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

Mémoire

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

Filière : Travaux Publics

Spécialité : Infrastructure de Base

Thème

CONCEPTION ET ETUDE D'UN VIADUC FERROVIARE AU PK 36+195 BEJAÏA – BENI MANSOUR

Présenté par :
BENABDESSELAM NASSIM

Encadré par :
Mr. BOUZELHA AHMED
Dr. MOHAMED AMIEUR

Promotion 2024/2025

© ENSTP-FJ - Garidi - Vieux Kouba

Remerciements

Remercier, c'est accorder aux autres une part de notre réussite ; c'est reconnaître que tout accomplissement est d'abord une histoire de confiance partagée.
Une pensée pleine de reconnaissance inspirée par la générosité et la gentillesse que vous avez manifestée pour moi. Vous avez toujours été présent quand j'ai eu besoin de vous. Pour cela que *vous méritez, aujourd'hui, un bouquet de remerciements…*

J'exprime toute ma gratitude et sincère dévouement à ALLAH Tout puissant qui m'a donné la volonté et la force d'arriver à ce stade dans mes études.

Je tiens à remercier chaleureusement mon encadreur BOUZELHA Ahmed, *et Co-encadreur AMIEUR Mohamed* pour avoir répondu à toutes mes questions et m'avoir guidé pour accomplir ce présent travail avec patience et force d'explication.

Je tiens à remercier chaleureusement tous mes enseignants, pour leur aide, partage de connaissance et motivation durant les trois années académiques, qui m'ont gardé sur le droit chemin afin de réaliser ce travail professionnel.

Mes sincères remerciments vont à tous les élèves ingénieur de l'ENSTP.
Également mes remerciements sont exprimés :
Au corps professoral et administratif de l'E.N.S.T.P, membre de jury qui nous ont enrichi de connaissances et de savoir, ainsi aux responsables de la bibliothèque, du centre de calcul et de l'administration qui nous ont beaucoup facilités le travail.

A vous aussi, Monsieur l'examinateur qui est chargé de nous évaluer, je vous remercie par anticipation de me faire bénéficier de votre capital de savoir-faire à travers les éventuelles critiques constructives que vous portez sur ce rapport d'études.

Je tiens à remercier aussi mon maître de stage Mr. CHIKHAOUI et ses collègues de l'ANESRIF et ENGOA de la ligne ferroviaire minière ANNABA-DJBEL EL ONK pour m'avoir partagé leur connaissances et expérience.

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

DEDICACES

À ma famille,

Pour votre amour inconditionnel, votre patience et vos prières silencieuses dans l'ombre,

***MES PARENTS** et **MA SŒUR**, piliers de ma vie, qui ont toujours cru en moi même quand moi je doutais, et avoir tout fait pour que je sois l'homme que je suis aujourd'hui et dans les meilleures conditions possibles. Mon père ALLAH YARAHMOU qui a toujours été une inspiration pour moi, Ma mère toujours protectrice, son amour est source de bonheur dans ma vie, Ma sœur qui a toujours été un modèle à suivre pour moi grandir avec elle est la meilleure chose qui a pu m'arriver.*

A ma fiancée qui a toujours été bienveillante envers moi et présente dans les meilleurs et pires moments.

À mes amis, Oussama, Mounsif, et Lokman

qui ont été là dans les nuits blanches dans la chambre mythique D02, les moments de doute et les fous rires. Merci pour votre présence, vos conseils et tout ces beau souvenirs et moments qu'on a passé ensemble. Ainsi que Louai, Jahid, Ramy, Faiz, Noxis, Youcef, Riad, Seifeddine, Wail, Djaouad, Mossaab, Yassine, Diaeddine, et Chouaib des amis en or dont je passe la plupart de mon temps avec.

À tous ceux qui ont croisé mon chemin et m'ont inspiré, même sans le savoir,
Ce mémoire est aussi le vôtre, car derrière chaque réussite se cache une somme invisible de bienveillance.

BENABDESSELAM NASSIM

RESUME

Le présent travail a pour objectif la conception et l'étude d'un viaduc (pont rail) à double voie, dans la liaison Bejaia et Beni Mansour qui se trouve au niveau de pk 36+195, franchisant l'oued d'Ighzer Amokrane wilaya de Bejaia, avec une longueur totale de 100.4 m, rentrant dans le cadre du projet dédoublement de la ligne ferroviaire Beni Mansour-Bejaia.
A travers cette conception, j'ai opté pour le choix qui répond aux exigences techniques et économiques à partir d'une analyse multicritère des deux variantes, celui-ci est un pont à poutres préfabriquées en béton précontraint par post-tension. Ensuite j'ai procédé à l'étude de la superstructure, le calcul de la précontrainte et l'évaluation des armatures passives, des équipements et des éléments structuraux. En concluant avec l'étude de l'infrastructure en passant par l'étude sismique.
Ce travail est effectué à l'aide de la méthode des éléments finis en utilisant les logiciels ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS et MIDAS et en se basant sur les règlements utilisés en Algérie tel que le BAEL91, BPEL91, RPOA, LIVRET 2.01 SNCF.

Mots clés : viaduc, pont rail, poutre, conception, précontrainte, infrastructure, armature

ABSTRACT

The objective of this work is the design and analysis of a double-track railway viaduct located at PK 36+195, connecting Béjaïa to Béni Mansour, crossing the Oued Ighzer Amokrane in the wilaya of Béjaïa. The structure, with a total length of 100.4 meters, is part of the project to double the Béni Mansour – Béjaïa railway line.
Following a multi-criteria analysis of two structural options, the most suitable solution was selected, balancing technical and economic requirements. The chosen structure is a precast, post-tensioned concrete girder bridge. The study includes the design of the superstructure, the calculation of prestressing forces, the evaluation of passive reinforcements, structural equipment, and elements. It concludes with the analysis of the substructure and a seismic study.
This work is carried out using the finite element method with the aid of ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS and MIDAS software, in compliance with Algerian design standards such as BAEL91, BPEL91, RPOA, and the SNCF Livret 2.01.

Keywords: viaduct, railway bridge, beam, design, prestressing, infrastructure, reinforcement

ملخص

هدف هذا العمل إلى تصميم ودراسة جسر (فيا دوكت) في السكة الرابطة بين بجاية وبني منصور، في النقطة الكيلومترية
.PK 36+195
ويعبر الجسر وادي إغزر امقران في ولاية بجاية. يبلغ الطول الإجمالي للمنشأة 100.4 متر.

تم اختيار الحل الذي يستوفي المتطلبات التقنية والاقتصادية على أفضل وجه، بناءً على تحليل متعدد المعايير لبديلين إنشائيين. وقد تم اعتماد جسر بعوارض خرسانية مسبقة الصنع ومشدودة لاحقًا بالإجهاد. شملت الدراسة تصميم البنية الفوقية، حساب الإجهاد السابق، تقييم التسليح السلبي،
.التجهيزات والعناصر الإنشائية، وانتهت بدراسة البنية التحتية والدراسة الزلزالية

تم إنجاز هذا العمل باستخدام طريقة العناصر المحدودة وبالاعتماد على البرمجيتين ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS وMIDAS ، وكتيب SNCF 2.01. واستنادًا إلى القوانين المعتمدة في الجزائر مثل BAEL91 وBPEL91 وRPOA

الكلمات المفتاحية: جسر، جسر سكة حديد ، عارضة ، تصميم ، إجهاد سابق ، بنية تحتية ، تعزيز , الرابطة

Annotations

A : coefficient d'accélération de zone sismique.

Ap : section d'armature de précontrainte.

BAEL91 : règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armée.

Bj : surface de la section (*j*).

BPEL91 : règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton précontraint.

Bt : surface de béton tendu.

CCP : complément des charges permanentes.

CCTP : cahier des clauses techniques particulières.

CP : charges permanentes.

DTR : document technique réglementaire.

Ed : épaisseur de la dalle.

Eij : module de déformation instantanée au jour j.

EP : module de déformation longitudinal des armatures de précontraintes.

EPO : étude préliminaire d'ouvrage.

Es : module de déformation élastique.

Fbc : contrainte admissible à la compression pour l'état limite de service.

Fbu : contrainte admissible à la compression pour l'état limite ultime.

Fcj : résistance caractéristique du béton en compression au jour j.

Fpeg : limite d'élasticité garantie.

Fprg : limite de rupture garantie.

Ftj : résistance caractéristique du béton à la traction au jour j.

$\overline{\sigma bc}$: Contrainte de compression admissible de béton.

$\overline{\sigma bt}$: Contrainte de traction admissible de béton.

σSup : Contrainte dans la fibre supérieure la plus éloignée du centre de gravité de la section.

σIup : Contrainte dans la fibre inférieure la plus éloignée du centre de gravité de la section.

σe : Contrainte limite de traction des frettes

HA : Haute adhérence.

St : Espacement des armatures.

NF : Norme française.

g : accélération gravitationnelle.

G : charge permanente.

Hp : hauteur de la poutre.

I0 : moment d'inertie propre.

IG : moment d'inertie par rapport au centre de gravité.

L : longueur totale de l'élément.

MM : moment fléchissant maximal à l'état limite de service.

Mm : moment fléchissant sous G à l'état limite de service.

Mu : moment ultime.

N : nombre de poutres.

Nbt : effort normal dans la partie du béton tendu.

SNCF : règles définissant les charges à appliquer pour les ponts ferroviaires.

RPOA : règle parasismique applicable au domaine des ouvrages d'art.

S/Δ : moment statique.

SETRA : service d'étude technique des routes et autoroutes.

Tu : effort tranchant ultime.

V : distance séparant le centre de gravité à la fibre supérieure.

V' : distance séparant le centre de gravité à la fibre inférieure.

VC : voussoir courant.

VSP : voussoir sur pile.

yj : position du centre de gravité par rapport à Δ.

β : angle de la surface du remblai sur l'horizontal.

γ : la masse volumique.

γ : poids volumique des terres.

Δ : axe de l'inertie au niveau de la fibre inférieure de la structure.

σM : contrainte moyenne de compression.

τu : contrainte tangentielle dans le béton.

υ : effort tranchant maximum à l'état limite ultime.

Φ : diamètre de la gaine de précontrainte.

φ : angle de frottement interne du remblai sans cohésion.

ν : largeur d'une voie.

γs : Le coefficient de sécurité ; **γs =3.**
Pu : La valeur maximale des charges verticales à l'ELU.
Pc : La charge critique de flambement.
B : L'aire nominale de l'appui.
D : La somme d'une épaisseur de frette et d'une épaisseur de caoutchouc.
h : La hauteur totale de l'appareil d'appui (Tb).
S : Le facteur de forme.
hc : Epaisseur totale du caoutchouc.
t : Epaisseur d'un feuillet de caoutchouc (ti).
δ : La distorsion de l'appareil d'appui.
d : Déplacement horizontal.
N : Effort de compression vertical.
Δ**LH-log** : déplacement longitudinal du à la température, retrait et fluage, rotation, freinage.

Sommaire

Introduction generale.

CHAPITRE I : PRESENTATION DE L'OUVRAGE.

I.1. INTRODUCTION 1

I.2. PRESENTATION DU PROJET 1

I.2.1. objectif du projet 1

I.2.2. situation du projet 1

I.2.3. obstacle a franchir 2

I.3-DONNES FONCTIONELLES DU PROJET 3

I.3.1. donnés géométriques 3

I.3.1.1. tracé en plan 3

I.3.1.2 profil en long 3

I.3.1.3 profil en travers 3

I.3.2. donnés naturelles 4

I.3.2.1. topographie 4

I.3.2.2. sismicité du site 4

I.3.2.3. temperature 5

I.3.2.4. vent 5

I.3.2.5. géotechnique 6

CHAPTRE II : CONCEPTION ET PRE DIMENSIONNEMENT.

II.1. INTRODUCTION 7

II.2. PRESENTATION ET PRE DIMENSIONNEMENT DES VARIANTES 7

II.2.1 variante 1 : Pont bipoutre mixte 7
II..2.1.1.-conception longitudinale 8
II.2.1.2- Conception transversale 8
II.2.1.3-conception des poutres principales 9
II.2.1.4-conception des entretoises..... 9
II.2.1.5-la connexion entre la dalle et la charpente 10
II.2.2 variante 2 : Pont a poutres en béton précontraint (VIPP)… 10
II.2.2.1-conception longitudinale 10
II.2.2.2-conception transversale 11
II.3-Analyse multicritere :13
II.3.1-comparaison entre les deux techniques de construction..... 13
CHAPITRE III : HYPOTHESES DE CALCUL.
III.1 introduction 16
III.2 caractéristique des matériaux 16
III.3-normes et méthodes de calcul 16
III.3.1-Béton 17
III.3.2-Armatures… 17
III.3.2.1 Armatures passives 17
III.3.2.2 Armatures de précontraintes 18
III.3.2.3 contraintes admissibles 19
III.3.2.3.1 contraintes admissibles à la compression.....19
III.3.2.3.2-deformation longitudinale du beton..... 19
III.3.2.3.3-contrainte limite de traction des aciers.....20

CHAPITRE IV: CHARGES ET SURCHARGES.

IV.1-poids propre de la dalle.....24

IV.2-poids propre de la poutre 24

IV.3-poids propre de l'entretoise 25

IV.4 calcul des complements des charges permanentes 26

IV.5 surcharges d'exploitation ferroviaires 27

IV.5.1 surcharges verticales.....27

IV.5.1.1 Modele de charge 71.....27

IV5.1.2 modele de charge SW 27

IV.5.1.3 modele de charge "train à vide".....28

IV.2 Chargement verticaux.....28

IV.2.1 pose de voie ballastée 28

IV.3 Effets dynamiques 29

IV.3.1 coefficient dynamique.....32

IV. 4 Forces horizontales 32

IV.4.1 effort de lacet..... 32

IV.4.2 effort dus au freinage et au démarrage 32

IV.4.2.1 force de traction..... 34

IV.4.2.2 force de freinage 34

IV.5 Autres actions variables.....34

IV.5.1 Actions thermiques..... 34

IV.5.1.1 variation uniforme 34

IV.5.1.2 gradient thermique 34
IV.5.1.3-effet du vent.....34
IV.5.2 actions accidentelles. 34
IV.5.2.1 actions dues au déraillement d'un train sur le pont..... 34
IV.5.2.2 effort de lacet..... 36
IV.5.2.3 charges sismiques 36
IV.6-groupe de charges.....36
IV.6.1 Les combinaisons d'actions.....38
CHAPITRE V : ETUDE DE LA PRÉCONTRAINTE.
V.1-introduction. 43
V.2-Modes de réalisation précontrainte.....43
V.2.1-Précontrainte par post-tension..... 43
V.3-dimensionnement de la précontrainte 44
V.3.1. le nombre de cables.....45
V.3.1.1 determination du nombre de cables a mi travee 45
V.3.1.2-verification de la borne supérieur 46
V.3.1.3-determination du nombre de cable à l'about..... 47
V.3.2-pré vérification de la précontrainte 47
V.3.3-tracé des cables..... 51
V.3.3.1-disposition des cables à l'about.....51
V.2-disposition des cables a mis travée..... 52
V.3.4-determination de l'angle de relevage.....53

V.3.5-l'allure des cables 54
V.3.5.1 -les caractéristiques géométriques nettes des sections 56
V.3.4-calcul des pertes.....56
V.3.4.1-pertes instantanées 56
V.3.4.1.2-pertes par frottement 56
V.3.4.1.2-pertes dues au recul d'ancrage 57
V.3.4.1.3-pertes dues au raccourcissement instantané du beton. 58
V.3.4.2-pertes de tension différées.....60
V.3.4.2.1-pertes par retrait 60
V.3.4.2.2-pertes dues a la relaxation de l'acier.....61
V.3.4.2.3-pertes dues au fluage du beton.....62
3-pertes totales de la précontrainte.....63
5-Calcul justificatif des poutres..... 63
1-justification des contraintes normales à ELS.....63
2-Justification des contraintes tangentielles.....70
3-Justification de la poutre à l'ELU 72
1-armatures transversales.....72
2-justification des bielles de beton 73
V.5.4 -ferraillage passif longitudinale 73
V.5.4.1-armatures de peau 73
V.5.4.2-armatures longitudinale dans la zone tendue..... 73
V.5.5 -etude de la zone d'application de forces concentrées (zone d'about).....74

V.5.5.1-effet de surface.....75
V.5.5.2-zone intermédiaire comprimée 76
V.5.5.3-effet d'éclatement 76
V.5.5.3.1-verification des contraintes du beton 76
CHAPITRE VI : ETUDE DU TABLIER.
VI.1-introduction.....79
VI.2 l'hourdis général 79
VI.2.1-Modélisation de la dalle.....79
VI.2.2-Flèches et contre flèches.....79
VI.2.2.1-Fleche due au poids propre 80
VI.2.2.2-contre fleche due a la précontrainte.....80
VI.2.2.3-fleche de construction 81
VI.2.2.4-fleche maximale à l'ELS 81
VI.2.2.5-vérification de flèche totale..... 81
VI.2.2.6-calcul des rotations 81
VI.2.2.6.1-rotation due au poids propre.....82
VI.2.2.6.2-rotation dues aux charges de services.....82
VI.3-Ferraillage sous flexion transversale 82
Vi.3.1-Evaluation des efforts 82
VI.3.2-Ferraillage transversale de la dalle 83
VI.4-Ferraillage sous flexion longitudinale 85
VI.4. 1-evaluation des efforts.....85

VI.4.2-Ferraillage transversale de la dalle 86
VI.5-Les entretoises..... 87
VI.5.1-principe de ferraillage.....87
VI.5.1-determination des efforts 87
VI.5. 2-ferraillages des entretoises.....89
VI.5.2.1-verifications des contraintes dues au ferraillages..... 91
VI.5.2.2-ferraillage transversale.....92
VI.5.2.3-armatures de peau.....93
CHAPITRE VII : ÉQUIPEMENT DU PONT.
VII.1-introduction..... 95
VII.2-appareil d'appui..... 95
VII.2.1-choix du type d'appareil d'appui.....95
VII.2.2-dimensionnement des appareils d'appui 96
VII.2.2.1-dimensionnement en plan des appareils d'appui 96
VII.2.2.2-dimensionnement en hauteur de l'elastomere 96
VII.2.2.3-comportement sous effort normal 97
VII.2.2.4-comportement sous l'effort horizontal.....98
VII.2.2.5-comportement sous une rotation d'axe horizontal.....99
VII.3-verification du dimensionnement.....100
VII.3.1.1-verification a la traction dans les frettes.....100
VII.3.1.2-verification a la distorsion 100
VII.3.1.3-verification a la limite en rotation 101

VII.3.1.4-verification a la stabilité au flambement 101
VII.3.1.5-verification au glissement 101
VII.3-dés d'appui 103
VII.3.1-introduction..... 103
VII.3.2-dimension du dé d'appui 103
VII.3.2.1-hauteur du dé d'appui..... 103
VII.3.2.2-dimensions en plan du dé d'appui 103
VII.3.2.3-récapitulatif des dimensions choisis 103
VII.3.2.4 -ferraillage du dés d'appuis 104
VII.3.2.4.1-frettage du surface AS 104
VII.3.2.4.2-armatures du chainage 104
VII.3.2.4.3-armatures horizontales..... 104
VII.3.2.4.4-ferraillages d'éclatements.....104
CHAPITRE VIII : ETUDE SISMIQUE.
VIII.1-introduction 106
VIII.2-caractéristiques de l'ouvrage relatives à l'étude sismique 106
VIII.3-méthode de calcul 106
VIII.4-evaluation de l'effort sismique longitudinale 107
VIII.4.1-déplacement longitudinale du tablier par rapport au sol 108
VIII.4.2-repartition des efforts 110
VIII.5-Évaluation de l'effort sismique transversale..... 110
VIII.5.1-determination de la raideur transversale dans la structure 110

VIII.5.2-force sismique transversale 111
VIII.6-evaluation de l'effort sismique verticale 111
VIII.7-combinaison des composantes de l'action sismique 112
CHAPITRE IX : ETUDE DE LA PILE.
IX.1-introduction..... 114
IX.2-combinaisons de charges les plus défavorables..... 114
IX.2.1-pour le fut..... 114
IX.3-ferraillage du fut.....115
IX.3.1-Ferraillage longitudinale..... 115
IX.3.2-ferraillage transversale..... 116
IX.4-Ferraillage du chevetre 116
IX.4.1- Ferraillage longitudinale..... 116
IX.4.1.1-fibre inférieure.....116
IX.4.1.2-fibre supérieure.....117
IX.4.2-ferraillage transversale..... 118
IX.5-récapitulatif du ferraillage du chevetre.....119
CONCLUSION GENERALE.....121
BIBLIOGRAPHIE.
ANNEXES.

Liste des tableaux

CHAPTRE II : CONCEPTION ET PREDIMENSIONNEMENT.

Tableau II.1 : Pré dimensionnement des poutres…. 9

Tableau II.2 : Prés dimensionnement des entretoises 9

Tableau II.3 : Présentation des valeurs des dimensions du pont 11

Tableau II.4 : Dimensions des goussets 12

Tableau II.5 : Analyses multicritère 14

CHAPITRE III : HYPOTHESES DE CALCUL.

Tableau III.6 : Les caractéristiques du béton utilisées 16

Tableau III.7 : Caractéristiques des torons de précontrainte 18

Tableau III.8 : Caractéristiques T15S 18

Tableau III.9 : Coefficient de frottement et festonnage k selon type de gaine 18

Tableau III.10 : Contraintes admissibles à la compression du béton… 20

CHAPITRE IV : CHARGES ET SURCHARGES.

Tableau IV.11 : Récapitulatif sur le poids et l'aire de chaque section de la poutre 24

Tableau IV.12 : Récapitulatif sur le poids de chaque élément 25

Tableau IV.13 : Récapitulatif des compléments des charges permanentes 26

Tableau IV.14 : Récapitulatif de calcul des forces de démarrage – freinage 34

Tableau IV.15 : Les groupes de charges 37

CHAPITRE V : ETUDE DE LA PRÉCONTRAINTE.

Tableau V.16 : Caractéristiques des câbles précontraints choisis 44

Tableau V.17 : Vérification en phase 1 49

Tableau V.18 : Vérification en phase 2 49

Tableau V.19 : Vérification en phase 3 50

Tableau V.20 : Vérification en phase 4 50

Tableau V.21 : Vérification en phase 5 51
Tableau V.22 : Positions des cables 53
Tableau V.23 : Angle de relevage 54
Tableau V.24 : Récapitulatif du tracé des cables 55
Tableau V.25 : Récapitulatif du tracé des câbles 55
Tableau V.26 : Caractéristiques géométriques nettes des sections 56
Tableau V.27 : Récapitulatif des pertes par frottement 57
Tableau V.28 : Valeurs dues au recul d'ancrage 58
tableau V. 29 : pertes par déformation instantanées du béton 59
tableau, V. 30 : pertes instantanée totales..... 59
tableau V.31 : valeur des pertes, dues au retrait…….
Tableau, V.32 : Valeurs des pertes dues à la relaxation des aciers 61
Tableau V. 33 : Valeurs des pertes, dues aux fluage du béton.....62
Tableau V.34 : Valeurs des pertes différées totales 63
Tableau V.35 : Valeurs des pertes totales de précontrainte 63
Tableau V.36 : L'imitation des contraintes 64
Tableau V.37 : Caractéristiques de la section de la poutre… 64
Tableau V.38 : Récapitulatif des forces de précontraintes dans chaque phase..... 65
Tableau V.39 : Coordonnées des câbles.....65
Tableau V.40 : Contraintes calculées à chaque phase.....66
Tableau V.40 : Valeurs de la précontrainte.....71
Tableau V.41 : Vérification de la contrainte tangentielle Max..... 71
Tableau V.42 : Valeur de l'angle.....72
Tableau V.43 : Récapitulatif des paramètres à utiliser pour le calcul des AT..... 72
Tableau V.44 : Valeurs des prismes symétriques..... 75
Tableau V.45 : Vérification de la zone intermédiaire comprimée… 75

Tableau V.46 : Vérification des contraintes de béton..... 76

CHAPITRE VI: ETUDE DU TABLIER.

Tableau VI.47 : Récapitulatif des moments fléchissant 83

Tableau VI.48 : Moments appliqués..... 84

Tableau VI.49 : Récapitulatif des moments fléchissant maximaux… 86

Tableau VI.50 : Moments appliqués..... 86

Tableau VI.51 : Moments appliqués..... 89

CHAPITRE VII: ÉQUIPEMENTS DU PONT.

Tableau VII.52 : Vérification du dimensionnement des appareils d'appui 100

Tableau VII.53 : Récapitulatif des dimensions retenues 102

Tableau VII.54 : Récapitulatif des vérifications…..... 102

CHAPITRE VIII : ETUDE SISMIQUE.

Tableau VIII.55 : Calcul des raideurs sur piles.....106

Tableau VIII.56 : Calcul des raideurs sur piles et sur culées..... 109

Tableau VIII.57 : Repartition des efforts..... 110

Tableau VIII.58 : Calcul des raideurs transversales sur piles 110

Tableau VIII.59 : Récapitulatif des raideurs transversales sur piles et culées. 110

Tableau VIII.60 : Calcul des forces sismiques transversales..... 110

Tableau VIII.61 : Les effets des différentes composantes du mouvement d'ensemble..... 112

CHAPITRE IX: ETUDE DE LA PILE.

Tableau IX.62 : Combinaisons de charge 113

Tableau IX.63 : Récapitulatif du ferraillage du chevetre.....119

Liste des figures

CHAPITRE I : PRESENTATION DE L'OUVRAGE.

Figure I.1 : Vue satellitaire du site du projet.....2
Figure I.2 : Vue satellitaire de l'obstacle franchi par l'ouvrage.....2
Figures I.3 : Tracé en plan de l'ouvrage..... 3
Figure I.4 : Profil en de l'ouvrage.....3
Figure I.5 : Carte de zonage sismique de l'Algérie..... 4
Figure I.6 : Températures moyennes observées à Ighzer Amokrane [meteoblue.com].....5

CHAPTRE II: CONCEPTION ET PRE DIMENSIONNEMENT.

Figure II.7 : Coupe transversale d'un pont bipoutre mixte 8
Figure II.8 : Coupe transversale du tablier d'un pont bipoutre mixte.....8
Figure II.9 : Morphologie générale d'un pont à poutres en béton précontraint.....10
Figure II.10 : Coupe sur poutre et entretoise d'about..... 12

CHAPITRE IV: CHARGES ET SURCHARGES.

Figure IV.10 : Coupe sur les trois sections de la poutre..... 24
Figure IV.11 : Schéma de charge UIC 71..... 27
Figure IV.12 : Schéma de charge SW/0 27
Figure IV.13 : Schéma de charge SW/2 27
Figure IV.14: Répartition d'une charge sur une bande a1.....29
Figure IV.15 : Répartition de charge sur une bande a2 29
Figure IV.16 : Cheminement à suivre pour l'analyse dynamique 30
Figure IV.17 : Limite des fréquences propres N0 en [Hz] en fonction de la portée ……...31
Figure IV.18 : Schéma de déraillement du cas 1..... 35

Figure IV.19 : Schéma de déraillement du cas 2..... 36
Figure IV.20 : Moment maximal à l'ELS (G + UIC71 + SW/2 + 0.6 T) 39
Figure IV.21 : Moment minimal à l'ELS (G + 0.6 T)..... 39
Figure IV.22 : Moment maximal à l'ELU (1.35 G + 1.45 UIC71 + 1.2 SW/2 + 0.9 T) 40
Figure IV.23 : Moment dû au poids propre (Poutre + Dalle).
Figure IV.24 : Moment dû au poids propre du tablier…..... 41
Figure IV.25 : Moment dû au poids propre de la poutre seule 41
CHAPITRE V : ETUDE DE LA PRÉCONTRAINTE.
Figure V.26 : Etapes d'exécution de la précontrainte par post-tension 43
Figure V.27 : Dimensions des ancrages.....51
Figure V.28 : Tracé des câbles.
Figure V.29 : Diagramme des contraintes dans la section médiane..... 74
Figure V.30 : Zone de concentration des contraintes 75
Figure V.31 : Ferraillage de la poutre en section d'about à mi travée 77
CHAPITRE VI: ETUDE DU TABLIER.
Figure VI.32 : Modélisation de la dalle sur logiciel…..... 79
Figure VI.33 : La flèche maximale dans la poutre due au poids propre..... 80
Figure VI.34 : La flèche maximale dans la poutre due à la précontrainte..... 80
Figure VI.35 : Flèche maximale à l'ELS.....81
Figure VI.36 : Résultats de Mxx obtenus avec la combinaison à l'ELU : 1.35 G + 1.45 UIC 71 + 1.2 SW/2…..... 82
Figure VI.37 : Résultats de Mxx obtenus avec la combinaison à l'ELS : G + UIC 71 + SW/2 83
Figure VI.38 : Ferraillage transversale de la dalle…..... 84

Figure VI.39 : Résultats de Myy obtenus avec la combinaison à l'ELS : 1.35 G + 1.45 UIC 71 + 1.2 SW/2.
Figure VI.40 : Résultats de Myy obtenus avec la combinaison à l'ELS : G + UIC 71 + SW/2 83
Figure VI.41 : Ferraillage longitudinale de la dalle 87
Figure VI.42 : Modèle de calcul..... 88
Figure VI.43 : Diagramme des moments sous G a l'ELS 88
Figure VI.44 : Diagramme des moments sous G a l'ELS 88
Figure VI.45 : Diagramme de l'effort tranchant sous G à l'ELU 89
Figure VI.45 : Diagramme de l'effort tranchant sous G a l'ELU 89
Figure VI.46 : Ferraillage de l'entretoise 93

CHAPITRE VII: ÉQUIPEMENT DU PONT.

Figure VII.47 : Distorsion de l'appareil d'appui sous effort normal..... 97
Figure VII.49 : Distorsion de l'appareil d'appui sous un effort horizontal 99
Figure VII.50 : Distorsion de l'appareil d'appui sous un moment d'axe horizontal 100
Figure VII.51 : Schéma d'appareil d'appui élastomère fretté 104
Figure IX.52 : Modélisation de l'infrastructure..... 114
Figure IX.53 :
Figure IX.54 : Ferraillage du fut de la pile… 116
Figure IX.55 : Moments maximaux à l'ELS My du chevrete 116
Figure IX.56 : Ferraillage du chevêtre..... 119

INTRODUCTION GENERALE



INTRODUCTION GENERALE

Un pont est une structure destinée à franchir un obstacle, qu'il soit naturel (vallée,oued, rivière, etc.) ou artificiel (barrage, voie de circulation, etc.).

Sa conception et son étude demandent une attention particulière, en raison de son importance esthétique, socio-économique et stratégique.

Le concepteur se doit de proposer une solution techniquement réalisable, économiquement optimisée et respectueuse de l'environnement. Pour y parvenir, il s'appuie sur des normes, des guides techniques, des recommandations d'experts, des ouvrages de référence, ainsi que sur sa propre expérience. L'étude se doit d'être rigoureuse, cohérente, complète et suffisamment détaillée pour garantir non seulement la capacité de l'ouvrage à supporter les charges d'exploitation et les aléas naturels ou accidentels, mais aussi pour assurer une exécution maîtrisée avec un coût global minimal.

Ce mémoire regroupe l'ensemble des calculs, analyses et résultats réalisés dans le cadre de cette étude. Avant d'aborder les aspects techniques, il convient de présenter les caractéristiques de la ligne ferroviaire supportée par ce viaduc : il s'agit d'une liaison ferroviaire entre Bejaia et Beni Mansour à 2 voies.

Le tracé présente un pont droit. L'ouvrage se trouve dans un site a topographie difficile avec un oued submergé en hiver par les fontes de neiges malgré les contraintes imposées par le terrain, le défi a été relevé avec la proposition d'un viaduc de type VIPP (poutres préfabriquées).
Le mémoire s'articule autour des axes principaux suivants :

- Une présentation détaillée de l'ouvrage et une proposition de variantes de conception ;
- L'évaluation des charges permanentes et des surcharges d'exploitation ;
- L'étude du tablier
- Une analyse approfondie de l'action sismique et du dimensionnement des équipements spécifiques ;
- Enfin, une étude de la pile, suivie d'une conclusion générale sur l'ensemble du travail.

CHAPITRE I :

PRESENTATION DE L'OUVRAGE



BENABDESSELAM NASSIM

CHAPITRE I : PRESENTATION DE L'OUVRAGE

I.1 INTRODUCTION

Le secteur des infrastructures de transport constitue un pilier essentiel du développement socio-économique de notre pays. Dans cette optique, le projet de réalisation des travaux de doublement de la voie et de rectification du tracé pour l'augmentation de la vitesse à 160 km/h sur la ligne reliant Béni Mansour à Bejaia revêt une importance significative. Ce méga projet se divise en plusieurs pôles majeurs, parmi lesquels la conception et la construction des ponts revêtent une importance primordiale. Dans notre projet, nous nous attarderons sur l'un des ponts les plus importants de la ligne ferroviaire Béni Mansour à Bejaia, située au PK 36+195 cet ouvrage franchira l'oued d'Ighzer Amokrane.

I.2 PRÉSENTATION DU PROJET

I.2.1 Objectif du projet

Ce projet consiste à la conception et dimensionnement d'un ouvrage de franchissement d'un oued qui fait partie des travaux de réalisation du dédoublement de la voie et la rectification du tracé pour une augmentation de vitesse à 160 km/h de la ligne ferroviaire Beni Mansour – Bejaïa.

I.2.2 Situation du projet

L'ouvrage d'art de l'étude est un pont sur oued qui se situe au PK 36 + 195 de la ligne ferroviaire Beni Mansour – Bejaïa, dans le chef-lieu Ighzer Amokrane dans la Commune et Daïra d'Ouzellaguen qui se situe au sud-ouest de la wilaya de Bejaïa.

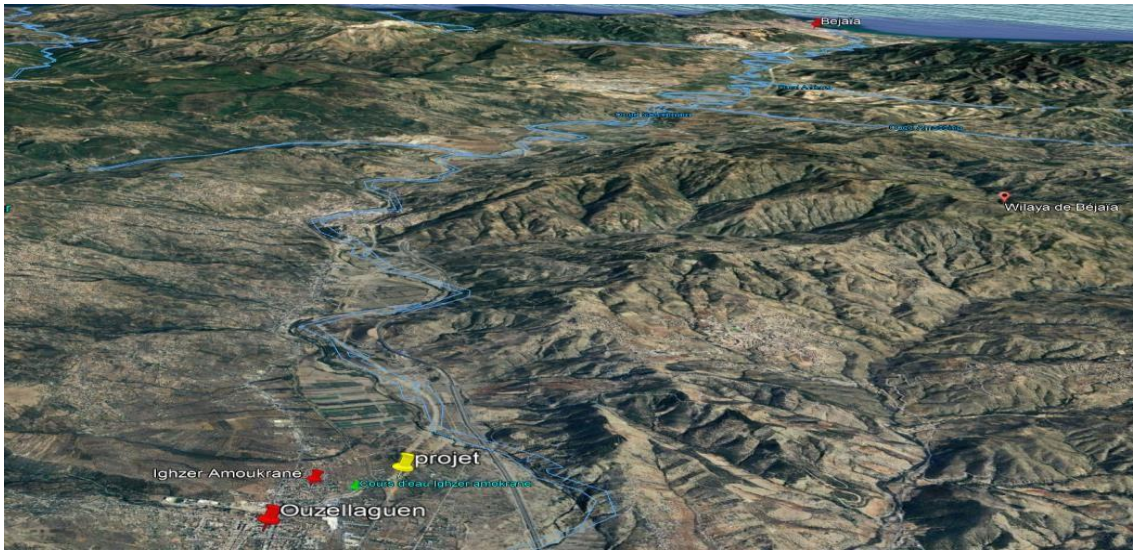


Figure I.1 : Vue satellitaire du site du projet.

I.2.3 Obstacle à franchir :

Le pont ferroviaire a pour objectif de franchir et passer au-dessus du cour d'eau d'Ighzer Amokrane, un des cour d'eau qui alimentent Oued Soummam.

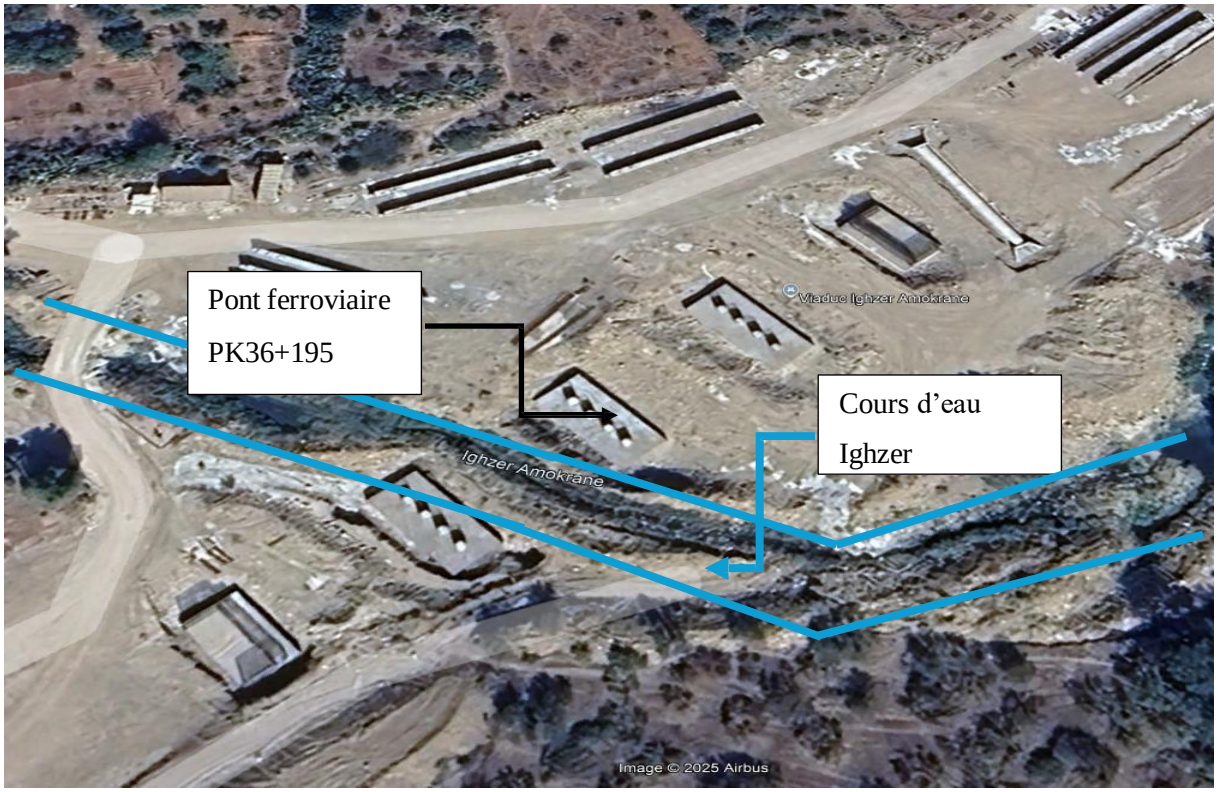


Figure I.2 : Vue satellitaire de l'obstacle franchi par l'ouvrage.

I.3 Données fonctionnelles du projet

Les données fonctionnelles sont reparties en deux catégories : le tracé ; profil en travers, profil en long, et tracé en plan. Et l'obstacle franchis.

I.3.1 Données géométriques

I.3.1.1 Tracé en plan

Les caractéristiques du tracé en plan de l'axe principal de l'ouvrage sont :

- Du PK 36+195 au PK **36+327**.
- Longueur du tablier L = 100.4m

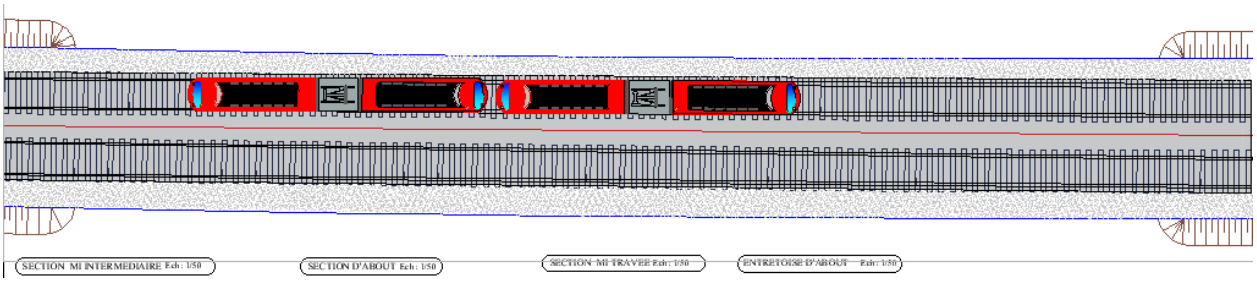


Figure I.3 : Tracé en plan de l'ouvrage.

I.3.1.2 Profil en long

L'axe de roulement présente une pente de 1.5 %.

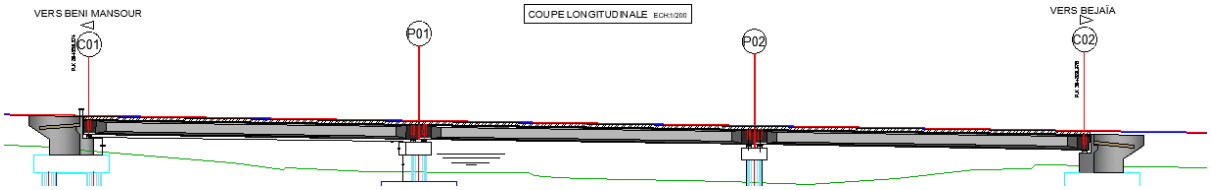


Figure I.4 : Profil en long de l'ouvrage.

I.3.1.3 Profil en travers

Largeur totale de 13.6m

Nombre de voies : 2

Écartement des deux voies 5 m

Pente transversale 2 %

Largeur d'une voie : 1435 mm

I.3.2 Données naturelles

I.3.2.1 Topographie

D'après le levé topographique et les images satellitaires on peut dire que le projet est implanté dans une zone montagneuse

I.3.2.2 Sismicité du site

Le zoning sismique établi par le Centre de Génie Parasismique (CGS, 1999) complété, en RPOA 2008, classe la région de Bejaia dans la zone de moyenne sismicité (Zone II a). De ce fait, le facteur sismique doit nécessairement être pris en compte dans le dimensionnement des ouvrages importants : tunnel, viaduc, stabilité des grands déblais remblais.

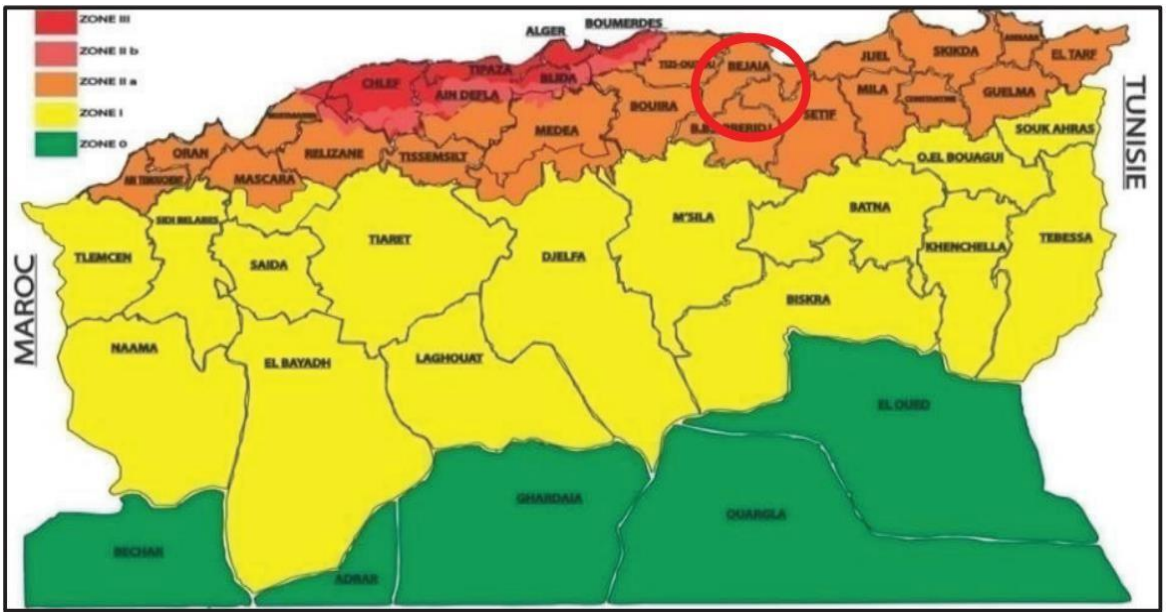


Figure I.5 : Carte de zonage sismique de l'Algérie.

L'ouvrage est inclus dans le groupe 1 (Pont stratégique). - Le coefficient d'accélération de la zone (IIa) à prendre en compte est A= 0.25 d'après le tableau de RPOA 2008 coefficient d'accélération selon la zone sismique

I.3.2.3 Température

Les effets de la température sont bien évidemment pris en compte dans le calcul des constructions, elle a son effet au niveau des joints et des appareils d'appui et sur les éléments structuraux - Sidi Aich, durant la saison d'été, a une moyenne de 31°C la journée et 20°C la nuit.

- En hiver la région connaît une moyenne de 15°C la journée et 7°C la nuit.

Pour la température de bétonnage elle est comprise entre 25°C et 10°C.

Et pour la variation de température du nord algérien est comprise entre les deux extremes -15°C et 35°C.

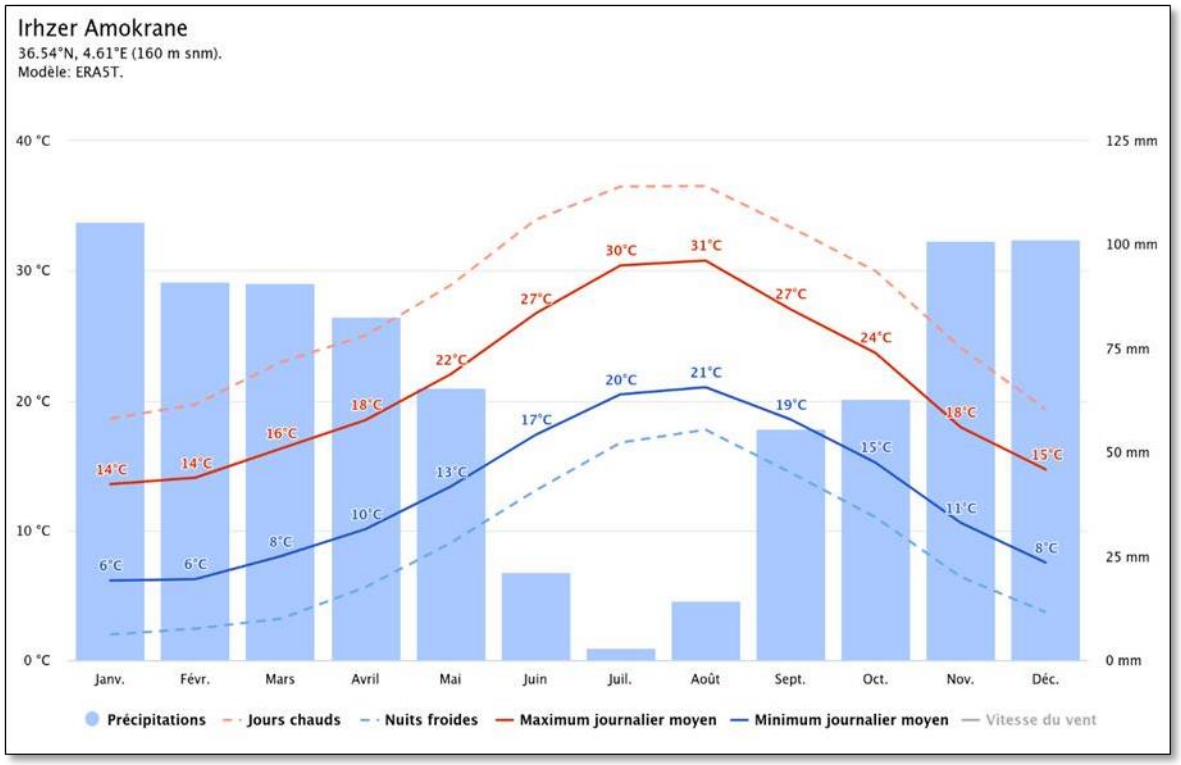


Figure I.6 : Températures moyennes observées à Ighzer Amokrane [meteoblue.com].

I.3.2.4 Vent

Les efforts du vent sont fixés par le RCPR à une surcharge répartie de :

- 125 Kg/m² en cours de réalisation.
- 200 Kg/m² en service

I.3.2.5 Géotechnique

L'étude de sol a pour objectif de préciser la nature, la disposition ainsi que l'épaisseur des différentes couches lithologiques du sol, leurs caractéristiques mécaniques, physiques, et chimiques. Et ce pour objectif d'adapter l'ouvrage aux conditions géotechniques du site.

À l'aide de différents essais géotechniques On peut tirer plusieurs caractéristiques primordiales pour notre ouvrage tel que :

- Capacité portante.
- Perméabilité.
- Paramètres rhéologiques ; fluage, tassements etc....
- Compacité.

La capacité portante du sol d'ancrage est d'environ 35 bars.
Selon la classification du RPA 99 v 2003 (Article 3.3), basé sur les résultats des essais préssiométrique (Ep>20 Mpa,Pl >2 MPa) le site est classé en site Ferme « S2 ».
Le coefficient de gonflement est inférieur à 4% ce qui traduit un sol non gonflant.et le coefficient de tassement traduit un sol peu à moyennement compressible.

Les résultats des essais géotechniques sont donnés à l'**Annexe A**.

CHAPITRE II

CONCEPTION ET PRÉDIMENSIONNEMENT



IV.1 INTRODUCTION

L'objectif de ce chapitre est de déterminer du point de vue technique, économique et esthétique le type d'ouvrage parmi les deux variantes proposées qui est capable de satisfaire le mieux possible toutes les conditions imposées et les contraintes existantes.

Le choix de type de l'ouvrage repose sur plusieurs critères, tels que :

- La longueur et l'importance de l'ouvrage.
- Les positions possibles des appuis.
- Le gabarit à respecter.
- Les conditions d'exécution et d'accès à l'ouvrage.
- La contrainte du sol.

IV.2 PRESENSTATION ET PREDEMENSIONNEMENT DES VARIANTES

- En prenant en compte, les données présentées dans le chapitre précèdent, les deux variantes qui semblent d'être les plus adaptées sont les suivantes :
- Pont bipoutres mixte.
- Pont à poutres préfabriquées en béton précontraint par post-tension

IV.2.1 Variante 1 : Pont bipoutre mixte

Les ouvrages mixtes à poutres sont des ouvrages très répandus qui peuvent être projetés dans des situations très diverses, milieux urbains ou ruraux, portée principale de 30 à 130 m, largeur totale de 7 mètres à une vingtaine de mètres. Pour les ponts mixtes bipoutres à des travées continues, la longueur optimale des travées de rives comprise entre 0,60 et 0,8 fois la portée des travées intermédiaires.

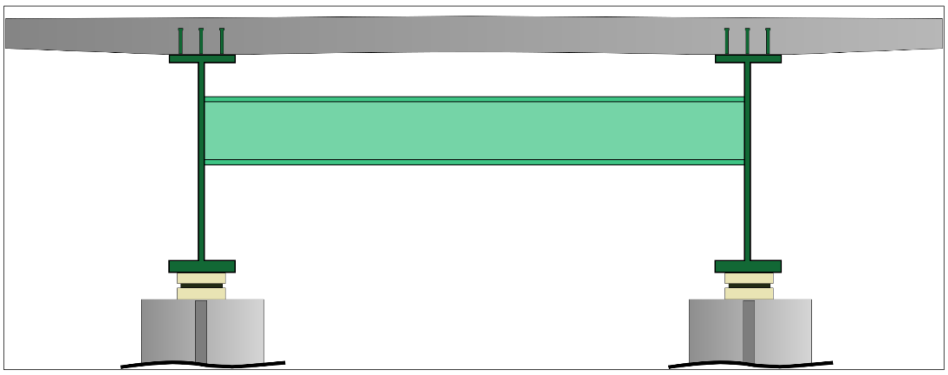


Figure II.7 : Coupe transversale d'un pont bipoutre mixte.

IV.2.1.1 Conception longitudinale

Je propose dans cette variante à projeter un pont mixte bipoutre à hauteur variable composé d'une travée principale de 47 m de longueur et deux travées de rives de 27.95 m de longueur respectant ainsi la longueur optimale de ces dernières, ce qui résulte une longueur totale de pont égale à 102.92 m.

IV.2.1.2 Conception transversale

Le tablier est assez large (12,80m), une solution consiste à appuyer la dalle longitudinalement sur les deux poutres et transversalement sur des entretoises légères rapprochées (tous les 4 m environ), qui sont alors appelées pièces de pont. On opte pour :a = 7 m, b = 2.9m

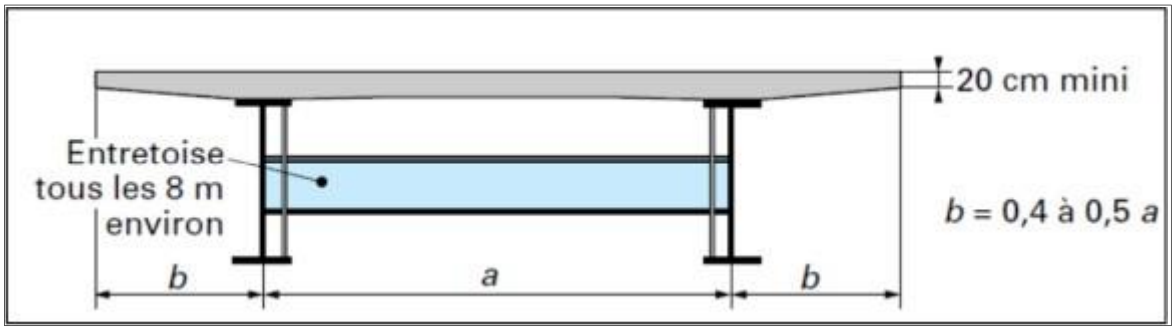


Figure II.8 : Coupe transversale du tablier d'un pont bipoutre mixte.

IV.2.1.3 Conception des poutres principales

Les poutres principales sont des profilés en acier reconstitués avec profil en I soudés en usine. La nuance d'acier est de qualité S355 N. Les dimensions optées sont résumées dans le tableau ci-après :

Tableau II.1 : Pré dimensionnement des poutres.

Elément	Ratio usuel	Valeur retenue
Hauteur de la poutre (constante)	$l/25 \leq h \leq l/20$	**2300 m*m***
Entre axe des poutres	0.55 x L_T	**7000 mm**
Largeur semelle inferieure B_{inf}	400 mm $\leq b_{inf} \leq$ 1000mm	**800 mm**
Largeur semelle supérieure B_{sup}	500 mm $\leq b_{sup} \leq$ 1200 mm	**600 mm**
Epaisseur de la semelle inferieure t_{inf}	20 mm $\leq t_{inf} \leq$ 150 mm	**40 mm**
Epaisseur de la semelle inferieure t_{sup}	20 mm $\leq t_{sup} \leq$ 150 mm	**30 mm**
Epaisseur de l'âme	$t_w \geq 0.005 \times d$	**20 mm**
Hauteur de l'âme	**d= H – tinf - tsup**	**2230 mm**

IV.2.1.4 Conception des entretoises

Les entretoises sont des poutres secondaires en I, relient deux poutres principales pour le soutènement de la dalle et s'assurer la stabilité des poutres principales. Dans cette variante l'espacement des entretoises de IPE 600 égal à 7 mètres, et leurs dimensions transversales sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau II.2 : Pré dimensionnement des entretoises.

Elément	Ration usuel	Valeur retenue
Hauteur de l'entretoise H_{en}	$Lt / 15 \leq H_{en} \leq Lt /10$	600 mm
Largeur de la semelle b_{en}	220 mm $\leq t_w$-$t_{en} \leq$ 300 mm	220 mm
Epaisseur de la semelle t_{en}	Environ de 20 mm	20 mm
Epaisseur de l'âme tw-t_{en}	10mm $\leq t_w$-$t_{en} \leq$ 12 mm	12 mm

IV.2.1.5 La connexion entre la dalle et la charpente métallique

La connexion entre les poutres métalliques et la dalle béton armé est assurée par des connecteurs de type goujons, de d = 18 mm ($16 \leq d \leq 22$ mm) de diamètre et de hauteur de 180 mm ($h > 4d$).

IV.2.2 Variante 2 :Pont à poutres en béton précontraint (VIPP)

Les ponts à poutres précontraintes du type VIPP (Viaduc à travées Indépendantes à poutres préfabriquées précontraintes par post-tension) représentent la solution la plus simple et la plus fréquente quand il y a plusieurs ouvrages de même typologie, grâce à leurs grands avantages et leur intérêt économique. Le tablier est constitué de poutres longitudinales sont le plus souvent parallèles et équidistantes et de hauteur constante, elles sont solidarisées entre elles par des entretoises au niveau des appuis et un hourdi de faible épaisseur supportant la chaussée.

Ce type de pont permet d'atteindre des portées importantes de 30 à 50 mètres.

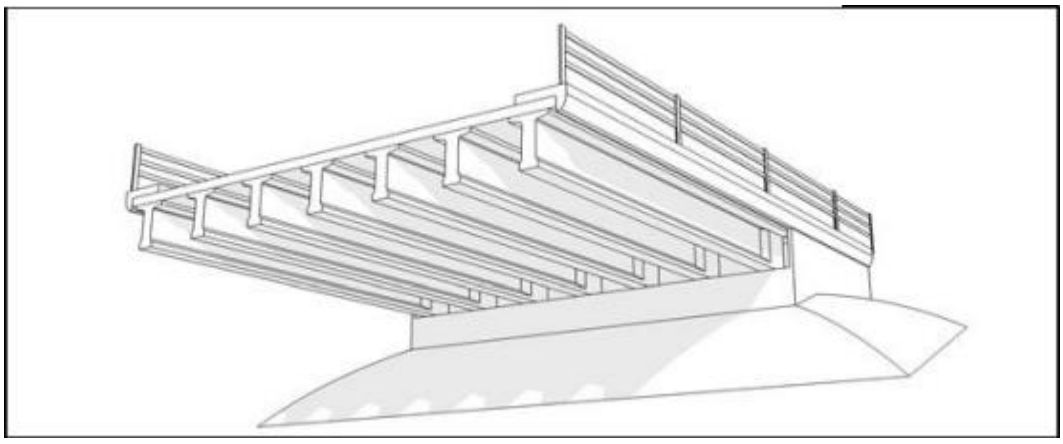


Figure II.9 : Morphologie générale d'un pont à poutres en béton précontraint.

IV.2.2.1 Conception longitudinale

On propose dans cette variante à projeter un pont à 3 travées équidistantes de 33.4 m de longueur, ce qui résulte une longueur totale de pont égale à 100.4 m.

IV.2.2.2 Conception transversale

Le pré dimensionnement a été fait suivant le guide de conception SETRA [VIPP/ 1996].

On a un tablier de largeur de 13.6 m

Tableau II.3 : Présentation des valeurs des dimensions du pont.

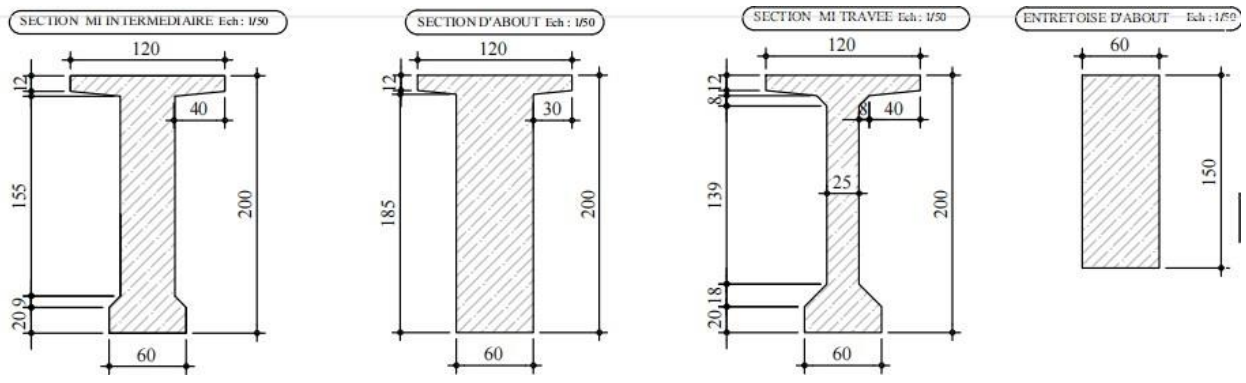
Elément	Ratio usuel	Valeur retenue
L'espacement λ	$1.40m \leq \lambda \leq 2m$	**1.45**m
Entraxe des poutres de rives	La	**11.6**m
Nombre de poutres N	$\frac{La}{\lambda} + 1$	**9**
Hauteur totale du tablier Ht		**2.30** m
Epaisseur de la dalle ed	$20cm \leq ed \leq 30cm$	**30** cm
Hauteur de la poutre Hp	$\frac{Lp}{20} \leq hp \leq \frac{Lp}{17}$	**2** m
Largeur de la table de compression b	b	**1.20** m
Epaisseur de la table de compression ec	$10cm \leq ec \leq 15cm$	**12** cm

Largeur du talon Lt	$40cm \leq Lt \leq 60cm$	**60** cm
Epaisseur du talon Et	$10cm\ Et \leq 20cm$	**20 cm**
Epaisseur de l'âme en travée $b0$	$15cm \leq b0 \leq 25cm$	**25** cm

Tableau II.4 : Dimensions des goussets.

Gousset du talon en travée	$\alpha = 45°;\ e_3 = 0.175m$
Gousset du talon à l'intermédiaire	$\alpha = 45°;\ e_3 = 0.0875m$
Gousset du talon à l'appui	$\alpha = 0°$
Gousset de la table de compression à l'appui	$\alpha = 6°;\ e_1 = 0.03m$
Gousset de la table de compression en travée	$\alpha_1 = 6°\ ;\ e_1 = 0.0395m$ $\alpha_2 = 45°\ ;\ e_2 = 0.08m$
Gousset de la table de compression à l'intermédiaire	$\alpha_1 = 6°;\ e_1 = 0.0388m$

Figure II.10 : Coupes sur poutre et entretoise d'about.



IV.3 ANALYSE MULTICRITERE

IV.3.1 Comparaison entre les 2 techniques de construction :

Les deux modes de réalisation sont comparés en fonction de critères techniques, économiques et esthétiques. Du point de vue technique, cela inclut l'étude et la mise en œuvre. Sur le plan économique, on prend en compte les matériaux, les équipements, la main-d'œuvre, les délais et les coûts d'entretien. Les critères esthétiques évaluent des aspects tels que l'élancement de la structure, le nombre d'appuis et la qualité des parements.

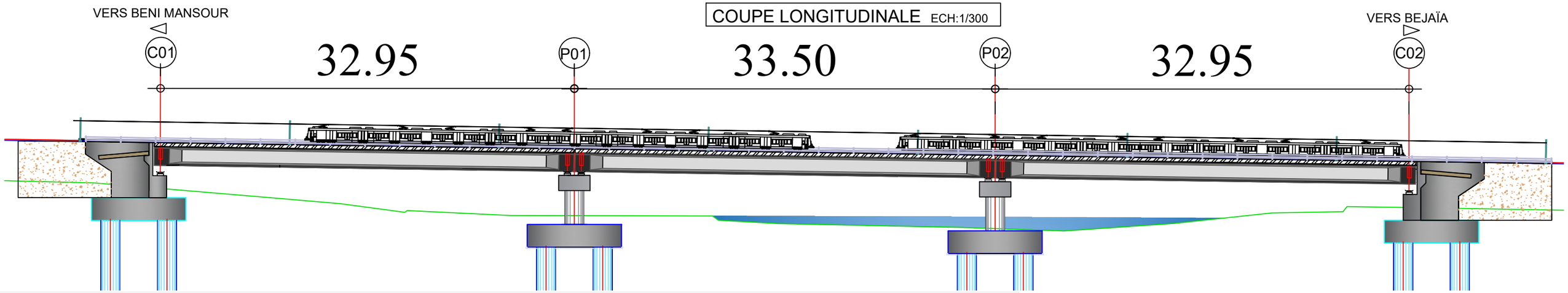
Tableau II.5 : Analyses multicritère.

Variantes	Avantages	Inconvénients
Variante 01 : Pont à poutres précontraintes de type VIPP	1- Maîtrise de la préfabrication des poutres afin d'améliorer la qualité des parements et des tolérances dimensionnelles. 2- Préfabrication des poutres pendant la réalisation des fondations, ce qui réduit les délais d'exécution d'ouvrage. 3- Une bonne réutilisation des coffrages 4- coffrage élaboré à faire travailler mieux la matière. 6- Leur fonctionnement isostatique d'où l'insensibilité aux tassements différentiels des appuis et aux effets de gradient thermique.	1- La multiplication du nombre des appuis qui nuit l'esthétique et le coût total de l'ouvrage. 2- La difficulté de franchir en courbe 3- L'utilisation des fondations profondes à cause de poids propre important. 4- Le grand nombre des appareils d'appuis et de joints de chaussée. 5- Coffrage compliqué et limité au marché
variante 02 : : Pont Mixte Bipoutre	1- Capacité à traverser de grandes portées sans compromettre la stabilité de la structure. 2- Esthétique de haute qualité, caractérisée par des lignes nettes et précises.	1- Les défis liés à la fatigue des assemblages et à la corrosion de l'acier. 2- La nécessité d'une main-d'œuvre hautement qualifiée, en particulier pour les opérations de soudage. 3- Des coûts considérablement élevés. 4- La nécessité d'un entretien régulier.

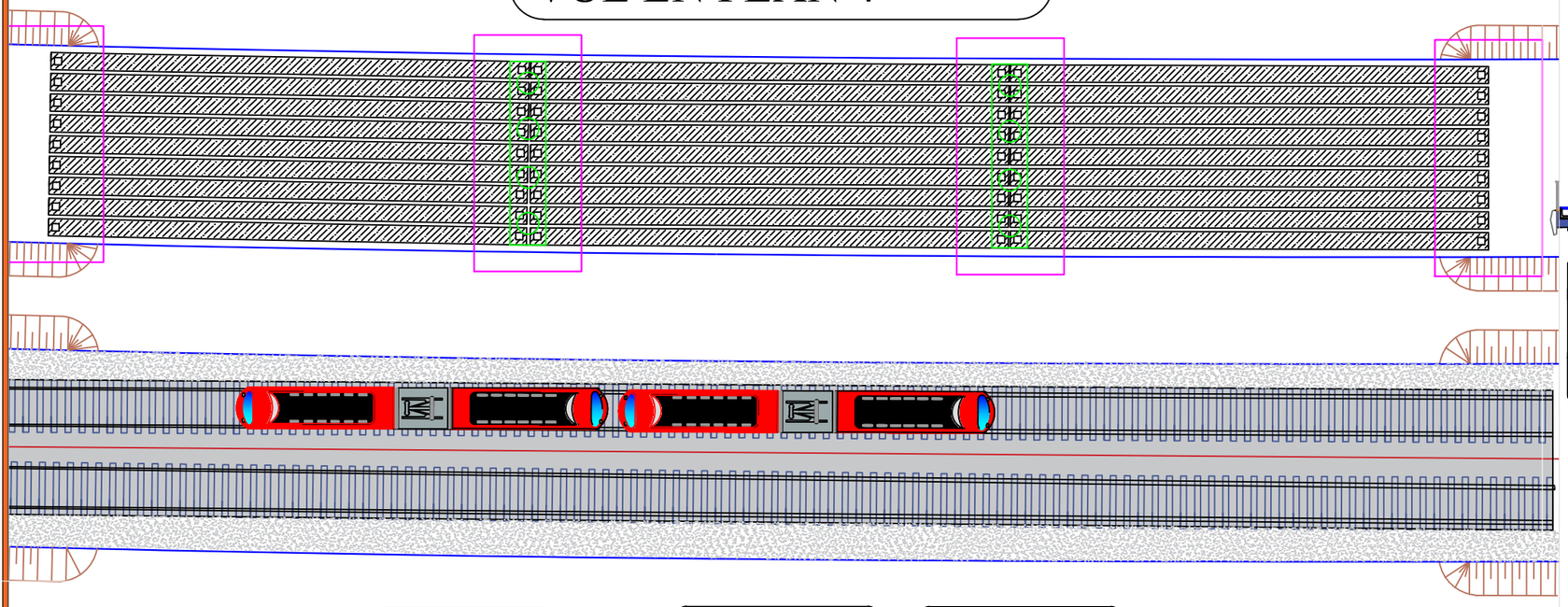
VERS BENI MANSOUR

VERS BEJAÏA

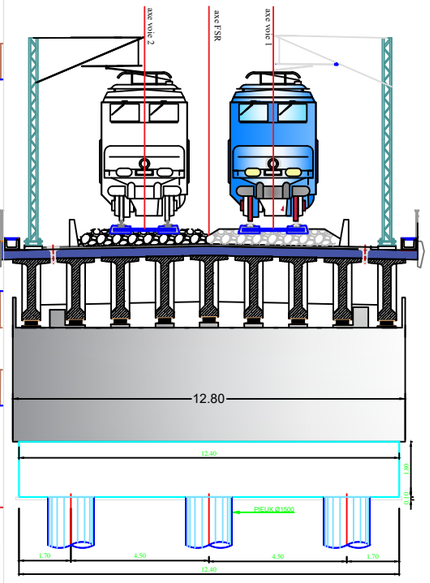
COUPE LONGITUDINALE ECH:1/300



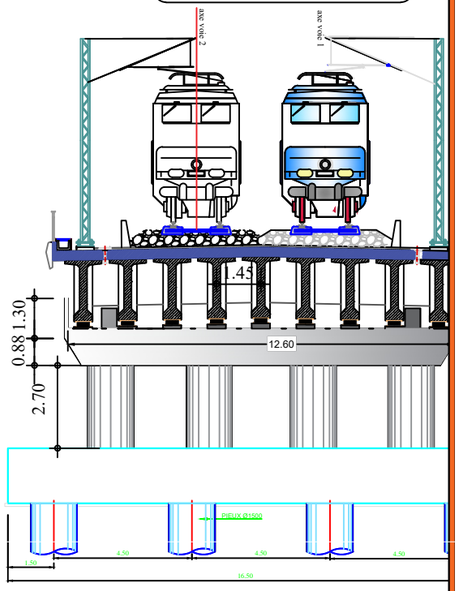
VUE EN PLAN 1 Ech : 1/400



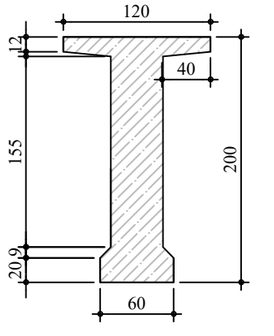
COUPE TRANS SUR CULEE Ech : 1/200



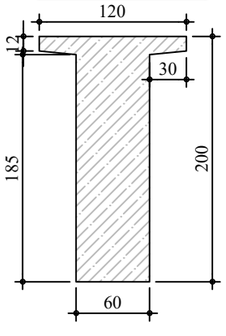
COUPE TRANS SUR PILE Ech : 1/200



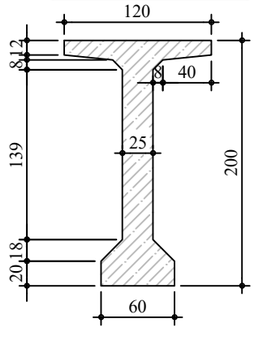
SECTION MI INTERMEDIAIRE Ech : 1/50



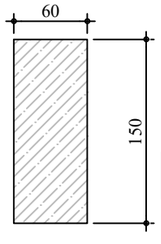
SECTION D'ABOUT Ech : 1/50



SECTION MI TRAVEE Ech : 1/50



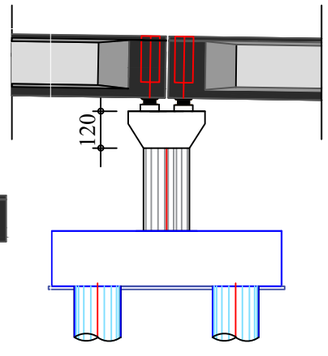
ENTRETOISE D'ABOUT Ech : 1/50



COUPE EN LONG SUR POUTRE Ech : 1/200



COUPE EN LONG SUP PILE Ech : 1/200

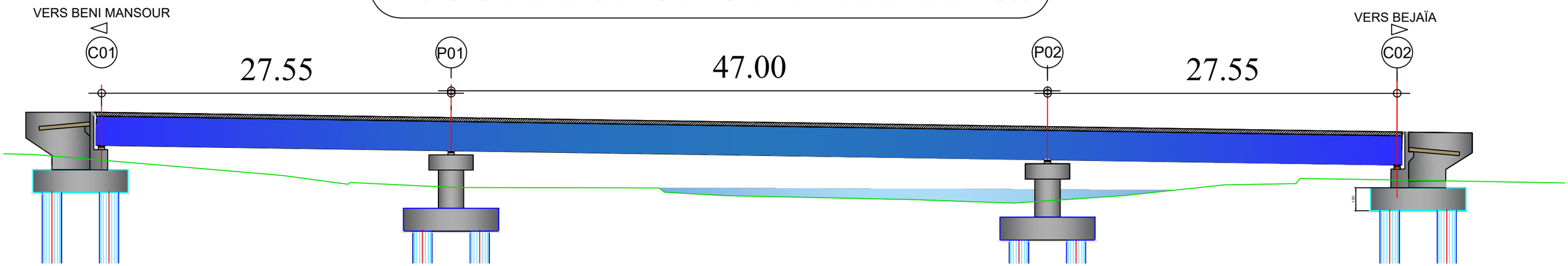


ENSTP
المدرسة الوطنية العليا للأشغال العمومية
Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics
National School of Build and Ground works engineering

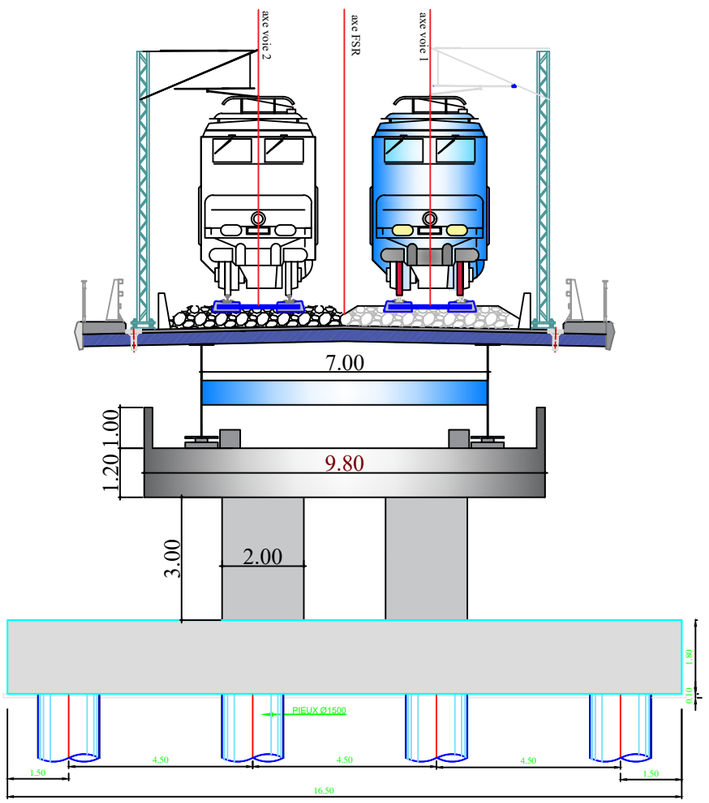
Adresse : Rue Sidi Garidi b.p. 32 Vieux Kouba -16051. Alger
Fax : (023) 70 19 38 **Site web : www.enstp.edu.dz**
Tel : (023) 70 19 04 **E-mail : enstp@enstp.edu.dz**

PROJET	Réalisé par	Encadré par	Département	VARIANTE	Année universitaire
CONCEPTION ET ETUDE D'UN VIADUC FERROVIAIRE DU PK36+195 AU PK36+327 DEDOUBLEMENT BEJAIA BENI MANSOUR	**BENABDESSELAM Nassim**	**M.BOUZELHA AHMED Dr. MOHAMED AMIEUR**	**DIB**	**VARIANTE 2**	**2024/2025**

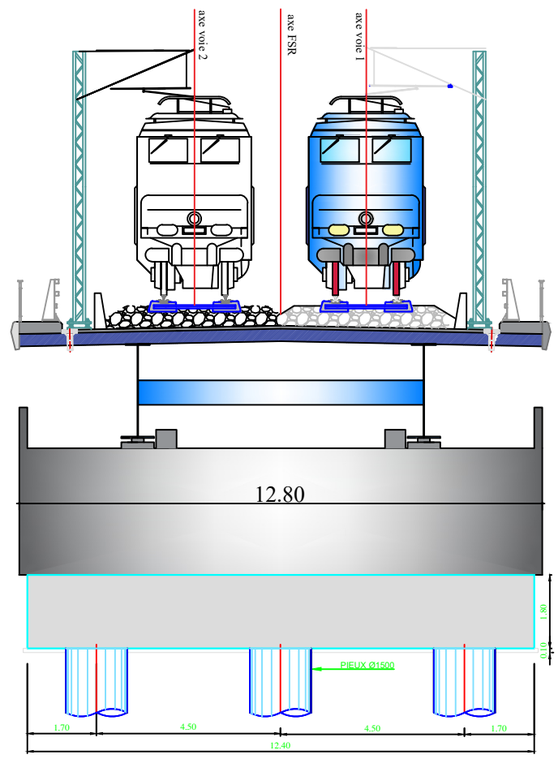
COUPE LONGITUDINALE Ech : 1/300



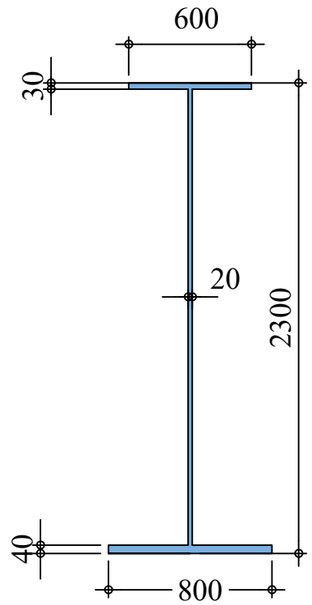
COUPE TRANS SUR PILE Ech : 1/150



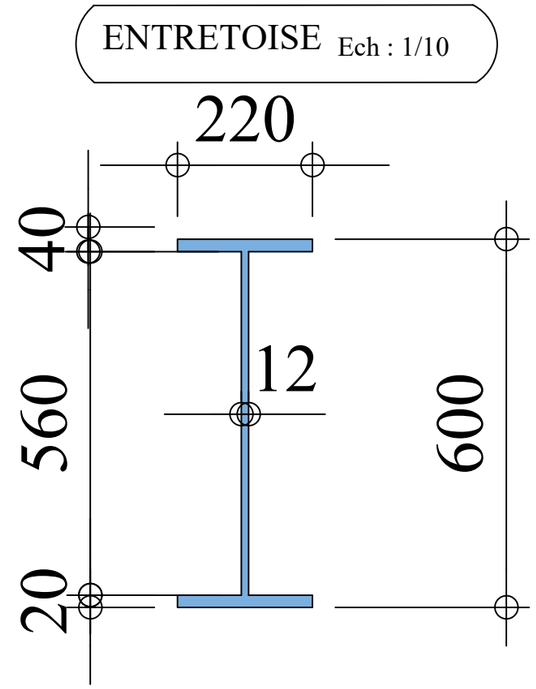
COUPE TRANS SUR CULEE Ech : 1/150



COUPE POUTRE Ech : 1/30



ENTRETOISE Ech : 1/10



ENSTP
المدرسة الوطنية العليا للأشغال العمومية
Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics
National School of Build and Ground works engineering

Adresse : Rue Sidi Garidi b.p. 32 Vieux Kouba -16051. Alger
Fax : (023) 70 19 38 **Site web :** www.enstp.edu.dz
Tel : (023) 70 19 04 **E-mail :** enstp@enstp.edu.dz

PROJET	Réalisé par	Encadré par	Département	VARIANTE	Année universitaire
CONCEPTION ET ETUDE D'UN VIADUC FERROVIAIRE DU PK36+195 AU PK36+327 DEDOUBLEMENT BEJAIA BENI MANSOUR	BENABDESSELAM Nassim	M.BOUZELHA AHMED Dr.MOHAMED AMIEUR	DIB	VARIANTE 1	2024/2025

CHAPITRE III :

HYPOTHÉSES

DE CALCUL



III.1 Introduction :

Le présent chapitre vise à définir le choix et la qualité des matériaux, ainsi que les hypothèses de calcul conformes aux normes et aux exigences du maître de l'ouvrage.

III.2 Caractéristiques des matériaux

Le choix des matériaux de construction conditionne en grande partie la conception et le calcul du pont. On note ici les caractéristiques du béton, des aciers actifs et passifs de construction en relation directe avec le calcul.

III.3 Normes et Méthodes de Calcul

• Règles révisées de calcul des ouvrages en béton armé (BAEL 91, révisées en 99) : ces règles définissent les techniques de conception et de calcul des ouvrages en béton armé.

• **Eurocode 1 :** Cette norme traite des actions sur les structures, notamment le poids volumique, le poids propre et les charges d'exploitation pour le calcul des charges permanentes.

• **Eurocode 2 :** Cette partie concerne les actions sur les ponts, spécifiquement celles dues au trafic, pour le calcul des surcharges ferroviaires.

• **Eurocode 3 :** Elle est dédiée au calcul des structures en acier.

• **RPOA 2008** : Cette référence est utilisée pour déterminer les actions sismiques

• **UIC 776-1 :** Cette partie concerne les actions sur les ponts, spécifiquement celles dues au trafic, pour le calcul des surcharges ferroviaires.

V.3.1 Béton

Les caractéristiques du béton sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau III.6 : Les caractéristiques du béton utilisées.

Type de ciment	Dosage en ciment		Fc28 (MPa)	Ft28 (MPa)
Superstructure	CPA325	400 kg/m3	40	3
Infrastructure	CPA325	350 kg/m3	30	2.22

NB : La densité du béton armé est de 25 kN/m3.

V.3.2 Armatures

V.3.2.1 Armatures passives

Ce sont des aciers à haute adhérence de nuance Fe E500

- La limite d'élasticité : ∫e = 500 MPa.
- Modules de la déformation élastique : Es = 200 GPa

.

V.3.2.2 Armatures de précontraintes

Les armatures de précontraintes sont constituées de torons 12T15S TBR (très basse relaxation),

Tableau III.7 : Caractéristiques des torons de précontrainte.

Désignation	Classe (MPa)	Diamètre (mm)	Section (mm^2)
T 13	1860	12.5	93
T 13S	1860	12.9	100
T 15	1860	15.2	139
T 15S	1860	15.7	150

Tableau III.8 : Caractéristiques T15S.

	Unités	Valeurs
Diamètre	mm	15.7
Section A_p	mm^2	150
Contrainte de rupture garantie f_{prg}	MPa	1860
Contrainte caractéristique garantie f_{peg}	MPa	1640
Effort de précontrainte P_0	MN	2.656
Module d'élasticité E_p	MPa	195000
Relaxation	à 1000 h	> 2.5 %
Coefficient de frottement linéaire φ	m^{-1}	0.002
Coefficient de frottement angulaire f	Rad^{-1}	0.19
Glissement d'ancrage g	mm	6

Tableau III.9 : Coefficient de frottement et festonnage k selon type de gaine.

Utilisation	Nature du conduit	Coefficient de frottement f (rad^{-1})		Coefficient de festonnage k (rad.m^{-1})
		Toron lubrifié	Toron non lubrifié	
Précontrainte intérieure adhérente	Gaine feuillard acier	0.17	0.19	0.007[1]
	Gaine feuillard LFC[3]	0.10	0.12	0.007[1]
	Gaine plastique annelée	0.10	0.12	0.007[1]
	Tube lisse en acier	0.16	0.24	0.007[1]

- Poids de 1T15 = 1,12 kg/m.
- Section de 12T15 : Ap = 1680 $mm2$.
- Résistance ultime : $f$prg = 1860 MPa
- Limite élastique : $fpeg$ = 1640 MPa
- Module d'élasticité : EP = 195GPa
- Section droite à un toron : As = 150$mm2$
- Diamètre des gaines : Φ = 80mm
- Coefficient de relaxation des câbles à 1 000 heures : ρ = 2.5
- Coefficient de recul d'encrage : g = 6 mm

V.3.2.3 Contraintes admissibles

V.3.2.3.1 Contraintes admissibles à la compression

$$fbu = \frac{0.85 \times fcj}{\Theta x \gamma b}$$

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

$$fbc = 0.6 \times fc28$$

Tableau III.10 : Contraintes admissibles à la compression de béton.

Etat	Contrainte limite		Superstructure	Infrastructure
ELU	$f$bu (MPa)	γb = 1,5	22.67	17
		γb = 1,15	29.56	22.17
ELS	$f$bc / σ_{bc} (MPa)		24.00	18

V.3.2.3.2 Déformation longitudinale du béton

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

$Eij = 11000 \times 3\sqrt{f}$ (1)

$Eij = 3700 \times 3\sqrt{f}$ (2)

Tel que : l'équation (1) est le module de déformation instantanée du béton et l'équation (2) représente le module de déformation sous chargement de longue durée.

V.3.2.3.3 Contrainte limite de traction des aciers

La limitation de la contrainte de traction se fait seulement à l'ELS, cela dépend du cas de fissuration :

• Cas de fissuration jugée 'peu nuisible' : pas de limitation de la contrainte.

• Cas de fissuration considérée 'préjudiciable' : concerne les pièces exposées aux intempéries ou à des condensations, la contrainte de traction est limitée selon le type de barres d'acier utilisées comme suit :

-Pour les barres HA : $\boldsymbol{\sigma}st = max\ \{\mathbf{00.\ 55} \times fe\ ;\ 11\mathbf{00}\sqrt{\boldsymbol{\eta}}ft\boldsymbol{\eta\eta}\}$

Avec : η est le coefficient de fissuration, il vaut : 1 (Pour les ronds lisses) ; 1.6 (Pour les barres HA et fils HA de diamètre > 6mm) et 1.3 (Pour les barres HA et fils HA de diamètre < 6mm).

• Cas de fissuration 'très préjudiciable' : cas des pièces placées en milieu agressif ou des éléments devant assurer une étanchéité, la contrainte de traction est limitée à :

-Pour les barres HA : $\boldsymbol{\sigma}st = max\ \{\mathbf{00.\ 44} \times fe\ ;\ \mathbf{8888}\sqrt{\boldsymbol{\eta}}ft\boldsymbol{\eta\eta}\}$

Pour notre projet, la fissuration est jugée 'préjudiciable' au niveau de la superstructure, et 'très préjudiciable' au niveau de l'infrastructure et on utilise des barres d'acier de haute adhérence HA. La contrainte de traction est, ainsi, limitée à :

➢ Pour la superstructure:

- Pour les barres HA et fils HA de diamètre > 6mm :

$$\bar{\sigma}st = max\ \{0.5 \times 500\ ;\ 110\sqrt{1.6 \times 3}\} = \mathbf{225500}MPa$$

- Pour les barres HA et fils HA de diamètre < 6mm :

$$\bar{\sigma}st = max\ \{0.5 \times 500\ ;\ 110\sqrt{1.3 \times 3}\} = \mathbf{225500}MPa$$

➢ Pour l'infrastructure :

- Pour les barres HA et fils HA de diamètre > 6mm :

$$\bar{\sigma}st = max\ \{0.4 \times 500\ ;\ 88\sqrt{1.6 \times 2.4}\} = \mathbf{220}\mathbf{00}MPa$$

- Pour les barres HA et fils HA de diamètre < 6mm :

$$\bar{\sigma}st = max\ \{0.4 \times 500\ ;\ 88\sqrt{1.3 \times 2.4}\} = \mathbf{220}\mathbf{00}MPa$$

Classe de justification de la précontrainte :

Classe I pour les ponts rails, elle n'admet aucune contrainte de traction.

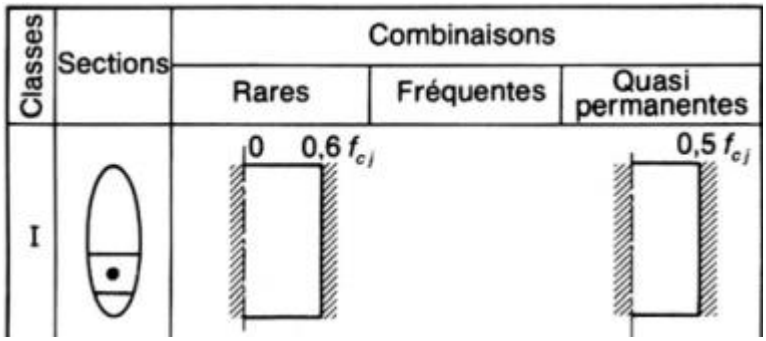


Figure III.11 : Limitation des contraintes des sections en B.P.

CHAPITRE IV :

CHARGES & SURCHARGES



VI.1 Poids propre de la dalle :

Poids propre de la dalle :

P(dalle) = Vi x 25

- Vi : le volume de la dalle

- Pi : le poids propre de la dalle.

P(dalle) = 25 x 0.3 x 33.4 x 13.6 = 3406.8 KN = 102 KN/ml

VI.2 Poids propre de la poutre :

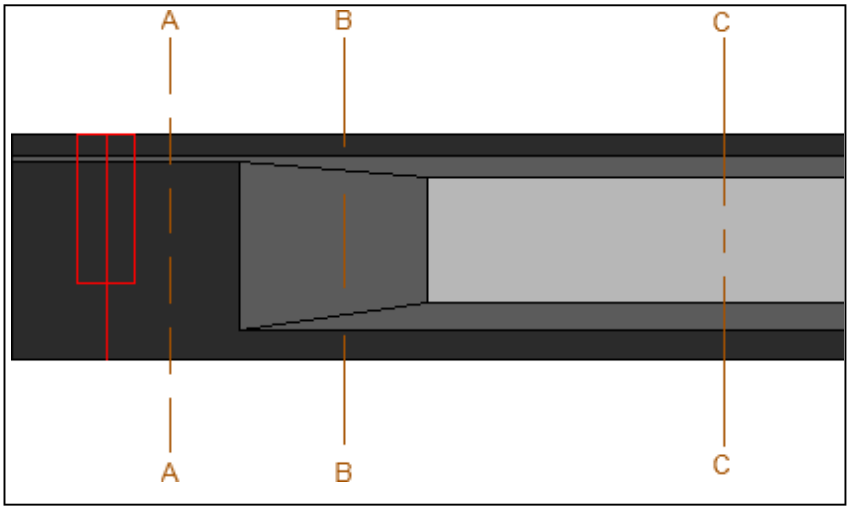


Figure IV.10 : Coupe sur les trois sections de la poutre.

Tableau IV.11 : Récapitulatif sur le poids et l'aire de chaque section de la poutre.

Section	A-A	B-B	C-C
Ai (m^2)	1.281	1	0.743
Li (m)	2.4	2	29
Pi (KN)	76.86	50	538.675

P (poutre)= 665.535 KN / poutre

VI.3 Poids propre de l'entretoise

Poids propre de l'entretoise :

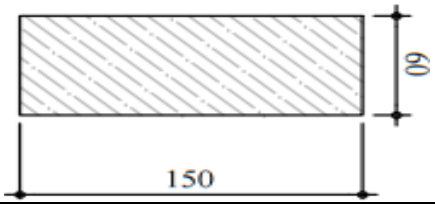
P(entretoise) = Vi x 25

- Vi : le volume de l'entretoise

- Pi : le poids propre de l'entretoise.

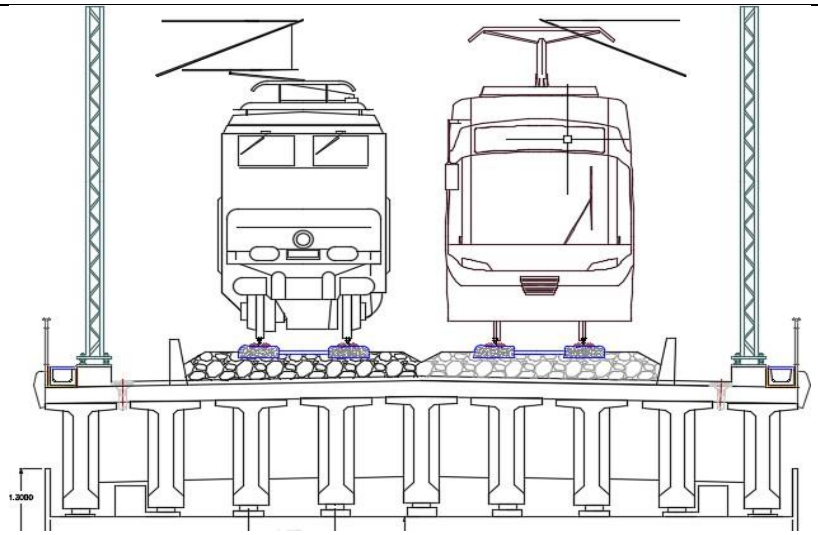
P (entretoise) = 25 x 6.12 = 153 KN

Tableau IV.12 : Récapitulatif sur le poids de chaque élément.

Élément	Schéma	Valeur (KN/ml)
Poutres		179.336
Dalle		102
Entretoises		4.58
	Somme	285.917
	Somme (KN)	9549.615

IV.4 Calcul des compléments des charges permanentes

Tableau IV.13 : Récapitulatif des compléments des charges permanentes.



Éléments		Chagres	Poids total (KN/ml)
1. Ballast		20 KN/m^3	85
2. Traverses bi-blocs		4.2 KN/ml	8.4
3. Rails UIC 60		0,6 KN/ml	2.4
4. Murette		2,4 KN/ml	4,80
5. caténaire	**Bloc en béton**	25 KN/m^3	3.3
	Support catenaire	0.13 KN/ml	0.26
	Catenaire	0.045 KN/ml	0.09
6. Caniveau a câbles		1,65 KN/ml	3.3
7. Garde-corps		0,6 KN/ml	1,2
8. Corniche		3.1 KN/ml	6.2
9. La chape de béton		24 KN/m^3	26.112
		Somme CCP	141.062
		CP+CCP (KN/ml)	426.98

VI.5 SURCHARGES D'EXPLOITATION FERROVIAIRES

VI.5.1 Surcharges verticales

VI.5.1.1 Modèle de charges 71

Le modèle de charge 71 représente l'effet statique d'un chargement vertical, résultant du trafic ferroviaire lourd.

La disposition et les valeurs caractéristiques des charges verticales y sont définies comme indiquées à la figure suivante :

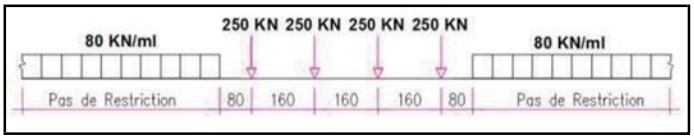


Figure IV.11: SCHEMA DE CHARGE UIC 71.

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

Nous avons un trafic ferroviaire qui est lourd par rapport au trafic ferroviaire normal, on prend α=1.21

VI.5.1.2 Modèle de charge SW

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

Le modèle de charge SW/2 représente l'effet statique de chargement vertical généré par un trafic ferroviaire lourd.

Dans notre cas le pont n'est pas continu donc le modèle de charge SW/0 n'est pas pris en compte.

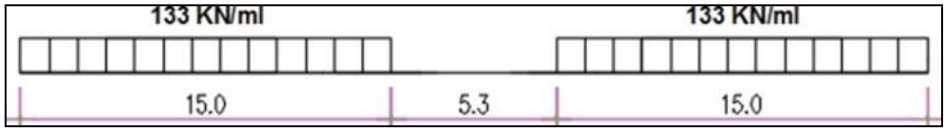


Figure IV.12 : Schémas de charge SW/0.

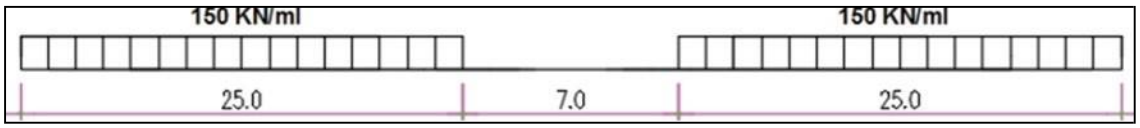


Figure IV.13 : Schéma de charge SW/2.

Modèle de charges "Train à vide"

Pour certaines vérifications spécifiques on utilise un modèle de charges particulier appelé "Train à vide". Ce modèle consiste en une charge verticale répartie de façon uniforme avec une valeur caractéristique de 10,0 KN/m.

VI.5.2 CHARGEMENTS VERTICAUX

Les chargements verticaux à prendre en compte systématiquement sont les trois :

- UIC71
- SW/2
- Train à vide

Tous les effets des chargements doivent être déterminés en considérant les charges et les forces positionnées de la façon la plus défavorable. Il ne faut pas tenir de celles qui ont un effet de déchargement sauf pour les schémas de charge SW et le train à vide (ces schémas ne devant pas être fractionnés, les effets de déchargement doivent être pris en compte).

VI.5.2.1 POSE DE VOIE BALLASTEE

- La répartition de la force ponctuelle d'un essieu de 25 tonnes se fait sur une bande longitudinale continue de largeur $a1 = \mathbf{22}.\mathbf{2255} + e/\mathbf{22}$, où e est défini dans le schéma ci-dessous (en m). La charge sur cette bande est uniforme et égale à :

$$P = \frac{250}{1.6 x a_1} \left(KN / m^2 \right)$$

Avec :

e = 0,5 m

Donc :

a_1 = 2.5 m

Alors :

P= 62.5 KN/m^2

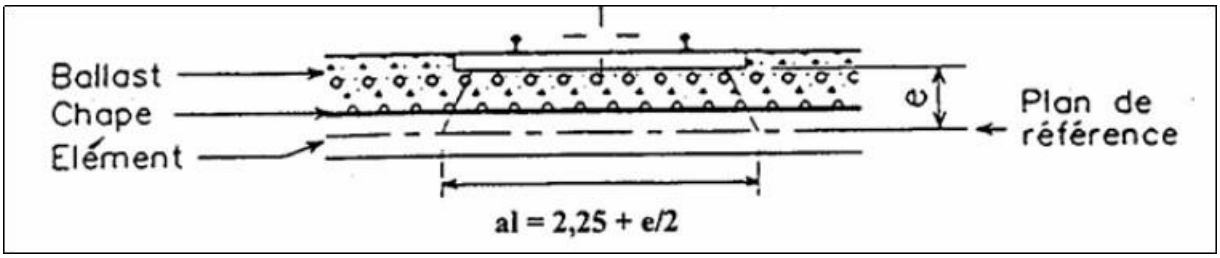


Figure IV.14 : Répartition d'une charge sur une bande a1.

- La force ponctuelle d'un essieu de 25 tonnes se diffuse sur deux bandes longitudinales continues ayant une largeur $a22 = 00.3300 + e22$, où e est défini, en mètre (m), dans la figure ci-dessous :

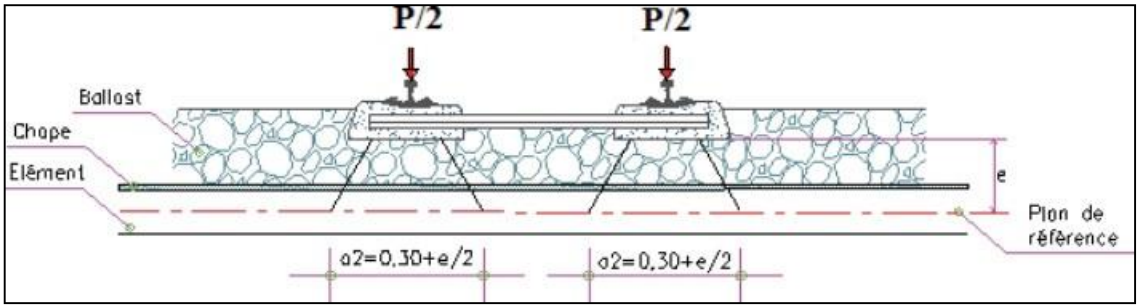


Figure IV. 15 : Répartition de charge sur une bande a2.

La charge sur ces bandes est uniformément répartie et égale à :

$$P = \frac{250}{1.6xa_1} \ (en\ KN/m^2)$$

Alors :

$$a2 = 0.3 + e2 = 0.3 + 0.52 = 00.525\ m$$

Donc :

$$P = 297.62\ KN/m^2$$

VI.5.3 EFFETS DYNAMIQUES

- Le comportement dynamique de la structure est influencé par les facteurs suivants :
- La fréquence propre de la structure ;
- L'espacement des essieux ;
- La vitesse de franchissement ;
- L'amortissement de la structure ;

- L'espacement régulier des éléments d'appui de la voie et de ceux de l'ouvrage (traverses, pièces de ponts) ;
- Les défauts verticaux de la voie ;
- Les défauts des roues ;

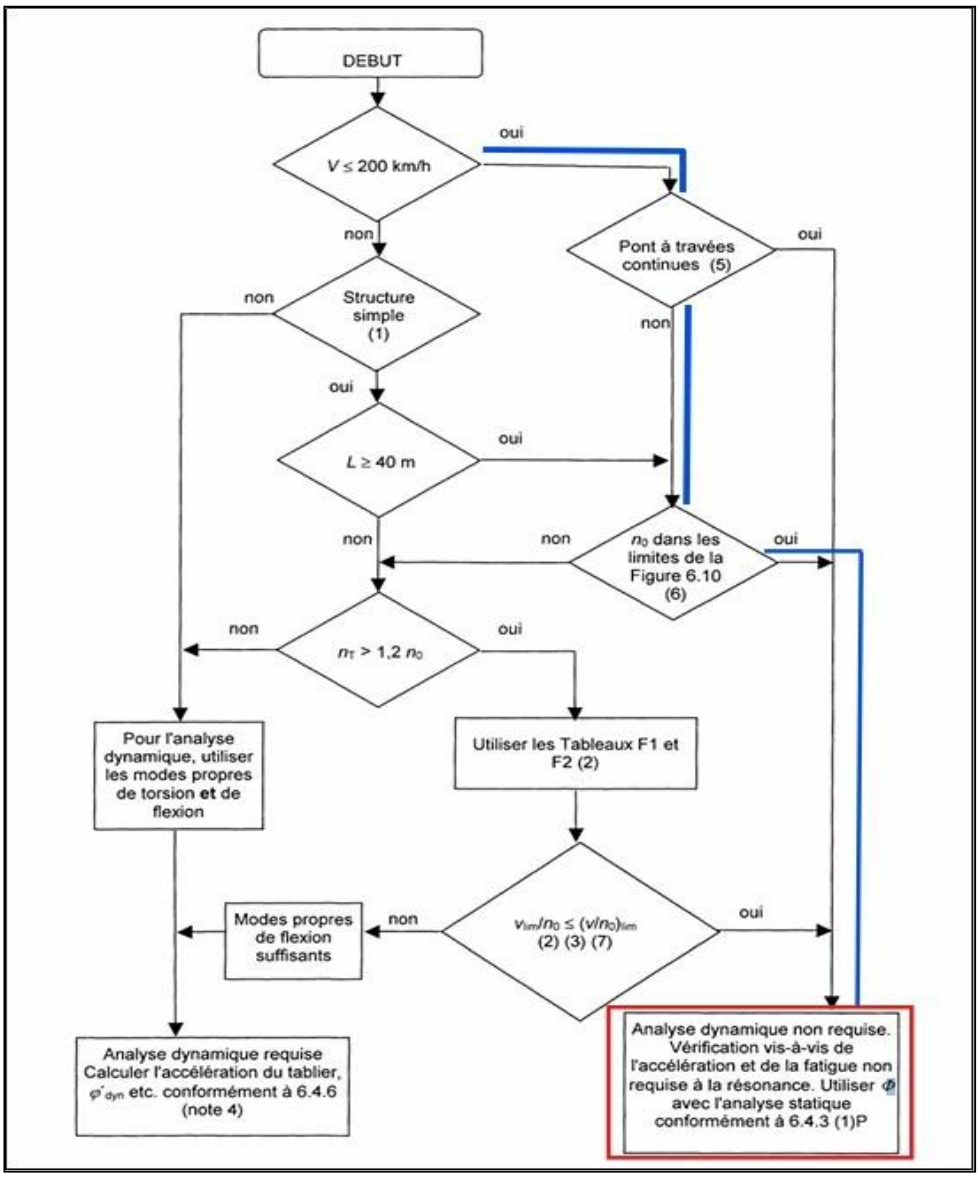


Figure IV.16 : Cheminement à suivre pour l'analyse dynamique.

La **Figure IV.1** EN1991-2 fait apparaître les critères permettant de déterminer là où une analyse statique ou dynamique est requise.

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

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

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

$$n_0 = 80/L$$

pour 4 m ≤ L ≤ 20 m

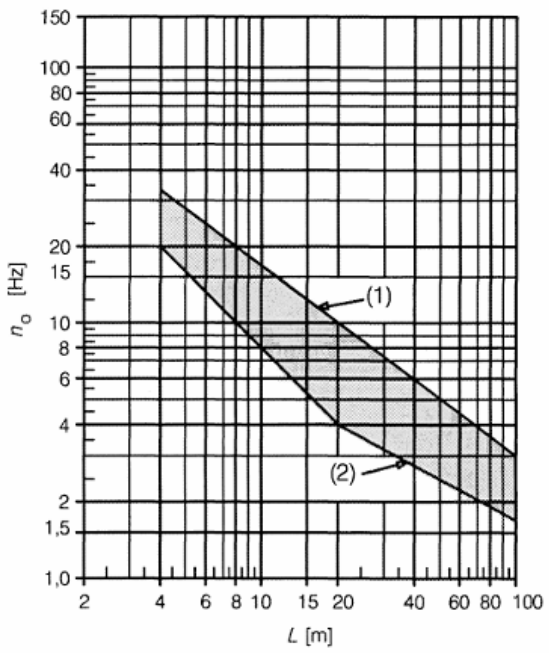
$$n_0 = 23{,}58L^{-0{,}592}$$

pour 20 m < L ≤ 100 m ... (6.2)

où :

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

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



Légende

(1) Limite supérieure de la fréquence propre

(2) Limite inférieure de la fréquence propre

Figure IV.17 : Limite des fréquences propres N0 en [Hz] en fonction de la portée L.

$$n_{01} = 94.76 \times L^{-0.748}$$

Sachant que L (la longueur de la grande portée).

L = 32.4 m ; alors :

$$n_{01} = 7.026 \text{ Hz}$$

Pour (20 m < L < 100 m) La limite inférieure de n_0 est liée à des critères d'impact dynamique, elle est donnée par :

$$n_{02} = 23.58 \times L^{-0.592} ;$$

donc

$$n_{02} = 3 \text{ Hz}$$

Donc la fréquence propre $\mathbf{n_0}$ est dans les limites de la figure 6.10 EN 1991-2.

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

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

VI.5.3.1 COEFFICIENT DYNAMIQUE (Φ2, Φ3)

Le coefficient dynamique φ tient compte de l'amplification dynamique des effets de contraintes et de vibrations dans la structure mais il ignore les effets de résonance et qui augmentent les effets de la charge statique dans les modèles de charges 71 et SW/2 est défini en tant que φ_2 et φ_3.
En général, le coefficient dynamique est défini φ_2 et φ_3 comme en fonction de la qualité de la maintenance de la voie selon les modalités suivantes :

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

Avec : $1 < \varphi_2 < 1.67$

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

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

Avec : $1 < \varphi_2 < 2$

Les coefficients dynamiques ont été établis pour des poutres à appui simple. La longueur permet de calculer ces coefficients pour d'autres éléments de structure à conditions d'appui différentes.
Dans notre cas L = 33.4 m et pour une voie bénéficiant d'une maintenance standard :
Donc $\varphi 3 = 1.105$

VI.5.4 FORCES HORIZONTALES

VI.5.4.1 EFFORT DE LACET

L'effort de lacet est considéré comme un effort concentré agissant dans un plan horizontal, au sommet des rails, perpendiculairement à l'axe de la voie. Il s'applique aussi bien aux voies en alignement que dans celui des voies en courbe.
La valeur caractéristique de l'effort de lacet est fixée à Qsk = 100 kN
La valeur caractéristique de l'effort de lacet doit être multipliée par le coefficient α=1.21

VI.5.4.2 EFFORT DUS AU FREINAGE ET AU DEMARRAGE

Les forces de freinage et de démarrage agissent au niveau supérieur des rails suivant l'axe longitudinal de la voie.
Les valeurs caractéristiques sont les suivantes :

VI.5.4.2.1 Force de traction

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

Pour le schéma de charges UIC71 et SW.

$$Q_{lak}\ (UIC\ 71) = \min (33\ KN/m \times L_{ab}\ ;\ 1000\ KN)$$

L_{ab} : Longueur d'influence = 33.4 m

$$Q_{lak}\ (UIC\ 71) = \frac{1000\ KN}{33.4\ m} = 29.94\ KN/m$$

$$Q_{lak}\ (UIC\ 71) = 1.21 \times 29.94 = 36.23\ KN/m$$

$$Q_{lak}\ (SW/2) = \min (33\ KN/m \times L_{ab}\ ;\ 1000\ KN)$$

$$Q_{lak}\ (SW/2) = \frac{1000\ KN}{33.4\ m} = 29.94\ KN/m$$

VI.5.4.2.2 Force de freinage

Pour les schémas de charges UIC 71

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

Pour le modèle de charge SW/2.

$$Q_{lbk} = 35\ (KN/m)\ X\ L(m)$$

Avec, **L** : longueur de la partie d'ouvrage chargée.

$$Q_{lbk}\ (UIC\ 71) = \min (20\ KN/m \times L\ ;\ 6000\ KN)$$

$$Q_{lbk}\ (UIC\ 71) = \frac{668\ KN}{33.4} = 20\ KN/m$$

$$Q_{lbk}\ (UIC\ 71) = 1.21 \times 20 = 24.2\ KN/m$$

$$Q_{lbk}\ (SW/2) = 35 \times 33.4$$

$$Q_{lbk}\ (SW/2) = 1169\ KN$$

Tableau IV.14 : Récapitulatif de calcul des forces de démarrage – freinage.

	Schéma de charge	UIC71	SW/2
	Lab	33.4	33.4
Force de démarrage	Qlak (KN)	1000	1000
Force de freinage	Qlbk (KN)	668	1169

VI.5.5 AUTRES ACTIONS VARIABLES

VI.5.5.1 Actions thermiques

VI.5.5.1.1 Variations uniformes

La wilaya de Bejaïa se trouvant au nord de l'Algérie, on adopte les variations de température uniformes suivantes : 35° C et -15° C.

VI.5.5.1.2 Gradient thermique :

On prend un et même gradient thermique tout le long de l'ouvrage. Selon le RCPR pour ce type de structure ; tablier en béton, le gradient thermique résultant d'un échauffement ou d'un refroidissement unilatéral de courte durée est admis à une variation de température de ±7°C en phase de service et de ± 12°C en phase de construction.

VI.5.5.2 Effet du vente

Vent compatible avec les circulations : le vent souffle horizontalement dans une direction normale à l'axe longitudinal de la voie. Il se développe sur toute surface frappée normalement d'une pression de 2 KN/m^2.

VI.5.5.3 Actions accidentelles

VI.5.5.3.1 Action dues au déraillement d'un train sur le pont

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

Deux situations de calcul doivent être considérées :

Cas 1 : On doit éviter la ruine d'éléments principaux de la structure, mais on peut tolérer des, dommages localisés. Pour la détermination de la stabilité globale, on doit considérer deux charges linéaires d'intensité qA1d = α × 1.4 x LM71, disposées sur une zone parallèle a l'axe de la voie de largeur égale à 1,5 fois l'écartement de la voie de part et d'autre de l'axe de la voie.

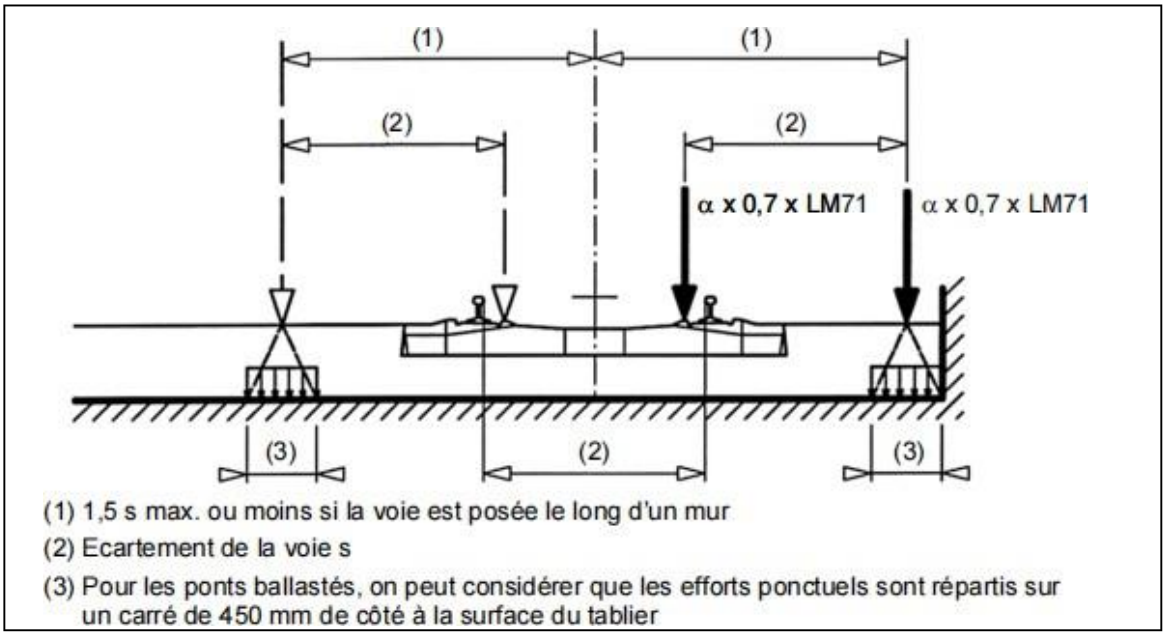


Figure IV.18: Schéma de deraillement du cas 1.

Cas 2 : Déraillement de véhicules ferroviaires, les véhicules déraillés demeurant en équilibre sur le bord du pont en chargeant le bord de la superstructure (à l'exception des éléments non structuraux tels que les pistes pour piétons). Pour la détermination de la stabilité globale on prendra une longueur maximum totale de 20 m de $qA1d = \alpha \times 1.4 \times LM71$ (à l'exclusion des facteurs dynamiques) en tant que charge verticale linéaire uniformément répartie agissant sur le bord de la structure considérée.

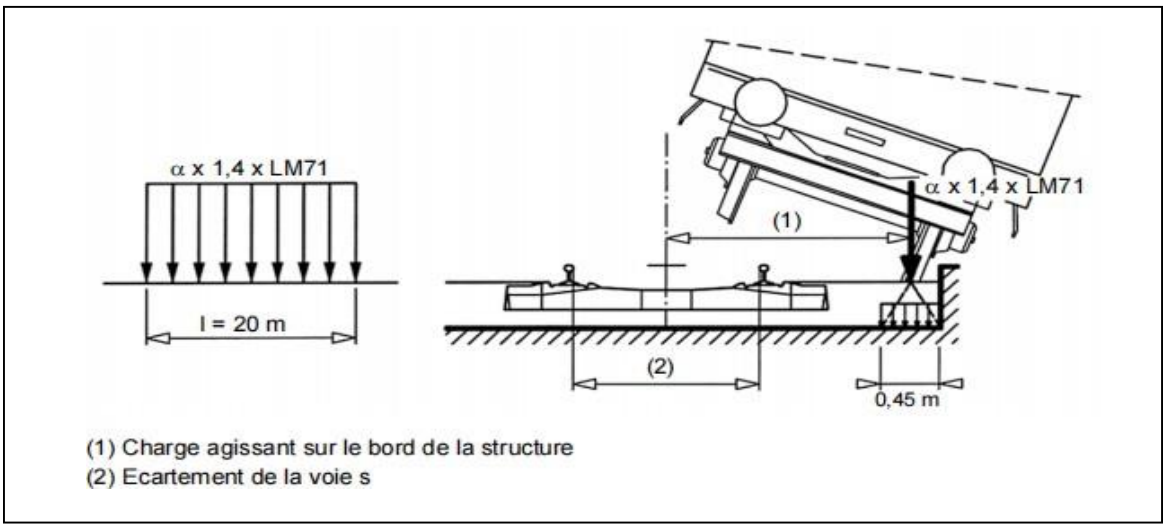


Figure IV.19 : Schéma de déraillement du cas 2.

VI.5.5.3.2 Effort de lacet

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

La valeur caractéristique de l'effort de lacet est fixée à Qsk = 100 kN.

Cette même valeur est multipliée par le coefficient α.

VI.5.5.4 CHARGES SISMIQUES

On se réfèrera aux règles énoncées dans règlement parasismique algérien des ouvrages d'art (R.P.O. A).

VI.6 GROUPE DES CHARGES

Après avoir défini les actions élémentaires dues aux circulations pour une voie, on procède à leurs assemblages. Les actions composées résultantes sont appelées groupes de charges, ils tiennent compte d'une simultanéité des diverses charges élémentaires sur une voie et deux voies. Chacun de ces groupes de charges, qui s'excluent l'un à l'autre, doit être considéré comme définissant une action d'exploitation pour les combinaisons avec les charges autres que de circulation ferroviaire.

Tableau IV.15 : les groupes de charges.

			UIC 71 +SW/0 (5)	SW/2 (5)	Train à Vide (6)	Freinage Démarrage (2)	Force Centrifuge (2)	Lacet
1V	1		1	0	0	1	0,5	0
	2		1	0	0	0,5	1	0
	3		1	0	0	1	0,5	1 (1)
	4		0	1	0	1	0,5	0
	5		0	0	1	0	1	0
2V	11	V1	1	0	0	1(3)	0,5	0
		V2	1	0	0	1	0,5	0
	12	V1	1	0	0	0,5(3)	1	0
		V2	1	0	0	0,5	1	0
	13	V1	1	0	0	1(3)	0,5	1(1)
		V2	1	0	0	1	0,5	1
	14	V1	1	0	0	0,75(3)	0,5	0
		V2	0	1	0	0,75	0,5	0

1) Les groupes 3, 13 et 14 ne concernent que les pièces courtes de ponts non ballastés (longerons).
2) L'effort de freinage-démarrage et la force centrifuge doivent être pris égaux à 0 si ces cas sont plus défavorables.
3) Si l'on considère le freinage sur une voie, il y a lieu de prendre en compte le démarrage sur l'autre voie et vice-versa.

Le sens de l'effort cumulé de freinage sur une voie et de démarrage sur l'autre voie sera choisi afin d'obtenir l'effet le plus défavorable sur l'élément calculé.

4) Dans le cas d'un ouvrage supportant trois voies ou plus de, il y a lieu de prendre en compte un effort de freinage et un effort de démarrage.

5) Compte tenu du coefficient dynamique.
6) Le coefficient dynamique est pris égal à 1.

La procédure à suivre pour les ouvrages ou parties d'ouvrage supportant deux voies est présentée dans le tableau suivant :

VI.6.1 LES COMBINAISONS D'ACTIONS

Les combinaisons de charges sont prises conformément à l'article 1.7 du livret 2.01
Le calcul des ponts ferroviaires doit généralement être vérifié à l'aide de la méthode à coefficient partiel. Lorsque cette méthode est utilisée, il faut vérifier qu'il n'y a aucun dépassement d'état limite approprié à toutes les situations de calcul conformément aux dispositions nationales et internationales appropriées
Selon NF EN 1990 mars 2003 :

a. Á L'ELS

Combinaison caractéristique :

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

Combinaison fréquente :

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

Combinaison quasi-permanente :

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

b. Á L'ELU :

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

c. Situations de projet accidentelles:

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

VI.7 Evaluation des efforts

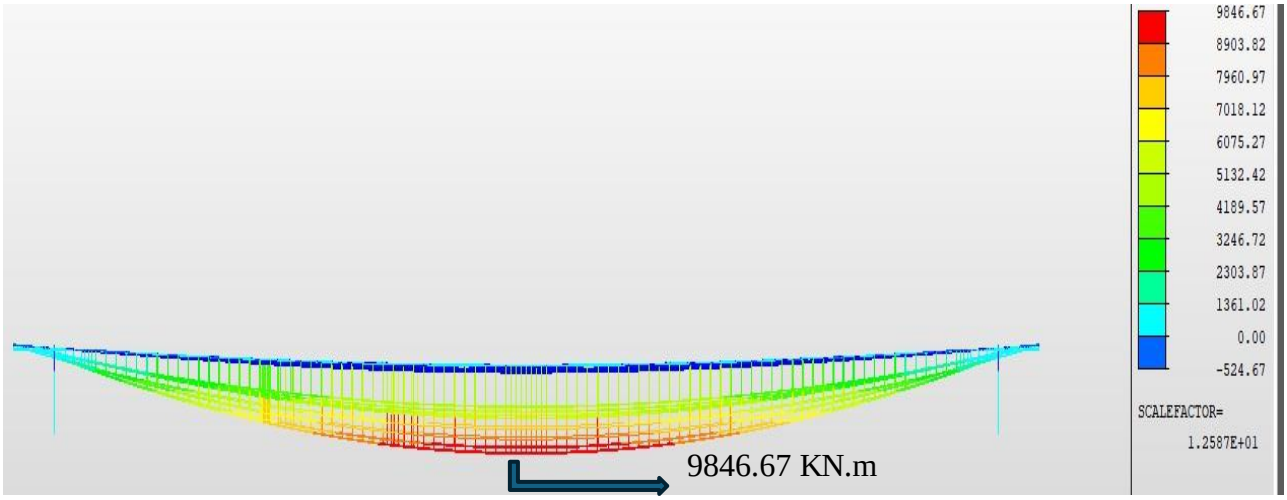


Figure IV.20 : Moment maximal à l'ELS (G + UIC71 + SW/2 + 0.6 T).

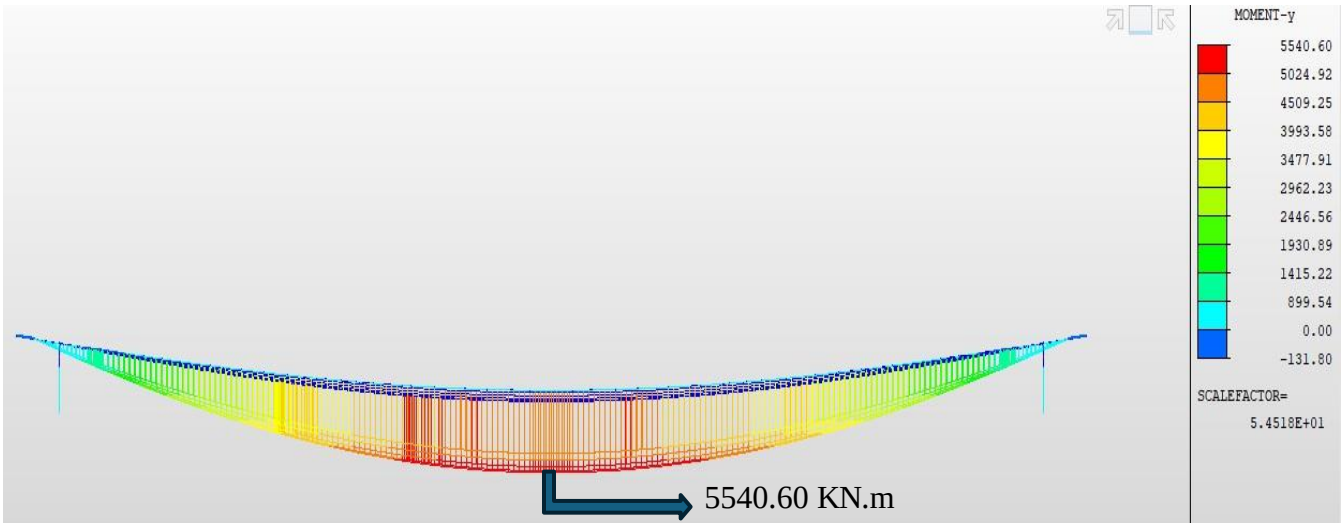


Figure IV.21 : Moment minimal à l'ELS (G + 0.6 T).

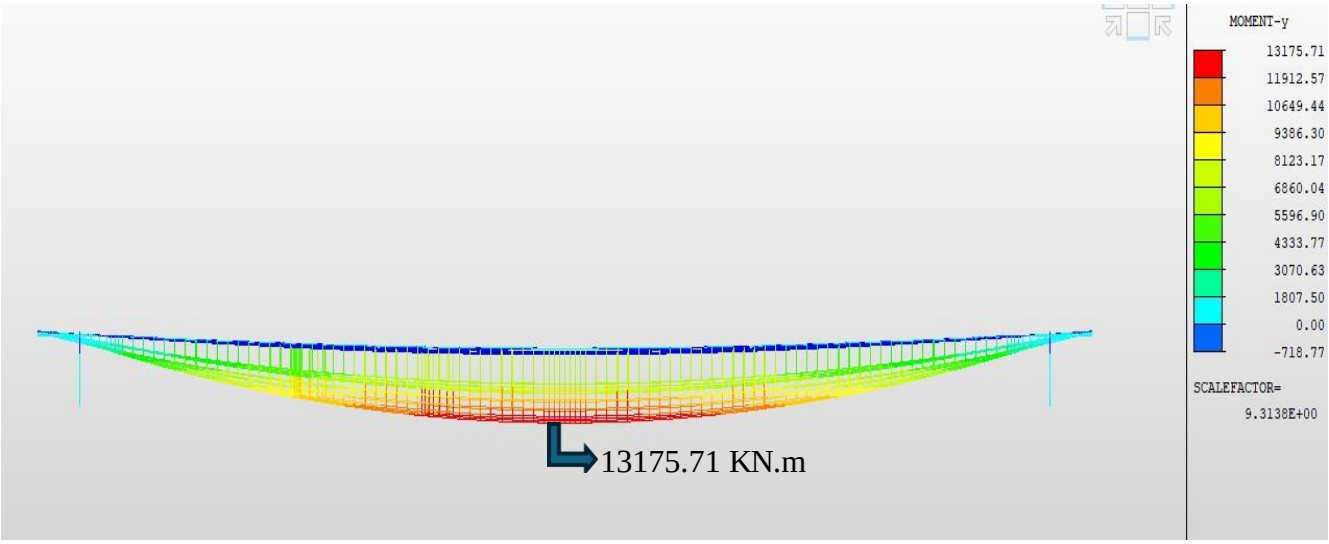


Figure IV.22 : Moment maximal a l'ELU (1.35 G + 1.45 UIC71 + 1.2 SW/2 + 0.9 T).

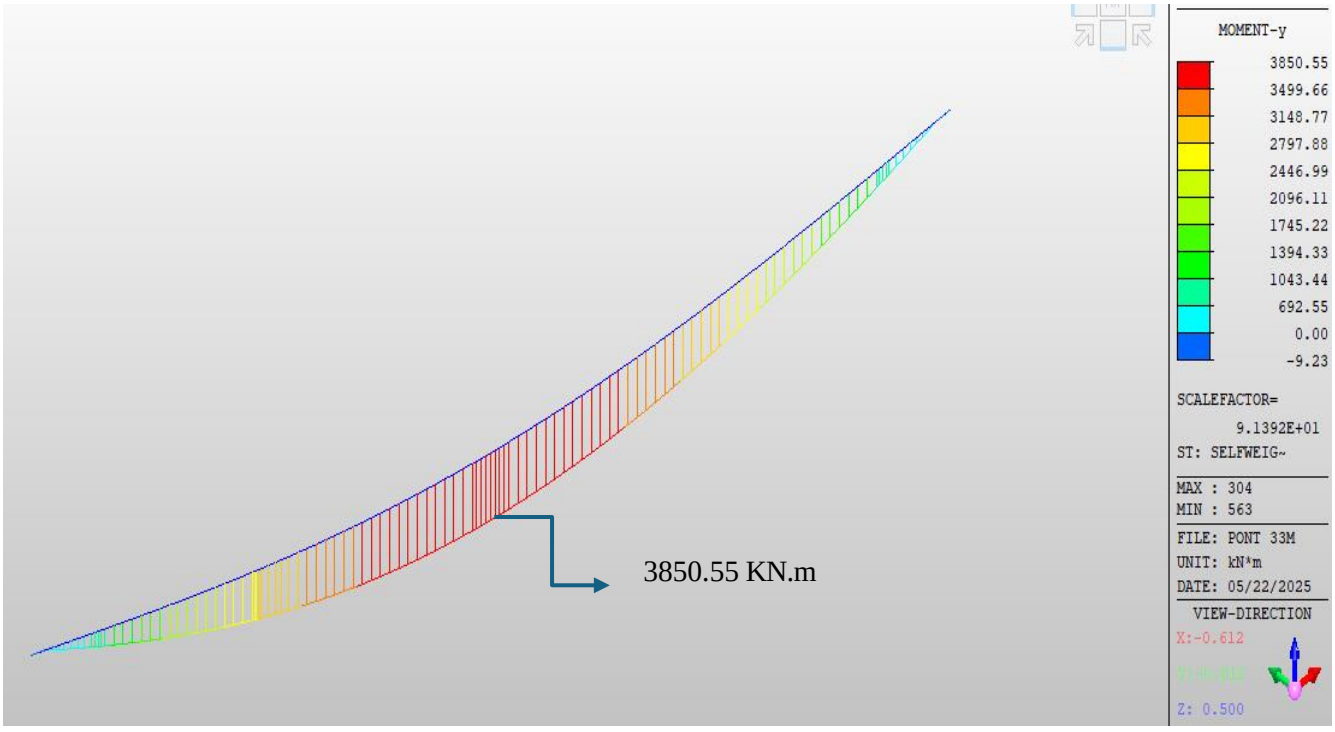


Figure IV.23 : Moment dû au poids propre (Poutre + Dalle).

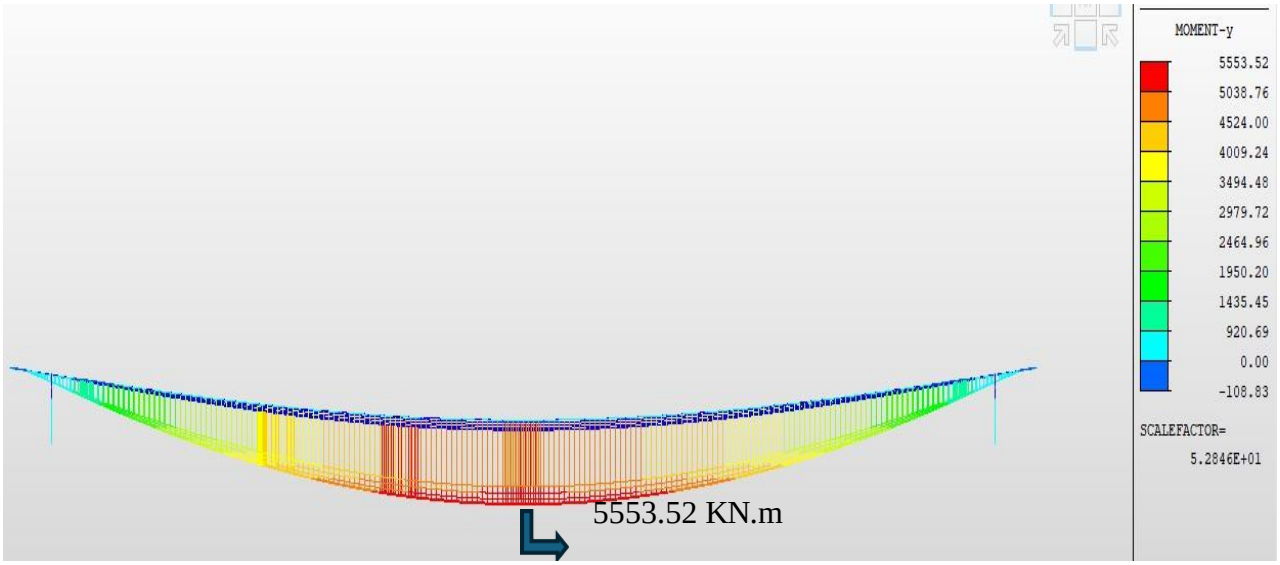


Figure IV.24 : Moment dû au poids propre du tablier.

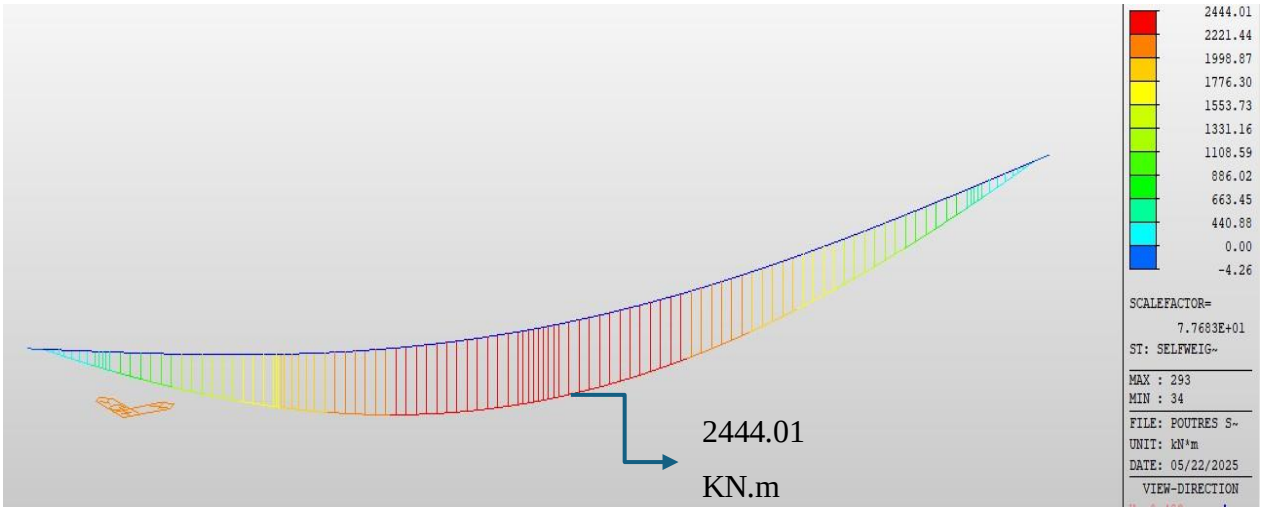


Figure IV.25 : Moment dû au poids propre de la poutre seule.

CHAPITRE V :

ÉTUDE DE LA PRÉCONTRAINTE



VII.1 Introduction

La précontrainte est une technique qui renforce la résistance et la durabilité des structures en appliquant une tension interne avant qu'elles ne soient soumises à des charges externes.

VII.2 Modes de réalisation de précontrainte

La précontrainte peut être mise en œuvre de deux manières principales : la pré-tension et la post-tension des armatures.

VII.2.1 Précontrainte par post-tension

La précontrainte par post-tension consiste à tendre les armatures (câbles ou torons) après le coulage du béton et atteinte d'une résistance suffisante. Les câbles de précontrainte sont insérés dans des gaines et des ancrages fixés à la poutre. Ces câbles sont ensuite tendus à l'aide de vérins hydrauliques. Cette tension des câbles est transmise au béton, le transformant ainsi en béton précontraint, offrant plus de flexibilité dans la conception et la construction des structures de travées pouvant atteindre les **50m**.

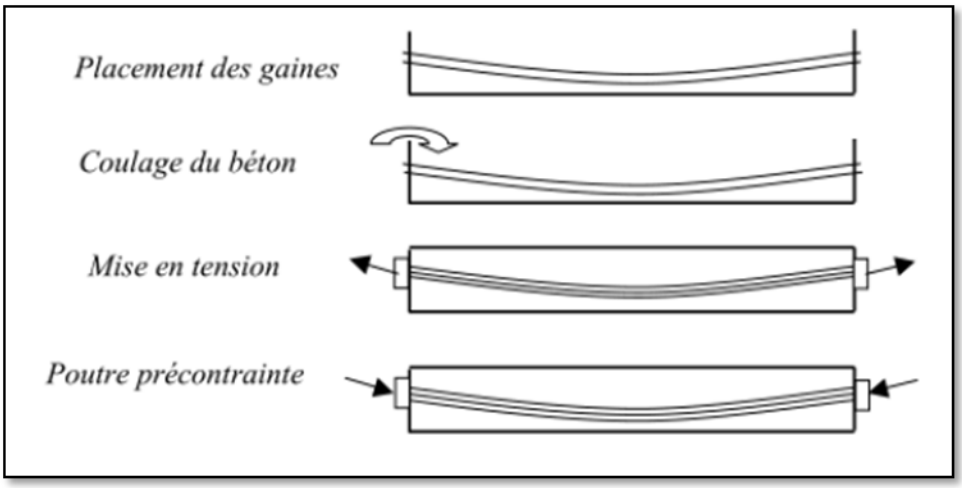


Figure V.26 : Etapes d'exécution de la précontrainte par post-tension.

VII.3 Dimensionnement de la précontrainte

La détermination de la force de précontrainte exercée en permanence par un câble doit tenir compte de deux phases successives

Tableau V.16 : Caractéristiques des câbles précontraints choisis.

Données	Notation	Valeur	Unité
Nombre de torons par câble	/	12T15S	/
Diamètre nominale	Φ	15,7	mm
Section nominale (toron)	Ap (toron)	150	mm
Section nominale (Cable)	Ap (Cable)	1800	mm
Masse nominale au mètre	γ	1.1	Kg/m
Contrainte de rupture garantie	fprg	1860	MPa
Contrainte limite élastique garantie	fpeg	1640	MPa
Module de la déformation élastique	E	195000	MPa
Valeur garantie de la perte par de Relaxation à 1000 heures	p 1000	> 2,50	%
Coefficient de frottement en courbe	f	0.17	rd^{-1}
Coefficient de frottement angulaire	φ	0.00119	m^{-1}
Coefficient de Recul d'encrage	g	0.006	m

$$P00 = \mathbf{mmmmmm}[(\mathbf{00.\ 88} \times fprg \times Ap)\ ;\ (\mathbf{00.\ 99} \times fpeg \times Ap)]$$

$$P0 = \min[(0.8 \times 1860 \times 1800)\ ;\ (0.9 \times 1640 \times 1800)]$$

$$P00 = \mathbf{222256.8\ KN}$$

$$\sigma 0 = \frac{\mathbf{P0}}{\mathbf{Ap}}$$

$$\sigma 0 = \frac{2656.8x10^{3}}{1800x10^{-6}} = 1476\ MPa$$

VII.3.1 Le nombre de câbles

VII.3.1.1 Détermination du nombre de câbles à mi travée

On détermine la valeur de la précontrainte minimale Pmin tant que :

$$P_{min} = \max(PI; PII) \quad (V.2)$$

Tel que :

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

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

Le calcul de la précontrainte concerne la section médiane dont les caractéristiques sont Représentées dans les tableaux (poutre + dalle).

Les moments max et min obtenus à l'état limite de service (ELS) sont les suivants :

$$M_{max} = \mathbf{9846.67}\ KN.m$$

$$M_{min} = \mathbf{5540.60\ KN.m}$$

Alors :

$$\Delta\Delta M = Mmax - Mmin$$

$$\Delta MM = 9846.67 - \mathbf{55}40.60 = 4306.07\ KN.\text{m}$$

Sachant que les ponts-rails doivent être vérifiés en classe I, conformément aux prescriptions du Livret 2.01 de la SNCF article 2b.1, dans les conditions définies par le BPEL :

Pour la classe I :

- En situation d'exploitation, aucune contrainte de traction n'est admise sur l'ensemble de la section. ($\boldsymbol{\sigma bt22} = \boldsymbol{\sigma bt1} = \mathbf{00}$)
- En cas d'exécution, les contraintes de traction sont partout bornées à 0.7ftj.

On obtient :

- Pour la section sous-critique :

$$PI = \frac{\Delta M}{\rho h} = \frac{4306.07}{0.47x2.3} = 3983.41\ KN$$

➢ Pour la section surcritique :

$$PII = \frac{\mathbf{Mmax}}{\boldsymbol{\rho xv + v' - d'}} = \frac{\mathbf{9846.67}}{\mathbf{0.47x0.8833 + 1.4167 - 0.23}} = 6147.06\ KN$$

$$Pmin = \mathbf{mmmmmm}(PI; PII)$$

$$Pmin = \mathbf{6147.06}\ KN \rightarrow \textbf{la section est ssssssssmmssmmssssss}$$

Ainsi :

$$e\mathbf{00} = -(V' - d')$$

$$e\mathbf{00} = -(1.41 - 0.25) = -1.\ 1\mathbf{22}m$$

Les pertes sont estimées à : 30% de P0

Le nombre de câbles de précontrainte à prévoir est déterminé selon la formule suivante :

$$n \geq \frac{Pmin}{(1 - \%\ Pr)P0}$$

$$n \geq \frac{6147.06}{(1 - 0.3)2656.8}$$

$$n \geq 3.31$$

On prend : n = **44**

Finalement :

On choisit 4 câbles de 12T15S

VII.3.1.1.1 Vérification de la borne supérieure

La vérification de la borne supérieure de la précontrainte consiste à confirmer que le nombre de câbles obtenu précédemment n'est pas excessif, ceci est déterminé par la satisfaction de la condition suivante :

$$(1 - \%Pr)P\mathbf{00} \times n \leq \mathbf{B}n \times \boldsymbol{\sigma}_{bc} - \frac{\mathbf{\Delta M}}{\boldsymbol{\rho h}}$$

$B_n = B_{p+d} - \frac{4\pi\varphi^2(gaine)}{4}$: Aire nette

$\boldsymbol{\sigma}_{bc}$: contrainte de construction en compression (MPa)

$$\boldsymbol{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 40 = 24\ MPa$$

$$(1 - 0.3) \times 2656.8 \times 4 \leq 1.0828 \times 24 \times 103 - \frac{4306.07}{0.47x2.3}$$

7439.52 KN ≤ 21541.25 KN (Condition vérifiée)

VII.3.1.2 Détermination du nombre de câbles à l'about

Pertes instantanées estimés à 10% de P_0

$$Pm= 0.9xP_0 =0.9x2656.8 = 2391.12 \text{ KN}$$

On doit vérifier les conditions :

- Fibre supérieure : $\boldsymbol{\sigma}_{sup} \geq \boldsymbol{\sigma}_{bt}$
- Fibre Inferieure : $\boldsymbol{\sigma}_{inf} \leq \boldsymbol{\sigma}_{bc}$

  Tels que

$$\sigma_{inf} = \frac{P}{B} + (P \times e_0 - M) \times \frac{V'}{I} \geqslant \overline{\sigma}bt = -0.7 \text{ ftj}$$

$$\sigma_{sup} = \frac{P}{B} - (P \times e_0 - M) \times \frac{V}{I} \leqslant \overline{\sigma}bc = 24 \text{ MPa}$$

Mg est le moment sous poids propre de la poutre seule qui est égale á **Mg = 2444,01 Kn.m**

e_0 est l'excentricité entre le centre de gravité le barycentre approximatif de la précontrainte, il est défini comme suit :

$$e_0 = -(\upsilon' - d') = - (1.37 – 0.23) = -1.14 \text{ m}$$

Par conséquent on aura :

$$\sigma inf = \frac{P}{0.782} + \frac{0.984}{0.337}(-0{,}656P + 3.22) \geqslant \overline{\sigma}bt = -2.1 \text{ Mpa}$$

$$\sigma sup = \frac{P}{0.782} - \frac{1.016}{0.337}(-0{,}656P + 3.22) \leqslant \overline{\sigma}bc = 24 \text{ MPa}$$

On prend:

$$P \leqslant 10.27 \text{ MN}$$

$$P \leqslant 8.21 \text{ MN}$$

P = 8.21 MN

Pour calculer le nombre de câbles à l'about :

$$n \leq \frac{Pmin}{0.9P_0}$$

$n \leq 3.43$

Alors on prend 3 câbles 12T15S à l'about.

VII.3.2 Pré-vérification de la précontrainte :

Les vérifications sont pour les 5 étapes, tel que :

Première étape : elle commence dès le septième jour, tel que la mise en tension est à 50 % et les pertes considérées sont de 5 % (document SETRA).

Deuxième étape : Après 28 jours, tel que la mise en tension des câbles de l'intrados est de 100%, et les pertes considérées sont de 10%.

Troisième étape : Après le positionnement des poutres sur leurs appuis définitifs et le coulage de l'hourdis sur place. Les efforts pris sont celle de la deuxième phase avec le poids propre de l'hourdis couler sur place.

Quatrième étape : Dans cette étape l'ouvrage est en service avec une mise en tension du 4eme câble à 100% et des pertes estimées de 20%.

Cinquième étape : Après 28 jours de coulage de la dalle, tel que la mise en tension de câble de l'extrados est de 100%, et les pertes considérées sont de 30%.

Les tableaux suivants présentent les paramètres calculés pour vérifier les contraintes totales pour les cinq phases, tant que

Pour vérifier les contraintes on utilisera les formules suivantes :

- $Fcj = \frac{j}{4.76 + 0.88xj} \times fc28$
- $Ftj = 0.6 + 0.06 \times Fcj$
- $\overline{\sigma}bc = 0.6 \times Fcj$
- $\overline{\sigma}bt = -0.7 \times Ftj$ en exécution / $\overline{\sigma}bt = 0$ en service (classe I)

$$\begin{cases} \sigma_{sup} = \frac{P}{A_n} + \frac{V}{I_n}(P.e_0 + M_g) \geq -0.7f_{t7} = \overline{\sigma_{bt}} \\ \sigma_{inf} = \frac{P}{A_n} + \frac{V'}{I_n}(P.e_0 + M_g) \leq 0.6f_{c7} = \overline{\sigma_{bc}} \end{cases}$$

Les tableaux qui suivent résument les vérifications de chaque phase

Tableau V.17 : Vérification en phase 1.

Jour 7	Vérification des contraintes au 7eme jour Câbles d'abouts tirés a 50%	
fc7 (MPa)	26,49	
ft7 (MPa)	2,1894	
бbc (MPa)	15,894	
бbt (MPa)	-1,533	
On estime les pertes a 5%		Conditions
P (MPa)	3.786	
Mg (MPa)	2.444	
бsup (MPa)	3,051	>бbt
бinf (MPa)	7,633	<бbc

Tableau V.18 : Vérification en phase 2.

Jour 28	Vérification des contraintes au 28e jour Câbles d'abouts tirés a 100%	
fc28 (MPa)	40	
ft28 (MPa)	3	
бbc (MPa)	24	
бbt (MPa)	-2,1	
On estime les pertes a 10%		Conditions
P (MN)	7.173	
Mg (MN.m)	2.444	
бsup (MPa)	-0,04	>бbt
бinf (MPa)	21,0444	<бbc

Tableau V.19 : Vérification en phase 3.

Vérification des contraintes après coulage dalle		
fc28 (MPa)	40	
ft28 (MPa)	3	
σbc (MPa)	24	
σbt (MPa)	-2,1	
On estime les pertes a 15%		Conditions
P (MN)	6.775	
Mg (MN.m)	3.858	
σsup (MPa)	0,5	>σbt
σinf (MPa)	15,414	<σbc

Tableau V.20 : Vérification en phase 4.

Vérification des contraintes à vide (mise en tension du 4eme cable)		
fc28 (MPa)	40	
ft28 (MPa)	3	
σbc (MPa)	24	
σbt (MPa)	-2,1	
On estime les pertes à 20%		Conditions
P (MN)	8.502	
Mg (MN.m)	5.553	
σsup (MPa)	1.60	>σbt
σinf (MPa)	17.78	<σbc

Tableau V.21 : Vérification en phase 5.

Ouvrage en service pertes 30%		
fc28 (MPa)	40	
ft28 (MPa)	3	
бbc (MPa)	24	
бbt (MPa)	-2,1	
On estime les pertes a 30%		Conditions
P (MN)	7.439	
Mmax (MN.m)	9.846	
бsup (MPa)	8,233	>бbt
бinf (MPa)	4,600	<бbc

VII.3.3 Tracé des câbles

VII.3.3.1 Disposition des câbles à l'about

Les ancrages doivent être disposés à une distance suffisante de la paroi et être séparés entre eux d'une valeur d'entraxe minimum. Ces distances sont obtenues à partir des dimensions a et b des montages d'essais.

On considère dans ce qui suit que les ancrages sont disposés selon deux directions normales : x et y, avec le petit côté de la tromplaque orienté selon l'axe y.

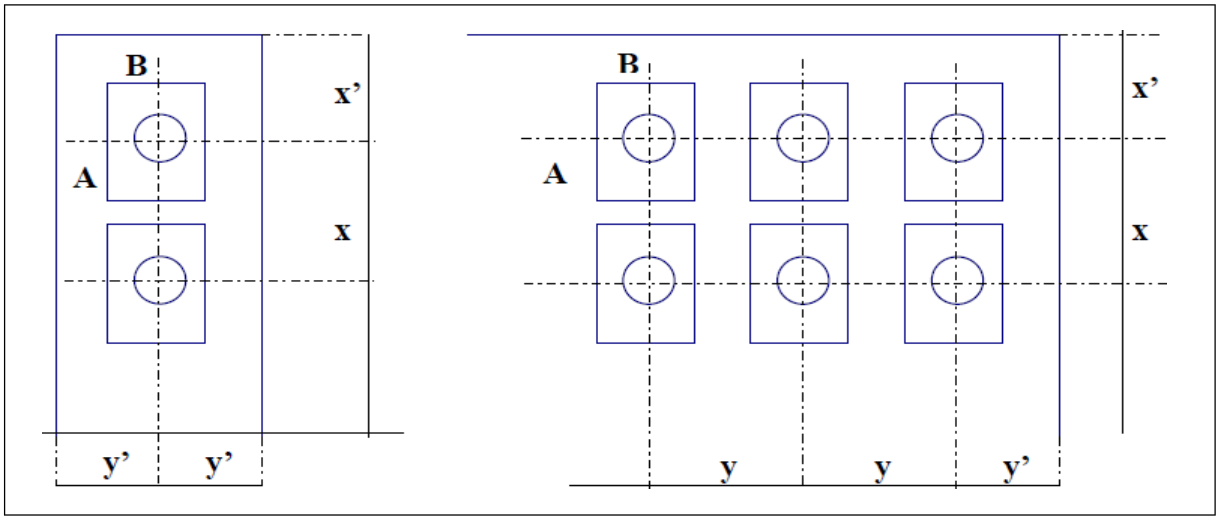


Figure V.2 : Dimensions des ancrages.

Les dimensions x et y doivent satisfaire les conditions suivantes.

$x \geq A + 30$ (mm)

$y \geq B + 30$ (mm)

$x \cdot y \geq a \cdot b$

$x \geq 0{,}85\ a$

$y \geq 0{,}85\ b$

$x' \geq 0{,}5\ x$ + enrobage de béton – 10 (mm)

$y' \geq 0{,}5\ y$ + enrobage de béton – 10 (mm)

Notations :

• A, B dimensions en plan de la tromplaque (A k B),

• a, b côtés du spécimen d'essai (a k b),

• x, y la distance d'axe en axe des ancrages de la structure dans les directions x et y,

• x', y' la distance de l'ancrage au parement le plus proche dans les directions x et y,

fcm,o la résistance moyenne à la compression mesurée sur cylindre avant tension.

Pour un câble de 12C15 les dimensions adéquate de la plaque d'encrage sont :

$A \times B = 240 \times 200$ mm² (Tromplaque A nC15)

Donc

$x \geq 270$ (mm)

$y \geq 230$ (mm)

$x \cdot y \geq 320 \times 320$ (mm²)

x ≥ 0,85 x 320

y ≥ 0,85 x 320

on prends x= 0.525m et x'= 0.477m

VII.3.3.2 Disposition des câbles à mi travée

En respectant la distance Φ autour de chaque paquet de précontrainte et les parois de la poutre, imposées par les documents techniques de SETRA, on adopte les distances suivantes :

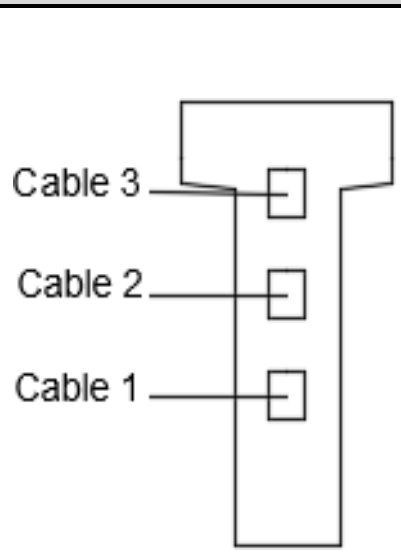
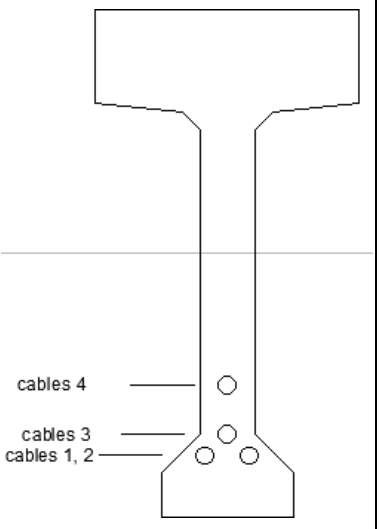
Sachant que le diamètre de la gaine Φ = 80mm :

$d1 = \Phi + \frac{\Phi}{2}$

$d2 = d1 + \Phi$

d3= 3 x Φ

Tableau V.22 : Positions des câbles.

Cable	Xi (m)	Yi (m)	Section d'about	Cable	Yi (m)	Section médiane
C1	0	0.7733		C1	0.28	
C2	0	1.2983		C2	0.28	
C3	0	1.8233		C3	0.375	
C4	2.5	2.3		C4	0.6	

VII.3.4 Détermination de l'angle de relevage

L'angle de relevage est donné par l'équation :

$$arcsin\left(\frac{VM-V}{p}\right) \leq \alpha \leq arcsin\left(\frac{Vm+V}{p}\right)$$

Avec :

$$\bar{V} = \bar{\tau} \times bn \times (0.8 h_{poutre})$$

$$\bar{\tau} = \sqrt{0.4f \, x \, (f + \frac{2}{3}\sigma x)}$$

$$\sigma x = \frac{P}{Bn}$$

$$Bn = Bpoutre + hourdis - \frac{4\pi\varphi^2}{4}$$

$$bn = b0 - nk\varphi = 0.52m$$

Avec :

$k = 0.5$ *pour le cas de post tension* ;

$n = 2$ *pour le nombre de gaines*

$b0 = 0.6m$ *pour la largeur du talon*

VM : Effort tranchant en charge maximal

Vm : Effort tranchant à vide sous (G)

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

$\bar{\tau}$: contrainte tangentielle limite en état limite de service

σx : contrainte normale au niveau de la fibre neutre $\sigma x = P / Bn$

Tableau V.23 : Angle de relevage.

b0 (m)	0,6	
bn (m)	0,56	
Bn (m²)	1,626	
P(MN)	5,58	
σx (MPa)	3,28	
$\bar{\tau}$ (MPa)	2,495	
$\bar{V}$ (MN)	2,235	
Vmax(MN)	1,2262	
Vmin (MN)	0,6921	
-10.64	$\leq \alpha \leq$	31,90
α_{opt} (deg°)	20.11	

On prend α_1=3.28°, α_2=6.77°, α_3=9.61°,α_4=13°

VII.3.5 L'allure des câbles

Le tracé d'un câble de précontrainte non rectiligne doit épouser la courbe du moment fléchissant. Il peut être approximé par une parabole de second degré, dont l'équation générale est :

$$y=ax^2+bx+c$$

Et dont la dérivée est :

$$y'=2ax+b$$

Représentant la tangente locale à la courbe, soit :

$$y'=\tan(\alpha)$$

Où α est l'angle d'inclinaison du câble.

- L'angle de déviation β sur une longueur l peut être calculé par l'équation :

- $\mathbf{ß(l) = 4 \times \frac{f}{l}}$

-Les cables présentent un alignement droit sur une distance de 1m à partir de l'ancrage.

Tableau V.24 : Récapitulatifs du tracé des câbles.

N° câble	l (m)	α (°)	Yi (m)			f (m)	R (m)	β(l) rad
			x=0	1 m	16,7 m			
C1	31,4	3,28	0,7733	0,72	0,28	0,44	282,67	0,056
C2	31,4	6,77	1,2983	1,18	0,28	0,90	136,94	0,115
C3	31,4	9,61	1,8233	1,65	0,375	1,28	96,36	0,163
C4	26,4	13	2,2698	2,04	0,6	1,44	60,50	0,218

Tableau V.25 : Récapitulatifs du tracé des câbles.

N° câble	l (m)	α (°)	Yi (m)			f (m)	R (m)	β(l) rad
			x=0	1 m	8,35 m			
C1	31,4	3,28	0,7733	0,72	0,4032	0,31	394,01	0,040
C2	31,4	6,77	1,2983	1,18	0,5338	0,65	190,72	0,082
C3	31,4	9,61	1,8233	1,65	0,735	0,92	134,11	0,117
C4	26,4	13	2,2698	2,04	1,1722	0,87	100,39	0,131

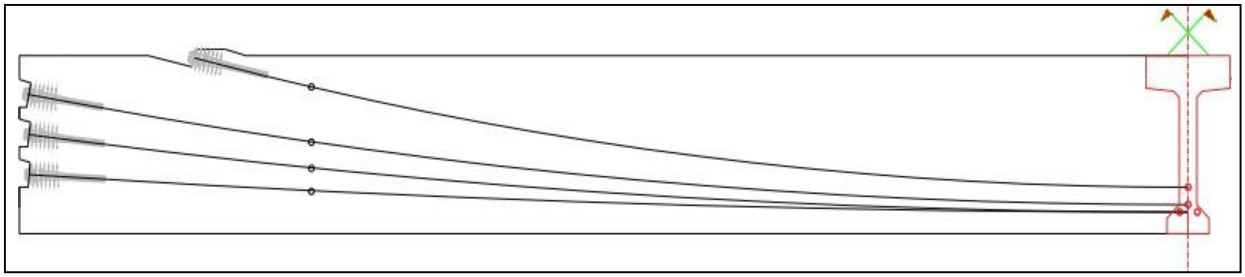


Figure V.28 : Tracé des câbles.

VII.3.5.1 Les caractéristiques géométriques nettes des sections

Tableau V.26 : Caractéristiques géométriques nettes des sections.

	Section d'about		Section intermédiaire		Section médiane	
	Poutre	P + D	Poutre	P + D	Poutre	P + D
h (m)	2	2,3	2	2,3	2	2,3
Bn(m^2)	1,2659	1,6259	0,9856	1,3607	0,7279	1,0879
υ' (m)	1,0560	1,2983	1,0630	1,3506	1,0614	1,4167
υ (m)	0,9440	1,0017	0,9370	0,9494	0,9386	0,8833
IG (m^4)	0,4624	0,8009	0,4034	0,7215	0,3567	0,6449
ρn	0,3664	0,3788	0,4109	0,4135	0,4919	0,4737

VII.4 CALCUL DES PERTES

En béton précontraint, les pertes ne sont nullement négligeables et l'on constate même une perte de l'ordre de 20% à 30% de la précontrainte initiale.

Les pertes de précontrainte peuvent être rangées sous deux catégories :

- Les pertes de tension instantanées : se produisant lors de la mise en tension des câbles de précontrainte.
- Pertes de tension différées : se produisant dans un temps plus au moins long après la mise en tension

VII.4.1 Pertes instantanées

VII.4.1.1 Pertes par frottements

Ce type de pertes se produit par frottement des câbles sur la gaine lors de la mise en tension.
La tension appliquée σp0 à l'origine diminue entre le point d'application et un point donné d'abscisse x, sa nouvelle valeur est donnée par la relation suivante :
Données pas la formule suivante :

$$\sigma\phi(x) = \sigma p0 \times (1-e^{-(f\times\beta+\varphi\times x)})$$

Avec :

Φ : coefficient de frottement par unité de longueur = 0.002 m-1.

f : coefficient de frottement d′un câble sur son conduit (en courbe) = 0.19.

σp0 : contrainte à l'origine correspondant a « F0 » = 1476 MPa.

β : l'angle de relevage du câble.

x : la distance de la section considérée (m).

La perte de tension par frottement est estimée par la formule :

$$\Delta\sigma\phi\ (x) = \sigma p0 - \sigma\Phi(x)$$

Tableau V.27 : Récapitulatif des pertes par frottement.

Section	Câble	β	σϕ(x)	Δσϕ	Δσϕ,moy	Δσϕ,moy %
0 L	1	0,000	0,000	0,000	0	0
	2	0,000	0,000	0,000		
	3	0,000	0,000	0,000		
	4	0,000	0,000	0,000	0	0
L/8	1	0,040	1440,607	35,393	46,246	3133
	2	0,082	1429,029	46,971		
	3	0,117	1419,625	56,375		
	4	0,131	1415,742	60,258	60,258	4,083
L/2	1	0,056	1412,531	63,469	78,237	5,301
	2	0,115	1396,756	79,244		
	3	0,163	1384,002	91,998		
	4	0,218	1376,413	99,587	99,587	6,747

V.4.1.2 Pertes dues au recul d'ancrage.

Cette perte de tension résulte du glissement de l'armature par rapport à son ancrage, du tassement ou de la déformation de l'ancrage. Son influence diminue à partir de l'ancrage jusqu'à s'annuler à une distance « d » à partir de laquelle la tension demeure inchangée.
En assimilant les branches d'exponentielle à des droites, la perte par recule d'ancrage peut être évaluée à partir de l'aire d'un triangle.

On a :

$$\Psi = (f + \frac{\alpha}{l}) + \varphi \text{ (BPEL 91)}$$

Avec

- d : la longueur de glissement du bloc d'ancrage. $d = \sqrt{\frac{g \cdot E_p}{\sigma_0 \cdot \psi}}$
- g : l'intensité du recul d'ancrage = 6 mm.
- Ep : module d'élasticité de l'acier = 1.95.105 MPa.
- l : longueur de câble

$$\Delta\sigma recul = 2.\ \sigma p0\ \ \psi\ (d\text{-}x)$$

Pour le calcul des pertes aux différentes sections, on utilise le théorème de THALES appliqué aux diagrammes des tensions

$$\Delta\sigma recul.f = \Delta\sigma recul\ x\ (1\text{-}\frac{d}{x})$$

Tableau V.28 : Valeurs dues au recul d'ancrage.

Section	N° câble	l (m)	k (m^{-1})	d (m)	Δσrecul (MPA)	Δσrecul %
0 L	C1	16,7	0,0026	17,35	134,83	10,14
	C2	16,7	0,0033	15,49	151,08	
	C3	16,7	0,0039	14,34	163,16	
	C4	14,2	0,0049	12,69	184,34	12,489
L/4	C1	8,35	0,0029	16,51	68,35	4,432
	C2	8,35	0,0039	14,31	65,90	
	C3	8,35	0,0047	13,04	62,02	
	C4	7,1	0,0055	11,98	76,46	5,18

NB: Les pertes dues au recul d'ancrage sont considérées nuls à mi travée.

V.4.1.3 Pertes dues au raccourcissement instantané du béton.

Lorsqu'une poutre présente plusieurs câbles à la mise en tension, ces câbles sont tirés l'un après l'autre. A chaque mise en tension d'un câble, il en résulte un raccourcissement du béton qui entraîne une perte de tension dans les câbles tendus et ancrés précédemment. Ces pertes sont exprimées comme suit :

$$\sigma_e = \frac{n-1}{2.n} \times \frac{Ep}{Eij} \times \sigma_{bi}$$

Avec :

- n : nombre de gaines ;
- EP : module d'élasticité des armatures = $1.95.10^5$ MPa
- Eij: module de déformation instantané du béton au jour « j » ;

Eij = 11000 $\sqrt[3]{fcj}$ = 37619.47 MPa (à 28 jours)

- e(x) : excentricité du câble de précontrainte.

- σb (x) : contrainte normale du béton :

$$\sigma_{bi} = \frac{P}{B} + \frac{P \times e^2}{I_G} - \frac{M_p \times e}{I_G}$$

$\boldsymbol{P}$: La tension finale dans le câble après l'estimation des pertes.

$$\boldsymbol{P = N \times Ap \times (\sigma p0 - \Delta\sigma frott - \Delta\sigma recul,f)}$$

Tableau V.29 : Pertes par déformations instantanées du béton.

Section	Mg (MN.m)	e (m)	Bn (m²)	σbi (MPa)	$\Delta\sigma_{def}$ (MPa)
0 L	0.00	-0.24	1.2656	7.28	18.86
L/4	1.80	0.17	0.72	10.59	27.44
L/2	2.44	0.41	0.72	10.74	27.83

On peut calculer les pertes instantanées totales

Tableau V.30 : Pertes instantanées totales.

Section	$\Delta\sigma_{frott}$ (MPA)	$\Delta\sigma_{recul}$ (MPA)	$\Delta\sigma_{racc}$ (MPA)	$\Delta\sigma_{inst,moy}$ (MPa)	$\Delta\sigma_{inst}$ %
0	0	167.02	18.86	185.88	12.6
L/4	53.252	70.94	27.44	151.632	10.3
L/2	89.00	0	27.83	116.83	8

V.4.2 Pertes de tension différées

V.4.2.1Pertes par retrait

La perte de tension par retrait données par la formule suivante :

$$\Delta\sigma r = Ep \times \varepsilon r[1 - r(t)]$$

Avec :

εr : le retrait final $=2\times10^{-4}$

r(t) : la loi d'évolution du retrait en fonction du temps

$$r(t) = \frac{t}{t + 9r_m}$$

Où :

$$r(t) = \frac{t}{t + 9r_m}$$

Où :

rm : Le rayon moyen (en cm).

Avec :

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

P : Le périmètre de la section (en cm).

An : L'aire nette de la section (en cm²).

Tableau V.31 : Valeurs des pertes dues au retrait.

Section	Cables	Jour	r_m (cm)	r(t)	Δσr (MPa)	Δσr (%)
0 L	**1ere famille**	28	17,83	0,1485	33,21	2,25
0 L	**2e famille**	28	21,32	0,1273	34,00	2,31
L/4	**1ere famille**	28	9,73	0,2423	29,55	2,00
L/4	**2e famille**	28	13,46	0,1877	31,68	2,15
L/2	**1ere famille**	28	9,73	0,2423	29,55	2,00
L/2	**2e famille**	28	13,46	0,1877	31,68	2,15

VII.4.2.2 Pertes dues à la relaxation de l'acier

Étant donné la minime différence de coût entre ces types d'acier, l'économie réalisée en optant pour les aciers **TBR**, qui présentent généralement une relaxation à **1000** heures de l'ordre de **2.5%**, est préférable. La perte finale de tension attribuable à la relaxation de l'acier est généralement exprimée par :

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

Avec :

$\boldsymbol{\sigma}(x) = \boldsymbol{\sigma p 00} - \boldsymbol{\Delta\Delta\sigma} pi(x)$: La contrainte dans les armatures de précontrainte après les pertes instantanées (en MPa).

$fprg = 1\mathbf{882200} MPa$: La contrainte limite garantie à la rupture.

$\boldsymbol{\rho} 1\mathbf{000000} = \mathbf{22}.\ \mathbf{55}\%$: La relaxation de l'acier à 1000h.

$\mu\mathbf{00}$: Un coefficient qui tient en compte le taux en dessous duquel aucune relaxation n'est observée. Sa valeur est égale à : $\mathbf{00}.\ \mathbf{4433}$: Pour les aciers TBR de très basse relaxation.

Tableau V.32 : Valeurs des pertes dues à la relaxation des aciers.

section	cables	σp0	σpi(x)	μ0	Δσrelax	Δσrelax (%)
0 L	**1ere famille**	1476	1309,028	0,43	53,758	3,642
	2eme famille	1476	1248,832	0,43	45,223	3,064
L/4	**1ere famille**	1476	1354,263	0,43	60,556	4,103
	2eme famille	1476	1326,305	0,43	56,315	3,815
L/2	**1ere famille**	1476	1384,954	0,43	65,356	4,428
	2eme famille	1476	1359,806	0,43	61,411	4,161

VII.4.2.3 Pertes dues au fluage du béton :

Le fluage béton est défini comme l'augmentation progressive de la déformation du béton sous des contraintes de compression permanentes. Cette déformation entraîne un raccourcissement de l'élément, ce qui se traduit par une perte de tension dans l'armature active. Cette perte de tension augmente avec le temps de manière proportionnelle à la déformation de fluage.

La perte due au fluage du béton est évaluée comme suit :

$$\Delta\sigma_{fl} = \mathbf{Kflu} \times \frac{\mathbf{Ep}}{\mathbf{Eij}} \times \boldsymbol{\sigma}_{\mathbf{b}}$$

Avec :

$Kflu = \mathbf{22}.\ \mathbf{005588}$: Coefficient de fluage.

(x) : Contrainte normale du béton, définie, en MPa, par :

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

$$P = N \times Ap \times (\sigma p00 - \Delta\Delta\sigma iT)$$

Tableau V.33 : Valeurs des pertes dues au fluage du béton.

Section	P	$e_m(x)$	B (m^2)	Mg (x)	σb (x)	Δσfluage	Δσfluage %
0 L	6,945	-0,486	1,626	0	7,816	83,373	5,65
L/4	10,627	0,552	1,088	4,120	11,263	120,146	8,14
L/2	10,627	0,961	1,088	5,554	17,00	185,05	12,54

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

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

Tableau V.34 : Valeurs des pertes différées totales.

Section	Retrait %	Fluage %	Relaxation %	$Totale_{inst}$ %
0 L	2.28	5,65	3,353	10,73
L/4	2,075	8,14	3,959	13,52
L/2	2,075	12,54	4,294	18,19

VII.4.3 Pertes totales de précontrainte :

Tableau V.35 : Valeurs des pertes totales de précontrainte.

section	Δσit	Δσdt	Δσpt	Δσpt (%)
0 L	185,88	158,3	344,18	23,33
L/4	151,632	199,47	351,102	23,8
L/2	116,83	268,54	385,37	26,2

Remarque

On remarque que les valeurs des pertes calculées sont aux environs de 26%, l'estimation des pertes de 30% au départ, ainsi reste valable. De plus, les résultats du calcul de nombre de câble obtenus restent valables également.

VII.5 CALCUL JUSTIFICATIF DES POUTRES

VII.5.1 Justification des contraintes normales à ELS

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

On doit vérifier que :

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

Avec les valeurs caractéristiques de la précontrainte :

. $P_1 = n \times A_p \times (1.02\sigma_{p0} - 0.8\Delta\sigma_\rho)$

. $P_2 = n \times A_p \times (0.98\sigma_{p0} - 1.2\Delta\sigma_\rho)$

Avec :

$\boldsymbol{\sigma_{p0}}$: La tension à l'origine =1476 MPa

$\mathbf{A_p}$: Section de câble de précontrainte, A_p= 1800 mm^2.

n : Nombre de câble de précontrainte = 4.

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

$\mathbf{e_p}$: Excentricité du câble de précontrainte moyen.

$\mathbf{M_g}$: Moment extérieure.

$\mathbf{A_n}$: Section transversale nette.

$\mathbf{I_n}$: Inertie de la section nette.

V : Distance de C D G aux fibres sup.

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

Tableau V.36 : Limitation des contraintes.

Les contraintes admissibles	j = 7 jours	j ≥ 28 jours
$\overline{\sigma_{bc}}$ (MPa)	15.89	24
$\overline{\sigma_{bt}}$ (MPa)	0	0

Les vérifications sont faites dans plusieurs phases de construction et de services :

- **Phase 1**

Au 7ème jour, la poutre est sur le banc de préfabrication, les câbles de la première famille sont tirés à 50% de P_0 et consomment 50% des pertes instantanées.

La section résistante est la section nette de la poutre seule.

Le moment considéré est le moment dû au poids propre de la poutre seule.

- **Phase 2**

Au 28ème jour, les câbles sont tirés à 100% de P0, ils consomment 100% des pertes instantanées.

La section résistante est la section nette de la poutre seule.

Le moment considéré est le moment dû au poids propre de la poutre seule.

- **Phase 3**

7 jours après tirage des câbles, on coule la dalle. Les cables vont consommer en plus des pertes instantanées 50% des pertes différées.

La section résistante est la section nette de la poutre seule.

Le moment considéré est le moment dû au poids propre de la poutre + dalle + entretoise.

- **Phase 4**

Le 4eme câble se trouvant à l'extrados (2eme famille) est tiré a 100% et consomme 100% de ses pertes instantanées.

La section résistante est la section nette de la poutre + dalle.

Le moment considéré est le moment dû au poids propre de la poutre + dalle + entretoise.

- **Phase 5**

Mise en place des éléments du tablier. Les câbles des 2 familles consomment 100% des pertes totales.

La section résistante est la section nette de la poutre + dalle.

Le moment considéré est le moment dû au poids propre + ccp.

- **Phase 06**

La mise en service de l'ouvrage.

La section résistante est la section nette de la poutre + dalle.

Le moment considéré est le moment maximal à ELS.

Tableau V.37 : Caractéristiques de la section de la poutre.

	x=0		x=L/4		x=3L/8		x=L/2	
	Poutre seule	**Poutre + Dalle**	**Poutre seule**	**Poutre + Dalle**	**Poutre seule**	**Poutre + Dalle**	**Poutre seule**	**Poutre + Dalle**
H (m)	2	2,3	2	2,3	2	2,3	2	2,3
B_{nette} (m^2)	1,27	1,63	0,723	1,160	0,723	1,160	0,72	1,16
v_n (m)	0,944	1,002	0,925	0,867	0,917	0,862	0,914	0,860
v'_n (m)	1,056	1,298	1,075	1,433	1,083	1,438	1,086	1,440
I_{nG} (m^4)	0,462	0,801	0,353	0,633	0,346	0,621	0,342	0,617
ρ (%)	36,64	37,88	49,06	43,89	48,14	43,22	47,69	42,93

Tableau V.38 : Récapitulatif des forces de précontraintes dans chaque phase.

	N cables	% Mt	ΔP1	ΔP2	P1f1	P2f1	P1f2	P2f2
Phase 1	3	50	3,95	0,00	3,94	3,72	0,00	0,00
Phase 2	3	100	7,91	0,00	7,63	7,06	0,00	0,00
Phase 3	3	100	17,05	0,00	7,04	6,18	0,00	0,00
Phase 4	4	100	26,20	6,74	6,46	5,31	2,57	2,39
Phase 5	4	100	26,20	26,20	6,46	5,31	2,15	1,77
Phase 6	4	100	26,20	26,20	6,46	5,31	2,15	1,77

Tableau V.39 : Coordonnées des câbles.

	Y1	Y2	Y3	Y4	Ymoy 1ere famille	Ymoy 2e famille
x=0	0,7733	1,2983	1,8233	2,27	1,30	2,27
x=L/4	0,4032	0,5338	0,735	1,1722	0,56	1,1722
x=3L/8	0,3108	0,3434	0,4649	0,7425	0,37	0,7425
x=L/2	0,28	0,28	0,375	0,6	0,31	0,6

Tableau V.40 : Contraintes calculées à chaque phase.

		Phase 1				Phase 2			
		x=0	x=L/4	x=3L/8	x=L/2	x=0	x=L/4	x=3L/8	x=L/2
e1 (m)		-0,24	0,52	0,71	0,77	-0,24	0,52	0,71	0,77
e2 (m)		0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
MEls		0,00	1,80	2,30	2,44	0,00	1,80	2,30	2,44
P1 (MN)		3,94	3,94	3,94	3,94	7,63	7,63	7,63	7,63
P2 (MN)		3,72	3,72	3,72	3,72	7,06	7,06	7,06	7,06
σp (MPa)	σsup	0,00	4,71	6,10	6,53	0,00	4,71	6,10	6,53
	σinf	0,00	-5,48	-5,32	-7,76	0,00	-5,48	-7,21	-7,76
σP1 (MPa)	σsup	5,06	0,10	-1,97	-2,70	9,80	0,19	-3,82	-5,22
	σinf	0,93	11,67	14,22	15,13	1,81	22,59	27,53	29,29
σP2 (MPa)	σsup	4,77	0,09	-1,86	-2,55	9,06	0,18	-3,53	-4,83
	σinf	0,83	11,01	13,42	14,27	1,67	20,90	25,47	27,10
σMax (MPa)	**σsup**	**5,06**	**4,81**	**4,13**	**3,83**	**9,80**	**4,90**	**2,28**	**1,31**
	σinf	**0,93**	**6,19**	**8,90**	**7,37**	**1,81**	**17,12**	**20,32**	**21,53**
σMin (MPa)	**σsup**	**4,77**	**4,81**	**4,24**	**3,98**	**9,06**	**4,89**	**2,57**	**1,70**
	σinf	**0,83**	**5,53**	**8,10**	**6,52**	**1,67**	**15,42**	**18,26**	**19,34**

			Phase 3				Phase 4			
			x=0	x=L/4	x=3L/8	x=L/2	x=0	x=L/4	x=3L/8	x=L/2
e (m)			-0,24	0,52	0,71	0,77	0,00	0,88	1,06	1,13
e2 (m)			0,00	0,00	0,00	0,00	-0,97	0,26	0,70	0,84
MEls			0,00	2,82	3,73	3,86	0,00	2,82	3,73	3,86
P1 (MN)			7,04	7,04	7,04	7,04	6,46	6,46	6,46	6,46
P2 (MN)			6,18	6,18	6,18	6,18	5,31	5,31	5,31	5,31
P1 (MN)			0,00	0,00	0,00	0,00	2,57	2,57	2,57	2,57
P2 (MN)			0,00	0,00	0,00	0,00	2,39	2,39	2,39	2,39
σp (MPa)		σsup	0,00	3,87	5,17	5,38	0,00	3,87	5,17	5,43
		σinf	0,00	-6,39	-8,63	-9,01	0,00	-6,39	-8,63	-9,01
1ere famille	σP1 (MPa)	σsup	6,47	1,07	-0,87	-1,54	3,97	-2,18	-3,97	-4,60
		σinf	1,57	14,33	17,65	18,80	3,97	18,37	21,48	22,58
	σP2 (MPa)	σsup	5,67	0,94	-0,76	-1,23	7,34	-1,87	-3,26	-3,77
		σinf	1,37	12,58	15,49	16,50	3,26	15,09	17,65	18,54
2e famille	σP1 (MPa)	σsup	0,00	0,00	0,00	0,00	4,70	1,30	-0,26	-0,79
		σinf	0,00	0,00	0,00	0,00	-2,46	3,73	6,34	7,24
	σP2 (MPa)	σsup	0,00	0,00	0,00	0,00	4,37	1,21	-0,25	-0,74
		σinf	0,00	0,00	0,00	0,00	-2,29	3,47	5,90	6,74
σMax (MPa)		**σsup**	**6,47**	**4,94**	**4,31**	**3,85**	**8,67**	**2,98**	**0,94**	**0,04**
		σinf	**1,57**	**7,95**	**9,02**	**9,80**	**1,51**	**15,71**	**19,20**	**20,82**
σMin (MPa)		**σsup**	**5,67**	**4,81**	**4,41**	**4,15**	**11,71**	**3,21**	**1,67**	**0,92**
		σinf	**1,37**	**6,19**	**6,86**	**7,49**	**0,97**	**12,17**	**14,92**	**16,28**

			Phase 5				Phase 6			
			x=0	x=L/4	x=3L/8	x=L/2	x=0	x=L/4	x=3L/8	x=L/2
e (m)			0,00	0,88	1,06	1,13	0,00	0,88	1,06	1,13
e2 (m)			-0,97	0,26	0,70	0,84	-0,97	0,26	0,70	0,84
MEls			0,00	4,12	5,28	5,54	0	7,2342	9,16	9,84667
P1 (MN)			6,42	6,42	6,42	6,42	6,46	6,46	6,46	6,46
P2 (MN)			5,31	5,24	5,24	5,24	5,24	5,24	5,24	5,24
P1 (MN)			2,15	2,15	2,15	2,15	2,15	2,15	2,15	2,15
P2 (MN)			1,77	1,77	1,77	1,77	1,77	1,77	1,77	1,77
σp (MPa)(1)		σsup	0,00	5,65	7,33	7,73	0,00	9,92	12,71	13,74
		σinf	0,00	-9,33	-12,22	-12,93	0,00	-16,38	-21,19	-22,98
1ere famille	σP1(2) (MPa)	σsup	3,95	-2,17	-3,95	3,97	-2,18	-3,97	-4,60	-4,60
		σinf	3,95	18,26	21,35	3,97	18,37	21,48	22,58	22,58
	σP2(3) (MPa)	σsup	3,26	-1,77	-3,22	3,22	-1,77	-3,22	-3,73	-3,77
		σinf	3,26	14,90	17,43	3,22	14,90	17,43	18,31	18,54
2e famille	σP1 (MPa)	σsup	3,94	1,09	-0,22	3,94	1,09	-0,23	-0,67	-0,79
		σinf	-2,07	3,13	5,32	-2,07	3,13	5,34	6,08	7,24
	σP2 (MPa)	σsup	3,24	0,89	-0,18	3,24	0,89	-0,19	-0,55	-0,74
		σinf	-1,70	2,57	4,37	-1,70	2,57	4,39	4,99	6,74
σMax (MPa)		**σsup**	**7,89**	**4,57**	**3,15**	**2,50**	**7,91**	**8,82**	**8,50**	**8,47**
		σinf	**1,88**	**12,05**	**14,46**	**15,58**	**1,91**	**5,11**	**5,63**	**5,67**
σMin (MPa)		**σsup**	**6,50**	**4,77**	**3,92**	**3,45**	**6,46**	**9,04**	**9,29**	**9,46**
		σinf	**1,56**	**8,14**	**9,58**	**10,37**	**1,52**	**1,09**	**0,62**	**0,32**

(1) $\sigma p = \frac{V}{I_n} \mathbf{x\ Mg}$

(2) $\sigma P1 = \frac{P1}{A_n} + \frac{V}{I_n} \mathbf{P1.e_p}$

(3) $\sigma P2 = \frac{P2}{A_n} + \frac{V}{I_n} \mathbf{P2.e_p}$

Remarque

Toutes les contraintes ont vérifié les conditions limites de traction et de compression dans les 4 sections et 6 phases étudiés.

VII.5.2 Justification des contraintes tangentielles

Etant donné l'effort tranchant engendré par le moment fléchissant et l'effort normal peut affaiblir la sécurité de la structure en provoquant des fissures, On doit vérifier que l'âme puisse résister à cet effort. La vérification des contraintes tangentielles se fait en classe I suivant la phase 6 comme suit :

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

Avec :

σ_x : La contrainte normale longitudinale, $\sigma_x = \frac{P}{A_n}$ avec $P = \sum_1^4 Picos\alpha i$

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

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

V_g : Effort tranchant dû au poids propre.

V_p : Effort tranchant dû à la précontrainte totale, $V_p = \sum Psin\alpha$.

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

I_n : Moment d'inertie net de la section.

$b_n = b_0 - mk\Phi$.

m : nombre de gaines par lit. m=1.

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

Φ : diamètre de la gaine, Φ = 80mm.

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

Tableau V.40 : Valeurs de la précontrainte.

	P	Pcos α	Psin α
P1	1,96	1,96	0,11
P2	1,98	1,96	0,23
P3	1,98	1,95	0,33
P4	1,98	1,93	0,44
	Somme	5,87	0,67

Tableau V.41 : Vérification de la contrainte tangentielle Max.

Paramètres	Résultats
$A_n(m^2)$	1.70
$I_n(m^4)$	0.80
$S(m^3)$	0.51
$b_n(m)$	0.6
$V_g(MN)$	1.23
$V_p(MN)$	0.67
$V_{red}(MN)$	0.55
$\sigma_x(MPa)$	3.45
$\tau(MPa)$	0.58
$\bar{\tau}_1(MPa)$	2.52
Vérification	**Vérifiée**

N.B : Comme $\sigma_x < 0.4 \times fcj$ on a $\bar{\tau}_1 < \bar{\tau}_2$ donc on doit vérifier seulement que : $\tau < \bar{\tau}_1$

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

VII.5.3 Justification de la poutre à l'ELU :

$$tg\ 2\beta_u = \frac{2\tau_u}{\sigma_x - \sigma_y}\ , \text{avec } \beta_u \geq 30°$$

σ_x , σ_y : représentent les contraintes normales au niveau de G ; $\sigma_x = P/B_n$

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

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

$V_{red,u}$ = Vult - Psinα = 1.67 – 0.67 = 1.00 MPa

$$\tau_u = \frac{1.00 \times 0.51}{0.80 \times 0.60} = 1.05$$

Tableau V.42 : valeur de l'angle β_u.

σ_x =	3,45	MPa
τu =	1,05	MPa
βu=	15,78	°

On prend **βu = 30°**

VII.5.3.1 Armatures transversales

Tableau V.43 : Récapitulatif des paramètres à utiliser pour le calcul des AT.

τu	1,05	MPa
f_e =	500,00	MPa
f_{t28} =	3,00	MPa
bn =	0,60	m
γ_s =	1,15	

$$\frac{A_t \times fe}{b_n \times S_t \times \Upsilon} \geq \left(\tau u - \frac{fe}{3} \right) \text{ x tg } \beta u$$

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 0.39 \text{ cm}$$

On prend un cadre HA10 avec un espacement de 25 cm à mi- travée et 15 cm à l'appui.

VII.5.3.2 Justification des bielles de béton

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

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

$$\tau_u = 1.05 \leq \frac{40}{6} = 6.67 MPa$$

Les bielles comprimées de béton sont bien vérifiées.

2.1.1. Ferraillage passif longitudinal

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

VII.5.3.3 Armatures de peau

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

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

VII.5.3.4 Armatures longitudinales dans la zone tendue

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

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

Avec :

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

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

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

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

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

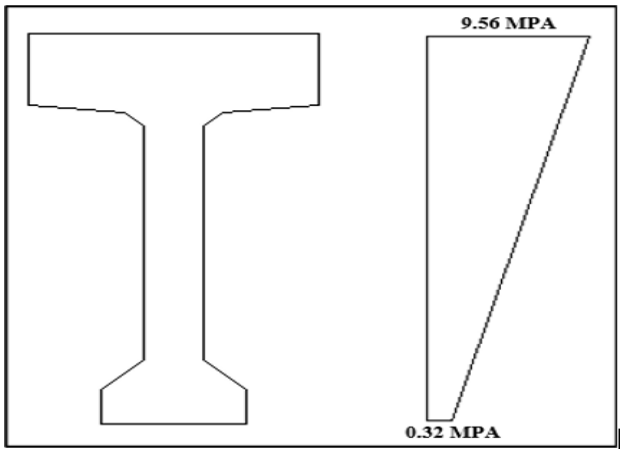


Figure V.29 : Diagramme des contraintes dans la section médiane.

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

On disposera 6 HA14 en nappe inférieure dans le talon.

VII.5.4 Etude de la zone d'application de forces concentrées (zone d'about) :

L'about d'une poutre est soumis à une concentration d'efforts due à la transmission des réactions par l'appui et l'introduction des forces de précontrainte dans les zones d'ancrage.

Selon les études expérimentales du BPEL ont mis en évidence, l'existence de trois zones à l'aval des points d'application des forces de précontraintes :

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

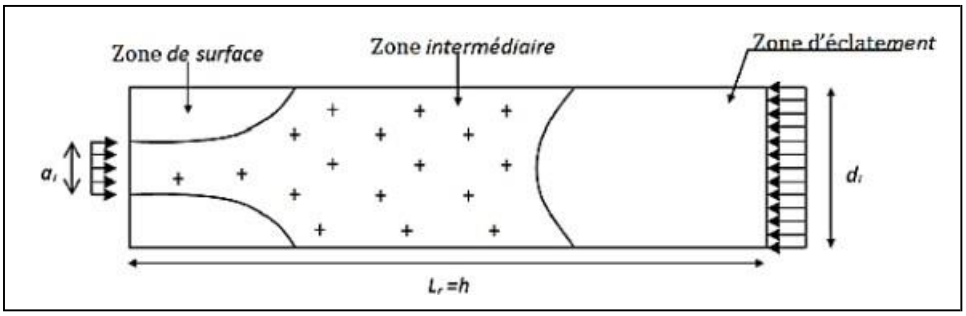


Figure V.30 : Zone de concentration des contraintes.

VII.5.4.1 Effet de surface :

On associe à chaque ancrage un prisme symétrique dj :

d1 =	0,36	m
d2 =	0,4	m
d3 =	0,4	m
a =	0,24	m
Ft =	3	MPa
b =	0,6	m
Fc =	40	MPa

Tableau V.44 : Valeurs des prismes symétriques.

On détermine le ferraillage à disposer par la formule suivante :

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

Avec :

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

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

Nous avons :

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

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

VII.5.4.2 Zone intermédiaire comprimée :

La contrainte moyenne de compression longitudinale doit vérifier :

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

Tableau V.45 : Vérification de la zone intermédiaire comprimée.

σm (MPa)	Condition	Obs
10,75	≤26,67	**Vérifiée**
9,68	≤26,67	**Vérifiée**
9,68	≤26,67	**Vérifiée**

VII.5.4.3 Effet d'éclatement

VII.5.4.3.1 Vérification des contraintes du béton

La contrainte de traction du béton doit vérifier :

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

Avec :

d_j : La hauteur du prisme symétrique associée au niveau j.

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

b : base du talon, b=0.65m.

Alors :

Tableau V.46 : Vérification des contraintes de béton.

σt (MPa)	Condition	Observation
1,79	≤3,75	Vérifiée
1,94	≤3,75	Vérifiée
1,94	≤3,75	Vérifiée

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

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

On aura :

$$A_{ej} = Max \begin{cases} 0.25(1 - \frac{0.24}{0.36}) \times \frac{2.65}{\frac{2}{3} \times 500} x\ 10^4 = 7.95 cm^2 \\ 0.15 \times \frac{2.65}{\frac{2}{3} \times 500} x\ 10^4 = 11.925\ cm^2 \end{cases}$$

Donc :

$A_{ej} = 11.925\ cm^2$

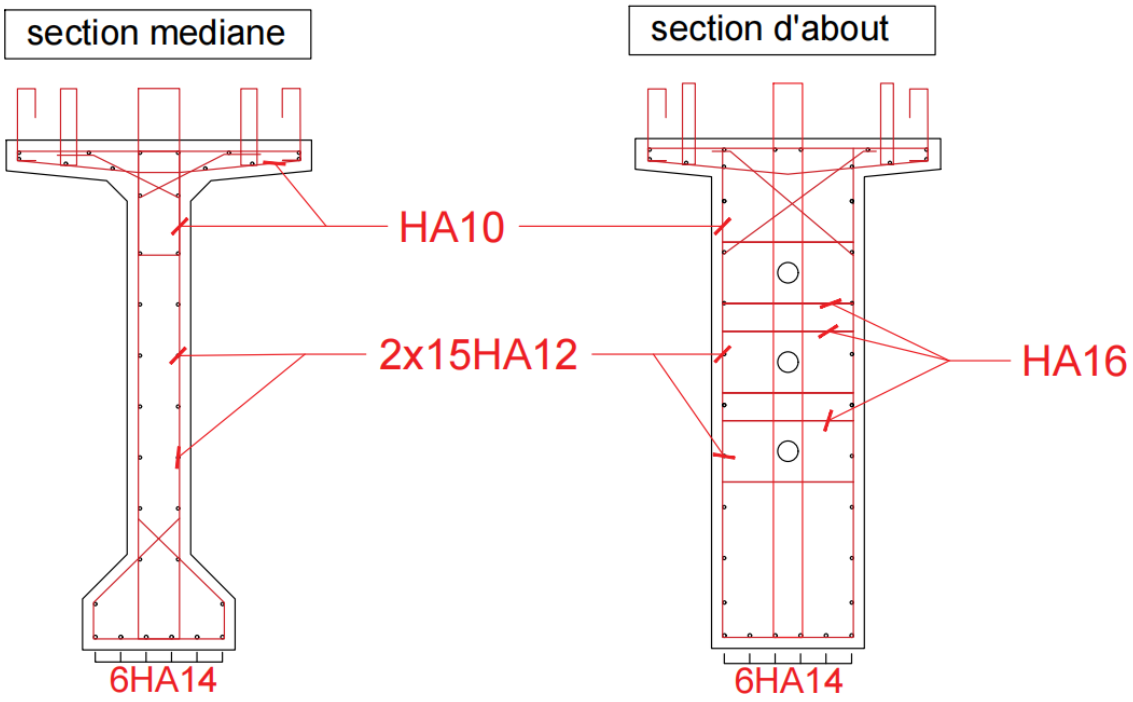


Figure V.31 : ferraillage de la poutre en section d'about et à mi travée.

CHAPITRE VI :

ÉTUDE DU TABLIER



VI.1. Introduction :

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

VI.2. L'hourdis général :

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

VI.2.1. Modélisation de la dalle :

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

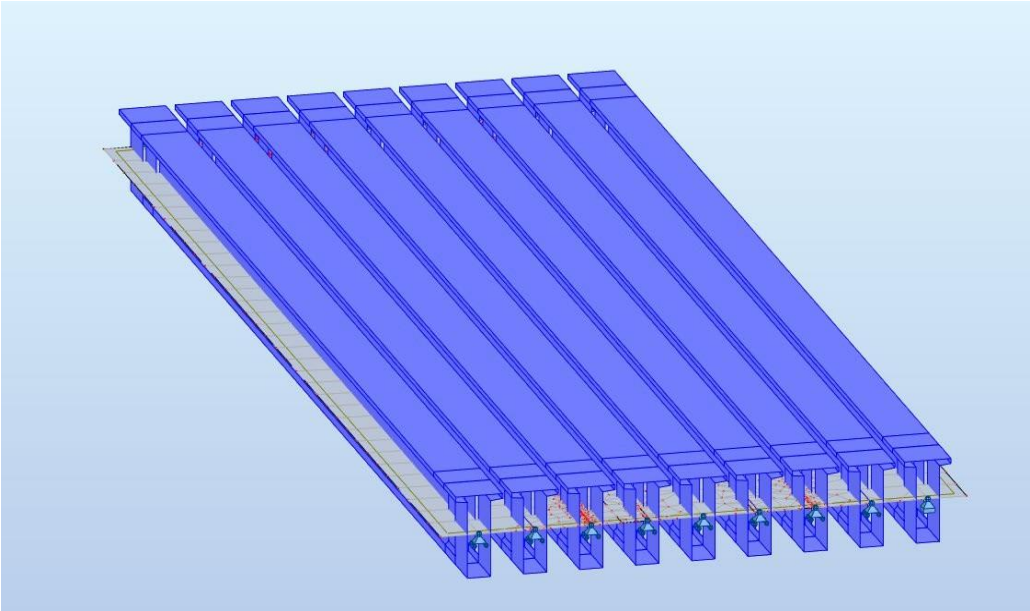


Figure VI.32 : Modélisation de la dalle sur logiciel.

VI.2.2. Flèches et contre flèches :

Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2014 a été utilisé pour la détermination des différentes flèches.

VI.2.2.1. Flèche due au poids propre :

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

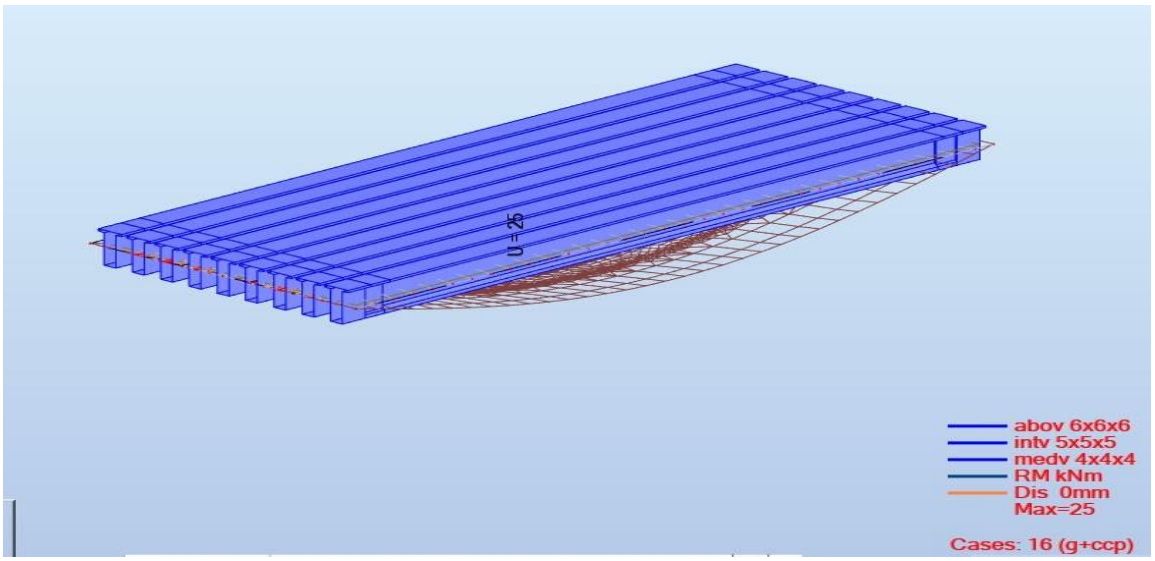


Figure VI.33 : La flèche maximale dans la poutre due au poids propre.

La flèche maximale dans la poutre due au poids propre est de $\mathbf{f_G}$ = 2.5cm

VI.2.2.2 Contre-Flèche due à la précontrainte

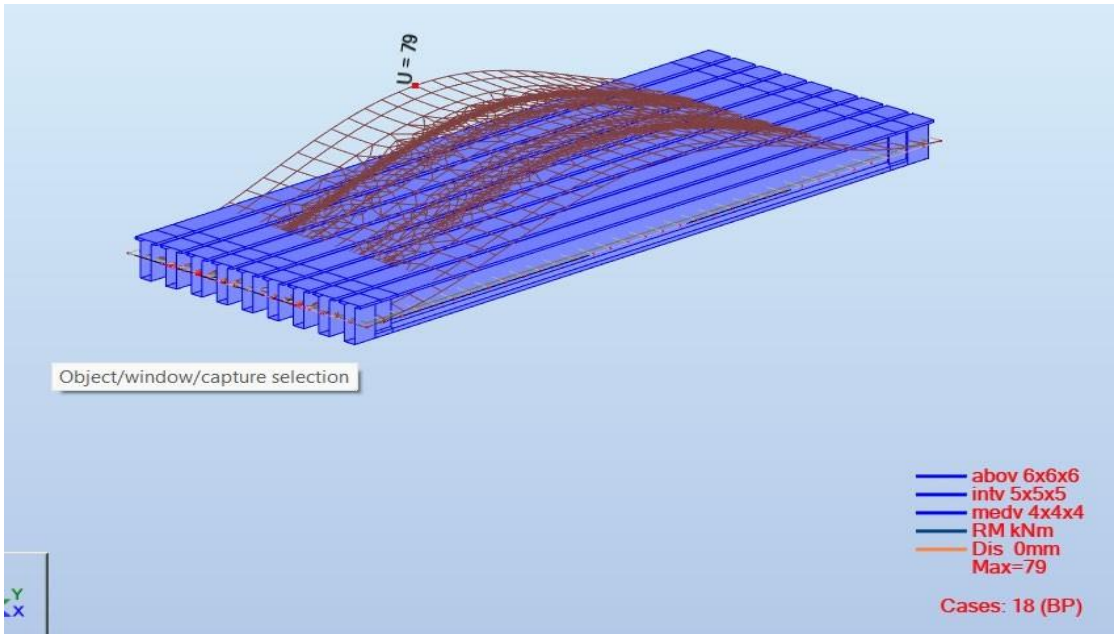


Figure VI.34 : la flèche maximale dans la poutre due à la précontrainte

La flèche maximale dans la poutre due à la précontrainte est de : $\mathbf{f_P}$ = -7.9cm

VI.2.2.3. Flèche de construction

La flèche de construction est donnée par :

$$fc = 3/4(|fp| - fG) = 3/4\ (|-7.9|-2.5) = 3.0375\ cm$$

VI.2.2.4. Fleche maximale à l'ELS

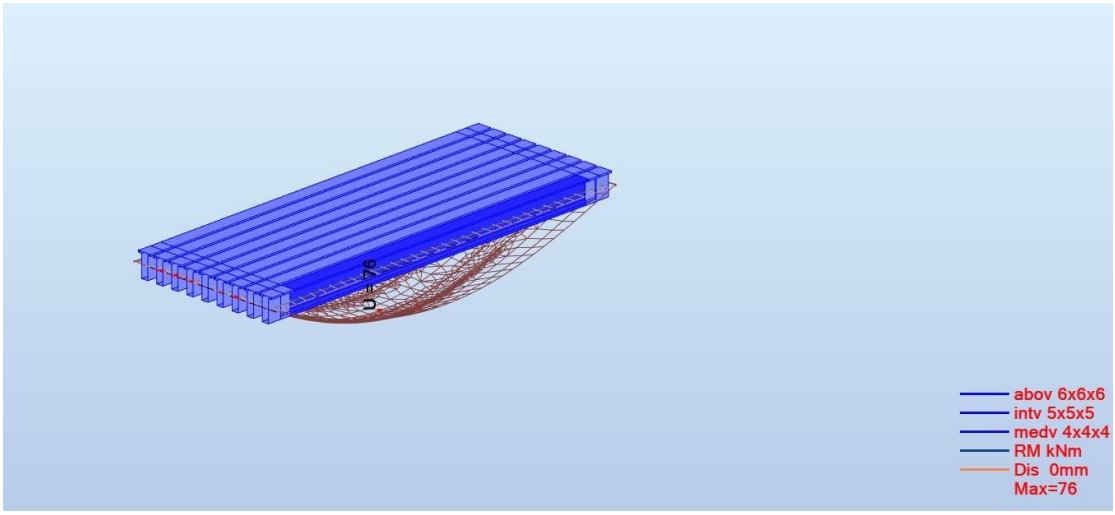


Figure VI.35 : flèche maximale à l'ELS.

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

$\mathbf{f_{SER}} = 7.6cm$

VI.2.2.5. Vérification de la flèche totale

$$f_T = f_c + f_P + f_{SER} = 2.7375\ cm$$

$$\mathbf{f}_{Adm} = \frac{L}{800} = \frac{33.4}{800} = 4.175\ cm$$

$f_T = 2.74\ cm < f_{Adm} = 4.175\ cm \longrightarrow$ Vérifiée

VI.2.2.6. Calcul des rotations

La rotation est donnée par la formulation suivante :

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

M : moment provoquant la rotation (MN.m)

L = 33.4m : Longueur de la travée (m)

I **= 0,6493** m^4 **:** Moment d'inertie de la section médiane (poutre + dalle) (en m4).

Ev : module de déformation différé (MPa)

VI.2.2.6.1. Rotation due au poids propre

$$\theta_G = \frac{5.5535 \text{ x } 33.4}{3 \text{ x } 12653.82 \text{ x } 0.6493}$$

$$\theta_G = 0.0075 \text{ rad}$$

VI.2.2.6.2. Rotation due aux charges de services

$$\theta_{ser} = \frac{9.8467 \text{ x } 33.4}{3 \text{ x } 12653.82 \text{ x } 0.6493}$$

$$\theta_{ser} = 0.013 \text{ rad}$$

VI.3. Ferraillage sous flexion transversale

VI.3.1. Évaluation des efforts

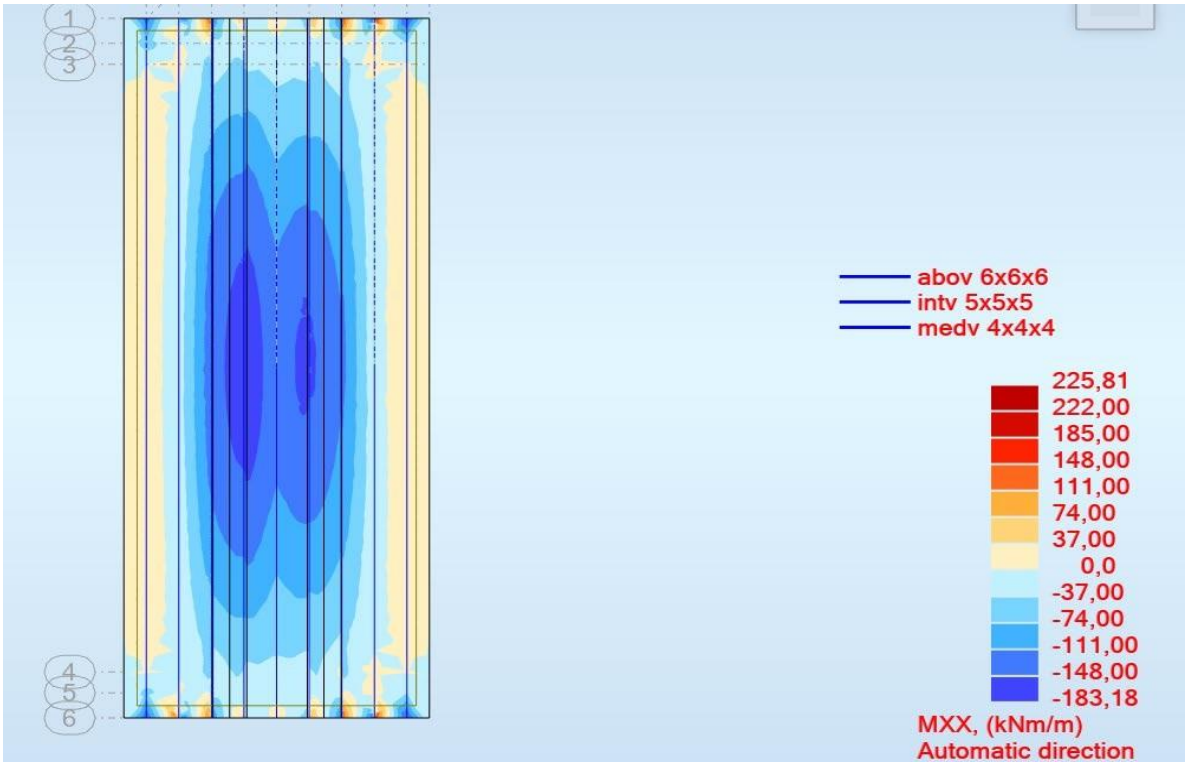


Figure VI.36 : Résultats de Mxx obtenus avec la combinaison à l'ELU : 1.35 G + 1.45 UIC 71 + 1.2 SW/2.

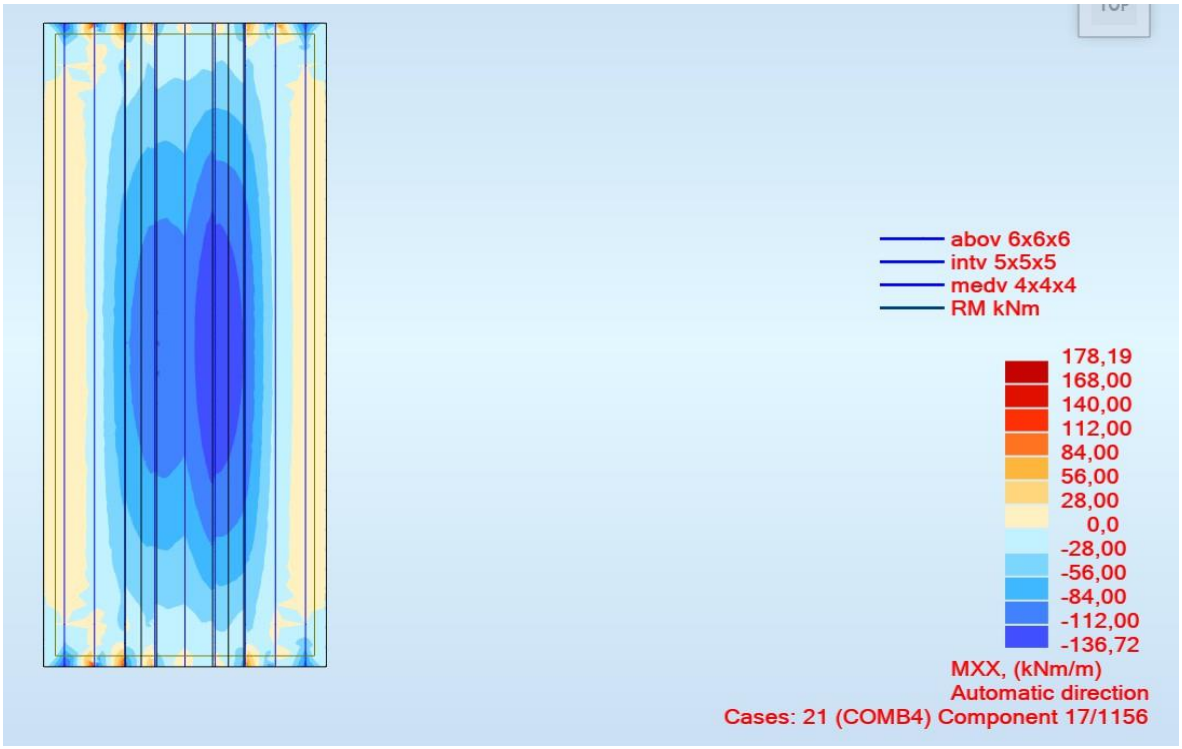


Figure VI.37 : Résultats de Mxx obtenus avec la combinaison à l'ELS : G + UIC 71 + SW/2.

Tableau VI.47 : Récapitulatif des moments fléchissants.

Moment fléchissant Mxx	ELU	ELS
Sur appui	255.64	178.19
A mi- travée	-196.02	-136.72

VI.3.2. Ferraillage transversale de la dalle :

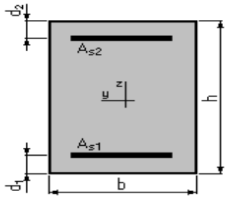
Ces valeurs des moments seront saisies dans le logiciel 'EXPERT' afin de procéder au calcul du dimensionnement du ferraillage de la dalle

1. **Hypothèses** :
   - Beton : fc_{28} = 40 MPa
   - Acier : fe = 500 MPa
   - Fissuration préjudiciable
   - Prise en compte des armatures comprimées
   - Calcul suivant BAEL 91
2. **Section**

b = 100 cm

h = 30 cm

d1 = 5 cm d2 = 5 cm



3. Moments appliqués

Tableau VI.48 :Moments appliqués.

	Mmax (KN.m)	Mmin (KN.m)
Etat Limite Ultime (Fondamental)	183.18	-225.81
Etat Limite de Service	136.72	-178.19
Etat limite ultime (Accidentel)	0	0

4. Résultats

Section d'acier As1 : 26.5 cm²

Section d'acier As2 : 35.1 cm²

Ainsi le ferraillage transversal choisie sera :

- 4HA25 + 4HA16 pour la nappe inferieure avec un espacement de 12.5cm
- 6HA25 + 2HA20 pour la nappe supérieure avec un espacement de 12.5 cm

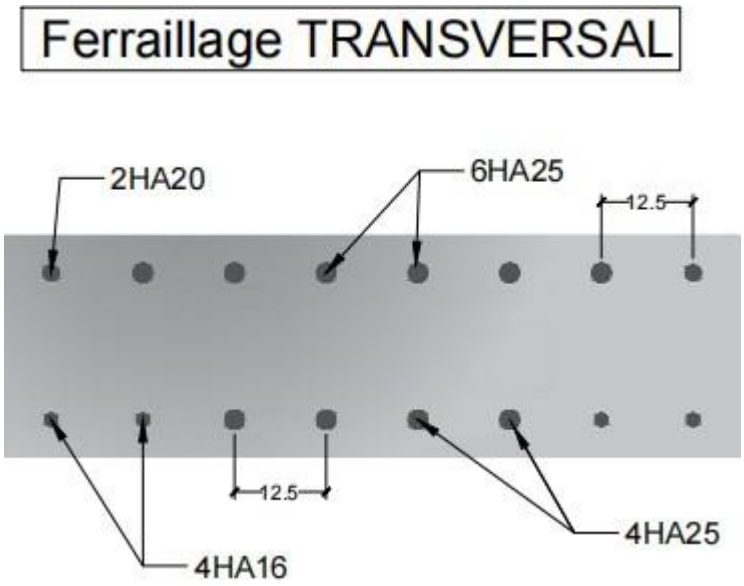


Figure VI.38 : ferraillage transversale de la dalle.

VI.4. Ferraillage sous flexion longitudinale

VI.4.1. Évaluation des efforts

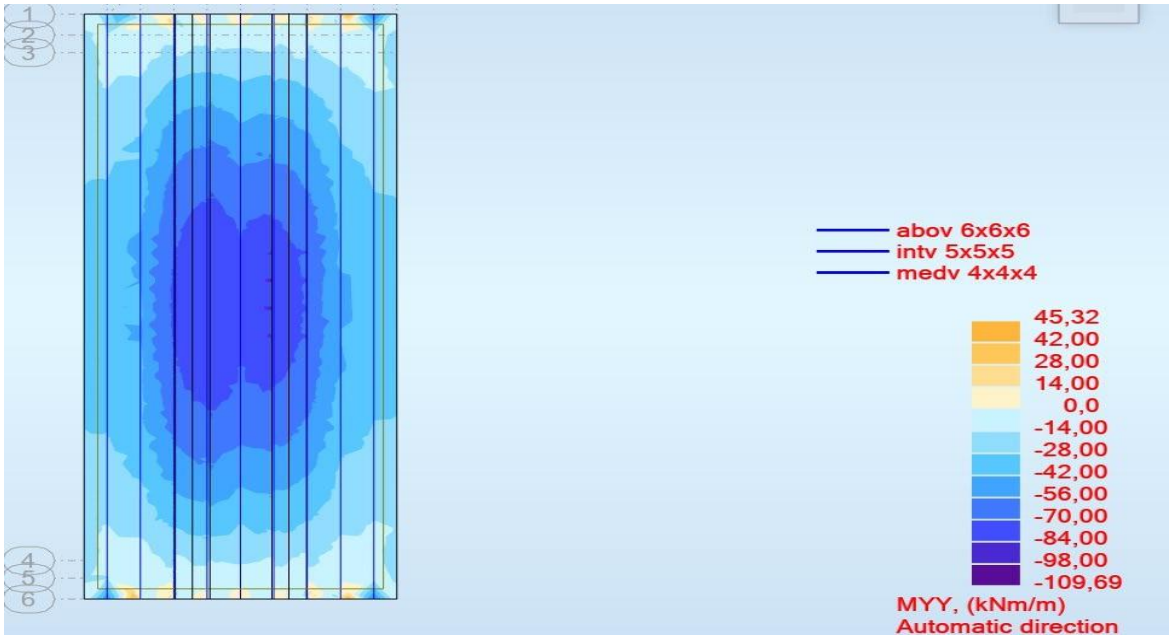


Figure VI.39 : Résultats de Myy obtenus avec la combinaison à l'ELU : 1.35 G + 1.45 UIC 71 + 1.2 SW/2.

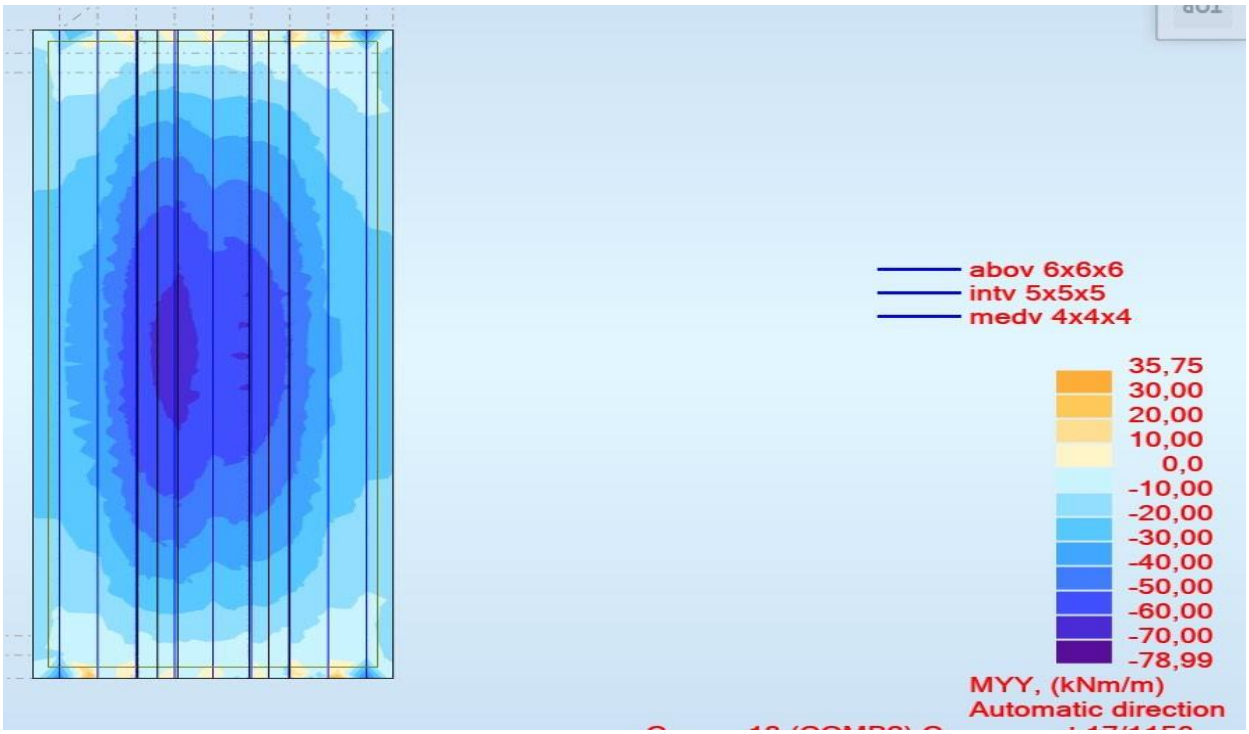


Figure VI.40 : Résultats de Myy obtenus avec la combinaison à l'ELS : G + UIC 71 + SW/2.

Tableau VI.49 : Récapitulatif des moments fléchissant maximaux.

Moment fléchissant Mxx	ELU	ELS
Sur appui	45.32	35.75
A mi-travée	-109.69	-78.99

VI.4.2. Ferraillage transversale de la dalle :

Ces valeurs des moments seront saisies dans le logiciel 'EXPERT' afin de procéder au calcul du dimensionnement du ferraillage de la dalle

5. Hypothèses

- Béton : fc_{28} = 40 MPa
- Acier : fe = 500 MPa
- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Calcul suivant BAEL 91

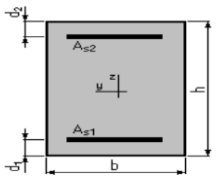
6. Section

b = 100 cm

h = 30 cm

d1 = 5 cm

d2 = 5 cm



7. Moments appliqués

Tableau VI.50 : Moments appliqués.

	M max (KN.m)	M min (KN.m)
Etat Limite Ultime (Fondamental)	109.69	-45.32
Etat Limite de Service	78.99	-35.75
Etat limite ultime (Accidentel)	0	0

8. Résultats

Section d'acier As1 : 15 cm²

Section d'acier As2 : 6.5 cm²

Ainsi le ferraillage transversal choisie sera :

- 5HA20 pour la nappe inferieure avec un espacement de 12.5cm
- 5HA14 pour la nappe supérieure avec un espacement de 12.5 cm

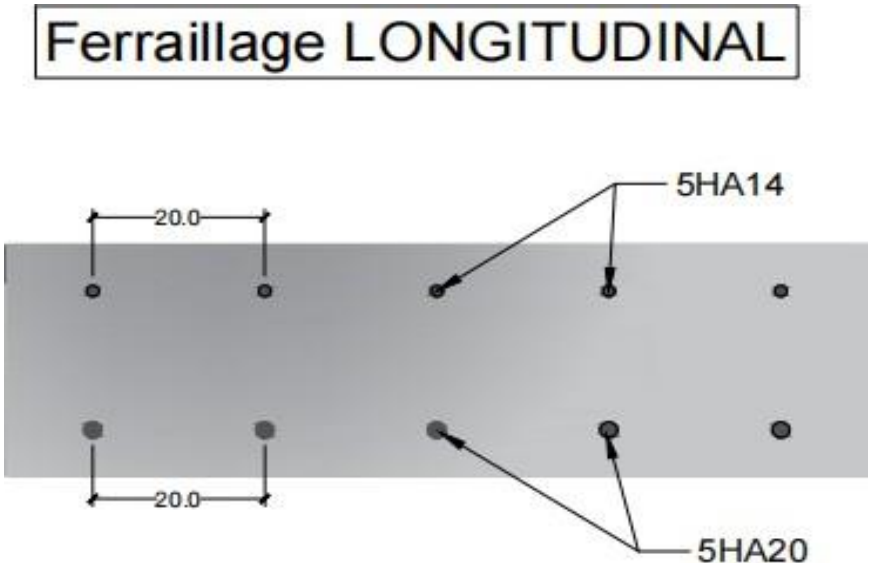


Figure VI.41 : Ferraillage longitudinale de la dalle.

VI.5. Les entretoises :

Les entretoises sont des poutres transversales, elles jouent un rôle multifonctionnel dans les structures en répartissant les charges, rigidifier la structure dans les deux directions verticales et horizontales et surtout essentielles pour le processus de vérinage du tablier pour le changement des appareils d'appuis lors de la maintenance.

VI.5.1. Principe de ferraillage

Le ferraillage des entretoises sera dimensionné en se basant sur les efforts importants que ces dernières vont repartir aux appuis. Ces efforts dépendent du nombre et de la répartition des vérins, et qui dépendent d'eux mêmes de leur puissance et du poids du tablier à soulever.

VI.5.1. Détermination des efforts

Sachant que le poids propre du tablier est égal à 445.06KN/ml, la détermination des efforts se fait à l'ELU et à l'ELS comme suit :

- À l'ELU :

$$Pu = \frac{1.35 \times G_T \times L}{l}$$

Avec :

G_T : Le poids propre total du tablier (en KN/ml).

L : La longueur de la poutre (en m).

l : La largeur du tablier (en m)

.

On trouve :

$$Pu = \frac{1.35 \times 490.397 \times 33.4}{13.6}$$

$$P_u = 1625.88 \text{ KN/ml}$$

- À l'ELS :

$$Pser = \frac{490.397 \times 33.4}{13.6}$$

$$Pser = 1204.36 \text{ KN/ml}$$

- En modélisant les entretoises sur Autodesk Robot Structural Analaysis 2025, comme élément barre appuyé sur 8 appuis.



Figure VI.42 : Modèle de calcul.

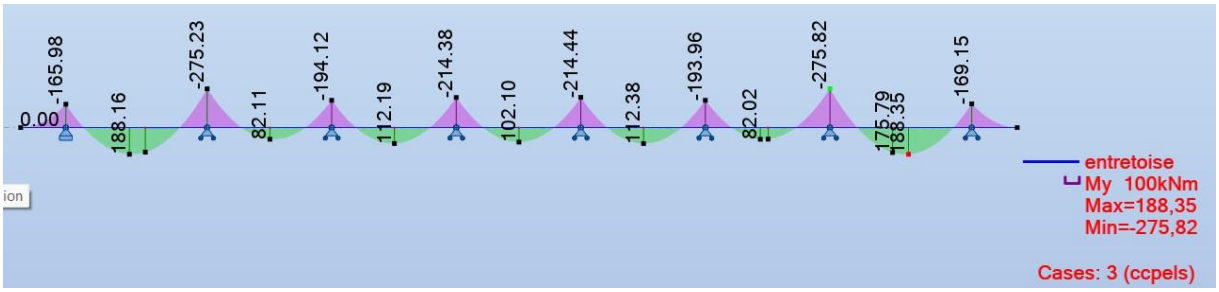


Figure VI.43 : Diagramme des moments sous G a l'ELS.

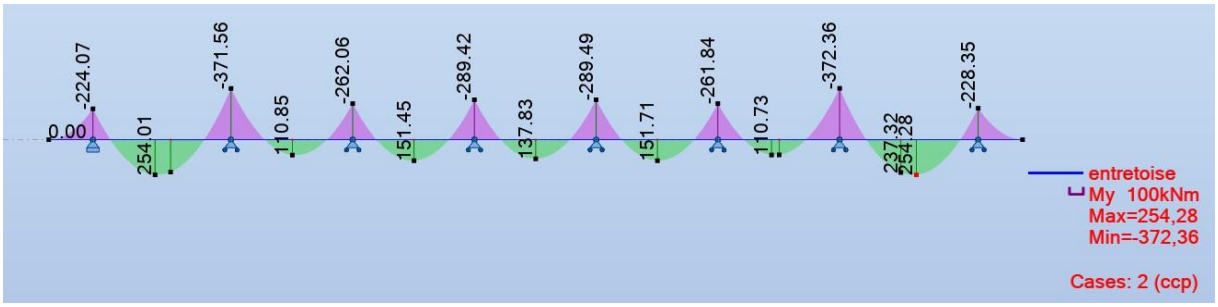


Figure VI.44 : Diagramme des moments sous G a l'ELU.

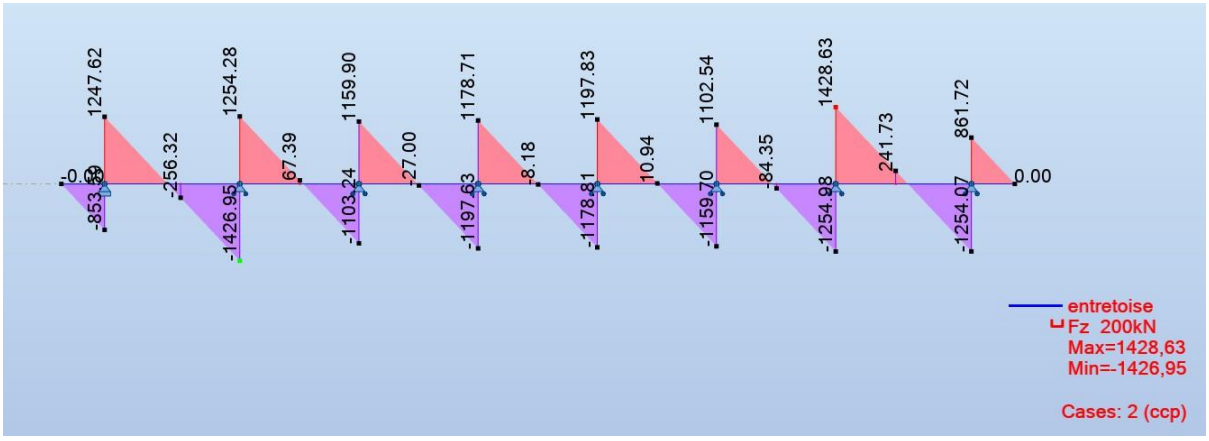


Figure VI.45 : Diagramme de l'effort tranchant sous G a l'ELU.

VI.5.2. Ferraillage des entretoises

Ces valeurs des moments seront saisies dans le logiciel 'EXPERT' afin de procéder au calcul du dimensionnement du ferraillage de la dalle

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

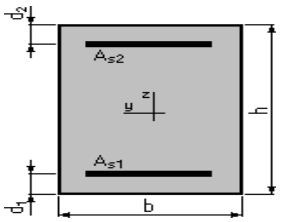
2. Section

b = 60,0 (cm)

h = 150,0 (cm)

d_1 = 5,0 (cm)

d_2 = 5,0 (cm)



3. Moments appliqués

Tableau V.51 : Moments appliqués.

	Mmax (KN.m)	Mmin (KN.m)
Etat Limite Ultime (Fondamental)	254.28	-372.36
Etat Limite de Service	188.35	-275.82
Etat limite ultime (Accidentel)	0	0

4. Résultats:

Sections d'Acier

Section théorique A_{s1} = 8,7 (cm2) Section théorique A_{s2} = 9,3 (cm2)

Section minimum $A_{s\,min}$ = 8,7 (cm2) ≤ A_{s1} , A_{s2} Condition de non-fragilité vérifiée

théorique ρ = 0,21 (%)

minimum ρ_{min} = 0,10 (%)

Analyse par Cas

Cas ELU M_{max} = 254,28 (kN*m) M_{min} = -372,36 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,55 Pivot: A

Position de l'axe neutre: y = 5,0 (cm)

Bras de levier: Z = 143,0 (cm)

Déformation du béton: ε_b = 0,35 (‰)

Déformation de l'acier: ε_s = 10,00 (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue:σ_s = 434,8 (MPa)

Cas ELS M_{max} = 188,35 (kN*m) M_{min} = -275,82 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,00

Position de l'axe neutre: y = 22,2 (cm)

Bras de levier: Z = 137,6 (cm)

Contrainte maxi du béton: σ_b = 1,1 (MPa)

Contrainte limite: 0,6 fcj = 18,0 (MPa)

Contrainte de l'acier:

tendue:σ_s = 15,9 (MPa)

comprimée: σ_s' = 15,9 (MPa)

Contrainte limite de l'acier:

$\sigma_{s\,lim}$ = 215,6 (MPa)

Choix du ferraillage

Fibre supérieure (sur appuis) : As2 = 9.3 cm²

On prend ⟶ **5HA16** As2 = 10.05 cm²

On prend un espacement **st2 = 12.5 cm**

Fibre inférieure : A_{s1} = 8,7 cm²

As1 = 9.24 cm²

On prend ⟶ **6HA14**

On prend un espacement **st2 = 10 cm**

VI.5.2.1. Vérification des contraintes dues au ferraillage :

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

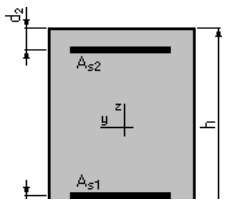
2. Section

b = 60,0 (cm)

h = 150,0 (cm)

d_1 = 5,0 (cm)

d_2 = 5,0 (cm)



3. Armatures

Section théorique A_{s1} = 9,2 (cm2) Section théorique A_{s2} = 10,1 (cm2)

Section minimum $A_{s\ min}$ = 8,7 (cm2)

théorique ρ = 0,22 (%)

minimum ρ_{min} = 0,10 (%)

Moments limites

	Mmax (kN*m)	**Mmin** (kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	574,62	-624,20
Etat **L**imite de **S**ervice	274,90	-298,28
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	662,00	-719,17

Analyse par Etat

Etat ELU M_{max} = 574,62 (kN*m) M_{min} = -624,20 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,00 Pivot: A

Position de l'axe neutre: y = 5,3 (cm)

Bras de levier: Z = 142,9 (cm)

Déformation du béton: ε_b = 0,38 (‰)

Déformation de l'acier: ε_s = 10,00 (‰)

Contrainte de l'acier

tendue:σ_s = 434,8 (MPa)

comprimée: σ_s' = 4,4 (MPa)

Etat ELS M_{max} = 274,90 (kN*m) M_{min} = -298,28 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,00

Position de l'axe neutre: y = 23,0 (cm)

Bras de levier: Z = 137,3 (cm)

Contrainte maxi du béton: σ_b = 1,2 (MPa)

Contrainte limite: 0,6 fcj = 18,0 (MPa)

Contrainte de l'acier:

tendue:σ_s = 17,1 (MPa)

comprimée: σ_s' = 17,1 (MPa)

Contrainte limite de l'acier:

$\sigma_{s\ lim}$ = 215,6 (MPa)

Etat ELA M_{max} = 662,00 (kN*m) M_{min} = -719,17 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,00 Pivot:A

Position de l'axe neutre: y = 4,8 (cm)

Bras de levier: Z = 143,1 (cm)

Déformation du béton: ε_b = 0,34 (‰)

Déformation de l'acier: ε_s = 10,00 (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue:σ_s = 500,0 (MPa)

VI.5.2.2. Ferraillage transversale :

1. Hypothèses

Béton : fc28 = 30,0 (MPa) Acier: fe = 500,0 (MPa)

Calcul suivant BAEL 91

Pas de prise en compte des dispositions sismiques

Fissuration préjudiciable

Pas de reprise de bétonnage

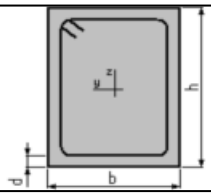
Calcul en poutre

2. Section

b = 60,0 (cm)

h = 150,0 (cm)

d = 5,0 (cm)



3. Efforts tranchants appliqués

V : effort tranchant

N : effort de compression

Cas NO	Type	V (kN)	N (kN)
1.	ELU	1426,95	00.00

4. Résultats

Contrainte tangente maximale $\tau u = 1,6$ (MPa)

Contrainte tangente limite $\tau u,lim = 3,0$ (MPa)

Armatures transversales

Inclinaison des armatures : $\alpha = 90$ (deg) Longueur de la travée : L = 1,5 (m)

Armatures d'effort tranchant : Section At = 2,3 (cm2)

Cadres : 2 HA 12

Espacement : St = 16,0 (cm) Répartition des armatures d'âmes à mi-portée :

Espacement maximum : St,max = 40,0 (cm) 8 + 4*16 (cm)

VI.5.2.3. Armatures de peau

$As_{peau} \geq 3$ cm² / ml On prend HA12

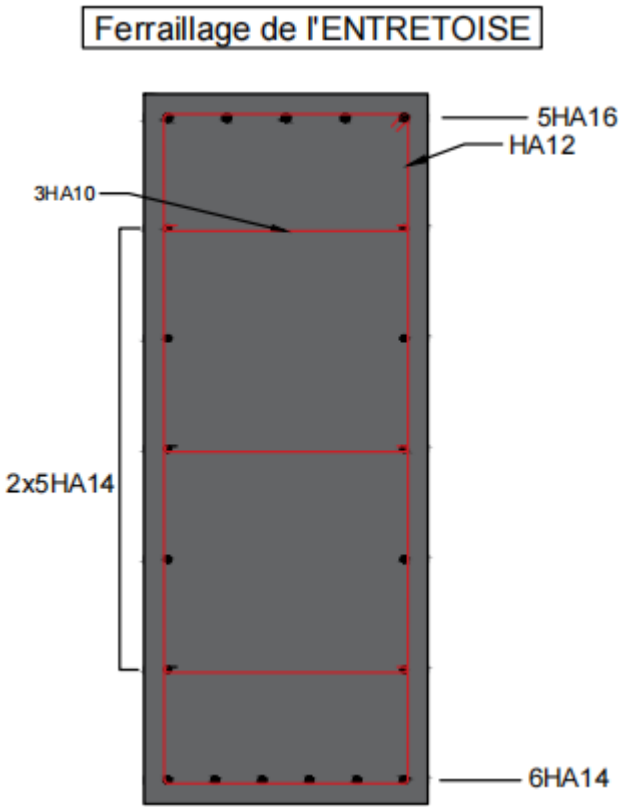


Figure VI.46 : Ferraillage de l'entretoise.

CHAPITRE VII :

EQUIPEMENTS DU PONT



VII.1. INTRODUCTION :

Les équipements du pont sont un ensemble de dispositifs de conception, ces composants garantissent le bon fonctionnement de l'ouvrage et assurent la sécurité des usagers. En effet, les équipements du pont jouent un rôle essentiel en permettant à celui-ci de remplir efficacement sa fonction principale. On va étudier les appareils d'appui du pont.

VII.2. APPAREIL D'APPUI :

Un appareil d'appui de pont est un dispositif de l'ouvrage placé entre le tablier et les appuis, dont le rôle est de transmettre les actions verticales dues aux différentes charges.

VIII.2.1. Choix du type d'appareil d'appui

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

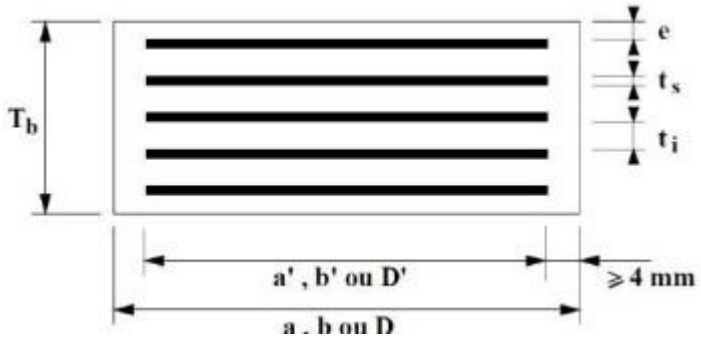


Figure 0.1

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

B (b') : dimension de l'élastomère (de frette) dans la direction transversale (a ≤ b).

ti : épaisseur nominale d'un feuillet élémentaire d'élastomère.

Ts : épaisseur d'une frette élémentaire.

Tb : épaisseur nominale totale de l'appareil d'appui ; Tb = n (ti + ts) + ts + 2 e.

Te : épaisseur nominale totale d'élastomère ; Te = n ti + 2 e.

Tq : épaisseur initiale totale moyenne d'élastomère en cisaillement ; Tq = n ti + 2 e.

n : nombre de feuillets élémentaires d'élastomère.

E : enrobage.

VII.2.2. Dimensionnement des appareils d'appui :

VII.2.2.1. Dimensionnement en plan des appareils d'appui :

La section est dimensionnée pour que la contrainte verticale soit comprise entre 2 MPa (Condition de non-cheminement) et 15 Mpa (Condition de non-écrasement). Sous sollicitation maximale en service.

$$3 \text{ Mpa} \leq \frac{F_{z,Gmin}}{a \times b}$$

$$\frac{Fz}{a \times b} \leq 15 \text{ Mpa}$$

$Fz,_{G\ min}$: Réaction verticale minimale sous charges permanentes à l'ELU.

Fz : Réaction verticale maximale à l'ELU.

On a :

$Fz,_{G\ min} = 0.88$ MN

Fz = 1.86 MN

Donc

$$0.124 \text{ m}^2 \leq a \times b \leq 0.293 \text{ m}^2$$

On prend :

$$A = a \times b = 0.200 \text{ m}^2$$

Et :

a = 400 mm

b = 500 mm

On a :

e = 5 mm x 2 d'enrobage

Donc :

a'= 390 mm

b'= 490 mm

VII.2.2.2. Dimensionnement en hauteur de l'élastomère :

$$\frac{a}{10} \leq Te \leq \frac{a}{5}$$

$$40 \text{ mm} \leq Te \leq 80 \text{ mm}$$

On choisit Te= 65mm

Avec :

n= 5 ; nombre de feuillets.

E= 2.5 mm ; enrobage extérieur.

Donc l'épaisseur du feuillet d'élastomère :

$$ti = \frac{Te - 2e}{n} = \frac{65 - 5}{5} = 12 \text{ mm}$$

VII.2.2.3. Comportement sous effort normal

Sous l'action d'une force normale centrée FZ, la déformation linéaire ε est directement liée au cisaillement τ_N dans une couche d'élastomère. La déformation est maximale au centre du grand côté de l'appareil d'appui et est calculée selon la formule suivante:

$$\varepsilon c = \frac{\tau_N}{G} = \frac{1.5\ Fz}{G \times Ar \times S}$$

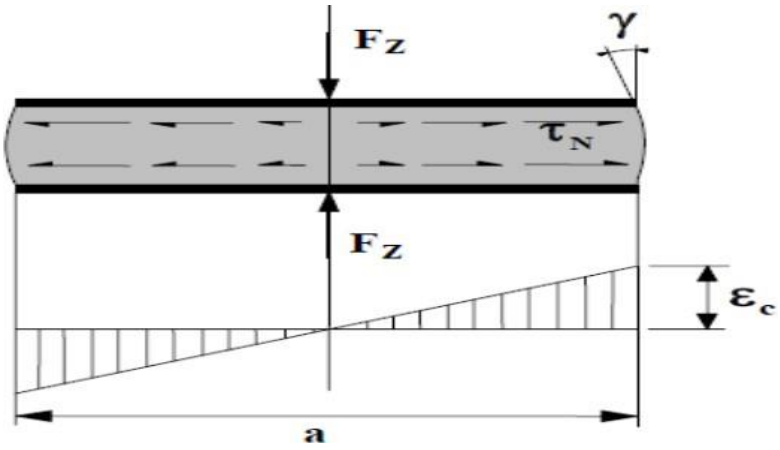


Figure VII.47 : Distorsion de l'appareil d'appui sous effort normal.

- Ar la surface en plan effective :

$$A_r = A'\left(1 - \frac{V_x}{a'} - \frac{V_y}{b'}\right)$$

Avec : A' = a' x b'

NB : On néglige l'effet de Vy et on utilise la valeur maximum de Vx.

$$A_r = 0.1911 \text{ x } (1 - 0.06/0.39)$$

$$A_r = 0.1617\ m^2$$

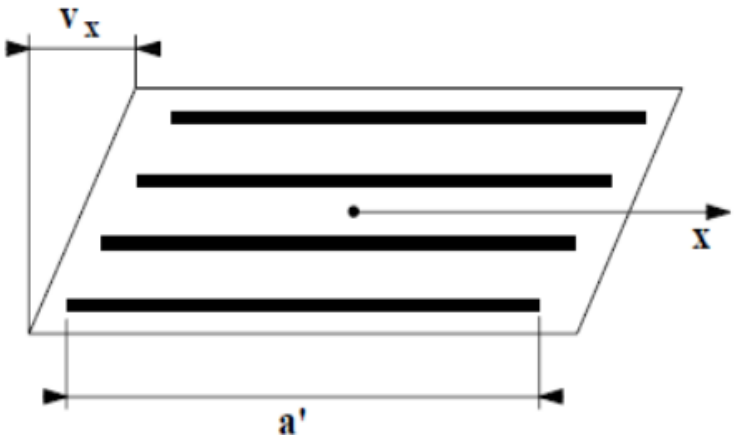


Figure 48 Surface réduite sous l'effet des déformations horizontales.

- S le coefficient de forme :

Pour un appareil d'appui rectangulaire, on a :

$$S = \frac{A'}{2 \times (a'+b') \times te}$$

$t_e = t_i$: pour les feuillets des couches internes

$t_e = 1.4\ t_i$: pour les feuillets des couches externes

Donc :

Feuillets internes : $S = \frac{0.1911}{2 \times (0.39+0.49) \times 0.012} = 9.04$

Feuillets externes : $S = \frac{0.1911}{2 \times (0.39+0.49) \times 1.4 \times 0.012} = 6.46$

Alors :

$$\varepsilon c = \frac{1.5 \times 1.86}{0.9 \times 0.1617 \times 9.04} = 2.12$$

VII.2.2.4. Comportement sous l'effort horizontal :

Sous un effort horizontal, on constate une répartition uniforme de la distorsion ε_q, liée au cisaillement τ_H dans l'élastomère. Sous un déplacement Vx ou sous un effort horizontal Fx, la distorsion est donnée par la formule :

$$\varepsilon q = \frac{Vx}{Te} = \frac{Fx}{G \times a \times b}$$

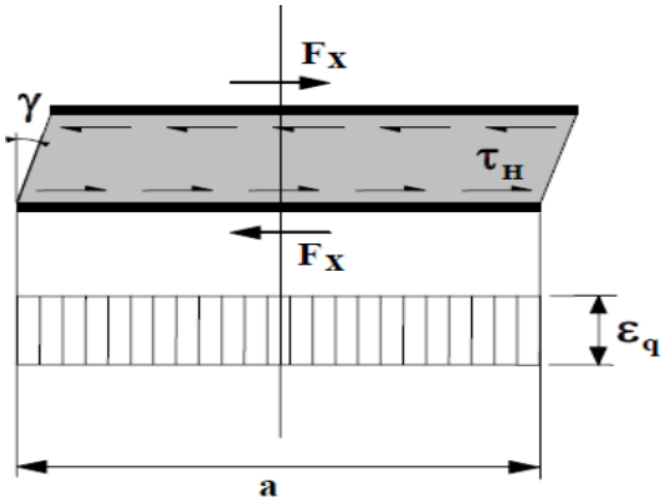


Figure VII.49 : Distorsion de l'appareil d'appui sous un effort horizontal.

la distorsion sous les efforts ou déplacements horizontaux est limité à 1 :

$\varepsilon\varepsilon_{ss} < 1$

$$\varepsilon\varepsilon_{ss} = \frac{0.06}{0.065} = 0.92 < 1 \text{ vérifiée}$$

VII.2.2.5. Comportement sous une rotation d'axe horizontal :

La valeur de la distorsion ε_α, sous l'effet des rotations α_a et α_b d'axes perpendiculaires aux côtés a et b de l'appareil d'appui, est donnée par :

$$\varepsilon\alpha = \frac{(a'^2 \times \alpha_a + b'^2 \times \alpha_b)\ ti}{2 \sum t_i^3}$$

α_a et α_b rotations perpendiculaires aux cotés a et b de l'appareil d'appui

$\alpha_a = 0.004105$ rad $\qquad\qquad$ $\alpha_b = 0.000041$ rad

Ces rotations doivent inclure les défauts de pose qui dépendent du soin de mise en œuvre, on rajoute 0.003 rad a la plus grande des rotations α_a et α_b

$$\varepsilon\alpha = \frac{(0.39^2 \text{ x } (0.004 + 0.003) + 0.49^2 \text{ x } 0.000041) \text{ x } 0.012}{2 \text{ x } 5 \text{ x } (0.012)^3}$$

$$\varepsilon\alpha = 0.746$$

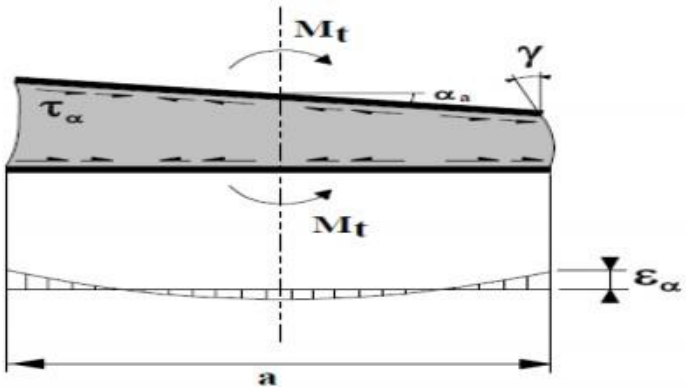


Figure VII.50 : Distorsion de l'appareil d'appui sous un moment d'axe horizontal.

VII.3. Vérification du dimensionnement

Tableau VII.52 : Vérification du dimensionnement des appareils d'appui.

Vérification	ELU combinaisons fondamentales
Traction dans les frettes	$ts \geq \frac{2.6 \times Fz \times ti}{Ar \times fy}$
Limite en rotation	$\sum VZ \geq \frac{(a' \times \alpha_a + b' \times \alpha_b)}{Kr}$
Limitation de la distorsion	$\varepsilon = KL\,(\varepsilon\varepsilon ss + \varepsilon\varepsilon ss + \;) < 7$
Stabilité au flambement	$\frac{Fz}{Ar} < \frac{2 \times G \times a' \times S}{3 \times Te}$
Non-glissement	$3\ MPa \leq \frac{F_{z,Gmin}}{a \times b}$

VII.3.1.1. Vérification à la traction dans les frettes :

La condition à vérifier pour les frettes est

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

Où : fy = 235 MPa c'est la limite élastique pour les frettes en acier S235.

$$ts \geq \frac{2.6 \times 1.86 \times 0.012}{0.1617 \times 235}$$

ts ≥ 1.54 mm

On prend ts = 4 mm

VII.3.1.2. Vérification à la distorsion :

La distorsion totale en tout point de l'appareil d'appui est limitée à l'État Limite Ultime

$$\varepsilon = K_L\,(\varepsilon\varepsilon ss + \varepsilon\varepsilon ss + \varepsilon\varepsilon\varepsilon\varepsilon) < 7$$

Avec

K_L : un coefficient égal à 1,00 dans le cas général. Ce coefficient peut être porté à 1,5 dans le cas des ouvrages ferroviaires uniquement sous charges roulantes.

Donc :

$\varepsilon = 1.5 \times (2.12 + 0.92 + 0.746) = 5.68 < 7$ vérifiée

VII.3.1.3. Vérification à la limite en rotation :

La stabilité en rotation de l'appareil d'appui se vérifie à l'État Limite Ultime ; on doit vérifier que :

$$\sum Vz = Te \times \frac{Fz}{A'} \times \left(\frac{1}{5 \times G \times S^2} + \frac{1}{Eb}\right) \geq \frac{(a' \times \alpha_a + b' \times \alpha_b)}{Kr}$$

Eb = 20000 MPa

Kr : coefficient égal à 3 (la norme NF EN1337-3)

$$\sum Vz = 65 \times \frac{1.86}{0.1911} \times \left(\frac{1}{5 \times 0.9 \times 9.04^2} + \frac{1}{20000}\right) \geq \frac{(0.39 \times 0.007 + 0.49 \times 0.000041)}{3}$$

$$\sum Vz = 1.75 \text{ mm} \geq 0.916 \text{ mm.}$$ **Vérifiée**

VII.3.1.4. Vérification à la stabilité au flambement :

La stabilité au flambement doit être vérifiée à l'État Limite Ultime dans la condition suivante :

$$\frac{Fz}{Ar} < \frac{2 \times G \times a' \times S}{3 \times Te}$$

$$\frac{Fz}{Ar} = \frac{1.86}{0.1617} = 11.56 \text{ MPa}$$

$$\frac{2 \times 0.9 \times 0.39 \times 9.04}{3 \times 0.06} = 35.256 \text{ MPa}$$

11.56 MPa < 35.256 Mpa **vérifiée**

VII.3.1.5. Vérification au glissement

La vérification du non-glissement est assurée, en l'absence de dispositif anti-cheminement si :

$$3 \text{ MPa} \leq \frac{F_{z,Gmin}}{A'}$$

$Fz,_{G\ min}$ = 0.88 MN

$$3\ \text{MPa} \leq \frac{0.88}{0.1911} = 4.6\ \text{MPa}\ \textbf{vérifiée}$$

Récapitulatif des dimensions retenues

Tableau VII.53 : Récapitulatif des dimensions retenues.

a	400 mm
b	500 mm
Te	65 mm
ts	4 mm
ti	12 mm
Ar	0.1617

Récapitulatif des vérifications

Tableau VII.54 : Récapitulatif des vérifications.

Vérification	Condition
Traction dans les frettes	Vérifiée
Limite en rotation	Vérifiée
Limitation de la distorsion	Vérifiée
Stabilité au flambement	Vérifiée
Non-glissement	Vérifiée

VII.3. DÉS D'APPUI :

VII.3.2. INTRODUCTION

Les dés d'appuis sont des éléments structuraux en béton armé, situés sous les appareils d'appui leur servant de support direct. Ils permettent de transmettre les efforts vers les piles et assurent une assise stable et plane pour les appareils d'appui.

VII.3.2. DIMENSIONS DU DÉ D'APPUI

Selon le guide SETRA les dimensions (A, B, H) seront choisies de façon à inclure les appareilles d'appuis.

VII.3.2.1. Hauteur du dé d'appui

$$H \geq \frac{2 \times a \times b}{2 \times (a + b)}$$

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

b : dimension de l'élastomère (de frette) dans la direction transversale ($a \leq b$).

$$H \geq \frac{2 \times 0.4 \times 0.5}{2 \times (0.4 + 0.5)}$$

$$H \geq 22.2 \text{ cm}$$

On prend : $h = 25$ cm

VII.3.2.2. Dimensions en plan du dé d'appui

A = a + 100 mm = 500 mm

B = b + 100 mm = 600 mm

VII.3.2.3. Récapitulatif des dimensions choisis :

A	500 mm
B	600 mm
H	25 cm

VII.3.2.4 Ferraillage du dès d'appuis

La section d'armateur est évaluée suivant le guide BAEL 91 révisée 99 annexes E [ART 8.2,3] et SETRA.

VII.3.2.4. Frettage de surface As

$$As = 0.04 \text{ x } \frac{N}{\sigma s} = 0.04 \text{ x } \frac{1.86}{435} = 1.71 \text{ cm}^2$$

→ Soit 2 HA12. (As = 2.26 cm²)

VII.3.2.4.2. Armatures de chainage :

La section calculée doit reprendre un effort N = 25% Nmax (règle analogue a la méthode des bielles) :

$$Ac = 0.25 \text{ x } \frac{N}{\sigma s} = 0.25 \text{ x } \frac{1.86}{435} = 10.69 \text{ cm}^2$$

→Soit 7 HA14. (As = 10.78 cm²)

VII.3.2.4.3. Armatures horizontales

Pour limiter la propagation d'éventuelles fissures.

$$Ah = 0.125 \times \frac{N}{\sigma s} = 0.125 \times \frac{1.86}{435} = 5.34 \text{ cm2}$$

→ Soit 5 HA12. (As = 5.65 cm²)

VII.3.2.4.4. Ferraillage d'éclatement

Disposé à une profondeur entre h/3 et h à partir de la face supérieure de l'appui.

$$Ai = 0.10 \times \frac{N}{\sigma s} = 0.10 \times \frac{1.86}{435} = 4.28 \text{ cm2}$$

→ Soit 4 HA12. (As = 4.52 cm²)

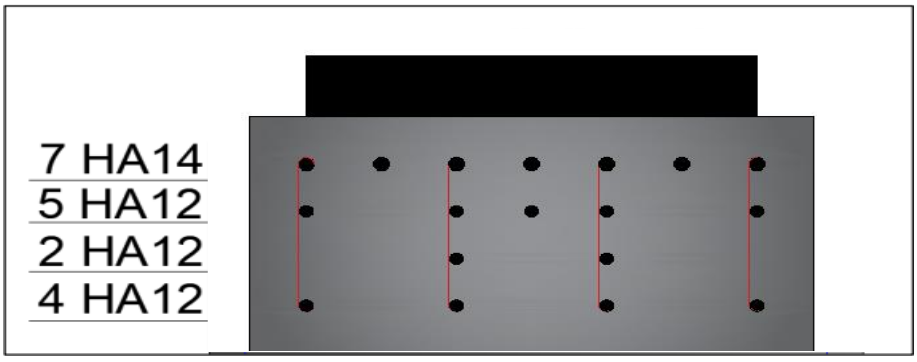


Figure VII.51 : Schema d'appareil d'appui élastomére fretté.

CHAPITRE VIII :

ETUDE SISMIQUE



IX.1 INTRODUCTION :

L'instabilité et la défaillance lors d'un séisme doit être suffisamment faible par la vérification des ouvrages vis à vis des actions sismiques de calcul.

IX.2 CARACTÉRISTIQUES DE L'OUVRAGE RELATIVES A L'ÉTUDE SISMIQUE :

La définition de la situation sismique et des paramètres a utiliser de l'ouvrage étudié est définie par des classification nécessaires établies dans le RPOA 2008.

- Le pont est classé selon le risque sismique en **groupe 1** (pont stratégique).
- L'ouvrage se trouve dans une zone sismique **IIa** (sismicité moyenne).
- Le coefficient d'accélération de zone **A = 0.25** (RPOA, tableau 3.1).
- Le sol est de catégorie **S2** (site ferme).
- Le taux d'amortissement du matériau constituant les appuis (béton armé), **ξ = 5 %**.
- Le module de cisaillement d'élastomère des appareils d'appuis est **G = 1.2 MPa**.

Les raideurs des appareils d'appui et des fûts sont données ci-dessous :

Tableau VIII.55 : calcul des raideurs sur piles.

Piles	$k_{Fût}$ (MN/m)	$k_{Ap-d'appui}$ (MN/m)	n_{A-Apps}	K_{appuis} (MN/m)
P1	4997,11	3,69	18	65,59
P2	4997,11	3,69	18	65,59

IX.3 Méthode de calcul :

L'analyse du pont se fera par la méthode spectrale monomodale (mode fondamental) suite à la vérification aux critères ci-dessous :

Type du pont

Cette méthode ne s'applique pas aux ponts spéciaux arcs, ponts à béquilles, ponts à câbles, pont cantilever. L'ouvrage est un pont multi-poutres.

La masse

Elle s'applique aux ponts remplissant les critères suivants simultanément :

La masse modale (Masse totale mise en mouvement par le mode fondamental) doit être supérieure à 70% de la masse totale de la structure, y compris la masse des appuis en élévation (fût et chevêtre).

Dans le cas où le tablier est isolé de toutes les piles on doit vérifier que la masse totale des piles doit être inférieure à 43 % de la masse du tablier.

$$Mp = 284{,}3775 < Mt = 0.43 \times 4286.87 = 1843{,}352$$

Condition vérifiée.

Angle de biais

Le biais (Angle de l'axe du tablier avec l'axe de ses appuis) est supérieur à 70 grades et les raideurs longitudinale et transversale totales des appuis) ne variant pas de plus de 10% par rapport aux valeurs calculées sans biais.

Condition Vérifiée (il s'agit d'un pont sans biais).

Courbure de pont

Il s'agit d'un pont droit.

Condition vérifiée.

IX.4 EVALUATION DE L'EFFORT SISMIQUE LONGITUDINAL

Dans la direction longitudinale du pont étudié, On applique au tablier une force horizontale statique équivalente F donnée par l'expression :

FL = Mt× Sa (T)

MT : Est la masse effective totale de la structure : Mt = 4286.87 t

Sa(T) : Est l'accélération spectrale du spectre de calcul correspondant à la période fondamentale

$$S_a = \begin{cases} A*S*g*(1+(T/T_1)*(2.5\eta 1)) & 0 \le T \le T1 \\ 2.5*A*\eta*S*g & T1 \le T \le T2 \\ 2.5*A*\eta*S*g*(T_2/T) & T2 \le T \le 3s \\ 2.5*A*\eta*S*g*(3T_2/T^2) & T \ge 3\ s \end{cases}$$

T1, T2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site. La séismicité du site d'implantation de notre ouvrage est classée selon le R.P.O.A dans la catégorie S2 :

(T1, T2) = f (S2)

(T1, T2) = (0,15 ; 0,40) et S = 1,1.

g : Accélération de la pesanteur = **9,81 m/s2** ;

ξ : Taux d'amortissement 5 % ;

η : Facteur de correction de l'amortissement : **η=1** ;

T1n T2 : Période caractéristique associée à la catégorie de site ;

S : Coefficient du site ;

T : Période fondamentale de l'ouvrage, vaut :

$$T = 2 \times \sqrt{\frac{M}{K}}$$

A : coefficient d'accélération, défini en fonction de la zone sismique **I** et de l'importance du pont

(**Groupe de pont 1**) ⟶ A = 0,25.

On a : T2 = 0,4 < T = 0.93 < 3 s

Donc Sa est donnée par la 3eme branche : Sa(T ; ξ) = 2.5*A*η*S*g*(T2/T)

$$Sa = 2.5*A*\eta*S*g*(T2/T)$$

Sa = 2,92 m/s²

FL = Mt× Sa (T) = 4286.87 x 2.92 = **12497,67 KN**

VIII.4.1 Déplacement longitudinale du tablier par rapport au sol :

$$d = \frac{T^2}{4 \times \pi^2} \times sa \qquad \text{VIII.4.1}$$

$$dlong = \frac{T^2}{4 \times \pi^2} \times sa = 63 \text{ mm}$$

Cette force horizontale et le déplacement, seront répartis sur chaque appui au prorata des raideurs.

$$k_{appui} = \frac{1}{\frac{1}{k_{pile}} + \frac{1}{k_{ap-appui}}}$$

$$k_{pile} = n \times \frac{3EI}{h^3}$$

$$k_{ap-appui} = G \times \frac{a \times b}{T}$$

Avec : T : l'épaisseur de l'appareil d'appui = 65 mm

Les résultats sont résumés dans le tableau ci-après.

Tableau VIII.56 : Calcul des raideurs sur piles et sur culées.

Piles	$k_{Fût}$ (MN/m)	$k_{Ap\text{-}d'appui}$ (MN/m)	$n_{A\text{-}Apps}$	K_{appuis} (MN/m)
P1	4997,11	3,69	18	65,59
P2	4997,11	3,69	18	65,59

Culées	$k_{Ap\text{-}d'appui}$ (MN/m)	$n_{A\text{-}Apps}$	K_P (MN/m)
C1	3,69	9	33,23
C2	3,69	9	33,23

VIII.4.2 Répartition des efforts :

$$Fappui = Fi \times \frac{K}{K_{long}}$$

Tableau VIII.57 : Répartition des efforts.

Piles	K_{appui} (MN/m)	K_T (MN/m)	F (kN)	F_{appui} (kN)
C1	33,23	197,64	12497,7	2101,3
P1	65,59	197,64	12497,7	4147,5
P2	65,59	197,64	12497,7	4147,5

IX.5 EVALUATION DE L'EFFORT SISMIQUE TRANSVERSAL

Selon les caractéristiques du pont, la méthode monomodale peut être appliquée en utilisant pour le modèle deux approches différentes :

- Le modèle à tablier rigide.
- Le modèle à tablier flexible.

L/B = 100.6/13,60 = 7.4 ≥ 5 ⟶ Le modèle a tablier flexible est applicable.

IX.5.1 Détermination de la raideur transversale dans la structure :

Raideur de la pile :

$$k_{pile} = n \times \frac{3EI}{h^3}$$

Raideur de l'appareil d'appui :

$$k_{ap-appui} = G \times \frac{a \times b}{T}$$

Raideur transversale de l'appui :

$$k_{appui} = \frac{1}{\frac{1}{k_{pile}} + \frac{1}{k_{ap-appui}}}$$

Tableau VIII.58 : Calcul des raideurs transversales sur piles.

Piles	H_{moy} (m)	I (m^4)	$k_{Fût}$ (MN/m)
P1	2,7	96,07	644253,62
P2	2,7	96,07	644253,62

Piles	$n_{A\text{-}Apps}$	$k_{Fût}$ (MN/m)	$k_{Ap\text{-}d'appui}$ (MN/m)
P1	18	644253,62	3,69
P2	18	644253,62	3,69
C1,C2	9		3,69

Tableau VIII.59 : Récapitulatif des raideurs transversales sur piles et culées.

IX.5.2 Force sismique transversale :

Où :

Mi : Est la masse effective attribuée à la pile (masse de la moitié supérieure de la pile ajoutée a la masse du tablier et du chevetre)

T : La période fondamentale de la pile.

Fi = Mi × Sa (T)

Tableau VIII.60 : Calcul des forces sismiques transversales.

Appui	K (MN/m)	M Kg	T s	sa m/s²	Fi KN
P1	66,45	1 759 052,25	1,02	2,64	4 642,20
P2	66,45	1 759 052,25	1,02	2,64	4 642,20
C1/C2	33,23	713 054,25	0,92	2,93	2 090,03

IX.6 EVALUATION DE L'EFFORT SISMIQUE VERTICALE :

L'action sismique verticale calculée par travée est donnée par :

$$R_i = a \times b \times \mu \times L$$

b : paramètre dépendant de la réaction d'appui considérée et du rapport de travée

a : paramètre dépendant de l'importance, de la zone sismique, et du type de site de l'ouvrage

L : longueur travée

μ : masse linéique du tablier

μ = 42698,0 kg/ml

L = 33,4 m

$b_{culées}$ = 0,25

$b_{pile\ 1,2}$ = 0,75

a = 2,63

Rc = 937,67 KN

Rp 1 ,2 = 2813.1 KN

NB : L'effet vertical du séisme sur les piles des ouvrages se trouvant dans une zone sismique classée (**I)** ou (**IIa)** selon le R.P.O.A, est négligeable.

IX.7 COMBINAISON DES COMPOSANTES DE L'ACTION SISMIQUE :

La combinaison des forces sismiques orthogonales est employée pour tenir compte de l'incertitude directionnelle du séisme et tenir en compte d'une éventuelle simultanéité des actions sismiques de chaque axe.

E1 = ± Ex ± 0.3 Ey ± 0.3 Ez

E2 = ± Ey ± 0.3 Ex ± 0.3 Ez

E3 = ± Ez ± 0.3 Ex ± 0.3 Ey

Ex, Ey et Ez sont les effets des actions sismiques dans chacune des directions respectives X, Y et Z.

Tableau VIII.61 : Les effets des différentes composantes du mouvement d'ensemble.

Appui	EX(KN)	EY(KN)	EZ(KN)	E1(KN)	E2(KN)	E3(KN)
C1	2101,33	2 090,03	937,669429	3 009,64	3 001,73	2 195,08
P1	4147,50	4 946,84	2813,008287	6 475,46	7 034,99	5 541,31
P2	4147,50	4 946,84	2813,008287	6 475,46	7 034,99	5 541,31
C2	2101,33	2 090,03	937,669429	3 009,64	3 001,73	2 195,08

La combinaison d'actions à l'E.L.A est écrite sous la forme suivante : G + ΨQ + E

CHAPITRE IX :

ETUDE DE LA PILE



IX.1 INTRODUCTION :

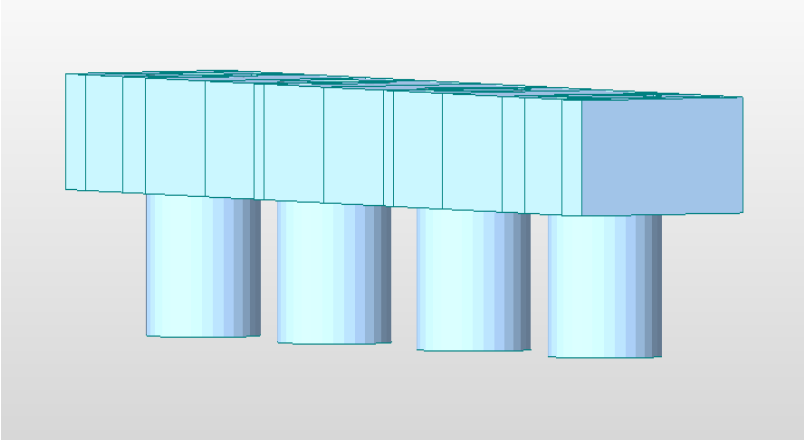


Figure IX.52 : Modélisation de l'infrastructure.

IX.2 COMBINAISONS DE CHARGES LES PLUS DÉFAVORABLE

IX.2.1 Pour le fût

Le calcul des combinaisons à l'ELU, L'ELS, et l'ELA ont été fait par MIDAS :

Tableau IX.62 : Combinaisons de charge.

Cas	Combinaisons	N (KN)	My (KN.m)
ELU	1.35G + 1.4 (UIC71 + 0.8 SW/2) + 0.9ΔT	12738.4	2935.3
ELS	G + SW/2 + UIC71 + 0.6 ΔT	9188.1	2157.1
ELA	G + E + 0.3Q + 0.4ΔT	5408.1	4816.8

N : Effort normal.

My : moment de flexion.

Le ferraillage du fût va être étable selon la combinaison la plus défavorable : ELA.

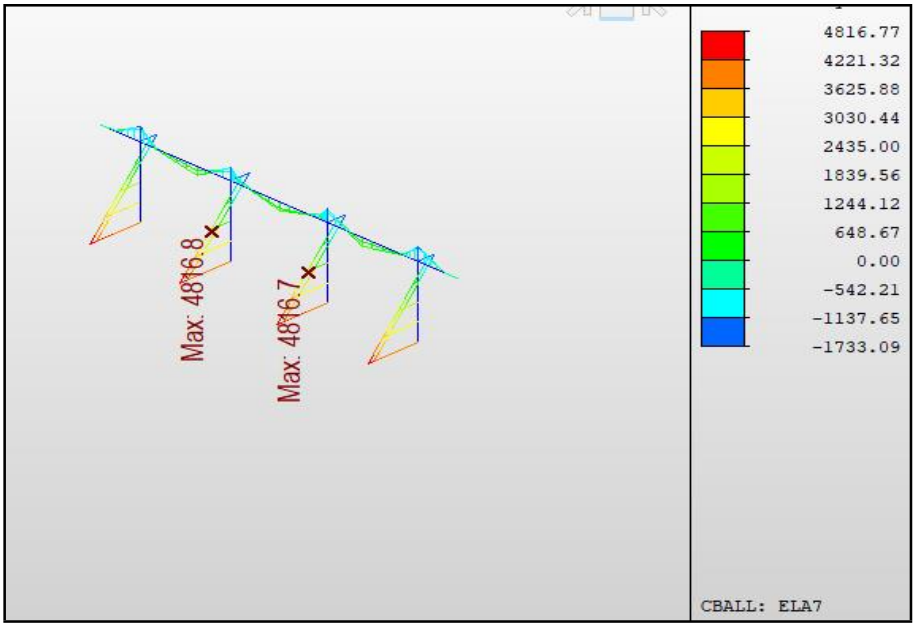


Figure IX.53 : Moment de flexion maximale des futs.

IX.3 FERRAILLAGE DU FUT

Le fut est un élément encastré a la base de la semelle travaillant en flexion composée déviée.

IX.3.1 Ferraillage longitudinale

1. Hypothèses

Béton : fc28 = 30,0 (MPa) Acier : fe = 500,0 (MPa)

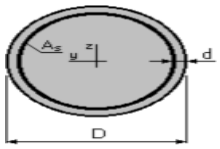
Fissuration très préjudiciable

* Pas de prise en compte des dispositions sismiques
* Calcul suivant BAEL 91

2. Section

D = 150,0 (cm)

d = 5,0 (cm)



3. Efforts appliqués

Cas NO	Type	**N** (kN)	**My** (kN*m)
1	ELA	5408,10	4716,80

4. Résultats :

Sections d'Acier :

Section théorique As = 67.0 (cm2) ⟶ 1 nappe de 14HA25 As = 68.72 (cm²)

IX.3.1 Ferraillage transversale :

On choisit 1 cercle HA16 pour la première nappe et 1 cercle HA14 pour la deuxième nappe.

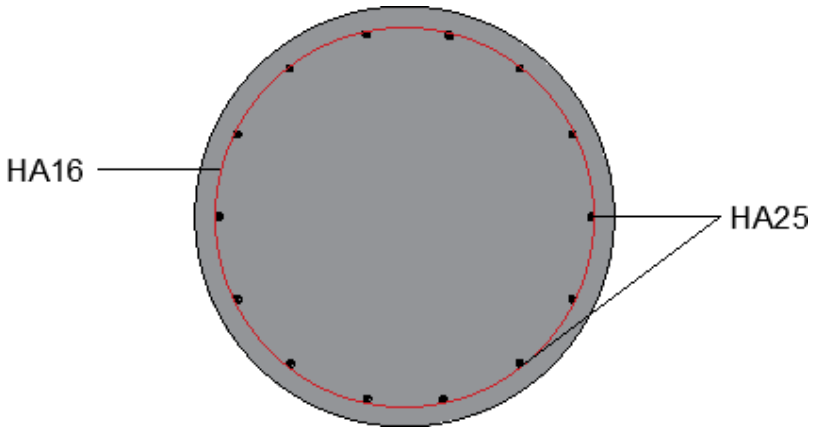


Figure IX.54 : Ferraillage du fut de la pile.

IX.4 FERRAILLAGE DU CHEVETRE :

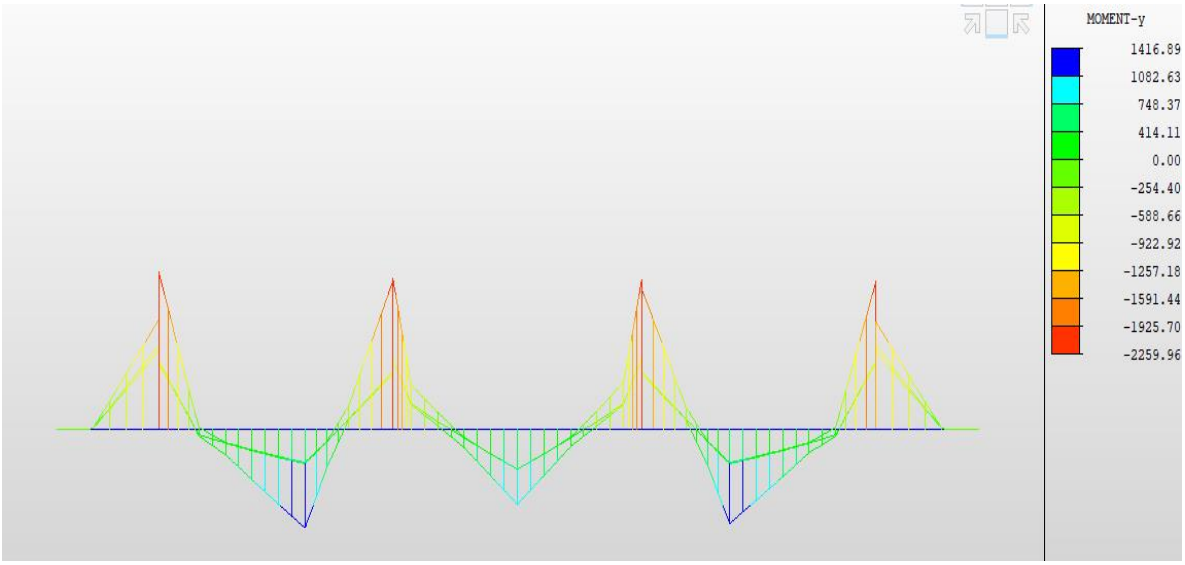


Figure IX.55 : Moments maximaux à l'ELS My du chevetre.

IX.4.1 Ferraillage longitudinale

IX.4.1.1 Fibre inférieure

Calcul de Section en Flexion Simple de la fibre inférieure

1. Hypothèses:

Béton: fc28 = 30,0 (MPa) Acier: fe = 500,0 (MPa)

Fissuration préjudiciable

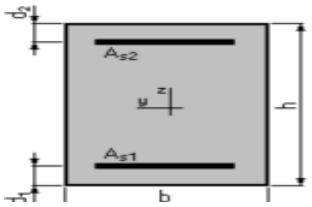
Prise en compte des armatures comprimées

Pas de prise en compte des dispositions sismiques

Calcul suivant BAEL 91

2. Section

b = 250,0 (cm)
h = 120,0 (cm)
d1 = 7,0 (cm)
d2 = 7,0 (cm)



3. Moments appliqués

	M max (kN*m)	M min (kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	0,00	0,00
Etat **L**imite de **S**ervice	1416,90	0,00
Etat **L**imite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats

Sections d'Acier:

Section théorique Section théorique As1 = 61,8 (cm2)

IX.4.1.2 Fibre supérieure :

1. Hypothèses

Béton: fc28 = 30,0 (MPa) Acier: fe = 500,0 (MPa)

Fissuration préjudiciable

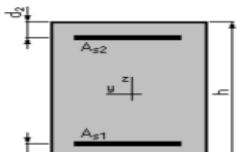
Prise en compte des armatures comprimées

Pas de prise en compte des dispositions sismiques

Calcul suivant BAEL 91

2. Section

b = 250,0 (cm)
h = 120,0 (cm)
d1 = 7,0 (cm)
d2 = 7,0 (cm)



3. Moments appliqués

	M max (kN*m)	M min (kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	0,00	0,00
Etat **L**imite de **S**ervice	-2259,96	0,00
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0,00	0,00

4. Résultats

Sections d'Acier

Section théorique As1 = 0,0 (cm2) Section théorique As2 = 102,3 (cm2)

IX.4.2 Ferraillage transversale :

Calcul de Section à l'effort Tranchant

1. Hypothèses

Béton: fc28 = 30,0 (MPa) Acier: fe = 500,0 (MPa)

Calcul suivant BAEL 91

Pas de prise en compte des dispositions sismiques

Fissuration préjudiciable

Pas de reprise de bétonnage

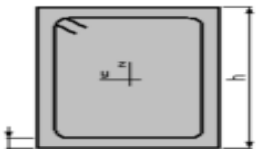
Calcul en poutre

2. Section

b = 250,0 (cm)

h = 120,0 (cm)

d = 5,0 (cm)



3. Efforts tranchants appliqués

V : effort tranchant

N : effort de compression

Cas NO	Type	**V** (kN)	**N** (kN)
1.	ELU	6168,03	0,00

4. Résultats :

Contrainte tangente maximale tu = 2,1 (MPa)

Contrainte tangente limite tu,lim = 3,0 (MPa)

Armatures transversales

Inclinaison des armatures : α = 90 (deg) Longueur de la travée : L = 3,4 (m)

Armatures d'effort tranchant : Section At = 8,0 (cm2)

Cadres: 4 HA 16

Espacement : St = 8,8 (cm) Répartition des armatures d'âmes à mi-portée :

Espacement maximum : St,max = 40,0 (cm) 4 + 12* 8 + 1*10 + 1*13 + 1*20 (cm)

IX.5 RECAPITULATIF DU FERRAILLAGE DU CHEVETRE

Armature		Cas	Effort	As (cm²)	Ferraillage	e (cm)
Longitudinale	**Sup**	**ELS**	2259.96	102.3	21 HA 25	12
	Inf	**ELS**	1416.9	61.8	13 HA 25	20
Transversale		**ELU**	6168.03	8.0	4 HA 16	10

Tableau IX.63 : Récapitulatif du ferraillage de chevetre.

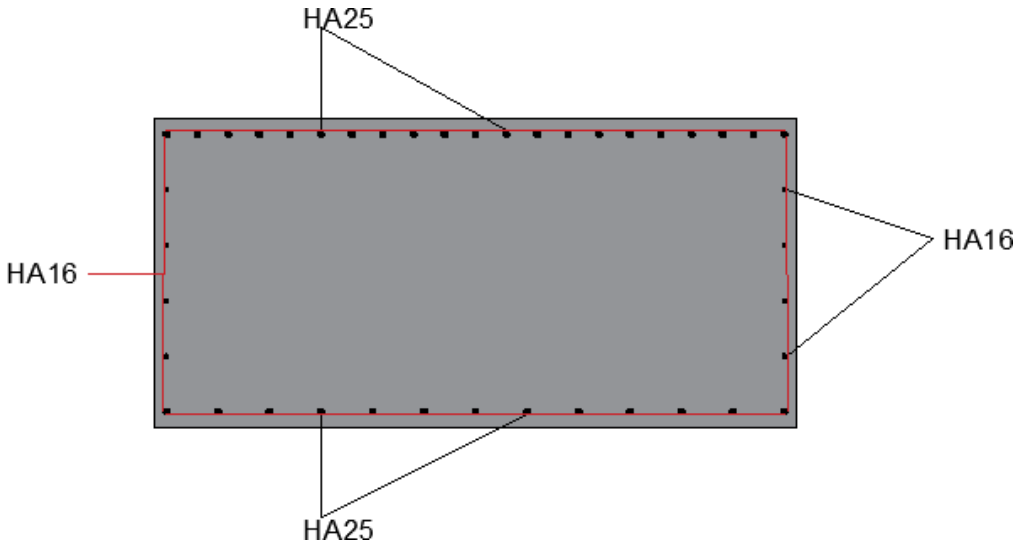


Figure IX.56 : Ferraillage du chevrete.

CONCLUSION

GENERALE



CONCLUSION GENERALE

Le projet de fin d'études constitue une étape clé dans le parcours de formation des élèves ingénieurs, visant à développer notre autonomie, notre sens des responsabilités et notre capacité à mener un projet complexe de manière rigoureuse. Il représente l'aboutissement du cycle d'ingénieur à l'École Nationale Supérieure des Travaux Publics, en offrant l'opportunité de mettre en pratique les connaissances théoriques acquises au cours des trois années de formation supérieure.

Ce projet m'a permis de consolider mes compétences techniques, d'approfondir mes compréhensions des phénomènes physiques intervenant dans les ouvrages, et d'appréhender la transition entre la théorie et la modélisation tridimensionnelle à l'aide de logiciels aux éléments finis.

Dans ce mémoire, j'ai abordé les principales étapes de l'étude d'un pont ferroviaire, et j'ai constaté que celle-ci constitue une synthèse de nombreuses disciplines des sciences de l'ingénieur, telles que la résistance des matériaux, la mécanique des milieux continus, le béton armé, le béton précontraint, entre autres.

À l'issue de ce travail, plusieurs enseignements essentiels se dégagent quant à la conception d'un pont à poutres multiples. En premier lieu, le calcul de structures ne peut être mené à bien sans une réflexion approfondie et un bon sens d'ingénieur. Il requiert l'intervention ou l'appui d'un ingénieur expérimenté, doté d'une solide culture technique, d'une parfaite connaissance des normes, des méthodes de conception et de dimensionnement, ainsi que des propriétés physiques et mécaniques des matériaux, tout en tenant compte des contraintes économiques et des méthodes d'exécution.

Il est primordial de s'assurer que chaque composant de l'ouvrage est correctement dimensionné, et qu'aucun élément ne risque d'entraver la stabilité ou le fonctionnement de la structure.

Concernant les matériaux, le béton et l'acier demeurent les plus utilisés dans la construction de ponts. L'emploi d'armatures de précontrainte, exige une grande rigueur dès la phase d'étude, notamment pour évaluer leur efficacité, en prenant en compte les pertes progressives tout au long de la durée de vie de l'ouvrage. Cette maîtrise nécessite également une bonne compréhension des schémas de câblage et des étapes d'exécution sur chantier.

Enfin, ce mémoire s'agit pour moi une première expérience d'étude approfondie d'un ouvrage d'art – que j'espère être la première d'une longue série – marquant ainsi mon passage du statut d'élève ingénieur à celui de futur professionnel du génie civil

BIBLIOGRAPHIE



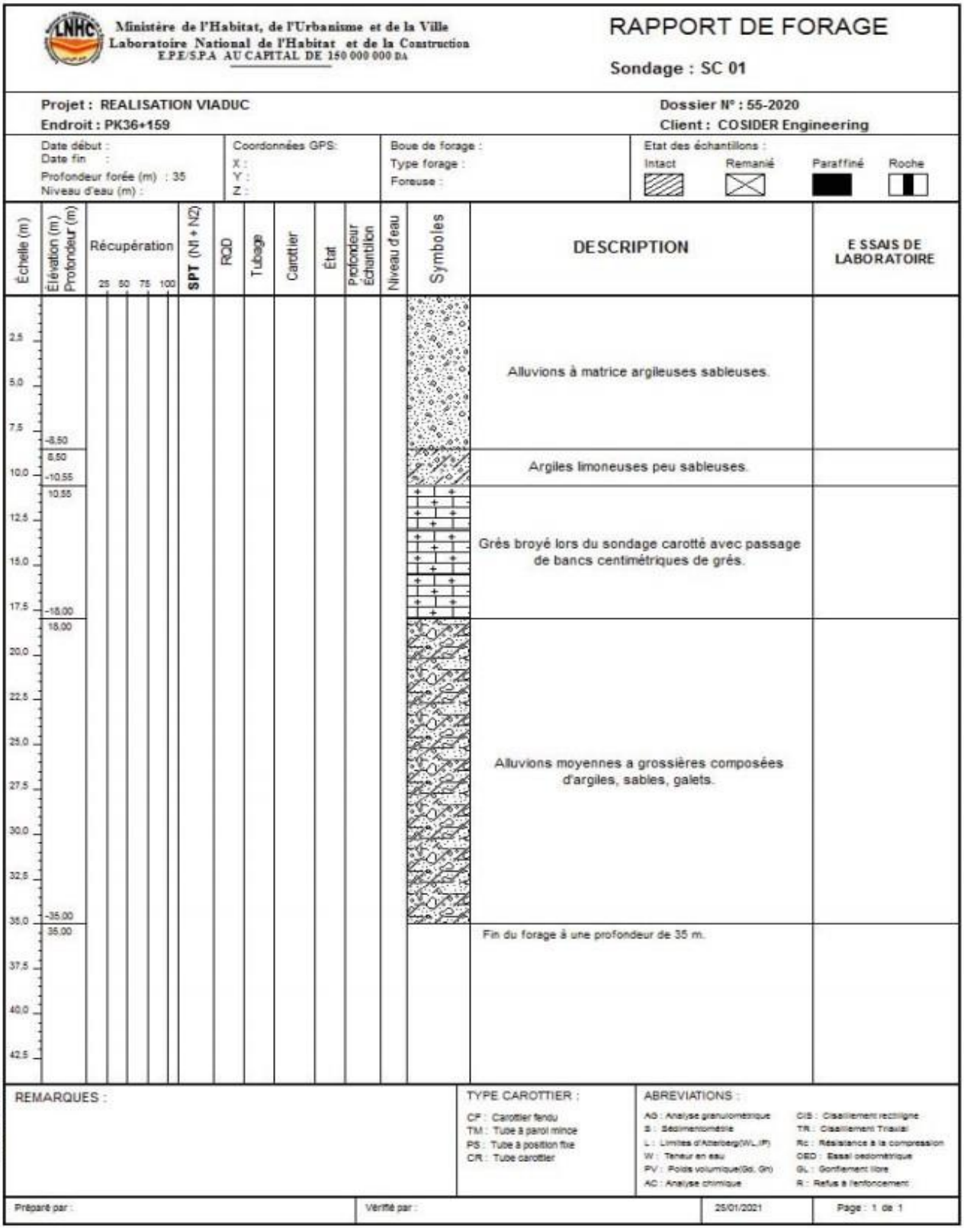
BIBILIOGRAPHIE

- DTR (Document Technique Règlementaire), Juin 2009. Règles Parasismiques applicables au domaine des Ouvrages d'Art RPOA 2008.
- DTR C 2-4.7 (Document Technique Règlementaire), règlement neige et vent « R.N.V. 1999 »
- Fascicule n° 62- Titre I – Section I, Avril 1999. Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites – BAEL 91 révisé 99.
- SETRA (Service d'Etude Techniques des Routes et Autoroutes), Mars 2013.Précontrainte Freyssinet -Agrément Technique Européen ETA-06/0226.
- LIVRET 2.01, SNCF (1995). Règles de conception et de calcul des ouvrages en béton, en métal ou mixtes. Paris.
- UIC (Union Internationale des Chemin de Fer), Aout 2006.Charges à prendre en considération dans le calcul des ponts rails - Fiche technique CODE UIC 776-1
- SETRA (Service d'Etude Techniques des Routes et Autoroutes), Février 1996. Ponts à poutres préfabriquées précontraintes par post tension (VIPP) - Guide de conception
- EN (Norme Européenne) 1991-1-1 : 2002.Actions générales- poids volumiques, poids propres et charges d'exploitation. AFNOR 2003 ,41p.
- Document SETRA, *Ponts courants en zone sismique*, Ministère de l'équipement, des transports, du logement, du tourisme et de la mer (France), janvier 2000.
- Document SETRA, Appareils d'appui à pot de caoutchouc – Utilisation sur les ponts, viaducs et structures similaires, Ministère de l'Équipement, des Transports et du Logement (France), septembre 2000.
- Document CSTB, Règles BPEL 91 – Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton précontraint suivant la méthode des états limites, fascicule 62, titre 1er du CCTG
- **NF EN 1991-2 (2004)**. *Eurocode 1 – Actions sur les structures – Partie 2 : Actions sur les ponts dues au trafic.* AFNOR, Paris.

ANNEXE A

ANNEXE A

Exemple d'un sondage carotté



Ministère de l'Habitat, de l'Urbanisme et de la Ville
Laboratoire National de l'Habitat et de la Construction
E.P.E/S.P.A AU CAPITAL DE 150 000 000 DA

RAPPORT DE FORAGE

Sondage : SC 01

Projet : REALISATION VIADUC
Endroit : PK36+159

Dossier N° : 55-2020
Client : COSIDER Engineering

Date début :
Date fin :
Profondeur forée (m) : 35
Niveau d'eau (m) :

Coordonnées GPS:
X :
Y :
Z :

Boue de forage :
Type forage :
Foreuse :

Etat des échantillons :
Intact | Remanié | Paraffiné | Roche

Échelle (m)	Élévation (m) / Profondeur (m)	Récupération (25 50 75 100)	SPT (N1 + N2)	ROD	Tubage	Carottier	État	Profondeur Échantillon	Niveau d'eau	Symboles	DESCRIPTION	ESSAIS DE LABORATOIRE
2,5 / 5,0 / 7,5	-8,50										Alluvions à matrice argileuses sableuses.	
10,0	8,50 / -10,55										Argiles limoneuses peu sableuses.	
12,5 / 15,0 / 17,5	10,55 / -18,00										Grès broyé lors du sondage carotté avec passage de bancs centimétriques de grés.	
20,0 / 22,5 / 25,0 / 27,5 / 30,0 / 32,5	18,00 / -35,00										Alluvions moyennes a grossières composées d'argiles, sables, galets.	
35,0 / 37,5 / 40,0 / 42,5	35,00										Fin du forage à une profondeur de 35 m.	

REMARQUES :

TYPE CAROTTIER :
CF : Carottier fendu
TM : Tube à paroi mince
PS : Tube à position fixe
CR : Tube carottier

ABREVIATIONS :
AG : Analyse granulométrique
S : Sédimentométrie
L : Limites d'Atterberg(WL,IP)
W : Teneur en eau
PV : Poids volumique(Gd, Gh)
AC : Analyse chimique
CIS : Cisaillement rectiligne
TR : Cisaillement Triaxial
Rc : Résistance à la compression
OED : Essai oedométrique
GL : Gonflement libre
R : Refus à l'enfoncement

Préparé par :
Vérifié par :
25/01/2021
Page : 1 de 1

ANNEXE A



FIGURE A.1 : Sondage carotté



FIGURE A.2 : Implantation d'un point de sondage carotté

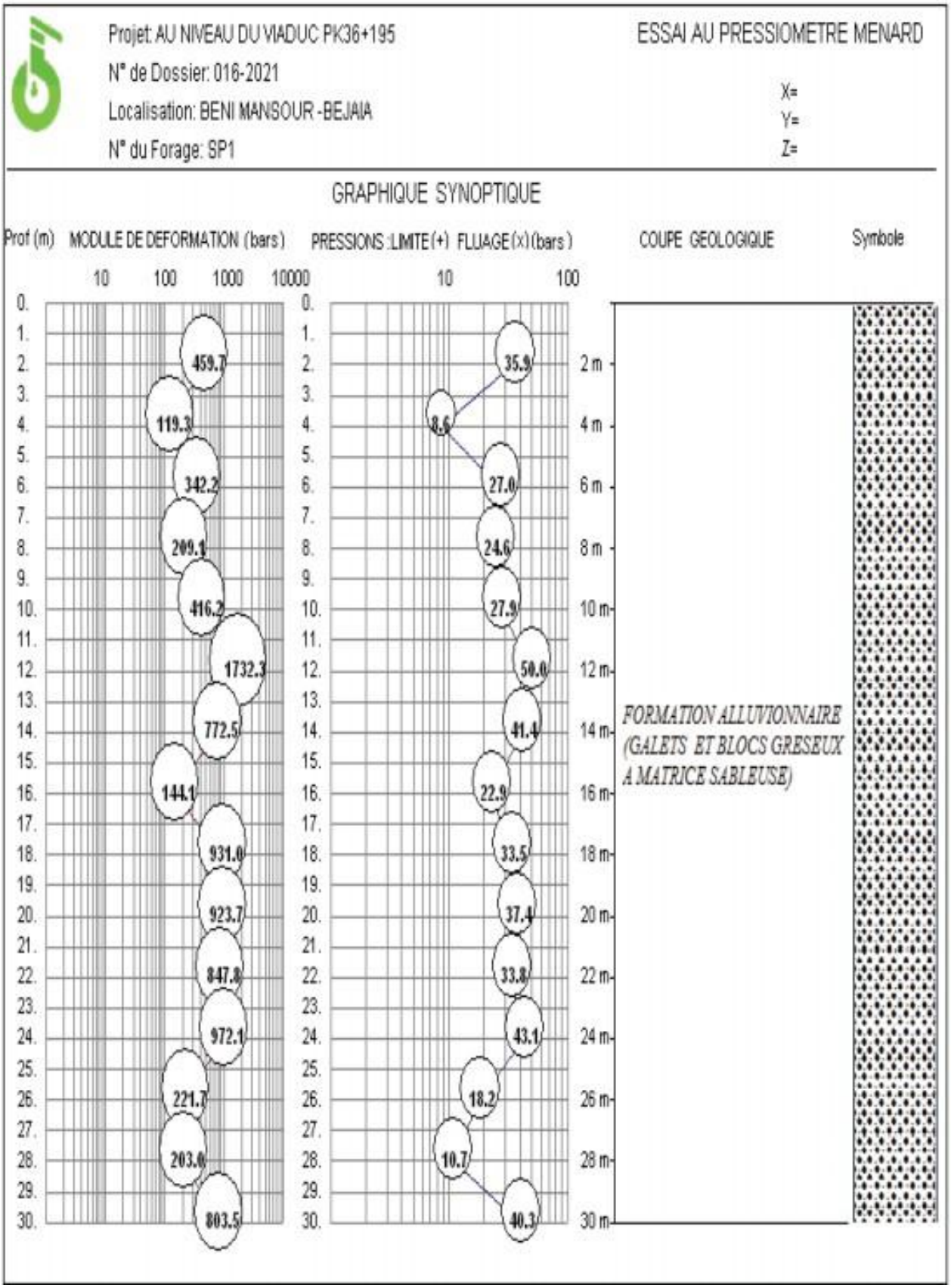
ANNEXE A

Description lithologique des sols en place.

Sondage carotté	Profondeur (m)	Nature du sol
SC 01	0.00/8.50	Alluvions à matrice argileuses sableuses.
	8.65/10.55	Argiles limoneuses peu sableuses.
	10.55/18.00	Grés broyé lors du sondage carotté avec passage de bancs centimétriques de grès.
	18.00/35.00	Alluvions moyennes a grossières composées d'argiles, sables, galets.
SC 02	0.00/8.00	Alluvions moyens à grossiers, composés de (sables, graviers et galets)
	8.00/10.50	Argiles limoneuses, graveleuses a caillouteuses de couleurs sombre
	10.50/15.00	Argiles limoneuses moyennement compactes de couleurs sombre
	18.00/35.00	Alluvions moyennes a grossières composées d'argiles, sables, graviers et galets.
SC 03	0.00/30.00	Alluvions moyens à grossiers composés de sables, graviers et galets.
SC 04	0.00/30.00	Alluvions moyens à grossiers composés de sables, graviers et galets.
SC 05	0.00/30.00	Alluvions moyens à grossiers composés de sables, graviers et galets.

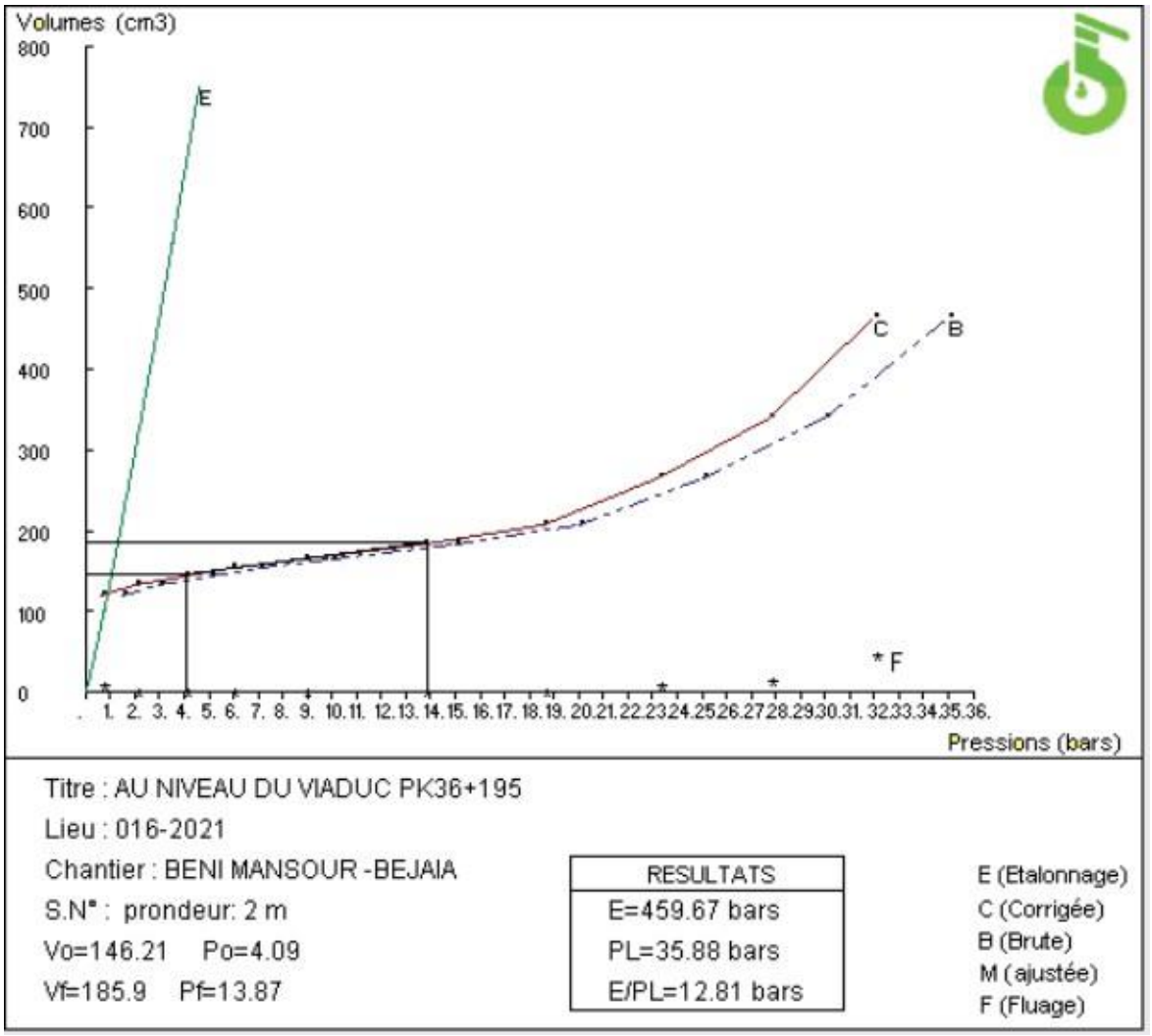
ANNEXE A

Exemple d'un essai au pressiomètre MENARD

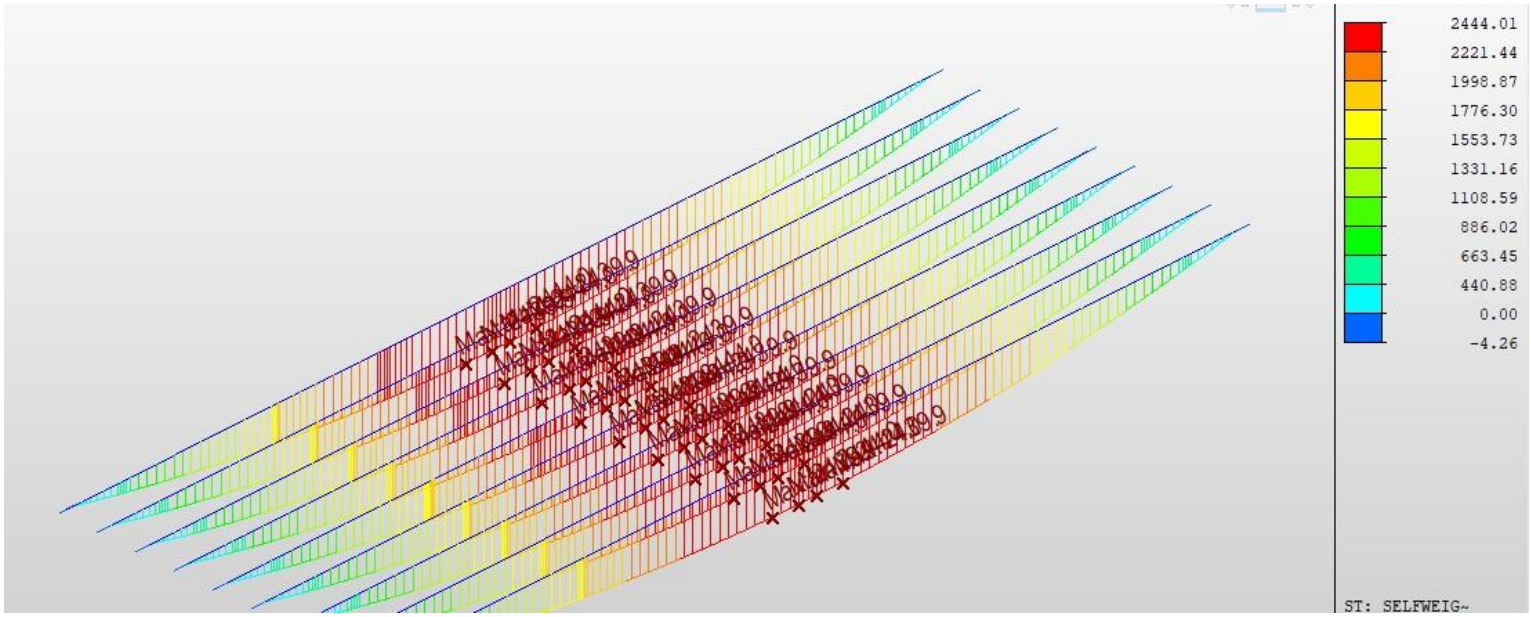


Résultats de l'essai pressiométrique

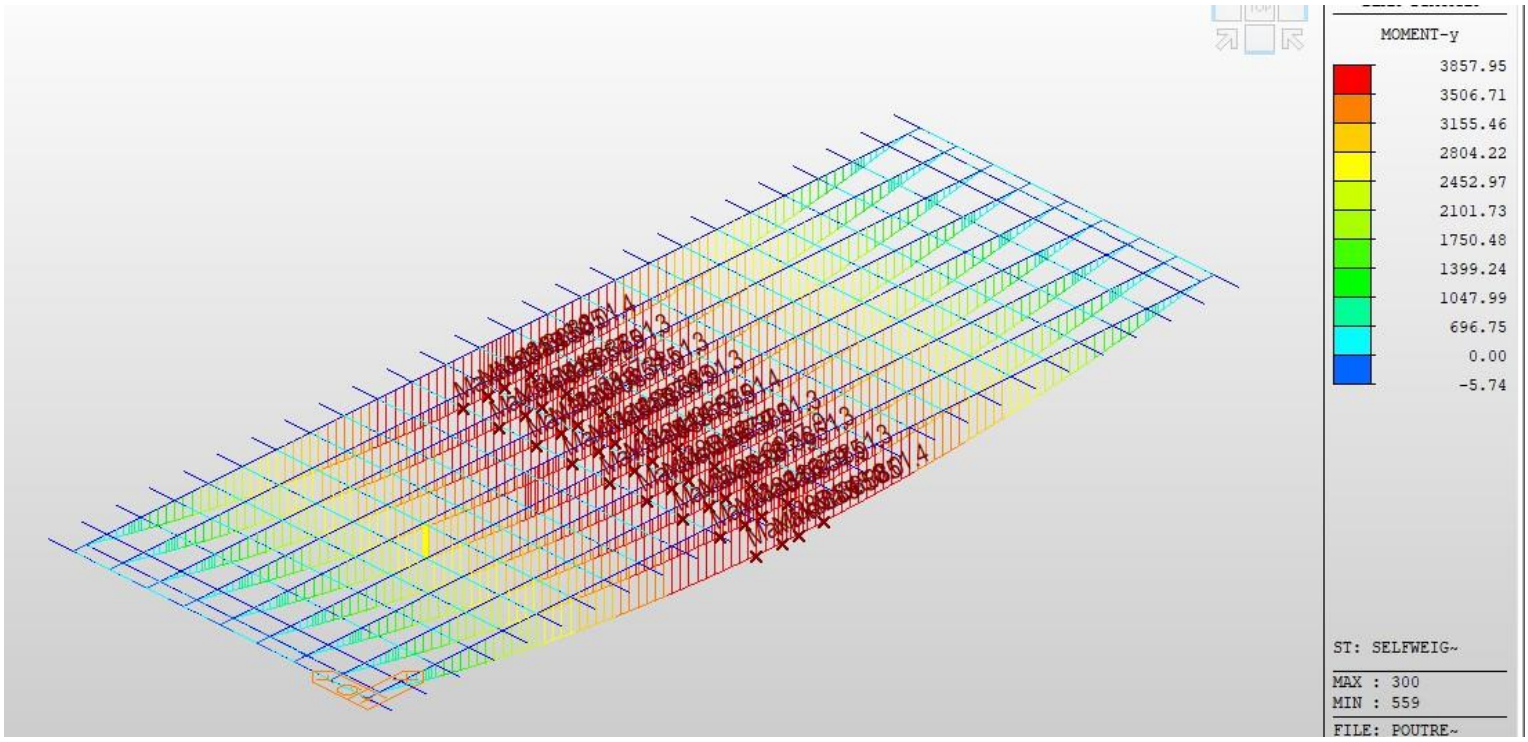
ANNEXE A


Volumes (cm3)
800
700
600
500
400
300
200
100
0
E
C
B
* F
1. 2. 3. 4. 5. 6. 7. 8. 9. 10.11. 12.13. 14.15. 16.17. 18.19. 20.21.22.23.24.25.26.27.28.29.30.31. 32.33.34.35.36.
Pressions (bars)
Titre : AU NIVEAU DU VIADUC PK36+195
Lieu : 016-2021
Chantier : BENI MANSOUR -BEJAIA
S.N° : prondeur: 2 m
Vo=146.21 Po=4.09
Vf=185.9 Pf=13.87
RESULTATS
E=459.67 bars
PL=35.88 bars
E/PL=12.81 bars
E (Etalonnage)
C (Corrigée)
B (Brute)
M (ajustée)
F (Fluage)

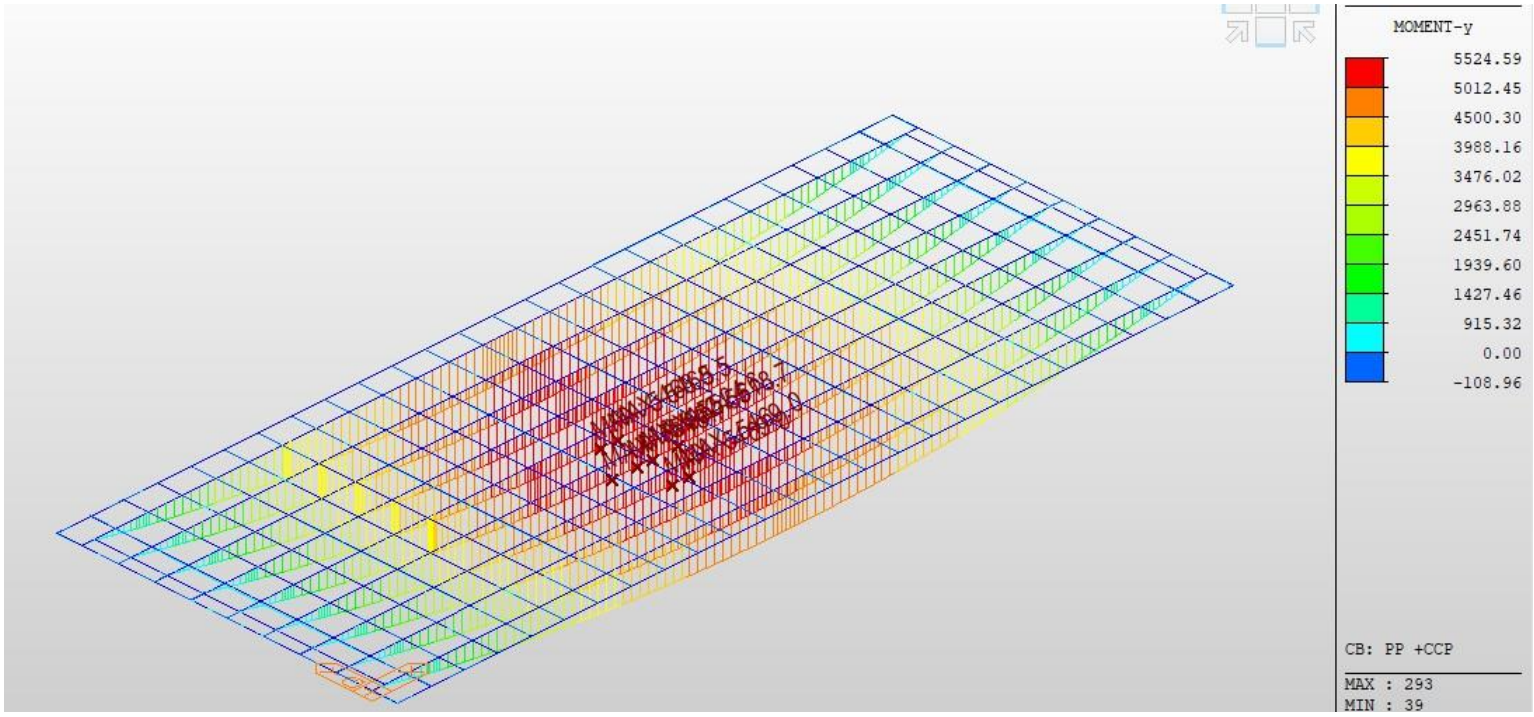
ANNEXE B



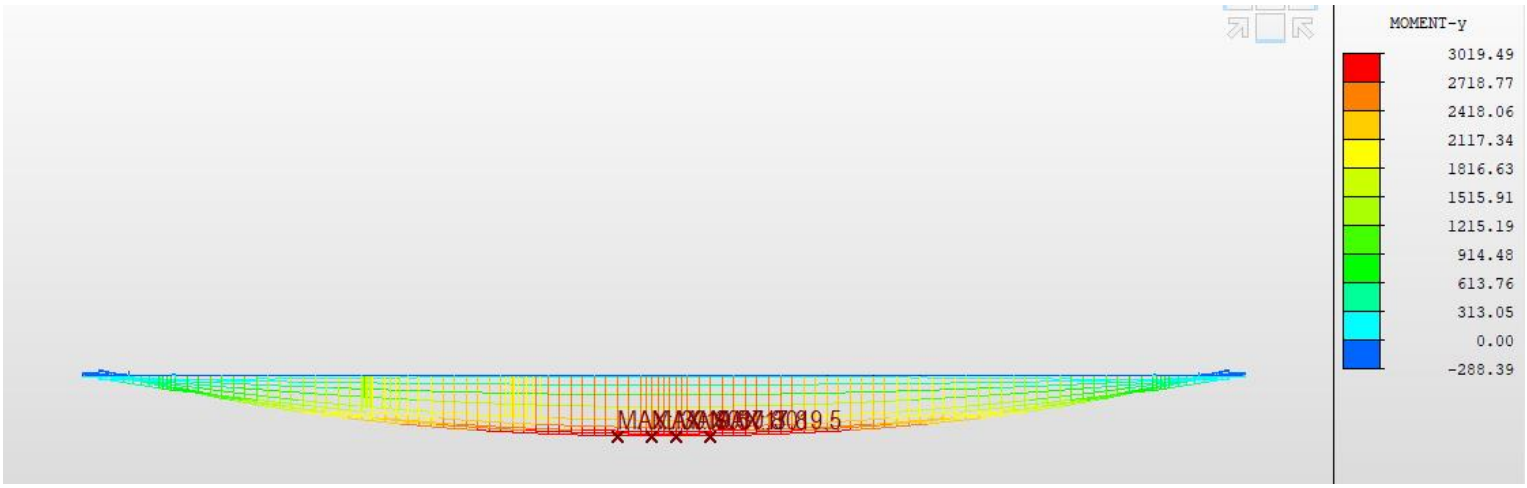
Moment fléchissant sous poids propre de la poutre.



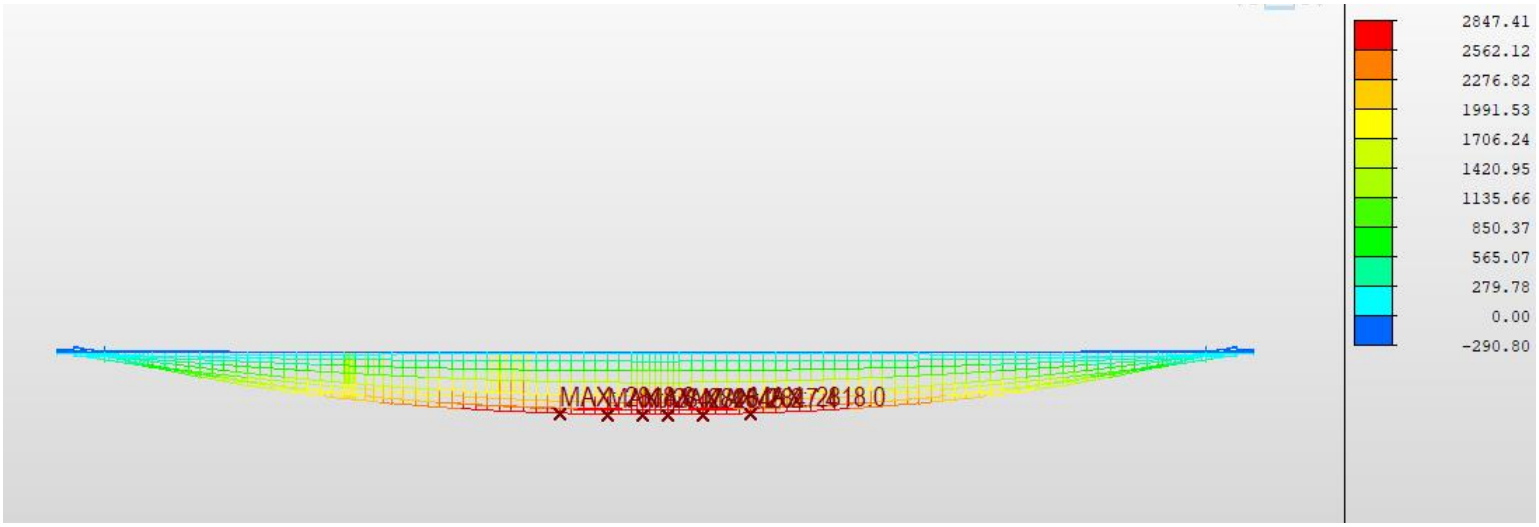
Moment fléchissant sous poids propre de la poutre + dalle.



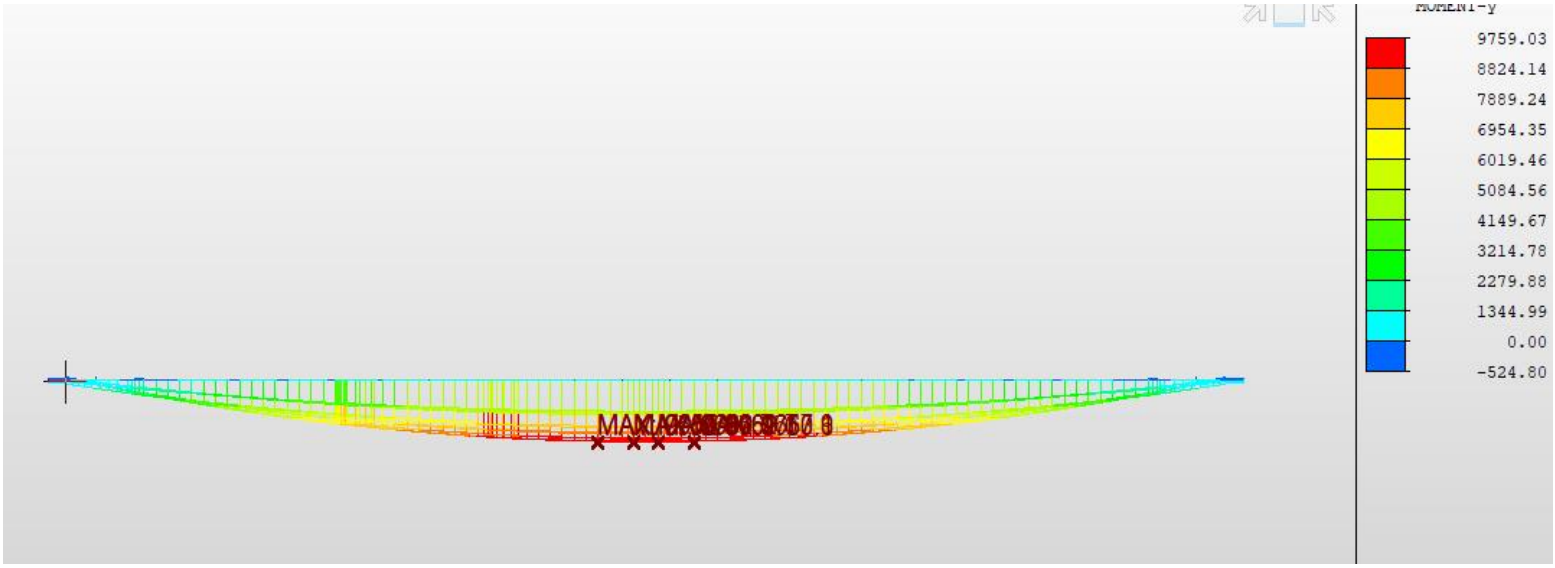
Moment fléchissant sous poids propre du tablier.



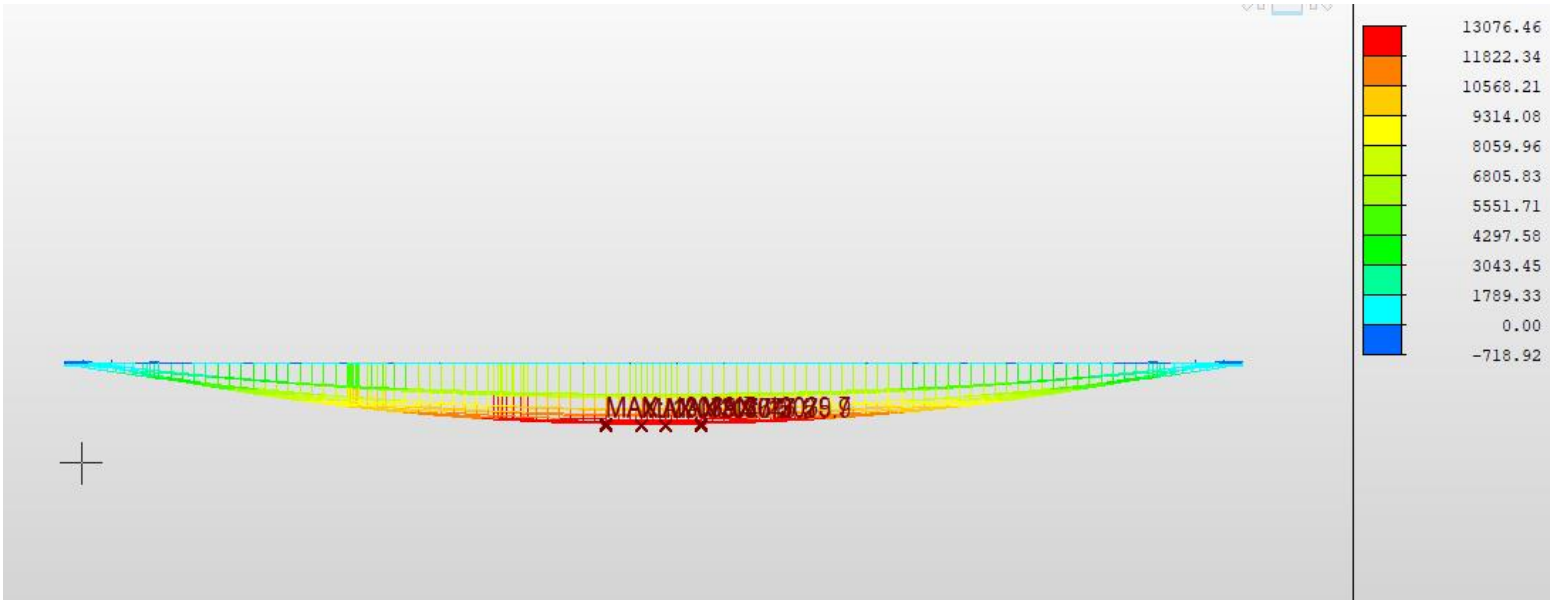
Moment fléchissant sous charge SW/2



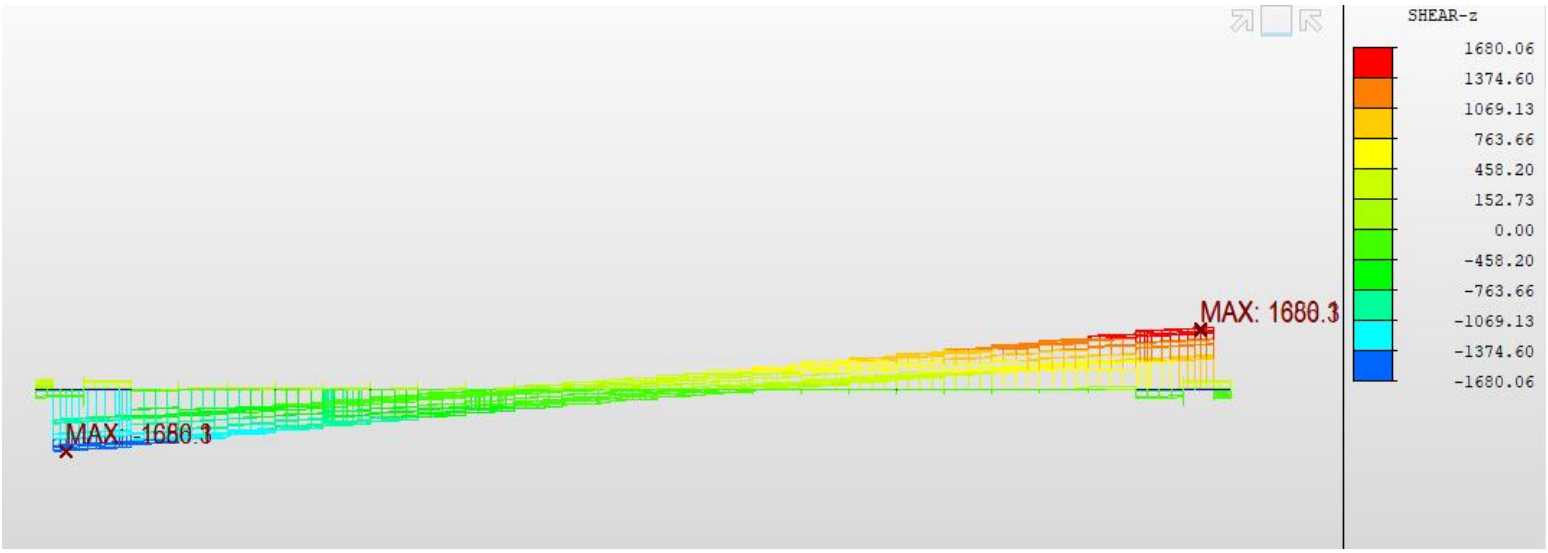
Moment fléchissant sous charge LM/71



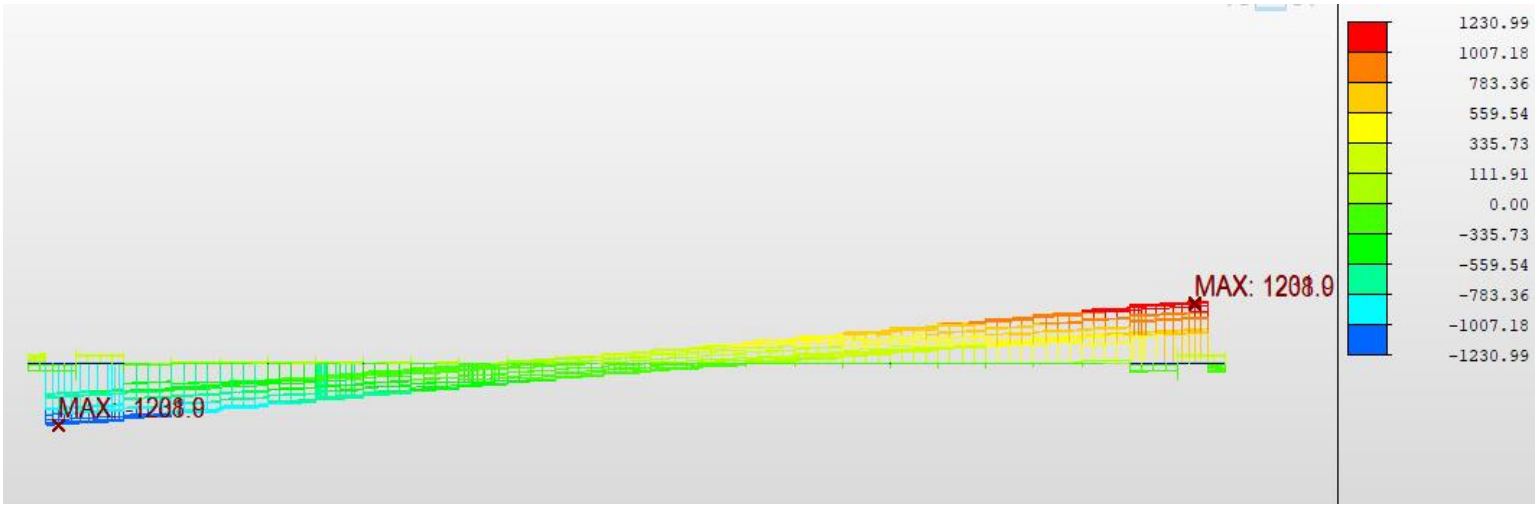
Moment fléchissant maximal à l'ELS sous combinaison G + LM71 + SW/2 + 0.6ΔT



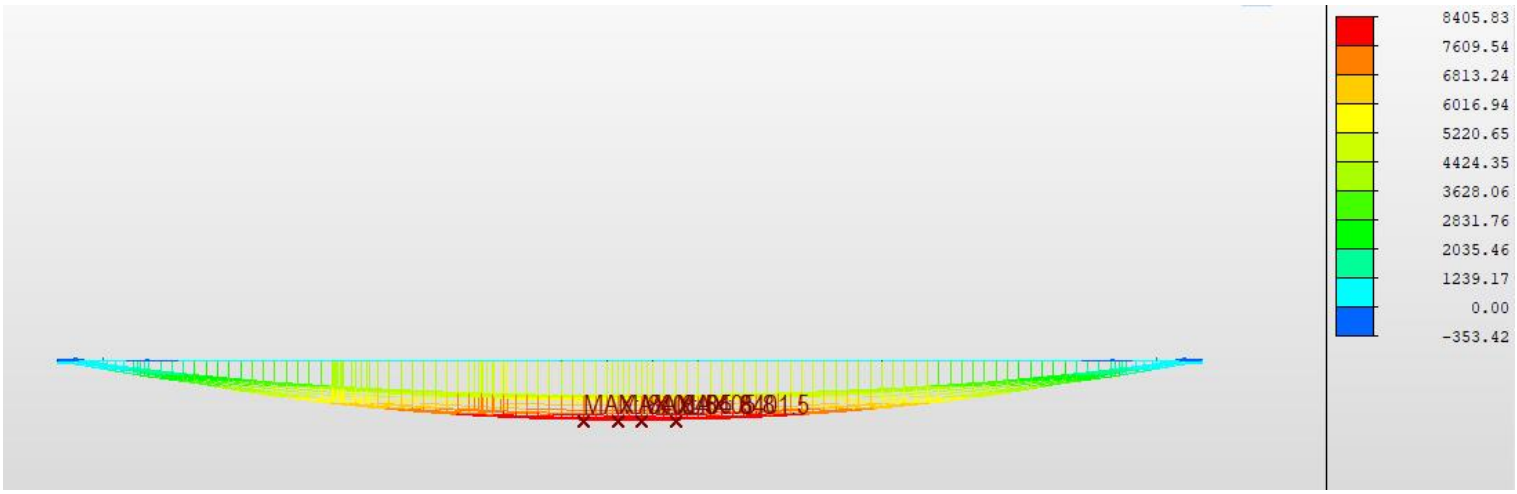
Moment fléchissant à l'ELU sous combinaison 1.35 G + 1.40 LM71 + 1.2 SW/2 + 0.9ΔT



Effort tranchant à l'ELU sous combinaison 1.35 G + 1.40 LM71 + 1.2 SW/2 + 0.9ΔT

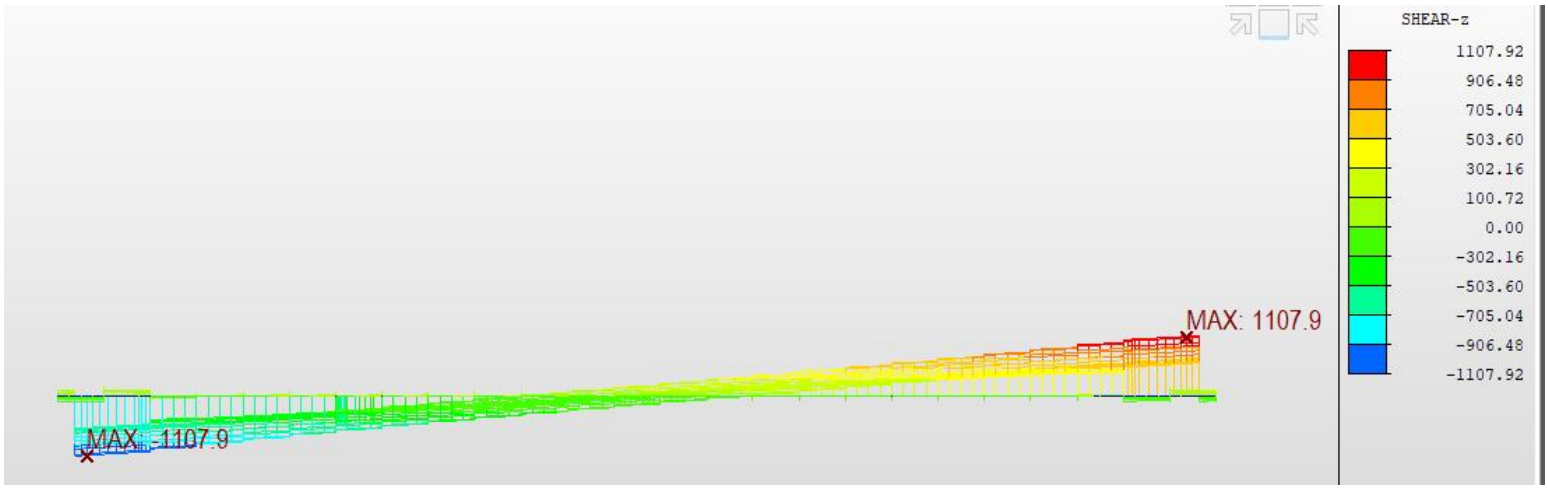


Effort tranchant à l'ELS sous combinaison G + LM71 + SW/2 + 0.6ΔT

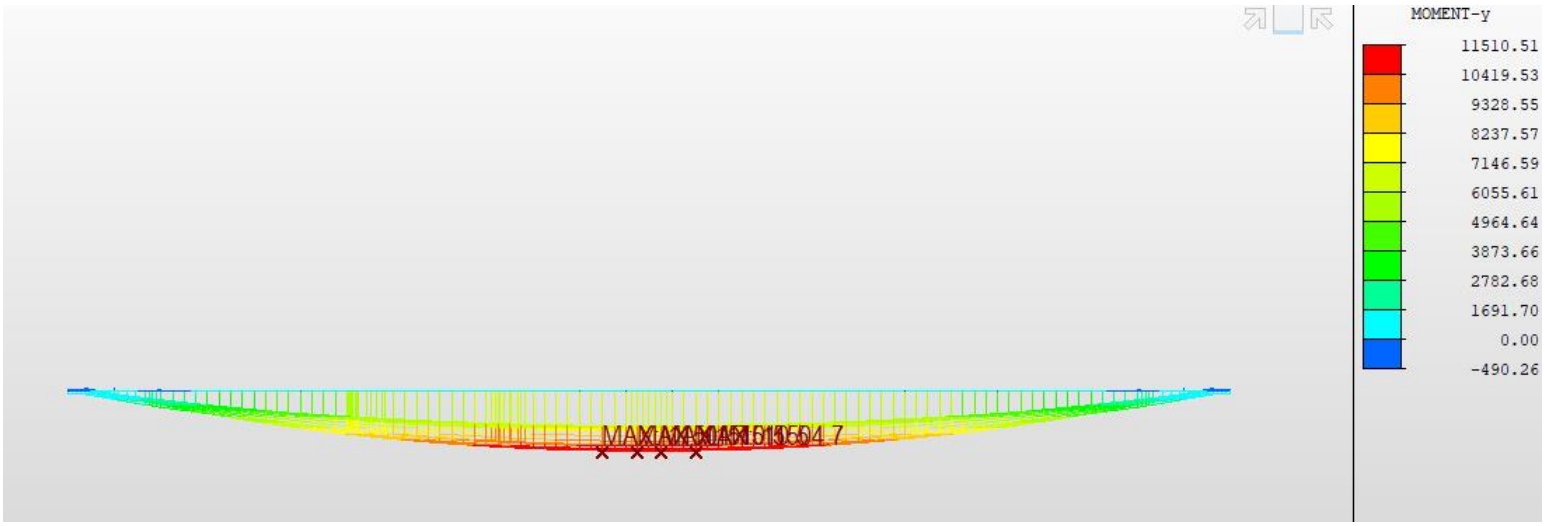


Moment fléchissant à l'ELS sous combinaison G + SW/2 + 0.6ΔT

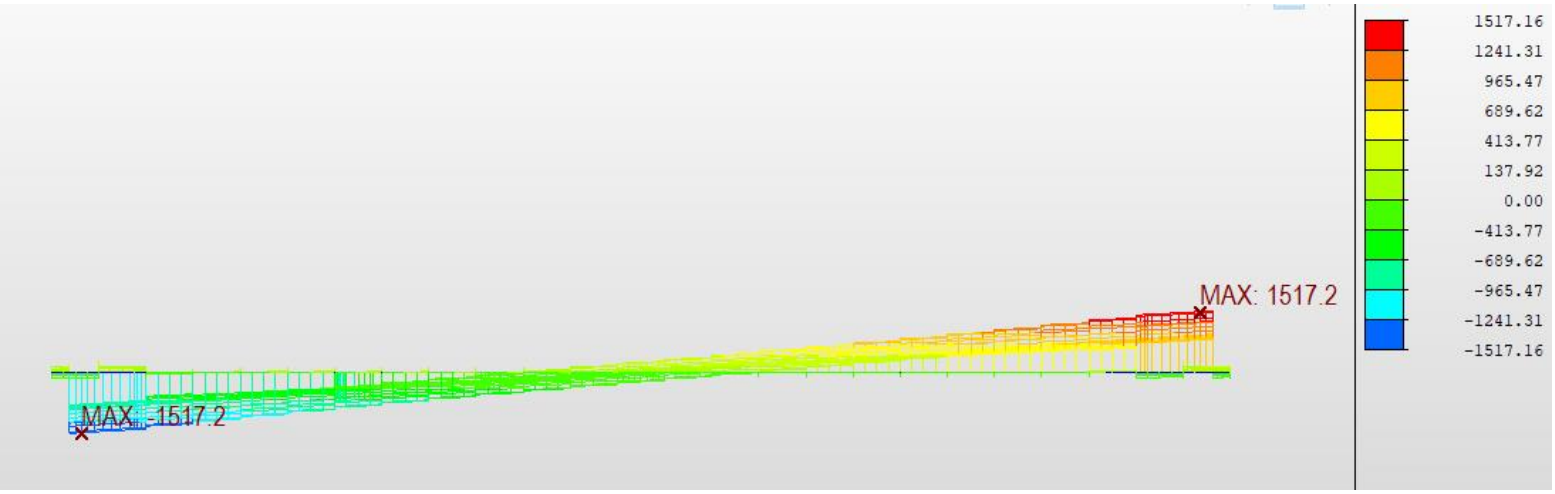
ANNEXE B



Effort tranchant à l'ELS sous combinaison G + SW/2 + 0.6ΔT



Moment fléchissant à l'ELU sous combinaison 1.35 G + 1.40 SW/2 +0.9ΔT



Effort tranchant à l'ELU sous combinaison 1.35 G + 1.40 SW/2 +0.9ΔT