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

Mémoire

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

Filière : Travaux Publics

Spécialité : Matériaux & Structures

Thème

CONCEPTION ET ETUDE D'UN PONT RAIL DU PK 12+670 AU PK 12+845 EL GOURZI –TOUGGOURT /BISKRA

Présenté par :

ARAB Abdelbari

LEHMIL Salim

Encadré par :

Mr. OUZANI Zakaria

Co-encadré par :

Mr. TOUNSI Khaled

Promotion 2019/2020

©ENSTP-FJ – Garidi –Vieux Kouba

Remerciements

« Après aimer et aider, remercier est assurément le troisième plus beau Verbe dans toutes les langues. »
Une pensée pleine de reconnaissance inspirée par la générosité et la gentillesse que vous avez manifestée à notre endroit. Vous avez toujours été présent quand nous avons eu besoin de vous. Pour cela que vous méritez, aujourd'hui, un bouquet de remerciements…

Nous exprimons toute notre gratitude et sincère dévouement à ***ALLAH*** *Tout puissant qui nous a donné la volonté et la force d'arriver à ce stade dans nos Études.*

*Nous tenons à remercier chaleureusement notre encadreur OUZANI Zakaria***,** *et Co-encadreur TOUNSI Khaled et Mr BABAKHOUYA Yusuf pour avoir répondu à nos questions le cas échéant avec patience et force d'explication.*

*Nous tenons à remercier chaleureusement notre professeur Dr. MESSAOUDI Akila***,** *pour sa disponibilité, ses précieux conseils, et leur aide et motivation durant les trois années académiques, qui nous ont gardés sur le droit chemin afin de réaliser ce travail professionnel.*

Nos sincères remercîments vont à tous les élèves ingénieur de l'ENSTP.
Également nos remerciements sont exprimés :
A tous les enseignants de l'E.N.S.T.P et E.N.S.M.M.Annaba qui nous ont enrichi de connaissance et de savoir, ainsi aux responsables de la bibliothèque, du centre de calcul et de l'administration qui nous ont beaucoup facilités notre travail.

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

A tous ceux qui nous ont aidé de près ou de loin dans la réalisation de ce Projet de fin d'étude.

Dedication

More than ever, I dedicate this modest work to my parents, and I would like it to be the testimony of their faith in me.

- ✓ *To the one who imbued me with the essence of her being, with her generosity, with her love and her kindness has never ceased to be there for me, it is to you my dearest mother ARAB MALIKA.*

- ✓ *To the one who never stopped to help and motivate me during my years of study, to my you dear father ARAB ABDELSLAM.*

- ✓ *To my dear brothers and sister Houssem, Tarek, Raouf and Asma for their support and their faith in me.*

- ✓ *To my best friends Islem, Akram and Lokmane, the ones who have been there for me whenever I needed them.*

- ✓ *To my classmates and friends Eya and Racha, the ones who has supported me since the first day of this work and who has always been there for me.*

- ✓ *To my friend Salim who has shared with me this work since the beginning.*

- ✓ *To my friends Ihab, Ahmad, Omar, Yassine, Houssem, Moussa, Oussama, Taher, Youcef, Hatem and Walid for the moments we had together, for their help, their support and their faith in me.*

- ✓ *Moreover, all those who sacrificed their time for the realization of this project from near or far.*

ARAB Abd El Bari

Dédicace

J'ai toujours cru en cette phrase :

"الأقربون قلبا لا دما"

Tant que j'ai eu cette chance, je m'en profite pour montrer aux gens que j'aime, mes sincères gratitudes et mes remerciements.

*Tout d'abord je remercie mon frère d'une autre mère, mon ami le plus proche, et mon Soulmate « **BELKACEM OMAR** » qu'il a été toujours à mes côtés. J'apprécie énormément son aide à faire ce travail*

Mes profonds remerciements sont adressés aux trois personnes qui étaient loin de moi mais pas de mon cœur, ils ressemblent plus à une partie de moi dans un autre endroit :

*-La merveilleuse « **NOUSSAIBA MENNAI** », l'une des femmes les plus élégantes, les plus intelligentes et les plus travailleuses que je n'ai jamais connues.*

*-Mes potes « **AHMED ZEGADI** » et « **KALFALI MAHMOUD** » Pour toute l'ambiance et la joie dont vous m'avez entouré, pour toute la spontanéité et votre élan chaleureux*

*Enfin sans oublier mon binôme « **ABDELBARI ARAB** » qui a partagé ce travail avec moi dans les bons et les mauvais moments.*

LEHMIL SALIM

RESUME

Le présent travail a pour objectif la conception et l'étude d'un viaduc (pont rail) à double voie, reliant El Ghourzi-Touggourt qui se trouve au niveau de pk 12+670, franchisant la RN46 wilaya de Biskra, avec une longueur totale de 175.00 m, rentrant dans le cadre du projet contournement des installations ferroviaires de la ville de Biskra.

A travers cette conception, nous avons 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 nous avons 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 le logiciel ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS et en se basant sur les règlements utilisés en Algérie tel que le BAEL91, BPEL91, RPOA, LIVRET 2.01 SNCF.

Concernant la recherche bibliographique nous avons traité le phénomène de l'usure et fatigue du rail.
Mots clés : viaduc, pont rail, poutre, conception, précontrainte, infrastructure, armature

ABSTRACT

The purposes of this work are the design and study of viaduct (Railway Bridge) of a double track connecting *El Ghourzi - Touggourt* which is at PK 12 + 670, crossing the RN46, wilaya of *BISKRA* with a total length of 175.00 m, within the framework of the project bypassing the railway installations of the city of *BISKRA*.

Through this design, we opted for the choice that combines the technical and economic requirements based on a multi-criteria analysis of the two variants; this one is a precast post-tensioned concrete girder bridge. We then carried out the study of the superstructure, the calculation of the prestress and the evaluation of the passive reinforcements, equipment, and structural elements. Concluding with the infrastructure study passing through the seismic study.

This work is done using the finite element method using the ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS software and based on the regulations used in Algeria such as BAEL91, BPEL91, and RPOA, LIVRET 2.01 SNCF.

About the bibliographical research, we treated the phenomenon of rail wear and fatigue.
Key words: viaduct, Rail Bridge, beam, design, prestressing, infrastructure, reinforcement

ملخص

الغرض من هذا العمل هو تصميم ودراسة جسر (جسر سكة حديد) لمسار مزدوج يربط الغورزي - تقرت عند النقطة الكيلومترية 12+ 670 عابراً الطريق الوطني رقم 46 بمدينة بسكرة, بطول إجمالي 175.00 م ، في نطاق مشروع الالتفافية لمرافق السكك الحديدية لمدينة بسكرة

ومن خلال هذا التصميم، توجهنا الى الاختيار الذي يلبي المتطلبات الفنية والاقتصادية استناداً إلى تحليل متعدد المعايير للمتغيرين وهو الجسر المدعم بعارضات مسبقة الصنع بخرسانة مسبقة الإجهاد لدراسة مفصلة ثم قمنا بدراسة البنية الفوقية، حساب سابقيه الإجهاد وتقييم التسليح الكامن للتجهيزات والعناصر الهيكلية ختمنا هذا العمل بدراسة البنية التحتية مرورا بالدراسة الزلزالية تمت معالجة المشروع بطريقة العناصر المحدودة باستخدام برنامجROBOT STRUCTURAL ANALYSIS

وفيما يتعلق بالبحث الببليوغرافي، عالجنا ظاهرة تآكل وتعب السكك الحديدية.

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

Annotations

A : coefficient d'accélération de zone sismique.
A_p : section d'armature de précontrainte.
BAEL91 : règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armée.
B_j : surface de la section (*j*).
BPEL91 : règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton précontraint.
B_t : surface de béton tendu.
CCP : complément des charges permanentes.
CCTP : cahier des clauses techniques particulières.
CP : charges permanentes.
DTR : document technique réglementaire.
E_d : épaisseur de la dalle.
E_{ij} : module de déformation instantanée au jour j.
E_P : module de déformation longitudinal des armatures de précontraintes.
EPO : étude préliminaire d'ouvrage.
E_s : module de déformation élastique.
F_{bc} : contrainte admissible à la compression pour l'état limite de service.
F_{bu} : contrainte admissible à la compression pour l'état limite ultime.
F_{cj} : résistance caractéristique du béton en compression au jour j.
F_{peg} : limite d'élasticité garantie.
F_{prg} : limite de rupture garantie.
F_{tj} : résistance caractéristique du béton à la traction au jour j.
$\overline{\sigma_{bc}}$: Contrainte de compression admissible du béton.
$\overline{\sigma_{bt}}$: Contrainte de traction admissible du béton.
σ_{Sup} : Contrainte dans la fibre supérieure la plus éloignée du centre de gravité de la section.
σ_{Iup} : Contrainte dans la fibre inférieure la plus éloignée du centre de gravité de la section.
σ_e : Contrainte limite de traction des frettes
HA : Haute adhérence.
St : Espacement des armatures.
NF : Norme française.
g : accélération gravitationnelle.
G : charge permanente.
H_p : hauteur de la poutre.
I_0 : moment d'inertie propre.
IG : moment d'inertie par rapport au centre de gravité.
L : longueur totale de l'élément.
M_M : moment fléchissant maximal à l'état limite de service.
Mm : moment fléchissant sous G à l'état limite de service.
M_u : moment ultime.
N : nombre de poutres.
N_{bt} : effort normal dans la partie du béton tendu.
SNCF : règles définissant les charges à appliquer pour les ponts ferroviaire.
RPOA : règle parasismique applicable au domaine des ouvrages d'art.
S/Δ : moment statique.
SETRA : service d'étude technique des routes et autoroutes.

T_u : 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.
σ_M : 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 (T_b).
S : Le facteur de forme.
h_c : Epaisseur totale du caoutchouc.
t : Epaisseur d'un feuillet de caoutchouc (t_i).
δ : La distorsion de l'appareil d'appui.
d : Déplacement horizontal.
N : Effort de compression vertical.
$\Delta_{LH\text{-}log}$: déplacement longitudinal du à la température, retrait et fluage, rotation, freinage.

LISTE DES FIGURES

CHAPITRE IRECHERCHE BIBLIOGRAPHIQUE

Figure I.1. Caractéristiques du contact roue-rail.....3
Figure I.2. Modèle multi-corps [Manuel VAMPIRE].....5
Figure I.3. Rail usé.....6
Figure I.4. Mécanisme d'usure abrasive du rail.....6
Figure I.5. Essai en laboratoire pour déterminer le coefficient d'usure.....7
Figure I.6. Boucle fermée d'une simulation numérique de l'usure du rail.....8
Figure I.7. Usure ondulatoire du rail.....8
Figure I.8. Mécanismes de l'usure ondulatoire du rail.....9
Figure I.9. Apparition et propagation des fissures par fatigue du rail.....13
Figure I.10. Vitesse de propagation des fissures du rail selon leur longueur.....14
Figure I.11. Head-checking.....14
Figure I.12. Squats.....15
Figure I.13. Comportements asymptotiques des matériaux élasto-plastique.....16
Figure I.14. Problème de Ponter et al.....16
Figure I.15. Shakedown map.....16
Figure I.16. Modèle d'Ekeberg - Fatigue index.....17
Figure I.17.Shakedown exceedance et Propensity.....17
Figure I.18. Modèle T-gamma.....18
Figure I.19. Diagramme de DangVan.....19

CHAPITREIIPRESENTATIONDUPROJET

Figure II.1. Contournement et aménagement des installations ferroviaires de la ville de Biskra.....21
Figure II.2. Image satellitaire de l'ouvrage.....21
Figure II.3. Tracé en plan de l'ouvrage.....22
Figure II.4. Profil en long de l'ouvrage.....22

CHAPITRE III CONCEPTION DE L'OUVRAGE

Figure III-1. Technique de construction par encorbellements successifs.....26
Figure III-2. Section transversale du voussoir.....27
Figure III-3. Profil en long de la première variante.....28
Figure III-4. Vue transversale de la première variante.....28
Figure III-5 Profil en long de la deuxième variante.....29
Figure III-6. Les dimensions des sections des poutres.....30

CHAPITRE IV HYPOTHESES DE CALCUL ET CALCUL DES CHARGES

Figure IV.1. Coupe longitudinale de la poutre.....37
Figure IV.2.Les coupes transversales de la poutre.....37
Figure IV.3. Les rails et traverses.....38
Figure IV.4. Modèle de charge UIC71.....40
Figure IV.5. Modèle de charge SW/0 et SW/2.....40
Figure IV.6. Modèle de charge train à vide.....41
Figure IV.7. Répartition de charge sur une bande **a1**.....41
Figure IV.8. Répartition de charge sur une bande a**2**.....42
Figure IV.9. Moment max à l'ELS.....46
Figure IV.10. Moment max à l'ELU.....46
Figure IV.11. Moment max à l'ELS.....47
Figure IV.12. Moment max à l'ELS.....47

CHAPITRE V ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

Figure V-1 Situation avant et après la mise en précontrainte par post-tension.....48
Figure V-2. Disposition des câbles sur les deux sections.....52

Figure V-3 Pertes par recul d'ancrage 54
Figure V-4 Principe de la Pertes par recul d'ancrage. 54
Figure V-5 Limitation des contraintes des sections en B.P 57
Figure V-6 Les sections de vérification 58
Figure V-7 Diagramme des contraintes à mi travée 60
Figure V-8 Schéma de ferraillage des armatures tendu 60

CHAPITRE VI ETUDE DU TABLIER

Figure VI.1. Flèche max de la poutre due à poids propre. 61
Figure VI.2. Contre flèche max due à l'effort de précontrainte. 61
Figure VI.3. Flèche max de la poutre à ELS. 62
Figure VI.4.Moment Max de la dalle à l'ELU. 64
Figure VI.5. L'effort tranchant max de la dalle à l'ELU 64
Figure VI.6. Moment Max de la dalle à l'ELS. 65
Figure VI.7. L'effort tranchant max de la dalle à l'ELS. 65
Figure VI.8. Schéma de ferraillage de la poutre. 66
Figure VI.9. Schéma de ferraillage de la poutre. 67

CHAPITRE VI EQUIPEMENT DU TABLIER

Figure VII.2.Définition géométrique d'un appareil d'appui 68
Figure VII.3joint de ballast. 72
Figure VII.4. Définition du souffle 73
FigureVII.5. Joints de chaussée Wd110 74

CHAPITRE VIII INFRASTRUCTURE

Figure VIII.1. Conception de la pile la plus haute. 75
Figure VIII.2.Les moments M_{MAX} ELS sur chevêtre. 81
Figure VIII.3. Les moments M_{MAX} à l'ELU sur chevêtre. 81
Figure VIII.4. Dimensions de la culée 83
Figure VIII.5 Le moment MAX à l'ELS sur chevêtre. 89
Figure VIII.6 L'effort tranchant MAX à l'ELS sur chevêtre. 89
Figure VIII.7. Mmax longitudinal à l'ELS. 91
Figure VIII.8. Mmax longitudinal à l'ELA. 92
Figure VIII.9. Mmax transversal à l'ELS. 92
Figure VIII.10. Mmax transversal à l'ELA. 92

CHAPITRE IX ETUDE DE LA STABILITE DE LA PENTE

Figure IX-1. Logiciel GEO5 -Module stabilité des pentes 96
Figure IX-2. Découpage d'un talus en tranches et les forces agissantes sur une tranche 96
Figure IX-3 Anglet d'assignation 97
Figure IX-4. Anglet de surcharge appliqué Q. 98
Figure IX-5. Application des charges ferroviaire UIC71 et SW/0. 98
Figure IX-6. Résultat de calcul de stabilité sous la charge Q 99
Figure IX-7 Résultat de calcul de stabilité sous charges SW/0 et UIC 71 99

LISTE DES TABLEAUX

CHAPITRE IRECHERCHE BIBLIOGRAPHIQUE

Tableau I.1. Nouvelle classification des usures ondulatoires de Grassie et Kalousek. 10
Tableau I.2. Classification des usures ondulatoires du Transit Cooperative Research Program. 10
Tableau I.3. Traitement de l'usure ondulatoire du rail (Collette 2007). 11

CHAPITRE II PRESENTATION DU PROJET

Tableau II.1. Groupes de ponts selon le RPOA. 24

CHAPITRE III CONCEPTION DE L'OUVRAGE

Tableau III.1. Découpage des voussoirs. 27
Tableau III.2. Pré-dimensionnement des voussoirs. 28
Tableau III.3. Prédimensionnement des poutres VIPP. 29

CHAPITRE IV HYPOTHESES DE CALCUL ET CALCUL DES CHARGES

Tableau IV-1. Les caractéristiques du béton utilisées. 33
Tableau IV-2. Contraintes admissibles à la compression de béton. 34
Tableau IV-3. Contrainte limite de traction des aciers. 34
Tableau IV-4. Moment d'inertie et le moment statique de la poutre à l'about. 35
Tableau IV-5. Paramètres géométriques de la poutre à l'about. 35
Tableau IV-6. Moment d'inertie et moment statique de la poutre à l'about à la présence de l'hourdis. 35
Tableau IV-7. Caractéristiques géométriques de la poutre à l'about à la présence de l'hourdis. 36
Tableau IV-8. Moment d'inertie et le moment statique de la poutre à mi travée. 36
Tableau IV-9. Paramètres géométriques de la poutre à mi travée. 36
Tableau IV-10. Moment d'inertie et moment statique de la poutre à l'about à la présence de l'hourdis. 36
Tableau IV-11. Caractéristiques géométriques de la poutre à l'about à la présence de l'hourdis. 36
Tableau IV-12. Poids propre de la poutre. 37
Tableau IV-13 Les charges permanentes et complément permanentes. 40
Tableau IV-14. Valeurs caractéristiques des charges verticales pour schémas de charge SW. 41
Tableau IV-15. Les limites de la flèche. 42
Tableau IV-16. Récapitulatif de calcul des forces de démarrage et freinage. 43
Tableau IV-17.Les groupes des charges pour une voie chargée. 44
Tableau IV-18.Les groupes des charges pour une voie chargée. 44
Tableau IV-19. Combinaisons des charges à ELU d'équilibre statique. 44
Tableau IV-20. Combinaisons des charges à ELU fondamental. 45
Tableau IV-21. Combinaisons des charges à ELS rares. 45
Tableau IV-22. Combinaisons des charges à ELS fréquents. 45

CHAPITRE V ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

Tableau V-1 Vérification de la section de béton. 49
Tableau V-2. Vérification des contraintes totales. 51
Tableau V-3. Valeurs des pertes dues aux frottements. 53
Tableau V-4 Valeurs des pertes dues au recul à l'ancrage 54
Tableau V-5 Valeurs des Pertes par déformation instantanée du béton 55
Tableau V-6 Pertes dues au fluage du béton 56
Tableau V-7 résultats de limitation des contraintes 57
Tableau V-8 Caractéristiques nettes des sections 58
Tableau V-9 Vérification des contraintes normales. 58
Tableau V-10 Calcul des contraintes tangentielles 59

CHAPITRE VI ETUDE DU TABLIER

Tableau VI-1. Efforts maximaux. 65

CHAPITRE VI EQUIPEMENT DU TABLIER

Tableau VII-1. Dimensions de l'appareil d'appui. 70

CHAPITRE VIII INFRASTRUCTURE

Tableau VIII-1. Raideurs dynamiques longitudinales et transversales des appuis. 76
Tableau VIII-2. Distribution des forces longitudinaux sur chaque appui. 78
Tableau VIII-3.Distribution des forces sismique transversales sur chaque appui. 78
Tableau VIII-4. Les effets des différentes composantes du mouvement d'ensemble. 79
Tableau VIII-5. Evaluations des efforts statiques de la pile la plus sollicitée. 79
Tableau VIII-6. Evaluations des efforts sismiques de la pile la plus sollicitée. 79
Tableau VIII-7. Combinaisons des efforts. 79
Tableau VIII-8. Ferraillage du chevêtre. 81
Tableau VIII-9. Prédimensionnement des éléments de la culée. 82
Tableau VIII-10. Calcul du coefficient de poussée Kad. 83
Tableau VIII-11. Efforts agissants sur la dalle de transition. 84
Tableau VIII-12.Caractéristique de la dalle de transition. 84
Tableau VIII-13. Moment Mp /K dû à une charge locale en fonction de h. 86
Tableau VIII-14. Efforts appliqués sur les futs. 88
Tableau VIII-8. Ferraillage du chevêtre. 89
Tableau VIII-15. Dimensions des semelles. 90
Tableau VIII-16. La vérification des conditions de la méthode des bielles. 90
Tableau VIII-17. Calcul section d'acier pour la semelle sous la culée. 90
Tableau VIII-18.Moments fléchissant extrêmes repris par chaque poutre. 92
Tableau VIII-19. Caractéristique des pieux. 93
Tableau VIII-20. Sollicitations appliquées sur la semelle. 93
Tableau VIII-21. Nombre de pieux sous la semelle. 94
Tableau VIII-22. Effort revenant à chaque pieux. 94
Tableau VIII-23. Détermination du coefficient λ 94
Tableau VIII-24. Les valeurs du moment fléchissant et effort tranchant en tête du pieux. 95

TABLE DES MATIERES

INTRODUCT IONGENERALE……..……1

CHAPITRE IRECHERCHE BIBLIOGRAPHIQUE
I.1. CONTEXTE GENERAL....2
I.2. INTRODUCTION....2
I.3. SYNTHESE BIBLIOGRAPHIQUE....2
I.3.1. Contact roue-rail....2
I.3.1.1. Caractéristiques du contact roue-rail....3
I.3.1.2. Théories de contact....3
I.3.1.3. Méthodes de simulation du contact roue-rail....5
I.3.2. Usure du rail....5
I.3.2.1. Mécanisme d'usure abrasive....6
I.3.2.2. Lois d'usure....6
I.3.3. Usure ondulatoire du rail....8
I.3.3.1. Mécanismes de l'usure ondulatoire du rail....9
I.3.3.2. Différents types de l'usure ondulatoire du rail....9
I.3.3.3. Traitement de l'usure ondulatoire du rail....11
I.3.3.4. Méthodes de prédiction de l'usure ondulatoire du rail....11
I.3.4. Fatigue du contact roulant (RCF) du rail....11
I.3.4.1. Phénomène de fatigue de l'acier en général....11
I.3.4.2. Phénomène de fatigue du contact roulant (RCF) du rail....13
I.3.4.3. Modèles existants de prédiction de RCF du rail....15
I.4. CONCLUSION....19

CHAPITRE II PRESENTATION DU PROJET
II.1. INTRODUCTION....21
II.2. PRESENTATION DU PROJET....21
II.2.1. Objectif et situation du projet....21
II.3. RECUEIL DES DONNEES....22
II.3.1. Données fonctionnelles....22
II.3.1.1. Tracé en plan....22
II.3.1.2. Profil en long....22
II.3.1.3. Profil en travers....22
II.3.1.4. Gabarit....23
II.3.2. Données naturelles....23
II.3.2.1. Données topographiques....23
II.3.2.2. Données géotechniques....23
II.3.2.3. La sismicité du site....24
II.3.2.4. Le vent....24
II.3.2.5. La température....25
II.4. CONCLUSION....25

CHAPITRE III CONCEPTION DE L'OUVRAGE
III.1. INTRODUCTION....26
III.2. PRESENSTATION ET PREDEMENSIONNEMENT DES VARIANTES....26
III.2.1. Variante 1 : Pont en béton précontraint construit par encorbellements successifs préfabriqués....26
III.2.1.1. Pré-dimensionnement de la variante....26
III.2.1.2. Avantages et inconvénient....29
III.2.2. Variante 2 : Pont à poutres en béton précontraint (VIPP)....29
III.2.2.1. Prédimensionnement de la variante....29
III.2.2.2. Avantages et inconvénients....30

III.2.2.3. Commentaire....31
III.3. COMPARAISON DES VARIANTES....31
III.3.1. Aspect économique....31
III.3.2. Aspect esthétique....31
III.3.3. Entretien....31
III.3.4. Exécution....32
III.4. CONCLUSION....32

CHAPITRE IV HYPOTHESES DE CALCUL ET CALCUL DES CHARGES
IV.1. Introduction....33
IV.2. Caractéristiques des matériaux....33
IV.2.1. Béton....33
IV.2.2. Armatures....33
IV.2.2.1. Armatures passives....33
IV.2.2.2. Armatures de précontraintes....33
IV.3. Contraintes admissibles....34
IV.3.1. Contraintes admissibles à la compression....34
IV.3.2. Déformation longitudinale du béton....34
IV.3.3. Contrainte limite de traction des aciers....34
IV.4. Caractéristiques géométriques de l'ouvrage....34
IV.4.1. Les lois de calcul....34
IV.4.2. Les résultats géométriques....35
IV.4.2.1. Poutre à l'about....35
IV.4.2.2. Poutre médiane....36
IV.5. Evaluation des actions....37
IV.5.1. Evaluation des actions hors trafic....37
IV.5.1.1. Calcul des charges permanentes (CP)....37
IV.5.1.2. Calcul des compléments des charges permanentes....38
IV.5.2. Les surcharges dues au trafic ferroviaire....40
IV.5.2.1. Surcharges verticales....40
IV.5.2.2. Transmission des charges aux structures :....41
IV.5.2.3. Effets dynamiques....42
IV.5.2.4. Forces horizontales....43
IV.5.2.5. Actions accidentelles....44
IV.6. Groupes des charges....44
IV.7. Les combinaisons des charges....44
IV.7.1. E L U d'équilibre statique....44
IV.7.2. E L U fondamental (résistance)....45
IV.7.3. E L S quasi-permanents....45
IV.7.4. ELS rares....45
IV.7.5. ELS fréquents....45
IV.8. Evaluation des efforts....45
IV.8.1. Les diagrammes du Moment Max....46
IV.8.2. Les diagrammes d'effort tranchant Max....47
IV.9. CONCLUSION....47

CHAPITRE V ETUDE DE LA PRECONTRAINTE
V.1. Introduction....48
V.2. Présentation sommaire de la technique....48
V.2.1. Principe de la méthode....48
V.2.2. Calcul de la précontrainte....48
V.2.2.1. Phase de mise en tension....49
V.2.2.2. Variation dans le temps de la tension dans le câble....49
V.3. Dimensionnement de la précontrainte....49
V.3.1. Vérification de la section....49

V.3.2. Le nombre de câbles 49
V.3.2.1. Détermination du nombre de câbles à mi travée 49
V.3.2.2. Détermination du nombre de câbles à l'about 50
V.3.3. Vérification des contraintes totales 50
V.3.4. Tracé des câbles 51
V.3.4.1. Disposition constructive des câbles 51
V.4. Calcul des pertes 53
V.4.1. Pertes instantanées 53
V.4.1.1. Pertes dues au frottement du câble sur la gaine 53
V.4.1.2. Pertes dues au recul d'ancrage 54
V.4.1.3. Pertes dues au raccourcissement instantané du béton 55
V.4.2. Pertes différées 55
V.4.2.1. Pertes dues au retrait de béton 55
V.4.2.2. Pertes dues au fluage du béton 55
V.4.2.3. Pertes dues à la relaxation des aciers 56
V.4.3. Analyse des résultats 56
V.5. Vérification des contraintes 56
V.5.1. Limitation des contraintes 57
V.5.2. Caractéristiques nettes des sections 57
V.5.3. Vérification des contraintes normales 58
V.5.4. Vérification des contraintes tangentielles 59
V.6. Armatures des zones tendues 60
V.7. Conclusion 60

CHAPITRE VI ETUDE DU TABLIER
VI.1. Introduction 61
VI.2. Vérification de la flèche 61
VI.2.1. Flèche due au poids propre 61
VI.2.2. Flèche due à l'effort de la précontrainte 61
VI.2.3. Flèche de construction 62
VI.2.4. Flèche maximale à l'ELS 62
VI.2.5. Flèche totale 62
VI.2.6. Calcul des rotations 62
VI.2.6.1. Rotation due au poids propre de la structure 62
VI.2.6.2. Rotation due aux surcharges de service 63
VI.2.6.3. Rotation due au précontrainte 63
VI.2.6.4. Rotation résultante à vide et en service 63
VI.2.7. Calcul des déplacements 63
VI.2.7.1. Déplacement due à la rotation 63
VI.2.7.2. Déplacement due au retrait 63
VI.2.7.3. Déplacement due au fluage 63
VI.2.7.4. Déplacement due à la température 63
VI.3. ETUDE DE L'HOURDIS 64
VI.3.1. Evaluation des efforts 64
VI.4. FERRAILLAGE 65
VI.4.1. Ferraillage de l'hourdis 65
VI.4.1.1. Ferraillage de la nappe supérieure (sur appuis) 65
VI.4.1.2. Ferraillage de la nappe inférieure (à mi travée) 66
VI.4.2. Armature passif transversale des poutres 66
VI.4.2.1. Armature de peau 66
VI.4.2.2. Minimum d'armatures transversales 66
VI.4.2.3. Justification des armatures transversales 67
VI.4.2.4. Justification des bielles de béton 67
VI.5. Conclusion 67

CHAPITRE VI EQUIPEMENT DU TABLIER

VII.1. Introduction 68
VII.2. APPAREILS D'APPUIS 68
VII.2.1. Définition géométrique 68
VII.2.2. Dimensionnement des appareils d'appuis 68
VII.2.2.1. Aire l'appareil d'appui 69
VII.2.2.2. Calcul de l'épaisseur de l'appareil d'appui T 69
VII.2.2.3. Dimensionnement des frettes 69
VII.2.3. Vérification des appareils d'appuis 70
VII.2.3.1. Résistance à la compression : 70
VII.2.3.2. Sécurité au flambement : 70
VII.2.3.3. Limitation de la distorsion 70
VII.2.3.4. Non-glissement 71
VII.3. DES D'APPUIS 71
VII.3.1. DIMENSIONNEMENT DES D'APPUIS 71
VII.3.2. FERRAILLAGE DES D'APPUIS 71
VII.3.2.1. Armatures de chainage 71
VII.3.2.2. Armatures horizontales 72
VII.3.2.3. Armature de diffusion 72
VII.4. JOINT DE BALLAST 72
VII.4.1. Calcul du souffle des joints 72
VII.4.1.1. Souffle de la température 73
VII.4.1.2. Souffle du retrait et du fluage 73
VII.4.1.3. Souffle de l'effort de freinage 73
VII.4.1.4. Souffle des rotations d'about 74
VII.4.1.5. Souffle totale 74
VII.5. Type de joint 74
VII.6. CONCLUSION 74

CHAPITRE VIII INFRASTRUCTURE

VIII.1. Introduction 75
VIII.2. Etude de la pile 75
VIII.2.1. Choix du type de la pile 75
VIII.2.2. Evaluation de la raideur total K 75
VIII.2.3. Etude sismique 76
VIII.2.3.1. Evaluation des efforts 77
VIII.2.3.2. Evaluation des efforts 78
VIII.2.3.3. Etude des fûts 80
VIII.2.3.4. Etude de chevêtre 80
VIII.3. Etude de la culée 82
VIII.3.1. Choix du type de culée 82
VIII.3.2. Pré-dimensionnement de la culée 82
VIII.3.3. Détermination du coefficient de poussée 83
VIII.3.4. Calcul des sollicitations 83
VIII.3.5. Eléments de la culée 84
VIII.3.5.1. Dalle de transition 84
VIII.3.5.2. Le corbeau d'appui 85
VIII.3.5.3. Le mur garde grève 85
VIII.3.5.4. Mur en retour 87
Ferraillage vertical 88
VIII.3.5.5. Les fûts 88
VIII.3.5.6. Etude du chevêtre 89
VIII.4. Etude de la fondation 90
VIII.4.1. Choix du type de fondation 90
VIII.4.2. Etude de la semelle 90

VIII.4.2.1. Semelle sous pile....90
VIII.4.2.2. Semelle sous culée....91
VIII.4.3. Etude des pieux....93
VIII.4.3.1. Caractéristique des pieux....93
VIII.4.3.2. Evaluation des efforts....93
VIII.4.3.3. Détermination du nombre de pieux....93
VIII.4.3.4. Effort revenant à chaque pieux....94
VIII.4.3.5. Actions sur les pieux....94
VIII.4.3.6. Ferraillage des pieux....95
VIII.5. Conclusion....95

CHAPITRE IX ETUDE DE LA STABILITE DE LA PENTE
IX.1. Introduction....96
IX.2. Présentation du logiciel GEO5 :....96
IX.3. Méthode de calcul....96
IX.4. Modélisation du remblai....97
IX.5. Evaluation des efforts....98
IX.5.1. Combinaison d'actions....98
IX.6. Résultats....99
IX.7. Conclusion....99

CONCLUSION GENERALE……...…….100

INTRODUCTION GENERALE

INTRODUCTION GENERALE

Le développement de l'infrastructure de transport (réseau routier, réseau ferroviaire) représente un des piliers fondamentaux du développement durable, socio-économique et de la prospérité de tout pays qui nécessite généralement la construction d'un grand nombre d'ouvrages d'arts tels que : les ponts.

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

L`objectif de ce modeste travail est la conception et l`étude d`un viaduc (pont-rail) dans la wilaya de *BISKRA* situé au pk 12+670 avec une longueur totale de 175.00 m, franchissant la RN46, ce projet a été réalisée par « ***SERO-EST BATNA*** », rentrant dans le cadre du *PROJET CONTOURNEMENT DES INSTALLATIONS FERROVIAIRES DE LA VILLE DE BISKRA*.

D'où ce travail repose sur huit chapitres intitulés comme suit :

Chapitre I, aborde une recherche bibliographique en termes de master sur l'usure et la fatigue du rail.

Chapitre II, résume la présentation de l'ouvrage ainsi les caractéristiques géotechniques du site afin d'entamer le chapitre III, ou en proposant deux variantes suivies par un prédimensionnement et vérification de ces dernières.

Chapitre IV, portera sur l'étude des matériaux où seront décrits, les caractéristiques physiques et mécaniques de ces derniers.

Puis on traitera les différentes charges et surcharges appliquées sur l'ouvrage en basant sur des hypothèses du calcul.

Chapitre V, concernera la modélisation et l'étude de la précontrainte où sera mis en évidence le nombre et le tracé des câbles, le calcul des pertes, le ferraillage passive de la poutre ainsi que la vérification des contraintes. Notons que tout le travail est mené par une modélisation en 3D à l'aide de logiciel Robot structural analysis professional 2018.

Chapitre VI, comportera tous les calculs des déformations dans le tablier et le calcul de l'hourdis de pont. Par la suite, le chapitre VII abordera le calcul des équipements.

En ce qui concerne l'infrastructure, le chapitre VIII traitera respectivement l'étude de la pile ainsi que l'étude de la culée en décrivant le dimensionnement et le ferraillage de leurs différents composants ainsi que celui de leurs fondations. Et pour conclure l'étude de ce pont, le chapitre IX est consacré pour l'étude de la stabilité du remblai d'accès.

Le mémoire se termine par une conclusion générale mettant en avant les principaux points retenus durant ce travail.

CHAPITRE I
RECHERCHE BIBLIOGRAPHIQUE L'USURE ET LA FATIGUE DU RAIL

I.1. CONTEXTE GENERAL

Cette étude a pour objet de présenter plusieurs problématiques qui concernent la prévision de l'usure et de la fissuration par fatigue de la voie ferrée (le rail).

Être en mesure de prévoir l'évolution d'une voie est crucial au regard de la disponibilité des réseaux ferroviaires, de leurs entretiens ainsi que des coûts de maintenance associés.

Aussi, la prévision est-elle une information supplémentaire particulièrement utile pour les exploitants de réseaux ferroviaires.

I.2. INTRODUCTION

L'objectif de cette étude est de mener une recherche bibliographique sur les différents problèmes de dégradation du rail, nous présentons un aperçu des travaux et des théories développés autour des problèmes de contact roue-rail, usure abrasive du rail, usure ondulatoire du rail et fatigue de roulement du rail endonnant un aperçu des travaux et des théories développés autour des problèmes d'usure et de fatigue du rail.L'origine de chaque type de dégradation du raillera étudiée en détail.

Comme l'origine des défauts du rail est le contact roue-rail, nous allons commencer par une présentation générale du problème de contact roue-rail. Différentes théories de contact existent dans la littérature. Pour le contact roue-rail, la théorie simplifiée de Kalker avec l'algorithme FASTSIM est utilisé dans la plupart des logiciels de calcul dynamique ferroviaire.

Concernant l'usure abrasive du profil des rails, l'approche classique pour calculer les matières usées est l'utilisation de la théorie d'Archard ou le calcul de l'énergie dissipée dans la zone de contact.

Un autre type de défaut du rail est l'usure ondulatoire du rail. Il demande un investissement très important pour la maintenance. Ce type de défaut fait l'objet de nombreux travaux de recherche.

Cependant, nous ne disposons pas encore de modèles fiables permettant de prédire complètement ce défaut.

Enfin, nous présentons le problème de fatigue de roulement du rail dans la dernière partie de ce chapitre. Différents types de fissure par fatigue du rail ainsi que le modèle théorique existant sera exposé dans cette partie.

I.3. SYNTHESE BIBLIOGRAPHIQUE

I.3.1. Contact roue-rail

L'interaction entre la roue et le rail est toujours très difficile à approcher. Il existe un grand nombre d'études dans la littérature sur ce problème. Cependant, Il n'y a toujours pas d'approche complète.

Expérimentalement, la dynamique locale du contact roue - rail est inaccessible. Les moyens expérimentaux développés ne peuvent que tenter de reconstituer la dynamique locale de contact en fonction des informations physiquement accessibles.

Depuis le début du 20èmesiècle, de nombreuses théories ont été développées dans le but de déterminer temporellement les efforts transmis et mouvements relatifs dans un contact roulant avec frottement.

Elles sont plus ou moins complexes, mais il y a toujours des limitations que nous allons présenter dans cette partie.

I.3.1.1. Caractéristiques du contact roue-rail

En général, nous considérons le contact roue-rail comme un contact élastique roulant. La zone de contact est souvent modélisée par une ellipse (*contact d'Hertz*). La taille de cette zone de contact est petite (*moins de 1 cm*^{2}) devant les rayons de courbures principaux du rail et de la roue.

Dans la zone de contact roue-rail, nous trouvons toujours deux parties :

- une partie d'adhérence (*les deux solides sont collés*),
- une partie de glissement (*il y a un mouvement relatif entre deux solides en contact*) (*fig I.1*).

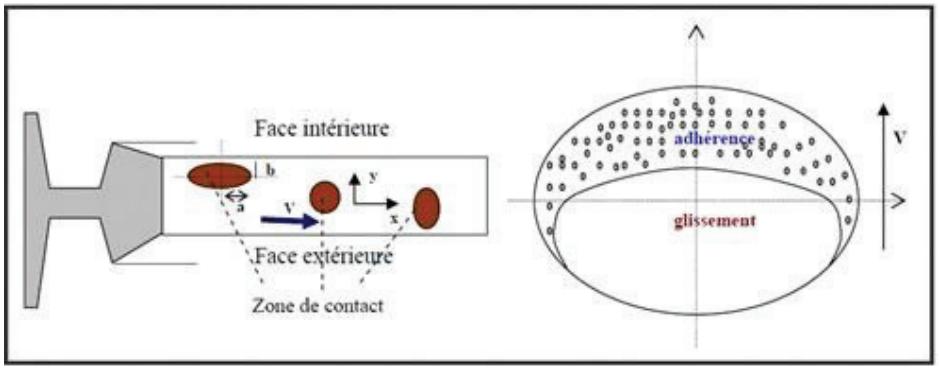


Figure I.1. Caractéristiques du contact roue-rail.

Avec une charge sur la roue assez élevée, entre *40 kN* (*Tramway*) et *130 kN* (*TGV ou Fret*), nous pouvons avoir une très haute pression (*1000-2000 MPa*) dans la zone de contact roue-rail.

En fonction de la vitesse de roulement du train et de l'état des surfaces de contact, les efforts tangentiels dans la zone de contact peuvent être plus ou moins importants. La haute pression et les contraintes tangentielles sont des causes directes de différents types de dégradation du rail et de la roue (*usure, fissuration, rupture,…*).

I.3.1.2. Théories de contact

I.3.1.2.1 Théorie de Hertz

En 1881, Hertz a développé une méthode pour étudier la forme de la zone de contact ainsi que la distribution des pressions sur la surface de contact entre deux solides élastiques. Cette théorie a été utilisée à de nombre reprises pour calculer les efforts normaux dans le contact roue-rail.Elle repose sur les hypothèses suivantes :

1. Les surfaces en contact sont continues et non-conformes.
2. Les déplacements sont faibles.
3. Les solides peuvent être considérés comme des demi-espaces élastiques.
4. Les frottements sont négligés.

Dans ces conditions, les dimensions de la zone de contact sont inférieures à celles des solides et des rayons de courbure, et seul le contact normal est transmis.

Dans le cas du ferroviaire, si le contact entre la roue et le rail se passe sur la table de roulement du rail, les dimensions du contact (a et b sont souvent inférieurs à 10 mm) restent négligeables devant les rayons de courbure de la roue et du rail (< *300 mm*) et les conditions de Hertz sont souvent vérifiées.

Cependant, l'inscription d'un train dans une courbe tend souvent à localiser le contact roue-rail au niveau du congé de raccordement entre la table de roulement et la joue active du rail, dont le rayon de courbure est inférieur à *20 mm*. Les conditions d'Hertz ne sont alors plus vérifiées et la théorie d'Hertz n'est plus valable.

I.3.1.2.2 Théories de Kalker

Les trois théories de Kalker (*simplifiée, linéaire et complète*) sont particulièrement dédiées au contact roue-rail. Les algorithmes dérivés de celles-ci sont donc naturellement implantés dans la plupart des logiciels multi-corps de dynamique ferroviaire actuels.

a. Théorie linéaire (1967)

Cette théorie est basée sur la linéarisation de la formule de Carter. Cependant, cette théorie n'est valable que sous les conditions suivantes :

-Le taux de glissement $\xi^{\rightarrow}$est petit.

-La zone de contact est elliptique hertzienne.

-Le roulement se passe dans la direction de l'un des axes de l'ellipse (*approximation pour le contact rail-roue).*

b. Théorie simplifiée (1973-1989)

Cette théorie résout d'abord le problème normal du contact roue-rail, géométrie et champ de pression, par la théorie d'Hertz.

Ensuite, les taux de glissement, estimés géométriquement au centre de l'ellipse de contact, sont considérés constants sur l'ensemble du contact. Afin de déterminer les efforts tangentiels induits par ces glissements, le contact est discrétisé en bandes parallèles indépendantes orientées parallèlement au sens de circulation du véhicule. Chaque bande est alors modélisée par un ensemble de trois ressorts orthogonaux dont les raideurs, appelées aussi coefficients de glissement de Kalker (C_{ij}), sont constantes en tout point de la surface de contact. Une relation linéaire est ainsi définie entre les déplacements et les efforts tangentiels. Cette théorie, avec l'algorithme **FASTSIM**, est particulièrement utilisée dans la littérature pour le contact roue-rail.

c. Théorie complète (1979-1990)

La roue et le rail ne sont plus des surfaces lisses du second degré comme dans la théorie linéaire et la théorie simplifiée : le contact n'est plus Hertzien et la surface de contact résultante n'est plus elliptique. La zone potentielle de contact est alors divisée en mailles élémentaires rectangulaires au sein desquelles les forces normales et tangentielles sont résolues par un schéma itératif basé sur une approche énergétique du problème.

L'hypothèse de découplage du problème tangentiel et du problème normal faite pour les deux théories précédentes n'est donc ici plus valide.

Bien que plus représentative de la réalité du contact roue-rail que les théories précédentes, la théorie complète n'est pratiquement pas utilisée dans les logiciels de dynamique ferroviaire car sa mise en application, via l'algorithme CONTACT, multiplie les temps de calcul par 1000. D'autre part, le comportement du matériau étant élastique linéaire, cette théorie ne permet pas d'étudier les phénomènes d'usure telle que l'usure ondulatoire des voies pour les trains de marchandise. Cette théorie reste alors une référence pour les autres théories.

d. Autres approches du contact roue-rail

Il faut noter que toutes les théories de contact roue - rail présentées précédemment ne prennent pas en compte l'effet plastique des matériaux. Pour surmonter ce problème, de nouvelles approches du contact roue - rail (éléments finis, troisième corps,…) sont en développement depuis quelques années. Cependant, en considérant la complexité et le temps de travail ainsi que le temps de simulation, ces approches ne seront pas abordées dans notre étude.

I.3.1.3. Méthodes de simulation du contact roue-rail

En utilisant les théories de contact présentées dans la partie précédente, différents logiciels ont été développés pour simuler l'interaction voie - véhicule et le comportement du système ferroviaire. Nous pouvons citer ici quelques logiciels des plus utilisés dans le domaine ferroviaire : VAMPIRE, SIMPACK, VOCO, GENSYS, NEWCAR, MEDYNA, ADAMS, DYMOCAL, …

La modélisation utilisée dans ces logiciels est de type "*corps rigides-multi corps*" (*fig I.2*). Les solides (*caisse, châssis, bogie, essieux, moteurs, réducteurs,…*) sont modélisés par des masses ponctuelles, reliées par des liaisons viscoélastiques, des butées avec jeu, des éléments à seuil, etc.

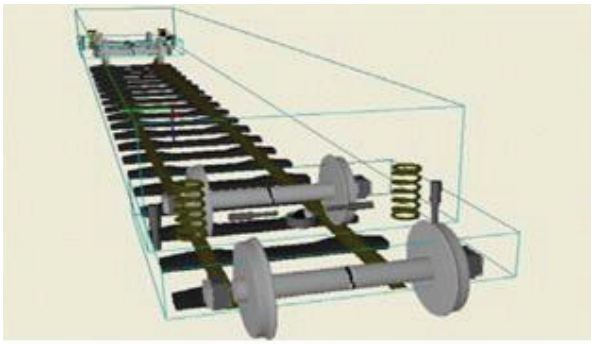


Figure I.2. Modèle multi-corps [Manuel VAMPIRE].

I.3.2. Usure du rail

*" **Usure** : détérioration par un usage prolongé, par le frottement, etc." - le petit ROBERT.*

Pour mieux comprendre l'usure du rail, nous commençons par présenter le mécanisme d'usure du contact entre deux solides où il y a enlèvements de matière.

Les termes de ***"premiers corps"*** et ***"troisième corps"*** sont couramment employés en tribologie. Ils désignent respectivement les deux solides en contact et le milieu intermédiaire situé entre leurs surfaces, composé d'éventuels débris d'usure, du fluide, du lubrifiant, etc. Dans l'interface composée du troisième corps et des surfaces des deux premiers corps ont lieu le contact et la dégradation.

Selon la gravité de ses conséquences (*relatives à un contexte donné*) l'usure est dite douce ou sévère (par exemple, la coupe d'un métal est de l'usure sévère alors que la perte d'une couche surfacique par oxydation est plutôt de l'usure douce). Quant à ses causes et aux processus, ils sont classés en cinq types suivant les mécanismes : usure adhésive, usure abrasive, usure érosive, usure par fatigue et usure corrosive.

Dans un problème d'usure, il existe toujours ces différents types. Cependant, la résolution d'un problème couplé (*prenant en compte tous les types d'usure*) est complexe, et on travaille souvent avec un seul type d'usure (*celui qui est le plus important pour le cas traité*).

Pour le problème d'usure du contact roue-rail, certains spécialistes se sont accordés sur l'origine essentiellement **abrasive** des usures observées des roues et des rails.



Figure I.3. Rail usé.

I.3.2.1. Mécanisme d'usure abrasive

L'usure abrasive est l'usure par déplacement de matière, produite par des particules dures ou des protubérances dures. Les particules dures peuvent se trouver entre les deux surfaces en mouvement relatif ou être encastrées dans l'une des surfaces. L'usure abrasive se manifeste par des polissages, des griffures et des arrachements de copeaux (*fig I.4*).

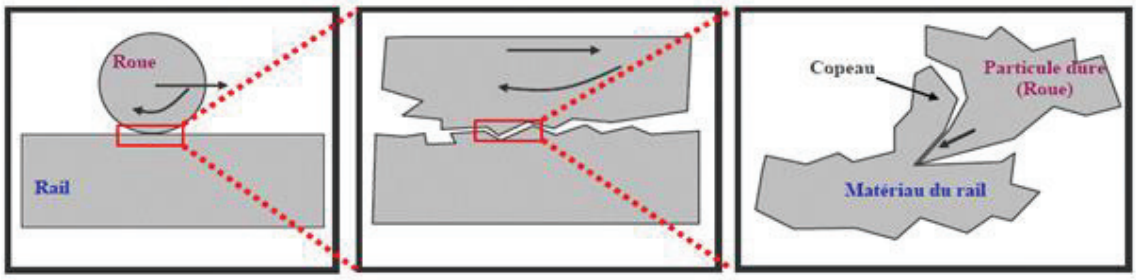


Figure I.4. Mécanisme d'usure abrasive du rail.

I.3.2.2. Lois d'usure

Il y a quatre lois qui sont appropriées pour traiter l'usure du contact rail-roue :

-*Usure proportionnelle à l'énergie surfacique de glissement (loi énergétique).*

-*Usure proportionnelle au produit de la charge normale et la distance parcourue (Archard).*

-*Usure proportionnelle à la pression maximale de contact.*

-*Usure proportionnelle à la charge normale.*

Parmi ces quatre lois, la loi d'**Archard** et la loi **énergétique** sont les plus utilisées dans la littérature : *A. Johansson (2005, 2007), C. Andersson (2004), Hempelmann (1991, 1996), Kalker (1994), Knothe (1991, 1996, 1999), Tassilly (1991), Brahim (1997),…*

I.3.2.2.1 Loi d'Archard

Le volume des matières usées est calculé par la formule ci-dessous :

$$V = K \frac{F_n}{H} d$$

où : V est le volume usé,
F_n : force normale,
d : distance de glissement,
H : dureté du matériau,

k : coefficient d'Archard dépendant des conditions expérimentales : matériaux antagonistes mais aussi configuration géométrique, chargement, environnement, température et vitesse relative.

I.3.2.2.2 Loi énergétique

Le volume des matières usées est calculé par la formule ci-dessous :

$$V = \frac{C_w}{\rho} E$$

où : *V* est le volume usé,
C_w : coefficient d'usure,
E : énergie dissipée,
ρ : densité du matériau.

Nous constatons que les deux approches (*Archard et énergétique*) donnent les mêmes résultats si les paramètres dans ces modèles vérifient la relation :

$$\frac{K}{H} = C_w \frac{\mu}{\rho}$$

Il existe aussi des modèles utilisant le mécanisme de rupture par fatigue du comportement asymptotique de type "*rochet*" ou "*ratcheting*"en anglais, pour étudier l'usure du contact roue-rail. Les études les plus avancées dans ce domaine sont celles de l'équipe de A. Kapoor à l'université de Newcastle en Angleterre : "*Layer model*" (*A. Kapoor et al., 2006*), "*Brick model*" (*F.J.Franklin et al, 2006*).

L'approche tribologique (troisième corps) est aussi utilisée pour étudier le contact roue - rail et l'usure des profils du rail : *Lavis, 2002, 2003, 2004, Saulot, 2005, Fillot, 2007)*. Cependant, il est trèsdifficile de caractériser le troisième corps.

3.2.3. Méthode d'essai pour déterminer les paramètres de l'usure du rail

Pour chaque modèle (*loi*), il faut toujours déterminer expérimentalement le coefficient de proportionnalité (*k pour la loi d'Archard, C_w pour la loi énergétique*) qui dépend de différents paramètres (*matériaux, géométrie et structure du système, environnement, chargement, vitesse relative,…*). Ce coefficient peut être estimé par les essais "*twin-disc*"en laboratoire (*fig I.5*).

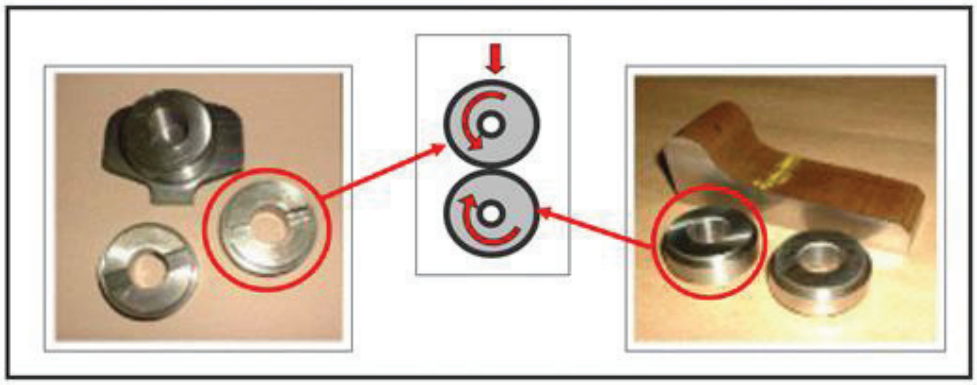


Figure I.5. Essai en laboratoire pour déterminer le coefficient d'usure.

3.2.4. Méthodes de calcul de l'usure du rail

Pour simuler très précisément le changement des profils du rail et de la roue, il faut faire une simulation complète en prenant en compte la variation simultanée des deux profils (*rail et roue, fig I.6*).

Cependant, il est très difficile de faire varier les deux profils en même temps. Donc, en réalité, on ne fait varier qu'un profil à chaque fois (l'autre est considéré comme inchangé).

La simulation de l'usure des profils du rail, avec une boucle fermée, a été faite par Brahim SOUA (1997) avec le code VOCO. Un processus de calculs itératifs, décrit par l'organigramme ci-dessous, est nécessaire pour pouvoir suivre l'évolution de l'usure du profil du rail dans le temps.

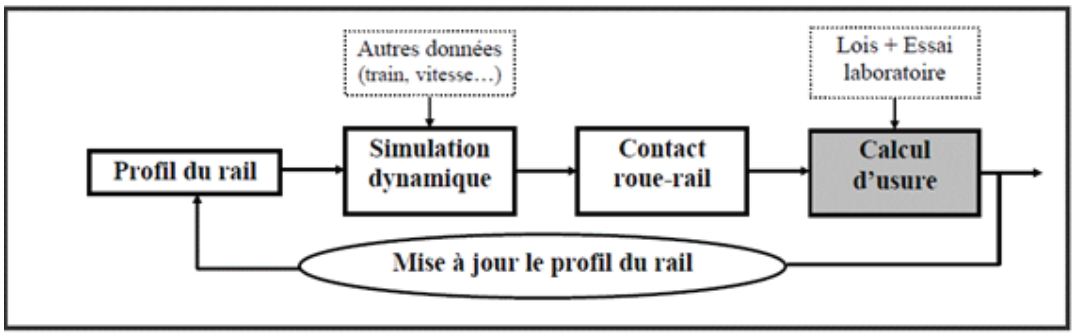


Figure I.6. Boucle fermée d'une simulation numérique de l'usure du rail.

I.3.3. Usure ondulatoire du rail

L'usure irrégulière longitudinale du type ondulatoire demeure l'un des phénomènes les plus mal connus pouvant détériorer les profils des roues et des rails dans le domaine ferroviaire.

Cette usure se manifeste sous forme d'ondulations étendues sur les surfaces des profils dans la direction du roulement (*fig I.7*).



Figure I.7. Usure ondulatoire du rail.

Elle constitue ainsi des sources d'excitation de vibrations inconfortables (*bruit*) et des sources de la fatigue.

L'étude de ce phénomène a commencé depuis la fin du 19èmesiècle. Pendant un siècle, il y a eu de nombreuses études sur ce problème. Cependant, tous les travaux existants ne peuvent pas expliquer parfaitement les mécanismes de formation et de développement de ce type d'usure.

L'usure ondulatoire est définie comme l'apparition de bosses et de creux sur la surface du rail dans la direction longitudinale. Pour étudier ce type de défaut, nous pouvons modéliser la surface du rail usé

par une surface ondulatoire (sinusoïdale). L'usure ondulatoire est alors caractérisée par deux paramètres : la longueur d'onde et l'amplitude.

- Longueur d'onde λ : distance entre deux bosses. Elle varie entre *20 mm* et *1500 mm*.
- Amplitude δ**:** ½ profondeur des creux**,** de l'ordre de *10 -100 µm*.

I.3.3.1. Mécanismes de l'usure ondulatoire du rail

Depuis 1971, Carson, Johnson, et Gray ont constaté que l'usure ondulatoire du rail est causée par la combinaison de deux mécanismes : un mécanisme de fixation de la longueur d'onde et un mécanisme d'endommagement.

I.3.3.1.1 Mécanisme de fixation de la longueur d'onde

Il existe toujours une rugosité initiale sur la surface d'un rail (*neuf ou usé*). Pour un modèle mathématique d'usure ondulatoire, on suppose une rugosité initiale sous forme d'un spectre avec des longueurs d'onde dans une bande *5-100 mm* pour le type "*short-pitch corrugation*". Cette rugosité est la donnée d'entrée de la dynamique "*voie- véhicule*" qui crée des fluctuations des efforts de contact, des glissements et de la taille de la zone de contact. Ces fluctuations sont plus grandes à certaines fréquences. Pour une vitesse donnée du train, cela signifie que l'usure est plus importante pour certaines longueurs d'onde. C'est le mécanisme de fixation de la longueur d'onde.

Après des millions de passages du train, une forme ondulatoire de la surface du rail sera formée. Les mécanismes de fixation de la longueur d'onde sont souvent les résonances du système couplé voie-véhicule (*Mode P2*), ou la résonance du mode "*pinned-pinned*" du rail avec les supports discrets.

I.3.3.1.2 Mécanisme d'endommagement

Différents mécanismes d'endommagement sont supposés être la cause de l'usure ondulatoire, tels que : *usure, déformations plastiques ou fatigue déroulement*.

Dans la plupart des modèles existants pour le type "*short-pitch corrugation*", on considère que l'usure est le mécanisme d'endommagement.



Figure I.8. Mécanismes de l'usure ondulatoire du rail.

I.3.3.2. Différents types de l'usure ondulatoire du rail

Selon les mécanismes (*fixation de la longueur d'onde et endommagement*), on peut constater différents types d'usure ondulatoire du rail.

En *1993*, *Grassie* et *Kalousek*ont résumé *42* articles et publié un article, intitulé : "*rail corrugation :characteristics, causes and treatments*" très utile pour comprendre les travaux effectués entre*1970* et *1990*. Ils ont classé l'usure ondulatoire en six catégories :

- *Heavy haul corrugation (λ =200 –300 mm);*
- *Light rail corrugation (500 – 1500 mm) ;*

- Booted sleepers type corrugation (45 – 60 mm);
- Contact fatigue corrugation (150- 450 mm) ;
-Rutting corrugation (50 mm (trams), 150 – 450 mm)
- Roaring rail corrugation (25 – 80 mm).

Bien que la scission du mécanisme de formation de l'usure ondulatoire en l'interaction d'un mécanisme de fixation de la longueur d'onde avec un mécanisme d'endommagement soit largement acceptée, la précédente classification de Glassie et Kalousek (*1993*) n'emporte pas l'adhésion de tous. Pour améliorer leur classification, Kalousek (*2000*) et Grassie (*2005*) ont proposé récemment une nouvelle approche (*Tab I.1*) qui prête moins à confusion et permet d'aborder ce phénomène sous un autre angle. Toujours basée sur la décomposition du mécanisme de formation de cette usure selon un mécanisme d'endommagement et un mécanisme de fixation de la longueur d'onde, la nouvelle approche s'articule principalement autour de l'analyse des conditions locales de contact qui avaient été précédemment mises au second plan devant l'analyse fréquentielle du système véhicule-voie.

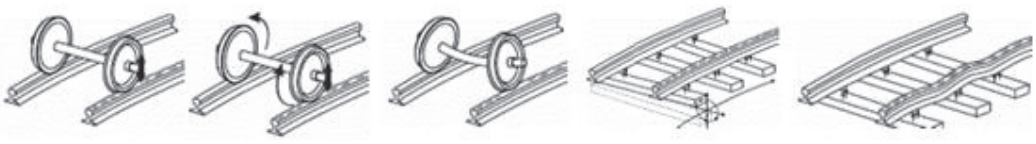
Tableau I.1. Nouvelle classification des usures ondulatoires de Grassie et Kalousek.

Mécanisme d'endommagement	Mécanisme de fixation de la longueur d'onde	Ancienne Classification
Déformation plastique	Mode de résonance P2	I- Heavy Haut
Déformation plastique en flexion	Mode de résonance P2	II- Light rail
Fatigue de roulement	Mode de résonance P2	IV- Contact fatigue
Usure	Mode de résonance P2	Aucune
	Mode de torsion de l'axe de l'essieu	V- Rutting
	Mode de résonance « pinned-pinned »	VI- Roaring rail
	Résonance des traverses-chausson élastique	III- Booted sleepers
	Mode de résonance des traverses en béton	Aucune

Nous pouvons trouver une autre classification (*Tab I.2*) des types d'usure ondulatoire du rail dans le rapport du "*Transit Cooperative Research Program*". Cette classification est en fait celle de Grassie et Kalousek avec des modifications mineures.

Tableau I.2. Classification des usures ondulatoires du Transit Cooperative Research Program.

Type	Mécanisme d'endommagement	Mécanisme de fixation de la longueur d'onde	Longueur d'onde
1	Ecoulement plastique. Fatigue	Résonance P2	200-1500 mm
2	Usure longitudinale	Torsion de l'essieu	50-200 mm
3	Usure latérale	Modes de flexion	40-60 mm
4	Usure latérale	Résonance de la traverse	40-60 mm
5	Usure longitudinale	Résonance « pinned-pinned »	25-80 mm



I.3.3.3. Traitement de l'usure ondulatoire du rail

La méthode pratiquée actuellement pour traiter l'usure ondulatoire du rail est de meuler ou remplacer les rails. Cette opération est très coûteuse.

On peut trouver différentes techniques utilisées pour traiter les causes des différents types d'usure ondulatoire du rail. Collette (*2007*), a listé ces principales techniques dans le tableau ci-dessous (*Tab I.3*)

Tableau I.3. Traitement de l'usure ondulatoire du rail (Collette 2007).

Mesures préventives	Type 1	Type 2	Type 3	Type 4	Type 5
1. Fixation directe des rails souples	++	-	-	-	+
2. Semelle sous rail souple	+	+	-	+	+
Graissage de la tête du rail	-	++	-	++	-
4 Contrôle du frottement (rail)	+	+	+	+	+
Rail en acier dur	++	++	+	+	+
6 enlever le guide de rail	-	-	+	-	-
Optimisation des profils des rails	-	+	+	+	-
Augmenter le rayon de courbe de la voie	-	+	+	+	-
Diminuer les accélérations et les freinages	+	+	-	-	-
Modifier l'espacement entre traverses	-	-	-	-	+
Graissage de bourrelet de la roue	-	+	-	+	-
Contrôle du frottement (roue)	+	+	+	+	++
Absorbeur de torsion pour l'essieu	-	+	-	-	-
Pilotage	+	+	-	+	-
Roues souples	+	+	+	+	+
Montage entrainement souple	-	+	-	-	-
Meulage préventif des rails	++	-	-	++	-
Absorbeur sur la traverse	-	-	-	+	-

I.3.3.4. Méthodes de prédiction de l'usure ondulatoire du rail

En se basant sur les deux mécanismes (*mécanisme de fixation de la longueur d'onde et mécanisme d'endommagement*), on peut avoirs différents modèles (*linéaires ounon-linéaires*) pour prédire l'usure ondulatoire du rail.

Un modèle mathématique de prédiction de l'usure ondulatoire se compose souvent de deux parties

- Un modèle dynamique de l'interaction voie-véhicule afin de déterminer les efforts et les glissements dans la zone de contact roue-rail.
- Un modèle d'usure abrasive pour le lent processus de l'usure de la surface du rail.

I.3.4. Fatigue du contact roulant (RCF) du rail

I.3.4.1. Phénomène de fatigue de l'acier en général

I.3.4.1.1 Mécanisme de fatigue de l'acier

On entend par fatigue ou endommagement par fatigue : la modification des propriétés des matériaux à l'application de cycles d'efforts, cycles dont la répétition peut conduire à la rupture des pièces constituées avec ces matériaux [*Bathias 1997*].

On peut distinguer trois (03) phases dans le phénomène de fatigue:

Amorçage des fissures, Propagation des fissures etRupture brutale de la pièce.

a. Amorçage des fissures

L'amorçage des fissures est toujours dû à une déformation plastique localement concentrée. Les fissures de fatigue s'amorcent souvent à la surface des métaux (*contraintes superficielles plus importantes qu'à cœur, grains plus libres, contact direct avec l'environnement, rayures, ...).*

Jusqu'à un certain seuil d'endommagement, il est possible de faire disparaître l'endommagement et donc de revenir à un état initial non endommagé.

b. Propagation des fissures

En phase de propagation, on distingue en général deux stades de développementde fissures

- ***Stade I :*** Propagation des microfissures($\frac{da}{dN} < 3.10^{-7}\left(\frac{mm}{cycle}\right)$).
- ***Stade II :*** Propagation d'une des microfissures qui devient alors la fissure defatigue et conduira à la ruine de la pièce.

c. Rupture brutale de la pièce

A la fin du *stade II* de la propagation des fissures, la taille d'une fissure atteint la valeur critique ce qui conduit à une rupture brutalede la pièce en question.

I.3.4.1.2 Types de fatigue

On peut classifier différents types de fatigue selon les conditions de sollicitation ou selon le nombre de cycles, comme ci-dessous. Ces classifications ne sont pas absolues. Elles nous permettent juste de mieux comprendre le phénomène de fatigue.

a. Classification selon les conditions de sollicitation

Fatigue de contact ; Fretting fatigue ; Fatigue-fluage ou fatigue-thermomécanique ; Fatigue-corrosion.

b. Classification selon le nombre de cycles à rupture

Fatigue polycyclique (*HCF : HighCycle Fatigue*) ; Fatigue oligocyclique (*LCF : Low Cycle Fatigue*).

I.3.4.1.3 Effets de la contrainte moyenne

L'augmentation de la contrainte moyenne ou contrainte statique conduit à réduire la résistance aux sollicitations dynamiques d'un matériau. Pour visualiser l'évolution de l'amplitude de contrainte admissible σ_a en fonction de la contrainte moyenne σ_m, différents diagrammes ont été proposés :

a. Diagramme de Haïgh.

b. Courbes de Söderberg, de Goodman et de Gerber

Pour analyser et quantifier l'influence de la contrainte moyenne, Gerber (*1874*), Goodman (*1899*) et Söderberg (*1939*) ont effectué des essais uniaxiaux et proposé les courbes σ_a-σ_m.

La loi de Goodman convient bien aux métaux fragiles. Par contre, celle de Gerber s'applique bien aux alliages ductiles tandis que celle de Söderberg s'applique bien aux alliages métalliques.

I.3.4.2. Phénomène de fatigue du contact roulant (RCF) du rail

Le problème de la fatigue du contact roulant du rail intéresse, depuis quelques décades, non seulement les chercheurs mais aussi les entreprises ferroviaires dans le monde entier.

Ce problème est observé surtout sur les voies à grande vitesse, les voies mixtes et les voies de fret. Il cause un investissement très important au niveau de la maintenance des voies ferrées. Le problème peut devenir encore plus dangereux quand le rail est rompu. C'est la raison pour laquelle l'objectif primordial de plusieurs travaux est de comprendre les mécanismes et avoir un moyen de contrôler et d'éliminer la fatigue du contact roulant du rail.

I.3.4.2.1 Mécanisme de RCF du rail

RCF (*Rolling Contact Fatigue*) est une famille de défauts qui apparaît sur la surface de roulement et/ou près de la surface de roulement, due aux chargements répétés du contact roue-rail.

En général, on observe trois phases d'apparition et de développement pource type de défaut

a. Phase 1

Les fissures sont créées par les déformations plastiques sévères sur la surface du rail. A cause de ces déformations plastiques, le matériau sur la surface du rail devient plus dur et plus fragile. Les microfissures apparaissent sur la surface ou près de la surface du rail et s'amplifient dans la tête du rail très vite au début et de moins en moins vite quand elles rentrent dans la tête du rail. Ces fissures s'inclinent suivant un angle d'environ *15°*selon la direction de roulement.

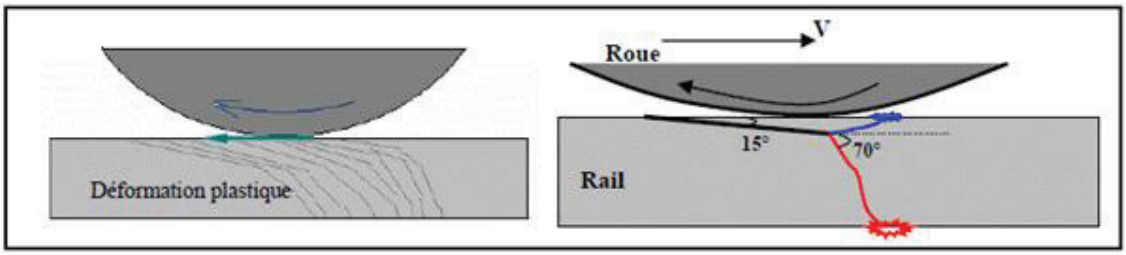


Figure I.9. Apparition et propagation des fissures par fatigue du rail.

b. Phase 2

La propagation des fissures se poursuit dans la même direction inclinée à cause du champ des contraintes de contact roue-rail. Les contraintes de cisaillement inverse font d'abord augmenter la vitesse de propagation des fissures quand la profondeur des fissures augmente.

Ensuite, cette vitesse atteint une valeur maximale et puis diminue à cause de la diminution des contraintes par rapport à la distance à la surface du rail.

Typiquement, la profondeur de la zone d'influence du champ des contraintes de contact roue - rail est de l'ordre de *10 à 15 mm*.

c. Phase 3

Les contraintes élevées et les contraintes résiduelles dans le rail causent les différentes fissures avec différentes directions (*vers le haut et vers le bas*). Les fissures vers le haut produisent des copeaux. Les fissures vers le bas, avec un angle d'environ *70°*, peuvent causer une propagation continue des fissures jusqu'à la rupture du rail (*fig I.10*)

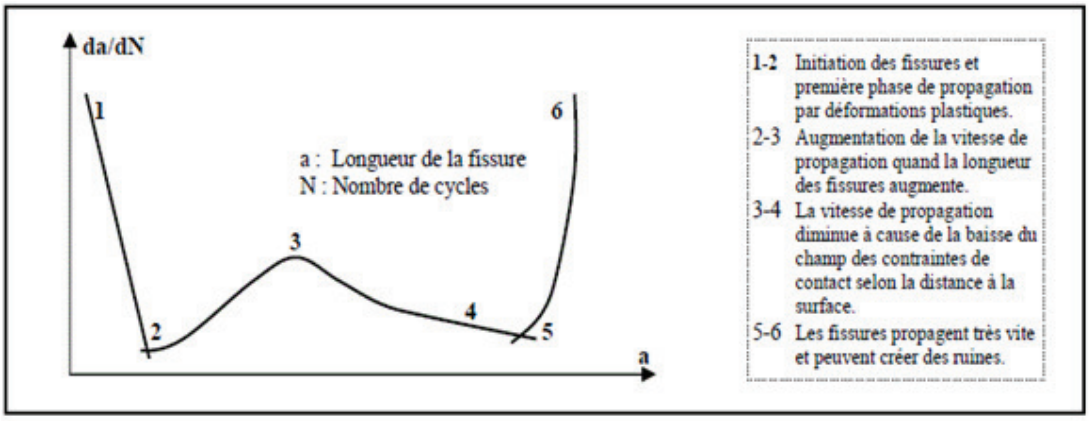


Figure I.10. Vitesse de propagation des fissures du rail selon leur longueur.

I.3.4.2.2 Types de RCF du rail

Nous pouvons trouver différents types de *RCF* du rail. Parmi eux, ***les Head-checks***et ***les Squats*** sont les types de *RCF* du rail les plus connus sur les réseaux ferroviaires.

a. Head-checks

C'est la fissuration, écaillage du congé de roulement (*défaut n°2223 dans le codeUIC712*). Ce défaut est souvent observé sur les rails de la file haute des voies en courbes (*de rayon Rentre 500 et 1000m*).

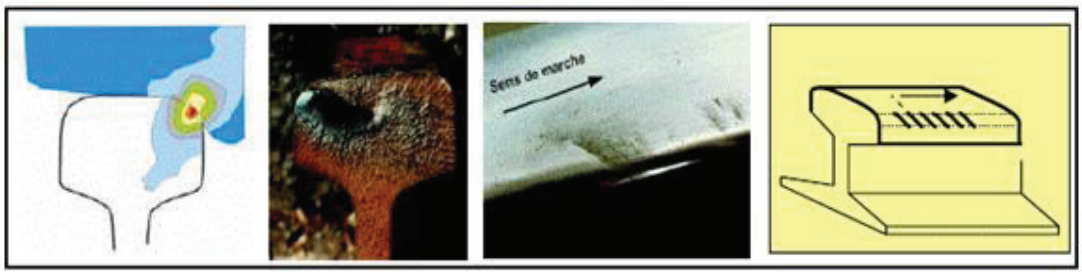


Figure I.11. Head-checking.

Ce défaut se présente d'abord sous forme de petites fissures fines parallèles transversales (*45°*) au niveau du congé du côté de la face active. Ces fissures se propagent ensuite en profondeur et entraînent l'écaillage du congé et/ou la rupture transversale du rail. La densité des fissures et leurs espacements (*entre 1 mm et plusieurs cm*) sont très variables.

b. Squats

C'est la fissuration et affaissement local de la table de roulement (*défaut n° 227 dans le codeUIC712*). Ce défaut se manifeste sur la table de roulement par un élargissement et un affaissement localisé de la bande de contact rail/roue, accompagnés d'une tâche sombre et de fissures en forme d'arc ou de V (*fig I.12*).

Les fissures se propagent à l'intérieur du champignon, d'abord selon un angle faible par rapport à la surface de roulement. Ensuite, lorsqu'elles atteignent *3 à 5 mm* de profondeur, elles bifurquent transversalement vers le bas, entraînant la rupture du rail.



Figure I.12. Squats.

Ce défaut est également fréquemment observé sur les soudures électriques et aluminothermiques et dans les zones d'usure ondulatoire. La position des squats sur les rails est de nature aléatoire et peut se manifester en de nombreux points, ce qui les rend dangereux en raison du risque de ruptures multiples avec lacunes importantes. Ce type de défaut est connu en Europe depuis une trentaine d'années.

Aujourd'hui, les Squats deviennent un problème majeur pour les entreprises ferroviaires.

I.3.4.2.3 Méthodes de diminution de la formation des fissures par RCF du rail

Il y a plusieurs méthodes pour diminuer la formation des fissures par fatigue du contact roulant (*RCF*). Nous pouvons citer ici :

- *le meulage du rail pour enlever les micro-fissures sur la surface du rail,*
- *la modification des profils de la roue et du rail,*
- *le contrôle des erreurs de la géométrie de la voie pour réduire les efforts de contact,*
- *le contrôle du frottement de contact roue-rail et de l'écartement entre les deux rails.*

I.3.4.3. Modèles existants de prédiction de RCF du rail

Afin de mieux contrôler le problème de rupture du rail à cause de la fatigue, de nombreux auteurs ont proposé des modèles plus ou moins complexes. Ces modèles peuvent être classés en trois grandes familles :

- ***Shakedownmap***
- ***Damage function***
- ***Critère de DangVan***

I.3.4.3.1 Les modèles utilisant le « shakedown map » :

Pour les matériaux élasto-plastiques soumis à un chargement périodique, on montre qu'ils ont une réponse asymptotique périodique en contrainte. L'état asymptotique (lorsque le temps t tend vers l'infini), caractérisé par l'évolution de la déformation inélastique et de l'écrouissage, peut être une adaptation (une réponse asymptotique élastique), une accommodation (une réponse limite en boucle fermée) ou un rocher (une accumulation de déformation plastique) (fig I.13).

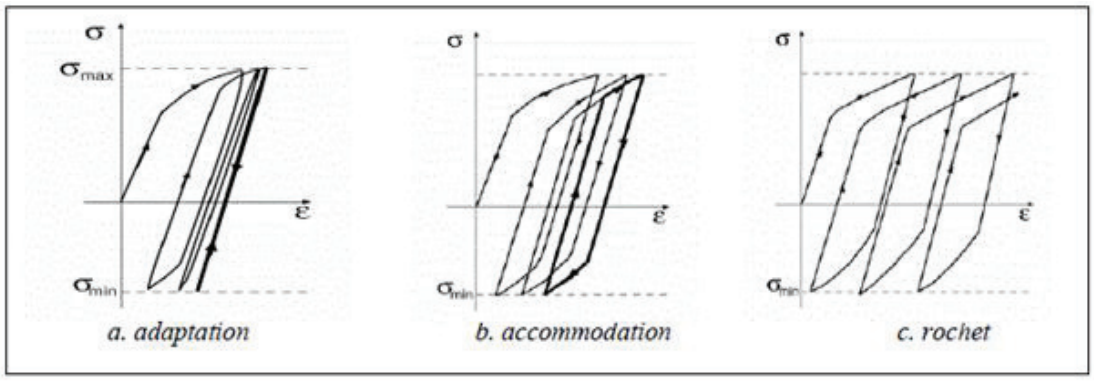


Figure I.13. Comportements asymptotiques des matériaux élasto-plastique.

Ponter et al. (1985) ont publié un article traitant le problème du contact roulant (fig. 1.15) d'un solide sur un demi-espace élastique plastique parfait, avec les hypothèses ci-dessous :

- *Matériau élastique plastique parfait*
- *Zone de contact est un cercle (a=b)*
- *Efforts normaux d'Hertz*
- *Glissement total dans la zone de contact*
- *Pas de déformation latérale*
- *Charge répétée sur une ligne droite*

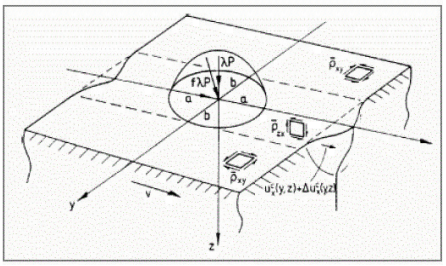


Figure I.14. Problème de Ponter et al.

La solution de ce problème est présentée sous forme d'un « shakedown map » (fig I.15).

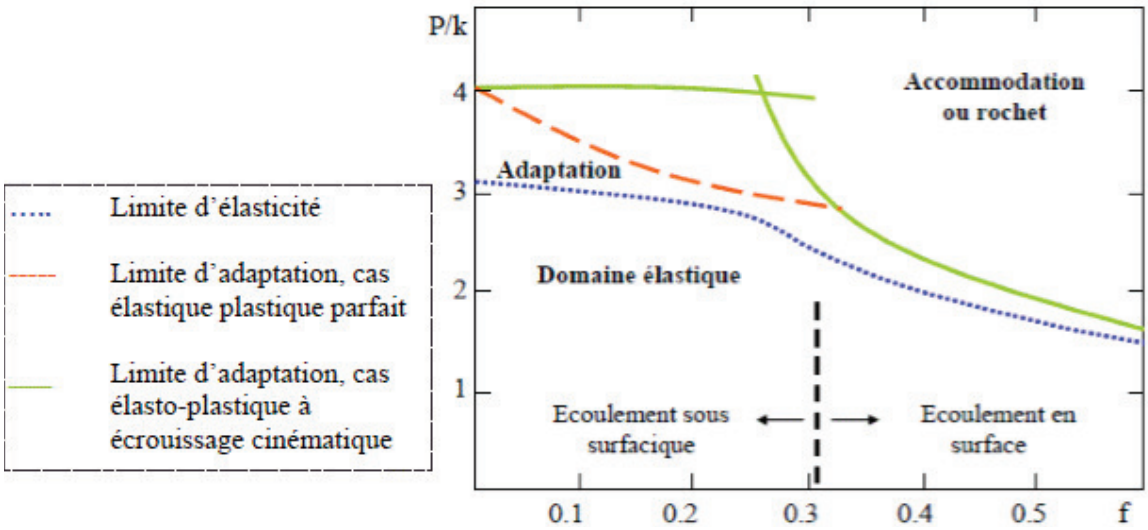


Figure I.15. Shakedown map.

Depuis sa publication, ce « shakedown map » est utilisé, en le combinant avec les calculs dynamiques multi-corps, par beaucoup de praticiens dans le domaine ferroviaire. Cependant, la plupart d'entre eux ne vérifient pas les hypothèses ci-dessus.

Dans un autre article récent, Ponter (2006) a montré, en utilisant une méthode numérique, que ces limites d'adaptation dépendent fortement de la taille de l'ellipse de contact (a/b) et aussi des efforts tangentiels (F/Q).

Ekberg et al. (2002) ont utilisé la même idée afin de proposer un modèle simple que les ingénieurs peuvent facilement utiliser pour prédire l'initiation des fissures par fatigue sur la surface du rail. Ils modélisent la courbe de frontière du domaine de rochet par une équation simple $\nu = 1/\mu$ (fig I.16).

Ensuite, ils comparent le coefficient de frottement avec la valeur calculée par cette courbe en introduisant un paramètre « fatigue index » (FIsurf = μ- 1/ ν = μ - 2πabk/3F).

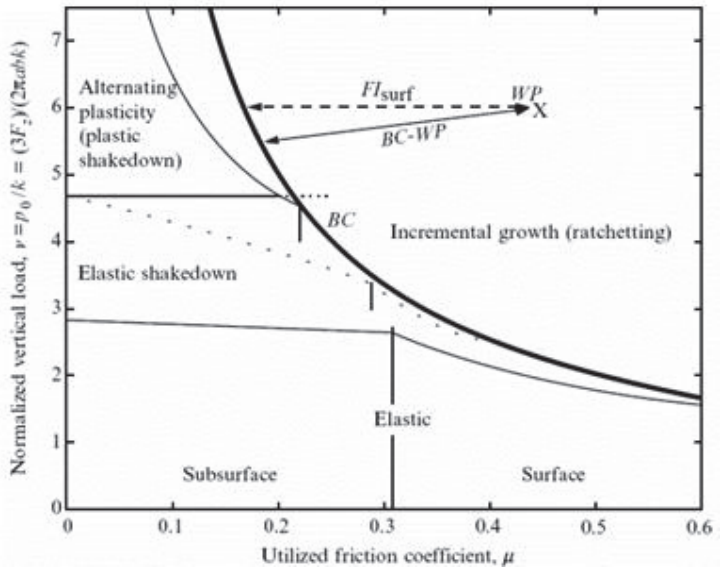


Figure I.16. Modèle d'Ekeberg - Fatigue index.

L'avantage de cette approche est qu'elle est simple à utiliser et qu'il n'y a pas beaucoup de paramètres à identifier. Cependant, cette méthode ne nous donne que quelques indications sur la possibilité d'apparition des fissures par fatigue avec un faible nombre de cycle de chargement. Elle peut être utilisée pour comparer la performance en fatigue de deux types de rail, par exemple. On ne peut prédire ni le nombre de cycles de chargement, ni la position des fissures.

I.3.4.3.2 Paramètres d'endommagement par fatigue :

L'idée principale de ces modèles est de définir un paramètre d'endommagement par fatigue, permettant de prédire le risque d'avoir des fissures par fatigue sur la surface de roulement du rail. En général, ce paramètre d'endommagement est fonction de différents paramètres du contact roue – rail (les efforts tangentiels, le coefficient de frottement, l'énergie de glissement).

La première méthode utilisée pour définir ce paramètre d'endommagement est basée sur le « Shakedown map ». Le paramètre « fatigue index » présenté dans la partie précédente est un exemple de ce modèle. Il existe également d'autres modèles de ce type, par exemple : « shakedown exceedance - B» ou « Propensity - A» (fig I.17).

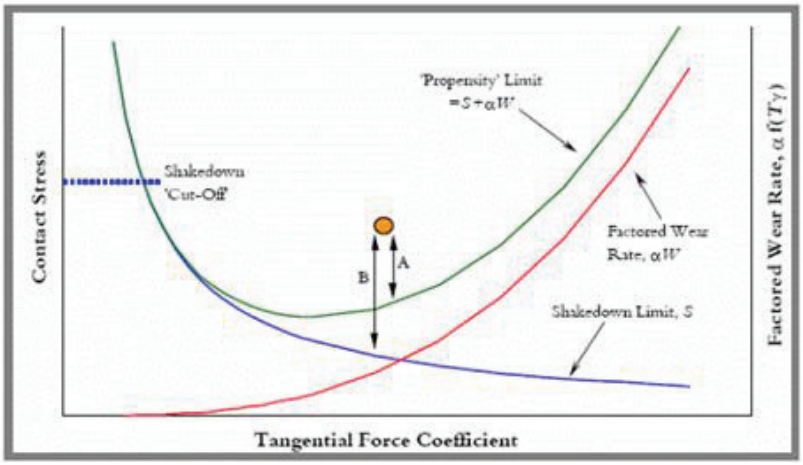


Figure I.17.Shakedown exceedance et Propensity.

Un autre paramètre d'endommagement ($T Q^{3.5}$) est introduit pour prédire l'initiation des squats. ce paramètre ne prend pas en compte l'influence de l'usure, alors que les auteurs ont proposé de n'utiliser ce modèle que pour les voies de rayon plus grand que 1000m (car pour les voies en courbe de faible rayon, l'usure est sévère).

Le paramètre T-gamma (produit des efforts tangentiels et des taux de glissement) est utilisé pour prédire la fatigue de roulement du rail (fig.18). Ce modèle permet d'avoir une compétition entre l'usure et la fatigue de roulement du rail. Si T-gamma est inférieur à un certain seuil, il n'y a pas de dommage. Si T-gamma est petit (entre 15 et 65 J/m) le phénomène de fatigue domine l'usure. Si T-gamma est très grand (supérieur à 175 J/m), l'usure domine la fatigue. Pour les valeurs intermédiaires de T-gamma, les deux phénomènes de fatigue et d'usure coexistent.

.

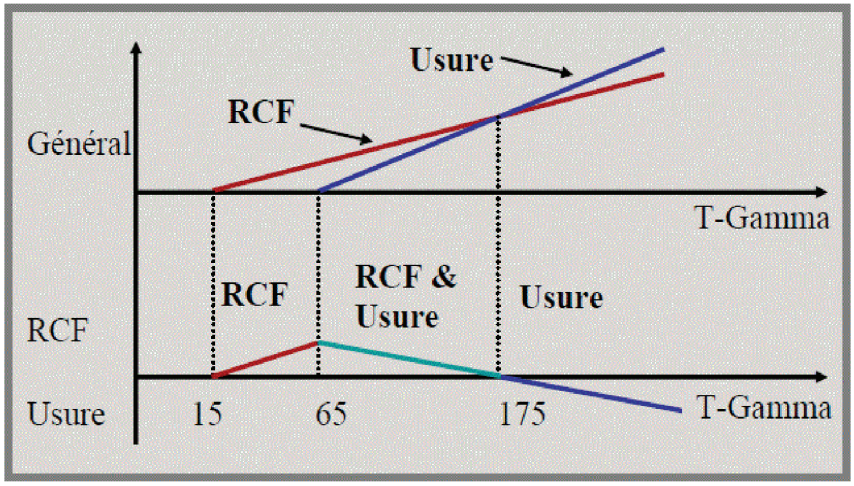


Figure I.18. Modèle T-gamma.

I.3.4.3.3 Les modèles utilisant le critère de DangVan :

Un critère de fatigue polycyclique, critère de limite d'endurance, est un outil permettant de distinguer parmi tous les trajets de chargement dans l'espace des contraintes, ceux qui sont endommageants de ceux qui ne le sont pas. Pour formuler un critère de fatigue multiaxial, de nombreux chercheurs ont proposé des formules prenant en compte la contrainte de cisaillement et la contrainte normale pour un choix du plan de cisaillement maximal.

L'élaboration du critère de DangVan fondé sur le passage macro-méso comprend les principales étapes suivantes :

- Passage macro-méso : le grain est considéré comme une inclusion dans une matrice élastique. On admet que le grain et la matrice sont isotropes et possèdent les mêmes coefficients élastiques.

- Adaptation locale du grain : on suppose que localement le grain s'adapte avant de fatiguer.

- Condition d'endurance illimitée : le critère de non amorçage de fissure de fatigue est exprimé sous la forme : $\max \{\tau(t) + aP(t)\} \leq b$ (a, b sont des paramètres du matériau).

Beaucoup de chercheurs ont utilisé le critère de DangVan pour étudier la fatigue de roulement du rail. Cependant, la plupart d'entre eux ne vérifient pas l'hypothèse d'adaptation du matériau, ainsi que l'influence des contraintes résiduelles à cause des déformations plastiques pendant les premiers cycles de chargement. Nous pouvons citer ici quelques travaux sur la fatigue de roulement du rail, utilisant le critère de DangVan : Soua (1997), Ringsberg (2000), Zili (2010).

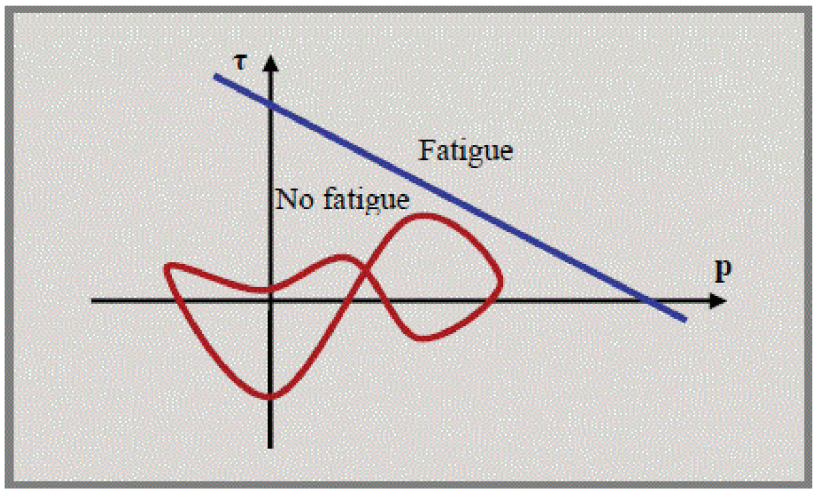


Figure I.19. Diagramme de DangVan.

I.4. Conclusion

Ce travail a porté sur l'étude de dégradation des voies ferrées urbaines. Le composant de voie retenue pour cette étude est le rail

Dans ce chapitre, nous avons présenté un panorama des différents problèmes liés au contact roue - rail.

Nous avons commencé par une présentation générale du problème de contact roue - rail. Différentes théories de contact ont été discutées. La théorie de Hertz pour le contact normal et la théorie simplifiée de Kalker avec l'algorithme FASTSIM sont utilisées dans la plupart des logiciels de calcul dynamique ferroviaire.

Concernant l'usure abrasive du profil des rails, l'approche classique pour calculer les matières usées est l'utilisation de la théorie d'Archard ou le calcul de l'énergie dissipée dans la zone de contact.

Un autre type de défaut du rail discuté dans cette étude est l'usure ondulatoire du rail. L'origine de ce problème est la combinaison de deux mécanismes : mécanisme de fixation de la longueur d'onde (dynamique du système voie - véhicule) et mécanisme d'endommagement (usure abrasive ou déformation plastique du rail). Beaucoup de modèles existent dans la littérature. Cependant, ces modèles ne sont valables que sous certaines hypothèses. Il n'y a pas de modèle permettant de prédire complètement ce défaut. Cela reste encore un problème à résoudre dans les prochaines années.

Enfin, nous avons parlé du problème de fatigue de roulement du rail dans la dernière partie de ce chapitre. Différents types de fissure par fatigue du rail ainsi que les modèles théoriques existants ont été présentés dans cette partie.

Bibliographie :

- Absi E., Methodes de calcul numérique et élasticité, *Eyrolles*, Paris, 1978.
- Absi E., Theorie des équivalences : nouveaux développements et applications, *Comité technique de l'association française des ponts et chaussées*, Paris, 1972.
- Andersson C. and Johansson A., Prediction of rail corrugation generated by three – dimensional wheel- rail interaction, Wear 257(2004) 423-434, 2004.
- Archard J.F., Contact and Rubbing of Flat Surface, J. Appl. Phis. 24 (8): 981-988, 1953.
- Baek K.S. et al., An experimental investigation of transient traction characteristics in rolling-sliding wheel/rail contact under dry-wet conditions, Wear (2007), doi: 10.1016/j, wear. 2007.01.067.
- Baeza L. et al., Prediction of corrugation in rails using a non-stationary wheel-rail contact model, 7th International Conference on Contact Mechanics and Wear of Rail/Wheel Systems, 2006.
- Barenblatt, G.I., Botvina, L.R., Incomplete self-similarityof fatiguein the linearrangeof fatiguecrack growth. FatigueFract. Eng. Mater. Struct. 3:193-202, 1980.
- Bathias C et Bailon J.P, La fatigue des matériaux et des structures, Hermès Science Publications, 688p, 1997.
- Baumann G., Knothe K., Fecht H.J., Surface modification: corrugation and nanostructure formation of high speed, NanoStructured Materials, Vol.9, pp 751-754, 1997.
- Bazant Z.P. and Ozbolt J., Non-local microplane model for fracture, damage and size effect in structures. *J. Engng. Mech. ASCE*, 116, 2485-2505, 1990.
- Bingley M.S. and Schnee S., A study of the mechanism of abrasive wear for ductile metals under wet and dry three-body conditions, Wear 258(2005) 50-61, 2005.
- Blouet J., Usure, Techniques de l'Ingénieur, B585_2_1978, Vol papier n° : ARCH4, 1978.
- Blouet J., Frottement Usure, Techniques de l'Ingénieur, A3139_2_1986.
- Bower A.F. et Johnson K.L., Plastic flow and shakedown of the rail surface in repeated wheel-rail contact, *Wear* 1991, 144, 1-18.
- Braghim F. et al., A mathematical model to predict railway wheel profile evolution due to wear, Wear 261 (2006) 1253-1264.
- Cannon D.F. et Pradier H., Rail rolling contact fatigue: Research by the European Rail Research Institute, *Wear* 191 (1996) 1-13.
- Clayton P., Tribological aspects of wheel-rail contact: a review of recent experimental research, Wear 191, p 170-183, 1996.
- Collette C., Usure ondulatoire en transport ferroviaire- mécanisme et réduction, thèse de l'ULB, 2007.

CHAPITRE II
PRESENTATION DU PROJET

II.1.INTRODUCTION

Ce chapitre fait l'objet de donner une description générale sur les contraintes naturelles et fonctionnelles qui sont imposées sur l'ouvrage en premier lieu avant de commencer à faire la conception de dernier.

II.2.PRESENTATION DU PROJET

L'ouvrage en question rentre dans le cadre d'étude de contournement et d'aménagement des installations ferroviaires de la ville de Biskra, ligne El GHOURZI-TOUGGOURT

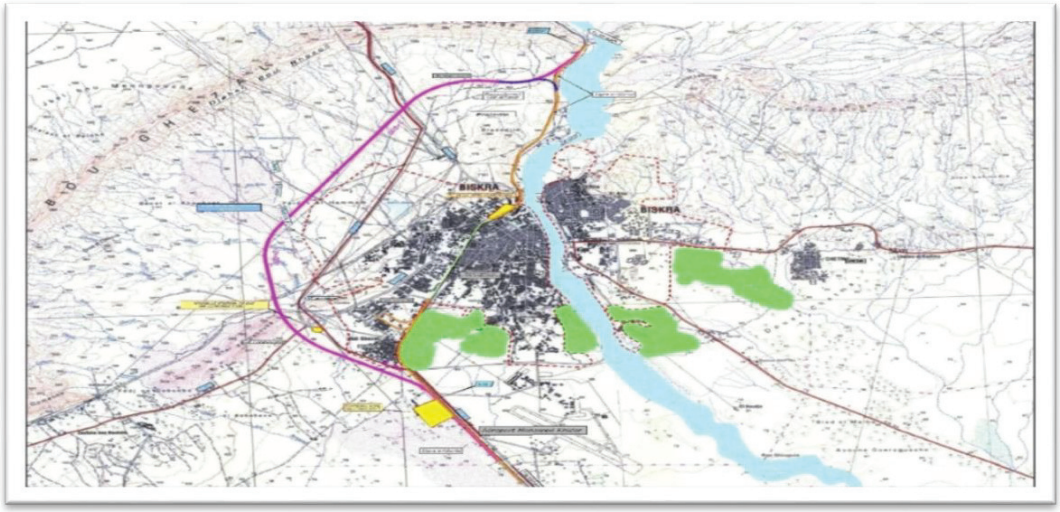


Figure II.1. Contournement et aménagement des installations ferroviaires de la ville de Biskra.

II.2.1. Objectif et situation du projet

L'ouvrage faisant l'objet de notre projet fin d'étude rentre dans le cadre de la réalisation du contournement et d'aménagement des installations ferroviaires de la ville de Biskra (ligne El GHOURZI-TOUGGOURT). Dans le présent travail, nous étions intéressés par la conception et l'étude d'un pont rail situé au pk 12+670 avec une longueur totale de 175.00 m



Figure II.2. Image satellitaire de l'ouvrage.

II.3.RECUEIL DES DONNEES

La conception d'un pont doit s'adapter avec certain nombre d'exigences puisqu'il est destiné à offrir des services spécifiques aux usagers. Ses exigences sont exprimées en fonction des données suivantes :

II.3.1. Données fonctionnelles

II.3.1.1. Tracé en plan

Le tracé en plan de l'axe principal de l'ouvrage est caractérisé par :

- La longueur de l'ouvrage est de 175.00 m de rayon R=2400 m.
- Début de l'ouvrage au PK 12 + 670
- Fin de l'ouvrage au PK 12 + 845

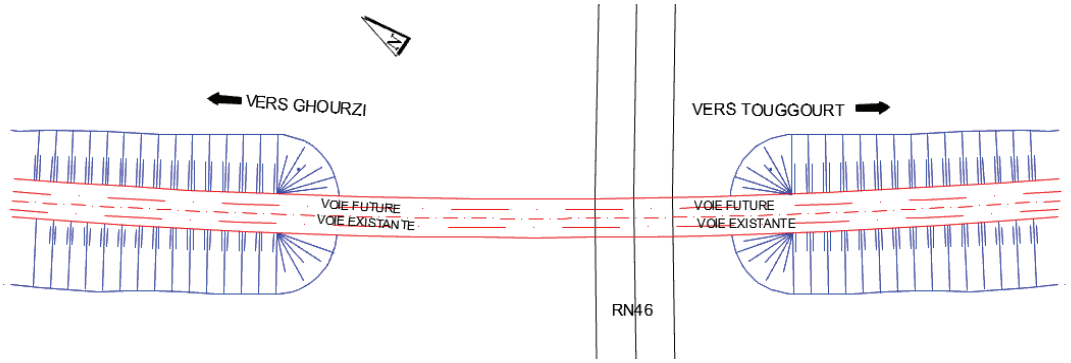


Figure II.3. Tracé en plan de l'ouvrage.

II.3.1.2. Profil en long

Longitudinalement, le profil de la voie routière présente une faible pente de 5‰.

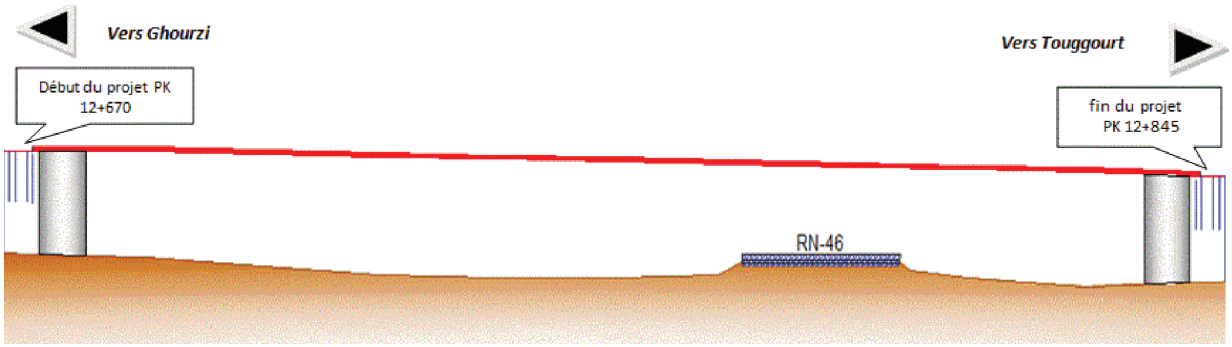


Figure II.4. Profil en long de l'ouvrage.

II.3.1.3. Profil en travers

Les éléments qui définissent la géométrie et les équipements de la voie dans le sens transversal se caractérisent par :

- Largeur totale : 13.00 m
- Nombre de voix : 2
- Ecartement des rails :1.75 m
- Entraxe des deux voix : 4.2 m
- Pente transversale :2%

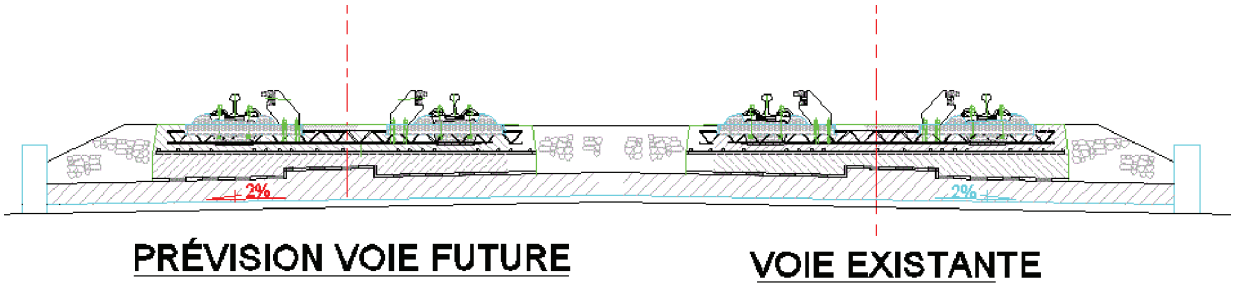


Figure II.5. Vue transversale de la voie férré

II.3.1.4. Gabarit

L'ouvrage franchit la route nationale 46 sur une largeur de 26m ce qui conduit à un gabarit minimum à respecter de l'ordre de 5.25 m

II.3.2. Données naturelles

II.3.2.1. Données topographiques

Le site présente dans son ensemble un terrain plat lors de la l'analyse du levé topographique.

II.3.2.2. Données géotechniques

L'étude géotechnique est une étape inévitable pour l'identification des différentes couches du sol et leurs caractéristiques physiques, mécaniques et chimiques, ce qui nous permettent d'évaluer les risques éventuels du terrain tel que le gonflement, la stabilité, l'agressivité, …, et d'apprécier le choix du type des fondations envisagées pour les appuis.

La reconnaissance du sol a été reconnue par deux types d'essais :

II.3.2.2.1 Essais in-situ

Deux sondages carottés noté CP_i, descendus jusqu'à 23m et 21m de profondeur avec deux autres sondages pressiométriques notés SP_i, descendus jusqu'à 19m et 21m de profondeur ont été procédé à la réalisation des reconnaissances in situ. (Voir l'annexe A).

La coupe lithologique montre une formation de couverture constituée par un sable fin limoneux jaunâtre d'une épaisseur maximale de 4.5 mètres, et une couche de Marne sableuse brunâtre à jaunâtre d'une épaisseur maximale de 5 mètres surmonte une couche marneuse jaunâtre moulée de 7 mètres d'épaisseur. Ainsi qu'une autre couche marneuse verdâtre à jaunâtre très compacte de 4 mètres d'épaisseur (Coupe lithologique en Annexe A.3).

Les résultats montrent que le terrain est caractérisé par :

- Différents types de sol moyennement compact à compact et rocheux.
- Les pressions limites varient entre 2.17 bars et 23.52 bars
- Une présence d'eau est détectée à la profondeur de 15.00m au niveau de SP_1 et à la profondeur de 9.00m au niveau de SP_2.

II.3.2.2.2 Essais de laboratoire

Divers essais chimiques et mécaniques ont été effectués pour déterminer les caractéristiques du sol. Les résultats de ces essais sont :

- L'état du sol est très humide et présente de moyenne à grande densité.
- Les essais mécaniques nous ont permis d'obtenir des angles de frottement qui varient entre 8.14° et 32.11° et des cohésions de 0.18 bars à 2.09 bars.
- Selon la classification des environnements agressifs, le sol est classé comme un sol fortement agressif qui appartient au niveau d'agressivité A3, qui présente une teneur en So^{4-} qui varie entre 1.23 et 2.1 et une teneur en CaCO3 varient entre 26 et 43.

II.3.2.3. La sismicité du site

Selon RPOA, l'ouvrage représente une liaison ferroviaire donc il est classé comme un pont stratégique.

Tableau II.1. Groupes de ponts selon le RPOA.

Groupe du pont	Importance
Groupe 01	Pont stratégique
Groupe 02	Pont important
Groupe 03	Pont d'importance moyenne

Le territoire algérien est divisé en 5 zones de sismicité. La carte ci-dessous représente les zones sismiques de l'Algérie.

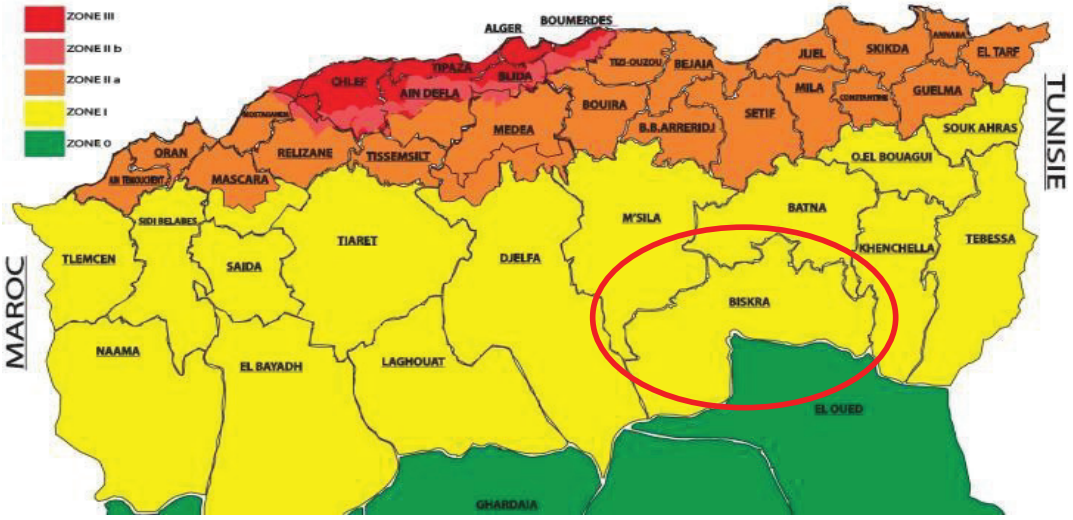


Figure II.6. Carte de zonage sismique de l'Algérie (RPOA 2008).

L'ouvrage se situe dans la région de BISKRA qui est classée comme une zone de sismicité faible (zone I) selon le Règlement Parasismique des Ouvrages d'Art 2008.

II.3.2.4. Le vent

Ses actions sont introduites dans les calculs comme des pressions horizontales statiques appliquées aux surfaces frappées. Leur intensité, assimilée à une valeur caractéristique qui vaut :

- 2,00 kN/m² pour les ouvrages en service.
- 1,25 kN/m² pour les ouvrages en cours de construction.

II.3.2.5. La température

Au cours de l'année, la température varie généralement de $-1°C$ à $33°C$ et est rarement inférieure à $-10\ °C$ ou supérieure à $40\ °C$.

II.4.CONCLUSION

Nous avons présenté dans ce chapitre les données naturelles et fonctionnelles relatives à notre ouvrage, sa situation géographique ainsi que l'obstacle franchit, afin de pouvoir faire la conception de l'ouvrage la plus adaptée à ces paramètres.

CHAPITRE III
CONCEPTION
DE L'OUVRAGE

III.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.

III.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 en béton précontraint construit par encorbellements successifs.
- Pont à poutres préfabriquées en béton précontraint par post-tension

III.2.1. Variante 1 : Pont en béton précontraint construit par encorbellements successifs préfabriqués

La technique de construction des ponts par encorbellement successifs consiste à construire un tablier d'un pont, en opérant par tronçons successifs dénommés voussoirs à partir des piles, chacun de ces éléments étant construit en encorbellement par rapport à celui qui le précède, l'ensemble de ces voussoirs compose un fléau.

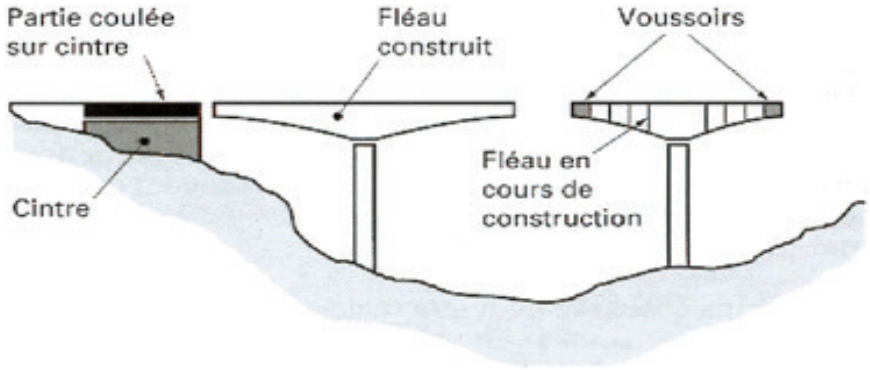


Figure III-1. Technique de construction par encorbellements successifs.

III.2.1.1. Pré-dimensionnement de la variante

III.2.1.1.1. Conception longitudinale

Les caractéristiques géométriques de la coupe longitudinale sont déterminées suivant le guide SETRA, Ponts en béton précontraint construit par encorbellements successifs.

III.2.1.1.1.1 Implantation des appuis

Pour cette variante, on a choisi deux travées intermédiaires d'une longueur de 55m avec deux travées de rive d'une longueur de 35m, ce qui donne un balancement de 0.64.

Lorsque les portées principales d'un ouvrage sont inférieures à 65/70m, le tablier le plus économique est en général d'une hauteur constante.

III.2.1.1.1.2 Découpage des voussoirs

Les longueurs et le nombre des différents types des voussoirs dans toute la longueur de l'ouvrage sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.1. Découpage des voussoirs.

Désignation	Longueur(m)	Nombre
Voussoirs courants	4.5	42
Voussoirs sur pile	4	2
Voussoirs de clavage	2	4
Voussoirs sur culée	6.5	2

III.2.1.1.2 Conception transversale

Le tablier a une largeur de 13 m qui est inférieure à 20 m, donc la conception la plus adaptable est un caisson à deux âmes.

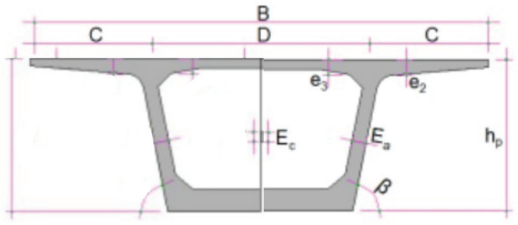


Figure III-2. Section transversale du voussoir.

Le tableau III.2 présente les dimensions du voussoir en se basant sur le guide technique SETRA, Ponts en béton précontraint construit par encorbellements successifs.

Tableau III.2. Pré-dimensionnement des voussoirs.

Elément		Ratio usuel	Valeur retenue
Hauteur de voussoir		$\frac{l}{25} \leq h \leq \frac{l}{20}$	$350cm$
Largeur de voussoir B		B	$1300cm$
Entre axe des âmes	C	$\frac{B}{4}$	$325cm$
	D	$B - 2C$	$650cm$
Epaisseur du hourdis supérieur	e_1	$e_1 \geq 18cm$	$20cm$
	e_2	$\frac{C}{8} \leq e_2 \leq \frac{C}{7}$	$43cm$
	e_3	$e_3 > e_2 - 0.1$ $e_3 > 1.5e_4$	$35cm$
	e_4	$\frac{D}{30} \leq e_4 \leq \frac{D}{25}$	$55cm$
Inclinaison de l'âme β		$10\% \leq \beta \leq 30\%$	20%
Epaisseur des âmes E_a		$0.125 + \frac{L}{275} + 1.25\frac{B}{L}$	$55cm$
Epaisseur du hourdis inférieur sur pile E_p		$20cm \leq E_p \leq 80cm$	$30cm$
Gousset supérieur $\propto_{sup}$		$30° < \propto_{sup} < 50°$	$30°$
Gousset inférieur $\propto_{inf}$		$30° < \propto_{inf} < 45°$	$30°$

NB : Des majoration de 20% à 30% sont prises en compte pour la conception des ponts rail.

D'où, on obtient les dimensions suivantes

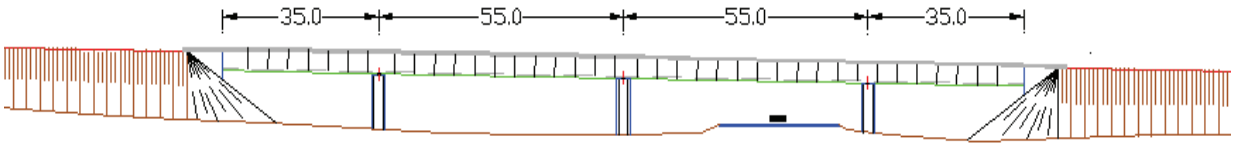


Figure III-3. Profil en long de la première variante.

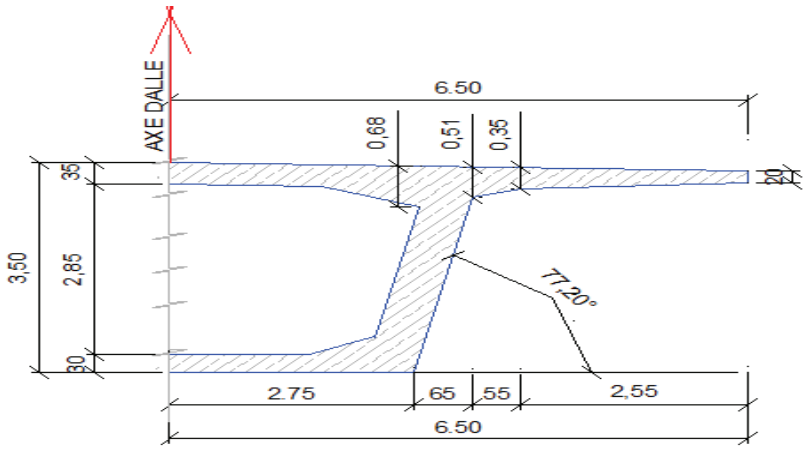


Figure III-4. Vue transversale de la première variante.

III.2.1.2. Avantages et inconvénient

III.2.1.2.1 Avantages

- La suppression des cintres et échafaudages, libérant ainsi l'espace situé au-dessous de l'ouvrage.
- Réduction et meilleure utilisation des coffrages, limités à la longueur d'un voussoir.
- Rapidité de construction dans le cas des ouvrages à voussoirs préfabriqués dont la vitesse d'avancement atteint une dizaine de mètres de tablier par jour (le délai d'exécution).
- Ouvrage élancé ayant une qualité esthétique incontestable.
- Souplesse d'exécution liée à la possibilité d'accélérer la construction en multipliant le nombre des bases de départ.

III.2.1.2.2 Inconvénients

- Le poids est très important (tablier assez épais).
- La difficulté d'exécutions des tâches in-situ.
- La réalisation et l'entretien demandent des mains d'ouvres qualifiés.
- Ce pont demande des opérations d'entretiens très difficiles et couteuses.

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

Ce sont des travées indépendantes de poutres précontraintes par post-tension. Ce type de pont permet d'atteindre des portées importantes de 30 à 50 mètres.

III.2.2.1. Prédimensionnement de la variante

III.2.2.1.1 Conception longitudinale

Après avoir recueilli toutes les données, On propose dans cette variante un pont de 5 travées de longueur totale de 175m (pour plus de détail voir l'annexe)

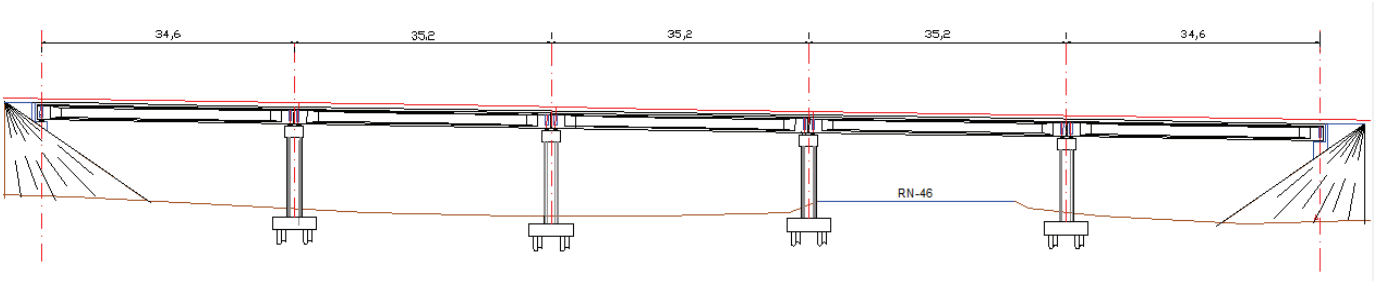


Figure III-5 Profil en long de la deuxième variante.

III.2.2.1.2 Conception transversale

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

On a un tablier de largeur de 13 m et une longueur de 175 mètres, le tableau III.3 présente les valeurs des dimensions du pont.

Tableau III.3. Prédimensionnement des poutres VIPP.

Elément	Ratio usuel	Valeur retenue
L'espacement λ	$1.40m \leq \lambda \leq 2m$	$1.48m$
Entraxe des poutres de rives	L_a	$11.84m$
Nombre de poutres N	$\frac{L_a}{\lambda} + 1$	$9\ poutres$

Hauteur totale du tablier H_t	$\frac{L}{20} \leq h_p \leq \frac{L}{17}$	$2.00m$
Epaisseur de la dalle e_d	$20mm \leq e_d \leq 30mm$	$25mm$
Hauteur de la poutre H_p	$H_p = H_t - e_d$	$1.75m$
Largeur de la table de compression b	b	$1.10m$
Epaisseur de la table de compression e_c	$10cm \leq e_c \leq 15cm$	$15\ cm$
Largeur du talon L_t	$40cm \leq L_t \leq 50cm$	$55cm$
Epaisseur du talon E_t	$10cm \leq E_t \leq 20cm$	$25cm$
Epaisseur de l'âme en travée b_0	$15cm \leq b_0 \leq 25cm$	$30cm$
Gousset du talon à l'appui	α	$0°$
Gousset du talon en travée	$\alpha = 45°;\ e_3 = 0.125m$	
Gousset du talon à l'intermédiaire	$\alpha = 45°;\ e_3 = 0.0625m$	
Gousset de la table de compression à l'appui	$\alpha = 15.48°;\ e_1 = 0.036m$	
Gousset de la table de compression en travée	$\alpha_1 = 6°\ ;\ e_1 = 0.028m$ $\alpha_2 = 45°\ ;\ e_2 = 0.125m$	
Gousset de la table de compression à l'intermédiaire	$\alpha_1 = 6°;\ e_1 = 0.028m$ $\alpha_2 = 45°;\ e_2 = 0.0625m$	

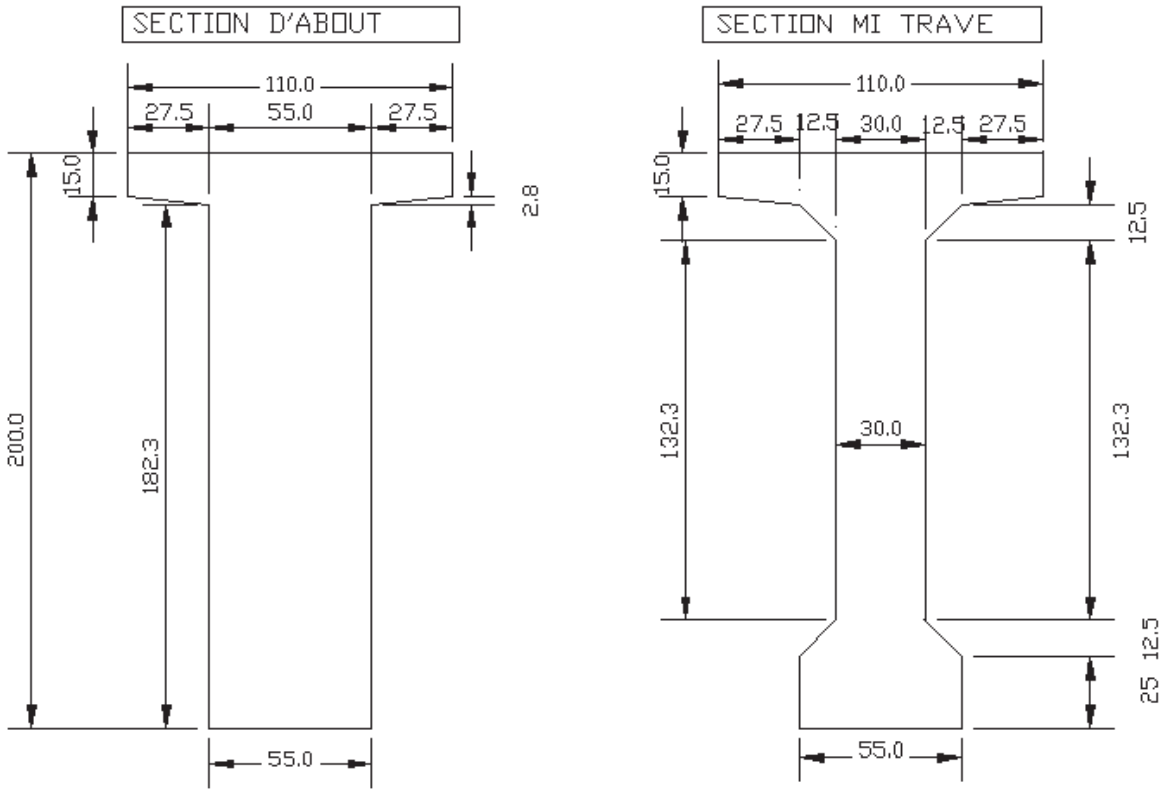


Figure III-6. Les dimensions des sections des poutres.

III.2.2.2. Avantages et inconvénients

III.2.2.2.1 Avantages

- Le béton coulé en atelier ou sur chantier à poste fixe est de meilleure qualité que celui qui est mis en place sur échafaudages.

- Facilité d'étude et d'exécution.
- Béton toujours comprimé qui limite la fissuration.
- Bonne protection des armatures d'acier.
- La préfabrication des poutres permet d'éviter l'encombrement des échafaudages gênant souvent le fonctionnement du chantier.
- Les conditions du contrôle sont beaucoup plus faciles.
- La fabrication des poutres en même temps que la construction des appuis réduit le délai de réalisation.
- Ce type de pont est souvent très économique.
- On peut aller jusqu'à $50m$ de portée en précontrainte par post-tension.
- Le fonctionnement isostatique qui la rend pratiquement insensible aux déformations imposées, en particulier aux tassements différentiels des appuis et aux effets d'un gradient thermique.

III.2.2.2.2 Inconvénients

- L'inconfort ressenti par l'usager au passage de chaque joint.
- Il s'adapte difficilement aux franchissements biais ou courbes.
- L'importance du poids de tablier nécessite une infrastructure (fondation + pile) importante.
- L'épaisseur relativement importante du tablier peut poser des problèmes de gabarit et entraîner un surcoût des remblais d'accès à l'ouvrage
- Les tabliers sont sensibles aux chocs de véhicules hors gabarit.
- La nécessité de main d'œuvre qualifié pour l'exécution de la précontrainte même pour la vérification du positionnement des gaines et la mise en tension des câbles.

III.2.2.3. Commentaire

Ce pont est le meilleur économiquement, il ne nécessite pas une main d'œuvre spéciale, ainsi que le coût d'entretien de ce type d'ouvrage est inférieur à celle des variantes précédentes

III.3. COMPARAISON DES VARIANTES

III.3.1. Aspect économique

Les coffrages des poutres peuvent être utilisés plusieurs fois, avec la possibilité d'assemblage des éléments sans échafaudage.

Les voussoirs posent le problème de la préfabrication et le transport des éléments, plus la quantité du béton et l'acier qui augmente le cout total de l'ouvrage.

III.3.2. Aspect esthétique

Les ponts à poutres peuvent prendre plusieurs formes esthétiques qui enrichissent les sites d'accueil.

Les ouvrages caissons donnent des ouvrages esthétiquement remarquables, mais dans notre cas la ligne du projet est très proche du terrain naturel donc le choix d'un voussoir n'est pas adoptable.

III.3.3. Entretien

Les deux types des ponts ne demandent aucun entretien périodique ni d'une pathologie grave.

III.3.4. Exécution

Le mécanisme de préfabrication des poutres permet une économie de temps, et les délais de réalisation sont généralement moins importants que dans l'autre variante.

La nécessité de disposer d'un matériel spécifique et d'un personnel qualifié dans le cas des voussoirs pour la vérification de la pose des gaines et câbles et pour la mise en tension des câbles. La vérification de la stabilité est mise en jeu à tous les stades d'exécution. Et finalement la construction de ce pont se passe par plusieurs étapes et d'une manière très compliquée.

III.4. Conclusion

Pour notre étude, on opte pour la variante qui présente le plus d'avantages avec les moins des inconvénients sur tous les plans de comparaison. Donc la variante retenue est le pont à poutres précontraintes par post tension.

CHAPITRE IV
HYPOTHESES DE CALCUL ET CALCUL DES CHARGES

IV.1. Introduction

Dans ce chapitre, on va déterminer les différents charges et surcharges selon les règlements de conception ; tel que le BAEL91, BPEL91, LIVRET 2.01 et RPOA2008 ; pour vérifier le dimensionnement et assurer son fonctionnement pendant toute sa période de service. On va déterminer les principales actions applicables au pont, tels que les actions hors trafic, les actions dues au trafic et les actions accidentelles.

IV.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.

IV.2.1. Béton

Les caractéristiques du béton sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau IV-1. Les caractéristiques du béton utilisées.

	Type de ciment	Dosage en ciment	F_{c28} (MPa)	F_{t28} (MPa)
Superstructure	CPA42.5	450 kg/m^3	40	3
Infrastructure	CPA42.5	350 kg/m^3	27	2.22

NB : La densité du béton armé est de 25 kN/m^3.

IV.2.2. Armatures

IV.2.2.1. Armatures passives

Ce sont des aciers à haute adhérence de nuance **Fe E500**

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

IV.2.2.2. Armatures de précontraintes

Les armatures de précontraintes sont constituées de torons **15T15 TBR** (très basse relaxation),

- Poids de 1T15 $= 1{,}12\ kg/m$.
- Section de 15T15 : $A_p = 2100\ mm^2$.
- Résistance ultime : $f_{prg} = 1770\ MPa$
- Limite élastique : $f_{peg} = 1584\ MPa$
- Module d'élasticité : $E_P = 190GPa$
- Section droite à un toron : $A_s = 150mm^2$
- Diamètre des gaines : $\Phi = 80mm$
- Coefficient de relaxation des câbles à 1 000 heures : $\rho = 2.5\%$
- Coefficient de recul d'encrage : $g = 6$ mm

IV.3. Contraintes admissibles

IV.3.1. Contraintes admissibles à la compression

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{cj}}{\theta \gamma_b} \qquad \text{(IV.1)}$$

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.

$$f_{bc} = 0.6 \times f_{c28} \quad \text{(IV.2)}$$

Tableau IV-2. Contraintes admissibles à la compression de béton.

Etat	Contrainte limite		Superstructure	Infrastructure
ELU	f_{bu} (MPa)	$\gamma_b = 1,5$	25.50	15.30
		$\gamma_b = 1,15$	33.26	19.96
ELS	f_{bc} / $\overline{\sigma_{bc}}$ (MPa)		27.00	16.20

IV.3.2. Déformation longitudinale du béton

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

$$E_{ij} = 11000 \times \sqrt[3]{f_{c28}} \quad \text{(IV.3)}$$

$$E_{ij} = 3700 \times \sqrt[3]{f_{c28}} \quad \text{(IV.4)}$$

Tel que : l'équation (IV.3) est le module de déformation instantanée du béton et l'équation (IV.4) représente le module de déformation sous chargement de longue durée.

IV.3.3. Contrainte limite de traction des aciers

Tableau IV-3. Contrainte limite de traction des aciers.

Fissuration	Contrainte limite (MPa)		Superstructure	Infrastructure
Peu nuisible	$\sigma_s = f_e / \gamma_s$	S-Durable ou transitoire $\gamma_s = 1,15$	434.78	434.78
		S-Accidentelle $\gamma_s = 1$	500/00	500.00
Préjudiciable	$\sigma_s = \max \left\{ \frac{1}{2} \times f_e ; 110\sqrt{n \times f_{tj}} \right\}$; n=1,6		252.76	207.31
Très préjudiciable	$\sigma_s = \max \left\{ 0,4 \times f_e ; 88\sqrt{n \times f_{tj}} \right\}$; n=1,6		206.80	169.62

IV.4. Caractéristiques géométriques de l'ouvrage

IV.4.1. Les lois de calcul

- Le moment statique est défini par la relation :

$$S/\Delta = \frac{B}{Z} \quad \text{(IV.5)}$$

Tel que : B est la surface de la section et Z est la distance entre le centre de gravité de la section et l'axe Δ.

- La distance qui sépare le centre de gravité de la fibre inférieure V', est donnée par :

$$V' = \frac{S/\Delta}{B} \quad \text{(IV.6)}$$

- La distance qui sépare le centre de gravité de la fibre supérieure V, est définie par :

$$V = h_t - y_G \quad \text{(IV.7)}$$

- Le moment d'inertie propre I_0, est défini selon la forme géométrique par :

$$\begin{cases} \frac{bh^3}{12}\text{; pour un rectangle} \\ \frac{bh^3}{36}\text{; pour les triangle} \end{cases} \quad \text{(IV.8)}$$

- Le moment d'inertie par rapport à son centre de gravité I_G, égale à :

$$I_G = I/\Delta_{brute} - (B \times V'^2) \quad \text{(IV.9)}$$

IV.4.2. Les résultats géométriques

Les sections en détail dans l'annexe.

IV.4.2.1. Poutre à l'about

On a devisé la section de béton en trois sections comme présenté dans la figure IV.1. L'ensemble des résultats est présenté dans le tableau IV.4.

Tableau IV-4. Moment d'inertie et le moment statique de la poutre à l'about.

	b(cm)	H(cm)	N°	B(cm^2)	Z(cm)	S/Δ(cm^3)	I(cm^4)0	I/Δ(cm^4)
S1	55	200	1	11000	100	1100000	36666666,67	146666666,7
S2	27,5	15	2	825	192.5	158812,5	7734,375	30579140.63
S3	27,5	2,8	2	77	184.1	14175.7	16,76888889	2609763.139

On a aussi :

$$B\ nette = 0.95 \times B\ brute \quad \text{(IV.10)}$$

$$S/\Delta\ nette = 0.95 \times S/\Delta\ brute \quad \text{(IV.11)}$$

$$I/\Delta\ nette = 0.9\ I/\Delta\ brute \quad \text{(IV.12)}$$

Tableau IV-5. Paramètres géométriques de la poutre à l'about.

B(tot)brute(cm^2)	11902	**B(tot)nette(cm^2)**	11306,9
S/Δ(tot)brute(cm^3)	1272988.2	S/Δ(tot)nette(cm^3)	1209338,79
I/Δ(tot)brute(cm^4)	179855570.4	I/Δ(tot)nette(cm^4)	161870013.4
V'(cm)	106.96	V(cm)	93.04
IG(cm^4)	43702070,4	IG nette(cm^4)	39331863,36

Et dans le cas de la présence de l'hourdis on a :

Tableau IV-6. Moment d'inertie et moment statique de la poutre à l'about à la présence de l'hourdis.

	b(cm)	H(cm)	N°	B(cm^2)	Z(cm)	S/Δ(cm^3)	I0(cm^4)	I/Δ(cm^4)
Poutre			1	11902		1272988.2		179855570.4
Hourdis	148	25	1	3700	212.5	786250	192708,3333	167270833.3
I totale				15602		2059238.2		347126403.8

Donc :

Tableau IV-7. Caractéristiques géométriques de la poutre à l'about à la présence de l'hourdis.

V'(cm)	**131.99**	**V(cm)**	**93.01**
I_G(cm^4)	75336763.7	**I_G nette**(cm^4)	67803087.33

IV.4.2.2. Poutre médiane

Les résultats obtenus sont présentés dans le tableau IV.8 et IV.9.

Tableau IV-8. Moment d'inertie et le moment statique de la poutre à mi travée.

	b(cm)	H(cm)	N°	B(cm^2)	Z	S/Δ(cm^3)	I0(cm^4)	I/Δ(cm^4)
S1	30	200	1	6000	100	600000	20000000	80000000
S2	40	15	2	1200	192,5	231000	11250	44478750
S3	27,5	2,8	2	77	184,067	14173,159	16,76888889	2608827,627
S4	12,5	2,8	2	70	183,6	12852	22,86666667	2359650,067
S5	12,5	12,5	2	156,25	178,03	27817,1875	678,1684028	4952972,059
S6	12,5	12,5	2	156,25	31,25	4882,8125	678,1684028	153266,059
S7	12,5	25	2	625	12,5	7812,5	16276,04167	113932,2917

Donc les caractéristiques géométriques sont :

Tableau IV-9. Paramètres géométriques de la poutre à mi travée.

B_{tot} brute(cm^2)	8284,5	**B_{tot} nette(cm^2)**	7870,275
S/Δ_{tot} brute(cm^3)	898537,659	S/Δ_{tot} nette(cm^3)	853610,7761
I/Δ_{tot} brute(cm^4)	134667398,1	I/Δ_{tot} nette(cm^4)	121200658,3
V'(cm)	108,46	V(cm)	91,54
I_G(cm^4)	81,54	I_G nette(cm^4)	33490726,23

Et dans le cas de la présence de l'hourdis on a :

Tableau IV-10. Moment d'inertie et moment statique de la poutre à l'about à la présence de l'hourdis.

	b (cm)	H (cm)	N°	B (cm^2)	Z (cm)	S/Δ(cm^3)	I0(cm^4)	I/Δ(cm^4)
Poutre			1	8284,5		898537,659		134667398,1
Hourdis	148	25	1	3700	212,5	786250	192708,3333	167270833,3
I totale				11984,5		1684787,659		301938231,4

Tableau IV-11. Caractéristiques géométriques de la poutre à l'about à la présence de l'hourdis.

V'(cm)	**140.58**	V(cm)	**84.42**
I_G(cm^4)	65089845.38	I_G nette(cm^4)	58580860.85

IV.5. Evaluation des actions

IV.5.1. Evaluation des actions hors trafic

IV.5.1.1. Calcul des charges permanentes (CP)

IV.5.1.1.1 Elément poutre

Les poutres VIPP sont des poutres de section variable, d'une part, les âmes comportent souvent des épaississements à proximité des appuis pour s'adapter à l'intensité de l'effort tranchant ;

d'autre part, des renforcements de la zone d'about sont nécessaires pour assurer une bonne diffusion de l'effort de précontrainte.

Pour étudier les poutres, on a divisé la poutre à 3 sections tant que le poids de la poutre est égal à :

$$P_{Poutre}=2\times\Sigma P_i \quad \text{(IV.13)}$$

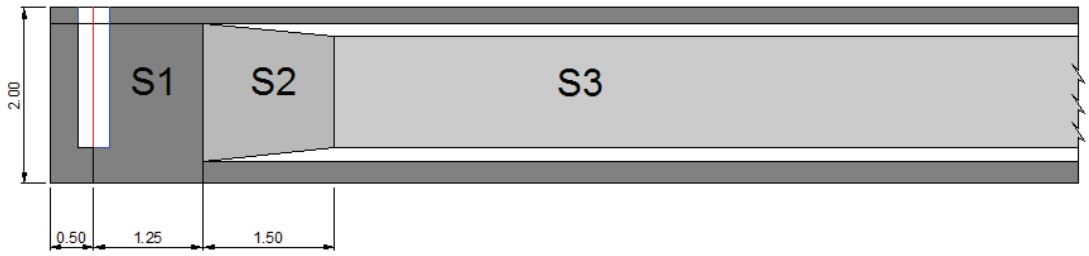


Figure IV.1. Coupe longitudinale de la poutre.

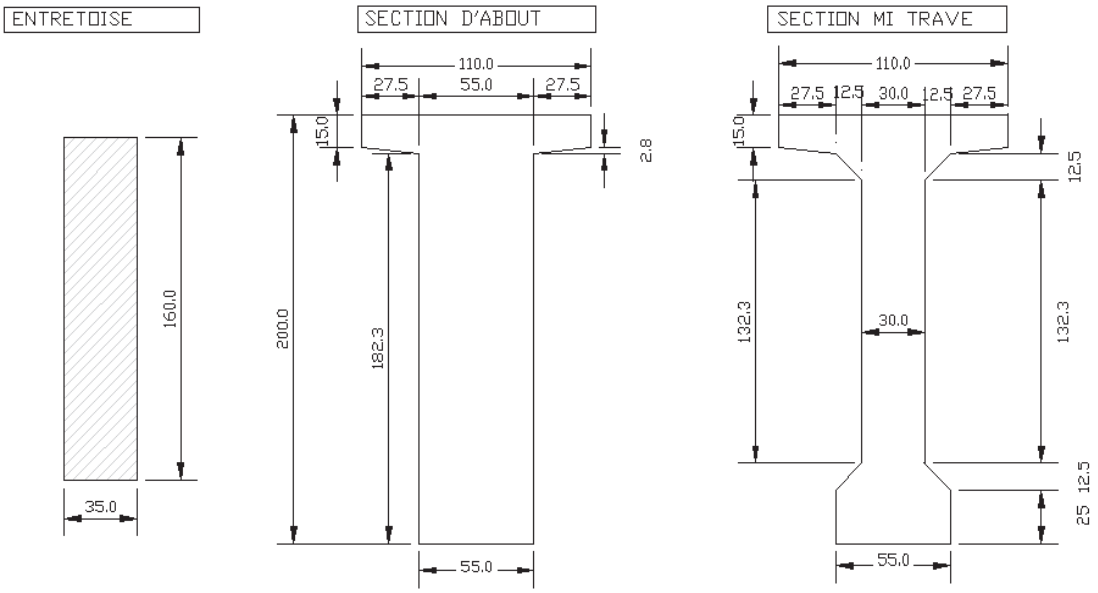


Figure IV.2.Les coupes transversales de la poutre.

Tableau IV-12. Poids propre de la poutre.

Section de la poutre	S1	S3	S3
Surface (m^2)	1.1901	1.0013	0.8282
Li (m)	1.75	1.5	14.25
Poids (t)	5.2067	3.7549	29.5046
Poids total	76.93t		
Charge de chaque poutre	2.198t/ml		
Poids total /ml	19.7826 t/ml		

IV.5.1.1.2 Elément tablier

Pour calculer le poids par mètre linéaire du tablier, on utilise la relation suivante :

$$P_t=\gamma_b\times e_d\times l_t\times 1 \quad \text{(IV.14)}$$

$$P_t=2.5\times 0.30\times 13=9.75t/ml$$

On a donc les charges permanentes égales à :

$$CP=P_{poutres}+P_t=27.91\ t/ml \quad \text{(IV.15)}$$

IV.5.1.1.3 Entretoise

Pour calculer le poids de l'entretoise par mètre linéaire, on utilise la relation suivante :

$$P_{entretoise} = S_{ection} \times \gamma_b \quad \text{(IV.16)}$$

Ce qui donne

$$P_{entretoise} = S_{ection} \times \gamma_b = 1.4 \text{ t/ml}$$

IV.5.1.2. Calcul des compléments des charges permanentes

IV.5.1.2.1 Le rail

C'est l'élément de la superstructure qui est en contact direct avec les roues du convoi. Il est destiné à recevoir les forces dynamiques venant des roues des matériels roulants, transmettre ces forces vers les parties sous-jacentes de la superstructure de la voie et à guider les roues afin que les matériels roulants ne soient pas déraillés.

Ces rails sont caractérisés par :

- Type : UIC 60, LRS.
- Surface de la section : 76.70 cm².

Donc on obtient

- G (Rail) = 0.06 t/ml.
- G (4 Rails) = 0.24 t/ml.

IV.5.1.2.2 Les traverses

Les traverses sont des éléments qui se situent perpendiculairement à l'axe des voies, sur lesquels sont posés les rails. Les traverses constituent, grâce à leur équilibre, la liaison entre le rail et le ballast, formant ainsi l'ossature de la voie.

Dans notre projet on a des traverses de type bi-blocs et aussi une travée de 35 m et nous avons pour 1000 m, 1666 unités de traverse, donc on obtient N=58 traverses

Le nombre de traverse est de 58, chacune d'entre elle pèse environ 275 kg, donc le poids linéaire se déduit comme suit :

G = (0.275 × 58) /35 = 0,46 t/ml.

G (travers)= 0.46 × 2 (voies) =0.92 t/ml.

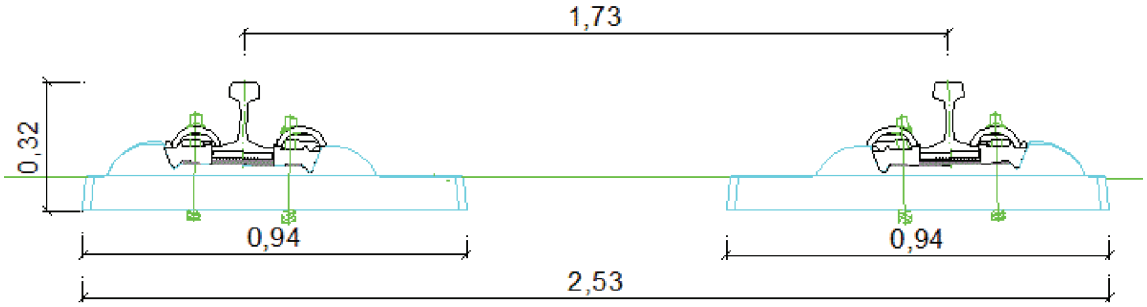


Figure IV.3. Les rails et traverses.

IV.5.1.2.3 Ballast

C'est le lit de roches concassées (**D** = 50/63 mm et **d** = 31,5 mm), qui supporte une voie de chemin de fer, son rôle est de transmettre et répartir les charges, d'amortir les vibrations, d'ancrer les traverses et de drainer rapidement les eaux zénithales. Son poids volumique est de 2 t/m3 et son épaisseur est de 0.55 m. Poids du ballast :

G (Ballast) =2*0.55*8.9=9.79 t/ml.

IV.5.1.2.4 Les trottoirs

Le poids volumique de trottoirs est de 25 KN/m3 de 0.95 m de largeur donc le poids linéaire se déduit comme suit :

G (trottoirs)=2*(0.95*0.25*2.5) =1.19 t/ml.

IV.5.1.2.5 Le garde-corps

Dans les ouvrages ferroviaires, les garde-corps sont utilisés pour contenir d`éventuelles projections de ballast causées par le souffle résultant des passages répétitifs des trains. Le poids de cet équipement est **0.2 t/ml** de chaque côté.

G (garde-corps) =0.4 t/ml.

IV.5.1.2.6 Les corniches

Les corniches sont des éléments qui équipent les bords latéraux d'un pont et dont le rôle principal est d'améliorer l'esthétique de l'ouvrage.

G (corniches)=2*0.66=1.32 t/ml.

IV.5.1.2.7 Etanchéité

L'imperméabilisation de notre ouvrage est constituée d'une couche de 5 cm de chape de protection surmontée d'une chape d'étanchéité de 2 cm d'épaisseur. Le poids volumique de la chape d'étanchéité est de 22 KN/m3.

L'épaisseur de la couche d'étanchéité est de 7 cm avec un poids volumique 2.2 t/ml

Donc : G(Etanchéité)= 13*(0.07*2.2) =2.002 t/ml.

IV.5.1.2.8 Muret pour ballast

Muret pour ballast Permet de retenir le ballast au droit des traverses spéciales supportant des coffrets de commande d'aiguillage.

Les caractéristiques de muret pour ballast sont les suivantes :

- Surface : 0.1069 m²
- Poids volumique : 2, 50 t/m.

G (Muret pour ballast) =0.27*2=0.54 t/ml.

IV.5.1.2.9 Caténaires

C'est un dispositif servant à suspendre les fils électriques qui alimentent les locomotives. Le poids caténaire est 0.48 t/ml.

On peut résumer les charges permanentes et les charge complément permanentes dans le tableau suivant

Tableau IV-13 Les charges permanentes et complément permanentes.

	Elément	Poids propre (t/ml)
Cp	Poutres (9)	19.78
	Dalle	9.75
	Entretoise	1.24
CCP	Rail	0.24
	Traverse	0.92
	Ballaste	9.79
	Trottoir	1.19
	Garde-corps	0.40
	Corniche	1.32
	Etanchéité	2.20
	Muret pour ballaste	0.54
	Caténaires	0.48
∑Gi=46.225		

IV.5.2. Les surcharges dues au trafic ferroviaire

IV.5.2.1. Surcharges verticales

IV.5.2.1.1 Modèle de charge UIC71

Le modèle de charge UIC71 représente l'effet statique d'un chargement vertical résultant du trafic ferroviaire normal. La disposition et les valeurs caractéristiques des charges verticales sont définit comme indiquer à la figure suivante

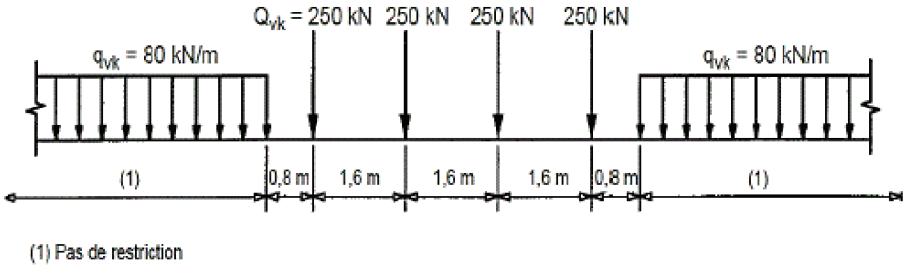


Figure IV.4. Modèle de charge UIC71.

IV.5.2.1.2 Modèle de charge SW

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

La disposition des charges est celle indiquée à la figure avec des valeurs caractéristiques des charges verticales conformes à celles mentionnées dans le tableau.

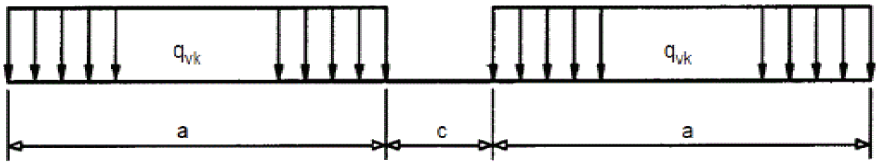


Figure IV.5. Modèle de charge SW/0 et SW/2.

Tableau IV-14. Valeurs caractéristiques des charges verticales pour schémas de charge SW.

Classe de charge	q_{vk} (KN/ml)	a (m)	c (m)
SW/0	133	15.0	5.3
SW/2	150	25.0	7.0

IV.5.2.1.3 Train à vide

Pour certaines vérifications, un schéma de charges particulier est utilisé 'Train à vide'. Il consiste en une charge linéaire verticale uniforme, ayant une valeur de 12,5 KN/ml et appliqué sur toute la longueur de l'ouvrage.

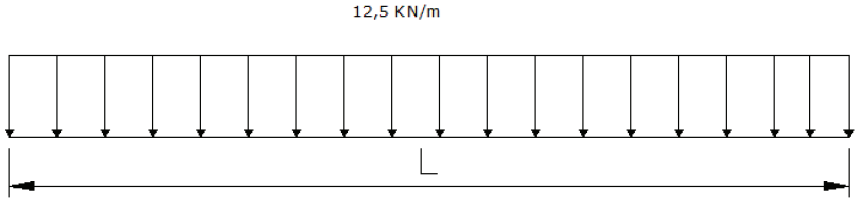


Figure IV.6. Modèle de charge train à vide.

IV.5.2.1.4 Chargements verticaux

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

- $UIC\ 71 + SW/0$
- $SW/2$
- $Train$ à vide

Tous les effets des chargements doivent être déterminés en considérant les charges et les forces positionnées de la façon la plus défavorable.

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

IV.5.2.2. Transmission des charges aux structures :

On tient compte de la répartition due au ballast et aux rails en considérant successivement Les deux répartitions suivantes, quel que soit le type de traverse retenu.

- La force d'essieu ponctuelle de **25 t** se répartit sur une bande longitudinale continue de largeur $\mathbf{a_1 = 2{,}25 + e/2}$ où **(e)** défini sur le schéma ci-dessous

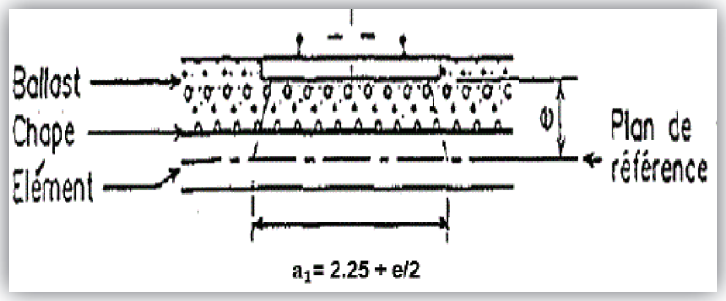


Figure IV.7. Répartition de charge sur une bande a1.

La charge sur la bande est uniforme et égale à :

$$P = \frac{25}{1{,}6 \times a_1} \ t/m^2 \qquad (IV.16)$$

Avec : $a_1 = 2{,}25 + 0.30/2 = 2{,}4$ m

Donc on obtient $P = 6.51\ t/m^2$

- La force d'essieu ponctuelle de **25 t** se répartit sur 2 bandes longitudinales continues de largeur $\mathbf{a_2 = 0{,}30 + e/2}$.

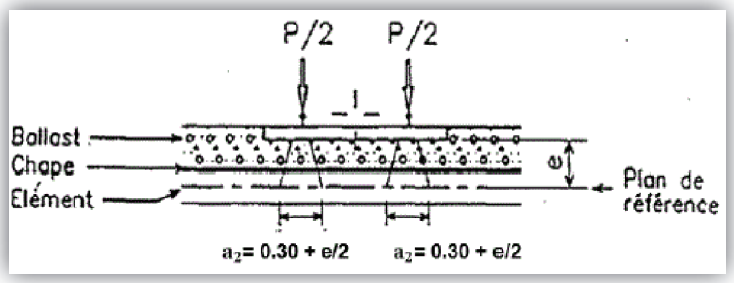


Figure IV.8. Répartition de charge sur une bande a2.

La charge sur la bande est uniforme et égale à :

$$\mathbf{P} = \frac{25}{1{,}6 \times 2\,a2}\ t/m^2 \qquad (IV.17)$$

Avec : $a_2 = 0{,}30 + 0.30/2 = 0{,}45$ m
Donc on obtient $P = 17.36\ t/m^2$

IV.5.2.3. Effets dynamiques

Les sollicitations et déformations statiques d'un pont dues aux circulations sont augmentées ou diminuées par les effets suivants :

- La mise en charge rapide provoquée par la vitesse des circulations franchissant la structure, et les forces d'inertie de la structure, qui ne sont pas prises en compte dans les calculs statiques.
- Les variations des charges de roue dues aux défauts aléatoires des roues et de la voie.
- Le passage d'une succession de charges espacées de façon plus ou moins régulière, ce qui peut exciter la structure, et dans certains cas, conduire à sa mise en résonance.

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

IV.5.2.3.1 Domaine d'application

Les coefficient Φ_2 ou Φ_3 ne sont valables que pour des vitesses V<220 km/h. Donc, selon le ***livret 2.01 (chapitre 1 page 15)*** relatif aux ouvrages ferroviaires :

Tableau IV-15. Les limites de la flèche.

Limite supérieure de la flèche δs :	4≤L≤20 (m)	$\delta s = 0.049L^2$mm
	20≤L≤100 (m)	$\delta s = 0.564L^{1.184}$mm
Limite inférieure de la flèche δi :	4≤L≤25 (m)	$\delta i = 0.035L^{1.5}$mm
	L>25 (m)	Pas de limitation inferieure.

IV.5.2.3.2 Coefficient dynamique (ϕ_2, ϕ_3)

Le coefficient dynamique ϕ qui augmente les effets de la charge statiques dans les modèles de charges UIC71, SW/0 et SW/2 est définit en tant que ϕ_2, ϕ_3.

En général, le coefficient dynamique ϕ est définit comme ϕ_2 ou ϕ_3 en fonction de la qualité de la maintenance de la voie selon les modalités suivantes :

Pour une voie soigneusement entretenue

$$\phi 2 = \frac{1.44}{\sqrt{L\phi - 0.2}} + 0.82 \qquad \text{Avec :} \qquad 1.00 \leq \phi 2 \leq 1.67$$

Pour une voie normalement entretenue

$$\phi 3 = \frac{2.16}{\sqrt{L\phi - 0.2}} + 0.73 \qquad \text{Avec :} \qquad 1.00 \leq \phi 3 \leq 2.00$$

Donc les valeurs des coefficients dynamiques sont : $\phi 2 = 1.024$

$\Phi 3 = 1.036$

IV.5.2.4. Forces horizontales

IV.5.2.4.1 Force de lacet

L´effort de lacet doit être considéré comme une force concentrée agissant horizontalement, au niveau supérieur des rails, perpendiculairement à l´axe de la voie. Il doit être appliqué aussi bien sur les voies en alignement que sur les voies en courbe.

La valeur caractéristique de l´effort de lacet doit être prise égale à $\mathbf{Q_{sk} = 100\ KN}$.

IV.5.2.4.2 Forces centrifuges

Notre ouvrage présente une courbe totale d`un rayon de2400 **m.** Du fait de l`importance de cette valeur (>**1200m**), il est possible d`assimiler notre ouvrage à un pont droit lors des calculs. Par conséquent, il n`est pas nécessaire de déterminer les forces centrifuges.

IV.5.2.4.3 Effort dus au freinage et au démarrage

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 :

- Force d´accélération

Pour le schéma de charges UIC 71 et les schémas de charges SW

$Q_{lak} = 33 \times L_{ab} \leq 1000$ kN

- Force de freinage :

$Q_{lbk} = 20 \times L \leq 6000$ [kN] pour Le modèle de charge UIC71+SW/0

$Q_{lbk} = 35 \times L$ pour Le modèle de charge SW/2

Tableau IV-16. Récapitulatif de calcul des forces de démarrage et freinage.

	Schéma de charge	UIC71	SW/0	SW/2
	Lab	35	29.7	28
Force de démarrage	Qlak (KN)	1000	980.1	924
Force de freinage	Qlbk (KN)	700	594	980

IV.5.2.4.4 Autres actions variables

Les actions variables pour cet ouvrage comprennent les actions naturelles :

❖ **Charges de vent**

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

- P = 2,00 KN/m^2 pour les ouvrages sans circulation.
- P = 1,5 KN/m^2 pour les ouvrages avec circulation.

Le vent souffle horizontalement dans une direction normale à l'axe longitudinal de la chaussée

❖ **Effet de la température**

On prend en compte les fluctuations de la température ambiante sous forme d'une variation de ± **35°C** autour de la température d'origine prise égale à 10°C sauf spécification contraire du CPS.

IV.5.2.5. Actions accidentelles

IV.5.2.5.1 Charges sismiques

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

IV.6. Groupes des charges

D'après le livret 2.01 de la S.N.C.F, la simultanéité des systèmes de chargement : charges verticales, forces horizontales, effets dynamiques, actions accidentelles est prise en compte par les groupes de charge définis par le tableau suivant. Il convient de considérer séparément chacun de ces groupes de charges comme définissant une action caractéristique, pour une combinaison avec des charges autres que celles du trafic.

Les tableaux ci-dessous présentent les différents cas de charges.

Tableau IV-17.Les groupes des charges pour une voie chargée.

Groupe 1	UIC 71 + SW/0 + F & D
Groupe 2	UIC 71 + SW/0 + 0.5 (F & D)
Groupe 3	UIC 71 + SW/0 + F & D + lacet
Groupe 4	SW/2 + F & D
Groupe 5	Train à vide

Tableau IV-18.Les groupes des charges pour une voie chargée.

Groupe 11	V1	UIC 71 + SW/0 + F & D
	V2	UIC 71 + SW/0 + F & D
Groupe 12	V1	UIC 71 + SW/0 + 0.5 (F & D)
	V2	UIC 71 + SW/0 + 0.5 (F & D)
Groupe 13	V1	UIC 71 + SW/0 + F & D +LAC
	V2	UIC 71 + SW/0 + F & D +LAC
Groupe 14	V1	UIC 71 + SW/0 + 0.75 (F & D)
	V2	SW/2 +0.75 (F & D)

IV.7. Les combinaisons des charges

IV.7.1. E L U d'équilibre statique

Tableau IV-19. Combinaisons des charges à ELU d'équilibre statique.

Forme générale Voie chargé	γ G1 + γ G2 + γQ1 + Σ 1.5 ψ0i Qi
0	0.9 G1 + 1.1 G2 + 1.50 W0
1	0.9 G1 + 1.1 G2 + 1,45 G_{r2} /G_{r3} + 1,2 AQS + 0,9Tk + 0,9 W1
	0.9 G1 + 1.1 G2 + 1,45 G_{r1}/1,35 G_{r4} + 1,2 AQS + 0,9Tk
	0.9 G1 + 1.1 G2 + 1,50 T_k + 1,16 G_{r1} + 1,2 AQS
	0.9 G1 + 1.1 G2 + 1,50 W_1 + 1,00 G_{r5} + 1,2 AQS
2	0.9 G1 + 1.1 G2 + 1,45 G_{r12} + 1,2 A_{QS} + 0,9Tk
	0.9 G1 + 1.1 G2 + 1,45 G_{r11}/1,35 G_{r14} + 1,2 AQS + 0,9Tk
	0.9 G1 + 1.1 G2 + 1,50 T_k + 1,16 G_{r11} + 1,2 AQS

IV.7.2. E L U fondamental (résistance)

Tableau IV-20. Combinaisons des charges à ELU fondamental.

Forme générale Voie chargé	$\gamma p\ Pk + 1.35\ G_{max} + \gamma Q1\ Q1 + \Sigma\ 1.5\ \psi 0i\ Qi$
0	$1.35\ G_{max} + 1.50\ W_0$
1	$1.35\ G_{max} + 1,45\ G_{r2}/\ G_{r3} + 1,2\ AQS + 0,9Tk + 0,9\ W1$
	$1.35\ G_{max} + 1,45\ G_{r1}/\ 1,35\ G_{r4} + 1,2\ AQS + 0,9Tk$
	$1.35\ G_{max} + 1,50\ T_k + 1,16\ G_{r1} + 1,2\ AQS$
	$1.35\ G_{max} + 1,50\ W_1 + 1,00\ G_{r5} + 1,2\ AQS$
2	$1.35\ G_{max} + 1,45\ G_{r12} + 1,2\ AQS + 0,9T_k + 0,9\ W_1$
	$1.35\ G_{max} + 1,45\ G_{r11}/1,35\ G_{r14} + 1,2\ A_{QS} + 0,9T_k$
	$1.35\ G_{max} + 1,5\ T_k + 1,16\ G_{r11} + 1,2\ AQS$

IV.7.3. E L S quasi-permanents

Forme générale : Pk + Gmax + Gmin + 0.5 Tk

IV.7.4. ELS rares

Tableau IV-21. Combinaisons des charges à ELS rares.

Forme générale Voie chargé	Pk + Gmax + Gmin + Qk1 + Σ ψ0i Qi
0	Gmax + Gmin + W0
1	Gmax + Gmin + Gr2 ou Gr3 + 0.8 AQS + 0,6 Tk + 0,6 W1
	Gmax + Gmin + Gr1 ou Gr4 + 0.8 AQS + 0,6 Tk
	Gmax + Gmin + Tk + 0.8 Gr1 + 0.8 AQS
	Gmax + Gmin + W1 + Gr5 + 0.8 AQS
2	Gmax + Gmin + Gr12 ou Gr13 + 0.8 AQS + 0,6 Tk + 0,6 W1
	Gmax + Gmin + Gr11 ou Gr14 + 0.8 AQS + 0,6 Tk
	Gmax + Gmin + Tk + 0.8 Gr11 + 0.8 AQS

IV.7.5. ELS fréquents

Tableau IV-22. Combinaisons des charges à ELS fréquents.

Forme générale Voie chargé	Pk + Gmax + Gmin + ψ11 Qk1 + 0.5 Tk
0	Gmax + Gmin + 0.6 Tk
1	Gmax + Gmin + 0.8 (Gr1 ou Gr3 ou Gr4) + 0,5 Tk
2	Gmax + Gmin + 0.6 (Gr11 ou Gr13 ou Gr14) + 0,5 Tk

IV.8. Evaluation des efforts

La détermination des efforts et leurs répartitions a été faite par la méthode numérique en utilisant le logiciel Robot Structural Analysis Professional 2018.

IV.8.1. Les diagrammes du Moment Max

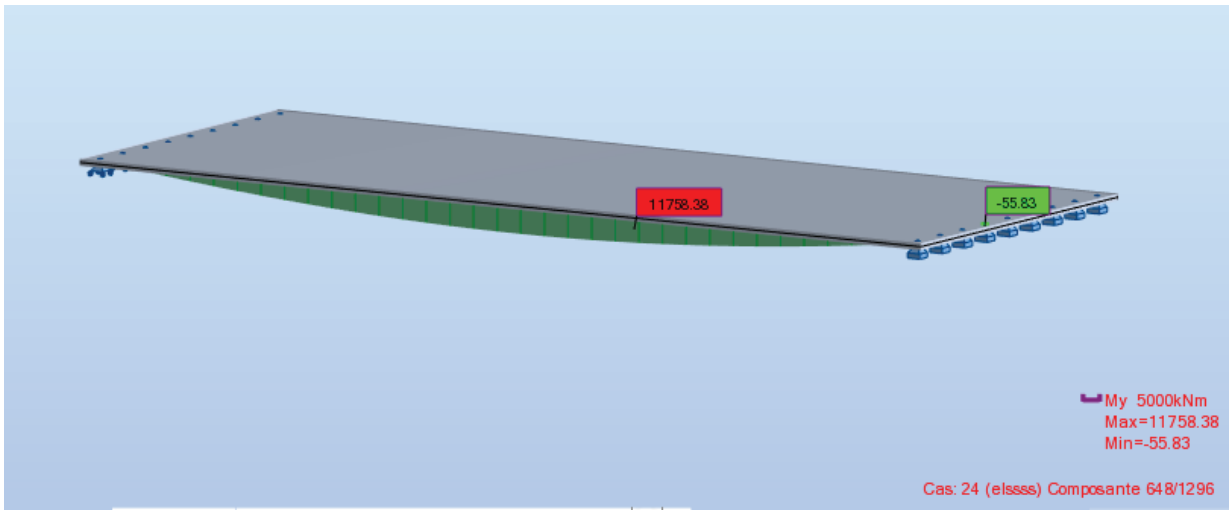


Figure IV.9. Moment max à l'ELS.

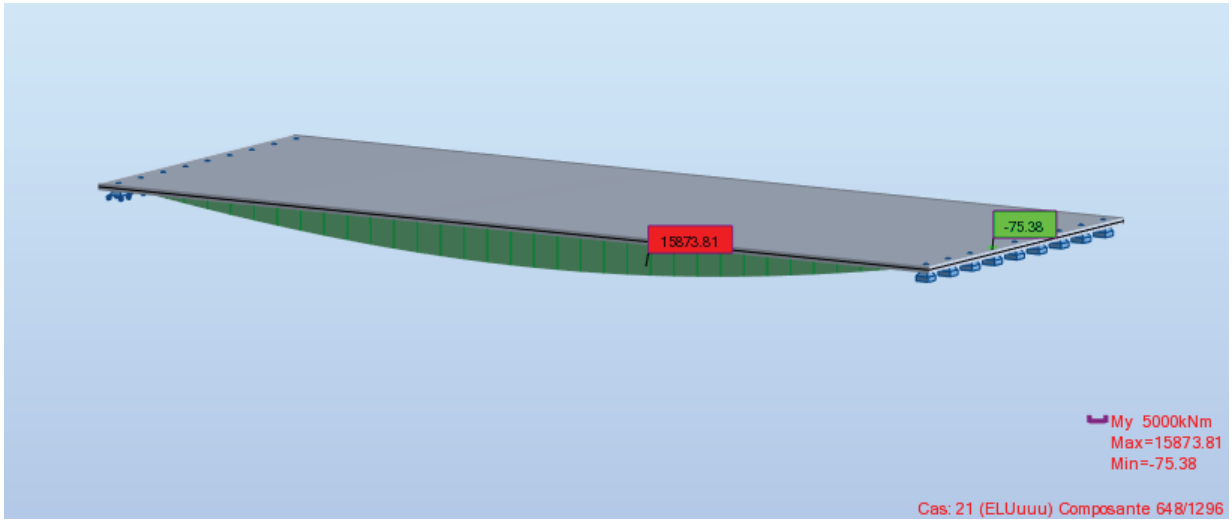


Figure IV.10. Moment max à l'ELU.

IV.8.2. Les diagrammes d'effort tranchant Max

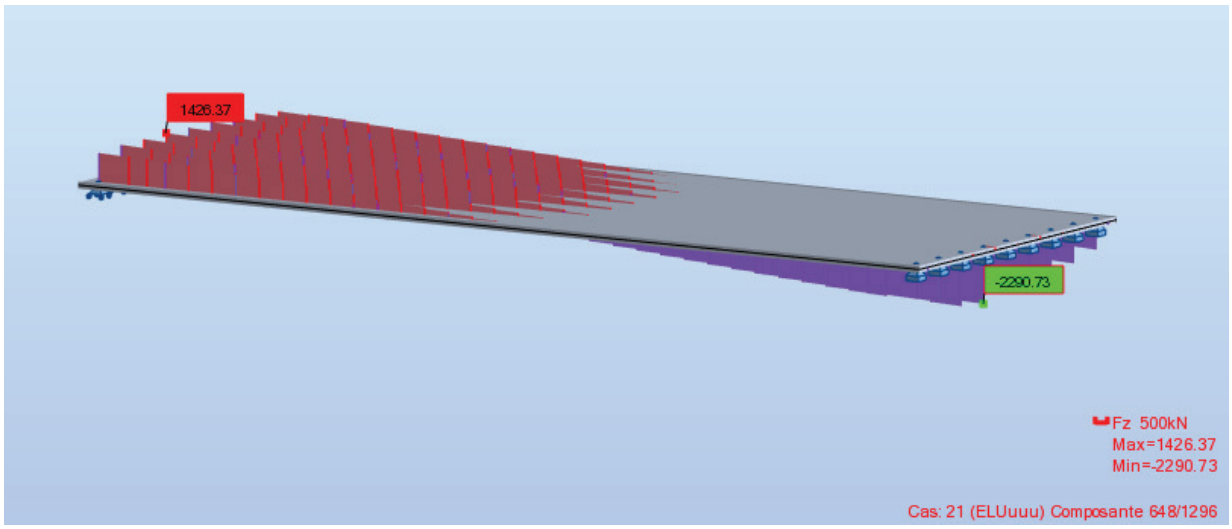


Figure IV.11. effort tranchant max à l'ELU.

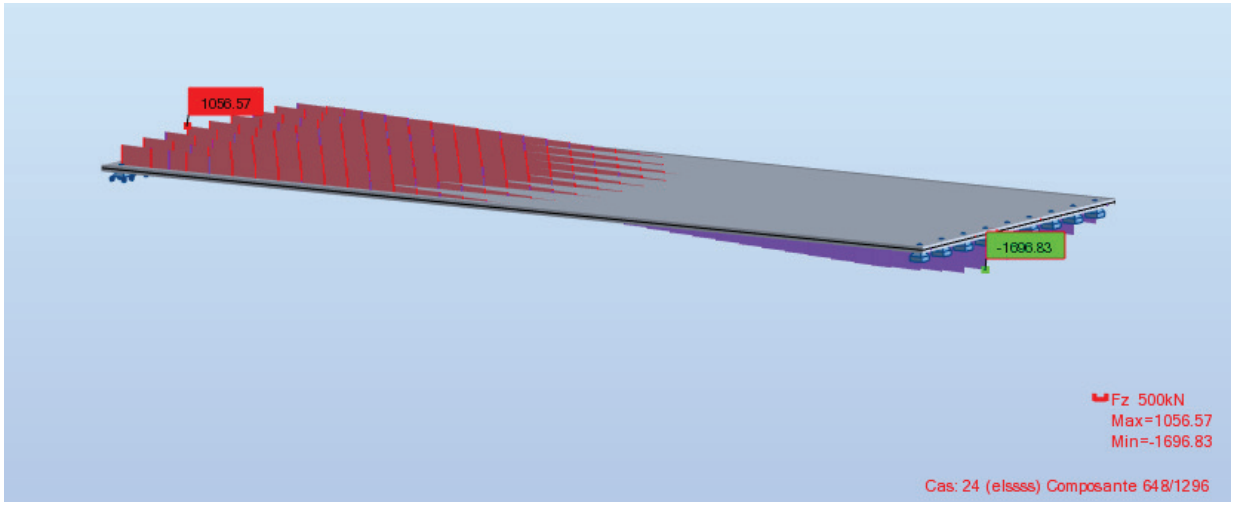


Figure IV.12. effort tranchant max à l'ELS.

IV.9. CONCLUSION

Dans ce chapitre, nous avons pu énumérer les différentes actions agissant sur le tablier, ainsi que les différentes combinaisons de charges à l'ELU et à l'ELS à prendre en compte pour le calcul des sollicitations.

CHAPITRE V
ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

V.1. Introduction

L'objectif de ce chapitre est l'étude de la précontrainte par post tension, son principe et ses applications dans le domaine des ouvrages d'art.

L'étude portera sur le dimensionnement, détermination du tracé, calcul des pertes instantanées et différées, et pour finir, la vérification des contraintes normales et tangentielles.

V.2. Présentation sommaire de la technique

Cette technique consiste à la mise en tension des câbles après que le béton soit coulé et durcis, on peut atteint des travées jusqu'au 50 m ; Dans ces termes, les préfixes « post » et « pré » décrivent le moment d'application de la force dans l'acier par rapport à la mise en place du béton.

V.2.1. Principe de la méthode

Dans la précontrainte par post-tension, l'acier est mis en tension après le durcissement du béton. Cette opération s'effectue ainsi :

- Des gaines de précontrainte en tôle ondulée ou en matière synthétique (polyéthylène ou polypropylène) sont placées dans le coffrage avant le bétonnage. L'armature de précontrainte se trouve dans ces gaines, qui la séparent du béton frais lors de sa mise en place, ou sera introduite dans les gaines après le bétonnage. A chaque extrémité, l'armature de précontrainte est dotée de têtes d'ancrages chargées de transmettre la force de précontrainte au béton.
- Après le bétonnage et une fois le béton durci, les câbles sont mis en tension. Pour ce faire, un vérin hydraulique est placé en face d'une des têtes d'ancrage pour tirer sur le câble. C'est ainsi que le béton est mis en compression.
- Une fois la force désirée atteinte, qui peut être contrôlée en mesurant l'élongation du câble de précontrainte par rapport au béton, le câble est ancré â la tête d'ancrage et le vérin hydraulique démonté.

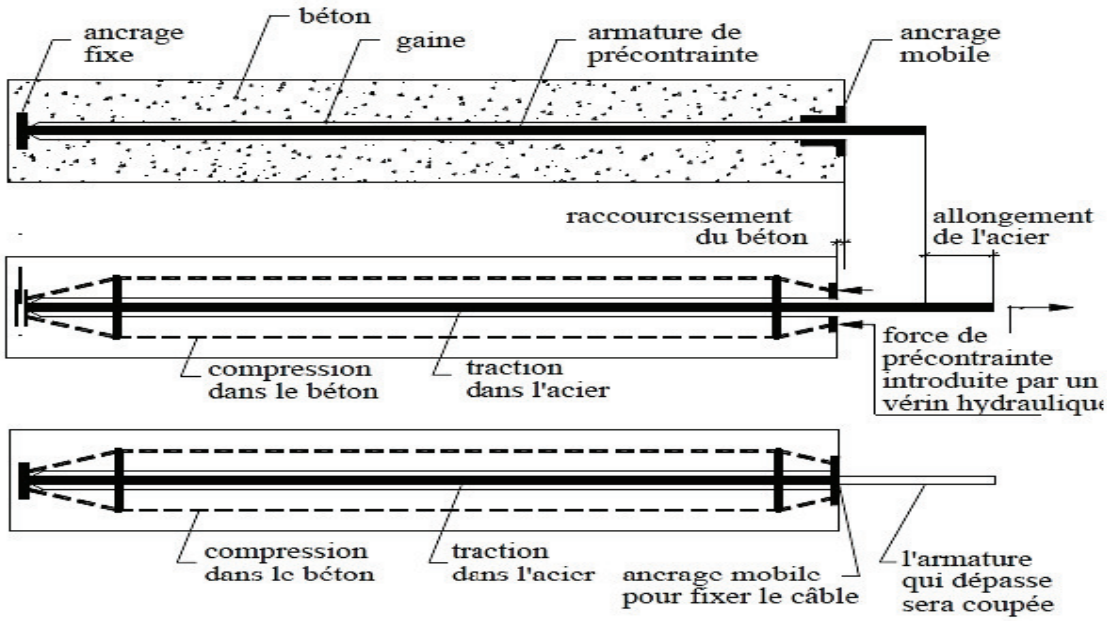


Figure V-1 Situation avant et après la mise en précontrainte par post-tension.

V.2.2. Calcul de la précontrainte

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

V.2.2.1. Phase de mise en tension

Le calcul de la contrainte de traction de l'acier du câble sur toute sa longueur permet de déterminer la valeur à obtenir pour les allongements à la mise en tension, complétée par la prise en compte des rentrées de clavettes aux ancrages et le raccourcissement instantané du béton, il fournit la valeur initiale de la force de précontrainte le long du câble.

V.2.2.2. Variation dans le temps de la tension dans le câble

Le calcul de la valeur finale de cette tension doit tenir compte des raccourcissements différés du béton dus au retrait et au fluage ainsi que de la relaxation d'acier. Cette valeur est à introduire dans le calcul de l'ouvrage.

V.3. Dimensionnement de la précontrainte

V.3.1. Vérification de la section

Pour vérifier la section à la précontrainte, on a l'inégalité :

$$\frac{I}{V\prime} \geq \frac{MM-Mm}{\sigma M-\sigma m} \qquad (V.1)$$

Avec : la contrainte de compression σ est définie par le tableau suivant

Tableau V-1 Vérification de la section de béton.

	Phase de construction	**Phase d'exploitation**
$\boldsymbol{\sigma_m}$	σ_{ts}=− 4.59MPa	σ_{ti}=− 3.06MPa
$\boldsymbol{\sigma_M}$	24.6 MPa	
$\boldsymbol{\frac{MM-Mm}{\sigma M-\sigma m}}$	0.22 m^3	0.232 m^3
$\boldsymbol{\frac{I}{V'}}$	0.3056 m^3	

On a du tableau (V.1) la condition : $\frac{I}{V\prime} \geq \frac{MM-Mm}{\sigma M-\sigma m}$ est vérifiée.

Donc la section est vérifiée pour la phase de construction et la phase d'exploitations.

V.3.2. Le nombre de câbles

V.3.2.1. Détermination du nombre de câbles à mi travée

On détermine la valeur de la précontrainte minimale P_{min} tant que :

$$P_{min} = \max(P_I; P_{II}) \qquad (V.2)$$

Tel que :

$P_I = \frac{M_{max}-M_{min}}{\rho \times h} + \frac{\rho(v\sigma_{ti}+v\prime\sigma_{ts})}{\rho \times h} = 0.37$ MN ; pour une section sous critique

$P_{II} = \frac{M_{max}+\rho.B.V.\sigma_{ti}}{\rho.V+V'-d\prime} = 6.56$MN ; pour une section sur critique.

$P_{min} = \max(0.37; 6.56) = 6.56\text{MN} = P_{II}$; donc on a une section sur critique.

Avec : la valeur de P_0 est définie par la relation :

$$P_0 = \min\left(0.8 \times f_{prj}.A_p;\ 0.9 \times f_{pej} \times A_p\right) \qquad (V.3)$$

$$P_0 = \min(2.97; 2.99) = 2.97\text{MN}.$$

Donc le nombre de câbles ; pour des pertes estimées à 25% ; est défini par l'inégalité suivante

$$N \geq \frac{P_{min}}{0{,}75 \times P_0} \quad (V.4)$$

N ≥2.94 → On prend N égale à 3 câbles de 15T15

V.3.2.2. Détermination du nombre de câbles à l'about

Pour avoir le nombre de câble à l'about, il faut vérifier les deux inégalités données par l'expression :

- Fibre supérieure : $\sigma sup \geq \overline{\sigma bt}$
- Fibre inférieure : $\sigma inf \leq \overline{\sigma bc}$

Les câbles d'about doivent être tirés à 100% de P0 avant le coulage de la dalle sur place et les pertes instantanées sont estimées à 25% de P0.

Ce qui nous donne les deux inégalités suivantes

- $P \leq 8.81 \quad \rightarrow \quad N \leq 2.96$
- $P \leq 14.09 \quad \rightarrow \quad N \leq 4.74$

Donc on prend *N* égale à 2 *câbles* de *15T15*

V.3.3. Vérification des contraintes totales

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 à 100% et des pertes 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 25%.

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

$$f_{cj} = \frac{j}{4.76+0.83j} . f_{c28} \quad (V.5)$$

$$\sigma_{max} = 0.6 f_{cj} \quad (V.6)$$

$$\sigma_{min} = 1.5 f_{tj} \quad (V.7)$$

$$P = n_{cable} \times P_0 \times (1 - \%_{Pertes\ considérées}) \quad (V.8)$$

$$e_0 = -(V' - d) \quad (V.9)$$

$$\sigma_{sup} = \frac{P}{B_n} + (P \times e_0 + M) \times \frac{V}{I} \quad (V.10)$$

$$\sigma_{inf} = \frac{P}{B_n} - (P \times e_0 + M) \times \frac{V'}{I} \quad (V.11)$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V-2. Vérification des contraintes totales.

	Phase01	Phase02	Phase03	Phase04	Phase05
La mise en tension	50%	100%	100%	100%	100%
Les pertes considérées	5%	10%	15%	20%	25%
Fcj (MPA)	27.15	41	41	41	41
Ftj (MPA)	2.23	3.06	3.06	3.06	3.06
Σbc (MPA)	16.29	24.60	24.60	24.60	24.60
σbt1 (MPA)	-3.34	-4.59	-4.59	-4.59	-4.59
σbt2 (MPA)	-1.56	-2.142	-2.142	-2.142	-2.142
N des câbles	2	2	2	3	3
e_0 (m)	0.88	0.88	1.23	1.23	1.23
M (MN.m)	2.951	2.951	4.15	4.15	12.02
P (MN)	2.82	5.35	4.76	7.14	6.69
σ_{sup} (MPA)	4.71	2.39	1.79	0.44	10.11
σ_{inf} (MPA)	2.26	12.03	7.45	14.06	-2.63
Observation	*Vérifiée*	*Vérifiée*	*Vérifiée*	*Vérifiée*	*Vérifiée*

Nous remarquons bien que durant toutes les phases de réalisation de l'ouvrage, les contraintes sur la fibre supérieure et inférieure ne dépassent pas les contraintes admissibles, donc notre choix et emplacement des câbles est convenable.

V.3.4. Tracé des câbles

V.3.4.1. Disposition constructive des câbles

Au niveau de la section mi travée, le moment fléchissant est maximal, donc les armatures de précontraintes doivent travailler à leur capacité maximale. Elles seront disposées de manière à avoir une excentricité maximale entre la section mi travée et la section d about.

La disposition des câbles est choisie comme suit : deux câbles en intrados et un câble en extrados.

V.3.4.1.1 Section d'about

Pour la disposition des câbles à l'about on suit les conditions suivantes d'après le document **SETRA**.

$A \geq 16.5$ cm ; $B \geq 16.5$cm ; $D \geq 28$ cm

Nous disposons les câbles de telle sorte que la résultante des forces de précontrainte coïncide avec le centre de gravité de la section d'about, on prend un espacement de D=50cm pour respecter les dimensions et la disposition des plaques d'encrage successifs à l'about.

Σ M/Fibre inferieure = 0

Alors $(P1+P2)\ V' = P1\ (D+A) + P2.A$

Avec : P1=P2=P

$V' = 1.04$ m

$$2 \times P \times V' = P \times (0.50 + A) + P \times A$$

On obtient $A=0.75$ m

V.3.4.1.2 Section de mi-travée

En respectant la distance du gain φ autour de chaque paquet de précontrainte et les parois de la poutre on choisit la disposition suivante :

On a : φ=0.08m

$d1$>1.5φ

$d2$≥ $d1$+φ

$d3$≥d_2 +2 φ

Donc on obtient

$d1$=0.12 m

$d2$=0.18 m

$d3$=0.36 m

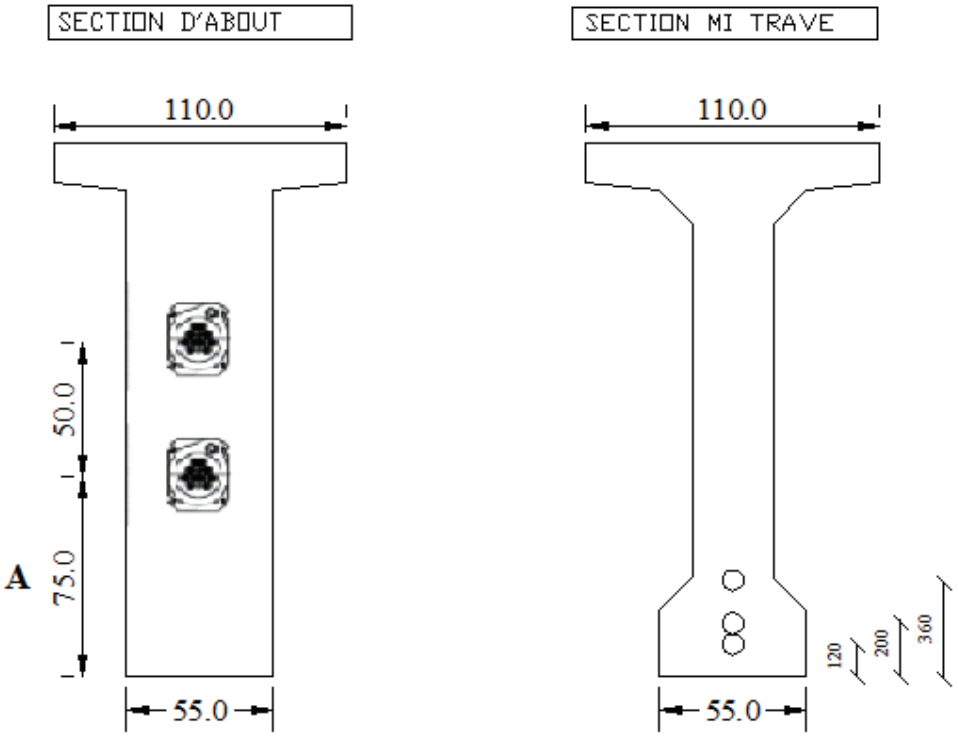


Figure V-2. Disposition des câbles sur les deux sections

- **Détermination de l'angle de relevages**

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

$$arcsin\left(\frac{V_M-\bar{V}}{P}\right) \leq \alpha \leq arcsin\left(\frac{V_m+\bar{V}}{P}\right) \quad \text{(V.12)}$$

Avec :

$$\bar{V} = \bar{\tau} \times b_n \times (0.8h_{poutre}) \quad \text{(V.13)}$$

$$\bar{\tau} = \sqrt{0.4f_{tj} \times (f_{tj} + \frac{2}{3}\sigma_x)} \quad \text{(V.14)}$$

$$\sigma_x = \frac{P}{B_n} \quad \text{(V.15)}$$

$$B_n = B_{poutre+hourdis} - \frac{2\pi\varphi^2}{4} \quad \text{(V.16)}$$

$b_n = b_0 - nk\varphi = 0.56m$ $\quad \begin{pmatrix} k = 0.5\ pour\ le\ cas\ de\ poste\ de\ tension \\ n = 1\ pour\ le\ nombre\ de\ gain \\ b_0 = 0.6m\ pour\ la\ largeur\ du\ talon \end{pmatrix}$

Ce qui nous donne

$b_n = 0.47\ m$
Bn=1.54 m²
P=6.69 MN
σ_x=4.33 MPA
$\bar{\tau}$=3.01 MPA
$\bar{V} = 2.60\ MPA$

Donc on obtient

$$-7.24 \leq \alpha \leq 30.87$$

On fixe α_1 à 4.17°, α_2 à 5.69° et α_3 à 25°.

V.4. Calcul des pertes

De façon générale, on désigne sous le nom de perte de précontrainte toute différence entre la force exercée par le vérin lors de sa mise en tension, et la force (inférieure) qui s'exerce en un point donné d'une armature à une époque donnée. Le calcul des valeurs initiales et finales de la force précontrainte exige donc une évaluation précise des pertes de précontrainte. Pour cette évaluation, les pertes doivent être rangées en deux catégories

- ❖ Les pertes instantanées
- Pertes dues au frottement.
- Pertes dues au recul d'ancrage.
- Pertes dues au raccourcissement instantané du béton.
- ❖ Les pertes différées
- Pertes dues au retrait du béton.
- Pertes dues au fluage.
- Pertes dues à la relaxation des aciers.

V.4.1. Pertes instantanées

V.4.1.1. Pertes dues au frottement du câble sur la gaine

Selon BPEL, les pertes dues au frottement de câble sur la gaine sont définies par les la loi suivante

$$\Delta\sigma f = \sigma p0(1 - e^{-(f\beta + \varphi x)}) \qquad \text{(V.17)}$$

Tant que f représente le coefficient de frottement du câble dans les courbes, tel que : f=0.18.
Et φ est la perte relative de tension par mètre, telle que φ=0.002m^{-1}

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant

Tableau V-3. Valeurs des pertes dues aux frottements.

N° câble	x=l/2 (m)	β (rad)	fβ+ φx	$\Delta\sigma_\varphi$(MPa)	$\Delta\sigma_{\varphi\ Moy}$(MPa)	$\Delta\sigma_{\varphi\ Moy}$ (%)
C1	17.5	0.067	0.047	64.99	72.09	0.0509
C2	17.5	0.117	0.056	77.10		
C3	14.25	0.141	0.054	74.18		

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.

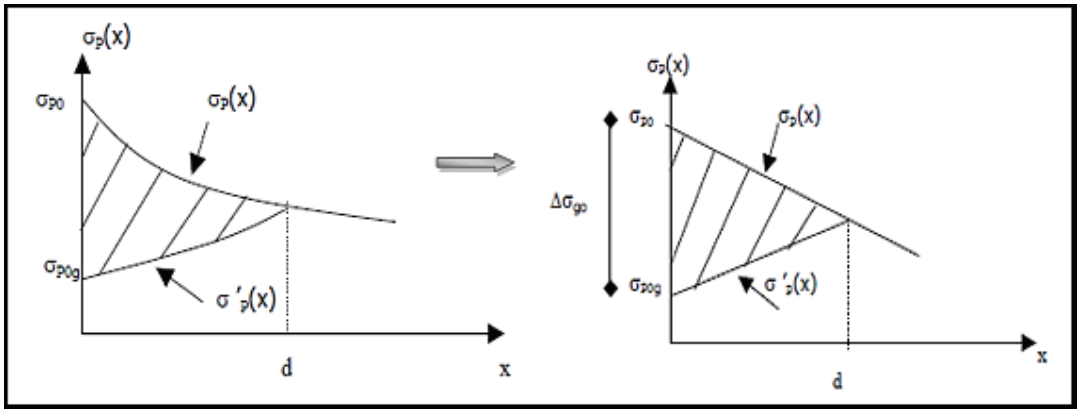


Figure V-3 Pertes par recul d'ancrage

La tension sous vérin vaut σ0 et après blocage des clavettes et glissement à l'ancrage σ2; le glissement à l'ancrage se répercute jusqu'à l'abscisse « d » de tension σ3.

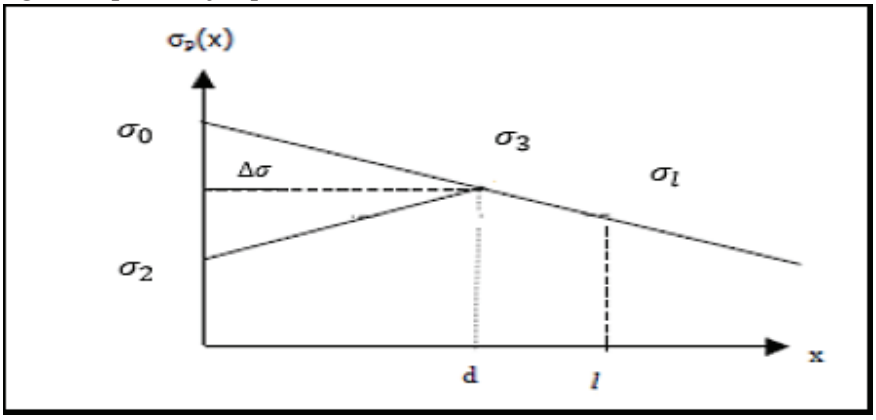


Figure V-4 Principe de la Pertes par recul d'ancrage.

Les pertes par recul d'ancrage sont définies par la loi suivante :

$$\Delta\sigma_{gx}=2 \times \sigma_{p0} \times k(d-x) \qquad (V.18)$$

Avec K et d définie comme suit :

$$K= f \times \frac{ß}{l} + \varphi \qquad (V.19)$$

$$d = \sqrt{\frac{Ep.g}{\sigma p0.k}} \qquad (V.20)$$

Les valeurs sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau V-4 Valeurs des pertes dues au recul à l'ancrage

N° câble	l (m)	k (m^{-1})	d (m)	$\Delta\sigma_{p(l/2)}$	$\Delta\sigma_{p(0)}$ (MPa)
C1	17.5	0.0027	10.00	0	76.01
C2	17.5	0.0032	9.16	0	82.98
C3	14.25	0.0038	8.43	0	90.15

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

$$\sigma_e = \frac{1}{2}\frac{Ep}{Eij}\ \sigma_{bi} \qquad (V.21)$$

Avec

$$\sigma_{bi} = \frac{P}{B} + \frac{P \times e^2}{Ig} - \frac{Mp \times e}{Ig} \qquad (V.22)$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V-5 Valeurs des Pertes par déformation instantanée du béton

Mg =	2.95	MN
Eij =	37930.39	MPa
e =	0.85	m
B =	0.79	m²
IG =	0.37	m⁴
n cable =	2	

$\boldsymbol{\sigma_{bi}}$	11.33	MPa
$\boldsymbol{\sigma_e}$	28.38	MPa
$\boldsymbol{\sigma_e}$	2.0042	%

V.4.2. Pertes différées

V.4.2.1. Pertes dues au retrait de béton

Les pertes finales due au retrait du béton sont données par

$$\Delta\sigma_r \approx E_p \times \xi_r \qquad (V.23)$$

Tel que

ε_r est le retrait total du béton, ça valeur est de 0.0004

AN

Ep=190 000 MPa

Δσr =78 MPa

Δσr= 5.37%

V.4.2.2. Pertes dues au fluage du béton

Les pertes dues au fluage sont définies par l'équation suivante :

$$\Delta\sigma_{fl} = (\sigma_b + \sigma_m)\frac{E_P}{E_{ij}} \qquad (V.24)$$

Avec :

$$\sigma_{bi} = \frac{P}{B} + \frac{P \times e^2}{Ig} - \frac{Mp \times e}{Ig} \qquad (V.25)$$

$$P = n \times P0 \times (1 - \Delta pi) \qquad (V.26)$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V-6 Pertes dues au fluage du béton

Mp =	6.97	MN.m
e0 =	1.23	m
P=	5.53	MN
Ep	190000	Mpa
Eij	37930.4	MPA

σ_b	3.98 Mpa
$\Delta\sigma_{fl}$	49.81 MPa

V.4.2.3. Pertes dues à la relaxation des aciers

L'évaluation de la relaxation finale d'une armature tendue à sa tension initiale est donnée par la relation suivante :

$$\Delta\sigma_{rela} = 0.06 \times \rho_{1000} \times \left(\frac{\sigma_{pi(x)}}{f_{prg}} - \mu_0\right)\sigma_{pi(x)} \quad (V.27)$$

Avec : $\mu_0 = 0.43$ pour les aciers utilisés

$\rho_{1000} = 2.5\%$

$$\sigma_{pi(x)} = \sigma_{p0} - \Delta\sigma_{pi} \quad (V.28)$$

AN :

$\sigma_{pi(x)} = 1315.53$ MPa

$\Delta\sigma_{rela} = 61.81$ MPa

V.4.3. Analyse des résultats

Les pertes instantanées sont définies par :

$$\Delta\sigma pi(L/2)=\Delta\sigma f+\Delta\sigma recul+\Delta\sigma raccourcissment \quad (V.29)$$

AN :

$\Delta\sigma pi$= 72.09+28.38=100.47 MPa

$\Delta\sigma pi$= 7.1 %

Et les pertes différées sont représentées par

$$\Delta\sigma d = \Delta\sigma retrait + \Delta\sigma fluage + 5/6 \times \Delta\sigma relaxation \quad (V.30)$$

AN :

$\Delta\sigma d = 76 + 49.81 + \frac{5}{6} \times 61.81 = 177.32$ MPa

$\Delta\sigma d = 12.52\%$

Le pourcentage maximal des pertes est de 19.62% qui est inférieur à la valeur des pertes citée au début de ce chapitre. Donc l'estimation des pertes à 25% est vérifiée après les calculs, ainsi que le nombre de câbles pris est suffisant.

V.5. Vérification des contraintes

Pour garantir la sécurité de la structure, on doit vérifier les contraintes appliquées sur cette dernière pendant les deux phases de construction et en service, d'où les contraintes normales et de cisaillement doivent respectées les limites décrites dans les règlements.

V.5.1. Limitation des contraintes

Les contraintes limites de calcul sont regroupées dans la figure et le tableau au-dessous :

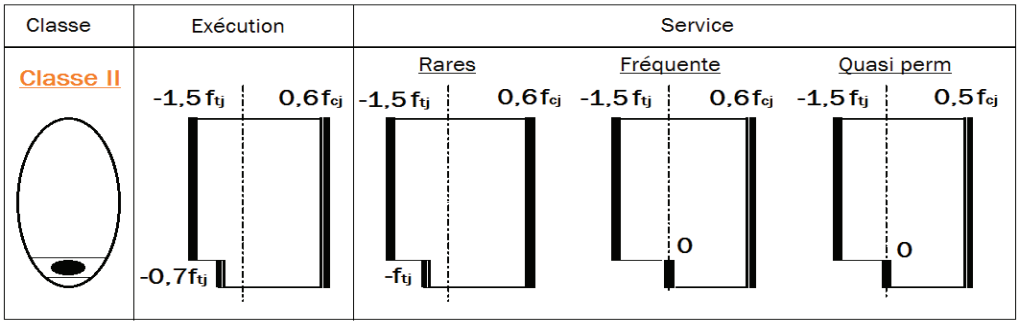


Figure V-5 Limitation des contraintes des sections en B.P

Tableau V-7 résultats de limitation des contraintes

j = 7 jrs	σbcj	24.60	MPa	Exé / Q.R / Q.F
	σ_{bt1} (sup)	-3.34	MPa	Exécution
	σ_{bt2} (inf)	-1.56	MPa	
	σ_{bt1} (sup)	-3.34	MPa	Q.Rares
	σ_{bt2} (inf)	-2.23	MPa	

j ≥ 28 jrs	σ_{bcj}	24.6	MPa	Exé / Q.R / Q.F
	σ_{bt1} (sup)	-4.59	MPa	Exécution
	σ_{bt2} (inf)	-2.142	MPa	
	σ_{bt1} (sup)	-4.59	MPa	Q.Rares
	σ_{bt2} (inf)	-3.06	MPa	

V.5.2. Caractéristiques nettes des sections

En considérant les trois sections « L/4, 3L/8 et L/2 » pour vérifier les contraintes normales et la section pour x=0 pour vérifier les contraintes tangentielles.

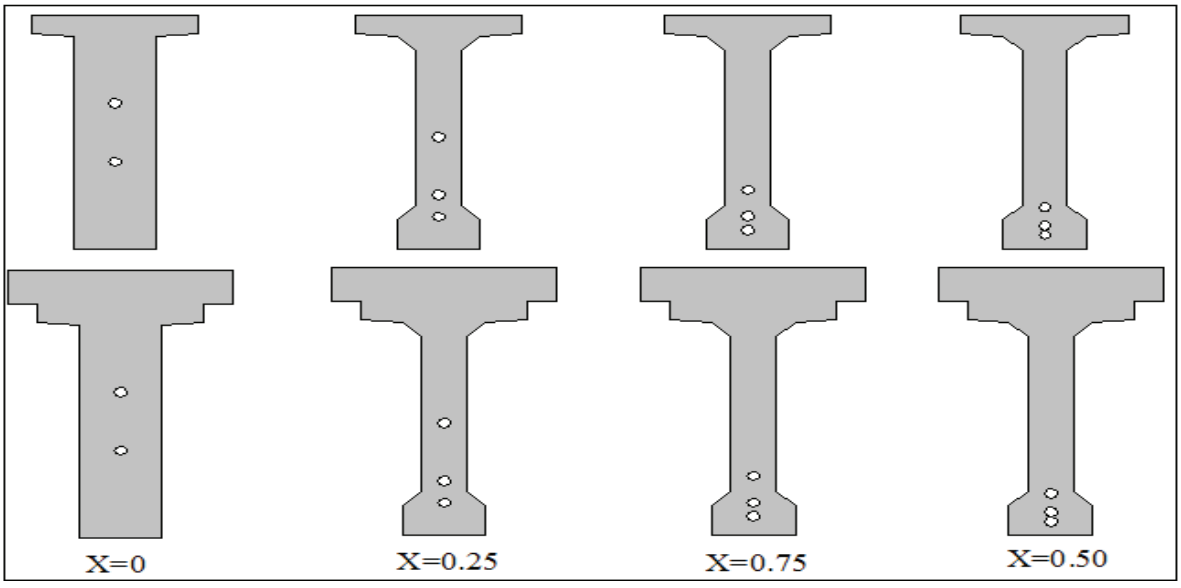


Figure V-6 Les sections de vérification

Les caractéristiques des sections sont résumées dans le tableau V.7

Tableau V-8 Caractéristiques nettes des sections

	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)	2.00	2.30	2.00	2.30	2.00	2.30	2.00	2.30
$B_{nette}(m^2)$	1.1900	1.6240	0.8312	1.2821	0.8312	1.2821	0.8312	1.2821
v_n (m)	0.964	0.980	0.915	0.844	0.915	0.844	0.915	0.844
v'_n (m)	1.0363	1.3199	1.0846	1.4564	1.0846	1.4564	1.0846	1.4564
I_{nG} (m^4)	0.4400	0.8159	0.3675	0.6913	0.3634	0.6845	0.3613	0.6814
ρ (%)	37.02	38.84	44.53	43.89	44.04	43.45	43.78	43.26

V.5.3. Vérification des contraintes normales

La vérification des contraintes normales est faite en 5 phases, à l'aide des équations (V.5, V.6, V.7, V.8, V.9). Le tableau suivant présente les paramètres calculés pour vérifier les contraintes totales

Tableau V-9 Vérification des contraintes normales.

		e (m)	**M_{Els}**	**P_1 (MN)**	**P_2 (MN)**	**σ_p (MPa)**		**σ_{P1} (MPa)**		**σ_{P2} (MPa)**		**σ_{Max} (MPa)**		**σ_{Min} (MPa)**	
	x					sup	inf	sup	inf	sup	inf	sup	inf	sup	inf
Phase 1	0	-0.30	0.00	2.95	2.79	0.00	0.00	4.40	0.42	4.16	0.39	4.40	0.42	4.16	0.39
	L/4	0.47	2.03	2.95	2.79	5.06	-5.99	0.08	7.65	0.08	7.23	5.14	1.66	5.14	1.24
	3L/8	0.80	2.76	2.95	2.79	6.95	-5.81	-2.43	10.63	-2.30	10.05	4.52	4.82	4.65	4.24
	L/2	0.86	2.95	2.95	2.79	7.47	-8.86	-2.91	11.20	-2.75	10.59	4.56	2.34	4.72	1.73
Phase 2	0	-0.30	0.00	5.73	5.32	0.00	0.00	8.54	0.81	7.93	0.75	8.54	0.81	7.93	0.75
	L/4	0.47	2.03	5.73	5.32	5.06	-5.99	0.16	14.87	0.15	13.81	5.22	8.87	5.21	7.82
	3L/8	0.80	2.76	5.73	5.32	6.95	-8.24	-4.72	20.65	-4.39	19.19	2.23	12.42	2.56	10.95
	L/2	0.86	2.95	5.73	5.32	7.47	-6.31	-5.66	21.76	-5.26	20.22	1.82	15.46	2.22	13.91
Phase 3	0	-0.01	0.00	5.43	4.88	0.00	0.00	3.43	3.23	3.08	2.90	3.43	3.23	3.08	2.90
	L/4	0.84	4.30	5.43	4.88	5.25	-9.06	-1.35	13.89	0.57	12.46	3.89	4.83	5.82	3.41
	3L/8	1.18	5.21	5.43	4.88	6.42	-11.09	-3.64	17.83	-0.59	16.01	2.78	6.75	5.83	4.92
	L/2	1.24	6.70	5.43	4.88	8.29	-14.32	-4.08	18.59	-3.66	16.69	4.22	4.27	4.63	2.36
Phase 4	0	-0.01	0.00	7.70	6.64	0.00	0.00	4.87	4.57	5.18	3.95	4.87	4.57	5.18	3.95
	L/4	0.84	4.30	7.70	6.64	5.25	-9.06	-1.92	19.69	1.09	16.98	3.33	10.63	6.34	7.92
	3L/8	1.18	5.21	7.70	6.64	6.42	-11.09	-5.16	25.28	-1.13	21.81	1.26	14.20	5.29	10.73
	L/2	1.24	6.70	7.70	6.64	8.29	-14.32	-5.78	26.35	-4.99	22.73	2.51	12.03	3.31	8.41
Phase 5	0	-0.01	0.00	7.70	6.64	0.00	0.00	4.87	4.57	5.18	3.95	4.87	4.57	5.18	3.95
	L/4	0.84	6.21	7.70	6.64	7.58	-13.08	-1.92	19.69	1.09	16.98	5.66	6.60	8.67	3.90
	3L/8	1.18	10.23	7.70	6.64	12.61	-21.77	-5.16	25.28	-1.13	21.81	7.45	3.52	11.48	0.04
	L/2	1.24	12.00	7.70	6.64	14.86	-25.65	-5.78	26.35	-4.99	22.73	9.08	0.70	9.87	-2.91

On remarque que les contraintes maximales et minimales sont dans les limitations des contraintes.

V.5.4. Vérification des contraintes tangentielles

La vérification des contraintes tangentielles s'effectue pour la phase 5 de la même manière des contraintes normales qui présente l'effort tranchant maximale, on doit vérifier pour cela les inégalités suivantes

$$\tau^2 \leq 0.4 \text{ x ftj x } [\text{ftj} + \sigma x] = \tau' 1^{-2} \quad (V.31)$$

$$\tau^2 \leq 2 \text{ x} \frac{\text{ftj}}{\text{fcj}} \text{ x } [0.6 \text{xftj} - \sigma x] \text{ x } [\text{ftj} + \sigma x] = \tau' 2^{-2} \quad (V.32)$$

A l'aide des équations suivants

$$\tau = \frac{\text{Vred x Sn}}{\text{In x bn}} \quad (V.33)$$

$$\text{Vred} = \text{Vser} - \sum_{i=1}^{3} \text{Pi.cos}\alpha i \quad (V.34)$$

Avec

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

$$P = \sum_{i=1}^{3} \text{Pi.cos}\alpha i$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V-10 Calcul des contraintes tangentielles

	P	α	Pcos α	Psin α	B	σx	τ′1	Vser	Vred	Sn	In	b_n	τ
1	2.39	4.17°	2.38	0.17	1.62 m^2	4.28 MPa	2.99 MPa	1.76 MPa	0.34 MPa	0.46 m^3	0.86 m^4	0.47 m	0.4 MPa
2	2.39	5.69°	2.38	0.24									
3	2.39	25°	2.17	1.01									
	Somme		**6.93**	**1.42**									

On constate que τ = 0,4 MPa ≤ τ1=2,99 MPa. Donc Les contraintes tangentielles et normales sont vérifiées à ELS.

V.6. Armatures des zones tendues

Dans les parties de la section où le béton est tendu, il est nécessaire de disposer une section d'armatures minimale As déterminer par l'équation suivante (art. 6.1.32 4.1 des Règles BPEL).

$$As = \frac{Bt}{1000} + \left(\frac{NBt}{fe} \times \frac{ftj}{\sigma Bt}\right) \quad (V.35)$$

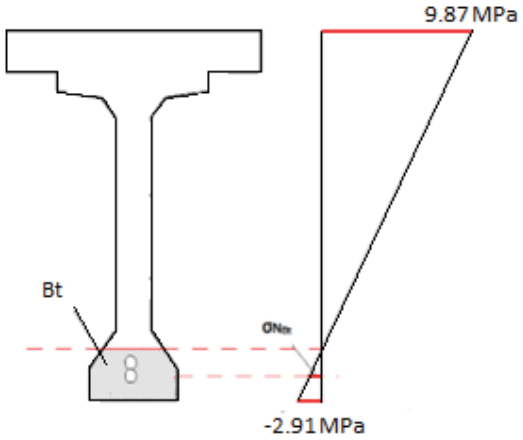


Figure V-7 Diagramme des contraintes à mi travée

AN:

B_t = 0.22 m^2

σ_{Bt}= 2.91 MPa

N_{Bt}=0.6412 MN

D'où As= 15.68 cm², donc on opte 5HA20 d'une section As =15.71 cm²

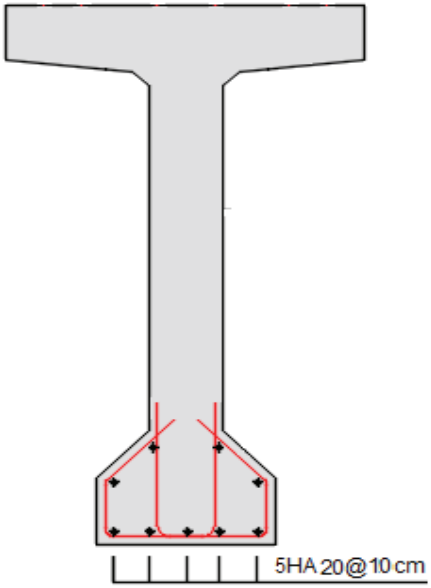


Figure V-8 Schéma de ferraillage des armatures tendu

V.7. Conclusion

Dans ce chapitre, on a entamé l'étude de la précontrainte, qui consiste les tracés des câbles, les pertes des contraintes et des vérifications des contraintes ; totales, normales et tangentielles ; pour confirmer le choix des nombres de câbles et leurs emplacements.

CHAPITRE VI
ETUDE DU TABLIER

VI.1. Introduction

Dans ce chapitre, on va vérifier les déformations engendrées par la précontrainte dans le cas fonctionnel et constructif ainsi que la détermination de ferraillage transversal et longitudinal de l'hourdis.

Le calcul des moments longitudinaux et transversaux à l'état limite ultime et la vérification de la flèche sont obtenus à l'aide du logiciel ROBOT structural Analysis en configuration tridimensionnel modèle coque.

VI.2. Vérification de la flèche

La vérification de la flèche est faite pour deux étapes, la première est la flèche due au poids propre tablier et la deuxième est la contre flèche due à l'effort de la précontrainte. Les flèches sont comptées positivement vers le bas et négativement vers le haut (contre flèche).

VI.2.1. Flèche due au poids propre

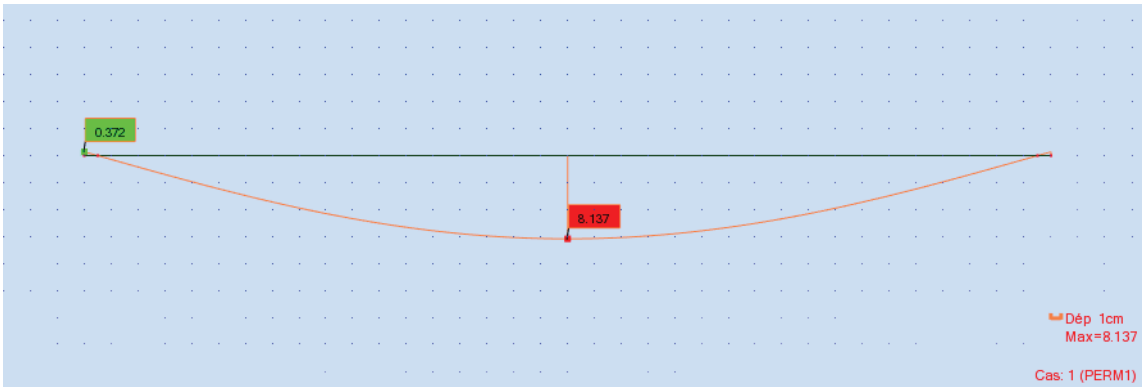


Figure VI.1. Flèche max de la poutre due à poids propre.

D'après ce diagramme on constate que la flèche maximale de la poutre due au poids propre (Poutres, entretoises, dalle, équipements) est f_G**=8.137 cm.**

VI.2.2. Flèche due à l'effort de la précontrainte

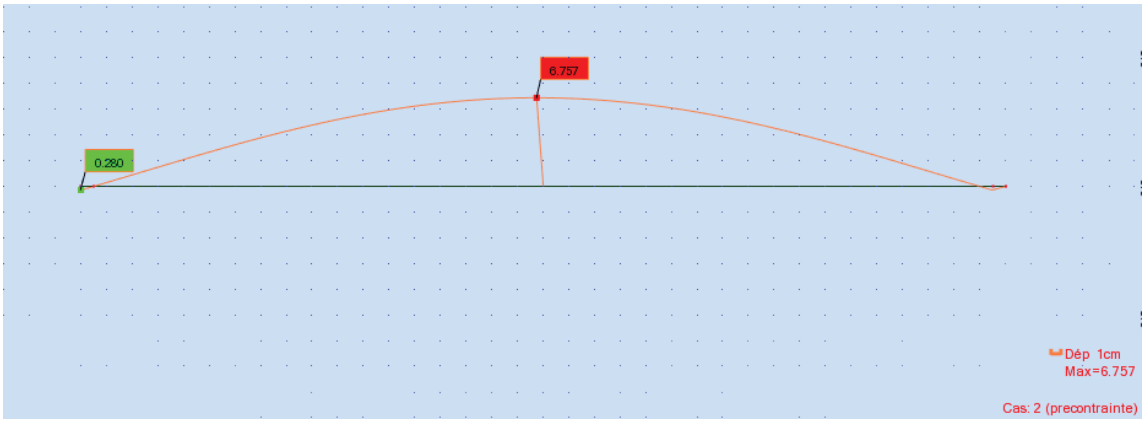


Figure VI.2. Contre flèche max due à l'effort de précontrainte.

D'après ce diagramme on constate que la contre flèche maximale de la poutre due la mise en tension des câbles de précontraintes à 100 % est f_p**=6.757 cm**

VI.2.3. Flèche de construction

La flèche de construction est donnée par la formule suivante :

$$fc = \frac{3}{4}(fG + fp) \quad \text{(IV.1)}$$

AN:

$$fc = \frac{3}{4}(8.137 - 6.757) = 1.035 \text{ cm}$$

VI.2.4. Flèche maximale à l'ELS

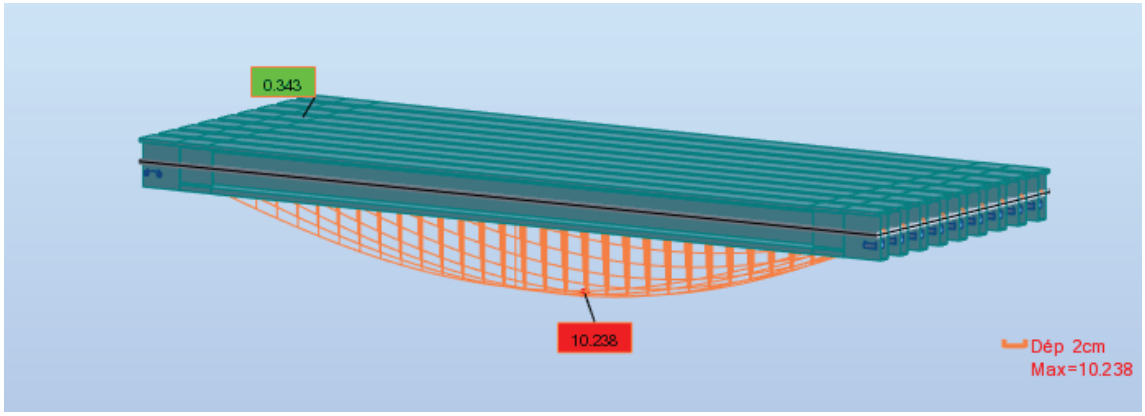


Figure VI.3. Flèche max de la poutre à ELS.

D'après le diagramme ci-dessus on constate que la flache maximale de la poutre à ELS est f_{ELS} **= 10,238 cm**

VI.2.5. Flèche totale

La flèche totale maximale est donnée par les sommes des différentes flèches déjà calculées tel que

$$ftot = fp + fc + fels \quad \text{(IV.2)}$$

La flèche admissible est donnée par f_{adm}=L/500

AN:

$$ftot = 10.238 - 6.757 + 8.137 = 4.516 \text{ cm}$$
$$fadm = 7 \text{ cm}$$

Donc on remarque que la condition $f_{tot} < f_{adm}$ est vérifiée.

VI.2.6. Calcul des rotations

La rotation est donnée par la formule suivante :

$$\theta = \frac{M.L}{3E_v \times I_G} \quad \text{(IV.3)}$$

Tant que M est le moment qui provoque la flèche, I_G est le moment d'inertie de la poutre avec l'hourdis et E_v est la déformation du béton (IV.3).

VI.2.6.1. Rotation due au poids propre de la structure

$$\theta_G = \frac{M_G.L}{3E_v I_G} \quad \text{(IV.4)}$$

$$\theta_G = \frac{6.97 \times 36}{3 \times 12102.945 \times 0.68} = 0.01\ rad = 0.583°$$

VI.2.6.2. Rotation due aux surcharges de service

Le moment max de service est de $11183t.m$

$$\theta_S = \frac{M_S L}{3E_v I_G} \quad \text{(IV.5)}$$

$$\theta_S = \frac{11.183 \times 36}{3 \times 12102.945 \times 0.68} = 0.016rad = 0.934\,°$$

VI.2.6.3. Rotation due au précontrainte

$$\theta_P = -\frac{M_P L}{3E_v I_G} \quad \text{(IV.6)}$$

$$\theta_P = \frac{-6.66 \times 35}{3 \times 12102.945 \times 0.68} = -0.00944\,rad = -0.5412\,°$$

VI.2.6.4. Rotation résultante à vide et en service

Il existe deux valeurs pour la flèche totale la première est l'ouvrage à vide et la deuxième quand l'ouvrage est en service, tel que :

- A vide : $\theta = \theta_P + \theta_G = -0.000729$ rad $= -0.0418\,°$
- En service : $\theta = \theta_P + \theta_G + \theta_S = 0.01667$rad $= 0.956°$

VI.2.7. Calcul des déplacements

VI.2.7.1. Déplacement due à la rotation

$$\Delta l\theta = \frac{h \times \theta}{2} \quad \text{(IV.7)}$$

h=2. 3m

$\theta = 0.01667$

$$\Delta l\theta = \frac{2.3 \times 0.01667}{2} = 19.17\ \text{mm}$$

VI.2.7.2. Déplacement due au retrait

$$\Delta\text{ret} = \frac{\text{L} \times \xi\,\text{r}}{2} \quad \text{(IV.8)}$$

Avec : ξr: étant le retrait total du béton, ξr= 0.0004 (selon le BPEL).

$$\Delta ret = \frac{0.0004 \times 35}{2}$$

$$\Delta ret = 0.7\ cm$$

VI.2.7.3. Déplacement due au fluage

$$\Delta\text{flu} = \frac{\text{L}}{2} \times \frac{\Delta\sigma\text{flu}}{\text{Ep}} \quad \text{(IV.9)}$$

$$\Delta\text{flu} = \frac{35 \times 49.81}{2 \times 1.9 \times 10^5} = 4.58 \times 10^{-3}\text{m} = 0.458\text{cm}$$

VI.2.7.4. Déplacement due à la température

$$\Delta\text{ret} = \frac{\text{L} \times \xi\,\text{T}}{2} \quad \text{(IV.10)}$$

Avec : $\xi\,\text{T} = 0.0004$

Alors : $\Delta\text{ret} = \frac{35 \times 0.0004}{2} = 0.7\text{cm}$

VI.3. ETUDE DE L'HOURDIS

L'hourdis est une dalle en béton armé, dont elle assure la répartition transversale des efforts dans le tablier.

La dalle est soumise à une flexion dans le sens longitudinal qui va être repris par la précontrainte et une flexion dans le sens transversal qui va être repris par les aciers passifs.

L'objectif de cette partie est de déterminer la section des aciers passifs nécessaire pour assurer la stabilité structurale.

Notre hourdis présente les dimensions suivantes :

- L'épaisseur : 30 cm ;
- Largeur : 13m ;
- Longueur : le long de l'ouvrage.

VI.3.1. Evaluation des efforts

Les efforts agissent sur l'hourdis suivant deux directions longitudinale et transversale, les moments résultant (Mxx; Myy) nous permettrons de calculer les armatures longitudinales et transversales.

Les calculs seront effectués pour une bande de 1m en béton armé. Nous nous placerons dans le cas des fissurations préjudiciables et les armatures passives seront calculées suivant les règles du BAEL.

Les résultats obtenus sont donnés ci-dessous sous forme de diagrammes représentant les moments de flexion ainsi que les efforts tranchants. Nous nous considérons que les efforts obtenus sous les combinaisons les plus défavorables à l'ELS et à l'ELU.

ELU: 1.35 G + 1.45 ϕ (UIC71 + SW/0).

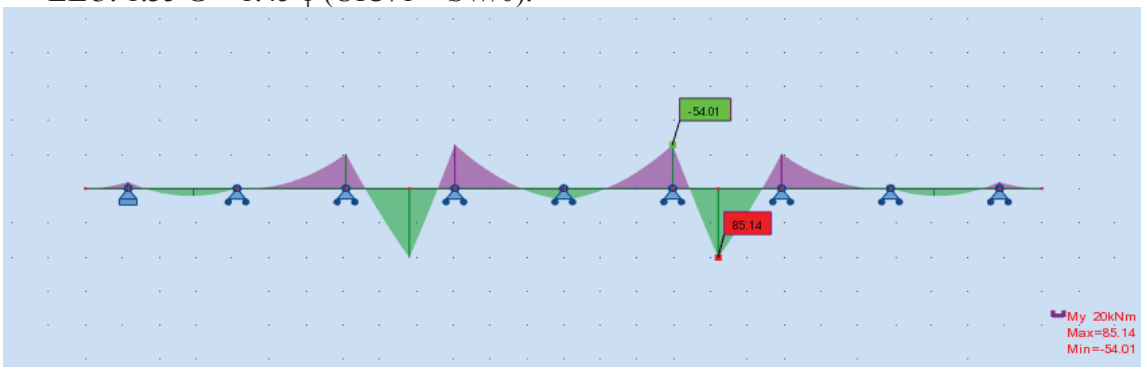


Figure VI.4.Moment Max de la dalle à l'ELU.

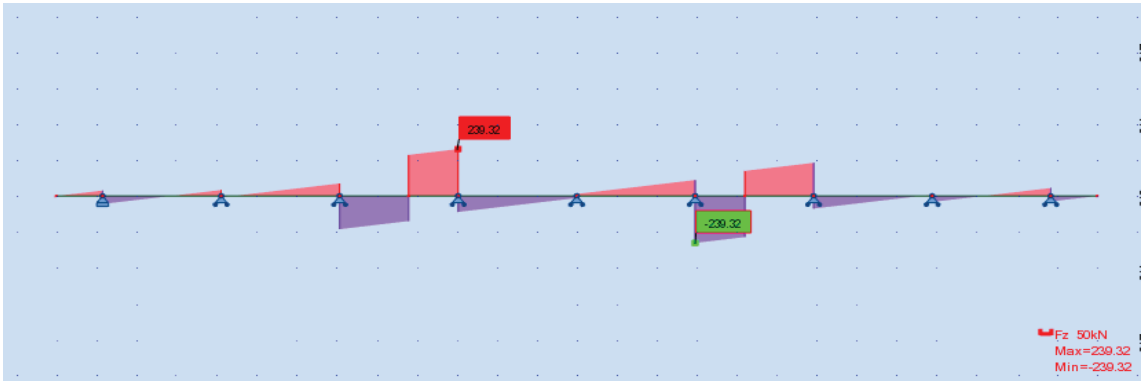


Figure VI.5. L'effort tranchant max de la dalle à l'ELU.

ELS: G + ϕ (UIC71 + SW/0).

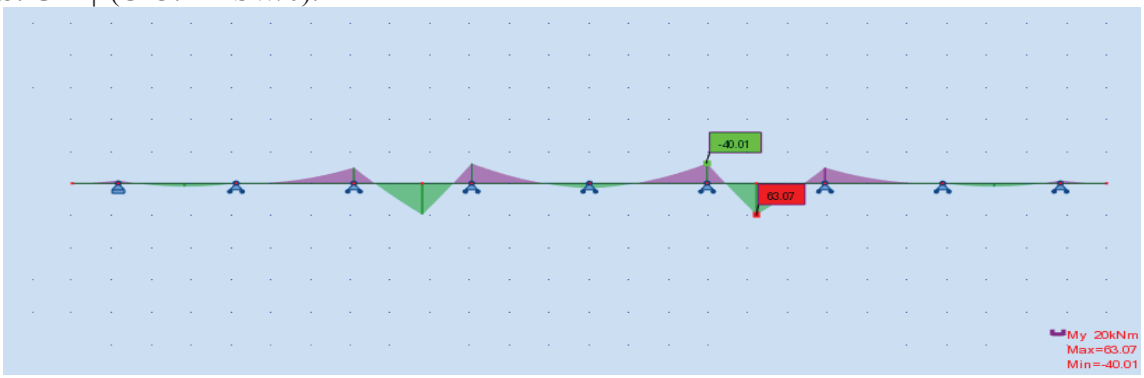


Figure VI.6. Moment Max de la dalle à l'ELS.

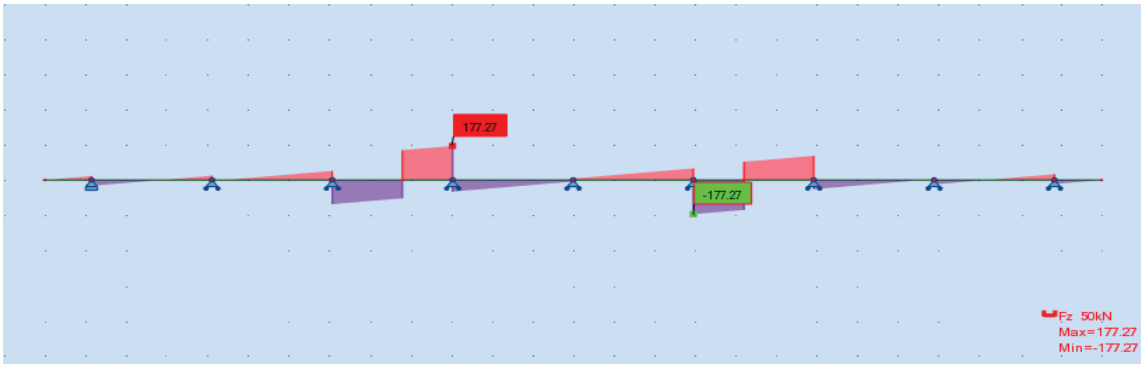


Figure VI.7. L'effort tranchant max de la dalle à l'ELS.

Les résultats maximaux des moments transversaux et des efforts tranchants sont résumés dans le tableau suivant

Tableau VI-1. Efforts maximaux.

		ELU	ELS
M (KN.m)	En travée	85.14	63.07
	Sur appuis	54.01	40.01
T (KN)	Sur appuis	239.32	177.27

VI.4. FERRAILLAGE

VI.4.1. Ferraillage de l'hourdis

Le ferraillage transversal et longitudinal de la dalle est calculé à l'aide du logiciel ROBOT expert 2010, les résultats sont présentés ci-dessous :

VI.4.1.1. Ferraillage de la nappe supérieure (sur appuis)

VI.4.1.1.1 Armature transversale

As = 7.0 cm^2 / ml Voire Annexe D

On opte pour **5 T14** (As = 7.7 cm2) ; avec un espacement de 18 cm.

VI.4.1.1.2 Armature longitudinale

Les armatures de construction égale à 1/3 de la section **As** des armatures transversales

On opte pour **5 T10** (As = 3,93 cm2) ; avec un espacement de 18 cm.

VI.4.1.2. Ferraillage de la nappe inférieure (à mi travée)

VI.4.1.2.1 Armature transversale

As=11.2 cm²/ml Voire Annexe D

On opte pour **6 T16** (As = 12.06 cm2) ; avec un espacement de 15 cm.

VI.4.1.2.2 Armature longitudinale

Les armatures de construction égale à 1/3 de la section **As** des armatures transversales

On opte pour **6 T10** (As = 4.71 cm2) ; avec un espacement de 15 cm.

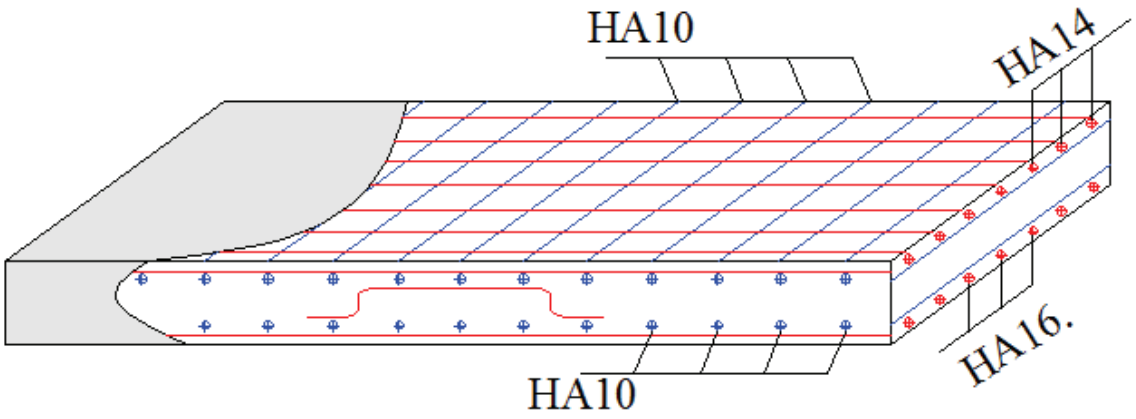


Figure VI.8. Schéma de ferraillage de l'hourdis.

VI.4.2. Armature passif transversale des poutres

VI.4.2.1. Armature de peau

Les armatures disposées parallèlement aux sections droites servent à maintenir les armatures longitudinales de peau (armatures passives).

La section de ces armatures doit être telle qu'il ait au moins 2 cm² d'aciers par mètre de parement mesuré perpendiculairement à leur direction. Ceci correspond à environ d'un cadre de **HA12**, avec un espacement de **20 cm.**

VI.4.2.2. Minimum d'armatures transversales

Les calculs seront effectués par rapport à la section d'about, là où l'effort tranchant est le plus important.

Ces armatures passives sont caractérisées par leur section (At) et leur espacement (St).

$$St \leq Min\ (1m\ ;0.8h\ ;3b_0) \qquad (IV.7)$$

Donc

$St \leq Min\ (1m\ ;0.8\times2\ ;3\times0.55) = Min\ (1m\ ;1.6m\ ;1.65m)$

$St \leq 1m$

Le minimum d'armatures transversales placé dans l'âme de la poutre, de sorte à éviter les ruptures, est donné par la condition suivante :

$$\frac{At}{St} \geq \frac{0.6 \times \gamma s \times bn}{fe} \qquad (IV.8)$$

AN:

$$\frac{At}{St} \geq \frac{0.6\times1.15\times1.19}{500} = 16.42\ m^2/ml$$

Ce minimum est à respecter dans la zone centrale où l'effort tranchant est faible. Nous optons pour des cadres HA12.

Nous optons pour des cadres **2HA12** avec At=2.26 cm²

$$St \leq \frac{At}{16.42} = 15.13\ cm$$

Nous optons pour : St = 15 cm pour la section d'about ; et St = 30 cm pour la section médiane.

VI.4.2.3. Justification des armatures transversales

Le but de cette justification est de montrer que les armatures transversales sont suffisantes pour assurer la résistance des parties tendues du treillis constitué par les bielles du béton et les armatures.

On doit vérifier dans le cadre de l'hypothèse des armatures verticales.

$$\tau red.u \ \leq \ \bar{\tau}u = \left(\frac{At}{bn \times St} \times \frac{\text{fe}}{1.15}\right) \times \text{cotg}\,\beta + \frac{\text{ftj}}{3} \qquad \text{(IV.9)}$$

Avec :

$\tau red.u = \frac{Vred.u \times S}{I \times bn} = 0.4$

$Vred.u = V - Psin\alpha = 0.34$

$\beta = 30$

$\bar{\tau}u = \left(\frac{0.000226}{1.62 \times 0.15} \times \frac{500}{1.15}\right) \times 1.72 + \frac{3.06}{3} = 2.6375$

Donc condition de vérification $\tau red.u \ \leq \ \bar{\tau}u$ est vérifié.

VI.4.2.4. Justification des bielles de béton

Cette condition est traduite pour éviter tout calcul complémentaire en une vérification de la contrainte de cisaillement agissant sur les sections droites de l'ouvrage.

$$\tau red.u \leq \frac{\text{fcj}}{6} = 6.83 \qquad \text{(IV.10)}$$

Donc condition de vérification $\tau red.u \ \leq \frac{\text{fcj}}{6}$ est vérifié.

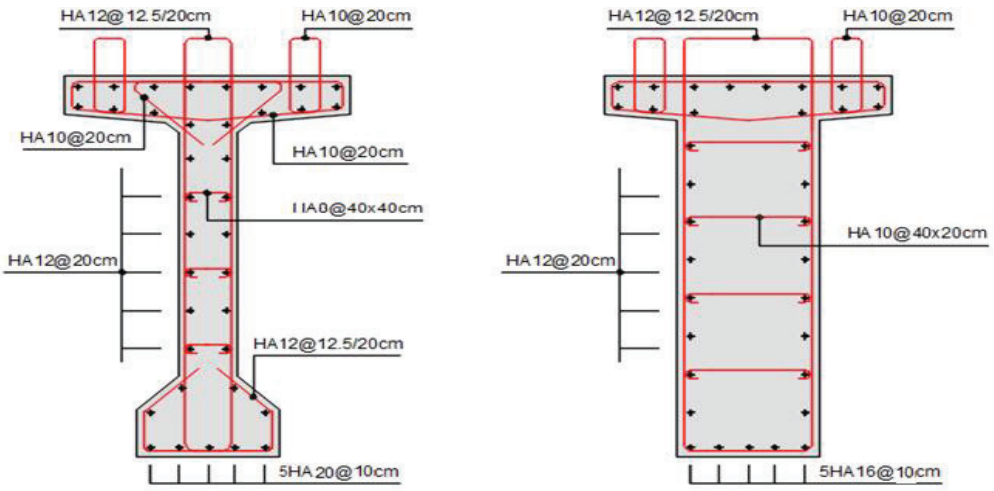


Figure VI.9. Schéma de ferraillage de la poutre.

VI.5. Conclusion

Dans ce chapitre, on a entamé les déplacements et les rotations. On conclut que la flèche trouvée est inférieure à la flèche admissible. Ensuite, on a déterminé le ferraillage nécessaire pour l'hourdis dans la direction longitudinale et la direction transversale.

CHAPITRE VII
EQUIPEMENT DU TABLIER

VII.1. Introduction

Les équipements jouent un rôle fondamental dans le niveau de service d'un ouvrage, ils permettent d'assurer le bon fonctionnement mécanique de l'ouvrage ainsi que sa durabilité dans le temps.

Dans le chapitre qui suit, nous allons faire l'étude de trois équipements essentiels que l'on retrouve dans les ouvrages d'art, à savoir : l'appareil d'appui, le dé d'appuis, le joint garde ballast.

VII.2. Appareils d'appuis

Ces appareils, placés entre une structure et ses supports, sont conçus pour transmettre les charges normales à leur plan. Ils permettent en même temps d'absorber respectivement par rotation et distorsion les déformations et translations de la structure.

Il existe essentiellement quatre types d'appareils d'appui qui sont :

- Les articulations en béton.
- Les appareils d'appui en élastomère fretté.
- Les appareils d'appui spéciaux.
- Les appareils d'appui métalliques.

Dans notre cas on utilise des appareils en élastomère fretté du fait qu'il présente un certain nombre d'avantages sur le plan de mise en œuvre, de réglage et de contrôle.

VII.2.1. Définition géométrique

La définition géométrique de l'appareil d'appui en élastomère (type B) de la norme NF EN 1337-3 est donnée sur la figure au-dessous dans laquelle

- **a, b** : dimensions des appareils de forme rectangulaire.
- **a', b'** : dimensions des frettes en plan.
- **e**: l'enrobage extérieur.
- **ti**: l'épaisseur d'un feuillet en élastomère.
- **ts**: épaisseur d'une frette.
- **Tb** : épaisseur totale.

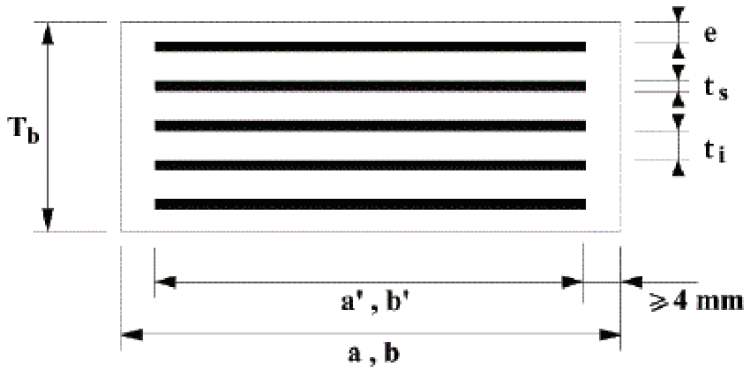


Figure VII.1.Définition géométrique d'un appareil d'appui

VII.2.2. Dimensionnement des appareils d'appuis

Selon Guide Technique SETRA, l'épaisseur des frettes doit être supérieure ou égale à 2 mm. L'acier utilisé est de nuance S235. La valeur nominale G du module de cisaillement conventionnel est de 0,9 MPa.

VII.2.2.1. Aire l'appareil d'appui

La condition de non-cheminement

$$\frac{R_{max}}{a \times b} \leq \sigma_{adm}=20 \text{ MPa} \qquad \text{(VIII.1)}$$

Avec :

a: Coté parallèle à l'axe longitudinale de l'ouvrage ;
b: Coté perpendiculaire à l'axe longitudinale de l'ouvrage ;
Rmax: Réaction d'appuis maximale à L'ELU (Rmax**= 2.29 MN**) ;
σm: Contrainte de compression sous la réaction Rmax.

D'où : a×b ≥ 1145 cm2
On prendra
a = 400 mm et b = 400 mm
Nous déduirons ainsi les dimensions en plans des frettes, en prenant en compte un enrobage de 5 mm sur chaque cotée.
a'= 390 mm et b'= 390 mm

VII.2.2.2. Calcul de l'épaisseur de l'appareil d'appui T

Respectant la condition de non-flambement :

$$\frac{a}{10} \leq T \leq \frac{a}{5} \qquad \text{(VIII. 2)}$$

Donc on obtient $40.00 \leq T \leq 80.00$ mm

VII.2.2.3. Dimensionnement des frettes

On vérifie la contrainte de traction des frettes

$$t_s > \frac{a \times \sigma_m}{\beta \times \sigma_e} \qquad \text{(VIII. 3)}$$

Avec :

$$\sigma_m = \frac{N_{max}}{a \times b} = 14.31$$

$$\beta = \frac{a \times b}{2 \times G \times (a+b)} = 11.11$$

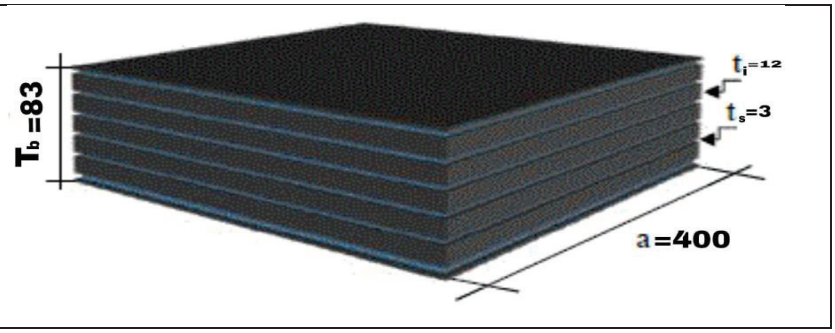
ts = 2.19 mm
Ce qui nous donne $t_s \geq 2$mm, donc les contraintes de traction vérifie.
On prendra :

- Feuillets d'élastomère :**ti =** 12 mm.(D'après guide SETRA, Annexe 3)
- Frettes métalliques de :**ts=** 3 mm.
- Enrobage des chants : 5 mm.
- Enrobage extérieur : 2,5 mm.
- Le nombre de feuilles : n = 5.
- Épaisseur nominale totale d'élastomère : T= n ti + 2 e = 65mm.
- Épaisseur nominale totale de l'appareil d'appui : Tb = n (ti + ts) + ts+ 2.e = 83mm.

Donc l'appareil d'appui sous la poutre est : 400 × 400 × 5. (12 + 3).
Les dimensions sont présentées de l'appareil d'appui sont présentées dans le tableau ci-après.

Tableau VII-1. Dimensions de l'appareil d'appui.

Dimensions	Valeurs(mm)
a	400
b	400
ti	12
ts	3
n	5
e	2.5
Tb	83
T	65



VII.2.3. Vérification des appareils d'appuis

Conformément à la NF EN 1337-3, quatre types de vérification aux Etats Limites Ultimes doivent être faits pour les appareils d'appui en élastomère fretté quel que soit leur type qui sont

- La distorsion totale maximale en tout point de l'appareil d'appui est limitée
- L'épaisseur des frettes doit être suffisante pour résister à la traction qu'elles subissent
- La stabilité de l'appareil d'appui doit être assurée à la rotation, au flambement et au glissement
- Les actions exercées par l'appareil d'appui sur le reste de la structure doivent être vérifiées (effet direct de l'appareil d'appui sur la structure et effet indirect dû aux déformations de l'appui).

VII.2.3.1. Résistance à la compression :

La contrainte normale sous charge sismique à une valeur limite de 20 MPa.
N = 2.29 MN → σm= 14.31 ≤ 20 MPa (vérifiée)

VII.2.3.2. Sécurité au flambement :

Pour assurer la stabilité au flambement on doit vérifier

$$\gamma s.Pu \leq Pc \qquad \text{(VIII. 4)}$$

Tel que :

$$Pc \leq \frac{4 \times G \times B \times S^2 \times D}{h} \qquad \text{(VIII. 5)}$$

Et

$$S = \frac{a \times b}{2 \times t(a+b)} \qquad \text{(VIII. 6)}$$

AN:

S=8.33
Pc=7.23 MN
Pu=2.29MN

Ce qui nous donne

γs.Pu = 6.35 ≤ Pc = 7.23 MN

Donc la condition est vérifiée

VII.2.3.3. Limitation de la distorsion

Pour vérifier la limitation de la distorsion, on doit vérifier la formule suivante

$$\delta = \tan.\gamma < \delta c \qquad \text{(VIII. 6)}$$

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

- $\delta c.\ \delta c = 0.7 + 4\ (\delta 0 - 0.7)(0.25 - p)$ si $p \leq 0.25$
- $\delta c = 1.4\ (1 - 2p)$ si $p > 0.25$ (VIII.7)

Avec :

$$P = \frac{Pu}{Pc \times C} \quad \text{(VIII.8)}$$

$$\delta 0 = \frac{C}{Tq} \quad \text{(VIII.9)}$$

$$\delta = \frac{d}{Tb} \quad \text{(VIII.10)}$$

AN:

Tb = 83 mm

P= 0.316 >0.25 → **δc= 0.52**

d = dseisme+ dflu,ret,fr,ro+ dT = 0 + 0.00885 +0.007+0.00478+0.053+ 0.006125 = 0.0797 m

δ = 0.96<δc= 0.52

Donc la condition est non vérifiée. D'où la nécessité de mettre des dispositifs de non-distorsion.

VII.2.3.4. Non-glissement

On vérifie l'inégalité suivante :

$$H < f \times N \quad \text{(VIII.11)}$$

Avec :

$$H = FH - long / n \quad \text{(VIII.12)}$$

$$FH - long = \frac{nG.a.b.\Delta LH - long}{T} \quad \text{(VIII.13)}$$

AN:

N = (Rg+ 0.3 RQ) = 1.65 MN.

σm=10.31 MPa**.**

D'où

f= 0.16.

H = H fluage+H retrait+ 0.9 H temperatre+1.45 H freinage= 0.16 MN.

Donc on obtient

0.16 <0.16 × 1.65 = 0.26 MPa. **Condition vérifiée.**

VII.3. Dés d'appuis

Le dé d'appui permet de diffuser les charges localisées provenant directement du tablier vers l'élément porteur, ainsi que rattraper le dévers du tablier.

VII.3.1. Dimensionnement des dés 'appuis

Les dimensions (a1, b1, h) seront choisies de façon à inclure les appareils d'appuis, on choisit les dimensions suivantes

$$h \geq \frac{a \times b}{a + b} = 0.2 \pm 0.12\ m$$

a1 ≥ a + h/2

b1 ≥ b + h/2

Donc on prend

a1 = b1 = 0.6 m

VII.3.2. Ferraillage des d'appuis

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

VII.3.2.1. Armatures de chainage

La section d'armatures de chainage peut être déterminée par des règles analogues à la méthode des bielles ou la méthode de reprise des efforts d'équilibre général.

$$A_c = \frac{0.25 \times N}{\sigma_s} = \frac{0.25 \times 2.29}{434.78} = 13.16 \text{ cm}^2 \rightarrow \textbf{Soit 7A16} \quad \text{(VIII.14)}$$

VII.3.2.2. Armatures horizontales

Pour limiter la propagation d'éventuelles fissures, l'ensemble des armatures horizontales placées sous le chainage, devra reprendre un effort égal à 12,5% de la même descend de charge.

$$A_h = \frac{0.125 \times N}{\sigma_s} = \frac{0.125 \times 2.29}{434.78} = 6.58 \text{ cm}^2 \rightarrow \textbf{Soit 6HA12} \quad \text{(VIII.15)}$$

VII.3.2.3. Armature de diffusion

VII.3.2.3.1 Ferraillage de surface (Frette supérieure)

Elle est placée la plus près possible de la face supérieure de l'appui, il s'agit d'armatures croisées.

$$A_s = \frac{0.04 \times N}{\sigma_s} = \frac{0.04 \times 2.29}{434.78} = 2.10 \text{ cm}^2 \rightarrow \textbf{Soit 6HA10} \quad \text{(VIII.16)}$$

VII.3.2.3.2 Ferraillage inférieur ou d'éclatement (Frette inferieure)

Une frette inférieure d'éclatement, disposé à une profondeur entre h/3 et h à partir de la face supérieure de l'appui.

$$A_i = \frac{0.10 \times N}{\sigma_s} = \frac{0.10 \times 2.29}{434.78} = 5.26 \text{ cm}^2 \rightarrow \textbf{Soit 6HA14} \quad \text{(VIII.17)}$$

VII.4. Joint de ballast

Le joint de ballast est un équipement placé à la coupure entre un ouvrage d'art et sa voie d'accès ou entre deux parties indépendantes d'un même ouvrage, donc il assure la continuité de l'ouvrage et il permet la dilatation du tablier. Cette dernière limite les effets des déformations sous les charges d'exploitation, le retrait, le fluage et l'effet de la température.

Le joint de ballast doit satisfaire certaines exigences comme l'esthétique, la résistance, il doit aussi assurer la continuité de l'étanchéité.

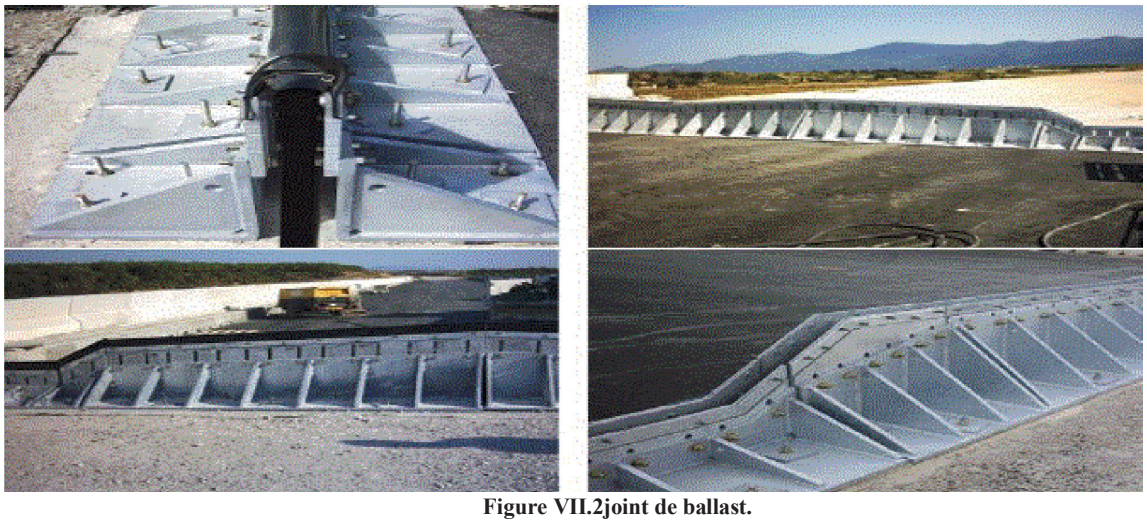


Figure VII.2joint de ballast.

VII.4.1. Calcul du souffle des joints

Selon « Joint de chaussée des ponts routes » de SETRA, le souffle d'un joint est le déplacement relatif maximal prévisible des deux éléments en regard, mesuré entre leurs deux positions extrêmes.

Les actions à prendre en compte sont :

- La température.
- Les déformations différées du béton (retrait et fluage).
- Les charges d'exploitation horizontale et verticale (freinage et rotation d'about).

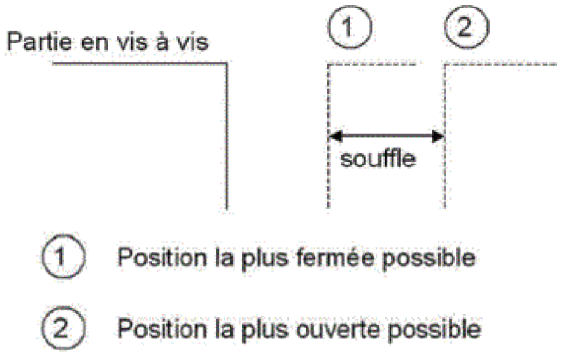


Figure VII.3. Définition du souffle

VII.4.1.1. Souffle de la température

La variation de longueur du tablier en fonction de la température est donnée par :

$$\Delta lt = L \times \alpha t \times \Delta T/2 \qquad \text{(VIII.18)}$$

Tel que

- L : longueur dilatable : L = 35
- αt : Coefficient de dilatation pris 10.10-6/°C pour le béton (NF EN 1991-1-5)
- ΔT: Différence de température : ΔT= + 35°C.

Ce qui nous donne $\Delta lt = 17.5 \times 10.\ 10{-}6 \times 35$

$\Delta lt = 6.125mm.$

VII.4.1.2. Souffle du retrait et du fluage

Pour la même longueur dilatable « L », on prend les variations de longueur déjà calculée

$\Delta ret = 7mm.$

$\Delta flu = 4.58mm.$

- $\Delta ret = \frac{L \times \xi r}{2}$

Avec : ξr: étant le retrait total du béton, ξr= 0.0004 (selon le BPEL).

$$\Delta ret = \frac{0.0004 \times 35}{2}$$

$$\Delta ret = 0.7\ cm$$

- $\Delta flu = \frac{L}{2} \times \frac{\Delta \sigma flu}{Ep}$

$$\Delta flu = \frac{35 \times 49.81}{2 \times 1.9 \times 10^5} = 4.58 \times 10^{-3} m = 0.458cm$$

VII.4.1.3. Souffle de l'effort de freinage

Le déplacement dû au freinage est calculé selon la formule suivante :

$$\Delta lf = \frac{Telastometre \times \frac{Ffreinagede\frac{SW}{2}}{Napp}}{G \times Selastometre} \qquad \text{(VIII.19)}$$

Donc on obtient

$$\Delta lf = \frac{0.083 \times 0.980/18}{1.2 \times 0.16} = 2.53cm$$

VII.4.1.4. Souffle des rotations d'about

La variation de longueur du tablier en fonction de la rotation est donnée par

$$\Delta l\theta = h \times \theta \qquad \text{(VIII.20)}$$

- h= h_{POUTRE} + h_{DALLE}+$h_{APPAREIL\text{-}D'APPUI}$= 2.38 m.
- θ = 0.01667rad

Donc

$$\Delta l\theta = 2.38 \times 0.0077 = 3.96 \text{ cm}$$

VII.4.1.5. Souffle totale

$$\Delta l = \sum \Delta li = \Delta l\theta + \Delta \text{lf} + \Delta \text{ret} + \Delta \text{flu} + \Delta \text{lt} = 8.26 \text{ cm}$$

VII.5. Type de joint

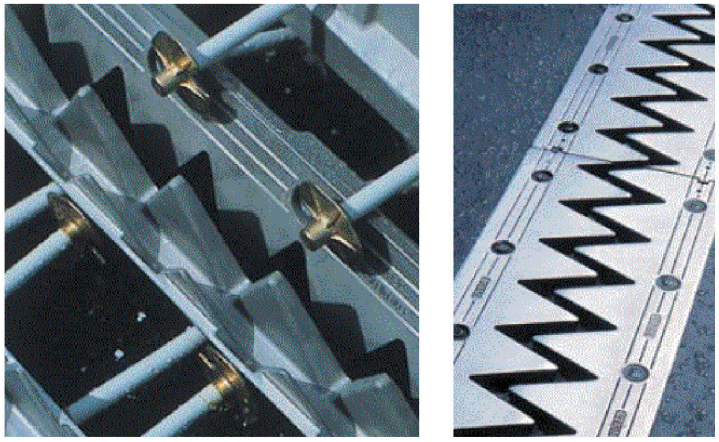
On choisit le type de joint de chaussée selon le souffle calculé, et en regardant le catalogue de joints de chaussée CIPEC, on constate que pour un souffle de 82.6 mm il faut considérer la famille de joints appelée Wd (souffles moyens), Ces joints sont de la famille des joints à dents en console, et pour qu'on soit plus clair on choisit joint de chaussée : Wd110

Ils se composent de couples d'éléments indépendants à dents triangulaires moulés en alliage d'aluminium, livrés en longueur d'un mètre et disposés face à face. Une succession de couples d'éléments installés bout à bout forme la ligne de joint. Des fixations assurent l'ancrage des éléments métalliques aux structures.

Le principe de liaison des éléments métalliques aux structures par des vis à serrage contrôlé et le choix des matériaux utilisés confèrent aux joints Wd une robustesse exceptionnelle.

Ils sont conçus pour une circulation lourde et intense.

Les dents triangulaires des éléments métalliques permettent un fonctionnement sans hiatus et assurent ainsi une parfaite continuité de roulement et une réduction notable du bruit au passage du joint et ce, quelle que soit l'ouverture du joint.



FigureVII.4. Joints de chaussée Wd110

VII.6. Conclusion

Dans ce chapitre, on a cité les rôles des équipements, ainsi que leurs dimensionnements pour garantir le meilleur confort des usagers du pont.

CHAPITRE VIII
INFRASTRUCTURE

VIII.1. Introduction

L'étude de l`infrastructure d'un ouvrage est l'une des phases fondamentales du projet, qui rassemble le groupe d'éléments enterrés supportant les charges et les surcharge du tablier et les transmettant vers le bon sol à travers les fondations.

Ce chapitre évoquera l'étude détaillée des éléments supportant le tablier, l'appui intermédiaire, pile, et culées comme appuis d'extrémités.

VIII.2. Etude de la pile

VIII.2.1. Choix du type de la pile

Les critères du choix du type de la pile sont principalement selon le mode de construction du tablier, le type et le mode d'exécution des fondations, et certaines autres exigences naturelles ou fonctionnelles liées au site.

Pour notre cas on a opté quatre piles poteaux avec deux fûts rectangulaires pleins surmontés par un chevêtre qui supporte et transmettre les charges des tabliers aux fondations.

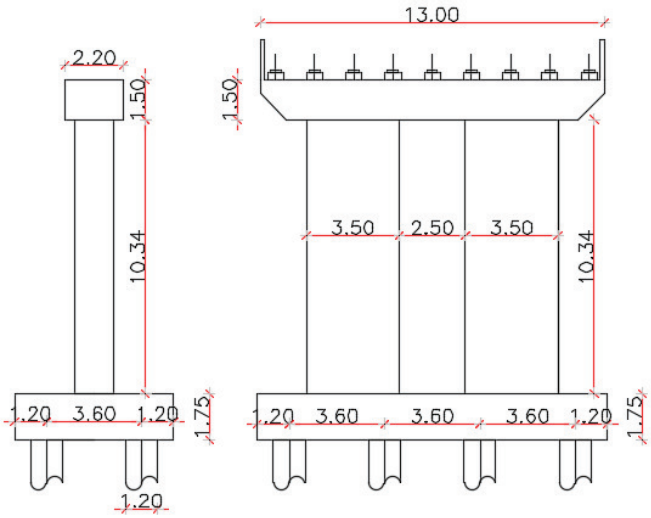


Figure VIII.1. Conception de la pile la plus haute.

VIII.2.2. Evaluation de la raideur total K

Le type de liaison entre le tablier et la pile influe sur La rigidité des piles, en revanche les culées sont considérées comme infiniment rigides d'où la rigidité de l'appui est celle de l'appareil d'appuis.

Le calcul de rigidité des différents éléments de l'ouvrage se fait par les formules suivantes

$$K_{pile} = \frac{3EI}{H3} \qquad \text{(VIII.1)}$$

$$K_{A.app} = \frac{G.a.b}{T} \qquad \text{(VIII.2)}$$

$$K_{App} = \frac{1}{\frac{1}{Kpile} + \frac{1}{KA.app}} \qquad \text{(VIII.3)}$$

Tel que : **a b T** sont respectivement les dimensions en plan, et l'épaisseur d'élastomère.

G : module de cisaillement de l'appareil d'appui qui est égale à **1.2 MPa** en cas dynamique et **0.9 MPa** en cas statique.

Tableau VIII-1. Raideurs dynamiques longitudinales et transversales des appuis.

Piles	$k_{Fût}$	$k_{Ap\text{-}d'appui}$	$n_{A\text{-}Apps}$	K_P	K_L/K_T
	(MN/m)	(MN/m)		(MN/m)	(MN/m)
P1	194.91	2.95	18	41.77	224.49
P2	176.30	2.95	18	40.85	
P3	257.79	2.95	18	44.08	
P4	277.41	2.95	18	44.62	
C1	6803.31	2.95	9	26.45	

VIII.2.3. Etude sismique

Afin de pouvoir estimer l'effort sismique appliqué sur un ouvrage d'art et spécialement les ponts, l'analyse sismique est faite par la méthode spectrale monomodale (mode fondamental) ou par la méthode du spectre de réponse (analyse dynamique linéaire).

Selon RPOA, pour définir la méthode suivie pour déterminer l'effort sismique appliqué sur notre ouvrage, on doit vérifier les conditions suivantes :

- **Masse totale mise en mouvement par le mode fondamental**

La masse modale doit être supérieure à 70% de la masse totale de la structure, y compris la masse des appuis en élévation (fût et chevêtre). Autrement dit, la masse des piles MP doit être inférieure à **43 %** de la masse du tablier MT

On a :

$$M_P = 1423.33t$$

$$M_T = 8336.69t$$

Ce qui nous donne $M_P = 1423.33 < 0.43 \times M_T = 3584.77$

Donc la condition est vérifiée.

- **Angle de biais**

L'angle de biais doit être supérieur à 70 grades et les raideurs longitudinales et transversales totales des appuis ne varient pas de plus de 10% par rapport aux valeurs calculées sans biais.

Pour notre ouvrage, il s'agit d'un pont sans biais.

Donc la condition est vérifiée.

- **Courbure de pont**

La courbure est inférieure à 30 grades et les raideurs longitudinale et transversale totales des appuis ne variant pas de plus de 10% par rapport aux valeurs calculées sans courbure.

Notre ouvrage s'agit d'un pont avec une longueur totale de 180 m et un rayon en plan de 2400 m.

D'où $\frac{L}{R} = \frac{175}{2400} = 0.073 \Rightarrow \alpha = 4.64$ grade

Donc la condition est vérifiée.

- **Symétrie transversale**

La distance entre le centre de masse et le centre élastique des appuis ne doit pas excéder 5% de la longueur totale du tablier.

$$e_0 = |X_M - X_R| \leq 5\% \, L \qquad \text{(VIII.4)}$$

Avec :

$$X_R = \frac{\sum Xi\ Ki}{\sum Ki} \quad \text{(VIII.5)}$$

$$X_M = \frac{L}{2} \quad \text{(VIII.6)}$$

Donc on obtient

X_R=88.3

X_M=84.7m

Ce qui nous donne

$e_0 = |87.4 - 88.3| = 0.9 \leq 8.74$

Donc la condition est vérifiée.

VIII.2.3.1. Evaluation des efforts

VIII.2.3.1.1 Effort longitudinal

Pour les ponts sensiblement rectilignes à tablier continu, On applique longitudinalement au tablier une force horizontale statique équivalente F donnée par l'expression suivante

$$F_L = M_T \times Sa\ (T) \quad \text{(VIII.7)}$$

Tel que M_T est la masse effective totale de la structure et Sa(T) est l'accélération spectrale du spectre de calcul correspondant à la période fondamentale définie par :

$$Sa = \begin{cases} A*S*g*(1+(T/T1)*(2.5\eta-1)) & 0 \leq T \leq T1 \\ 2.5*A*\eta*S*g & T1 \leq T \leq T2 \\ 2.5*A*\eta*S*g*(T2/T) & T2 \leq T \leq 3\ s \\ 2.5*A*\eta*S*g*(3T2/T^2) & T \geq 3\ s \end{cases} \quad \text{(VIII.8)}$$

Avec :

$$T = 2\pi\sqrt{\frac{M}{K}} \quad \text{(VIII.9)}$$

Tel que : T représente la période fondamentale de l'ouvrage.

T1 et T2 représentent les 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 S3 : (T1, T2) = f(S3) → (T1, T2) = (0,20 ; 0,50) et S = 1,20.

Donc on obtient

$$T = 2\pi\sqrt{\frac{8370.022}{224.49}} = 1.21s$$

$$T2 = 0.50 < T = 1.21 \Rightarrow Sa\ (T\ ;\ \xi) = 2{,}5\ \eta\ A\ g\ S\ (T_2/T) = 1.82 m/s^2$$

$$F_L = M_T \times Sa\ (T) \Rightarrow FL = 15227.62\ KN$$

Cette force horizontale et ce déplacement seront répartis proportionnellement avec les raideurs, on s'intéresse à celle-ci qui est appliquée sur la pile la plus haute :

$$Fi - l = \frac{Ki\ x\ F}{Kl} \quad \text{(VIII.10)}$$

$$d\ tab = \left(\frac{T}{2\pi}\right)^2 x\ Sa \quad \text{(VIII.11)}$$

AN:

$F_{i\text{-}L}$= 15227.62 KN
d_{tab}= 6.8 cm

Les résultats sont résumés dans le tableau ci-après.

Tableau VIII-2. Distribution des forces longitudinaux sur chaque appui.

Piles	K_{appui}	K_T	F	F_{appui}
	(MN/m)	(MN/m)	(kN)	(kN)
C1/C2	26.58	224.49	15227.6	1803.3
P1	41.77	224.49	15227.6	2833.6
P2	40.85	224.49	15227.6	2771.0
P3	44.08	224.49	15227.6	2989.9
P4	44.62	224.49	15227.6	3026.5

VIII.2.3.1.2 Effort transversal

Pour l'évaluation de l'effort sismique transversal, on utilise le modèle de la pile indépendante. Dans cette méthode, les effets des séismes agissant sur la $i_{ème}$ pile peuvent être évalués d'une manière approximative en considérant l'action d'une force statique équivalente :

$$F_i = M_i \times S_e(T_i) \qquad \text{(VIII.12)}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau ci-après.

Tableau VIII-3.Distribution des forces sismique transversales sur chaque appui.

Appui	K(MN/m)	M (Kg)	T (s)	sa (m/s²)	Fi (KN)
P1	48.33	1 899 968.00	1.25	1.77	3 366.18
P2	47.87	1 904 430.50	1.25	1.76	3 354.05
P3	49.42	1 888 286.75	1.23	1.80	3 393.73
P4	49.67	1 885 399.25	1.22	1.80	3 399.61
C1/C2	26.58	832 246.50	1.11	1.99	1 652.39

VIII.2.3.1.3 Effort vertical

L'effet vertical du séisme sur les piles des ouvrages situés dans une zone séismique classée (**I**) selon le R.P.O.A, est négligeable.

VIII.2.3.2. Evaluation des efforts

VIII.2.3.2.1 Combinaison d'actions à l'état limite accidentelle

D'après le R.P.O.A, la combinaison des forces sismiques orthogonales est employée pour tenir compte de l'incertitude directionnelle du séisme.

Tableau VIII-4. Les effets des différentes composantes du mouvement d'ensemble.

Direction d'effort	Ex	Ey	Ez	Effort sismique
E1	1	0.3	0.3	4 046.41 KN
E2	0.3	1	0.3	4 307.57 KN
E3	0.3	0.3	0	1 927.84 KN

La combinaison d'actions à l'ELA est écrite sous la forme suivante

$$M_{ELS} = G + P + 0.3E + \Psi Q \qquad \text{(VIII.13)}$$

Tel que : Q représente la charge variable d'exploitation et Ψ est coefficient de réduction du charge égale à 30% des charges d'exploitations routières pour ponts rails.

VIII.2.3.2.2 Descente des charges

Tableau VIII-5. Evaluations des efforts statiques de la pile la plus sollicitée.

Désig	N (KN)	H (KN)	$/_{FV}/o$ (x/o)	$/_{FH}/O/a$ (y/a,o)	$M_{FV}/_o$	$M_{FH}/_o$
Semelle	3465.00	/	0.00	0.88	0.00	/
Fûts	2714.25	/	0.00	6.92	0.00	/
Chevetre	2521.85	/	0.00	12.84	0.00	/
G Tablier	16644.93	/	0.00	13.59	0.00	/
Hf+r	/	213.00	/	13.59	/	2894.67
HT°	/	121.62	/	13.59	/	1652.88
Somme	25346.03	285.97	/	/	0.00	3886.40
UIC71+SW/0	2384.00	/	0.00	/	0.00	/
Freinage	/	1000.00	/	13.59		13590.00

Tableau VIII-6. Evaluations des efforts sismiques de la pile la plus sollicitée.

Désignation	N (MN)	H_L (MN)	H_L (MN)	$/_{FV}/o$ (x/o)	$/_{FH}/O$ (y/o)	$M_{FV}/_o$	$M_{FHL}/_o$	$M_{FHT}/_o$
Pile	0.97	1.37	1.09	0.00	5.92	0.00	8.1	6.47
Séisme du Tablier	1.93	4.05	4.31	0.00	11.84	0.00	47.91	51.00

Avec : $K_H = A = 0{,}15$ et $K_V = 0.3 \times K_H = 0.05$

VIII.2.3.2.3 Combinaisons des efforts

Les combinaisons prises en considération sont définies dans le ***chapitre IV***, le tableau ci-dessous résume les sollicitations maximales à l'ELU, à l'ELS et à l'ELA.

Tableau VIII-7. Combinaisons des efforts.

Cas	Combinaisons	N (KN)	H (KN)	M (KN.m)
ELS	G + Gr11 + 0,6T	22785.43	1054.26	12482.45
ELU	1.35G + 1.45G14 + 0,9T	30760.33	1434.20	16980.91
ELA	E2 + 0.3Gr14 + 0.4T	21763.7	4702.91	54858.1

VIII.2.3.3. Etude des fûts

Les fûts sont des éléments qui sont encastrés à la base dans la semelle, ils travaillent à la flexion composée. Ils sont sollicités essentiellement aux : charges permanentes, poids propres de la superstructure et les efforts sismiques.

Les colonnes présentent les dimensions suivantes :

- Epaisseur des colonnes : e=1.50 m
- Largeur des colonnes : D = 3.5 m.
- Hauteur : H = 10,34 m.
- Entraxe : E = 6 m.

VIII.2.3.3.1 Vérification de flambement de fût

La condition de flambement à vérifier est donnée par la formule suivante

$$\lambda = \frac{Lc}{i} < 50 \qquad \text{(VIII.14)}$$

Tel que :

L_C représente la longueur de flambement

i Rayon de giration de la barre autour de l'axe de flambement.

Ce qui nous donne

$$\lambda = 0.7x10.34/0.54 = 13.4$$

Donc on constate qu'il n'y a pas un risque de flambement.

VIII.2.3.3.2 Ferraillage des fûts

Le fût est considéré comme une pièce soumise à la flexion composée. Les sollicitations les plus défavorables sont celles du tableau VIII-7.

En utilisant le logiciel **ROBOT EXPERT** pour le calcul de la section d'acier pour une section de béton (3.5×1.5), on aura comme résultat :

- **Ferraillage longitudinal**
  As = 294.5 cm² donc on opte 2 nappe de 15HA32/ml avec e = 13 cm .
- **Ferraillage latéral**
  As = 69.6 cm² donc on opte 2 nappe 15HA20/ml avec e = 13 cm
- **Ferraillage transversal**
  As_T = As/4=73.625 cm² donc on opte 12HA20 avec e=15 cm
- **Vérification des conditions de non-fragilité**

$$Aser \geq Amin = 0,23x \frac{ftj}{fe} b\ d \qquad \text{(VIII.15)}$$

Aser =294.5 cm² ≥ $A_{S\ min}$ = 105.0 cm²

Donc la condition est vérifiée

.

VIII.2.3.4. Etude de chevêtre

Le chevêtre est généralement sollicité par deux sollicitations, une flexion longitudinale et une torsion.

VIII.2.3.4.1 Dimensionnement a la flexion

La modélisation du chevêtre est faite à l'aide du logiciel ROBOT. Les résultats de la modélisation obtenue à l'ELS et à l'ELU sont présentés sur la figure ci-dessous :

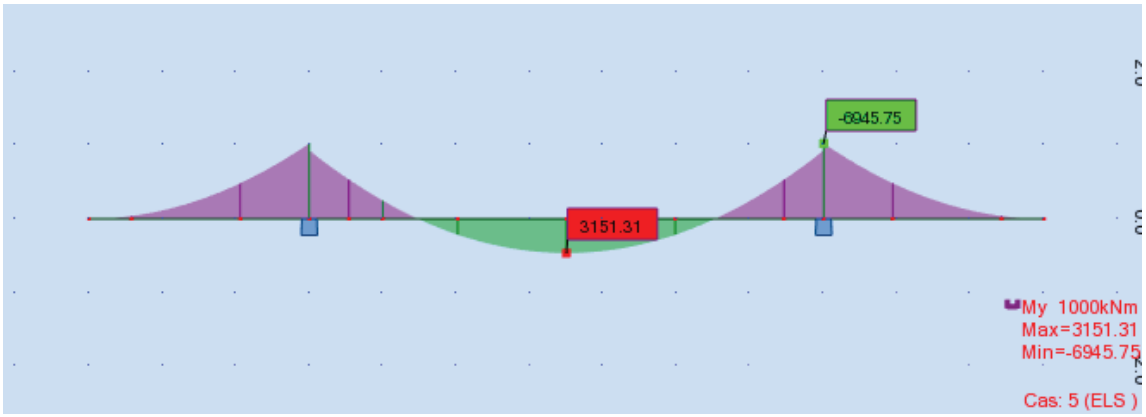


Figure VIII.2.Les moments M_{MAX} ELS sur chevêtre.

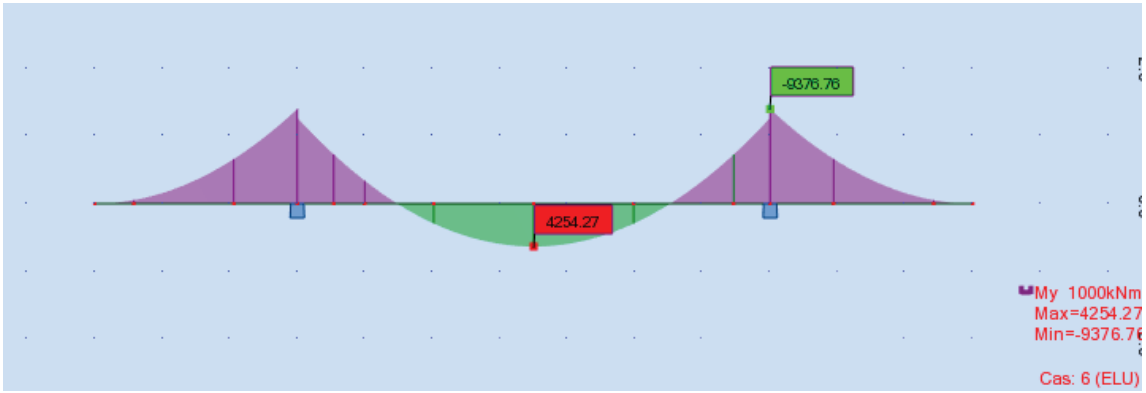


Figure VIII.3. Les moments M_{MAX} à l'ELU sur chevêtre.

- **Ferraillage du chevêtre**

Tableau VIII-8. Ferraillage du chevêtre.

Sollicitations	$M_{MAX-ELS}$ (Kn.m)	$M_{MAX-ELU}$ (Kn.m)	As cm²	Armature	e (cm)
Sur appui	6945.75	9376.76	111.6	23HA25	9
Mi-travée	3151.31	4254.27	79	23Ha20	9

Pour plus de détail voire l'annexe D

VIII.2.3.4.2 Dimensionnement a la torsion

L'excentricité de l'application des charges par rapport au plan de symétrie est e=0,7m. Pour évaluer le ferraillage nécessaire pour résister aux efforts de torsion, on détermine la contrainte tangente de torsion.

On a

$$\tau_b = \frac{c}{2\Omega bn} \qquad \text{(VIII.16)}$$

La section du ferraillage donnée par la formule suivante :

$$As = \frac{1}{\sigma a} x \frac{C\,P}{2\Omega} \qquad \text{(VIII.17)}$$

Ce qui nous donne

As= 18.88 cm^2, donc on opte 10HA16 avec un espacement e=10cm

VIII.2.3.4.3 Vérification des contraintes tangentielles

La condition à vérifier est :

$$\tau_V \leq \tau_{lim} \quad \text{(VIII.18)}$$

Tel que :

$$\tau_V = \frac{V_U}{b_0\, d} \quad \text{(VIII.19)}$$

$$\tau_{lim} = \min \{0.2 f_{c28} / \gamma_b ; 5MPa\} \quad \text{(VIII.20)}$$

AN

τ_v = 1.69 MPa

τ_{lim} = 3,6 MPa.

Donc on obtient

1.69 MPa ≤ 12,96 MPa

Donc la condition est vérifiée

VIII.3. Etude de la culée

La culée doit être stable dans les conditions normales ainsi que dans les conditions sismiques. **Mononobé-Okabé** a proposé une méthode pour calculer la poussée dynamique globale, comportant à la fois les effets statiques et dynamiques de la poussée active des terres.

Cette poussée est donnée par la formule suivante :

$$F_{ad} = \gamma\, \mathbf{K_{ad}}\, H^2\, (1 \pm \mathbf{K_V}) \quad \text{(VIII.21)}$$

VIII.3.1. Choix du type de culée

Pour un meilleur choix de la culée, il faut une connaissance sur les contraintes naturelles et les contraintes fonctionnelles de l'ouvrage et le mode de construction du tablier.

Il existe deux types de culée :

- Les culées remblayées.
- Les culées enterrées.

Pour notre situation le remblai a dépassé 11m d'hauteur ce qui implique le choix des culées enterrées.

VIII.3.2. Pré-dimensionnement de la culée

Tableau VIII-9. Prédimensionnement des éléments de la culée.

Fûts	Mur de garde grève	Chevêtre	Mur en retour	La dalle de transition	La semelle
Longueur : 0.8x4 m Epaisseur : 2.5 m en haut et 5.43m en bas Hauteur : 8.58 m	Longueur : 13 m Epaisseur : 0,325 m Hauteur : 2.6 m	Longueur :13m Largeur 2m hauteur 2.5 m	Surface : 18.04 m² Epaisseur : 0,5 m	Longueur : 6 m Epaisseur : 0,3 m Largeur : 12 m	Longueur : 8 m Epaisseur : 1.5 m Largeur : 13.2 m

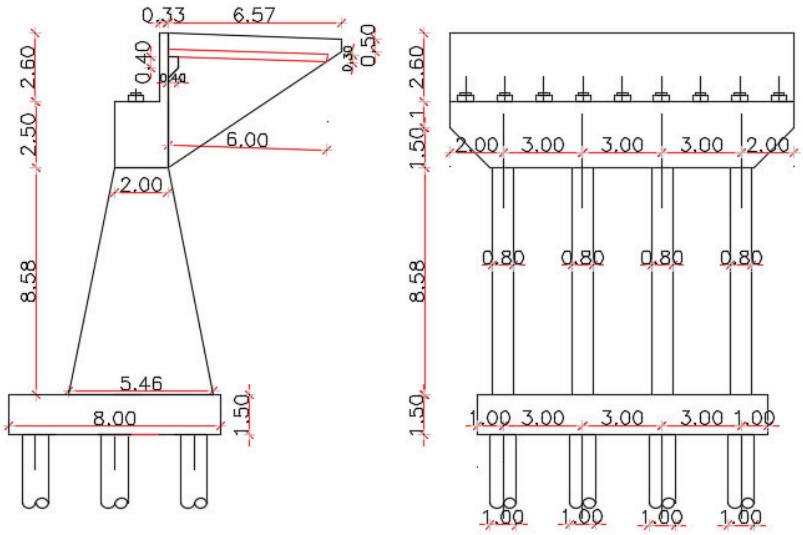


Figure VIII.4. Dimensions de la culée

VIII.3.3. Détermination du coefficient de poussée

La formule est décrite ci-dessus avec les coefficients sismiques suivants :

$$K_H = A = 0{,}15 \text{ et } K_V = K_H 0.3 = 0.05$$

K_V : Accélération sismique dans le sens vertical.

A : Coefficient d'accélération de la zone sismique.

$$K_{ad} = \frac{cos^2(\varphi - \theta)}{\cos\theta\left[1+\sqrt{\frac{\sin\varphi \cdot \sin(\varphi-\beta-\theta)}{cos\beta \cdot cos\theta}}\right]} \qquad \text{(VIII.22)}$$

Les coefficients sismiques de la poussée sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau VIII-10. Calcul du coefficient de poussée Kad.

Action du séisme	K_H	K_V	θ	K_{ad}
Condition normale	0	0	-	0 ,333
Séisme horizontal (1+kv)	0,15	0,05	8.17	0,428
Séisme horizontal (1-kv)	0,15	-0,05	8.93	0,438

VIII.3.4. Calcul des sollicitations

- Le poids propre de chaque élément est donné par la formule suivante est :

$$P = \gamma \times b \times h \times B \times L \qquad \text{(VIII.23)}$$

- La poussée des terres agissant sur une hauteur H et une largeur L est :

$$P = 1/2\ \gamma \times K_a \times H^2 \times L \qquad \text{(VIII.24)}$$

- La poussée des surcharges agissant sur une hauteur H et une largeur L est :

$$P = Ka \times q \times h \times L \qquad \text{(VIII.25)}$$

Le tableau qui donne l'ensemble des moments, efforts et poussées agissants sur la culée pour le cas normal et le cas sismique et le tableau des combinaisons de charges sont représentés dans l'ANNEXE D

VIII.3.5. Eléments de la culée

VIII.3.5.1. Dalle de transition

VIII.3.5.1.1 Evaluation des efforts

Le ferraillage de la dalle de transition se fait en flexion simple sous l'effet de :

- Poids de la dalle de transition : G1 = 25 x 0.3 x 1 = 7.5 KN /ml.
- Poids du remblai : G2 = 18 x 0.625 x 1 = 11.25 KN / ml.
- Poids propre du revêtement : G3 = 22 x 0.5 x 1= 11 KN /ml.
- Poids total: G t = G1 + G2 + G3 = 29.75 KN / ml.

Tableau VIII-11. Efforts agissants sur la dalle de transition.

Type de charge	Q (KN/ml)	M (KN.m/ml)	V (KN/ml)
Poids propre	7,5	33.75	22.5
Revêtement	11	49.5	33
Remblai	11.25	50,625	33.75
Surcharge	10	45	30

VIII.3.5.1.2 Combinations des efforts

- **A l'ELU**
  $M_{ELU} = 1.35\ M_G + 1.6\ M_Q = 252.73$ KN.m/ml.
  $V_{ELU} = 1.35\ V_G + 1.6\ V_Q = 168.49$ KN.m/ml.

- **A l'ELS**
  $M_{Ser} = M_G + 1{,}2\ M_Q = 187.88$ KN.m/ml.
  $V_{Ser} = V_G + 1{,}2\ V_Q = 125.25$ KN.m/ml.

VIII.3.5.1.3 Ferraillage

Le calcul de la section d'acier se fait à l'ELS en flexion simple car on a des fissurations préjudiciables.

NB : le calcul est fait par une bande de 1m linéaire.

Tableau VIII-12.Caractéristique de la dalle de transition.

M_{Ser} (KN.m/ml)	Fc_{28} (MPa)	b (m)	h (m)	d (m)
187.88	35	1	0,3	0,27

- **Armature longitudinal**

En utilisant le logiciel **ROBOT EXPERT** pour le calcul de la section d'acier pour une section de béton (1×0.3) et on aura comme résultat :
As = 35.7 cm² donc on opte 12HA20/ml avec e = 8 cm

Vérification des conditions de non-fragilité

$$Aser \geq Amin = 0{,}23x\ \frac{ftj}{fe}\ b\ d \qquad \text{(VIII.26)}$$

35.7 cm² ≥ 3,35 cm²

Donc la condition est vérifiée.

- **Armature de construction**

On prend des armatures de construction **As' = As/3**, ce qui nous donne As'= 11.9 cm² avec 12HA12/ml avec un e = 8 cm.

Donc on dispose 12HA20 pour la nappe inférieure et 12HA12 pour la nappe supérieure espacé de 8 cm.

VIII.3.5.1.4 Vérification de l'effort tranchant

$$\tau u = \frac{Vu}{d\ b} = 0.624 \leq \tau_{adm} \qquad \text{(VIII.27)}$$

τ_{adm}: Pour le cas d'une fissuration préjudiciable Min (0.15fcj/γ ; 4 MPa) → τ_{adm} =3,5Mpa

$\tau u = 0{,}624 \leq \tau_{adm}$=3,5 Mpa Condition vérifiée.

- **Section minimale des cours transversaux**

St < min (0.9d, 40cm) = 24 cm

$At \geq \frac{\tau u \times b}{0{,}8\ fe} St$ → At =8.93cm²

On opte 8HA12 avec un e = 12.5cm.

VIII.3.5.2. Le corbeau d'appui

VIII.3.5.2.1 Evaluation des efforts

Le corbeau travaille par compression simple, il est soumis à la réaction de la dalle de transition.

Réaction due au poids des charges permanentes	Réaction des charges sur remblais
R_{CP} = 89.25 KN/ml	R_{Rem} = 30 KN/ml

VIII.3.5.2.2 Combinaisons des efforts

- **A l'ELU**

R_{ELU} = 1,35 R_G+1,6 R_Q =168.45 KN.m/ml.

- **A l'ELS**

R_{Ser} = R_G+1,2 R_Q =125.25 KN.m/ml.

VIII.3.5.2.3 Ferraillage

Le corbeau est sollicité par une compression simple, la fissuration est considérée préjudiciable.
Section d'acier : As = 11,2 cm² On prend 6HA16/ml avec e = 18 cm.

Pour les armatures de construction : As' = As/3 ; Soit : 5HA10/ml avec e = 22.5 cm.

VIII.3.5.3. Le mur garde grève

Le mur garde grève est soumis essentiellement à l'action des forces horizontales sur la face arrière en contact avec les terres :

- Poussée des terres.
- Poussée d'une charge locale située en arrière du mur garde-grève.
- Force de freinage dû à la charge de UIC71.

VIII.3.5.3.1 Evaluation des efforts

Le moment d'encastrement total due aux forces horizontales appliquées sur le mur garde grève est la combinaison des sollicitations suivantes :

- **Moment dû à la poussée des terres :**

En tenant compte de la présence de la chaussée le moment à l'encastrement à pour expression suivante

$$M_T = 1/3 \times Pt \times h \quad \text{(VIII.28)}$$

Avec :

$$Pt = 1/2 \times Ka \times \gamma \times h^2 \quad \text{(VIII.29)}$$

$$Ka = \frac{1-\sin\varphi}{1+\sin\varphi} \quad \text{(VIII.30)}$$

Ce qui nous donne

Pt = 20.08 KN/ml

$M_{T\text{-}ELS}$ = 17.40 KN.ml

$M_{T\text{-}ELU}$= 23.49 KN.ml

- **Moment dû à une charge locale située en arrière du mur garde grève**

a été vérifier que la sollicitation totale dû aux train type UIC71 (poussée des charges et le freinage) qui était plus défavorable pour le mur garde grève que le SW0, SW2, Train à vide et les engins de compactages.

Vue l'incertitude sur la transmission des efforts, la charge 250 KN dû à UIC71 est remplacée par une charge uniforme répartie sur une surface rectangulaire de (0.5×0.5) m²

Le moment fléchissant à l'encastrement dû à la surcharge UIC71 à pour expression :

$$M_p = \frac{12\ K}{0{,}75+2h} \int_0^h \frac{h-x}{0{,}25+x}\, dx \quad \text{(VIII.31)}$$

Avec :

K= Ka x ɣ x δ

ɣ = φ3 = 1.1024

δ = 1 à l'ELS et δ = 1.45 à l'ELU

AN.

K = 0.36 à l'ELS

K = 0.53 à l'ELU

La valeur de **Mp/K** est explicitée dans le tableau ci-dessous pour différente valeurs de h.

Tableau VIII-13. Moment Mp /K dû à une charge locale en fonction de h.

h(m)	0.5	0.75	1	1.5	2	2.5	3
Mp/k (t,m/ml)	2.23	3.4	4.41	6.11	7.45	8.56	9.49

Avec une interpolation linéaire on aura : Mp/K = 6,54 t.m.

Ce qui nous donne :

$M_{P\text{ - }ELU}$ = 43.98 KN.m/ml.

$M_{P\text{ - }ELS}$ = 30.33 KN.m/ml.

- **Moment dû à la force de freinage**

Le moment dû à la forme de freinage est donné par l'expression suivante :

$$M_f = \frac{\mu \times P \times h}{0{,}25 \times 2h} \quad \text{(VIII.32)}$$

Avec μ : coefficient de pondération : μ = 1,45 à l'ELU et μ = 1 à l'ELS.
On obtient pour P=250KN

$M_{f\text{-}ELS}$ = 119.27
$M_{f\text{-}ELU}$ = 172.94

Les résultats de calcul du moment à L'ELS et L'ELU sont :

$M_{ELS} = M_{T\text{-}ELS} + M_{P\text{-}ELS} + M_{f\text{-}ELS}$ =167 KN.m/ml
$M_{ELU} = M_{T\text{-}ELU} + M_{P\text{-}ELU} + M_{f\text{-}ELU}$ =240.41 KN.m/ml

VIII.3.5.3.2 Ferraillage

Le mur garde-grève est sollicité par une flexion simple, la fissuration est considérée préjudiciable.

Toujours avec le robot expert on trouve la section d'acier suivante :

- **Armatures verticales** : As = 28.3 cm² on prend 10HA20 avec e = 10 cm.
- **Armatures horizontales** : HA10/ml avec e = 15 cm.
- **Armature de construction** : As' = As/3=9.43 cm^2 : 10HA12/ml avec e = 10 cm.

VIII.3.5.4. Mur en retour

VIII.3.5.4.1 Evaluation des efforts

Le rôle principal de ce mur est d'assurer le soutènement des terres des remblais d'accès du pont, il est soumis aux charges suivantes

- Poids propre du mur (calcul automatiquement se fait à l'aide du logiciel ROBOT).
- Poids de CCP : Peq = 179.5 KN/ml.
- Poussée des surcharges de remblais : Psr = 3,33 KN/m²
- Poussée des terres : Pterres = (0,33×18×14.44) = 88.78 KN/m^2

-Efforts verticaux

Combinaison d'action à l'ELS
$N_{ser\text{-}xx} = N_{GV} + M_{QV}$
$M_{ser\text{-}xx} = M_{GV} + M_{QV}$
Ce qui nous donne
$N_{ser\text{-}xx}$ = 804.88 KN
$M_{ser\text{-}xx}$ =349.46 KN.m
Les résultats du logiciel ROBOT donnants les efforts verticaux se trouve dans ANNEXE D.

-Efforts horizontaux

Combinaison d'action à l'ELS
$N_{ser\text{-}yy} = N_{GV} + M_{QV}$
$M_{ser\text{-}yy} = M_{GV} + M_{QV}$

Ce qui nous donne

$N_{ser\text{-}yy}$ = 180.72 KN

$M_{ser\text{-}yy}$= 72.13 KN.m

Les résultats du logiciel ROBOT donnants les efforts horizontaux se trouve dans l'ANNEXE B.

VIII.3.5.4.2 Ferraillage

- **Ferraillage vertical**

Le ferraillage se fait en flexion simple à l'ELS pour une fissuration préjudiciable à l'aide de logiciel ROBOT EXPERT pour une section de béton (1x0.6 m²).

On opte une section d'acier

As = 35.7 cm² → 8HA25 avec e=12.5 cm.

Ce qui nous donne une section d'acier des armatures de construction

As'=As/3=11.7cm^2 → 8HA14 avec e=12.5 cm.

- **Ferraillage Horizontal**

Le ferraillage se fait en flexion composé à l'ELS pour une fissuration préjudiciable à l'aide de logiciel ROBOT EXPERT pour une section de béton (1x0.6 m²).

On opte une section d'acier

As = 6 cm² → 6HA12 avec e=16.5 cm.

Ce qui nous donne une section d'acier des armatures de construction

As'=As/3=2 cm^2 → 6HA10 avec un espacement e=16.5

VIII.3.5.5. Les fûts

VIII.3.5.5.1 Evaluation des efforts

Les fûts sont sollicités par des efforts verticales et horizontales, ce qui nous donne une flexion composée, le calcul des efforts à été fait à la base des fûts, et la fissuration est considérée préjudiciable.

- **Efforts verticaux**

- Réaction du tablier dû à la charge permanente.
- Réaction de la surcharge.
- Poids propre du chevêtre, dalle de transition, corbeau et mur garde grève.
- Leur poids propre.
- Force sismique verticale

- **Efforts horizontaux**

- Poussée des terres.
- Force sismique horizontale
- Forces de freinage.

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau ci-dessous

Tableau VIII-14. Efforts appliqués sur les futs.

	ELS	ELU	ELA
N (KN)	1561.96	2108.64	3776.77431
V (KN)	107.71	145.40	865.60789
M (KN.m)	1467.92	1981.69	8115.90684

Pour plus de détails voire l'ANNNEXE D

VIII.3.5.5.2 Ferraillage

Le ferraillage vertical se fait en flexion composée à l'ELA pour une fissuration préjudiciable à l'aide de logiciel ROBOT EXPERT pour une section de béton (5.43x0.8 m²).

On opte les sections d'aciers suivantes :

- **Armature verticale** : $As_1=As_2$ = 34.2 cm² → 11HA20 avec e=9 cm.
- **Armature horizontale** : $As_h=As/2$ =17.1 cm² → 12HA14 avec e=8 cm.
- **Armature latérale :** $As_L=As/2$=17.1 cm² → 12HA14 avec e=8cm.

VIII.3.5.6. Etude du chevêtre

Le chevêtre est généralement sollicité par deux sollicitations, une flexion longitudinale et une torsion.

La modélisation du chevêtre est faite à l'aide du logiciel ROBOT. Les résultats de la modélisation obtenue à l'ELS sont présentés sur la figure ci-dessous :

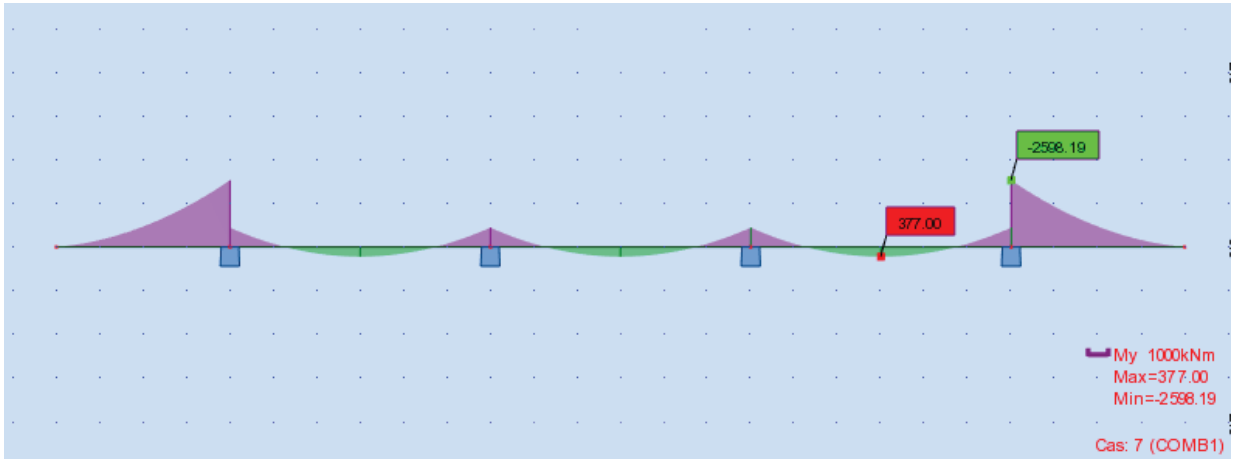


Figure VIII.5 Le moment MAX à l'ELS sur chevêtre.

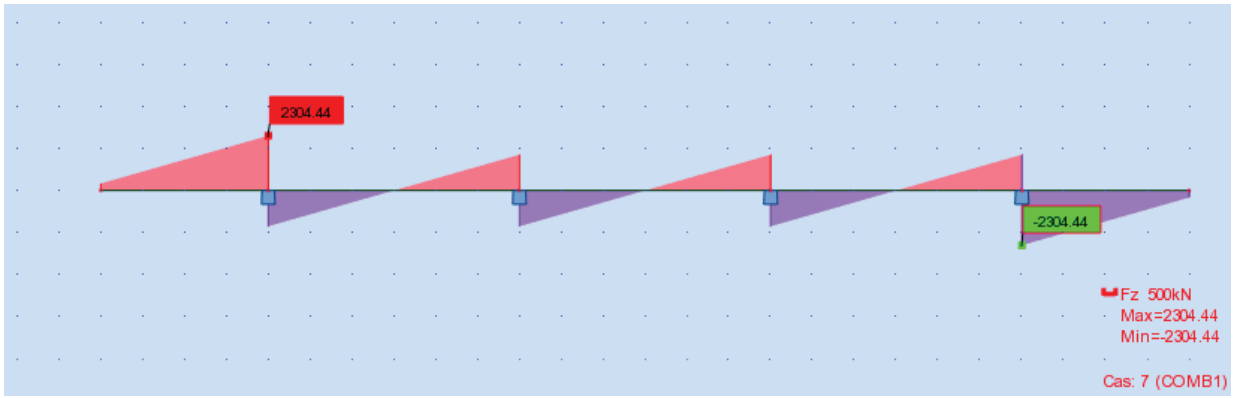


Figure VIII.6 L'effort tranchant MAX à l'ELS sur chevêtre.

- **Ferraillage du chevêtre**

Tableau VIII-15. Ferraillage du chevêtre.

Sollicitations	$M_{MAX-ELS}$ (Kn.m)	As cm²	Armature	e (cm)
Sur appui	2598.19	49.00	10HA25	10
Mi-travée	377.00	49.00	10HA25	10

Pour plus de détail voire l'annexe D

VIII.4. Etude de la fondation

VIII.4.1. Choix du type de fondation

La fondation d'un ouvrage est destinée à transmettre au sol d'assiette, dans les conditions les plus défavorables les sollicitations provenant de la structure de l'ouvrage sous l'effet des charges et surcharges.

Dans notre ouvrage, Les fondations les mieux appropriées aux appuis à construire, en raison de l'hétérogénéité géologique de la formation naturelle en surface et de la physionomie générale du site étudié (notamment son aspect topographique) sont les fondations profondes des pieux en béton armé forés de diamètre 1,2 m pour les piles et 1 m pour les culées.

VIII.4.2. Etude de la semelle

Tableau VIII-16. Dimensions des semelles.

	Pile	Culée
Largeur (m)	13.2	11
Longueur (m)	6	8
Epaisseur (m)	1.75	1.5

VIII.4.2.1. Semelle sous pile

VIII.4.2.1.1 Evaluation des efforts

La semelle de la culée repose sur deux files de pieux, chaque file est composé de quatre pieux, donc on applique la méthode des bielles qui est conditionnées par :

$$h \geq \frac{L}{2} - \frac{b}{4} \qquad \text{(VIII.33)}$$

Et

$$\alpha \geq 45°$$

$$\alpha = arctg\left(\frac{h}{\frac{L}{2} - \frac{b}{4}}\right) \qquad \text{(VIII.34)}$$

Avec : h = H – d'.
L : entraxe entre les pieux.
b : épaisseur de la pile.
H : Hauteur de la semelle.

Tableau VIII-17. La vérification des conditions de la méthode des bielles.

L (m)	b (m)	h (m)	L/2 – b/4 (m)	α (°)	$45^0<\alpha<55^0$
3.6	1.5	1.65	1.425	49.21	C.V

VIII.4.2.1.2 Ferraillage

La section d'armature transversale inférieure est déterminée par la méthode des bielles est égale à :

$$As = \frac{Nmax}{\sigma a} \cdot \frac{\frac{L}{2} - \frac{b}{4}}{h} \qquad \text{(VIII.35)}$$

Tableau VIII-18. Calcul section d'acier pour la semelle sous la culée.

$N_{Max\text{-}ELS}$	σ_a (ELS)	$As_{\text{-}ELS}$	$N_{Max\text{-}ELA}$	σ_a (ELA)	$As_{\text{-}ELA}$
3,96 MN	333,33 MPa	102.47cm²	5.61 MN	500 MPa	96.95 cm²

Les armatures transversales placées dans les bandes axées sur les pieux, ayant une largeur (L) telle que : $L = H + \Phi_{pieu}$.

- **Armatures transversales inférieure**

$As_{ti} = As\text{-}_{ELS} /2.95 = 34,74$ cm²/ml ; on opte 8HA25 avec un espacement de 12.5 cm

- **Armatures transversales supérieure**

$As_{ts} = As /4 = 8.68$ cm²/ml ; on opte 8HA12 avec un espacement de 12.5 cm.

- **Armatures longitudinales inférieure**

$As_{li} = As_{ti} / 3 = 11,58$ cm²/ml ; on opte 6HA16 avec un espacement de 18 cm.

- **Armatures longitudinales supérieure**

$As_{ls} = As_{tli} / 4 = 8.68$ cm²/ml ; on opte 6HA16 avec un espacement de 18 cm.

VIII.4.2.2. Semelle sous culée

VIII.4.2.2.1 Evaluation des efforts

La semelle de la culée repose sur 12 pieux donc la méthode de bielles n'est pas applicable dans ce cas, donc effectivement la semelle est une dalle sur appuis isolés qui sont les pieux (elle ressemble à une dalle plancher c'est-à-dire dalle reposant uniquement sur des poteaux).

En utilisant la méthode de calcul des dalles planchers, on considère la semelle comme un réseau des poutres continues d'une largeur de b=L/2 dans les deux directions.

Avec : L : entre axe des pieux = 3m

Pour déterminer les efforts nécessaires pour le ferraillage de la semelle, nous avons utilisé un modèle numérique de deux poutres de section 1.5 × 1.5m^2, une dans chaque sens en considérant les pieux comme appuis. Chaque poutre reprend une charge linéaire en KN/m qui et elle travaille en flexion simple.

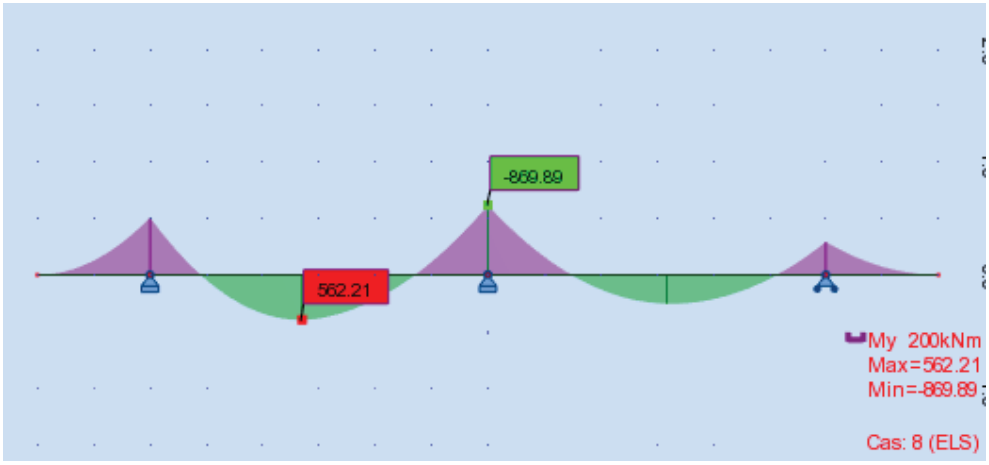


Figure VIII.7. Mmax longitudinal à l'ELS.

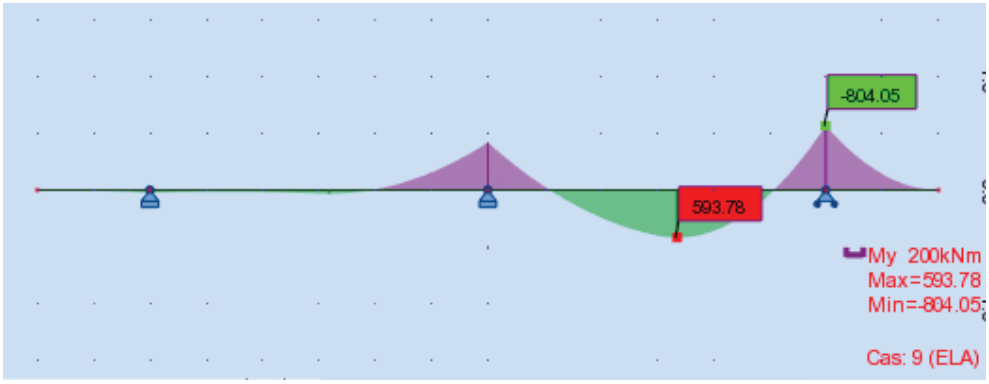


Figure VIII.8. Mmax longitudinal à l'ELA.

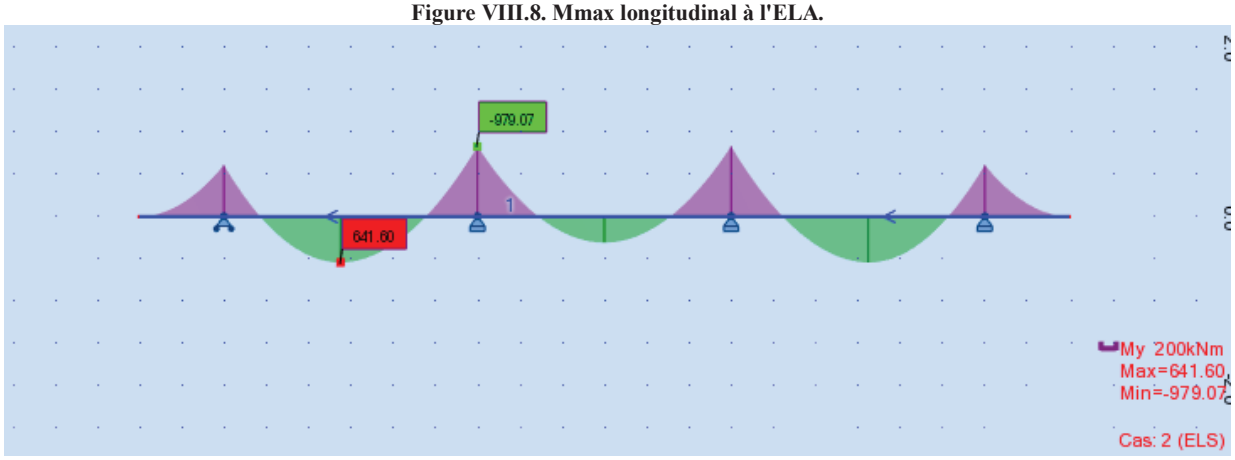


Figure VIII.9. Mmax transversal à l'ELS.

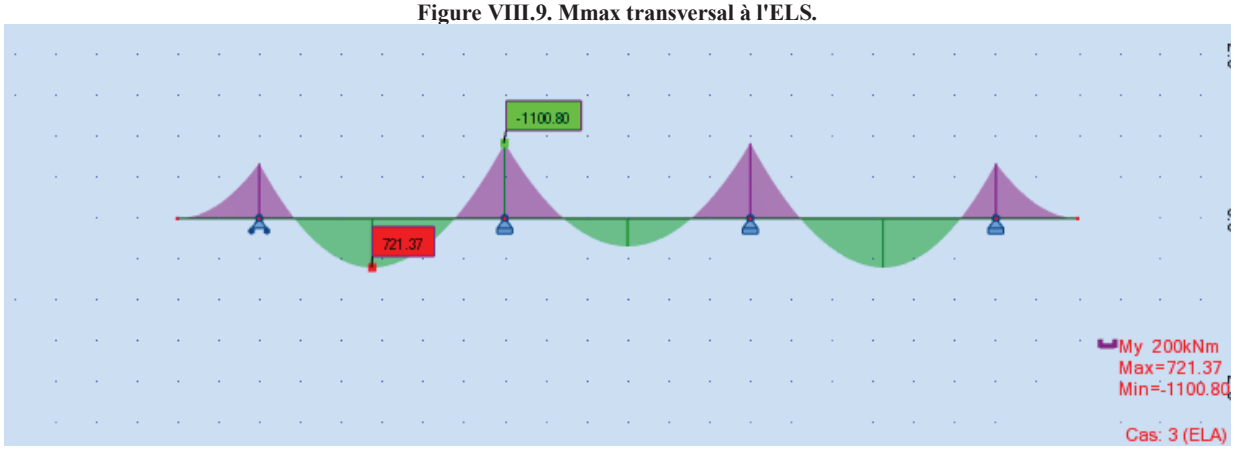


Figure VIII.10. Mmax transversal à l'ELA.

Tableau VIII-19.Moments fléchissant extrêmes repris par chaque poutre.

Moment max	Position	Sens xx	Sens yy
M_{ELS} (KN.m)	Sur appui	869.89	979.07
	A mi-travée	562.21	641.60
M_{ELA} (KN.m)	Sur appui	804.05	1100.80
	A mi-travée	593	721.37

VIII.4.2.2.2 Ferraillage

Le ferraillage vertical se fait en flexion simple à l'ELA pour une fissuration préjudiciable à l'aide de logiciel ROBOT EXPERT pour une section de béton 1.5x1.5

- **Armatures transversales inférieures**
  As =28.5cm² ; soit 10HA20/ 10 cm.
- **Armatures transversales supérieures**
  As1 = 21.7 cm² ; soit 10HA16 / 10 cm.
- **Armatures longitudinales inférieures**
  As =25.4 cm² ; soit 10HA20 / 10 cm.
- **Armatures longitudinales supérieures**
  As2 = 21.5 cm² ; soit 10HA16 / 10cm.
- **Armatures latérales**
  As3 = As/10 =2.85 cm² ; soit 10HA10 / 10m.

VIII.4.3. Etude des pieux

VIII.4.3.1. Caractéristique des pieux

Tableau VIII-20. Caractéristique des pieux.

Pile	Culée
Longueur de pieux L = 20 m (bon sol)	
Diamètre Φ = 1.20 m.	Diamètre Φ = 1 m.
Entraxe des pieux est égale e = 3.6 m.	Entraxe des pieux est égale e = 3 m.
Nombre de pieux : n = 8. (2 files de 4 pieux)	Nombre de pieux : n = 12. (3files de 4 pieux)

VIII.4.3.2. Evaluation des efforts

Les efforts à la base de la semelle sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau VIII-21. Sollicitations appliquées sur la semelle.

Etat limite	Effort	Pile	Culée
ELS	N (KN)	27730.03	36296.47
	V (KN)	103597	1916.15
	M (KN.m)	14078.9	18207.5
ELU	N (KN)	37435.54	49238.63
	V (KN)	1747.01	2692.27
	M (KN.m)	19155.27	40481.8
ELA	N (KN)	28190.23	24138.37
	V (KN)	5053.14	5797.03
	M_L (KN.m)	66140.12	53609.47
	M_T (KN.m)	59872.36	

VIII.4.3.3. Détermination du nombre de pieux

Le nombre de pieux peut être calculé comme suit : $n=\frac{Nmax}{Qp}$

Avec : N_{max} : l'effort normal maximal à l'ELS.
Qp : capacité portante d'un pieu a l'ELS.

Tableau VIII-22. Nombre de pieux sous la semelle.

	Pile	Culée
Nmax (KN)	27730.03	36296.47
Qp (KN)	4000	4000
n	6.93	9.07
n retenu	8	12

VIII.4.3.4. Effort revenant à chaque pieux

On admet que la semelle est infiniment rigide et les pieux sont identiques. L'effort normal qui revient à chaque pieu est donné par la formule suivante :

$$N_i = \frac{N}{n} \pm \frac{Mx}{\sum y2} y \pm \frac{My}{\sum x2} x \qquad \text{(VIII.36)}$$

Tableau VIII-23. Effort revenant à chaque pieux.

	Pile			Culée		
Etat limite	N_{max} (KN)	N_{min} (KN)	Q_p (KN)	N_{max} (KN)	N_{min} (KN)	Q_p (KN)
ELS	3955.10	2977.40	4000	3584.68	2067.39	4000
ELU	5344.56	4014.33	6323.6	5501.89	2128.41	6511.65
ELA	5613.11	1020.11	7263.15	4030.40	-437.06	7512.36

- **Vérification vis-à-vis le poinçonnement**

Pour les 2 cas, les efforts normaux revenant à chaque pieux $Ni_{max} \leq Qp$. Donc pas de risque au poinçonnement.

- **Vérification vis-à-vis le soulèvement**

Pour ELS et ELU, L'effort normal minimum revenant au pieux > 0
Pour ELA, les Ni doivent respecter la condition de traction : $Ni_{min} \geq Q_{min} = Q_u/1.3$.
On a Q_{min}= - 437.06 KN pour la culée, d'où la condition est vérifiée.

VIII.4.3.5. Actions sur les pieux

Le comportement d'un élément flexible dans le sol peut s'exprimer mathématiquement à l'aide de l'équation différentielle du 4éme ordre suivante

$$EI \frac{d4y}{dx4} + C_u.b_y = 0 \qquad \text{(VIII.37)}$$

La solution de l'équation est de forme de

$$\alpha = \sqrt[4]{\frac{4\,EI}{Cu\ b}} \qquad \text{(VIII.38)}$$

Avec α : longueur élastique du pieux.

- **Calcul de λ Coefficient d'amortissement du module de WARNER**

Le coefficient est **:** $\boldsymbol{\lambda = \frac{1}{\alpha}}$

Tableau VIII-24. Détermination du coefficient λ

Paramètre	L (m)	E (MPa)	C_u (MN/m^3)	b (m)	I (m^4)	λ	λ.L	X_{ep}	X_{em}
Culée	20	33000	30	1	0.05	0.261	5.218	1.38	1.61
Pile	20	33000	30	1.2	0.101	0.223	4.676	1.32	1.58

- **Moment fléchissant et effort tranchant en tête des pieux**

Le moment en tête du pieu donné par la relation suivante

$$M = - \frac{\chi ep}{\chi em} \frac{P}{\lambda} \qquad \text{IX (18)}$$

Tableau VIII-25. Les valeurs du moment fléchissant et effort tranchant en tête du pieux.

	Pile			Culée		
Etat	**H_{max} (KN)**	**P(KN)**	**M(KN.m)**	**H_{max} (KN)**	**P (KN/Pieux)**	**M(KN.m)**
ELU	218.38	4464.48	800.85	336.53	5501.89	1104.30
ELS	129.5	3955.10	474.9	239.52	3584.68	785.96
ELA	630.82	5613.11	2313.39	424.63	4020.25	2377.8

VIII.4.3.6. Ferraillage des pieux

Le pieux est considéré comme une pièce soumise à la flexion composée. Pour les moments et l'effort tranchant déjà calculés on trouve :

- **Cas de la pile**

As = 22.6 cm² ; on opte 12HA16

- **Cas de la culée**

As= 81.5 cm^2 ; on opte 17HA25.

Pour le ferraillage transversal on prend le ferraillage minimal, selon RPOA on prend des cercles de HA10 et un espacement de 10cm dans la zone nodale et 14 cm dans la zone courante.

VIII.5. Conclusion

Dans ce chapitre, on a entamé l'étude de l'infrastructure ; les piles, la semelle, la culée et les pieux ; dans les différentes conditions selon les combinaisons données pour une meilleure résistance d'où l'ouvrage peut-être exploite en toute sécurité.

CHAPITRE IX
ETUDE DE LA STABILITE DE LA PENTE

IX.1. Introduction

Le calcul de la stabilité des pentes est destiné à prévenir les incidents dus à la modification du moment moteur ou à la modification du régime hydraulique, c'est à dire de trouver la pente à donner à un talus pour qu'il présente un certain degré de sécurité vis à vis du glissement.

Le but de ce chapitre est de vérifier la stabilité du talus du remblai d'accès pour éviter les mouvements de terrain tel que le fluage, les écoulements, les coulées de boue et les glissements.

IX.2. Présentation du logiciel GEO5 :

GEO5 est un logiciel géotechnique intuitif pour l'analyse de la majorité des problèmes géotechniques basés sur les méthodes analytiques et la méthode des éléments finis, très facile à utiliser avec des notes de calcul claires et documentées.

Il est composé de 27 modules, Chaque programme analyse un type de structure spécifique ce qui rend les programmes faciles à utiliser et intuitifs.

Les talus sont traités avec le module de stabilité des pentes.



Figure IX-1. Logiciel GEO5 -Module stabilité des pentes

IX.3. Méthode de calcul

Les méthodes habituellement utilisées sont basées sur des constatations, à savoir que lorsqu'il y a un glissement de terrain, il y a une séparation d'une masse de sol du reste du massif, et ce, suivant une surface de rupture.

On s'intéresse à la méthode de BISHOP qui considère que la ligne de glissement est toujours de forme circulaire et les efforts verticaux inter-tranches sont nuls tel que :

$$(Vn - Vn+1 = 0). \qquad (IX.1)$$

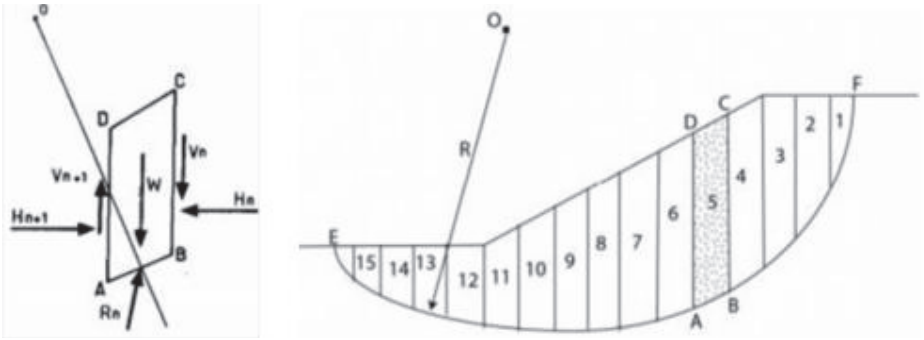


Figure IX-2. Découpage d'un talus en tranches et les forces agissantes sur une tranche

Le facteur de sécurité est donné par la formule suivante :

$$F_s = \frac{\sum_{n=1}^{m}(C_n b_n + W_n tan\varphi_n)}{m_a \sum_{n=1}^{m} W_n sin\alpha_n}$$

Avec

$$m_a = cos\alpha_n[1 + \frac{tan\alpha_n tan\varphi_n}{F_s}]$$

IX.4. Modélisation du remblai

Le présent logiciel comme tous les autres programmes de calcul sert à fournir des résultats issus d'un nombre défini des paramètres, donc il est nécessaire de suivre les étapes suivantes pour l'achèvement de l'opération de calcul :

Etape 01 : définition des informations du projet.

Etape 02 : choix de la norme de calcul dans les paramètres : la norme standard des coefficients de sécurité pour la vérification.

Etape 03 : dessin des interfaces des couches du terrain : une interface pour le remblai d'une pente 2V/3H, d'une hauteur de 13 m au-dessous d'une couche de ballast.

Etape 04 : détermination de la nature du sol de chaque couche : les caractéristiques physiques (la masse volumique, l'état de contraintes) et mécaniques (l'angle de frottement et la cohésion).

Etape 05 : assignation des sols, associer le sol qui convient à chaque couche : Sable graveleux compacte pour le remblai et ballast pour la couche de forme.

Pour cela on obtient la conception suivante qui définit notre talus.

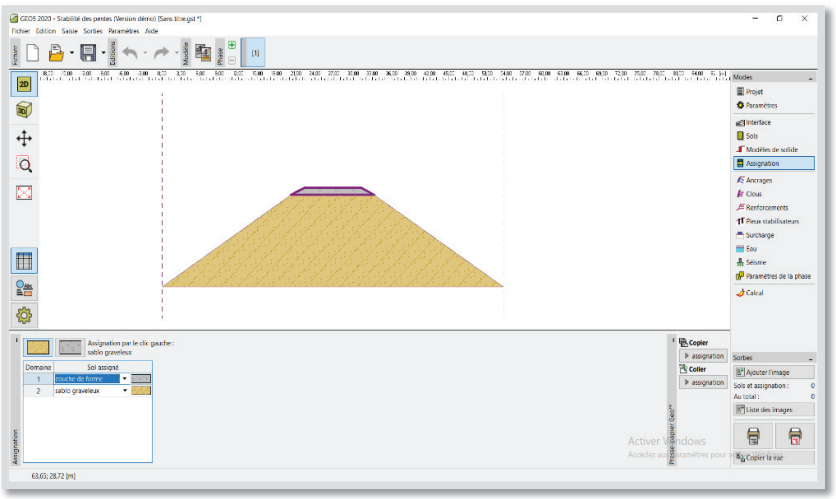


Figure IX-3 Anglet d'assignation

IX.5. Evaluation des efforts

La vérification de la pente s'effectue en 2 étapes principales, l'application de la surcharge Q puis l'application la charge roulante ferroviaire UIC 71 et SW/0 définies dans le **chapitre IV.**

IX.5.1. Combinaison d'actions

On prend en compte les combinaisons suivantes :

- G+Q
- G+UIC71+SW/0

Tenant en compte que Fs=1.5 pour la situation permanente.

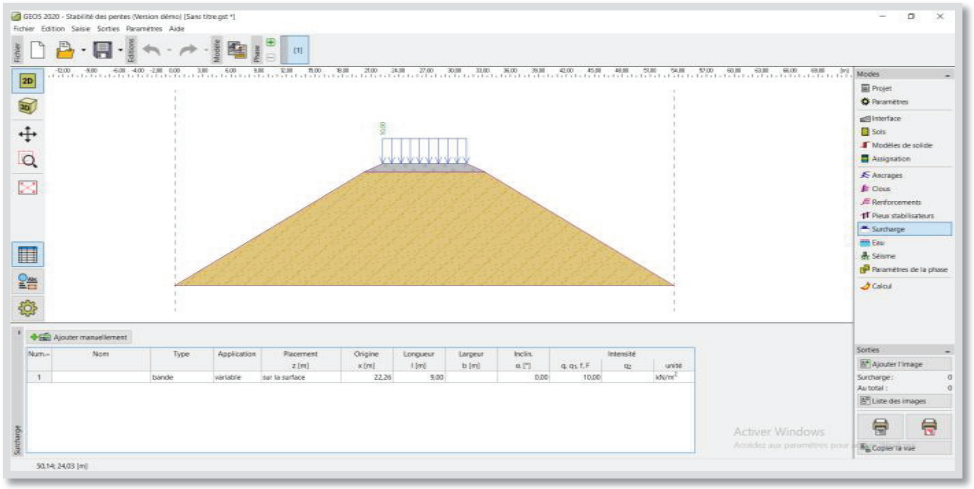


Figure IX-4. Anglet de surcharge appliqué Q.

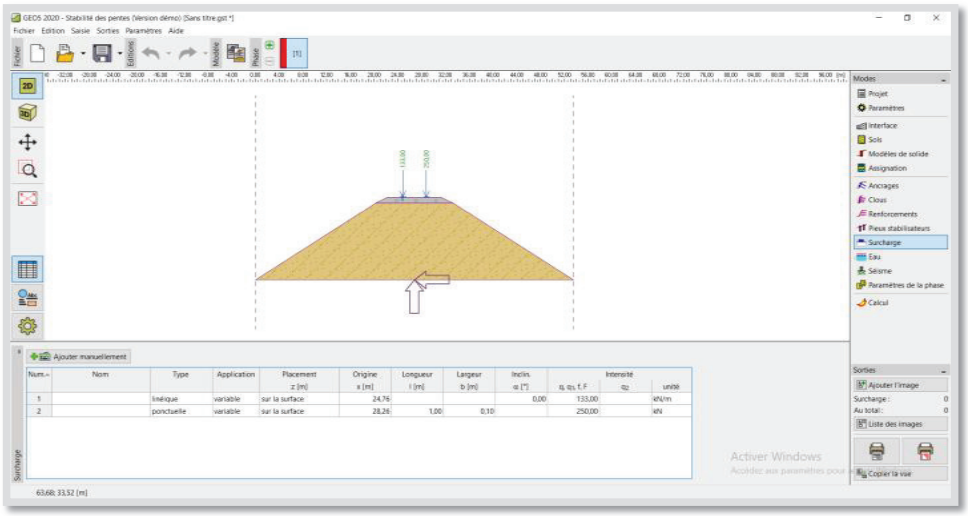


Figure IX-5. Application des charges ferroviaire UIC71 et SW/0.

IX.6. Résultats

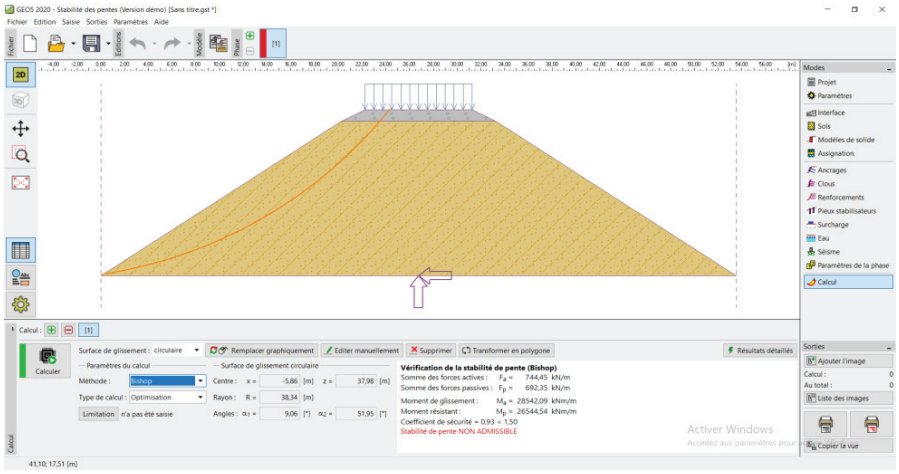


Figure IX-6. Résultat de calcul de stabilité sous la charge Q

Résultat du remblai sous charge Q : le remblai est instable avec un coefficient de sécurité inférieure à 1,5.

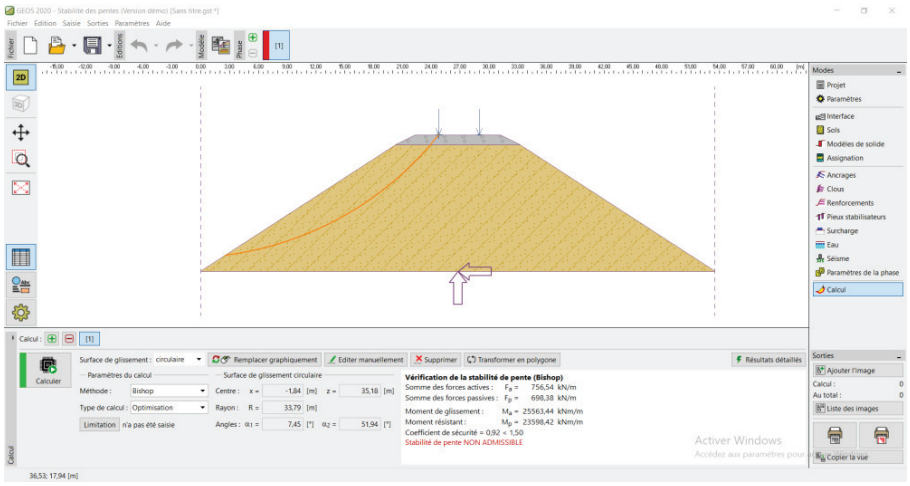


Figure IX-7 Résultat de calcul de stabilité sous charges SW/0 et UIC 71

Résultat du remblai sous charge SW/0 et UIC 71 : le remblai est instable avec un coefficient de sécurité inférieur à 1,5.

IX.7. Conclusion

Dans ce chapitre, on a entamé l'étude stabilité de la pente, pour les différentes conditions selon les combinaisons données. Les résultats donnés par le GEO5 montrent que le talus est instable, d'où la nécessité de mettre en place des solutions de renforcement pour garantir la stabilité de ce dernier.

CONCLUSION GENERALE

CONCLUSION GENERALE

L'élaboration de notre projet, intitulé « conception et étude d'un viaduc (pont-rail) dans la wilaya de Biskra franchissant la RN46 », nous a permis de compléter les fruits de connaissances théoriques acquises au sein de l'école National Supérieur Des Travaux Publics, et de mettre en pratique sur un cas réel les notions fondamentales concernant la conception et le dimensionnement de cette structure.

Le choix s`est fait sur un pont à poutre en béton précontraint, conçu et calculé à résisté avec une sécurité appropriée à toutes les charges et déformations éventuelles pendant la construction et l'exploitation. Ce type d`ouvrage présente de nombreux avantages. En effet, l`utilisation du béton précontraint nous permet d`atteindre des portées importantes.

A la lumière de cette étude on a pu mieux voir les détails des étapes à suivre pour maitriser la conception et l'étude technique d'un pont rail à poutre notamment le calcul de la précontrainte la modélisation à l'aide des outils informatiques et le calcul de l'infrastructure.

En espérant avoir fait de notre mieux, et que la présente étude aura répondue aux objectifs qui lui ont été assignés au départ et qu'elle sera bénéfique pour tous les utilisateurs.

BIBLIOGRAPHIE

[1] RPOA, Règles Parasismiques Applicables au domaine des Ouvrages d'Art, Algérie 2008

[2] Document SETRA, Ponts mixtes acier – béton, Guide de conception durable, France, SETRA, 2010.

[3] Document SETRA, Pont à Poutres préfabriqués précontrainte par poste tension VIPP, France, SETRA, 1996.

[4] Document SETRA, Guide de conception, ponts en béton précontrainte construits par encorbellements successifs, SETRA 2003

[5] Document SETRA, Barrières de sécurité pour la retenue des poids lourds, Barrières de niveau H2, H3, SETRA ,1999.

[6] La précontrainte FREYSSINET, le système de l'inventeur du béton précontraint. [8] CODE UIC, Charges à prendre en considération dans le calcul des ponts-rails / 5e Edition Août 2006.

[7] Document SNCF, *Règles de conception et de calcul des ouvrages en béton, en métal ou mixtes,* France, Livret 2.01. Février 1995.

[8] Béton précontraint, par **Robert CHAUSSIN** Ingénieur en Chef des Ponts et Chaussées Professeur de Béton précontraint à l'École Nationale des Ponts et Chaussées et au Centre des Hautes Études de la Construction Direction Technique des Ouvrages d'Art au Laboratoire Central des Ponts et Chaussées

[9] BPEL, Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton précontraint suivant la méthode des états limites, BPEL 91 révisé 99, 1999.

[10] HENRY THONIER, *Le Béton Précontraint aux Etats Limites*, ENPC France, 1985 [15] Code UIC, directives pour l'utilisation des appareils d'appui en caoutchouc dans les ponts rails [16] Jean-Armand CALGARO, *projet et construction des ponts,* ENPC France, 2000.

[11] Etude détaillée d'un tronçon de 11 km de la nouvelle ligne ferroviaire Djelfa-Laghouat avec conception et étude d'un pont–rail Présenté par : M. BENAMARA Abdeslam et M. BENAIMECHE Mohamed Amine / promotion 2017 DMS.

[12] Ponts courants en zone sismique, guide de conception ,SETRA

ANNEXES

ANNEXE A
RESULTATS DES ESSAIS GEOTECHNIQUES

Tableau A-1 Les résultats de sondage pressiométrique 1:

PROFONDEUR EN (m)	SP 01		
	E en bars	PL en bars	E / PL
1 .5	61.05	2.17	28.14
3.0	330.85	13.77	24.02
4.5	88.30	4.41	20.01
6.0	687.28	21.00	32.72
7.5	201.30	11.65	17.28
9.0	147.33	8.12	18.14
10.5	215.46	22.71	9.49
12.0	131.65	12.06	10.92
13.5	193.16	16.17	11.94
15.0	208.61	17.44	11.96
16.5	271.17	8.51	31.86
18.0	199.14	13.05	15.26

Tableau A-1Les résultats de sondage pressiométrique 2

PROFONDEUR EN (m)	SP 02		
	E en bars	PL en bars	E / PL
1 .5	**1411.71**	**20.47**	**68.96**
3.0	**144.32**	**9.4**	**15.35**
4.5	**160.12**	**12.76**	**12.55**
6.0	**318.22**	**23.52**	**13.53**
7.5	**191.79**	**10.63**	**18.03**
9.0	**265.25**	**11.78**	**22.52**
10.5	**115.24**	**6.73**	**17.13**
12.0	**231.51**	**15.79**	**14.66**
13.5	**192.36**	**7.68**	**25.06**
15.0	**33.99**	**7.30**	**4.66**
16.5	**63.92**	**2.60**	**24.55**
18.0	**119.11**	**7.86**	**15.15**

Tableau A-2 Les caractéristesmecaniques des couches du sol

Sondage / Profondeur (m)		Cohésion Cu (bars)	Angle de frottement ϖu(◦)
SC 03	**7.50_7.90**	**0.18**	**14.06**
	9.00_9.50	**0.95**	**16.22**
	13.00_13.70	**1.12**	**14.03**
	16.80_17.00	**1.46**	**8.14**
SC 04	**4.30_4.50**	**1.67**	**23.81**
	8.10_8.50	**1.09**	**26.59**
	11.60_11.80	**1.81**	**18.20**
	15.50_16.00	**2.09**	**17.49**

Tableau A-3 L'agressivité du sol

TENEUR EN / PROFONDEUR (m)		SO4-	CaCo3	Niveau d'agressivité	Environnement
SC 03	7.50_7.90	1.26	38	A3	Fortement agressif
	9.00_9.50	1.34	32		
	13.00_13.70	1.38	30		
	16.80_17.00	1 .23	42		
	4.30_4.50	1.24	39		
SC 04	8.10_8.50	1.40	32		
	11.60_11.80	1.30	43		
	15.50_16.00	1.32	36		
		1.27	26		
SP 01	7.50_8.00	1.33	32		
	12.00_12.50	1.38	42		
	16.50_17.00	1.65	37		
SP 02	4.50_5.00	2.10	42		
	12.00_12.50	1.32	42		

TableauA-5 Sondage carotté 01.

Profondeur (m)	Nature de sol
0.00 → 0.50	Terre végétale
0.50 → 5.50	Sable fin
5.50→ 6.00	Sable argileux grisâtre compacte
6.00 → 12.00	Marne versicolore tuffogéne
12.00 → 12.80	Sable fin
12.80→13.70	Marne versicolore tuffogéne
13.70 → 15.00	Argile tuffogéne
15.00 → 15.80	Sable limoneux graveleux
15.80 → 17.60	Argile limoneux tuffogéne
17.60 → 23.00	Marne compacte brunâtre avec des traces carbonatées

Tableau A-6 Sondage carotté 02

Profondeur (m)	Nature de sol
0.00 → 0.50	Terre végétale
0.50 → 3.00	Argile sableuse brunâtre
3.00 → 8.00	Marne sableuse versicolore graveleuse
8.00 → 9.00	Sable argileux graveleuse
9.00 → 11.20	Sable limoneux graveleux parfois caillouteux
11.20 → 12.00	Marne tuffogéne caillouteuse parfois compacte
12.00 → 15.00	Marne calcareuse ocre a blanchâtre
15.00 → 17.00	Marne verdâtre très fortement carbonatée
17.00 → 21.00	Marne versicolore compacte

Tableau A-7 Protection contre l'agressivité

Choix de ciment	Ciment spécial résistant aux sulfates
Protection supplémentaire	Non nécessaire
Dosage mini en ciment (kg.m-3)(*)	$700/\sqrt[5]{D}$
E/C (**)	≤0.50
Granulat	Granulométrie conforme aux règles de composition des bétons
Ouvrabilité du béton	Consistance compatible avec une bonne mise en place et conduisant à la compacité maximale du béton vibration, usage éventuel d'adjuvants
Enrobage des armatures (***)	≥40mm
D :dimension maximale des granulats en mm (*) :dans le cas du béton précontraint et de mer, le dosage minimal est toujours $700/\sqrt[5]{D}$. (**) :les valeurs de E/C données à titre indicatif ne sont pas indépendantes de la catégorie de ciment . (***) : dépend aussi de la dimension des granulats et des règlements de calcul du projet .	

Tableau A-8 Classification des ponts

Groupe de pont	Importance
Groupe 1	Pont stratégique
Groupe 2	Pont important
Groupe 3	Pont d'importance moyenne

Tableau A-9 Coefficient d'accélération de la zone séismique

Groupe de pont	Zone sismique			
	I	IIA	IIB	III
1	0.15	0.25	0.30	0.40
2	0.12	0.20	0.25	0.30
3	0.10	0.15	0.20	0.25

ANNEXE B
RESULTATS DU CALCUL NUMERIQUE

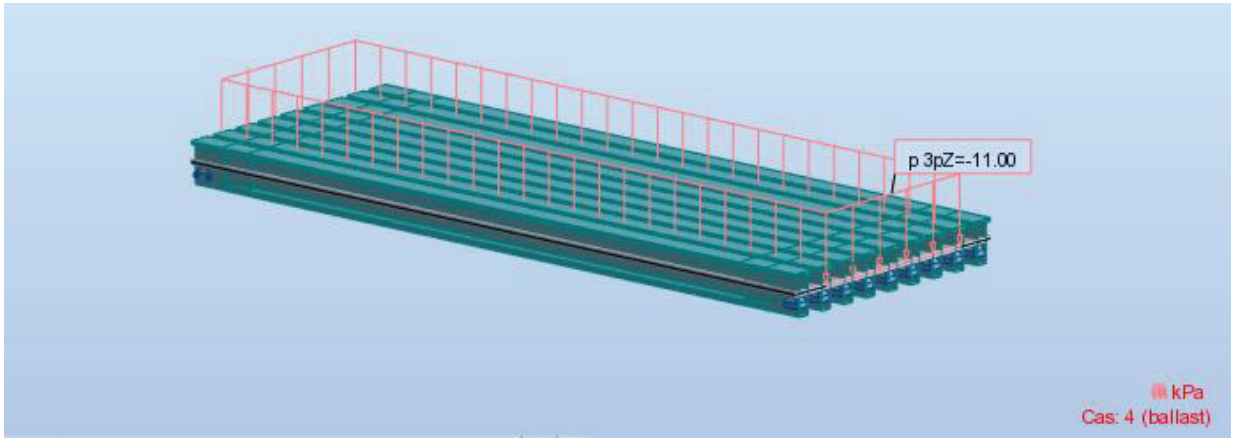


Figure B-1 Poids du ballast

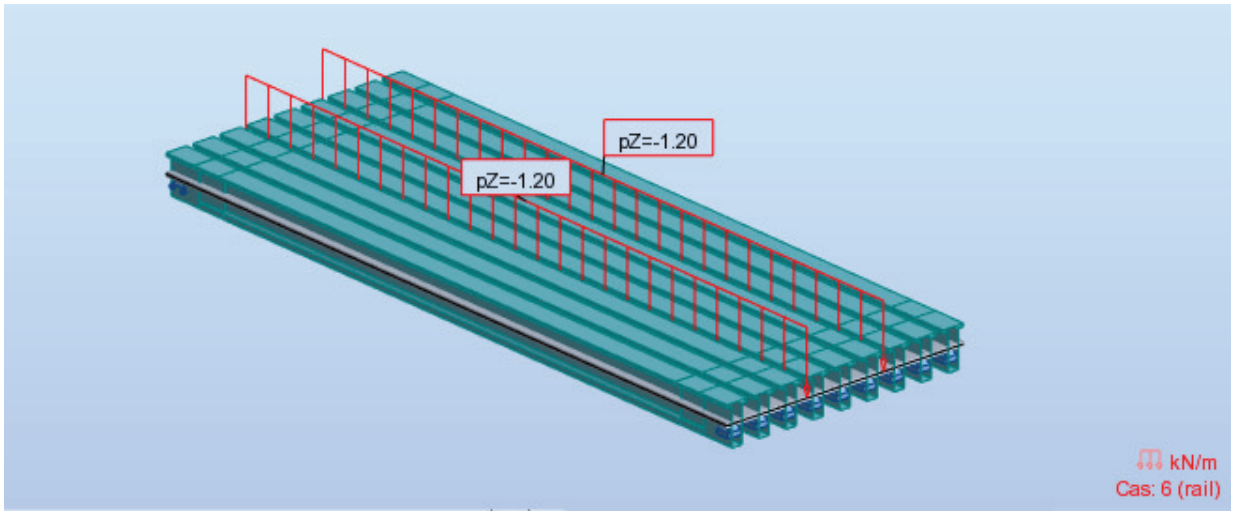


Figure B-2 Poids des rails

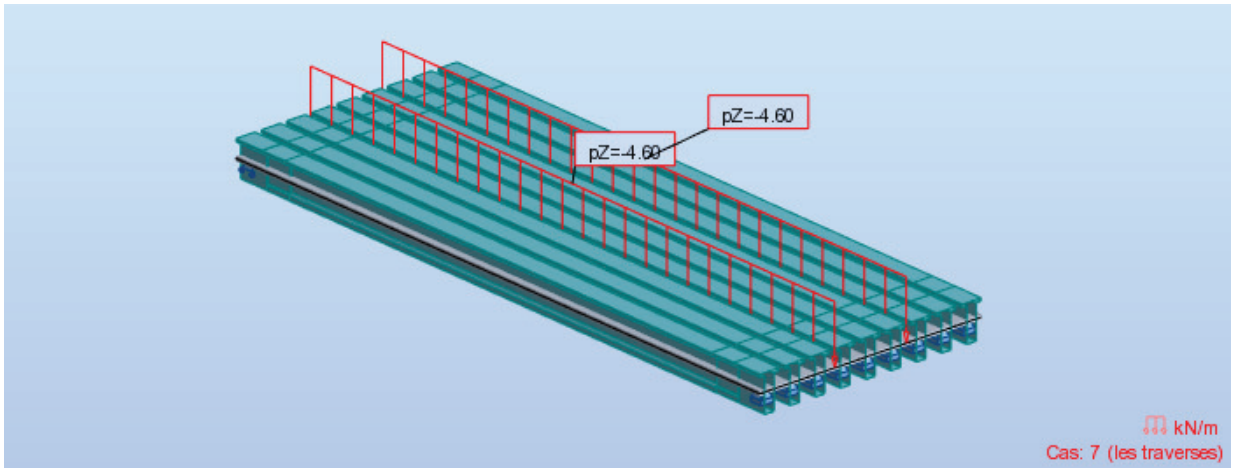


Figure B-3 Poids des traverses

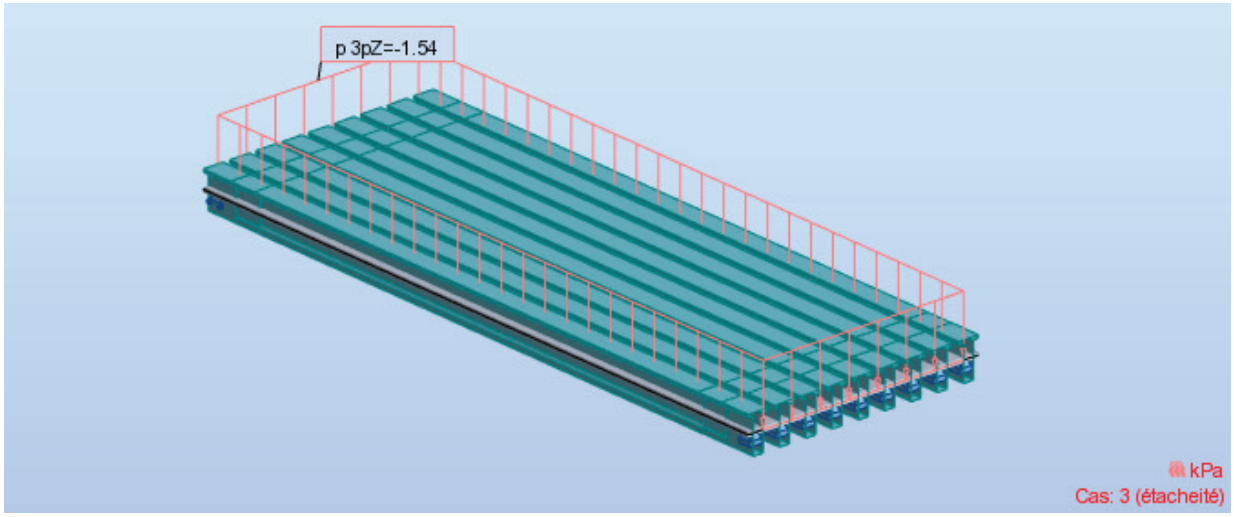


Figure B-4 Poids d'étanchéité

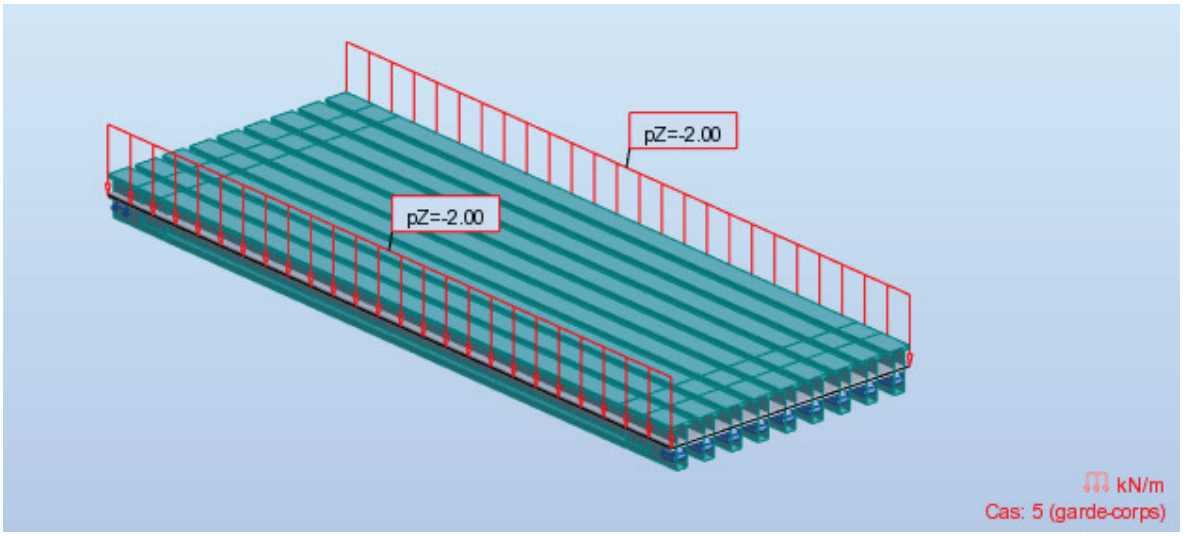


Figure B-5 Poids du garde-corps

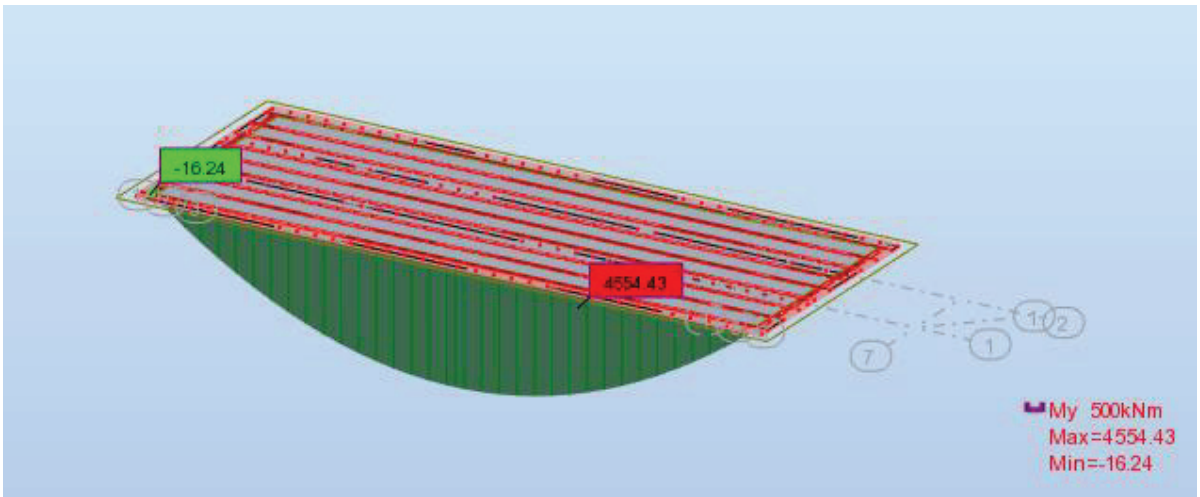


Figure B-6 Moment du au poids du tablier G

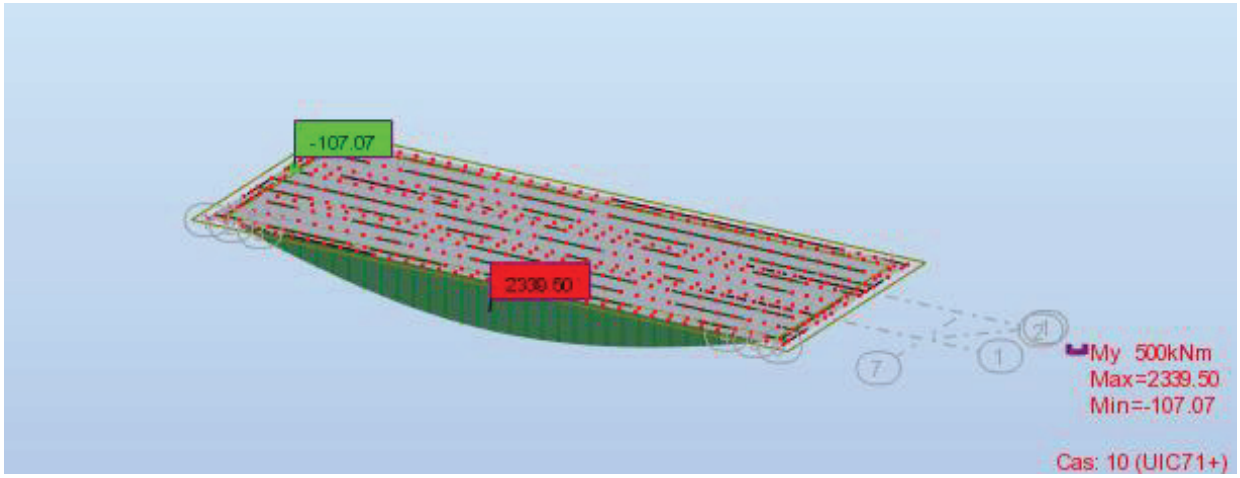


Figure B-7 Moment max du a la charge UIC71

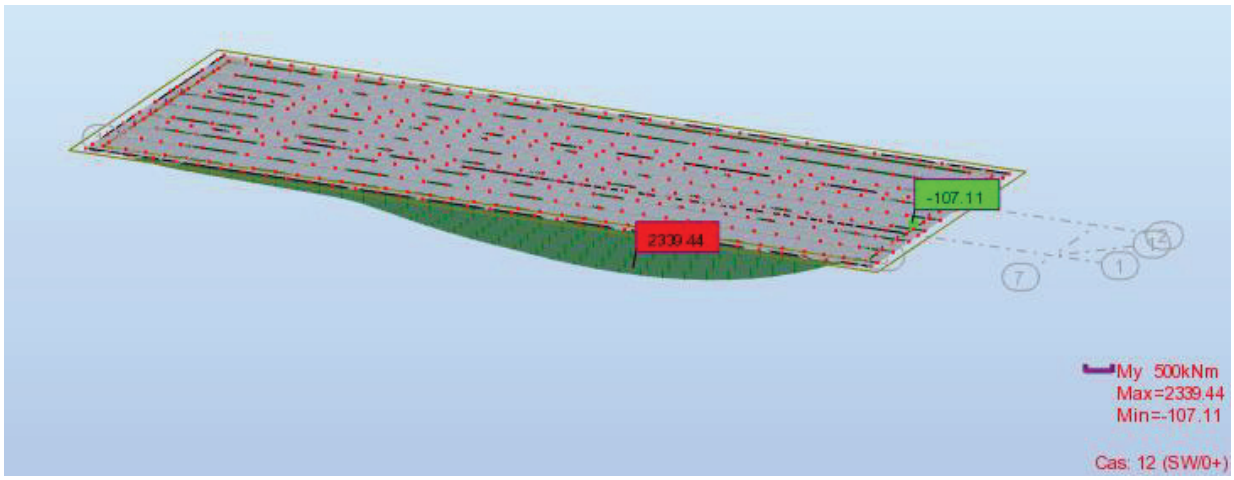


Figure B-8 Moment max du a la charge SW/0

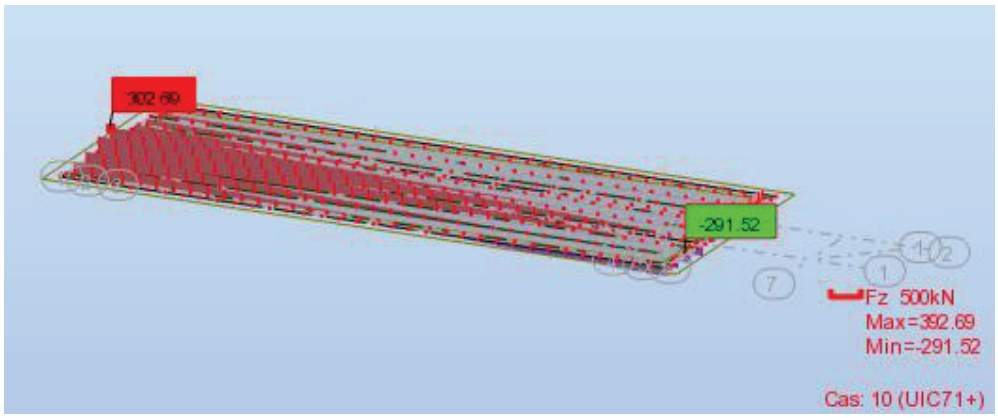


Figure B-9 L'effort tranchant max de la charge UIC71

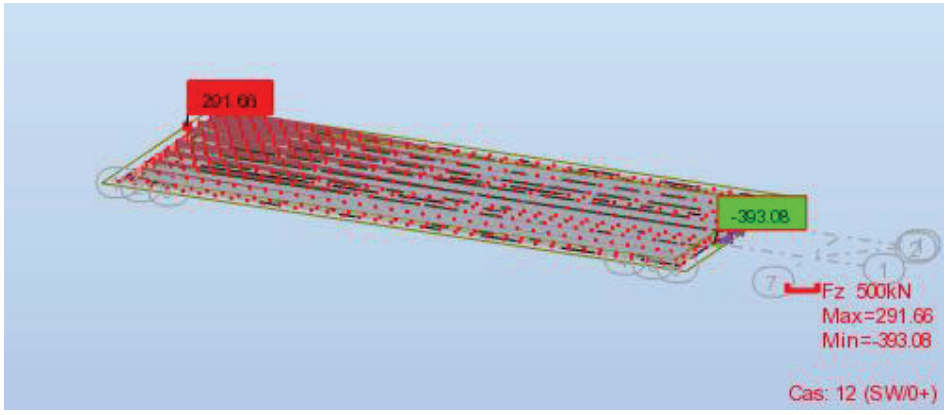


Figure B-10 L'effort tranchant max de la charge SW/0

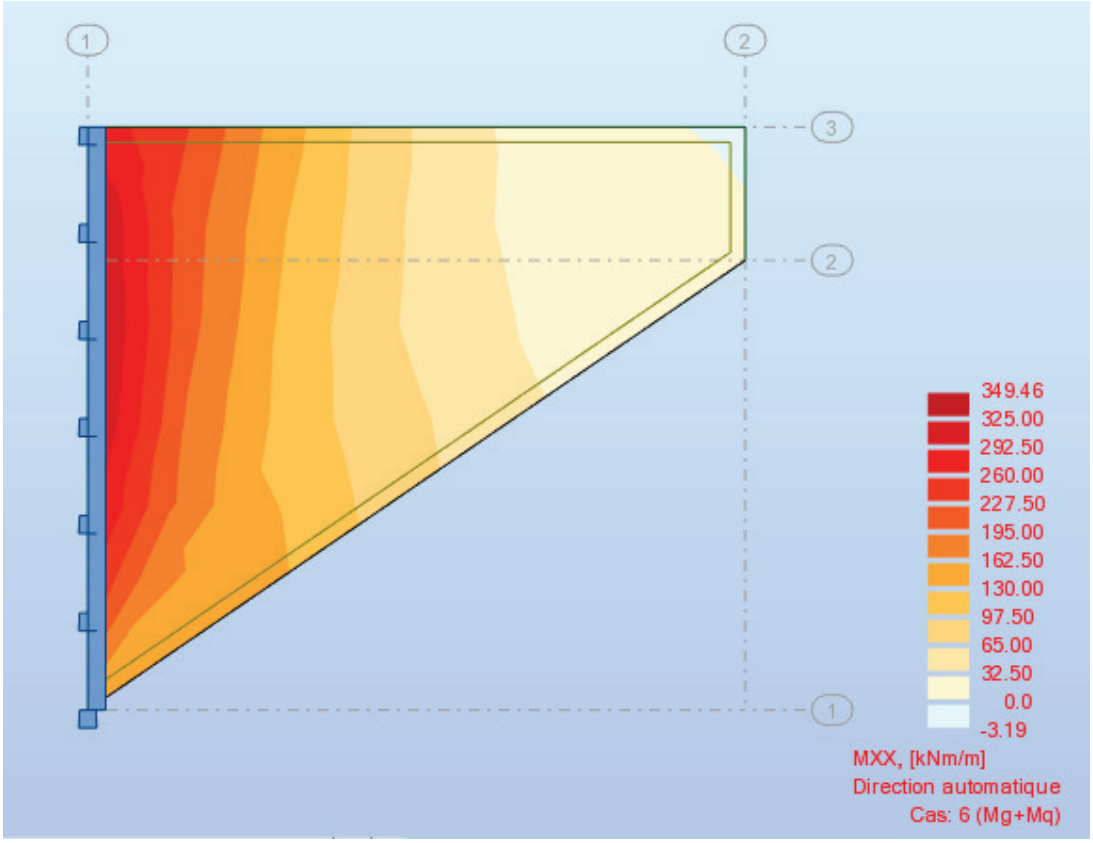


Figure B-11 Moment max à l'ELS suivant xx

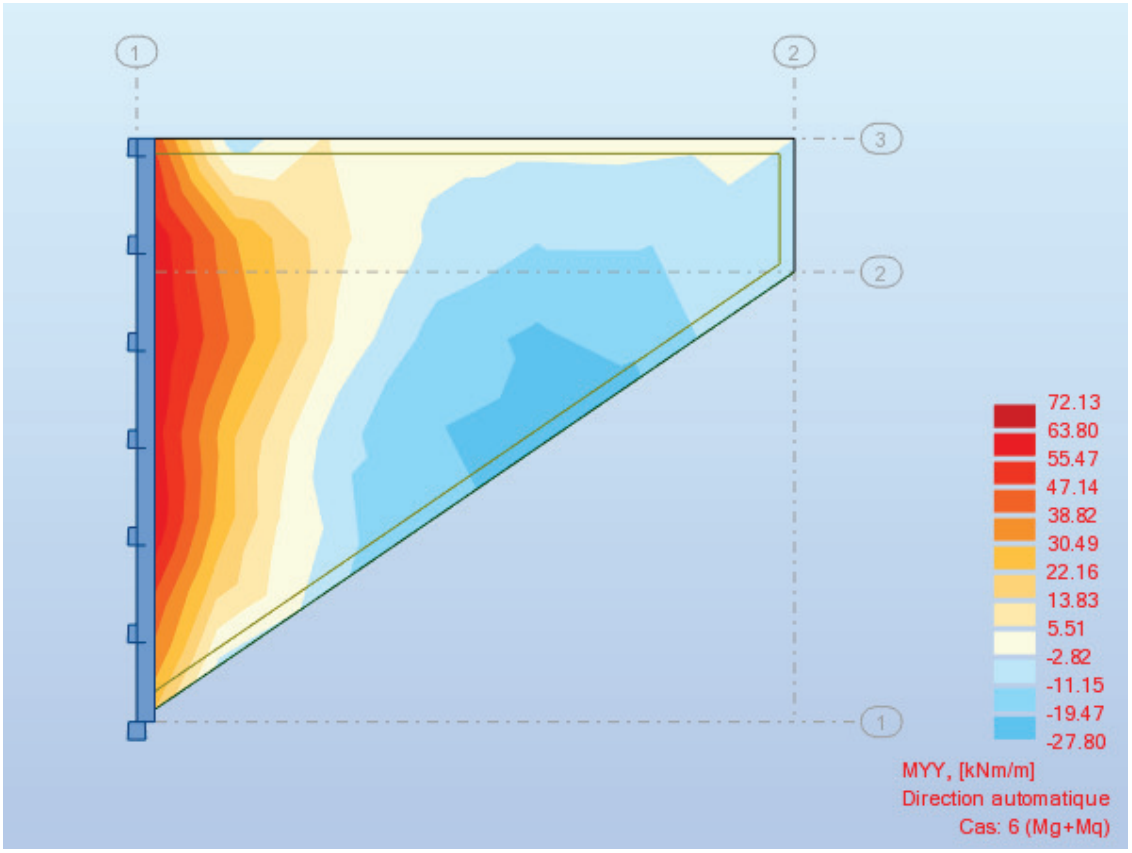


Figure B-12 Moment max à l'ELS suivant yy

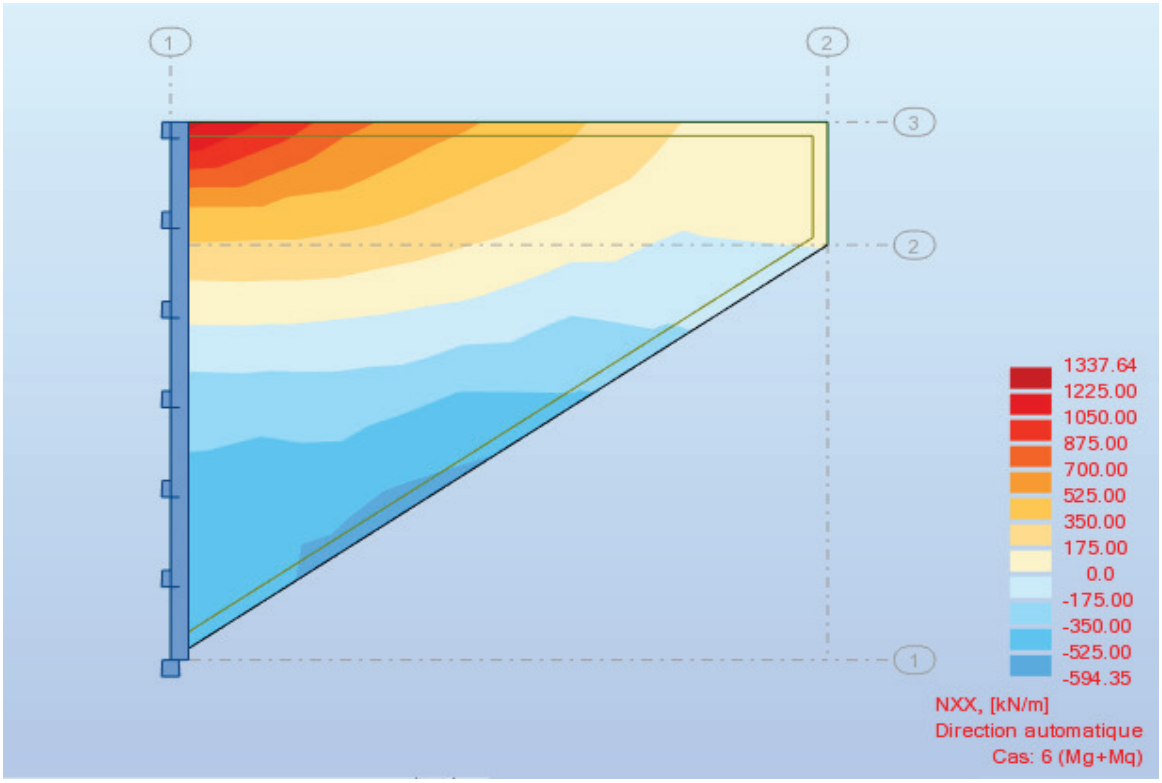


Figure B-13 L'effort normal à l'ELS suivant xx

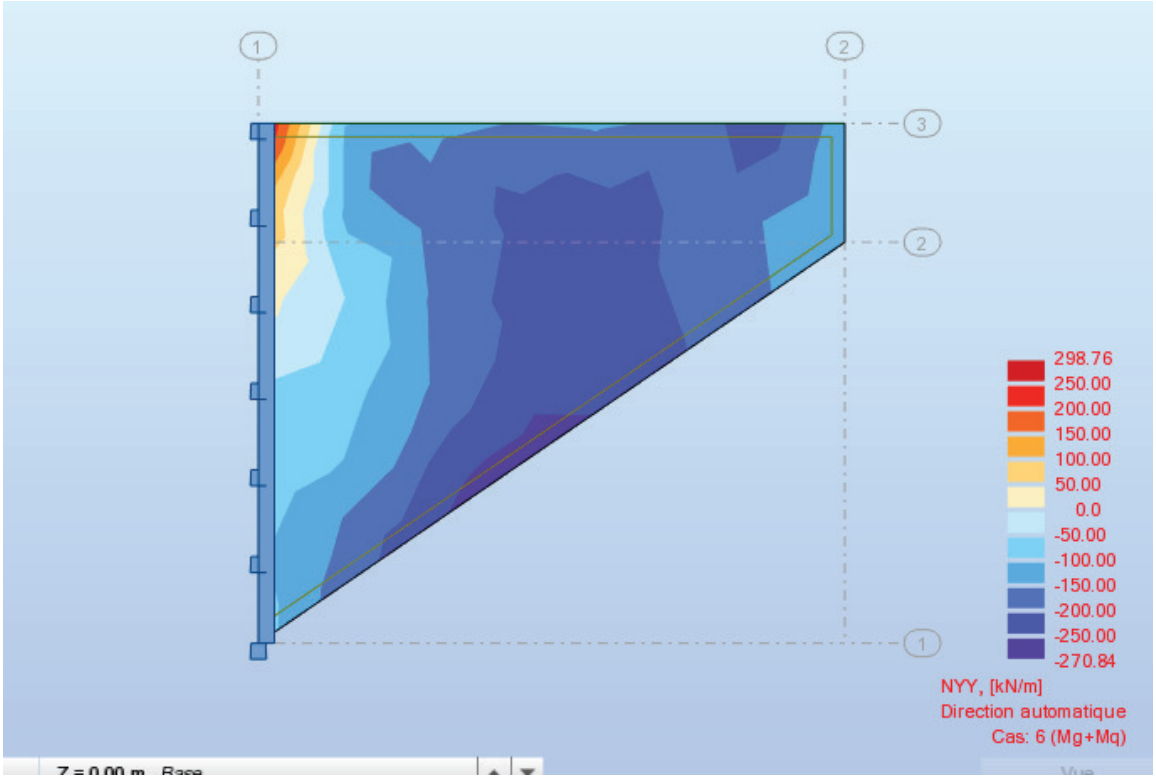


Figure B-14 L'effort normal à l'ELS suivant yy

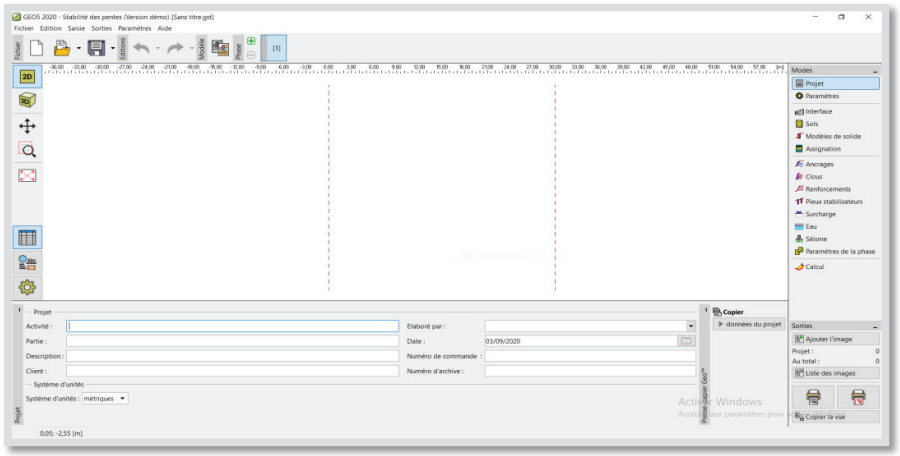


Figure B-15 Etape 01. Anglet de projet du module stabilité des pentes

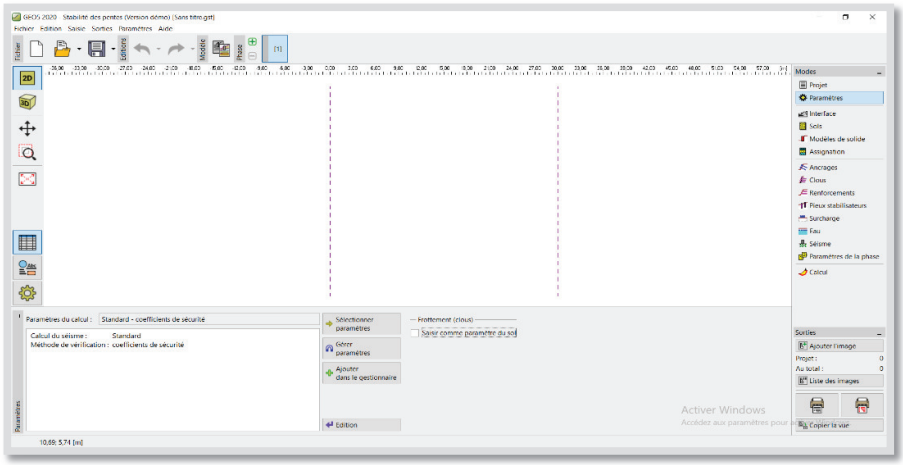


Figure B-16 Etape 02. Anglet de paramètres du module stabilité des pentes

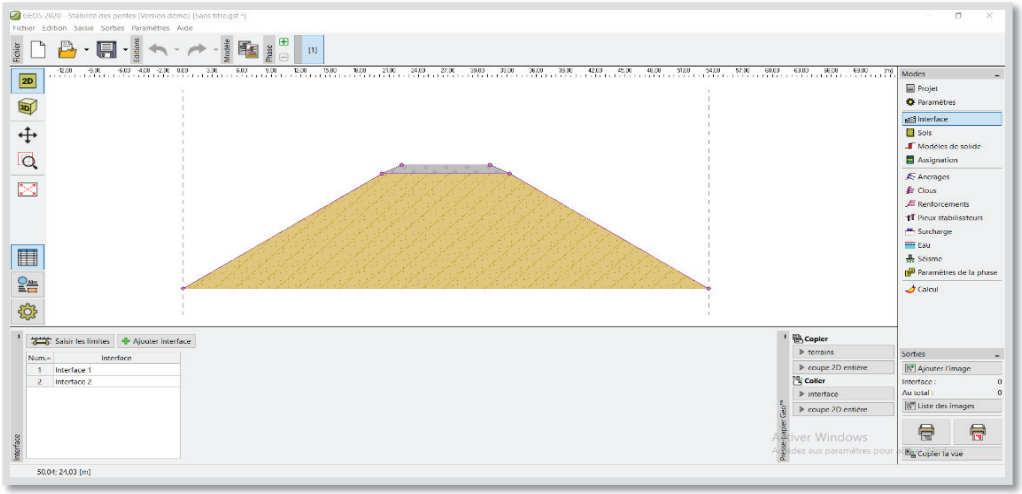


Figure B-17 Etape 03. Anglet des interfaces

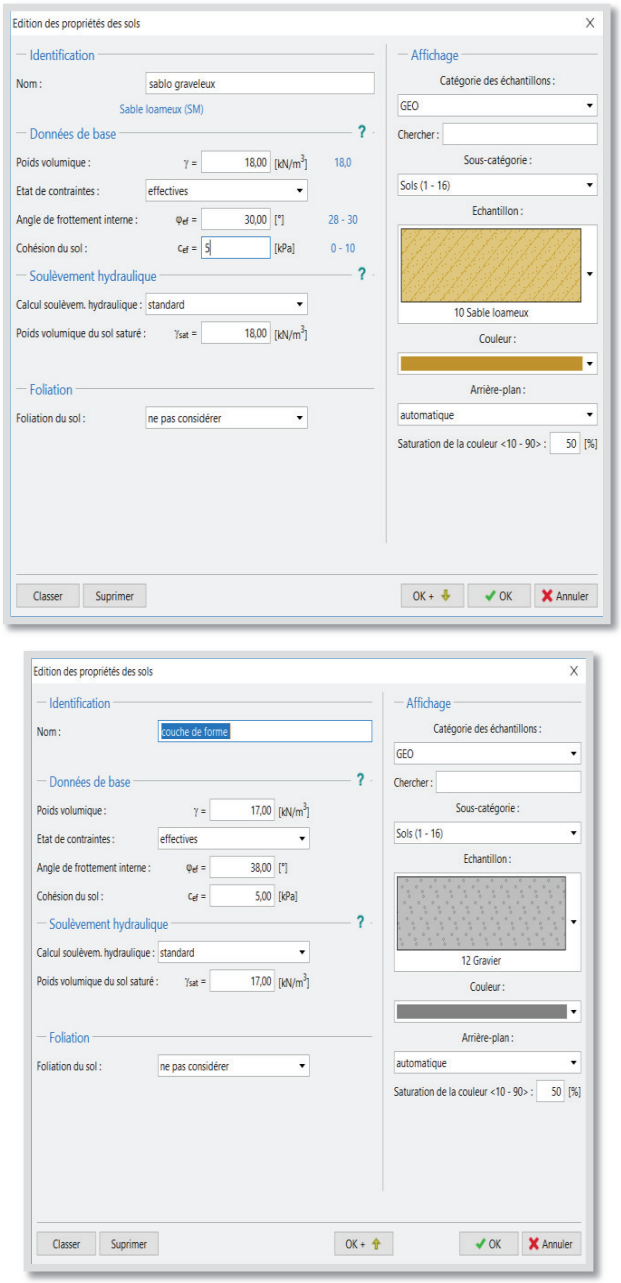


Figure B-18 Etape 04. Anglet des sols : les propriètés du remblai et couche de forme .

ANNEXE C
RESULTATS DEU CALCUL MANUEL

Tableau C-1 Les caractéristiques des sections des poutres

	About		Mi-travé	
	Ptr seul	Ptr+ dalle	Poutre seul	Poutre+ dalle
B (m2)	1.13	1.56	0.79	1.23
υ' (m)	1.04	1.32	1.08	1.46
υ (m)	0.93	0.93	0.92	0.84
IG (m4)	0.44	0.76	0.37	0.68
(m2)	0.39	0.48	0.47	0.56
ρ	0.40	0.39	0.47	0.45

Tableau C-2 Valeur minimale de la précontrainte

Détermination de PMIN		
Sigma bt1	-3.06	MPa
Sigma bt2	-4.59	MPa
d'	0.23	m
PI	0.37	MN
PII	6.56	MN
PMIN	6.56	MN

Tableau C-3 Détermination de nombre des câbles

Nombre des câbles		
ΔP0 =	25	%
T0 =	1416	Mpa
P0 =	2.97	MN
n ≥	2.94	Câbles
n =	3	Câbles

Tableau C-4 Les phases de vérification de la précontrainte

Première phase : Après 7 jours

f_{c7} =	27.15	MPa
f_{t7} =	2.23	MPa
σ_{bt2}	-1.56	MPa
σ_{bt1}	-3.34	MPa
σ_{bc}	16.29	MPa
ΔP =	5	%
n cable	2	

Deuxième phase : Après 28 jours

f_{c28} =	41.00	MPa
f_{t28} =	3.06	MPa
σ_{bt2}	-2.142	MPa
σ_{bt1}	-4.59	MPa
σ_{bc}	24.60	MPa
ΔP =	10	%
n cable	2	

3ème phase : Apres coulage de la dalle

f_{c28} =	41.00	MPa
f_{t28} =	3.06	MPa
σ_{bt2}	-2.142	MPa
σ_{bt1}	-4.59	MPa
σ_{bc}	24.60	MPa
ΔP =	20	%
n cable	2	

Quatrième phase : En service

f_{c28} =	41.00	MPa
f_{t28} =	3.06	MPa
σ_{bt2}	-3.06	MPa
σ_{bt1}	-4.59	MPa
σ_{bc}	24.60	MPa
ΔP =	25	%
n cable	3	

Tableau C-5 Calcul de l'angle de relevage

N° câble	l (m)	αrel (°)	Yi (m) x=0	1.2	17.5	f (m)	R (m)	β(l) rad
Cables d'intrados								
C1	32.6	4.17	0.75	0.66	0.12	0.54	244.87	0.067
C2	32.6	5.69	1.25	1.13	0.18	0.95	139.77	0.117
Cables d'extrados								
C3	29.6	25	2	1.44	0.4	1.04	105.26	0.141

αC1 =	4.17	αC2 =	5.69	αC3 =	25

Tableau C-6 L'effort de la précontrainte pour les différentes sections de la poutre

P0 = 2.97 MN

P1 = 1,02 P0 – 0,8 ΔP P2 = 0,98 P0 – 1,2 ΔP

	N cables	% Mt	ΔP	P1	P2	dx=0	d x=L/4	d x=3L/8	d x=L/2
Phase 1	2	50	3.55	2.95	2.79	1.33	0.61	0.28	0.22
Phase 2	2	100	7.10	5.73	5.32	1.33	0.61	0.28	0.22
Phase 3	2	100	13.36	5.43	4.88	1.33	0.61	0.28	0.22
Phase 4	3	100	19.62	7.70	6.64	1.33	0.61	0.28	0.22

Tableau C-7 Combinaison max a l'ELS à la base des piles

	N	H	MH	MV	M
G	25346.03	285.97	3886.40	0.00	3886.40
G+UIC71+sw0	27730.03	1035.97	14078.90	0.00	14078.90

Tableau C-8 Combinaison max a l'ELU à la base des piles

	N	H	MH	MV	M
1,35G	34217.14	397.01	5395.40	0.00	5395.40
1.35G+1.45uic71+1.45sw0	37435.54	1747.01	19155.27	0.00	19155.27

Tableau C-9 L'effort sismique à la base des piles

Dés	N (MN)	VL (MN)	VT(MN)	/FV/o (x/o)	/FH/O/a (y/a,o)	MFV/o	MFHL/o	MFHT/o
Pile	1.35	2.09	1.63	0.00	5.92	0.00	12.4	9.66
Séis Tab	1.93	4.05	4.31	0.00	11.84	0.00	47.91	51.00

Tableau C-10 Etude de stabilité de la culée

Désignation	N (KN)	H (KN)	IFV(x/o)	IFH(y/o)	MFV/o	MFH/o
Semelle	3300	/	0	0.75	0	/
chevetre	1625	/	1	11.33	1625	
Fut (voile)	2475.2	/	1	5.13	2475.2	/
DDT	540	/	2.11	14.27	1139.4	/
Mur en R	451	/	4.33	13.35	1952.83	/
Corbeau	72	/	2.11	13.96	151.92	/
MGG	274.625	/	1.78	13.82	488.8325	/
Poids des Terres Amot	12442.176	/	0.1631	5.79	2029.31891	/
poids sur tete de culé	3600		3.934	12.52	14162.4	/
Poids des T sur DDT	810	/	5.19	14.622	4203.9	/
Poids de chevetre	1625	/	1	11.33	1625	/
Poussée du terre teteC	/	1004.2461	/	-11.78	/	-11830.0191
Poussée du terre Fut	/	699.650266	/	-4.36	/	-3050.47516
Poussé semelle		73.5075	1	-0.5		
Poids Sur 10kN/m²	360	/	2.33	/	838.8	/
Poussée Sur 10kN/m²	/	592.416	/	-7.48	/	-4431.27168

M Renversant : (-)	M Stabilisant : (+)
-14880.49422	30692.60141

Tableau C-11 Evaluation des charges Statiques sur les futs des culées

Désignation	N (KN)	H (KN)	IFV(x/o)	IFH(y/o)	MFV/o	MFH/o
chevetre	1625		0	9.83	0	0
Fut (voile)	2475.20	/	0	3.63	0	/
DDT	540	/	1.2	12.77	648	/
Mur en R	451	/	3.33	11.55	1501.83	/
Corbeau	72	/	1.2	12.77	86.4	/
MGG	274.625	/	0.85	12.32	233.43125	/
Poids des T sur DDT	810	/	4.2	13.18	0 3402	/
Somme	6247.825	0	/	/	5871.66125	0
Rg	8322.47	/	-0.20	/	-1664.49	/
Q (LM71)	715.20	/	-0.20	/	-143.04	/
Hf+r	/	106.50	/	11.08	/	1180.02
HT°	/	24.32	/	11.08	/	269.52
Frein LM71	/	300.00	/	11.08	/	3324.00

Tableau C-12 Evaluation des charges sismique

Désignation	N (KN)	H (KN) (P*Kh)	IFV(x/o)	IFH(y/o)	MFV/o	MFH/o
chevêtre	73.13	243.75	0.00	9.83	0.00	2396.06
Fut (voile)	111.38	371.28	0.00	5.13	0.00	1904.67
DDT	24.30	81.00	1.20	12.77	29.16	1034.37
Mur en R	20.30	67.65	3.33	11.55	67.58	781.36
Corbeau	3.24	10.80	1.20	12.77	3.89	137.92
MGG	12.36	41.19	0.85	12.32	10.50	507.51
Poids des T sur DDT	36.45	121.50	4.20	13.18	153.09	1601.37
Somme	281.15	937.17	/	/	264.22	8363.25

	N1 (kN)	V1 (kN)	Mv (Kn.m)	Mh (Kn.m)	delta M
Total	281.15	937.17	264.22	8363.25	8099.02

Tableau C-13 Evaluation des charges Sismique due à la poussée dynamique

Désignation	N (KN)	H (KN)	IFV(x/o)	IFH(y/o)	MFV/o	MFH/o
Pad1(1+kv)		1256.47966		11.78		14801.33
Pad1 (1-kv)		1176.03877		11.78		13853.74
Pad2(1+kv)		948.32766		4.36		4134.71
Pad2 (1-kv)		887.614924		4.36		3870.00
Sm +	/	2204.81	/	16.14	/	18936.04
Sm-	/	2063.65	/	16.14	/	17723.74

ANNEXE D
FERAILLAGE

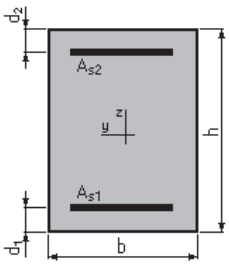
Ferraillage de la dalle sur appui

1. Hypothèses:

Béton: fc28 = 27.0 (MPa) **Acier: fe = 500.0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



b = 100.0 (cm)
h = 30.0 (cm)
d_1 = 5.0 (cm)
d_2 = 5.0 (cm)

3. Moments appliqués:

	$\mathbf{M_{max}}$(kN*m)	$\mathbf{M_{min}}$(kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	0.00	0.00
Etat **L**imite de **S**ervice	40.00	0.00
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0.00	0.00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 7.0 (cm2) Section théorique A_{s2} = 0.0 (cm2)
Section minimum $A_{s\ min}$ = 3.0 (cm2)
théorique r = 0.28 (%)
minimum r_{min} = 0.12 (%)

Analyse par Cas:

Cas ELS M_{max} = 40.00 (kN*m) M_{min} = 0.00 (kN*m)
Coefficient de sécurité: 1.00
Position de l'axe neutre: y = 6.3 (cm)
Bras de levier: Z = 22.9 (cm)
Contrainte maxi du béton: s_b = 5.6 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 16.2 (MPa)
Contrainte de l'acier:
tendue: s_s = 250.0 (MPa)
Contrainte limite de l'acier:
s_{slim} = 250.0 (MPa)

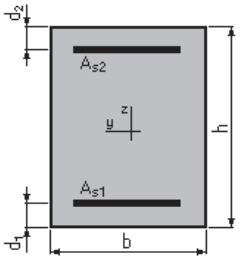
Ferraillage de la dalle à mi-travée

1. Hypothèses:

Béton: fc28 = 27.0 (MPa) **Acier: fe = 500.0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



b = 100.0 (cm)
h = 30.0 (cm)
d_1 = 5.0 (cm)
d_2 = 5.0 (cm)

3. Moments appliqués :

	$\mathbf{M_{max}}$(kN*m)	$\mathbf{M_{min}}$(kN*m)
Etat **L**imite de **S**ervice	63.07	0.00

4. Résultats :

Sections d'Acier :

Section théorique	A_{s1} = 11.2 (cm2)	Section théorique	A_{s2} = 0.0 (cm2)
Section minimum	$A_{s\ min}$ = 3.0 (cm2)		
Théorique	r = 0.45 (%)		
Minimum	r_{min} = 0.12 (%)		

Analyse par Cas:

Cas ELS M_{max} = 63.07 (kN*m) M_{min} = 0.00 (kN*m)
Coefficient de sécurité: 1.00
Position de l'axe neutre: y = 7.6 (cm)
Bras de levier: Z = 22.5 (cm)
Contrainte maxi du béton: s_b = 7.3 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 16.2 (MPa)
Contrainte de l'acier:
tendue: s_s = 250.0 (MPa)
Contrainte limite de l'acier: s_{lim} = 250.0 (MPa)

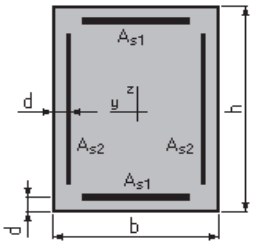
Ferraillage des fûts de la pile

1. Hypothèses:

Béton: fc28 = 27.0 (MPa) **Acier: fe = 500.0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



b = 350.0 (cm)
h = 150.0 (cm)
d = 5.0 (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N^{O}	Type	**N** (kN)	**M$_y$**(kN*m)	**M$_z$**(kN*m)
1.	ELA	10882.00	27430.00	25710.00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 294.5 (cm2) Section théorique A_{s2} = 69.6 (cm2)
Section minimum $A_{s\,min}$ = 105.0 (cm2) Section maximum $A_{s\,max}$ = 2625.0 (cm2)
théorique ρ = 1.39 (%)
minimum ρ_{min} = 0.10 (%) maximum ρ_{max} = 5.00 (%)

Analyse par Cas:

Cas N^{O} 1: TypeELA N = 10882.00 (kN) M$_y$ = 27430.00 (kN*m) M$_z$ = 25710.00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1.00 Pivot: B
Position de l'axe neutre: y = 80.7 (cm)
Bras de levier: Z = 171.2 (cm)
Déformation du béton: ε_b = 3.50 (‰)
Déformation de l'acier: ε_s = 5.79 (‰)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s =500.0 (MPa)
comprimée: σ_s' = 500.0 (MPa)

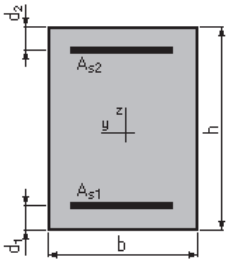
Ferraillage sur appui pour chevêtre-pile

1. Hypothèses:

Béton: fc28 = 27.0 (MPa) **Acier: fe = 500.0 (MPa)**

- Fissuration classe d'exposition 1
- Pas de prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Coefficient de redistribution des moments δ = 1.00
- Calcul suivant EC2 / DAN français

2. Section:



b = 220.0 (cm)
h = 150.0 (cm)
d_1 = 5.0 (cm)
d_2 = 5.0 (cm)

3. Moments appliqués:

	M_{max}(kN*m)	M_{min}(kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	0.00	0.00
Etat **L**imite de **S**ervice	6945.00	0.00
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0.00	0.00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 111.6 (cm2) Section théorique A_{s2} = 0.0 (cm2)
Section minimum $A_{s\,min}$ = 51.3 (cm2) Section maximum $A_{s\,max}$ = 1750.0 (cm2)
Théorique ρ = 0.26 (%)
Minimum ρ_{min} = 0.12 (%) maximum ρ_{max} = 4.00 (%)

Analyse par Cas:

Cas ELS M_{max} = 6945.00 (kN*m) M_{min} = 0.00 (kN*m)
Coefficient de sécurité: 0.00
Position de l'axe neutre: y = 0.5 (cm)
Bras de levier: Z = 170.8 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 812.7 (MPa)
Contrainte limite: $\sigma_{b\,lim}$=27.0 (MPa)
Contrainte de l'acier:
Contrainte limite de l'acier:
$\sigma_{s\,lim}$ = 400.0 (MPa)

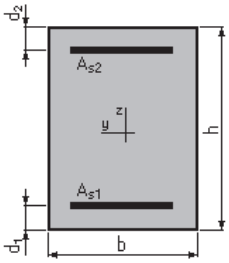
Ferraillage de la dalle de transition

1. Hypothèses:

Béton: fc28 = 30.0 (MPa) **Acier: fe = 500.0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



b = 100.0 (cm)
h = 30.0 (cm)
d_1 = 5.0 (cm)
d_2 = 5.0 (cm)

3. Moments appliqués:

	M_{max}(kN*m)	M_{min}(kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	0.00	0.00
Etat **L**imite de **S**ervice	187.88	0.00
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0.00	0.00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	A_{s1} = 35.7 (cm2)	Section théorique	A_{s2} = 0.0 (cm2)
Section minimum	$A_{s\ min}$ = 3.2 (cm2)		
théorique	ρ = N/A		
minimum	ρ_{min} = 0.13 (%)		

Analyse par Cas:

Cas ELS M_{max} = 187.88 (kN*m) M_{min} = 0.00 (kN*m)
Coefficient de sécurité: 1.00
Position de l'axe neutre: y = 11.9 (cm)
Bras de levier: Z = 21.0 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 15.1 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 18.0 (MPa)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 250.0 (MPa)
Contrainte limite de l'acier:
$\sigma_{s\ lim}$ = 250.0 (MPa)

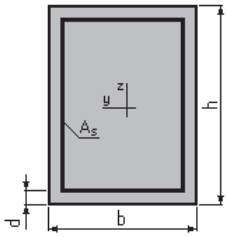
Ferraillage du corbeau

1. Hypothèses:

Béton: fc28 = 27.0 (MPa) **Acier: fe = 500.0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte de l'élancement
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Charges appliquées après 90 jours
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



b = 100.0 (cm)
h = 40.0 (cm)
d = 5.0 (cm)

3. Forces:

	N (kN)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	0.00
Etat **L**imite de **S**ervice	125.25
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0.00

4. Résultats:

Résistance des Matériaux:

Section brute	B = 4000.0	(cm2)	Section réduite	B_r = 3724.0	(cm2)
Long flambement	l_{fy} = 3.0	(m)	Long flambement	l_{fz} = 3.0	(m)
Inertie	I_y = 533333.3	(cm4)	Inertie	I_z = 3333333.3	(cm4)
Rayon de giration	i_y = 11.5	(cm)	Rayon de giration	i_z = 28.9	(cm)
Elancement	λ_y = 26.0		Elancement	λ_z = 10.4	
	α = 0.00		N_u (béton seul)	= 0.00	(kN)

Béton:

σ (ELS) = 0.3 (MPa)
0,6 fcj = 16.2 (MPa)

Acier:

Section théorique	A_s = 11.2 (cm2)
Section minimum	$A_{s\ min}$ = 11.2 (cm2)
Section maximum	$A_{s\ max}$ = 200.0 (cm2)
théorique	ρ = 0.42 (%)
minimum	ρ_{min} = 0.28 (%)
maximum	ρ_{max} = 5.00 (%)

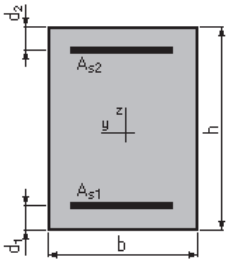
Ferraillage vertical de Mur en Retour Mxx

1. Hypothèses:

Béton: fc28 = 27.0 (MPa) **Acier: fe = 500.0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



b = 100.0 (cm)
h = 50.0 (cm)
d_1 = 5.0 (cm)
d_2 = 5.0 (cm)

3. Moments appliqués:

	M_{max}(kN*m)	M_{min}(kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	0.00	0.00
Etat **L**imite de **S**ervice	350.00	0.00
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0.00	0.00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	A_{s1} = 35.7 (cm2)	Section théorique	A_{s2} = 0.0 (cm2)
Section minimum	$A_{s\ min}$ = 4.6 (cm2)		
théorique	ρ = 0.79 (%)		
minimum	ρ_{min} = 0.10 (%)		

Analyse par Cas:

Cas ELS M_{max} = 350.00 (kN*m) M_{min} = 0.00 (kN*m)
Coefficient de sécurité: 1.00
Position de l'axe neutre: y = 17.2 (cm)
Bras de levier: Z = 39.3 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 10.3 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 16.2 (MPa)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 250.0 (MPa)
Contrainte limite de l'acier:
$\sigma_{s\ lim}$ = 250.0 (MPa)

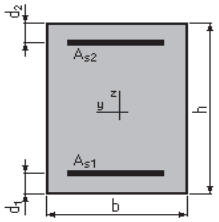
Ferraillage horizontal de Mur en Retour Myy

1. Hypothèses:

Béton: fc28 = 27.0 (MPa) **Acier: fe = 500.0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul en poteau
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



b = 100.0 (cm)
h = 50.0 (cm)
d_1 = 5.0 (cm)
d_2 = 5.0 (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N^O	Type	**N** (kN)	**M** (kN*m)
1.	ELS	299.00	72.00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 6.0 (cm2) Section théorique A_{s2} = 6.0 (cm2)
Section minimum $A_{s\ min}$ = 12.0 (cm2) Section maximum $A_{s\ max}$ = 250.0 (cm2)
théorique ρ = 0.24 (%)
minimum ρ_{min} = 0.24 (%) maximum ρ_{max} = 5.00 (%)

Analyse par Cas:

Cas N^O 1: TypeELS N = 299.00 (kN) M = 72.00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 3.65
Position de l'axe neutre: y = 19.0 (cm)
Bras de levier: Z = 38.7 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 2.2 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 16.2 (MPa)

Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 10.7 (MPa)
comprimée: σ_s' = 28.1 (MPa)
Contrainte limite de l'acier: $\sigma_{s\ lim}$ = 250.0 (MPa)

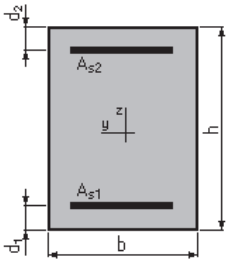
Ferraillage de Mur Garde Grève

1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 27.0 (MPa) **Acier: fe = 500.0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



b = 100.0 (cm)
h = 32.5 (cm)
d_1 = 5.0 (cm)
d_2 = 5.0 (cm)

3. Moments appliqués:

	M_{max}(kN*m)	M_{min}(kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	0.00	0.00
Etat **L**imite de **S**ervice	167.00	0.00
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0.00	0.00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	A_{s1} = 28.3 (cm2)	Section théorique	A_{s2} = 0.0 (cm2)
Section minimum	$A_{s\ min}$ = 3.2 (cm2)		
théorique	ρ = 1.03 (%)		
minimum	ρ_{min} = 0.11 (%)		

Analyse par Cas:

Cas ELS M_{max} = 167.00 (kN*m) M_{min} = 0.00 (kN*m)
Coefficient de sécurité: 1.00
Position de l'axe neutre: y = 11.6 (cm)
Bras de levier: Z = 23.6 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 12.2 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 16.2 (MPa)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 250.0 (MPa)
Contrainte limite de l'acier:
$\sigma_{s\ lim}$ = 250.0 (MPa)

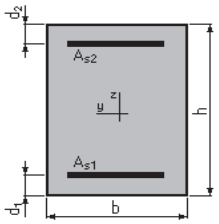
Ferraillage des fûts de la culée

1. Hypothèses:

Béton: fc28 = 27.0 (MPa) **Acier: fe = 500.0 (MPa)**

- Fissuration non préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul en poteau
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



b = 80.0 (cm)
h = 543.0 (cm)
d_1 = 5.0 (cm)
d_2 = 5.0 (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N^O	Type	**N** (kN)	**M** (kN*m)
1.	ELA	3776.00	8225.00
2.	ELS	6247.00	5871.66

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 34.2 (cm2) Section théorique A_{s2} = 34.2 (cm2)
Section minimum $A_{s\,min}$ = 40.0 (cm2) Section maximum $A_{s\,max}$ = 1000.0 (cm2)
théorique ρ = 0.34 (%)
minimum ρ_{min} = 0.20 (%) maximum ρ_{max} = 5.00 (%)

Analyse par Cas:

Cas N^O 1: TypeELA N = 3776.00 (kN) M = 8225.00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1.00 Pivot: A
Position de l'axe neutre: y = 35.2 (cm)
Bras de levier: Z = 230.9 (cm)
Déformation de l'acier: ε_s = 10.00 (‰)
Déformation du béton: ε_b = 1.68 (‰)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 500.0 (MPa) comprimée: σ_s' = 288.3 (MPa)

Cas N^O 2: TypeELS N = 6247.00 (kN) M = 5871.66 (kN*m)
Coefficient de sécurité: 1.50
Position de l'axe neutre: y = 141.9 (cm)
Bras de levier: Z = 197.7 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 10.8 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 16.2 (MPa)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 117.3 (MPa)
comprimée: σ_s' = 155.9 (MPa)
Contrainte limite de l'acier: $\sigma_{s\,lim}$ = 500.0 (MPa)

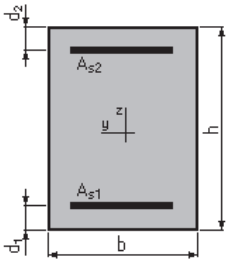
Ferraillage chevêtre-culée sur appui

1. Hypothèses:

Béton: fc28 = 27.0 (MPa) **Acier: fe = 500.0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



b = 200.0 (cm)
h = 250.0 (cm)
d_1 = 5.0 (cm)
d_2 = 5.0 (cm)

3. Moments appliqués:

	M_{max}(kN*m)	M_{min}(kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	0.00	0.00
Etat **L**imite de **S**ervice	2598.20	0.00
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0.00	0.00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	A_{s1} = 49.0 (cm2)	Section théorique	A_{s2} = 0.0 (cm2)
Section minimum	$A_{s\ min}$ = 49.0 (cm2)		
théorique	ρ = 0.10 (%)		
minimum	ρ_{min} = 0.10 (%)		

Analyse par Cas:

Cas ELS M_{max} = 2598.20 (kN*m) M_{min} = 0.00 (kN*m)
Coefficient de sécurité: 1.09
Position de l'axe neutre: y = 38.9 (cm)
Bras de levier: Z = 232.0 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 1.2 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 16.2 (MPa)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 17.0 (MPa)
Contrainte limite de l'acier:
$\sigma_{s\ lim}$ = 250.0 (MPa)

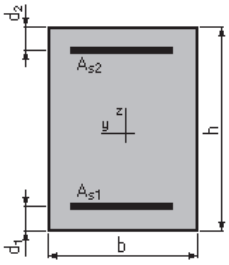
Ferraillage chevêtre-pile a mi-travée

1. Hypothèses:

Béton: fc28 = 27.0 (MPa) **Acier: fe = 500.0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



b = 200.0 (cm)
h = 250.0 (cm)
d_1 = 5.0 (cm)
d_2 = 5.0 (cm)

3. Moments appliqués:

	M_{max}(kN*m)	M_{min}(kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	0.00	0.00
Etat **L**imite de **S**ervice	377.00	0.00
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0.00	0.00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	A_{s1} = 49.0 (cm2)	Section théorique	A_{s2} = 0.0 (cm2)
Section minimum	$A_{s\ min}$ = 49.0 (cm2)		
théorique	ρ = 0.10 (%)		
minimum	ρ_{min} = 0.10 (%)		

Analyse par Cas:

Cas ELS M_{max} = 377.00 (kN*m) M_{min} = 0.00 (kN*m)
Coefficient de sécurité: 7.54
Position de l'axe neutre: y = 38.9 (cm)
Bras de levier: Z = 232.0 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 0.2 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 16.2 (MPa)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 2.5 (MPa)
Contrainte limite de l'acier:
$\sigma_{s\ lim}$ = 250.0 (MPa)

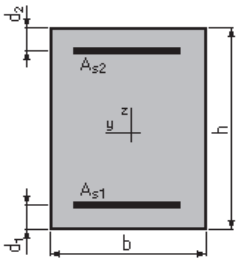
Ferraillage longitudinal de la semelle sous culée

1. Hypothèses:

Béton: fc28 = 27.0 (MPa) **Acier: fe = 500.0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Pas de prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



b = 150.0 (cm)
h = 150.0 (cm)
d_1 = 5.0 (cm)
d_2 = 5.0 (cm)

3. Moments appliqués:

	M_{max}(kN*m)	M_{min}(kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	0.00	0.00
Etat **L**imite de **S**ervice	-869.89	562.21
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	-804.05	593.75

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	A_{s1} = 21.7 (cm2)	Section théorique	A_{s2} = 25.4 (cm2)
Section minimum	$A_{s\ min}$ = 21.7 (cm2)		
théorique	ρ = 0.22 (%)		
minimum	ρ_{min} = 0.10 (%)		

Analyse par Cas:

Cas ELS **M_{max} = -869.89 (kN*m)** **M_{min} = 562.21 (kN*m)**

Coefficient de sécurité: 0.76
Position de l'axe neutre: y = 0.5 (cm)
Bras de levier: Z = 144.8 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 0.9 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 16.2 (MPa)
Contrainte de l'acier:
comprimée: σ_s' = 13.2 (MPa)
Contrainte limite de l'acier:
$\sigma_{s\ lim}$ = 250.0 (MPa)

Cas ELA **M_{max} = -804.05 (kN*m)** **M_{min} = 593.75 (kN*m)**

Coefficient de sécurité: 1.64 Pivot:A
Position de l'axe neutre: y = 0.0 (cm)
Bras de levier: Z = 145.0 (cm)
Déformation du béton: ε_b = 0.05 (‰)
Déformation de l'acier: ε_s = 10.00 (‰)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 500.0 (MPa)

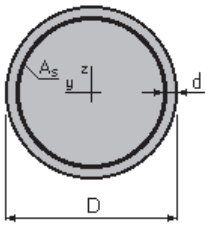
Ferraillage des pieux de la pile

1. Hypothèses:

Béton: fc28 = 27.0 (MPa) **Acier: fe = 500.0 (MPa)**

- Fissuration non préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



D = 120.0 (cm)
d = 5.0 (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N^{O}	Type	**N** (kN)	$\mathbf{M_y}$(kN*m)	$\mathbf{M_z}$(kN*m)
1.	ELS	3884.24	474.90	0.00
2.	ELA	1000.00	2309.80	0.00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_s = 80.2 (cm2)
Section minimum $A_{s\,min}$ = 22.6 (cm2) Section maximum $A_{s\,max}$ = 565.5 (cm2)
théorique ρ = 0.71 (%)
minimum ρ_{min} = 0.10 (%) maximum ρ_{max} = 5.00 (%)

Analyse par Cas:

Cas N^{O} 1: TypeELS N = 3884.24 (kN) M_y = 474.90 (kN*m) M_z = 0.00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 2.93
Position de l'axe neutre: y = 138.1 (cm)
Bras de levier: Z = 66.2 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 5.5 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 16.2 (MPa)
Contrainte de l'acier:
comprimée: σ_s' = 79.1 (MPa)
Contrainte limite de l'acier:
$\sigma_{s\,lim}$ = 500.0 (MPa)

Cas N^{O} 2: TypeELA N = 1000.00 (kN) M_y = 2309.80 (kN*m) M_z = 0.00 (kN*m)
Coefficient de sécurité: 1.00 Pivot: A
Position de l'axe neutre: y = 27.9 (cm)
Bras de levier: Z = 101.4 (cm)
Déformation du béton: ε_b = 3.21 (‰)
Déformation de l'acier: ε_s = 10.00 (‰)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s =500.0 (MPa)
comprimée: σ_s' = 500.0 (MPa)

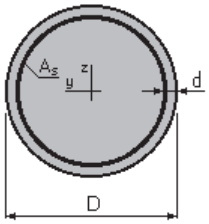
Ferraillage des pieux de la culée

1. Hypothèses:

Béton: fc28 = 27.0 (MPa) **Acier: fe = 500.0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Contraintes limites dans l'ELS : béton - 0.60 * fc28, acier - 500.0 (MPa)
- Diamètre moyen des aciers inférieures : 10 (mm)
- Diamètre moyen des aciers supérieures : 10 (mm)
- Coefficient alpha : 320
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



D = 100.0 (cm)
d = 5.0 (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N$^{O\ 0.1}$	Type	**N**	**M_y**
1.	ELA	4020.25	2377.50

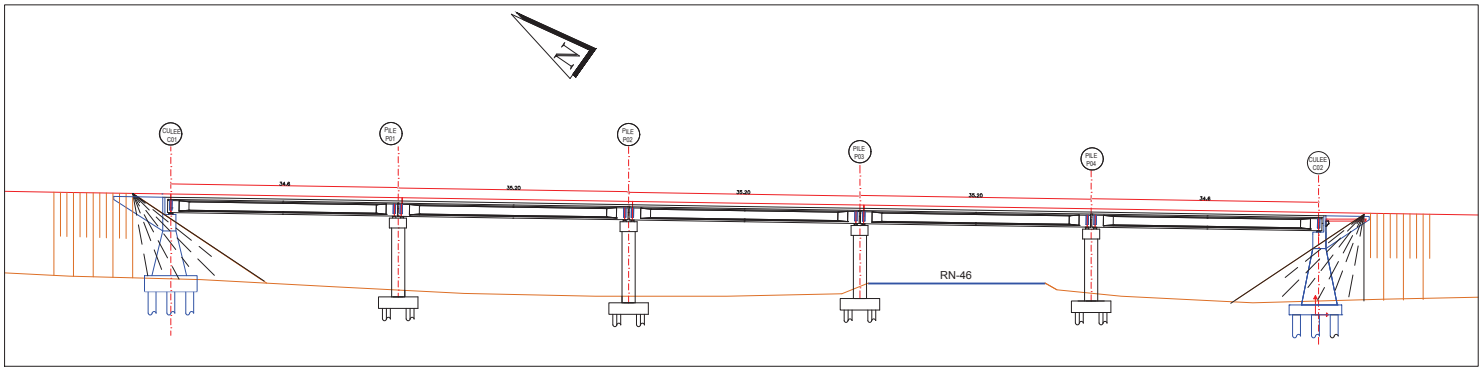
4. Résultats:

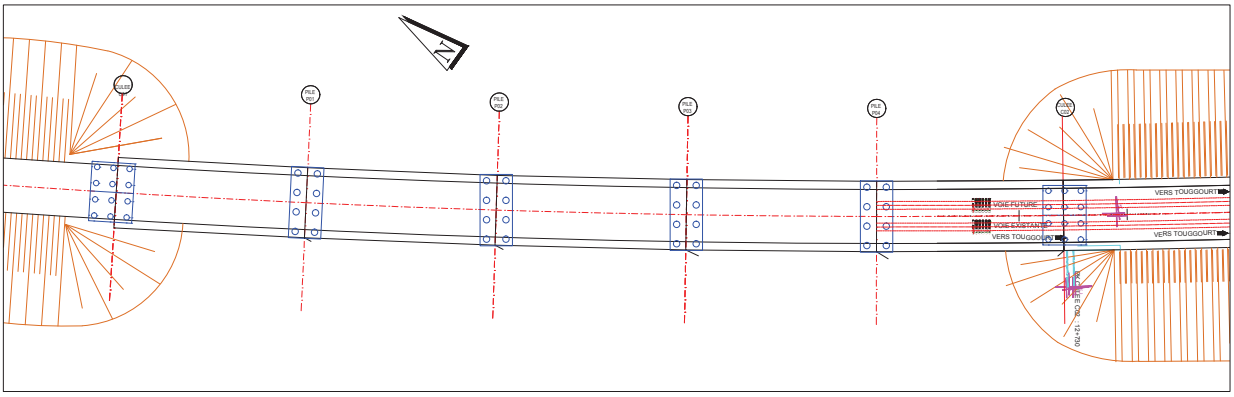
Sections d'Acier:3. Armatures:

Section théorique A_s = 81.5 (cm2)
Section minimum $A_{s\ min}$ = 15.7 (cm2) Section maximum $A_{s\ max}$ = 392.7 (cm2)
théorique ρ = 1.04 (%)
minimum ρ_{min} = 0.10 (%) maximum ρ_{max} = 5.00 (%)

3. Armatures:

Section théorique A_s = 81.5 (cm2)
Section minimum $A_{s\ min}$ = 15.7 (cm2) Section maximum $A_{s\ max}$ = 392.7 (cm2)
théorique ρ = 1.04 (%)
minimum ρ_{min} = 0.10 (%) maximum ρ_{max} = 5.00 (%)





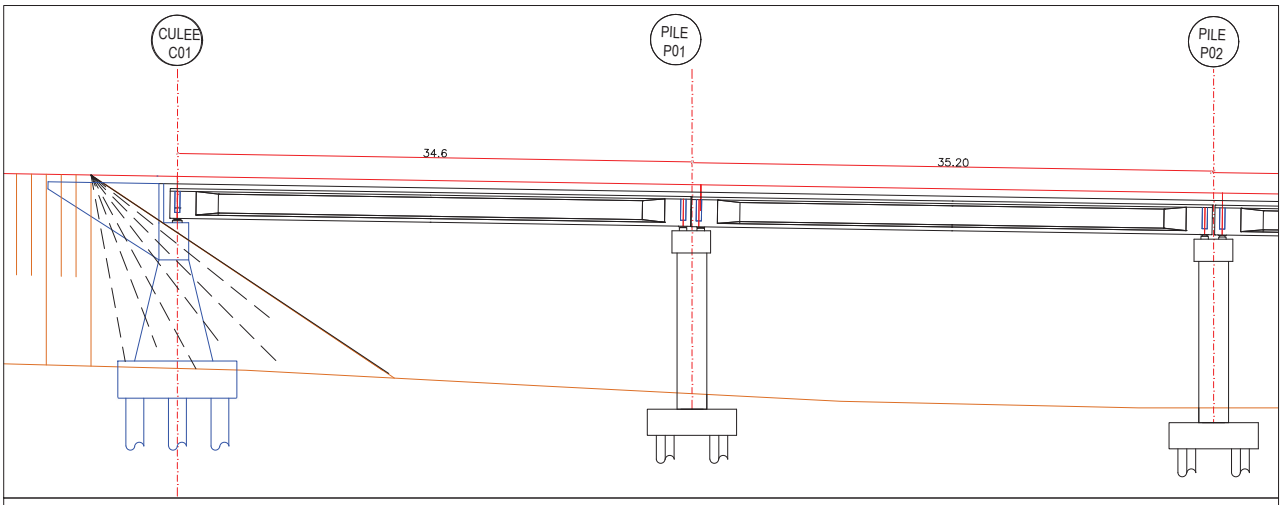
VIADUC FERROVIAIRE PK12+670

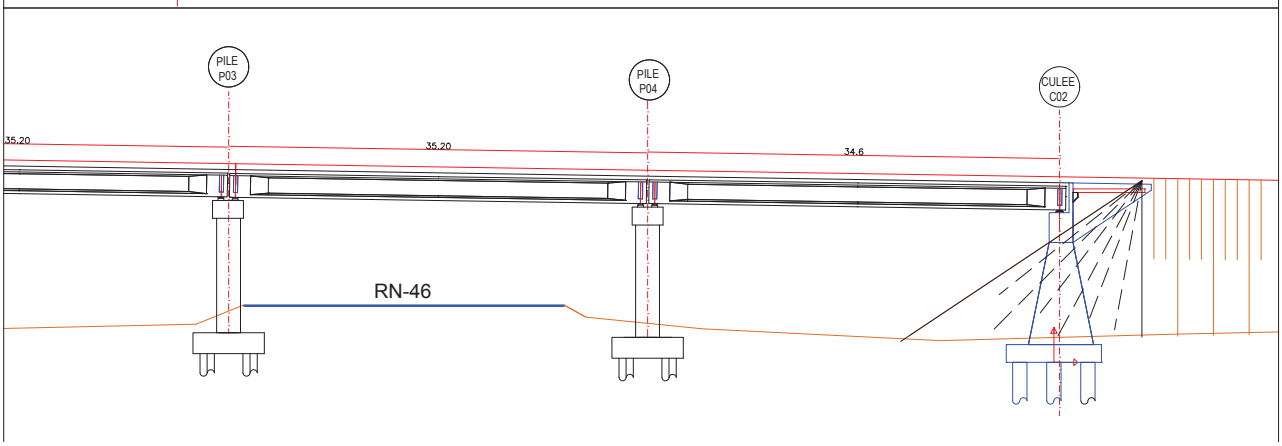
PLAN DE SITUATION

Fait par
ARAB ABDELBARI
LEHMIL SALIM

Vérifié par
OUZANI ZAKARIA

ENSTP





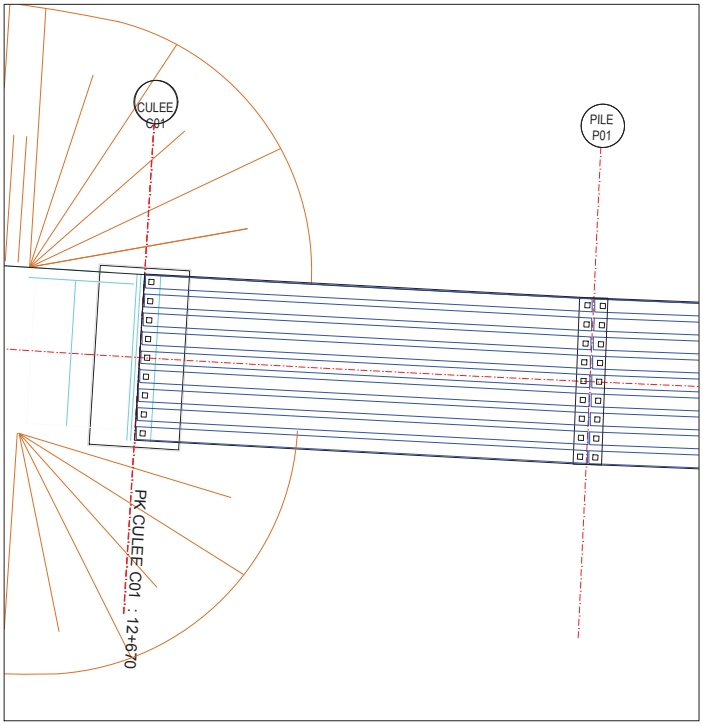
VIADUC FERROVIAIRE PK12+670

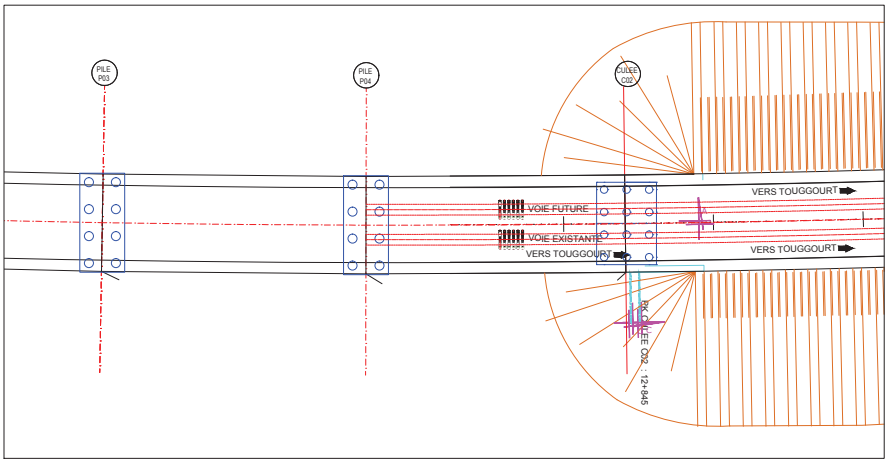
PROFILS EN LONG

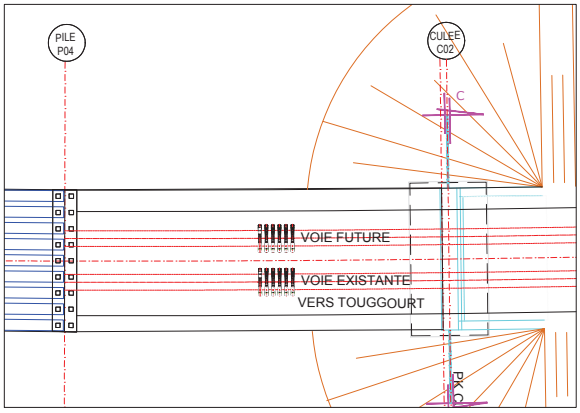
Fait par
ARAB ABDELBARI
LEHMIL SALIM

Vérifié par
OUZANI ZAKARIA

ENSTP







VIADUC FERROVIAIRE PK12+670

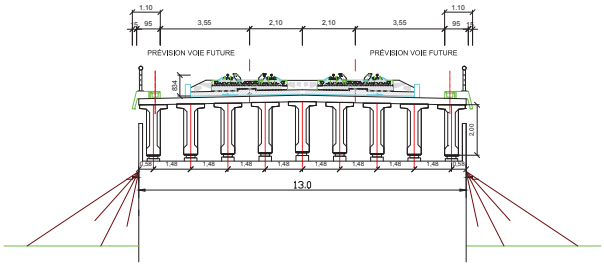
VUE EN PLAN

Fait par
ARAB ABDELBARI
LEHMIL SALIM

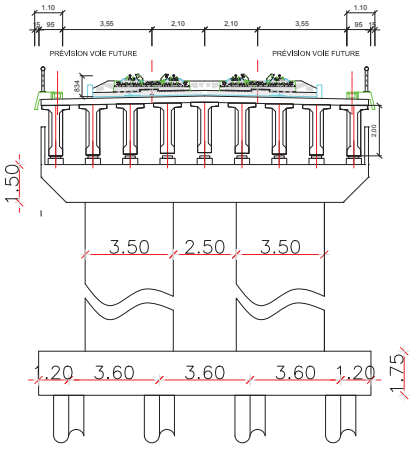
Vérifié par
OUZANI ZAKARIA

ENSTP

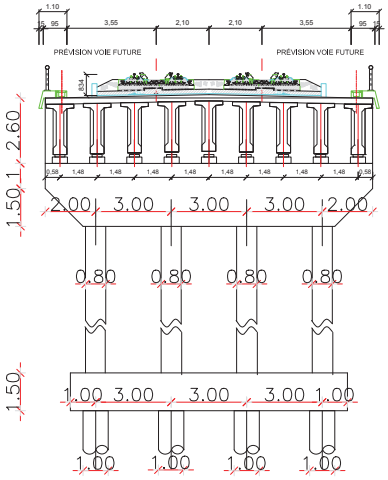
VUE TRANSVERSALE DU TABLIER. ÉCHELLE 1/50



VUE TRANSEVERSALE DU TABLIER SUR PILE ÉCHELLE 1/50



VUE TRANSEVERSALE DU TABLIER SUR CULEE ÉCHELLE 1/50



VIADUC FERROVIAIRE PK12+670

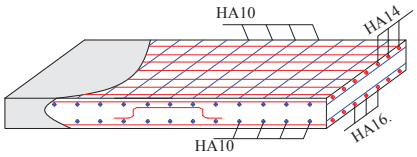
LES COUPES TRANSVERSALES

Fait par
ARAB ABDELBARI
LEHMIL SALIM

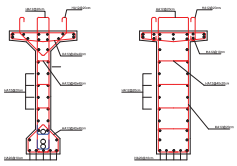
Vérifié par
OUZANI ZAKARIA

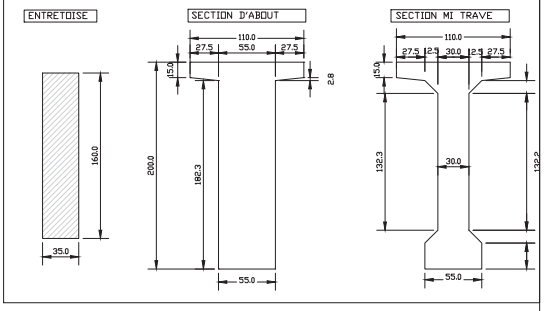
ENSTP

Ferraillage de la dalle

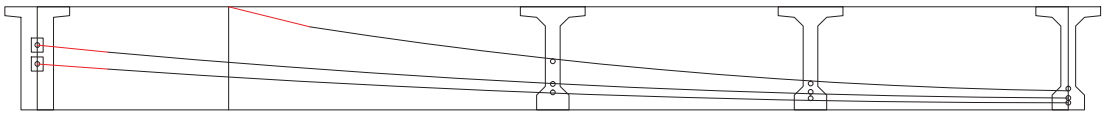


Ferraillage de la poutre

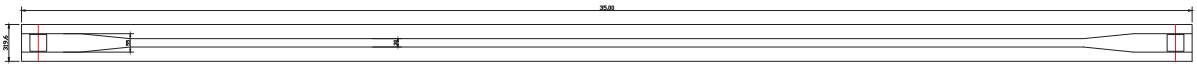




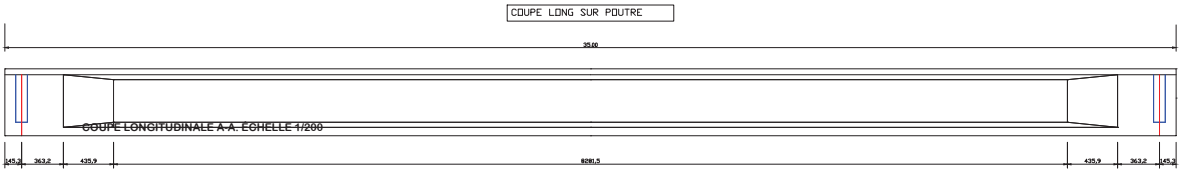
TRACEE DES CABLES SUR POUTRE



VUE EN PLAN SUR POUTRE



COUPE LONG SUR POUTRE



COUPE LONGITUDINALE A-A. ECHELLE 1/200

VIADUC FERROVIAIRE PK12+670

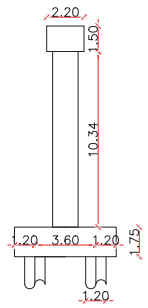
PLANS DE COFFRAGE ET FERRAILLAGE DU TABLIER

Fait par
ARAB ABDELBARI
LEHMIL SALIM

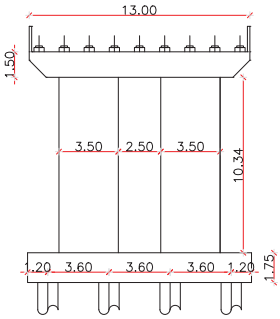
Vérifié par
OUZANI ZAKARIA

ENSTP

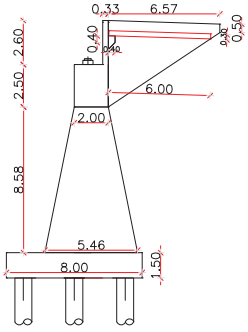
Vue longitudinal de la pile



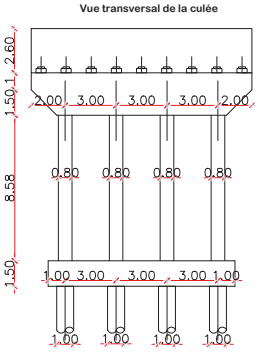
Vue transversal de la pile



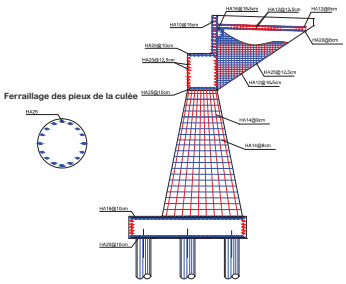
Vue longitudinal de la culée



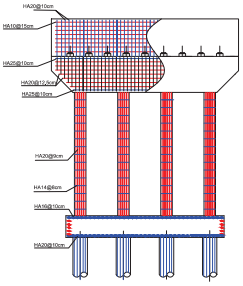
Vue transversal de la culée



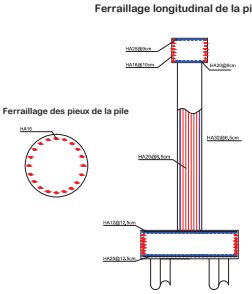
Ferraillage longitudinal de la culée



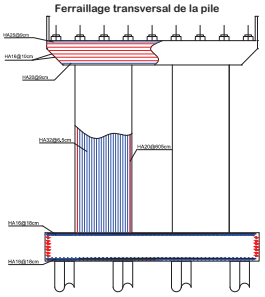
Ferraillage transversal de la culée



Ferraillage longitudinal de la pile



Ferraillage transversal de la pile



VIADUC FERROVIAIRE PK12+670

PLANS DE COFFRAGE ET FERRAILLAGE DE L'INFRASTRUCTURE

Fait par
ARAB ABDELBARI
LEHMIL SALIM

Vérifié par
OUZANI ZAKARIA

ENSTP