\boldsymbol{r_m = \frac{A_n}{P}}$

$\boldsymbol{P}$: Le périmètre de la section (en cm).

$\boldsymbol{A_n}$: L'aire nette de la section (en cm²).

Tableau VI-11 : Valeurs des pertes par retrait de béton

$\Delta\sigma_r$ (MPa)	58.7
$\Delta\sigma_r$ (%)	3.96

VI.4.2.2. Pertes de tension par fluage

Sous l'action d'une contrainte permanente, le béton subit des déformations au cours du temps. Les câbles étant ancrés dans le béton vont subir les mêmes déformations, ce qui engendre une chute de leur tension.

$$\Delta\boldsymbol{\sigma_{fl}} = \mathbf{2.058}\times \frac{\mathbf{Ep}}{\mathbf{Eij}} \times \boldsymbol{\sigma_b}$$

Avec :

$\boldsymbol{\sigma_b}$: Contrainte finale après toutes les pertes dans le béton au niveau du câble moyen sous charges de longue durée d'application, $\boldsymbol{\sigma_b = \frac{P}{B} + \frac{P\times e^2}{I_G} - \frac{M_g \times e}{I_G}}$.

$\mathbf{E_p}$: Module d'élasticité des armatures, E_p =195000 (Mpa).

$\mathbf{E_{ij}}$: Module de déformation instantanée du béton au jour, E_{ij} = 37619.48 (Mpa).

P : Effort de précontrainte, $P = n \times A_P \times (\sigma_{P0} - \Delta\sigma_{ins})$.

$\mathbf{I_G}$: Moment d'inertie de la section médiane nette (p+d).

B : L'aire de la section médiane nette (p+d).

e : Excentricité moyenne des câbles.

$\mathbf{M_g}$: Moment du au poids propre du tablier (KNm).

Tableau VI-12 : Valeurs des pertes par fluage de béton

Coefficient	Valeur à X = L /2
P (kN)	8767.44
B (m^2)	1.17
e (m)	1.037
I_G	0.689
Mg (kN.m)	6441.9
σ_b (MPa)	13.96
$\Delta\sigma_{fl}$ (MPa)	146.04
$\Delta\sigma_{fl}$ (%)	9.9

VI.4.2.3. Pertes par relaxation des armatures

La relaxation est un phénomène de diminution progressive de la tension des câbles dans le temps. La perte par relaxation est donnée par la formule suivante :

$$\Delta\sigma_\rho = 0.06 \times \rho_{1000} \times \left(\frac{\sigma_i}{f_{prg}} - \mu_0\right) \times \sigma_i$$

Avec :

σ_i : 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, ρ_{1000} = 2.5 %.

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

Tableau VI-13 : Valeurs des pertes par relaxation

σ_i (MPa)	1351.7
$\Delta\sigma_\rho$ (MPa)	60.16
$\Delta\sigma_\rho$ (%)	4.07

VI.4.3. Pertes Totales

Tableau VI-14 : Valeurs des pertes totales

Unités	$\Delta\sigma_{ins}$	$\Delta\sigma_{diff}$	$\Delta\sigma_{tot}$
(MPa)	128.4	254.66	383.09
%	8.70	17.25	25.95

On constate que le pourcentage maximum des pertes à long terme est 25.95% ne dépasse pas celui des pertes estimées à (30%).

VI.5. CALCUL JUSTIFICATIF DES POUTRES

VI.5.1. sections de verification

En considérant 4 sections x=0, x = L/4, x = 3L/8, x = L/2 pour la vérification des contraintes normales á l'ELS, et une section au niveau de l'appui (x = 0) pour la vérification des contraintes tangentielles.

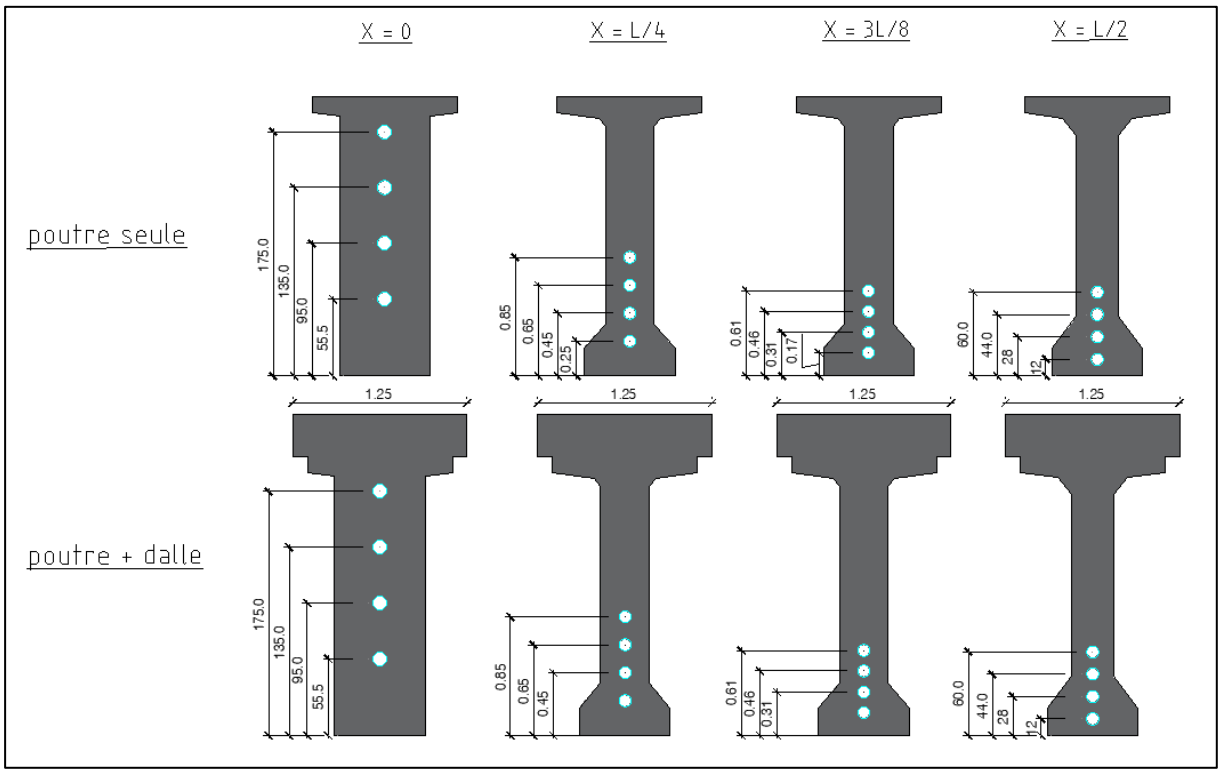


Figure VI-6 : sections de calcule

Tableau VI-15 : caractéristiques géométriques nettes des sections

	Section d'about		Section intermédiaire		Section médiane	
	Poutre	P + D	Poutre	P + D	Poutre	P + D
B (m²)	1.330	1.710	0.803	1.178	0.803	1.178
υ' (m)	1.033	1.300	1.030	1.400	1.030	1.400
υ (m)	0.967	1.003	0.974	0.901	0.970	0.903
I_G (m⁴)	0.471	0.838	0.370	0.692	0.364	0.689
Rendement géométrique ρ	0.354	0.378	0.460	0.465	0.454	0.465

Caractéristiques géométriques homogènes des sections :

$B_h = B_n + K.n.A_p$ Avec : $\begin{cases} K : \text{Coefficient d'équivalence.} \\ n : \text{Nombre de trous.} \\ A_p : \text{Section des câbles.} \end{cases}$

$v'_h = \frac{B_n v'_n - 5.A_p.\sum y_i}{B_{net}}$; $v_h = h - v'_h$

$I_h = I_n - B_n (v'_h - v'_n)^2 - 5\sum(v'_h - y_i)^2 A_p$; $\rho_h = \frac{I_h}{v'_h . v_h . B_h}$

Les caractéristiques géométriques homogènes de la poutre plus la dalle sont données dans le tableau suivant :

Tableau VI-16 : Caractéristiques géométriques homogènes des sections

	Section d'about	Section intermédiaire	Section médiane
B (m²)	1.741	1.214	1.214
υ' (m)	1.294	1.370	1.366
υ (m)	1.006	0.930	0.934
I_G (m⁴)	0.846	0.721	0.724
Rendement géométrique ρ	0.373	0.466	0.467

VI.5.2. Justification des contraintes normales à ELS

Cette vérification consiste à calculer les contraintes dans le béton et de les comparer aux contraintes limites autorisées. Elle doit être établie pour chacune des phases de construction et en phase de service.

On doit vérifier que :

$$\begin{cases} \boldsymbol{\sigma_{sup} = \frac{P}{A_n} + \frac{V}{I_n}(P.e_p + M_g) \geq \overline{\sigma_{bt}}} \\ \boldsymbol{\sigma_{inf} = \frac{P}{A_n} + \frac{\acute{V}}{I_n}(P.e_p + M_g) \leq \overline{\sigma_{bc}}} \end{cases}$$

Avec les valeurs caractéristiques de la précontrainte :

. En phase de construction : $P_1 = n \times A_p \times (1.02\sigma_{p0} - 0.8\Delta\sigma_\rho)$

. En phase d'exploitation : $P_2 = n \times A_p \times (0.98\sigma_{p0} - 1.2\Delta\sigma_\rho)$

Avec :

σ_{p0}: La tension à l'origine $=1476$ MPa

A_p : Section de câble de précontrainte, $A_p = 1800$ mm².

n : Nombre de câble de précontrainte = 4.

$\Delta\sigma_\rho$: Somme des pertes à l'âge considéré.

e_p : Excentricité du câble de précontrainte moyen.

M_g : Moment extérieure.

A_n : Section transversale nette.

I_n : Inertie de la section nette.

V : Distance de C D G aux fibres sup.

$\acute{V}$: Distance de C D G aux fibres inf.

Tableau VI-17 : Limitation des contraintes

Les contraintes admissibles		j = 7 jours	j ≥ 28 jours
$\overline{\sigma_{bc}}$ (MPa)		15.89	24
$\overline{\sigma_{bt}}$ (MPa)	Situation d'exécution, transitoires	-1.35	-2.1
	Situation d'exploitation	0	0

Phase 01 :

Au 7ème jour, la poutre est sur le banc de préfabrication, les câbles de la première famille sont tirés à 50%de P0 et consomment 50% des pertes instantanées, La section résistante est la section nette de la poutre seule, Le moment considéré est le moment dû au poids propre de la poutre seule.

Phase 02 :

Au 28ème jour, les câbles sont tirés à 100% de P0, ils consomment 100% des pertes instantanées, La section résistante est la section nette de la poutre seule, Le moment considéré est le moment dû au poids propre de la poutre seule.

Phase 03 :

Au 35ème jour, on coule la dalle, les câbles vont consommer en plus des pertes instantanées des pertes différées, La section résistante est la section nette de la poutre seule, Le moment considéré est le moment dû au poids propre de la poutre + dalle + entretoise.

Phase 04 :

Mise en place des éléments du tablier, La section résistante est la section nette de la poutre + la dalle, Le moment considéré est le moment dû au poids propre + ccp.

Phase 05 :

La mise en service de l'ouvrage, les câbles ont consommé la totalité des pertes, La section résistante est la section nette de la poutre + la dalle, Le moment considéré est le moment Max à ELS.

Tableau VI-18 : limitation des contraintes

		Phase 1				Phase 2				Phase 3			
		x=0	x=L/4	x=3L/8	x=L/2	x=0	x=L/4	x=3L/8	x=L/2	x=0	x=L/4	x=3L/8	x=L/2
e (m)		0.117	0.620	0.670	0.670	0.117	0.620	0.670	0.670	0.147	0.989	1.037	1.037
MEls		0.000	2.500	2.900	3.020	0.000	2.500	2.900	3.020	0.000	2.880	4.000	4.350
P1 (MN)		5.248	5.248	5.248	5.248	10.151	10.151	10.151	10.151	9.388	9.388	9.388	9.388
P2 (MN)		4.949	4.949	4.949	4.949	9.381	9.381	9.381	9.381	8.237	8.237	8.237	8.237
σMax (MPa)	σsup	**2.685**	**4.535**	**4.897**	**5.213**	**5.194**	**2.552**	**2.252**	**2.565**	**3.854**	**-0.455**	**0.412**	**0.870**
	σinf	**5.292**	**8.651**	**10.575**	**7.939**	**10.237**	**23.311**	**23.673**	**23.341**	**7.642**	**21.003**	**19.662**	**18.953**
σMin (MPa)	σsup	**2.532**	**4.656**	**5.058**	**5.375**	**4.800**	**2.864**	**2.668**	**2.981**	**3.382**	**3.956**	**5.105**	**1.467**
	σinf	**4.991**	**7.757**	**9.637**	**7.001**	**9.461**	**21.009**	**21.255**	**20.922**	**6.705**	**17.708**	**16.250**	**15.541**

		Phase 4				Phase 5			
		x=0	x=L/4	x=3L/8	x=L/2	x=0	x=L/4	x=3L/8	x=L/2
e (m)		0.147	0.989	1.037	1.037	0.147	0.989	1.037	1.037
MEls		0.000	3.880	6.000	6.440	0.000	7.900	9.945	10.770
P1 (MN)		9.388	9.388	9.388	9.388	8.625	8.625	8.625	8.625
P2 (MN)		8.237	8.237	8.237	8.237	7.093	7.093	7.093	7.093
σMax (MPa)	σsup	**3.854**	**0.861**	**3.048**	**3.625**	**3.541**	**6.498**	**8.644**	**9.728**
	σinf	**7.642**	**18.967**	**15.583**	**14.691**	**7.021**	**8.598**	**5.278**	**3.599**
σMin (MPa)	σsup	**4.188**	**5.421**	**7.591**	**4.222**	**4.188**	**10.713**	**12.791**	**10.221**
	σinf	**6.705**	**15.672**	**12.172**	**11.278**	**5.774**	**4.211**	**0.736**	**0.873**

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

VI.5.3. Justification des contraintes tangentielles

La justification des contraintes tangentielles consiste à s'assurer que l'effet de l'effort tranchant engendré par le moment fléchissant et l'effort normal n'affaiblit pas la sécurité de la structure en provoquant des fissures au niveau de l'âme. Il s'agit donc de vérifier la résistance de l'âme à cet effort en garantissant l'enrobage nécessaire pour les armatures actives et passives. La vérification des contraintes tangentielles se fait en classe I suivant les cinq phases citées précédemment comme suit :

$$\begin{cases} \tau^2 \leq 0.4 \times f_{tj}(f_{tj} + \frac{2}{3}\sigma_x) = \overline{\tau}_1{}^2 \\ \tau^2 \leq \frac{2f_{tj}}{f_{cj}}(0.6f_{cj} - \sigma_x)(f_{tj} + \frac{2}{3}\sigma_x) = \overline{\tau}_2{}^2 \end{cases}$$

Avec :

σ_x : La contrainte normale longitudinale, $\sigma_x = \frac{p}{A_n} + \frac{y}{I_n}(M_g - M_p)$.

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

v_{red} : Effort tranchant réduit, $v_{red} = v_g - v_p$.

v_g : Effort tranchant dû au poids propre.

v_p : Effort tranchant dû à la précontrainte totale, $v_p = \sum P sin\alpha$.

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 colis de ciment.

Φ : diamètre de la gaine, Φ = 80mm.

L'application des formules citées ci-avant permet d'obtenir les résultats représentés dans le tableau justifiant les contraintes tangentielles. On considère la section d'about et la phase 06 (le cas plus défavorable) pour tout qui suit.

Tableau VI-19 : Vérification de la contrainte tangentielle Max

Paramètres	Résultats
P(MN)	7.68
$\boldsymbol{A_n(m^2)}$	1.71
$\boldsymbol{I_n(m^4)}$	0.838
S($\boldsymbol{m^3}$)	0.45
$\boldsymbol{b_n}$(m)	0.61
$\boldsymbol{V_g}$(MN)	1.38
$\boldsymbol{V_p}$(MN)	0.69
$\boldsymbol{V_{red}}$(MN)	0.69
$\boldsymbol{\sigma_x}$(MPa)	4.49
$\boldsymbol{\tau^2}$(MPa)	0.37
$\boldsymbol{\overline{\tau}_1^{\,2}}$(MPa)	7.15
$\boldsymbol{\overline{\tau}_2^{\,2}}$(MPa)	17.5
Vérification	Vérifiée

Conclusion : Les contraintes de cisaillement sont bien vérifiées dans la section d'about.

VI.5.3.1. Armatures transversales de peau

Les armatures disposées parallèlement aux sections droites ont pour fonction de maintenir les armatures longitudinales de la peau (armatures passives). La section de ces armatures doit être telle qu'il ait au moins 2 cm^2 d'acier (un cadre HA12) par mètre de parement, mesuré perpendiculairement à leur direction.

VI.5.3.2. Justification des bielles de béton

La justification relative au béton implique de s'assurer que la contrainte de compression des bielles de béton reste en deçà de la contrainte ultime de béton.

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

$$\tau_u = \frac{1.17 \times 0.45}{0.61 \times 0.838} = 1.03 \leq \frac{40}{6} = 6.66MPa$$

Les bielles comprimées de béton sont bien vérifiées.

VI.5.3.3. Minimum d'armatures transversales

Diamètre des armatures d'âme :

$\phi_t \leq Min\begin{cases}\phi_l \\ h/35 \\ b_0/10\end{cases}$ Soit $\phi_t \leq 14mm$ on disposera $\phi_t = 12mm$

Espacement maximal :

$s_t \leq Min\begin{cases}15\phi_l \\ 40cm \\ 0.9d\end{cases}$ Soit $s_t \leq 21cm$ on disposera $s_t = 10cm\ et\ 15cm$

On doit vérifier :

$$\frac{A_t}{S_t} \geq Max\begin{cases}\dfrac{\Upsilon_s \times b_n(\tau_u - \frac{f_{tj}}{3}) \times tan\beta_u}{f_e} \\ 0.6\dfrac{\Upsilon_s \times b_n}{f_e}\end{cases}$$

Avec :

$\mathbf{A_t}$: section totale des sections d'un cours d'armatures passives transversales.

$\mathbf{b_n}$: largeur nette de la section d'appui.

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

$\mathbf{S_t}$: espacement des deux cours de ces armateurs, mesures suivant la fibre moyenne de la poutre.

$\Upsilon_\mathbf{s}$: 1.15, pour les justifications vis-à-vis des combinaisons fondamentales.

$\boldsymbol{\beta_u}$: l'angle que forme les bielles de béton avec la fibre moyenne de la poutre. $\beta_u \geq 30^0$.

On trouve : $\frac{A_t}{S_t} \geq Max\begin{cases}0.24cm^2/ml \\ 8.42cm^2/ml\end{cases}$ donc $\frac{A_t}{S_t} \geq 8.42cm^2/ml$

On prend des cadres de HA12 avec un espacement de 10 cm sur l'appui et 15 cm à mi travée.

VI.5.4. Ferraillage passif longitudinal

Dans les ouvrages précontraints deux types d'armatures sont à prévoir :

VI.5.4.1. Armatures de peau

Ces armatures sont essentiellement destinées à limiter les fissurations prématurées susceptibles de se produire avant la mise en précontrainte sous l´action des phénomènes tels que le retrait différentiel et le gradient thermique.

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 3 cm^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 20cm.

VI.5.4.2. Armatures longitudinales dans la zone tendue

Leur but est d'équilibrer les sollicitations de traction qui peuvent apparaître dans certaines sections. La formule suivante permet de déterminer la quantité d'acier nécessaire est pour équilibrer ces efforts :

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

Avec :

$\boldsymbol{B_t}$: Section du béton tendu.

$\boldsymbol{N_{bt}}$: Intensité de la résultante des efforts de traction.

$\boldsymbol{f_{tj}}$: La résistance à la traction du béton.

$\boldsymbol{f_e}$: La limite d'élasticité des armatures utilisées. $f_e = 500\ MPa$.

$\boldsymbol{\sigma_{bt}}$: Valeur absolue de la contrainte maximale de traction.

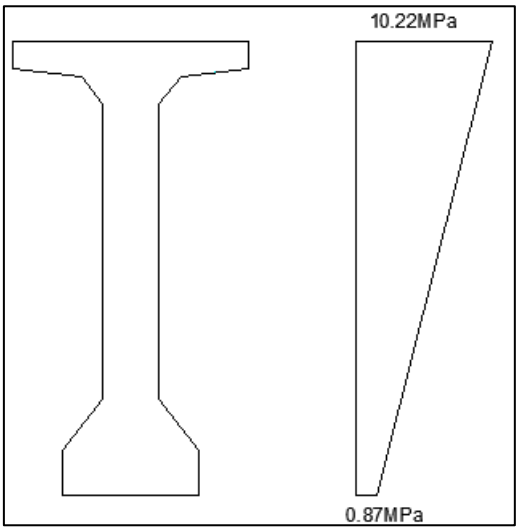


Figure VI-7 : Diagramme des contraintes dans la section médiane.

On a une contrainte de compression dans la fibre inférieure, donc une section entièrement comprimée, on va utiliser des armatures constructives.

On disposera 6 HA14 en nappe inférieure dans le talon.

VI.5.5. Justification des contraintes normales à ELU

La justification des contraintes normales à ELU vise à vérifier que la structure, ou l'un de ses éléments, possède une résistance suffisante pour éviter tout risque de rupture sous les sollicitations extrêmes en prenant en compte les combinaisons défavorables d'effort normal et de moment fléchissant.

a) Hypothèses de calcul :

- Les sections droites restent planes.

- La résistance à la traction du béton est négligée.

- Les matériaux ne subissent aucun glissement relatif.

- Le diagramme des déformations de la section est un diagramme limite tel que défini par la règle de trois pivots.

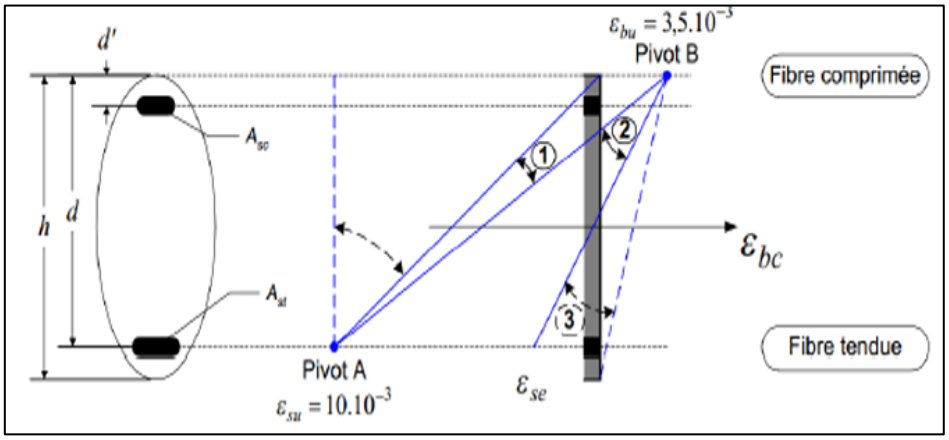


Figure VI-8 : Diagrammes des déformations limites (ELU).

b) Principe et méthodologie de justification :

La justification consiste à s'assurer que la combinaison des sollicitations maximales de couple (N_u, M_u) reste contenue à l'intérieur du domaine de résistance de la section, représenté par la courbe d'interaction effort normal-moment fléchissant $(\overline{N_u}, \overline{M_u})$.

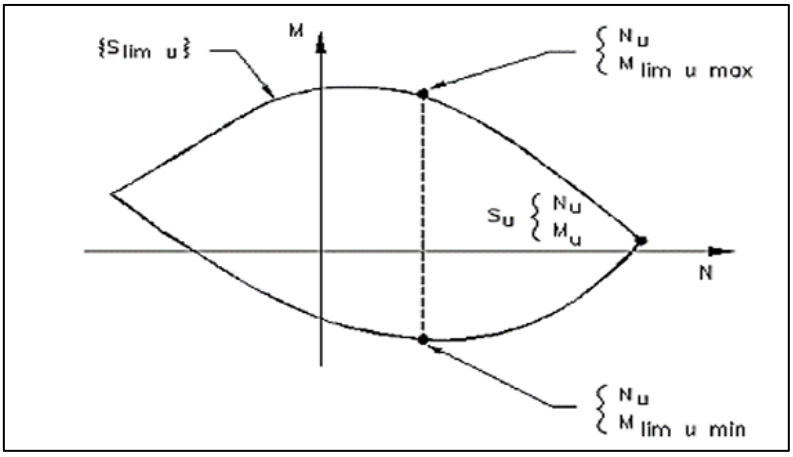


Figure VI-9 : Courbe d'interaction effort normal-moment fléchissant.

La méthode de justification consiste à :

- On fixe N_u en le prenant égal à $\overline{N_u}$.
- On détermine le moment résistant ultime $\overline{M_u}$ correspondants à N_u.
- On procède à la justification sur le moment $\overline{M_u}$ et on doit avoir $M_u \leq \overline{M_u}$.

c) Application au projet :

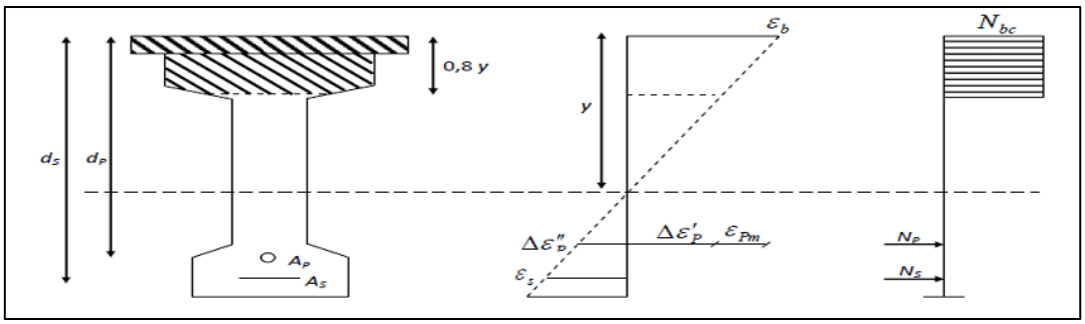


Figure VI-10 : Diagramme des contraintes et déformations à l'ELU.

On note :

$\boldsymbol{\varepsilon_{pm}}$ **:** Allongement préalable.

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

$\Delta\boldsymbol{\acute{\acute{\varepsilon}}_p}$ **:** Variation complémentaire accompagnant la déformation du béton au-delà de la valeur nulle.

$\boldsymbol{\sigma_{pm}}$ **:** contrainte probable à vide.

$\boldsymbol{\sigma_{bpm}}$ **:** Contrainte dans le béton au niveau du câble moyen sous les actions permanentes et la précontrainte.

On a :

h= $2.3m$, $A_p = 1800mm^2$, $d_s = 2.27m$, $d_p = 1.94m$.

$N_u = p_m =$ n × Ap × $(\sigma_{p0} - \Delta\,\sigma_p) \times \gamma_p = 7.9$MN .

M_u =14.49MN.m.

On suppose que le diagramme de déformation passe par les pivots A et B.

$\boldsymbol{\varepsilon_s}$ =10‰, $\boldsymbol{\varepsilon_b}$ =3.5‰.

$\overline{N_u} = B(y) \times \sigma_{bc} -$ n × Ap × $\sigma_p -$ As × σ_s.

$\overline{M_u} = B(y) \times \sigma_{bc} \times Z(y) -$ As × $\sigma_s(d_s - d_p)$.

$\frac{\varepsilon_s}{\varepsilon_b} = \frac{d_s - y}{y} \rightarrow y = \frac{\varepsilon_b \times d_s}{\varepsilon_s + \varepsilon_b} \rightarrow y = 0.59m \rightarrow 0.8\,y = 0.472m.$

B(y)= $0.55m^2$.

$\varepsilon_{pm} = \frac{p_m}{n \times A_P \times E_P} = \frac{7.9}{4 \times 0.0018 \times 195000} = 5.63‰.$

$\sigma_{bpm} = \frac{p_m}{B} + \frac{p_m \times e_0 + M_{min}}{I_n} \times e_0 = \frac{7.9}{1.17} + \frac{7.9 \times (-1.037) + 6,4}{0.69} \times (-1.037) = 9,44\text{MPa}.$

$\Delta\acute{\varepsilon_p} = \frac{5 \times \sigma_{bpm}}{E_P} = 0.24‰.$

$\Delta\acute{\acute{\varepsilon}_p} = \frac{d_p - y}{y} \times \varepsilon_b = 8‰,$ donc : $\varepsilon_{pm} + \Delta\acute{\varepsilon_p} + \Delta\acute{\acute{\varepsilon}_p} = 13.87‰.$

$\varepsilon_p = \frac{\sigma_p}{E_p} + 100(\frac{\sigma_p}{f_{prg}} - 0.9)^5.$

$\Delta\,\sigma_p = g(\varepsilon_{pm} + \Delta\acute{\varepsilon_p} + \Delta\acute{\acute{\varepsilon}_p}) - g(\varepsilon_{pm}).$

Alors :

$$\begin{cases} 0.013887 = \frac{\sigma_{p1}}{E_p} + 100(\frac{\sigma_{p1}}{f_{prg}} - 0.9)^5 \rightarrow \sigma_{p1} = 1919.93MPa \\ 0.00563 = \frac{\sigma_{p2}}{E_p} + 100(\frac{\sigma_{p2}}{f_{prg}} - 0.9)^5 \rightarrow \sigma_{p2} = 1463.12MPa \end{cases}$$

$$\Delta\,\sigma_p = \sigma_{p1} - \sigma_{p2} = 456.81MPa$$

On obtient :

$\overline{N_u} = 9.14MN \quad \rightarrow \quad N_u < \overline{N_u}$ **Vérifiée**

Le diagramme de déformations choisi entraine une section de béton comprimée trop importante, on doit donc faire pivoter le diagramme autour du pivot A. Il faudra calculer $\overline{N_u}$ de manière à avoisiner le plus possible la valeur de N_u en diminuant ε_b,($\varepsilon_b \leq 3.5‰$), on garde ε_s et on pose que $N_u = \overline{N_u}$.

On obtient :

$7.9 = B(y) \times 22.66 - 4 \times 0.0018 \times 456.81 \quad \rightarrow \quad B(y) = 0.49 \quad \rightarrow \quad y = 0.52m$

Nous aurons :

$\frac{\varepsilon_s}{\varepsilon_b} = \frac{d_s - y}{y} \rightarrow \varepsilon_b = \frac{y \times \varepsilon_s}{d_s - y} \rightarrow \varepsilon_b = 2.97‰.$

$\Delta\acute{\varepsilon_p} = \frac{d_p - y}{y} \times \varepsilon_b = 8.11‰,$ donc : $\varepsilon_{pm} + \Delta\acute{\varepsilon_p} + \Delta\acute{\acute{\varepsilon}_p} = 13.98‰.$

$\varepsilon_p = \frac{\sigma_p}{E_p} + 100(\frac{\sigma_p}{f_{prg}} - 0.9)^5.$

$\Delta\,\sigma_p = g(\varepsilon_{pm} + \Delta\acute{\varepsilon_p} + \Delta\acute{\acute{\varepsilon}_p}) - g(\varepsilon_{pm}).$

Alors :

$$\begin{cases} 0.01398 = \frac{\sigma_{p1}}{E_p} + 100(\frac{\sigma_{p1}}{f_{prg}} - 0.9)^5 \rightarrow \sigma_{p1} = 1920.99MPa \\ 0.00563 = \frac{\sigma_{p2}}{E_p} + 100(\frac{\sigma_{p2}}{f_{prg}} - 0.9)^5 \rightarrow \sigma_{p2} = 1463.12MPa \end{cases}$$

$$\Delta\,\sigma_p = \sigma_{p1} - \sigma_{p2} = 457.87MPa$$

On obtient :

$$\overline{N_u} = 7.81MN \quad \rightarrow \quad N_u \approx \overline{N_u}$$

Calcul de $\overline{M_u}$:

$\overline{M_u} = B(y) \times \sigma_{bc} \times Z(y) - \text{As} \times \sigma_s(d_s - d_p).$

$Z(y) = d_p - 0.4y = 1.94 - 0.4 \times 0.52 = 1.73m.$

$$\overline{M_u} = 19.24MN \quad \rightarrow \quad M_u < \overline{M_u} \qquad \textbf{Vérifiée}$$

VI.5.6. Etude de la zone d'application de forces concentrées (zone d'about)

L'about d'une poutre est soumis à une concentration d'efforts due à la transmission des réactions par l'appui et l'introduction des forces de précontrainte dans les zones d'ancrage. Selon les études expérimentales du BPEL ont mis en évidence, l'existence de trois zones à l'aval des points d'application des forces de précontraintes :

- Zone de surface tendue.
- Zone intermédiaire comprimée.
- Zone d'éclatement tendue.

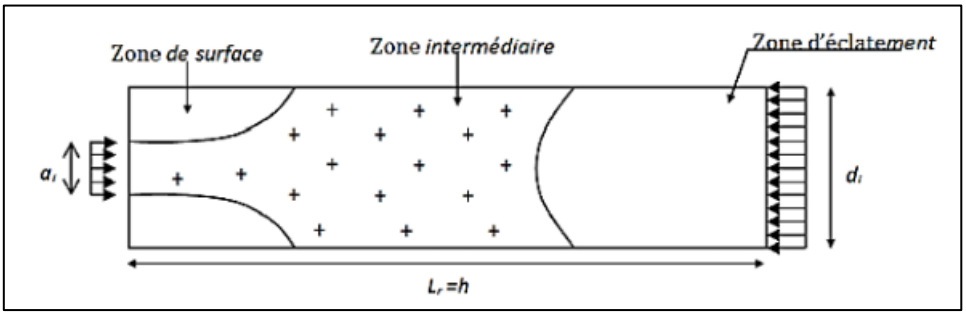


Figure VI-11 : Zone de concentration des contraintes.

VI.5.6.1. Effet de surface

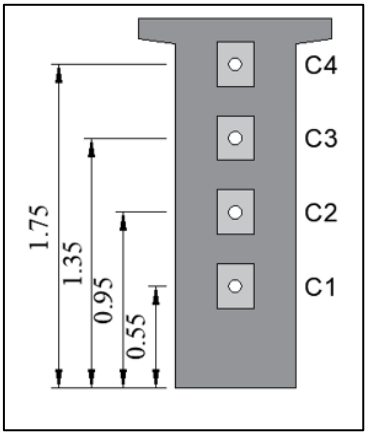


Figure VI-12 : Zone de régularisation des encrages.

On associe à chaque ancrage un prisme symétrique dj :

Avec h = $2m$ $on\ a$: $\begin{cases} d1 = Min(0.55 \times 2\ , 0.4) \\ d2 = Min(0.40 \times 2\ , 0.4) \\ d3 = Min(0.40 \times 2\ , 0.4) \\ d4 = Min(0.25 \times 2\ , 0.4) \end{cases}$ $\rightarrow \quad d_{min} = 0.4m$

On détermine le ferraillage à disposer par la formule suivante :

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

Avec :

$\boldsymbol{p_{j0}}$: La tension à l'origine, $p_{j0} = \sigma_{p0} \times A_p = 2.65MN$.

$\boldsymbol{\sigma_{slim}}$: Contrainte de traction limite, $\sigma_{slim} = \frac{2}{3}f_e = 333.33MPa$.

Nous avons :

$$A_s = 0.04\frac{Max\ p_{j0}}{\sigma_{slim}} = \frac{0.04 \times 2.65}{333.33} = 3.18cm^2.$$

Donc on choisit un cadre de HA16 autour de chaque ancrage (A_s=4.02cm^2).

VI.5.6.2. Zone intermédiaire comprimée

La contrainte moyenne de compression longitudinale doit vérifier :

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

$\sigma_{cj} = \frac{2.65}{0.65\times0.4} = 10.19MPa \leq \frac{2}{3} \times 40 = 26.66MPa.$ **Vérifiée**

VI.5.6.3. Effet d'éclatement

Vérification des contraints du béton :

La contrainte de traction du béton doit vérifier :

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

Avec :

$\boldsymbol{d_j}$ **:** La hauteur du prisme symétrique associée au niveau j, $d_j = 0.4m$.

$\boldsymbol{a_j}$ **:** Dimension moyenne dans le plan d'étalement des organes d'ancrage, $a_j = 0.24m$.

$\boldsymbol{b}$ **:** base du talon, b=0.65m.

Alors :

$\sigma_t = 2.03MPa \leq 1.25 \times 3 = 3.75MPa.$ **Vérifiée**

Ferraillage d'éclatement :

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

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

On aura :

$$A_{ej} = Max \begin{cases} 0.25(1 - \frac{0.24}{0.4}) \times \frac{2.65}{\frac{2}{3} \times 500} = 7.95cm^2 \\ 0.15 \times \frac{2.65}{\frac{2}{3} \times 500} = 11.9cm^2 \end{cases}$$

Donc :

$A_e = 11.9cm^2$.

On choisit 2 cadres de HA14 (8HA14, A_e =12.31cm^2) sur la distance de $d_j = 40cm$, soit un cadre tous les 20 cm.

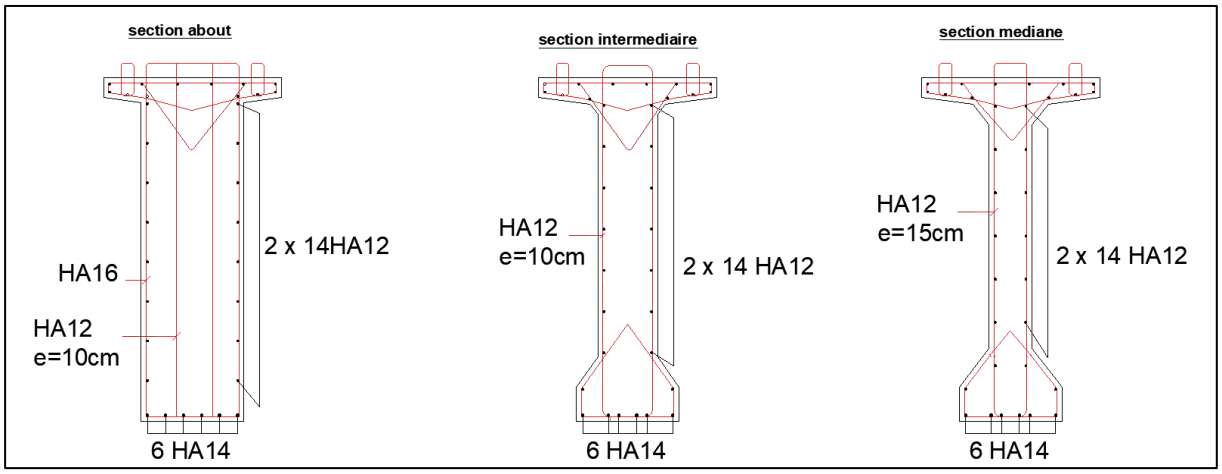


Figure VI-13 : Ferraillage de la poutre.

VI.6. CONCLUSION

Ce chapitre est consacré à la précontrainte et au calcul de ferraillage des poutres du pont, ainsi aux vérifications aux états limites. Nous avons montré que la résistance des sections est assurée selon les prescriptions du BPEL 91 que ce soit à l'ELU ou à l'ELS.

CHAPITRE VII :
ETUDE DE TABLIER

VII.1. INTRODUCTION

Le tablier constitue l'élément principal du pont, chargé de transmettre les actions aux appuis tout en supportant les voies de circulation. Il est composé de la dalle (hourdis) et des entretoises. Dans ce chapitre, nous analysons leur comportement sous l'effet des différentes sollicitations (poids propre, ccp, charges d'exploitation, précontrainte…). L'étude inclut la vérification des déformations (flèche, contre-flèche), ainsi que le dimensionnement du ferraillage longitudinal et transversal. L'analyse est menée à l'aide d'un modèle coque tridimensionnel sous MIDAS Civil.

VII.2. VÉRIFICATION DE LA FLECHE

La vérification de la flèche est réalisée en deux étapes distinctes. La première consiste à évaluer la flèche sous l'effet du poids propre du tablier, tandis que la seconde concerne la contre-flèche induite par la précontrainte. Les déformations sont comptabilisées selon une convention de signe : les flèches orientées vers le bas sont considérées positives, tandis que celles dirigées vers le haut (contre-flèche) sont considérées négatives.

VII.2.1. La flèche de la poutre sous poids propre

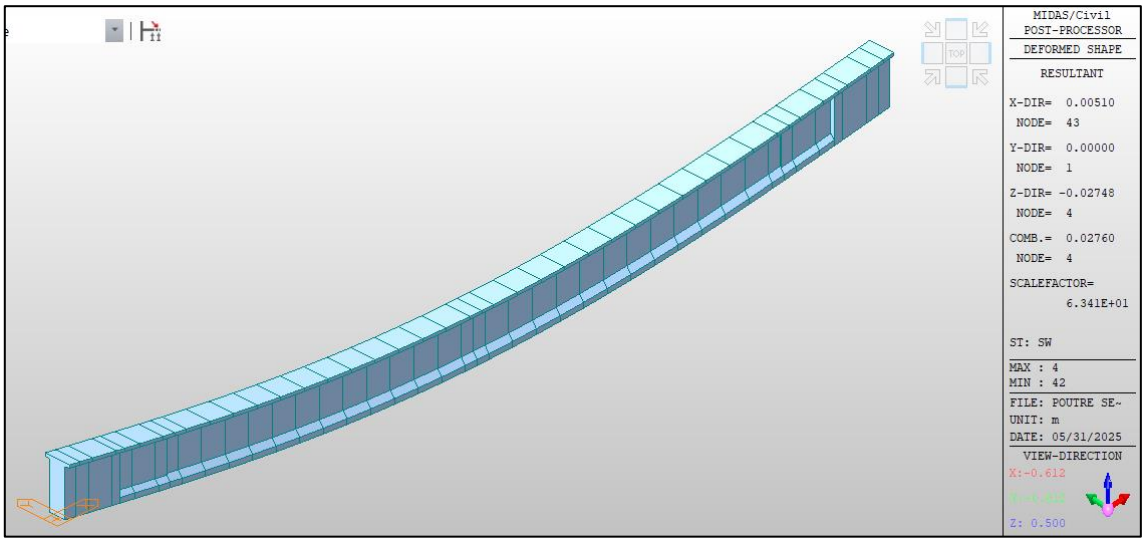


Figure VII-1 : flèche due au poids propre de la poutre seule

On remarque que la flèche due au poids propre est de f_G = 2.76 cm

VII.2.2. La fleche de la poutre sous poids propre + effet de la precontrainte

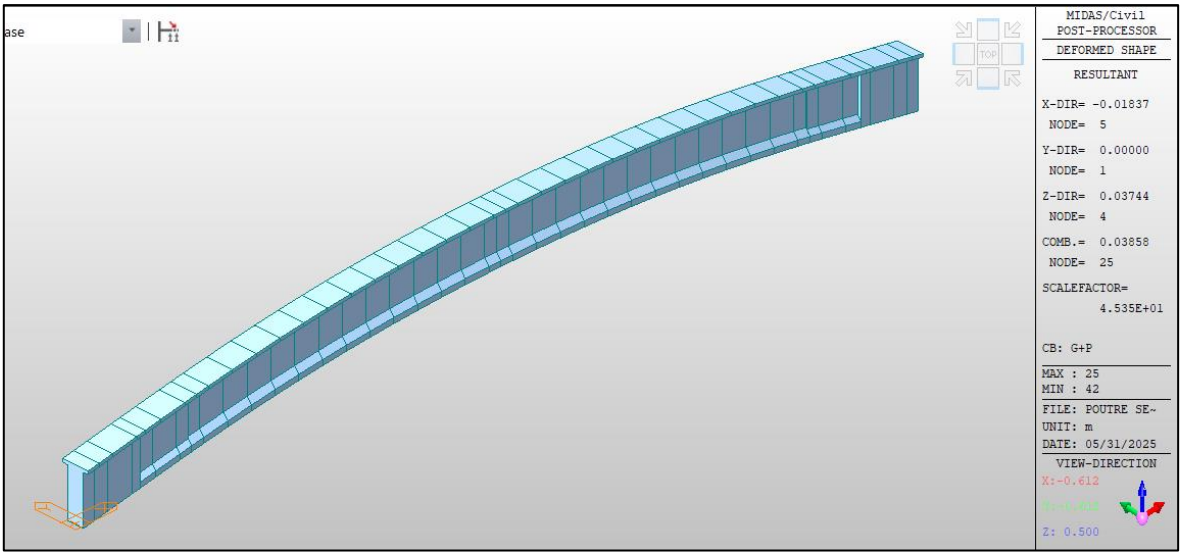


Figure VII-2 : flèche due á la précontrainte après le tirage des câbles á 100 % de la poutre seule

On constate que la contreflèche de la poutre seule sous l'effet de G + la précontrainte est de f_P = -3.75 cm

VII.2.3. La flèche á l'ELS

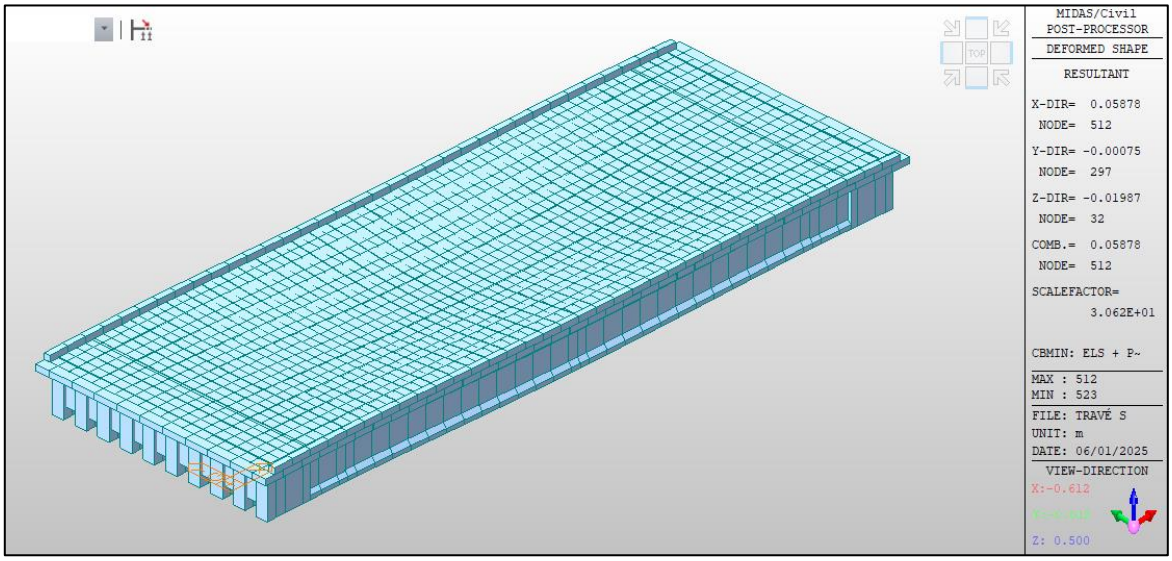


Figure VII-3 : la flèche á l'ELS (G + G26 + T + P)

On constate une flèche á l'état limite de service de f_{els} = 2 cm

Selon les règles de BAEL la flèche admissible est donnée par :

$$L/500 = 35/500 = 0.07 \text{ m} = 7 \text{ cm}$$

Alors : $f < f_{adm} \rightarrow$ **vérifié**

VII.3. CALCUL DES ROTATIONS

La rotation est donnée par la formule suivante :

$$\Theta = \frac{M\ L}{3Ev \times Ig}$$

M : moment provoquant la rotation (Mn.m)

L : longueur de la travée (m)

Ev : module de déformation differé (mpa)

Ig : moment d'inertie de la poutre avec dalle (m^4)

VII.3.1. Rotation due au poids propre

$$\Theta g = \frac{4.35987\ \times 35}{3 \times 12653.82 \times 0.7} = 0.005\ rad = 0.33\ deg$$

VII.3.2. Rotation due aux charges de services

$$\Theta s = \frac{10.77456\ \times 35}{3 \times 12653.82 \times 0.7} = 0.014\ rad = 0.81\ deg$$

VII.3.3. Rotation due á la précontrainte

$$\Theta p = \frac{-4.779\ \times 35}{3 \times 12653.82 \times 0.7} = -0.006\ rad = -0.36\ deg$$

VII.3.4. Rotation résultante á vide et en service

La rotation á vide est lorsque l'ouvrage est soumis à son propre poids et les forces induites par la précontrainte, et en service est lorsque l'ouvrage est chargé par le trafic ferroviaire.

- á vide : $\Theta = \Theta g + \Theta p = -0.06\ deg$
- en service $\Theta = \Theta g + \Theta p + \Theta s = 0.75\ deg$

VII.4. ETUDE DE L'ENTRETOISE

Les entretoises jouent un rôle essentiel dans le comportement transversal du tablier. Elles assurent la liaison entre les poutres principales en les encastrant à la torsion et permettent de rigidifier l'ensemble de la section transversale. Leur présence est particulièrement importante lors des opérations de vérinage, souvent nécessaires pour le remplacement des appareils d'appui.

VII.4.1. Principe de ferraillage

Deux cas de sollicitation sont à distinguer

- Sous charges d'exploitation, les efforts transmis aux entretoises sont limités. Le ferraillage requis reste donc minimal, et ce cas est généralement négligé dans leur dimensionnement.

- Sous l'effet d'un vérinage, en revanche, les efforts peuvent devenir importants, car les charges sont directement transmises aux appuis via les entretoises. Ces efforts dépendent du poids du tablier, de la puissance des vérins, ainsi que de leur nombre et de leur positionnement. Il est donc nécessaire de prévoir un schéma de vérinage optimisé pour limiter les sollicitations induites. Dans notre cas, par souci de symétrie, 5 points de vérinage par entretoise sont retenus. Le ferraillage sera dimensionné en conséquence, en prenant en compte ces hypothèses de chargement spécifiques.

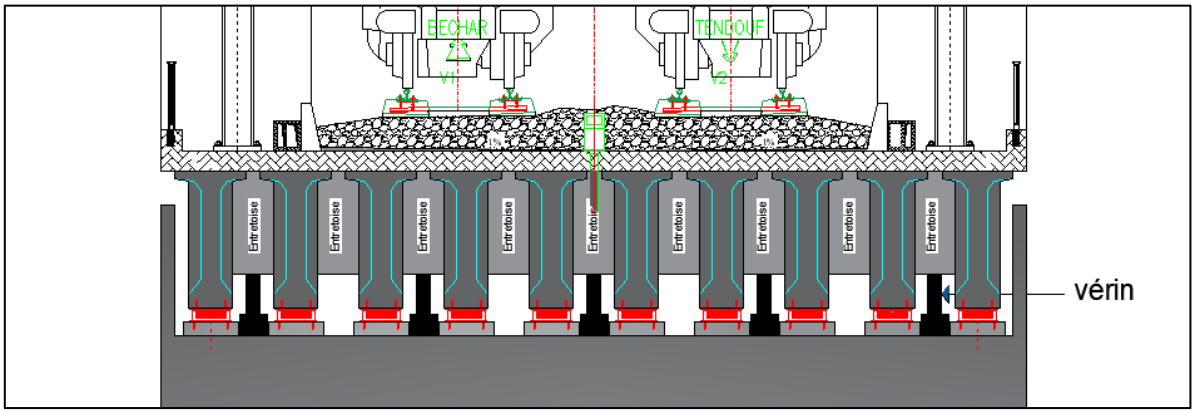


Figure VII-4 : schéma de vérinage

VII.4.2. Evaluation des efforts

L'entretoise est assimilée à une poutre continue de 11.25 m de longueur, reposant sur cinq appuis, et soumise à deux types de charges :

- Le poids propre de l'entretoise (calculé automatiquement avec le logiciel)
- Des charges reparties, représentant les poids des poutres principales, de la dalle, et des charges permanentes complémentaires.

La charge de la superstructure revenant á l'entretoise lors du vérinage est donnée par :

$$G_{\text{tablier sans entretoise}} \times L/2$$

Avec L = 35 (longueur du tablier)

$G_{\text{tablier sans entretoise}}$ = 450.42 KN/m

AN : $G_{\text{tablier sans entretoise}} \times L/2 = 450.42 \times (35/2) = 7882.35$ KN

On obtient les résultats qui suit :

Les efforts sont en **KN.M**(moment) ou **KN** (effort tranchant)

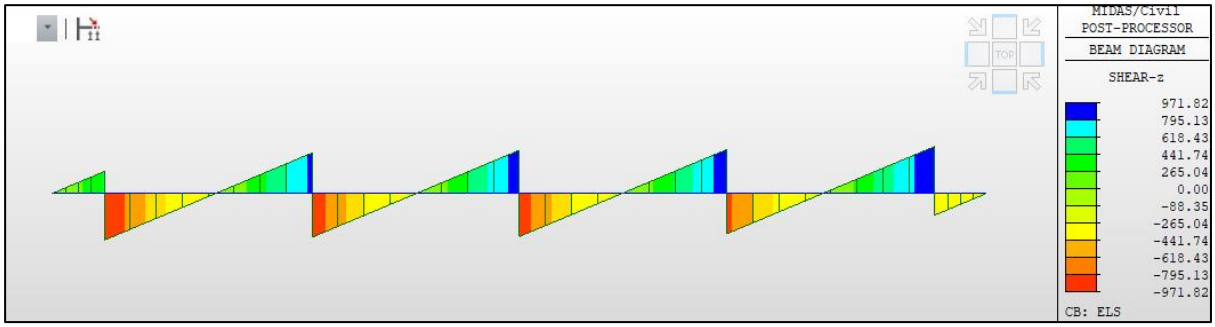


Figure VII-5 : effort tranchant á l'els

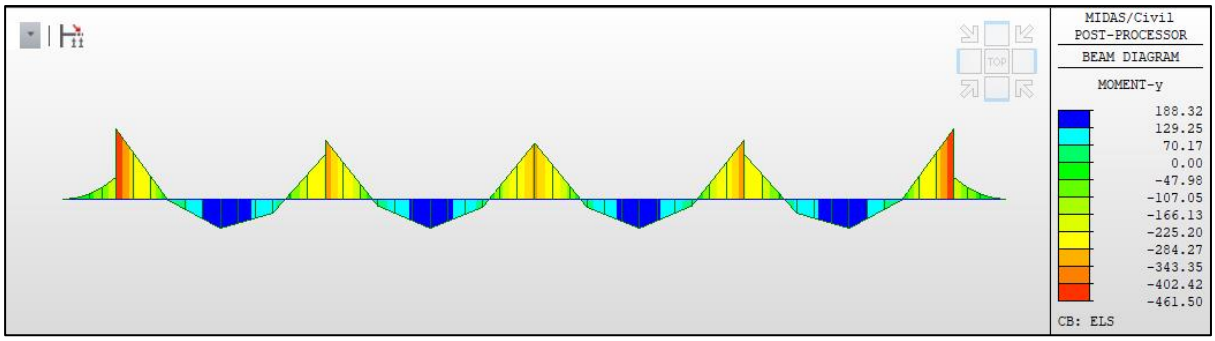


Figure VII-6 : moment á l'els

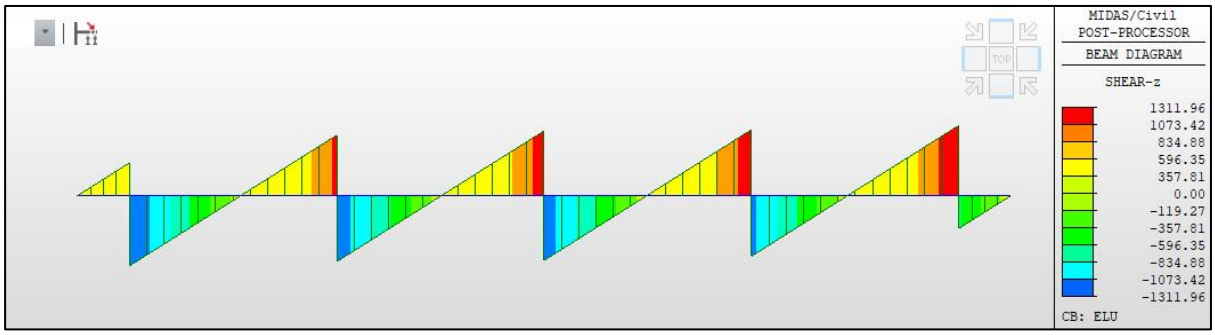


Figure VII-7 : effort tranchant á l'elu

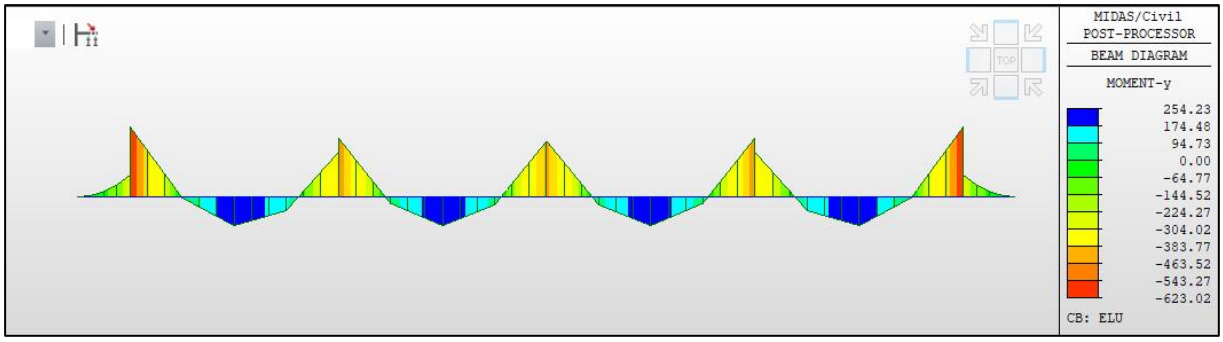


Figure VII-8 : moment á l'ELU

Tableau VII-1 : Récapitulation des résultats

ELS	Moment max	461.5 kn.m
	Effort tranchant max	971.82 kn
ELU	Moment max	623.02 kn.m
	Effort tranchant max	1311.92 kn

VII.4.3. Ferraillage de l'entretoise

Les résultats de calcule de ferraillage présenté dans le tableau qui suit sont sont détaillé dans l'Annex C

Tableau VII-2 : Ferraillage de l'entretoise

Armatures	As (cm²)	Ø (mm)	e (cm)
Nappe sup	13.4	4 HA16 + 4 HA14	17
Nappe inf	8.8	6 HA14	17
Armatures trans	2.2	2 HA12	13
Armatures de peau	$\geqslant$ 3 cm²/ml	HA12	15

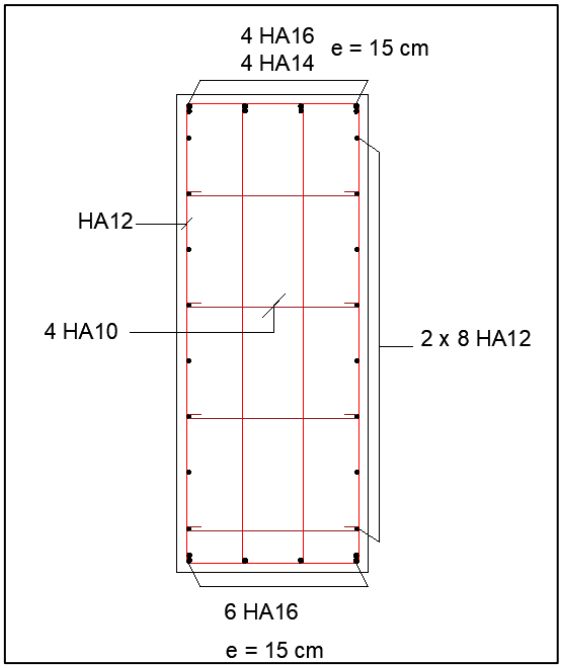


Figure VII-9 : ferraillage de l'entretoise

VII.5. VII.4 ETUDE DE L'HOURDIS

L'hourdis est une dalle en béton armé, elle sert á transmettre et répartir les efforts transversalement dans le tablier.

Les dimensions de notre hourdis sont les suivants :

- Epaisseur : 30 cm
- Largeur : 12.7 m
- Longueur : 35 m

VII.5.1. Principe de ferraillage

L'hourdis est soumis á deux types de flexion :

- Flexion longitudinale : la précontrainte des poutres qui 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

VII.5.2. Evaluation des efforts

Pour l'évaluation des efforts, on va prendre en compte le modèle calculé avec ROBOT pour avoir les moments dans la dalle selon xx' et yy', on a eu les résultats suivants :

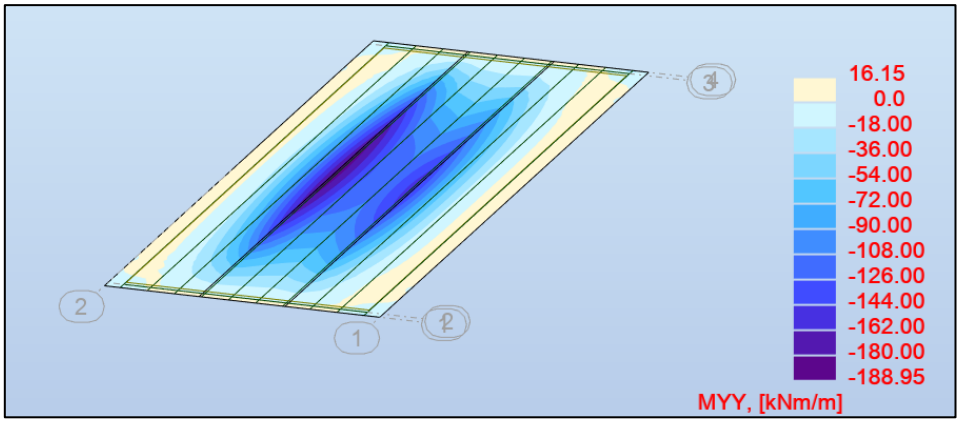


Figure VII-10 : moment selon YY' á l'ELS

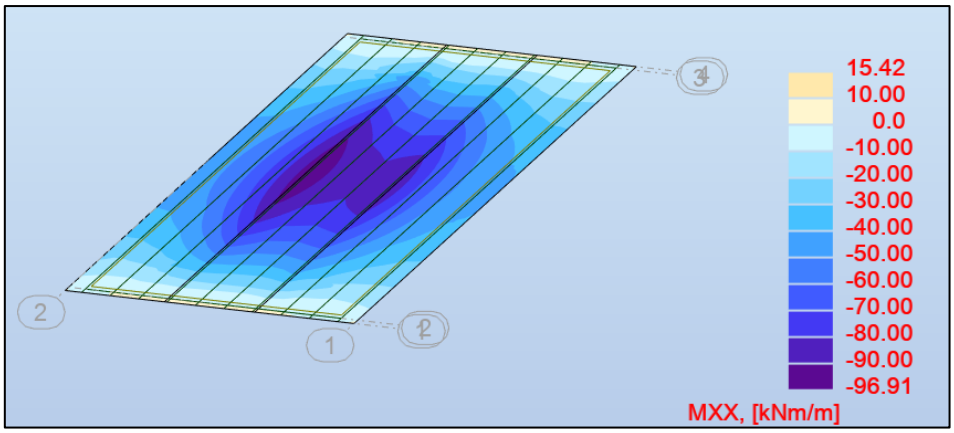


Figure VII-11 : moment selon XX' á l'ELS

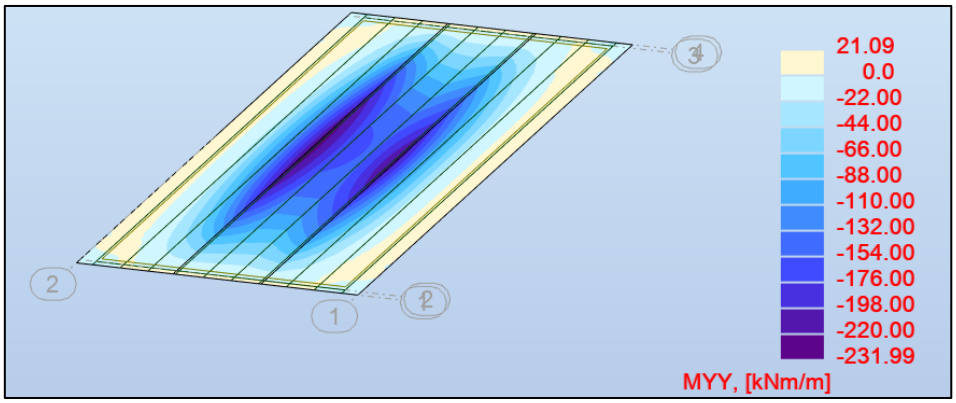


Figure VII-12 : moment selon YY' á l'ELU

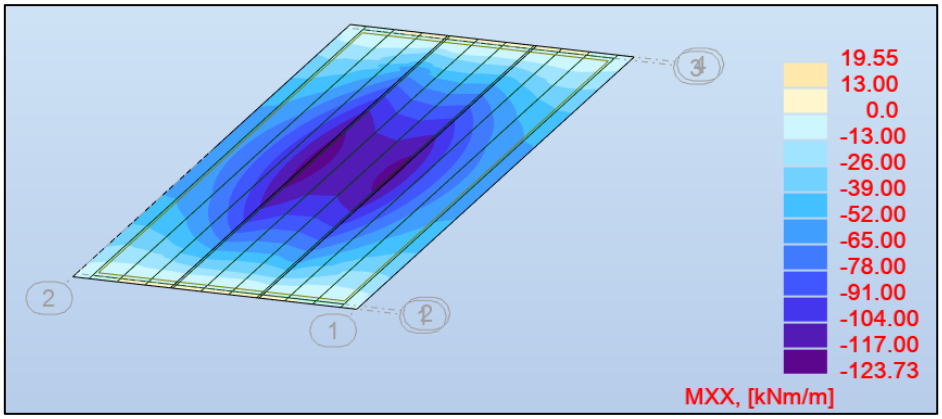


Figure VII-13 : Moment selon XX' á l'ELU

Tableau VII-3 : Récapitulation des résultats

ELS	Moment YY'	188.95 kn.m
	Moment XX'	96.91 kn.m
ELU	Moment YY'	231.99 kn.m
	Moment XX'	123.73 kn.m

VII.5.3. Ferraillage de l'hourdis

Les résultats de calcule de ferraillage présenté dans le tableau qui suit sont détaillés dans l'Annex

Tableau VII-4 : Résultats de ferraillage de de l'hourdis

Nappe	Armatures transversales yy'			Armatures longitudinales xx'		
	As (cm²)	Ø (mm)	e (cm)	As (cm²)	Ø (mm)	e (cm)
Supérieur	21.99	HA20	15	14.07	16	15
Inferieur	32.9	HA25	15	16.2	HA20	15

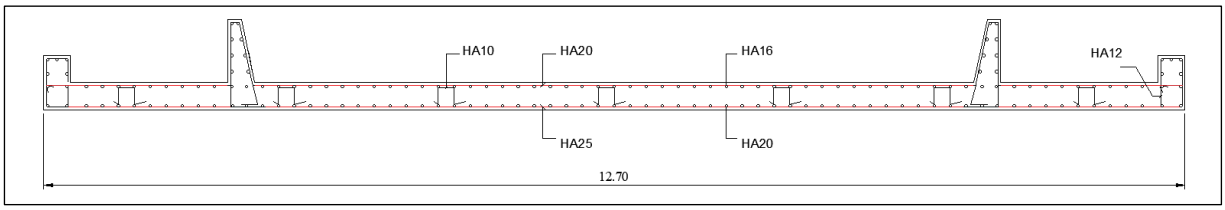


Figure VII-14 : Coupe transversale sur le ferraillage

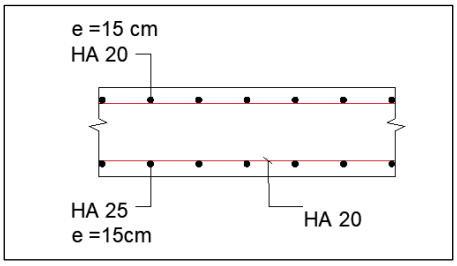


Figure VII-15 : Coupe longitudinale sur le ferraillage

VII.6. CONCLUSION

L'étude du tablier a permis de vérifier sa stabilité et son bon dimensionnement face aux différentes sollicitations. Les résultats obtenus pour la flèche, les entretoises et l'hourdis confirment la conformité de l'ouvrage aux exigences réglementaires et assurent sa sécurité en service.

CHAPITRE VIII :
ETUDE D'EQUIPEMENTS DE PONT ET D'INFRASTRUCTURE

VIII.1. INTRODUCTION

Les équipements, désignant une variété de dispositifs en termes de nature, de conception et de fonctionnement, jouent un rôle essentiel dans la viabilité d'un ouvrage en assurant son bon fonctionnement. Dans cette étude, nous nous intéressons aux équipements indispensables du pont, notamment les appareils d'appui et les joints sous ballast, qui permettent d'accompagner les mouvements de la structure tout en assurant la continuité de la voie ferrée.

Nous aborderons également l'infrastructure de l'ouvrage, composée des culées et des piles, éléments fondamentaux qui assurent la transmission des charges vers les fondations et l'ancrage du pont dans son environnement.

Cette étude visera à présenter les éléments sélectionnés, leurs principales caractéristiques et les solutions constructives envisagées pour satisfaire aux contraintes techniques spécifiques de l'ouvrage.

VIII.2. EQUIPEMENT DE PONT

VIII.2.1. Appareils d'appuis

Les appareils d'appui sont des dispositifs interface tablier-appuis assurant la transmission des charges tout en autorisant les mouvements relatifs (dilatations, rotations, déplacements horizontaux) dus aux variations de température, aux charges mobiles ou aux effets sismiques.

Quatre principaux types d'appuis sont généralement utilisés :

- Les articulations en béton.
- Les appuis en élastomère fretté.
- Les appuis spéciaux.
- Les appuis métalliques.

VIII.2.1.1. Choix de type d'appareil d'appui

Pour notre ouvrage, nous avons opté pour des appareils d'appui à pot.

Les appareils d'appui à pot sont les plus utilisés après les appuis en élastomère fretté, en raison de leur capacité à transmettre des charges élevées. Ils se composent d'un pot métallique renfermant un coussin en élastomère confiné, comprimé par un piston. Ce dernier agit comme un couvercle et transmet la charge. L'élastomère, contraint à volume constant, se comporte comme un fluide sous pression, ce qui autorise les rotations sans déplacement du matériau. Pour permettre également des mouvements de translation, ces appuis peuvent être complétés par une plaque de glissement en PTFE, associée à une surface en acier inox. Grâce à leur forte capacité portante, leur compacité et leur efficacité en cas de sollicitations complexes, les appuis à pot sont couramment utilisés dans les ponts modernes.

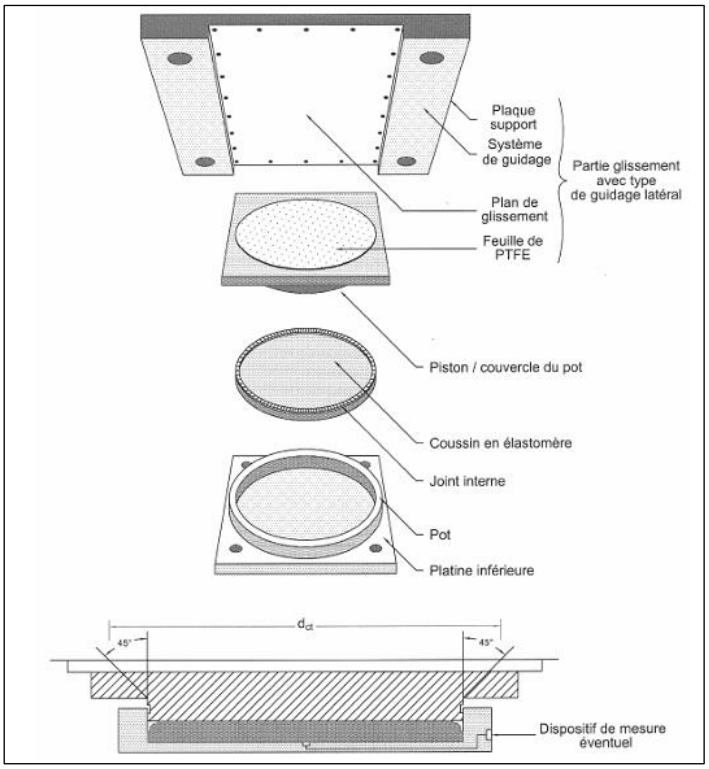


Figure VIII-1 : Composition schématique d'un appareil d'appui à pot

VIII.2.1.2. Disposition des appareils d'appuis

Dans les ponts ferroviaires, les efforts de freinage générés par le passage des trains sont particulièrement importants. C'est pourquoi une disposition des appareils d'appui de type fixe / mobile est adoptée, permettant aux appuis fixes de reprendre l'intégralité des efforts horizontaux, notamment ceux dus au freinage, tandis que les appuis mobiles autorisent les déplacements longitudinaux liés à la dilatation thermique et autres effets différés.

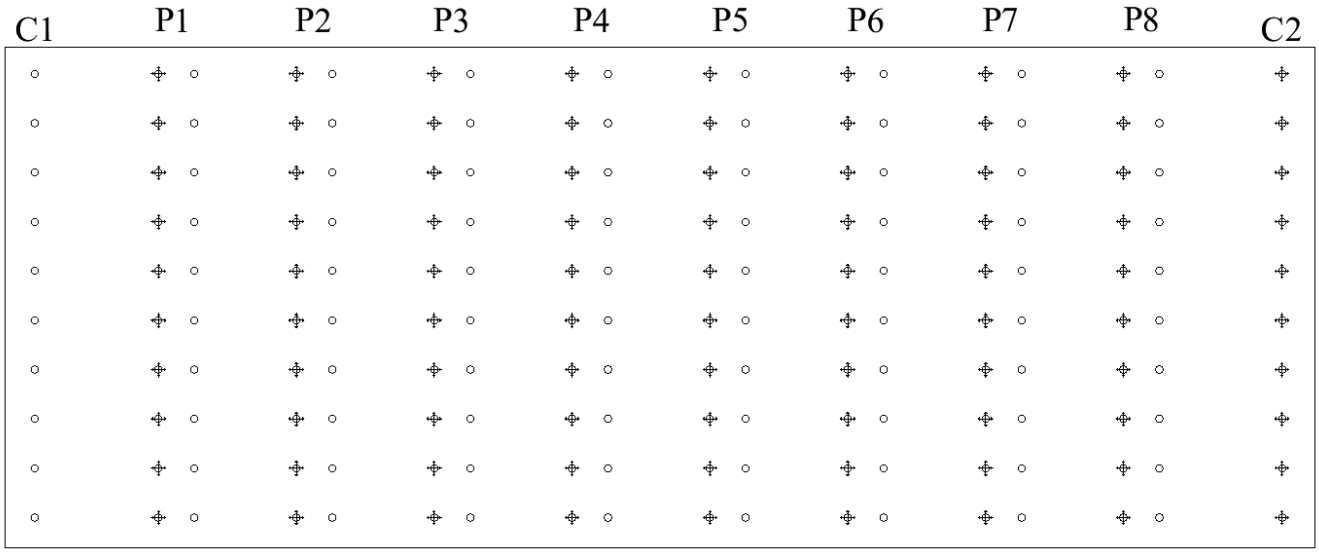


Figure VIII-2 : Conditions d'appuis de l'ouvrage

Tels que :

APPUI MULTIDIRECTIONNEL

APPUI FIXE

VIII.2.1.3. Le dimensionnement des appareils d'appuis

A partir du model réalisé à l'aide du logiciel MIDAS Civil, nous avons retenu la valeur de réactions maximales et déplacements obtenue sous chargement de la combinaison (UIC 71 SW/2) a l'ELU :

Tableau VIII-1 : Réactions et déplacement à ELU

R_v max (MN)	R_h max (MN)	Déplacement max (cm)
2.135	1.105	1.4

a. Vis-à-vis des efforts verticaux

- **Descentes de charges :**

Tableau VIII-2 : Descente de charge maximale sur chaque appui

	C_i	P_i
R_{max} (MN)	2.135	2.135

- **Surface du pot S_P :**

Selon le guide SETRA mentionné ci-dessus, la pression moyenne dans le PTFE sous combinaison fondamentale :

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

On détermine la surface minimale du pot S_p pour chaque appui :

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

D'où on obtient :

Tableau VIII-3 : surface minimale du pot

	C_i	P_i
Sp (m²)	0.0534	0.0534

- **Surface du coussin S_C**

La surface du coussin $f_{e,d}$ est limitée à f_U / γ_M sous combinaison fondamentale

Avec : f_U = 60,00 Mpa et γ_M = 1,3

$f_{e,d}$ = 46.15 Mpa

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

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

D'où on obtient :

Tableau VIII-4 : surface minimale du coussin

	C_i	P_i
Se (m²)	0.0463	0.0463

b. Efforts horizontaux longitudinaux pour les appareils d'appui à pot multidirectionnels :

Selon le guide SETRA les efforts horizontaux dans les appuis a pot multidirectionnel se calcule comme suit :

H= (u_{max} + pp) × v

u_{max} : coefficient de frottement maximal de l'appareil d'appui (**u_{max} = 3.2 %)**

Pp : la précision de pose de l'appareil (**pp=0.30%)**

V : la charge verticale appliquée à l'appareil d'appui

On obtient les résultats suivants :

Tableau VIII-5 : charge horizontale dans les appuis multidirectionnels

	C_i	P_i
H (MN)	0.0748	0.0748

c. Efforts horizontaux longitudinaux pour les appareils d'appui à pot fixe

On calcule le coefficient de frottement maximum et minimum u_a , u_r

$$u_a = 0.5\ u_{max}\ (1 + \alpha)$$

$$u_r = 0.5\ u_{max}\ (1 - \alpha)$$

u_a : Coefficient de frottement à retenir dans le cas défavorable

u_r : Coefficient de frottement à retenir dans le cas favorable

α : Coefficient de dégressivité dépendant du nombre d'appareil d'appui multidirectionnel

Tableau VIII-6 : le coefficient α selon le guide SETRA

n	α
≤ 4	1
4 < n < 10	(16-n)/12
≥ 10	0,5

$n \geq 10$ donc $\alpha = 0.5$

$u_a = 0.5 \times 3.2 \times (1 + 0.5)$ $u_a = 2.4\%$

$u_r = 0.5 \times 3.2 \times (1 - 0.5)$ $u_r = 0.8\%$

Selon le guide setra l'effort de freinage sera repris totalement par l'appuis fixé. Donc on introduit à la formule la valeur de l'effort généré par le freinage du train.

$$H_{P2} = [u_a \times (V)] + H_{freinage}$$

$$H_{P2} = [2.4\% \times (2.135)] + 1.105$$

$$H_{P2} = 1.156MN$$

VIII.2.1.4. Choix de l'appareil

Le choix des appareils d'appuis doit respecter les exigences mentionnées dans le tableau suivant :

Tableau VIII-7 : exigences à respecter pour le choix des appareils d'Appuis

Appuis	Effort vertical (MN)	Effort horizontale (MN)
Multidirectionnel	2.135	0.0748
fixe	2.135	1.156

VIII.2.2. Les dés d'appuis

Les dés d'appui jouent un double rôle essentiel dans les ouvrages d'art :

- Transmission des charges concentrées : ils répartissent localement les efforts ponctuels du tablier vers les éléments porteurs (piles ou culées), évitant ainsi les concentrations de contraintes.
- Correction des défauts géométriques : ils permettent de compenser les légers dévers (inclinaisons) du tablier, assurant un appui uniforme et stable.

VIII.2.2.1. Dimensionnement des dés d'appuis

Le dimensionnement des dés d'appui intègre systématiquement l'encombrement des appareils d'appui qu'ils supportent, On prend les dimensions suivantes :

a1= b1 = 0.8 m

h = 0.3 m

VIII.2.2.2. Ferraillage des dés d'appuis

a. Armature de chainage :

$$Ac = \frac{0.25 \times N}{\sigma s} = \frac{0.25 \times 2.135}{434.78} = 10.8\ cm^2$$

On prend 7 HA16

b. Armatures horizontales :

$$Ah = \frac{0.125 \times N}{\sigma s} = \frac{0.125 \times 2.135}{434.78} = 6.13\ cm^2$$

On prend 5 HA14

c. Frette supérieure :

$$As = \frac{0.04 \times N}{\sigma s} = \frac{0.04 \times 2.135}{434.78} = 2\ cm^2$$

On prend 3 HA10

d. Frette inferieure :

$$Ai = \frac{0.1 \times N}{\sigma s} = \frac{0.1 \times 2.135}{434.78} = 4.91\ cm^2$$

On prend 5 HA12

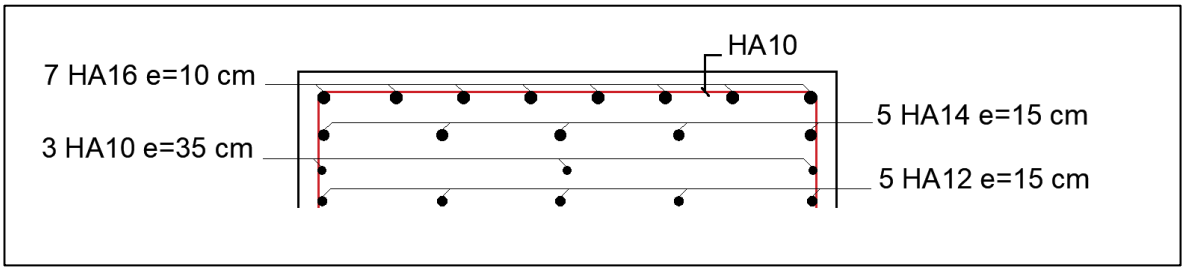


Figure VIII-3 : ferraillage du dé d'appui

VIII.2.3. Joint de dilatation

La fonction d'un joint de dilatation d'un pont rail est similaire à celle des ponts routes, qui consiste à permettre la dilatation du pont, avec néanmoins la nécessité impérative de tenir compte de l'armement de la voie et d'assurer la continuité du chemin de roulement.

D'après l'article 7.5.2 de la norme RPOA 2008 : On dimensionne les joints avec la combinaison suivante :

$$W = 0.4w_T + w_d + \frac{1}{3}w_s.$$

W : souffle total du joint.

$\mathbf{w_d}$: souffle des déformations différées (retrait + fluage).

$\mathbf{w_T}$: souffle thermique.

$\mathbf{w_s}$: le souffle sismique, (pas d'action sismique).

Tel que :

$$w_T = L \times \alpha \times \Delta T$$
$$w_d = L \times (\varepsilon_r + \varepsilon_f)$$

Avec :

$\boldsymbol{\alpha}$: coefficient de dilatation du béton 10^{-5}.

L : longueur dilatable, L = 35.

Δ**T** : Différence de température ΔT= + 50°C.

$\boldsymbol{\varepsilon_r}$: Coefficient de retrait, $\varepsilon_r = 4.10^{-4}$.

$\boldsymbol{\varepsilon_f}$: Coefficient de fluage, $\varepsilon_f = \frac{\sigma_{fl}}{E_p} = \frac{146.04}{195000} = 7.5 \times 10^{-4}$.

On trouve :

$$w_T = 35 \times 10^{-5} \times 50 = 1.75\text{cm}.$$
$$w_d = 35 \times (5.10^{-4} + 7.5 \times 10^{-4}) = 4.03cm.$$

Donc :

$$W = 0.4 \times 1.75 + 4.03 = 4.74cm.$$

D'après FREYSSINET JOINTS POUR OUVRAGES FERROVIAIRES, On choisit joint sous ballast.

Le joint sous ballast est un joint de dilatation équipant les ouvrages ferroviaires de longueur moyenne (longueur dilatable entre 60 et 100 mètres environ), par lesquels la variation du souffle entre about de tablier et mur garde-grève est telle qu'il n'est pas nécessaire d'y interrompre le

ballast.
Il est destiné à remplir les fonctions suivantes :

- Il autorise les libres mouvements entre les structures
- Il empêche toute pénétration de ballast dans le vide du joint
  De plus, le joint sous ballast est conçu pour permettre sans son démontage le vérinage de l'ouvrage.

Les mouvements admissibles par le joint sous ballast sont :

- Longitudinaux : 0 à 100 mm.
- Verticaux : ±10 mm.

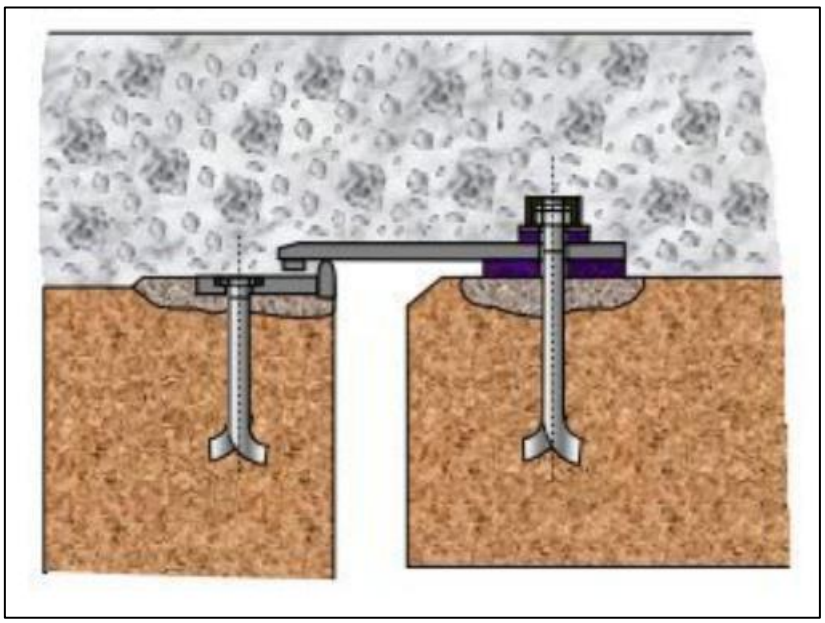


Figure VIII-4 : joint sous ballast

VIII.3. ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

L'infrastructure d'un pont regroupe les éléments porteurs que sont les culées et les piles, chargés de transmettre les efforts issus de la superstructure vers le sol par l'intermédiaire des fondations. Cette partie portera sur l'évaluation des efforts sollicitant ces éléments, leur vérification aux états limites, ainsi que la détermination du ferraillage nécessaire pour assurer leur résistance.

VIII.3.1. Etude de la pile

La pile est un élément vertical de l'infrastructure qui assure un appui intermédiaire entre les culées. Elle permet de transmettre les charges de la superstructure vers le sol à travers les fondations. Une pile se compose généralement de trois parties principales : le chapeau ou chevêtre, qui reçoit directement le tablier ; le fût ou corps de pile, qui constitue l'élément porteur vertical ; et la fondation, qui assure l'ancrage de la pile dans le sol.

VIII.3.1.1. Conception de la pile

Pour notre ouvrage, nous avons opté pour des piles voiles pleines, surmontées d'un chevêtre

Tableau VIII-8 : implantation et hauteurs des piles

Pile	Point kilométrique	Hauteur totale (Pile + chevêtre)
P1	Pk 702 100,26	7.5
P2	Pk 702 135,96	7.5
P3	Pk 702 171,06	7.5
P4	Pk 702 206,16	7.5
P5	Pk 702 241,26	7.5
P6	Pk 702 276,36	7.5
P7	Pk 702 311,46	7.5
P8	Pk 702 346,56	7.5

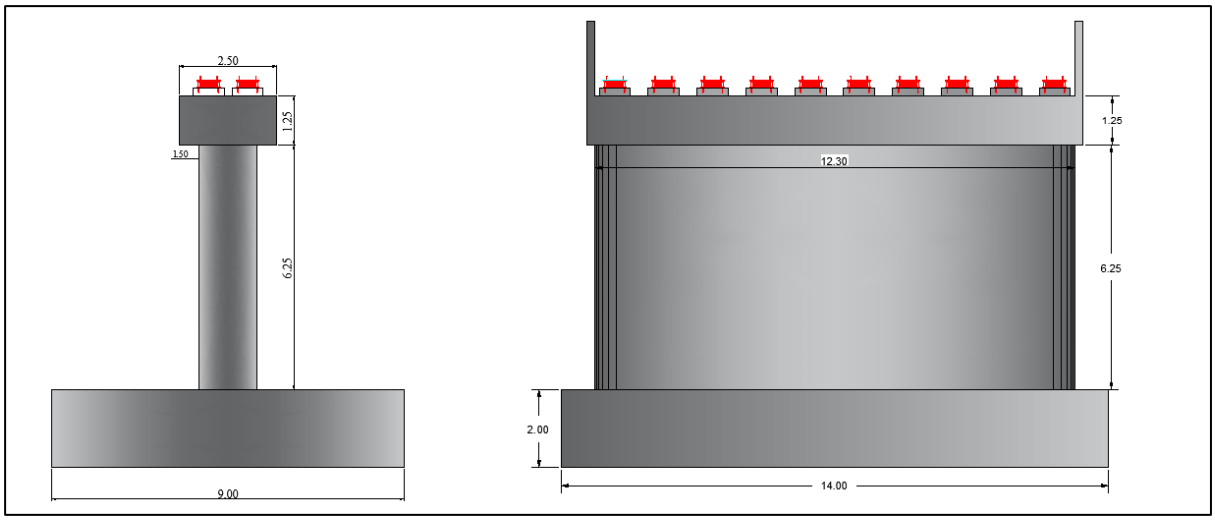


Figure VIII-5 : dimensions de la pile

VIII.3.1.2. Vérification vis-à-vis le flambement

L'élancement λ doit être inférieur ou égal à 70 afin de satisfaire la vérification au flambement. Il est défini par la relation :

$$\boldsymbol{\lambda = \frac{Lf}{i} \leqslant 70}$$

- Lf est la longueur de flambement de la pile la plus haute, déterminée par la formule : **Lf=0,7 L0**
- L0 est la hauteur du fût
- i est le rayon de giration de la section. $i_x = \sqrt{\frac{I_x}{S}}\ (trans), i_y = \sqrt{\frac{I_y}{S}}\ (longi)$

Tableau VIII-9 : Vérification vis-à-vis le flambement

L0	6.25	
Lf	4.375	
ix	0.431255	
iy	3.488818	
λ_x	10.14481	$\leqslant 70$
λ_y	1.254007	

Pas de risque de flambement

VIII.3.1.3. Évaluation des charges

La pile est soumise à son propre poids, au poids du chevêtre et du tablier, ainsi qu'aux CCP et aux charges roulantes, selon les combinaisons de charges prévues. Ces actions se traduisent par des efforts verticaux, horizontaux et des moments fléchissant.

Pour évaluer ces sollicitations, la pile sera modélisée comme un poteau encastré à sa base. Dans notre ouvrage, toutes les piles ayant la même hauteur, il suffit d'en étudier une seule, l'analyse étant valable pour l'ensemble.

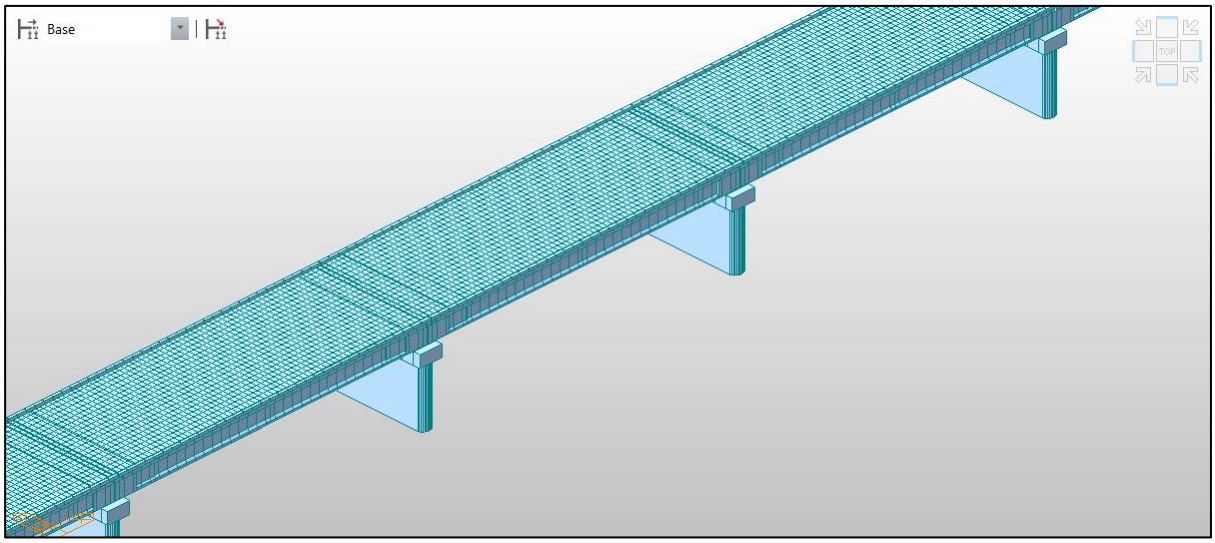


Figure VIII-6 : modélisation du tablier + pile

Tableau VIII-10 : Vérification vis-à-vis le flambement

Évaluation des efforts			
Efforts verticaux (kn)	Tablier		16129.24
	Chevêtre		1039.69
	Corps de la pile		2807.36
	LM 71		4373.04
	SW/2		4200
Efforts horizontaux longitudinaux (kn)	F r+f		270.1
	F t		121.5
	Freinage	LM 71	931
		SW/2	1225
	Accélération	LM 71	1330
		SW/2	999.95
Moments horizontaux (Kn.m)	F r+f		2025.54
	F t		911.49
	Freinage	LM 71	6982.5
		SW/2	9187.5
	Accélération	LM 71	9975
		SW/2	7499.63

Les sollicitations maximales à l'état limite ultime (ELU) et de service (ELS) au niveau de la base de la pile sont données par le tableau suivant :

Tableau VIII-11 : Résultats des appuis á l'ELS et á l'ELU

		Rh x (Kn)	**F v (Kn)**	**M hy (kn.m)**
ELS	Gr 11	229.8283	22358.95	4862.333
	Gr 16	599.9709	22273.1	3642.271
	Gr 21	631.036	22358.95	4862.333
	Gr 26	651.2672	23956.74	4248.348
ELU	Gr 11	230.8787	32695.91	11371.82
	Gr 16	237.0325	32344.8	5647.439
	Gr 21	632.0864	30425.46	6986.432
	Gr 26	662.2404	38908.97	14134.4

VIII.3.1.4. Ferraillage de la pile

Les résultats de ferraillage sont détaillé dans l'annex C et résumés dans le tableau suivant :

Tableau VIII-12 : résultats de ferraillage de la pile

Armatures	Effort max	ELU	ELS	As (cm²)	n	Ø	e (cm)
Longitudinales	F v (Kn)	38908.97	23956.74	As1 =184.5 cm² As2 =184.5 cm²	59	20 mm	20
	M hy (kn.m)	14134.4	4862.333		59	20 mm	20
Transversal	Rh x (Kn)	662.2404	651.2672	2.3 cm²	2	HA12	15

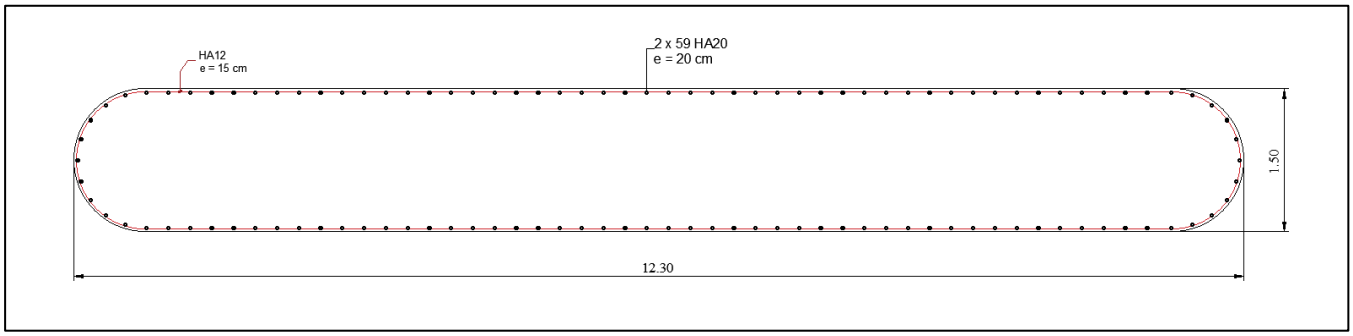


Figure VIII-7 : ferraillage de la pile

VIII.3.1.5. Ferraillage du chevêtre

La modélisation du chevêtre avec le logiciel Midas á donné les résultats suivants :

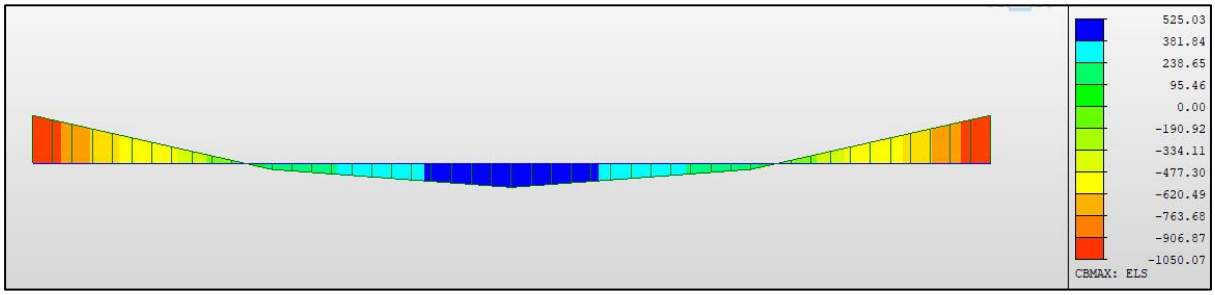


Figure VIII-8 : moment á l'ELS

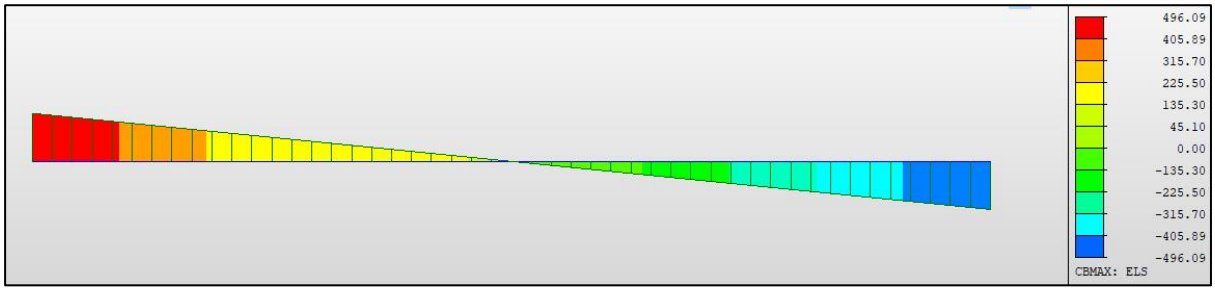


Figure VIII-9 : effort tranchant á l'ELS

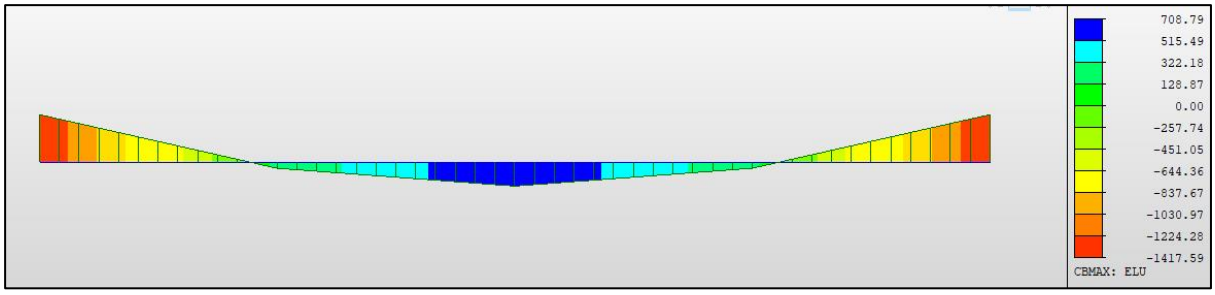


Figure VIII-10 : moment á l'ELU

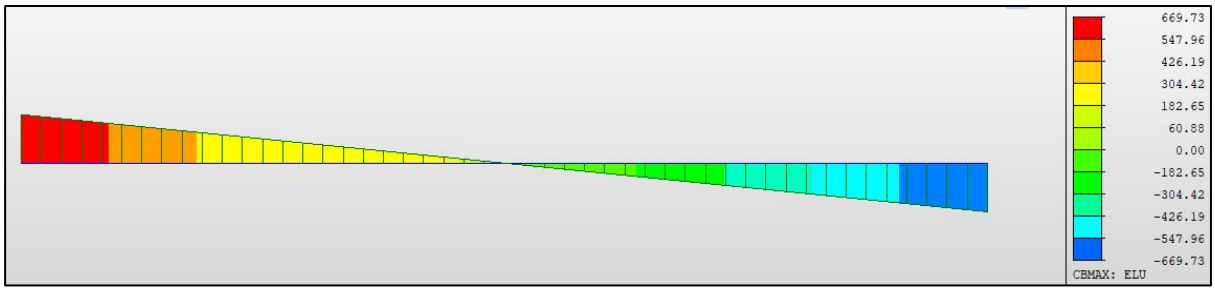


Figure VIII-11 : effort tranchant á l'ELU

Les résultats de ferraillage sont détaillés dans l'annex C et résumés dans le tableau suivant :

Tableau VIII-13 : ferraillage du chevêtre

Armatures		Effort max	ELU	ELS	As (cm²)	n	Ø	e (cm)
Longitudinal	Nappe sup	Moment max (kn.m)	1417.89	1050.07	37.7	13	HA20	20
	Nappe inf	Moment max (kn.m)	708.79	525.03	18.4	10	HA16	25 cm
Transversal		Effort tranchant (kn)	669.73	496.09	2.3	2	HA12	12

Dimensionnement á 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 :

$$Lt = Lc \; si \; Lc \leqslant \emptyset + Hc$$

$$Ht = \emptyset + Hc \; si \; Lc > \emptyset + Hc$$

La contrainte de torsion est donnée par :

$$\tau b = \frac{C}{2 \times \Omega \times bn}$$

Avec :

bn : l'épaisseur de la paroi de la section creuse équivalente, bn = Hc/6

C : moment de torsion maximale par ml, C = R × e

Ω : l'aire de la torsion, Ω = (Hc - bn) × (Lt - bn)

La section de ferraillage est donnée par la formule suivante

$$As = \frac{1}{\overline{\sigma a}} \times \frac{c \times p}{2\Omega}, c = \max(c1; c2)$$

Avec :

C1 : moment de torsion en phase de construction.

C2 : moment de torsion en service.

P : périmètre de chevêtre.

$\overline{\sigma a}$: contrainte admissible de l'acier, σa = 2/3 Fe

Application numérique :

On a Lc = 2.5 m, Hc = 1.25 m Ø = 1.5

Hc + Ø = 2.75 m ⩾ Lc alors Lt = Lc = 2.5 m

C = 67.5 kn.m/ml

bn = 0.21 m

P = 35.5 m

Ω = 2.387 m²

As = 8.58 cm² on prend 5 HA16

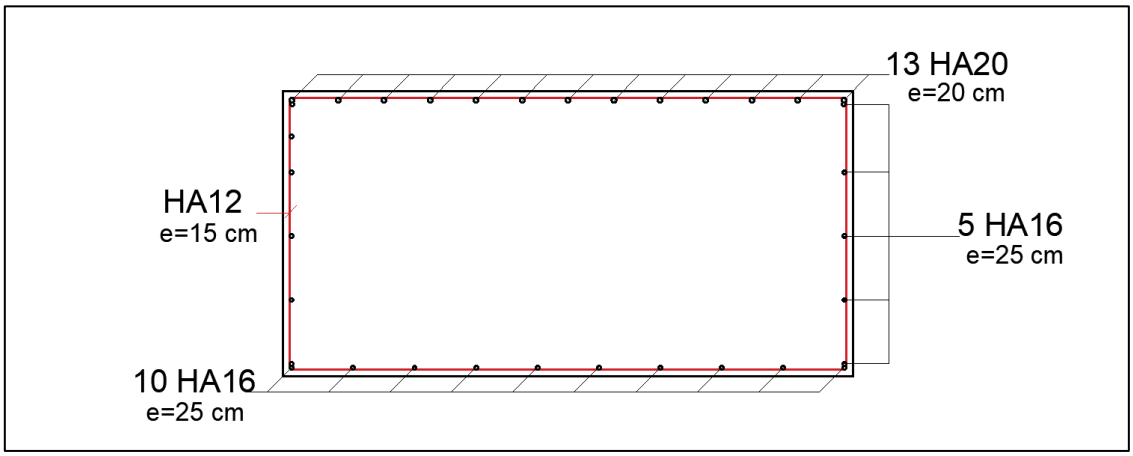


Figure VIII-12 : ferraillage du chevêtre

VIII.3.1.6. Stabilité de la semelle

La semelle est l'élément de fondation situé à la base d'un appui (pile ou culée), chargé de répartir les charges transmises vers le sol.

L'évaluation des charges appliquées sur la semelle sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VIII-14 : Evaluation des charges appliquées sur la semelle de la pile

Désig	N (KN)	H (KN)	/FV/o (x/o)	/FH/O/a (y/a,o)	MFV/o Kn.m	MFH/o Kn.m
Semelle	6300.00	/	0.00	4.50	/	28350.00
corps de la pile	2807.36	/	0.00	4.50	/	12633.12
Chevetre	1039.69	/	0.00	4.50	/	4678.59
G Tablier	16129.24	/	0.00	4.50	/	72581.58
D d'appuis	48.00	/	0.00	4.50	/	216.00
poids des terres	6300.00	/	0.00	4.50	/	28350.00
UIC 71	4373.04	1330	9.75	4.50	42637.14	19678.68
SW/2	4200	999.95	9.75	4.50	40950.00	18900.00

Le tableau qui suit résume les efforts appliqués sur la semelle selon les combinaisons les plus défavorables :

Tableau VIII-15 : Evaluation des charges appliquées sur la semelle selon les combinaisons les plus défavorables

	N (kn)	H (kn)	Mn (kn.m)	Mh (kn.m)	M0 (kn.m)
ELS	44 143.3	2261.5	19 8646.1	22049.7	220695.8
ELU	59 203.4	2963.8	26 6415.4	28 897.1	295312.5

Vérification de la stabilité :

a. Renversement :

On vérifié l'inégalité suivante : **(Mn + Mh)/3 > B/3**

Tableau VIII-16 : Vérification de renversement

			e (m)	B/3 (m)	Vérification
ELS	N (kn)	44143.6	4.99	3	**Vérifiée**
	Mv (kn.m)	198646.61			
	Mh (kn.m)	22049.7			
ELU	N (kn)	59288.2	4.95	3	**Vérifiée**
	Mv (kn.m)	266796.7			
	Mh (kn.m)	26961.1			

b. Glissement :

On vérifié l'équation suivante

$$H \leqslant \frac{N \times tg\varphi}{\gamma s1} + \frac{c \times A}{\gamma s2}$$

- H : composante de calcul horizontale de l´effort appliqué à la fondation,
- φ: angle de frottement interne du sol 30°
- c : cohésion (pour plus de sécurité en prend la cohésion égale à 0).
- γg1 est pris égal à 1,2. γg2 est pris égal à 1,5.

Donc on vérifie l'inégalité suivante : H ≤0,481N

Tableau VIII-17 : Vérification de glissement

			0.481 N	H ⩽ 0.481N
ELS	N (kn)	39940.1	19211.17	**Vérifiée**
	H (kn)	9619.5		
ELU	N (kn)	53759.3	25858.23	**Vérifiée**
	H (kn)	12973.3		

c. Poinçonnement :

Pour la vérification du poinçonnement de la semelle, on suppose qu'elle est infiniment rigide est on calcul les contraintes suivants :

$$\sigma_{max} = \frac{N}{S}\left(1+6.\frac{M}{B.N}\right) \qquad \sigma_{min} = \frac{N}{S}\left(1-6.\frac{M}{B.N}\right) \qquad \sigma_m = \frac{3\sigma_{max}+\sigma_{min}}{4}$$

Donc on vérifie que $\sigma_m < \sigma_{sol}$

Tableau VIII-18 : Vérification de poinçonnement

			σmax(MPa)	σmin(MPa)	σm(MPa)	σsol(MPa)	σm < σsol
ELS	N (kn)	39940.07	4.828	1.512	3.999	6.059	**Vérifiée**
	M (kn.m)	31334.62					
ELU	N (kn)	5928,82	6.465	2.068	5.366	8.904	**Vérifiée**
	M (kn.m)	2696,11					

VIII.3.1.7. Ferraillage de la semelle

Le ferraillage de la semelle se fait par la méthode des consoles en utilisant les combinaisons d'action calculées à l'état limite ultime (ELU/ELS)

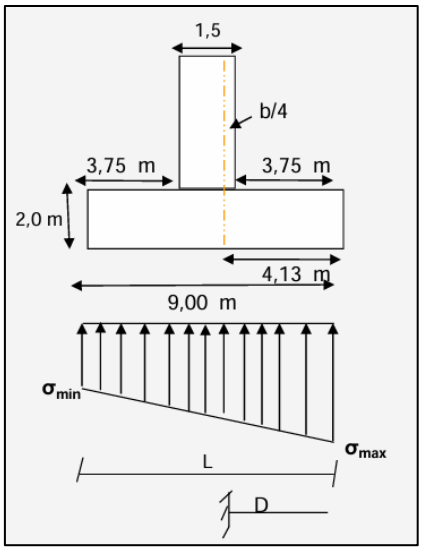


Figure VIII-13 : Sollicitation de la semelle

Tels que :

$$D = B1 + \frac{A}{4} \qquad \sigma_d = \sigma_{max} - \frac{(\sigma_{max} - \sigma_{min}).D}{B} \qquad R = \frac{(\sigma_{max} + \sigma d).D}{2} \qquad d = \frac{\sigma_d + 2\sigma_{max}}{\sigma_d + \sigma_{max}} \cdot \frac{D}{3}$$

Le moment d'encastrement est : M = R.D

Tableau VIII-19 : Calcul de moment d'encastrement

	ELU	ELS
D (m)	4.125	4.125
σ_d(kn/m2)	482.610	360.070
R (KN)	2,279.830	1,705.850
d (m)	2.150	2.151
M (kn.m)	4,900.890	3,669.960

Récapitulation des donnés :

Tableau VIII-20 : Récapitulation des donnes

	M(KN.m)	V(KN)
ELU	4900.9	2279.8
ELS	3670.0	1705.8

Les résultats de calcule de ferraillage sont mentionnés dans l'Annex C

On prend :

Tableau VIII-21 : Ferraillage de la semelle

	Armatures	Espacements (cm)
Nappe inferieurs	T32+T20	12,5
Armatures de répartition inferieurs	T32	12,5
Nappe supérieur	T32	12,5
Armatures de répartition supérieurs	T25	12,5

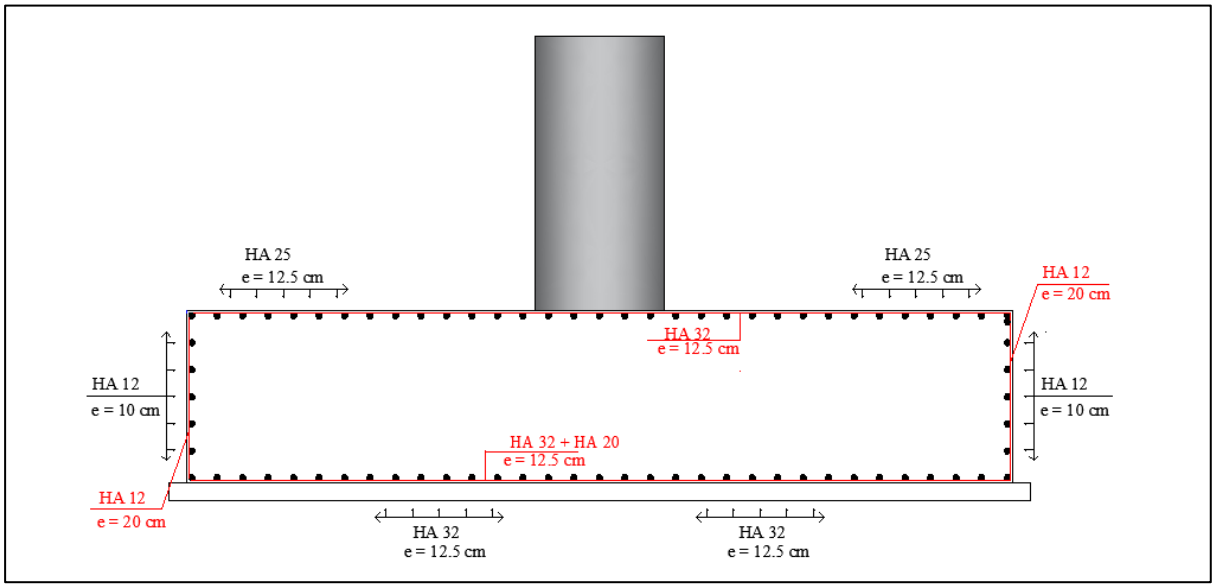


Figure VIII-14 : Ferraillage de la semelle

Vérification vis-à-vis l'effort tranchant :

On doit vérifier :

$$\tau_u < \overline{\tau_u}$$

Tels que :

$v = 2279.8KN$

$$\tau_u = \frac{v}{b_0 . d} = 1.266MPa$$

$$\overline{\tau_u} = min\left[0.15\frac{f_{c28}}{\Upsilon_b}, 4MPa\right] = min[3MPa, 4MPa] = 3MPa$$

$$\tau_u = 1.266MPa < \overline{\tau_u} = 3MPa \qquad \textbf{Vérifiée}$$

VIII.3.2. Etude de la culée

Une culée est un élément d'appui situé à l'extrémité d'un pont. Elle soutient le tablier et retient les terres du remblai. Elle assure la transition entre la structure du pont et les voies d'accès.

VIII.3.2.1. Conception de la culée

On distingue trois types :

- Culées enterrées : sont noyées dans le remblai d'accès à l'ouvrage.
- Culées remblayées : constituées par un ensemble de murs ou voiles en béton armé.
- Culées creuses : sous forme d'une boîte renversée.

On opte pour une culée remblayée (appui et soutien des remblais).

Les dimensions de la culée sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau VIII-22 : caractéristiques géométriques de la culée

Elément		Valeur (m)	
		C1	C2
Mur frontal	Hauteur	8	5.75
	Epaisseur	1.7	1.7
	Longueur	12.7	12.7
Mur garde grève	Hauteur	2.7	2.7
	Epaisseur	0.4	0.4
	Longueur	12.7	12.7
Mur de cache	Epaisseur	0.2	0.2
	Hauteur	1.9	1.9
Mure en retour	Hauteur	4.33	4.33
	Epaisseur	0.5	0.5
	Longueur	8.65	8.65
Semelle	Largeur	9	9
	Longueur	14	14
	Epaisseur	2	2

VIII.3.2.2. Vérification de la stabilité de la culée

La stabilité de la culée sera vérifiée dans les conditions normales d'exploitation. Les efforts agissant sur celle-ci comprennent des actions verticales et horizontales, provenant notamment de son propre poids, des charges transmises par le tablier, du poids des terres, de la poussée des terres, ainsi que des effets liés au freinage des véhicules.

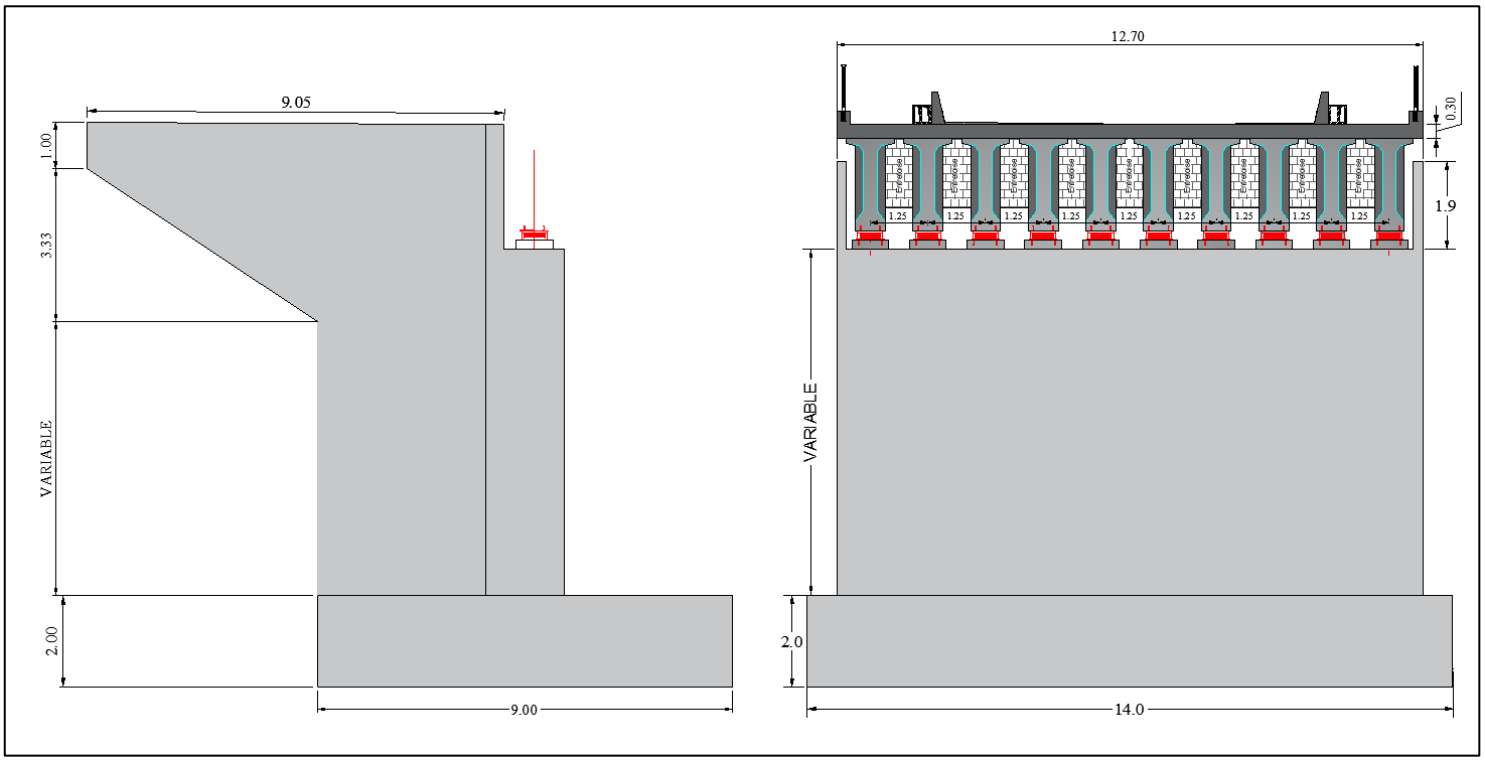


Figure VIII-15 : Dimensions de la culée

a. Evaluation des efforts agissant sur la culée :

Tableau VIII-23 : charges dus aux poids propres de culée

Désignation	N (Kn)	zv (m)	H (Kn)	Zh (m)	MN (Kn.m)	MH (Kn.m)
Poids Propre du Tablier	8396.1	4,40	/	-10,20	36942.7	/
Mur G Grève	342.9	5,15	/	-11,35	1765.9	/
Mur frontal	4318	4,50	/	-6,00	19431	/
Mur en retour	2094.4	8,13	/	-8,34	17027.5	/
Semelle	6300	4,50	/	-1,00	28350	/
Dés d'appuis	32	4,40	/	-10,10	140.8	/
Poids des terres P arrière	8670.2	7,18	/	/	62208.8	/
Poids des terres P avant	2861.6	1,83	/	/	5222.4	/
Poussée des terres sur mur frontal	/	/	6827.9	-4,23	/	-28905
Total	33015.2	/	6827.9	/	171089.1	-2890.5

Tableau VIII-24 : évaluations des surcharges ferroviaires

DÉSIGNATION	N(kn)	HF' (kn)	H Dem (kn)	Zn (m)	Zh (m)	MN (kn.m)	MHI (kn.m)	MHZ (kn.m)
Surch UIC71	2787	907.1	1000	4.4	-10,20	12261	-9252	.1020.00
Surch SW2	3531	1261.5	999.95	4.4	-10.2	15535	12867.4	-10200

Tableau VIII-25 : Combinaisons des charges pour la culée

	N (kn)	H (kn)	Mn (kn.m)	Mh (kn.m)	M_L (kn.m)
ELS	39940.1	9619.5	203245.0	54849.4	31334.6
ELU	53759.3	12524.7	273930.7	73571.4	41552.2

b. Vérification au renversement :

On vérifié l'inégalité suivante : **(Mn + Mh)/N > B/3**

Tableau VIII-26 : Vérification de renversement

			e (m)	B/3 (m)	Vérification
ELS	N (kn)	39940.1	3.715	3	**Vérifié**
	Mv (kn.m)	203245.0			
	Mh (kn.m)	54849.4			
ELU	N (kn)	53759.3	3.727	3	**Vérifié**
	Mv (kn.m)	273930.7			
	Mh (kn.m)	73571.4			

c. Stabilité au glissement :

On vérifié l'équation suivante :

$$H \leqslant \frac{N \times tg\varphi}{\gamma s1} + \frac{c \times A}{\gamma s2}$$

- H : composante de calcul horizontale de l´effort appliqué à la fondation,
- φ: angle de frottement interne du sol 30°
- c : cohésion (pour plus de sécurité en prend la cohésion égale à 0).
- γg1 est pris égal à 1,2. γg2 est pris égal à 1,5.

Donc on vérifie l'inégalité suivante : **H ≤0.481N**

Tableau VIII-27 : Vérification de glissement

			0.481 N	H ⩽ 0.481N
ELS	N (kn)	39940.1	19211.17	**Vérifiée**
	H (kn)	9619.5		
ELU	N (kn)	53759.3	25858.23	**Vérifiée**
	H (kn)	12973.3		

d. Poinçonnement :

Pour la vérification du poinçonnement de la semelle, on suppose qu'elle est infiniment rigide est on calcul les contraintes suivants :

$$\sigma_{max} = \frac{N}{S}\left(1+6.\frac{M}{B.N}\right) \qquad \sigma_{min} = \frac{N}{S}\left(1-6.\frac{M}{B.N}\right) \qquad \sigma_m = \frac{3\sigma_{max}+\sigma_{min}}{4}$$

Donc on vérifie que $\sigma_m < \sigma_{sol}$

Tableau VIII-28 : Vérification de poinçonnement

			σmax(MPa)	σmin(MPa)	σm(MPa)	σsol(MPa)	σm < σsol
ELS	N (kn)	39940.07	4.828	1.512	3.999	6.059	**Vérifié**
	M (kn.m)	31334.62					
ELU	N (kn)	5928,82	6.465	2.068	5.366	8.904	**Vérifié**
	M (kn.m)	2696,11					

VIII.3.2.3. Ferraillage des éléments

a. Mur frontal :

Le mur frontal, considéré comme encastré dans la semelle, est soumis à une sollicitation en flexion composée. Il supporte principalement les charges d'inertie, les poussées des terres ainsi que les réactions transmises par le tablier.

Le ferraillage vertical de ce mur est dimensionné à l'aide du logiciel ROBOT-Expert, en modélisant une section rectangulaire de dimensions 1 × 1,7 m² soumise à la flexion composée.

Le mur frontal est semis á ce qui suit :

Tableau VIII-29 : Sollicitations sur le mur frontal

Désig	N (KN)	H (KN)	/FV/o (x/o)	/FH/O/a (y/a,o)	MFV/o	MFH/o
G (tablier)	8396.1	/	0.1	/	839.61	/
mur garde gréve	342.9	/	-0.65	/	-222.89	/
dés d'appuis	32	/	/	/	/	/
mur frontal	340	/	/	/	/	/
poussé des terres	/	3347.53	/	0.3	/	1004.26
poussée sous 10 kn/m²	/	305.498	/	6.51	/	1988.79
ELS	15871.6	1355	0.1	8	1587.16	10840
ELU	21759.8	1743	0.1	8	2175.98	13944

Le ferraillage est le suivant :

- As = 17 cm²/ml, on opte pour 6 HA20 espacés de e = 20 cm (coté remblai)
- Armatures de construction : As'=As/3 = 5.66 cm²/ml, on prend 6 HA14 avec e=20 cm
- At = As/4, on prend 6 HA12 avec e=15cm

b. Mur grade grève :

Le mur garde grève est supposé encastré á ça base et soumis á la flexion simple dus aux efforts suivants :

- Poussée des terres.
- Poussée d'une charge locale située en arrière du mur garde grève.
- Force de freinage.

Moment du á la poussée des terres :

Le moment á l'encastrement du á la poussée des terres á l'expression suivante :

Mp = P.H/3

Et P = ½. Ka.γ. H².L.

Tels que :

- P : la poussée des terres.
- Ka : coefficient de poussée des terres,
- Ka = 0.33.
- γ : poids volumique du remblai, γ = 18 kN/m3.
- H : hauteur du mur garde grève, H = 2.7 m.
- L : longueur du remblai, L = 1 m (le calcul est effectué par 1 mètre linéaire).

On aura P = 21.65 kn /ml et Mp = 19.48 kn.m/ml

MpELS = 19.48 kn.m/ml

MpELU = 28.24 kn.m/ml

Moment due á une charge située en arrière du mur garde grève :

$$Mp = \frac{12\,K}{0.75 + 2 \times H} \times \int_0^H \frac{H - x}{0.25 + x}\,dx$$

Avec : **K = Ka ×γ × δ**

- γ: coefficient de pondération, γ = 1 à l'ELS.
- δ: coefficient de majoration dynamique pour une surcharge sur remblai.

- K = 0.33 × 1.096 = 0.36 á l'ELS
- K = 0.33 × 1.096 × 1.45 = 0.52 á l'ELU

On a les valeurs Mp/k suivants :

Tableau VIII-30 : valeurs de Mp/K

H (m)	0.5	0.75	1	1.5	2	2.5	3
Mp/K (t.m/ml)	2.23	3.4	4.41	6.11	7.45	8.56	9.49

On a H = 2.7 m, par interpolation linéaire on trouve : Mp/K = 8.932 t.m/ml

Mps = 32.15 kn.m/ml

Mpu = 46.44 kn.m/ml

Moment due á la force de freinage :

On considère l'effet de freinage d'une seule charge due au LM 71. Dont le moment d'encastrement est donné par l'expression suivante :

$$\boldsymbol{M_f = \frac{2\mu \times P \times h}{0.5 + 2h}}$$

- μ : coefficient de pondération
- P : charge due au système LM71, P = 250 kN.
- h : hauteur du mur, h = 2.7 m.

$$\boldsymbol{M_{fs} = 228.81\ Kn.\frac{m}{ml}}$$

$$\boldsymbol{M_{fu} = 331.78\ Kn.\frac{m}{ml}}$$

Les résultats du calcul des moments est la somme des moments calculé précédemment :

$$\boldsymbol{M_{ELS} = 280.44\ Kn.\frac{m}{ml}}$$

$$\boldsymbol{M_{ELU} = 406.46\ Kn.\frac{m}{ml}}$$

Le ferraillage principal se fait en flexion simple sur ROBOT-Expert en considérant une section rectangulaire (1 × 0.4) m, il est détaillé dans l'annex C.

On aura le ferraillage suivant :

- Section d'acier : As = 35.1 cm², on prend 8 HA25 avec un espacement e =10 cm
- Armatures de construction : As'=As/3= 11.7 cm², on prend 8 HA14 avec un espacement e =10 cm
- Armatures transversales : A_t = as/4 = 8.77 cm², on prend 8 HA14 avec un espacement e = 10 cm

c. Mur en retour :

Le mur en retour a pour rôle d'assurer le soutènement des terres du remblai d'accès du pont. Il est soumis aux charges suivantes :

- Poussée des terres
- Poids de CCP

- Poids propre du mur

Pour évaluer ces efforts ont utiliseras le logiciel de calcule par éléments finis ROBOT, le mur est supposé encastré á ça base dans la semelle et en amont dans le mur frontal.

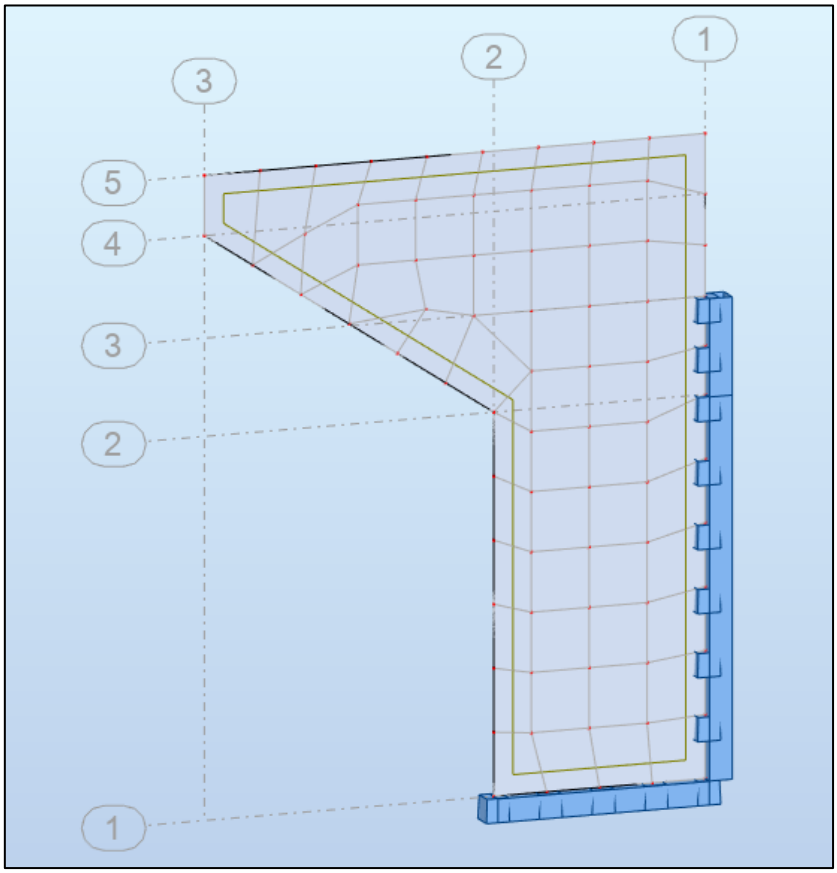


Figure VIII-16 : modélisation de mur en retour

On a obtenu les résultats suivants :

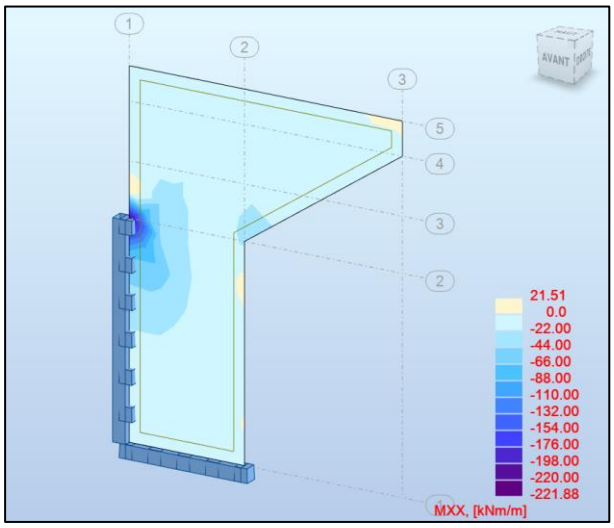


Figure VIII-17 : moment selon XX

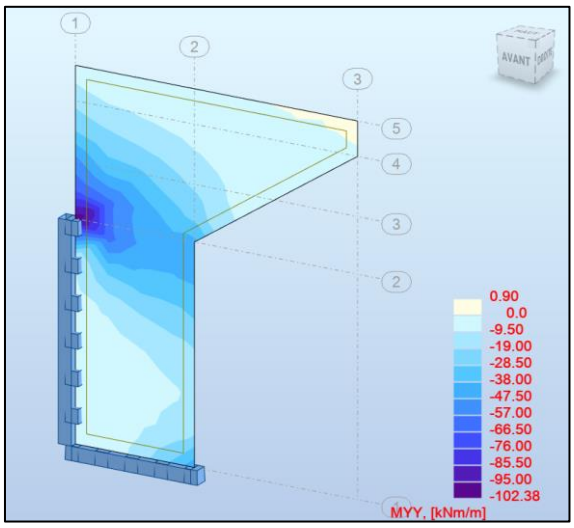


Figure VIII-18 : moment selon YY

Le ferraillage du mur dans les deux directions, aussi bien du côté intérieur (côté remblai) que du côté extérieur, est déterminé à l'aide du logiciel ROBOT Expert. Le calcul est basé sur une section rectangulaire de dimensions 1 m × 0,5 m, soumise à une flexion simple.

Ferraillage horizontal :

- As = 21 cm² ; on opte pour 7 HA20 espacé de e = 15 cm (coté remblai)
- As' = As/3 = 7 cm² ; on opte pour 7 HA16 espacé de e = 15 cm (coté tablier)

Ferraillage vertical :

- As = 16 cm² ; on opte pour 7 HA20 espacé de e = 15 cm (coté remblai)
- As' = As/3 = 5.33 cm² ; on opte pour 7 HA16 espacé de e = 15 cm (coté tablier)

VIII.3.2.4. Ferraillage de la semelle

Le ferraillage de la semelle se fait par la méthode des consoles en utilisant les combinaisons d'actions calculées aux différents états limites.

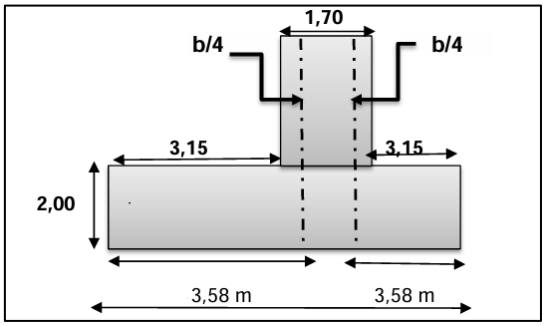


Figure VIII-19 : Schéma de la semelle

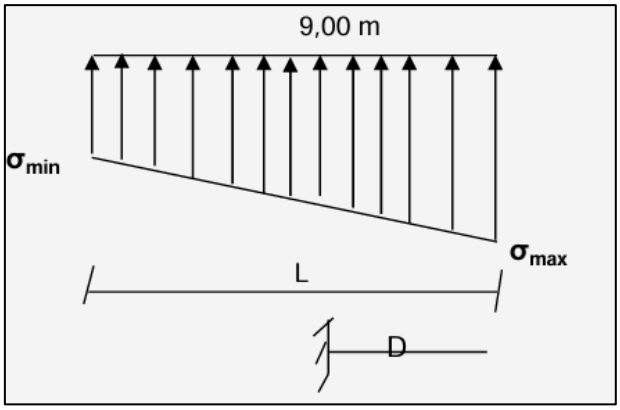


Figure VIII-20 : contraintes sous la semelle

Tels que :

$$D = B1 + \frac{A}{4} \qquad \sigma_d = \sigma_{max} - \frac{(\sigma_{max} - \sigma_{min}).D}{B} \qquad R = \frac{(\sigma_{max} + \sigma d).D}{2} \qquad d = \frac{\sigma_d + 2\sigma_{max}}{\sigma_d + \sigma_{max}} \cdot \frac{D}{3}$$

D'après le diagramme des contraintes on a les résultats :

Tableau VIII-31 : calcule de moment d'encastrement

	ELU	ELS
D (m)	4.08	4.08
a (kn/m)	447.43	332.64
R (kn)	2,228.96	1,661.42
d (m)	2.16	2.16
M kn.m	4,817.05	3,592.89

On résume les résultats dans le tableau suivant :

Tableau VIII-32 : recapitulation des données

	M(kn.m/ml)	V(kn/ml)
ELU	4817.10	2229.00
ELS	3592.90	1661.40

On a opté pour le même ferraillage de la semelle de la pile :

Tableau VIII-33 : ferraillage de la semelle

	Armatures	Espacements (cm)
Nappe inferieurs	T32+T20	12,5
Armatures de répartition inferieurs	T32	12,5
Nappe supérieur	T32	12,5
Armatures de répartition supérieurs	T25	12,5

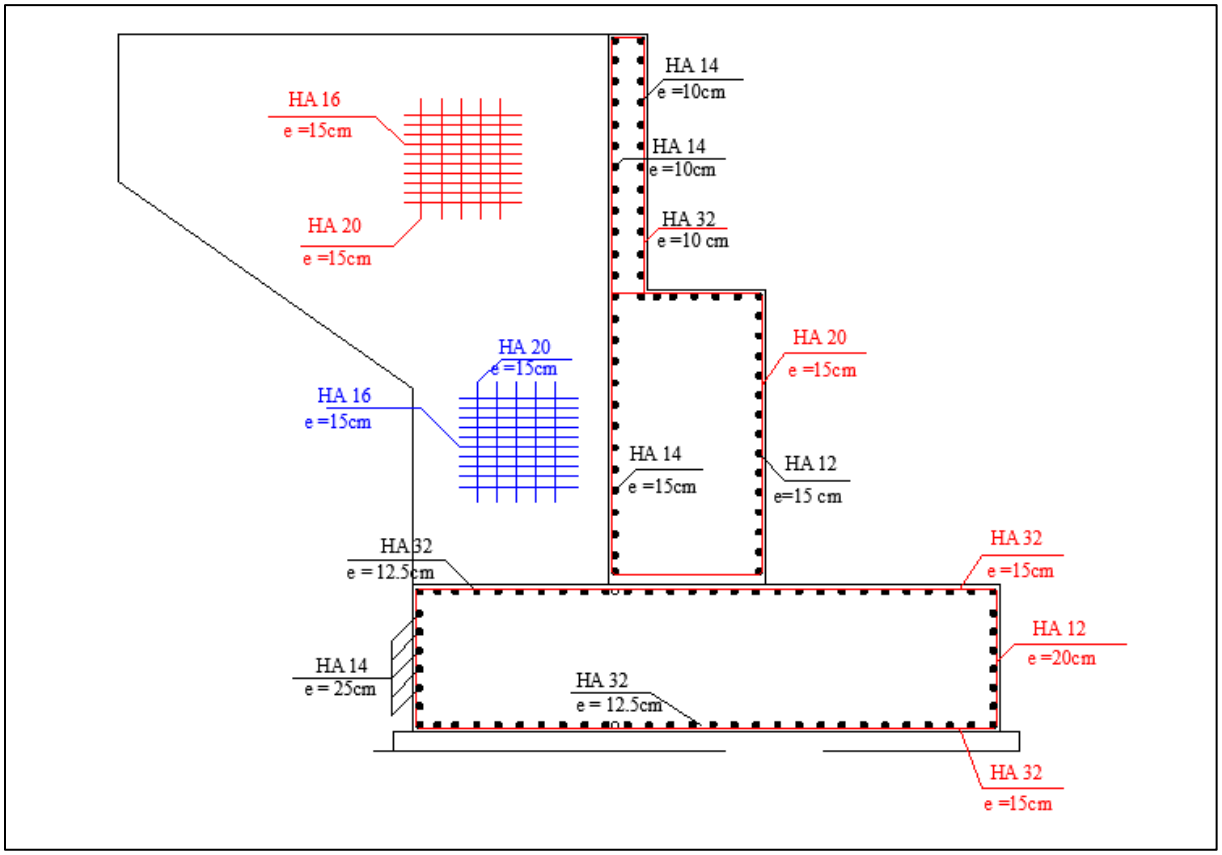


Figure VIII-21 : ferraillage de la culée

VIII.4. CONCLUSION

Dans ce chapitre, nous avons entamé l'étude de l'infrastructure, incluant les piles, la semelle, la culée et les pieux, en tenant compte des différentes conditions selon les combinaisons de charges définies, afin d'assurer une meilleure résistance de l'ouvrage et garantir son exploitation en toute sécurité. L'analyse a également intégré les équipements du pont, tels que les appareils d'appui et les joints de dilatation, qui jouent un rôle essentiel dans la durabilité et le bon fonctionnement de l'ensemble de la structure.

CHAPITRE IX : ANALYSE DE L'INFLUENCE DU TRACÉ DES CABLES PRECONTRAINTS Á MI-TRAVÉE SUR LE COMPORTEMENT DE LA POUTRE ET LA TRAVÉE

IX.1. INTRODUCTION

Dans le cadre du projet de la ligne ferroviaire reliant Gara Djebilet à Béchar via Tindouf, plusieurs ponts ferroviaires de portée identique (35 mètres) ont été conçus selon une même conception : un tablier en poutres précontraintes. Cependant, bien que la conception générale soit standardisée, des différences notables ont été observées dans l'exécution de la précontrainte, notamment dans le tracé des câbles à mi-travée, d'une entreprise de réalisation à une autre.

Cette observation a soulevé une interrogation technique pertinente : dans quelle mesure le tracé des câbles influe-t-il sur le comportement global de la poutre et de la travée ? Afin de répondre à cette question, ce chapitre propose une étude comparative entre deux tracés réels adoptés sur le terrain par deux entreprises différentes. L'un des tracés est similaire à celui présenté dans le chapitre VI, dans le cadre de l'étude de la précontrainte. Le second tracé, objet de la présente section, fera l'objet d'une nouvelle modélisation et d'un calcul détaillé.

L'objectif est d'évaluer l'influence de ces deux configurations sur le comportement de la poutre elle-même et de la travée, notamment en ce qui concerne la distribution des contraintes, les moments fléchissants, les flèches et l'efficacité de la précontrainte.

Ce travail permettra d'apporter un éclairage technique sur l'importance du choix du tracé des câbles.

IX.2. PRESENTATION DES TRACÉS

IX.2.1. TRACÉ A

Ce tracé correspond exactement à celui présenté dans le chapitre VI, dans lequel l'ensemble des calculs et des vérifications a déjà été détaillé. Il s'agit d'un tracé composé de quatre câbles ancrés à l'about de la poutre, avec une disposition en superposition au niveau de la mi-travée, où les câbles sont placés les uns au-dessus des autres.

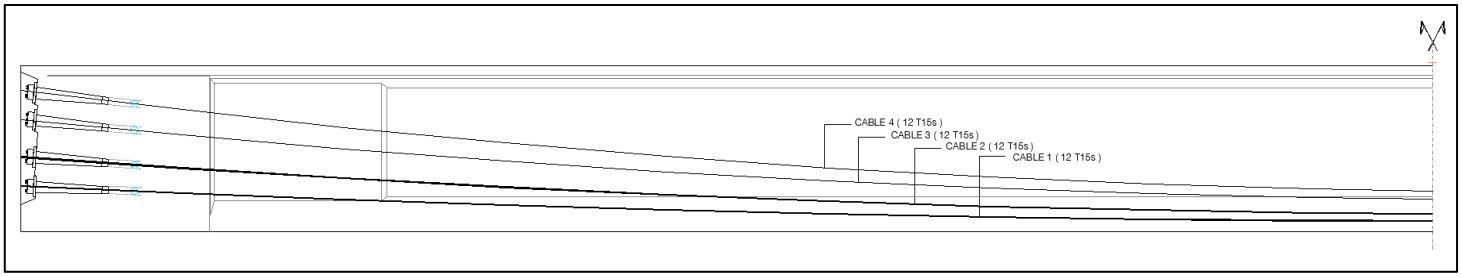


Figure IX-1 : Tracé A

IX.2.2. TRACÉ B

Ce second tracé a été mis en œuvre par une autre entreprise de réalisation sur le même projet. Contrairement au tracé A, il présente des variations à la fois au niveau de l'about et de la mi-travée. Ce tracé se compose de trois câbles ancrés à l'about, ainsi que d'un câble situé à

l'extrados. À mi-travée, les quatre câbles sont regroupés au talon de la poutre, comme l'illustre les figures suivantes :

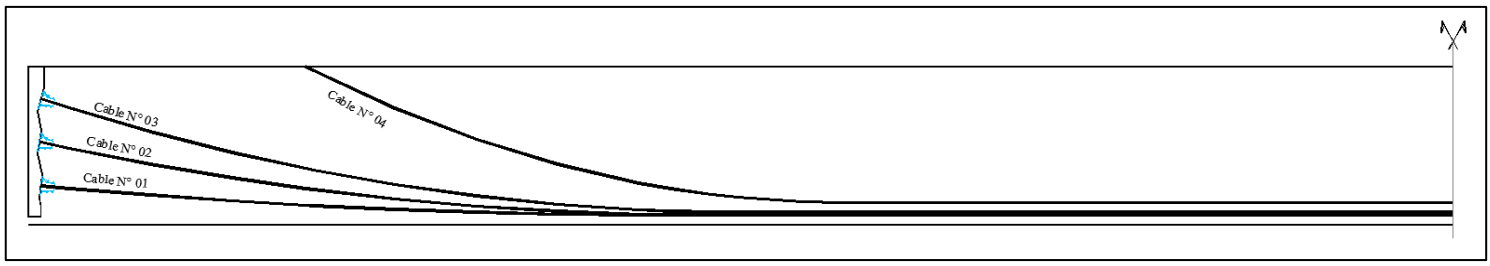


Figure IX-2 : Tracé B

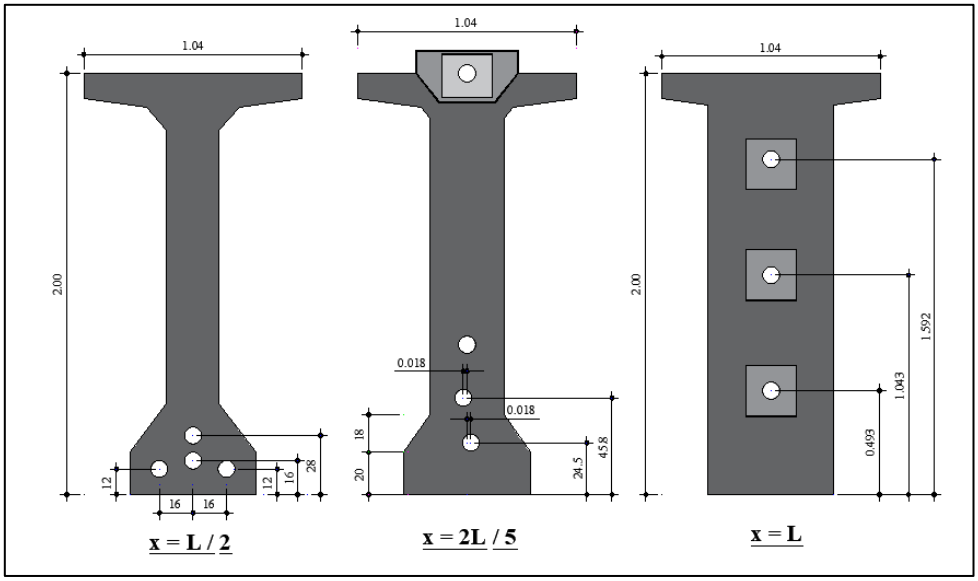


Figure IX-3 : disposition des câbles aux différents sections de la poutre

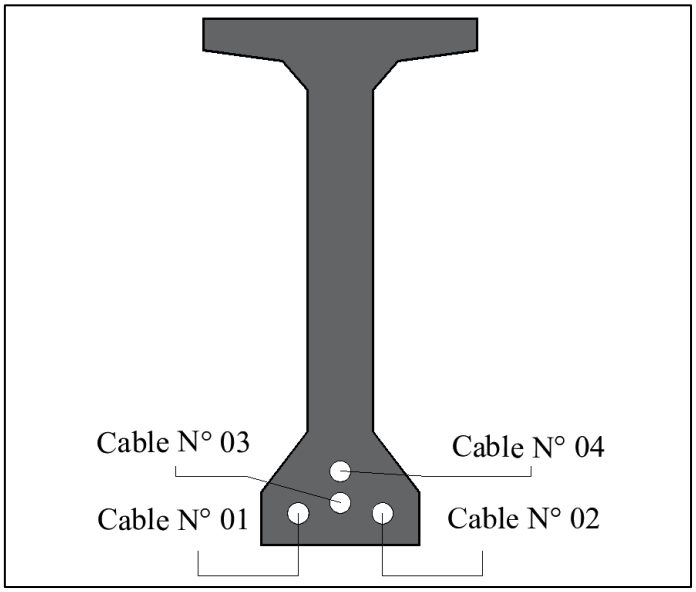


Figure IX-4 : disposition des câbles á mis travée

IX.2.3. Donnés communs aux deux traces

Afin de garantir une comparaison cohérente et objective entre les deux tracés de câbles, les paramètres suivants ont été maintenus identiques : la géométrie de la poutre, la géométrie de la travée, les hypothèses de calcul, les matériaux utilisés, les charges appliquées ainsi que les conditions aux limites.

IX.3. MODELISATION ET CALCUL

La modélisation a été réalisée à l'aide du logiciel MIDAS Civil. Dans un premier temps, l'analyse porte sur la poutre seule, modélisée de manière isostatique. Une fois ce modèle établi, la précontrainte est appliquée avec un tirage des câbles à 100 % de la force initiale. Cette étape permet d'évaluer l'effet direct de la précontrainte sur le comportement de la poutre.

Dans un second temps, le modèle est complété pour représenter l'ensemble de la travée, incluant les charges permanentes (poids propre, ballast, équipements) ainsi que les charges d'exploitation ferroviaires. L'objectif est d'analyser le comportement global de la travée sous l'effet combiné de la précontrainte et des sollicitations extérieures. Cette modélisation permet de comparer les résultats obtenus avec ceux du tracé A et de tirer des conclusions sur l'influence réelle du tracé des câbles.

IX.3.1. Modélisation de la poutre seule

La poutre est modélisée sous forme d'un élément barre isostatique, simplement appuyée : un appui simple à une extrémité et un appui double à l'autre, afin de se rapprocher des conditions réelles rencontrées sur le chantier.

Cette première modélisation a pour objectif de déterminer la flèche engendrée par la mise en tension des câbles de précontrainte. Elle permet d'analyser le comportement initial de la poutre sous l'effet direct de la précontrainte, sans l'influence des charges extérieures.

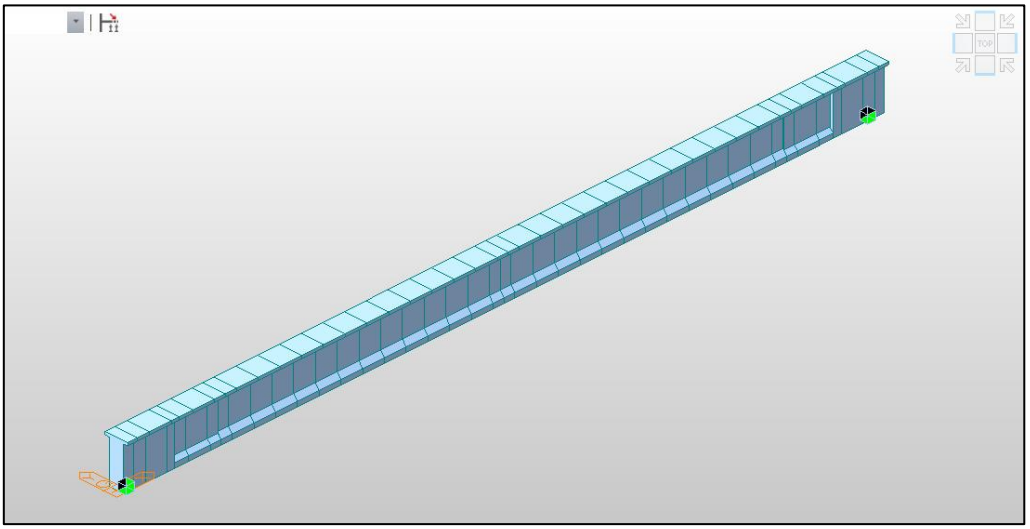


Figure IX-5 : poutre seule

Une fois la géométrie et les appuis définis, on commence par introduire le matériau utilisé pour les torons de précontrainte. Il s'agit de torons FREYSSINET T15s

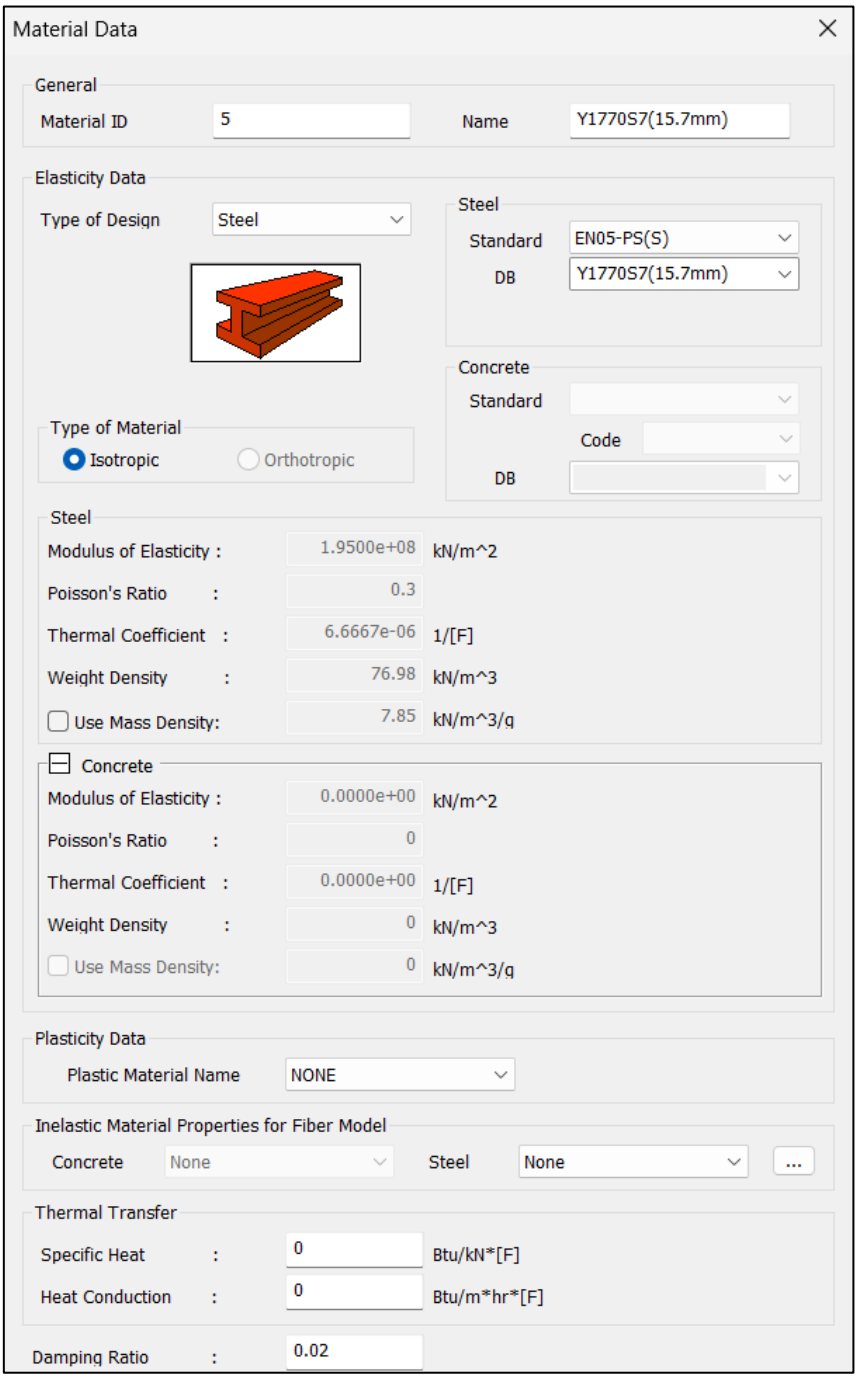


Figure IX-6 : matériau des torons T15s

Après, on introduit les caractéristiques du câble précontraint

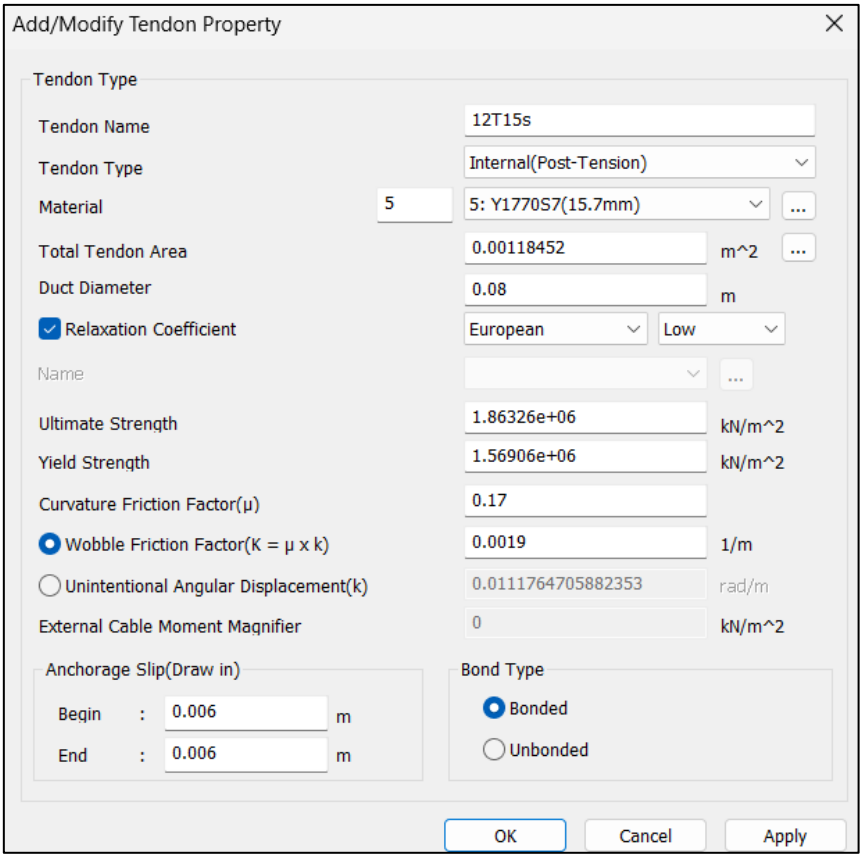


Figure IX-7 : propriétés du câble 12T15s

Le tracé des câbles de précontrainte est introduit dans le modèle par la position précise des câbles en élévation et en plan

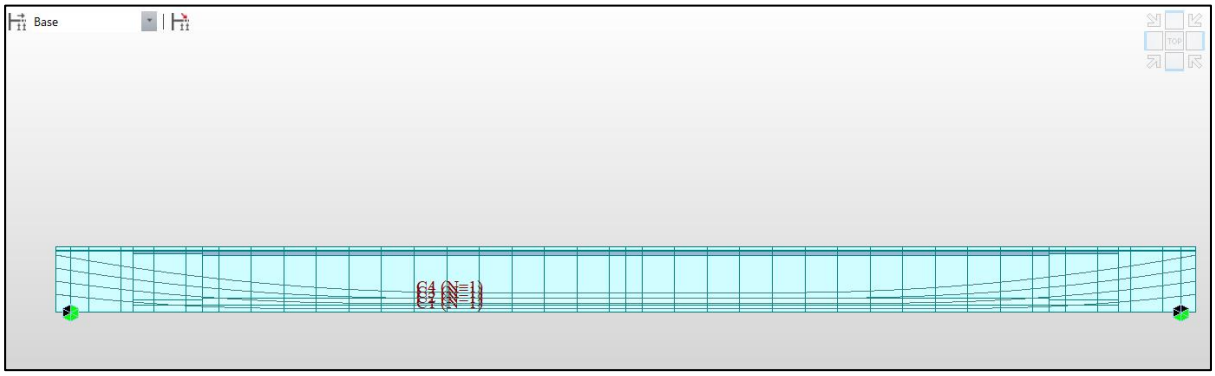


Figure IX-8 : tracé A

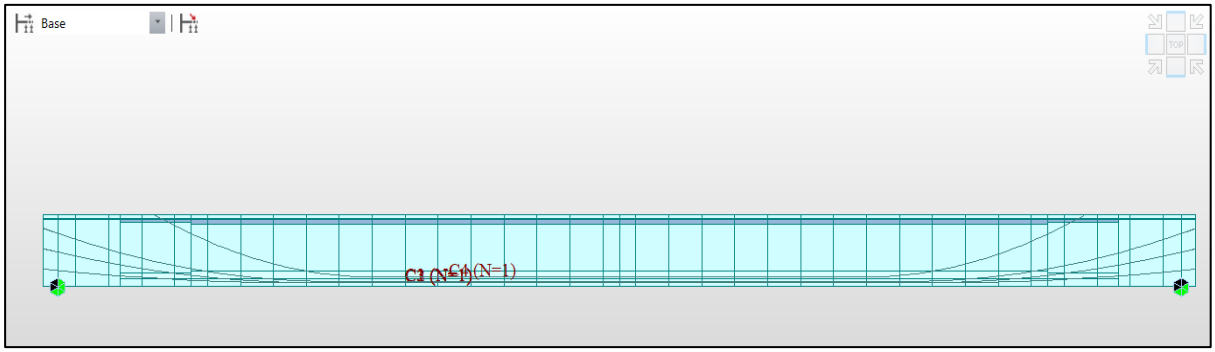


Figure IX-9 : tracé B

On á obtenue les résultats suivants :

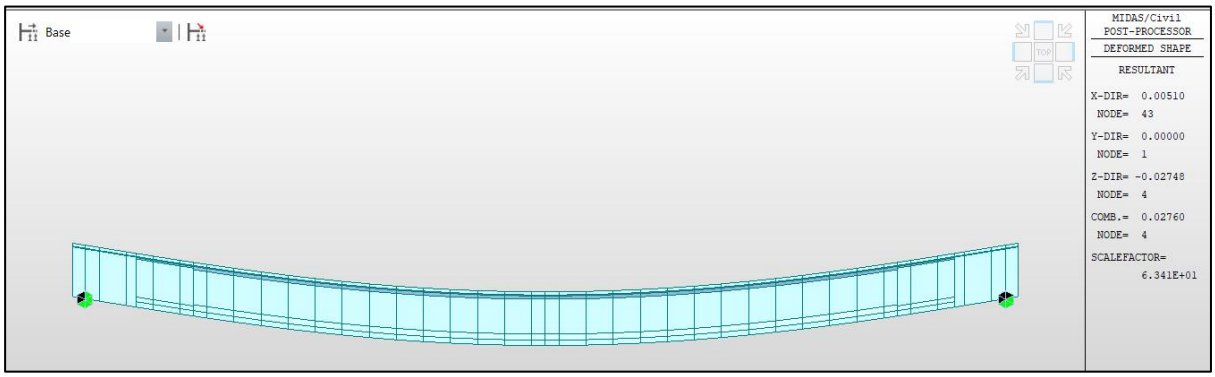


Figure IX-10 : déformation de la poutre sous poids propre

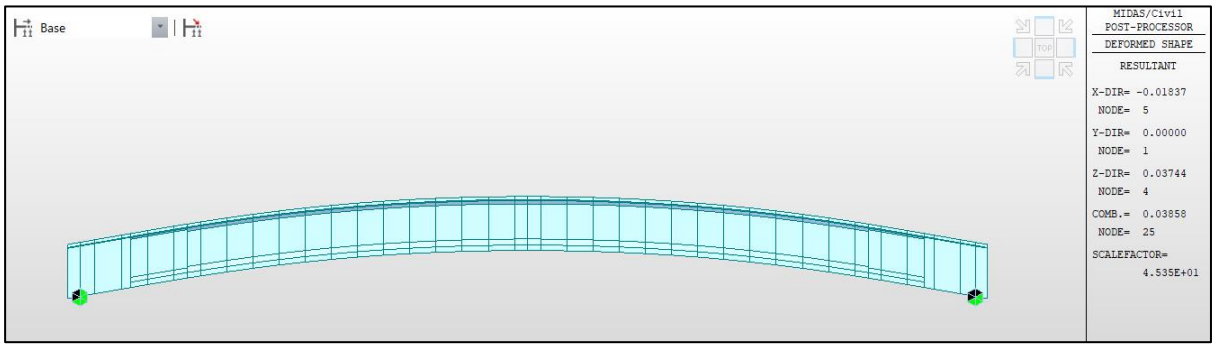


Figure IX-11 : déformation de la poutre sous poids propre + précontrainte du tracé A

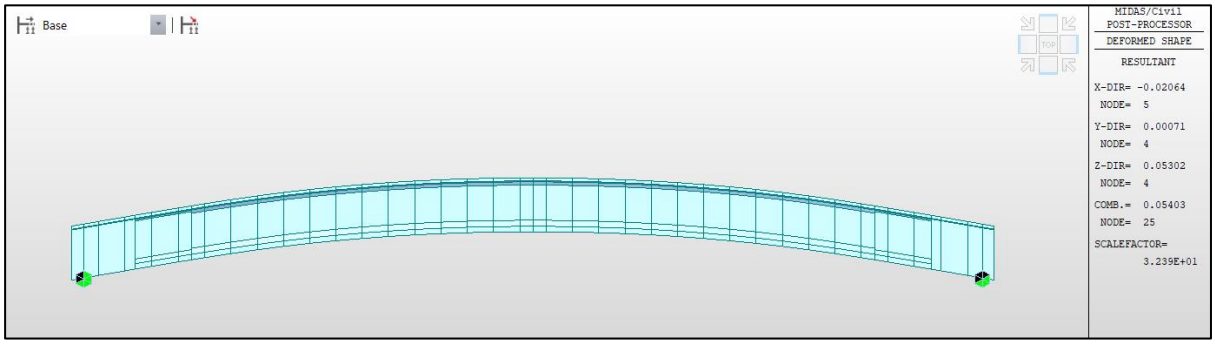


Figure IX-12 : déformation de la poutre sous poids propre + précontrainte du tracé B

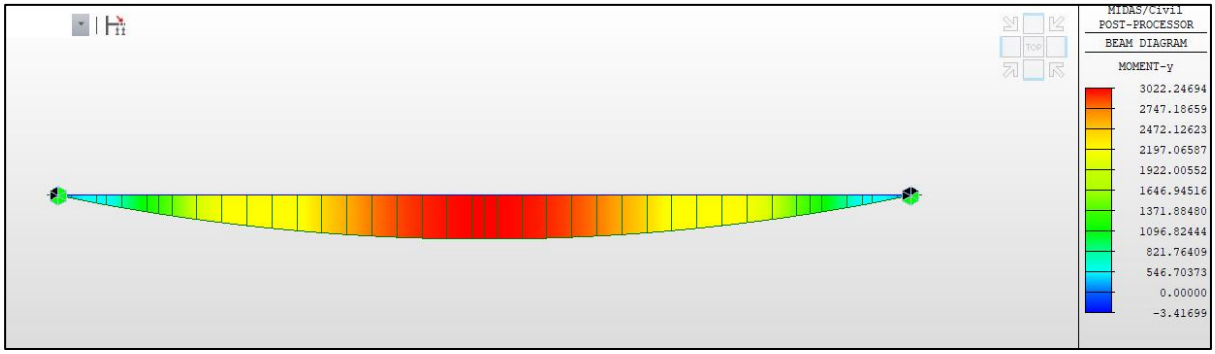


Figure IX-13 : moment sous poids propre de la poutre

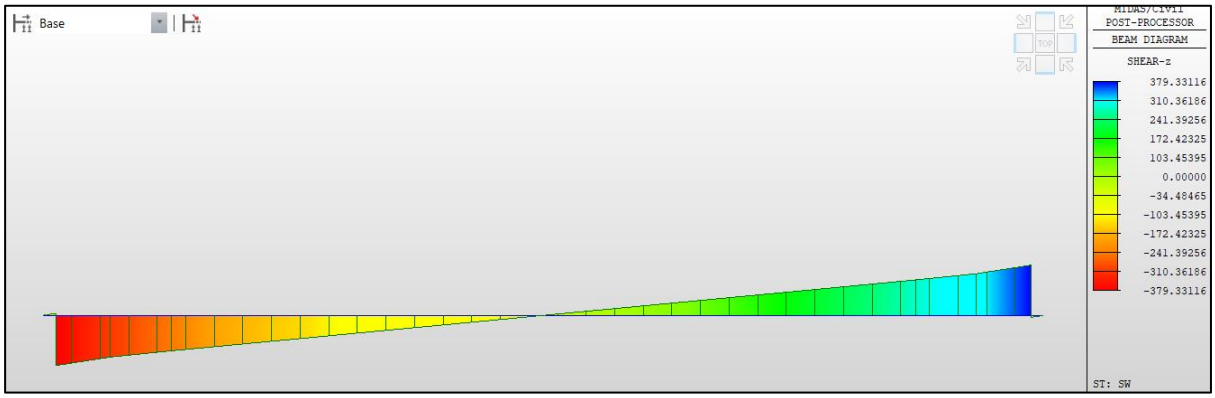


Figure IX-14 : effort tranchant sous poids propre

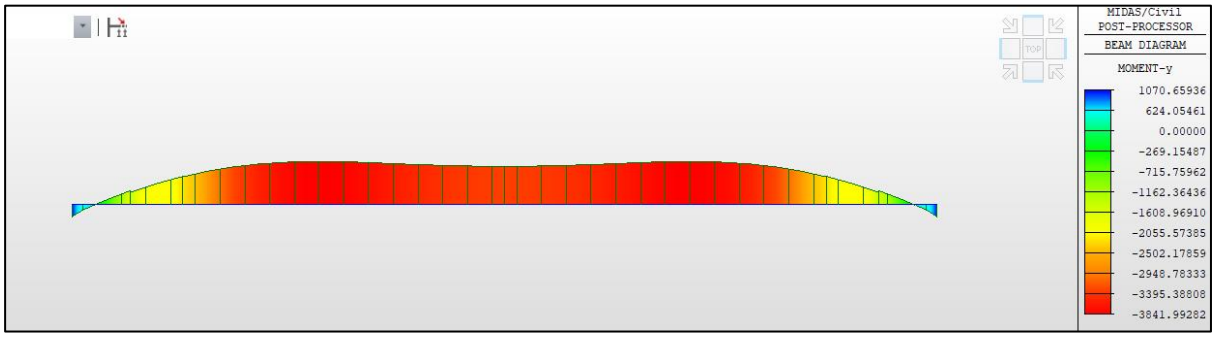


Figure IX-15 : moment sous poids propre + précontrainte tracé A

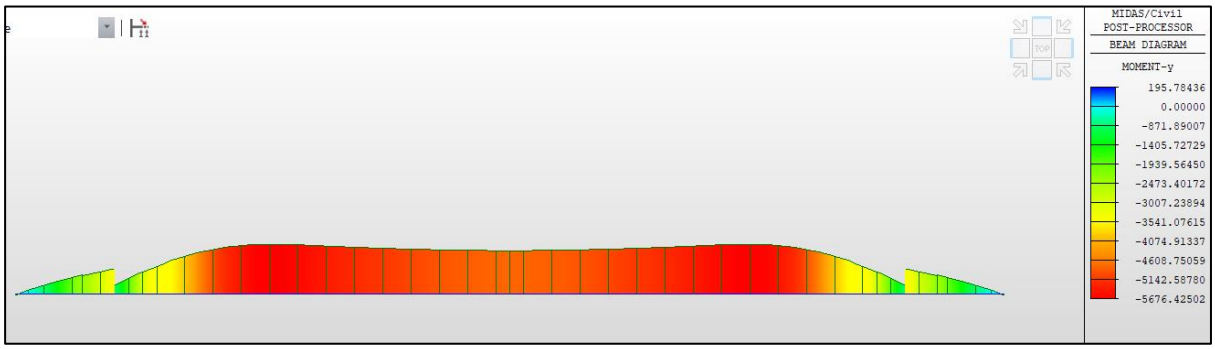


Figure IX-16 : moment sous poids propre + précontrainte tracé B

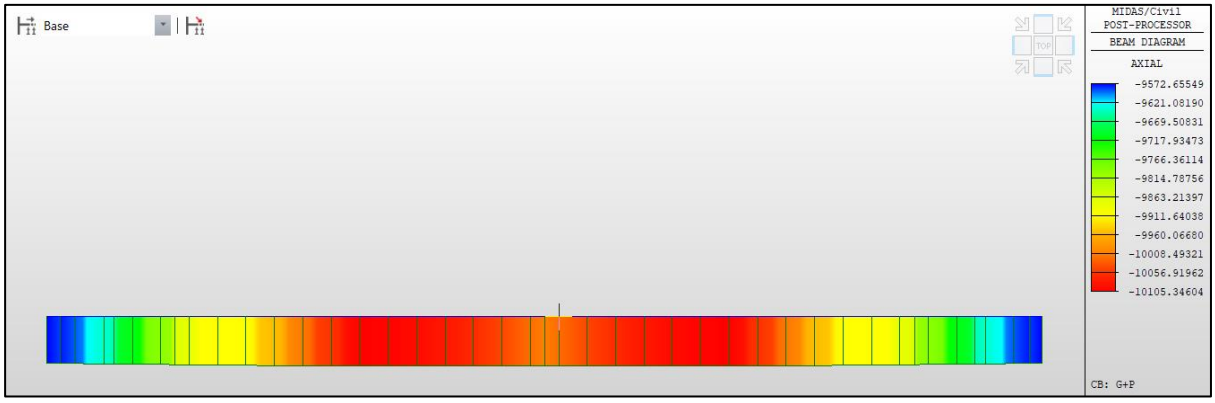


Figure IX-17 : effort normal sous poids propre + précontrainte tracé A

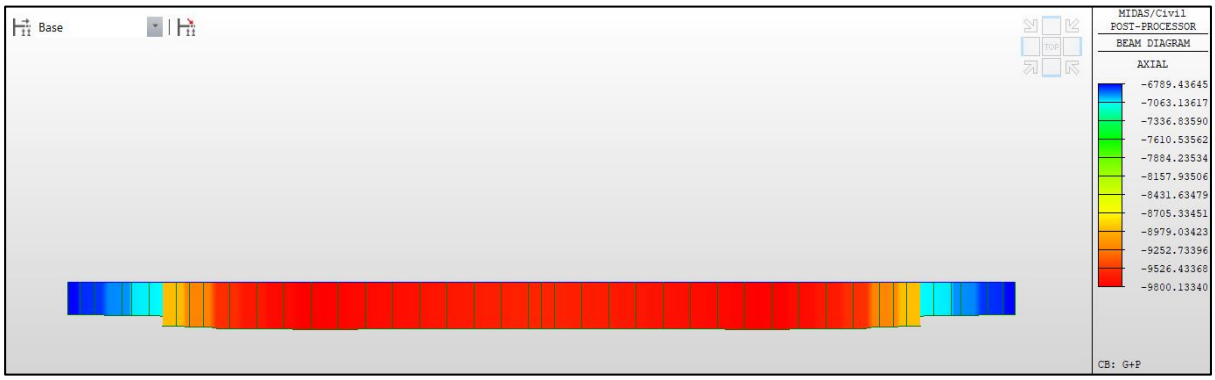


Figure IX-18 : effort normale sous poids propre + précontrainte tracé B

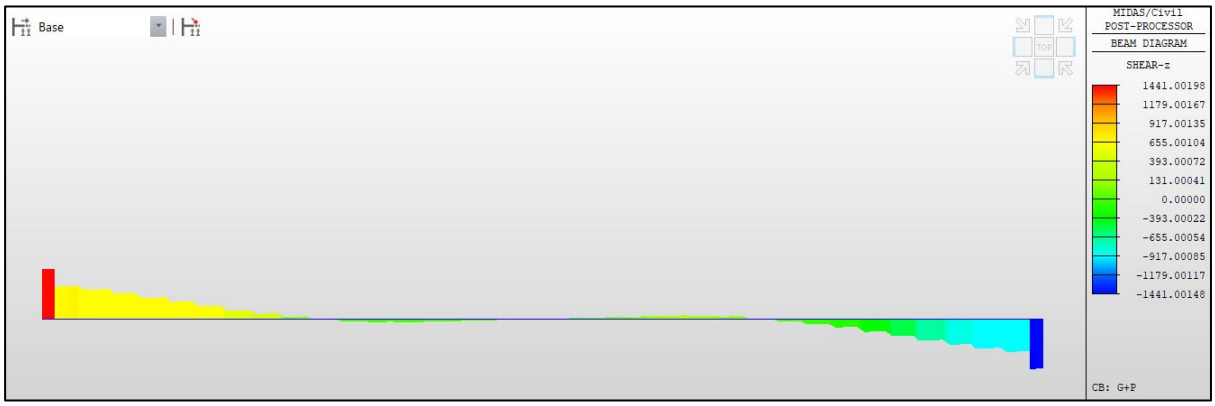


Figure IX-19 : effort tranchant sous poids propre + précontrainte tracé A

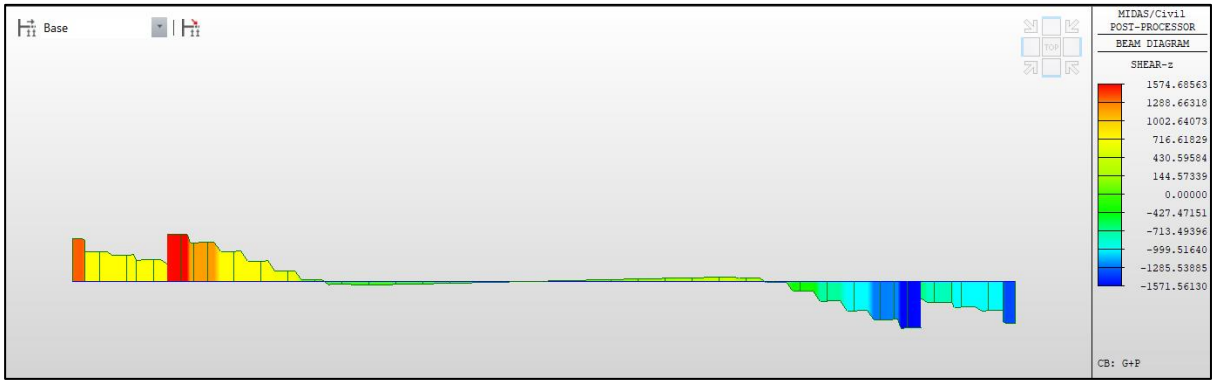


Figure IX-20 : effort tranchant sous poids propre + précontrainte tracé B

Récapitulations des résultats :

Tableau IX-1 : déformations de la poutre seule

		DÉFORMATIONS	
		Tracé B	Tracé A
PP (cm) / (rad)	X	-0.51	-0.51
	Y	0	0
	Z	2.76	2.76
	Rx	0	0
	Ry	0.002515	0.002515
	Rz	0.000041	0.000041
Pp + Pr (cm) / (rad)	X	-1.4	-1.83
	Y	0.71	0
	Z	-5.3	-3.75
	Rx	0.000245	0
	Ry	0.005255	0.003734
	Rz	0.000041	0

Tableau IX-2 : efforts internes de la poutre seule

		EFFORTS INTERNES	
		Tracé B	Tracé A
PP	My (Mn.m)	3.022	3.022
	Fz (Mn)	3.77	3.77
	Fx (Mn)	0	0
Pp + Pr	My (Mn.m)	-5.676	-3.842
	Fz (Mn)	1.571	1.44

IX.3.2. Modélisation de la travée

Après l'analyse de la poutre seule, la seconde étape consiste à modéliser la travée complète, en intégrant l'ensemble des poutres, entretoises, charges complémentaires permanentes, surcharges ferroviaires. Cette modélisation vise à reproduire de façon réaliste le comportement global de l'ouvrage sous l'effet combiné de la précontrainte et des charges permanentes et d'exploitation.

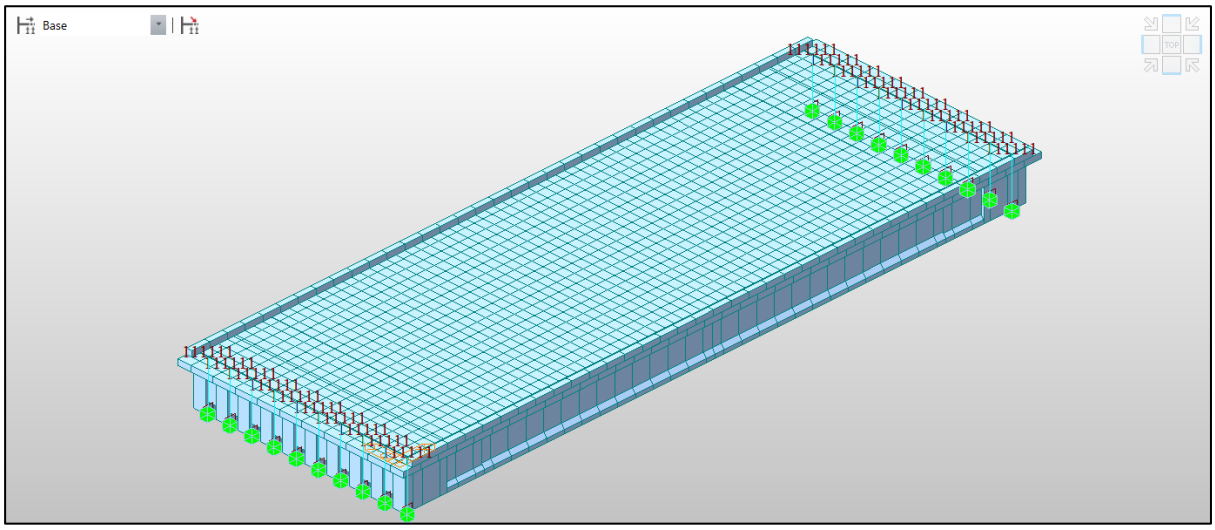


Figure IX-21 : représentation de la travée modélisée avec Midas

Les résultats sont les suivants :

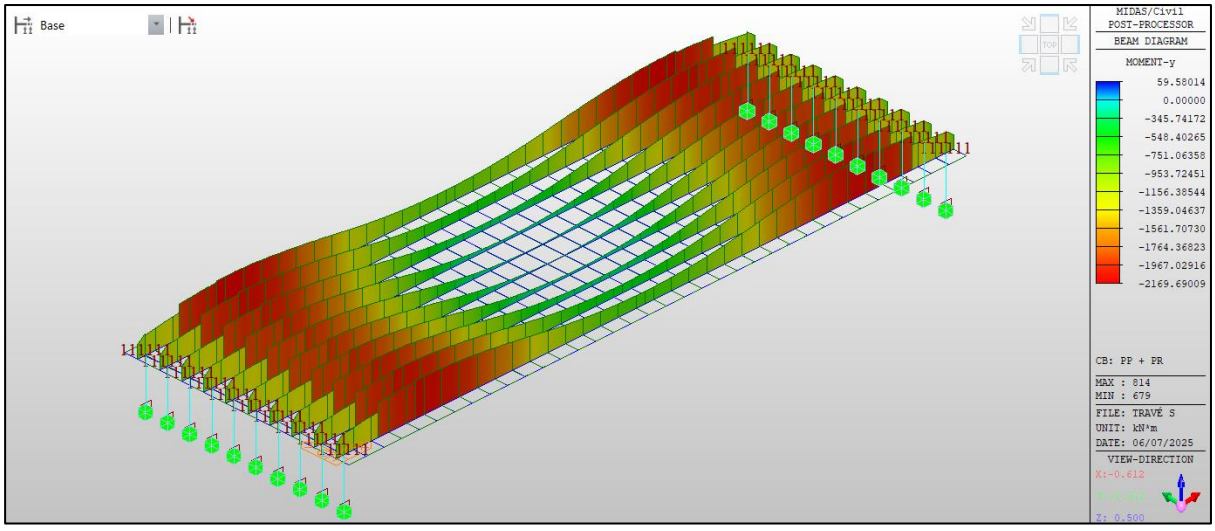


Figure IX-22 : moment sous poids propre + ccp + Précontrainte tracé A

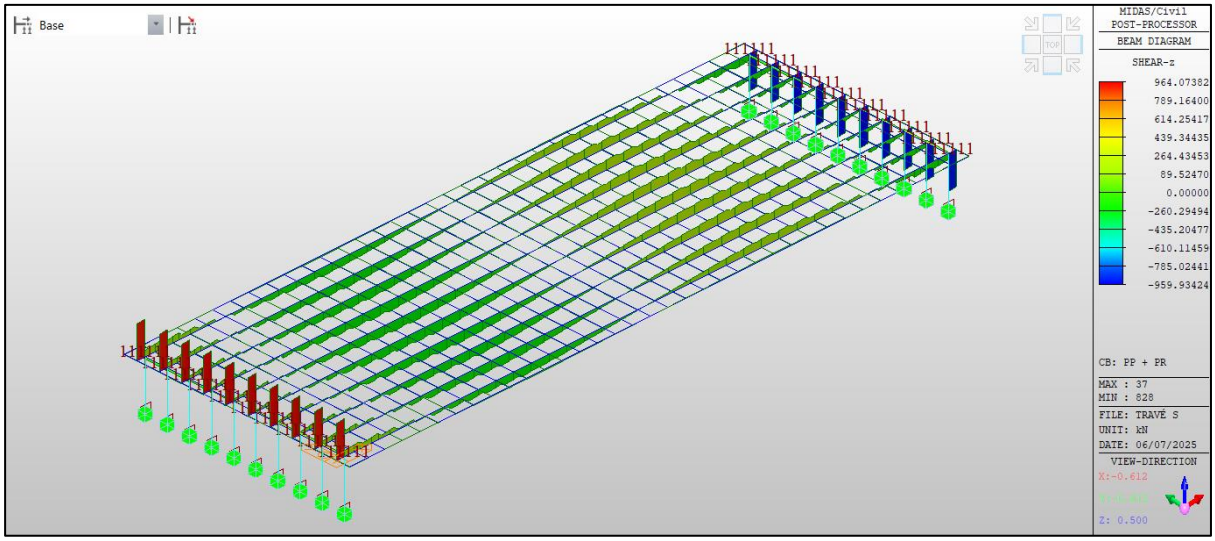


Figure IX-23 : effort tranchant sous poids propre + ccp + précontrainte tracé A

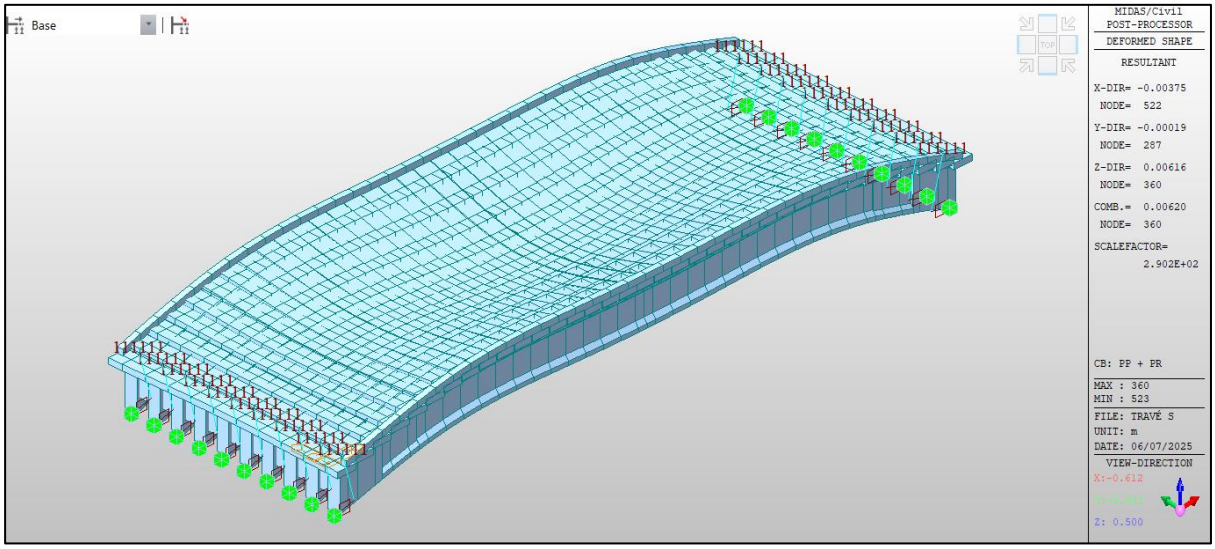


Figure IX-24 : déformation sous poids propre + ccp + précontrainte tracé A

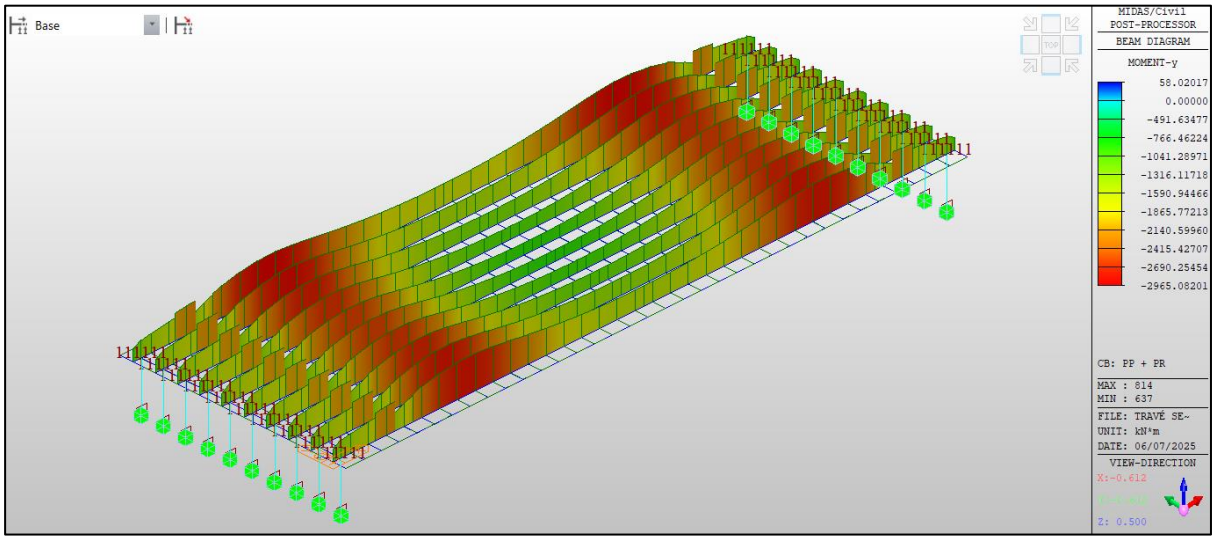


Figure IX-25 : moment sous poids propre + ccp + Précontrainte tracé B

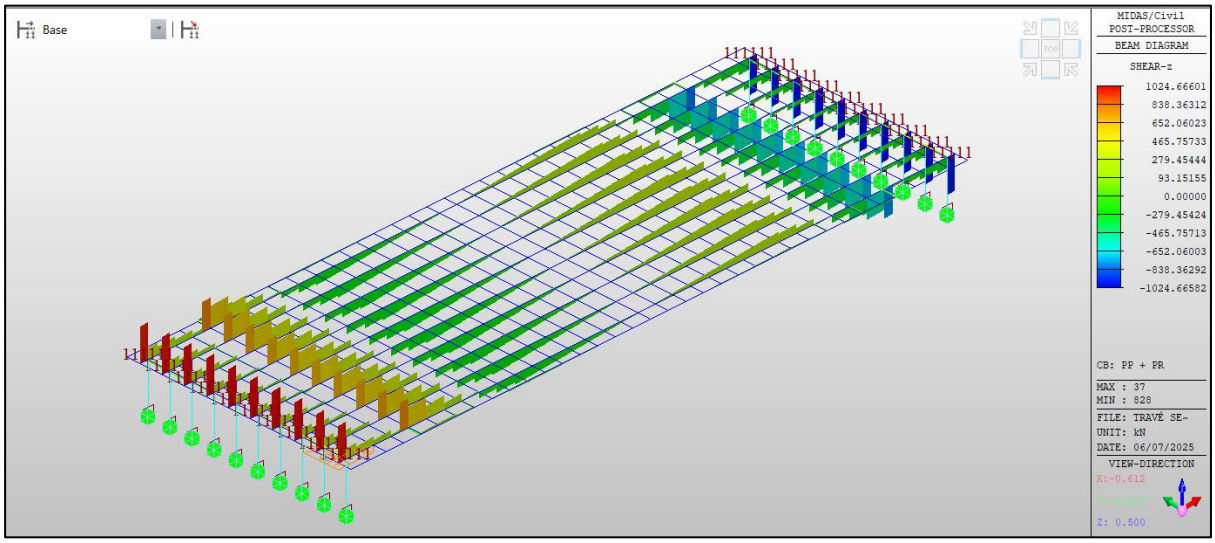


Figure IX-26 : effort tranchant sous poids propre + ccp + précontrainte tracé B

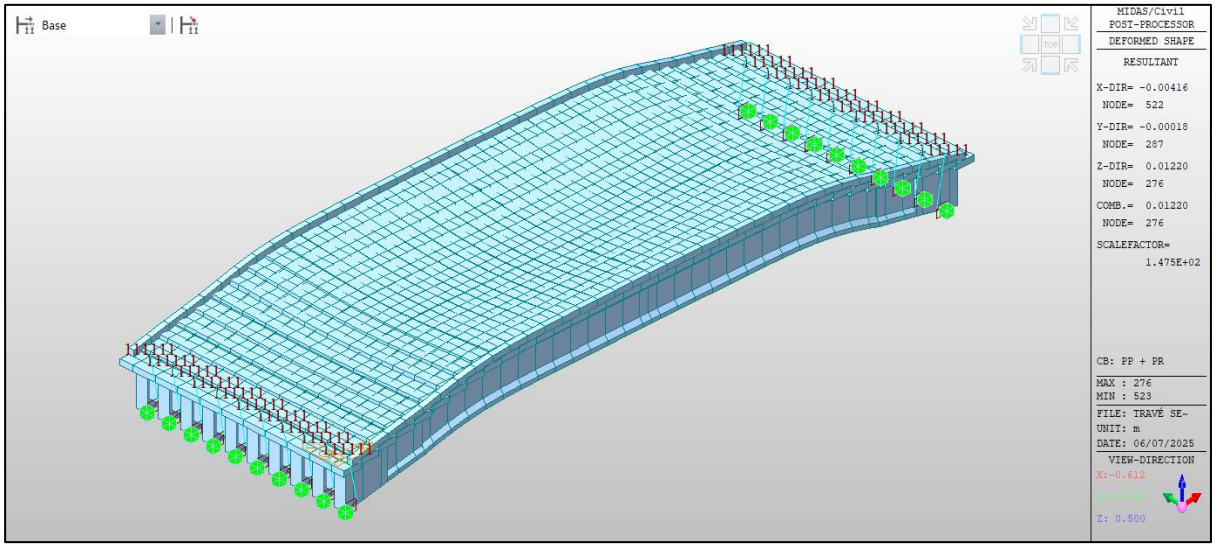


Figure IX-27 : déformation sous poids propre + ccp + précontrainte tracé B

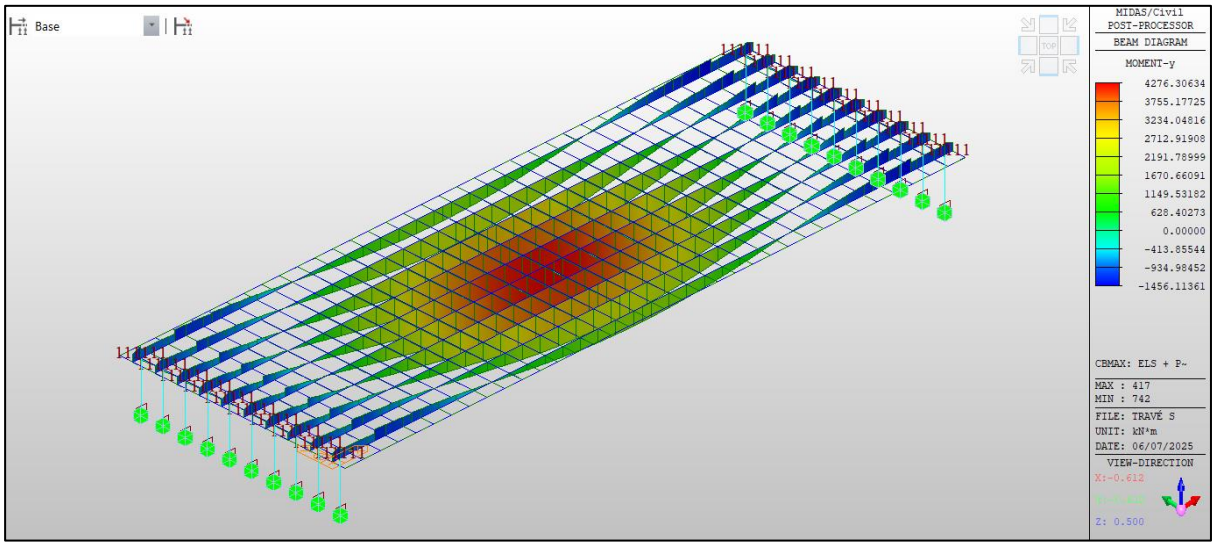


Figure IX-28 : moment á l'ELS tracé A

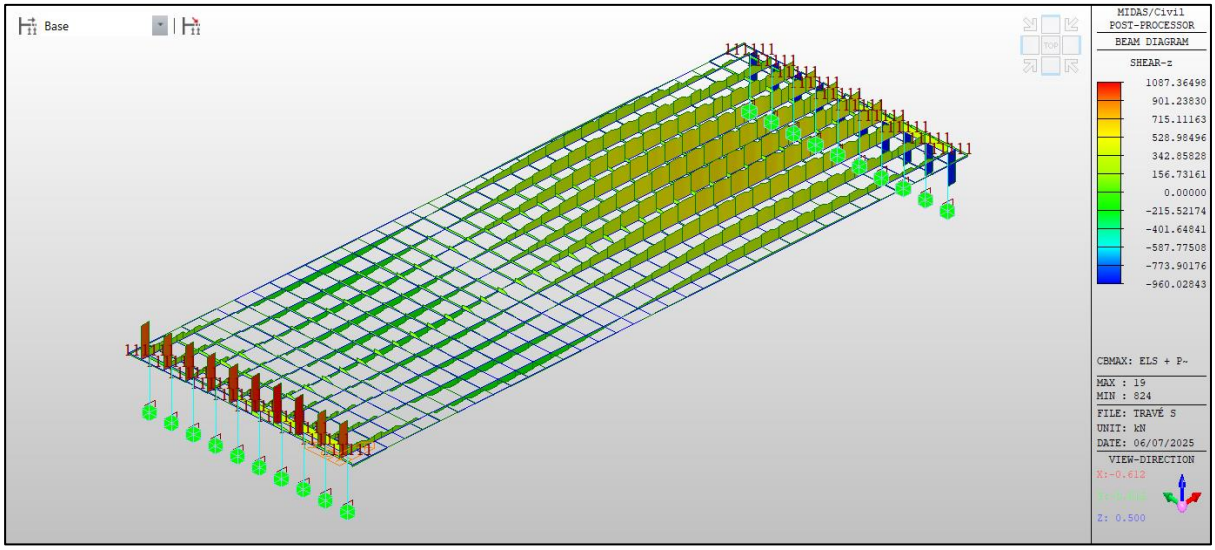


Figure IX-29 : effort tranchant á l'ELS tracé A

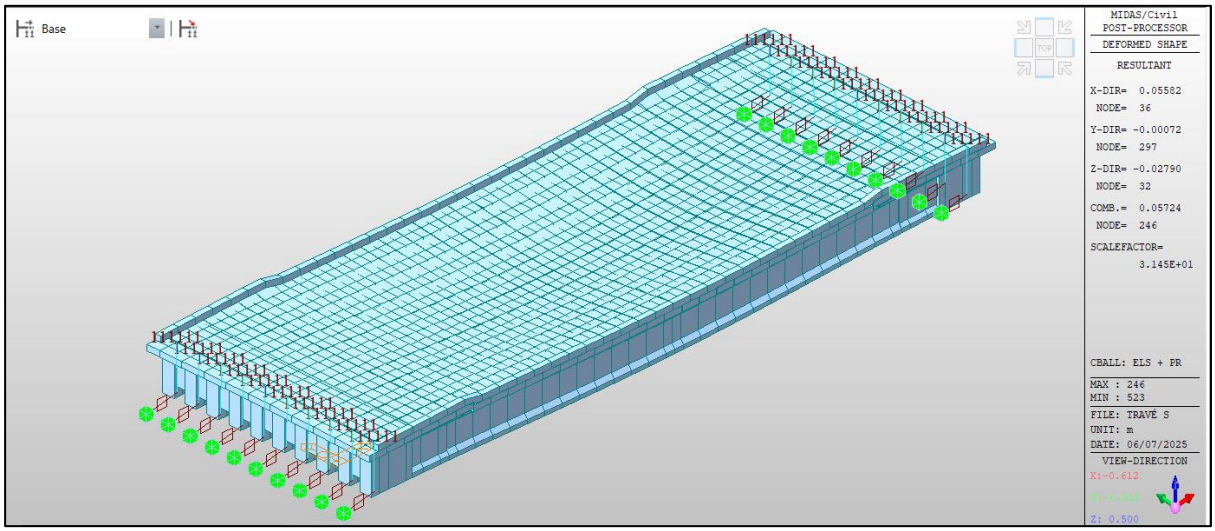


Figure IX-30 : déformations á l'ELS tracé A

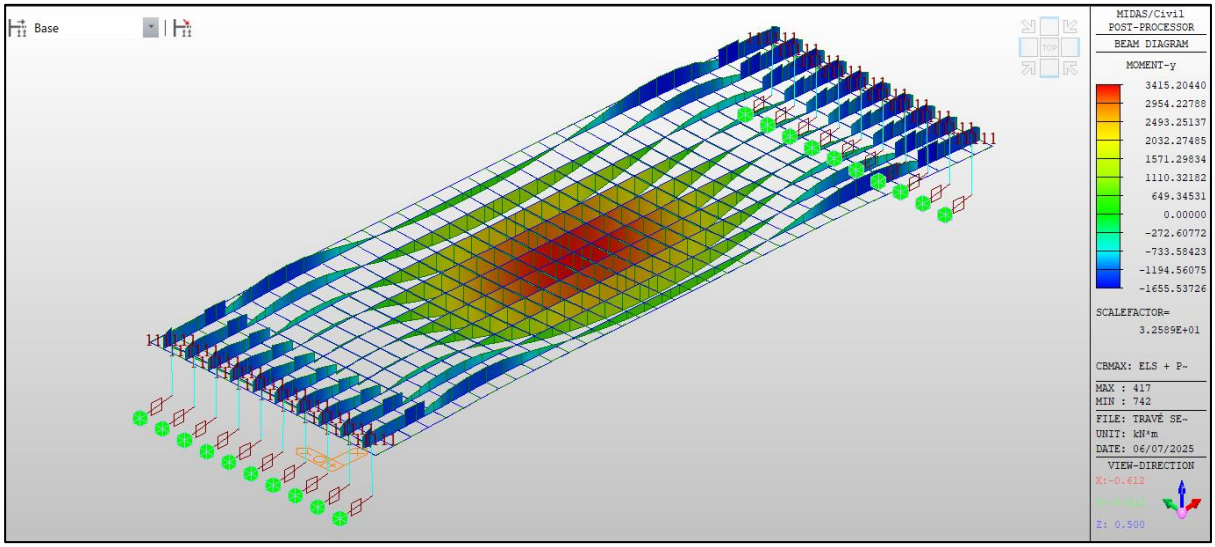


Figure IX-31 : moment á l'ELS tracé B

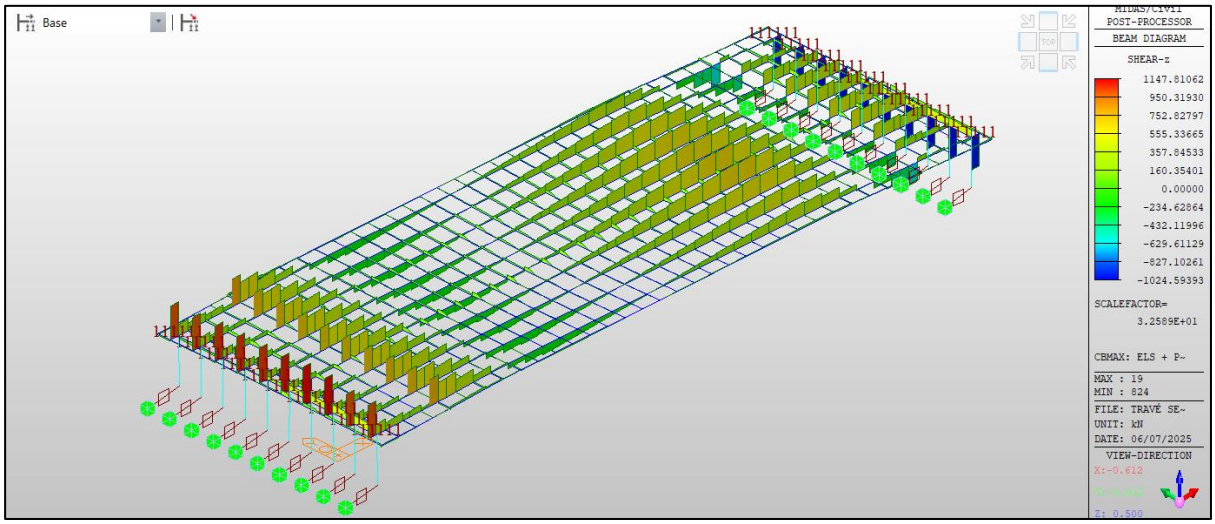


Figure IX-32 : effort tranchant á l'ELS tracé B

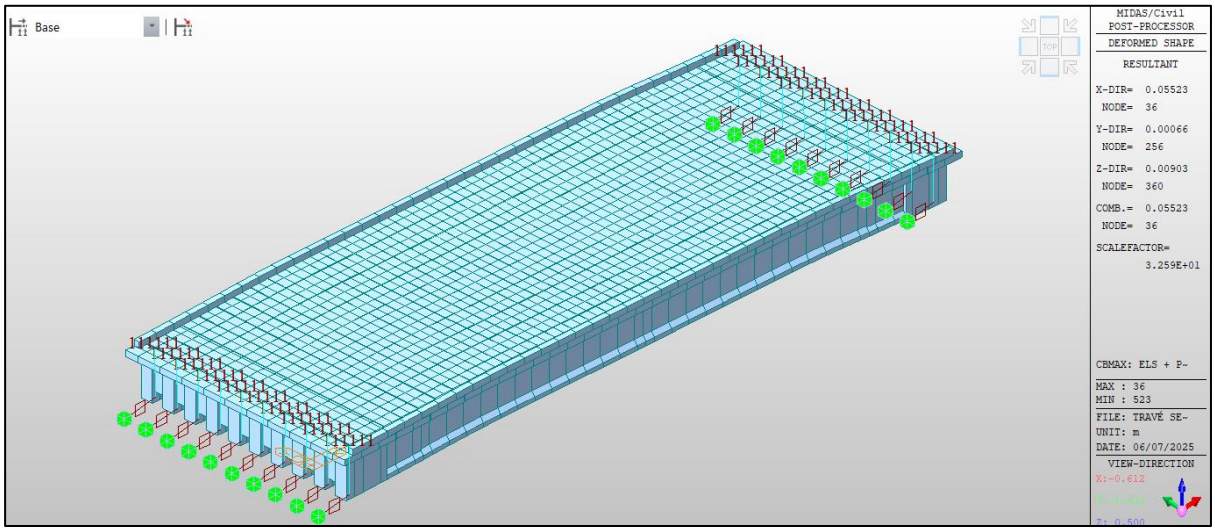


Figure IX-33 : déformation á l'ELS tracé B

Récapitulation des résultats :

Tableau IX-3 : DEFORMATIONS DES DEUX TRACÉS

		DÉFORMATIONS	
		TRACÉ B	TRACÉ A
PP (cm) / (rad)	x	0	0
	y	0	0
	z	3.64	3.64
	Rx	0.00072	0.00072
	Ry	0	0
	Rz	0	0
Pp + Pr (cm) / (rad)	x	0	0
	y	0	0
	z	0.77	-0.12
	Rx	0.00062	0.000637
	Ry	0	0
	Rz	0	0
Pp + Gr26 + P (cm) / (rad)	x	4.9	4.9
	y	0.06	-0.0709
	z	1.3255	2
	Rx	0.00246	0.002903
	Ry	0.00012	-0.000124
	Rz	0	0

Tableau IX-4 : EFFORTS INTERNES DES DEUX TRACÉS

		EFFORTS INTERNES	
		TRACÉ B	TRACÉ A
PP	My (Mn.m)	6.448	6.448
	Fz (Mn)	0.794	0.794
Pp + Pr	My (Mn.m)	-2.965	-2.17
	Fz (Mn)	1.024	0.964
Pp + Gr26 + P	My (Mn.m)	3.35	4.214
	Fz (Mn)	1.15	1.09

IX.3.3. Calcul des pertes

Le calcul des pertes de tension dans les câbles de précontrainte á mis-travée a été réalisé selon les mêmes étapes et équations détaillées dans le chapitre VI. Ces pertes incluent les pertes instantanées ainsi que les pertes différées.

Tableau IX-5 : pertes des deux tracés á mis travées

		Tracé A	Tracé B
Instantanés (mpa)	Frottements	74.3	76.63
	Recul d'ancrage	5.52	6.67
	Raccourcissement du béton	50	64.08
Différées (mpa)	Retrait	58.7	58.7
	Fluage	146.04	148.78
	Relaxations des armatures	60.16	57.78
Total %		25.95 %	26.92 %

IX.3.4. Verification des contraintes normales

Cette vérification sera menée selon un déroulement en six phases distinctes :

Phase 01 :

Au 7ème jour, la poutre est sur le banc de préfabrication, les câbles de la première famille sont tirés à 50%de P0 et consomment 50% des pertes instantanées, La section résistante est la section nette de la poutre seule, Le moment considéré est le moment dû au poids propre de la poutre seule.

Phase 02 :

Au 28ème jour, les câbles sont tirés à 100% de P0, ils consomment 100% des pertes instantanées, La section résistante est la section nette de la poutre seule, Le moment considéré est le moment dû au poids propre de la poutre seule.

Phase 03 :

Au 35ème jour, on coule la dalle, les câbles vont consommer en plus des pertes instantanées des pertes différées, La section résistante est la section nette de la poutre seule, Le moment considéré est le moment dû au poids propre de la poutre + dalle + entretoise.

Phase 04 :

Tirage du câble de l'extrados, La section résistante est la section nette de la poutre + dalle, Le moment considéré est le moment dû au poids propre de la poutre + dalle + entretoise.

Phase 05 :

Mise en place des éléments du tablier, La section résistante est la section nette de la poutre + la dalle, Le moment considéré est le moment dû au poids propre + ccp.

Phase 06 :

La mise en service de l'ouvrage, les câbles ont consommé la totalité des pertes, La section résistante est la section nette de la poutre + la dalle, Le moment considéré est le moment Max à ELS.

Tableau IX-6 : phase 1

		phase 1							
		tracé A				tracé B			
		x=0	x=L/4	x=3L/8	x=L/2	x=0	x=L/4	x=3L/8	x=L/2
e (m)		0.117	0.620	0.670	0.670	-0.040	0.895	0.897	0.803
MEls		0.000	2.500	2.900	3.020	0.000	2.000	2.900	3.020
P1 (MN)		5.248	5.248	5.248	5.248	3.912	3.912	3.912	3.912
P2 (MN)		4.949	4.949	4.949	4.949	3.676	3.676	3.676	3.676
σMax (MPa)	σsup	2.685	4.535	4.897	5.213	3.265	0.878	3.252	4.545
	σinf	5.292	8.651	10.575	7.939	2.595	9.095	8.891	5.218
σMin (MPa)	σsup	2.532	4.656	5.058	5.375	3.068	1.146	3.523	4.757
	σinf	4.991	7.757	9.637	7.001	2.439	8.206	7.998	4.387

Tableau IX-7 : phase 2

		phase 2							
		tracé A				tracé B			
		x=0	x=L/4	x=3L/8	x=L/2	x=0	x=L/4	x=3L/8	x=L/2
e (m)		0.117	0.620	0.670	0.670	-0.04	0.89	0.90	0.80
MEls		0.000	2.500	2.900	3.020	0.00	2.50	2.90	3.02
P1 (MN)		10.151	10.151	10.151	10.151	7.52	7.52	7.52	7.52
P2 (MN)		9.381	9.381	9.381	9.381	6.89	6.89	6.89	6.89
σMax (MPa)	σsup	5.194	2.552	2.252	2.565	6.27	-3.22	-0.87	1.32
	σinf	10.237	23.311	23.673	23.341	4.99	22.67	20.23	17.90
σMin (MPa)	σsup	4.800	2.864	2.668	2.981	5.75	-2.51	-0.16	1.88
	σinf	9.461	21.009	21.255	20.922	4.57	20.31	17.86	15.70

Tableau IX-8 : phase 3

		phase 3							
		tracé A				tracé B			
		x=0	x=L/4	x=3L/8	x=L/2	x=0	x=L/4	x=3L/8	x=L/2
e (m)		0.147	0.989	1.037	1.037	0.22	1.26	1.26	1.17
MEls		0.000	2.880	4.000	4.350	0.00	2.88	4.00	4.35
P1 (MN)		9.388	9.388	9.388	9.388	6.92	6.92	6.92	6.92
P2 (MN)		8.237	8.237	8.237	8.237	6.00	6.00	6.00	6.00
	σsup	3.854	-0.455	0.412	0.870	2.21	-1.85	-0.38	0.93

σMax (MPa)	σinf	7.642	21.003	19.662	18.953	6.46	17.83	15.56	13.53
σMin (MPa)	σsup	3.382	3.956	5.105	1.467	1.91	2.58	4.05	1.57
	σinf	6.705	17.708	16.250	15.541	5.60	14.67	12.40	10.55

Tableau IX-9 : phase 4

		phase 4							
		tracé A				tracé B			
		x=0	x=L/4	x=3L/8	x=L/2	x=0	x=L/4	x=3L/8	x=L/2
e (m)		/				0.22	1.21	1.23	1.16
MEls						0.00	2.88	4.00	4.35
P1 (MN)						9.23	9.23	9.23	9.23
P2 (MN)						8.00	8.00	8.00	8.00
σMax (MPa)	σsup					2.94	-3.10	-1.82	-0.51
	σinf					8.61	24.76	22.78	20.75
σMin (MPa)	σsup					4.37	1.53	2.98	0.32
	σinf					7.46	20.68	18.66	16.80

Tableau IX-10 : phase 5

		phase 5							
		tracé A				tracé B			
		x=0	x=L/4	x=3L/8	x=L/2	x=0	x=L/4	x=3L/8	x=L/2
e (m)		0.147	0.989	1.037	1.037	0.22	1.21	1.23	1.16
MEls		0.000	3.880	6.000	6.440	0	3.88	6	6.44
P1 (MN)		9.388	9.388	9.388	9.388	9.23	9.23	9.23	9.23
P2 (MN)		8.237	8.237	8.237	8.237	8.00	8.00	8.00	8.00
σMax (MPa)	σsup	3.854	0.861	3.048	3.625	2.94	-1.78	0.81	2.25
	σinf	7.642	18.967	15.583	14.691	8.61	22.72	18.70	16.48
σMin (MPa)	σsup	4.188	5.421	7.591	4.222	2.55	3.90	6.69	3.08
	σinf	6.705	15.672	12.172	11.278	7.46	18.64	14.58	12.54

Tableau IX-11 : phase 6

		phase 6							
		tracé A				tracé B			
		x=0	x=L/4	x=3L/8	x=L/2	x=0	x=L/4	x=3L/8	x=L/2
e (m)		0.147	0.989	1.037	1.037	0.22	1.21	1.23	1.16
MEls		0.000	7.900	9.945	10.770	0	7.9	9.945	10.77
P1 (MN)		8.625	8.625	8.625	8.625	8.63	8.63	8.63	8.63
P2 (MN)		7.093	7.093	7.093	7.093	7.10	7.10	7.10	7.10
σMax (MPa)	σsup	3.541	6.498	8.644	9.728	2.75	3.96	6.48	8.36
	σinf	7.021	8.598	5.278	3.599	8.05	12.54	8.64	5.72
σMin (MPa)	σsup	4.188	10.713	12.791	10.221	4.37	8.13	10.81	9.40
	σinf	5.774	4.211	0.736	0.873	6.62	7.46	3.51	1.74

IX.4. INTERPRETATION DES RESULTATS

IX.4.1. Poutre seule

Afin de mieux comprendre l'impact du tracé des câbles sur le comportement de la poutre seule, les résultats obtenus lors des simulations ont été analysés et synthétisés.

Pour plus de clarté et afin de faciliter la comparaison entre les deux configurations (Tracé A et Tracé B), les données ont été résumées sous forme de tableaux et illustrées à l'aide d'histogrammes. Ces représentations graphiques permettent de visualiser rapidement les écarts en termes de flèches et d'efforts internes.

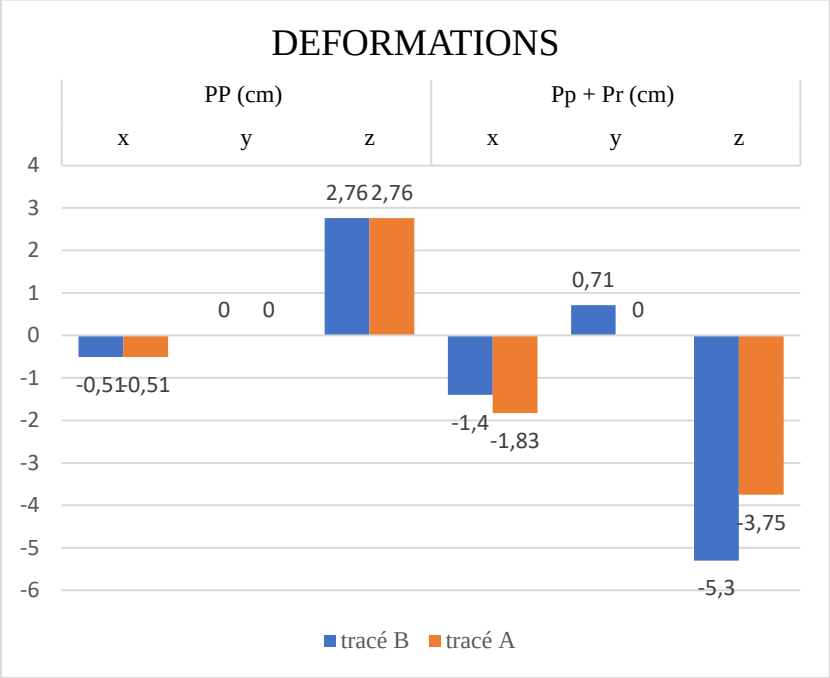


Figure IX-34 : histogramme de déformations de la poutre seule

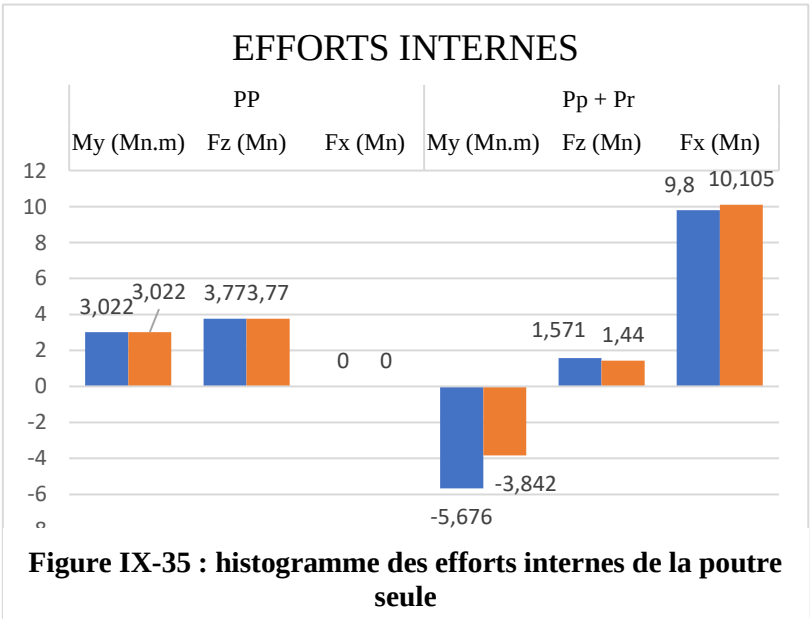


Figure IX-35 : histogramme des efforts internes de la poutre seule

1. Déformations

Les déformations sont présentées selon trois directions (x, y, z) pour deux cas de charge :

- **PP**: poids propre seul
- **PP + Pr** : poids propre + précontrainte

Poids propre (PP) uniquement:

- Direction x (longitudinale) : très faible déformation dans les deux tracés (−0.5 cm pour B, 0 cm pour A), négligeable.
- Direction y (transversale) : aucune déformation dans les deux cas.
- Direction z (verticale):
  - Tracé B : flèche de +2.76 cm (vers le bas).
  - Tracé A : même valeur.

Cela confirme que sous poids propre seul, le comportement est identique.

Poids propre + précontrainte (PP + Pr) :

- x : légère différence, les deux restes faibles (−1.4 cm pour B, −1.83 cm pour A).
- y : très faibles valeurs, proches de 0.
- z :
  - Tracé B : flèche de −5.3 cm (soulèvement plus fort).
  - Tracé A : −3.75 cm.

Le soulèvement est plus marqué dans le tracé B, ce qui indique une efficacité supérieure de la précontrainte dans ce cas,

2. Efforts internes

Exprimés en Mn.m pour les moments fléchissants et en MN pour les efforts normaux.

Poids propre (PP):

- Moment fléchissant My :
  - Tracé B : 3.02 Mn.m, identique à A → la précontrainte n'est pas encore appliquée, donc les efforts sont identiques.
- Effort vertical Fz:
  - Identique pour A et B : 3.77 MN.
- Effort longitudinal Fx : nul, ce qui est cohérent sans précontrainte.

Poids propre + précontrainte (PP + Pr) :

- My:
  - Tracé B : −5.676 Mn.m, plus élevé que tracé A (−3.842 Mn.m).

Le tracé B génère un moment plus important à l'inverse du poids propre

- Fz:
  - Très proche : 1.57 MN pour B, 1.44 MN pour A → peu d'écart.
- Fx:
  - Tracé B: 9.8 MN
  - Tracé A : 10.105 MN

L'effort axial est légèrement supérieur dans le tracé A, ce qui dû á la disposition des 4 câbles á l'about dans ce tracé

Conclusion:

- Les deux tracés sont proches en comportement sous poids propre seul, ce qui est logique.
- Une différence nette apparaît après application de la précontrainte :
  - Le tracé B engendre un soulèvement plus marqué (−5.3 cm contre −3.75 cm), signe d'une meilleure contre-flèche.
  - Il induit aussi des moments fléchissant inverses plus importants, donc une action de précontrainte plus efficace.
  - Les efforts normaux restent proches.

Le tracé B génère un moment plus important à l'inverse du poids propre, cette différence peut être expliquée par la disposition des tracé á mis travée là ou l'excentrement entre le barycentre de la précontrainte et le CDG de la poutre est maximale, **L'augmentation de l'excentrement des câbles par rapport à l'axe neutre de la poutre accroît le bras de levier, et donc l'effort de la précontrainte.**

IX.4.2. Modèle globale

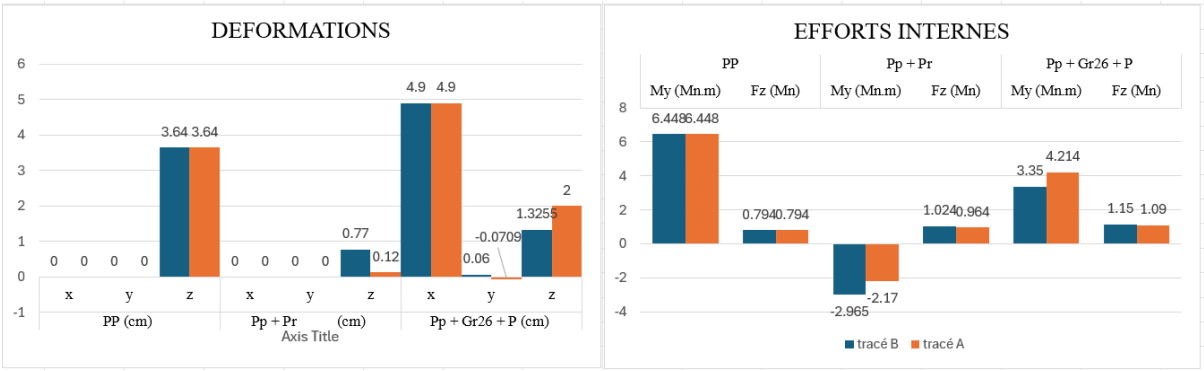


Figure IX-36 : histogramme des déformations et efforts internes de la travée

Lorsque la précontrainte est appliquée (PP + Pr), le tracé B génère une contre-flèche plus importante (0.77 cm) que le tracé A (0.12 cm). Cela indique une meilleure efficacité du tracé B dans le redressement de la poutre.

Sous chargement complet (poids propre, charges permanentes, surcharge ferroviaire), le tracé B se distingue par une flèche verticale plus réduite : 1.33 cm contre 2 cm pour le tracé A. Ce résultat traduit une meilleure tenue structurelle du tracé B à long terme.

On ce qui concerne les efforts internes :

Sous le poids propre uniquement, les efforts internes sont strictement équivalents entre les deux tracés, car la précontrainte n'entre pas encore en jeu.

Avec l'ajout de la précontrainte, le tracé B génère un moment fléchissant négatif plus prononcé que le tracé A, traduisant une action de redressement plus efficace.

Enfin, lorsque toutes les charges sont prises en compte, le tracé B induit des moments positifs plus faibles que le tracé A. Cela indique une réduction des sollicitations de flexion et donc un comportement structurel globalement plus favorable ce qui confirme notre remarque faite á l'interprétation des résultats de la poutre seule.

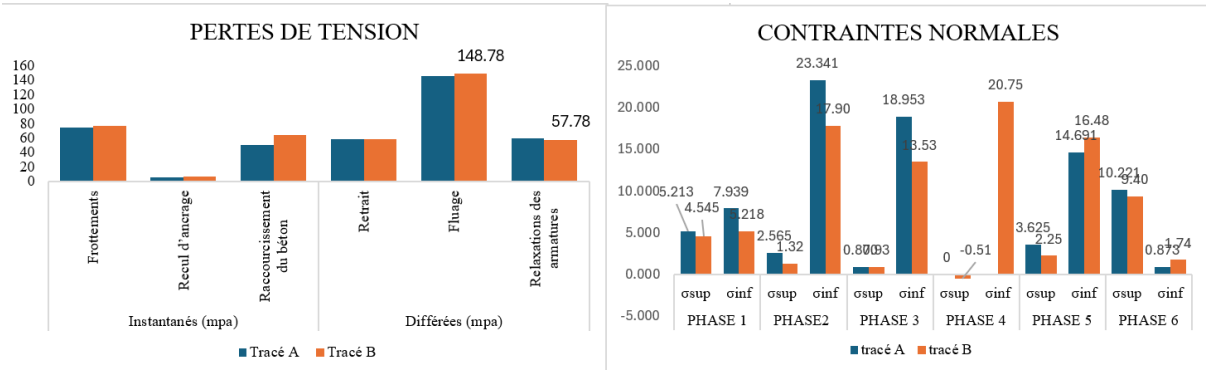


Figure IX-37 : histogramme des pertes de tensions et des contraintes normales

En analysant les différentes composantes des pertes de tension, on constate que le tracé B présente globalement des pertes légèrement plus élevées que le tracé A, notamment au niveau du raccourcissement du béton et du fluage. Ces écarts s'expliquent principalement par un

excentrement plus important des câbles dans le tracé B, qui accroît l'efficacité de la précontrainte mais intensifie les effets différés dans le béton. Les pertes instantanées comme les frottements et le recul d'ancrage restent modérément supérieurs, reflétant une géométrie de câble plus sollicitée. Cependant, malgré ces pertes accrues, leur impact reste maîtrisé et cohérent avec une meilleure efficacité structurelle globale, comme en témoignent les résultats de flèche, moments et contraintes.

En suivant les six phases de construction et de mise en service :

- Le tracé B présente généralement des contraintes supérieures moins élevées dans les premières phases, ce qui est bénéfique pour le contrôle des fissurations précoces.
- À partir des phases intermédiaires, certaines valeurs de contraintes deviennent plus importantes dans le tracé B, notamment dans la phase 4, liée au tirage du câble extradosse. Cependant, ces pics restent localisés et temporaires.
- En phase finale de mise en service (phase 6), le tracé B reprend l'avantage en présentant des contraintes normales légèrement faibles.

IX.5. CONCLUSION

L'analyse comparative entre les deux tracés montre que, malgré des pertes de tension légèrement plus élevées pour le tracé B, celui-ci présente un comportement structurel global plus performant, avec de meilleures flèches, une distribution des moments plus favorable et des contraintes finales réduites.

Cependant, cette meilleure efficacité s'accompagne d'un temps d'exécution potentiellement plus long, en raison de la présence d'un câble d'extrados dans le tracé B, qui nécessite une mise en œuvre plus soignée. À l'inverse, le tracé A reste plus simple et rapide à réaliser, ce qui peut représenter un avantage en phase de chantier, notamment lorsque les délais d'exécution sont contraints.

En résumé, le tracé B est techniquement plus performant, tandis que le tracé A est plus favorable sur le plan de la rapidité d'exécution. Le choix optimal dépendra donc des priorités du projet : performance structurelle ou efficacité de mise en œuvre.

CONCLUSION GENERAL

CONCLUSION GENERALE

Ce projet de fin d'étude constitue une étape fondamentale dans le parcours de formation d'un élève ingénieur, car il représente l'aboutissement de plusieurs années d'apprentissage et d'acquisition de compétences. À travers l'étude et la conception d'un pont ferroviaire situé sur la ligne Béchar – Tindouf – Gara Djebilet, nous avons pu mettre en application les connaissances théoriques acquises tout au long de notre cursus, notamment en matière de calcul d'ouvrage, de résistance des matériaux, de géotechnique, et de conception d'ouvrages d'art.

Ce travail nous a permis non seulement de nous familiariser avec les exigences normatives et techniques spécifiques aux ponts ferroviaires, mais aussi de développer des compétences pratiques en modélisation et en analyse grâce à l'utilisation de logiciels spécialisés comme Midas Civil. De plus, le contact direct avec le terrain, les ingénieurs et les professionnels du domaine a renforcé notre compréhension des réalités du métier.

Enfin, ce projet représente une excellente synthèse de notre formation et constitue une transition idéale vers le monde professionnel, où rigueur, polyvalence et esprit d'analyse sont essentiels.

REFERENCE BIBLIOGRAPHIQUE

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. THONIER. H, Le Béton Précontraint aux Etats Limites, ENPC, Ecole nationale des ponts et chaussées de Paris (France), 1985.
4. CALGARO, J.A & BERNARD-GELY.A. Conception des ponts. Ecole nationale des ponts et chaussées de Paris (France), 1994
5. 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.
6. 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.
7. Document SETRA, "Les appareils d'appui à pot d'élastomère. Utilisation sur les ponts, Viaducs et structures similaires" de septembre 2000 (référence : F0033)
8. Document SETRA, Pont à Poutres préfabriqués précontrainte par poste tension VIPP, France, SETRA, 1996.
9. Document SETRA, Ponts mixtes acier-béton bipoutres, Guide de conception, SETRA, France, 1990.
10. RPOA, Règles Parasismiques Applicables au domaine des Ouvrages d'Art, Algérie, 2008
11. Code UIC 776 -R1 charges a prendre en considération dans le calcul des pont rails
12. Livret 2.01 SNCF règles de conception et de calcule des ouvrages en béton , métal ou mixtes
13. Eurocode 2 Calcul des structures en béton Partie 1-1 : Règles générales et règles pour les bâtiments NF EN 1992-1-1 Octobre 2005
14. Eurocode Bases de calcul des structures Annexe nationale à la NF EN 1990/A1:2006 NF EN 1990/A1/NA Décembre 2007
15. 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
16. Eurocode 0 : Bases de calcul des structures NF P06-100-2 (juin 2004) Eurocodes structuraux Partie 2 : annexe nationale à l'EN 1990 :2002 (Indice de classement : P06 100-2).
17. Eurocode 1 Actions sur les structures Partie 2 : Actions sur les ponts, dues au Traffic NF EN 1991-2 Mars 2004.
18. Eurocode 1 : Actions sur les structures Partie 1-5 : Actions générales — Actions thermiques NF EN 1991-1-5 Mai 2004.

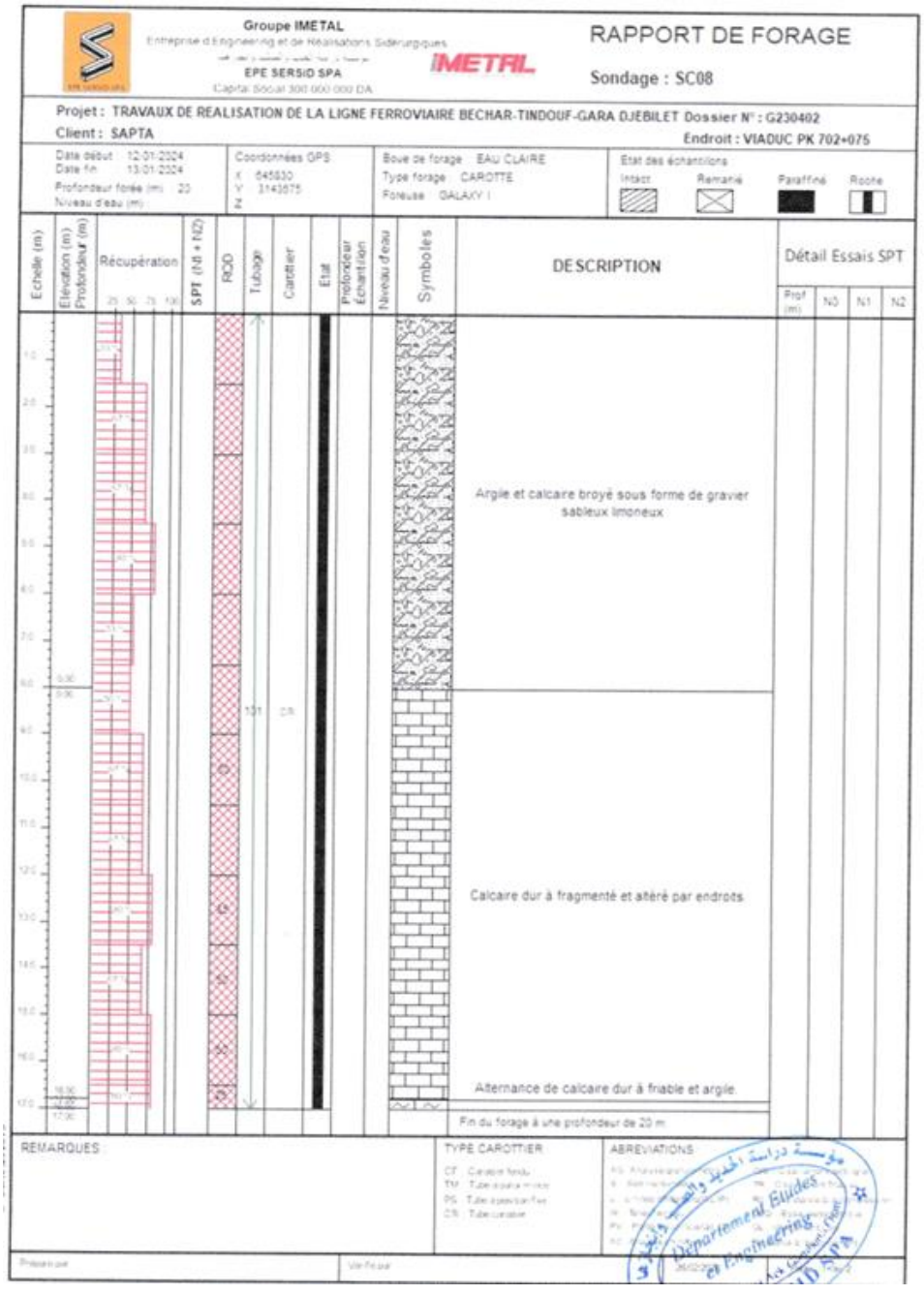
ANNEXES

ANNEXE A : RESULTATS DES ESSAIS GEOTECHNIQUES

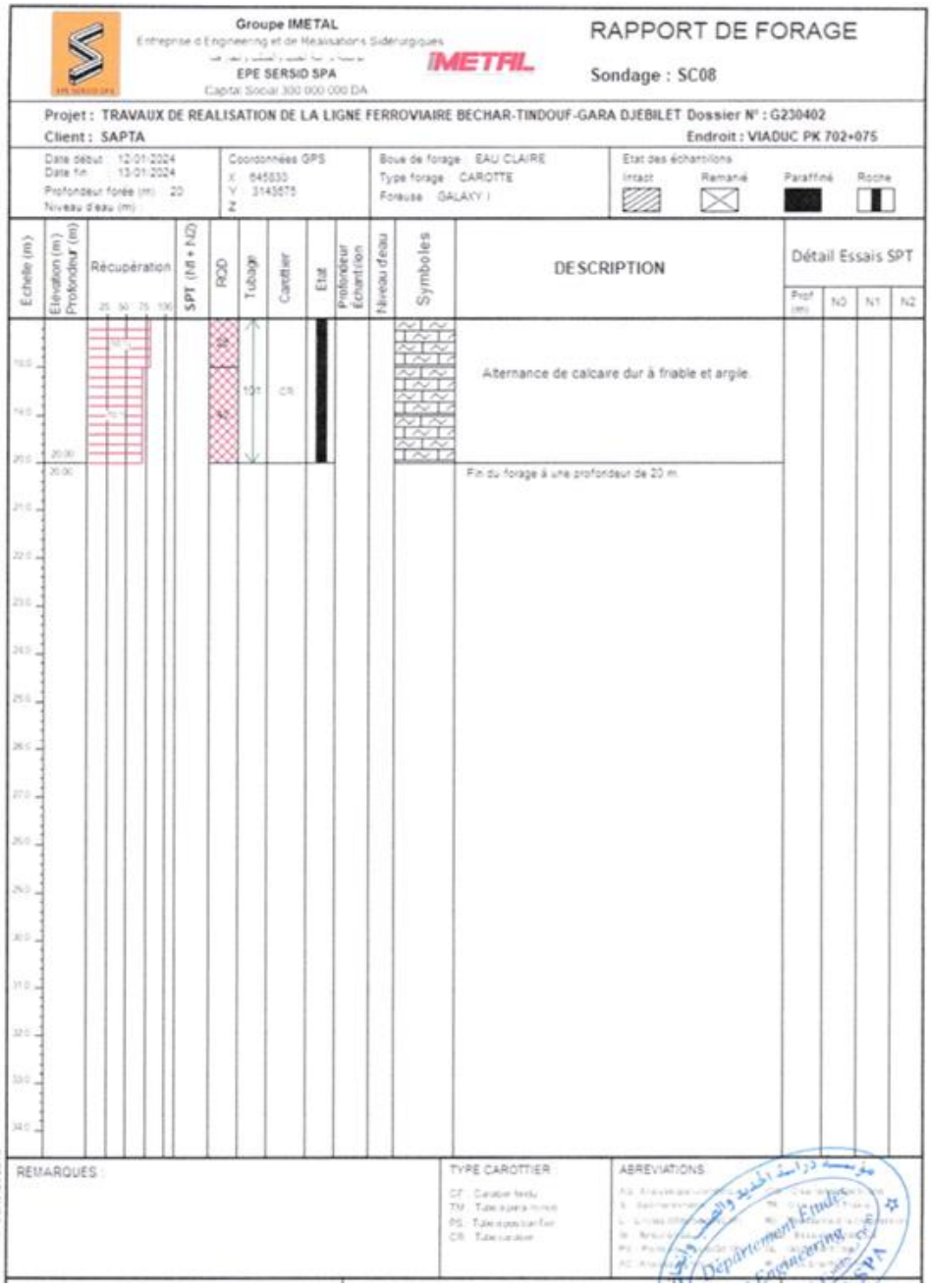
ANNEX A : RESULTATS GEOTECHNIQUES

I. Exemple d'un sondage carotte

Sondage SC08 : (X= 645 830,0240 ; Y= 3 143 675,1246), d'une profondeur de 20.00m.



ANNEX A : RESULTATS GEOTECHNIQUES



Résultats :

Sondage SC08 :

0.00 - 8.00 m : Argile et calcaire broyé sous forme de gravier sableux limoneux

8.00 - 16.80 m : Calcaire dur à fragmenté et altéré par endroits.

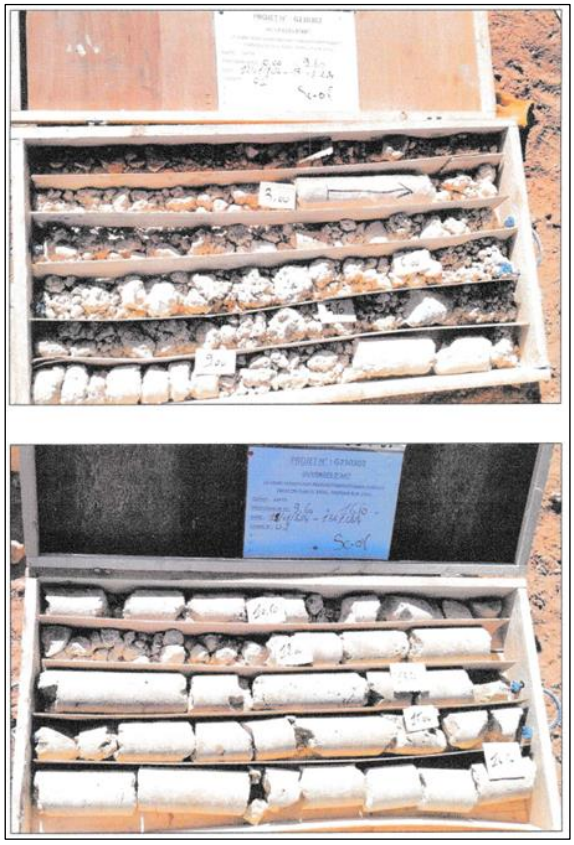
16.80-20.00 m : Alternance de calcaire dur à friable et argile.

Sondage SC09 :

0.00 - 9.10 m : Argile et calcaire broyé sous forme de gravier sableux limoneux

9.10 - 14.60 m : Calcaire dur à fragmenté et altéré par endroits.

14.60-20.00 m : Alternance de calcaire dur à friable et argile.



EXEMPLE D'UN SONDAGE CARROTÉ

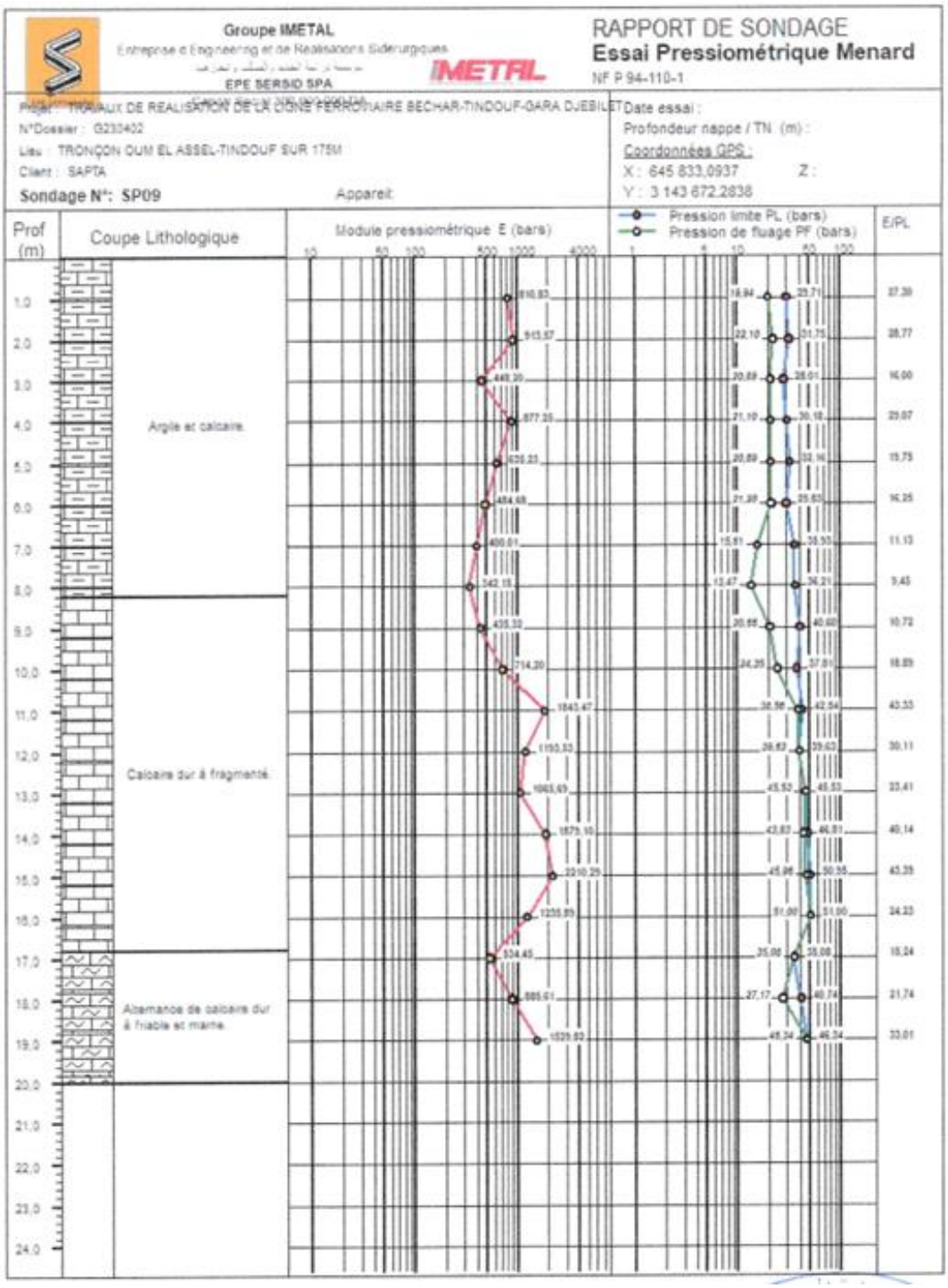
II. Résultats des essais en laboratoire (SC08)

FOR. N°	PROF (m)	W %	γh g/cm³	γd g/cm³	$CaCO_3$ %	LIMITES CONSISTANCE			TAMISAGE SEDIM.			COMPRESSION SIMPLE	CISAILL. DIRECT UU/CU		CONSOLIDATION OEDOMETRIQUE			CLASS
						LL %	LP %	IP %	G %	S %	F %	Rc Kg/cm²	φ°	C Kg/cm²	P'c Kg/cm²	Cc %	Cg %	
SC08	3.00 3.30	12.69	1.845	1.637	56	NM	NM	NM	70.06	29.30	0.64	/	32.76	0.04	/	/	/	GM
	12.50 12.80	/	2.227	/	42	/	/	/	/	/	/	124.10	/	/	/	/	/	/
	16.00 16.30	/	2.556	/	14	/	/	/	/	/	/	242.4	/	/	/	/	/	/

III. Résultats des essais physico chimiques du sol

FOR. N°	PROF (m)	Sulfates SO_4^{-2} (%)	Chlorures Cl^- (%)	CLASSIFICATION
SC08	3.00-3.30	2473.85	0.059	XA1
	6.00-6.25	2551.3	0.177	XA1
SC09	5.00-5.50	6049.05	0.284	XA2
	9.50-9.80	2012.4	0.213	XA1

IV. Exemple d'essai pressiométrique (SP09)



ANNEX A : RESULTATS GEOTECHNIQUES

Résultats :

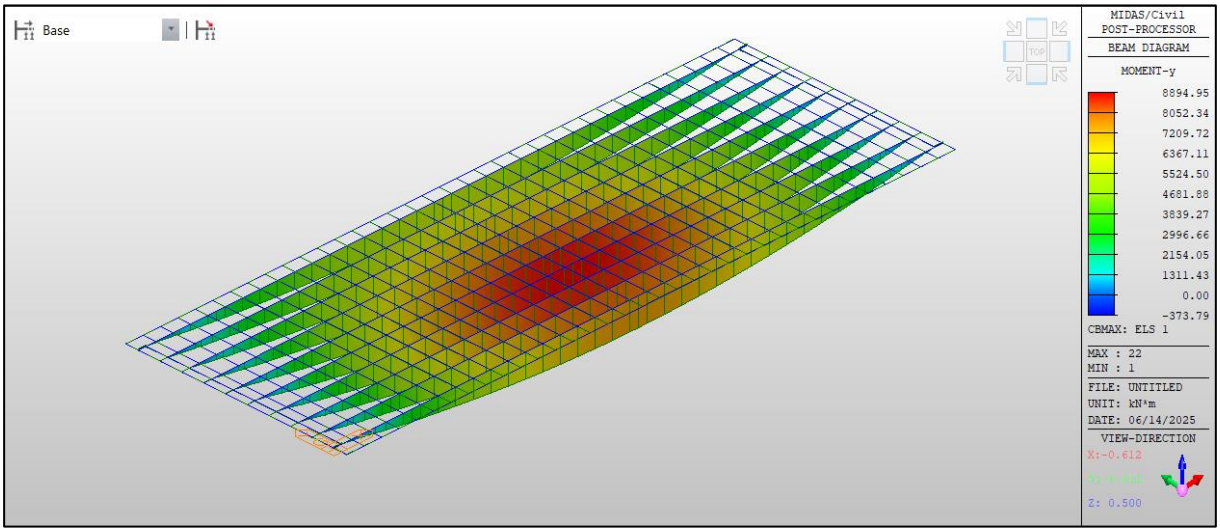
PROF. (m)	E (Bars)	PI (Bars)	E/PL	Lithologie
1,00	810,83	29,71	27,29	Argile et calcaire
2,00	913,57	31,75	28,77	
3,00	448,2	28,01	16,00	
4,00	877,25	30,18	29,07	
5,00	635,23	32,16	19,75	
6,00	484,68	29,83	16,25	
7,00	400,01	35,93	11,13	
8,00	342,15	36,21	9,45	
9,00	435,32	40,6	10,72	Calcaire dur à fragmenté
10,00	714,2	37,81	18,89	
11,00	1843,47	42,54	43,33	
12,00	1193,53	39,63	30,12	
13,00	1065,69	45,53	23,41	
14,00	1879,1	46,81	40,14	
15,00	2210,29	50,95	43,38	
16,00	1235,89	51	24,23	
17,00	534,45	35,08	15,24	
18,00	885,61	40,47	21,88	Argile et calcaire
19,00	1529,82	46,34	33,01	

Réf	$\overline{P_l}$ (Kg/cm²)	$\overline{E_{Pi}}$ (Kg/cm²)	Classification
SP09	37.97	724.56	S2
SP10	43.91	799.57	S2
SP11	44.85	895.61	S2
SP12	45.68	820.05	S2
SP13	43.58	795.60	S2
SP14	38.94	493.92	S2
SP15	39.18	592.63	S2
SP16	38.82	566.16	S2
SP17	39.43	542.69	S2

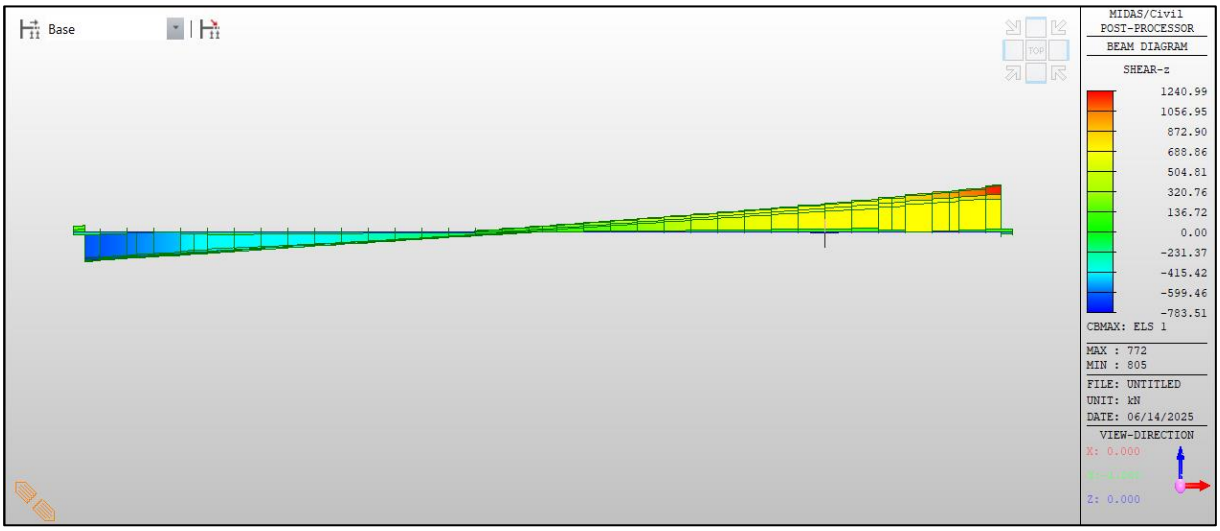
ANNEXE B : RESULTATS DE MODELISATION

ANNEX B : RESULTATS DE MODELISATION

DIAGRAMMES DES MOMENTS FLECHISSANT ET EFFORTS TRANCHANTS :

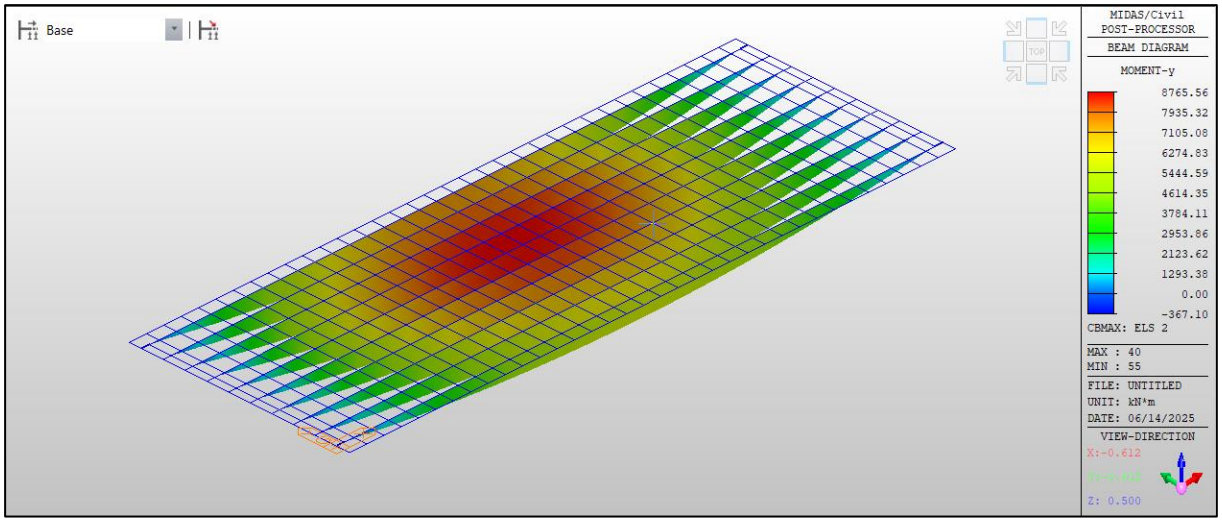


MOMENT FLECHISSANT SOUS GROUPE 11 Á L'ELS

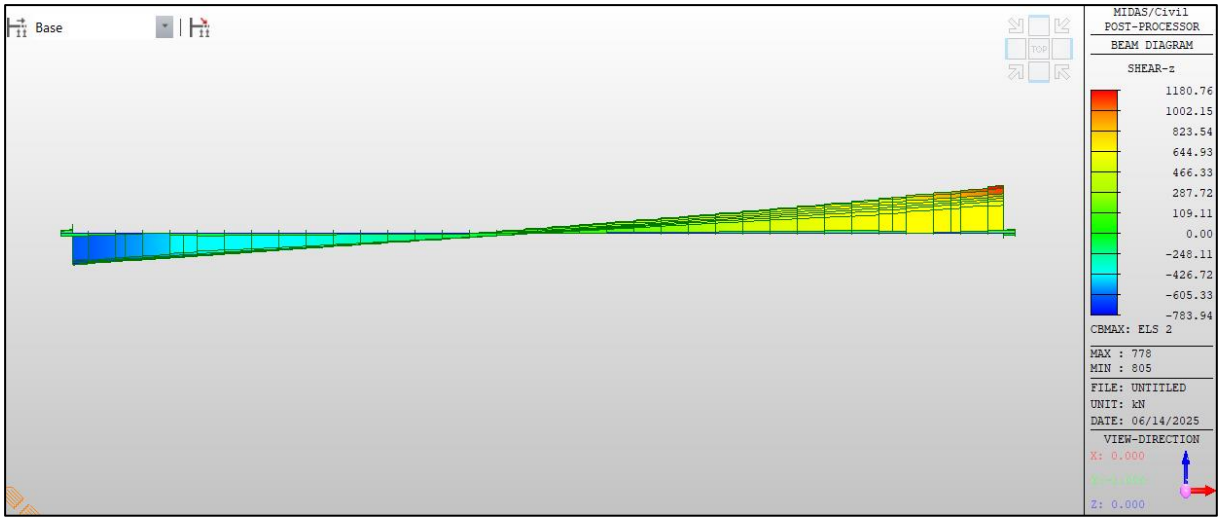


EFFORT TRANCHANT SOUS GROUPE 11 Á L'ELS

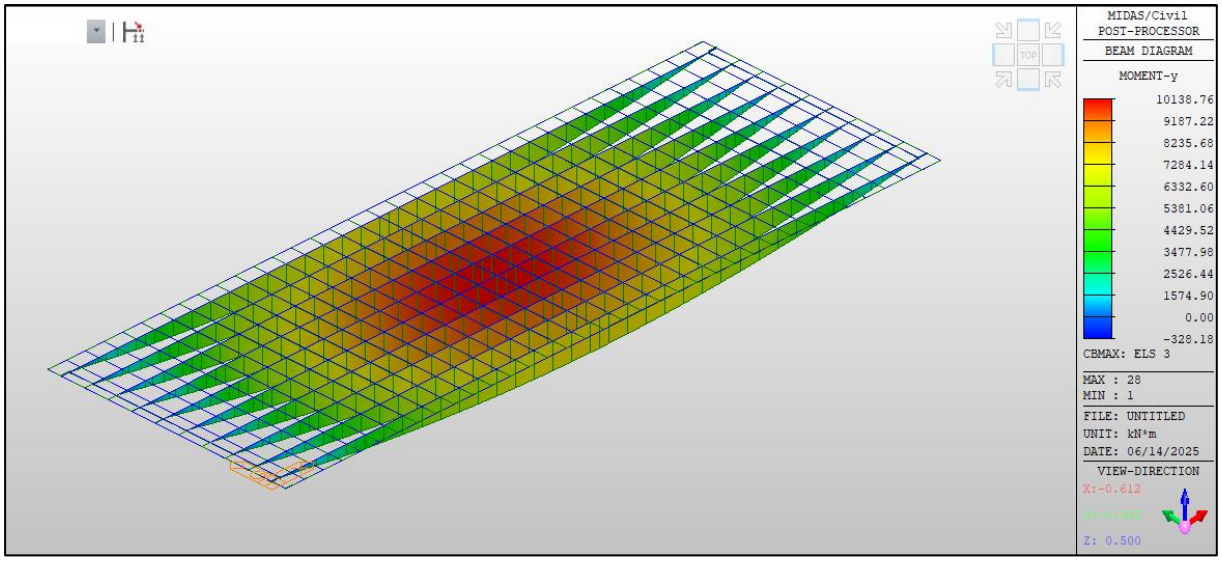
ANNEX B : RESULTATS DE MODELISATION



MOMENT FLECHISSANT SOUS GROUPE 16 Á L'ELS

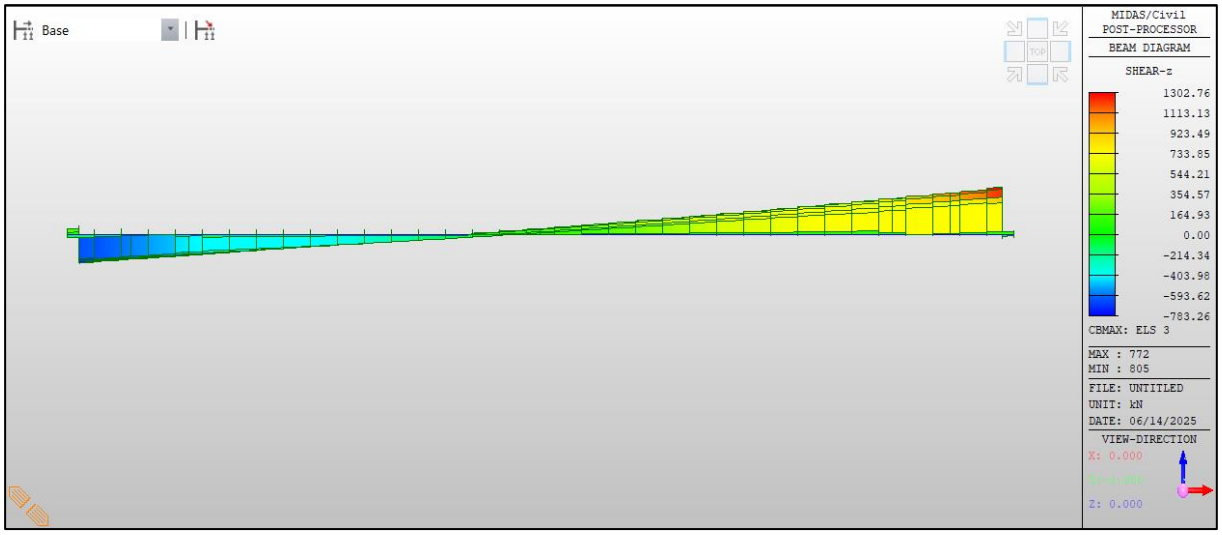


EFFORT TRANCHANT SOUS GROUPE 16 Á L'ELS

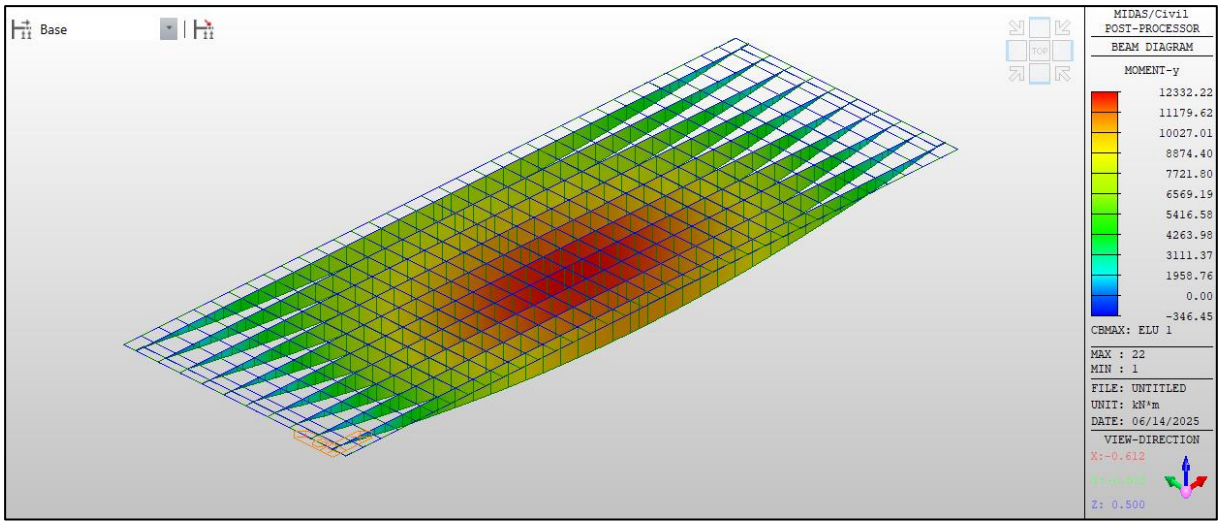


MOMENT FLECHISSANT SOUS GROUPE 21 Á L'ELS

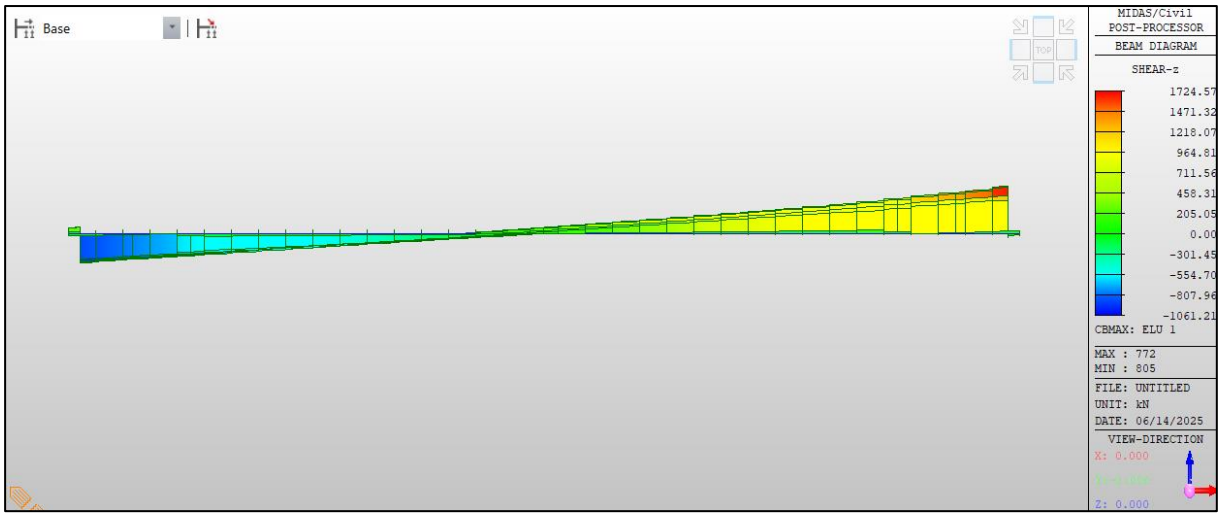
ANNEX B : RESULTATS DE MODELISATION



EFFORT TRANCHANT SOUS GROUPE 21 Á L'ELS

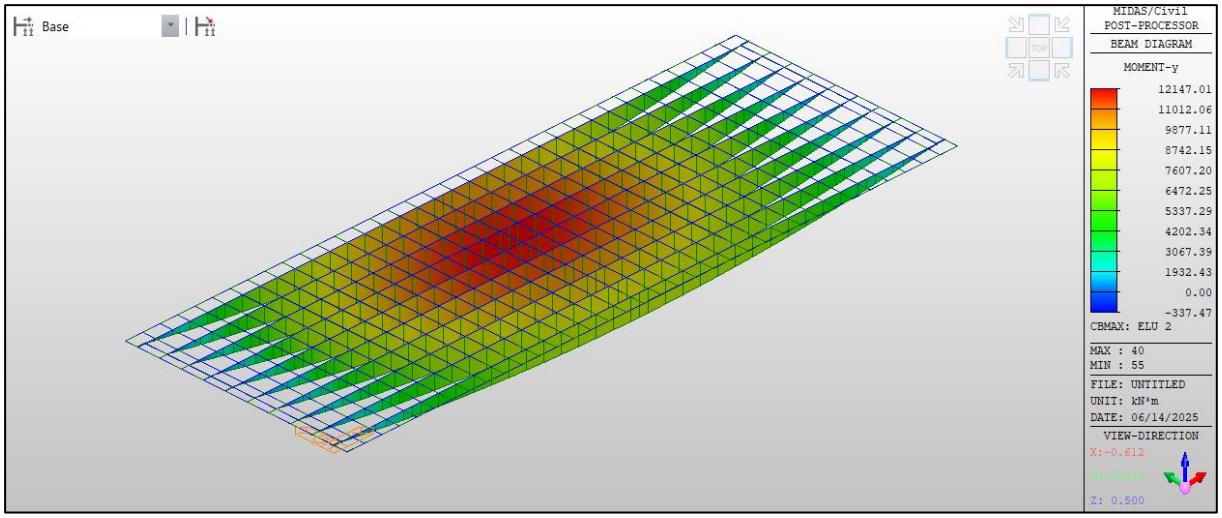


MOMENT FLECHISSANT SOUS GROUPE 11 Á L'ELU

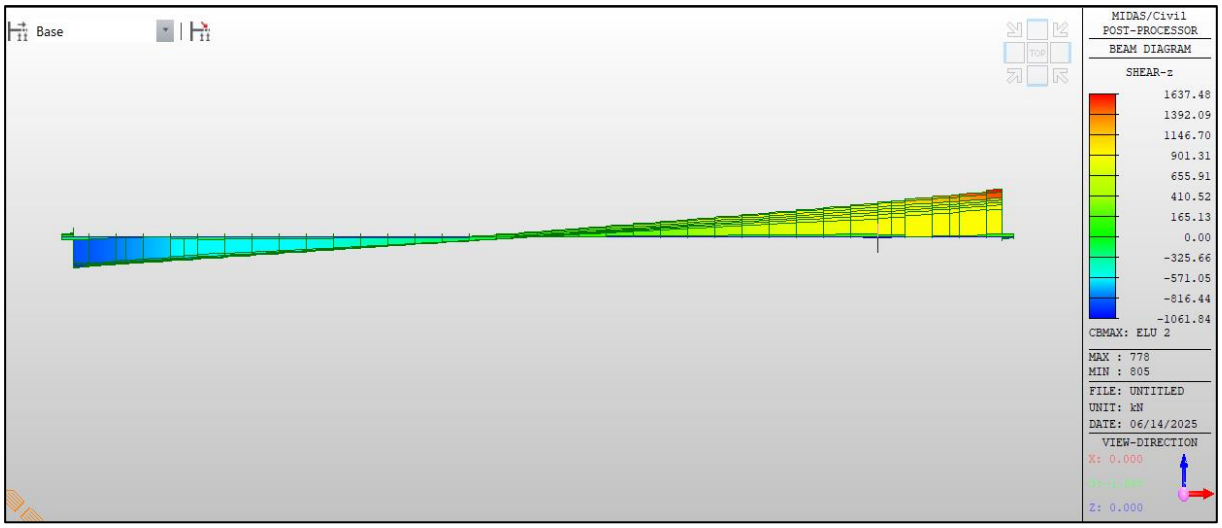


EFFORT TRANCHANT SOUS GROUPE 11 Á L'ELU

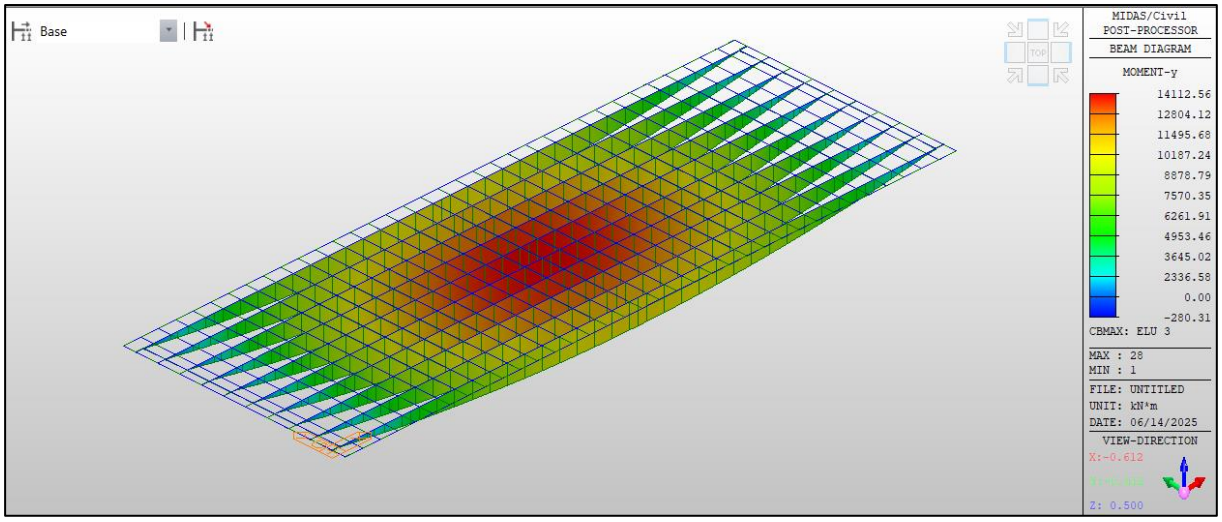
ANNEX B : RESULTATS DE MODELISATION



MOMENT FLECHISSANT SOUS GROUPE 16 Á L'ELU

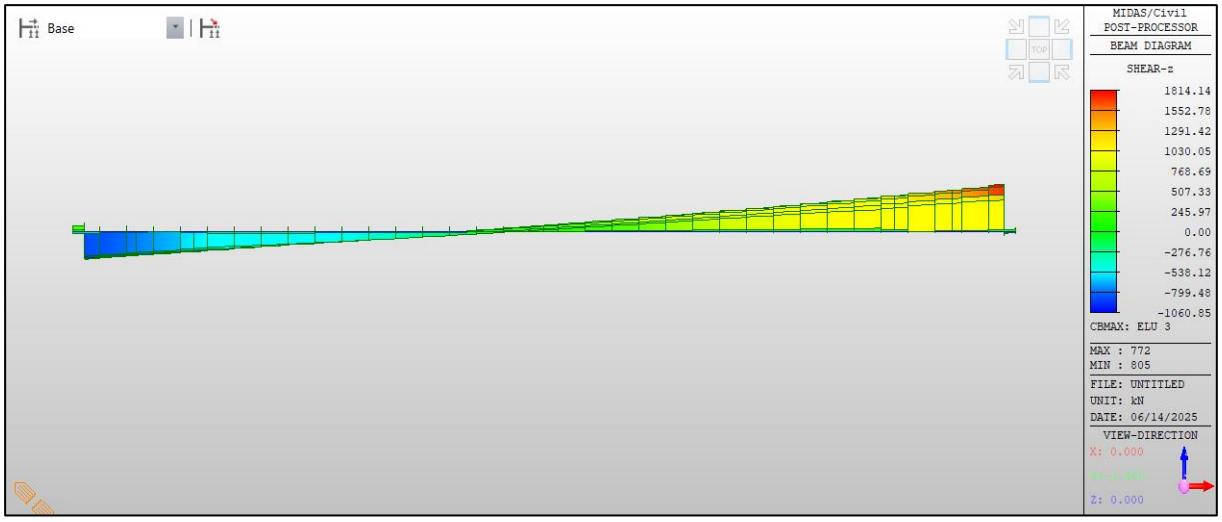


EFFORT TRANCHANT SOUS GROUPE 16 Á L'ELS



MOMENT FLECHISSANT SOUS GROUPE 21 Á L'ELU

ANNEX B : RESULTATS DE MODELISATION



EFFORT TRANCHANT SOUS GROUPE 21 Á L'ELU

ANNEXE C : FERRAILLAGE

Ferraillage d'Entretoise

Nappe supérieure

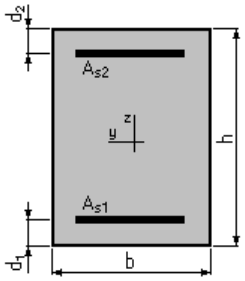
Calcul de Section en Flexion Simple

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 = 60,0 (cm)

h = 150,0 (cm)

d_1 = 3,0 (cm)

d_2 = 3,0 (cm)

3. Moments appliqués :

	M_{max} (kN*m)	**M_{min}** (kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	623,02	0,00
Etat **L**imite de **S**ervice	461,50	0,00
Etat **L**imite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats :

Sections d'Acier :

Section théorique A_{s1} = 13,4 (cm2) Section théorique A_{s2} = 0,0 (cm2)

Section minimum $A_{s\,min}$ = 8,8 (cm2)

Théorique r = 0,15 (%)

Minimum r_{min} = 0,10 (%)

Analyse par Cas:

Cas ELU **M_{max} = 623,02 (kN*m)** **M_{min} = 0,00 (kN*m)**

Coefficient de sécurité: 1,35 Pivot: A

Position de l'axe neutre: y = 7,1 (cm)

Bras de levier: Z = 144,1 (cm)

Déformation du béton: ε_b = 0,51 (‰)

Déformation de l'acier: ε_S = 10,00 (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue: σ_S = 434,8 (MPa)

Cas ELS M_{max} = 461,50 (kN*m) M_{min} = 0,00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,00

Position de l'axe neutre: y = 28,2 (cm)

Bras de levier: Z = 137,6 (cm)

Contrainte maxi du béton: σ_b = 2,0 (MPa)

Contrainte limite: 0,6 fcj = 18,0 (MPa)

Contrainte de l'acier:

tendue: σ_S = 27,2 (MPa)

Contrainte limite de l'acier:

$\sigma_{S\ lim}$ = 250,0 (MPa)

Nappe inférieur

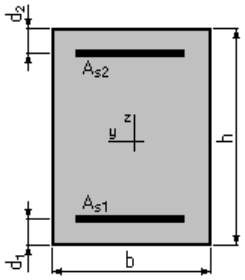
Calcul de Section en Flexion Simple

1. <u>Hypothèses:</u>

Béton: fc28 = 30,0 (MPa) Acier: fe = 500,0 (MPa)

- Fissuration non préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. <u>Section:</u>



b = 60,0 (cm)

h = 150,0 (cm)

d_1 = 3,0 (cm)

d_2 = 3,0 (cm)

3. <u>Moments appliqués:</u>

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	254,23	0,00
Etat **L**imite de **S**ervice	188,32	0,00
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0,00	0,00

4. <u>Résultats:</u>

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 8,8 (cm2) Section théorique A_{s2} = 0,0 (cm2)

Section minimum $A_{s\ min}$ = 8,8 (cm2)

théorique ρ = 0,10 (%)

minimum ρ_{min} = 0,10 (%)

Analyse par Cas:

Cas ELU M_{max} = 254,23 (kN*m) M_{min} = 0,00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 2,19 Pivot: A

Position de l'axe neutre: y = 4,7 (cm)

Bras de levier: Z = 145,1 (cm)

Déformation du béton: ε_b = 0,33 (‰)

Déformation de l'acier: ε_s = 10,00 (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue: σ_s = 434,8 (MPa)

Cas ELS M_{max} = 188,32 (kN*m) M_{min} = 0,00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 3,26

Position de l'axe neutre: y = 23,4 (cm)

Bras de levier: Z = 139,2 (cm)

Contrainte maxi du béton: σ_b = 0,8 (MPa)

Contrainte limite: 0,6 fcj = 18,0 (MPa)

Contrainte de l'acier:

tendue: σ_s = 11,4 (MPa)

Contrainte limite de l'acier:

$\sigma_{s\ lim}$ = 500,0 (MPa)

Armatures transversales

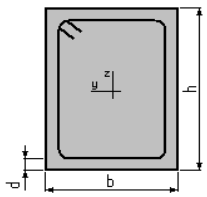
Calcul de Section à l'effort Tranchant

1. <u>Hypothèses</u> :

Béton: fc28 = 30,0 (MPa) **Acier: fe = 500,0 (MPa)**

- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Fissuration non préjudiciable
- Reprise de bétonnage
- Calcul en poutre

2. Section :



b = 60,0 (cm)

h = 150,0 (cm)

d = 3,0 (cm)

3. Efforts tranchants appliqués :

V : effort tranchant

N : effort de compression

Cas N^O	Type	**V** (kN)	**N** (kN)
1.	ELU	971,82	0,00

4. Résultats :

Contrainte tangente maximale τ_u = 1,1 (MPa)

Contrainte tangente limite $\tau_{u,lim}$ = 4,0 (MPa)

Armatures transversales

Inclinaison des armatures : α = 90 (deg) Longueur de la travée : L = 0,6 (m)

Armatures d'effort tranchant : Section A_t = 2,3 (cm2)

Cadres: 2 ∅ 12

Espacement : S_t = 13,4 (cm) Répartition des armatures d'âmes à mi-portée :

Espacement maximum : $S_{t,max}$ = 40,0 (cm) 7 + 1*13 (cm)

Ferraillage de l'hourdis

Nappe inferieure YY'

Calcul de Section en Flexion Simple

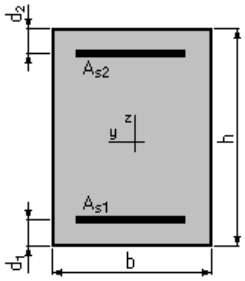
1. Hypothèses:

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 = 100.00 (cm)

h = 30.00 (cm)

d_1 = 3.00 (cm)

d_2 = 3.00 (cm)

3. Moments appliqués:

	$\mathbf{M_{max}}$ (kN*m)	$\mathbf{M_{min}}$ (kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	231.99	0.00
Etat **L**imite de **S**ervice	188.95	0.00
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0.00	0.00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 32.9 (cm2) Section théorique A_{s2} = 0.0 (cm2)

Section minimum $A_{s\,min}$ = 3.0 (cm2)

théorique ρ = 1.22 (%)

minimum ρ_{min} = 0.11 (%)

Analyse par Cas:

Cas ELU **M_{max} = 231.99 (kN*m)** **M_{min} = 0.00 (kN*m)**

Coefficient de sécurité: 1.41 Pivot: B

Position de l'axe neutre: y = 10.53 (cm)

Bras de levier: Z = 22.79 (cm)

Déformation du béton: ε_b = 3.50 (‰)

Déformation de l'acier: ε_s = 5.47 (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue: σ_s = 434.8 (MPa)

Cas ELS **M_{max} = 188.95 (kN*m)** **M_{min} = 0.00 (kN*m)**

Coefficient de sécurité: 1.00

Position de l'axe neutre: y = 12.12 (cm)

Bras de levier: Z = 22.96 (cm)

Contrainte maxi du béton: σ_b = 13.6 (MPa)

Contrainte limite: 0,6 fcj = 18.0 (MPa)

Contrainte de l'acier:

tendue: σ_s = 250.0 (MPa)

Contrainte limite de l'acier:

$\sigma_{s\ lim}$ = 250.0 (MPa)

Nappe inferieur XX'

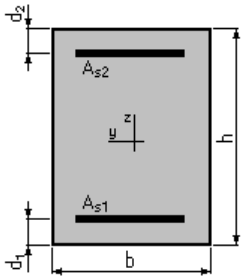
Calcul de Section en Flexion Simple

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 = 100.00 (cm)

h = 30.00 (cm)

d_1 = 3.00 (cm)

d_2 = 3.00 (cm)

3. Moments appliqués:

	$\mathbf{M_{max}}$ (kN*m)	$\mathbf{M_{min}}$ (kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	123.73	0.00
Etat **L**imite de **S**ervice	96.91	0.00
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0.00	0.00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 16.2 (cm2) Section théorique A_{s2} = 0.0 (cm2)

Section minimum $A_{s\ min}$ = 3.0 (cm2)

théorique ρ = 0.60 (%)

minimum ρ_{min} = 0.11 (%)

Analyse par Cas:

Cas ELU $\mathbf{M_{max}}$ **= 123.73 (kN*m)** $\mathbf{M_{min}}$ **= 0.00 (kN*m)**

Coefficient de sécurité: 1.42 Pivot: A

Position de l'axe neutre: y = 5.19 (cm)

Bras de levier: Z = 24.92 (cm)

Déformation du béton: ε_b = 2.38 (‰)

Déformation de l'acier: ε_s = 10.00 (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue: σ_s = 434.8 (MPa)

Cas ELS **M_{max} = 96.91 (kN*m)** **M_{min} = 0.00 (kN*m)**

Coefficient de sécurité: 1.00

Position de l'axe neutre: y = 9.29 (cm)

Bras de levier: Z = 23.90 (cm)

Contrainte maxi du béton: σ_b = 8.7 (MPa)

Contrainte limite: 0,6 fcj = 18.0 (MPa)

Contrainte de l'acier:

tendue: σ_s = 250.0 (MPa)

Contrainte limite de l'acier:

$\sigma_{s\ lim}$ = 250.0 (MPa)

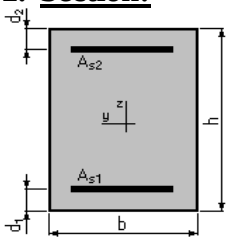
Ferraillage de la pile
Calcul de Section en Flexion Composée

1. Hypothèses:

Béton: fc28 = 30.0 (MPa) **Acier: fe = 500.0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul en poteau
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



b = 1230.00 (cm)
h = 150.00 (cm)
d_1 = 3.00 (cm)
d_2 = 3.00 (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N^O	Type	**N** (kN)	**M** (kN*m)
1.	ELU	38909.00	14134.40
2.	ELS	23956.70	4248.35

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 184.5 (cm2) Section théorique A_{s2} = 184.5 (cm2)

Section minimum $A_{s\ min}$ = 369.0 (cm2) Section maximum $A_{s\ max}$ = 9225.0 (cm2)

théorique ρ = 0.20 (%)

minimum ρ_{min} = 0.20 (%) maximum ρ_{max} = 5.00 (%)

Analyse par Cas:

Cas N^{O} 1: Type ELU N = 38909.00 (kN) M = 14134.40 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 4.72 Pivot: B
Position de l'axe neutre: y = 107.73 (cm)
Bras de levier: Z = 103.91 (cm)
Déformation de l'acier: ε_s = 1.28 (‰)
Déformation du béton: ε_b = 3.50 (‰)
Contrainte de l'acier:

tendue: σ_s = 255.2 (MPa) comprimée: σ_s' = 434.8 (MPa)

Cas N^{O} 2: Type ELS N = 23956.70 (kN) M = 4248.35 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 8.53
Position de l'axe neutre: y = 186.17 (cm)
Bras de levier: Z = 88.87 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 2.1 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 18.0 (MPa)

Contrainte de l'acier:
comprimée: σ_s' = 31.2 (MPa)
Contrainte limite de l'acier: $\sigma_{s\,lim}$ = 250.0 (MPa)

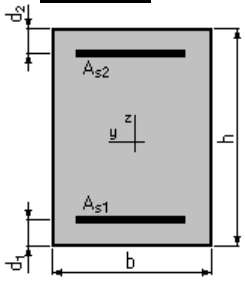
Ferraillage du chevêtre
Nappe supérieure
Calcul de Section en Flexion Simple

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 = 125.0 (cm)
d_1 = 3.0 (cm)
d_2 = 3.0 (cm)

3. Moments appliqués:

	$\mathbf{M_{max}}$ (kN*m)	$\mathbf{M_{min}}$ (kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	1417.67	0.00
Etat **L**imite de **S**ervice	1050.07	0.00
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0.00	0.00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 37.7 (cm2) Section théorique A_{s2} = 0.0 (cm2)

Section minimum $A_{s\,min}$ = 12.2 (cm2)
théorique ρ = 0.31 (%)
minimum ρ_{min} = 0.10 (%)

Analyse par Cas:

Cas ELU **M_{max} = 1417.67 (kN*m)** **M_{min} = 0.00 (kN*m)**
Coefficient de sécurité: 1.36 Pivot: A
Position de l'axe neutre: y = 12.1 (cm)
Bras de levier: Z = 117.2 (cm)
Déformation du béton: ε_b = 1.10 (‰)
Déformation de l'acier: ε_s = 10.00 (‰)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 434.8 (MPa)

Cas ELS **M_{max} = 1050.07 (kN*m)** **M_{min} = 0.00 (kN*m)**
Coefficient de sécurité: 1.00
Position de l'axe neutre: y = 31.9 (cm)
Bras de levier: Z = 111.4 (cm)
Contrainte maxi du béton: s_b = 5.9 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 18.0 (MPa)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 250.0 (MPa)
Contrainte limite de l'acier:
$\sigma_{s\,lim}$ = 250.0 (MPa)

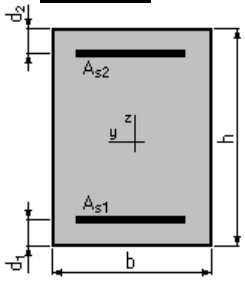
Nappe inferieure
Calcul de Section en Flexion Simple

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 = 125.0 (cm)
d_1 = 3.0 (cm)
d_2 = 3.0 (cm)

3. Moments appliqués:

	M_{max} (kN*m)	**M_{min}** (kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	708.79	0.00
Etat **L**imite de **S**ervice	525.03	0.00
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0.00	0.00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 18.4 (cm2) Section théorique A_{s2} = 0.0 (cm2)
Section minimum $A_{s\,min}$ = 12.2 (cm2)
théorique ρ = 0.15 (%)

minimum ρ_{min} = 0.10 (%)

Analyse par Cas:

Cas ELU **M_{max} = 708.79 (kN*m)** **M_{min} = 0.00 (kN*m)**

Coefficient de sécurité: 1.35 Pivot: A
Position de l'axe neutre: y = 5.9 (cm)
Bras de levier: Z = 119.6 (cm)
Déformation du béton: ε_b = 0.51 (‰)
Déformation de l'acier: ε_s = 10.00 (‰)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 434.8 (MPa)

Cas ELS **M_{max} = 525.03 (kN*m)** **M_{min} = 0.00 (kN*m)**

Coefficient de sécurité: 1.00
Position de l'axe neutre: y = 23.3 (cm)
Bras de levier: Z = 114.2 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 1.9 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 18.0 (MPa)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 26.6 (MPa)
Contrainte limite de l'acier:
$\sigma_{s\,lim}$ = 250.0 (MPa)

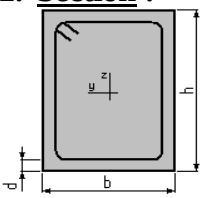
Calcul de Section à l'effort Tranchant

1. Hypothèses :

Béton: fc28 = 30.0 (MPa) **Acier: fe = 500.0 (MPa)**

- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Fissuration préjudiciable
- Reprise de bétonnage
- Calcul en poutre

2. Section :



b = 200.0 (cm)
h = 125.0 (cm)
d = 3.0 (cm)

3. Efforts tranchants appliqués :

V : effort tranchant
N : effort de compression

Cas N^O	Type	**V** (kN)	**N** (kN)
1.	ELU	669.73	0.00

4. Résultats :

Contrainte tangente maximale τ_u = 0.3 (MPa)
Contrainte tangente limite $\tau_{u,lim}$ = 3.0 (MPa)

Armatures transversales

Inclinaison des armatures : α = 90 (deg) Longueur de la travée : L = 1.0 (m)
Armatures d'effort tranchant : Section A_t = 2.3 (cm2)
Cadres: 2 Æ 12
Espacement : S_t = 14.1 (cm) Répartition des armatures d'âmes à mi-portée :
Espacement maximum : $S_{t,max}$ = 40.0 (cm) 7 + 3*13 (cm)

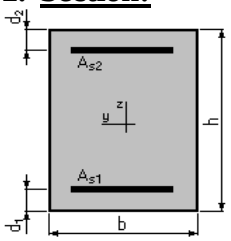
Ferraillage du mur frontal
Calcul de Section en Flexion Composée

1. Hypothèses:

Béton: fc28 = 30.0 (MPa) **Acier: fe = 500.0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul en poteau
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



b = 100.00 (cm)
h = 170.00 (cm)
d_1 = 3.00 (cm)
d_2 = 3.00 (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N°	Type	**N** (kN)	**M** (kN*m)
1.	ELS	1587.15	749.32
2.	ELU	2175.98	963.87

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 17.0 (cm2) Section théorique A_{s2} = 17.0 (cm2)
Section minimum $A_{s\,min}$ = 34.0 (cm2) Section maximum $A_{s\,max}$ = 850.0 (cm2)
théorique ρ = 0.20 (%)
minimum ρ_{min} = 0.20 (%) maximum ρ_{max} = 5.00 (%)

Analyse par Cas:

Cas N° 1: Type ELS N = 1587.15 (kN) M = 749.32 (kN*m)
Coefficient de sécurité: 7.17
Position de l'axe neutre: y = 123.27 (cm)
Bras de levier: Z = 125.91 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 2.3 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 18.0 (MPa)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 7.2 (MPa)
comprimée: σ_s' = 34.4 (MPa)
Contrainte limite de l'acier: $\sigma_{s\,lim}$ = 250.0 (MPa)

Cas N° 2: Type ELU N = 2175.98 (kN) M = 963.87 (kN*m)
Coefficient de sécurité: 7.38 Pivot: B
Position de l'axe neutre: y = 116.47 (cm)
Bras de levier: Z = 120.41 (cm)
Déformation de l'acier: ε_s = 1.52 (‰)
Déformation du béton: ε_b = 3.50 (‰)
Contrainte de l'acier:

tendue: σ_s = 303.7 (MPa) comprimée: σ_s' = 434.8 (MPa)

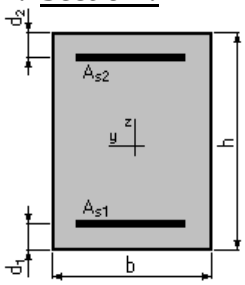
Ferraillage d mur en retour
Calcul de Section en Flexion Simple

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 = 100.00 (cm)
h = 50.00 (cm)
d_1 = 3.00 (cm)
d_2 = 3.00 (cm)

3. Moments appliqués :

	$\mathbf{M_{max}}$ (kN*m)	$\mathbf{M_{min}}$ (kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	0.00	0.00
Etat **L**imite de **S**ervice	221.88	0.00
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0.00	0.00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 21.0 (cm2) Section théorique A_{s2} = 0.0 (cm2)
Section minimum $A_{s\,min}$ = 4.7 (cm2)
théorique ρ = 0.45 (%)
minimum ρ_{min} = 0.10 (%)

Analyse par Cas:

Cas ELS **M_{max} = 221.88 (kN*m)** **M_{min} = 0.00 (kN*m)**
Coefficient de sécurité: 1.00
Position de l'axe neutre: y = 14.35 (cm)
Bras de levier: Z = 42.22 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 7.3 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 18.0 (MPa)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 250.0 (MPa)
Contrainte limite de l'acier:
$\sigma_{s\,lim}$ = 250.0 (MPa)

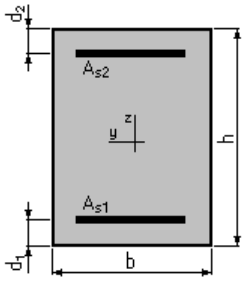
Ferraillage de mur garde grève
Calcul de Section en Flexion Simple

1. Hypothčses:

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 = 100.00 (cm)
h = 40.00 (cm)
d_1 = 3.00 (cm)
d_2 = 3.00 (cm)

3. Moments appliqués :

	$\mathbf{M_{max}}$ (kN*m)	$\mathbf{M_{min}}$ (kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	406.46	0.00
Etat **L**imite de **S**ervice	280.44	0.00
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0.00	0.00

4. Résultats :

Sections d'Acier :

Section théorique	A_{s1} = 35.1 (cm2)	Section théorique	A_{s2} = 0.0 (cm2)
Section minimum	$A_{s\ min}$ = 3.8 (cm2)		
théorique	ρ = 0.95 (%)		
minimum	ρ_{min} = 0.10 (%)		

Analyse par Cas :

Cas ELU **M_{max} = 406.46 (kN*m)** **M_{min} = 0.00 (kN*m)**

Coefficient de sécurité:	1.22	Pivot: B
Position de l'axe neutre:	y = 11.24	(cm)
Bras de levier:	Z = 32.51	(cm)
Déformation du béton:	ε_b = 3.50	(‰)
Déformation de l'acier:	ε_s = 8.03	(‰)
Contrainte de l'acier:		
tendue:	σ_s = 434.8	(MPa)

ANNEX C : FERRAILLAGE

Cas ELS M_{max} **= 280.44 (kN*m)** M_{min} **= 0.00 (kN*m)**

Coefficient de sécurité: 1.00

Position de l'axe neutre: y = 15.17 (cm)

Bras de levier: Z = 31.94 (cm)

Contrainte maxi du béton: σ_b = 11.6 (MPa)

Contrainte limite: 0,6 fcj = 18.0 (MPa)

Contrainte de l'acier:

tendue: σ_s = 250.0 (MPa)

Contrainte limite de l'acier:

$\sigma_{s\,lim}$ = 250.0 (MPa)