République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
المـــدرســـة الوطنيـــة العليـــا للأشغـال العموميـة
فرنســيس 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 ETUDE D'UN VIADUC SUR LA LIGNE FERROVIAIRE BENI MANSOUR/BEJAIA DU PK 48+425 AU PK 48+805

Présenté par :

BENZENATI Omar

KHALFOUNE Youcef

Encadré par :

M.GUERFI Moussa

Promotion 2024 / 2025

© ENSTP-FJ – Garidi – Vieux Kouba


بسم الله الرحمن الرحيم

Remerciements

Avant tout, nous remercions Dieu le Tout-Puissant, qui nous a bénis de la santé, du courage et de la patience pour mener à bien ce travail.

Nous exprimons notre profonde reconnaissance à notre encadreur Mr. GUERFI Moussa, pour son accompagnement, ses conseils éclairés, et le soutien scientifique et moral qu'il nous a apporté tout au long de cette étude.

Nos remerciements s'adressent également à l'ensemble des enseignants et administrateurs de l'École Nationale Supérieure des Travaux Publics d'Alger, pour la qualité de la formation et leur engagement tout au long de notre parcours.

Nous remercions chaleureusement tout le personnel de la société COSIDER Ouvrages d'Art A32 de Béjaïa, ainsi que l'équipe du bureau d'études COSIDER Ouvrages d'Art de Rouiba, pour leur accueil, leur disponibilité et leur accompagnement durant notre stage de fin d'études.

Nos remerciements vont également aux membres du jury**,** pour l'intérêt qu'ils ont porté à notre travail et pour le temps qu'ils ont consacré à l'évaluation de ce mémoire.

Enfin, nous remercions tous ceux qui, de près ou de loin, ont contribué à la réalisation de ce projet.

Dédicace

Je dédie ce mémoire à ceux qui ont été ma source d'inspiration et de soutien tout au long de ce parcours académique.

À mes très chers parents,

Pour votre amour inconditionnel, vos sacrifices silencieux et votre soutien indéfectible. Vous êtes les piliers de ma réussite. Que la vie vous comble de santé, de paix et de bonheur.

À mon frère,

Merci pour ta présence rassurante, tes encouragements sincères et ta bienveillance constante. Je te souhaite tout le succès que tu mérites.

Aux familles BENZENATI et MERSEL,

Votre affection, vos prières et votre confiance ont été un moteur tout au long de cette aventure. Ce travail vous est dédié avec beaucoup de respect et de gratitude.

À mon binôme et ami, KHALFOUNE Youcef,

Merci pour l'esprit de collaboration, l'entraide et les efforts partagés qui ont enrichi cette expérience.

À tous mes amis,

Pour les moments de joie, de soutien mutuel et de motivation qui ont rendu ce parcours plus humain et plus fort.

À la grande famille de l'ENSTP – étudiants, enseignants et personnel administratif,

Merci pour l'accompagnement, la qualité de l'enseignement et les valeurs transmises tout au long de ces années.

Omar BENZENATI

Dédicace

Je rends avant tout grâce à Allah, le Tout-Puissant, pour m'avoir accordé la force, la patience et la persévérance nécessaires à l'accomplissement de ce travail.

Je dédie ce modeste mémoire à ma chère mère W.Mihoubi qui est partie accomplir le Hadj au moment où j'écris ces mots , dont le soutien inconditionnel, les encouragements et les précieux conseils m'ont accompagné tout au long de mon parcours. Que Dieu lui accorde santé et bonheur en récompense de ses sacrifices inestimables.

Je remercie également mon père Ahmed Khalfoune pour ses efforts et ses sacrifices constants, lui qui n'a cessé de veiller à ma réussite et de me soutenir face aux épreuves.

Mes pensées vont aussi à mes frères et soeurs en particulier ma grande soeur , pour leur présence bienveillante et leurs encouragements permanents.

Je tiens à exprimer ma profonde gratitude à mon binôme Omar Benzenati ainsi qu'à mon encadrant Moussa Guerfi pour leur précieuse collaboration, leur disponibilité et leur implication tout au long de l'élaboration de ce mémoire

Je remercie chaleureusement mes amis (A.ZOUAOUI , N.BENSAID , EL HINTA , WALTER , S.BENBOUTELDJA , R.ACHOURI , A.HAIDRA ,R.KIROUANE , M.MOUDJEB, I.BENDJAMAA ,Y.BOUILOTA ,M.YASBAA, A.HABBACH , Y.MESSAOUDI ,O.KADRI, Y.BENMECHICHE , S.HAFSAOUI , T.DJABER, I.AIT CHABANE , A.OUBOUCHOU, A.KHELIFA, A.ZELLAGI , D.ANKI ,I.DEHBI, H.TALHA , A. ABDELBASSET ,O.BELKHIRI (SORICAL) ,M.BELAHOUEL, A.CHENOUF , M.SAYOUD,Y.LOUNIS, A.BENBRIMA, C.BENYAHIA)

Aussi que les enseignants et les personels de département de l'École national des Traveaux publics(mme.RAZIKA , mme.AMINA ,m.MOUSTAPHA) pour leur appui et leur bonne humeur, qui ont rendu cette période plus enrichissante et agréable.

Enfin, j'adresse ma reconnaissance à toutes les personnes qui, de près ou de loin, ont contribué à la réussite de ce travail par leur soutien, leurs conseils ou leur aide précieuse.

KHALFOUNE YOUCEF

ملخص

تهدف هذه المذكرة إلى تصميم ودراسة جسر سككي مزدوج المسار، يقع على خط السكة الحديدية بني منصور - بجاية، بين النقطة الكيلومترية 824+84 و404+84، على مسافة طولها 040 مترًا.

بعد تحديد مختلف العراقيل المرتبطة بالمشروع، تم اعتماد مقطع متمثل في "صندوق عارضة ذات ارتفاع ثابت وذلك استنادًا إلى تحليل متعدد المعايير

تشمل الدراسة البنية الفوقية والتحتية، مرورًا بتقييم الأحمال والحمولات الزائدة، وحساب التسليح النشط و العادي ، والدراسة الزلزالية، وتصميم مختلف التجهيزات والعناصر الإنشائية

كلمات مفتاحية: تصميم ودراسة، جسر، التتابع المتتالي، البنية التحتية والقاعدية، خرسانة سابقة الإجهاد، التجهيزات.

RESUME

Le présent travail traite de la conception et de l'étude d'un viaduc ferroviaire à double voie, situé sur la ligne Beni Mansour – Béjaïa, entre le PK 48+425 et le PK 48+805, sur un linéaire de 380 mètres.

Après avoir identifié les différents obstacles auxquels le projet est confronté, le choix s'est porté sur une section en « poutre-caisson à hauteur constante ». Ce tablier est réalisé selon la méthode de l'encorbellement successif.

L'étude englobe la superstructure et l'infrastructure, incluant l'évaluation des charges et surcharges, le calcul des armatures actives et passives, l'analyse sismique, ainsi que le dimensionnement des différents équipements et éléments structuraux.

Mots clés : conception et étude, viaduc, encorbellement successif, superstructure et infrastructure, béton précontraint, équipements.

ABSTRACT

This work focuses on the design and study of a double-track railway viaduct, located on the Beni Mansour – Béjaïa railway line, between PK 48+425 and PK 48+805, over a length of 380 meters.

After identifying the various obstacles related to the project, a "constant-depth box girder" section was selected. The deck is built using the balanced cantilever method.

The study covers both the superstructure and infrastructure, including the evaluation of loads and overloads, the calculation of active and passive reinforcement, seismic analysis, and the design of the various structural elements and equipment.

Keywords : Twin-girder Bridge, Reinforced concrete segment bridge, Prestressed concrete, Mixed steel-concrete, Earthquake, Equipment

LISTE DES ABREVIATIONS

- **SETRA** : Service d'études techniques des routes et autoroutes
- **BAEL** : Béton armé aux états limites
- **G** : Poids propre
- **CP** : Charge permanente
- **CCP** : Compléments de charge permanente
- **ELA** : États limites accidentels
- **ELS** : États limites de service
- **ELU** : États limites ultimes
- **Es** : Module d'élasticité de l'acier
- **fc28** : Résistance caractéristique du béton en compression à 28 jours
- **ft28** : Résistance caractéristique du béton en traction à 28 jours
- **fe** : Limite d'élasticité de l'acier
- **HA** : Haute adhérence
- **PK** : Point kilométrique
- **RPOA** : Règles parasismiques applicables aux ouvrages d'art
- **Sae** : Spectre de réponse élastique en accélération
- **St** : Espacement des armatures transversales
- **PRS** : Profilé reconstitué soudé
- **VC** : Voussoir à la clef
- **VIPP** : Viaduc à travées indépendantes à poutres préfabriquées post-tensionnées
- **VSC** : Voussoir coulé sur cintre
- **VSP** : Voussoir sur pile
- **σbc** : Contrainte admissible en compression du béton
- **σbt** : Contrainte admissible en traction du béton
- **σs** : Contrainte admissible de l'acier
- **σInf** : Contrainte dans la fibre inférieure la plus éloignée du centre de gravité
- **σSup** : Contrainte dans la fibre supérieure la plus éloignée du centre de gravité
- **ΔT** : Variation uniforme de température
- **Δθ** : Gradient thermique

TABLE DES MATIERES

I. CHAPITRE I. 1

I.1 INTRODUCTION 2
I.2 PRESENTATION DU PROJET 2
I.2.1 Objectif du projet 2
I.2.2 Situation du projet 3
I.2.3 L'obstacle à franchir 3
I.3 LES DONNEES DU PROJET 3
I.3.1 Les données fonctionnelles 3
I.3.1.1 Tracé en plan 3
I.3.1.2 Profil en long 4
I.3.1.3 Profil en travers 4
I.3.2 Les données naturelles 5
I.3.2.1 Topographie 5
I.3.2.2 Sismicité du site 5
I.3.2.3 Géotechnique 5
I.3.2.4 Température 7
I.4 CONCLUSION 7

II. CHAPITRE II 7

II.1 INTRODUCTION 8
II.2 CRITERES DE CHOIX DU TYPE D'OUVRAGE 8
II.3 PESENTATION DES VARIANTES 8
II.3.1 Variante 1 : « pont a poutres en béton précontrainte de type VIPP » 9
II.3.1.1 Prédimensionnement de la superstructure 9
II.3.2 Variante 2 : « pont voussoir a hauteur constante en béton précontraint construit par encorbellements successifs coulé sur place » 11
II.3.2.1 Prédimensionnement de la superstructure 12
II.3.3 Variante 03 : « pont mixte bipoutre » 14
II.3.3.1 Prédimensionnement de la superstructure 14
II.4 ANALYSE MULTICRITERE 16
II.4.1 Comparaison entre les 03 variantes 16
II.4.2 Devis estimatif et quantitatif 18
II.5 CONCLUSION 18

III. CHAPITRE III 18

III.1 INTRODUCTION 19
III.2 NORMES ET REGLES DE CALCUL 19
III.3 CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX 19
III.3.1 Béton 19

III.3.2 Armatures *20*
III.3.2.1 Armatures passives 20
III.3.2.2 Armatures de précontrainte 20
III.3.3 Contraintes admissibles *21*
III.3.3.1 Béton 21
III.3.3.2 Armatures 21
III.4 EVALUATION DES ACTIONS 22
III.4.1 Evaluation des actions hors trafic *22*
III.4.1.1 Actions permanente 22
III.4.1.2 Actions naturelles 23
III.4.2 Evaluation des actions dues au trafic *24*
III.4.2.1 Modèles de charges 24
III.4.3 Combinaisons et groupes de charges *30*
III.4.3.1 Groupes de charges - Valeurs caractéristiques de l'action à composants multiples 30
III.4.3.2 Simultanéité de la composante uniforme et du gradient thermique 31
III.4.3.3 Combinaison d'action pour l'état limite ultime : 32
III.4.3.4 Combinaison d'action pour l'état limite de service : 32
III.4.3.5 Combinaison d'action pour l'état limite accidentel : 32

IV. CHAPITRE IV 33

IV.1 INTRODUCTION 34
IV.2 STABILITÉ EN PHASE DE CONSTRUCTION 35
IV.2.1 Les différentes phases de construction d'un fléau *35*
IV.2.2 Charge à prendre en compte *36*
IV.2.2.1 Poids propre du fléau 36
IV.2.2.2 Charges de chantier connues 36
IV.2.2.3 Charges de chantier aléatoire 36
IV.2.2.4 Effet vertical du vent 37
IV.2.2.5 Action accidentelle 37
IV.2.3 Combinaison d'action *37*
IV.2.3.1 Combinaison en situation temporaire de construction (type A) 37
IV.2.3.2 Combinaisons accidentelles (type B) 38
IV.2.4 Evaluation des efforts *38*
IV.2.5 Stabilisation du fléau avec clouage par précontrainte *39*
La stabilité du fléau est assurée par la méthode des organes d'ancrage, reposant sur deux files de cales provisoires et fixées à la pile par deux files de câbles. L'hypothèse d'un voussoir sur pile indéformable est adoptée pour simplifier l'analyse. *39*
IV.2.5.1 Calcul du nombre de câbles 40
IV.2.5.2 Calcul de la surface des cales 42
IV.3 EVALUATION DES EFFORTS EN SERVICE 44

IV.3.1 Phases de réalisation du tablier *44*
IV.3.2 Modélisation *46*
IV.3.3 Résultats *47*
IV.4 CONCLUSION 48

V. CHAPITRE V 48

V.1 INTRODUCTION 49
V.2 ETUDE DE LA PRECONTRAINTE DU FLEAU 49
V.2.1 Détermination du nombre de câbles de fléau *49*
V.2.2 Position et enrobage des câbles *51*
V.2.3 Disposition des ancrages *51*
V.2.4 Trace des câbles en plan *53*
V.2.5 Trace des câbles en élévation *54*
V.2.6 Evaluation des pertes de la précontraintes *56*
V.2.6.1 Pertes instantanées 56
V.2.6.2 Pertes de tension différées 58
V.2.6.3 Les pertes totales 59
V.2.7 Vérification des contraintes normale *60*
V.2.7.1 Vérification des contraintes pour le demi-fléau en phase de construction 60
V.3 ETUDE DE LA PRECONTRAINTE DE CONTNUITE 61
V.3.1 Détermination du nombre de câbles de continuité en travée principale *61*
V.3.2 Disposition des câbles *63*
V.3.3 Trace des câbles *63*
V.3.4 Détermination du nombre de câbles de continuité en travée de rive *63*
V.3.5 Disposition des câbles *64*
V.3.6 Trace des câbles *65*
V.3.7 Vérification des en phase de service *65*
V.3.8 Armatures des zones tendues *65*
V.4 VERIFICATION VIS-A-VIS L'EFFORT TRANCHANT 67
V.4.1 Vérification vis-à-vis de l'ELS *67*
V.4.1.1 Détermination de l'effort tranchant 67
V.4.1.2 Vérification de la contrainte de cisaillement 67
V.4.2 Vérification vis-à-vis de l'ELU *68*
V.4.2.1 Les bielles comprimées 68
V.4.2.2 La résistance des armatures transversales 69
V.5 VERIFICATION DE LA FLECHE 70
V.6 CONCLUSION 71

VI. CHAPITRE VI 72

VI.1 INTRODUCTION 73
VI.2 EVALUATION DES EFFORTS 73

VI.2.1 Modélisation ... *73*
VI.2.2 Evaluation des sollicitations ... *73*
VI.3 FERRAILLAGE ... 74
VI.3.1 Voussoir courant ... *74*
VI.3.1.1 Exemple de calcul du ferraillage de l'hourdis supérieur : ... 75
VI.3.1.2 Ferraillage passif du voussoir : ... 76
VI.3.2 Ferraillage de l'entretoise sur pile : ... *76*
VI.3.3 Vérification de la résistance des armatures transversales ... *77*
VI.4 CONCLUSION ... 79

VII. CHAPITRE VII ... 79

VII.1 INTRODUCTION ... 80
VII.2 APPAREIL D'APPUI ... 80
VII.2.1 Limites d'utilisation ... *80*
VII.2.2 Appareil d'appui a pot ... *81*
VII.2.3 Dimensionnement des appareils d'appuis ... *81*
VII.2.3.1 Conditions d'appuis ... 82
VII.2.3.2 Evaluation des réactions ... 82
VII.2.3.3 Pression dans le PTFE ... 82
VII.2.3.4 Pression dans l'élastomère ... 83
VII.2.3.5 Effort horizontaux longitudinaux pour les appareils d'appuis a pot glissants. 83
VII.2.3.6 Effort horizontaux longitudinaux pour les appareils d'appui a pot fixe ... 84
VII.2.4 Choix des appareils d'appui a pot ... *84*
VII.3 CHANGEMENT DE L'APPAREIL D'APPUI ... 85
VII.3.1 Choix du type d'appareil d'appui ... *85*
VII.3.2 Evaluation des efforts normaux appliqués sur les appareils d'appuis ... *86*
VII.3.3 Dimensionnement de l'appareil d'appui ... *86*
VII.3.3.1 Dimensionnement en plan des appareils d'appui ... 86
VII.3.3.2 Évaluation des déplacements horizontaux ... 87
VII.3.3.3 Hauteur nette d'élastomère ... 88
VII.3.3.4 Dimensionnement des frettes ... 89
VII.3.3.5 Evaluation des raideurs statiques et dynamiques des appuis : ... 90
VII.3.3.6 Calcul exacte des déplacements horizontaux ... 91
VII.4 ETUDE SISMIQUE ... 92
VII.4.1 Méthode de calcul ... *92*
VII.4.1.1 Spectre de réponse ... 93
VII.4.1.2 Modes significatifs ... 94
VII.4.2 Vérifications du dimensionnement selon l'RPOA ... *94*
VII.4.2.1 Résistance à la compression ... 94
VII.4.2.2 Sécurité au flambement ... 95
VII.4.2.3 Limitation de la distorsion dans le sens longitudinal ... 96

VII.4.2.4 Condition de non-glissement : 97
VII.5 DES D'APPUIS 97
VII.5.1 Dimensionnement des dés d'appui au niveau de la pile et de la culée 97
VII.5.2 Ferraillage des dés d'appuis au niveau de la pile et de la culée 98
VII.5.2.1 Armature de chainage 98
VII.5.2.2 Armature horizontale 98
VII.5.2.3 Armature supérieure 98
VII.5.2.4 Armature inferieure 99
VII.6 CALCUL DU SOUFLLE DU JOINT 100
VII.6.1 Type de joint 100
VII.7 CONCLUSION 101
VIII. CHAPITRE VIII 101
VIII.1 INTRODUCTION 102
VIII.2 ETUDE DE LA PILE 102
VIII.2.1 Conception de la pile 102
VIII.2.2 Vérification de la stabilité de la pile vis-à-vis l'ELUSF 103
VIII.2.2.1 Calcul de l'élancement mécanique λ 103
VIII.2.2.2 L'élancement géométrique : 104
VIII.2.3 Calcul du ferraillage 104
VIII.2.3.1 Ferraillage longitudinale 104
VIII.2.3.2 Ferraillage transversale 106
VIII.3 ETUDE DE FONDATION 107
VIII.3.1 Détermination du nombre des pieux: 107
VIII.3.2 Etude de la semelle 107
VIII.3.2.1 Les dimensions de la semelle 108
VIII.3.2.2 Modélisation numérique 109
VIII.3.2.3 Détermination de réaction frontale, modules de frottement et de résistance en pointe selon le Fascicule 62 – V : 109
VIII.3.2.4 Chargement 111
VIII.3.2.5 Ferraillage de la semelle sous pile : 111
VIII.3.2.6 Ferraillage des pieux 112
VIII.4 ETUDE DE LA CULÉE 113
VIII.4.1 Choix de type de culée 113
VIII.4.2 Prédimensionnement de la culée 113
VIII.4.3 Modèle 114
VIII.4.4 Actions de calcul 114
VIII.4.4.1 Actions du tablier 114
VIII.4.4.2 Actions permanentes 114
VIII.4.4.3 Action variable 118
VIII.4.4.4 ACTIONS SISMIQUE 118

VIII.4.4.5 Ferraillage de mur garde grève 122
VIII.4.4.6 Ferraillage de mur frontal..... 123
VIII.4.4.7 Ferraillage de mur en retour 124
VIII.4.4.8 Ferraillage des éléments de la semelle 125
VIII.4.4.9 Ferraillage des pieux..... 126
VIII.5 CONCLUSION 126

LISTE DES FIGURES

FIGURE I.1 : Ligne ferroviaire Beni Mansour- Bejaïa 2
FIGURE I.2 : Situation du projet sur Google Earth 3
FIGURE I.3 : Trace en plan 4
FIGURE I.4 : Profil en long 4
FIGURE I.5 : Profil en travers 5

FIGURE II.1: Morphologie generale d'un pont a poutres en beton precontrainte VIPP 9
Figure II.2: Notation des dimensions 11
Figure II.3: Schema habituel d'un pont construit par l'encorbellement successif. 11
Figure II.4: Notation des dimensions 13
Figure II.5 Coupe transversale et notation des differents elements du pont mixte bipoutre 14

FIGURE III .1 : Limitation des contraintes des sections en B.P 22
FIGURE III .2 : Modele de charges 71 et valeurs caracteristiques pour les charges verticales 24
FIGURE III .2 : Modeles de charges SW/0 et SW/2 25
FIGURE III .3 : Extrait de la figure 6.9 EN1991-2 28
FIGURE III .4 : Situation de calcul I – Charge equivalente QA1d et qA1d 30
FIGURE III .5 : Situation de calcul II – Charge equivalente qA2d 30
FIGURE III .6 : Evaluation des groupes de charges pour le trafic ferroviaire [Fiche UIC 776-1] 31

Figure IV.1: les phases de construction d'un fleau 35
Figure IV.2: Situation temporaire de construction a considerer 37
Figure IV.3: Situation temporaire de construction a considerer 38
Figure IV.4: Modele de calcul 38
Figure IV.4: Schema descriptif de clouage. 40
Figure IV.5: Amenagement des tetes des piles en phase de construction. 43
Figure IV.6: Trace des cables de clouage 44
Figure IV.7: Midas civil 46
Figure IV.8 :(Mmax) a l'ELS sous la combinaison Grp26-1-2 47
Figure IV.9 :(Tmax) a l'ELS sous la combinaison Grp26-1-2 47
Figure IV.10 :(Mmax) a l'ELU sous la combinaison Grp26-1-2 48
Figure IV.11 :(Tmax) a l'ELU sous la combinaison Grp26 48

FIGURE V-1 : ESPACEMENT ENTRE LES PLAQUES D'ANCRAGE..... 52
FIGURE V-2 : TRACE DES CABLES EN PLAN. 53
FIGURE V-3 : TRACE DES CABLES EN ELEVATION. 54
FIGURE V.4 – DISPOSITION DES CABLES DE FLEAU 55
FIGURE V-5 : PERTES PAR FROTTEMENT. 57
FIGURE V.6 – DISPOSITION DES CABLES DE CONTINUITE 63
FIGURE V.7 – DISPOSITION DES CABLES DE RIVE 64
FIGURE V.8 – FERRAILLAGE DE ZONE TONDUS DES FIBRES INFERIEURES 66
FIGURE V.9 – FERRAILLAGE DE ZONE TONDUS DES FIBRES SUPERIEURES 67
FIGURE V.10: FLECHE VERTICALE MAXIMALE AUTORISEE Δ POUR DES PONTS FERROVIAIRES..... 70
FIGURE V.11 – FLECHE VERTICALE MAXIMALE CALCULEE SOUS MIDAS CIVIL..... 71

FIGURE VI.1: SECTION EQUIVALENTE VOUSSOIR COURANT 73
FIGURE VI.2: SECTIONS A JUSTIFIER SELON LE GUIDE SETRA..... 74
FIGURE VI.3: FERRAILLAGE DU VOUSSOIR COURANT..... 78
FIGURE VI.4: FERRAILLAGE DU VOUSSOIR COURANT..... 78

FIGURE VII-1 : LIMITES D'UTILISATION DES APPAREILS D'APPUIS. 80
FIGURE VII-2 : COMPOSITION SCHEMATIQUE D'UN APPAREIL D'APPUI A POT 81
FIGURE VII-3 : LES CONDITIONS D'APPUIS. 82
FIGURE VII-4: DEFINITION GEOMETRIQUE D'UN APPAREIL D'APPUIS. 85
FIGURE VII-5 : LE SPECTRE DE REPONSE ELASTIQUE SAE(T) – COMPOSANTE HORIZONTALE 93
FIGURE VII-6 : LE SPECTRE DE REPONSE ELASTIQUE SAE(T) – COMPOSANTE VERTICALE..... 93
FIGURE VII-8: FERRAILLAGE DU DE D'APPUIS SUR CULEE 99
FIGURE VII-7: FERRAILLAGE DU DE D'APPUIS SUR PILE..... 99
FIGURE VII-9 : JOINT GARDE BALLASTE..... 101

FIGURE VIII-1 : DIMENSIONS DE LA PILE LA PLUS HAUTE..... 103
FIGURE VIII-2: ABAQUES DE WALTHER 105
FIGURE VIII-3: VUE EN PLAN DE LA SEMELLE..... 108
FIGURE VIII-4: MODELE 3D DE LA SEMELLE SOUS PILE 109
FIGURE VIII-5: MODELE 3D (MIDAS CIVIL) 110
FIGURE VIII .6: MODELE 3D DE LA CULEE.....114
FIGURE VIII .7 : COTES DE LA CULEE.....115
FIGURE VIII .9 :DISTRIBUTION DU MOMENT MYY SUR LE MUR GARDE GREVE 122
FIGURE VIII .10 :DISTRIBUTION DU MOMENT MXX SUR LE MUR FRONTALE..... 123
FIGURE VIII .11 :DISTRIBUTION DU MOMENT MYY SUR LE MUR EN RETOUR..... 124
FIGURE VIII .12 :DISTRIBUTION DU MOMENT MYY SUR LA SEMELLE 125

LISTE DES TABLEAUX

TABLEAU I.2 : Essai de laboratoire 6

TABLEAU II.1 : Temperature moyenne et mensuelle (°C) (1975-2015)..... 7
Tableau II.1: implantation des appuis de la variante. 9
Tableau II.2: Recapitulation Predimensionnement de la variante. 10
Tableau II.3: implantation des appuis. 12
TABLEAU II.4: Recapitulation de decoupage des voussoirs 12
Tableau II.5: Recapitulation du Predimensionnement de la variante..... 13
Tableau II.6: implantation des appuis. 15
Tableau II.7: Recapitulation du Predimensionnement de la variante..... 16
Tableau II.8: liste des Avantages et inconvenients des trois variantes..... 17
Tableau II.9: Evaluation multicriteres des trois variantes..... 18

TABLEAU III .1 : Caracteristiques du beton 19
TABLEAU III .2 : Caracteristiques du cable de precontrainte 20
TABLEAU III .4 : Contraintes admissibles de traction des armatures passives 21
TABLEAU III .5 : Estimation du poids du aux CCP. 22
TABLEAU III .6 : Poids du tablier. 23
TABLEAU III .7 : Valeurs caracteristiques des charges verticales pour les modeles 25
TABLEAU III .7 : Recapitulatif de calcul des forces de demarrage-freinage..... 26
TABLEAU III .8 : Recapitulatif de calcul des forces de centrifuges. 27

Tableau IV.1: Évaluation des moments flechissants (KN.m) de demi-fleau majore 39
Tableau IV.2: Évaluation des efforts tranchants (KN) de demi-fleau majore 39
Tableau IV.3: Évaluation des Reactions..... 39
Tabeau IV.4: determination basculement de fleau..... 40
Tabeau IV.5: Calcul de nombre de cables de clouage. 42
Tableau IV.6: Valeurs de fbu..... 42
Tableau IV.7: Calcul de dimensions de cales..... 43

Tableau V-1 Nombre de cables de fleau arrete dans chaque voussoir..... 51
Tableau V-2 : Les valeurs de "a" et "b". 52
Tableau V-3 : Trace en plan..... 55
Tableau V-4 : Trace des cables en elevation. 55
Tableau V.5 : Pourcentages (%) des pertes de tension moyennes des cables de fleau. . 60
Tableau V.6 : Contraintes des fibres extremes dans la phase de construction..... 61

TABLEAU V.7 **:** ESTIMATION DU NOMBRE DE CABLES DE CONTINUITE POUR LA TRAVEE PRINCIPALE P9–P10 62
TABLEAU V.8 : L'ALLURE DU TRACE EN PLAN DES CABLES DE CONTINUITE DE LA TRAVEE PRINCIPALE. 63
TABLEAU V.9 : L'ALLURE DU TRACE EN ELEVATION DES CABLES DE CONTINUITE DE LA TRAVEE PRINCIPALE. 63
TABLEAU V-10 : NOMBRE DE CABLES DE CONTINUITE EN TRAVEE DE RIVE 64
TABLEAU V.11 : L'ALLURE DU TRACE EN PLAN DES CABLES DE CONTINUITE DE LA TRAVEE DE RIVE. 65
TABLEAU V.12 : L'ALLURE DU TRACE EN ELEVATION DES CABLES DE CONTINUITE DE LA TRAVEE DE RIVE. 65

TABLEAU VI-1 EFFORTS EXTREMES DANS LE VOUSSOIR COURANT. 74
TABLEAU VI-2 FERRAILLAGE PASSIF DES VOUSSOIRS. 76
TABLEAU VII-1 : DESCENTE DE CHARGES SUR LES APPUIS 82

TABLEAU VII-2 : SURFACE SP DU POT 83
TABLEAU VII-3 : SURFACE SC DU COUSSIN 83
TABLEAU VII-4 : EFFORTS HORIZONTAUX LONGITUDINAUX POUR LES APPAREILS D'APPUI A POT GLISSANTS 84
TABLEAU VII-5 : COEFFICIENT DE DEGRESSIVITE. 84
TABLEAU VII-6 : MODELES DES APPAREILS D'APPUIS 85
TABLEAU VII.7 : LES REACTIONS APPLIQUEES SUR LES APPAREILS D'APPUIS 86
TABLEAU VII.8 DIMENSIONNEMENT EN PLAN DES APPAREILS D'APPUI 86
TABLEAU VII.9: EVALUATION DES DEPLACEMENTS HORIZONTAUX MAXIMALES 88
TABLEAU VII.10 : DIMENSIONNEMENT DE LA HAUTEUR NETTE D'ELASTOMERE 89
TABLEAU VII.11 : DIMENSION DES FRETTES 89
TABLEAU VII.12 : DIMENSION DES APPAREILS D'APPUI RETENUE 90
TABLEAU VII.13 : EVALUATION DES RAIDEURS LONGITUDINALES STATIQUES ET DYNAMIQUES DES APPUIS. 91
TABLEAU VII.14 : EVALUATION EXACTE DES DEPLACEMENTS HORIZONTAUX 92
TABLEAU VII-15 : LES MODES PROPRES 94
TABLEAU VII-16 : VERIFICATION DE LA RESISTANCE A LA COMPRESSION 95
TABLEAU VII-17 : LIMITATION DE LA DISTORSION DANS LE SENS LONGITUDINAL 96
TABLEAU VII-18 : VERIFICATION DE NON-GLISSEMENT 97
TABLEAU VII-19 : DIMENSIONS DES DES D'APPUIS 98
TABLEAU VII-20 : FERRAILLAGE DES DES D4APPUIS 99

TABLEAU VIII-1 : IMPLANTATION ET HAUTEURS DES PILES 102

TABLEAU VIII-2 : SOLLICITATIONS SOUS LES COMBINAISONS LES PLUS DEFAVORABLES DE LA PILE 102
TABLEAU VIII-3 : FERRAILLAGE LONGITUDINAL DE LA PILE 02. 106
TABLEAU VIII-4 : FERRAILLAGE TRANSVERSALE DE LA PILE 02 107
TABLEAU VIII-5 : CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DE LA SEMELLE SOUS PILE 108
TABLEAU VIII-6 : CALCUL DE K_F , KT ET KQ POUR UNE PROFONDEUR DE 12 M. 110
TABLEAU VIII-7 : LES EFFORTS EXTREMES AGISSANT SUR LA SEMELLE SOUS PILE. 111
TABLEAU VIII-8 : LES EFFORTS EXTREMES AGISSANT SUR LES PIEUX 112
TABLEAU VIII- 9: RECAPITULATIF DES ROLES ET DIMENSIONS DES ELEMENTS DE LA CULEE 113
TABLEAU VIII - 10 : CARACTERISTIQUE DU SOL. 115
TABLEAU VIII- 11: POIDS ET POUSSEES DES TERRES. 116
TABLEAU VIII- 12: CARACTERISTIQUES DU BALLAST. 117
TABLEAU VIII - 14 : CARACTERISTIQUE DE LA VOIE. 117
TABLEAU VIII- 15: POUSSEES DUE AU RAILS ET TRAVERSES 117
TABLEAU VIII- 16: CARACTERISTIQUES DES CHARGES LM71 ET SW/2 118
TABLEAU VIII- 17: CHARGE HORIZONTALE DES DIFFERENTES ACTIONS 118
TABLEAU VIII-18: CHARGES VERTICALES APPLIQUEES SUR LA SEMELLE 118
TABLEAU VIII-19: LES ACTIONS SISMIQUES SELON LES RECOMMANDATIONS DU RPOA 2008 119
TABLEAU VIII .20 : EFFORTS D'INERTIE SISMIQUES DE LA STRUCTURE. 119
TABLEAU VIII .21 : CALCUL DES COEFFICIENTS DE POUSSEE 120
TABLEAU VIII .22 : CALCUL DES POUSSEES DYNAMIQUES GLOBALES 120
TABLEAU VIII .23 : POUSSEES DYNAMIQUES DU BALLAST 121
TABLEAU VIII .24 : POUSSEES DYNAMIQUES DE LA VOIE 121
TABLEAU VIII .25 : POUSSEES DYNAMIQUES DE LA CHARGE LM 71 121
TABLEAU VIII .26 : EVALUATION DES EFFORTS AGISSANT SUR LE MUR GARDE GREVE. 122
TABLEAU VIII .27 : EVALUATION DE LA SECTION D'ACIER DANS LES DEUX SENS X-X, Y-Y POUR MGG. 122
TABLEAU VIII .28 : EVALUATION DES EFFORTS AGISSANT SUR LE MUR FRONTALE DANS LE SENS X-X 123
TABLEAU VIII .29 : EVALUATION DES EFFORTS AGISSANT SUR LE MUR FRONTALE DANS LE SENS Y-Y 123
TABLEAU VIII .30 : EVALUATION DE LA SECTION D'ACIER DANS LES DEUX SENS X-X, Y-Y POUR MF. 123
TABLEAU VIII .31 : EVALUATION DES EFFORTS AGISSANT SUR LE MUR EN RETOUR. 124
TABLEAU VIII .32 : EVALUATION DE LA SECTION D'ACIER DANS LES DEUX SENS X-X, Y-Y POUR MR. 124
TABLEAU VIII . 33 : EVALUATION DES EFFORTS AGISSANT SUR LA SEMELLE SUR CULEE 125
TABLEAU VIII .34 : EVALUATION DE LA SECTION D'ACIER DANS LES DEUX SENS X-X, Y-Y POUR LA SEMELLE SOUS CULEE. 125
TABLEAU VIII . 35 : EVALUATION DES EFFORTS AGISSANT SUR LES PIEUX SOUS CULEE 126

INTRODUCTION GENERALE

INTRODUCTION GENERALE

Les infrastructures de transport constituent un levier fondamental pour le développement économique et social d'un pays. Parmi elles, les ponts ferroviaires occupent une place stratégique en assurant la continuité des lignes ferroviaires et en facilitant le transport des personnes et des marchandises sur de longues distances. Ces ouvrages contribuent non seulement à la réduction des temps de trajet et à l'amélioration de la sécurité des déplacements, mais aussi à la diminution de la congestion routière et des émissions de gaz à effet de serre, répondant ainsi aux enjeux actuels de mobilité durable.

Dans ce cadre, l'étude et la conception des ponts ferroviaires représentent une priorité majeure pour les ingénieurs civils et les décideurs publics, soucieux de garantir la performance, la sécurité et la pérennité des infrastructures ferroviaires.

Le présent projet de fin d'études s'inscrit dans cette problématique et porte sur l'étude et la conception détaillée d'un viaduc ferroviaire à double voie situé sur la ligne reliant Beni Mansour à Béjaïa. Cet ouvrage, d'une longueur de 380 mètres, revêt une importance particulière pour le renforcement et le développement du réseau ferroviaire régional. L'objectif principal de ce travail est d'approfondir la maîtrise des différentes étapes de conception, d'analyse et de dimensionnement d'un pont ferroviaire, en mettant l'accent sur les spécificités techniques et structurelles propres à ce type d'ouvrage.

Notre ouvrage est structuré de la manière suivante :

- **Chapitre I** : Présentation de l'ouvrage, ces données naturel et géotechnique.
- **Chapitre II** : Conception générale, choix des variantes, pré-dimensionnement et choix multicritère.
- **Chapitre III** : Analyse des charges, matériaux utilisés et hypothèses de calcul.
- **Chapitres IV, V, VI, VII** : Étude du dimensionnement des éléments du tablier.
- **Chapitre VIII** : Étude de l'infrastructure.

Enfin, nous concluons par une conclusion générale qui résume les principales réalisations et les apprentissages tirés de ce projet.

CHAPITRE I

PRESENTATION DU PROJET

I.1 INTRODUCTION

La conception d'un pont doit répondre à diverses exigences afin d'assurer son rôle de franchissement et de service aux usagers. Elle repose sur des exigences fonctionnelles, garantissant l'adaptabilité de l'ouvrage au tracé ferroviaire ou routier, et sur des contraintes naturelles liées à son environnement. Il est également essentiel de prendre en compte les spécifications du maître d'ouvrage.

I.2 PRESENTATION DU PROJET

I.2.1 Objectif du projet

Notre travail porte sur la conception et l'étude du viaduc situé entre le PK 48+425 et le PK 48+805. Cet ouvrage s'inscrit dans le projet de doublement de la voie et de rectification du tracé afin de permettre une augmentation de la vitesse à 160 km/h sur la ligne reliant Béni Mansour à Béjaïa.

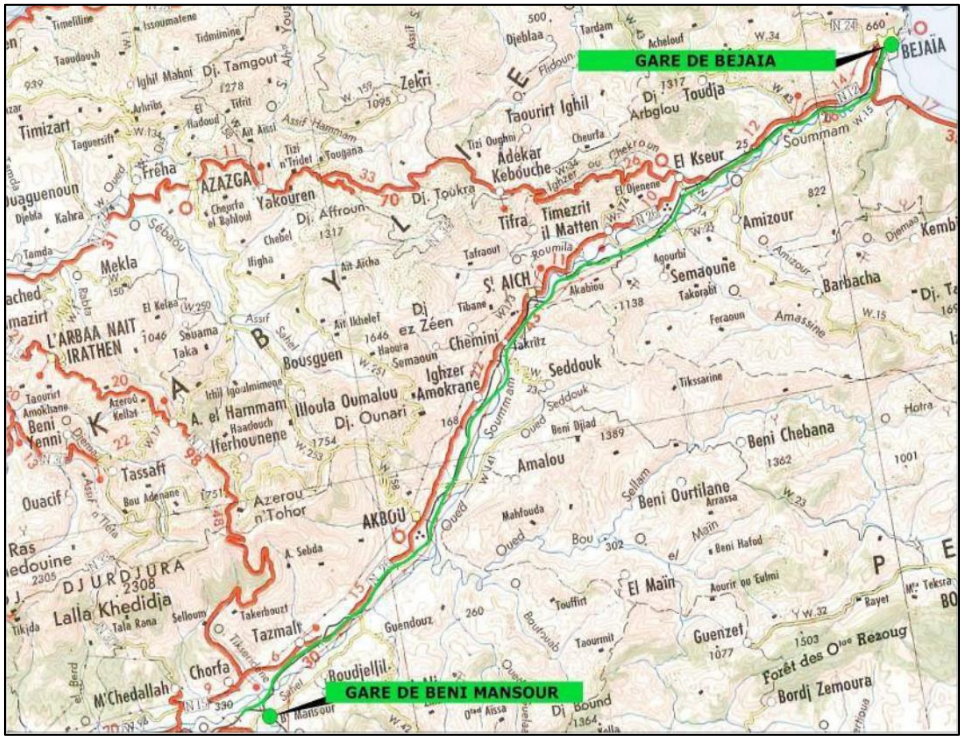


FIGURE I.1 : Ligne ferroviaire Beni Mansour- Béjaïa

I.2.2 Situation du projet

L'ouvrage d'art que nous étudions se trouve au PK 48+425 sur la ligne ferroviaire reliant Béni Mansour à Béjaïa, dans la commune de Sidi Aïch.



FIGURE I.2 : Situation du projet sur Google Earth

I.2.3 L'obstacle à franchir

Le tracé imposé nécessite la construction d'un viaduc traversant une vallée dont la profondeur maximale (TN-FSR) est de 21.14 m.

I.3 LES DONNEES DU PROJET

I.3.1 Les données fonctionnelles

I.3.1.1 Tracé en plan

L'ouvrage mis à l'étude a une longueur totale de 380m, avec les caractéristiques suivantes :

- Du PK 48+425.00 (début du projet) au 48+538.68, courbe, L= 113.68m, R=980m.
- Du PK 48+538.68 au 48+715.68, clothoïde, L= 180 m.
- Du PK 48+715.68 au 48+805.00 (fin du projet), ligne droite, L=89.32m.

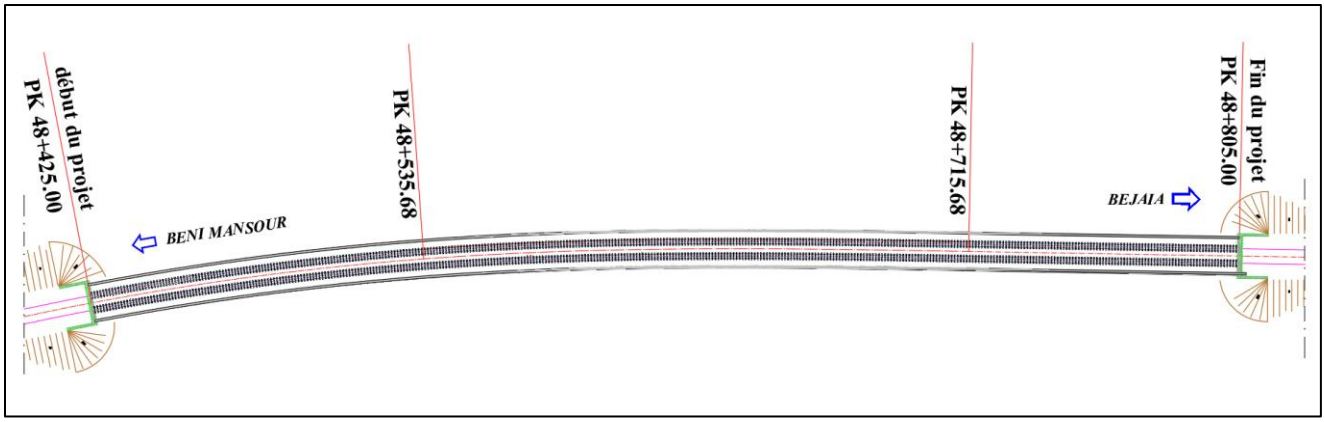


FIGURE I.3 : Tracé en plan

N.B. : Pour l'espacement entre les traverses, on a retenu **e = 0,60 m**, ce qui correspond à environ **1666 traverses par kilomètre**, conformément aux standards techniques couramment adoptés dans les projets ferroviaires européens.

I.3.1.2 Profil en long

Longitudinalement, la voie portée présente une pente constante de 1.5%, allant du PK 48+425 au PK 48+805.

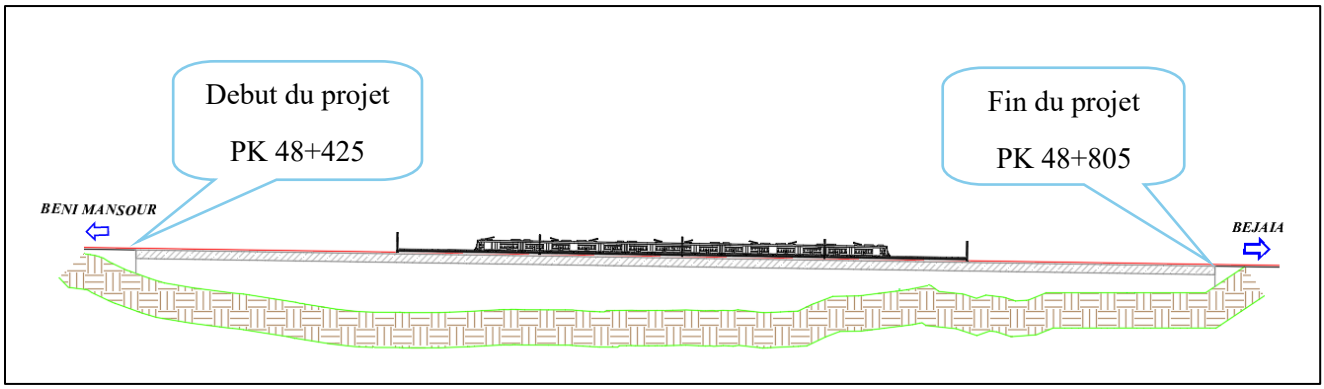


FIGURE I.4 : Profil en long

I.3.1.3 Profil en travers

Le profil en travers de l'ouvrage est défini par les caractéristiques suivantes :

- Largeur totale : 12.80 m
- Nombre de voies : 2
- Ecartement des rails : 1.50 m

— Entraxe des voies : 4.80 m

— Pente transversale en toit : 2%

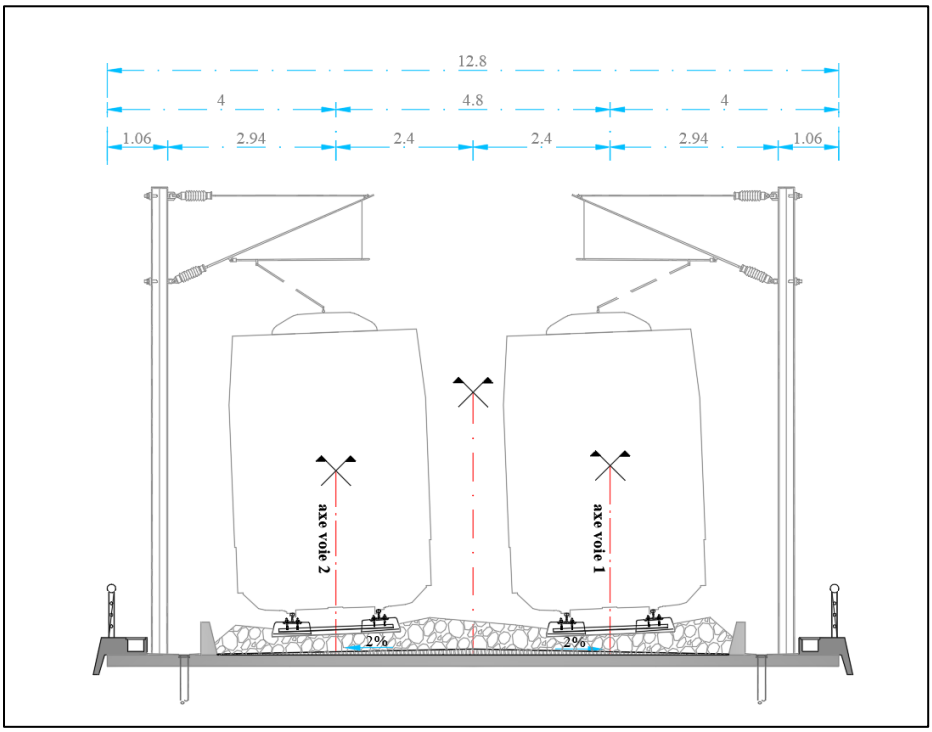


FIGURE I.5 : Profil en travers

I.3.2 Les données naturelles

I.3.2.1 Topographie

D'après le levé topographique et l'analyse des images satellitaires, le projet est situé dans une zone à relief vallonné.

I.3.2.2 Sismicité du site

Selon le RPOA 2008, la wilaya de Béjaïa est classée en zone de sismicité moyenne (Zone II-a). L'ouvrage étant considéré comme un pont stratégique (Groupe 1), le coefficient d'accélération de zone à prendre en compte est A = 0,25 (RPOA, tableau 3.1).

I.3.2.3 Géotechnique

Dans le cadre de l'étude du viaduc, le laboratoire en charge a réalisé les investigations suivantes:

— **In-situ :**

Cinque (05) sondages carottés, de 40.00m de profondeur chacun, selon la norme XP P 94-011.

Cinq (05) sondages pressiométriques, de 40.00m de profondeur, avec un essai tous les 2 m, conformément à la norme NF P 94-110.

Des piézomètres équipent les sondages carotte pour avoir une approche sur le niveau de la nappe phréatique, conformément à la norme NF P 94-157-1.

— **Essai de laboratoire**

Les échantillons récupérer lors des sondages carotte, ont été soumis aux différents essais de laboratoire suivant :

TABLEAU I.2 : Essai de laboratoire

Essai	Description	Norme
Essais Physiques	Analyse granulométrique (tamisage à sec)	NF P 94-056
	Analyse granulométrique (par méthode de sédimentation)	NF P 94-057
	Teneur en eau	NF P 94-050
	Masse volumique	NA 5210
	Limite d'Atterberg	NF P 94-051
Essais Mécaniques	Cisaillement direct	NA 16218
	Essai œdométrique	XP P 94-090-1
	Essai de compression simple	NF EN 13286-41
Essais chimiques	Teneur en matières organique	NA 16209
	Teneur en sulfates	NF P 18-011
	Teneur en carbonate	XP P 94-011
	Teneur en chlorures	NF P 18-011

- Le sol a été classé dans la catégorie S3 (site meuble) selon le tableau 3.2 du règlement RPOA 2008, en se basant sur les valeurs moyennes harmoniques de la pression limite et du module pressiométrique. (ANNEXE A-exemple d'un essai pressiométrique)

I.3.2.4 Température

Sur la base des données recueillies sur une période de 45ans (1970 à 2015), on déduit globalement une température moyenne annuelle de 18,39°C, avec des minima de 7,3°C (moyenne mensuelle minimale), correspondant au mois le plus froid (Février), et de 30,3°C (moyenne mensuelle maximale), correspondant au mois le plus chaud (Aout).

TABLEAU II.1 : Température moyenne et mensuelle (°C) (1975-2015)

Période	Mois	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D
1970	M	16,7	17	18,5	22 ,9	23	26,3	29,5	30, 3	28,3	25,7	21	18
A	M	7,8	7,3	9,1	11,2	13,8	17,3	20,3	21,5	19,2	16,1	11,9	8,7
2015	M+m/2	12,25	12,15	13,8	17,05	18,4	21,8	24,9	25,9	23,75	20,9	16,45	13,35

Source : station météorologique sise à l'aéroport de Bejaïa et infoclima.fr

I.4 CONCLUSION

La collecte des données naturelles et fonctionnelles du pont, ainsi que celles relatives à son emplacement, constitue une étape essentielle avant le début de l'étude. Cette analyse préliminaire s'appuie en partie sur les documents fournis par l'ensemble d'organismes participant au projet.

CHAPITRE Ⅱ

CONCEPTION GENERALE

II.1 INTRODUCTION

Dans ce chapitre, nous explorerons plusieurs alternatives de conception pour le pont ferroviaire, en tenant compte des critères techniques, économiques et esthétiques. Le choix du type d'ouvrage sera guidé par plusieurs éléments clés : la portée, le profil en long…

Une analyse multicritère sera réalisée pour évaluer les différentes propositions et sélectionner la variante la plus appropriée. Cette variante fera ensuite l'objet d'une étude détaillée.

II.2 CRITERES DE CHOIX DU TYPE D'OUVRAGE

Pour le choix du type d'ouvrage, on prend en considération les éléments principaux suivant :

- Economie et possibilité d'exécution.
- L'implantation des appuis.
- Tracé en plan et profil en long de la voie portée.
- L'utilité de l'ouvrage.
- Géométrie en plan des appuis par rapport à l'axe de l'ouvrage.
- Nature du terrain du fond du cours d'eau ou de la rivière
- Les conditions topographiques et géotechnique
- Hauteur disponible.
- Cout de tablier et remblais d'accès.

Cette opération fait appel à l'expérience et les connaissances de l'ingénieur.

II.3 PESENTATION DES VARIANTES

Dans l'étude des variantes, nous présentons le travail de conception du pont ferroviaire. L'objectif est de sélectionner la solution la plus économique et avantageuse pour l'ouvrage. Pour cela, nous limitons notre choix à trois variants :

- **Variante 1 :** pont a poutres en béton précontrainte de type VIPP
- **Variante 2 :** Pont Voussoirs a hauteur constante en béton précontrainte construit par en-corbellements Successifs.
- **Variante 3 :** Pont mixte bi-poutre hyperstatique.

Nota : Puisque le Guide Sétra est conçu pour les ponts routiers, et étant donné que notre étude porte sur un pont rail, les valeurs ont été majorées afin de prendre en compte les contraintes spécifiques du trafic ferroviaire.

II.3.1 Variante 1 : « pont a poutres en béton précontrainte de type VIPP »

Les ponts à poutres préfabriquées de type VIPP (Viaduc à travées Indépendantes à Poutres Préfabriquées précontraintes par post-tension) marquent une avancée majeure en ingénierie structurelle. Cette méthode innovante applique des forces de précontrainte après le durcissement du béton, renforçant ainsi la résistance et la durabilité des ouvrages. Les ponts VIPP offrent des solutions plus légères, plus résistantes et plus économiques que les techniques traditionnelles.

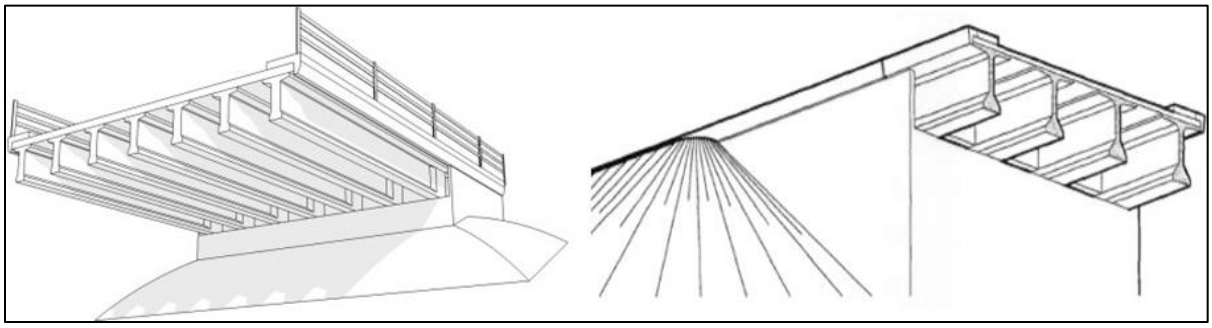


FIGURE II.1: Morphologie générale d'un pont a poutres en béton précontrainte VIPP

II.3.1.1 Prédimensionnement de la superstructure

a. Conception longitudinale

Pour cette variante, on propose un pont à poutres de type VIPP composé de dix (10) travées de 39 m de longueur, ce qui nous donne une longueur totale de 391m.

Tableau II.1: implantation des appuis de la variante.

Pile / Culée	PK
C1	PK 48+418.00
P1	PK 48+456.70
P2	PK 48+496.10
P3	PK 48+535.50
P4	PK 48+574.80
P5	PK 48+614.10
P6	PK 48+653.40

P7	PK 48+692.60
P8	PK 48+731.70
P9	PK 48+770.80
C2	PK 48+809.30

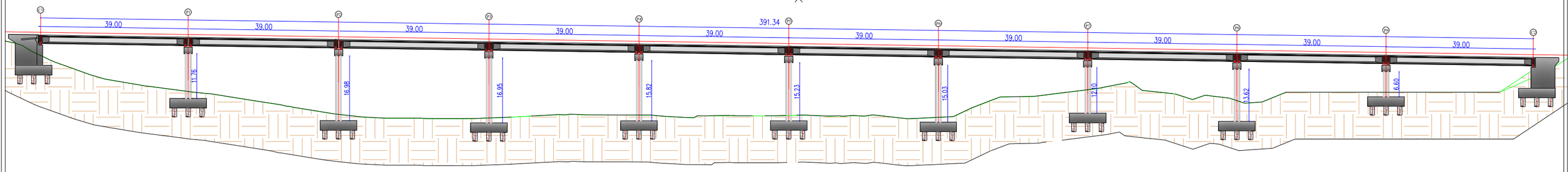
b. Conception transversale

Notre tablier, d'une largeur de 12,80 m, repose sur sept poutres de 2 m de hauteur, espacées de 1,93 m. Le prédimensionnement a été réalisé conformément au guide de conception SETRA [VIPP/1996]. Les dimensions détaillées sont présentées dans le tableau suivant :

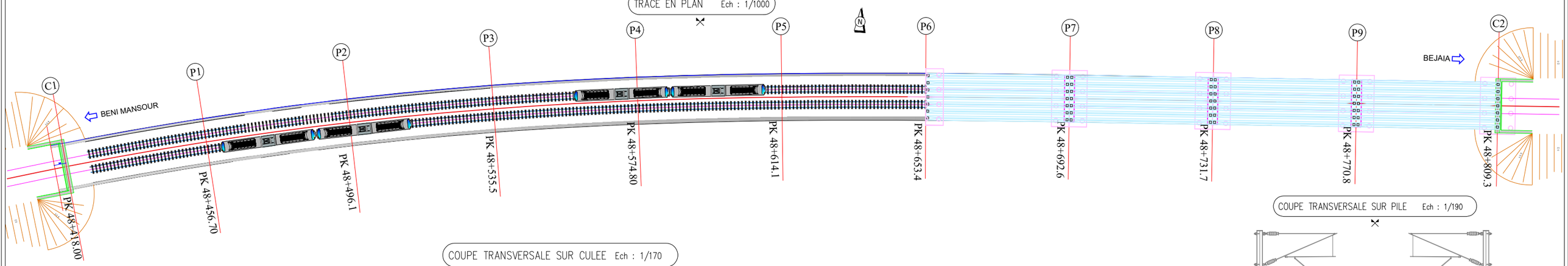
Tableau II.2: Récapitulation Prédimensionnement de la variante.

Elément	Ration usuel	Valeur retenu
Longueur totale de la poutre	30 – 45 m	39 m
La hauteur totale du tablier	$L/20 < H_t < L/16$	2.25 m
L'épaisseur de la dalle	$20 \leq e \leq 30$	25 cm
Hauteur de la poutre	$H_p = Ht - e$	2 m
Nombre des poutres	$N= La / d +1$	7
La largeur de la table de compression	$b \geq 0,6 \times Hp$	1.2 m
Épaisseur de la table de compression	$12\ cm \leq e1 \leq 15\ cm$	15 cm
La largeur du talon	$60\ cm \leq L_t \leq 90\ cm$	60 cm
Épaisseur du talon	$10\ cm \leq Et \leq 20\ cm$	15 cm
Épaisseur de l'âme b0 à mi- travée	$b0 \geq \{3\Phi; \Phi + 14\}$	25 cm
Épaisseur de l'âme b0 en zone d'about	/	60 cm
L'épaisseur de l'entretoise	$0.25\ m \leq e \leq 0.3m$	0.3 m
Hauteur de l'entretoise	$H > 0.5m$	1.5 m

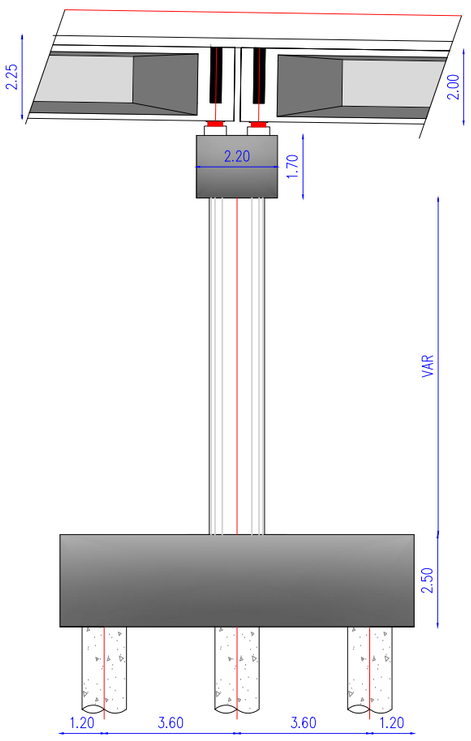
PROFILE EN LONG Ech : 1/1000



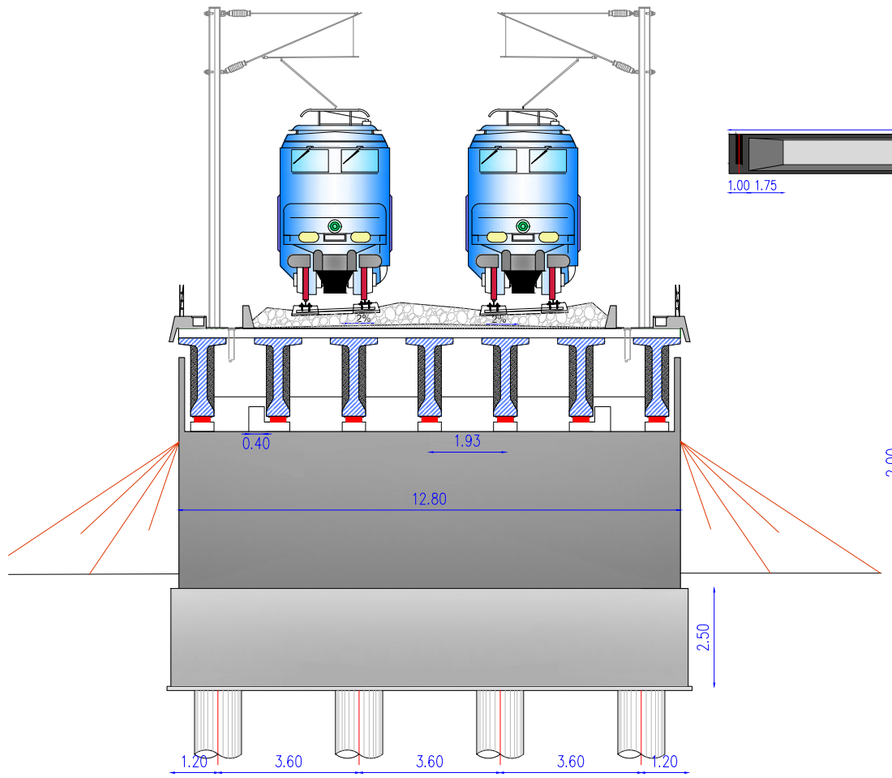
TRACE EN PLAN Ech : 1/1000



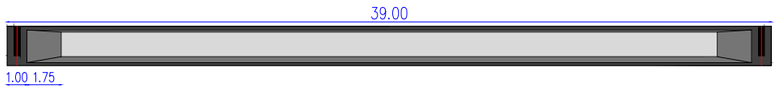
COUPE LONG AU NIVEAU DE LA PILE Ech : 1/170



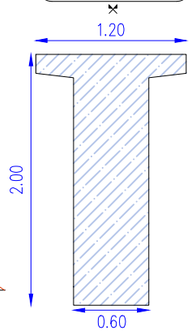
COUPE TRANSVERSALE SUR CULEE Ech : 1/170



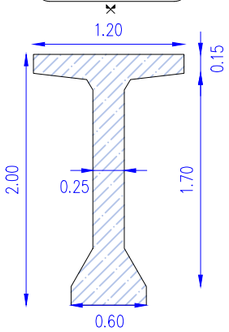
COUPE LONG SUR POUTRE Ech : 1/320



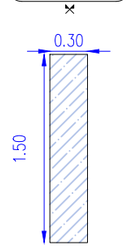
SECTION D'ABOUT Ech : 1/40



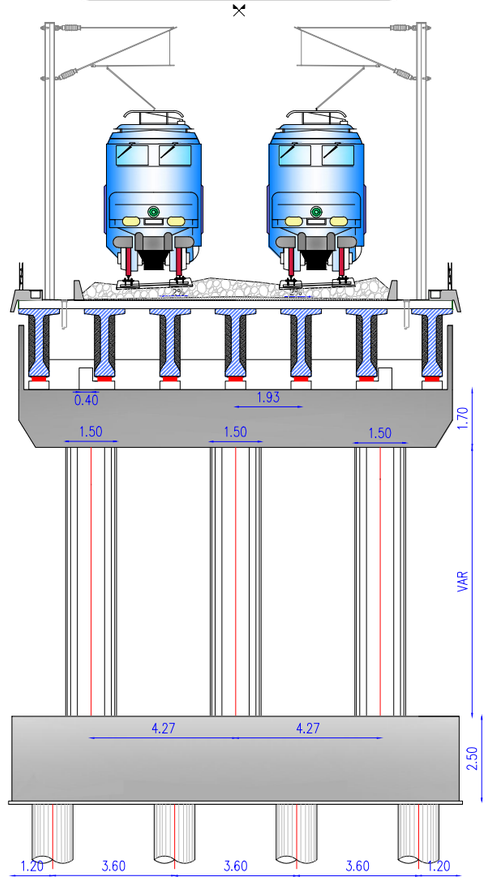
SECTION MEDIANE Ech : 1/40



ENTRETOISE Ech : 1/40



COUPE TRANSVERSALE SUR PILE Ech : 1/190



PROJET DE FIN D'ETUDE	Réalisé par	CHAPITRE II	VARIANTE N°1	Planche N°	Année universitaire
CONCEPTION ET ETUDE D'UN VIADUC AU PK 48 SUR LA LIGNE FERROVIARE BEN MANSOUR /BEJAIA	KHALFOUNE Youcef BENZENATI Omar	CONCEPTION ET PRÉ-DIMENSIONNEMENT	PONT A POUTRES PREFABRIQUEES PRECONTRAINTES DU TYPE VIPP	1/1	2024 / 2025

ENSTP
المدرسة الوطنية العليا للأشغال العمومية
Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics
National School of Built and Ground Works Engineering

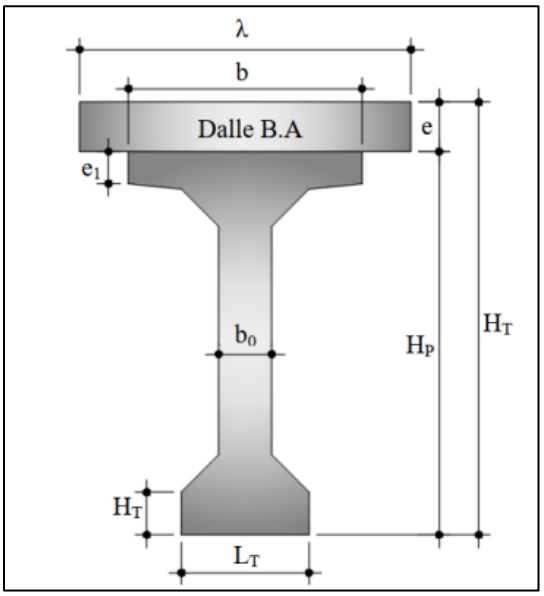


Figure II.2: Notation des dimensions

II.3.2 Variante 2 : « pont voussoir a hauteur constante en béton précontraint construit par encorbellements successifs coulé sur place »

La construction des ponts à voussoirs se fait sans cintres ni échafaudages au sol, en avançant par segments successifs appelés voussoirs. Chaque voussoir est construit en encorbellement par rapport au précédent. Une fois achevé, des câbles de précontrainte sont tendus à ses extrémités, le solidarisant avec les voussoirs précédents pour former une structure autoporteuse, permettant ainsi la poursuite de la construction.

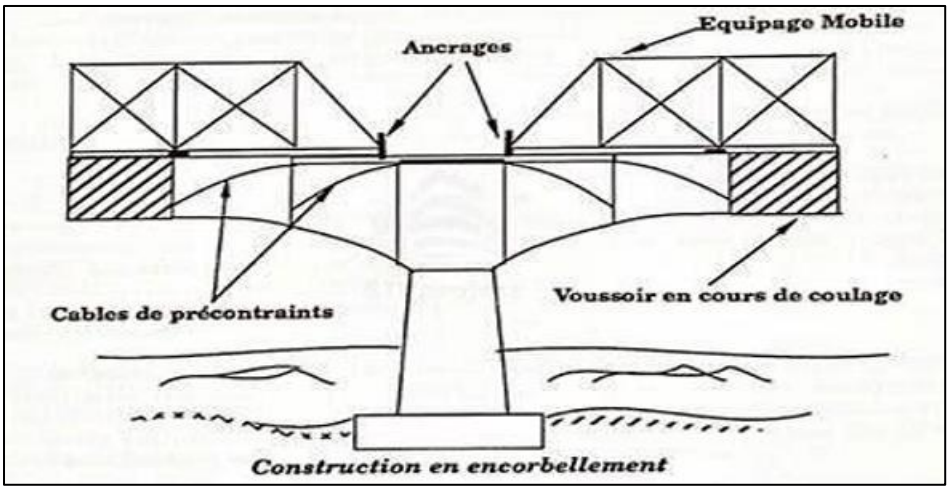


Figure II.3: Schéma habituel d'un pont construit par l'encorbellement successif.

II.3.2.1 Prédimensionnement de la superstructure

a. Conception longitudinale

Nous proposons pour cette variante de projeter un pont voussoirs de hauteur constante avec six travée principale de 53 m et deux travées de rive de 32 m (60% de la travée principale), donc la longueur totale du pont sera égale à 383.2 m.

Tableau II.3: implantation des appuis.

Pile / Culée	PK
C1	PK 48+424.00
P1	PK 48+456.00
P2	PK 48+509.00
P3	PK 48+562.00
P4	PK 48+615.00
P5	PK 48+668.00
P6	PK 48+721.00
P7	PK 48+774.00
C2	PK 48+806.00

b. Découpage des voussoirs

Pour un ouvrage dont les voussoirs coulés sur place on distingue quatre types de voussoirs :

TABLEAU II.4: Récapitulation de découpage des voussoirs

Type de voussoirs	**Ratio usuel**	**Valeur retenue**	**Nombre de voussoirs**
Voussoirs sur pile	8 à 10 m	8 m	7
Voussoirs de clavage	1.5 à 3 m	1.8 m	8
Voussoirs courants	2.5 à 4 m	3.6 m	7 (2 × 6) = 84
Partie coulée sur cintre (étaiements)	/	5.4 m	2
$Nombre\ de\ voussoir$s = 7 + 8+ 84 + 2 = 101			

c. Conception transversale

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

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

Elément		Ration usuel	Valeur retenue
Largeur du voussoir		B	12.8m
Largeur d'encorbellement		$C = B/4$	3.2m
Entre axe des âmes		$D = B - 2C$	6.4m
Epaisseurs de l'hourdis supérieur	e_1	$e_1 \geq$ 16 à 18 cm	20cm
	e_2	C/8 $\leq e_2 \leq$ C/7	50cm
	e_3	e_3 = 10 + D/25 avec ($e_3 > e_2 - 10$ et $e_3 > 1.5\ e_4$)	50cm
	e_4	$D/30 \leq e_4 \leq D/25$	30cm
Gousset supérieur		$30° \leq \beta \leq 45°$	40°
Gousset inferieur		$40° \leq \gamma \leq 45°$	30°
Inclinaison de l'âme		10% ≤ α ≤ 30%	10
Epaisseur de l'âme (Ea)		Ea_{min}=L/275 +1.25* B/L-0.125 Ea ≥ 26 + L/500	45cm
Epaisseur de l'hourdis inf		$Ep=Ec \geq max$ {18 ;3ϕ; $Ea/3$}	35cm
Hauteur du voussoir hp		1/16<hp<1/15	3.5m

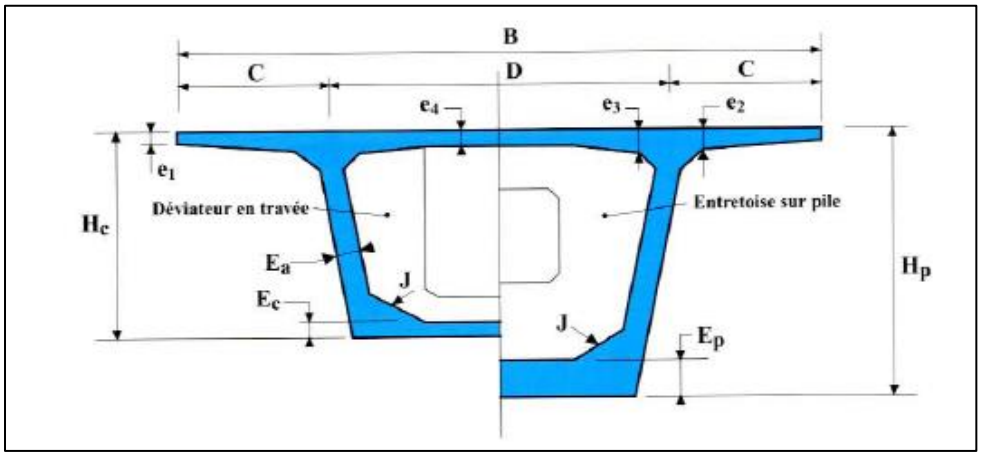
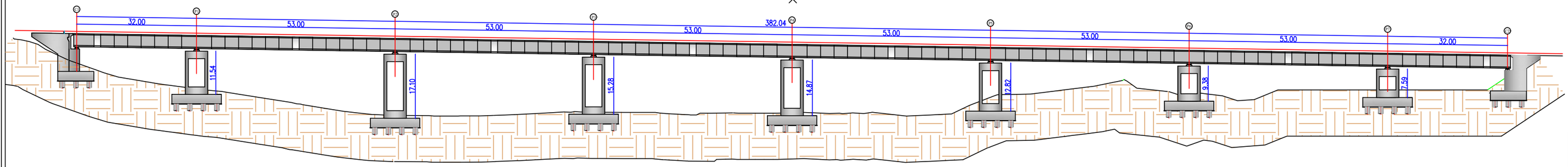
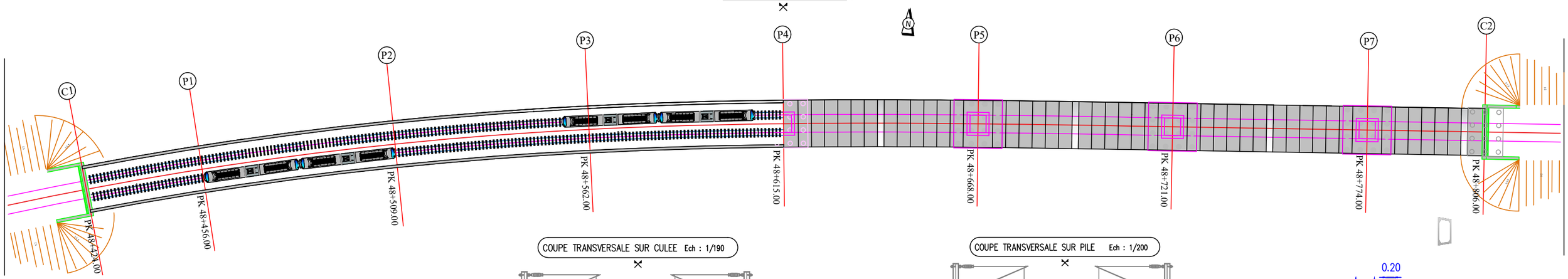


Figure II.4: Notation des dimensions

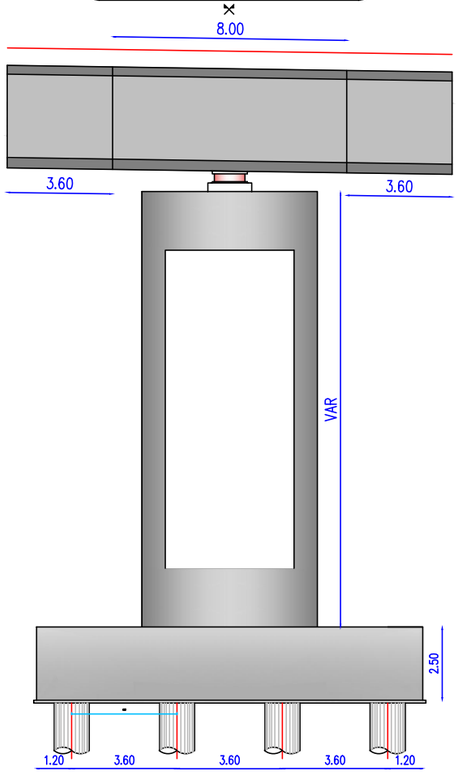
PROFILE EN LONG Ech : 1/350



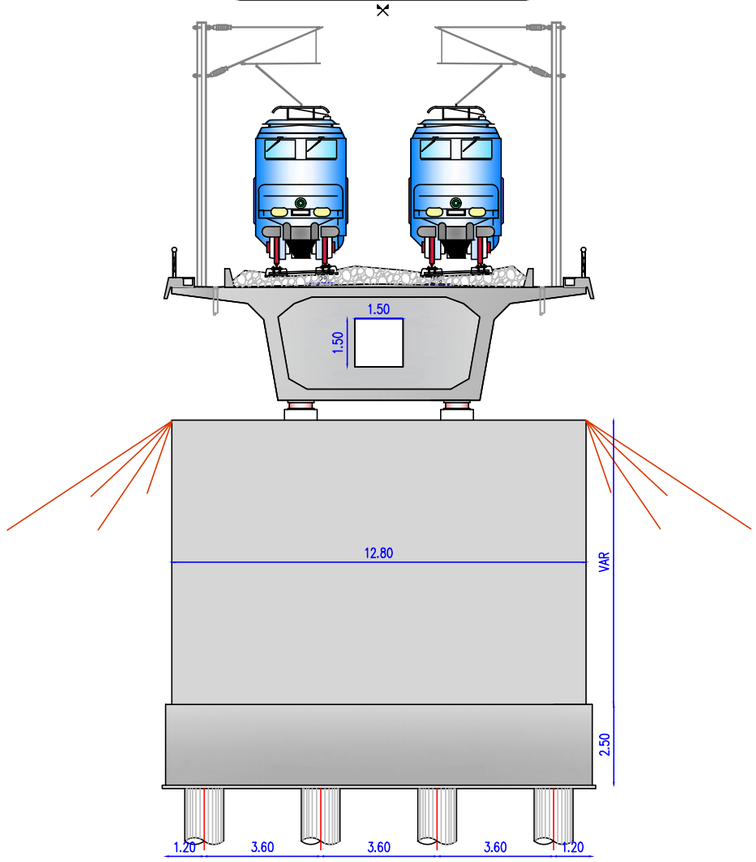
TRACE EN PLAN Ech : 1/350



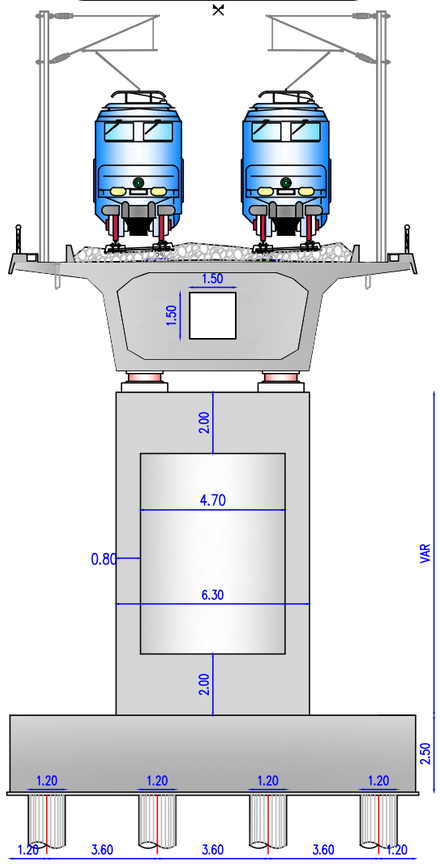
COUPE LONG AU NIVEAU DE LA PILE Ech : 1/210



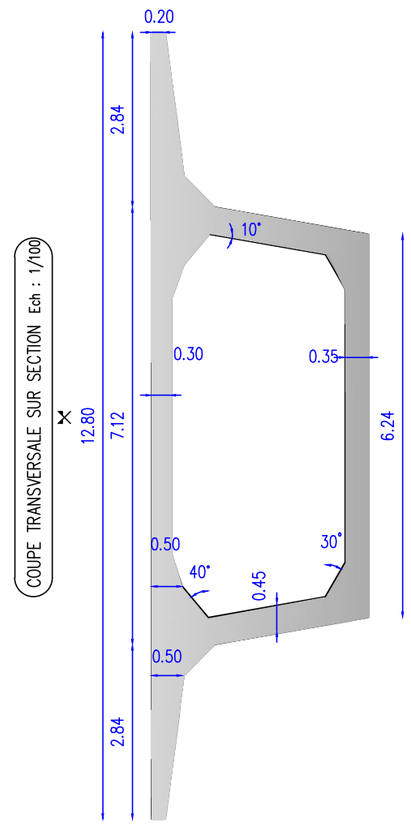
COUPE TRANSVERSALE SUR CULEE Ech : 1/190



COUPE TRANSVERSALE SUR PILE Ech : 1/200



COUPE TRANSVERSALE SUR SECTION Ech : 1/100



PROJET DE FIN D'ETUDE	Réalisé par	CHAPITRE II	VARIANTE	Planche N°	Année universitaire
CONCEPTION ET ETUDE D'UN VIADUC AU PK 48 SUR LA LIGNE FERROVIARE BEN MANSOUR /BEJAIA	KHALFOUNE Youcef BENZENATI Omar	CONCEPTION ET PRÉ-DIMENSIONNEMENT	PONT VOUSSOIR A HAUTEUR CONSTANTE EN BETON PRECONTRAINT CONSTRUIT PAR ENCORBLLEMENTS SUCCESSIFS	1/1	2024 / 2025

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

II.3.3 Variante 03 : « pont mixte bipoutre »

Les ponts mixtes bipoutre, considérés comme des ponts standard, fonctionnent en flexion longitudinale. Ils sont composés de deux poutres principales solidarisées par des entretoises, qui maintiennent l'écartement entre les poutres et résistent aux moments de torsion. La dalle en béton armé repose sur un profilé métallique, et la connexion entre la dalle et les poutres est assurée par des connecteurs.

Ces ponts sont adaptés aux ouvrages élancés ou très courbés, avec des portées usuelles allant de 30 à 110 m pour les travées continues et de 25 à 90 m pour les travées indépendantes.

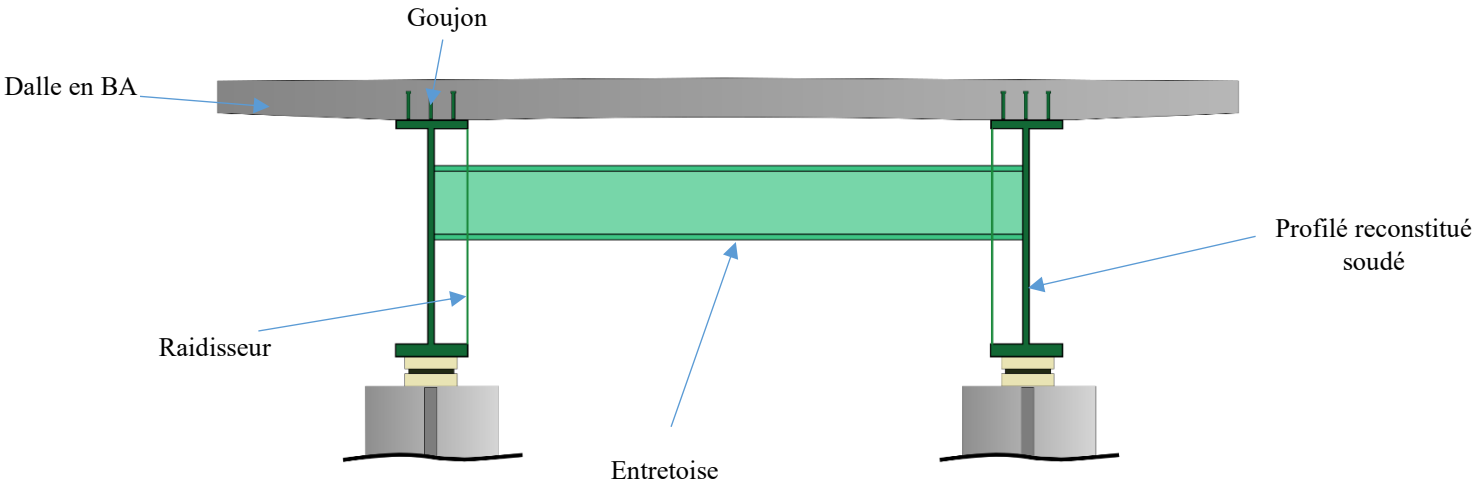


Figure II.5 Coupe transversale et notation des différents éléments du pont mixte bipoutre

II.3.3.1 Prédimensionnement de la superstructure

a. Conception longitudinale

Pour cette variante, nous proposons un pont mixte bipoutre à travées continues et à hauteur constante. L'implantation des culées donne une longueur totale de 391 m, répartie en 4 travées principales de 71m chacune et deux travées de rive de 53.68 m.

Tableau II.6: implantation des appuis.

Pile / Culée	PK
C1	PK 48+424.00
P1	PK 48+471.68
P2	PK 48+542.68
P3	PK 48+613.68
P4	PK 48+684.68
P5	PK 48+755.68
C2	PK 48+809.30

b. Conception transversale

Le prédimensionnement a été fait selon le guide de conception SETRA et CALGARO.

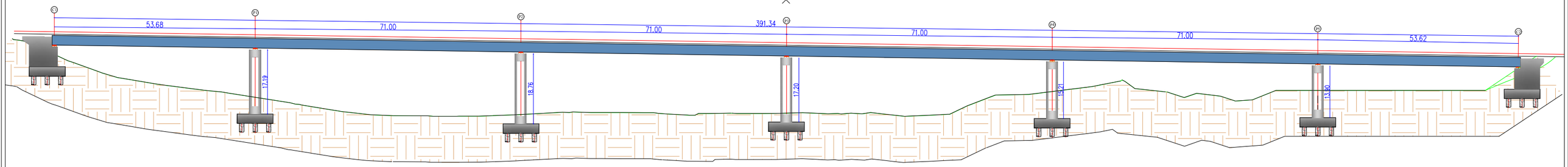
Le pont est supporté par deux poutres PRS principales, espacées de 7,00 m et reliées par des entretoises (IPE 600) tous les 7.9 m. on a ajouté des raidisseurs sur les deux poutres. Une dalle en béton armé d'une épaisseur Variant est fixée aux poutres principales à l'aide de goujons.

Pour les ponts courbe, les efforts dans la poutre courbe sont majorés par rapport une poutre rectiligne de la même portée.

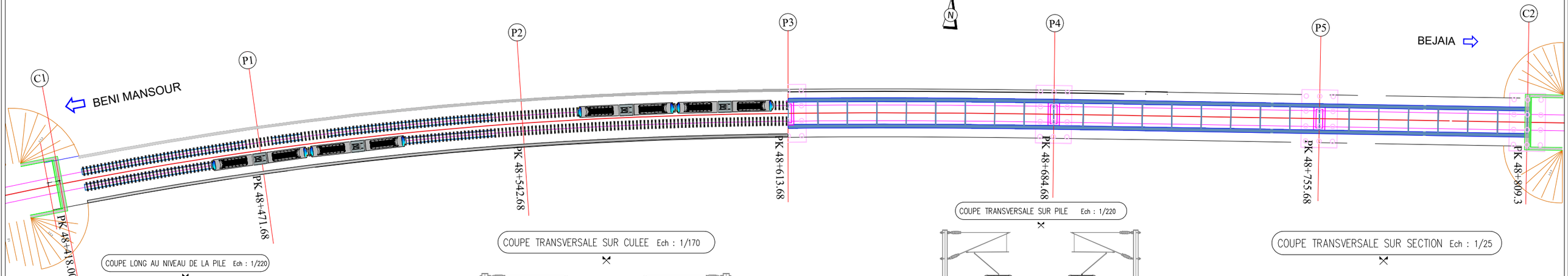
$M=\frac{ql2}{8}(1+\frac{5l2}{24Rb})=15,3\%$

En prendre en considération une majoration de 15,3% dans les dimensions de la poutre.

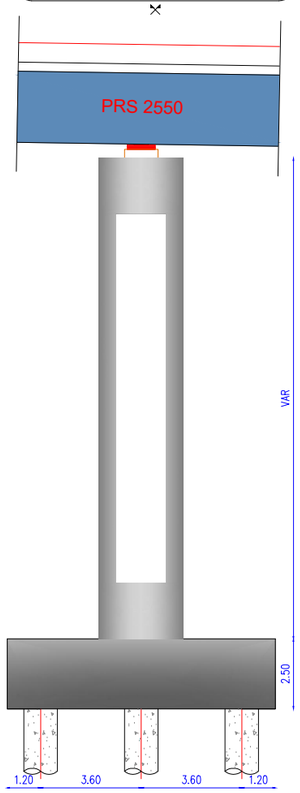
PROFILE EN LONG Ech : 1/350



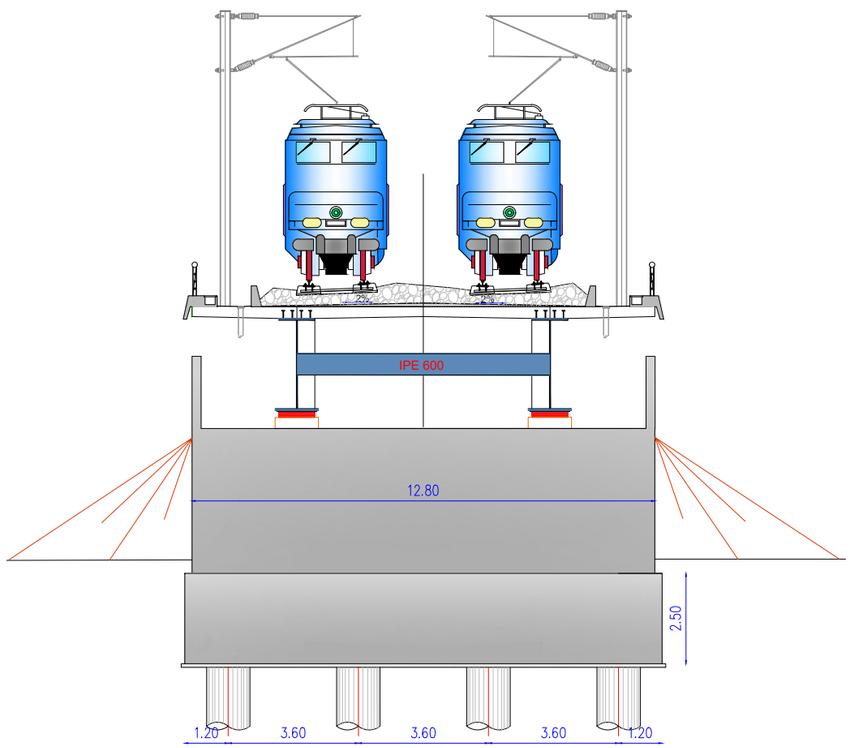
TRACE EN PLAN Ech : 1/350



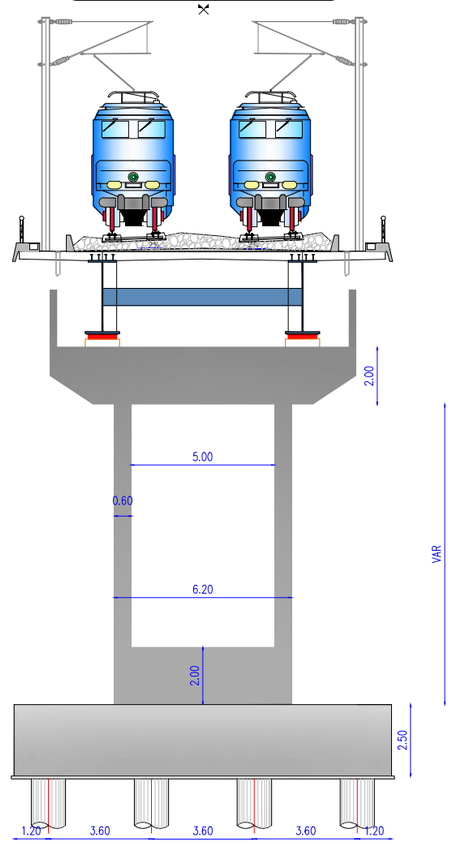
COUPE LONG AU NIVEAU DE LA PILE Ech : 1/220



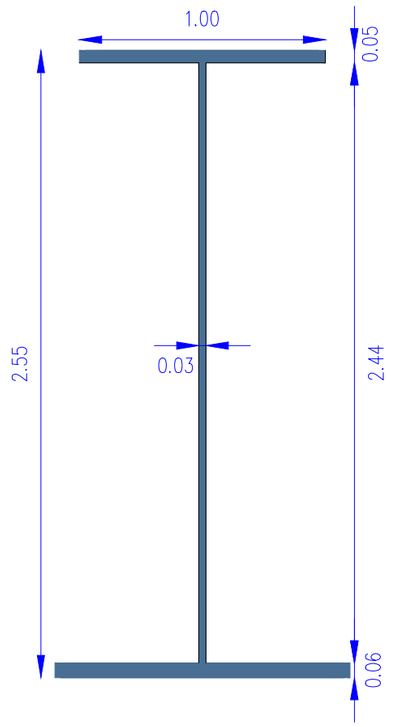
COUPE TRANSVERSALE SUR CULEE Ech : 1/170



COUPE TRANSVERSALE SUR PILE Ech : 1/220



COUPE TRANSVERSALE SUR SECTION Ech : 1/25



PROJET DE FIN D'ETUDE	Réalisé par	CHAPITRE II	VARIANTE	Planche N°	Année universitaire
CONCEPTION ET ETUDE D'UN VIADUC AU PK 48 SUR LA LIGNE FERROVIARE BEN MANSOUR /BEJAIA	KHALFOUNE Youcef BENZENATI Omar	CONCEPTION ET PRÉ-DIMENSIONNEMENT	PONT MIXTE BIPOUTRE	1/1	2024 / 2025

ENSTP
المدرسة الوطنية العليا للأشغال العمومية
Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics
National School of Built and Ground Works Engineering

Tableau II.7: Récapitulation du Prédimensionnement de la variante.

Elément	Ration usuel		Valeur
Entraxe des poutres	$L = 0{,}55L_T$		7.00 m
Epaisseur de la dalle	$0.13 + \frac{L - LT}{50}$ au droit des poutre		0.32 m
	$0.12 + \frac{L}{50}$ au centre du tablier		0.27 m
Hauteur des poutre	Largeur h_p	H= L /28	2550 mm
L'âme de la poutre	Largeur h_w	$h_w = h_p - (t_b + t_i)$	2440mm
	Épaisseur t_w	$t_w \geq 0.005 \times h_w = 11.2\text{mm}$	30mm
Semelle inferieur	Largeur b_s	$(0.25 + \frac{L_T}{40} + \frac{X}{125})\,(0.92 + \frac{X}{150})$	1120mm
	Épaisseur t_b	$20 \leq t_b \leq 150$	60mm
Semelle supérieur	Largeur b_i	$B_{inf} - 0.02$	1000mm
	Épaisseur t_i	$20 \leq t_i \leq 150$	50mm

II.4 ANALYSE MULTICRITERE

II.4.1 Comparaison entre les 03 variantes

L'objectif de cette analyse est d'optimiser le processus décisionnel en comparant les quatre variantes proposées à l'aide de critères prédéfinis. Chaque variante sera évaluée sur des aspects techniques (étude et réalisation), économiques (coûts des matériaux, matériels, personnel, délais et entretien) et esthétiques (élancement, nombre d'appuis, qualité des parements, etc.).

Tableau II.8: liste des Avantages et inconvénients des trois variantes.

Variants	Avantages	Inconvénients
Variante 01 : Pont à poutres préfabriquées précontraintes par post-tension (VIPP)	• Ne nécessite pas une main-d'œuvre hautement qualifiée ni une grande expérience. • Permet une utilisation optimale et répétée des coffrages. • Maîtrise de la préfabrication des poutres • Leur fonctionnement isostatique qui lui permet d'être insensible aux tassements différentiels des appuis	. • Le mode de construction ne convient pas aux terrains difficiles. • La portée de ce type d'Ouvrage limitée à 40m. • Entraîne des dépenses initiales et d'entretien élevées. • Plus rentable pour un nombre important de poutres préfabriqués.
Variante N° 02 : Pont voussoir a hauteur constante en béton précontraint construit par encorbellements successifs.	• On peut atteindre des portées plus grandes, donc moins de piles. • Franchir des vallées très profondes • Facilité de franchissement en courbe • Ouvrage élancé avec qualité architecturale	• L'ouvrage est très lourd. • Portées limitées (60/65 m) • L'exécution nécessite une main- d'œuvre qualifiée notamment la mise en tension des câbles de précontraintes. • Le procédé est lent à cause du nombre important des voussoirs (ils sont très courts par rapport à la longueur de l'ouvrage)
Variante 03: Pont mixte bi-	• La possibilité de franchir des grandes portées. • La qualité architecturale qui s'attache à la netteté. • La rapidité de l'exécution. • La facilité de franchir en courbe.	• La fatigue dans les assemblages et la corrosion des aciers. • La demande d'une main-d'œuvre qualifiée et un contrôle strict surtout pour l'opération du soudage. • Entretien périodique. • Sensibilité au gradient thermique.

II.4.2 Devis estimatif et quantitatif

Les variantes deux et trois sont les plus coûteuses, tandis que la première est la plus économique. Le tableau suivant résume les résultats de notre analyse afin de déterminer la variante la plus appropriée pour notre étude, qui sera développée dans les chapitres suivants.

Tableau II.9: Evaluation multicritères des trois variantes.

Critère		Var 1	Var 2	Var 3
Exécution		4/6	4/6	6/6
Esthétique		3/5	5/5	4/5
Entretien		3/4	4/4	2/4
Économie		5/5	4/5	3/5
Coût	S (m²)	5048.5	4910.5	5048.5
	PU (DA/m²)	350.000	400 000	420 000
	Prix total	1 766 975 000	1 964 200 000	2 120 370 000
Note totale		15/20	17/20	15/20

Nota : L'estimation du coût d'un ouvrage basée uniquement sur sa surface en plan peut être trompeuse lorsque les piles sont élancées. Par exemple, un pont à voussoirs avec de longues travées nécessite moins d'appuis, contrairement à un pont à poutres, où les travées plus courtes impliquent un plus grand nombre de piles, ce qui augmente le coût global.

II.5 CONCLUSION

En prenant en compte tous les critères, la variante choisie ayant obtenu le score le plus élevé est la variante 2, en raison de sa supériorité en termes d'économie, de facilité d'exécution et d'entretien, avec un total de 17/20.

CHAPITRE Ⅲ

HYPOTHESES DE CALCUL ET ANALYSE DES CHARGES

III.1 INTRODUCTION

Ce chapitre vise à définir et évaluer les principales actions agissant sur l'ouvrage, en prenant en compte les charges permanentes ainsi que les actions d'origine fonctionnelle et naturelle pouvant survenir tout au long de sa durée de vie. Pour cela, nous commencerons par présenter les matériaux de construction, leurs caractéristiques, ainsi que les normes et règlements en vigueur en Algérie.

III.2 NORMES ET REGLES DE CALCUL

- **Règles B.A.E.L 91 modifié 99** : règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé, suivant la méthode des états limites.
- **Règles B.P.E.L.91 modifié 99** : règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton précontraint, suivant la méthode des états limites.
- **Eurocode 1** : actions sur les structures, densités, poids propre et charges d'exploitation.
- **RPOA 2008** : règles parasismiques applicables au domaine des ouvrages d'art.
- **Fascicule 62 titre 5** : règles techniques de conception et de calcul des fondations des ouvrages de génie civil.
- **NF EN 1337-5** : Appareils d'appui structuraux : Appareils d'appui à pot
- **Code UIC 776-1** : charges à prendre en considération dans le calcul des ponts rails.
- **Code UIC 774-3** : Interaction voie/ouvrages d'art recommandations pour les calculs.
- **Guides SETRA.**

III.3 CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX

Les caractéristiques du béton ainsi que des aciers actifs et passifs utilisés pour la construction de l'ouvrage sont présentées ci-dessous.

III.3.1 Béton

TABLEAU III .1 : Caractéristiques du béton

	Superstructure	**Infrastructure**
f_{c28} **(MPa)**	40	30
f_{t28} **(MPa)**	3	2.4

N.B : la densité du béton armé est de 25 kN/m^3.

III.3.2 Armatures

Les aciers utilisés dans l'ouvrage en béton précontraint sont de deux types :

- **Aciers passifs** : pour reprendre les efforts tranchants et limiter les fissures
- **Aciers actifs** : pour la précontrainte

III.3.2.1 Armatures passives

Ce sont des aciers à haute adhérence de nuance Fe E500

- La limite d'élasticité : f_e=500 MPA
- Module de la déformation élastique Es = 200 GPa

Les diamètres commerciaux des barres HA indépendants sont (en mm) :

8 10 12 14 16 20 25 32 40

III.3.2.2 Armatures de précontrainte

Les armatures actives sont des câbles Freyssinet dont les détails sont montrés dans le tableau III.2 ci-dessous.

TABLEAU III .2 : Caractéristiques du câble de précontrainte

Caractéristique		**Clouage**	**Fléau / Continuité**
Toron	T	T15	T15
Section de toron	A_p **(mm²)**	**140**	**140**
Nombre de toron par câble	n_T	15	19
Section d'un câble	S (mm²)	2100	2660
Diamètre de la gaine	Φ (mm)	100	
Résistance ultime	f_{prg} (MPa)	1860	
Limite élastique	f_{peg} (MPa)	1674	
Contrainte à l'origine	σ_{p0} (MPa)	1488	
Coef de frottement droite	ϕ (m^{-1})	0.003	
Coef de frottement de courbure	f (rd^{-1})	0.2	
Module d'élasticité	E_p (MPa)	190 000	
Coefficient de relaxation maximale des câbles à 1 000 h	ρ (%)	2.5	
Coefficient de recul d'ancrage	g (mm)	2	

III.3.3 Contraintes admissibles

III.3.3.1 Béton

— **Contrainte admissible à la compression :**

$$f_{bu} = 0.85 * \frac{f_{cj}}{\theta * \gamma_b}\ (MPA) \qquad ; f_{bc} = 0.6 * f_{c28}\ (MPA)$$

Le coefficient θ est fixé à 1 lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'action considérée est supérieure à 24 h, à 0.9 lorsque cette durée est comprise entre1h et 24 h, et à 0.85 lorsqu'elle est inférieure à 1 h.

TABLEAU III .3 : Contraintes admissibles à la compression de béton

État	Contrainte limite	Superstructure	Infrastructure
ELU	$f_{bu}(MPA)\ \gamma_B = 1.5$	22.67	17
ELU	$f_{bu}(MPA)\ \gamma_B = 1.15$	29.57	22.17
ELS	$f_{bc}/\overline{\sigma_{bc}}\ (MPA)$	24	18

$$\gamma_b = \begin{cases} 1.5 & situation\ transitoire \\ 1.5 & situation\ durable \\ 1.15 & situation\ accidentelle \end{cases}$$

— **Déformation longitudinale du béton**

- Module de déformation instantanée (courte durée < 24h) :$E_{ij} = 11\ 000 * \sqrt[3]{f_{cj}}$
- Module de déformation différée (longue durée) : $E_{vj} = 3\ 700 * \sqrt[3]{f_{cj}}$

III.3.3.2 Armatures

— **Contraintes limites de traction**

TABLEAU III .4 : Contraintes admissibles de traction des armatures passives

Fissuration	Contrainte limite (MPa)		Super	Infra
Peu nuisible	$\sigma_s = {f_e}/{\gamma_s}$	S-Durable ou transitoire : $\gamma_s = 1.15$	434.78	434.78
		S-Accidentelle : $\gamma_s = 1$	500	500
Préjudiciable	$\sigma_s = \{{1}/{2} * f_e\ ; 110\sqrt{n * f_{tj}}\ ;\ n = 1.6$		250	250
T. Préjudiciable	$\sigma_s = \{0.4 * f_e\ ; 88\sqrt{n * f_{tj}}\ ;\ n = 1.6$		200	200

— **Classe de justification de la précontrainte :**

Classe II, la plus courante. Elle admet les contraintes de traction dans le béton, mais pas la formation des fissures.

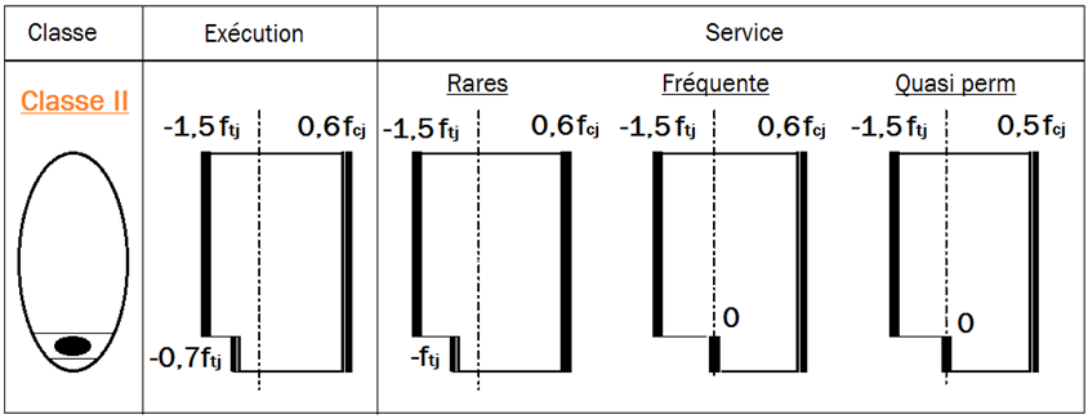


FIGURE III .1 : Limitation des contraintes des sections en B.P

III.4 EVALUATION DES ACTIONS

III.4.1 Evaluation des actions hors trafic

III.4.1.1 Actions permanente

TABLEAU III .5 : Estimation du poids dû aux CCP.

charges	Densité (KN/m^3)	Poids linéaire (KN/ml)	PCCP (KN)
Ballast normal	20	0.6 × 9.07 × 20	41751.024
Traverse bi-blocs	/	4.2 × 2	3222.24
Rail UIC 60	/	0.6 × 4	920.64
Caténaire	/	0.5 × 2	383.6
Garde-corps	/	1 × 2	767.2
Corniches +trottoir	25	2 × 0.28 × 25	5370.4
étanchéité	25	0.08 × 9.07 × 25	6958.504
Mur garde ballast	25	2 × 0.13 × 25	2493.4
Total	/	/	61867.008

TABLEAU III .6 : Poids du tablier.

type	L (m)	S (m^2)	N°	P (KN)
Voussoir	383.6	10	/	95900
Entretoise	1.6	13.96	9	201.024
Poids d'un demi-fléau				6679.2
Poids propre du voussoir				96101.024
Poids total du tablier (G + CCP)				157968.032

III.4.1.2 Actions naturelles

a. Variation uniforme de la température ΔTu

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

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

$\Delta T+ = 35 - 10 = +25\ °C$; $\Delta T- = -15 - 25 = -40\ °C$

b. Gradient thermique $\Delta\theta$

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

— En phase de construction $\Delta\theta = \pm 12$ ℃

— En service $\Delta\theta = \pm 7$ ℃

c. Effet du vent

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

— 2.00 KN/m^2 pour les ouvrages en service.

— 1.25 KN/m^2 pour les ouvrages en cours de construction.

III.4.2 Evaluation des actions dues au trafic

Les actions de trafic variables sont définies conformément à la norme NF EN 1991-2. Les charges appliquées, correspondant au matériel roulant prévu pour le projet, sont les suivant :

— Modèle de charge 71 (et modèle SW/0 pour les ponts continus) afin de représenter le trafic ferroviaire normal sur les voies principales.

— Modèle de charge SW/2, utilisé pour simuler les charges lourdes.

III.4.2.1 Modèles de charges

a. Modèle de charge UIC 71

Cette charge représente l'effet statique de la circulation ferroviaire normale. La disposition des charges est reportée dans la figure suivante.

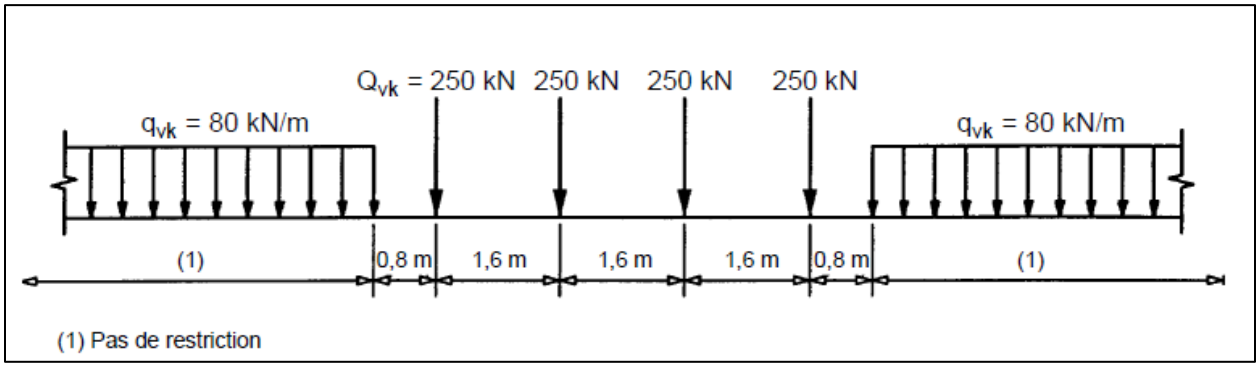


FIGURE III .2 : Modèle de charges 71 et valeurs caractéristiques pour les charges verticales

Nota : Les valeurs caractéristiques présentées en **Figure III.2** doivent être multipliées par un coefficient **α**, dont les valeurs possibles sont : **0.75 – 0.83 – 0.91 – 1.00 – 1.10 – 1.21 – 1.33 – 1.46**. Pour cette étude, on adopte **α = 1.21**.

Les actions suivantes doivent être ajustées en appliquant ce coefficient :

— Forces centrifuges

— Effort de lacet (multiplié par α uniquement si $\alpha \geq 1$).

— Forces de traction et de freinage.

— Réponse combinée de la structure et de la voie aux actions variables.

— Actions de déraillement pour situations de calcul accidentelles.

— Modèle de charges SW/0 pour les ponts à travée continue.

b. Modèle des charges SW/0 et SW/2

Le modèle de charges **SW/0** représente l'effet statique du chargement vertical induit par le trafic ferroviaire normal sur les poutres continues, tandis que le modèle **SW/2** traduit l'effet statique généré par un trafic ferroviaire exceptionnellement lourd.

La disposition des charges suit le schéma illustré en Figure III.2, tandis que les valeurs caractéristiques des charges verticales sont détaillées dans le tableau III .7 .

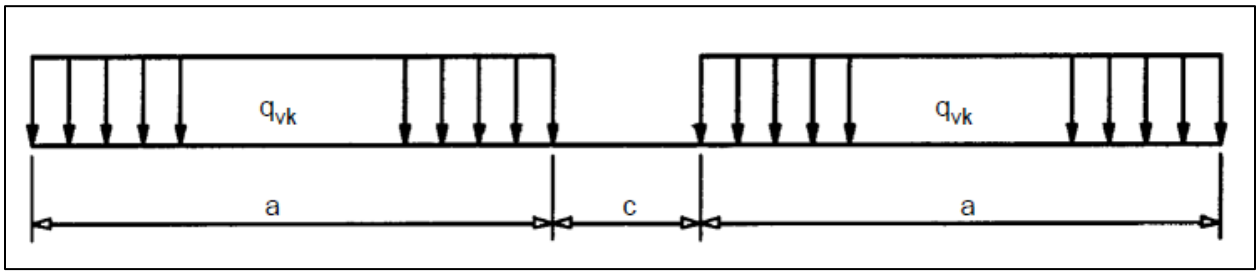


FIGURE III .2 : Modèles de charges SW/0 et SW/2

TABLEAU III .7 : Valeurs caractéristiques des charges verticales pour les modèles de charges SW/0 et SW/2

Modèles de charges	qvk (KN/m)	a (m)	c (m)
SW/0	133	15.0	5.3
SW/2	150	25.0	7.0

c. Forces horizontales

- **Actions dues à l'accélération et au freinage**

Les forces d'accélération et de freinage agissent au sommet des rails dans le sens longitudinal de la voie. Elles sont considérées comme uniformément réparties sur la longueur d'influence $L_{a,b}$.La direction de ces forces doit tenir compte du sens de déplacement autorisé sur chaque voie.

— **Force d'accélération**

La force d'accélération Q_{lak} est définie comme suit :

$$\boldsymbol{Q_{lak} = 33\ (KN/m)\ \times L\ (m)\ \leq 1000\ (KN)}$$

Cette force est appliquée pour les modèles de charge **UIC 71, SW/0 et SW/2**.

— **Force de freinage**

❖ Pour les schémas de charge UIC 71 et SW/0

$$\boldsymbol{Q_{lbk} = 20\ (KN/m)\ \times L\ (m)\ \leq 6000\ (KN)}$$

❖ Pour le schéma de charge SW/2

$$\boldsymbol{Q = 35\ KN/m \times L\ (m)}$$

TABLEAU III .7 : Récapitulatif de calcul des forces de démarrage-freinage

	Schéma de charge	**LM71**	**SW/1**	**SW/2**
	$\boldsymbol{L_{a,b}}$	383.6	35.3	57
Force de démarrage	$\boldsymbol{Q_{lak}}$ (KN)	1 000	1 000	1 000
Force de freinage	$\boldsymbol{Q_{lbk}}$ (KN)	6 000	854	2 414

- **Effort de lacet**

L'effort de lacet est considéré comme une force concentrée agissant horizontalement, au sommet des rails, perpendiculairement à l'axe de la voie. Elle doit être appliquée aussi bien sur les voies droites que sur les voies en courbe.

— La valeur caractéristique de cet effort est définie comme :

Qsk = 100 KN.

— En appliquant le coefficient d'amplification, la valeur de calcul retenue est :

Qsk = 121 KN.

- **Forces centrifuge**

Lorsque la voie est courbe sur toute ou partie de la longueur du pont, la force centrifuge et l'inclinaison de la voie doivent être prises en compte.

Les valeurs caractéristiques de la force centrifuge sont déterminées selon les équations suivantes :

$$\boldsymbol{Q_{tk} = \frac{v^2}{g \times r}(f \times Q_{vk}) = \frac{V^2}{127\,r}(f \times Q_{vk})} \quad \textbf{(EN 1991 − 2, Eq. 6.17)}$$

$$\boldsymbol{q_{tk} = \frac{v^2}{g \times r}(f \times q_{vk}) = \frac{V^2}{127\,r}(f \times q_{vk})} \quad \textbf{(EN 1991 − 2, Eq. 6.18)}$$

Paramètres utilises :

- $\boldsymbol{Q_{tk}}$, $\boldsymbol{q_{tk}}$: Valeurs caractéristiques des forces centrifuges [KN, KN/m].
- $\boldsymbol{Q_{vk}}$, $\boldsymbol{q_{vk}}$: Valeurs caractéristiques des charges verticales pour les modèles de charge LM71, SW/0, SW/2.
- $\boldsymbol{f}$: Coefficient de réduction.
- $\boldsymbol{v}$: vitesse maximale en **[m/s].**
- $\boldsymbol{V}$: vitesse maximale en **[km/s].**
- $\boldsymbol{g}$: Accélération de la pesanteur **(9.81 m/s²).**
- r **: Rayon de courbure [m].**

On a : r **= 980 m,** V = 160 km/h et f = 1 pour toutes les charges.

TABLEAU III .8 : Récapitulatif de calcul des forces de centrifuges.

	Schema de charge	LM71	SW/0	SW/2
Charge verticale	$\boldsymbol{Q_{vk}}$ (KN)	250	/	/
	$\boldsymbol{q_{vk}}$ (KN/m)	80	133	150
Force centrifuge	$\boldsymbol{Q_{tk}}$ (KN)	51.42	/	/
	$\boldsymbol{q_{tk}}$ (KN/m)	16.46	27.36	2.06

d. Effet dynamique

Les contraintes et déformations statiques d'un pont, ainsi que l'accélération du tablier, sont influencées par plusieurs facteurs liés à la circulation ferroviaire :

- Rapidité de mise en charge due à la vitesse de la circulation franchissant l'ouvrage et inertie de l'ouvrage.
- Excitation par passage successif des charges, pouvant entraîner des phénomènes de résonance si la fréquence d'excitation correspond à une fréquence propre de la structure.
- Variations des charges sur les roues causées par des imperfections de la voie ou des irrégularités des roues.

Une analyse statique doit être effectuée avec les modèles de charge (LM71 et si nécessaire, les modèles de charge SW/0 et SW/2). Les résultats doivent être multipliés par le facteur dynamique Φ (et, si nécessaire, multipliés par α). Les exigences pour une analyse dynamique sont résumées dans l'organigramme du chapitre §6.4.4 EN1991-2, prenant en compte la vitesse maximale de la ligne (V), la longueur de la travée (L), ainsi que les fréquences naturelles du pont ($n_0; n_t$).

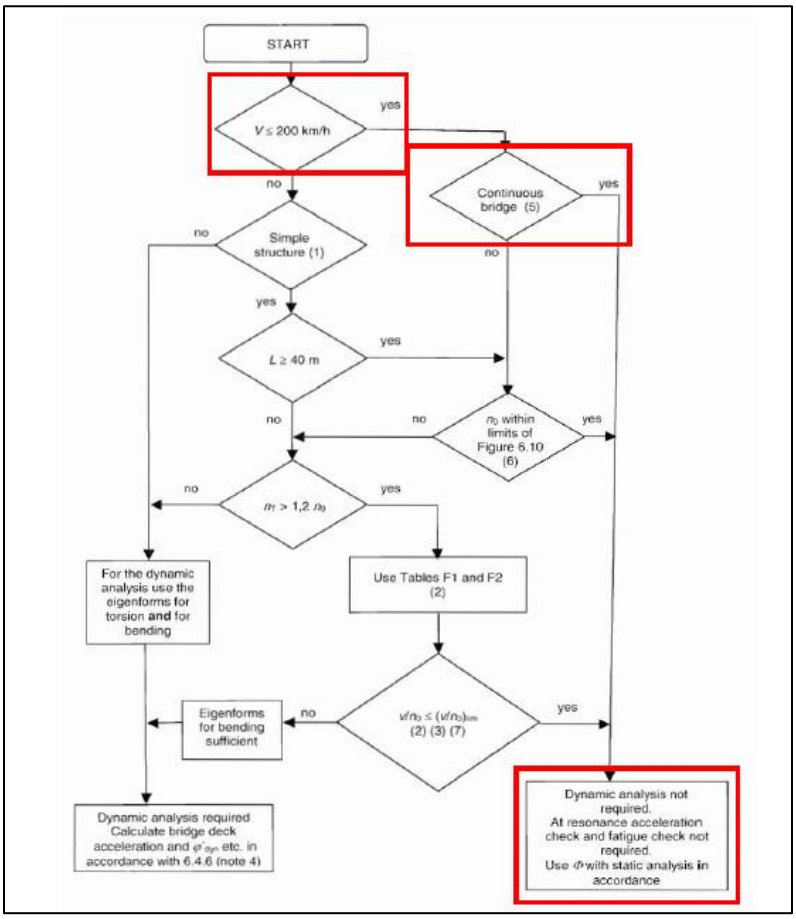


FIGURE III .3 : Extrait de la figure 6.9 EN1991-2

En raison de la vitesse maximale de 160 km/h et de la structure longitudinale du viaduc, l'analyse dynamique n'est pas nécessaire.

Coefficient dynamiques Φ (Φ_2 ; Φ_3)

Le coefficient dynamique, qui amplifie les effets de la charge statique dans les modèles de charge 71, SW/0 et SW/2, est défini par les facteurs Φ_2 et Φ_3.

De manière générale, ce coefficient dépend de la qualité de l'entretien de la voie et est déterminé selon des modalités suivantes :

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

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

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

$$\Phi_3 = \frac{2.16}{\sqrt{L_\Phi - 0.2}} + 0.73 \text{ ; avec } 1.00 \leq \Phi_2 \leq 2.00$$

Détermination de L_Φ

La longueur déterminante L_Φ est définie dans le Tableau 6.2 de la norme **EN 1991-2**, en fonction de l'élément structurel.

On calcul d'abord :

$$L_m = {}^1\!/_n \times (L_1 + L_2 + L_3 + L_4 + L_5 + L_6 + L_7 + L_8) = 47.95\ m$$

Avec n = 8 et k = 1.5, on obtient :

$$L_\Phi = k \times L_m = 1.5 \times 47.95 = 71.925\ m$$

Calcul des coefficients dynamiques :

En appliquant les formules :

$$\boldsymbol{\Phi_2} = 0.99 \rightarrow on\ prend\ \boldsymbol{\Phi_2} = 1$$
$$\boldsymbol{\Phi_3} = 0.98 \rightarrow on\ prend\ \boldsymbol{\Phi_3} = 1$$

e. Déraillement

Selon l'article EN 1991-2 - §6.7.1, la possibilité de déraillement doit être prise en compte pour les justifications à l'État Limite Ultime (ELU) accidentel. Il est essentiel de prévenir le renversement ou l'effondrement de la structure dans son ensemble.
A cet effet, deux situations de calcul doivent être considérées :

— **Situation de calcul** I **:**

Déraillement de véhicules ferroviaires, 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.

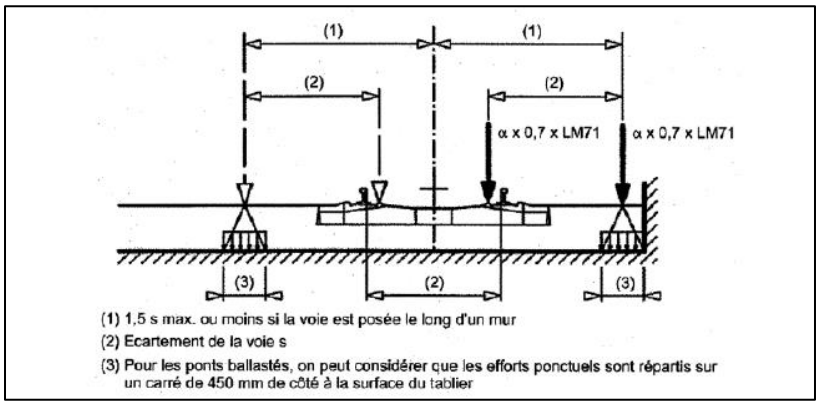


FIGURE III .4 : Situation de calcul I – Charge équivalente QA1d et qA1d

— **Situation de calcul II :**

Déraillement de véhicules ferroviaires, les véhicules déraillés demeurent en équilibre sur le bord du pont en chargeant le bord de la superstructure (à exception des éléments non structuraux tels que les pistes pour piétons).

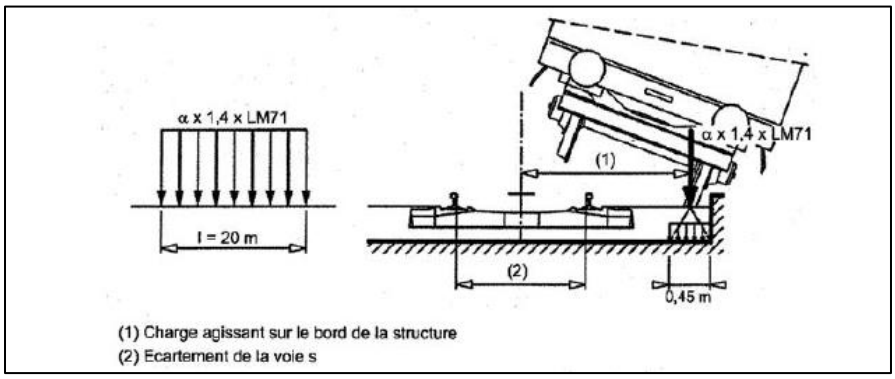


FIGURE III .5 : Situation de calcul II – Charge équivalente qA2d

Il n'y a pas lieu d'envisager d'autres actions variables dans les calculs pour la voie soumise aux actions d'un déraillement.

III.4.3 Combinaisons et groupes de charges

III.4.3.1 Groupes de charges - Valeurs caractéristiques de l'action à composants multiples

La simultanéité des chargements définie aux points précédents, peut être prise en compte en considérant les groupes de charges présentés dans le tableau suivant. Chaque groupe de charges, étant mutuellement exclusif, doit être traité comme une seule action caractéristique variable dans les combinaisons de charges. Cette action doit être combinée avec les charges non liées à la circulation. Ainsi, chaque groupe de charges est appliqué comme une action variable unique.

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 char-gées	Groupe de charges	Voie chargée	LM 71[a] SW/0[ab] HSLM[cd]	SW/2[ae]	Train à vide	Traction freinage[a]	Effort centrifu-ge[a]	Effort de lacet[a]	
			1	gr11	T_1	1			1[f]	0,5[f]	0,5[f]	Max. vertical 1 avec max. longitudinal
			1	gr12	T_1	1			0,5[f]	1[f]	1[f]	Max. vertical 2 avec max. transversal
			1	gr13	T_1	1[g]			1	0,5[f]	0,5[f]	Max. longitudinal
			1	gr14	T_1	1[g]			0,5[f]	1	1	Max. latéral
			1	gr15	T_1			1		1[f]	1[f]	Stabilité latérale avec "Train à vide"
			1	gr16	T_1		1		1[f]	0,5[f]	0,5[f]	SW/2 avec max. longitudinal
			1	gr17	T_1		1		0,5[f]	1[f]	1[f]	SW/2 avec max. transversal
			2	gr21	T_1 T_2	1 1			1[f] 1[f]	0,5[f] 0,5[f]	0,5[f] 0,5[f]	Max. vertical 1 avec max. longitudinal
			2	gr22	T_1 T_2	1 1			0,5[f] 0,5[f]	1[f] 1[f]	1[f] 1[f]	Max. vertical 2 avec max. transversal
			2	gr23	T_1 T_2	1[g] 1[g]			1 1	0,5[f] 0,5[f]	0,5[f] 0,5[f]	Max. longitudinal
			2	gr24	T_1 T_2	1[g] 1[g]			0,5[f] 0,5[f]	1 1	1 1	Max. latéral
			2	gr26	T_1 T_2	1	1		1[f] 1[f]	0,5[f] 0,5[f]	0,5[f] 0,5[f]	SW/2 avec max. longitudinal
			2	gr27	T_1 T_2	1	1		0,5[f] 0,5[f]	1[f] 1[f]	1[f] 1[f]	SW/2 avec max. transversal
			≥ 3	gr31	T_i	0,75			0,75[f]	0,75[f]	0,75[f]	Cas de charge supplémentaire

FIGURE III .6 : Evaluation des groupes de charges pour le trafic ferroviaire [Fiche UIC 776-1].

Nota : En raison de la similitude entre les groupes 13/14 et 11/12, ainsi qu'entre les groupes 21/22 et 23/24, le groupe de charges retenu pour le calcul est : 11, 12, 16, 17, 21, 22, 26 et 27.

III.4.3.2 Simultanéité de la composante uniforme et du gradient thermique

Selon la norme EN 1991-1-5, §6.1.5, lorsqu'il est nécessaire de considérer simultanément le gradient thermique $(\Delta T_{M,heat} ou\ \Delta T_{M,cool})$ et les variations uniformes de température du pont $(\Delta T_{N,exp} ou\ \Delta T_{N,con})$, par exemple, dans le cas des structures en portiques, il est possible d'utiliser l'expression suivante qu'il convient d'interpréter comme combinaison d'actions :

$$\Delta \boldsymbol{T_{M,heat}}\left(\boldsymbol{ou}\ \Delta \boldsymbol{T_{M,cool}}\right) + \boldsymbol{\omega_N} \times\ \Delta \boldsymbol{T_{N,exp}}(\boldsymbol{ou}\ \Delta \boldsymbol{T_{N,con}})$$

$$\boldsymbol{\omega_M} \times \Delta \boldsymbol{T_{M,heat}}\left(\boldsymbol{ou}\ \Delta \boldsymbol{T_{M,cool}}\right) + \Delta \boldsymbol{T_{N,exp}}(\boldsymbol{ou}\ \Delta \boldsymbol{T_{N,con}})$$

Avec les coefficients : $\boldsymbol{\omega_M = 0.75}$; $\boldsymbol{\omega_N = 0.35}$

III.4.3.3 Combinaison d'action pour l'état limite ultime :

- **Situation durable et transitoire**

$$\sum_{j\geq 1} \gamma_{G,j}\, G_{k,j} + \gamma_p\, P + \gamma_{Q,1}\, Q_{k,1} + \sum_{i>1} \gamma_{Q,i}\ \psi_{0,i}\ Q_{k,i} \qquad \text{(EN 1990, équation 6.10)}$$

- **Situation accidentelle**

$$\sum_{j\geq 1} G_{k,j} + P + A_d + (\psi_{1,1}\ ou\ \psi_{2,1})\, Q_{k,1} + \sum_{i>1} \gamma_{Q,i}\ \psi_{2,i}\, Q_{k,i} \qquad \text{(EN 1990, équation 6.11b)}$$

III.4.3.4 Combinaison d'action pour l'état limite de service :

- **Situation caractéristique**

$$\sum_{j\geq 1}\ G_{k,j} + P + Q_{k,1} + \sum_{i>1} \psi_{0,i}\ \ Q_{k,i} \qquad \text{(EN 1990, équation 6.14b)}$$

- **Situation fréquente**

$$\sum_{j\geq 1}\ G_{k,j} + P + \psi_{1,1}\, Q_{k,1} + \sum_{i>1} \psi_{2,i}\ \ Q_{k,i} \qquad \text{(EN 1990, équation 6.15b)}$$

- **Situation quasi permanente**

$$\sum_{j\geq 1}\ G_{k,j} + P + \sum_{i>1} \psi_{2,i}\ \ Q_{k,i} \qquad \text{(EN 1990, équation 6.16b)}$$

Nota : Les facteurs d'amplification (γ , ψ) sont définis dans les tableaux 1 et 2 de l'Annexe A du Code UIC 776-1.

III.4.3.5 Combinaison d'action pour l'état limite accidentel :

a. Combinaison de la composante de l'action sismique :

Selon l'article 4.3.2.5 du RPOA 2008, une méthode est adoptée afin de prendre en compte l'incertitude directionnelle des séismes en combinant les forces sismiques orthogonales. Cette approche permet d'estimer l'effet probable de l'action sismique maximale résultante, en tenant compte de l'apparition simultanée des actions sismiques le long des trois axes orthogonaux X, Y et Z.

Les combinaisons sont les suivantes :

$$E1 = \pm E_x \pm 0.3E_y \pm 0.3E_z$$

$$E2 = \pm 0.3E_x \pm E_y \pm 0.3E_z$$

$$E3 = \pm 0.3E_x \pm 0.3E_y \pm E_z$$

b. Combinaison des actions de calcul

Selon l'article **5.1** de la norme **RPOA 2008**, les combinaisons des actions de calcul sont définies comme suit :

c. Vérification de la structure :

$$G + P + E + 0.4\,\Delta T + D + \psi\, D$$

Où le facteur d'amplification est ψ = 0.3 (ligne ferroviaire)

CHAPITRE Ⅳ

ETUDE LONGITUDINALE

IV.1 INTRODUCTION

Les ponts construits par encorbellements successifs sont réalisés en érigeant des voussoirs de part et d'autre des piles. Cette méthode nécessite une étude en deux phases distinctes :

— Phase de construction (fléaux):

- Le système est isostatique, et l'étude de stabilité des fléaux est cruciale.
- Les voussoirs sont fabriqués en atelier ou coulés en place à l'aide d'équipages mobiles, puis fixés par des câbles de précontrainte.
- La construction est symétrique pour limiter les déséquilibres, formant ainsi des fléaux (doubles consoles).

— Phase de service (travées continues) :

- Après le clavage des fléaux adjacents et la mise en tension des câbles de continuité, le système devient hyperstatique.
- Le comportement mécanique évolue vers celui d'un pont à travées continues.

Cette technique exige une vérification rigoureuse de la stabilité à la fois pendant la construction et en service. Le chapitre se concentre sur l'étude de la phase de construction, où le schéma mécanique équivaut à un porte-à-faux, avant de passer à un comportement classique de pont continu en phase de service.

IV.2 STABILITÉ EN PHASE DE CONSTRUCTION

IV.2.1 Les différentes phases de construction d'un fléau

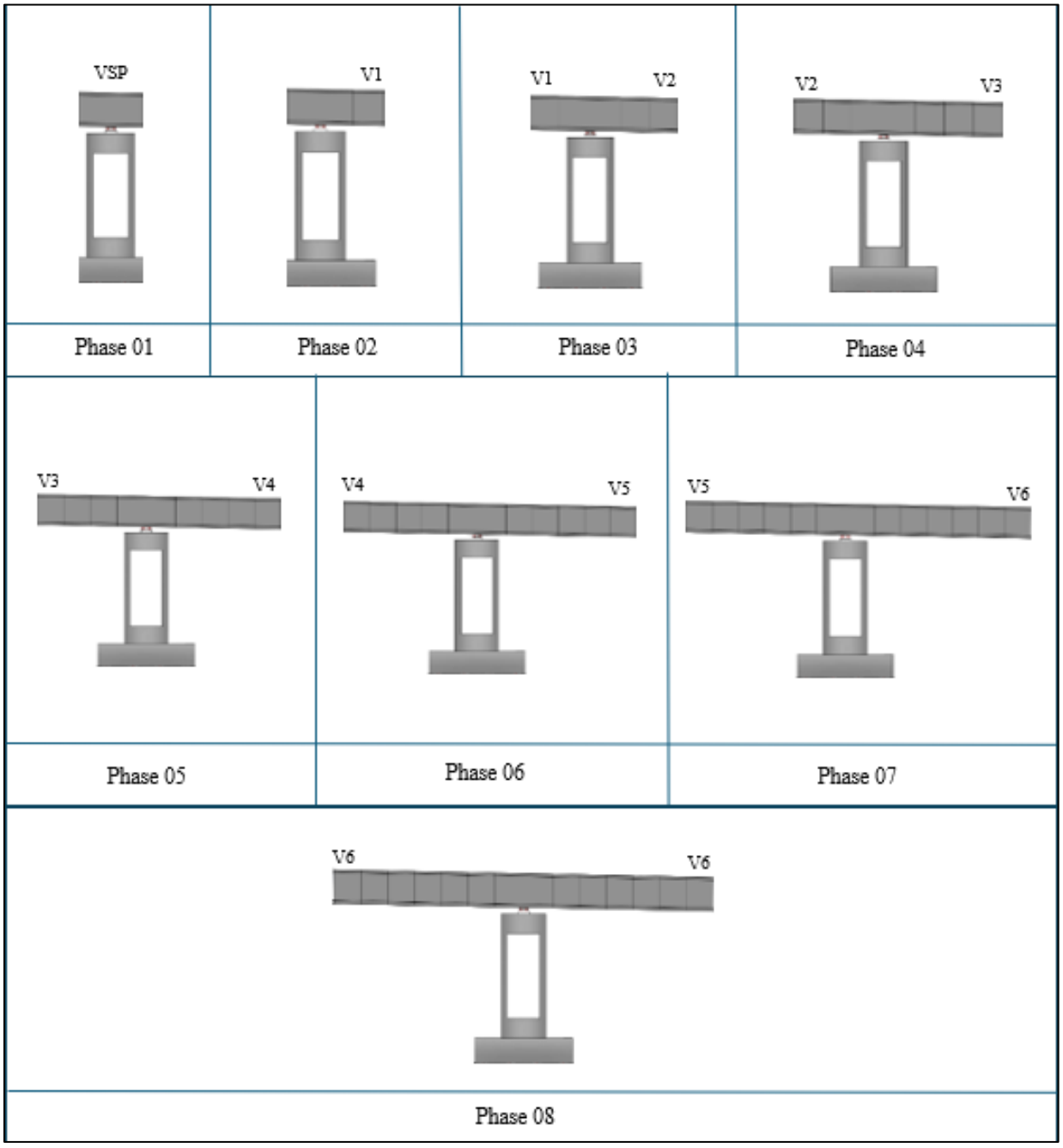


Figure IV.1: les phases de construction d'un fléau

IV.2.2 Charge à prendre en compte

Les charges à prendre en compte pour la justification d'un fléau sont définies par les documents SETRA. Elles incluent : (poids propre, charges de chantier connues, charges de chantier aléatoires et les actions accidentelles).

IV.2.2.1 Poids propre du fléau

Le poids de l'un des demi-fléaux du côté du déséquilibre est majoré de 2 % (Gmax), tandis que le poids de leur symétrique est minoré de 2 % (Gmin).

$$Gmax=1.02\times G \quad \text{et} \quad Gmin = 0.98\times G$$

IV.2.2.2 Charges de chantier connues

Les charges connues sont celles dont le poids et la position peuvent être précisés à chaque phase de construction. Pour les ouvrages coulés en place, cela inclut principalement le poids de l'équipage mobile, noté Qprc1, dont la valeur varie généralement entre 0,30 et 0,90 MN, en fonction de la longueur des voussoirs et de la largeur du tablier.

Dans les calculs, ces charges doivent être :

- Majorées de +6 % du côté du demi-fléau le plus lourd ($Qprc1\ max$).
- Minorées de 4 % du côté opposé (QPRC1 min), suivant le même principe que pour le poids propre des fléaux.

  On prend :

  - $Qprc1$ = 639.6KN, c'est la moitié du voussoir le plus lourd.
  - $Qprc1\ max$ = 1.06 ×639.6=678KN.
  - $Qprc1$ min =0.96×639.6=614KN.

IV.2.2.3 Charges de chantier aléatoire

Les charges de chantier aléatoires correspondent aux personnels et matériaux présents sur le fléau en construction. Elles sont définies par deux actions :

- Une charge répartie notée $Qpra1$ = 0.2 KN /m² appliquée sur le demi-fléau majoré.

Largeur du tablier : 12.8m => $Qpra1$ = 2.56 KN/ml

- Une charge concentrée notée $Qpra2$ = 50 + 5b (KN) appliquée en bout de fléau, à l'extrémité de dernier voussoir terminé, cette charge représente le poids des rouleaux, des compresseurs, du petit matériel...etc.
- Largeur du hourdis supérieur du voussoir : b=12.8m => $Qpra2$ = 114KN

IV.2.2.4 Effet vertical du vent

Notre pont ayant une portée inférieure à 120 m et n'étant pas exposé à des vents forts et fréquents, l'action supplémentaire du vent QW est considérée comme nulle (QW = 0).

IV.2.2.5 Action accidentelle

Pour les voussoirs coulés sur place, la chute de l'équipage mobile vide est considérée comme une charge accidentelle. Cette charge est majorée par un coefficient dynamique de **2** pour tenir compte de l'énergie accumulée due à la déformation du demi-fléau concerné. Cela équivaut à inverser le poids de l'équipage $Qprc1\ max$.

Fa = − $Qprc1\ max$ = −677.98KN.

IV.2.3 Combinaison d'action

Selon le guide de conception SETRA, deux combinaisons d'actions doivent être prises en compte lors de la réalisation :

IV.2.3.1 Combinaison en situation temporaire de construction (type A)

- **Combinaison $A1$** : 1.10×(Gmax+Gmin) +1.25× ($Qpra1$+$Qpra2$+$Qprc1max$+$Qprc1$ min)
- **Combinaison $A2$** : 0.90×(Gmax+Gmin) +1.25× ($Qpra1$+$Qpra2$+$Qprc1max$+$Qprc1$ min)

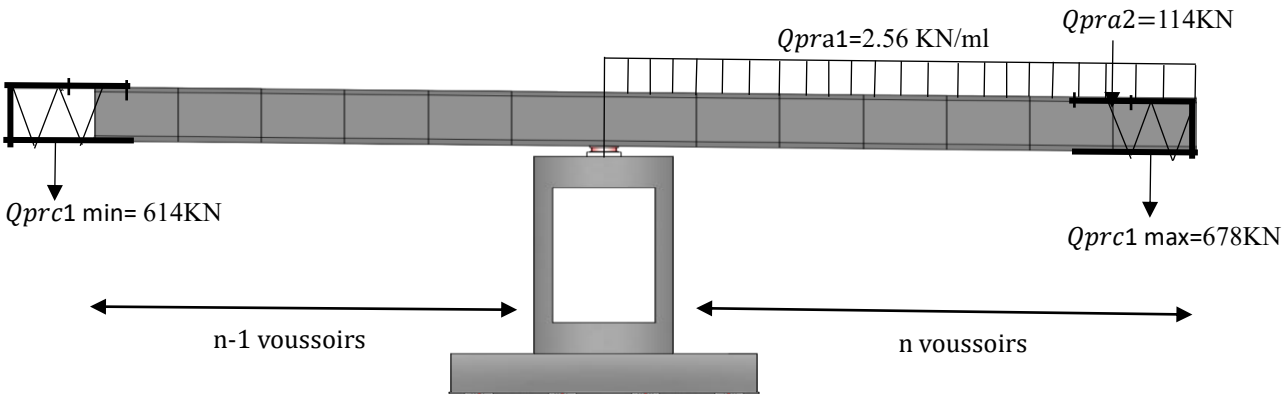


Figure IV.2: Situation temporaire de construction à considérer

IV.2.3.2 Combinaisons accidentelles (type B)

- **Combinaison $B1$** : 1.10×(Gmax+Gmin) +1×($Qpra1$+$Qpra2$+$Qprc1max$) +(Fa)
- **Combinaison $B2$** : 0.90×(Gmax+Gmin) +1×($Qpra1$+$Qpra2$+$Qprc1max$) +(Fa)

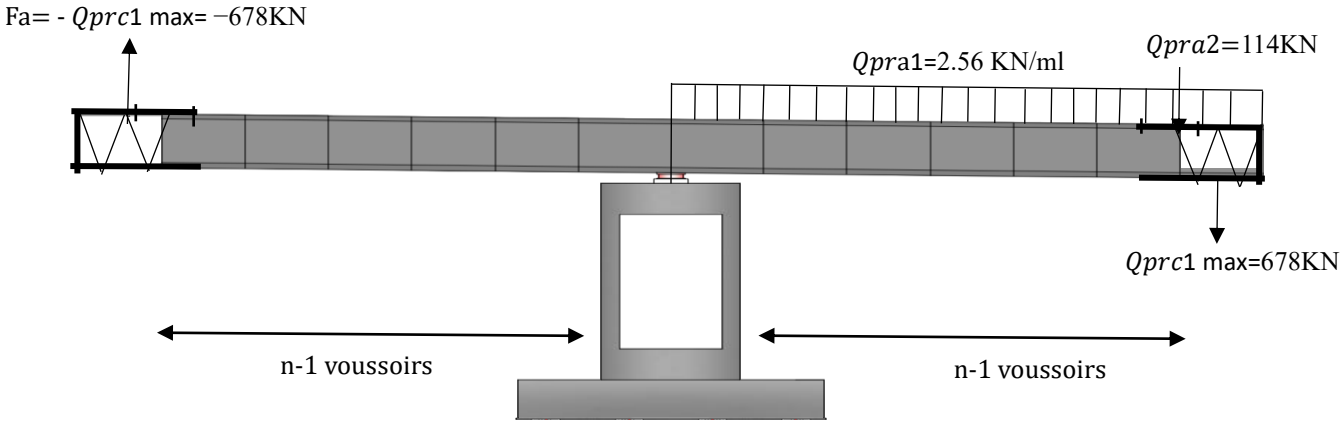


Figure IV.3: Situation temporaire de construction à considérer

IV.2.4 Evaluation des efforts

Pour l'évaluation des efforts, un modèle de calcul basé sur la méthode des éléments finis est utilisé, avec le logiciel [MIDAS CIVIL 2022]. Dans ce modèle, le tablier est considéré comme travaillant en porte-à-faux (bi-console).

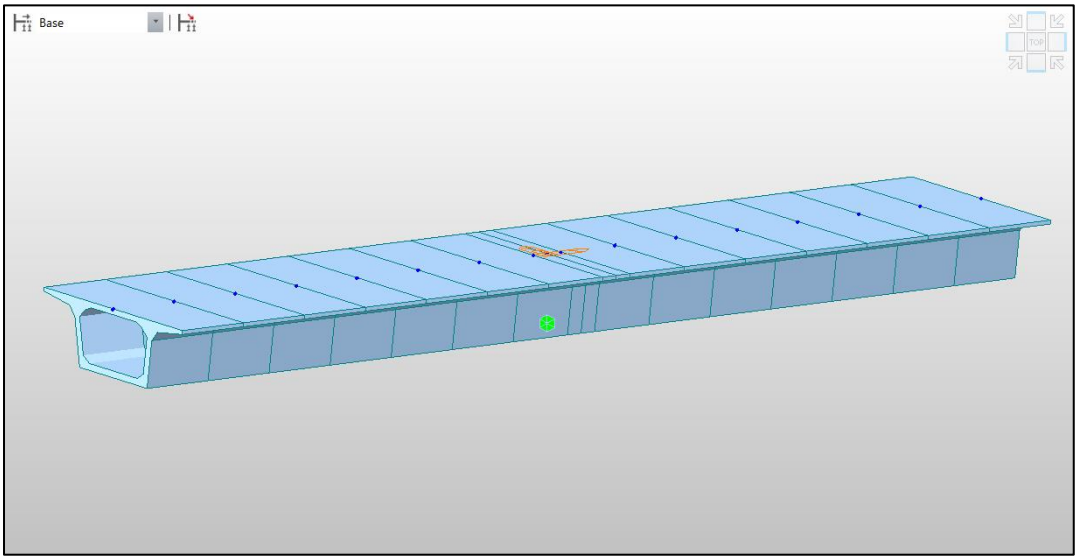


Figure IV.4: Modèle de calcul

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IV.1: Évaluation des moments fléchissants (KN.m) de demi-fléau majoré

Position	Combinaison **A1**	Combinaison **A2**	Combinaison **B1**	Combinaison **B2**
Axe VSP	-116393	-99658.6	-87489.1	-75124.3
Fin VSP	-85526.5	-73629.3	-61514.2	-53252.2
Fin V01	-61740.5	-53478.5	-42121.8	-36834.2
Fin V02	-41631.2	-36343.5	-26397.9	-23423.6
Fin V03	-25198.7	-22224.3	-14342.5	-13020.6
Fin V04	-12442.9	-11120.9	-5955.5	-5625
Fin V05	-3363.8	-3033.4	-1237	-1237
Fin V06	0	0	0	0

Tableau IV.2: Évaluation des efforts tranchants (KN) de demi-fléau majoré

Position	Combinaison **A1**	Combinaison **A2**	Combinaison **B1**	Combinaison **B2**
Axe VSP	-8566.0	-7203.4	-7341.8	-6162.8
Fin VSP	-7117.9	-6016.3	-5896.3	-4978.3
Fin V01	-6096.6	-5178.6	-4877.3	-4142.9
Fin V02	-5075.3	-4340.9	-3858.2	-3307.4
Fin V03	-4053.9	-3503.1	-2839.2	-2472.0
Fin V04	-3032.6	-2665.4	-1820.2	-1636.6
Fin V05	-2011.3	-1827.7	-801.2	-801.2
Fin V06	0	0	0	0

Tableau IV.3: Évaluation des Réactions

Réaction	Combinaison **A1**	Combinaison **A2**	Combinaison **B1**	Combinaison **B2**
N(KN)	15563.4	13068.1	12893.8	10582.1
M(KN.m)	-32787.1	-27932.5	-38285.6	-37800.7

IV.2.5 Stabilisation du fléau avec clouage par précontrainte

La stabilité du fléau est assurée par la méthode des organes d'ancrage, reposant sur deux files de cales provisoires et fixées à la pile par deux files de câbles. L'hypothèse d'un voussoir sur pile indéformable est adoptée pour simplifier l'analyse.

— M et N : sollicitations résultantes des combinaisons A et B.
— Ra et Rb : les réactions.
— Fi : force de « n » câbles d'une file.
— E : entraxe des cales.
— D : entraxe cale-cable.

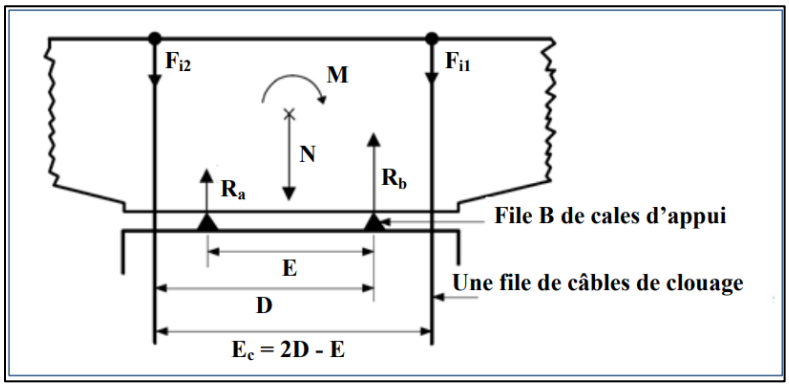


Figure IV.4: Schéma descriptif de clouage.

IV.2.5.1 Calcul du nombre de câbles

On calcule tout d'abord l'excentricité de la résultante des efforts : M/N de chaque combinaison A et B.

— Si **M/N < E/2**: Le fléau ne risque pas de basculer, les câbles de clouage ne sont donc théoriquement pas nécessaires (par mesure de sécurité, on dispose au minimum de deux paires de câbles).
— Si **M/N > E/2**: les câbles de clouage doivent rétablir l'équilibre du fléau, pour calculer le nombre « n » de câbles à disposer.

L'aménagement de la tête de pile donne : **E = 3.8 m**, **E/2 = 1.9 m** et **D = 4.3 m.**

Tabeau IV.4: détermination basculement de fléau

Combinaison	M (kN.m)	N (kN)	M/N (m)	e/2 (m)	Observation
A1	32787.1	15563.4	2.11	1.9	Risque de basculement
A2	27932.5	13068.1	2.14	1.9	Risque de basculement
B1	38285.6	12893.8	2.97	1.9	Risque de basculement
B2	37800.7	10582.1	3.57	1.9	Risque de basculement

D'après les résultats du tableau ci-dessus, pour toutes les combinaisons, l'excentricité de la résultante des efforts **(M/N)** est supérieure à **e/2**, indiquant un risque de basculement. Il est donc nécessaire de poser des câbles de clouage. Deux cas sont à distinguer :

❖ **Situation temporaire de construction (combinaisons A):**

Le fléau ne doit pas décoller. La précontrainte doit compenser la réaction de soulèvement de la cale A sous l'action de M et N. Le nombre de câbles « n » est donné par :

$$n \times s = \frac{\frac{\mathrm{M}}{\mathrm{E}} - \frac{\mathrm{N}}{2}}{(1 - \Delta\mathrm{p}) \times \sigma\mathrm{p0}}$$

Avec :

— **ΔP** : est la perte de tension estimée.

— **ΔP = 25 %.**

— **σp0** : est la contrainte à l'origine. **σp0 = Min (0.8 *fprg*; 0.9 *fpeg*) = 1 488 MPa**.

***fprg* = 1 860 MPa** et ***fpeg* = 1 674 MPa** : limites de rupture et élastique

— **s** : section d'un câble **15T15**, **s = 2 250 mm².**

❖ **Situation accidentelle (combinaisons B):**

Le voussoir de pile, soumis à la résultante N et au moment M des charges appliquées au fléau, reste en équilibre grâce à :

— La surtension Fi2 des câbles d'une file d'appuis provisoires.

— La compression Rb des cales de l'autre file d'appui.

Le nombre de câbles requis est déterminé par :

$$n \times s = (\frac{\mathrm{N} \times \mathrm{E}}{2} - M) \times \frac{D}{K}$$

Avec :

$$\mathrm{K} = (1 - \mathrm{p}) \times fp0 \times (2\mathrm{D} - \mathrm{E}) \times (\mathrm{E} - \mathrm{D}) + \frac{\mathrm{fpeg}}{\mathrm{Yp}} \times [D^2 + (D - E)^2]$$

γp = 1.00 pour les combinaisons accidentelles

Tabeau IV.5: Calcul de nombre de câbles de clouage.

Combinaison	M(MN.m)	N(MN)	M/N (m)	E/2	n
A1	32.79	15.56	2.11	1.90	0.34
A2	27.93	13.07	2.14	1.90	0.33
B1	38.29	12.89	2.97	1.90	0.90
B2	37.80	10.58	3.57	1.90	1.15

→ On opte pour 2 câbles de 15T15 par ligne de cales.

IV.2.5.2 Calcul de la surface des cales

En supposant qu'on a deux cales de dimensions « a × b » par ligne d'appui, alors la surface des cales est donnée par la formule suivante :

$S = 2 \times a \times b = Rb / fbu$; $fbu = 0.85 \times fcf / \theta \times \gamma b$; $fcf = fc28 + 2 \times \rho t \times fe$

$fc28 = 40$ MPa ;

$fe = 500$ MPa.

ρt : est le pourcentage de frettes. $\rho t = 2\%$.

$fcf = fc28 + 20 = 60$ MPa. fcf : est la résistance en compression de béton fretté.

fbu : est la contrainte limite de compression de béton fretté.Donnée dans le tableau :

Tableau IV.6: Valeurs de fbu

Combinaison	**θ**	**γb**	***fbu* (MPA)**
Temporaires **A**	1.00	1.50	34.00
Accidentelles B	0.85	1.15	52.17

Pour le calcul de on distingue deux cas :

— **Situation temporaire de construction (Combinaisons A) :**

Ra = N / 2 - M / E + Fi = 0 et Rb = N / 2 + M / E + Fi

Fi : est la force des 2 câbles. Fi = n × (1 - ΔP) × σp0 × s =5.02 MN.

— **Situation accidentelle (Combinaisons B) :**

Pour vérifier s'il y a bien un soulèvement de la cale, on doit calculer Ra :

Si Ra > 0 il n'y a pas de soulèvement de la cale, le calcul de Rb se fait comme précédemment.

Si Ra < 0 alors Rb = E × (Fi × K4 + N × K3 / (2 × E) + M) / K1

Avec :

K1 = D2 + (D - E)2 = 20.74 m2

K3 = 2 K1 - E 2 = 27.04 m2

K2 = D3 + E × (2 D - E) × (D - E) = 104.96 m2

K4 = (2 D - E) × K2 / (E × D²) = 7.09 m2

Les résultats sont montrés dans le tableau ci-dessous :

Tableau IV.7: Calcul de dimensions de cales.

Combinaison	Ra (MN)	Rb (MN)	S (m²)	S/2 (m²)	a (m)	b (m)
A1	4.18	21.43	0.54	0.27	0.80	0.39
A2	4.21	18.91	0.48	0.24	0.80	0.35
B1	1.39	21.86	0.36	0.18	0.80	0.26
B2	0.37	20.34	0.33	0.17	0.80	0.24

Il faut augmenter de 5 à 10 cm pour l'enrobage des frettes.

→ On opte pour une section de dimensions 0.8m × 0.5 m de chaque cale

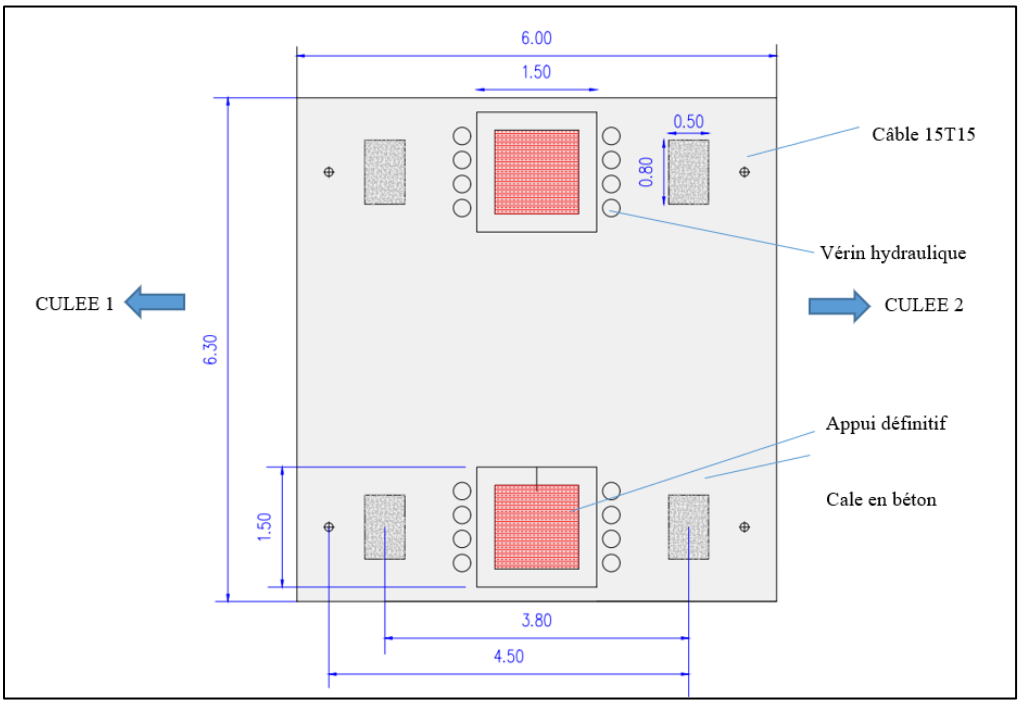


Figure IV.5: Aménagement des têtes des piles en phase de construction.

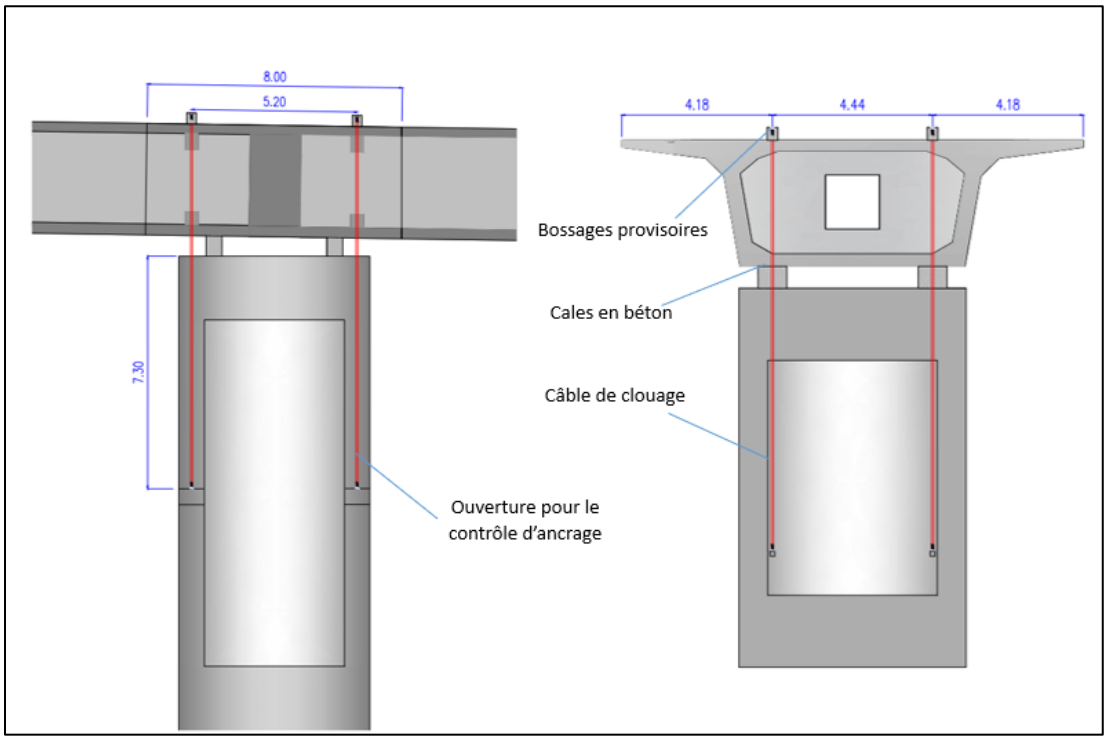


Figure IV.6: Tracé des câbles de clouage

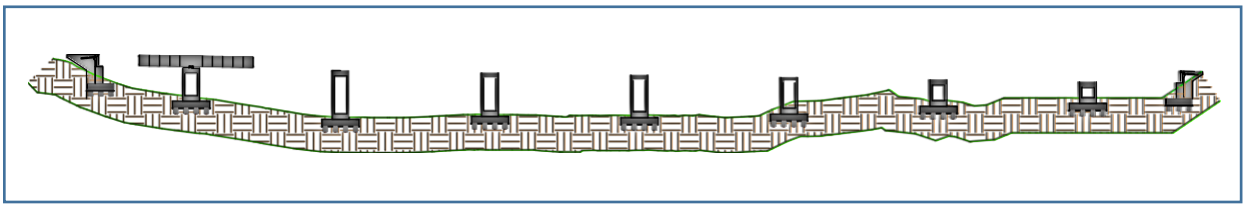
IV.3 EVALUATION DES EFFORTS EN SERVICE

La particularité du calcul des ponts en encorbellement successif réside dans leur évaluation à la fois pendant la phase de construction et la phase de service.

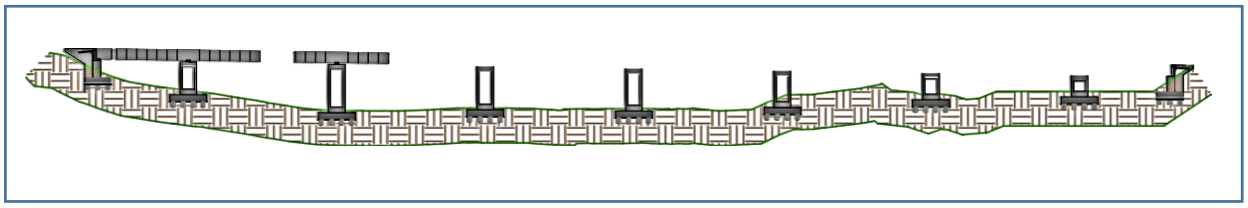
Dans ce chapitre, nous nous concentrons sur les calculs en phase de service, c'est-à-dire lors de la mise en service du pont, lorsque toutes les charges ferroviaires sont appliquées. Ces calculs seront réalisés à l'aide d'un logiciel spécialisé.

IV.3.1 Phases de réalisation du tablier

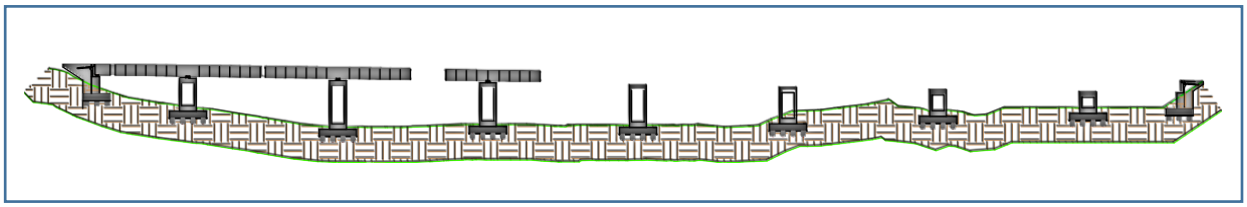
Les phases de construction sont organisées comme illustré dans les figures ci-dessous :



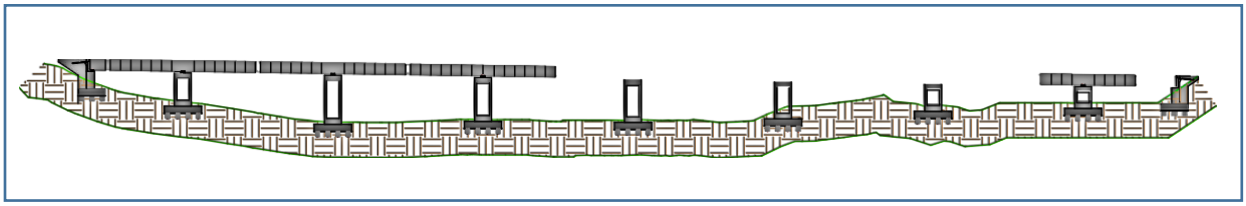
Phase 1: Construction du fléau sur la pile 1.



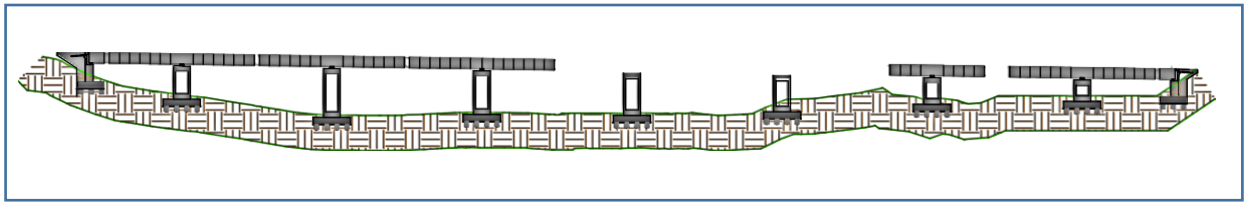
Phase 2: Construction du fléau sur la pile 2 et du tronçon sur cintre de la culée 1.



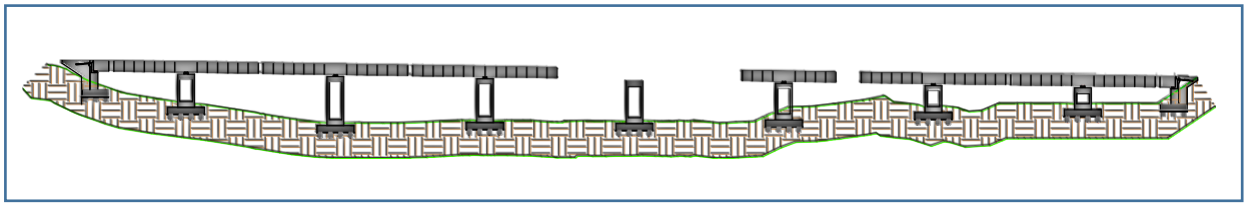
Phase 3: Clavage entre la pile 1 et la pile 2 et construction du fléau sure la pile 3.



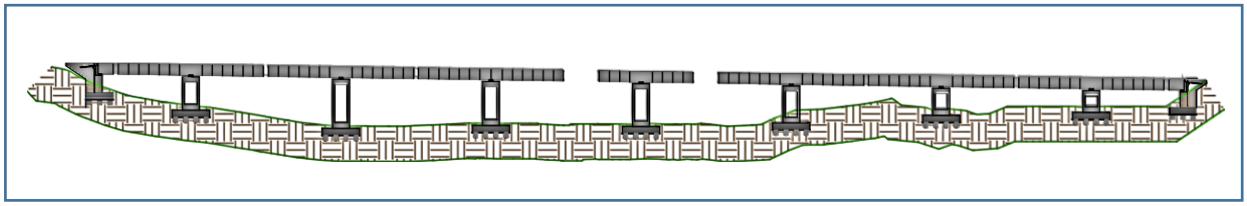
Phase 4: Clavage entre la pile 2 et la pile 3 et construction du fléau sure la pile 7.



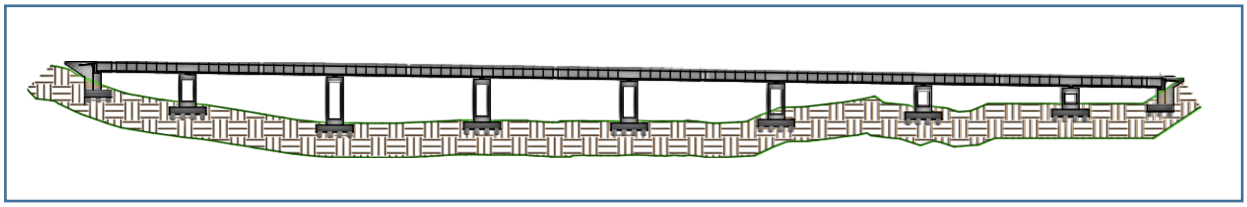
Phase 5: construction du fléau sure la pile 6 et du tronçon sur cintre de la culée 2.



Phase 6: Clavage entre la pile 6 et la pile 7 et construction du fléau sure la pile 5.



Phase 7: Clavage entre la pile 5 et la pile 6 et construction du fléau sure la pile 4.



Phase 8: Clavage avec le fléau de la pile 4, détension des câbles de clouage et déposition des cales.

IV.3.2 Modélisation

Le marché des logiciels de calcul structurel propose une multitude d'outils, chacun optimisé pour des applications spécifiques. Notre choix s'est porté sur MIDAS Civil, une référence en modélisation, apprécié pour son interface intuitive et ses fonctionnalités avancées dédiées à la conception et à l'analyse des ponts et viaducs. Développé par MIDAS IT, ce logiciel se démarque par ses performances robustes et ses outils spécialement conçus pour répondre aux exigences des ingénieurs en génie civil.



Figure IV.7: Midas civil

La modélisation de notre ouvrage est faite comme suite :

- Les sections sont importées vers MIDAS sous format DXF.
- Les éléments de la structure sont des éléments barres, ils sont d'abord dessinées sur AutoCAD, puis importés dans MIDAS au format DXF.

— Identification et application des charges statiques (poids propre, charges d'exploitation) et dynamiques (vent, séisme, circulation) avec ses groupes de charge et ces combinaisons qui sont définit selon la fiche UIC 776-1 (Voir chapitre 3).

IV.3.3 Résultats

Les résultats des sollicitations maximales (V et M) sont présentés ci-dessous sous forme de diagrammes, en considérant les combinaisons les plus défavorables à l'État Limite de Service (ELS) et à l'État Limite Ultime (ELU). Les valeurs sont exprimées en kN pour l'effort tranchant et en kN·m pour le moment fléchissant

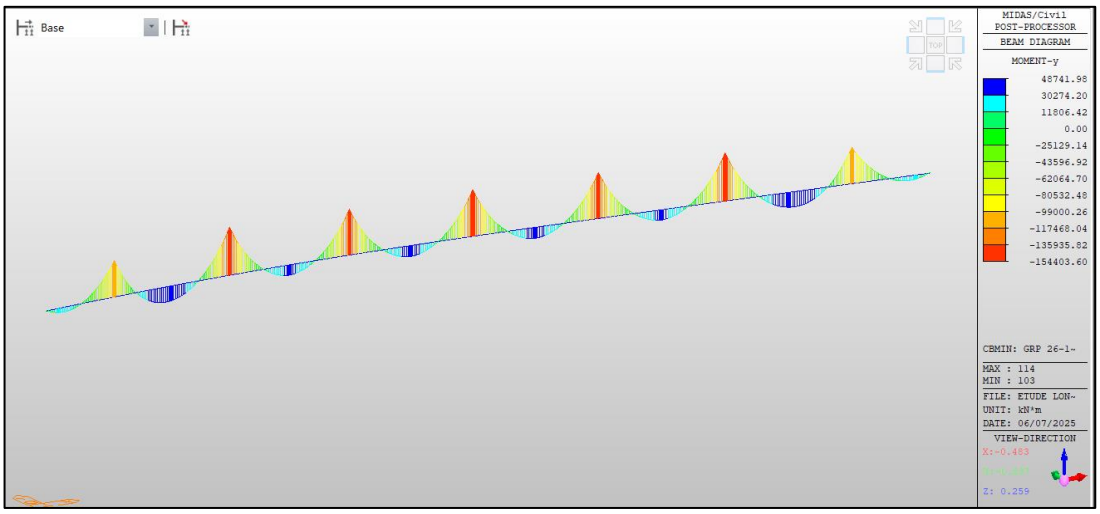


Figure IV.8 :(Mmax) à l'ELS sous la combinaison Grp26-1-2

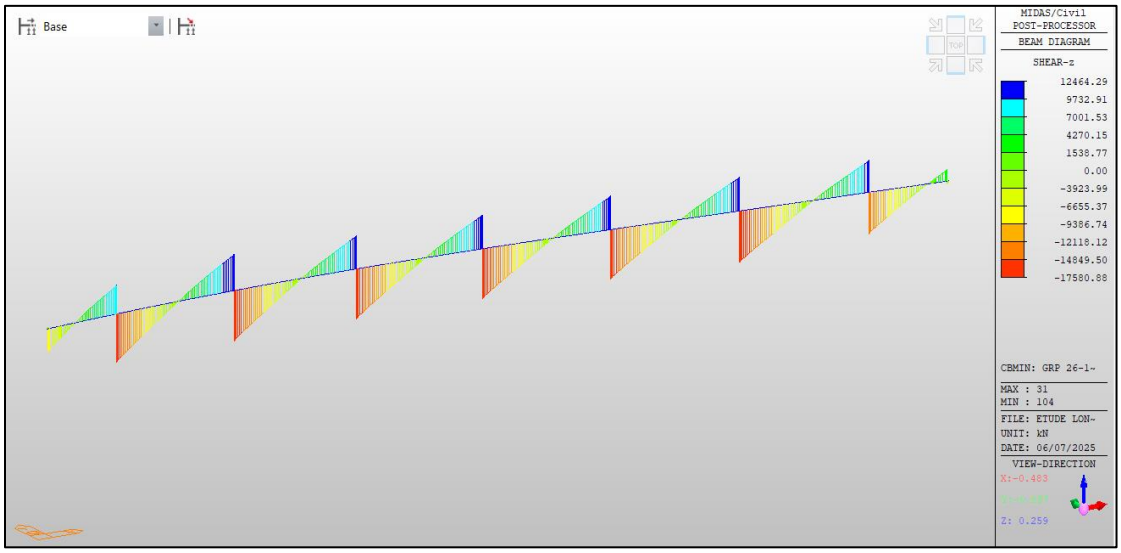


Figure IV.9 :(Tmax) à l'ELS sous la combinaison Grp26-1-2

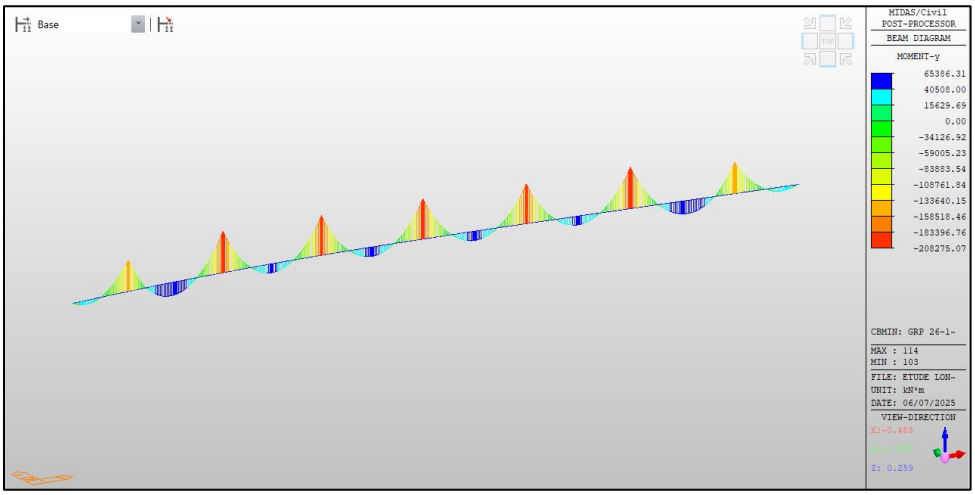


Figure IV.10 :(Mmax) à l'ELU sous la combinaison Grp26-1-2

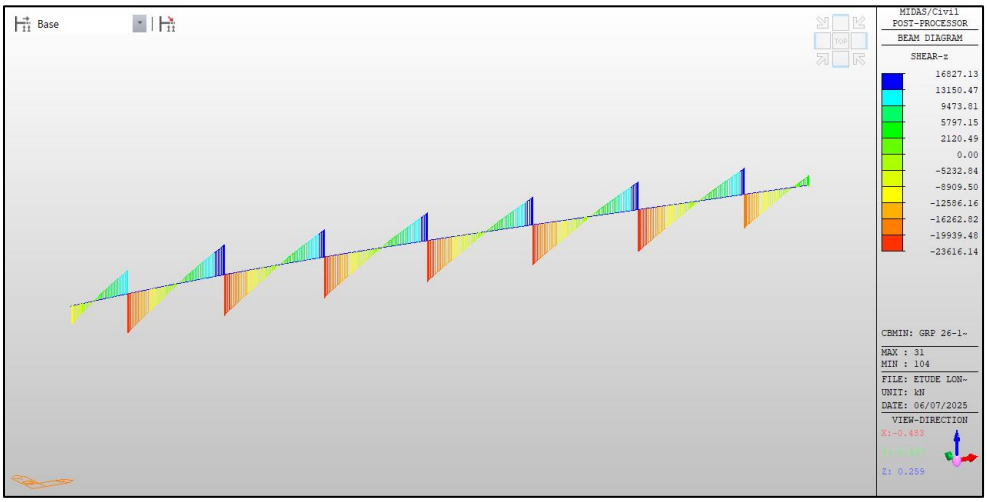


Figure IV.11 :(Tmax) à l'ELU sous la combinaison Grp26

IV.4 CONCLUSION

L'étude du tablier d'un pont à voussoirs construit par encorbellements successifs se divise en deux phases distinctes :

— Avant le clavage, chaque fléau est analysé isolément dans un système isostatique, avec un moment d'encastrement maximal au droit des piles.

— Après le clavage, le système devient hyperstatique suite à la mise en œuvre des câbles de continuité.

Une fois les sollicitations déterminées à partir des combinaisons déjà définies au chapitre précédent, l'étape suivante consiste à dimensionner la précontrainte nécessaire pour assurer la stabilité et la résistance du tablier.

CHAPITRE V

ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

V.1 INTRODUCTION

Dans les ponts construits par encorbellements successifs, la stabilité longitudinale est assurée par deux types de câbles de précontrainte :

- **Les câbles de fléau**, placés dans les goussets supérieurs, sont tendus au fur et à mesure de la construction pour reprendre les moments négatifs et maintenir l'équilibre des fléaux.
- **Les câbles de continuité**, placés à proximité de la clef des travées, sont disposés dans les goussets inférieurs du caisson afin d'assurer la continuité du tablier en reprenant les moments fléchissants positifs.

L'objectif de ce chapitre est de présenter une étude détaillée de la précontrainte, en adoptant l'approche de la précontrainte intérieure pour reprendre l'ensemble des effets des charges et surcharges. Cette étude débutera par l'estimation du nombre nécessaire de câbles, se poursuivra par le calcul des pertes de précontrainte, et s'achèvera par la vérification des contraintes dans le béton.

V.2 ETUDE DE LA PRECONTRAINTE DU FLEAU

V.2.1 Détermination du nombre de câbles de fléau

Le nombre de câbles de fléau nécessaires est déterminé à l'aide de la relation suivante :

$$\boldsymbol{n \geq \frac{P}{(1 - \Delta P) \times P_0}}$$

Avec :

- P : effort total de précontrainte requis
- n : nombre de câbles
- P_0 : effort limite de précontrainte fourni par un câble type 19T15, classe 1860
- ΔP : pourcentage des pertes de précontrainte, estimé à 25 %.

❖ **Évaluation de l'effort de précontrainte P_0 :**

La tension d'origine :

$$\sigma_{p_0} = \min\left(0.8\, f_{prg}; 0.9\, f_{peg}\right) \rightarrow \sigma_{p_0} = 1488\ MPA$$

$$P_0 = \sigma_{p_0} \times S_{cable\ 19T15} \quad ; S = 2660\ mm^2 \quad ; P_0 = 3.96\ MN$$

❖ **Évaluation de l'effort de précontrainte P :**

L'effort de précontrainte P est déterminé à partir de la relation suivante :

$$P \geq \frac{\frac{M \times v}{I}}{\frac{1}{S} + \frac{e \times v}{I}} \quad ; e = v - d$$

Avec :

- P : l'effort de précontrainte
- v : la distance du centre de gravité de la section considérée à la fibre supérieure
- I : le moment d'inertie longitudinal de la section.
- e : l'excentricité du câble par rapport au centre de gravité.
- M : moment maximal dû au poids propre et surcharge.
- S : la section du voussoir sur l'axe de la pile.
- d : Distance verticale entre CDG du câble de précontrainte et la fibre supérieure.

➢ **Application numérique :**

M = 107.277MN (combinaison de charges : G + Q, avec Q représentant les différentes charges de chantier définies au Chapitre VI).

d = 0.15 m ;

I=28.33 m^4 ; $P \geq 53.65\ MN$

S= 23.96 m^2 ; $d'ou : \ n \geq 18.07$

v = 1.56 m ; $Prenons\ donc\ 24\ cables\ de\ 19\ T15$

NB : Le nombre de câbles doit être un entier pair afin d'assurer une répartition symétrique entre les deux âmes pour éviter le risque de torsion.

Le nombre de câbles correspondant à chaque phase de réalisation est résumé dans le tableau ci-après :

Tableau V-1 Nombre de câbles de fléau arrêté dans chaque voussoir.

	x (m)	M (kN.m)	H (m)	υ' (m)	υ (m)	I (m^4)	S (m^2)	e (m)	P (MN)	N câble	N retenus	N tirés
Axe VSP	0	107276.75	3.5	1.94	1.56	28.33	23.96	1.413	49.451	16.66	24.00	0
Fin VSP	4	82424.20	3.5	2.15	1.35	17.66	10	1.198	32.855	11.07	24.00	4
Fin V01	7.6	61566.80	3.5	2.15	1.35	17.66	10	1.198	24.939	8.40	20.00	4
Fin V02	11.2	39164.70	3.5	2.15	1.35	17.66	10	1.198	15.611	5.26	16.00	4
Fin V03	14.8	24036.00	3.5	2.15	1.35	17.66	10	1.198	9.581	3.23	12.00	4
Fin V04	18.4	12580.70	3.5	2.15	1.35	17.66	10	1.198	5.015	1.69	8.00	4
Fin V05	22	3598.70	3.5	2.15	1.35	17.66	10	1.198	1.434	0.48	4.00	2
Fin V06	25.6	0.00	3.5	2.15	1.35	17.66	10	1.198	0.000	0.00	2.00	2

V.2.2 Position et enrobage des câbles

— L'espacement horizontal entre axes de deux câbles : $e_h \geq 2 \times \Phi_g \rightarrow e_h \geq 20\ cm$

— L'espacement vertical entre axes de deux câbles : $e_v \geq 2 \times \Phi_g \rightarrow e_v \geq 20\ cm$

— L'enrobage : $C = \max\left({}^{3}/_{4}\, a\ ;\ \Phi_g\ ; d\right)\ avec\ d = 4cm\ ; a = \Phi_g = 10\ cm \rightarrow\ C = 10cm$

V.2.3 Disposition des ancrages

Selon le guide Précontrainte Freyssinet, les ancrages doivent être disposés à une distance suffisante des parois et séparés entre eux par un entraxe minimum.

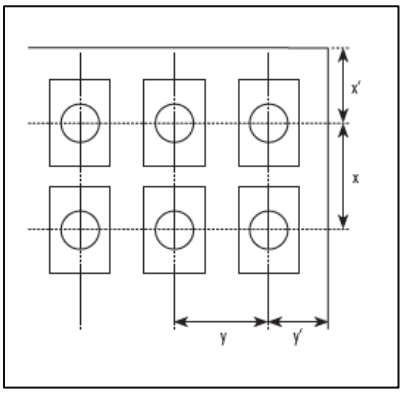


Figure V-1 : Espacement entre les plaques d'ancrage.

Les dimensions x et y doivent satisfaire les conditions suivantes :

- $x \geq A + 30\ (mm)$
- $y \geq B + 30\ (mm)$
- $x\,.\,y \geq a\,.\,b$
- $x \geq 0.85\ a$
- $y \geq 0.85\ b$
- $x' \geq 0.5\ x + enrobage\ de\ beton - 10\ (mm)$
- $y' \geq 0.5\ y + enrobage\ de\ beton - 10\ (mm)$

Avec :

- A, B : dimensions en plan de la tromplaque (A ≥ B)
- A, b : dimensions du prisme d'essai (a ≥ b)

Les valeurs de a et b sont fournies dans les tableaux ci-dessous pour trois classes de résistance du béton différentes, correspondant aux valeurs def_{cm0}.

La résistance moyenne du béton est donnée par :

$$\boldsymbol{f_{cm0} = f_{c28} + 8} \qquad \text{(Conformément à l'Eurocode 2).}$$

Si le projet prévoit un f_{cm0} différent de ceux indiqués dans les tableaux, une interpolation linéaire peut être réalisée afin de déterminer les valeurs correspondantes de **x** et **y**.

Tableau V-2 : Les valeurs de "a" et "b".

	$a = b\ (mm)$		
	$f_{cm0}\ (MPA)$		
Unités	24	44	60
19 T15	530	400	380

Dans notre cas, l'équation d'interpolation linéaire est donnée par : $f(x) = 400 - 1.25\ (x - 40)$

➢ **Application numérique :**

Pour $f_{c28} = 40\ MPA \ \rightarrow \ f_{cm0} = 48\ MPA$

$x \geq 300 + 30 = 330\ mm \quad ; y \geq 250 + 30 = 280\ mm$

$x \times y \geq 395 \times 395 \ \rightarrow \begin{cases} x \geq 0.85 \times 395 = 337.75\ mm \\ y \geq 0.85 \times 395 = 337.75\ mm \end{cases}$

On adopte : $x = y = 400\ mm$

Pour la distance de l'ancrage : $x' = 500\ mm \ ; \ y' = 510\ mm$

V.2.4 Trace des câbles en plan

En plan, les câbles de précontrainte suivent initialement un tracé parallèle à l'axe longitudinal de la poutre-caisson. Pour permettre leur ancrage dans l'axe de l'âme, ils adoptent ensuite une trajectoire en forme de « S ». Toutefois, il est possible, lorsque les conditions le permettent, de conserver un tracé rectiligne sans variation en plan.

- L'équation de la parabole : $Z(x) = Z0 + (Z1 - Z0)\ (\frac{x}{l})^2$
- Les rayons de courbure : $R_i(x) = \frac{(x_i)^2}{2 \times (Z_i - Z_{i+1})} \quad ; R_i(x) = \frac{(x_{i+1})^2}{2 \times (Z_{i+1} - Z_{i+2})}$
- L'inclinaison dans la section intermédiaire :$\beta_i(x) = Arctg\ \frac{2 \times (Z_i - Z_{i+1})}{X_i}$
- L'inclinaison de la section d'ancrage : $\beta_{i+1}(x) = Arctg\ \frac{2 \times (Z_{i+1})}{X_{i+1}}$

Dans notre cas, les deux courbes auront la même allure mais en sens opposes :$X_i = X_{i+1}$

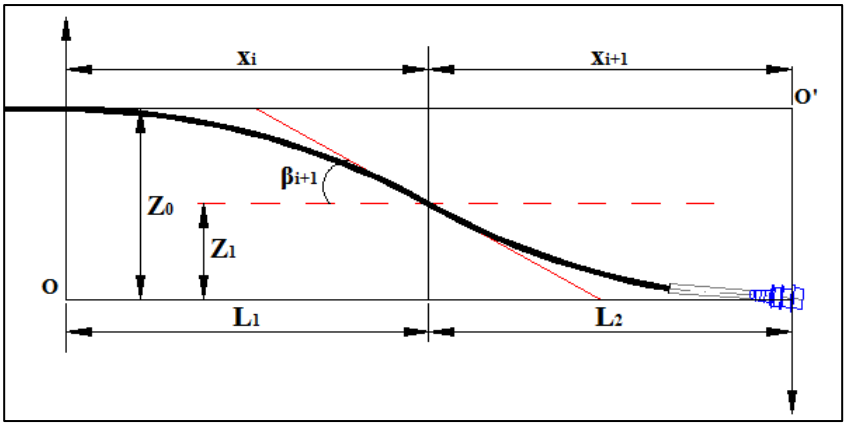


Figure V-2 : Tracé des câbles en plan.

V.2.5 Trace des câbles en élévation

Le tracé des câbles doit respecter les principes suivants :

— Éviter autant que possible le croisement des câbles

— Assurer une trajectoire rectiligne des câbles jusqu'au dernier voussoir, où ils subiront une déviation parabolique.

- L'équation de la parabole : $y(x) = d_0 + (d_1 - d_0)\ (\frac{x}{l})^2$
- Le rayon de courbure en un point d'une distance x : $R_c(x) = \frac{x^2}{2 \times (d_1 - d_0)} \geq R_{min}$
- L'angle de déviation :$\alpha_n = Arctg\big(2 \times (d_1 - d_0)\big)\ (\frac{x}{l})^2$

Avec :

— d_0 : distance du CDG du câble a la fibre supérieure

— d_1 : distance du point d'ancrage a la fibre supérieure

— L : distance sur laquelle se fait la courbure

— R_{min} : rayon minimal pour les câbles 19T15,$R_{min} = 10\ m$.

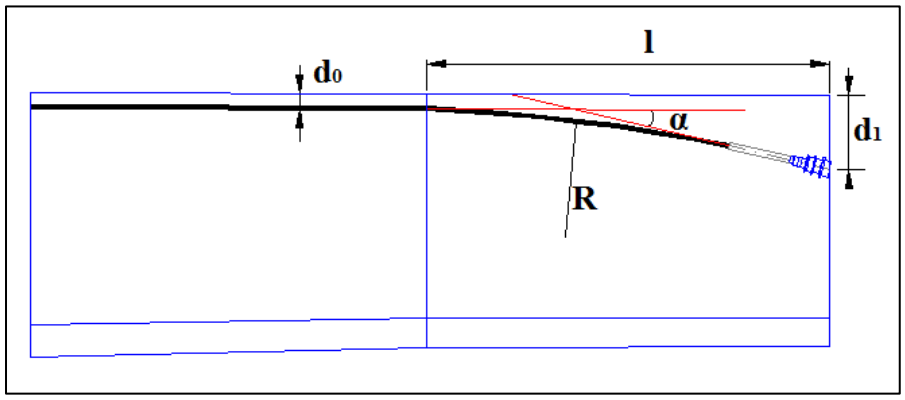


Figure V-3 : Tracé des câbles en élévation.

Tableau V-3 : Tracé en plan.

câbles	$L_{1,2}\ (m)$	$Z_i\ (m)$	$Z_{i+1}\ (m)$	$X_i\ ; X_{i+1}(m)$	$R_i\ ; R_{i+1}(m)$	$\beta_i\ ; \beta_{i+1}\ (rad)$	équation
C0 ; C1	RECTILIGNE						
C2	1.8	0.2	0.1	1.8	16.200	0.111	$0.2 - 0.0309\ x^2$
C3	3.6	0.4	0.2	3.7	32.400	0.111	$0.4 - 0.0154\ x^2$
C4	3.6	0.6	0.3	3.7	21.600	0.165	$0.6 - 0.0231\ x^2$
C5 ; C6	3.6	0.8	0.4	3.7	16.200	0.219	$0.8 - 0.0309\ x^2$

Tableau V-4 : Tracé des câbles en élévation.

Câbles	$L\ (m)$	$d_0(m)$	$d_1(m)$	$R_i(m)$	$\alpha\ (rad)$	équation
C0	RECTILIGNE					
C1 ; C2 ; C3 ; C4 ; C5 ; C6	3.60	0.15	0.5	18.514	0.17	$0.15 - 0.0270\ x^2$

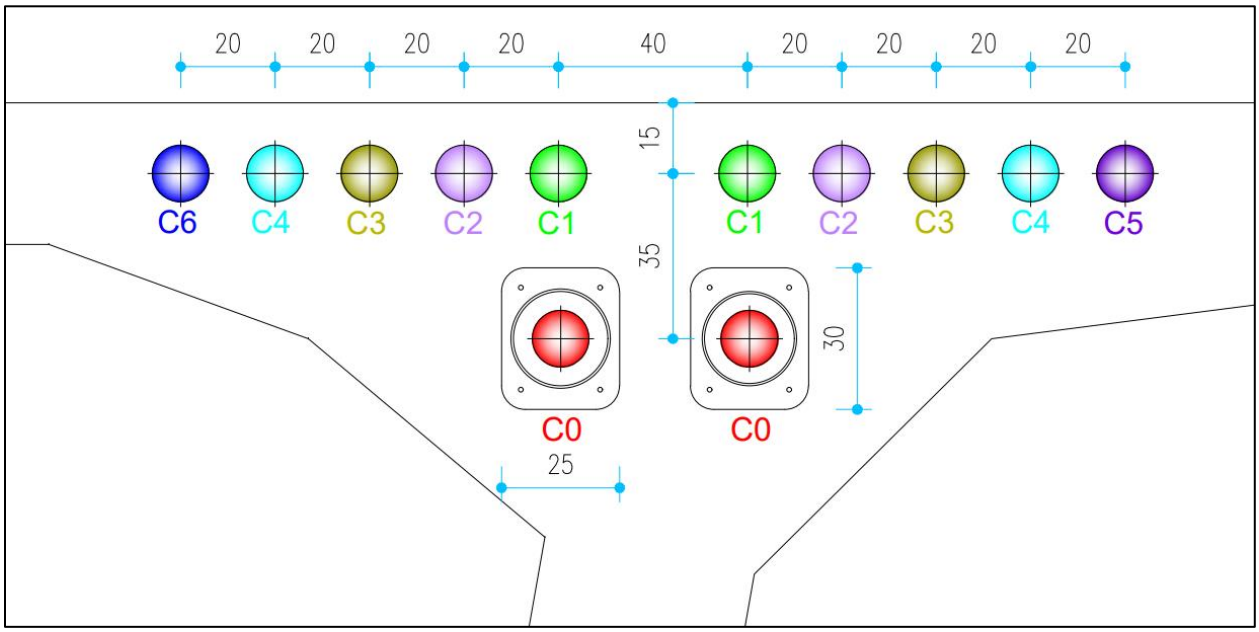
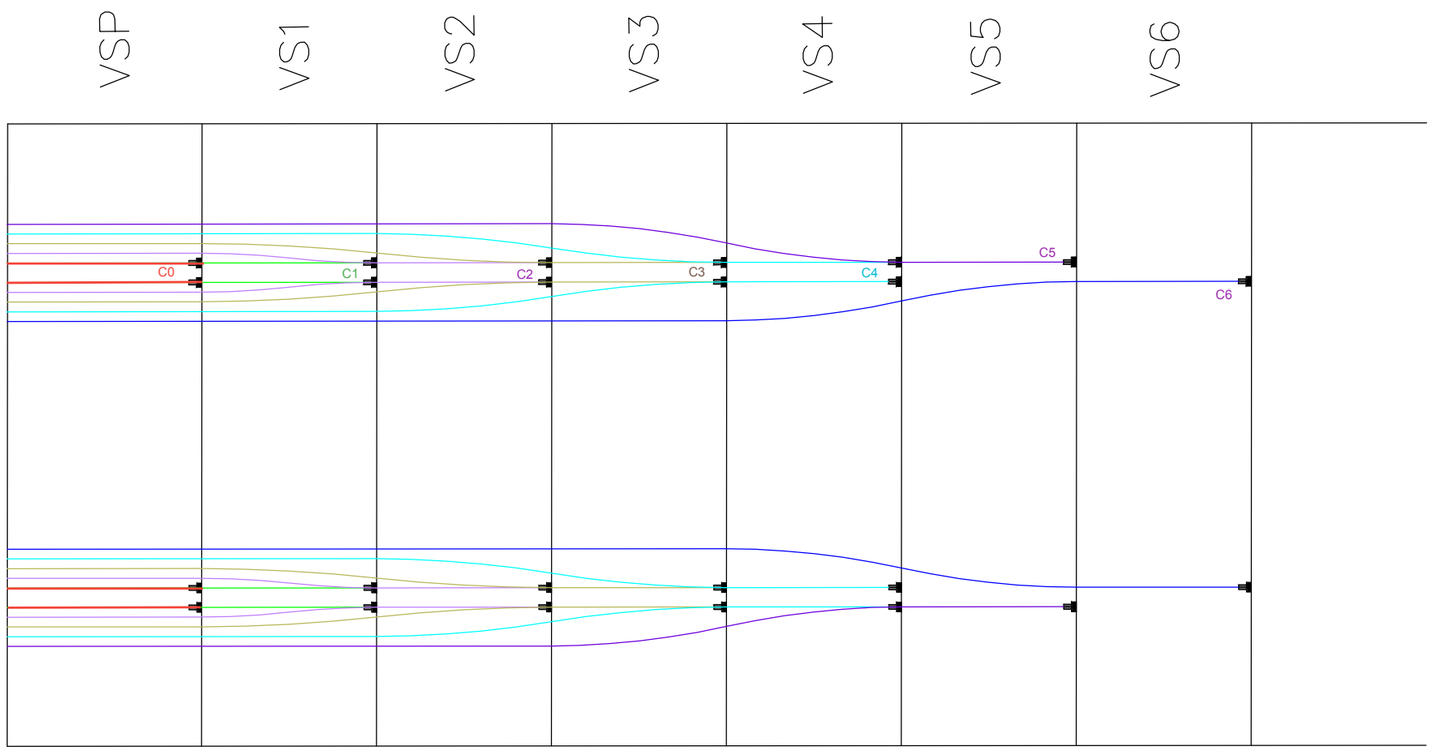
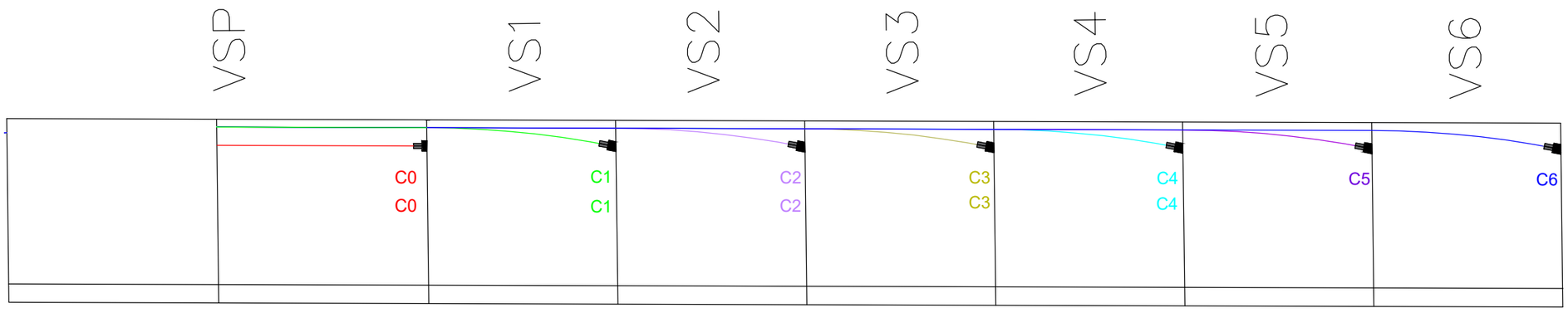


Figure V.4 – Disposition des câbles de fléau

VUE EN PLAN ECH: 1/130



VUE EN ELEVATION ECH: 1/100



PROJET DE FIN D'ETUDE	Réalisé par	CHAPITRE V	Tracé des câbles	Planche N°	Année universitaire
CONCEPTION ET ETUDE D'UN VIADUC AU PK 48 SUR LA LIGNE FERROVIARE BEN MANSOUR /BEJAIA	KHALFOUNE Youcef BENZENATI Omar	Etude de Précontrainte	Câbles de fléau	1/1	2024 / 2025

ENSTP
المدرسة الوطنية العليا للأشغال العمومية
Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics
National School of Built and Ground Works Engineering

V.2.6 Evaluation des pertes de la précontraintes

En général, le terme « perte de précontrainte » désigne toute diminution de la force appliquée initialement par le vérin lors de la mise en tension, mesurée à un point donné d'une armature à un moment précis. Dans le béton précontraint, ces pertes sont loin d'être négligeables et peuvent atteindre 20 à 30 % de la tension initiale. Elles se répartissent en deux catégories : les pertes instantanées et les pertes différées.

V.2.6.1 Pertes instantanées

Les pertes instantanées se produisent dans un laps de temps relativement court, au moment de la mise en tension des câbles de précontrainte. Elles sont principalement dues à :

- La perte de tension par frottement :$\Delta\sigma_{\varphi}$
- La perte de tension par glissement à l'ancrage :$\Delta\sigma_{g}$
- La perte de tension due à la déformation instantanée du béton :$\Delta\sigma_{e}$

La valeur totale des pertes instantanées est donnée par la relation :$\Delta\sigma_{i} = \Delta\sigma_{\varphi} + \Delta\sigma_{g} + \Delta\sigma_{e}$

a. Pertes de tension par frottement

Ce type de perte résulte du frottement entre le câble et la gaine lors de la mise en tension, notamment en raison des courbures du tracé et des déviations parasites, même en zones rectilignes. Ce phénomène est exprimé par la formule suivante :

$$\boldsymbol{\Delta\sigma_{\varphi}(x) = \sigma_{p0} \times (1 - e^{-(f\theta + \varphi x)})}$$

Avec :

- σ_{p0} : la tension initiale à l'origine.
- e : la base du logarithme népérien.
- f = 0,16 : coefficient de frottement en courbe.
- θ : somme des déviations angulaires sur une distance x.
- $\varphi = 0.002$: coefficient de frottement en ligne droite.
- x : distance entre la section considérée et l'ancrage.

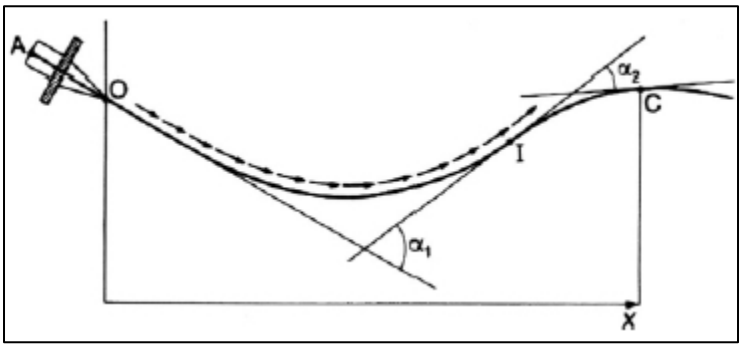


Figure V-5 : Pertes par frottement.

b. Pertes de tension par recul d'ancrage :

Ces pertes de tension résultent du glissement de l'armateur par rapport à son ancrage, du tassement ou de la déformation de l'ancrage, son influence diminue à partir de l'ancrage jusqu'à s'annuler à une distance « d », cela est résumer par la formule :

$$\Delta\sigma_g(x) = 2 \times \sigma_{p0} \times k \times (d - x) \qquad ; k = f \times \frac{\beta}{L} + \varphi \qquad ; d = \frac{E_p \times g}{\sqrt{\sigma_{p0} \times k}}$$

Avec :

- k : fonction croissante liée aux effets de frottement.
- d : longueur au-delà de laquelle la perte s'annule.
- g : glissement à l'ancrage (en mm), $g = 2\ mm$.
- E_p : module d'élasticité de l'acier de précontrainte ($E_p = 190\ 000\ MPA$).

c. Perte de tension due à la non-simultanéité de la mise en tension

L'ouvrage étant construit par étapes, les câbles sont tendus successivement. Cette mise en tension progressive provoque un raccourcissement de la pièce à chaque câble tendu, entraînant une perte de tension pour les câbles déjà en place. Si la pièce contient n câbles, chaque câble subira l'effet des (n−1) autres, sauf le dernier. Ainsi, la perte moyenne de tension due au raccourcissement instantané du béton est donnée par :

$$\Delta\sigma_e(x) = \frac{n-1}{2n} \times E_p \times \frac{\sigma_b}{E_{bi}}$$

A titre de simplification, le BPEL donne la perte moyenne par câble :$\Delta\sigma_e(x) = \frac{1}{2} \times \frac{E_p}{E_{bi}} \times \sigma_{bi}$

Sachant que :$\frac{E_p}{E_{bi}} = \frac{190\,000}{37619.47} = 5.05$ D'où :$\Delta\sigma_e(x) = 2.52 \times \sigma_{bi}$ avec :$\sigma_b = \frac{P}{B} + \frac{P \times e^2}{I} + \frac{M_p \times e}{I}$

- E_{bi} : module de déformation instantanée du béton
- σ_b : Contrainte de compression dans le béton à l'emplacement des câbles suite a la mise en tension suppose simultanée des « n » câbles
- P : effort de précontrainte prenant les pertes précédentes :$P = P_0 \times (1 - \Delta p)$
- M_p: moment dû au poids propre,

V.2.6.2 Pertes de tension différées

La tension dans les câbles diminue progressivement au fil du temps. On distingue trois types de pertes :

- Pertes due au retrait du béton :$\Delta\sigma_r$
- Pertes due au fluage du béton : $\Delta\sigma_{fl}$
- Pertes due à la relaxation de l'acier : $\Delta\sigma_p$

Ainsi, la valeur totale des pertes différées s'exprime par la relation : $\Delta\sigma_d = \Delta\sigma_r + \Delta\sigma_{fl} + \frac{5}{6}\Delta\sigma_p$

a. Pertes par retrait

Au cours de son durcissement, le béton subit un retrait lié à l'évaporation de l'eau excédentaire et aux réactions d'hydratation. Ce phénomène se manifeste principalement durant les premiers mois suivant le coulage.

Si t_0 est l'âge du béton au moment de la mise en tension, la partie non effectué encore du retrait vaut : $\varepsilon_r\ (1 - r(t_0))$.

La perte finale de tension par retrait est donc :$\Delta\sigma_r = E_p\ \varepsilon_r\ (1 - r(t_0))$

Très souvent, la fonction $r(t_0)$ est négligeable devant 1, ce qui simplifie la formule à :

$$\Delta\sigma_r = E_p\ \varepsilon_r$$

Avec :

- ε_r : retrait final, estimé a 2×10^{-4} pour une région tempérée
- $r(t_0)$: la fonction d'évolution du retrait au cours du temps.

b. Pertes par fluage

Le fluage du béton est une déformation différée qui se manifeste lorsqu'une contrainte constante est appliquée dans le temps. Contrairement au retrait, cette déformation débute dès le chargement et s'amplifie progressivement.

La perte de tension due au fluage vaut : $\Delta\sigma_{fl} = E_p\ \varepsilon_f$, avec : $\varepsilon_f = \frac{\sigma_M - \sigma_b}{E_{bj}}$

σ_M : Contrainte maximale (après pertes instantanés) de compression du béton au niveau du câble moyen ; d'après le BPEL cette contrainte vaut : $\sigma_M = 1.5\ \sigma_b$

D'où : $\Delta\sigma_{fl} = 2.5 \times \sigma_b(x) \times \frac{E_p}{E_{bj}}$

c. Pertes par relaxation

La relaxation de l'acier est un relâchement de la tension, cette perte dépend de l'acier et de son traitement. La perte de tension finale due à la relaxation peut être estimée par la formule :

$$\Delta\sigma_p = \frac{6}{100} \times \rho_{1000} \times (\mu - \mu_0) \times \sigma_i(x)\ \ ; avec : \mu = \frac{\sigma_i(x)}{f_{prg}}$$

Avec :

- ρ_{1000} : coefficient de relaxation garantie à 1000 h.
- μ_0 : coefficient valant 0.43 pour les armatures à très basse relaxation (TBR).
- $\sigma_i(x)$: contrainte initiale de l'armature dans la section d'abscisse x.

V.2.6.3 Les pertes totales

Les pertes totales sont la somme des pertes instantanées et différées : $\Delta\sigma_{tot} = \Delta\sigma_i + \Delta\sigma_d$

- **Application sur les câbles du fléau**

Le tableau ci-dessous est le résultat d'un calcul plus détaillé donné à **l'Annexe C.**

Tableau V.5 : Pourcentages (%) des pertes de tension moyennes des câbles de fléau.

Section	$\Delta\sigma_\varphi$	$\Delta\sigma_g$	$\Delta\sigma_e$	$\Delta\sigma_i$	$\Delta\sigma_r$	$\Delta\sigma_{fl}$	$\Delta\sigma_p$	$\Delta\sigma_d$	$\Delta\sigma_{tot}$
Axe VSP	9.72	0.63	0.67	11.02	2.55	3.29	3.76	8.97	19.99
FIN VSP	8.08	1.57	1.70	11.35	2.55	7.89	3.71	13.53	24.88
FIN V1	7.90	3.40	1.45	12.74	2.55	6.75	3.51	12.22	24.96
FIN V2	6.83	4.53	1.23	12.59	2.55	5.79	3.38	11.15	23.74
FIN V3	5.36	5.44	0.99	11.79	2.55	4.66	3.65	10.25	22.03
FIN V4	3.43	6.22	0.68	10.33	2.55	3.22	3.87	8.99	19.32
FIN V5	2.19	6.79	0.37	9.36	2.55	1.76	4.01	7.66	17.01
FIN V6	0.00	11.27	0.18	11.45	2.55	0.84	3.70	6.47	17.92

- On constate que les pertes totales calculées sont globalement proches de l'estimation initiale (25%). Pour la suite des calculs, on adopte la valeur :$\Delta\sigma_{tot} = 24.96\%$

V.2.7 Vérification des contraintes normale

Cette étape vise à vérifier que les contraintes normales dans les fibres extrêmes du tablier, en phase de construction et en service, restent dans les limites admissibles. La contrainte calculée doit satisfaire la condition suivante : $\overline{\sigma_{bt}} \leq \sigma_y \leq \overline{\sigma_{bc}}$

Où : $$\sigma_y = \frac{P}{B} + \frac{P \times e_0 + M}{I} \times y$$

Avec :

— P : effort de précontrainte après pertes.

— B : aire de la section transversale.

— I : moment d'inertie de la section.

— e_0: excentricité moyenne du câble.

— M : moment extérieur appliqué.

— y : distance du centre de gravité aux fibres extrêmes.

V.2.7.1 Vérification des contraintes pour le demi-fléau en phase de construction

— $\Delta P = 24.96\%$

— $\sigma_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 40 = 24\ MPA$

— $\sigma_{bt1} = 1.5 \times f_{t28} = 1.5 \times 3 = 4.5\ MPA$

— $\sigma_{bt2} = 0.7 \times f_{t28} = 0.7 \times 3 = 2.1\ MPA$

Les résultats sont résumés dans le **tableau V.6** (les contraintes sont bien vérifiées).

Tableau V.6 : Contraintes des fibres extrêmes dans la phase de construction.

section	x (m)	N° câbles	M (KN.m)	υ' (m)	υ (m)	I (m4)	S (m2)	emoy (m)	P (MN)	σsup (MPA)	σInf (MPA)
Axe VSP	0	24.00	107276.75	1.94	1.56	28.33	23.96	1.35	48.23	-0.30	4.88
Fin VSP	4	24.00	82424.20	2.15	1.35	17.67	10.00	1.14	48.23	2.73	8.17
Fin V01	7.6	20.00	61566.80	2.15	1.35	17.67	10.00	1.13	40.19	2.78	6.00
Fin V02	11.2	16.00	39164.70	2.15	1.35	17.67	10.00	1.11	32.16	2.95	3.64
Fin V03	14.8	12.00	24036.00	2.15	1.35	17.67	10.00	1.08	24.12	2.57	2.17
Fin V04	18.4	8.00	12580.70	2.15	1.35	17.67	10.00	1.02	16.08	1.90	1.14
Fin V05	22	4.00	3598.70	2.15	1.35	17.67	10.00	1.02	8.04	1.16	0.24
Fin V06	25.6	2.00	0.00	2.15	1.35	17.67	10.00	0.85	4.02	0.66	-0.01

V.3 ETUDE DE LA PRECONTRAINTE DE CONTNUITE

V.3.1 Détermination du nombre de câbles de continuité en travée principale

Les câbles de continuité sont dimensionnés pour reprendre les moments positifs apparaissant à l'État Limite de Service (ELS). Leur calcul s'appuie sur le moment fléchissant maximal déterminer à partir de la combinaison de charges la plus défavorable, déterminé dans le chapitre VI, en appliquant les formules suivantes :

$$P \geq \frac{\frac{M \times v'}{I}}{\frac{1}{S} + \frac{e \times v}{I}} \qquad ; e = v' - d \qquad ; n \geq \frac{P}{(1 - \Delta P) \times P_0}$$

— M : le moment fléchissant dû à la combinaison de charge la plus défavorable.

— v': distance du CDG de la section à la fibre inférieure.

— ΔP : les pertes de tension, estimées à 24.96 %.

Le tableau V.14 présente le nombre de câbles de continuité requis pour la travée principale (P6–P7), qui est la plus sollicitée. Un exemple de calcul est ensuite donné pour le voussoir V6, représentant le cas le plus défavorable.

Tableau V.7 ***:*** *Estimation du nombre de câbles de continuité pour la travée principale* ***P9–P10***

	x (m)	M (KN.m)	υ' (m)	υ (m)	I (m4)	S (m2)	e (m)	P (MN)	N câble	N re-tenus
FIN VSP	0	-36928.20	2.15	1.35	17.67	10.00	2.00	-13.08	-4.40	2
FIN V1	3.6	2655.40	2.15	1.35	17.67	10.00	2.00	0.94	0.32	4
FIN V2	7.2	20770.10	2.15	1.35	17.67	10.00	2.00	7.36	2.48	6
FIN V3	10.8	52002.50	2.15	1.35	17.67	10.00	2.00	18.42	6.20	8
FIN V4	14.4	75325.20	2.15	1.35	17.67	10.00	2.00	26.68	8.98	10
FIN V5	18	90630.90	2.15	1.35	17.67	10.00	2.00	32.10	10.81	12
FIN V6	21.6	97965.60	2.15	1.35	17.67	10.00	2.00	34.70	11.68	12
clavage	22.5	98583.30	2.15	1.35	17.67	10.00	2.00	34.92	11.75	12
FIN V6	23.4	98784.40	2.15	1.35	17.67	10.00	2.00	34.99	11.78	12
FIN V5	27	94800.40	2.15	1.35	17.67	10.00	2.00	33.58	11.30	12
FIN V4	30.6	82853.50	2.15	1.35	17.67	10.00	2.00	29.35	9.88	10
FIN V3	34.2	62920.80	2.15	1.35	17.67	10.00	2.00	22.29	7.50	8
FIN V2	37.8	35380.60	2.15	1.35	17.67	10.00	2.00	12.53	4.22	6
FIN V1	41.4	3268.70	2.15	1.35	17.67	10.00	2.00	1.16	0.39	4
FIN VSP	45	-31641.90	2.15	1.35	17.67	10.00	2.00	-11.21	-3.77	2

- **Application numérique :**

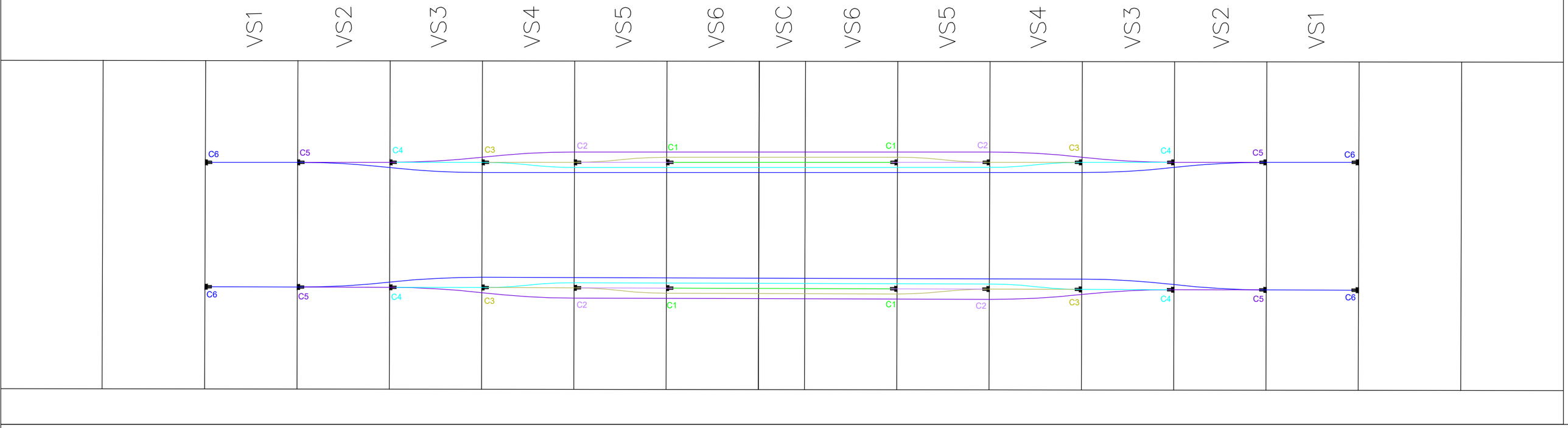
M^{ser} =98.784 MN.m ; combinaison :$G + 1.33 \times G_{bal} + Gr26 + 0.6\,(0.35\,\Delta T^{+} + GT^{+})$

$v' = 2.15\,m \quad ; d = 0.15\,m \quad ; e = 2\,m \quad ; I = 17.67\,m^4 \quad ; S = 10\,m^2$

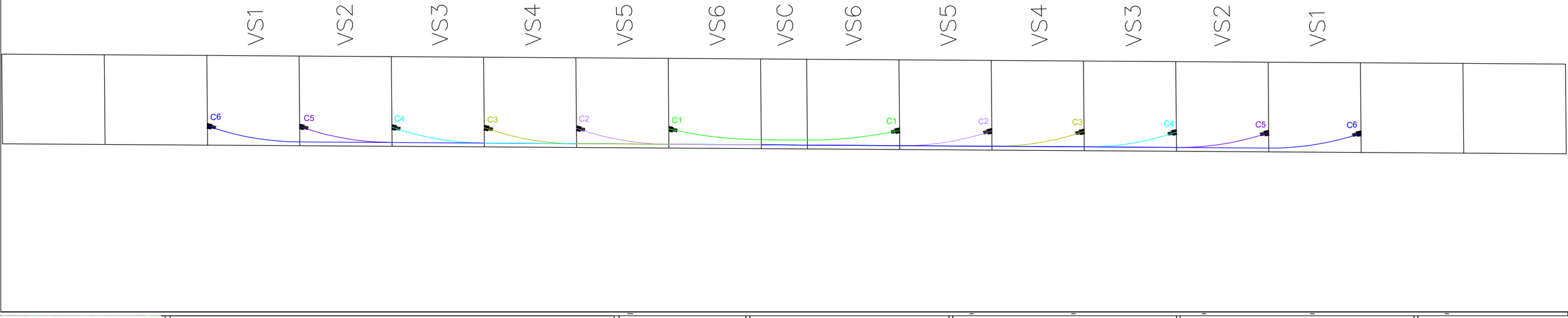
$P_0 = 3.96\,MN \quad ; \Delta P = 24.96\% \quad ; P = 34.99\,MN \quad \rightarrow n \geq 11.78$

On prend : $n = 12\ cables\ de\ 19T15$

VUE EN PLAN ECH: 1/150



VUE EN ELEVATION ECH: 1/120



PROJET DE FIN D'ETUDE	Réalisé par	CHAPITRE V	Tracé des câbles	Planche N°	Année universitaire
CONCEPTION ET ETUDE D'UN VIADUC AU PK 48 SUR LA LIGNE FERROVIARE BEN MANSOUR /BEJAIA	KHALFOUNE Youcef BENZENATI Omar	Etude de Précontrainte	Câbles de continuité -Travée principale	1/1	2024 / 2025

V.3.2 Disposition des câbles

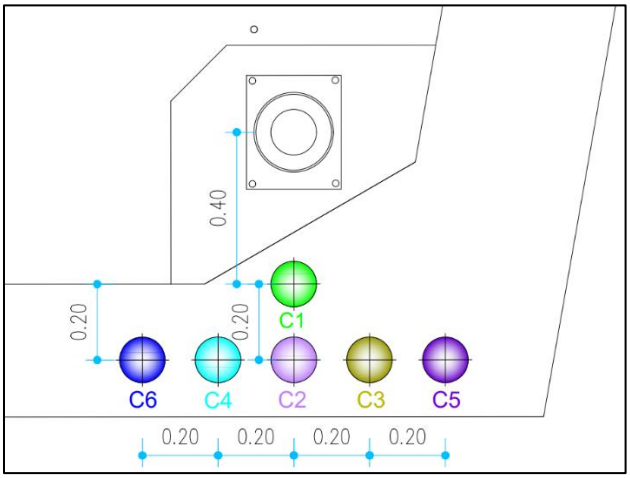


Figure V.6 – Disposition des câbles de continuité

V.3.3 Trace des câbles

Les tableaux suivants représentent les équations et les paramètres de trace en plan et élévation des câbles de la travée principale :

Tableau V.8 : L'allure du tracé en plan des câbles de continuité de la travée principale.

câbles	$L_{1,2}\ (m)$	$Z_i\ (m)$	$Z_{i+1}\ (m)$	$X_i\ ; X_{i+1}(m)$	$R_i\ ; R_{i+1}(m)$	$\beta_i\ ; \beta_{i+1}\ (rad)$	équation
C1; C2	RECTILIGNE						
C3; C4	1.8	0.2	0.1	1.8	16.200	0.111	$0.2 - 0.0309\ x^2$
C5; C6	3.6	0.4	0.2	3.6	32.400	0.111	$0.4 - 0.0154\ x^2$

Tableau V.9 : L'allure du tracé en élévation des câbles de continuité de la travée principale.

Câbles	$L\ (m)$	$d_0(m)$	$d_1(m)$	$R_i(m)$	$\alpha\ (rad)$	équation
C1	3.60	0.35	0.75	16.200	0.19	$0.35 - 0.0400\ x^2$
C2; C3; C4; C5; C6	3.60	0.15	0.75	10.800	0.24	$0.15 - 0.0600\ x^2$

V.3.4 Détermination du nombre de câbles de continuité en travée de rive

Les câbles de continuité dans la travée de rive ont le même rôle que ceux de la travée principale. Ils sont calculés de la même façon, avec les mêmes formules.

➢ **Application numérique :**

M^{ser} =44.300 MN.m ; combinaison :$G + 1.33 \times G_{bal} + Gr26 + 0.6\,(0.35\,\Delta T^{+} + GT^{+})$

$v' = 2.15\,m \quad ; d = 0.15\,m \quad ; e = 2\,m \quad ; I = 17.67\,m^4 \quad ; S = 10\,m^2$

$P_0 = 3.96\,MN \quad ; \Delta P = 24.96\% \quad ; P = 15.70\,MN \quad \rightarrow n \geq 5.28$

On prend : $n = 6\ cables\ de\ 19T15$

Le nombre de câbles de continuité pour la travée de rive (C1–P1), qui est la plus sollicitée, est présenté dans le tableau V.17.

Tableau V-10 : Nombre de câbles de continuité en travée de rive

section	x (m)	M (KN.m)	υ' (m)	υ (m)	I (m4)	S (m2)	e m)	P (MN)	N câble	N retenus
fin Vsp	0	-35843.00	2.15	1.35	17.67	10.00	2.00	-12.70	-4.28	2
fin V1	3.6	8916.50	2.15	1.35	17.67	10.00	2.00	3.16	1.06	2
fin V2	7.2	20075.90	2.15	1.35	17.67	10.00	2.00	7.11	2.39	4
fin V3	10.8	36280.40	2.15	1.35	17.67	10.00	2.00	12.86	4.33	6
fin V4	14.4	44300.40	2.15	1.35	17.67	10.00	2.00	15.70	5.28	6
fin V5	18	44076.50	2.15	1.35	17.67	10.00	2.00	15.62	5.26	6
fin V6	18	35558.00	2.15	1.35	17.67	10.00	2.00	12.60	4.24	6
fin Vc	19.8	28203.00	2.15	1.35	17.67	10.00	2.00	9.99	3.36	4
fin Vs1	22.5	12171.99	2.15	1.35	17.67	10.00	2.00	4.31	1.45	2
fin Vs2	25.2	0.00	2.15	1.35	17.67	10.00	2.00	0.00	0.00	2

V.3.5 Disposition des câbles

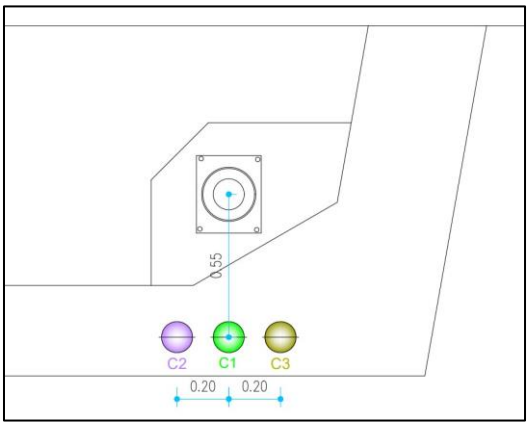
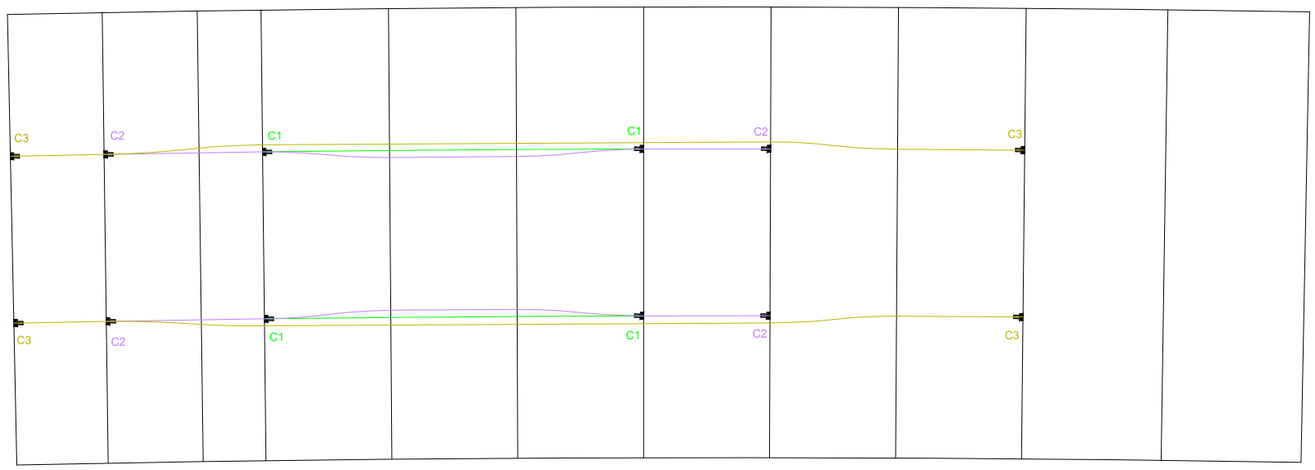
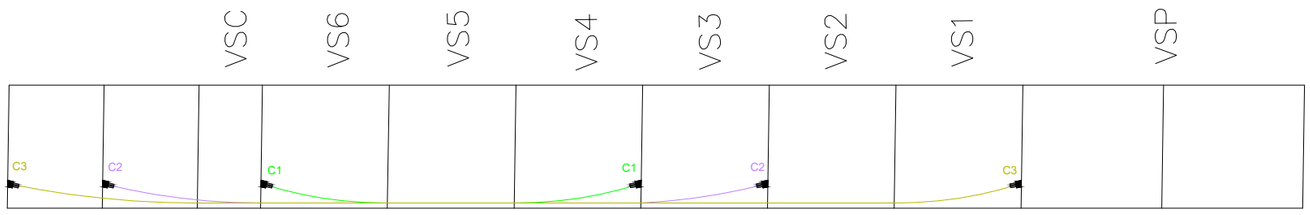


Figure V.7 – Disposition des câbles de rive

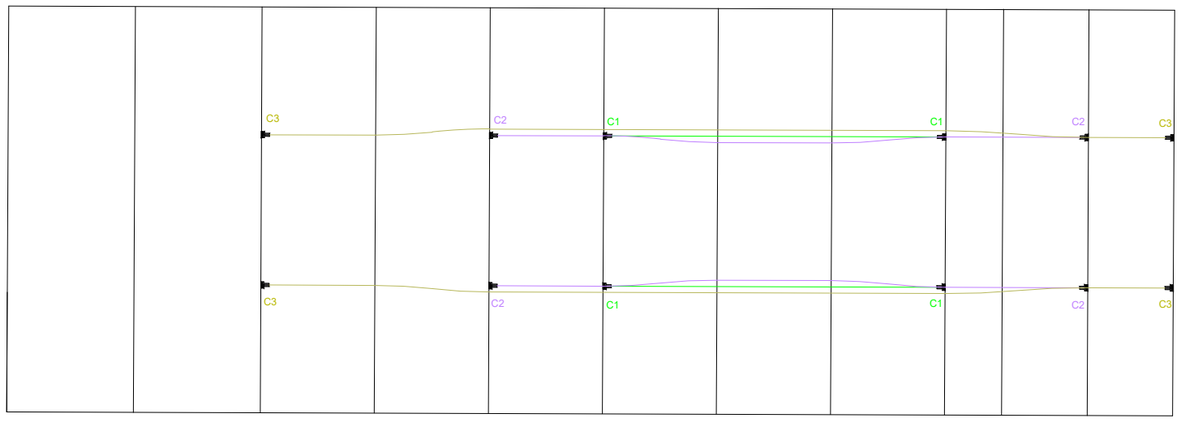
VUE EN PLAN ECH: 1/180



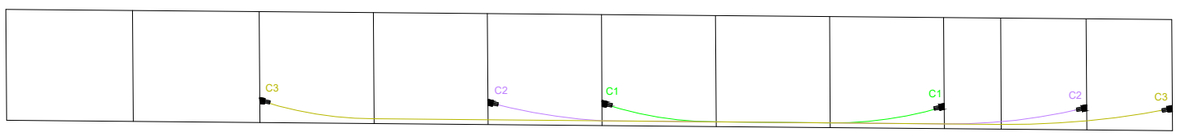
VUE EN ELEVATION ECH: 1/180



VUE EN PLAN ECH: 1/200



VUE EN ELEVATION ECH: 1/200



PROJET DE FIN D'ETUDE	Réalisé par	CHAPITRE V	Tracé des câbles	Planche N°	Année universitaire
CONCEPTION ET ETUDE D'UN VIADUC AU PK 48 SUR LA LIGNE FERROVIARE BEN MANSOUR /BEJAIA	KHALFOUNE Youcef BENZENATI Omar	Etude de Précontrainte	Câbles de continuité -travées de rive	1/1	2024 / 2025

V.3.6 Trace des câbles

Les tableaux suivants représentent les équations et les paramètres de trace en plan et élévation des câbles de la travée principale :

Tableau V.11 : L'allure du tracé en plan des câbles de continuité de la travée de rive.

câbles	$L_{1,2}\ (m)$	$Z_i\ (m)$	$Z_{i+1}\ (m)$	$X_i\ ; X_{i+1}$	$R_i\ ; R_{i+1}(m$	$\beta_i\ ; \beta_{i+1}\ (rad$	équation
C1	RECTILIGNE						
C2 ; C3	1.8	0.2	0.1	1.8	16.200	0.111	$0.2 - 0.0309\ x^2$
C3 côte culée	2.25	0.2	0.1	2.25	25.31	0.089	$0.2 - 0.020\ x^2$

Tableau V.12 : L'allure du tracé en élévation des câbles de continuité de la travée de rive.

Câbles	$L\ (m)$	$d_0(m)$	$d_1(m)$	$R_i(m)$	$\alpha\ (rad)$	équation
C1 C2 ; C3	3.60	0.15	0.70	11.78	0.23	$0.15 - 0.0424\ x^2$
C2 côte culée	4.5	0.15	0.70	18.41	0.19	$0.15 - 0.0272\ x^2$
C3 côte culée	5.4	0.15	0.70	26.51	0.15	$0.15 - 0.0188\ x^2$

V.3.7 Vérification des en phase de service

Dans cette phase, deux états de vérification sont distingués :

- Etat à vide : Seul le poids propre du tablier est pris en compte.
- Etat en charge : on prend considération les charges et les surcharges.

La vérification des contraintes dans cette phase est conditionnée par :

- $\Delta P = 24.96\%$
- $\sigma_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 40 = 24\ MPA$
- $\sigma_{bt1} = 1.5 \times f_{t28} = 1.5 \times 3 = 4.5\ MPA$
- $\sigma_{bt2} = 1 \times f_{t28} = 1 \times 3 = 3\ MPA$

V.3.8 Armatures des zones tendues

Dans les zones soumises à une traction dans le béton, il est nécessaire de prévoir une section minimale d'armatures passives A_s, conformément à l'article 6.1.32 des Règles BPEL.

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

Avec :

- B_t : aire de la section du béton en traction.
- σ_{bt} : valeur absolue de la contrainte maximale de traction.
- N_{bt} : la résultante des contraintes de traction correspondantes.

D'après la figure ci-dessus :

$$B_t = 2.05m^2 \quad ; \sigma_{bt} = 1.06\ MPA \quad ; \sigma_{Nbt} = 0.53\ MPA \rightarrow N_{bt} = 1.087\ MN$$

Donc :

$$A_s = \frac{2.05}{1000} + \left(\frac{1.087}{500} \times \frac{3}{1.06}\right) = 82.00\ cm^2$$

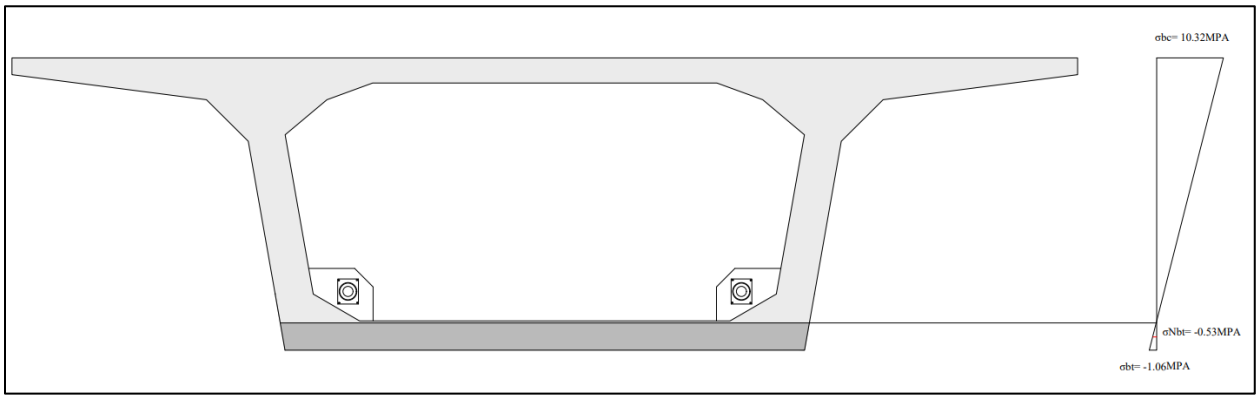


Figure V.8 – ferraillage de zone tondus des fibres inferieures

$$B_t = 1.44m^2 \quad ; \sigma_{bt} = 0.23\ MPA \quad ; \sigma_{Nbt} = 0.115\ MPA \rightarrow N_{bt} = 0.166\ MN$$

Donc :

$$A_s = \frac{1.44}{1000} + \left(\frac{0.166}{500} \times \frac{3}{0.23}\right) = 57.6\ cm^2$$

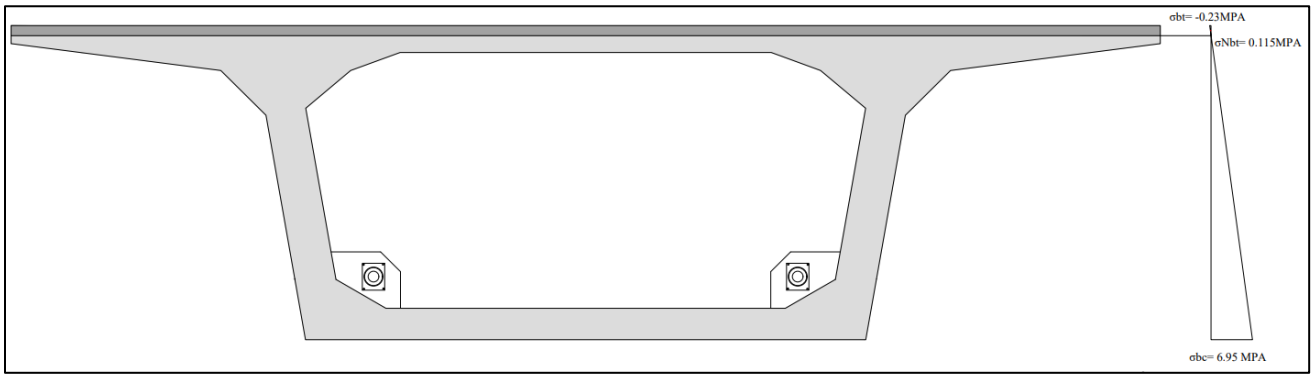


Figure V.9 – ferraillage de zone tondus des fibres supérieures

V.4 VERIFICATION VIS-A-VIS L'EFFORT TRANCHANT

V.4.1 Vérification vis-à-vis de l'ELS

La partie résistante d'une poutre-caisson à l'effort tranchant est représentée par l'âme.
Les membrures supérieure et inférieure, du fait de leur inertie par rapport au C.D.G de la section, sont les éléments résistants à la flexion.

V.4.1.1 Détermination de l'effort tranchant

❖ **Effort dû aux charges extérieures :**

L'effort tranchant est calculé avec un logiciel, en prenant la combinaison de charge maximale à l'ELS. Près des appuis (à moins de h/2), on ne vérifie pas l'effort car les charges vont directement à l'appui.

❖ **Effort dû à la précontrainte :**

L'effort tranchant réel est réduit par la composante verticale de la précontrainte ($V_p = P.\sin(\alpha)$), on obtient : $V_{red} = V_{ext} - V_p$

Dans notre cas $V_p = 0\ KN$ car il n'y a pas de déviation en élévation des câbles de précontrainte en VSP

V.4.1.2 Vérification de la contrainte de cisaillement

Pour la justification des contraintes de cisaillement, on doit vérifier les deux conditions de :

❖ Non rupture par fissuration :

$$\tau^2 \leq \tau_1^2 = 0.4 \times f_{tj} \times \left(f_{tj} + \sigma_x\right)$$

❖ Par compression-cisaillement :

$$\tau^2 \leq \tau_2^2 = 2 \times \frac{f_{tj}}{f_{cj}} \times \left(0.6 \times f_{tj} - \sigma_x\right) \times (f_{t28} + \sigma_x)$$

Avec :

— τ_{max} : contrainte de cisaillement max réduit de service : $\tau_{max} = \frac{V_{red}}{b_n \times z}$
— σ_x : contrainte normale longitudinale au centre de gravité :$\sigma_x = \frac{P \times \cos(\alpha)}{B_n}$
— B_n : section nette obtenue en soustrayant les vides des conduites.
— z : le bras de levier (z = I/S), par simplification : $z = (\frac{1+\rho}{2}) \times h$
— ρ : le rendement mécanique de la section vaut :$\rho = \frac{I}{B \,.\, v \,.v'}$
— b_n : épaisseur nette de l'âme :$b_n = 2 \times (e_a - 0.5 \times n \times \varphi)$
— e_a : épaisseur de l'âme
— n : nombre de câbles
— $\varphi = 0.1\ m$: diamètre de la gaine

➢ **Application numérique :**

> $P_0 = 3.96\ MN\ ; \Delta P = 24.96\%\ ; n = 24\ cables\ \rightarrow P = 71.32\ MN$
>
> $\frac{h}{2} = 1.75\ m\ ; V_{els}(1.75) = V_{red}(1.75) = 15.21\ MN$
>
> $B_n = 9.81\ m^2 \rightarrow \sigma_x = 7.27\ MN$
>
> $f_{c28} = 40\ MPA\ ; f_{t28} = 3\ MPA\ \rightarrow \tau_1 = 3.5\ MN\ ; \tau_2 = 5.08\ MN$
>
> $I_n = 17.30\ m^4; \rho = 0.608\ ; z = 2.81\ m\ ; b_n = 0.9\ m\ ; \tau_{max} = 6\ MN$
>
> On constate que $\tau_{max} > \tau\ \rightarrow Non\ verifiee$

Les contraintes de cisaillement n'étant pas vérifiées près de la section étudiée, on choisit de redimensionner l'âme en augmentant son épaisseur à 80 cm près de la pile.

V.4.2 Vérification vis-à-vis de l'ELU

La justification des éléments d'une pièce vis-à-vis de l'état limite comporte la vérification, d'une part, des bielles comprimées, et d'autre part, de la résistance des armatures transversales.

V.4.2.1 Les bielles comprimées

On commence par déterminer l'angleβ_u que forment les bielles de béton avec la fibre moyenne de la poutre. Cet angle est donné par la relation suivante (selon l'article 7.3.1 des règles BPEL) :

$$tan\ 2\beta_u = \frac{2 \times \tau_u}{\sigma_x - \sigma_y}\ ; avec\ \beta_u\ \geq 30$$

— σ_x ; σ_y : Contraintes normales au niveau de CDG suivant x et y avec : $\sigma_x = \frac{P \times \cos(\alpha)}{B_n}$; $\sigma_y = 0$

— τ_u : contrainte tangentielle ultime réduite : $\tau_u = \frac{V_{ured}}{b_n \times z}$ (V_{ured} est l'effort tranchant réduit maximal à l'ELU)

La justification de la compression des bielles de béton se fait par la formule :

$$\tau_u = \frac{0.85 \times f_{c28}}{3 \times \gamma_b} \sin 2\beta_u$$

➢ **Application numérique :**

$P_0 = 3.96\ MN$; $\Delta P = 24.96\%$; $n = 24\ cables\ \rightarrow P = 71.32\ MN$

$\frac{h}{2} = 1.75\ m$; $V_{els}(1.75) = V_{red}(1.75) = 20.78\ MN$

$B_n = 11.65\ m^2 \rightarrow \sigma_x = 6.12\ MN$

$I_n = 19.19\ m^4$; $\rho = 0.55$; $z = 2.71\ m$; $b_n = 1.6\ m$; $\tau_u = 4.79\ MPA$

On trouve : $\beta_u = 28.73° \rightarrow on\ prend\ \beta_u = 30°$

$\tau_u = 4.79\ MPA\ < \frac{f_{c28}}{6} = 6.67\ MPA \rightarrow les\ bielles\ comprimees\ sont\ bien\ verifiees$

V.4.2.2 La résistance des armatures transversales

La vérification de la résistance des armatures transversales consiste à déterminer la section $\mathbf{A_t}$ des aciers, à l'aide de la relation suivante (selon l'article 7.3.2.2 des règles BPEL) :

$$\frac{A_t \times f_e}{b_n \times S_t \times \gamma_s} \geq (\tau_u - \frac{f_{t28}}{3}) \times \tan \beta_u$$

Avec :

— A_t : section totale des sections d'un cours d'armatures passives transversales

— f_e : limite d'élasticité de l'acier

— $\gamma_s = 1.15$: pour les justifications vis-à-vis des combinaisons fondamentales

— β_u : l'angle que forment les billes de béton avec la fibre moyenne de la poutre, $\beta_u = 45°$ car il y a reprise de bétonnage.

Le pourcentage minimum à disposer est donné par l'équation : $\frac{A_t}{S_t} \geq 0.6 \times \frac{b_n \times \gamma_s}{f_e}$

➢ **Application numérique :**

$\tau_u = 4.79\ MPA\ ; f_{t28} = 3\ MPA\ ; f_e = 500\ MPA\ ; b_n = 1.6\ m$

$(\frac{A_t}{S_t})_{min} \geq 22.08\ {}^{cm^2}/_m$

$\frac{A_t}{S_t} \geq 139.36\ {}^{cm^2}/_m > (\frac{A_t}{S_t})_{min} \rightarrow a\ verifier\ dans\ letude\ transversale$

V.5 VERIFICATION DE LA FLECHE

La flèche verticale maximale du tablier a été vérifiée conformément aux exigences de confort définies dans la norme **EN 1990 :2002/A1 :2005**, article A2.4.4.3.2. Cette norme impose des limites à la déformation verticale en fonction de la longueur de travée L, de la vitesse des trains V, du nombre de travées et du type d'ouvrage.

Pour une vitesse de **160 km/h** et une travée de **53 m**, on obtient une flèche de référence δ′=6.625 cm, ce qui donne une flèche admissible réduite δadm=0,9*δ′=5.96 cm, conformément aux recommandations pour les ponts à travées multiples.

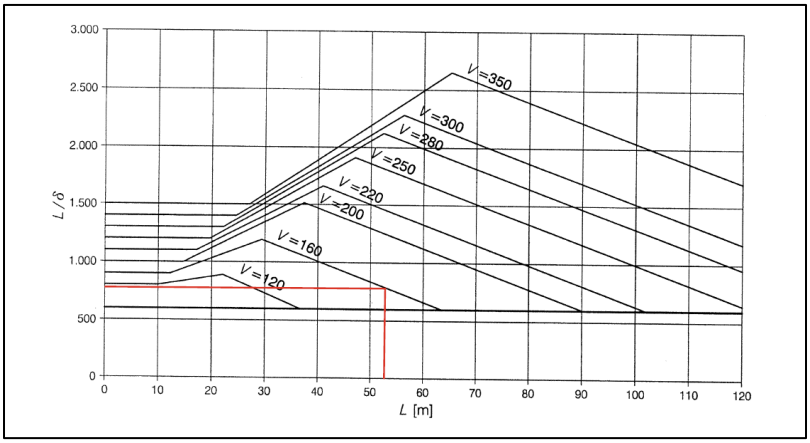


Figure V.10: Flèche verticale maximale autorisée δ pour des ponts ferroviaires

L'analyse numérique menée sous **MIDAS Civil**, avec le **Modèle de Charge 71** et α=1, donne une flèche verticale maximale de **4.39 cm**, inférieure à la limite admissible.

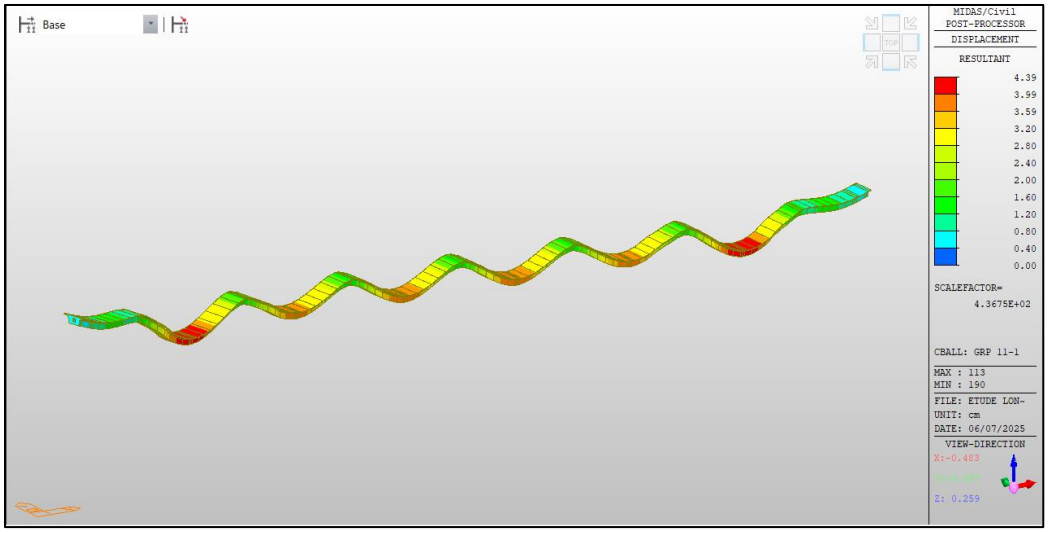


Figure V.11 – Flèche verticale maximale calculée sous MIDAS Civil

→ **Conclusion :** la flèche est conforme aux exigences de confort.

V.6 CONCLUSION

L'étude de la précontrainte est essentielle pour les ponts à voussoirs construits par encorbellements successifs. Elle permet de dimensionner les câbles de fléau et de continuité en fonction des moments à équilibrer, puis de vérifier les contraintes aux joints des voussoirs en phase de construction et de service.

CHAPITRE VI

ETUDE TRANSVERSALE

VI.1 INTRODUCTION

Au cours de ce chapitre, il y a lieu de déterminer les armatures transversales (armatures passives) pour les sections d'âmes ainsi que pour celles des hourdis inférieur et supérieur. Pour les ouvrages construits par encorbellements successifs, la section tubulaire (caisson) est la structure transversale la mieux adaptée du fait de sa grande rigidité à la torsion et de la raideur en flexion des deux membrures, supérieure et inférieure.

VI.2 EVALUATION DES EFFORTS

VI.2.1 Modélisation

La structure en caisson est simulée sous Midas Civil (méthode des éléments finis) en la représentant comme un portique fermé, les âmes sont appuyées à leur base par deux appuis (simple + double) à chaque extrémité, On prendra une largeur du caisson égale à 1 m, Les sections des différents éléments du caisson sont considérées comme équivalentes en termes de poids et d'inertie.

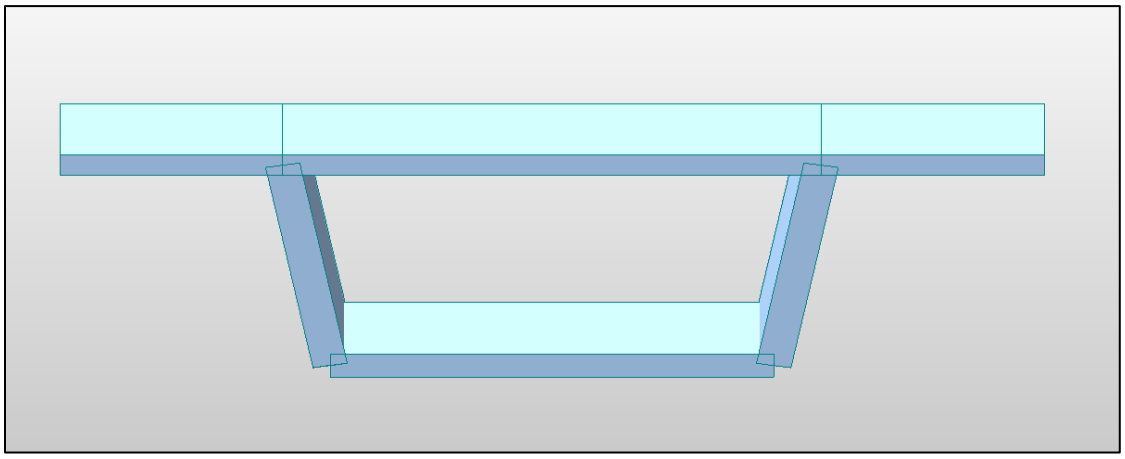


Figure VI.1: Section équivalente Voussoir courant

VI.2.2 Evaluation des sollicitations

Les combinaisons de charge utilisées sont les mêmes que celles utilisées dans l'évaluation des efforts longitudinaux en service.

Le voussoir devra être ferraillé à la combinaison la plus défavorable.

- **Résultats**

Les sections à justifier selon le guide SERTA sont représentées dans la figure ci-dessous :

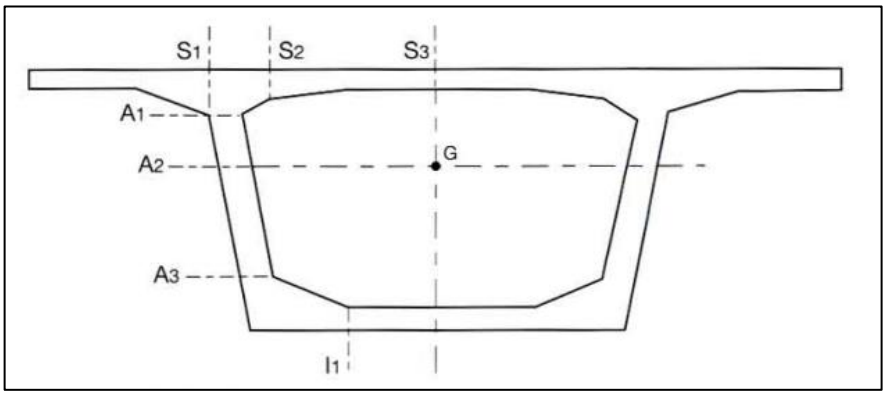


Figure VI.2: Sections à justifier selon le guide SETRA

Tableau VI-1 Efforts extrêmes dans le voussoir courant.

Élément	Section	M(ELS) (KN.m)	M(ELU) (KN.m)	N(ELS) (KN)	N(ELU) (KN)
Hourdis Sup	S1	-67.77	-90.20	-	-
	S2	-248.20	-286.09	-	-
	S3	132.11	153.58	-	-
Âmes	A1	180.43	195.89	-334.57	-386.72
	A2	75.18	79.64	-353.63	-412.45
	A3	-43.15	-52.61	-373.90	-439.82
Hourdis Inf	I1	-43.41	-52.91	-	-

VI.3 FERRAILLAGE

VI.3.1 Voussoir courant

Pour le ferraillage, le voussoir est décomposé en éléments structuraux distincts :

— **Dalle supérieure** : sollicitée en **flexion simple**

— **Dalle inférieure** : sollicitée en **flexion simple**

— **Deux âmes** : sollicitées en **flexion composée**

On néglige l'effet de la torsion en raison de grand rayon de la courbure.

Les fissurations sont jugées préjudiciables, de ce fait, le dimensionnement des sections sera à l'ELS.

VI.3.1.1 Exemple de calcul du ferraillage de l'hourdis supérieur :

- **Application numérique :**

a. <u>Nappe inférieure :</u>

b = 1,00 m ; Le ferraillage est calculé par mètre linéaire.

h = 0,30 m ; c = 0,05 m ; M(ELS) (S3) = 132.11 KN.m

$\overline{\sigma bc}$= 24 MPa ; $\overline{\sigma s}$ = 250 MPa ; d = 0,9 × h = 0,9 × 30 = 27 cm

$X= \dfrac{15\times \overline{\sigma bc}}{15\times \overline{\sigma bc} + \overline{\sigma s}} \times d = 15.93cm$; z = d- x/3 = 21.69 cm

M1 = 0.5 × b × X × $\overline{\sigma bc}$ × z = 414.62 KN.m

M1 > M(ELS) (S3) → Section sans armatures comprimées (S.S.A.C)

$Aser = \dfrac{M(ELS)}{z\times \overline{\sigma s}}$ = **24.36 cm² /ml**

$A\ (C.N.F) = 0.23\times \dfrac{f_{t28}}{fe} \times b\times d = 3.726\ cm^2 \leq Aser$

→ La condition de non-fragilité (CNF) est vérifiée

b. <u>Nappe supérieure :</u>

h = 0,50 m ; c = 0,05 m ; M(ELS) (S2) = 248.20 KN.m

d = 0,9 × h = 0,9 × 50 = 45 cm

X= 26.56 cm ; z= 36.15 cm

M1= 1152.17 KN.m

M1 > M(ELS) (S3) → Section sans armatures comprimées (S.S.A.C)

$Aser = \dfrac{M(ELS)}{z\times \overline{\sigma s}}$ = **27.46 cm² /ml**

$A\ (C.N.F) = 0.23\times \dfrac{f_{t28}}{fe} \times b\times d = 6.21cm^2 \leq Aser$

→ La condition de non-fragilité (CNF) est vérifiée.

c. Ferraillage longitudinal :

Asl = Ast /3 = **9.15 cm² /ml**

$$A\ (C.N.F) = 0.23\times\frac{f_{t28}}{fe}\times b\times d = 6.21 cm^2 \leq Asl$$

Nota :

Les armatures longitudinales ne sont que des armatures de construction, car, comme mentionné antérieurement, on a utilisé l'approche totale, ce qui signifie que les câbles de précontrainte reprennent toutes les charges et les surcharges de l'ouvrage.

VI.3.1.2 Ferraillage passif du voussoir :

A l'aide d'un logiciel de calcul de ferraillage (Robot Expert 2010), On trouve les résultats donnés dans le tableau suivant et détaillées dans l'Annexe D.

Tableau VI-2 Ferraillage passif des voussoirs.

Elément	Nappe	h (cm)	Transversale			Longitudinale		
			As(cm²)	Ø (mm)	e(cm)	As(cm²)	Ø (mm)	e(cm)
Hourdis supérieure	Sup	50	24.8	HA20	12.5	8.27	HA16	20
	Inf	30	24.5	HA20	12.5	8.17	HA16	20
Hourdis inférieure	Sup	35	6.2	HA16	25	4.34	HA16	25
	Inf	35	6.2	HA16	25	4.34	HA16	25
Âme	Externe	45	26.8	HA25	16	8.93	HA16	20
	Interne	45	12.0	HA16	16	5.59	HA12	20

VI.3.2 Ferraillage de l'entretoise sur pile :

De la même manière que nous avons vérifié la résistance des armatures transversales contre l'effort tranchant dans le chapitre 5, on détermine ainsi la section **At** des aciers pour notre section d'entretoise, à l'aide de la relation suivante (selon l'article 7.3.2.2 des règles BPEL) :

$$\frac{A_t \times f_e}{b_n \times S_t \times \gamma_s} \geq (\tau_u - \frac{f_{t28}}{3}) \times \tan\beta_u$$

Avec :

— A_t : section totale des sections d'un cours d'armatures passives transversales

— f_e : limite d'élasticité de l'acier

— $\gamma_s = 1.15$: pour les justifications vis-à-vis des combinaisons fondamentales

— β_u : l'angle que forment les billes de béton avec la fibre moyenne de la poutre, $\beta_u = 45°$ car il y a reprise de bétonnage.

On détermine d'abord τ_u:

$\tau_u = \frac{V_{ured}}{b_n \times z}$

Avec :

$-$ V_{ured}: l'effort tranchant réduit maximale à ELU au niveau de la pile.

$-$ B_n : section nette obtenue en soustrayant les vides des conduites.

$-$ z : le bras de levier (z = I/S), par simplification : $z = (\frac{1+\rho}{2}) \times h$

➢ **Application numérique :**

$\tau_u = \frac{23.62}{5.6 \times 2.45}$ = 1.72 MPa

$\frac{A_t \times f_e}{b_n \times S_t \times \gamma_s} \geq (\tau_u - \frac{f_{t28}}{3}) \times \tan \beta_u$ ➔ $\frac{A_t}{S_t} \geq 94.39\ {}^{cm^2}/_{m}$ → à vérifier

VI.3.3 Vérification de la résistance des armatures transversales

— **<u>Voussoir courant</u> :**

La condition de vérification est : $\frac{A_t}{S_t} \geq 139.36\ {}^{cm^2}/_{m}$

Pour satisfaire cette exigence, le ferraillage suivant a été adopté au voisinage de l'appui :

- **Pour l'âme externe** : cadres HA32 disposés avec un espacement de 16 cm.
- **Pour l'âme interne** : cadres HA20 également espacés de 16 cm.

$\frac{A_t}{S_t} = \frac{2 \times AsHA20 + 2 \times AsHA32}{0.16} = \frac{2 \times 3.14 + 2 \times 8.04}{0.16} = 139.75\ {}^{cm^2}/_{m}$ → Vérifier

— **Entretoise sur pile :**

La condition de vérification est : $\frac{A_t}{S_t} \geq 94.39\ {cm^2}/{m}$

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{8 \times AsHA20}{0.16} = \frac{8 \times 3.14}{0.20} = 125.6\ {cm^2}/{m} \quad \rightarrow \quad \text{Vérifier.}$$

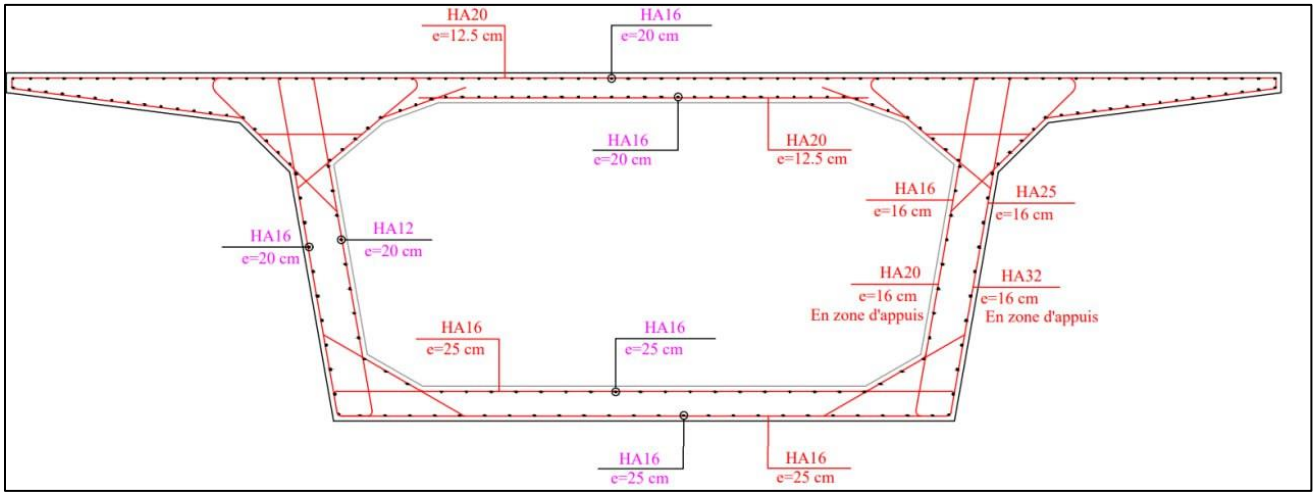


Figure VI.3: Ferraillage du voussoir courant

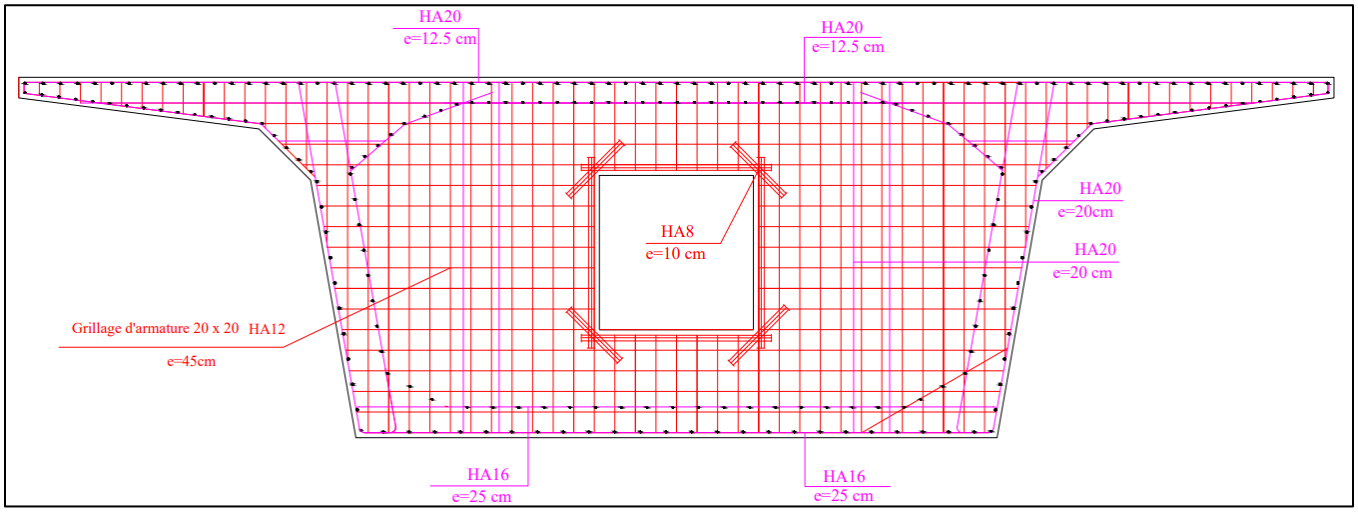


Figure VI.4: Ferraillage du voussoir courant

VI.4 CONCLUSION

Dans ce chapitre, nous avons réalisé une étude transversale visant à identifier les différentes sollicitations qui agissent sur les voussoirs et leurs éléments tels que l'âme, l'hourdi supérieur et l'hourdi inférieur, afin de déterminer les sections d'armatures et leurs dispositions.

CHAPITRE VII

ETUDE SISMIQUE ET EQUIPEMENTS DU PONT

VII.1 INTRODUCTION

Pour garantir la sécurité et la pérennité d'un pont, il est essentiel de prévoir certains équipements et de mener une étude sismique appropriée. Les appareils d'appui assurent la transmission des charges tout en permettant les mouvements de la structure. Les joints de dilatation absorbent les effets des variations thermiques et du trafic. L'analyse sismique, quant à elle, permet de vérifier le bon comportement du pont face aux séismes.

VII.2 APPAREIL D'APPUI

Un appareil d'appui est un élément placé entre le tablier du pont et ses appuis, destiné à transmettre les charges verticales issues des poids permanents et du trafic. Les types les plus courants sont les appareils en élastomère fretté (AAEF) et les appareils à pot (AAP), qui représentent plus de 90 % des dispositifs utilisés sur les ponts.

VII.2.1 Limites d'utilisation

Les appareils en élastomère fretté sont adaptés aux charges allant jusqu'à 12 MN. Au-delà de 20 MN, les appareils à pot sont préférables, car ils limitent l'encombrement tout en supportant des réactions d'appui plus élevées.

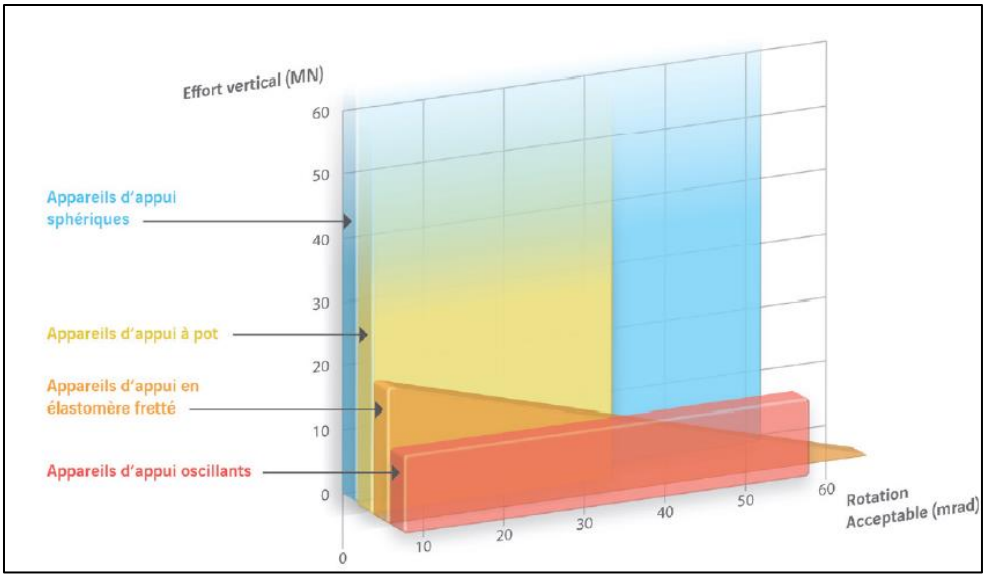


Figure VII-1 : Limites d'utilisation des appareils d'appuis.

VII.2.2 Appareil d'appui a pot

Le principe d'un appareil d'appui à pot est d'avoir un coussin cylindrique d'élastomère enfermé dans un pot et qui reçoit la charge par l'intermédiaire d'un piston formant couvercle du pot. L'élastomère ne peut se déformer qu'à un volume constant ce qui lui permet de transmettre des charges élevées et d'autoriser les rotations imposées par la structure.

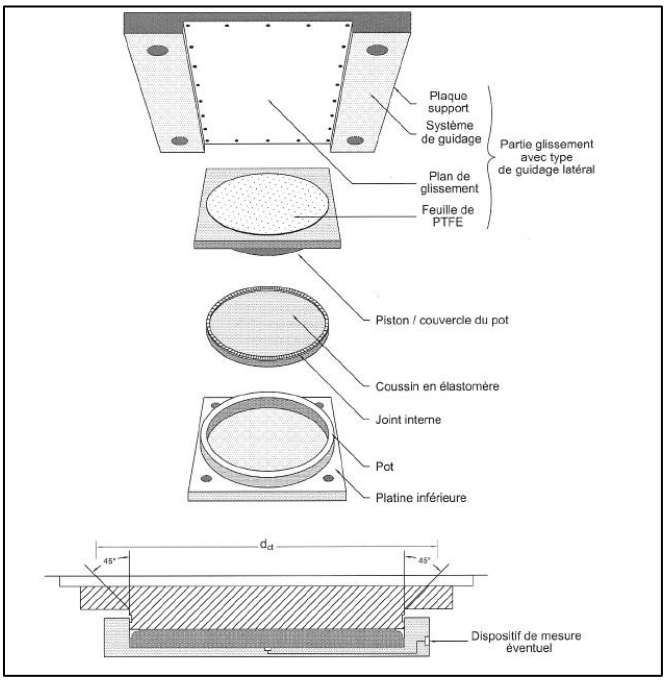


Figure VII-2 : composition schématique d'un appareil d'appui à pot

Classement de fonctionnement :

- **Fixe :** autorisent les rotations sur appui, mais empêchent tout déplacement
- **Mobiles unidirectionnels :** autorisent les rotations et les déplacements dans une seule direction.
- **Mobiles multidirectionnels :** autorisent les rotations et les déplacements dans toutes les directions.

VII.2.3 Dimensionnement des appareils d'appuis

Selon les normes NF EN 1337-2 **et** NF EN 1337-5, le calcul des appareils d'appui s'effectue uniquement à l'État Limite Ultime (ELU)**.** Les combinaisons fondamentales doivent alors être

utilisées, en prenant en compte les actions permanentes, ainsi que les actions liées aux charges ferroviaires**,** aux variations de température (uniformes et gradients thermiques), et au vent**.**

VII.2.3.1 Conditions d'appuis

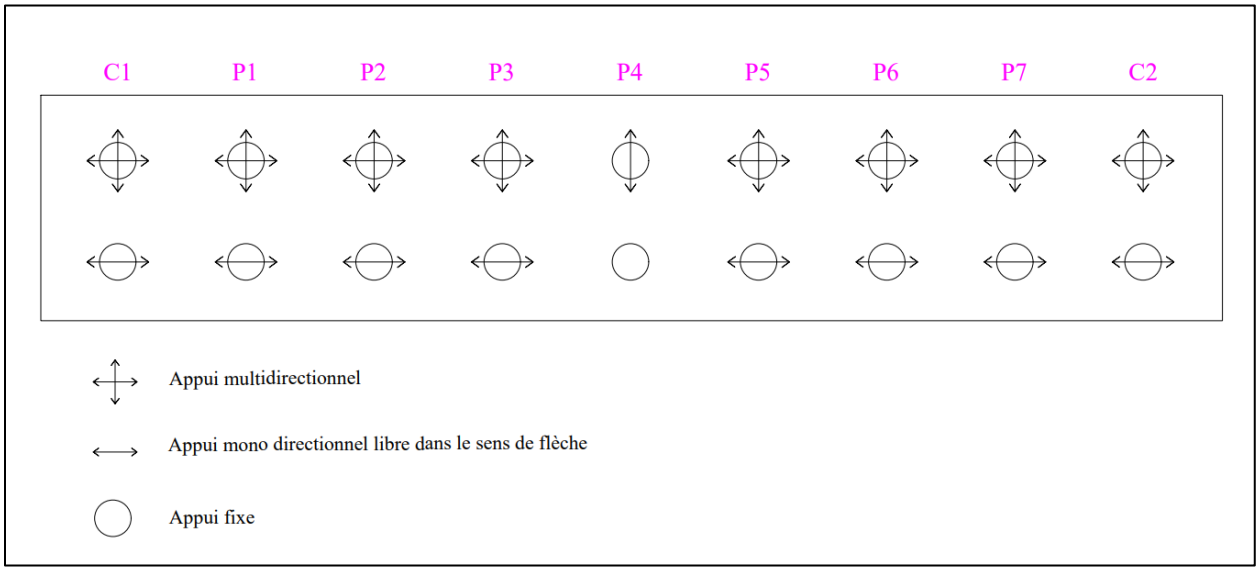


Figure VII-3 : Les conditions d'appuis.

VII.2.3.2 Evaluation des réactions

Tableau VII-1 : Descente de charges sur les appuis

Effort (MN)	$C_1; C_2$	$P_1; P_7$	$P_2; P_6$	$P_3; P_4; P_5$
R_{max}	11.45	39.58	45.17	44.43
$F_z = R_{max}/nbre\ d'appareil$	5.72	19.79	22.58	22.02

VII.2.3.3 Pression dans le PTFE

La norme limite de la pression moyenne sous combinaison fondamentale :$f_{ed\ ,moy} = 40\ MPA$, donc à partir de cette valeur, on peut déterminer la surface minimale du pot pour chaque appui :

$$S_p = \frac{F_z}{f_{ed\ ,moy}}$$

Tableau VII-2 : Surface Sp du pot

Appui	$C_1; C_2$	$P_1; P_7$	$P_2; P_6$	$P_3; P_4; P_5$
$surface\ S_p du\ pot\ en\ m^2$	0.14	0.49	0.56	0.55

VII.2.3.4 Pression dans l'élastomère

La pression moyenne f_{ed} du coussin est limitée a $f_u\ /\gamma_M$ sous combinaison fondamentale

Avec :

- $f_u = 60\ MPA$
- γ_M : 1.3, [valeurs recommandé par la norme NF EN 1337-2 § 6.2.1.1]

Ainsi la valeur limite est : $f_{ed} = 46.15\ MPA$

Tableau VII-3 : Surface Sc du coussin

Appui	$C_1; C_2$	$P_1; P_7$	$P_2; P_6$	$P_3; P_4; P_5$
$surface\ S_C du\ coussin\ en\ m^2$	0.12	0.43	0.49	0.57

VII.2.3.5 Effort horizontaux longitudinaux pour les appareils d'appuis a pot glissants

Pour le coefficient de frottement d'un appareil d'appui isole, on a :

$$\mu_{max} = 3.2\ \% \quad ; PP = 0.3\ \%$$

D'où : $$H = (\mu_{max} + PP) \times V$$

Avec :

- μ_{max} : coefficient de frottement maximal de l'appareil d'appui
- PP : la précision de pose de l'appareil
- V : la charge verticale appliquée

Tableau VII-4 : Efforts horizontaux longitudinaux pour les appareils d'appui à pot glissants

Appui	$C_1; C_2$	$P_1; P_7$	$P_2; P_6$	$P_3; P_5$
$H\ (MN)$	0.2	0.69	0.79	0.77

VII.2.3.6 Effort horizontaux longitudinaux pour les appareils d'appui a pot fixe

Les coefficients de frottements maximum et minimum μ_a et μ_r sont donnes par :

$$\mu_a = \mu_{max} \times (1 + \alpha)$$

$$\mu_r = \mu_{max} \times (1 - \alpha)$$

Avec :

— μ_a : coefficient de frottement à retenir dans le cas défavorable

— μ_r : coefficient de frottement à retenir dans le cas défavorable

— α : coefficient de dégressivité dépendant de nombre d'appareil d'appui glissante

Tableau VII-5 : Coefficient de dégressivité.

n	α
≤ 4	1
$4 \leq n \leq 10$	$(16 - n)/16$
≥ 10	0.5

➢ **Application numérique**

$n \geq 10 \ \rightarrow \alpha = 0.5 \quad ; \mu_a = 0.024 \quad ; \mu_r = 0.008$

$H_{p4} = \left[\mu_a \times \left(V_{c1} + V_{p1} + V_{p2} + V_{p3}\right) - \mu_r \times \left(V_{c1} + V_{p1} + V_{p2} + V_{p3}\right)\right] = 1.12\ MN$

VII.2.4 Choix des appareils d'appui a pot

Nous avons sélectionné les appareils d'appui en nous basant sur le catalogue **MAGEBA – RESTON® POT.** (le détail de choix sont mentionnés dans l'annexe E)

Tableau VII-6 : Modèles des appareils d'appuis

type	Appui	V_{max} (MN)	H_{max} (MN)	modèle
fixe	P_4	22.02	1.12	TF 11
unidirectionnelle	C_1, P1, P_2, P_3, P_5, P_6, P_7, C_2	22.58	1.12	TE 11i
multidirectionnelle	C_1, P1, P_2, P_3, P_5, P_6, P_7, C_2	22.58	/	TA 11

VII.3 CHANGEMENT DE L'APPAREIL D'APPUI

Dans cette partie, le type d'appareils d'appui est modifié afin de réduire les efforts internes transmis aux piles sous l'effet des actions sismiques, thermiques, ainsi que des efforts de traction et de freinage. Le choix s'est porté sur l'utilisation d'appareils d'appui en élastomère frettés.

VII.3.1 Choix du type d'appareil d'appui

On opte pour des appareils d'appui en élastomère fretté en raison des avantages qu'ils offrent :

- La simplicité de la mise en œuvre, du réglage et du contrôle.
- Ils facilitent la répartition des efforts horizontaux sur plusieurs supports.
- Leur coût, qui reste relativement abordable.

On utilise des appareils d'appui de type B, composés de n+1 frettes métalliques et de n feuillets d'élastomère d'épaisseur constante. Leur périphérie est enrobée d'une couche d'élastomère d'au moins 4 millimètres d'épaisseur, tandis que leurs faces supérieures et inférieures sont recouvertes d'un demi-feuillet **e = ti/2.**

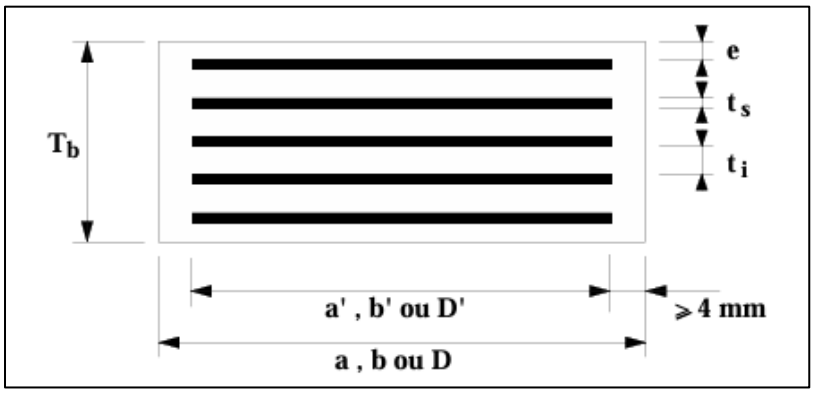


FIGURE VII-4: Définition géométrique d'un appareil d'appuis.

VII.3.2 Evaluation des efforts normaux appliqués sur les appareils d'appuis

Les réactions appliquées seront calculées à l'ELU :

Tableau VII.7 : Les réactions appliquées sur les appareils d'appuis.

Combinaisons	$Rculée$ max (KN)	$Rpile$ max (KN)
FZ, Gmin	1660.2	3064.6
1.35G+ LM71V1_ SW2V2 + 0.9T1	5868.8	11300.9

Nota : on utilise 2 appareils d'appui au niveau des appuis de rive (C01 et C02), et 4 appareils d'appuis au niveau des appuis intermédiaires (P01 à P07).

VII.3.3 Dimensionnement de l'appareil d'appui

VII.3.3.1 Dimensionnement en plan des appareils d'appui

La contrainte de compression maximale FZ sur la surface A' doit être maintenue entre 20 et 25 MPa pour éviter tout écrasement, tout en conservant une pression minimale de 3 MPa sous la charge permanente minimale FZ,Gmin, pour prévenir tout déplacement.

$$\frac{\text{Nmax}}{A'} \leq \sigma\text{adm} = 20\text{MPa} \quad \text{Et} \quad \frac{\text{FzGmin}}{A'} \leq 3\text{MPa}$$

Tel que : Nmax = Rmax /$_{\text{nbr app d'appuis}}$

Il est préférable d'employer des appareils d'appui de forme se rapprochant du carré (a = b).

On opte pour un enrobage des chants de 5 mm, donc A' = a' × b' = $(a')^2$ = $(a - 2 \times 5)^2$ mm².

Tableau VII.8 dimensionnement en plan des appareils d'appui

Dimension	Appui de rive	Appui intermédiaire
A' $_{min}$ (cm²)	2934.40	5650.45
A' $_{max}$ (cm²)	5534.00	10215.33
a = b (mm)	**700**	**800**
A' (cm²)	4761	6241
t_i (mm)	16	20

VII.3.3.2 Évaluation des déplacements horizontaux

a. Effet de la variation uniforme de la température

Le déplacement horizontal provoqué par une variation uniforme de température est donné par la relation suivante : VxT = ƐT×|Xi|

Avec :

— ƐT = α × ΔT. : coefficient de la température.

— α = 10-5 °C-1 : coefficient de dilatation thermique de béton armé.

— ΔT = 40°C : variation uniforme de température.

— |Xi| = |xi - XCR| : distance entre l'appareil d'appui et le centre de rigidité du tablier Le centre de rigidité, avec $XCR = \frac{\sum Ki \times Xi}{\sum Ki}$ qui est Le centre de rigidité longitudinal aussi appelé point fixe.

Où : Ki : rigidité longitudinale 'statique' de l'appui considéré.

b. Effet de déformation différée (retrait et fluage de béton) :

Le déplacement (raccourcissement) horizontal dû au retrait de béton est ; Vxr = Ɛr ×|Xi|

— Ɛr = 2 ×10-4 : coefficient de retrait pour un climat tempéré.

Le déplacement (raccourcissement) horizontal dû au fluage de béton est en fonction des contraintes normales appliquées. Il est tenu en première approximation : Vxf = Ɛf × |Xi|

— Ɛf = 2.5×10-4: coefficient de fluage à t = 0 au moment d'application de la contrainte σb.

c. Effet de freinage/démarrage

Le déplacement horizontal maximal dû au freinage est donné par : V= $\frac{Ffr,i \times Tq}{2G \times ab}$

— Ffr, : force de freinage maximale pour un seul appareil d'appui ; $Ffr,i = Ffr,j$/ nAA/appui

— Ffr, : force de freinage maximale pour un seul appui ; $Ffr,j = Ffr \times Ki/\sum Ki$

— Ffr: force de freinage maximale appliquée à un seul tablier ; Ffr = max (SW02 ; UIC71).

— Ki: dans ce cas, est la rigidité longitudinale 'dynamique' de l'appui considéré.

— G : module de cisaillement d'élastomère ; G = 0.9 MPa pour les déformations lentes, et 2G = 1.8 MPA pour les efforts dynamiques (freinage, vent, force centrifuge) et G = 1.2MPa pour les calculs sismiques

Nota : au stade de dimensionnement, on suppose une répartition égale de l'effort de freinage entre tous les appareils d'appui d'un même tablier. Donc : $Ffr, = Ffr$ / Naa, On suppose aussi que le centre de rigidité (le point fixe) se trouve au milieu de chaque tablier. Donc |Xi| = L / 2, où L : est la distance entre les appareils d'appui extrêmes. Ensuite, au stade de vérification, on fait le calcul exact en prenant en compte les souplesses des appuis et des appareils d'appui retenus.

C'est la même chose qu'on doit appliquer pour la force de démarrage que le freinage.

Tableau VII.9: Evaluation des déplacements horizontaux maximales

Dimension	Appui de rive	Appui intermédiaire
L (m)	382	318
VxT (mm)	63.03	52.47
Vxr (mm)	38.2	31.8
Vxf (mm)	47.75	39.75
Ffr (KN)	1750 (SW2)	1750 (SW2)
Fdém (KN)	1000 (LM71)	1000 (LM71)
naa	32	32
Vxfr+dém (mm)	0.062Tq	0.047Tq

VII.3.3.3 Hauteur nette d'élastomère

La hauteur nette d'élastomère Tq est conditionnée par : $\varepsilon q = \frac{Vx}{Tq} \leq 1$

Vx : est le déplacement horizontal maximal

Vx = 1.5(0.6VxT) +Vxr + Vxf + 1.5(1.07Vxfr) = 0.9 VxT + Vxr + Vxf + 1.6 Vxfr+d

Tableau VII.10 : dimensionnement de la hauteur nette d'élastomère

Dimension	Appui de rive	Appui intermédiaire
Vx (mm)	142.68 + 0.0512 Tq	118.77+ 0.075Tq
Tq (mm) ≥	158.35	128.4
Te (mm)	**160**	**140**

VII.3.3.4 Dimensionnement des frettes

Les frettes doivent avoir au moins 2 mm d'épaisseur. La norme demande aussi de vérifier l'épaisseur minimale des frettes métalliques à l'Etat Limite Ultime :

La condition à vérifier pour les frettes est :

$Ts \geq \frac{2.6 \times Fz \times ti}{Ar \times fy}$

Avec :

— fy : limite élastique de l'acier qui compose les frettes, soit 235 MPa pour l'acier S235.

— Ar : surface réduite ou surface en plan effective, vaut : $Ar = (1 - \frac{Vx}{A'})$

Tableau VII.11 : dimension des frettes.

Dimension	Appui de rive	Appui intermédiaire
FZ (KN)	5868.8	11300.9
V_X (mm)	166.37	129.1
A_r (cm^2)	3629.45	5233.85
t_s (mm) ≥	2.86	4.78
t_s (mm)	**3**	**5**

Tableau VII.12 : dimension des appareils d'appui retenue

Dimension	Appui de rive	Appui intermédiaire
a × b (mm^2)	(700 × 700)	(800 × 800)
Enrobage des chants (mm)	5	5
A' (cm^2)	4761	6241
ti (mm)	16	16
e = ti / 2 (mm)	8	10
n	9	6
Te (mm)	160	140
ts (mm)	3	5
n+1	10	7
Tb (mm)	190	175

VII.3.3.5 Evaluation des raideurs statiques et dynamiques des appuis :

Les raideurs des appareils d'appui et des piles sont calculées comme suit :

$K_{aa} = n \times G \times \frac{a \times b}{T}$; $Kpile = \frac{3EI}{h3}$ d'où $Kt = \frac{1}{\frac{1}{Kapp} + \frac{1}{Kpile}}$

Tableau VII.13 : Evaluation des raideurs longitudinales statiques et dynamiques des appuis.

Elément	Piles			Appareils d'appui			Appuis	
Appuis	h (m)	I (m^4)	$Kpil$(MN/m)	n	$KAA.s$ (MN/m)	$KAA.d$ (MN/m)	$KAA.s$ (MN/m)	$KAA.d$ (MN/m)
C01	/	Infini	Infini	2	4.64	9.28	4.64	9.28
P01	11.54	80.04	5340.44	4	13.16	26.33	13.13	26.20
P02	17.10	80.04	1641.37	4	13.16	26.33	13.05	25.91
P03	15.28	80.04	2300.51	4	13.16	26.33	13.08	26.03
P04	14.87	80.04	2496.10	4	13.16	26.33	13.09	26.05
P05	12.82	80.04	3895.21	4	13.16	26.33	13.12	26.15
P06	9.38	80.04	9944.58	4	13.16	26.33	13.14	26.26
P07	7.59	80.04	18770.22	4	13.16	26.33	13.15	26.29
C02	/	Infini	Infini	2	4.64	9.28	4.64	9.28

Nota : les culées sont supposées infiniment rigides, seuls les appareils d'appui se déforment.

VII.3.3.6 Calcul exacte des déplacements horizontaux

Une fois les appareils d'appui sont dimensionnés, on doit prendre en considération leurs souplesses, aussi celles des piles, pour calculer la position exacte des centres de rigidité de chaque tablier, et la répartition exacte des efforts de freinage entre les différents appuis.

Tableau VII.14 : Evaluation exacte des déplacements horizontaux

Appuis	Xi (m)	|Xi| (m)	Vxt (mm)	Vxr (mm)	Vxf (mm)	$V*x$ (mm)	$Kapp.d/\Sigma Kd$	ffr+démi (KN)	$Vxfr$+dém (mm)	Vx (mm)
C01	0	191.15	63.08	38.23	47.79	142.79	0.046	63.92	11.59	161.34
P01	32	159.15	52.52	31.83	39.79	118.89	0.130	90.23	10.97	136.43
P02	85	106.15	35.03	21.23	26.54	79.29	0.129	89.23	10.84	96.64
P03	138	53.15	17.54	10.63	13.29	39.70	0.129	89.64	10.89	57.13
P04	191	0.146	0.05	0.03	0.04	0.11	0.129	89.71	10.90	17.55
P05	244	52.85	17.44	10.57	13.21	39.48	0.130	90.05	10.94	56.99
P06	297	105.85	34.93	21.17	26.46	79.07	0.130	90.43	10.99	96.65
P07	350	158.85	52.42	31.77	39.71	118.66	0.131	90.54	11.00	136.27
C02	382	190.85	62.98	38.17	47.71	142.56	0.046	63.92	11.59	161.12

— Vx * : correspond au déplacement sans l'effet des efforts de freinage et démarrage.

VII.4 ETUDE SISMIQUE

D'après le RPOA 2008, les caractéristiques sismiques de l'ouvrage sont les suivantes :

— Le pont est classé **groupe 1** (pont stratégique)

— Il est situé en **zone sismique IIa**, correspondant à une **sismicité moyenne**.

— Le **coefficient d'accélération de zone** est **A = 0.2** (RPOA, tableau 3.1).

— Le sol est classé **S3** (site meuble).

— Le **taux d'amortissement** du béton armé constituant les appuis est **ξ = 5 %**.

VII.4.1 Méthode de calcul

L'analyse sismique des ponts peut être réalisée selon deux approches : la méthode spectrale monomodale (basée sur le mode fondamental) et la méthode du spectre de réponse. La première est applicable uniquement aux ouvrages satisfaisant simultanément un ensemble de critères définis à l'article 4.3.1.2 du RPOA 2008. En revanche, la méthode du spectre de réponse, plus générale,

convient à tous types de ponts. C'est cette dernière que nous avons retenue pour l'étude de notre ouvrage.

VII.4.1.1 Spectre de réponse

Un modèle 3D, réalisé sous MIDAS Civil, est utilisé pour l'évaluation des efforts sismiques dans les trois directions, ainsi que pour la détermination des périodes propres de l'ouvrage. Le calcul des modes propres intègre la masse du tablier, des piles, des équipements, ainsi que 30 % des charges d'exploitation, conformément à l'article 4.2.2 du RPOA 2008. Les spectres de réponse adoptés pour cette analyse sont présentés dans les figures suivantes :

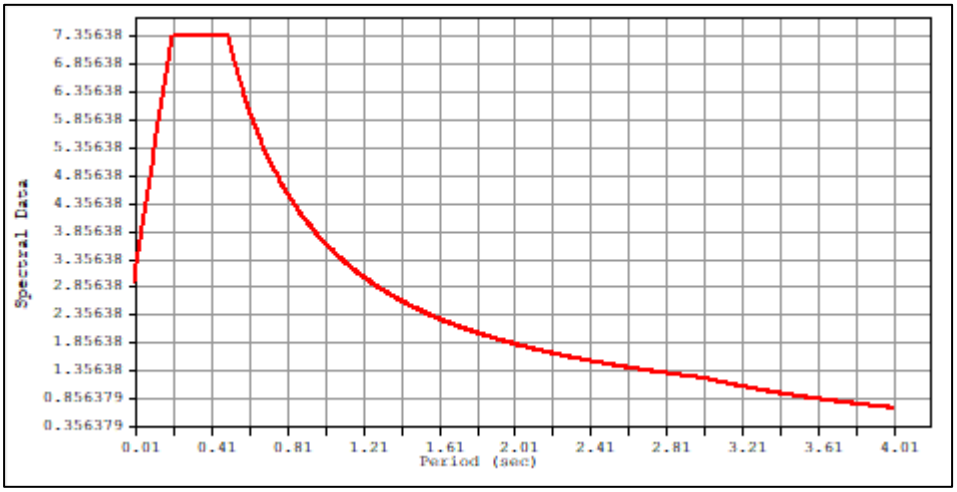


Figure VII-5 : Le spectre de réponse élastique Sae(T) – composante horizontale

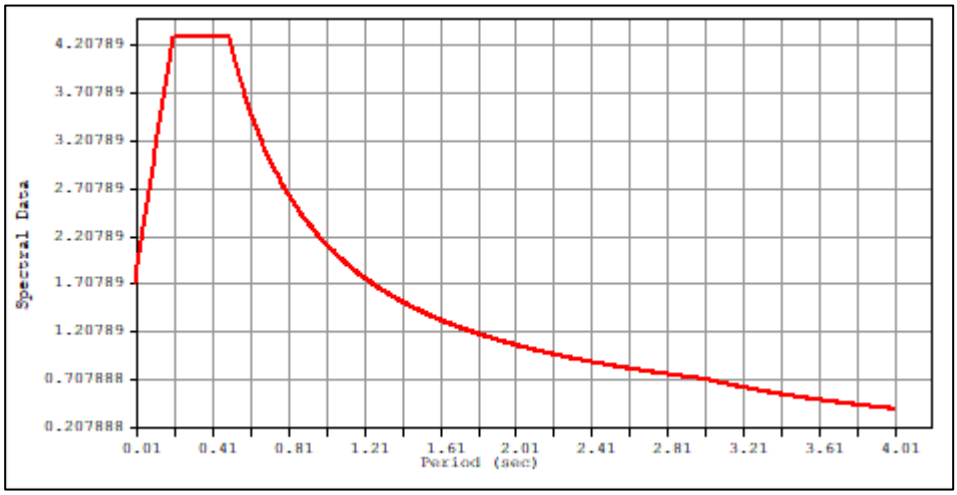


Figure VII-6 : Le spectre de réponse élastique Sae(T) – composante verticale

VII.4.1.2 Modes significatifs

Les modes pris en compte sont ceux pour lesquels la somme des masses modales effectives $\sum M_i$ atteint au moins 90 % de la masse totale du pont M_T dans les directions X et Y. En revanche, cette exigence n'est pas réellement applicable à la direction verticale. Toutefois, afin de ne pas négliger l'effet du séisme vertical, les 40 premiers modes ont été considérés, permettant d'atteindre une participation modale de 62.74 % dans le sens Z.

La période fondamentale de la structure est de 2,37 s. (Les autres modes et leurs périodes sont présentés en Annexe E).

Tableau VII-15 : les modes propres

Mode No	TRAN-X		TRAN-Y		TRAN-Z	
	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)
1	0.22	0.22	80.28	80.28	0.00	0.00
2	86.03	86.25	0.23	80.51	0.00	0.00
3	0.04	86.29	0.04	80.55	0.00	0.00
4	0.02	86.31	5.78	86.34	0.00	0.00
5	0.00	86.31	0.00	86.34	0.00	0.00
6	0.00	86.31	0.01	86.35	0.00	0.00
7	0.00	86.31	0.00	86.35	0.00	0.00
8	0.00	86.31	0.00	86.35	0.00	0.00
9	0.00	86.31	0.00	86.35	0.00	0.00
10	0.00	86.31	0.00	86.35	0.31	0.32
-	-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-	-
40	0.00	92.94	0.00	93.26	0.00	62.74

VII.4.2 Vérifications du dimensionnement selon l'RPOA

Selon l'RPOA les vérifications à effectuer sous les combinaisons sismiques, concernent la résistance à la compression, le flambement, la distorsion et le glissement.

VII.4.2.1 Résistance à la compression

Le coefficient de sécurité à appliquer en résistance à la compression du matériau est pris égal à 1.5. Les contraintes sont calculées en utilisant l'aire d'appui réduite par les déplacements maximaux horizontaux dans les deux directions orthogonales.

$$\frac{Fz}{Ar} \leq 20 \text{ à } 25\ MPa$$

Tableau VII-16 : Vérification de la résistance à la compression

Dimension	Appui de rive	Appui intermédiaire
FZ / Ar (MPa)	16.17	21.59
Observation	Vérifier	Vérifier

VII.4.2.2 Sécurité au flambement

Avec : $\gamma s * Pu \leq Pc$

γs: le coefficient de sécurité, **γs = 3**

Pu : la valeur maximale des charges verticales à l'ELU.

Pc= 4×G×B×S^2× $\frac{d}{h}$

- G : le module de cisaillement B : l'aire nominale de l'appui.
- d : la somme d'une épaisseur de fret et d'une épaisseur d'élastomère.
- h : la hauteur totale de l'appareil d'appui.
- S : le facteur de forme. S = $\frac{a \times b}{2t(a+b)}$

➢ **Application numérique :**

a. Cas culée :

S = $\frac{700 \times 700}{2 \times 16 \times (700+700)}$ = 10.93

d = 0.016 + 0.003 = 0.019 m

h = 0.19 m

B = 0.7× 0.7 = 0.49 m^2

Pc= $\frac{4 \times 1.2 \times 0.49 \times 119.46 \times 0.019}{0.19}$ = 28.1 MN

Pu=5.87 MN $\gamma s * Pu \leq Pc$ ➔ Vérifiée

b. Cas piles :

S = $\frac{800\times800}{2\times20\times(800+800)}$ = 10

d = 0.02 + 0.005 = 0.025 m

h = 0.175 m

B = 0.8× 0.8 = 0.64 m^2

Pc= $\frac{4\times1.2\times0.64\times100\times0.025}{0.175}$ = 43.88 MN

Pu=11.3 MN $\gamma s * Pu \leq Pc$ ➔ Vérifiée

VII.4.2.3 Limitation de la distorsion dans le sens longitudinal

On doit vérifier : $\delta = \tan(\gamma) < \delta c$

La distorsion δ des appareils d'appuis doit être limitée à une valeur critique δc.

δc = 0.7 + 4 *(δ0 - 0.7) *(0.25 - p) **Si p ≤ 0.25**

δc = 1.4 (1 - 2p) **Si p > 0.25**

Avec : $\delta = \frac{d}{hc}$, $\delta 0 = \frac{c}{hc}$

- c : le plus petit côté pour un appui rectangulaire
- δ : la distorsion de l'appareil d'appui.
- d : déplacement horizontal.
- hc **:**la hauteur totale d'élastomère.

Tableau VII-17 : Limitation de la distorsion dans le sens longitudinal

Distorsion	Appui de rive	Appui intermédiaire
P	0.28	0.33
1.4 (1-2P)	0.616	0.476
Vx (r,f,T) (mm)	161.34	136.43
Vxs (mm)	218	220
Vx (mm)	379.34	356.43
δ	**2.37**	**2.54**
Observation	Non vérifié	Non verifié

Donc : On doit placer des dispositifs de non-distorsion (taquets d'arrêt)

VII.4.2.4 Condition de non-glissement :

La stabilité au glissement de l'appareil d'appui doit être justifiée en tenant compte de la composante verticale du séisme et donc selon les combinaisons sismiques. On doit vérifier :

$$H < f * N$$

Avec :

- H : effort horizontal.
- N : effort de compression vertical.
- f : coefficient de frottement ; $f = 0.10 + 0.6/\boldsymbol{\sigma m}$ (contact élastomère-structure).
- σm: est la contrainte moyenne de compression.

Tableau VII-18 : vérification de non-glissement

Dimension	Appui de rive	Appui intermédiaire
N(KN)	5088.5	13420.05
$\boldsymbol{\sigma m}$ (Mpa)	10.38	20.97
f	0.16	0.13
H (KN)	1377.3	4570.65
f,N (KN)	814.16	1744.6
observation	×	×

Donc : <u>On doit placer des anti-cheminement au niveau de la pile et la culée</u>

VII.5 DES D'APPUIS

Le dé d'appui a pour rôle de diffuser les charges localisées transmises par le tablier vers l'élément porteur (pile ou culée), tout en rattrapant éventuellement le dévers du tablier.

VII.5.1 Dimensionnement des dés d'appui au niveau de la pile et de la culée

Les dimensions du dé d'appui sont données par les relations suivantes :

- $A = a + 200 \quad ; B = b + 200$
- $h \geq 2 \times B_0/P_0$
-

Avec : $B_0 = A \times B \quad ; P_0 = 2 \times (A + B)$

Tableau VII-19 : Dimensions des dés d'appuis

Appui	A (mm)	B (mm)	H (mm)
culée	900	900	450
pile	1000	1000	500

VII.5.2 Ferraillage des dés d'appuis au niveau de la pile et de la culée

Les déférentes sections d'armatures sont évaluées suivant le guide SETRA (P.P.73).

VII.5.2.1 Armature de chainage

La section des armatures de chaînage peut être déterminée selon la méthode des bielles ou celle de reprise des efforts d'équilibre général. Toutefois, à des fins de simplification, il suffit de dimensionner le chaînage pour qu'il reprenne **25 % de la descente de charge localisée la plus élevée**. La section d'armature est donc donnée par :

$$\boldsymbol{A_c = 0.25 \times R} \qquad ; \boldsymbol{avec\ R = {}^{N}/_{\sigma_s}}$$

Avec :

- N : réaction maximale
- σ_s : contrainte limite des armatures d'acier. $\sigma_s = {}^{500}/_{1.15} = 435\ MPA$

VII.5.2.2 Armature horizontale

Afin de limiter la propagation d'éventuelles fissures, les armatures horizontales disposées sous le chaînage doivent être dimensionnées pour reprendre **12,5 % de la même descente de charge.**

$$\boldsymbol{A_h = 0.125 \times R}$$

VII.5.2.3 Armature supérieure

Il s'agit d'armatures croisées placées aussi près que possible de la face supérieure de l'appui

$$\boldsymbol{A_s = 0.04 \times R}$$

VII.5.2.4 Armature inferieure

Une frette inférieure d'éclatement est disposée à une profondeur comprise entre h/3 et h à partir de la face supérieure de l'appui

$$A_i = 0.1 \times R$$

Tableau VII-20 : Ferraillage des dés d4appuis

Armatures	Dés d'appui au niveau de la culée		Dés d'appui au niveau de la pile	
chainage	$Ac(cm^2)$	33.75	$Ac(cm^2)$	64.98
	$\emptyset\ (mm)$	18 HA16	$\emptyset\ (mm)$	22 HA20
horizontale	$Ac(cm^2)$	16.87	$Ac(cm^2)$	32.49
	$\emptyset\ (mm)$	16 HA12	$\emptyset\ (mm)$	18 HA16
supérieure	$Ac(cm^2)$	5.39	$Ac(cm^2)$	10.39
	$\emptyset\ (mm)$	12 HA8	$\emptyset\ (mm)$	14 HA10
inferieure	$Ac(cm^2)$	13.49	$Ac(cm^2)$	25.99
	$\emptyset\ (mm)$	18 HA10	$\emptyset\ (mm)$	18 HA14

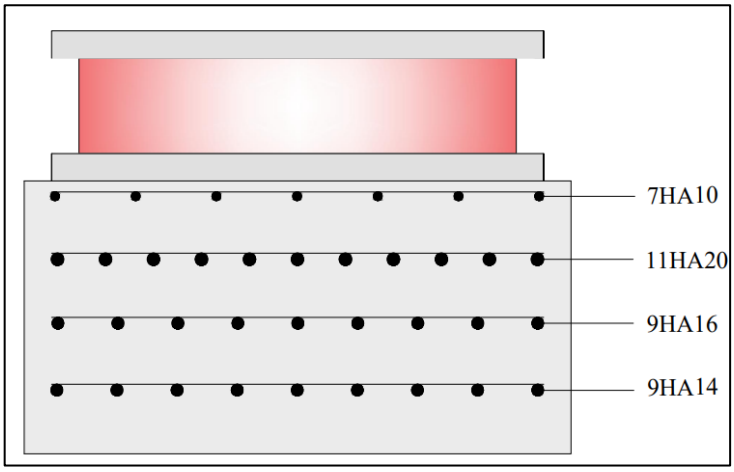


Figure VII-7: Ferraillage du dé d'appuis sur Pile

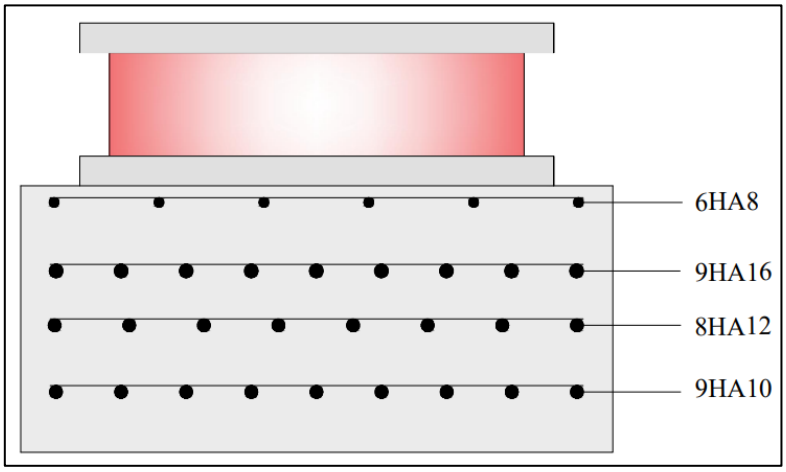


Figure VII-8: Ferraillage du dé d'appuis sur Culée

VII.6 CALCUL DU SOUFLLE DU JOINT

D'après l'article 7.5.2 de la norme RPOA 2008, le souffle total du joint se calcule selon la combinaison suivante :

$$W = W_D + 0.4 \times W_T + \frac{1}{3} \times W_s$$

Ou :

- W_D : est le souffle dû aux déformations différées (retrait + fluage).
- W_T : est le souffle thermique
- W_s : est le souffle sismique

Avec : $W_D = L \times (\varepsilon_r + \varepsilon_f)$; $W_T = L \times \alpha \times \Delta T$

Tel que :

- $\alpha = 10^{-5}$ (coefficient de dilatation du béton)
- $\varepsilon_r = 2 \times 10^{-4}$; $\varepsilon_f = 2.5 \times 10^{-4}$
- $L = 193.15\ m$; demi-longueur de l'ouvrage
- $\Delta T = 40$ °C ; variation de la température

➢ **Application numérique :**

$W_D = 191.8 \times 10^2 \times (2 + 2.5) \times 10^{-4} = 8.63$ cm

$W_T = 191.8 \times 10^2 \times 10^{-5} \times 40 = 7.67$ cm

$W_s = 22$ cm ; déterminé à l'aide du logiciel **Midas Civil**

$W = 19.03$ cm

VII.6.1 Type de joint

Le **joint garde ballast** a été choisi. Il est adapté aux ouvrages ferroviaires de grande longueur (supérieure à 100 m) et autorise des déplacements longitudinaux compris entre 0 et 350 mm.

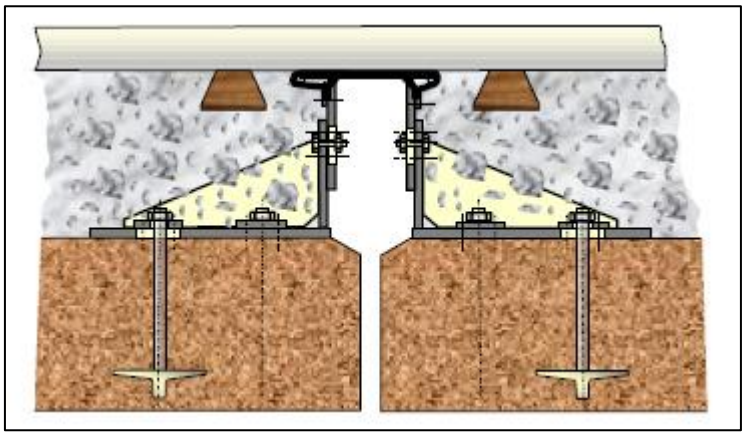


Figure VII-9 : joint garde ballaste

VII.7 CONCLUSION

Ce chapitre présente les différents équipements du tablier et leur dimensionnement, en veillant à assurer le confort des usagers tout en intégrant les effets sismiques afin de garantir la sécurité de l'ouvrage, avant de passer à l'étude de l'infrastructure.

CHAPITRE Ⅷ

ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

VIII.1 INTRODUCTION

L'analyse de l'infrastructure constitue une étape fondamentale dans la conception d'un ouvrage, étant intrinsèquement liée à sa globalité. La définition des appuis et des fondations résulte d'un processus itératif et progressif, nécessitant une réflexion approfondie. Cette démarche nous conduit à étudier spécifiquement les systèmes de support et d'assise de l'ouvrage

VIII.2 ETUDE DE LA PILE

La pile, en tant qu'appui intermédiaire, a pour fonction de transférer les efforts issus des charges et surcharges vers les fondations. Elle participe activement à la stabilité structurelle de l'ouvrage.

VIII.2.1 Conception de la pile

La conception de la pile est en fonction du milieu d'implantation, du mode de construction du tablier et aussi la nature du site.

Pour notre ouvrage, Nous avons opté pour la solution d'une pile caisson (Section rectangulaire évidée), permettant une économie de matière.

Tableau VIII-1 : Implantation et hauteurs des piles

Piles	P01	P02	P03	P04	P05	P06	P07
Hauteur (m)	11.54	17.10	15.28	14.87	12.82	9.38	7.59
Position	PK 48+456.00	PK 48+509.00	PK 48+562.00	PK 48+615.00	PK 48+668.00	PK 48+721.00	PK 48+774.00

Tableau VIII-2 : Sollicitations sous les combinaisons les plus défavorables de la pile

Combinaison	N(KN)	My(KN.m)	Mz(KN.m)
Nmax ELU (26-2 max)	-56437.5	-17831.34	-7425.97
Mymax ELA (ELA1+max)	-28950.34	73641	32440.33
Mzmax ELA (ELA3+max)	-29184.7	29225.22	89221.4
Nmin ELU (LM71V1_SW0V2 min)	1049.28	1306.96	5013.15

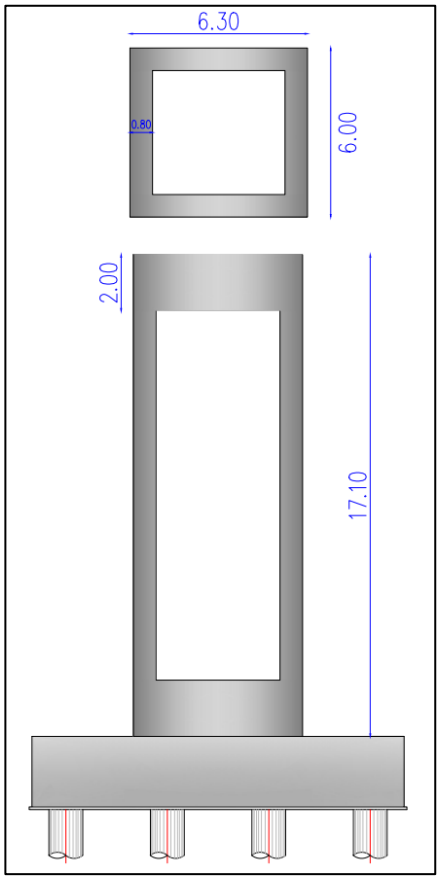


Figure VIII-1 : Dimensions de la pile la plus haute

VIII.2.2 Vérification de la stabilité de la pile vis-à-vis l'ELUSF

VIII.2.2.1 Calcul de l'élancement mécanique λ

$\boldsymbol{\lambda} = \frac{lf}{i} \leq \mathbf{70}$; On a : $\boldsymbol{\lambda x} = \frac{lf}{ix}$ et $\boldsymbol{\lambda y} = \frac{lf}{iy}$.

Avec :

lf : La longueur de flambement de la pile la pile la plus haute tel que : $\mathbf{lf} = \mathbf{2}\boldsymbol{l_0}$ ($\boldsymbol{l_0}$ la longueur de la pile tel que : $\boldsymbol{l0}$ = 17.10 m).

i : rayon de giration de la section de la pile la pile la plus haute :

$\mathbf{ix} = (\frac{Ix}{S})^{0.5}$; $\mathbf{iy} = (\frac{Iy}{S})^{0.5}$; S : La section transversal de la pile.

D'après le logiciel de calcul on trouve : **Ix** = 80.04 m² ; **Iy** = 86.95 m² ; S = 17.12 m².

- **Résultats :**

If= 2×17.10 on trouve : **lf = 34.2 m.**

ix= $\left(\frac{80.04}{17.12}\right)^{0.5}$ = 2.16 m et **iy** = $\left(\frac{86.95}{17.12}\right)^{0.5}$ = 2.25 m

λx = $\frac{\text{lf}}{\text{ix}} = \frac{34.2}{2.16}$ = 15.83 < 70 ➔ Pas de risqué de flambement autour de x-x

λy = $\frac{\text{lf}}{\text{iy}} = \frac{34.2}{7.2}$ = 15.83 < 70 ➔ Pas de risqué de flambement autour de y-y

VIII.2.2.2 L'élancement géométrique :

$\lambda g = \frac{Lf}{h}$; $lf = 2 \times l0 = 34.2$ m

$e_0 = \frac{Mu}{Nu}$; $e0$: excentricité structurelle.

e_a = max $(\frac{l0}{250}; 2cm)$; e_a: excentricité d'imperfection géométrique.

$e_1 = e_0 + e_a$; e_1 = excentricité du 1er ordre

D'où:

e_0 =158 cm

e_a = 6.84 cm

e_1 =142.48cm

$\frac{Lf}{h}$ = 5.7 et max [15cm, ($\frac{20e1}{h}$)] = max [15 ; 8.905] = 15

$\frac{Lf}{h} \leq$ Max [15cm, ($\frac{20e1}{h}$)] → la justification à L'E.L.U.S.F n'est pas imposée.

VIII.2.3 Calcul du ferraillage

VIII.2.3.1 Ferraillage longitudinale

Dans le cas d'une section rectangulaire creuse, les armatures sont généralement réparties selon deux nappes principales :

- Une nappe périphérique externe, positionnée à proximité du parement extérieur.
- Une nappe périphérique interne, disposée près de la face intérieure.

Le ferraillage de telles sections se fait à l'aide des abaques de Walther. Dans ces abaques, la disposition réelle des armatures est représentée de manière idéalisée par une armature linéairement répartie, située au milieu de la paroi de béton, avec une répartition variable et doublement symétrique facteur $\beta = \frac{b}{2(b+h)}$,

avec b et h sont les grandes dimensions de la section, par une application numérique : $\beta = \frac{6}{2(6+6.3)} = 0.24$

Il faut tout d'abord vérifier la condition d'orientation : $\frac{ty}{h} \leq \frac{tx}{b}$

Ou : **tx** et **ty** : sont les épaisseurs de la section dans la direction transversale et longitudinale.

- **Application numérique:**

$\frac{ty}{h} = \frac{0.8}{6.3} = 0.127$; $\frac{tx}{b} = \frac{0.8}{6} = 0.133$, Donc cette condition est vérifiée.

La méthode basée sur le calcul du rapport des moments relatifs : $\eta = \frac{my}{mx}$, Pour ça il faut calculer les efforts intérieurs relatifs mx ; my et n tel que :

$$mx = \frac{Mx}{bh^2 fc28} \quad ; \quad my = \frac{My}{b^2 hfc28} \quad ; \quad n = \frac{N}{bhfc28} \quad ; \text{Fatot} = \frac{\omega bhfc28}{\sigma s} \; ;$$

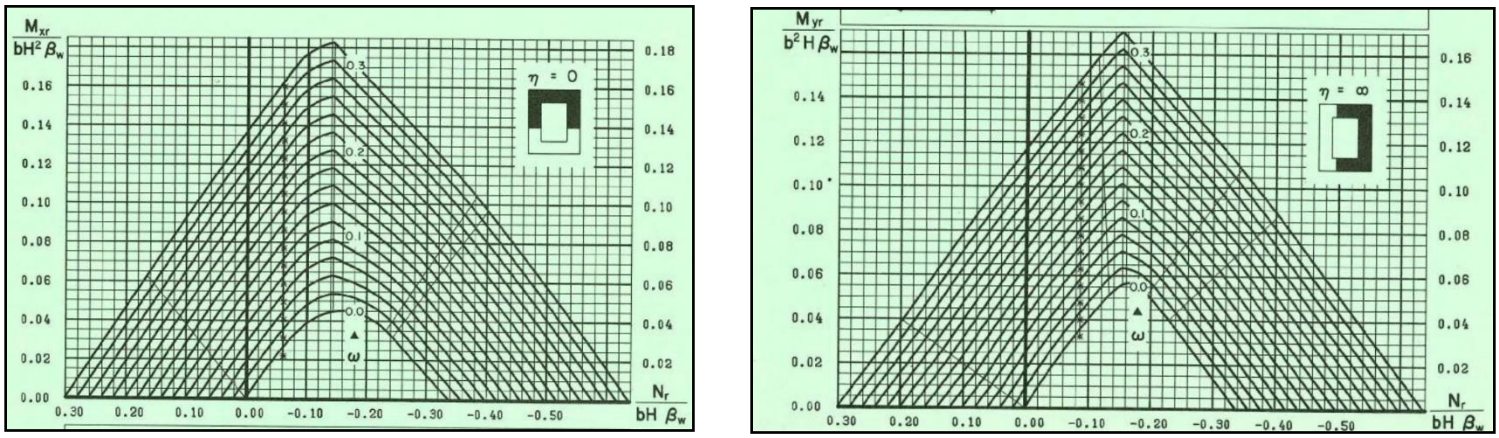


Figure VIII-2: abaques de Walther

Tableau VIII-3 : Ferraillage longitudinal de la pile 02.

N(KN)	56437.5
My(KN.m)	73641
Mx(KN.m)	89221.4
n	0.05
my	0.011
mx	0.012
ω(n=0)	0.078
ω(n=∞)	0.080
Fatot (cm^2)	1814.4
Fa coté b (cm^2)	435.46
Fa coté h (cm^2)	435.46

Condition de non-fragilité : As-min ≥ $\frac{0.23hbft28}{fe}$

On a : $\frac{0.23*6.3*6*2.4}{500}$ = 413.31 cm^2 donc la condition de non-fragilité est verifier

- **Choix des barres**

On a pour les deux cotés h (longitudinal) et b (transversal) : deux nappes de 27HA32 avec un espacement e = 22 cm.

VIII.2.3.2 Ferraillage transversale

La section transversale ***At*** destinée à soutenir une barre longitudinale ou un ensemble de barres de section ***Al*** doit répondre à la condition suivante :

$$At = \frac{Al \times fel}{16 \times fet} \times \frac{St}{100}$$

St: l'espacement des armatures transversales en (mm) tel que:

St = Min(12Øl ; b ; 200) = Min(12 × 32 ; 600 ; 200) ➔ St = 200 mm

$$At = \frac{435.46 \times 500}{16 \times 500} \times \frac{200}{100} = 54.43\ cm^2$$

Tableau VIII-4 : ferraillage transversale de la pile 02

Dimension	Pile 02	
	Coté b	Coté h
Al (cm^2)	435.46	435.46
Øl (mm)	HA32 , e=22cm	HA32 , e=22cm
Al (cm^2) retenue	438.64	460.47
At (cm^2)	54.43	54.43
Øt (mm)	HA16	HA16

VIII.3 ETUDE DE FONDATION

Selon les rapports géologique et géotechnique, les appuis de l'ouvrage doivent être fondés sur des pieux forés d'un diamètre de Φ =1,2 m, avec une portance admissible Qadm. Donc on opte pour une fondation mixte (pieux + semelle de liaison).

VIII.3.1 Détermination du nombre des pieux:

$$np = \frac{Nmax}{Qadm}$$

Avec :

- Nmax: l'effort normal transmis par la semelle « Avec le poids propre de la semelle ».
- Qadm(KN) : La portance du pieu .

➢ **Application numérique:**

Qadm= 6012.9 KN ; Nmax= 72139 KN ➔ np= 16 pieux

→On opte 16 pieux de 12m de profondeur.

VIII.3.2 Etude de la semelle

La semelle de liaison transmet les efforts de la structure aux pieux, générant principalement des forces axiales et souvent des moments. Pour assurer une transmission adéquate de ces moments, les pieux doivent être encastrés mécaniquement dans la semelle – une condition aisément remplie avec des pieux forés. Ainsi, la semelle répartit les charges de l'ouvrage sur les pieux, qui les transmettent au sol.

VIII.3.2.1 Les dimensions de la semelle

— La largeur :

$$\boldsymbol{B = (N - 1) \times S + 2\emptyset}$$

Avec :

- N : Nombres des files des pieux
- S: la distance entre deux files

— La longueur :

$$\boldsymbol{L = (N - 1) \times S + 2\emptyset}$$

Tableau VIII-5 : Caractéristiques géométriques de la semelle sous pile

Position	Sous pile
N (m)	4 pour chaque coté
B (m)	13.2
L (m)	13.2
Ht (m)	2.5

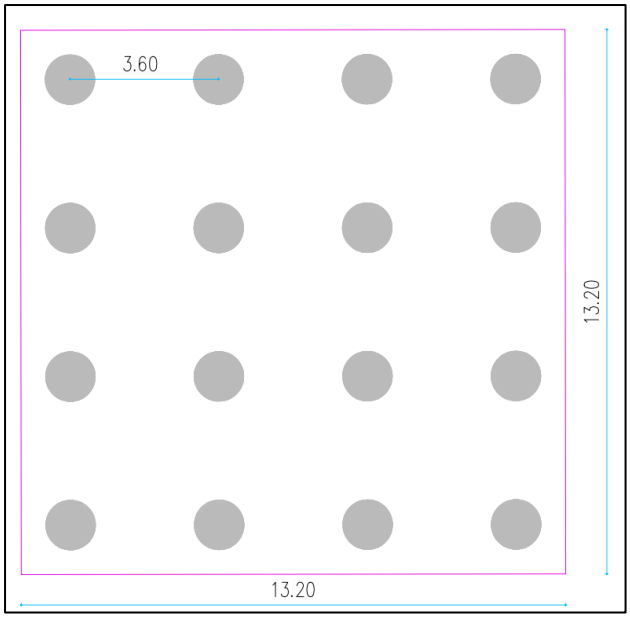


Figure VIII-3: Vue en plan de la semelle

VIII.3.2.2 Modélisation numérique

Pour l'étude des fondations (semelles et pieux), nous utilisons le modèle 3D avec MIDAS CIVIL. La semelle est modélisée sous la forme d'une plaque d'épaisseur 2,50 m. Elle repose sur des pieux, représentés par des éléments barres de section circulaire (diamètre D = 1,20 m). La section de la pile est schématisée par une ligne positionnée au centre de la pile sur la semelle. Cette ligne est liée avec la semelle à l'aide des liaisons rigides au point central de la pile.

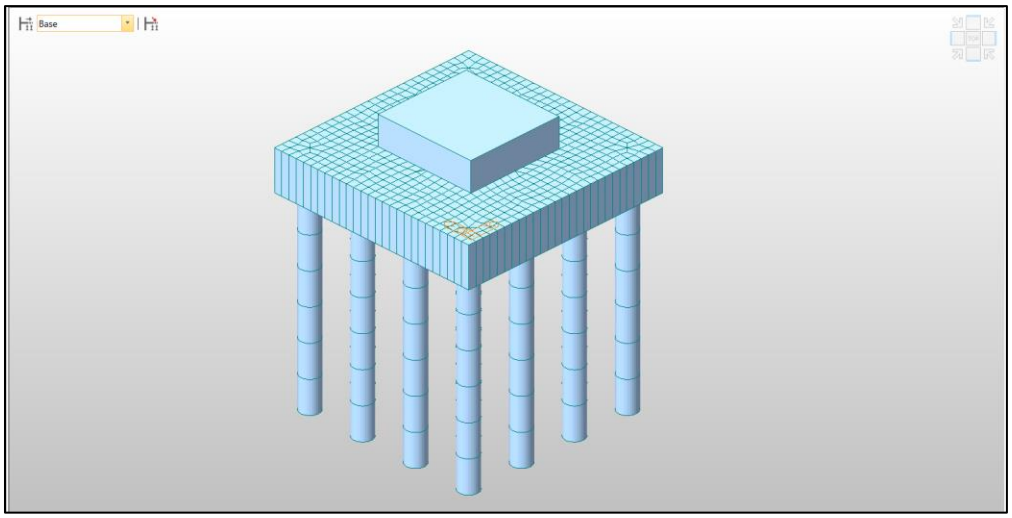


Figure VIII-4: Modèle 3D de la semelle sous pile

VIII.3.2.3 Détermination de réaction frontale, modules de frottement et de résistance en pointe selon le Fascicule 62 – V :

Le module de réaction horizontale Kf est calculé à partir du module pressiométrique EM en utilisant la formule :

$K_f = \frac{12Em}{\frac{4B0}{3B}\times(2.65\times\frac{B}{B0})^{\alpha}+\alpha}$ Pour : $B \geq B_0$

$K_f = \frac{12Em}{\frac{4}{3}\times(2.65)^{\alpha}+\alpha}$ Pour : $B \leq B_0$

Ou : B=1.2m, B_0 = 0.6m

α: étant un coefficient caractérisant le sol, il est en fonction de la nature (Argile, grave,) et du type (surconsolidé, normalement consolidé,) des couches de sol.

Les paramètres kτ et kq sont déterminés à partir du module pressiométrique EM en utilisant les formules :

Pour les sols fins :

$K\tau = \frac{2.0\ Em}{B}$ $Kq = \frac{11.0\ Em}{B}$

Pour les sols granulaires :

$K\tau = \frac{0.8\ Em}{B}$ $Kq = \frac{4.8\ Em}{B}$

Tableau VIII-6 : calcul de K_f, Kτ et Kq pour une profondeur de 12 m

Z (m)	E_M (Kpa)	α	K_f (kn/m3	Kτ (KN/m3)	Kq (KN/m3)
2	9436	0.250	117525.22	6290.67	37744.00
4	5183	0.000	93527.82	3455.33	20732.00
6	4267	0.000	76998.50	2844.67	17068.00
8	25061	0.250	312134.32	16707.33	100244.00
10	39386	1.000	251249.65	65643.33	361038.33
12	33255	0.250	414190.45	22170.00	133020.00

→ Les rigidités sont présentés avec "point spring support" chaque 2m sur la totalité de profondeur des pieux.

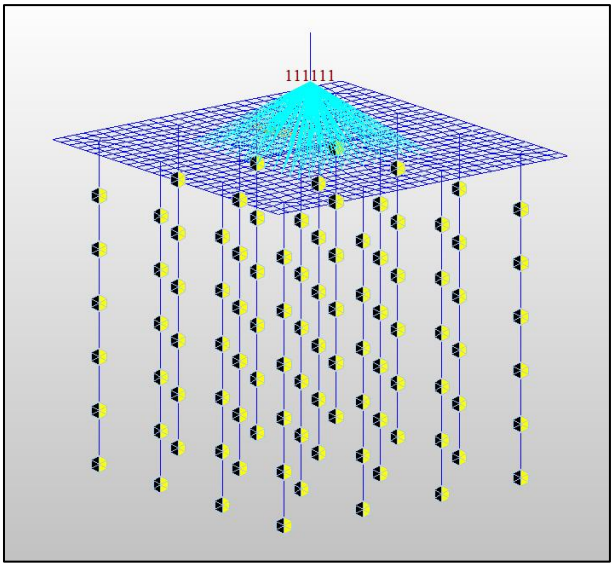


Figure VIII-5: Modèle 3D (MIDAS CIVIL)

VIII.3.2.4 Chargement

Les charges appliquées dans le modèle proviennent directement du modèle global de l'ouvrage, en tenant compte de différentes combinaisons d'états limites (ELS, ELU, ELA). Elles sont ensuite additionnées au poids propre des pieux et de la semelle, avec application d'un coefficient de majoration spécifique à chaque état limite.

Les charges sont présentées dans L'annexe E.

VIII.3.2.5 Ferraillage de la semelle sous pile :

Selon le RPOA (article 7.6.1.2) le pourcentage minimum des armatures sollicitées est de:

— 0. 25 % B < $\boldsymbol{\rho g}$ < 1.5% B en traction.

— 0.10 %B en compression.

En traction : $As_{min} = 0.0025 \times 100 \times 250 = 62.5\ cm^2$

En compression : $As_{min} = 0.001 \times 100 \times 250 = 25\ cm^2$

➢ **Résultats :**

Tableau VIII-7 : Les efforts extrêmes agissant sur la semelle sous pile.

Combinaison	Mxx		Myy	
	Sup	Inf	Sup	Inf
ELU	-2323.17	10224.01	-2238.96	8523.202
ELS	-1334.68	5370.807	-1304.81	4678.56
ELA	-6659.93	12915.24	-8640.34	10510.22

D'après logiciel de '' ROBOT EXPERT 2010 '' on trouve :

➢ **Pour M_{xx}**

— Partie inférieure de la semelle :

Asxxinf = 113.4 cm^2→ on opte pour 2×8HA32/ml (As = 128.68 cm²/ml avec e = 12 cm).

— Partie supérieure de la semelle :

Asxxsup = 55.8 cm^2→ on opte pour 2×6HA25/ml (As = 58.9 cm²/ml avec e = 16 cm).

➢ **Pour M_{yy}**

— Partie inférieure de la semelle :

Asyyinf = 98.1 cm^2→ on opte pour 2×10HA25/ml (AS = 98.17 cm²/ml avec e = 10 cm).

— Partie supérieure de la semelle :

Asyysup = 73.0 cm^2 → on opte pour 2×8HA25/ml (AS = 78.54 cm²/ml avec e = 12 cm).

— Armatures latéral:

On opte pour HA14, Avec e= 12cm

VIII.3.2.6 Ferraillage des pieux

Tableau VIII-8 : Les efforts extrêmes agissant sur les pieux

Combinaison	N(KN)	My(KN.m)	Mz(KN.m)
ELU	-7027.51	-384.87	503.97
ELA	-8265.44	458.24	-768.32
ELS	-3913.11	-202.5	296.89

Le ferraillage est calculé à l'aide du logiciel ROBOT Expert. Cela prend en compte une section Circulaire d'un diamètre 1.2m, en flexion composée déviée. On trouve :

As= 241.1 cm^2 → On prend (30HA32) e= 12cm

Pour les armatures transversales Selon R.P.O.A article 7.6.2.2 :

• on prend des cerces HA16 espacement de 10 cm dans la zone critique à une profondeur 2 d à partir de la tête du pieu et une longueur ± 2d à partir de chaque interface entre deux couches présentant une différence marquée de raideur au cisaillement (rapport des modules de cisaillement > 6).

• Des cerces HA16 espacement de 15 cm dans la zone courante.

VIII.4 ETUDE DE LA CULÉE

La culée constitue un composant structurel majeur dans l'infrastructure d'un pont. Implantée à chaque extrémité de l'ouvrage, elle assure la liaison entre le tablier et les terrains avoisinants. Elle remplit une double fonction : d'une part, elle sert d'appui au tablier, et d'autre part, elle joue le rôle de mur de soutènement, destiné à résister aux poussées des terres ainsi qu'aux surcharges induites par les remblais.

VIII.4.1 Choix de type de culée

On distingue généralement trois types de culées :

- **Les culées enterrées**, entièrement noyées dans le remblai d'accès à l'ouvrage, assurant principalement la fonction d'appui.
- **Les culées remblayées**, composées d'un ensemble de murs ou voiles en béton armé, jouant à la fois le rôle d'appui du tablier et de soutènement des remblais.
- **Les culées creuses**, présentant une forme de boîte renversée, utilisées dans des configurations spécifiques.

En tenant compte des caractéristiques naturelles du site, le choix s'est porté sur une culée remblayée

VIII.4.2 Prédimensionnement de la culée

Tableau VIII- 9: Récapitulatif des rôles et dimensions des éléments de la culée

Eléments de la culée	Rôle	Dimension
Mur garde grève	Séparer physiquement le remblai de l'ouvrage.	Longueur : 12.8 m Epaisseur : 0.5 m Hauteur : 4.15m
Mur frontal	Transmission des charges verticales et soutien des remblais.	Longueur : 12.8 m Epaisseur : 2.8 m Hauteur : VAR
Mur en retour	Porteur des corniches et soutien des remblais.	Surface : 53.18 m2 Epaisseur : 0.8 m
La semelle	Supportant le poids propre de la culée et les charges venante du tablier.	Longueur : 13.2 m Hauteur : 2.5 m largeur : 9.6 m

VIII.4.3 Modèle

Pour le calcul de la culée, celle-ci est modélisée dans le logiciel MIDAS CIVIL. Les différents éléments constitutifs de la culée sont représentés par des éléments de type plaque, dont l'épaisseur correspond à celle réelle des composants. Ces éléments sont solidarisés par des liaisons rigides. Les pieux de fondation sont modélisés par des éléments de type barre, tandis que l'interaction sol structure est simulée à l'aide d'appuis élastiques.



Figure VIII .6: modèle 3D de la culée

VIII.4.4 Actions de calcul

VIII.4.4.1 Actions du tablier

Le détail de ces actions est présenté en Annexe E.

VIII.4.4.2 Actions permanentes

a. Poids propre

Le poids propre des structures de fondation et d'élévation est déterminé directement par logiciel sur la base des volumes de chaque élément et le poids volumique du béton armé qui est pris égal à : $\gamma_b = 25\ KN/m^3$

b. Poids et poussées des terres

Dans l'étude des actions sur les culées, on prend en compte le poids des terres agissant verticalement sur les semelles ainsi que la poussée des terres qui s'exerce sur toute la hauteur de la culée.

Étant donné que le terrain présente une surface plane (angle β = 0), la pression verticale due au poids du sol, à une profondeur donnée z, est exprimée par :

$$F_v = \gamma_{sol} \times z$$

La pression horizontale à cette même profondeur est donnée par :

$$F_h = \gamma_{sol} \times z \times K_a$$

La résultante de cette poussée, de forme triangulaire, s'exprime par :

$$P_h = 0.5 \times \gamma_{sol} \times z^2 \times K_a$$

Et elle s'applique à une profondeur :$Z_p = \frac{2}{3} \times z$

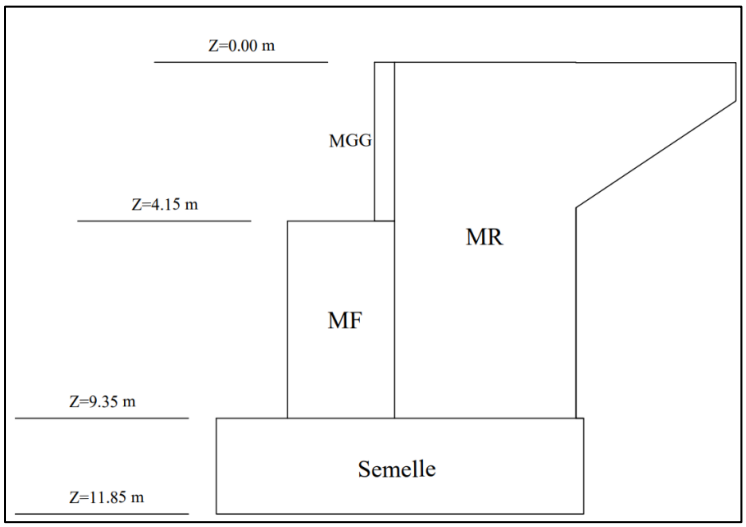


Figure VIII .7 : cotes de la culée

Tableau VIII - 10 : Caractéristique du sol.

γ,sol [KN/m^3]	ϕ_r	Angle d'inclinason du sol [β]	Coefficient de poussée au repos [k0]	Coefficient de poussée active [ka]	Coefficient de butée [kb]
20.00	30.00°	0.00°	0.50	0.33	3.00

Tableau VIII- 11: Poids et poussées des terres.

Profondeur (z) [m]	Fv [KPa]	Fh [KPa]
0.00	0.00	0.00
4.15	83.00	27.66
9.35	186.00	62.00
11.85	236.00	78.66
Résultant des poussées sur la semelle [KPa]	-	175.83
Point d'application [m]	-	10.6
Moment à la base de la semelle [KN.m/m]	-	211.00

N.B :

Pour l'évaluation de la poussée induite par une surcharge uniformément répartie à proximité du mur, nous avons adopté la méthode de Krey, issue du Chapitre 5 – Les murs de soutènement. Cette méthode prend en compte la diffusion de la charge sur le parement du mur à la fois dans le plan vertical et dans le plan horizontal.

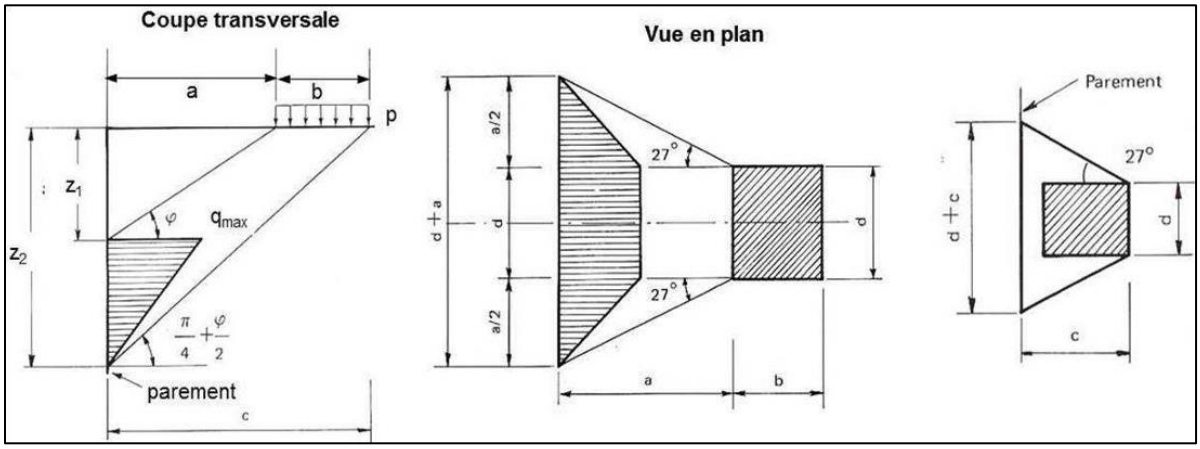


Figure VIII .8 : Méthode de Krey – Répartition des charges uniformément répartie sur le parement

Avec :

$$z_1 = a.\tan\varphi \qquad ; z_2 = (a+b).\tan\left(\frac{\pi}{4}+\frac{\varphi}{2}\right)$$

$$q_{max} = \frac{4\,P}{(2\,d+a)(z_2-z_1)}) \qquad ; P = p.b.d.\tan\left(\frac{\pi}{4}-\frac{\varphi}{2}\right)$$

Remarque : Les profondeurs z_1 et z_2 ont été déterminées directement à l'aide du logiciel AutoCAD.

c. Poids et poussée des voies sur la culée

— Ballast

Tableau VIII- 12: Caractéristiques du Ballast.

γ,balast [KN/m^3]	ep,blst [m]	Lar,blst [m]	Poids,blst FV[ml]
20.00	0.60	9.07	108.84

Tableau VIII- 13: Poussée du ballast

Profondeur (z) [m]	Largeur d'application Lar [m]	Fh [KPa]
0.00	9.07	19.91
4.15	10.88	10.3
8.57	12.8	0

— Voies

Tableau VIII - 14 : Caractéristique de la voie.

Poids de la voie (travers + rail IUC 60) [KN/m]	ep,blst [m]	Angle de diffusion dans le ballast	ϕ_r
5.4	0.6	14.04°	30.00°

Tableau VIII- 15: Poussées dûe au rails et traverses

Profondeur (z) [m]	Largeur d'application Lar [m]	Fh [KPa]
0.00	2.55	3.8
4.15	6.78	0.9
5.37	8.02	0

VIII.4.4.3 Action variable

Conformément aux charges prises en compte pour le tablier, les cas suivants sont considérés :

- LM71 appliquée uniquement sur la voie V1.
- LM71 simultanément sur les voies V1 et V2.
- LM71 sur la voie V1 et SW/2 sur la voie V2.

Tableau VIII- 16: Caractéristiques des charges LM71 et SW/2

Modèle	Longueur [m]	Charge Qvk [kN]	Lar,trv [m]	Ep,blst [m]	ϕr [°]
LM71	6.70	156.25	2.55	0.60	30.00
SW/2	25.30	150.00	2.55	0.60	30.00

- N.B : pour la charge du modèle LM71 nous avons pris la partie central (4*250) KN.

Tableau VIII- 17: Charge horizontale des différentes actions

Profondeur (z) [m]	Largeur d'application[m]	Fh - LM71 (KPa)	Fh -SW/2 (KPa)	Fh - Accélération LM71 & SW/2 (KPa)	Fh - Freinage LM71 (KPa)	Fh - Freinage SW/2 (KPa)
0.0	2.55	-59.0	-55.2	-12.5	-7.6	-15.0
4.15	6.78	-13.4	-12.5	-2.8	-1.7	-3.4
5.37	8.02	0	0	0	0	0

Tableau VIII-18: Charges verticales appliquées sur la semelle

	Chargement	Largeur d'application [m]	Longeur d'application [m]	Fv[KPa]
Profondeur :9.35m	LM71	12.05	16.2	5.12
	SW/2	12.05	34.8	8.94
	Rail et travers	12.05	/	0.45
	ballast	12.05	/	14.2

VIII.4.4.4 ACTIONS SISMIQUE

Les actions sismiques sont calculées selon les recommandations du RPOA 2008.

Tableau VIII-19: Les actions sismiques selon les recommandations du RPOA 2008

Zone sismique	Groupe de l'ouvrage	Coefficient d'accélération (A)	Coefficient sismique horizontale (K_h)	Coefficient sismique verticale (K_v)
II-a	1	0.25	0.25	0.075

a. Effort d'inertie sismique

La force d'inertie des élévations et du massif a été évaluée en multipliant les masses impliquées par l'accélération sismique au sol. Conformément au RPOA 2008, les coefficients sismiques horizontaux (Kh) et verticaux (Kv) sont définis comme suit :

- Coefficient horizontal :$K_h = {}^{a_g}/_{g}$
- Coefficient vertical : $K_v = \pm\, 0.3\ {}^{a_g}/_{g}$

Ainsi, les forces d'inertie résultantes sont données par :

- Force horizontale :$F_{i,h} = K_h \times W = 0.25 \times W$
- Force verticale :$F_{i,v} = K_v \times W = \pm 0.075 \times W$

Où W représente le poids des masses considérées comme participantes à l'action sismique.

Tableau VIII .20 : Efforts d'inertie sismiques de la structure.

	Poids volumique du BA $\gamma_B = 25\ KN/m^3$	
	$F_{i,h}\ (Kpa)$	$F_{i,v}\ (Kpa)$
Mur garde grève	3.125	7.78
Mur frontale	17.5	9.75
Mur en retour	3.75	17.53
semelle	24.75	4.688

b. Effort d'inertie du remblai

- Nous prenons en compte les remblais situés sur la semelle entre les murs en retour.
- La force d'inertie exercée par ces remblais est calculée de la même manière que celle des éléments de la culée.

- Largeur du talon : 4.95 m
- Hauteur du remblai derrière le mur : 9.35 m
- Force d'inertie horizontale du remblai :$F_{ih,rmb} = 24.75\ Kpa$
- Force d'inertie verticale du remblai : $F_{iv,rmb} = 14.025\ Kpa$

c. Poussée dynamique globale

La poussée dynamique des terres est évaluée selon la méthode de Mononobé-Okabé**,** qui combine les effets statiques et sismiques. Elle s'exerce à mi-hauteur de la paroi avec un diagramme de pression rectangulaire**.**

$$F_{ad} = \frac{1}{2} \times \gamma \times (1 \pm k_v) \times H^2 \times K_{ad}$$

Avec :

$$K_{ad} = \frac{\cos^2(\varphi - \theta)}{cos^2(\theta) \times \left[1 + \sqrt{\frac{\sin\varphi \times \sin(\varphi - \beta - \theta)}{\cos\theta \times \cos\beta}}\right]^2}$$

Et :

$$\theta = Arctan(\frac{k_h}{1 \pm k_v})$$

Tableau VIII .21 : calcul des coefficients de poussée

cas	K_h	K_v	θ°	K_{ad}
Séisme horizontale+ verticale ascendant	0.25	-0.075	15.12	0.54
Séisme horizontale+ verticale descendant	0.25	0.075	13.09	0.5

Tableau VIII .22 : calcul des poussées dynamiques globales

cas	K_{ad}	$F_{ad}(KN/ml)$	$F_{ad}(KN/m^2)$
Séisme horizontale+ verticale ascendant	0.54	699.11	58.99
Séisme horizontale+ verticale descendant	0.5	757.82	63.95

d. Effet des surcharges sur le terre-plein

Comme pour la poussée des terres, en complément du diagramme de poussée statique due aux charges d'exploitation, il y a lieu d'appliquer une poussée due au séisme.

Lorsque le terre pleine supporte une charge uniforme d'intensité q, la poussée dynamique active globale correspondante est prise égale à :

$$F_{ad}(q) = \frac{q \times H}{\cos(\beta)} \times (1 \pm k_v) \times K_{ad}$$

Elle s'exerce à mi-hauteur de la paroi (diagramme de pression rectangulaire).

- **ballast**

Tableau VIII .23 : poussées dynamiques du ballast

cas	K_{ad}	$F_{adq}(KN/m^2)$
Séisme horizontale+ verticale ascendant	0.54	6.86
Séisme horizontale+ verticale descendant	0.5	7.43

- **rail et travers**

Tableau VIII .24 : poussées dynamiques de la voie

cas	K_{ad}	$F_{adq}(KN/m^2)$
Séisme horizontale+ verticale ascendant	0.54	5.97
Séisme horizontale+ verticale descendant	0.5	6.48

- **surcharge d'exploitation**

Conformément aux charges retenues pour le tablier dans le cadre de l'étude sismique, nous avons opté pour le modèle LM71 appliqué sur deux voies.

Tableau VIII .25 : poussées dynamiques de la charge LM 71

cas	K_{ad}	$F_{adq}(KN/m^2)$
Séisme horizontale+ verticale ascendant	0.54	29.14
Séisme horizontale+ verticale descendant	0.5	31.587

VIII.4.4.5 Ferraillage de mur garde grève

Tableau VIII .26 : Evaluation des efforts agissant sur le mur garde grève.

Combinaison	Mxx		Myy	
	max	min	max	min
ELU	468.59	-230.77	530.41	-183.20
ELS	418.44	-162.66	437.76	-167.39
ELA	1090.18	-340.33	786.79	-435.60

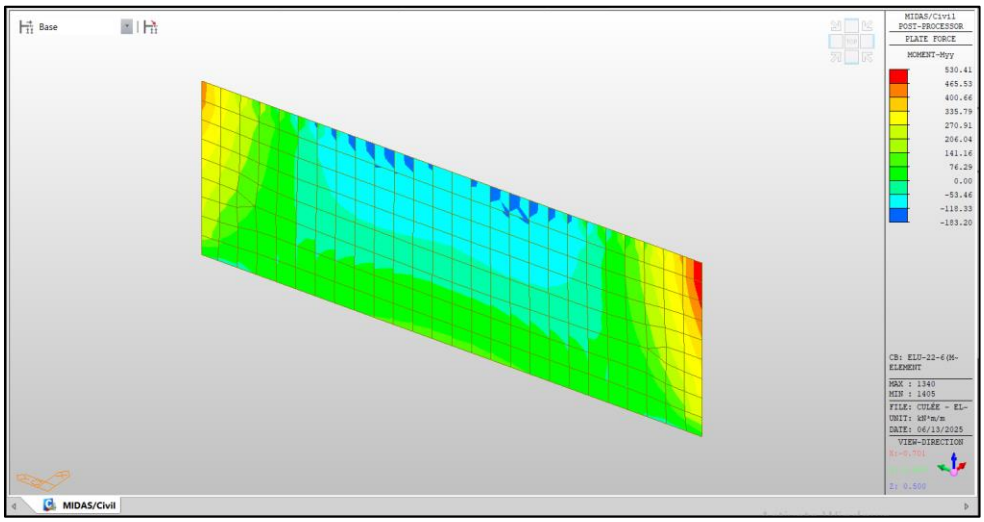


Figure VIII .9 :distribution du moment Myy sur le Mur garde grève

Tableau VIII .27 : Evaluation de la section d'acier dans les deux sens x-x, y-y pour MGG.

AS/sens	Ø (mm)	Espacement (cm)	Section/ml
$A_{S\ x-}$[côté remblais]	32	14	56.3 cm²/ml
$A_{S\ x-}$[côté extérieure]	20	14	22 cm²/ml
$A_{S\ y-}$[côté remblais]	32	14	56.3 cm²/ml
$A_{S\ y-}$[côté extérieure]	20	14	22 cm²/ml

VIII.4.4.6 Ferraillage de mur frontal

Tableau VIII .28 : Evaluation des efforts agissant sur le mur frontale dans le sens x-x

Combinaison	Mxx max [kN.m]	N associé	Mxx min [kN.m]	N associé
ELU	2391.47	-3326.12	-970.00	-2425.65
ELS	2044.54	-2664.75	-784.96	-1889.08
ELA	5421.62	-5462.91	-1833.4	-5462.91

Tableau VIII .29 : Evaluation des efforts agissant sur le mur frontale dans le sens y-y

Combinaison	Myy max [kN.m]	N associé	Myy min [kN.m]	N associé
ELU	1301.35	836.3	-627.24	836.3
ELS	937.08	326.5	-101.3	322.4
ELA	882.36	1064.2	-547.3	1064.2

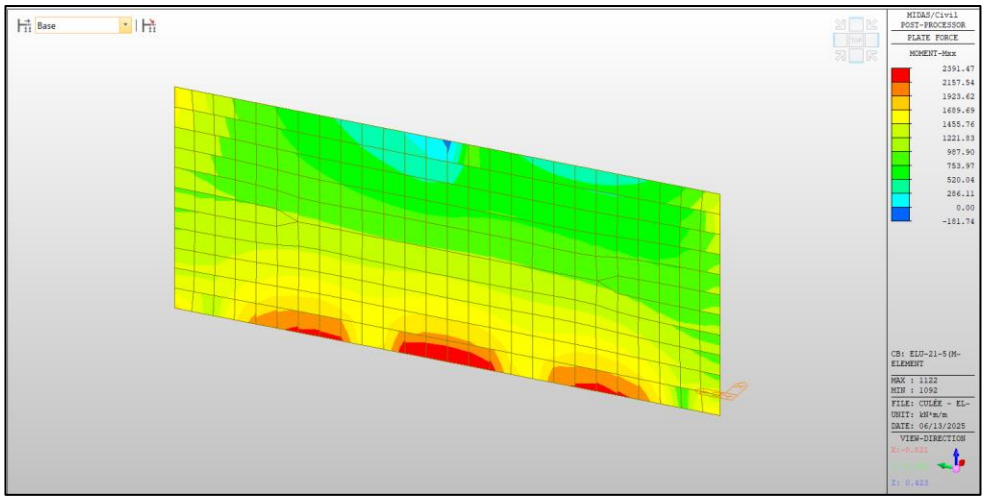


Figure VIII .10 :distribution du moment Mxx sur le Mur frontale

Tableau VIII .30 : Evaluation de la section d'acier dans les deux sens x-x, y-y pour MF.

AS/sens	Ø (mm)	Espacement (cm)	Section/ml
$A_{S\ x-x}$ [côté remblais]	2×HA32	16	96.5 cm²
$A_{S\ x-x}$ [côté extérieure]	2×HA25	16	58.9 cm²
$A_{S\ y-y}$ [côté remblais]	HA25	16	29.45 cm²
$A_{S\ y-y}$ [côté extérieure]	HA25	16	29.45 cm²

VIII.4.4.7 Ferraillage de mur en retour

Tableau Ⅷ .31 : Evaluation des efforts agissant sur le mur en retour.

Combinaison	Mxx		Myy	
	max	min	max	min
ELU	242.17	-738.96	82.81	-1085.75
ELS	180.51	-543.26	64.88	-784.31
ELA	304.80	-221.33	476.77	-465.11

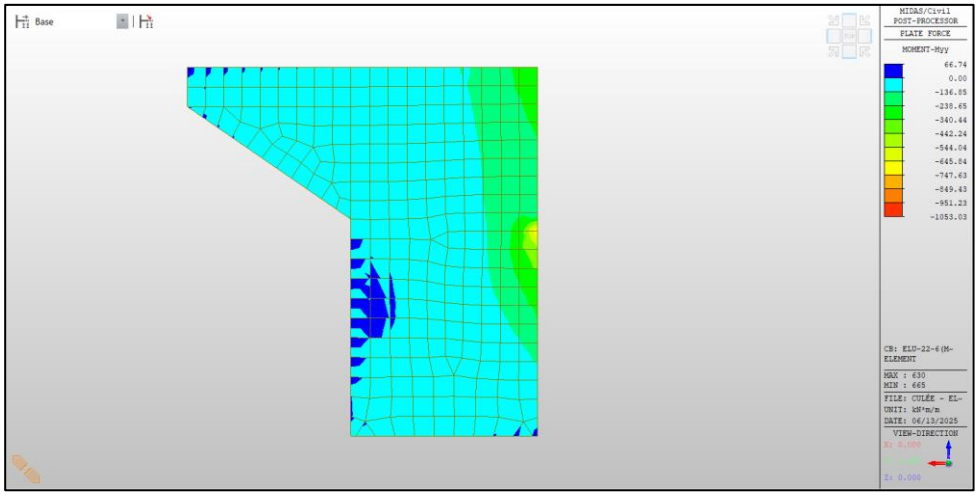


Figure Ⅷ .11 :distribution du moment Myy sur le Mur en retour

Tableau Ⅷ .32 : Evaluation de la section d'acier dans les deux sens x-x, y-y pour MR.

AS/sens	Ø (mm)	Espacement (cm)	Section/ml
$A_{S\ x-}$[côté remblais]	HA32	14	53.1 cm²
$A_{S\ x-}$[côté extérieure]	HA20	14	16.5 cm²
$A_{S\ y-}$[côté remblais]	HA32/deux nappes	20	80.2 ²cm
$A_{S\ y-}$[côté extérieure]	HA20	14	16.5 cm²

VIII.4.4.8 Ferraillage des éléments de la semelle

Tableau Ⅷ . 33 : Evaluation des efforts agissant sur la semelle sur culée

Combinaison	Mxx		Myy	
	max	min	max	min
ELU	6874.44	-3225.42	6096.28	-4735.73
ELS	5335.89	-2466.77	4733.65	-3578.12
ELA	9804.58	-4475.31	9034.06	-5443.94

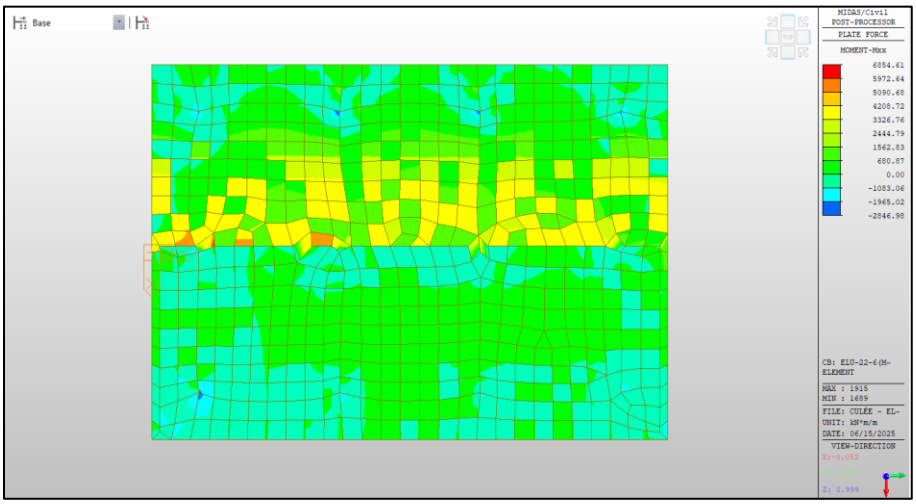


Figure Ⅷ .12 :distribution du moment Myy sur la semelle

Tableau Ⅷ .34 : Evaluation de la section d'acier dans les deux sens x-x, y-y pour la semelle sous culée.

AS/sens	Ø(mm)	Espacement(cm)	Section/ml
As_{x-x} [partie inférieure]	2×HA32	14	112.59 cm²
As_{x-x} [partie supérieure]	HA32	14	56.30 cm²
As_{y-y} [partie inférieure]	2×HA32	14	112.59 cm²
As_{y-y} [côté supérieure]	2×HA25	14	68.72 cm²

VIII.4.4.9 Ferraillage des pieux

Tableau VIII . 35 : Evaluation des efforts agissant sur les pieux sous culée

Combination	N(KN)	My(KN.m)	Mz(KN.m)
ELU	-6431.02	-630.68	-298.03
ELA	-8374.04	-1779.14	189.98
ELS	-4930.93	-509.44	-235.11

Le ferraillage est calculé à l'aide du logiciel ROBOT Expert. Cela prend en compte une section Circulaire d'un diamètre 1.2m, en flexion composée déviée. On trouve :

As= 325.9 cm^2 On pend (26HA40) e= 14cm

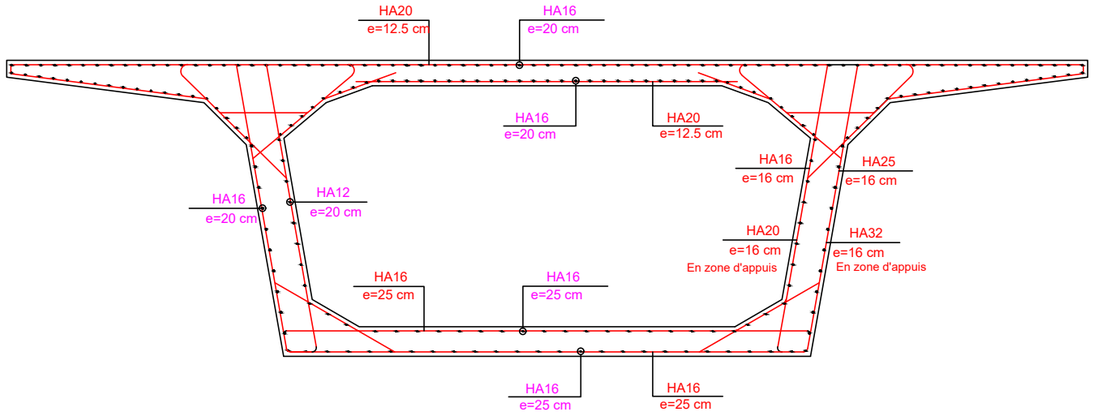
Pour les armatures transversales Selon R.P.O.A article 7.6.2.2 :

- on prend des cerces HA16 espacement de 10 cm dans la zone critique à une profondeur 2 d à partir de la tête du pieu et une longueur ± 2d à partir de chaque interface entre deux couches présentant une différence marquée de raideur au cisaillement (rapport des modules de cisaillement > 6).
- Des cerces HA16 espacement de 15 cm dans la zone courante

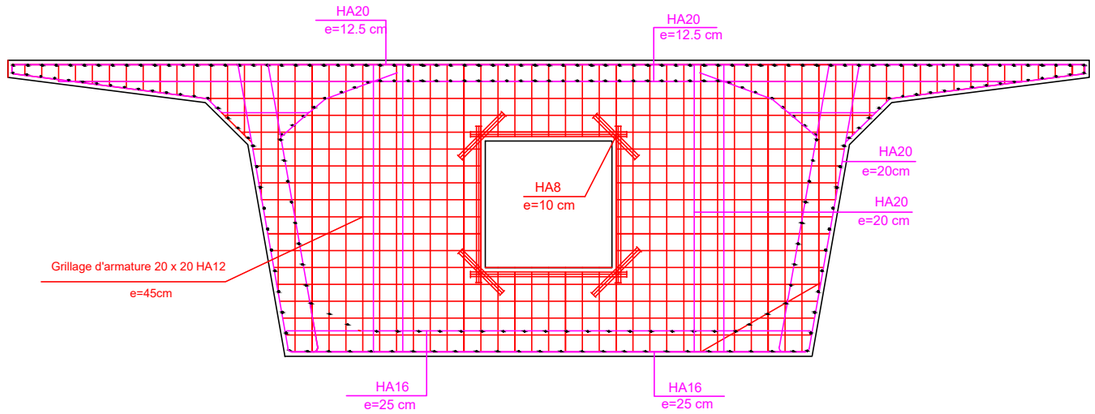
VIII.5 CONCLUSION

Le dimensionnement de l'infrastructure d'un pont doit impérativement intégrer l'effet de l'action sismique, particulièrement lorsque l'ouvrage est situé en zone de sismicité moyenne à élevée.

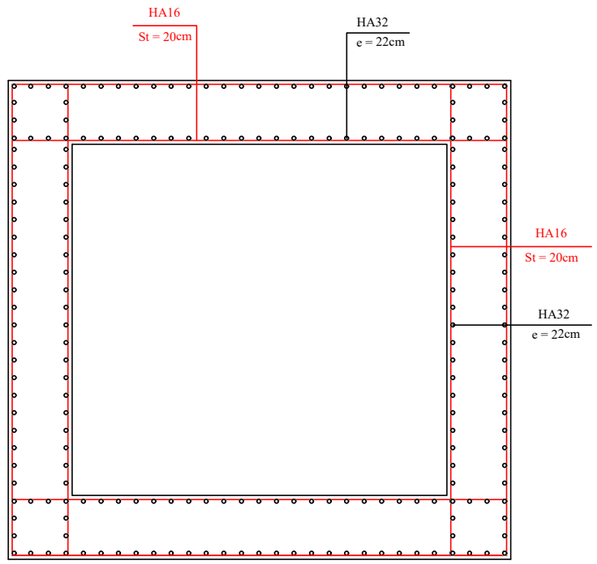
FERRAILLAGE DU VOUSSOIR COURANT ECH: 1/40



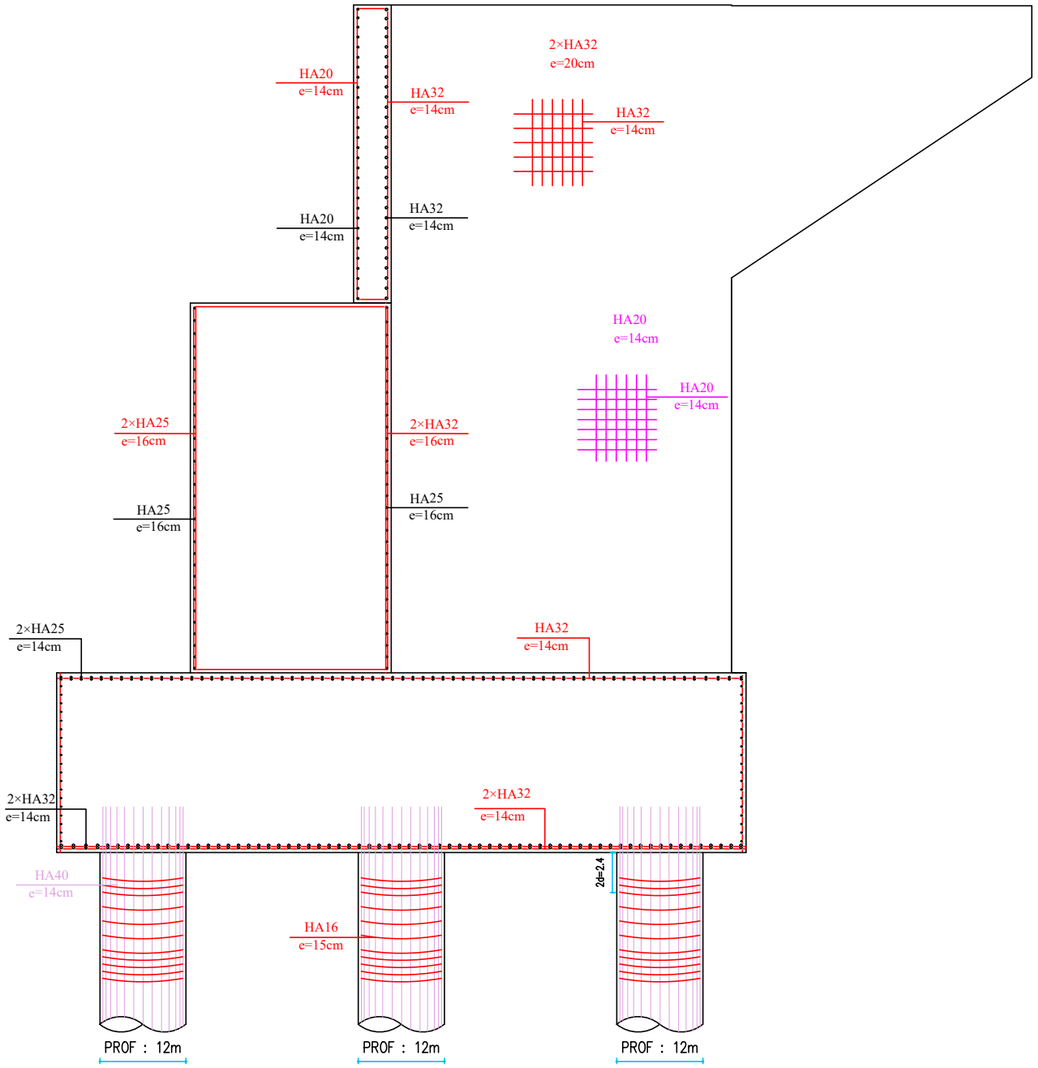
FERRAILLAGE DU L'ENTRETOISE ECH: 1/40



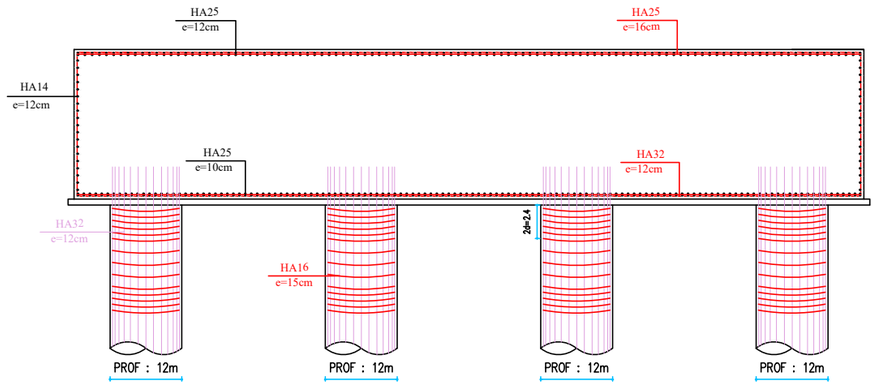
FERRAILLAGE DE LA PILE ECH : 1/30



FERRAILLAGE DES DIFFERENTES ELEMENTS DE LA CULEE ECH: 1/50



FERRAILLAGE DE LA FONDATION SOUS PILE ECH:1/40



PROJET DE FIN D'ETUDE	Réalisé par	Titre	Planche N°	Année universitaire
CONCEPTION ET ETUDE D'UN VIADUC AU PK 48 SUR LA LIGNE FERROVIARE BEN MANSOUR /BEJAIA	- KHALFOUNE Youcef - BENZENATI Omar	Ferraillage des différentes éléments	1/1	2024 / 2025

ENSTP
المدرسة الوطنية العليا للأشغال العمومية
Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics
National School of Built and Ground Works Engineering

CONCLUSION GENERALE

CONCLUSION GENERALE

Ce projet de fin d'études représente l'aboutissement et la mise en pratique des connaissances acquises tout au long de notre cursus à l'École Nationale Supérieure des Travaux Publics. Il nous a permis d'appliquer de manière concrète les principes fondamentaux de la conception et du pré-dimensionnement des structures, en particulier ceux relatifs aux ponts en voussoirs construits par la méthode de l'encorbellement successif.

La conception d'un tel ouvrage requiert une réflexion approfondie, un raisonnement technique rigoureux et une parfaite maîtrise des bases théoriques ainsi que des méthodes d'exécution propres aux grandes structures. La modélisation et le dimensionnement de l'ouvrage, réalisés à l'aide du logiciel MIDAS CIVIL, ont permis d'analyser avec précision le comportement global et local des différents éléments structuraux.

Par ailleurs, l'utilisation complémentaire de divers outils tels qu'AUTOCAD, Robot Structural Analysis, EXPERT 2010 et la suite Microsoft Office, associée à l'application des règlements en vigueur (BAEL, RPOA, Eurocodes), a consolidé notre formation pratique et théorique.

La formation d'un ingénieur civil repose sur trois piliers essentiels : un encadrement pédagogique de qualité assuré par des enseignants compétents, l'accès à des ressources bibliographiques pertinentes et la motivation des étudiants à approfondir continuellement leurs connaissances. Enfin, une surveillance rigoureuse des travaux de réalisation reste indispensable afin de garantir la conformité de l'ouvrage avec les prévisions issues des études et des analyses menées.

BIBLIOGRAPHIE

Références Documents

- Règles B.A.E.L 91 modifiées 99 — Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé, suivant la méthode des états limites.
- Règles B.P.E.L. 91 — Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton précontraint, suivant la méthode des états limites.
- Eurocode 1 — Actions on structure.
- Eurocode 2 — Calcul des structures en Béton .
- RPOA 2008 — Règles parasismiques Algérien applicables au domaine des ouvrages d'art.
- FASCICULE N° 62 - Titre V : règles techniques de conception et de calcul des fondations des ouvrages de génie civil.
- VIPP le bon pont à poutres préfabriquées précontraintes par post-tension — Guide de conception / Document SETRA.
- Livre CALGARO : Designers' Guide to Eurocode 1.
- Ponts en béton précontraint encorbellements successifs 2003/ Document SETRA.
- Appareils d'appui en élastomère fretté /Document SETRA.
- Appareils d'appuis à pot — Guide technique / Document SETRA
- UIC 776-1 — Charges à prendre en considération dans le calcul des ponts-rails.
- Catalogue MAGEBA – appareil d'appuis à pot
- Appuis des Tabliers (ferraillage) — Document SETRA PP73.
- Quelque abaque du WALTHER (ferraillage).
- Chapitre 5 Les murs de soutenement (Recherche google).

Logiciels de calcul

- MIDAS CIVIL 2022 —Modélisation et évaluation des efforts
- EXPERT BA 2010 — Calcul du ferraillage.
- EXCEL — Préparation des tableaux et les feuilles de calcul.
- AUTOCAD 2022 — Dessins.
- Word — Rédaction.

Données

Titre du projet : viaduc pk 47+242 (pieu n°5)

Numéro d'affaire : 000

Commentaires : N/A

Titre du calcul : PMT8- 05

Cadre réglementaire : Fascicule 62

Méthode de dimensionnement : A partir des résultats pressiométriques

Traitement des données : Traitement par mesures

Pas du calcul (m) : 0,50

Section de calcul : Section de calcul circulaire

Diamètre de calcul (m) : 1,50

Type de fondation : Pieu

Mode de mise en oeuvre : Sans refoulement

Mode de chargement : Travail en compression

Combinaisons

	Fluage	ELS - QP	ELS - RARE	ELU - FOND	ELU - ACC
Pondérations combinées sur Qs	0,70	0,50	0,64	0,71	0,83
Pondérations combinées sur Qp	0,50	0,36	0,45	0,71	0,83

Cote de référence (m) : 0,00

Définition des couches de sol

No	Nom	Couleur	Zbase	qsl	ps	pl*	kp	pp
1	Couche 1		-2,00	25,31	1,00	595,00	1,00	1,00
2	Couche 2		-4,00	48,92	1,00	755,00	1,00	1,00
3	Couche 3		-6,00	45,22	1,00	684,00	1,00	1,00
4	Couche 4		-8,00	79,01	1,00	1798,00	1,10	1,00
5	Couche 5		-10,00	72,12	1,00	1378,00	1,10	1,00
6	Couche 6		-12,00	120,00	1,00	2758,00	1,20	1,00
7	Couche 7		-14,00	80,00	1,00	2238,00	1,10	1,00
8	Couche 8		-16,00	71,60	1,00	1355,00	1,10	1,00
9	Couche 9		-18,00	78,06	1,00	1698,00	1,10	1,00
10	Couche 10		-20,00	79,97	1,00	1978,00	1,10	1,00
11	Couche 11		-22,00	120,00	1,00	2518,00	1,80	1,00
12	Couche 12		-24,00	120,00	1,00	3768,00	1,80	1,00
13	Couche 13		-26,00	120,00	1,00	3728,00	1,80	1,00
14	Couche 14		-28,00	120,00	1,00	4108,00	1,80	1,00
15	Couche 15		-30,00	120,00	1,00	3108,00	1,80	1,00
16	Couche 16		-32,00	120,00	1,00	3487,00	1,80	1,00
17	Couche 17		-34,00	120,00	1,00	3878,00	1,80	1,00
18	Couche 18		-36,00	120,00	1,00	4280,00	1,80	1,00
19	Couche 19		-38,00	120,00	1,00	4240,00	1,80	1,00
20	Couche 20		-40,00	120,00	1,00	4200,00	1,80	1,00

N°	Prof, (m)	E(bar)	PL (bar)	E/PL	observation
PMT8-5	2	94.36	6.35	14.9	nomalement consolidé
	4	51.83	8.35	6.2	Remanié
	6	42.67	8.04	5.3	
	8	250.61	19.58	12.8	nomalement consolidé
	10	393.86	15.78	25.0	surconsolidé
	12	332.55	29.98	11.1	nomalement consolidé
	14	331.86	25.18	13.2	
	16	335.37	16.75	20.0	surconsolidé
	18	299.7	20.58	14.6	nomalement consolidé
	20	436.32	23.78	18.3	
	22	434.98	29.58	14.7	nomalement consolidé
	24	886.14	42.48	20.9	surconsolidé
	26	731.87	42.48	17.2	
	28	733.62	46.68	15.7	nomalement consolidé
	30	470.64	37.08	12.7	
	32	584.33	41.27	14.2	
	34	898.66	45.58	19.7	surconsolidé
	36	1288.03	50	25.8	
	38	1330.22	50	26.6	
	40	1534.23	50	30.7	

⑤ PMT8—05



N° forages	Profo	granulo <80 pm	OBSERVATION
FC 8-01	2,7-4,5	39,54	sol grenu
	12,00-14,00	89,91	Granulométrie étalées attestant d'un sol fin
	21,20-21,50	69	
	32,5-33,50	50,72	
	27,60-29,00	34,91	Granulométrie étalées attestant d'un sol grenu
FC 8-02	11,5-13,5	19,7	
	31,5-33,00	0,3	
	39,00-40,00	1,96	
FC 8-03	2,50-4,30	12,33	
	16,50-18,00	31	
	38,50-40,00	46	
FC 8-04	1,50-3,00	34,662	
	6,50-7,50	45,85	
	22,00-22,50	29,09	
	36,00-36,50	36,47	
FC 8-05	2,00-4,00	34,06	
	8,00-10,00	65,08	Sol fin
	25,00-27,00	38,4	Granulométrie étalées attestant d'un sol grenu
	30,0-32,00	10,29	
	34,00-36,00	12,42	
	39,00-40,00	7,72	
FC 8-06	3,00-4,00	30,43	
	15,00-16,00	30,66	
	22,00-23,00	35,93	
	33,00-34,00	18,97	
FC 8-8	4,5-6,00	18	
	13,00-13,40	28,43	
	27,8-28,30	45,36	
	36,0-37,00	43	

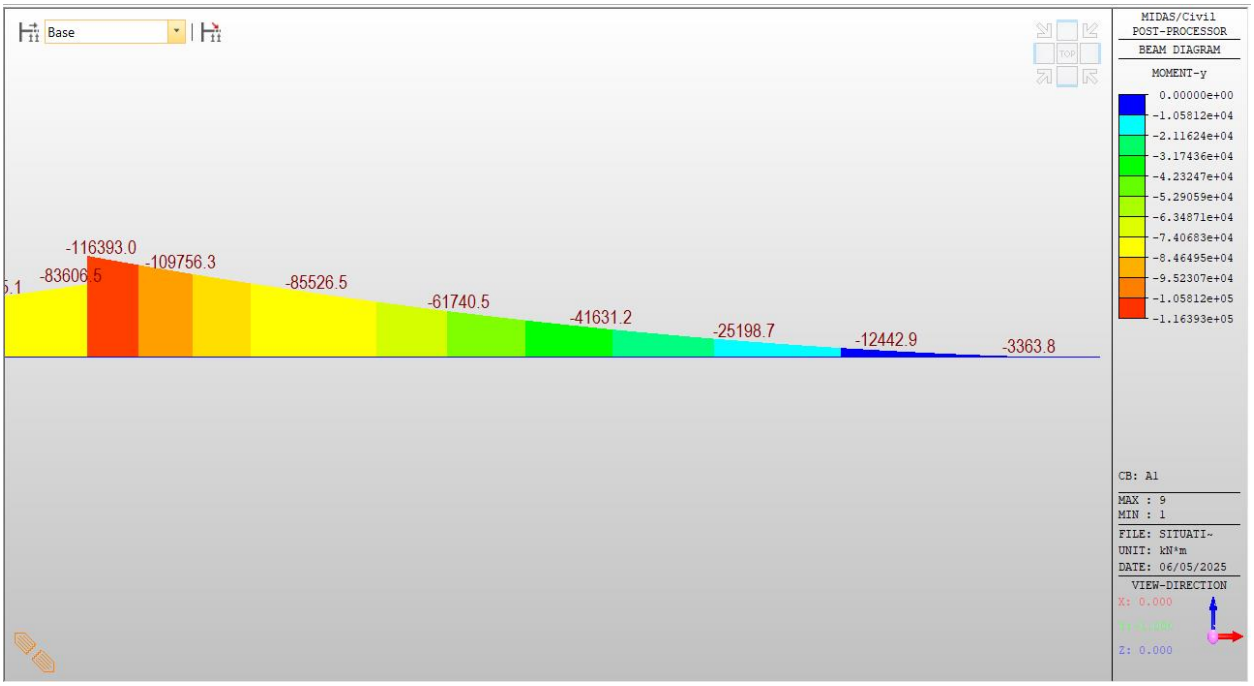


Figure B-1: Moment fléchissant du fléau sous la combinaison A1

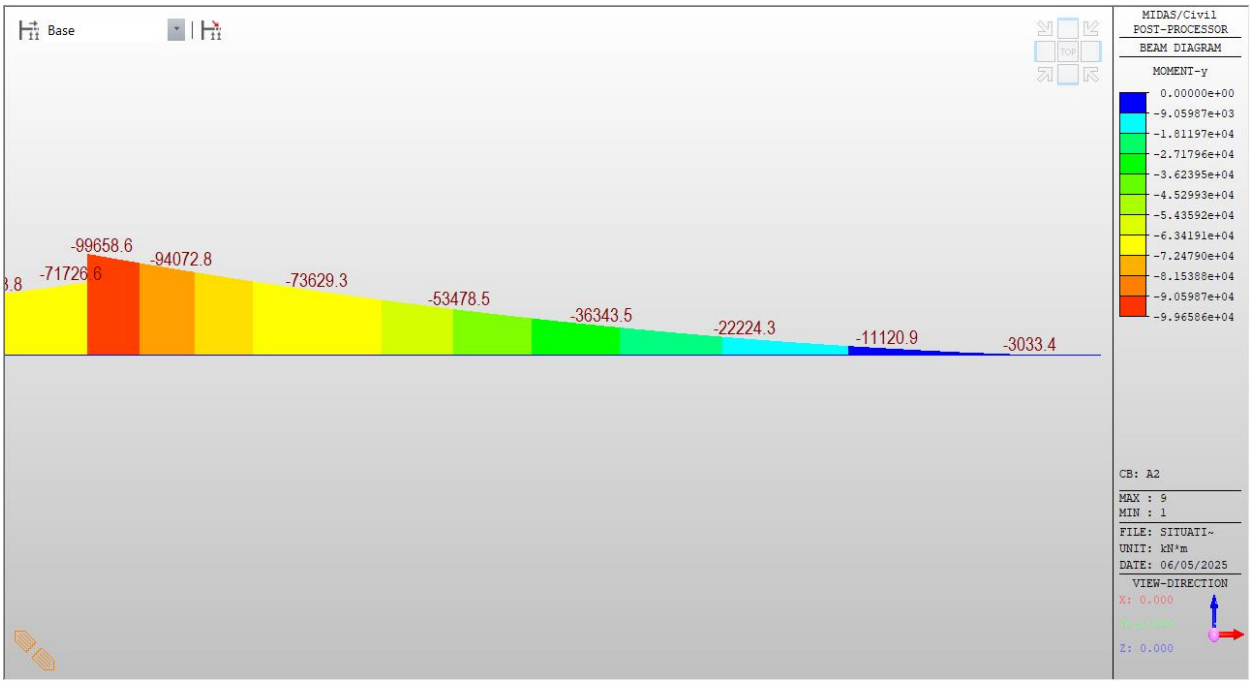


Figure B-2: Moment fléchissant du fléau sous la combinaison A2

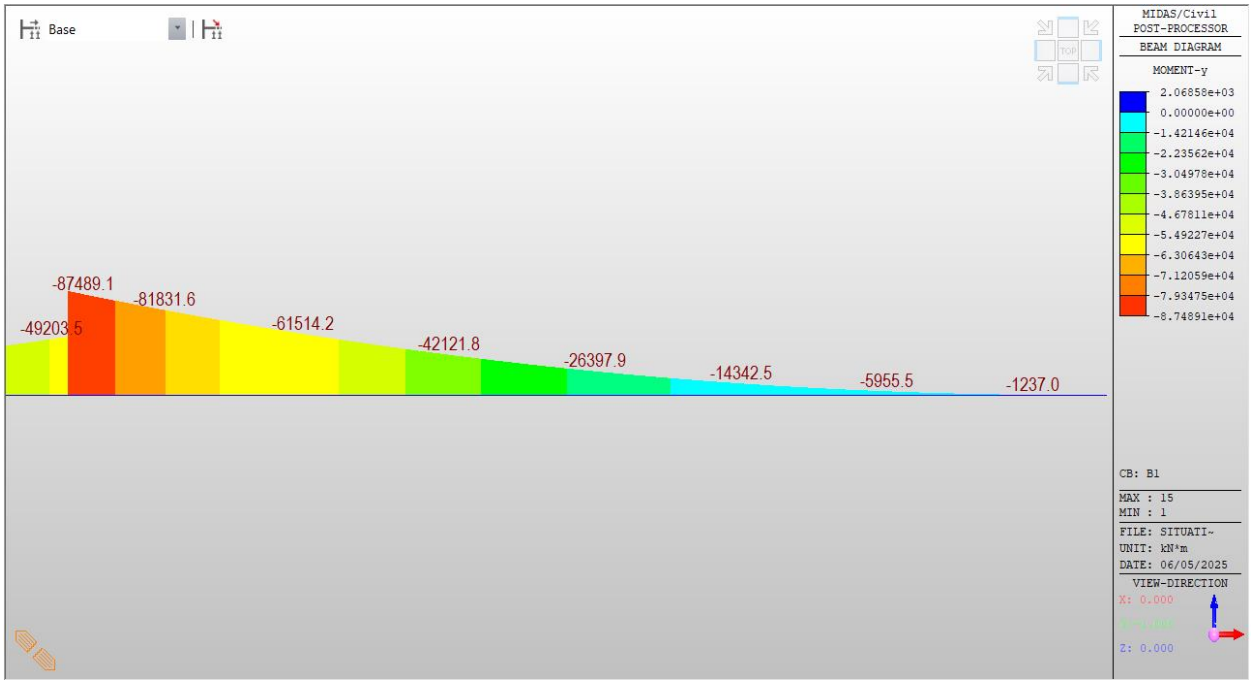


Figure B-3: Moment fléchissant du fléau sous la combinaison B1

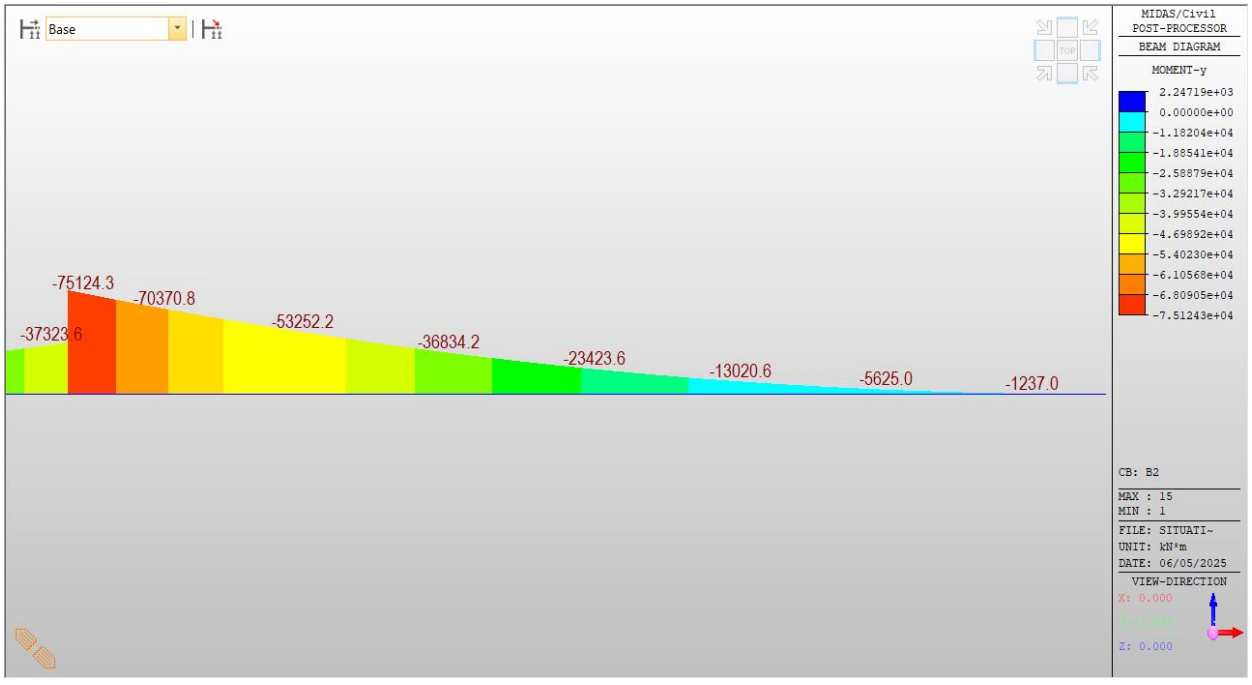
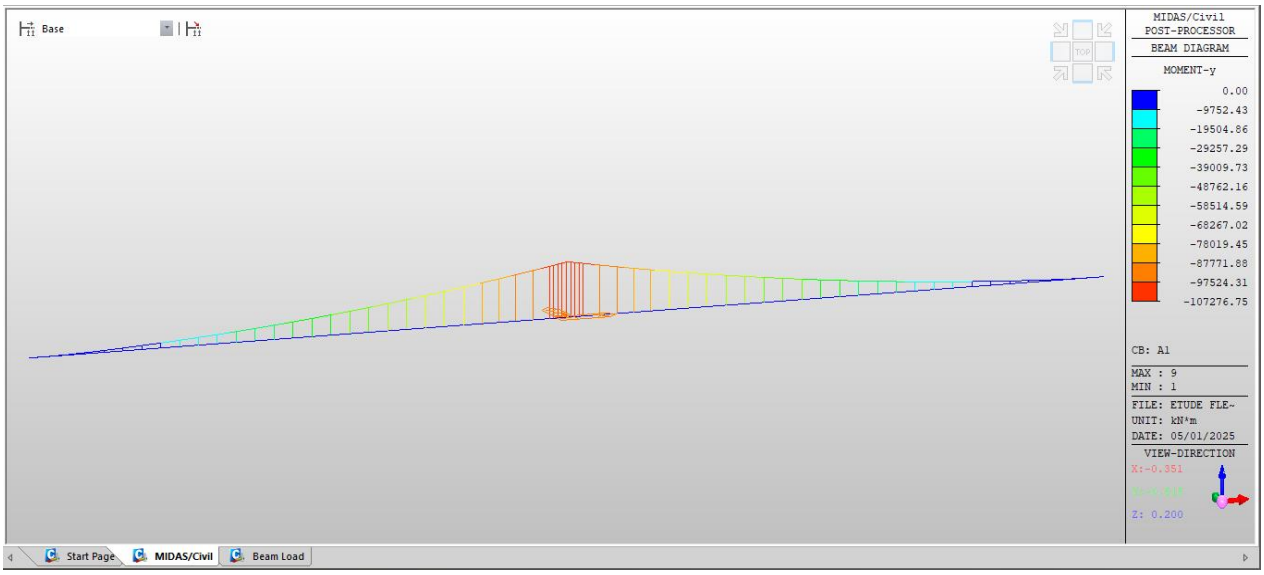


Figure B-4: Moment fléchissant du fléau sous la combinaison B2



Moment de câblage du fléau (combinaison G+Q)

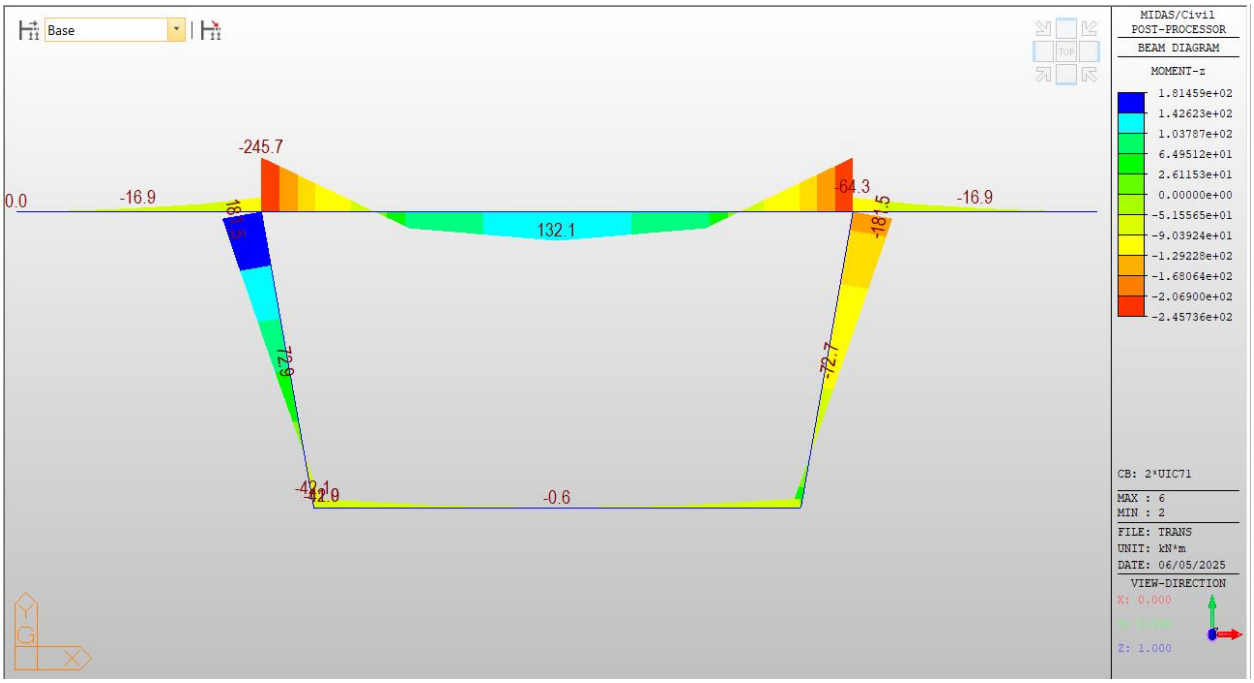


Figure B-5: Moment fléchissant transversale du Voussoir courant a E.L.S

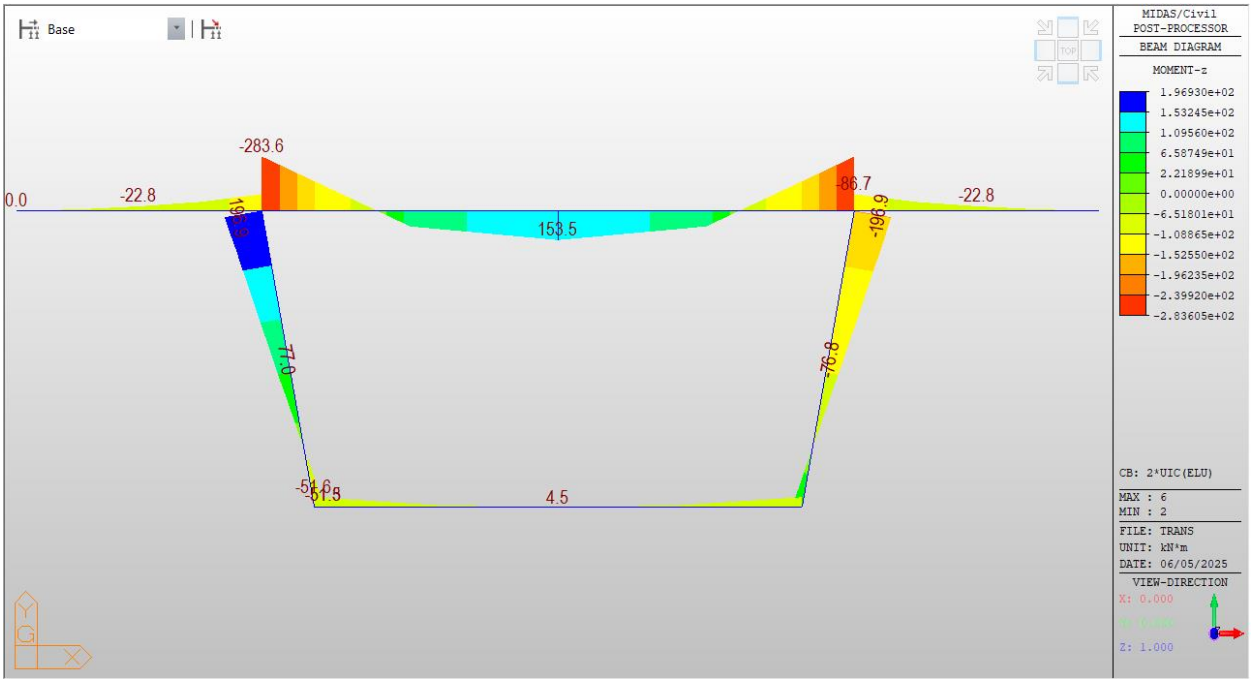


Figure B-6: Moment fléchissant transversale du Voussoir courant a E.L.U

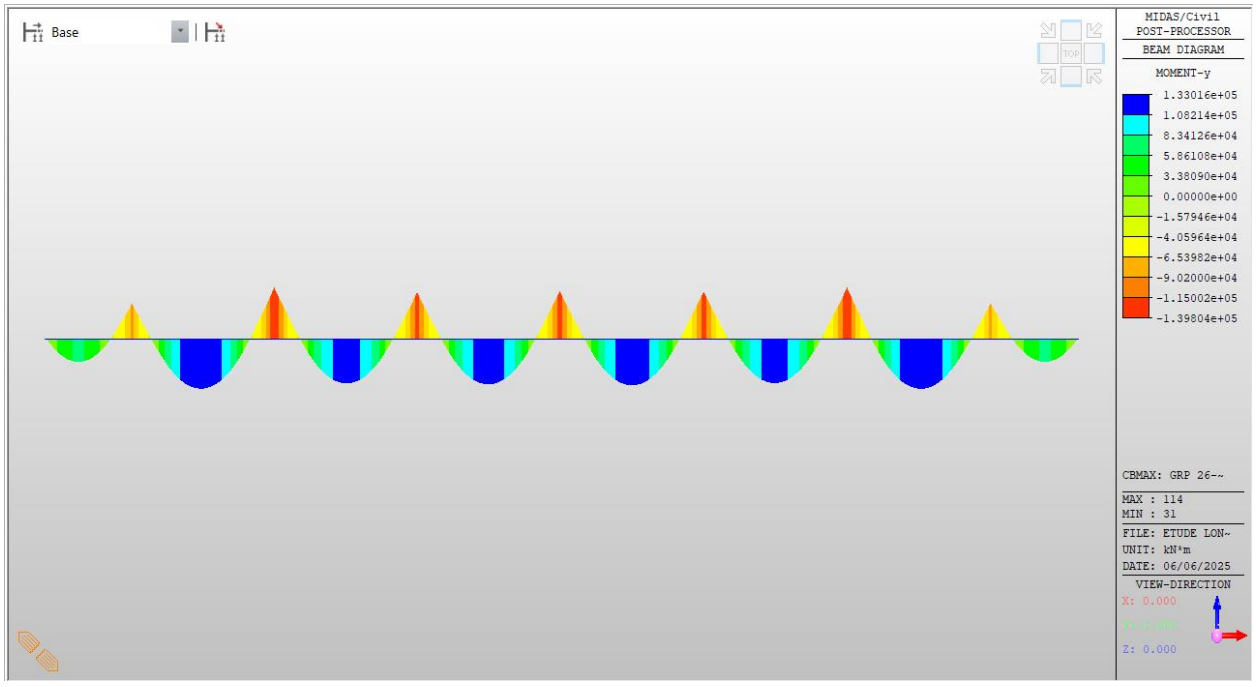


Figure B-7: Moment fléchissant longitudinale MAX à E.L.U

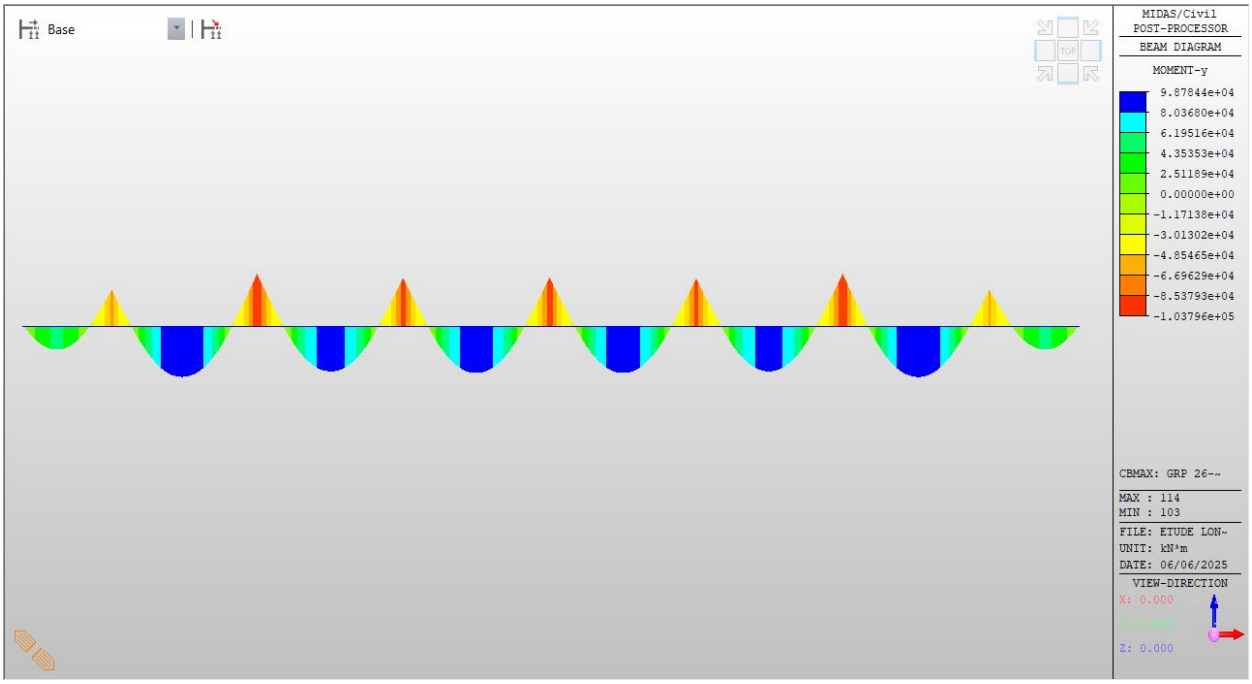


Figure B-8: Moment fléchissant longitudinale MAX à E.L.S

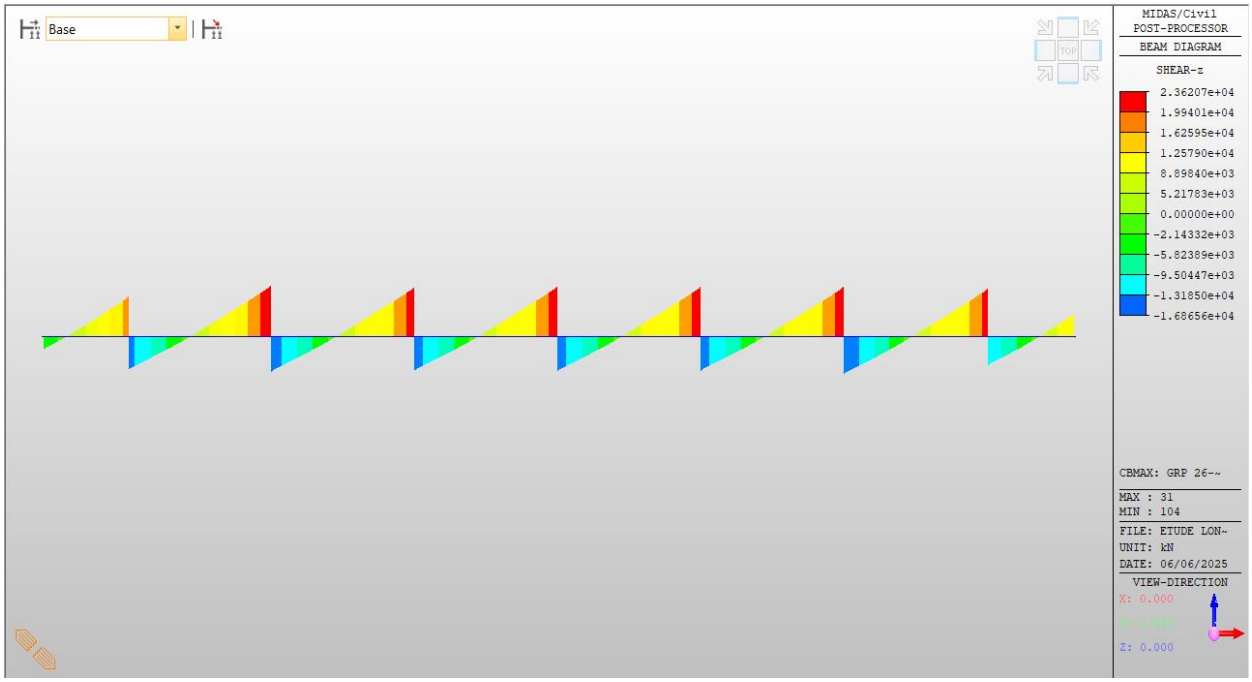


Figure B-9: Effort tranchants MAX à E.L.U

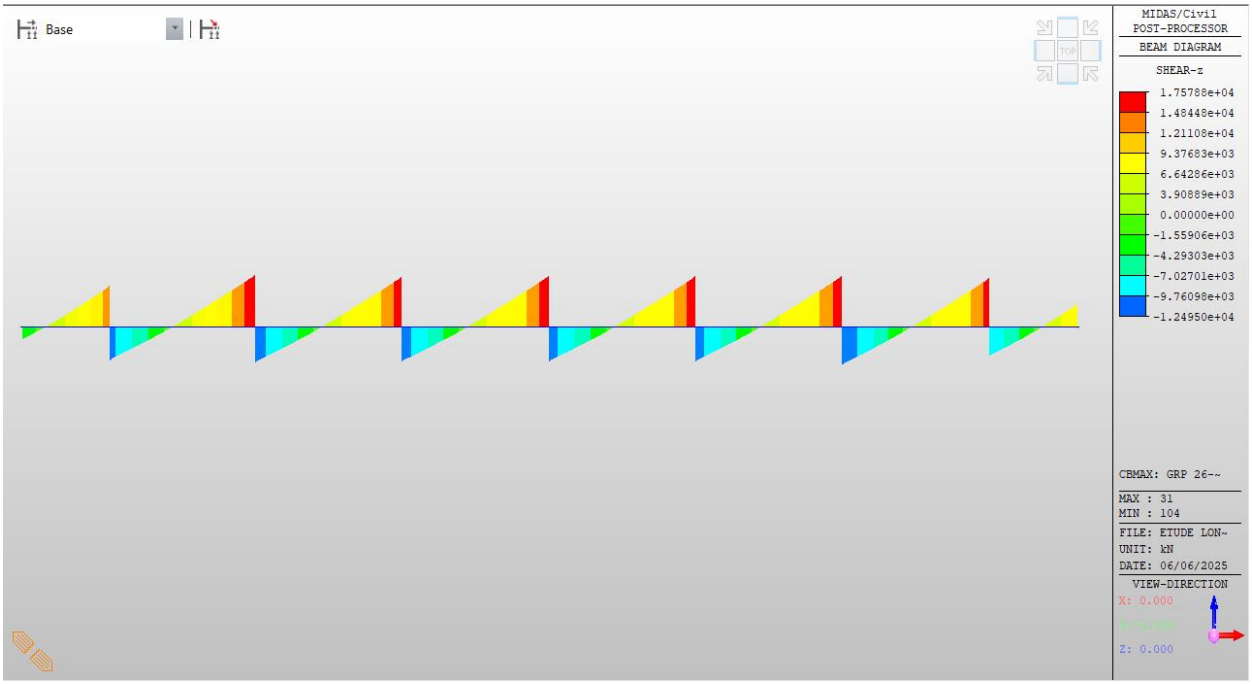


Figure B-10: Effort tranchants MAX à E.L.S

Tableau C-1 Vérification des contraintes cas vide.

Desg	X (m)	M (MN.m)	n cables fleau	n cables Cont	P F	P C	s (m2)	i (m4)	v (m)	v' (m)	ef (m)	ec (m)	σ_{Sup} (MPa)	σ_{Inf} (MPa)
début VC 01	-	0.00	0	2	0.00	5.94	23.96	28.33	1.56	1.94	0.00	1.24	-0.16	0.75
début VC 02	2.70	-7.26	0	2	0.00	5.94	10.00	17.67	1.35	2.15	0.00	1.73	0.37	0.96
fin VC 02	5.40	-16.91	0	4	0.00	11.88	10.00	17.67	1.35	2.15	0.00	2.00	0.66	2.03
axe VSC C1-P1	6.30	-19.13	0	4	0.00	11.88	10.00	17.67	1.35	2.15	0.00	2.00	0.83	1.76
fin V 06	7.20	-20.99	2	6	5.94	17.82	10.00	17.67	1.35	2.15	0.85	1.82	1.89	3.16
fin V 05	10.80	-24.81	4	6	11.88	17.82	10.00	17.67	1.35	2.15	1.02	2.00	3.06	2.82
fin V 04	14.40	-22.83	8	6	23.76	17.82	10.00	17.67	1.35	2.15	1.02	2.00	5.03	2.77
fin V 03	18.00	-15.05	12	6	35.65	17.82	10.00	17.67	1.35	2.15	1.08	1.82	6.95	2.78
fin V 02	21.60	-1.48	16	4	47.53	11.88	10.00	17.67	1.35	2.15	1.11	1.73	8.51	1.83
fin V 01	25.20	22.54	20	2	59.41	5.94	10.00	17.67	1.35	2.15	1.13	2.00	9.03	2.55
fin VSP P 01	28.80	48.38	24	2	71.29	5.94	10.00	17.67	1.35	2.15	1.14	1.45	9.57	4.77
AXE VSP P 01	32.80	84.02	24		71.29	0.00	23.96	28.33	1.56	1.94	1.35		3.65	2.14
fin VSP P 01	36.80	42.39	24	2	71.29	5.94	10.00	17.67	1.35	2.15	1.14	1.40	10.05	4.00
fin V 01	40.40	11.14	20	4	59.41	11.88	10.00	17.67	1.35	2.15	1.13	1.70	9.86	2.77
fin V 02	44.00	-20.22	16	6	47.53	17.82	10.00	17.67	1.35	2.15	1.11	1.80	9.65	1.55

fin V 03	47.60	-39.81	12	8	35.65	23.76	10.00	17.67	1.35	2.15	1.08	1.85	8.56	1.76
fin V 04	51.20	-53.61	8	10	23.76	29.71	10.00	17.67	1.35	2.15	1.02	1.88	7.03	2.67
fin V 05	54.80	-61.62	4	12	11.88	35.65	10.00	17.67	1.35	2.15	1.02	1.90	5.21	4.02
fin V 06	58.40	-63.82	2	12	5.94	35.65	10.00	17.67	1.35	2.15	0.85	1.97	4.06	4.31
axe VSC P1-P2	59.30	-63.47	0	12	0.00	35.65	10.00	17.67	1.35	2.15	0.00	1.97	3.06	4.37
fin V 06	60.20	-62.75	2	12	5.94	35.65	10.00	17.67	1.35	2.15	0.85	1.97	3.98	4.44
fin V 05	63.80	-56.27	4	12	11.88	35.65	10.00	17.67	1.35	2.15	1.02	1.90	4.80	4.67
fin V 04	67.40	-43.98	8	10	23.76	29.71	10.00	17.67	1.35	2.15	1.02	1.88	6.29	3.84
fin V 03	71.00	-25.91	12	8	35.65	23.76	10.00	17.67	1.35	2.15	1.08	1.85	7.50	3.45
fin V 02	74.60	-2.03	16	6	47.53	17.82	10.00	17.67	1.35	2.15	1.11	1.80	8.27	3.77
fin V 01	78.20	32.93	20	4	59.41	11.88	10.00	17.67	1.35	2.15	1.13	1.70	8.20	5.42
fin VSP P 02	81.80	68.33	24	2	71.29	5.94	10.00	17.67	1.35	2.15	1.14	1.40	8.08	7.16
AXE VSP P 02	85.80	114.57	24	0	71.29	0.00	23.96	28.33	1.56	1.94	1.35	1.53	1.96	4.23
fin VSP P 02	89.80	70.11	24	2	71.29	5.94	10.00	17.67	1.35	2.15	1.14	1.40	7.94	7.38
fin V 01	93.40	36.31	20	4	59.41	11.88	10.00	17.67	1.35	2.15	1.13	1.70	7.94	5.84
fin V 02	97.00	8.31	16	6	47.53	17.82	10.00	17.67	1.35	2.15	1.11	1.80	7.48	5.03
fin V 03	100.6	-19.10	12	8	35.65	23.76	10.00	17.67	1.35	2.15	1.08	1.85	6.98	4.28
fin V 04	104.2	-35.53	8	10	23.76	29.71	10.00	17.67	1.35	2.15	1.02	1.88	5.65	4.87

fin V 05	107.8	-46.16	4	12	11.88	35.65	10.00	17.67	1.35	2.15	1.02	1.90	4.03	5.90
fin V 06	111.4	-50.99	2	12	5.94	35.65	10.00	17.67	1.35	2.15	0.85	1.97	3.08	5.87
axet VSC P2-P4	112.3	-51.29	0	12	0.00	35.65	10.00	17.67	1.35	2.15	0.00	1.97	2.13	5.86
fin V 06	113.2	-51.23	2	12	5.94	35.65	10.00	17.67	1.35	2.15	0.85	1.97	3.10	5.84
fin V 05	116.8	-47.37	4	12	11.88	35.65	10.00	17.67	1.35	2.15	1.02	1.90	4.12	5.76
fin V 04	120.4	-37.71	8	10	23.76	29.71	10.00	17.67	1.35	2.15	1.02	1.88	5.81	4.60
fin V 03	124.0	-22.25	12	8	35.65	23.76	10.00	17.67	1.35	2.15	1.08	1.85	7.22	3.90
fin V 02	127.6	-1.01	16	6	47.53	17.82	10.00	17.67	1.35	2.15	1.11	1.80	8.19	3.89
fin V 01	131.2	31.36	20	4	59.41	11.88	10.00	17.67	1.35	2.15	1.13	1.70	8.32	5.23
fin VSP P 03	134.8	64.21	24	2	71.29	5.94	10.00	17.67	1.35	2.15	1.14	1.40	8.39	6.66
AXE VSP P 03	138.8	107.63	24	0	71.29	0.00	23.96	28.33	1.56	1.94	1.35	1.85	2.35	3.75
fin VSP P 03	142.8	63.83	24	2	71.29	5.94	10.00	17.67	1.35	2.15	1.14	1.40	8.42	6.61
fin V 01	146.4	30.63	20	4	59.41	11.88	10.00	17.67	1.35	2.15	1.13	1.70	8.37	5.14
fin V 02	150.0	-2.11	16	6	47.53	17.82	10.00	17.67	1.35	2.15	1.11	1.80	8.27	3.76
fin V 03	153.6	-23.71	12	8	35.65	23.76	10.00	17.67	1.35	2.15	1.08	1.85	7.33	3.72
fin V 04	157.2	-39.52	8	10	23.76	29.71	10.00	17.67	1.35	2.15	1.02	1.88	5.95	4.38
fin V 05	160.8	-49.53	4	12	11.88	35.65	10.00	17.67	1.35	2.15	1.02	1.90	4.29	5.49
fin V 06	164.4	-53.75	2	12	5.94	35.65	10.00	17.67	1.35	2.15	0.85	1.97	3.30	5.54

axet VSC P3-P4	165.3	-53.90	0	12	0.00	35.65	10.00	17.67	1.35	2.15	0.00	1.97	2.33	5.54
fin V 06	166.2	-53.69	2	12	5.94	35.65	10.00	17.67	1.35	2.15	0.85	1.97	3.29	5.55
fin V 05	169.8	-49.21	4	12	11.88	35.65	10.00	17.67	1.35	2.15	1.02	1.90	4.26	5.53
fin V 04	173.4	-38.94	8	10	23.76	29.71	10.00	17.67	1.35	2.15	1.02	1.88	5.91	4.45
fin V 03	177.0	-22.87	12	8	35.65	23.76	10.00	17.67	1.35	2.15	1.08	1.85	7.27	3.82
fin V 02	180.6	-1.01	16	6	47.53	17.82	10.00	17.67	1.35	2.15	1.11	1.80	8.19	3.89
fin V 01	184.2	31.97	20	4	59.41	11.88	10.00	17.67	1.35	2.15	1.13	1.70	8.27	5.31
fin VSP P 04	187.8	65.42	24	2	71.29	5.94	10.00	17.67	1.35	2.15	1.14	1.40	8.30	6.80
AXE VSP P 04	191.8	109.49	24	0	71.29	0.00	23.96	28.33	1.56	1.94	1.35	1.85	2.24	3.88
fin VSP P 04	195.8	65.41	24	2	71.29	5.94	10.00	17.67	1.35	2.15	1.14	1.40	8.30	6.80
fin V 01	199.4	31.96	20	4	59.41	11.88	10.00	17.67	1.35	2.15	1.13	1.70	8.27	5.31
fin V 02	203.0	-1.01	16	6	47.53	17.82	10.00	17.67	1.35	2.15	1.11	1.80	8.19	3.89
fin V 03	206.6	-22.88	12	8	35.65	23.76	10.00	17.67	1.35	2.15	1.08	1.85	7.27	3.82
fin V 04	210.2	-38.95	8	10	23.76	29.71	10.00	17.67	1.35	2.15	1.02	1.88	5.91	4.45
fin V 05	213.8	-49.22	4	12	11.88	35.65	10.00	17.67	1.35	2.15	1.02	1.90	4.27	5.53
fin V 06	217.4	-53.70	2	12	5.94	35.65	10.00	17.67	1.35	2.15	0.85	1.97	3.29	5.54
axeVSC P4-P5	218.3	-53.92	0	12	0.00	35.65	10.00	17.67	1.35	2.15	0.00	1.97	2.33	5.54
fin V 06	219.2	-53.77	2	12	5.94	35.65	10.00	17.67	1.35	2.15	0.85	1.97	3.30	5.54

fin V 05	222.8	-49.55	4	12	11.88	35.65	10.00	17.67	1.35	2.15	1.02	1.90	4.29	5.49
fin V 04	226.4	-39.54	8	10	23.76	29.71	10.00	17.67	1.35	2.15	1.02	1.88	5.95	4.38
fin V 03	230.0	-23.74	12	8	35.65	23.76	10.00	17.67	1.35	2.15	1.08	1.85	7.33	3.72
fin V 02	233.6	-2.14	16	6	47.53	17.82	10.00	17.67	1.35	2.15	1.11	1.80	8.28	3.76
fin V 01	237.2	30.61	20	4	59.41	11.88	10.00	17.67	1.35	2.15	1.13	1.70	8.37	5.14
fin VSP P 05	240.8	63.81	24	2	71.29	5.94	10.00	17.67	1.35	2.15	1.14	1.40	8.42	6.61
AXE VSP P 5	244.8	107.60	24	0	71.29	0.00	23.96	28.33	1.56	1.94	1.35	1.85	2.35	3.75
fin VSP P 05	248.8	64.20	24	2	71.29	5.94	10.00	17.67	1.35	2.15	1.14	1.40	8.39	6.66
fin V 01	252.4	31.36	20	4	59.41	11.88	10.00	17.67	1.35	2.15	1.13	1.70	8.32	5.23
fin V 02	256.0	-1.01	16	6	47.53	17.82	10.00	17.67	1.35	2.15	1.11	1.80	8.19	3.89
fin V 03	259.6	-22.25	12	8	35.65	23.76	10.00	17.67	1.35	2.15	1.08	1.85	7.22	3.90
fin V 04	263.2	-37.69	8	10	23.76	29.71	10.00	17.67	1.35	2.15	1.02	1.88	5.81	4.61
fin V 05	266.8	-47.34	4	12	11.88	35.65	10.00	17.67	1.35	2.15	1.02	1.90	4.12	5.76
fin V 06	270.4	-51.19	2	12	5.94	35.65	10.00	17.67	1.35	2.15	0.85	1.97	3.10	5.85
axe VSC P5-P6	271.3	-51.25	0	12	0.00	35.65	10.00	17.67	1.35	2.15	0.00	1.97	2.13	5.86
fin V 06	272.2	-50.95	2	12	5.94	35.65	10.00	17.67	1.35	2.15	0.85	1.97	3.08	5.88
fin V 05	275.8	-46.11	4	12	11.88	35.65	10.00	17.67	1.35	2.15	1.02	1.90	4.03	5.91
fin V 04	279.4	-35.47	8	10	23.76	29.71	10.00	17.67	1.35	2.15	1.02	1.88	5.64	4.88

fin V 03	283.0	-19.04	12	8	35.65	23.76	10.00	17.67	1.35	2.15	1.08	1.85	6.98	4.29
fin V 02	286.6	8.40	16	6	47.53	17.82	10.00	17.67	1.35	2.15	1.11	1.80	7.47	5.04
fin V 01	290.2	36.41	20	4	59.41	11.88	10.00	17.67	1.35	2.15	1.13	1.70	7.93	5.85
fin VSP P 06	293.8	70.21	24	2	71.29	5.94	10.00	17.67	1.35	2.15	1.14	1.40	7.93	7.39
AXE VSP P 6	297.8	114.68	24	0	71.29	0.00	23.96	28.33	1.56	1.94	1.35	1.85	1.96	4.24
fin VSP P 06	301.8	68.40	24	2	71.29	5.94	10.00	17.67	1.35	2.15	1.14	1.40	8.07	7.17
fin V 01	305.4	32.96	20	4	59.41	11.88	10.00	17.67	1.35	2.15	1.13	1.70	8.19	5.43
fin V 02	309.0	-2.05	16	6	47.53	17.82	10.00	17.67	1.35	2.15	1.11	1.80	8.27	3.77
fin V 03	312.6	-25.96	12	8	35.65	23.76	10.00	17.67	1.35	2.15	1.08	1.85	7.50	3.45
fin V 04	316.2	-44.07	8	10	23.76	29.71	10.00	17.67	1.35	2.15	1.02	1.88	6.30	3.83
fin V 05	319.8	-56.39	4	12	11.88	35.65	10.00	17.67	1.35	2.15	1.02	1.90	4.81	4.66
fin V 06	323.4	-62.91	2	12	5.94	35.65	10.00	17.67	1.35	2.15	0.85	1.97	3.99	4.42
axe VSC P6-P7	324.3	-63.67	0	12	0.00	35.65	10.00	17.67	1.35	2.15	0.00	1.97	3.07	4.35
fin V 06	325.2	-64.01	2	12	5.94	35.65	10.00	17.67	1.35	2.15	0.85	1.97	4.08	4.29
fin V 05	328.8	-61.75	4	12	11.88	35.65	10.00	17.67	1.35	2.15	1.02	1.90	5.22	4.00
fin V 04	332.4	-53.71	8	10	23.76	29.71	10.00	17.67	1.35	2.15	1.02	1.88	7.03	2.65
fin V 03	336.0	-39.86	12	8	35.65	23.76	10.00	17.67	1.35	2.15	1.08	1.85	8.56	1.75
fin V 02	339.6	-20.22	16	6	47.53	17.82	10.00	17.67	1.35	2.15	1.11	1.80	9.65	1.55

fin V 01	343.2	11.19	20	4	59.41	11.88	10.00	17.67	1.35	2.15	1.13	1.70	9.86	2.78
fin VSP P 07	346.8	42.49	24	2	71.29	5.94	10.00	17.67	1.35	2.15	1.14	1.40	10.05	4.01
AXE VSP P 7	350.8	84.17	24	0	71.29	0.00	23.96	28.33	1.56	1.94	1.35	1.85	3.64	2.15
fin VSP P 07	354.8	48.53	24	2	71.29	5.94	10.00	17.67	1.35	2.15	1.14	1.45	9.56	4.79
fin V 01	358.4	22.67	20	2	59.41	5.94	10.00	17.67	1.35	2.15	1.13	2.00	9.02	2.57
fin V 02	362.0	-1.37	16	4	47.53	11.88	10.00	17.67	1.35	2.15	1.11	1.73	8.50	1.85
fin V 03	365.6	-14.96	12	6	35.65	17.82	10.00	17.67	1.35	2.15	1.08	1.82	6.95	2.79
fin V 04	369.2	-22.74	8	6	23.76	17.82	10.00	17.67	1.35	2.15	1.02	2.00	5.02	2.78
fin V 05	372.8	-24.73	4	6	11.88	17.82	10.00	17.67	1.35	2.15	1.02	2.00	3.06	2.83
fin V 06	376.4	-20.93	2	6	5.94	17.82	10.00	17.67	1.35	2.15	0.85	1.82	1.88	3.17
axe VSC P7-C2	377.3	-19.07	0	4	0.00	11.88	10.00	17.67	1.35	2.15	0.00	2.00	0.83	1.76
début VC 02	378.2	-16.85	0	4	0.00	11.88	10.00	17.67	1.35	2.15	0.00	2.00	0.66	2.03
début VC 01	380.9	-6.87	0	2	0.00	5.94	10.00	17.67	1.35	2.15	0.00	1.73	0.34	1.01
FIN VC 01	383.6	0.00	0	2	0.00	5.94	23.96	28.33	1.56	1.94	0.00	1.24	-0.16	0.75

Tableau C-2 Vérification des contraintes cas chargé.

Desg	X (m)	M (MN.m)	n cables fleau	n cables Cont	P F	P C	s (m2)	i (m4)	v (m)	v' (m)	ef (m)	ec (m)	σ_{Sup} (MPa)	σ_{Inf} (MPa)
début VC 01	-	0.00	0	2	0.00	5.94	23.96	28.33	1.56	1.94	0.00	1.24	-0.16	0.75
début VC 02	2.70	-12.02	0	2	0.00	5.94	10.00	17.67	1.35	2.15	0.00	1.73	0.73	0.38
fin VC 02	5.40	-28.14	0	4	0.00	11.88	10.00	17.67	1.35	2.15	0.00	2.00	1.52	0.66
axe VSC C1-P1	6.30	-32.14	0	4	0.00	11.88	10.00	17.67	1.35	2.15	0.00	2.00	1.82	0.17
fin V 06	7.20	-35.56	2	6	5.94	17.82	10.00	17.67	1.35	2.15	0.85	1.82	3.00	1.39
fin V 05	10.80	-44.07	4	6	11.88	17.82	10.00	17.67	1.35	2.15	1.02	2.00	4.53	0.47
fin V 04	14.40	-44.30	8	6	23.76	17.82	10.00	17.67	1.35	2.15	1.02	2.00	6.66	0.16
fin V 03	18.00	-36.28	12	6	35.65	17.82	10.00	17.67	1.35	2.15	1.08	1.82	8.57	0.19
fin V 02	21.60	-20.07	16	4	47.53	11.88	10.00	17.67	1.35	2.15	1.11	1.73	9.93	-0.43
fin V 01	25.20	-4.62	20	2	59.41	5.94	10.00	17.67	1.35	2.15	1.13	2.00	11.10	-0.76
fin VSP P 01	28.80	72.82	24	2	71.29	5.94	10.00	17.67	1.35	2.15	1.14	1.45	7.71	7.75
AXE VSP P 01	32.80	116.15	24		71.29	0.00	23.96	28.33	1.56	1.94	1.35	0.00	1.88	4.34
fin VSP P 01	36.80	60.31	24	2	71.29	5.94	10.00	17.67	1.35	2.15	1.14	1.40	8.69	6.18
fin V 01	40.40	-3.37	20	4	59.41	11.88	10.00	17.67	1.35	2.15	1.13	1.70	10.97	1.00

fin V 02	44.00	-35.44	16	6	47.53	17.82	10.00	17.67	1.35	2.15	1.11	1.80	10.82	-0.30
fin V 03	47.60	-62.90	12	8	35.65	23.76	10.00	17.67	1.35	2.15	1.08	1.85	10.32	-1.06
fin V 04	51.20	-82.78	8	10	23.76	29.71	10.00	17.67	1.35	2.15	1.02	1.88	9.25	-0.89
fin V 05	54.80	-94.68	4	12	11.88	35.65	10.00	17.67	1.35	2.15	1.02	1.90	7.73	-0.01
fin V 06	58.40	-98.62	2	12	5.94	35.65	10.00	17.67	1.35	2.15	0.85	1.97	6.72	0.07
axe VSC P1-P2	59.30	-98.40	0	12	0.00	35.65	10.00	17.67	1.35	2.15	0.00	1.97	5.72	0.12
fin V 06	60.20	-97.82	2	12	5.94	35.65	10.00	17.67	1.35	2.15	0.85	1.97	6.66	0.17
fin V 05	63.80	-90.53	4	12	11.88	35.65	10.00	17.67	1.35	2.15	1.02	1.90	7.42	0.50
fin V 04	67.40	-75.26	8	10	23.76	29.71	10.00	17.67	1.35	2.15	1.02	1.88	8.68	0.03
fin V 03	71.00	-51.99	12	8	35.65	23.76	10.00	17.67	1.35	2.15	1.08	1.85	9.49	0.27
fin V 02	74.60	-20.82	16	6	47.53	17.82	10.00	17.67	1.35	2.15	1.11	1.80	9.70	1.48
fin V 01	78.20	53.83	20	4	59.41	11.88	10.00	17.67	1.35	2.15	1.13	1.70	6.60	7.97
fin VSP P 02	81.80	94.05	24	2	71.29	5.94	10.00	17.67	1.35	2.15	1.14	1.40	6.11	10.29
AXE VSP P 02	85.80	154.16	24	0	71.29	0.00	23.96	28.33	1.56	1.94	1.35	0.00	-0.22	6.94
fin VSP P 02	89.80	95.29	24	2	71.29	5.94	10.00	17.67	1.35	2.15	1.14	1.40	6.02	10.44
fin V 01	93.40	56.37	20	4	59.41	11.88	10.00	17.67	1.35	2.15	1.13	1.70	6.41	8.28
fin V 02	97.00	-14.59	16	6	47.53	17.82	10.00	17.67	1.35	2.15	1.11	1.80	9.22	2.24
fin V 03	100.6	-44.70	12	8	35.65	23.76	10.00	17.67	1.35	2.15	1.08	1.85	8.93	1.16

fin V 04	104.2	-66.91	8	10	23.76	29.71	10.00	17.67	1.35	2.15	1.02	1.88	8.04	1.05
fin V 05	107.8	-81.11	4	12	11.88	35.65	10.00	17.67	1.35	2.15	1.02	1.90	6.70	1.65
fin V 06	111.4	-87.34	2	12	5.94	35.65	10.00	17.67	1.35	2.15	0.85	1.97	5.86	1.45
axet VSC P2-P4	112.3	-87.65	0	12	0.00	35.65	10.00	17.67	1.35	2.15	0.00	1.97	4.90	1.43
fin V 06	113.2	-87.65	2	12	5.94	35.65	10.00	17.67	1.35	2.15	0.85	1.97	5.88	1.41
fin V 05	116.8	-82.69	4	12	11.88	35.65	10.00	17.67	1.35	2.15	1.02	1.90	6.82	1.45
fin V 04	120.4	-69.75	8	10	23.76	29.71	10.00	17.67	1.35	2.15	1.02	1.88	8.26	0.70
fin V 03	124.0	-48.79	12	8	35.65	23.76	10.00	17.67	1.35	2.15	1.08	1.85	9.25	0.66
fin V 02	127.6	-19.92	16	6	47.53	17.82	10.00	17.67	1.35	2.15	1.11	1.80	9.63	1.59
fin V 01	131.2	52.25	20	4	59.41	11.88	10.00	17.67	1.35	2.15	1.13	1.70	6.72	7.78
fin VSP P 03	134.8	90.03	24	2	71.29	5.94	10.00	17.67	1.35	2.15	1.14	1.40	6.42	9.80
AXE VSP P 03	138.8	147.68	24	0	71.29	0.00	23.96	28.33	1.56	1.94	1.35	0.00	0.14	6.49
fin VSP P 03	142.8	89.54	24	2	71.29	5.94	10.00	17.67	1.35	2.15	1.14	1.40	6.46	9.74
fin V 01	146.4	51.32	20	4	59.41	11.88	10.00	17.67	1.35	2.15	1.13	1.70	6.79	7.66
fin V 02	150.0	-20.96	16	6	47.53	17.82	10.00	17.67	1.35	2.15	1.11	1.80	9.71	1.46
fin V 03	153.6	-50.34	12	8	35.65	23.76	10.00	17.67	1.35	2.15	1.08	1.85	9.36	0.48
fin V 04	157.2	-71.80	8	10	23.76	29.71	10.00	17.67	1.35	2.15	1.02	1.88	8.41	0.45
fin V 05	160.8	-85.24	4	12	11.88	35.65	10.00	17.67	1.35	2.15	1.02	1.90	7.01	1.14

fin V 06	164.4	-90.71	2	12	5.94	35.65	10.00	17.67	1.35	2.15	0.85	1.97	6.11	1.04
axet VSC P3-P4	165.3	-90.84	0	12	0.00	35.65	10.00	17.67	1.35	2.15	0.00	1.97	5.14	1.04
fin V 06	166.2	-90.64	2	12	5.94	35.65	10.00	17.67	1.35	2.15	0.85	1.97	6.11	1.04
fin V 05	169.8	-84.93	4	12	11.88	35.65	10.00	17.67	1.35	2.15	1.02	1.90	6.99	1.18
fin V 04	173.4	-71.24	8	10	23.76	29.71	10.00	17.67	1.35	2.15	1.02	1.88	8.37	0.52
fin V 03	177.0	-49.53	12	8	35.65	23.76	10.00	17.67	1.35	2.15	1.08	1.85	9.30	0.57
fin V 02	180.6	-19.91	16	6	47.53	17.82	10.00	17.67	1.35	2.15	1.11	1.80	9.63	1.59
fin V 01	184.2	52.93	20	4	59.41	11.88	10.00	17.67	1.35	2.15	1.13	1.70	6.67	7.86
fin VSP P 04	187.8	91.45	24	2	71.29	5.94	10.00	17.67	1.35	2.15	1.14	1.40	6.31	9.98
AXE VSP P 04	191.8	149.89	24	0	71.29	0.00	23.96	28.33	1.56	1.94	1.35	0.00	0.02	6.64
fin VSP P 04	195.8	91.46	24	2	71.29	5.94	10.00	17.67	1.35	2.15	1.14	1.40	6.31	9.98
fin V 01	199.4	52.97	20	4	59.41	11.88	10.00	17.67	1.35	2.15	1.13	1.70	6.67	7.86
fin V 02	203.0	-19.90	16	6	47.53	17.82	10.00	17.67	1.35	2.15	1.11	1.80	9.63	1.59
fin V 03	206.6	-49.53	12	8	35.65	23.76	10.00	17.67	1.35	2.15	1.08	1.85	9.30	0.57
fin V 04	210.2	-71.23	8	10	23.76	29.71	10.00	17.67	1.35	2.15	1.02	1.88	8.37	0.52
fin V 05	213.8	-84.92	4	12	11.88	35.65	10.00	17.67	1.35	2.15	1.02	1.90	6.99	1.18
fin V 06	217.4	-90.63	2	12	5.94	35.65	10.00	17.67	1.35	2.15	0.85	1.97	6.11	1.04
axeVSC P4-P5	218.3	-90.82	0	12	0.00	35.65	10.00	17.67	1.35	2.15	0.00	1.97	5.14	1.04

fin V 06	219.2	-90.69	2	12	5.94	35.65	10.00	17.67	1.35	2.15	0.85	1.97	6.11	1.04
fin V 05	222.8	-85.23	4	12	11.88	35.65	10.00	17.67	1.35	2.15	1.02	1.90	7.01	1.14
fin V 04	226.4	-71.79	8	10	23.76	29.71	10.00	17.67	1.35	2.15	1.02	1.88	8.41	0.45
fin V 03	230.0	-50.33	12	8	35.65	23.76	10.00	17.67	1.35	2.15	1.08	1.85	9.36	0.48
fin V 02	233.6	-20.95	16	6	47.53	17.82	10.00	17.67	1.35	2.15	1.11	1.80	9.71	1.46
fin V 01	237.2	51.34	20	4	59.41	11.88	10.00	17.67	1.35	2.15	1.13	1.70	6.79	7.67
fin VSP P 05	240.8	89.60	24	2	71.29	5.94	10.00	17.67	1.35	2.15	1.14	1.40	6.45	9.75
AXE VSP P 5	244.8	147.72	24	0	71.29	0.00	23.96	28.33	1.56	1.94	1.35	0.00	0.14	6.50
fin VSP P 05	248.8	90.13	24	2	71.29	5.94	10.00	17.67	1.35	2.15	1.14	1.40	6.41	9.82
fin V 01	252.4	52.33	20	4	59.41	11.88	10.00	17.67	1.35	2.15	1.13	1.70	6.72	7.79
fin V 02	256.0	-19.87	16	6	47.53	17.82	10.00	17.67	1.35	2.15	1.11	1.80	9.63	1.60
fin V 03	259.6	-48.74	12	8	35.65	23.76	10.00	17.67	1.35	2.15	1.08	1.85	9.24	0.67
fin V 04	263.2	-69.68	8	10	23.76	29.71	10.00	17.67	1.35	2.15	1.02	1.88	8.25	0.71
fin V 05	266.8	-82.60	4	12	11.88	35.65	10.00	17.67	1.35	2.15	1.02	1.90	6.81	1.46
fin V 06	270.4	-87.55	2	12	5.94	35.65	10.00	17.67	1.35	2.15	0.85	1.97	5.87	1.42
axe VSC P5-P6	271.3	-87.55	0	12	0.00	35.65	10.00	17.67	1.35	2.15	0.00	1.97	4.89	1.44
fin V 06	272.2	-87.23	2	12	5.94	35.65	10.00	17.67	1.35	2.15	0.85	1.97	5.85	1.46
fin V 05	275.8	-81.00	4	12	11.88	35.65	10.00	17.67	1.35	2.15	1.02	1.90	6.69	1.66

fin V 04	279.4	-66.81	8	10	23.76	29.71	10.00	17.67	1.35	2.15	1.02	1.88	8.03	1.06
fin V 03	283.0	-44.59	12	8	35.65	23.76	10.00	17.67	1.35	2.15	1.08	1.85	8.93	1.17
fin V 02	286.6	-14.46	16	6	47.53	17.82	10.00	17.67	1.35	2.15	1.11	1.80	9.21	2.25
fin V 01	290.2	56.61	20	4	59.41	11.88	10.00	17.67	1.35	2.15	1.13	1.70	6.39	8.31
fin VSP P 06	293.8	95.54	24	2	71.29	5.94	10.00	17.67	1.35	2.15	1.14	1.40	6.00	10.47
AXE VSP P 6	297.8	154.40	24	0	71.29	0.00	23.96	28.33	1.56	1.94	1.35	0.00	-0.23	6.95
fin VSP P 06	301.8	94.28	24	2	71.29	5.94	10.00	17.67	1.35	2.15	1.14	1.40	6.10	10.32
fin V 01	305.4	53.97	20	4	59.41	11.88	10.00	17.67	1.35	2.15	1.13	1.70	6.59	7.99
fin V 02	309.0	-20.77	16	6	47.53	17.82	10.00	17.67	1.35	2.15	1.11	1.80	9.70	1.49
fin V 03	312.6	-52.00	12	8	35.65	23.76	10.00	17.67	1.35	2.15	1.08	1.85	9.49	0.27
fin V 04	316.2	-75.33	8	10	23.76	29.71	10.00	17.67	1.35	2.15	1.02	1.88	8.68	0.02
fin V 05	319.8	-90.63	4	12	11.88	35.65	10.00	17.67	1.35	2.15	1.02	1.90	7.42	0.49
fin V 06	323.4	-97.97	2	12	5.94	35.65	10.00	17.67	1.35	2.15	0.85	1.97	6.67	0.15
axe VSC P6-P7	324.3	-98.58	0	12	0.00	35.65	10.00	17.67	1.35	2.15	0.00	1.97	5.74	0.10
fin V 06	325.2	-98.78	2	12	5.94	35.65	10.00	17.67	1.35	2.15	0.85	1.97	6.73	0.05
fin V 05	328.8	-94.80	4	12	11.88	35.65	10.00	17.67	1.35	2.15	1.02	1.90	7.74	-0.02
fin V 04	332.4	-82.85	8	10	23.76	29.71	10.00	17.67	1.35	2.15	1.02	1.88	9.26	-0.90
fin V 03	336.0	-62.92	12	8	35.65	23.76	10.00	17.67	1.35	2.15	1.08	1.85	10.32	-1.06

fin V 02	339.6	-35.38	16	6	47.53	17.82	10.00	17.67	1.35	2.15	1.11	1.80	10.81	-0.29
fin V 01	343.2	-3.27	20	4	59.41	11.88	10.00	17.67	1.35	2.15	1.13	1.70	10.96	1.01
fin VSP P 07	346.8	60.48	24	2	71.29	5.94	10.00	17.67	1.35	2.15	1.14	1.40	8.67	6.20
AXE VSP P 7	350.8	116.38	24	0	71.29	0.00	23.96	28.33	1.56	1.94	1.35	0.00	1.86	4.35
fin VSP P 07	354.8	73.08	24	2	71.29	5.94	10.00	17.67	1.35	2.15	1.14	1.45	7.69	7.78
fin V 01	358.4	-4.15	20	2	59.41	5.94	10.00	17.67	1.35	2.15	1.13	2.00	11.06	-0.70
fin V 02	362.0	-19.93	16	4	47.53	11.88	10.00	17.67	1.35	2.15	1.11	1.73	9.92	-0.41
fin V 03	365.6	-36.15	12	6	35.65	17.82	10.00	17.67	1.35	2.15	1.08	1.82	8.56	0.21
fin V 04	369.2	-44.19	8	6	23.76	17.82	10.00	17.67	1.35	2.15	1.02	2.00	6.66	0.17
fin V 05	372.8	-43.98	4	6	11.88	17.82	10.00	17.67	1.35	2.15	1.02	2.00	4.53	0.48
fin V 06	376.4	-35.49	2	6	5.94	17.82	10.00	17.67	1.35	2.15	0.85	1.82	2.99	1.40
axe VSC P7-C2	377.3	-32.07	0	4	0.00	11.88	10.00	17.67	1.35	2.15	0.00	2.00	1.82	0.18
début VC 02	378.2	-28.20	0	4	0.00	11.88	10.00	17.67	1.35	2.15	0.00	2.00	1.52	0.65
début VC 01	380.9	-12.17	0	2	0.00	5.94	10.00	17.67	1.35	2.15	0.00	1.73	0.74	0.36
FIN VC 01	383.6	0.00	0	2	0.00	5.94	23.96	28.33	1.56	1.94	0.00	1.24	-0.16	0.75

Tableau C-3: Pertes de tension par frottement

X	Cables	L	α 1	α 2	α 3	Axe VSP	FIN VSP	FIN V1	FIN V2	FIN V3	FIN V4	FIN V5	FIN V6
4	C0	4.00	0.000	0.000	0.000	17.75	0.00						
4	C0	4.00	0.000	0.000	0.000	17.75	0.00						
7.6	C1	3.60	0.170	0.000	0.000	82.16	15.98	0.00					
7.6	C1	3.60	0.170	0.000	0.000	82.16	15.98	0.00					
11.2	C2	3.60	0.170	0.281	0.000	127.71	111.28	65.19	0.00				
11.2	C2	3.60	0.170	0.281	0.000	127.71	111.28	65.19	0.00				
14.8	C3	3.60	0.170	0.281	0.391	171.77	155.88	111.28	65.19	0.00			
14.8	C3	3.60	0.170	0.281	0.391	171.77	155.88	111.28	65.19	0.00			
18.4	C4	3.60	0.170	0.335	0.500	213.98	198.60	184.60	126.21	65.19	0.00		
18.4	C4	3.60	0.170	0.335	0.500	213.98	198.60	184.60	126.21	65.19	0.00		
22	C5	3.60	0.170	0.389	0.607	254.36	239.47	225.91	212.21	140.70	65.19	0.00	
25.6	C6	3.60	0.170	0.389	0.607	267.62	252.88	239.47	225.91	212.21	140.70	65.19	0.00
Moyenne						**145.727**	**121.32**	**118.75**	**102.61**	**80.55**	**51.47**	**32.60**	**0.00**
EN (%)						9.79	8.15	7.98	6.90	5.41	3.46	2.19	0.00

Tableau C-4: Pertes de tension par recul de l'ancrage

X	Cables	L	Théta	k	d	Axe VSP	FIN VSP	FIN V1	FIN V2	FIN V3	FIN V4	FIN V5	FIN V6
4.00	C0	4.00	-	0.003	9.23	46.66	82.37						
4.00	C0	4.00	-	0.003	9.23	46.66	82.37						
7.60	C1	3.60	0.17	0.012	4.53	-	34.44	167.77					
7.60	C1	3.60	0.17	0.012	4.53	-	34.44	167.77					
11.20	C2	3.60	0.17	0.012	4.53	-	-	34.44	167.77				
11.20	C2	3.60	0.17	0.012	4.53	-	-	34.44	167.77	-			
14.80	C3	3.60	0.17	0.012	4.53	-	-	-	34.44	167.77			
	C3	3.60	0.17	0.012	4.53				34.44	167.77			
18.40	C4	3.60	0.17	0.012	4.53	-	-	-	-	34.44	167.77		
	C4	3.60	0.17	0.012	4.53					34.44	167.77		
22.00	C5	3.60	0.17	0.012	4.53	-	-	-	-	-	34.44	167.77	
25.60	C6	3.60	0.17	0.012	4.53	-	-	-	-	-	-	34.44	167.77
Moyenne						**9.33**	**23.36**	**50.55**	**67.40**	**80.89**	**92.50**	**101.11**	**167.77**
En (%)						**0.63**	**1.57**	**3.40**	**4.53**	**5.44**	**6.22**	**6.79**	**11.27**

Tableau C-5 : Pertes de tension dues aux non-simultanéités de la mise en tension

Abcs	N° cables	υ (m)	dmoy (m)	e moy (m)	I (m4)	S (m2)	Mg (MN.m)	P (MPa)	Δσe (MPa)	Δσe (%)
Axe VSP	24.00	1.56	0.208	1.35	28.33	23.96	107.28	3.55	9.95	0.67
FIN VSP	24.00	1.35	0.208	1.14	17.67	10.00	82.42	3.57	25.25	1.70
FIN V1	20.00	1.35	0.220	1.13	17.67	10.00	62.57	3.51	21.31	1.43
FIN V2	16.00	1.35	0.238	1.11	17.67	10.00	39.16	3.46	18.33	1.23
FIN V3	12.00	1.35	0.267	1.08	17.67	10.00	24.04	3.53	14.69	0.99
FIN V4	8.00	1.35	0.325	1.02	17.67	10.00	12.58	3.58	10.10	0.68
FIN V5	4.00	1.35	0.325	1.02	17.67	10.00	3.60	3.60	5.51	0.37
FIN V6	2.00	1.35	0.500	0.85	17.67	10.00	0.00	3.51	2.61	0.18

Tableau C-6 : Pertes par fluage

Abcs	N° cables	υ (m)	d (m)	e moy (m)	I (m4)	S (m2)	Mg (MN.m)	P (MPa)	Δσf (MPa)	Δσe (%)
Axe VSP	24	1.56	0.21	1.35	28.33	23.96	107.28	3.52	48.81	3.28
FIN VSP	24	1.35	0.21	1.14	17.67	10.00	82.42	3.51	117.21	7.88
FIN V1	20	1.35	0.22	1.13	17.67	10.00	62.57	3.45	99.45	6.68
FIN V2	16	1.35	0.24	1.11	17.67	10.00	39.16	3.41	86.01	5.78
FIN V3	12	1.35	0.27	1.08	17.67	10.00	24.04	3.49	69.26	4.65
FIN V4	8	1.35	0.33	1.02	17.67	10.00	12.58	3.55	47.86	3.22
FIN V5	4	1.35	0.33	1.02	17.67	10.00	3.60	3.59	26.21	1.76
FIN V6	2	1.35	0.50	0.85	17.67	10.00	0.00	3.50	12.45	0.84

Tableau C-7 : Pertes par fluage

Abcs	N° cables	Seg pi	Mue	Mue 0	Δσrel (MPa)	en (%)
Axe VSP	24	1322.99	0.711	0.43	55.82	3.75
FIN VSP	24	1318.07	0.709	0.43	55.09	3.70
FIN V1	20	1297.39	0.698	0.43	52.06	3.50
FIN V2	16	1283.51	0.690	0.43	50.07	3.36
FIN V3	12	1311.88	0.705	0.43	54.18	3.64
FIN V4	8	1333.93	0.717	0.43	57.46	3.86
FIN V5	4	1348.79	0.725	0.43	59.72	4.01
FIN V6	2	1317.62	0.708	0.43	55.02	3.70

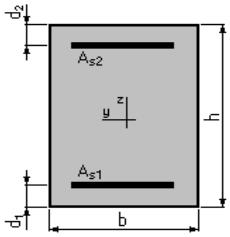
Calcul de Section en Flexion Composée âme externe

1. Hypothèses:

Béton: fc28 = 40.0 (MPa) **Acier: fe = 500.0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul en poutre
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



b = 100.0 (cm)
h = 45.0 (cm)
d_1 = 5.0 (cm)
d_2 = 5.0 (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N^O	Type	**N** (kN)	**M** (kN*m)
1.	ELS	-334.57	181.5
2.	ELU	-386.72	196.89

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 26.8 (cm2) Section théorique A_{s2} = 0.0 (cm2)
Section minimum $A_{s\,min}$ = 5.6 (cm2)
théorique r = 0.67 (%)
minimum r_{min} = 0.14 (%)

Analyse par Cas:

Cas N^O 1: Type ELS N = -334.57 (kN) M = 180.43 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1.00
Position de l'axe neutre: y = 10.8 (cm)
Bras de levier: Z = 36.4 (cm)
Contrainte maxi du béton: s_b = 6.2 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 24.0 (MPa)

Contrainte de l'acier:

tendue: s_s = 250.0 (MPa)
Contrainte limite de l'acier: $s_{s\,lim}$ = 250.0 (MPa)

Cas N^O 2: Type ELU N = -386.72 (kN) M = 195.89 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1.62 Pivot: A
Position de l'axe neutre: y = 3.0 (cm)
Bras de levier: Z = 38.8 (cm)
Déformation de l'acier: e_s = 10.00 (‰)
Déformation du béton: e_b = 0.80(‰)
Contrainte de l'acier:

tendue: s_s = 434.8 (MPa)

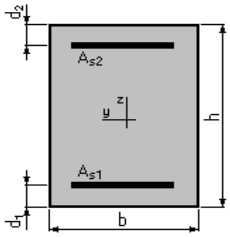
Calcul de Section en Flexion Composée âme interne

1. Hypothèses:

Béton: fc28 = 40.0 (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 = 100.0 (cm)
h = 45.0 (cm)
d_1 = 5.0 (cm)
d_2 = 5.0 (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N^O	Type	**N** (kN)	**M** (kN*m)
1.	ELS	-373.90	-42.12

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 12.0 (cm2) Section théorique A_{s2} = 12.0 (cm2)
Section minimum $A_{s\,min}$ = 11.6 (cm2) Section maximum $A_{s\,max}$ = 225.0 (cm2)
théorique r = 0.62 (%)
minimum r_{min} = 0.26 (%) maximum r_{max} = 5.00 (%)

Analyse par Cas:

Cas N^{O} 1: Type ELS N = -426.94 (kN) M = -48.08 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1.00
Position de l'axe neutre: y = -4.7 (cm)
Bras de levier: Z = 40.0 (cm)
Contrainte maxi du béton: s_b = 0.4 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 24.0 (MPa)

Contrainte de l'acier:
tendue: s_s = 27.2 (MPa)
comprimée: s_s' = 1.2 (MPa)
Contrainte limite de l'acier: $s_{s\,lim}$ = 250.0 (MPa)

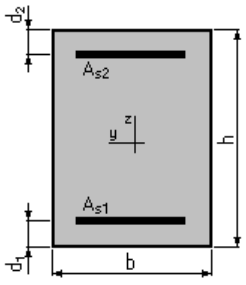
Calcul de Section en Flexion Simple Hourdis supérieure Nappe inférieure

1. Hypothèses:

Béton: fc28 = 40.0 (MPa) **Acier: fe = 500.0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



b = 100.0 (cm)
h = 30.0 (cm)
d_1 = 5.0 (cm)
d_2 = 5.0 (cm)

3. Moments appliqués:

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	153.58	0.00
Etat **L**imite de **S**ervice	132.11	0.00
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0.00	0.00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 24.5 (cm2) Section théorique A_{s2} = 0.0 (cm2)
Section minimum $A_{s\,min}$ = 4.0 (cm2)
théorique r = 0.98 (%)
minimum r_{min} = 0.16 (%)

Analyse par Cas:

Cas ELU M_{max} = 153.58 (kN*m) M_{min} = 0.00 (kN*m)
Coefficient de sécurité: 1.57 Pivot: A
Position de l'axe neutre: y = 5.9 (cm)
Bras de levier: Z = 22.6 (cm)
Déformation du béton: e_b = 3.08 (‰)
Déformation de l'acier: e_s = 10.00 (‰)
Contrainte de l'acier:
tendue: s_s = 434.8 (MPa)

Cas ELS M_{max} = 132.11 (kN*m) M_{min} = 0.00 (kN*m)
Coefficient de sécurité: 1.00
Position de l'axe neutre: y = 10.4 (cm)
Bras de levier: Z = 21.5 (cm)
Contrainte maxi du béton: s_b = 11.8 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 24.0 (MPa)
Contrainte de l'acier:
tendue: s_s = 250.0 (MPa)
Contrainte limite de l'acier:
$s_{s\,lim}$ = 250.0 (MPa)

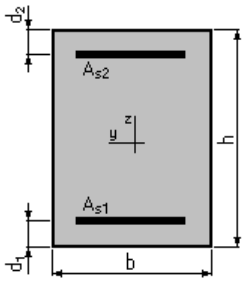
Calcul de Section en Flexion Simple Hourdis supérieure Nappe supérieure

1. Hypothèses:

Béton: fc28 = 40.0 (MPa) **Acier: fe = 500.0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



b = 100.0 (cm)
h = 50.0 (cm)
d_1 = 5.0 (cm)
d_2 = 5.0 (cm)

3. Moments appliqués:

	$\mathbf{M_{max}}$ (kN*m)	$\mathbf{M_{min}}$ (kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	0.00	-283.6
Etat **L**imite de **S**ervice	0.00	-245.70
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0.00	0.00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	A_{s1} = 0.0 (cm2)	Section théorique	A_{s2} = 24.8 (cm2)
Section minimum	$A_{s\ min}$ = 0.0 (cm2)		
théorique	r = 0.55 (%)		
minimum	r_{min} = 0.14 (%)		

Analyse par Cas:

Cas ELU **M_{max} = 0.00 (kN*m)** **M_{min} = -286.09 (kN*m)**

Coefficient de sécurité:	1.61	Pivot: A
Position de l'axe neutre:	y = 5.9	(cm)
Bras de levier:	Z = 42.6	(cm)
Déformation du béton:	e_b = 1.52	(‰)
Déformation de l'acier:	e_s = 10.00	(‰)
Contrainte de l'acier:		
tendue:	s_s = 434.8	(MPa)

Cas ELS **M_{max} = 0.00 (kN*m)** **M_{min} = -248.20 (kN*m)**

Coefficient de sécurité:	1.00
Position de l'axe neutre:	y = 15.0 (cm)
Bras de levier:	Z = 40.0 (cm)
Contrainte maxi du béton:	s_b = 8.3 (MPa)
Contrainte limite:	0,6 fcj = 24.0 (MPa)
Contrainte de l'acier:	
tendue:	s_s = 250.0 (MPa)
Contrainte limite de l'acier:	
	$s_{s\ lim}$ = 250.0 (MPa)

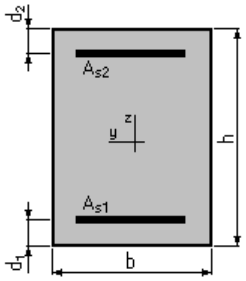
Calcul de Section en Flexion Simple Hourdis inférieure les deux nappes

1. Hypothèses:

Béton: fc28 = 40.0 (MPa) **Acier: fe = 500.0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



b = 100.0 (cm)
h = 35.0 (cm)
d_1 = 5.0 (cm)
d_2 = 5.0 (cm)

3. Moments appliqués:

	$\mathbf{M_{max}}$ (kN*m)	$\mathbf{M_{min}}$ (kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	0.00	-51.53
Etat **L**imite de **S**ervice	0.00	-42.0
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0.00	0.00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	A_{s1} = 0.0 (cm2)	Section théorique	A_{s2} = 6.2 (cm2)
Section minimum	$A_{s\,min}$ = 0.0 (cm2)		
théorique	r = 0.21 (%)		
minimum	r_{min} = 0.15 (%)		

Analyse par Cas:

Cas ELU	**M_{max} = 0.00 (kN*m)**	**M_{min} = -52.91 (kN*m)**
Coefficient de sécurité:	1.51	Pivot: A
Position de l'axe neutre:	y = 1.5	(cm)
Bras de levier:	Z = 29.4	(cm)
Déformation du béton:	e_b = 0.53	(‰)
Déformation de l'acier:	e_s = 10.00	(‰)
Contrainte de l'acier:		
tendue:	s_s = 434.8	(MPa)

Cas ELS M_{max} **= 0.00 (kN*m)** M_{min} **= -43.41 (kN*m)**
Coefficient de sécurité: 1.00
Position de l'axe neutre: y = 6.6 (cm)
Bras de levier: Z = 27.8 (cm)
Contrainte maxi du béton: s_b = 2.0 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 24.0 (MPa)
Contrainte de l'acier:
comprimée: s_s' = 21.3 (MPa)
Contrainte limite de l'acier:
$s_{s\,lim}$ = 250.0 (MPa)

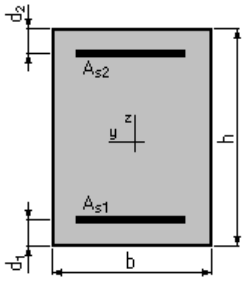
Calcul de Section en Flexion Simple de la semelle nappe inférieure sous Mxx

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

2. Section:



b = 100.0 (cm)
h = 250.0 (cm)
d_1 = 5.0 (cm)
d_2 = 5.0 (cm)

3. Moments appliqués:

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	10224.01	0.00
Etat **L**imite de **S**ervice	5370.81	0.00
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	12915.24	0.00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	A_{s1} = 113.4 (cm2)	Section théorique	A_{s2} = 0.0 (cm2)
Section minimum	$A_{s\,min}$ = 24.5 (cm2)		
théorique	r = 0.46 (%)		
minimum	r_{min} = 0.10 (%)		

Analyse par Cas:

Cas ELU **M_{max} = 10224.01 (kN*m)** **M_{min} = 0.00 (kN*m)**

Coefficient de sécurité:	1.11	Pivot: A
Position de l'axe neutre:	y = 36.3	(cm)
Bras de levier:	Z = 230.5	(cm)
Déformation du béton:	e_b = 1.74	(‰)
Déformation de l'acier:	e_s = 10.00	(‰)
Contrainte de l'acier:		
tendue:	s_s = 434.8	(MPa)

Cas ELS **M_{max} = 5370.81 (kN*m)** **M_{min} = 0.00 (kN*m)**

Coefficient de sécurité:	1.00
Position de l'axe neutre:	y = 75.9 (cm)
Bras de levier:	Z = 219.7 (cm)
Contrainte maxi du béton:	s_b = 6.4 (MPa)
Contrainte limite:	0,6 fcj = 18.0 (MPa)
Contrainte de l'acier:	
tendue:	s_s = 215.6 (MPa)
Contrainte limite de l'acier:	
	$s_{s\,lim}$ = 215.6 (MPa)

Cas ELA **M_{max} = 12915.24 (kN*m)** **M_{min} = 0.00 (kN*m)**

Coefficient de sécurité:	1.02	Pivot:A
Position de l'axe neutre:	y = 32.0	(cm)
Bras de levier:	Z = 232.2	(cm)
Déformation du béton:	e_b = 1.50	(‰)
Déformation de l'acier:	e_s = 10.00	(‰)
Contrainte de l'acier:		
tendue:	s_s = 500.0	(MPa)

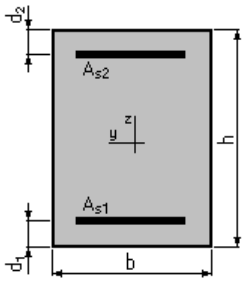
Calcul de Section en Flexion Simple de la semelle nappe supérieure sous Mxx

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

2. Section:



b = 100.0 (cm)
h = 250.0 (cm)
d_1 = 5.0 (cm)
d_2 = 5.0 (cm)

3. Moments appliqués:

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	0.00	-2323.17
Etat **L**imite de **S**ervice	0.00	-1334.68
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0.00	-6659.93

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 0.0 (cm2) Section théorique A_{s2} = 55.8 (cm2)
Section minimum $A_{s\,min}$ = 0.0 (cm2)
théorique r = 0.23 (%)
minimum r_{min} = 0.10 (%)

Analyse par Cas:

Cas ELU M_{max} = 0.00 (kN*m) M_{min} = -2323.17 (kN*m)
Coefficient de sécurité: 2.48 Pivot: A
Position de l'axe neutre: y = 17.8 (cm)
Bras de levier: Z = 237.9 (cm)
Déformation du béton: e_b = 0.79 (‰)
Déformation de l'acier: e_s = 10.00 (‰)
Contrainte de l'acier:
tendue: s_s = 434.8 (MPa)

Cas ELS M_{max} = 0.00 (kN*m) M_{min} = -1334.68 (kN*m)
Coefficient de sécurité: 2.04
Position de l'axe neutre: y = 56.2 (cm)
Bras de levier: Z = 226.3 (cm)
Contrainte maxi du béton: s_b = 1.1 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 18.0 (MPa)
Contrainte de l'acier:
comprimée: s_s' = 16.3 (MPa)
Contrainte limite de l'acier:
$s_{s\,lim}$ = 215.6 (MPa)

Cas ELA M_{max} = 0.00 (kN*m) M_{min} = -6659.93 (kN*m)
Coefficient de sécurité: 1.00 Pivot:A

Position de l'axe neutre:	y = 15.7	(cm)
Bras de levier:	Z = 238.7	(cm)
Déformation du béton:	e_b = 0.69	(‰)
Déformation de l'acier:	e_s = 10.00	(‰)
Contrainte de l'acier:		
tendue:	s_s = 500.0	(MPa)

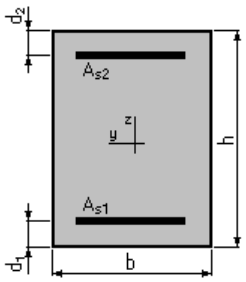
Calcul de Section en Flexion Simple de la semelle nappe inférieure sous Myy

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

2. Section:



b = 100.0 (cm)
h = 250.0 (cm)
d_1 = 5.0 (cm)
d_2 = 5.0 (cm)

3. Moments appliqués:

	$\mathbf{M_{max}}$ (kN*m)	$\mathbf{M_{min}}$ (kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	8523.20	0.00
Etat **L**imite de **S**ervice	4678.56	0.00
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	10510.22	0.00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	A_{s1} = 98.1 (cm2)	Section théorique	A_{s2} = 0.0 (cm2)
Section minimum	$A_{s\,min}$ = 24.5 (cm2)		
théorique	r = 0.40 (%)		
minimum	r_{min} = 0.10 (%)		

Analyse par Cas:

Cas ELU **M_{max} = 8523.20 (kN*m)** **M_{min} = 0.00 (kN*m)**

Coefficient de sécurité: 1.16 Pivot: A
Position de l'axe neutre: y = 31.4 (cm)
Bras de levier: Z = 232.5 (cm)
Déformation du béton: e_b = 1.47 (‰)
Déformation de l'acier: e_s = 10.00 (‰)
Contrainte de l'acier:
tendue: s_s = 434.8 (MPa)

Cas ELS **M_{max} = 4678.56 (kN*m)** **M_{min} = 0.00 (kN*m)**

Coefficient de sécurité: 1.00
Position de l'axe neutre: y = 71.5 (cm)
Bras de levier: Z = 221.2 (cm)
Contrainte maxi du béton: s_b = 5.9 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 18.0 (MPa)
Contrainte de l'acier:
tendue: s_s = 215.6 (MPa)
Contrainte limite de l'acier:
$s_{s\,lim}$ = 215.6 (MPa)

Cas ELA **M_{max} = 10510.22 (kN*m)** **M_{min} = 0.00 (kN*m)**

Coefficient de sécurité: 1.09 Pivot:A
Position de l'axe neutre: y = 27.7 (cm)
Bras de levier: Z = 233.9 (cm)
Déformation du béton: e_b = 1.27 (‰)
Déformation de l'acier: e_s = 10.00 (‰)
Contrainte de l'acier:
tendue: s_s = 500.0 (MPa)

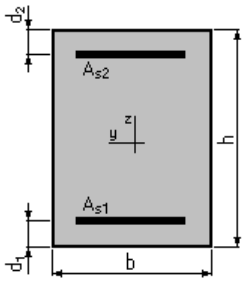
Calcul de Section en Flexion Simple de la semelle nappe supérieure sous Myy

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

2. Section:



b = 100.0 (cm)
h = 250.0 (cm)
d_1 = 5.0 (cm)
d_2 = 5.0 (cm)

3. Moments appliqués:

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	0.00	-2238.96
Etat **L**imite de **S**ervice	0.00	-1304.81
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0.00	-8640.34

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	A_{s1} = 0.0 (cm2)	Section théorique	A_{s2} = 73.0 (cm2)
Section minimum	$A_{s\ min}$ = 0.0 (cm2)		
théorique	r = 0.30 (%)		
minimum	r_{min} = 0.10 (%)		

Analyse par Cas:

Cas ELU **M_{max} = 0.00 (kN*m)** **M_{min} = -2238.96 (kN*m)**

Coefficient de sécurité:	3.34	Pivot: A
Position de l'axe neutre:	y = 23.3	(cm)
Bras de levier:	Z = 235.7	(cm)
Déformation du béton:	e_b = 1.05	(‰)
Déformation de l'acier:	e_s = 10.00	(‰)
Contrainte de l'acier:		
tendue:	s_s = 434.8	(MPa)

Cas ELS **M_{max} = 0.00 (kN*m)** **M_{min} = -1304.81 (kN*m)**

Coefficient de sécurité:	2.70
Position de l'axe neutre:	y = 63.1 (cm)
Bras de levier:	Z = 224.0 (cm)
Contrainte maxi du béton:	s_b = 1.1 (MPa)
Contrainte limite:	0,6 fcj = 18.0 (MPa)
Contrainte de l'acier:	
comprimée:	s_s' = 15.4 (MPa)
Contrainte limite de l'acier:	
	$s_{s\ lim}$ = 215.6 (MPa)

Cas ELA **M_{max} = 0.00 (kN*m)** **M_{min} = -8640.34 (kN*m)**

Coefficient de sécurité:	1.00	Pivot:A

Position de l'axe neutre:	y = 20.6	(cm)
Bras de levier:	Z = 236.8	(cm)
Déformation du béton:	e_b = 0.92	(‰)
Déformation de l'acier:	e_s = 10.00	(‰)
Contrainte de l'acier:		
tendue:	s_s = 500.0	(MPa)

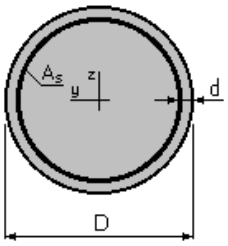
Calcul de Section en Flexion Déviée Composée pieux

1. Hypothèses:

Béton: fc28 = 30.0 (MPa) **Acier: fe = 500.0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91

2. Section:



D = 120.0 (cm)

d = 5.0 (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N^O	Type	**N** (kN)	$\mathbf{M_y}$ (kN*m)	$\mathbf{M_z}$ (kN*m)
1.	ELU	-7027.51	-384.87	503.97
2.	ELA	-8265.44	458.24	-768.32
3.	ELS	-3913.11	-202.50	296.89

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_s = 241.9 (cm2)

Section minimum $A_{s\,min}$ = 22.6 (cm2) Section maximum $A_{s\,max}$ = 565.5 (cm2)

théorique r = 2.14 (%)

minimum r_{min} = 0.10 (%) maximum r_{max} = 5.00 (%)

Analyse par Cas:

Cas N^{O} 1: Type ELU N = -7027.51 (kN) M_y = -384.87 (kN*m) M_z = 503.97 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1.27 Pivot: A

Position de l'axe neutre: y = 0.1 (cm)

Bras de levier: Z = 114.8 (cm)

Déformation du béton: e_b = 0.01 (‰)

Déformation de l'acier: e_s = 10.00 (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue: s_s =434.8 (MPa)

Cas N^{O} 2: Type ELA N = -8265.44 (kN) M_y = 458.24 (kN*m) M_z = -768.32 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1.20 Pivot: A

Position de l'axe neutre: y = 0.9 (cm)

Bras de levier: Z = 114.4 (cm)

Déformation du béton: e_b = 0.08 (‰)

Déformation de l'acier: e_s = 10.00 (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue: s_s =500.0 (MPa)

Cas N^{O} 3: Type ELS **N = -3913.11 (kN)** **M_y = -202.50 (kN*m)** **M_z = 296.89 (kN*m)**

Coefficient de sécurité: 1.00

Position de l'axe neutre: y = -104.7 (cm)

Bras de levier: Z = 55.0 (cm)

Contrainte maxi du béton: s_b = 0.0 (MPa)

Contrainte limite: 0,6 fcj = 18.0 (MPa)

Contrainte de l'acier:

tendue: s_s = 215.6 (MPa)

Contrainte limite de l'acier:

$s_{s\ lim}$ = 215.6 (MPa)

Tableau 1: Les réactions à la base de la pile (surcharge sur fondation sous pile).

Noeuds	chargement	Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz
225	elu-21-5 (max)	1055.408358	-480.255	52391.65	24244.9597	19296.21368	16.47613
225	elu-21-6 T6 (min)	-920.74262	-670.187	44310.95	1120.8169	-16433.92516	22.4945
226	elu-24-5(max)	-374.333303	-1277.8	46864.32	32359.1285	-5229.404058	53.38572
224	elu-24-7 T6(min)	158.208064	-1183.78	36881.58	15884.9477	2210.596807	-19.3773
225	elu-26-2(max)	1016.231592	-218.957	56437.5	11592.9022	17831.34065	8.280517
230	elu-21-6 T6(max)	-1021.859765	73.34741	41314.71	10446.9095	-7649.594013	3.020161
224	elu-24-5(min)	-281.74678	-2078.19	36701.19	26606.7967	-2705.318798	8.055117
224	elu-21-6 T6(max)	1122.75459	-574.271	43622.67	20779.5	14961.07992	4.129328
230	elu-21-6 T66(min)	-1048.008796	62.97456	34256.37	-11540.9015	-8077.217763	0.510587
225	elu-24-55(max)	-334.221863	-1802.58	49081.59	45965.7901	-4392.401457	41.94394
227	elu-LM71*2(min)	-18.644827	-11.4268	41849.4	-14436.2987	-364.516343	-0.82666
229	els-LCB87(max)	-191.428815	-190.953	33469.86	5856.75313	-1750.881482	4.157916
225	els-21-6(min)	-630.952269	-462.408	32860.4	808.090481	-11261.44172	15.48381
226	els-24-5(max)	-336.085394	-876.255	35792.86	24719.5069	-4718.086612	37.32509
224	els-LCB138(min)	127.53436	-809.736	27262.26	9969.44574	1608.013507	-13.4073
225	els-27-2(max)	723.257895	-358.113	41940.82	13477.5395	12867.56461	12.69044
208	els-LCB105(min)	-142.734808	-262.945	4521.666	-5027.35951	-951.089216	1.290274
230	els-21-6(max)	-686.491543	50.2996	30099.84	7218.67373	-5137.365311	2.04809
224	els-24-5(min)	-270.717116	-1440.69	27074.16	16582.1345	-2992.605608	5.955497
224	els-LCB104(max)	802.214177	-426.226	35374.64	12431.6308	10251.18002	2.924972
230	els-LCB84(min)	-731.768502	-120.081	25438.67	-6378.9631	-5645.2168	5.151864
227	els-LCB109(min)	-12.570355	-12.6737	31047.84	-9963.43939	-247.928365	-0.4713
225	els-24-55(max)	-306.127115	-1242.14	37427.36	33992.3107	-4152.960634	29.61001

225	ELA1+(max)	4525.490613	1610.343	34829.61	31966.6784	74045.08128	59.92639
224	ELA4+(min)	-963.0109	3334.598	27286.93	46831.8078	-33904.17855	184.4056
224	ELA3+(max)	1495.933472	3438.985	29042.68	53064.745	-2151.49278	195.0413
224	ELA6+(min)	-983.963203	-1025.64	34474.51	-9402.28061	-9362.366816	-62.1318
227	ELA5+(max)	1391.707466	1547.467	49072.3	30136.1194	23053.99391	3.133631
208	ELA44+(min)	-268.672419	940.297	5623.949	3516.13777	665.172019	44.99194
227	ELA3+(max)	1376.80141	5089.056	33305.99	91746.4728	22057.10324	6.664659
227	ELA66+(min)	-1264.613488	-1543.98	47201.04	-30122.5213	-19407.81187	-2.92101
225	ELA11+(max)	4525.49061	1610.343	34829.61	31966.6784	74045.08128	59.92639
227	ELA66+(min)	-1264.613488	-1543.98	47201.04	-30122.5213	-19407.81187	-2.92101
227	ELA33+(max)	1376.80141	5089.056	33305.99	91746.4728	22057.10324	6.664659
227	ELA666+(min)	-1264.613488	-1543.98	47201.04	-30122.5213	-19407.81187	-2.92101

Tableau 2: Les réactions du tablier agissants sur la culée (surcharge sur modèle culée).

Noeuds	Charge	Fx	Fy	Fz
147	ELU-22-6(max)	-165.374372	-37.9757	6997.577
148	ELU-22-5(min)	172.78753	-51.4085	2120.041
147	ELU-21-6(max)	-349.135537	30.27462	6916.712
148	ELU-12-3(min)	-30.448002	-61.292	3696.897
148	ELU-21-5(max)	334.272429	14.55864	6853.285
147	ELU-21-6(min)	-354.754463	24.74628	2269.415
207	ELU-22-6(max)	-162.555794	-38.0232	6812.57
198	ELU-22-5(min)	170.446425	-51.3598	2310.435
207	ELU-21-6(max)	-348.399769	30.26631	6938.352
198	ELU-12-3(min)	-32.647246	-61.25	2342.362
198	ELU-21-5(max)	333.74391	14.56305	6837.022

207	ELU-21-6(min)	-354.392544	24.73485	2288.356
147	ELS-22-6(max)	-117.22941	-24.5034	5029.065
148	ELS-22-5(min)	115.934492	-33.7664	1669.167
147	ELS-21-6(max)	-243.852381	20.96555	4975.629
148	ELS-12-3(min)	-24.227944	-40.5826	2756.654
148	ELS-27-2(max)	227.641527	12.12567	4931.904
147	ELS-21-6(min)	-247.727502	17.1529	1770.597
147	ELS-22-5(min)	114.371139	-33.7338	1796.553
147	ELS-12-3(min)	-25.693461	-40.5546	1818.571
147	ELS-27-2(max)	227.328184	12.13235	4646.361
148	ELS-21-6(min)	-247.472548	17.14492	1782.872
148	ELS-22-6(max)	-115.336767	-24.5352	4905.394
148	ELS-21-6(max)	-243.3396	20.95972	4989.766
147	ELA5(max)	206.371983	149.5316	6930.75
148	ELA2(min)	658.455427	-125.806	2344.576
148	ELA3(max)	228.814057	483.9162	5719.05
148	ELA6(min)	-212.683178	-149.289	4023.828
148	ELA1(max)	679.30663	162.1409	5113.725
148	ELA5(max)	211.899762	149.5471	6875.655
147	ELA2(min)	663.910717	-125.779	2424.892
147	ELA3(max)	210.418393	483.8568	5777.304
147	ELA6(min)	-207.120904	-149.274	4018.6
147	ELA1(max)	673.721318	162.1313	5217.958

Tableau3: Les modes propre

Mode No	TRAN-X		TRAN-Y		TRAN-Z	
	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)
1	0.22	0.22	80.28	80.28	0.00	0.00
2	86.03	86.25	0.23	80.51	0.00	0.00
3	0.04	86.29	0.04	80.55	0.00	0.00
4	0.02	86.31	5.78	86.34	0.00	0.00
5	0.00	86.31	0.00	86.34	0.00	0.00
6	0.00	86.31	0.01	86.35	0.00	0.00
7	0.00	86.31	0.00	86.35	0.00	0.00
8	0.00	86.31	0.00	86.35	0.00	0.00
9	0.00	86.31	0.00	86.35	0.00	0.00
10	0.00	86.31	0.00	86.35	0.31	0.32
11	0.00	86.31	0.00	86.35	0.00	0.32
12	0.00	86.31	0.00	86.35	2.59	2.91
13	0.00	86.31	0.00	86.35	0.02	2.93
14	0.00	86.31	0.00	86.35	0.00	2.93
15	0.00	86.31	0.00	86.35	0.07	3.00
16	0.00	86.31	0.00	86.35	43.81	46.81
17	0.00	86.31	0.00	86.35	0.00	46.81
18	0.00	86.31	0.00	86.35	0.00	46.81
19	0.01	86.32	0.00	86.35	7.72	54.52
20	0.00	86.32	0.00	86.35	7.90	62.43
21	0.00	86.32	0.00	86.35	0.00	62.43
22	0.00	86.32	0.00	86.35	0.00	62.43
23	0.28	86.61	0.00	86.35	0.01	62.43
24	0.05	86.65	0.00	86.35	0.13	62.57
25	0.02	86.68	0.00	86.35	0.00	62.57
26	0.00	86.68	0.00	86.35	0.00	62.57
27	0.01	86.69	0.00	86.35	0.13	62.70
28	0.00	86.69	0.00	86.35	0.00	62.70
29	0.00	86.69	0.00	86.35	0.02	62.72
30	0.07	86.76	2.56	88.91	0.00	62.72
31	0.01	86.77	0.05	88.96	0.00	62.72
32	1.92	88.69	0.08	89.04	0.00	62.73
33	0.00	88.69	0.00	89.05	0.01	62.74
34	0.00	88.69	0.01	89.05	0.00	62.74
35	0.03	88.73	2.74	91.79	0.00	62.74
36	1.74	90.47	0.05	91.84	0.00	62.74
37	0.00	90.47	1.41	93.25	0.00	62.74
38	2.47	92.94	0.00	93.25	0.00	62.74
39	0.00	92.94	0.00	93.26	0.00	62.74
40	0.00	92.94	0.00	93.26	0.00	62.74

Type & Size	Bearing without anchor plate									Bearing with anchor plates						
	Dimensions [mm]								Weight [kg]	Dimensions [mm]						Weight [kg]
	dT	B	L	r	s	t	u	h		dT	bu	lu	bo	lo	h'	
TA 1	200	250	300	171	182	272	208	86	30	200	270	270	270	320	120	55
TA 2	270	310	370	209	243	328	268	86	45	270	320	320	330	390	120	80
TA 3	350	390	450	257	306	408	348	95	80	350	380	380	410	470	128	130
TA 4	420	460	520	279	378	478	418	105	125	420	450	450	480	540	138	190
TA 5	500	540	600	319	448	558	498	119	195	500	520	520	560	620	155	290
TA 6	570	610	670	382	501	616	556	123	255	570	600	600	630	690	161	380
TA 7	650	690	750	421	571	696	636	137	360	650	670	670	710	770	175	515
TA 8	720	760	820	451	637	766	706	147	470	720	740	740	780	840	184	650
TA 9	800	840	900	490	707	846	786	162	630	800	820	820	860	920	199	855
TA 10	880	920	980	536	772	926	866	176	820	880	900	900	940	1'000	215	1'105
TA 11	960	1'000	1'060	576	842	1'006	946	183	1'010	960	980	980	1'020	1'080	223	1'355

Figure 1 : détail de dimensionnement des appareils d'appuis à pot multidirectionnelle

Type & size	Bearing with anchor bolts						Bearing with anchor plates						
	Dimensions [mm]					Weight [kg]	Dimensions [mm]						Weight [kg]
	dT	s	t	u	h		dT	lu	bu	lo	bo	h'	
TF 1	200	177	217	125	76	30	200	220	310	310	220	112	45
TF 2	280	233	286	165	79	50	280	300	390	390	300	112	75
TF 3	365	301	348	244	87	90	365	390	510	510	390	119	130
TF 4	455	364	422	295	95	130	455	480	600	600	480	128	200
TF 5	540	424	491	344	100	180	540	560	700	700	560	136	290
TF 6	625	484	561	393	111	250	625	650	790	790	650	149	410
TF 7	710	544	631	442	122	345	710	730	910	910	730	160	555
TF 8	795	612	709	496	126	445	795	820	960	960	620	164	680
TF 9	875	668	774	542	136	570	875	900	1'080	1'080	900	174	865
TF 10	975	739	801	672	151	775	975	1'000	1'180	1'180	1'000	193	1'180
TF 11	1'060	799	866	726	151	890	1'060	1'080	1'280	1'280	1'080	193	1'375

Figure 2 : détail de dimensionnement des appareils d'appuis à pot fixe

Type & size	Bearing with anchor bolts									Bearing with anchor plates						
	Bearing dimensions [mm]								Weight [kg]	Bearing dimensions [mm]						Weight [kg]
	dT	B	L	r	s	t	u	h		dT	bu	lu	bo	lo	h'	
TE 1a	200	270	390	144	204	346	214	92	50	200	330	220	290	410	125	70
TE 2a	270	330	450	184	262	406	274	102	80	270	420	290	350	470	135	115
TE 3a	360	420	520	236	335	476	364	114	135	360	510	380	440	540	148	195
TE 4a	450	510	590	285	423	536	430	140	245	450	600	470	530	610	172	320
TE 5a	*535*	*580*	*660*	*341*	*487*	*606*	*480*	*144*	*320*	*535*	*700*	*560*	*600*	*700*	*182*	*445*
TE 6a	*620*	*650*	*730*	*390*	*557*	*676*	*560*	*158*	*440*	*620*	*790*	*640*	*670*	*760*	*195*	*595*
TE 7a	*690*	*710*	*810*	*430*	*614*	*754*	*614*	*165*	*545*	*690*	*860*	*710*	*730*	*840*	*202*	*730*
TE 8a	*780*	*780*	*880*	*500*	*688*	*814*	*690*	*174*	*715*	*780*	*950*	*800*	*800*	*900*	*212*	*935*
TE 5i	525	530	630	336	479	576	450	144	290	525	700	550	550	670	181	395
TE 6i	610	615	710	384	548	654	526	154	390	610	780	630	640	740	191	530
TE 7i	685	690	790	428	610	734	620	160	500	685	860	710	710	810	197	675
TE 8i	770	775	870	482	688	804	684	164	645	770	940	790	800	890	201	840
TE 9i	850	855	950	528	754	884	764	168	780	850	1050	870	880	970	205	1'030
TE 10i	930	935	1'030	573	819	964	869	175	950	930	1130	950	960	1'050	214	1'260
TE 11i	1'025	1'030	1'130	628	897	1'064	964	188	1'230	1'025	1'230	1'050	1'050	1'150	228	1'620

Figure 3 : détail de dimensionnement des appareils d'appuis à pot unidirectionnelle