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



Mémoire

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

Filière : Travaux Publics

Spécialité : Infrastructures de Base

Thème

CONCEPTION ET ETUDE D'UN VIADUC FERROVIAIRE DU PK 25+575 AU PK 26+125 DE LA LIGNE MINIERE TEBESSA-DJEBEL EL ONK

Présenté par :
ZINAI LARBI RYAD
HENNA YOUCEF

Encadré par :
Mr. SEBAH OMAR
Dr. AMIEUR MOHAMED

Promotion 2024/2025

© ENSTP-FJ - Garidi - Vieux Kouba

REMERCIEMENTS

Avant toute chose, nous remercions Allah le Tout-Puissant, pour nous avoir accordé la santé, la patience et la force nécessaires pour mener à bien ce travail.

Nous exprimons ensuite notre gratitude à notre encadrant, Mr.SEBAH OMAR. Pour la confiance qu'il nous a accordée ainsi que le soutien qu'il a manifesté à notre égard,

Nous exprimons également notre reconnaissance à l'entreprise SAPTA pour nous avoir permis d'effectuer notre stage de fin d'études dans un cadre professionnel enrichissant.

Nous tenons tout particulièrement à remercier M.SIOUANI TOUFIK et M.DAHMAN MOHAMMED, pour leur grande disponibilité, leur accompagnement bienveillant et tout ce qu'ils nous ont transmis — tant sur le plan technique qu'humain.

Nos remerciements vont aussi à M.BOUMELIT FARID, dont l'aide et les conseils nous ont été d'un grand soutien tout au long de cette expérience.

Nous remercions aussi M.AMIEUR MOHAMED notre Co-encadrant pour ses enseignements et ses conseils avisés.

Nous remercions enfin l'ensemble des enseignants de l'ENSTP pour la qualité de leur formation, ainsi que l'administration de l'école. Une pensée spéciale à Madame MAHIAOUI, cheffe du département DIB, pour son engagement, sa bienveillance et les efforts qu'elle n'a cessé de fournir en faveur des étudiants.

DEDICACES

Je dédie ce travail…

En premier lieu, à mes très chers parents, qui ont été mon tout premier soutien à chaque étape que j'ai dû franchir pour en arriver là où je suis aujourd'hui :

– À ma mère, qui n'a jamais cessé de m'encourager, qui a toujours cru en moi et qui m'a poussé à poursuivre mes objectifs avec détermination.

– À mon père, qui s'est toujours sacrifié pour nous voir réussir, et dont le bonheur se reflète dans chacun de nos succès.

À mon petit frère Yahia et à ma petite sœur, qui partagent avec moi cette réussite comme ils partagent chaque moment de joie. Je leur souhaite le meilleur que ce monde puisse offrir.

À ma grande famille : ma grand-mère "Azzou", mes oncles et mes tantes, qui m'ont toujours soutenu avec amour et bienveillance.

À mes cousins et cousines — et à la petite Dana, pas encore née — mes ami(e)s d'enfance, qui ont toujours vibré avec moi à chaque réussite, comme de véritables frères et sœurs de cœur.

À mon ami Toufik, un frère de l'âme, témoin silencieux de tous les obstacles que j'ai dû affronter.

À mon ami Zizou, avec qui j'ai partagé tant d'histoires, d'anecdotes et de souvenirs gravés à jamais.

À mes copains de chambre Ryad et Djamel, à mon ami Rafik, et à tous mes amis de D2 : Nassim, Oussama, Mounsif, Lokmane, Yacine.

À celle qui m'a tant motivé et soutenu durant les périodes les plus difficiles, et qui a su m'apporter sa lumière dans les moments les plus sombres de ma vie.

Je vous dédie ce travail, car chacun de vous, d'une manière ou d'une autre, a contribué à faire de moi la personne que je suis aujourd'hui.

Et enfin, je dédie ce travail au petit moi du passé — celui qui rêvait d'aller très loin — en lui disant qu'un des premiers sommets qu'il espérait atteindre l'a été.

Youcef....

DEDICACES

Je dédie ce travail :

- *À **mes parents**, pour leur amour inconditionnel, leur soutien constant et leurs innombrables sacrifices. Merci pour votre présence, votre patience, et tout ce que vous avez fait pour me permettre d'arriver jusqu'ici.*
- *À mon **grand frère Benali**, ainsi qu'à **mes sœurs Camélia et Hadjer**, à leurs soutiens et leurs encouragements inestimables toute au long de ma scolaritée.*
- *À mes deux neveux, **Wael et Nadjib**, sources immenses de joie et de motivation.*
- *À mes **très chers amis**, pour leur amitié sincère et leur présence précieuse tout au long de ce parcours.*
- ***À Nassima**, pour ton aide précieuse, tes encouragements constants tout au long de l'année.*
- *À mes amis et compagnon de chambre du D4**, Djamel et Youcef**, sans oublier bien sûr mes amis du D2, **Mounsif (Poisson), Oussama et Nassim**, avec qui j'ai passé trois années, pleines de rires, de surprises, et de souvenirs inoubliables.*

Larbi Ryad

Résumé

Le présent travail s'inscrit dans le cadre de notre projet de fin d'études. Il a pour objectif de concevoir et faire une étude d'un viaduc ferroviaire a double voie au PK25+575,00 su la ligne minière EST Tébessa-Djebel El Onk sur une longueur de 550m.

Notre étude touche à la fois l'aspect conceptionnel et d'étude d'un tablier mixte hyperstatique bipoutre a hauteur variable, une conception adoptée après plusieurs itérations sur différentes hauteurs. Cette conception est ensuite vérifiée après avoir fait un modèle a base du logiciel MIDAS CIVIL basé sur les éléments finis. Les autres éléments composants le pont, tel que les appareils et l'infrastructure pile et fondations, sont ensuite redimensionnés et calculé et vérifiée en se basant sur les normes Algériennes et internationales.

Mots clés : Viaduc ferroviaire, Pont rail, Bipoutre mixte, Tablier mixte Hyperstatique, Poutre PRS a hauteur variable.

Summary

The present work is part of our final year project. It aims to design and conduct a study of a double-track railway viaduct at PK25+575.00 on the Tébessa-Djebel El Onk EAST mining line over a length of 550m.

Our study concerns both the conceptual aspect and the study of a mixed hyperstatic two-beam deck with variable height, a design adopted after several iterations at different heights. This design is then verified after having made a model based on the MIDAS CIVIL software based on finite elements. The other components of the bridge, such as the equipment and the pile and foundation infrastructure, are then resized and calculated and verified based on Algerian and international standards.

Keywords: Railway viaduct, Rail bridge, Mixed beam, Hyperstatic mixed deck, PRS beam with variable height,

ملخص

يهدف هذا العمل الذي يدخل في اطار مشروع نهاية التخرج إلى القيام بتصميم ودراسة جسر يقع بين النقطة الكيلومترية 25+575.00 والنقطة الكيلومترية 26+125 بطول يمتد على 550متر، يدخل في إطار إعادة تهيئة وتحديث السكة الحديدية الخاصة بنقل المعادن التي تربط عنابة بتبسة.

تتناول دراستنا دراسة سطح هيكلي مختلط هايبيرستاتيكي بارتفاع متغير، وهو تصميم تم اعتماده بعد عدة تكرارات على ارتفاعات مختلفة. ثم يتم التحقق من هذا التصميم بعد إنشاء نموذج باستخدام برنامج MIDAS CIVIL القائم على طريقة العناصر المحددة. يتم بعد ذلك إعادة تحديد أبعاد المكونات الأخرى للجسر، مثل المعدات والبنية التحتية للأساسات والركائز، وحسابها والتحقق منها وفقًا للمعايير الجزائرية والدولية.

كلمات مفتاحية :جسر ثنائي الروافد، ، خرسانة مسبقة الإجهاد، خليط الصلب والخرسانة، دراسة زلزالية التجهيزات

SOMMAIRE

CHAPITRE I : PRESENTATION DE PROJET

I.1. Introduction 1

I.2. Présentation du projet 1

I.2.1. Objectif du projet 1

I.2.2. Situation du projet 1

I.2.2.1. L'obstacle à franchir 2

I.3. DONNEES DE PROJET 2

I.3.1. Données fonctionnelles du projet 2

I.3.1.1. Tracé en plan 2

I.3.1.2. Profil en travers 3

I.3.2. Données naturelles 4

I.3.2.1. Topographie 4

I.3.2.2. Géotechnique 4

I.3.2.3. Sismicité du site 4

I.3.2.4. Pluviométrie 5

I.3.2.5. Climat 5

CHAPITRE II : CONCEPTION ET PREDIMENSIONNEM

II.1. INTRODUCTION 7

II.2. PRESENTATION ET PRE-DIMENSIONNEMENT DES VARIANTES 7

II.2.1. Variante 01 : « Pont voussoirs en béton précontraint construit par encorbellements successifs coulé en place » 7

II.2.1.1. Conception longitudinale 7

II.2.1.2. Découpage des voussoirs 7

II.2.1.3. Conception transversale 8

II.2.1.4. CONCEPTION DE L'INFRASTRUCTURE (pile/culée) 9

II.2.1.5. Conception de la culée 10
II.2.2. Variante 02 : « Pont mixte Bi-poutre à hauteur » 10
II.2.2.1. Conception longitudinale 10
II.2.2.2. Conception transversale 11
II.2.2.3. Entretoisement des poutres 12
II.2.2.4. Conception de l'infrastructure (pile/culée) 12
II.2.2.5. Conception de la culée 12
II.2.2.6. Conception de la pile 13
II.3. Variante 03 : « Pont à poutres en béton précontraint post-tension » 13
II.3.1.1. Conception longitudinale 13
II.3.1.2. Conception transversale 14
II.3.1.3. Conception de l'infrastructure 15
II.4. Analyse multicritère des variantes 15
II.4.1. Comparaison entre les trois techniques de construction 15
II.5. Conclusion 17
CHAPITRE III : MATERIAUX ET HYPOTHESES DE CALCUL
III.1. Introduction 18
III.2. Normes et règles de calcul 18
III.3. Caractéristique des matériaux 18
III.3.1. Béton 18
III.3.1.1. Resistance en compression 18
III.3.1.2. Résistance à la traction 19
III.3.1.3. Contrainte admissible à l'ELU 19
III.3.1.4. Contrainte admissible à L'ELS 19
III.3.1.5. Déformation longitudinale du béton 20
III.3.1.6. Déformation transversale 20

III.3.1.7. Coefficient de poisson 20
III.3.2. Aciers 20
III.3.2.1. Aciers passifs 20
III.3.2.2. Aciers des poutres 20
CHAPITRE IV : EVALUATION DES CHARGES ET SOLLICITATIONS
IV.1. Introduction 22
IV.2. Evaluation des charges et surcharges 22
IV.2.1. Charges permanente (CP) 22
IV.2.2. Compléments de charges permanentes (CCP) 23
IV.2.2.1. Rails 23
IV.2.2.2. Travers bi-blocs 24
IV.2.2.3. Ballast 24
IV.2.2.4. Trottoir 24
IV.2.2.5. Caniveaux 24
IV.2.2.6. Murette 24
IV.2.2.7. Garde-corps 24
IV.2.2.8. Caténaire 24
IV.2.2.9. Chape de béton 24
IV.2.3. Surcharge d'exploitation ferroviaire 25
IV.2.3.1. Charges verticales 25
IV.2.4. Transmission des charges d'essieu à la structure 27
IV.2.4.1. Répartition longitudinale d'une force ponctuelle ou d'une charge de roue par le rail 27
IV.2.4.2. Répartition longitudinale des charges par les traverses et le ballast 27
IV.2.4.3. Coefficient dynamique $\boldsymbol{\phi}$ ($\boldsymbol{\phi 2}, \boldsymbol{\phi 3}$) 29
IV.2.5. Charges horizontales 30

IV.2.5.1. Forces centrifuges 30
IV.2.5.2. Effort de lacet 32
IV.2.5.3. Actions dues à l'accélération et au freinage 32
IV.2.5.4. Déraillement 32
IV.2.6. Action naturelle 34
IV.2.6.1. Action du vent 34
IV.2.6.2. Variation uniforme de la température $\boldsymbol{\Delta Tu}$ 34
IV.2.7. Gradient thermique linéaire $\boldsymbol{\Delta\theta}$ 35
IV.3. Application des charges de trafic 35
IV.3.1. Généralité 35
IV.3.2. Groupes de charges – Valeurs caractéristiques de l'action à composantes multiples 36
IV.3.3. Combinaisons d'actions 36
IV.3.4. Combinaisons représentatives 37
CHAPITRE V : ETUDE DU TABLIER
V.1. Introduction 39
V.2. Changement de conception 39
V.3. Présentation du logiciel MIDAS CIVIL 2022 39
V.4. Analyse de la section mixte 41
V.4.1. Caractéristique de la section mixte 41
V.4.1.1. Coefficient d'équivalence 41
V.4.1.2. Largeur efficace pour la vérification des sections transversales 41
V.4.1.3. Calcul des surfaces 43
V.4.1.4. Position du centre de gravité de la section mixte 44
V.4.1.5. Moment d'inertie de la section mixte 44
V.4.1.6. Caractéristiques de la section mixte : application numérique 44

V.4.1.7. Caractéristique de la section mixte pour les actions du retrait : 45
V.4.1.8. Caractéristique de la section mixte pour les surcharges : 45
V.5. Résistance en section et vérification de la sécurité structurale 46
V.5.1.1. Classification des sections 46
V.5.1.2. Coulage de la dalle 47
V.5.1.3. Justification des contraintes 47
V.5.1.4. Justification en flexion 47
V.5.1.5. Justification à l'effort tranchant 48
V.5.1.6. Justification au moment fléchissant 48
V.5.2. Résultats et vérifications 49
V.5.2.1. Justification sous l'interaction M.V 53
V.6. Retrait du béton 53
Contraintes due aux retraits du béton 56
V.7. Entretoises 56
V.7.1. Vérification des entretoises 56
V.7.2. Entretoises courants IPE 700 56
V.7.3. Entretoises sur appuis 58
V.8. Vérification de la flèche 59
V.9. Vérification du voilement de l'âme de la poutre 60
V.10. Différents types de voilement de l'âme 61
V.11. Verification au déversement 62
V.12. Connecteurs 64
V.13. Etude de la dalle 68
V.13.1. Ferraillage de la dalle 68
V.13.2. Dalle centrale 69
V.13.2.1. Calcul de ferraillage transversal (sous **Myy**) 69

V.13.3. Dalle en porte-à-faux 70
V.14. Assemblage 72
V.14.1. Assemblage par soudure 72
V.14.2. Catégories d'assemblages soudes-type de soudures 72
V.14.3. Procédés de soudage retenu pour l'ouvrage : 72
V.14.3.1. Contrôle de soudure 73
CHAPITRE VI : EQUIPEMENT DE PONT
VI.1. Introduction 75
VI.2. Appareils d'appuis 75
VI.3. Types d'appareils d'appuis 75
VI.3.1.1. Appareils d'appuis à pot 76
VI.4. Conditions d'appuis 76
VI.5. Le dimensionnement des appareils d'appuis : 77
VI.5.1.1. Vis-à-vis des efforts verticaux 77
VI.6. Choix de l'appareil 79
VI.7. Dé d'appui 79
VI.7.1.1. Dimensionnement de dé d'appuis 80
VI.7.2. Ferraillage du dé d'Appui 80
VI.7.3. Ferraillage d'éclatement 80
VI.8. Joint sous ballast 81
VI.9. Calcul du souffle 81
VI.10. Appareil de dilatation ferroviaire 83
VI.11. Evacuation des eaux pluviales 83
VI.12. Conclusion 83
CHAPITRE VII : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE
VII.1. Etude sismique 84

VII.2. Caractéristique de l'ouvrage relatives à l'étude sismique 84
VII.3. Spectre de réponse 85
VII.4. Analyse dynamique linéaire-Méthode du spectre de réponse 87
VII.5. Etude de la pile 89
VII.6. Ferraillage de la pile 91
CHAPITRE VIII : ETUDE DE FONDATION
VIII.1. Introduction 96
VIII.2. Analyse des résultats de l'étude géotechnique et des levés topographiques 96
Capacité portante du sol 96
Relief accidenté 96
Présence d'un oued parallèle à l'ouvrage 96
Contraintes liées à la topographie et à l'environnement 97
Recommandations : 97
VIII.3. Choix du type de fondation 97
VIII.4. Étude de fondation profonde sur pieux 98
Prédimensionnement des fondations 98
Principe de calcul de profondeur des pieux 98
VIII.5. Calcul des résistances Q_p et Q_s à partir des essais au pressiomètre Ménard 99
VIII.6. Ferraillage des pieux 105
VIII.7. Étude de la semelle sous pille P3 105
CONCLUSION GENERALE

LISTE DES FIGURES

Figure I-1 : Ligne minière Annaba Djebel Onk 1

Figure I-2:Localisation du tracé sur image GOOGLE EARTH 2

Figure I-3:Tracé en plan 3

Figure I-4:Profile en travers 3

Figure I-5:Profil en long 4

Figure I-6:Carte de zonage sismique de l'Algérie 5

Figure I-7:Précipitations journalières maximales annuelles de fréquence décennale humide dans l'Est algérien 5

Figure I-8:Carte simplifiée des zones bioclimatiques de l'EST Algérien 6

Figure II-1: Coupe longitudinale du pont 7

Figure II-2:Découpage en voussoir 7

Figure II-3: Section transversale du voussoir 8

Figure II-4:Coupe longitudinale 11

Figure II-5:Conception de la poutre métallique 11

Figure II-6 : Sections au long de la poutre 11

Figure II-7: section des entretoise HEB1000 et IPE700 12

Figure II-8:Coupe longitudinale 14

Figure IV-1:Evaluation des compléments de charges permanentes 23

Figure IV-2:Rail UIC60 23

Figure IV-3: Traverse bi-bloc 24

Figure IV-4:Modéle de charges 71 et valeur caractéristique pour les charges verticales 25

Figure IV-5:Excentricité des charges verticales 27

Figure IV-6:Répartition de la charge d'essieu par le rail 27

Figure IV-7:Répartition longitudinale par le ballast des charges d'essieu du schéma de charge UIC 71 28

Figure IV-8:Répartition longitudinale par le ballast des charges d'essieu du schéma de charge UIC 71. 28

Figure IV-9: Organigramme permettant de déterminer si une analyse dynamique est requise ou non. 29

Figure IV-10:Symboles et dimensions spécifiques pour les voies ferrées. 31

Figure IV-11:Situation de calcul 1 - Charge équivalente Q_{A1d} et q_{A1d} 33

Figure IV-12:Situation de calcul 2 : Charge équivalente q_{2A2d} 33

Figure IV-13: Corrélation entre les températures minimales/maximales de l'air sous abri (Tmin/Tmax). et la composante de température uniforme minimale/maximale d'un pont (Te.min/Te.max) 34

Figure V-1 : Nouvelle conception de la poutre a hauteur variable 39

Figure V-2:Midas Civil 40

Figure V-3 : Modèle 3D du viaduc 40

Figure V-4 : définition de la largeur efficace 41

Figure V-5: Calcul des distances entre les points de moment fléchissant nul. 42

Figure V-6:Largeur efficace considéré dans nos calculs. 43

Figure V-7:Centre de gravité de la section mixte 44

Figure V-8: Phases du coulage de la dalle 47

Figure V-9 : Distribution des contraintes dans la section mixte. 49

Figure V-10: Effet de vent sur la section mixte. 57

Figure V-11:Effort de vérins appliqué sur l'entretoise HEB1000 sur MIDAS CIVIL 58

Figure V-12 : Réaction d'appuis (MIDAS CIVIL) 58

Figure V-13:Entretoise sur appuis 59

Figure V-14: Flèche de calcul [MIDAS CIVIL] 59

Figure V-15: raidisseurs longitudinaux 60

Figure V-16: Caractéristique de la section à mi-travée 63

Figure V-17 : disposition transversale des goujons 67

Figure V-18:disposition longitudinale des goujons dans les différentes sections 67

Figure V-19:disposition de la dalle 68

Figure V-20:Cartographie de moment fléchissants Myy dans la dalle à l'ELU 69

Figure V-21:Cartographie du moment fléchissants Myy dans la dalle à l'ELS 69

Figure V-22;Cartographie de moments fléchissant Myy dans la dalle en encorbellement à l'ELU 70

Figure V-23:Cartographie de moments fléchissant Myy dans la dalle en encorbellement à l'ELS 70

Figure V-24:Plan de ferraillage de la dalle 71

Figure V-25 : Détail soudure âme- âme 73

Figure V-26:Détail de soudure de la semelle supérieure 73

Figure VI-1: Composition schématique d'un appareil d'appui à pot 76

Figure VI -2: Conditions d'appuis 77

Figure VI -3: Appareil de dilatation ferroviaire ADF 83

Figure VII-1:Modèle de calcul multimodal. 85

Figure VII -2:Spectre de réponse Sae(T) - Composante horizontale. 86

Figure VII -3:Spectre de réponse S_{ae}(T) - Composante verticale. 86

Figure VII -4:Coupe transversale des piles P1 P4 P5 P7 89

Figure VII -5:Coupe transversale des piles P2 et P6 90

Figure VII -6:Coupe transversale de la pile 2 92

Figure VII -7:abaque de WALTHER (B=0.35) 93

Figure VII -8: Plan de ferraillage de la pile 94

Figure VIII-1 : Coupes longitudinale du terrain naturel 96

Figure VIII -2: Les trois types de fondation 97

Figure VIII -3: Différentes charges constituant la résistance ultime du pieux 98

Figure VIII -4: Détermination de la valeur de Kp selon le type de sol 100

Figure VIII -5: Paramètres de calcule de Ple* 100

Figure 0-6 : courbe de q_s en fonction du type de sol, de la pression limite nette moyenne et le type de pieu 101

Figure VIII -7:Ferraillage d'un pieu..... 105

LISTES DE TABLEAU

Tableau I-1 : Caractéristique géotechnique des sites 4

Tableau II-1 Récapitulation de découpage des voussoirs. 8

Tableau II-2: Prédimensionnement transversale. 8

Tableau II-3:Conception de la pile 9

Tableau II-4:Tableau récapitulatifs de prédimensionnement des culées 10

Tableau II-5: Epaisseurs des âmes et des semelles des différentes section 11

Tableau II-6 : Tableau récapitulatifs de prédimensionnement des culées 12

Tableau II-7:Conception de la pile 13

Tableau II-8:Récapitulation du prédimensionnement de la variante 3 14

Tableau II-9 : Conception de la pile 15

Tableau II-10:Avantages et inconvénient des trois variantes. 15

Tableau III-1: Caractéristique du béton. 18

Tableau III-2: Valeurs de γ_b 19

Tableau III-3:Contraintes admissibles à L'ELS 19

Tableau III-4:Contraintes limites d'élasticité fy 21

Tableau III-5: Contrainte limite à la rupture fu 21

Tableau IV-1:Charges permanentes 22

Tableau IV-2: Evaluation des compléments de charges permanentes 24

Tableau IV-3:Valeurs caractéristiques des charges verticales pour les modèles de charges SW/0 et SW/2 26

Tableau IV-4:Gradient thermique $\Delta\theta$ 35

Tableau IV-5:résultats des moments sollicitant sur le pont durant toutes les phases de construction pour chaque section et chaque combinaison [MIDAS CIVIL] 37

Tableau IV-6:résultats des efforts tranchants sollicitant sur le pont durant toutes les phases de construction pour chaque section et chaque combinaison [MIDAS CIVIL] 38

Tableau V-1:Coefficient d'équivalence n 41

Tableau V-2:caractéristique de la section de béton. 44
Tableau V-3:Caractéristiques de la section métallique $n_L=\infty$. 45
Tableau V-4:Caractéristiques de la section métallique $n_L=18$. 45
Tableau V-5:Caractéristiques de la section métallique nL=15.. 45
Tableau V-6:Caractéristiques de la section métallique nL=6. 45
Tableau V-7:Classification des sections du pont étudiée. 46
Tableau V-8:Contraintes limites d'élasticité fy 47
Tableau V-9:Contrainte admissible pour chaque section 48
Tableau V-10: vérification M et V en phase une 49
Tableau V-11 : vérification des contraintes de la phase une 50
Tableau V-12: vérification M et V phase 2 (bétonnage mi-travées) 50
Tableau V-13 : Vérification des contrainte de la phase deux (bétonnage a mis travée) 50
Tableau V-14: vérification M et V en phase 2 (bétonnage sur appuis) 51
Tableau V-15: vérification des contraintes en phase deux (bétonnage sur appuis) 51
Tableau V-16: vérification M et V en phase 3 51
Tableau V-17: vérification des contraintes en phase 3 52
Tableau V-18: vérification M et V en phase 4 52
Tableau V-19: vérification des contraintes en phase 4 52
Tableau V-20:vérification des contraintes admissibles par section. 53
Tableau V-21:Valeurs de kh 54
Tableau V-22 : Flux de cisaillement et nombre de goujons a L'ELU 66
Tableau V-23 : Flux de cisaillement et nombre de goujons a L'ELU 66
Tableau V-24:Ferraillage transversale de la dalle centrale. 69
Tableau V-25: Ferraillage transversale de la dalle en encorbellement 70
Tableau VI-1:Descente de charge maximale sur chaque appui. 77
Tableau VI -2:descente de charge prise en compte dans les calculs. 77

Tableau VI -3:surface minimale du pot. 78

Tableau VI -4:surface minimale du coussin. 78

Tableau VI -5: charge horizontale dans les appuis glissants 78

Tableau VI -6:Coefficient α selon le guide SETRA 78

Tableau VI -7: Exigences a respecter pour le choix des appareils d'Appius 79

Tableau VI -8:Dimension des appareils et de d'appuis 80

Tableau VI -9: résultats du calcul du ferraillage des dés d'appuis 81

Tableau VII-1:Modes propres 87

Tableau VII -2 : Combinaisons de charge à l'ELA 89

Tableau VII -3:vérification du flambement de la pile 2 et la pile 3 90

Tableau VII -4: Réactions et moments dus au séisme à la base de chaque pile. 91

Tableau VII -5:Combinaison des efforts à la base de chaque fut. 91

Tableau VII -6:Vérification des paramètres de la section creuse 92

Tableau VII -7:Effirts relatifs n,mx,my 92

Tableau VII -8:Ferraillage de la pile 3 93

Tableau VII -9:Ferraillage des armatures transversales. 94

Tableau VII -10:Choix du ferraillage d'éclatement 95

Tableau VIII-1: essai correspondant à chaque fondation 99

Tableau VIII -2 : Tableau du choix de l'abaque pour la determination de qs. 101

Tableau VIII -3:Coefficient d'efficacité pour chaque groupe de pieux. 102

Tableau VIII -4: Sollicitations à la base de la pile 102

Tableau VIII -5: Résistance de groupe de pieux selon les profondeurs choisies 103

Tableau VIII -6 : Chargements admissible à l'ELS et l'ELU. 103

LISTE D'ABREVIATIONS

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

CCP : Complément des charges permanentes.

BAEL : Béton armé aux Etats limites.

BPEL : Béton précontrainte aux Etats limites.

VSP : Voussoir sur pile.

VC : Voussoir à la clef.

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_{bc} : Contrainte de compression admissible.

σ_{bt} : Contrainte de traction admissible.

HA : Haute adhérence.

S_t : Espacement des armatures.

NF : Norme française.

X_r : Centre de rigidité.

M_P : Masse des piles.

M_T : Masse du tablier.

F_L : Force séismique longitudinale.

F_T : Force séismique transversale.

H_T : Force due au déplacement horizontal induit par la variation de la température.

H_{flv} : Force due au déplacement horizontal induit par les effets du retrait et de fluage.

B : Aire d'une section de béton.

E_s : Module de Young de l'acier.

Eij : Module de Young instantané à l'âge de j jours.

Evj : Module de Young différé à l'âge de j jours.

σ_{st} : la contrainte de calcul des aciers.

σ_{bc} : la contrainte de calcul de béton.

μ_u : moment résistant réduit.

F : Force ou action en général.

I : Moment d'inertie de la section.

$\mathbf{M_{ser}}$: Moment fléchissant de calcul de service.

$\mathbf{M_u}$: Moment fléchissant de calcul ultime.

$\mathbf{N_{ser}}$: Effort normal de calcul de service.

$\mathbf{N_u}$: Effort normal de calcul ultime.

G : Action permanente.

Q : Action d'exploitation.

$\mathbf{V_u}$: Effort tranchant de calcul ultime.

W : Résultante des actions du vent.

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

$\mathbf{f_{cj}}$: Résistance caractéristique à la compression du béton à l'âge de j jours.

$\mathbf{f_{tj}}$: Résistance caractéristique `a la traction du béton à l' âge de j jours.

$\mathbf{f_{bu}}$: résistance de béton utile ε_{st} : déformation d'acier.

ε_{bc} : déformation de béton.

$\mathbf{V_{Ed}}$: valeur de calcule du moment fléchissant.

$\mathbf{V_{él,Rd}}$: le moment résistant de calcul au déversement.

$\mathbf{A_V}$: aire de cisaillement.

$\mathbf{f_y}$: moment résistance élastique de section brute.

p : Charge permanente unitaire.

h : Hauteur d'une poutre.

$\mathbf{A_s}$: section des aciers tendus.

$\mathbf{A_P}$: section de précontrainte.

$\mathbf{A_0}$: section de précontrainte d'un câble.

$\Delta\mathbf{P}$: perte de tension.

$\mathbf{l_f}$: Longueur de flambement.

n : Coefficient d'équivalence acier-béton.

$\mathbf{s_t}$: Espacement des armatures transversales.

d : hauteur utile de la section en flexion simple.

$\mathbf{y_1}$: Profondeur de l'axe neutre calculée à l'ELS.

$\mathbf{y_u}$: Profondeur de l'axe neutre calculée à l'ELU.

z : Bras de levier du couple de flexion.

γ_s : Coefficient partiel de sécurité sur l'acier.

γ_b: Coefficient partiel de sécurité sur le béton.

$M_{b,Rd}$: est le moment résistant de calcul au déversement.

ξ_{LT} : coefficient de réduction pour le déversement.

M_{el} : moment résistance élastique de section brute.

INTRODUCTION GENERALE

INTRODUCTION

Un pont est un ouvrage d'art permettant de franchir un obstacle, qu'il soit naturel (vallée, ravin, oued…) ou artificiel (route, voie ferrée…), ou encore une combinaison des deux. La conception et l'étude d'un tel ouvrage représentent un défi technique et architectural important, en raison de son impact esthétique, socio-économique et stratégique.

Le concepteur doit s'efforcer de proposer un ouvrage à la fois performant, durable et économiquement réalisable. Cela suppose une référence constante aux normes en vigueur, aux recommandations d'experts, à la littérature spécialisée,

C'est dans cette optique que s'inscrit le présent mémoire de fin d'étude, portant sur la conception et l'étude d'un pont ferroviaire hyperstatique à hauteur variable, implanté au PK 25+575 dans la région de Tinoukla, située dans la wilaya de Tébessa. Ce projet fait partie du contournement de la localité, dans une zone à relief vallonné, nécessitant le franchissement de plusieurs cours d'eau.

Face aux contraintes topographiques et géométriques du site, nous avons fait le choix audacieux d'un viaduc hyperstatique à section variable, reposant sur des piles élancées,

À travers cette étude, nous avons tenté de relever un véritable défi technique, en proposant une solution adaptée, rationnelle et performante, pour un ouvrage qui s'inscrit dans une logique de modernisation et de développement durable du réseau ferroviaire national.

Pour mener à bien ce travail, le présent mémoire est structuré comme suit :

- **Chapitre I :** Présentation de l'ouvrage.
- **Chapitre II :** Conception et prédimensionnement.
- **Chapitre III :** Hypothèses de calcul.
- **Chapitre IV**
- **Chapitre V :** Étude du tablier**.**
- **Chapitre VI :** Équipement de pont.
- **Chapitre VII :** Étude d de l'infrastructure.
- **Chapitre VIII :** Étude de fondation.

CHAPITRE I :

PRESENTATION DE PROJET

I.1. INTRODUCTION

Les études de faisabilité des ponts et de la voie associée (route, auto route, ligne ferroviaire, …) résultent d'un travail préalable et commun entre les responsables de tracé et les concepteurs d'ouvrage.

Les études préliminaires sont complétées par des études détaillées, qui permettent d'affiner la conception des ouvrages en fonction des caractéristiques naturelles et fonctionnelles de la brèche et des diverses contraintes du franchissement,

I.2. PRESENTATION DU PROJET

I.2.1. Objectif du projet

Dans le cadre de notre projet de fin d'études, nous réalisons la conception et l'étude d'un pont ferroviaire s'intégrant dans le grand programme de modernisation de la ligne minière de l'Est algérien, reliant Tébessa à Djebel Onk.

Ce projet stratégique vise à permettre le transport annuel de plus de 10 millions de tonnes de phosphate depuis les gisements de Djebel Onk et Bled El Hadba (Bir El Ater) vers l'usine de transformation d'Oued Keberit (Souk Ahras).

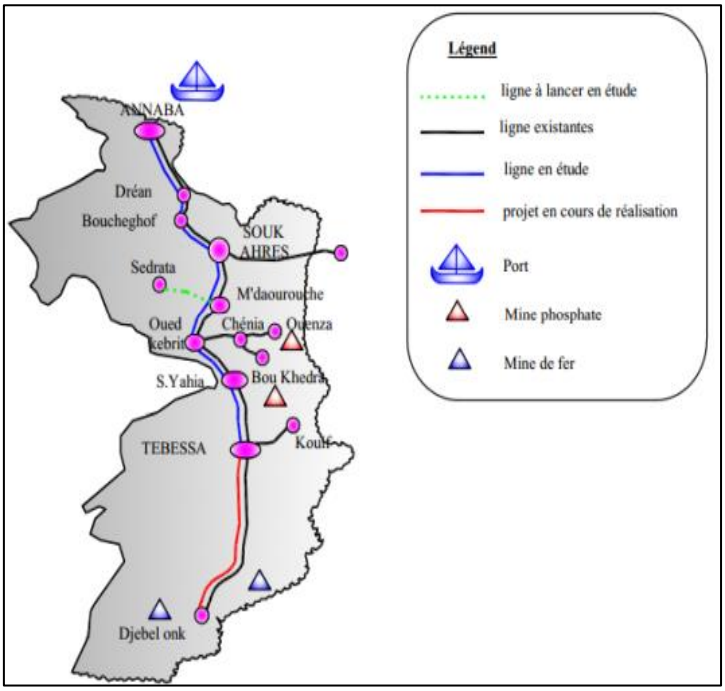


Figure I-1 : Ligne minière Annaba Djebel Onk

I.2.2. Situation du projet

Notre projet de pont ferroviaire s'inscrit dans le cadre du contournement de Tinoukla, une localité située dans la wilaya de Tébessa. L'ouvrage est implanté au point kilométrique PK 25+575, dans une zone à relief vallonné.

Le contournement d'une longueur de 43 km, est parcouru par des trains de voyageurs circulant à une vitesse de 120 km/h et des trains de marchandises roulant à 80 km/h.

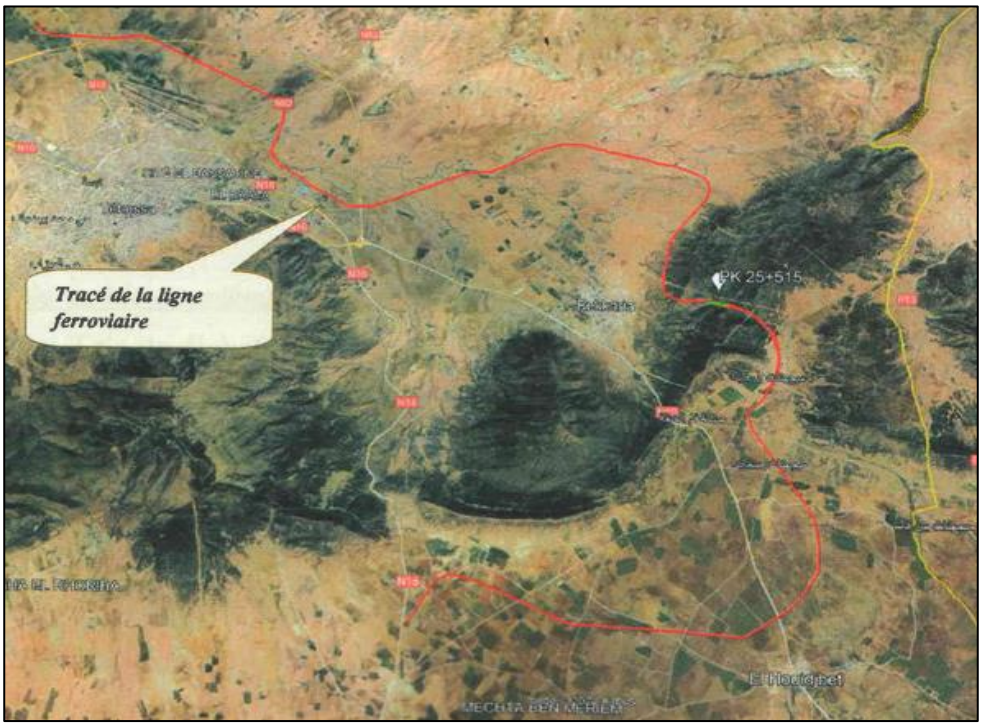


Figure I-2:Localisation du tracé sur image GOOGLE EARTH

I.2.2.1. L'obstacle à franchir

L'ouvrage permettra de franchir une zone vallonnée comportant plusieurs cours d'eau, localisés aux points kilométriques PK 25+612, PK 25+805 et PK 22+659.

I.3. DONNEES DE PROJET

I.3.1. Données fonctionnelles du projet

Les données fonctionnelles du projet se répartissent en deux grandes catégories :

1- Elle concerne les caractéristiques et dimensions de l'ouvrage, comprenant le profil en travers, le profil en long et le tracé en plan.

2- Les données relatives à l'obstacle à franchir : elles définissent les contraintes et les exigences spécifiques en lien avec l'élément à surmonter incluant les gabarits à respecter et les ouvertures.

I.3.1.1. Tracé en plan

La longueur totale de l'ouvrage est de 550 mètres. Le pont sera situé au point kilométrique PK 25+575 jusqu'à PK 26+125.

♣ Du PK 25+575 au PK 26+065.00 : Arc de rayon R=1515 m et de longueur L= 490 m.

♣ Du PK 26+065 au PK 26+125.00 : Clothoïde de paramètre A=301.50 et de L=60 m.

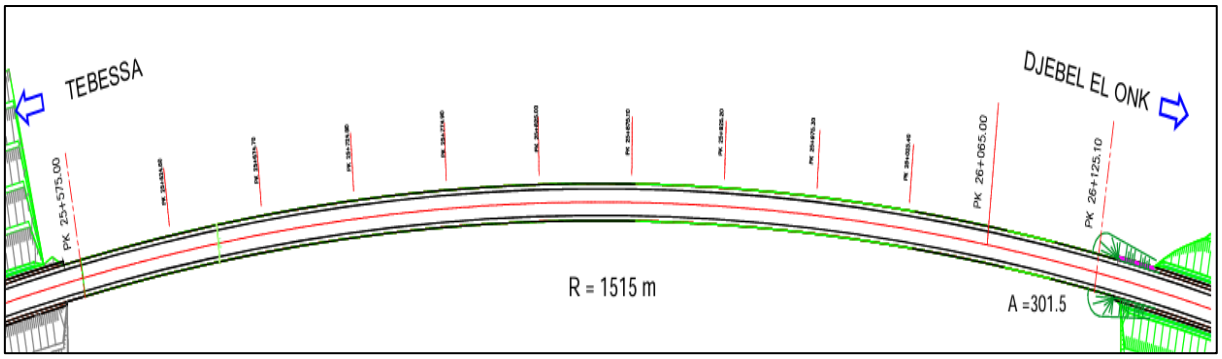


Figure I-3:Tracé en plan

I.3.1.2. Profil en travers

Le profil en travers est une représentation de la section perpendiculaire à l'axe du projet, définissant l'ensemble des éléments déterminant la forme et les équipements de la voie dans sa direction latérale. Sa conception requiert une attention particulière, car modifier ses paramètres après coup peut être complexe. Voici ses spécifications :

- Largeur totale : 12.6 m
- Nombre de voies : 2
- Écartement des rails : 1.5 m
- Distance entre les deux voies : 4 m
- Tablier en toit ± 1 % de part et d'autre de l'axe du pont.
- Traverses bi-blocs espacées de 60 cm.
- Garde-corps de hauteur 110 cm.
- Système évacuation d'eau.
- Caniveau de hauteur 30 cm.

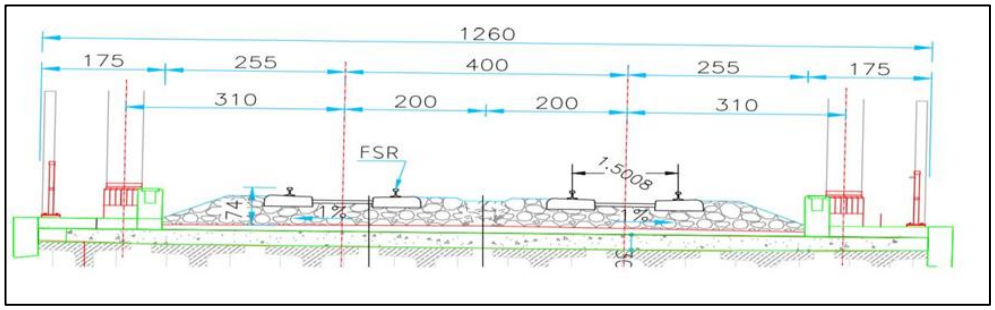


Figure I-4:Profile en travers

Profil en long

Longitudinalement, le tracé de la voie ferroviaire présente les caractéristiques suivantes :

-Ligne droite de pente P = 0.6 % (sens PK).

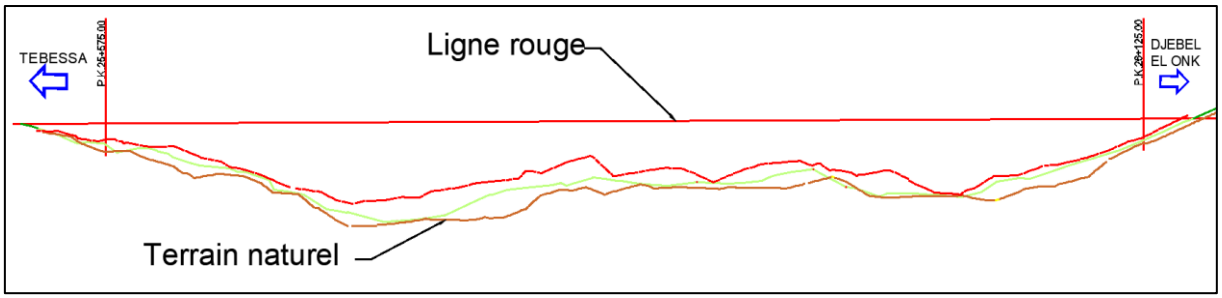


Figure I-5:Profil en long

I.3.2. Données naturelles

I.3.2.1. Topographie

D'après le levé topographique et la visite du site effectuée permet de dire que le projet est implanté dans une zone montagneuse.

I.3.2.2. Géotechnique

Les caractéristiques naturelles du site, telles que l'environnements, la nature du sol et le climat de la région, ont une influence directe sur la conception et le dimensionnement de l'ouvrage. Conformément au Règlement Parasismique et autres Ouvrages en Afrique (RPOA) de 2008, le site est classé en catégorie S2 (site ferme). Il se compose de dépôts de sables et graviers denses à très denses, ainsi que de marnes ou d'argiles raides sur-consolidées, sur une profondeur variant de 10 à 20 mètres. Par ailleurs, à partir de 10 mètres de profondeur, la vitesse des ondes de cisaillement (Vs) atteint ou dépasse 400 m/s.

Tableau I-1 : Caractéristique géotechnique des sites

Cat	Description		$\overline{q_c}$ (MPa) (c)	$\overline{N}$ (d)	$\overline{p_l}$ (MPa) (e)	$\overline{E_p}$ (MPa) (e)	$\overline{q_u}$ (MPa) (f)	$\overline{V_S}$ (m/s) (g)
S1	Rocheux (a)		--	--	>5	>100	>10	$V_s \geq 800$
S2	Ferme	Sable/ gravier	>15	>50	>2	>20	--	$400 \leq V_s < 800$
		Argile	>5	--	>2	>25	>0,4	
S3	Meuble	Sable/ gravier	5-15	10-50	1-2	5-20	--	$200 \leq V_s < 400$
		Argile	1,5-5	--	0,5-2	5-25	0,1-0,4	
S4	Très meuble (b)	Sable/ gravier	<5	<10	<1	<5	--	$100 \leq V_s < 200$
		Argile	<1,5	--	<0,5	<5	<0,1	

I.3.2.3. Sismicité du site

Le projet se situe dans une zone de faible sismicité (Zone I) Wilaya de TEBESSA.

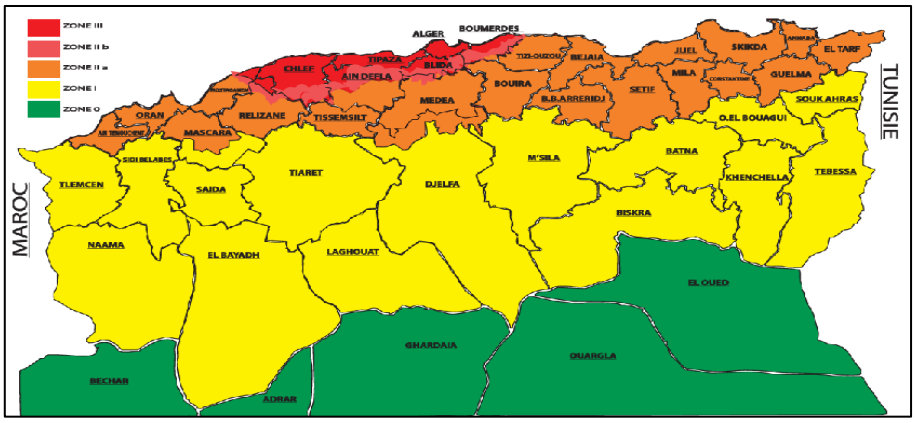


Figure I-6:Carte de zonage sismique de l'Algérie

I.3.2.4. Pluviométrie

Pour la pluviométrie, notre projet fait partie d'une zone ou les précipitations moyennes sont entre 500 et 600mm. Les précipitations journalières maximales annuelles de fréquence décennale varient entre 50 et 60m.

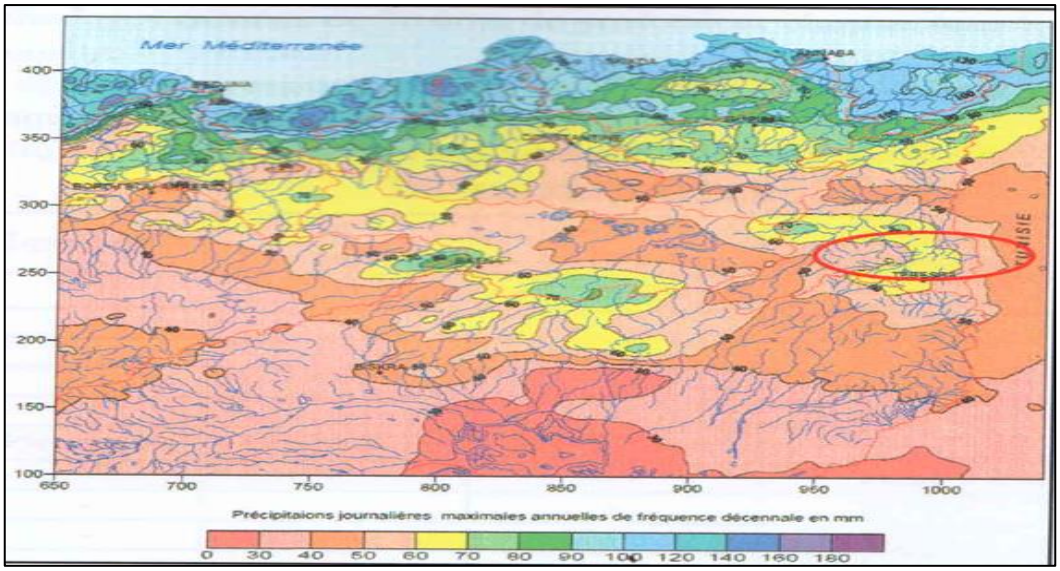


Figure I-7:Précipitations journalières maximales annuelles de fréquence décennale humide dans l'Est algérien (D'aprés A.N.R.H.,2002b)

I.3.2.5. Climat

Le climat qui règne dans la région appartient au domaine semi-aride. Il est caractérisé par un hiver froid et l'écart de température quotidien est relativement important.

La période estivale se caractérise par un été chaud et sec où l'écart de température entre le jour et la nuit peut dépasser 15 °C. La moyenne quotidienne, en été, peut atteindre 35 °C.

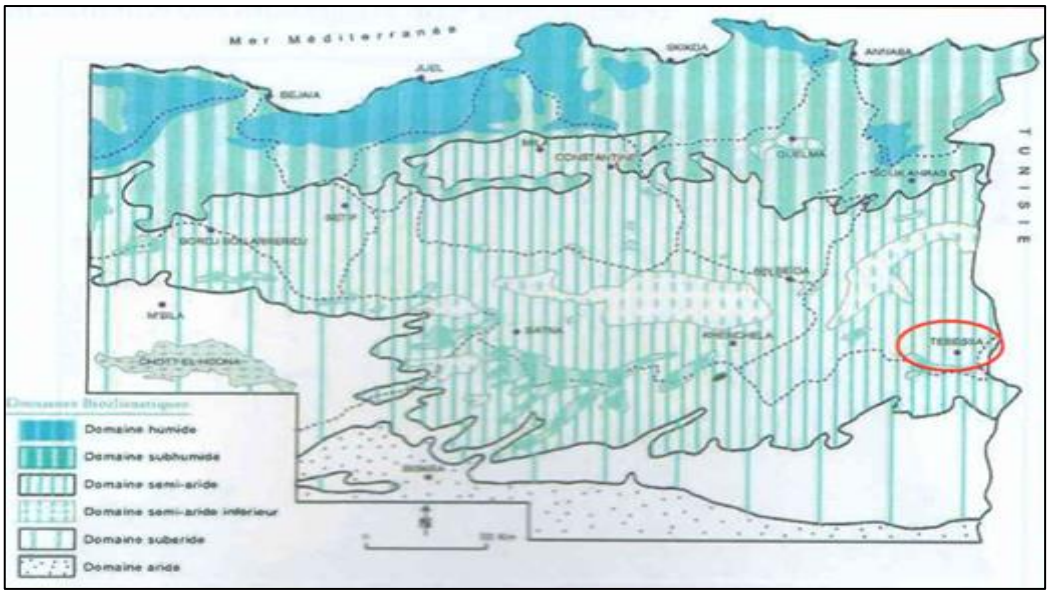


Figure I-8:Carte simplifiée des zones bioclimatiques de l'EST Algérien

CHAPITRE II :

CONCEPTION ET

PREDIMENSIONNEM

II.1. INTRODUCTION

Après l'analyse des critères, nous avons réduit le champ de sélection en premier lieu à la proposition des trois variantes parmi les ouvrages les plus couramment employée. Pour cet ouvrage, on propose trois variantes :

• Variante I : pont caisson en béton précontraint à hauteur variable construit par encorbellement successif.

• Variante II : pont mixte Acier-Béton à hauteur variable.

• Variante III : pont à poutres précontraintes du type VIPP.

II.2. PRESENTATION ET PRE-DIMENSIONNEMENT DES VARIANTES

II.2.1. Variante 01 : « Pont voussoirs en béton précontraint construit par encorbellements successifs coulé en place »

II.2.1.1. Conception longitudinale

On propose une variante composée de 7 travées, à hauteur variable :

- Deux travées de rives de 50m.
- 5 travées principales de 90m.

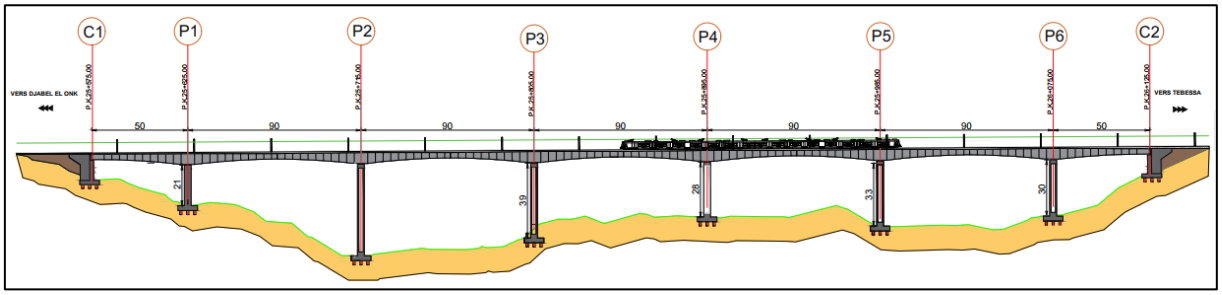


Figure II-1: Coupe longitudinale du pont

II.2.1.2. Découpage des voussoirs

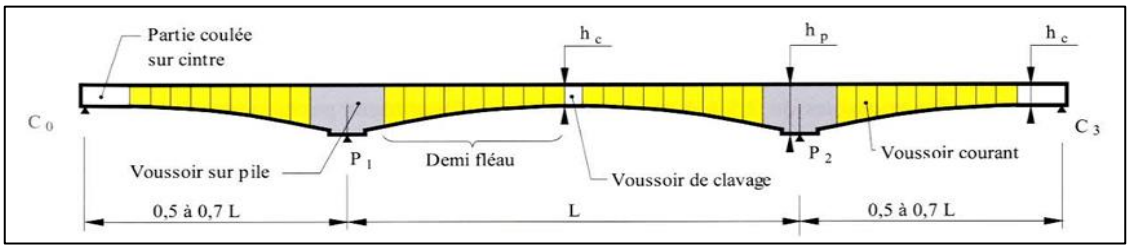


Figure II-2:Découpage en voussoir (SETRA)

Les voussoirs sur pile préfabriqués sont souvent découpés en plusieurs éléments pour réduire le poids lors du transport, puis assemblés sur place à l'aide de barres ou de câbles de précontrainte. Ce découpage dépend des caractéristiques de l'équipage mobile pour les poutres-caisson coulés sur place, et des capacités des engins de transport ainsi que des moyens de pose pour les poutres-caisson préfabriquées.

Quatre types de voussoirs sont distingués, comme présenté dans le tableau suivant :

Tableau II-1 Récapitulation de découpage des voussoirs.

Type de voussoir	Ratio usuel	Valeur retenue	Nombre de voussoir
Voussoirs sur piles	7 à 10 m	7m	6
Voussoirs de clavage	1.5 à 3m	3m	5
Voussoir courants	2.5 à 4m voire 5m	4m	120
Partie coulée sur cintre	>0.05L	6.5m	2

En utilisant le découpage précédent et en ajoutant le voussoir de clavage de la travée intermédiaire, on obtient un nombre total de voussoirs : N =133.

II.2.1.3. Conception transversale

Puisque on a une largeur de tablier inférieur à 20 mètres donc la solution la plus économique est celle d'un caisson à section fermé. Son prédimensionnement est montré dans le tableau ci-dessous qui est basé sur le guide SETRA 2003 (ponts en béton précontraint construits par encorbellements successifs).

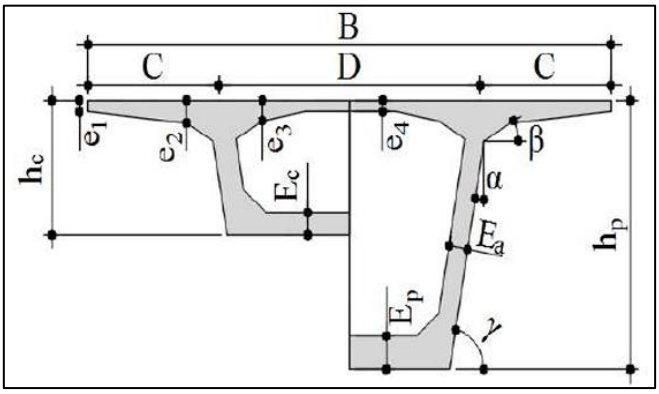


Figure II-3: Section transversale du voussoir

Tableau II-2: Prédimensionnement transversale.

Elément		Ratio usuel	Valeur retenue
Hauteur du voussoir	Sur pile	L/hp =16+0.25(L/100) ⁴	5.625m
	A la clef	L/hc= 0.2L+25-7.5/ (0.02L)³	2.788m

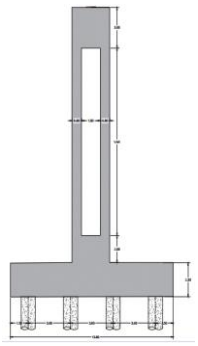
	Partie coulée sur cintre	20<L/h<23	2.788m
Largeur du voussoir		B	12.6m
Largeur d'encorbellement		C = B / 4	3.15m
Entraxe des âmes		D = B – 2 C	6.3m
Epaisseurs de l'hourdis supérieur	e_1	$e_1 \geq$ 16 à 18 cm	0.25m
	e_2	$C/7 \leq e_2 \leq C/8$	0.4m
	e_3	$e3 = 10 + D/25$ avec ($e_3 > e_2 - 10$ et $e_3 > 1.5\ e_4$)	0.22m
	e_4	$D/30 \leq e_4 \leq D/25$	0.7m
Inclinaison de l'âme		$10\% \leq \alpha \leq 30\%$	10°
Gousset supérieur		$30° \leq \beta \leq 45°$	45°
Gousset inférieur		$40° \leq \gamma \leq 45°$ (jusqu'à 10°)	40°
Epaisseur de l'âme		$E_a \geq 26 + L/500$	50cm
Epaisseur de l'hourdis inférieur	Sur pile	E_p= (2 à 2.5) E_c	70cm
	A la clef	$E_c \geq$max (18 ;3Ø ; E_a /3)	30cm

II.2.1.4. Conception de l'infrastructure (pile/culée)

Conception de la pile

Pour cette variante, on choisit des piles à section creuse (pile-caisson)

Tableau II-3:Conception de la pile

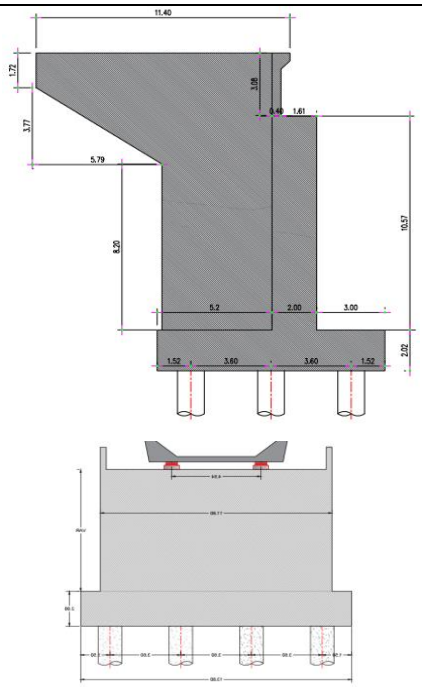
Elément		Valeur/Description	Figure
Hauteur		Variable	
Largeur		3.2m	
Longueur		6m	
Epaisseur de murs		0.8m	
	Type	Profonde sur pieux de 11 m avec Φ = 1.20 m	

Fondations	Dimensions semelle	13.2×8×2.50 (m×m×m)	

Conception de la culée

Pour les trois variantes, On opte pour une culée remblayée, Un espace doit être aménagé entre le tablier et le mur garde-grève afin de permettre l'inspection et l'entretien de l'extrémité du tablier ainsi que de l'intérieur des voussoirs. Cet espace est rendu possible grâce à la réalisation d'un corbeau avant, dont les dimensions des différents éléments sont présentées dans le tableau ci-dessous :

Tableau II-4:Tableau récapitulatifs de prédimensionnement des culées

Eléments	Dimensions(m)		Figure
Mur frontal	Hauteur	10.57	
	Longueur	11.8	
	Epaisseur	2	
Mur en retour	Epaisseur	0.6	
Mur garde grève	Hauteur	3.08	
	Epaisseur	0.4	
Semelles	Largeur	10.2	
	Longueur	13.8	
	Hauteur	2	
Pieux	Diamètre	1.2	

II.2.2. Variante 02 : « Pont mixte Bi-poutre à hauteur »

II.2.2.1. Conception longitudinale

On propose une variante composée de deux parties séparées par un joint de dilatation, chacune d'elles est hyperstatique et se compose de 4 travées :

- Deux travées de rives de 62.5m.
- 6 travées principales de 75m.

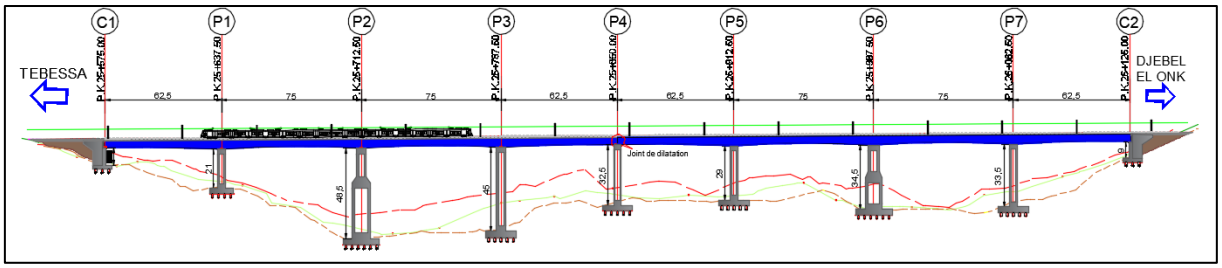


Figure II-4:Coupe longitudinale

II.2.2.2. Conception transversale

Le pont est soutenu par deux poutres PRS principales, espacées de 7,00 m l'une de l'autre, et reliées entre elles par des entretoises disposées tous les 7m. Une dalle en béton armé, fixée aux poutres principales au moyen de goujons, complète la structure. En phase de prédimensionnement, la hauteur des poutres est généralement prise entre **L/18 et L/22**

$$\frac{L}{22}<h<\frac{L}{18}$$

Avec une longueur de L=75 :

$$3{,}4<h<4{,}2$$

Donc on prend une hauteur de poutre de h=4m

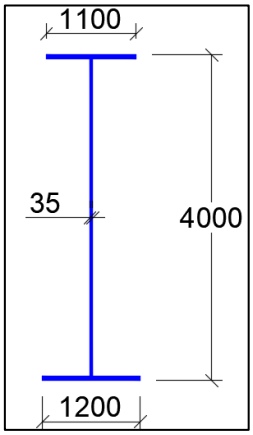


Figure II-5:Conception de la poutre métallique

Tableau II-5: Epaisseurs des âmes et des semelles des différentes section

	Semelle sup	Âme	Semelle inf
Section 1	30mm	35mm	40mm
Section 2	50mm	35mm	60mm
Section 3	80mm	35mm	100mm
Section 4	70mm	35mm	90mm

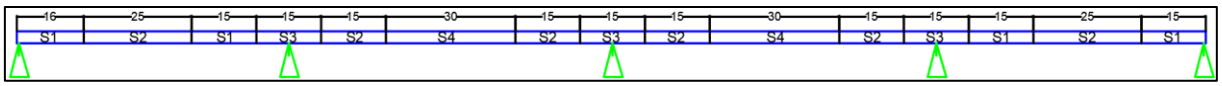


Figure II-6 : Sections au long de la poutre

Note : Cette conception ne sera pas retenue car après calcul des sollicitations M V et **σ** on a conclu que la section mixte on a remarqué que la semelle supérieure est sollicitée a 99% de sa résistance (Voir annexe A), par conséquence nous avons décidé de changer de conception de la poutre.

II.2.2.3. Entretoisement des poutres

Réparti de manière régulière sur la longueur du tablier, Les entretoises courantes des bipoutres sont en général des profilés de type IPE ou HEA, de 400 à 700 mm de hauteur selon la hauteur et l'entraxe des poutres principales.

Les entretoises sur piles sont beaucoup plus sollicitées que les entretoises courantes. De ce fait, les entretoises sur piles sont le plus souvent des PRS de hauteur comprise entre 600 et 1 600 mm, selon la portée de l'ouvrage

Les entretoises choisies sur pile sont de type IPE1000, et de IPE 70 pour les entretoises d'about, l'entre axe est de 7m.

On obtient la rigidité maximale de l'entretoisement lorsque les entretoises sont disposées à mi-hauteur, voire légèrement en dessous.

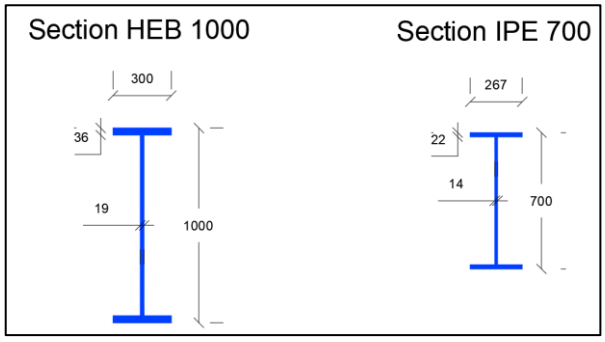


Figure II-7: section des entretoise HEB1000 et IPE700.

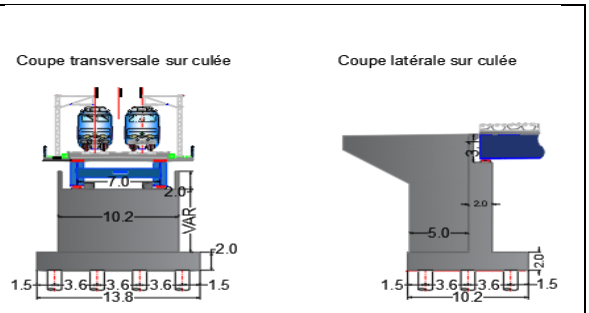
II.2.2.4. Conception de l'infrastructure (pile/culée)

Conception de la culée

Pour la culée, On a opté pour une culée remblayée, Une culée remblayée est constituée par un ensemble de murs ou voiles en béton armé. Sur l'un d'entre eux, appelé mur de front, s'appuie le tablier de l'ouvrage ; les autres sont les murs latéraux, appelés murs en aile ou mur en retour selon qu'ils ne sont pas ou qu'ils sont parallèles à l'axe longitudinal de l'ouvrage.

Tableau II-6 : Tableau récapitulatifs de prédimensionnement des culées

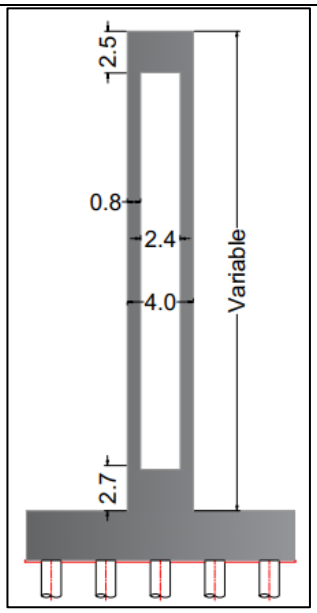
Eléments	Dimensions(m)		Figure
Mur frontal	Hauteur	VAR	
	Longueur	10.2	
	Epaisseur	2	

Mur en retour	Epaisseur	0.6	
Mur garde grève	Hauteur	3	
	Epaisseur	0.4	
Semelles	Largeur	10.2	
	Longueur	13.8	
	Hauteur	2	
Pieux	Diamètre	1.2	

Conception de la pile

Notre ouvrage présente une brèche dont la longueur excède 20 mètres. Pour répondre à cette contrainte, nous avons opté pour des piles de grande portée, conçues sous forme de caissons à section constante. Présentant un bien meilleur rendement mécanique que les sections pleines.

Tableau II-7:Conception de la pile

Elément		Valeur/Description	Figure
Hauteur		Variable	
Largeur		4m (5m pour P2 et P3)	
Longueur		9m	
Epaisseur de murs		0.6m (1.2 pour P2 P3)	
Fondations	Type	Profonde sur pieux de 11 m avec Φ = 1.20 m	
	Dimensions semelle	13.8×10.2×2.50 (m×m×m)	

II.3. VARIANTE 03 : « PONT A POUTRES EN BETON PRECONTRAINT POST-TENSION »

II.3.1.1. Conception longitudinale

On propose une variante composée de 14 travées :

- Deux travées de rives de 35m.

- 12 travées principales de 40m

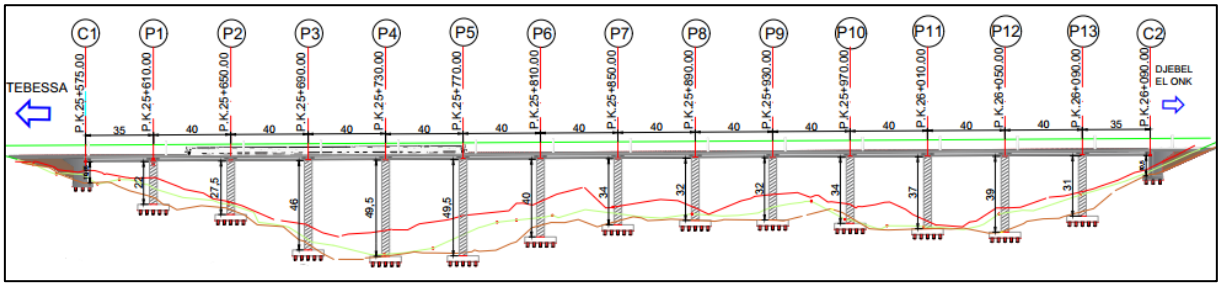


Figure II-8:Coupe longitudinale

II.3.1.2. Conception transversale

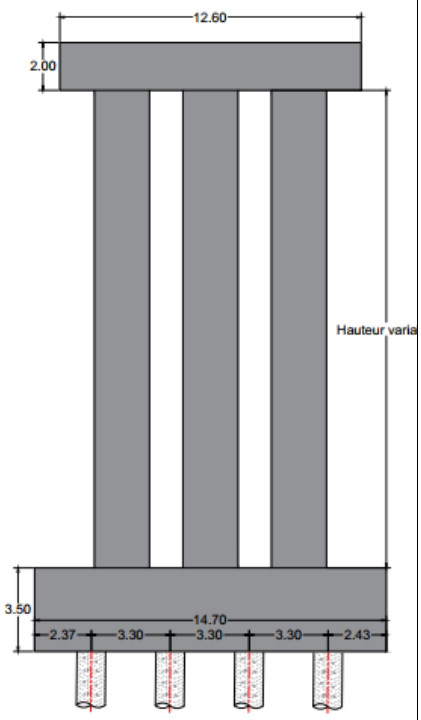
Le prédimensionnement a été fait selon le guide de conception SETRA [VIPP/ 1996].

Tableau II-8:Récapitulation du prédimensionnement de la variante 3

Elément	Ratio usuel	Valeur
Longueur totale de la poutre	30-40	40m (35m en travées de rives)
Hauteur de la poutre	L/20 < ht < L/17	2.2m
Epaisseur de la dalle	20 ≤ e ≤ 30	25 cm
Entraxe des poutres	En pratique : 1.50 m < λ < 2.50 m	1.575m
Nombre des poutres	N = **La/λ** =7.61	8
La largeur de la table de compression	b ≥ 0,6 × 2.2	1.3 m
Épaisseur de la table de compression	12 cm ≤ e1 ≤ 15 cm	15cm
La largeur du talon	60 cm ≤ bt ≤ 90 c	80cm
Épaisseur du talon	10 cm ≤ et ≤ 20 cm	20 cm
Épaisseur de l'âme b_o à mi-travée	b0 ≥ 3Øgaine d	25cm
Épaisseur de l'âme b_o en zone d'about	t b0 ≥ 30 cm avec une surface suffisante pour les plaques d'ancrage	80cm

II.3.1.3. Conception de l'infrastructure

Tableau II-9 : Conception de la pile

Elément		Valeur/Description		Figure
Hauteur		Variable		
Diamètre du fut		2.3m		
Nombre de fut		3		
Entraxe des futs		3.7 m		
Largeur du chevêtre		12.6m		
Hauteur du chevêtre		2m		
Fondations	Type	Profonde sur pieux de 11 m avec Φ = 1.20 m		
	Dimensions semelle	14.7×12×3.5 (m×m×m)		

II.4. ANALYSE MULTICRITERE DES VARIANTES

II.4.1. Comparaison entre les trois techniques de construction

L'objectif de cette analyse est d'optimiser le choix de la variante la plus adaptée en comparant trois solutions de réalisation selon des critères techniques, économiques et esthétiques. L'évaluation s'appuie sur des références spécialisées ainsi que sur l'expertise d'ingénieurs de terrain, en tenant compte notamment de l'esthétique, du coût, de l'entretien, de la complexité d'exécution et des délais de réalisation.

Tableau II-10:Avantages et inconvénient des trois variantes.

Variantes	Avantages	Inconvénients

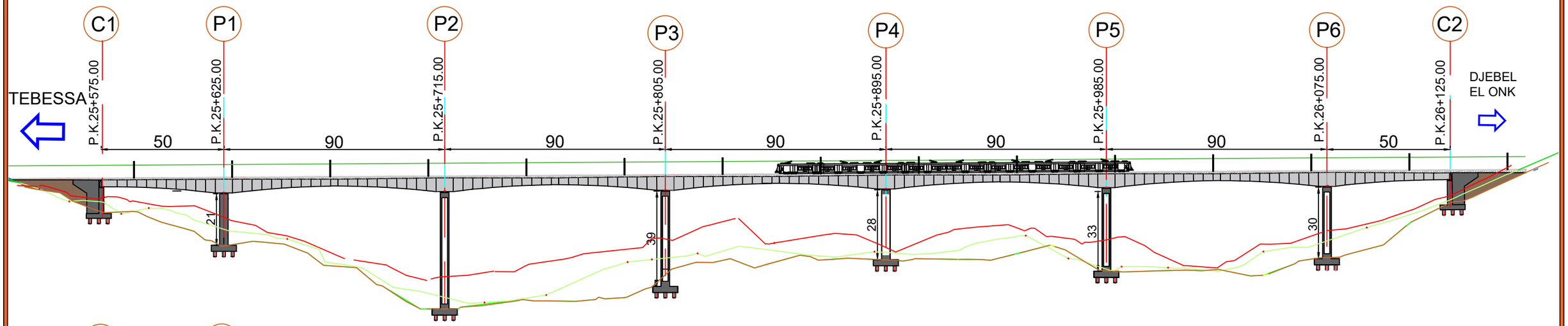
Variante 01 : Pont à poutres préfabriquées précontraintes par post-tension (VIPP)	• Construction rapide grâce à la préfabrication. • Réduction des coûts indirects (moins de temps sur site, moins de perturbations du trafic). • Bon contrôle qualité en usine. • Réutilisation du coffrage possible. • Isostatisme : insensibilité aux tassements différentiels et aux gradients thermiques.	• Multiplication des appuis (impact esthétique et coût). • Difficile à franchir en courbe. • Nécessite des fondations profondes (poids propre). • Coffrage complexe pour les poutres précontraintes. • Dépendance à l'atelier de préfabrication.
Variante N° 02 : Pont en béton précontraint construit par encorbellements successifs	• Permet de grandes portées avec peu d'appuis. • Idéal pour franchir des vallées, fleuves, zones d'accès difficile. • Réduction des coffrages par encorbellement. • Structure monolithique : bonne durabilité, peu de joints • Esthétique soignée, franchissement en courbe facile.	• Coût élevé (technique et matériel spécialisés). • Construction longue et complexe (main-d'œuvre hautement qualifiée). • Poids propre important. • Difficulté de coulage en hauteur ou sur site difficile d'accès. • Sensibilité aux gradients thermiques si mal géré

Variante 03 : Pont mixte bipoutres	•Excellente capacité de charge (acier + béton). • Rigidité élevée + grande portée possible. • Bonne durabilité (acier protégé par le béton). • Faible entretien : peu de joints. • Souplesse de conception et adaptation à plusieurs contextes. • Esthétique valorisée dans un environnement urbain.	• Coût élevé (matériaux + levage + transport). • Assemblages sensibles à la corrosion. • Nécessite une main-d'œuvre qualifiée pour les soudures et le contrôle qualité. • Sensibilité au gradient thermique. • Complexité modérée de construction (compétences en acier et béton).

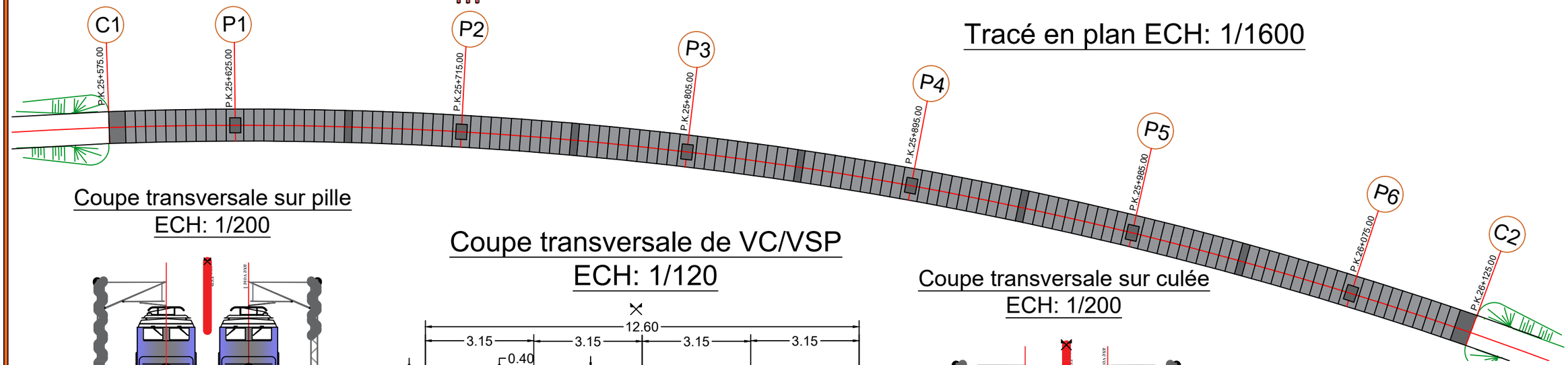
II.5. CONCLUSION

La variante mixte a été retenue pour la rapidité de son exécution et la présence de la main-d'œuvre qualifiée. Cette variante fera l'objet de notre projet de fin d'étude.

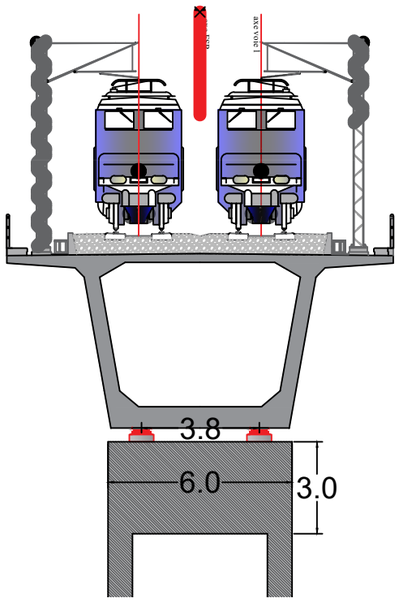
Coupe longitudinale ECH: 1/1600



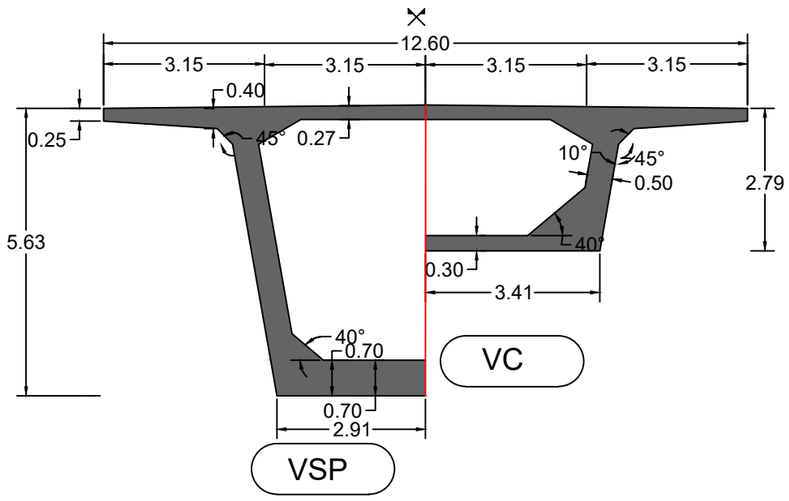
Tracé en plan ECH: 1/1600



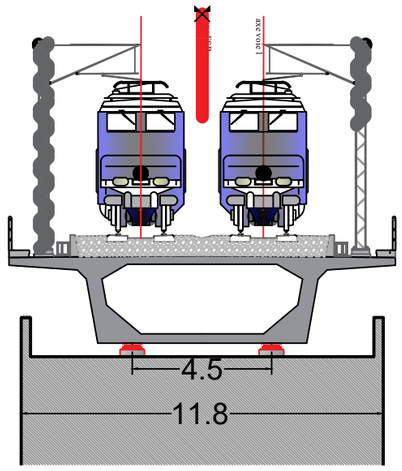
Coupe transversale sur pille ECH: 1/200



Coupe transversale de VC/VSP ECH: 1/120



Coupe transversale sur culée ECH: 1/200

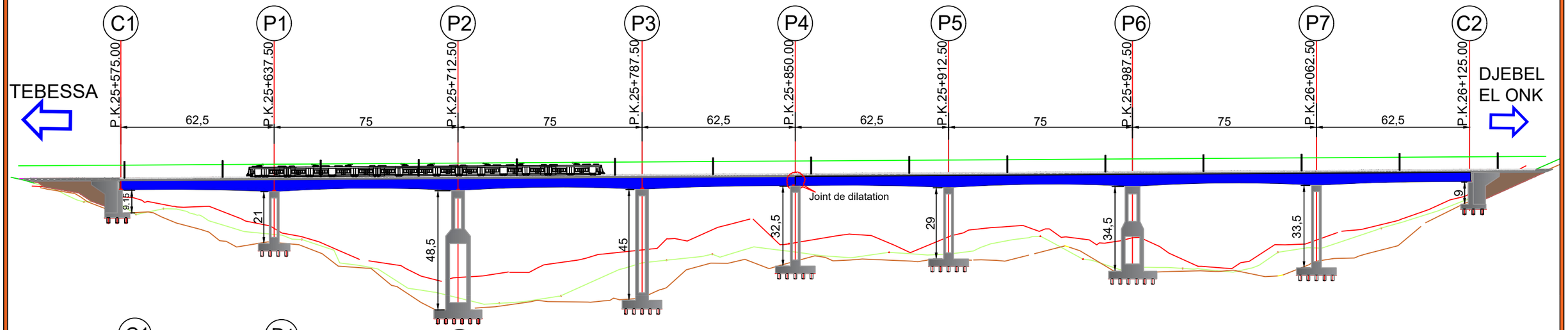


ENSTP
المدرسة الوطنية العليا للأشغال العمومية
Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics
National School of Build and Ground works engineering

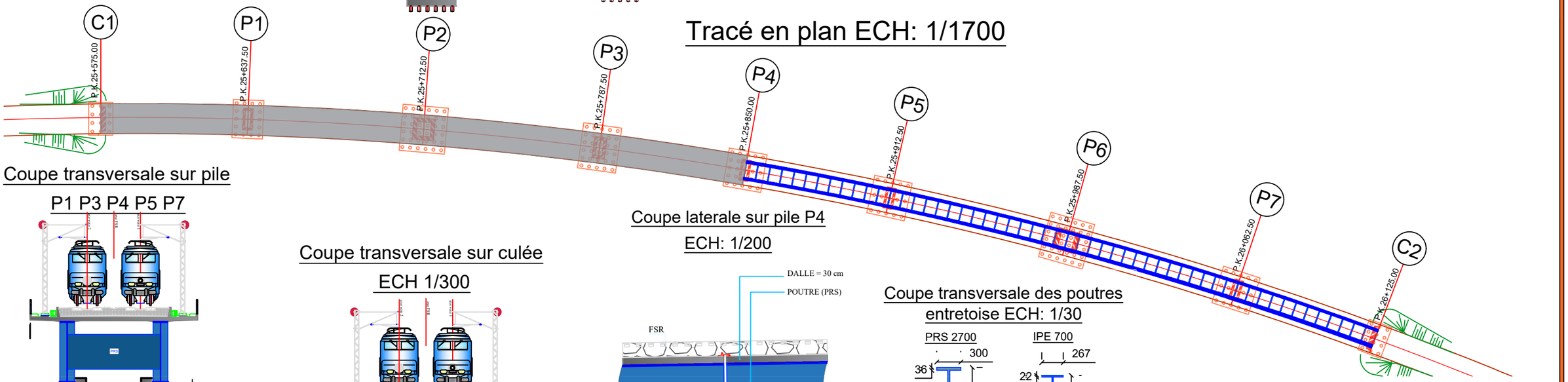
Adresse : Rue Sidi Garidi b.p. 32 Vieux Kouba -16051. Alger
Fax : (023) 70 19 38 Site web : www.enstp.edu.dz
Tel : (023) 70 19 04 E-mail : enstp@enstp.edu.dz

PROJET	Réalisé par	Encadré par	Département	VARIANTE	Année universitaire
CONCEPTION ET ETUDE D'UN PONT RAIL AU TRONCON TEBESSA-DJEBEL EL ONK AU PK25+575 JUSQU'A PK 26+125	ZINAI Larbi Ryad HENNA Youcef	Ing. SEBBAH OMAR	DIB	VARIANTE 1	2024/2025

Coupe longitudinale ECH: 1/1700

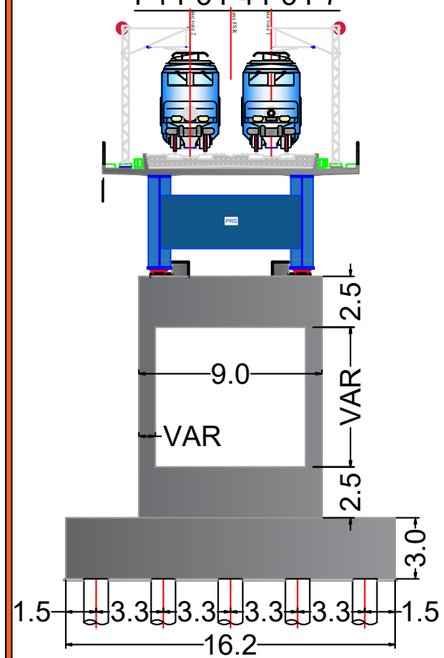


Tracé en plan ECH: 1/1700



Coupe transversale sur pile

P1 P3 P4 P5 P7

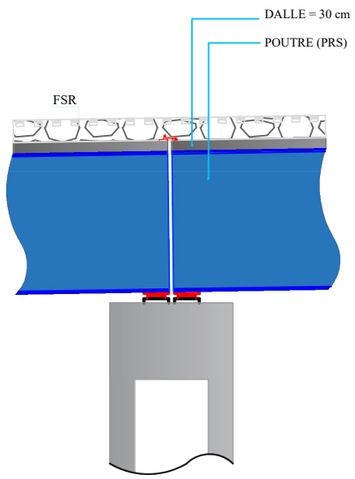


Coupe transversale sur culée

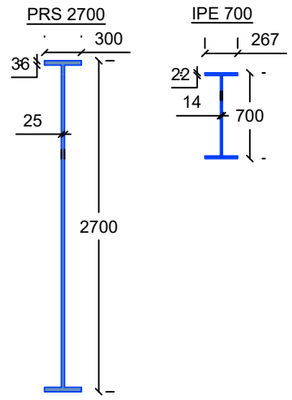
ECH 1/300

Coupe laterale sur pile P4

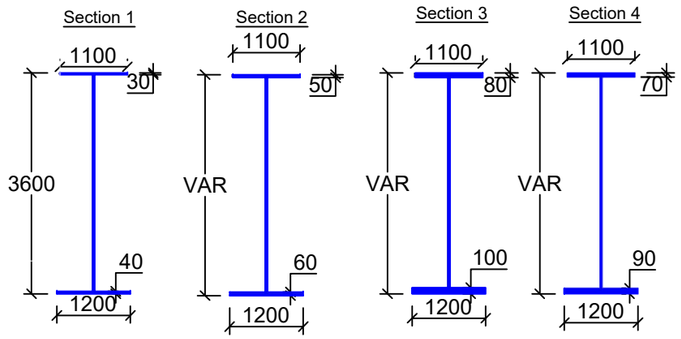
ECH: 1/200



Coupe transversale des poutres entretoise ECH: 1/30



Coupe transverale des poutres ECH:1/100

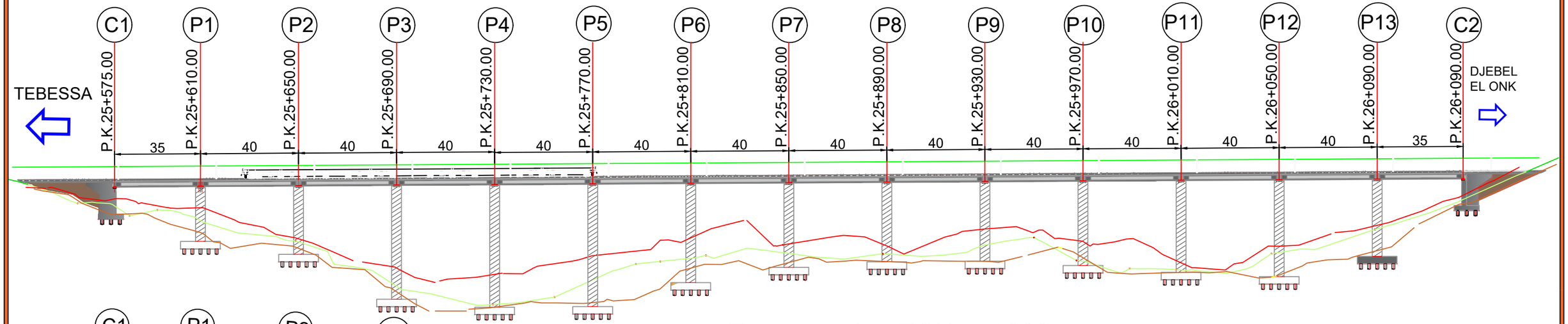


ENSTP
المدرسة الوطنية العليا للأشغال العمومية
Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics
National School of Build and Ground works engineering

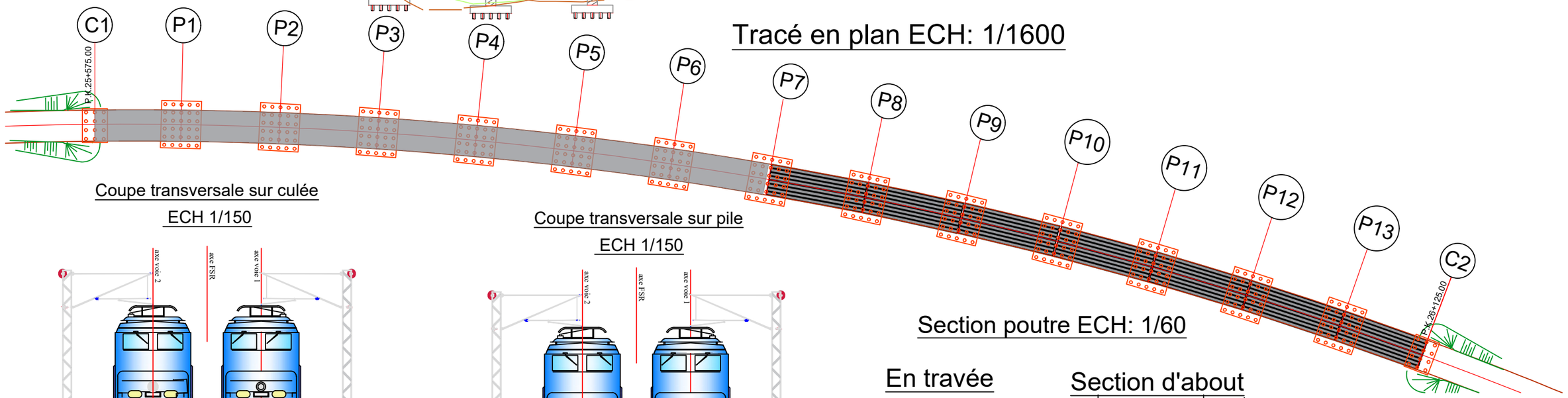
Adresse : Rue Sidi Garidi b.p. 32 Vieux Kouba -16051. Alger
Fax : (023) 70 19 38 Site web : www.enstp.edu.dz
Tel : (023) 70 19 04 E-mail : enstp@enstp.edu.dz

PROJET	Réalisé par	Encadré par	Département	VARIANTE	Année universitaire
CONCEPTION ET ETUDE D'UN VIADUC FERROVIAIRE DU PK25+575 AU PK26+125 DE LA LIGNE MINIERE TEBESSA-DJEBEL EL ONK	ZINAI Larbi Ryad HENNA Youcef	M. SEBBAH OMAR	DIB	VARIANTE 2	2024/2025

Coupe longitudinale ECH: 1/1600

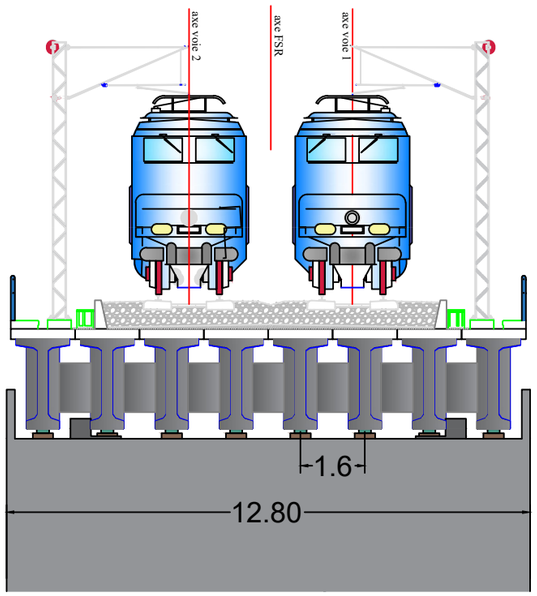


Tracé en plan ECH: 1/1600



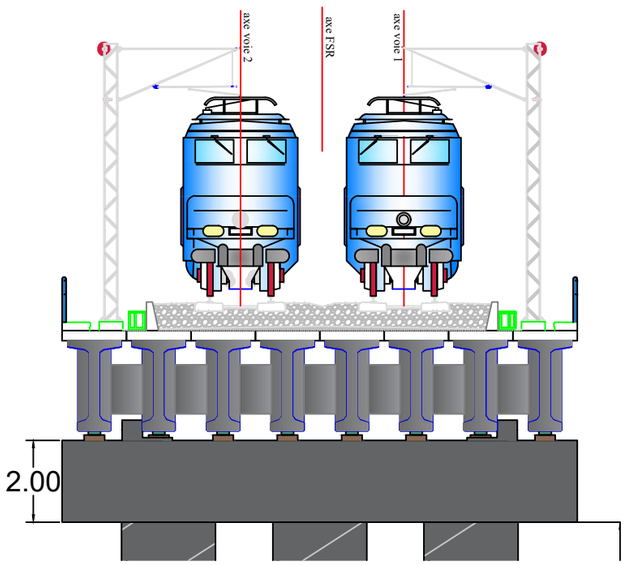
Coupe transversale sur culée

ECH 1/150



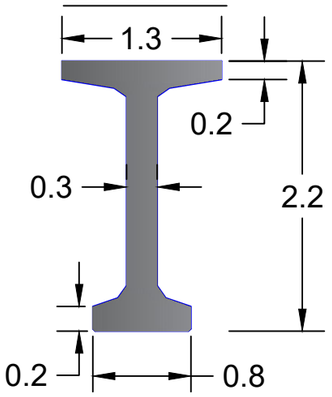
Coupe transversale sur pile

ECH 1/150

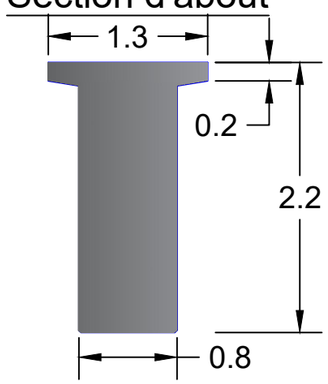


Section poutre ECH: 1/60

En travée

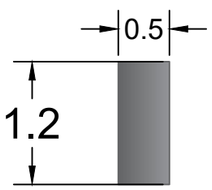


Section d'about



Entretoise d'about

ECH: 1/60



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

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

PROJET	Réalisé par	Encadré par	Département	VARIANTE	Année universitaire
CONCEPTION ET ETUDE D'UN VIADUC FERROVIAIRE DU PK25+575 AU PK26+125 DE LA LIGNE MINIERE TEBESSA-DJEBEL EL ONK	ZINAI Larbi Ryad HENNA Youcef	M.SEBBAH OMAR	DIB	VARIANTE 3	2024/2025

CHAPITRE III :

MATERIAUX ET HYPOTHESES DE CALCUL

III.1. INTRODUCTION

Dans ce chapitre, nous allons définir les charges ainsi que les hypothèses de calcul à adopter afin de garantir la résistance et le bon fonctionnement du pont, aussi bien durant sa phase de construction que pendant sa phase de service, sous l'effet des différentes actions (naturelles et fonctionnelles).

III.2. NORMES ET REGLES DE CALCUL

- Eurocode 1 - bases de calcul et actions sur les structures;
- Eurocodes 3 et 4 – construction mixte;
- Eurocode 7 - projet géotechnique
- Eurocode 8 - indications établies pour la résistance sismique des structures.
- Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites - BAEL 91 révisé 99;
- Règles parasismiques applicables au domaine des ouvrages d'art - RPOA 2008
- Code UIC 776-1 charge à prendre dans le calcul des pont rails.

III.3. CARACTERISTIQUE DES MATERIAUX

Le choix des matériaux de construction conditionne en grande partie la conception et le calcul du pont. On donne ici les caractéristiques du béton et aciers passifs ainsi que les aciers des poutres métalliques utilisés dans la construction de l'ouvrage.

III.3.1. Béton

Tableau III-1: Caractéristique du béton.

Partie d'ouvrage	Classe de résistance	f_c28 (MPa)	f_t28 (MPa)
Pieux de fondation	C30/37	30	2.4
Semelles de fondation	C30/37	30	2.4
Piles	C30/37	35	2.7
Dalle	C30/37	35	2.7

III.3.1.1. Resistance en compression

La résistance du béton est généralement évaluée à 28 jours, désignée par la résistance caractéristique à la compression notée f_c28

- f_c28= **30 MPa** : pour le béton de semelle.
- f_c28= **35MPa** : pour le béton des piles et la dalle.

Lorsque le béton est sollicité avant 28 jours (c'est-à-dire pendant la phase de chantier), on utilise une résistance ajustée notée f_cj, calculée selon l'âge **j** du béton :

- Si $f_c28 < 40$ **MPa**

$$\rightarrow \quad f_cj = \frac{j}{4.76j+0.83j} \times fc28$$

- Si $f_c28 \geq 40$ MPa

$$\rightarrow \quad \mathbf{fcj = \frac{j}{1.4+0.95j} \times fc28}$$

III.3.1.2. Résistance à la traction

La résistance en traction est reliée à la résistance en compression selon la formule suivante :

$$f_t28 = 0.6 + 0.06\ fcj$$

Cette relation est valable uniquement pour des bétons dont $f_c28 \leq$ **60 MPa**. À titre indicatif :

- f_t28 = **3 MPa** pour semelle.
- f_t28= **2.4 MPa** pour les piles et la dalle.

III.3.1.3. Contrainte admissible à l'ELU

La contrainte admissible du béton en **État Limite Ultime (ELU)** est définie par :

$$f_{bu} = 0.85 \times \frac{fc28}{\gamma b \times \theta}$$

Le coefficient **θ** est déterminé selon la durée d'application de l'effort :

- **θ = 1.0** : si la durée d'action est > 24h
- **θ = 0.9** : entre 1h et 24h
- **θ = 0.85** : si elle est < 1h

Tableau III-2: Valeurs de γb

Situation	Durable ou transitoire	Situation accidentelles
γb	1.5	1.15

III.3.1.4. Contrainte admissible à L'ELS

La contrainte de compression du béton est calculée par la formule suivante :

$$\sigma_{bc} = 0.6 \times f_c28$$

Tableau III-3:Contraintes admissibles à L'ELS

Etat	Contrainte limite		Superstructure	Infrastructure
ELU	f_{bu}(MPA)	1.5	22.66	17.48
		1.15	29.55	19.98
ELS	f_{bc}(MPA)		24	18

III.3.1.5. Déformation longitudinale du béton

On considère un module de déformation longitudinale pour le béton (règles B.A.E.L comme ce qui suit :

Module de déformation instantané (courte durée <24h)

$$11000 \times 3\sqrt{fcj}$$

Module de déformation différée (long durée)

$$4700 \times 3\sqrt{fcj}$$

III.3.1.6. Déformation transversale

Le module de déformation transversale du béton est donne la formule suivante :

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)}$$

III.3.1.7. Coefficient de poisson

Le coefficient de poisson est représenté par le rapport de la déformation latérale et la déformation longitudinale tel que :

ν =0.2 pour le béton

ν =0 pour le calcul des sollicitations.

ν =0.3 pour l'acier

ν =0.2pour le calcul des déformations.

III.3.2. Aciers

III.3.2.1. Aciers passifs

Ce sont des aciers à haute adhérence de nuance Fe E500, dont les caractéristiques sont les suivants :

Limite d'élasticité : fe = 500 MPa.

Module de la déformation élastique : Es = 200 GPa.

Les diamètres commerciaux des barres HA indépendants sont (en mm) : 8 10 12 14 16 20 25 32 40.

Les longueurs courantes de livraison sont : De 12 ml pour les barres droites.

III.3.2.2. Aciers des poutres

L'acier utiliser pour les profilés reconstituer souder et les connecteurs est le E36

C'est un Acier au carbone de construction métallique, le S355 plus connu sous l'appellation E36, c'est un acier au carbone de construction, il se distingue par sa haute limite d'élasticité (355 MPa), sa bonne résilience (27 J à -20°C), ainsi que son excellente aptitude au pliage et au soudage. Il combine résistance aux fissurations, polyvalence d'utilisation grâce à ses diverses

compositions chimiques, et bon rapport qualité-prix, ce qui en fait un matériau de référence dans les structures sollicitées.

Tableau III-4:Contraintes limites d'élasticité fy

Epaisseur de plaque (mm)	Max ($t \leq \cdot$)	16.00	40.00	63.00	80.00	100.00	150.00
	Min ($t > \cdot$)	0.00	16.00	40.00	63.00	80.00	100.00
f_y (MPa)		355.00	345.00	335.00	325.00	315.00	295.00

Tableau III-5: Contrainte limite à la rupture fu

Epaisseur de plaque (mm)	Max ($t \leq \cdot$)	3.00	100.00	150.00	250.00
	Min ($t > \cdot$)	0.00	3.00	100.00	200.00
f_u (MPa)		510.00	490.00	470.00	450.00

→Dans les calculs on va devoir prendre en compte un coefficient de poisson $\nu_a = 0.3$.

CHAPITRE IV : EVALUATION DES CHARGES ET SOLLICITATIONS

IV.1. INTRODUCTION

Les ponts ferroviaires se distinguent fondamentalement des ponts routiers en ce qui concerne l'évaluation des actions à prendre en compte pour le calcul, notamment en raison des caractéristiques spécifiques du trafic ferroviaire.

Dans ce chapitre, nous allons étudier les charges et surcharges appliquées à l'ouvrage dans le cadre d'un trafic ferroviaire circulant sur des voies à écartement normal et à écartement large.

Pour ce faire, nous introduirons les modèles de charges définis par l'Union Internationale des Chemins de Fer (UIC), tels que l'UIC 71, le chargement SW, et le train à vide. Ces modèles permettent de constituer trois combinaisons fondamentales de chargement : UIC71 + SW/0, SW/2, et train à vide.

Une fois ces chargements corrigés par les coefficients dynamiques appropriés, et complétés par les efforts horizontaux associés (dus notamment à l'accélération, au freinage et aux effets centrifuges), ils constituent l'ensemble des actions de circulation ferroviaire à considérer pour le dimensionnement de l'ouvrage.

IV.2. EVALUATION DES CHARGES ET SURCHARGES

L'ouvrage doit résister aux efforts suivants :

1. La charge permanente (CP).
2. Les charges complémentaires permanentes (CCP).
3. Les charges et surcharges dues au trafic ferroviaire (d'exploitation).
4. Actions naturelles.

IV.2.1. Charges permanente (CP)

Le poids propre des sections est déterminé en considérant une masse volumique de 78 kN/m3 pour les éléments en acier et de 25 kN/m3 pour les éléments en béton armé.

Tableau IV-1:Charges permanentes

Élément	Section (m²)		Longueur (m)	Volume (m^3)	Poids volumique (kN/m^3)	Nombre	Poids (KN)
Poutre PRS 3600	S1	0,205	60,4	12,352	78	2	11866,187
	S2	0,264	110	29,062			
	S3	0,359	45	16,142			
	S4	0,309	60	18,51			
Entretoises IPE 700	0,021		6,975	0,146	78	50	571,253
Entretoises HEB 1000	0,0392		6,975	0,273	78	5	106,634
Dalle en Béton	3,8543		275,4	1061,474	25	1	26536,856
Poids total sans raidisseurs et contreventements							39080,929
Poids total							42989,021

IV.2.2. Compléments de charges permanentes (CCP)

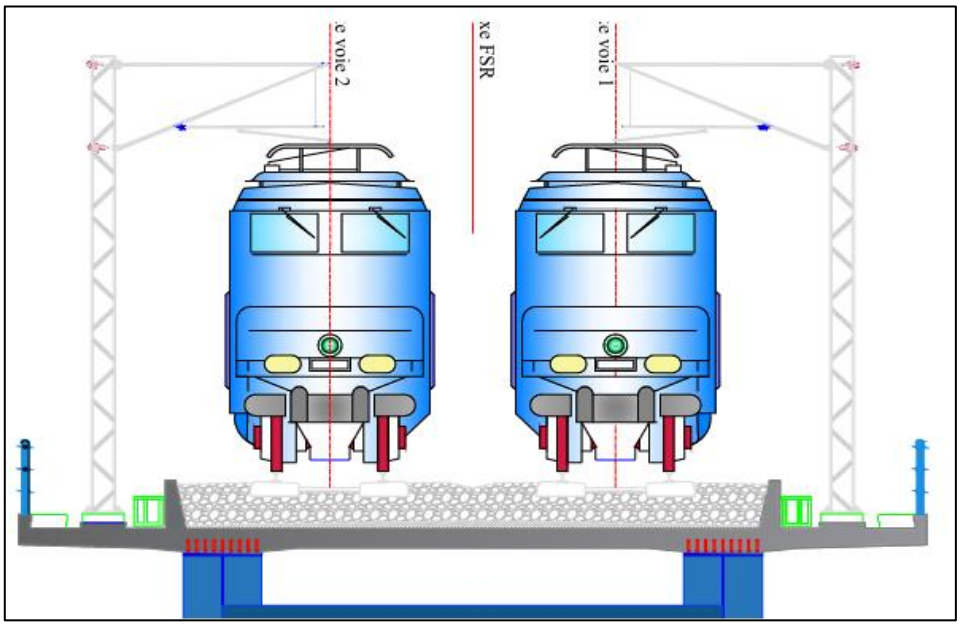


Figure IV-1:Evaluation des compléments de charges permanentes

IV.2.2.1. Rails (EN1991-1-1 Tab. A.6)

Notre voie est constituée de longs rails soudés, dont les caractéristiques sont les suivants :

Poids linéaire :0.603kN/ml.

Puisque on a deux rails, on prendra le poids :1.2kN/ml.

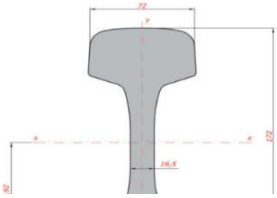


Figure IV-2:Rail UIC60

IV.2.2.2. Travers bi-blocs (EN1991-1-1 Tab. A.6)

Les travers utilisés sont des travers en

-Longueur d'une traverse : 2,24 à 2,50 m.

-Poids d'une traverse : 245 kg à 300 kg,

On prendre une traverse de 280kg.

Les traverses sont posées à raison de 1666 unités au kilomètre.et pour une longueur de 275m, on aura alors 375 traverses.

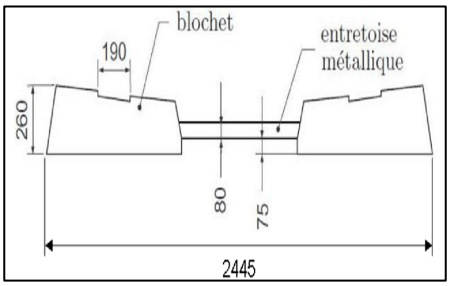


Figure IV-3: Traverse bi-bloc

Ainsi on prendra le poids de traverse : 4.66kN/ml.

IV.2.2.3. Ballast (EN1991-1-1 Tab. A.6)

Le ballast est une couche de pierres concassées placée sous les traverses d'une voie ferrée. Il sert à stabiliser la voie, drainer l'eau et répartir les charges transmises par les trains, tout en permettant un certain ajustement de la géométrie de la voie

Le poids de ballast normal est de 20kN/m3, et la section pour les deux voies est de 4.62m^2

Donc le poids total pour une unité de longueur est de 92.4kN/m.

$$P\ (Ballast) = 20 \times 4.62 = 92.4\ KN/m.$$

IV.2.2.4. Trottoir

Trottoir en béton de section 0.1m^2 donc : P(Trottoir) = 2.5kN/ml.

IV.2.2.5. Caniveaux (EN1991-1-1 Tab. A.6)

De section de 0,082 m² donc : $\mathbf{P6 = 0{,}082 \times 25 \times 2 = 4{,}1\ KN/ml}$.

IV.2.2.6. Murette

De surface de 0.158m^2 en béton, on trouve : P=0.158 x 2 x 25 =7.9kN/ml.

IV.2.2.7. Garde-corps

Son poids par unité de longueur est : 1KN/ml, pour les deux cotés on trouve :

$$\mathbf{7 = 2 \times 1 = 2\ KN/ml}.$$

IV.2.2.8. Caténaire

Le poids estimatif d'un seul caténaire est : 2.4kN/ml.et on a deux caténaires, on obtiendra alors :4.8kN/ml.

IV.2.2.9. Chape de béton

Une couche de 1cm donc : $\mathbf{P10 = 25 \times 12{,}6 \times 0{,}01 = 3{,}15\ KN/ml}$

Tableau IV-2: Evaluation des compléments de charges permanentes

Eléments	Poids volumique(kN/m^3)	Poids (kN/ml)
Rails (2 rails)	1.2	1.2

Travers bi-blocs	4.66	4.66
Ballast	20	92.4
Trottoirs	25	2.5
Caniveaux	25	4.1
Murette	25	7.9
Garde-corps	1	2
Caténaire	4.8 kN/ml	4.8
Chape de béton	25	3.15
CCP		∑=122.71

IV.2.3. Surcharge d'exploitation ferroviaire (EN 1991-2 :2003)

IV.2.3.1. Charges verticales

Modèle de charge 71(article 6.3.2 de l'EN 1991-2)

Le modèle de charges 71 représente l'effet statique d'un chargement vertical résultant du trafic ferroviaire normal.

La disposition et les valeurs caractéristiques des charges verticales y sont définies comme indiqué à ci-dessous :

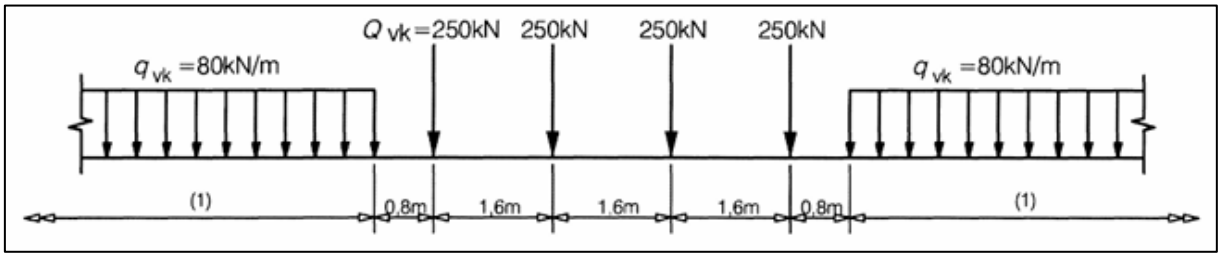


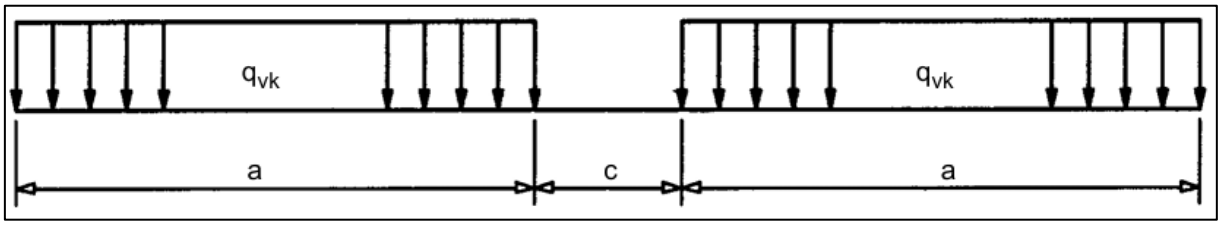
Figure IV-4:Modéle de charges 71 et valeur caractéristique pour les charges verticales

Modèle de charges SW /0 et SW/2 (Article 6.3.3 de l'EN 1991-2)

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

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

La disposition des charges correspond au schéma de la figure ci-dessous



Les valeurs caractéristiques des charges verticales figurent dans le tableau ci-dessous :

Tableau IV-3:Valeurs caractéristiques des charges verticales pour les modèles de charges SW/0 et SW/2

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

Les valeurs caractéristiques des charges LM71 et SW0 et ces effets (centrifuge, démarrage 7.0 freinage …) doivent être multiplies par un coefficient α pour obtenir les charges classifiées à introduire dans les justifications.

Pour notre projet, la ligne porte un trafic à 25 t/essieu. Donc on prendra α=1.1.

Modèle de charges « Train à vide » (Article 6.3.4 de l'EN 1991-2)

Ce modèle consiste en une charge verticale répartie de façon uniforme avec une valeur caractéristique de 10,0 kN/m.il sert à vérifier la stabilité latérale en présence des actions latérales du trafic ferroviaire et de la charge du vent sur le pont et les véhicules ferroviaires.

Excentricité des charges verticales (Modèles de charge 71 et SW/0) (Article 6.3.5 de l'EN 1991-2)

L'effet du déplacement latéral des charges verticales doit être pris en considération en limitant, pour tous les essieux, le rapport des charges de roues d'un même essieu à 1,25 : 1,00 sur n'importe quelle voie.

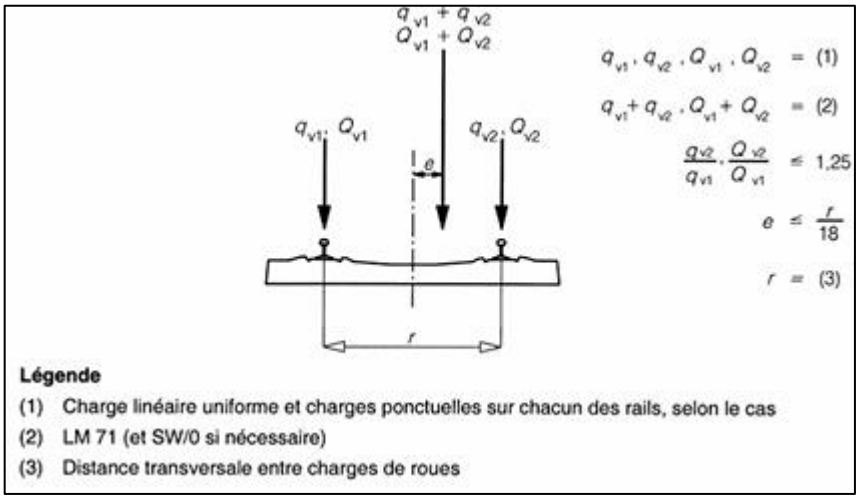


Figure IV-5:Excentricité des charges verticales

IV.2.4. Transmission des charges d'essieu à la structure

IV.2.4.1. Répartition longitudinale d'une force ponctuelle ou d'une charge de roue par le rail (D'après UIC 774-2)

Une charge d'essieu pet être répartie sur trois traverses suivant la distribution 25%-50% - 25%.

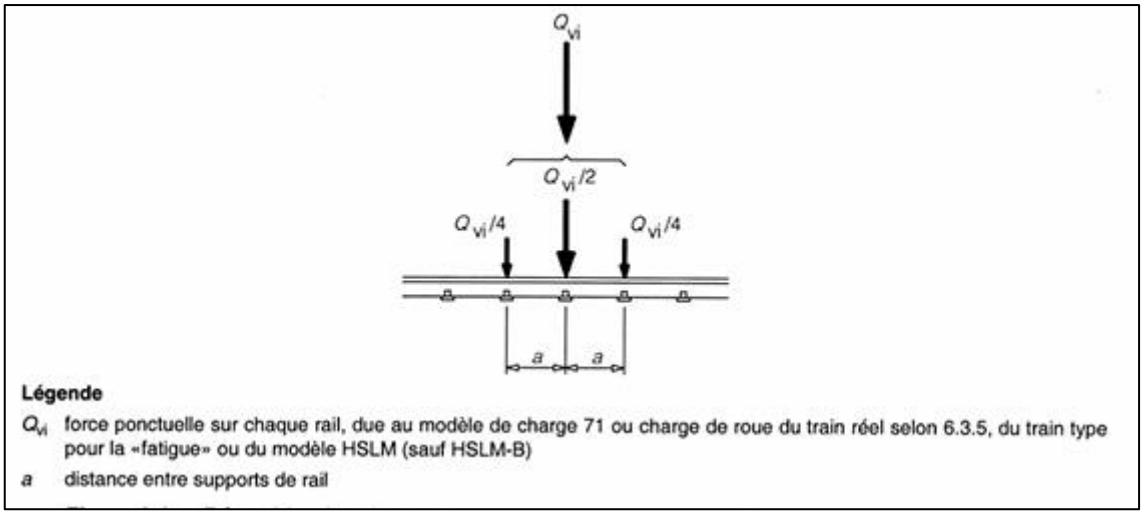


Figure IV-6:Répartition de la charge d'essieu par le rail

IV.2.4.2. Répartition longitudinale des charges par les traverses et le ballast (UIC 774-2 PAGE 6)

La charge agissant sur une traverse peut être répartie dans le ballast avec une inclinaison de 1 : 4 jusqu'au plan de référence, en prenant par point de départ l'arête inférieure de la traverse.

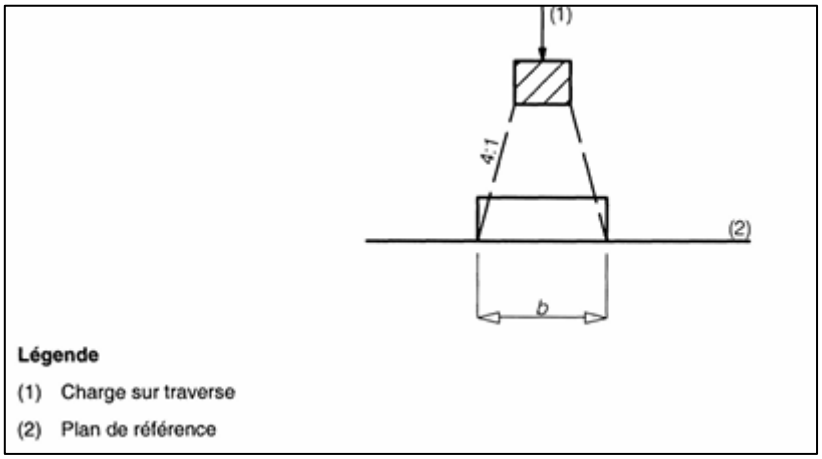


Figure IV-7:Répartition longitudinale par le ballast des charges d'essieu du schéma de charge UIC 71

Pour le calcul du pont en tant que structure globale, il suffit en général, de répartir régulièrement les quatre charges ponctuelles du schéma de charges UIC 71 sur la longueur de 6,4m.

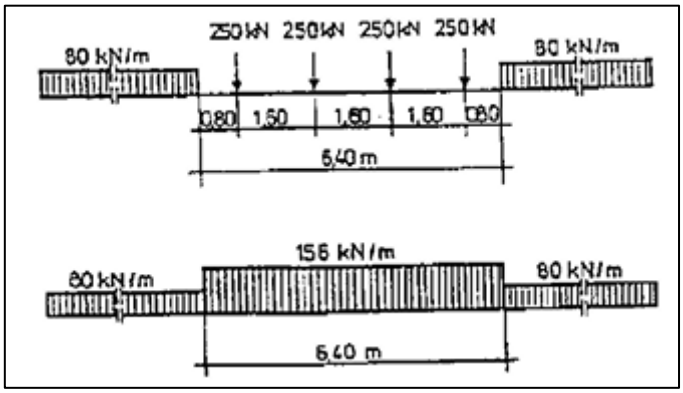


Figure IV-8:Répartition longitudinale par le ballast des charges d'essieu du schéma de charge UIC 71.

Effets dynamiques ϕ (Incluant la résonance) (Article 6.4 de l'EN 1991-2)

Les effets dynamiques induits par le trafic ferroviaire doivent être pris en compte soit à travers une analyse dynamique, soit par une analyse statique intégrant un coefficient de majoration dynamique permettant de reproduire l'amplification des efforts et des déformations.

La nécessité d'une analyse statique ou d'une analyse dynamique est mise en avant par l'organigramme de **l'article 6.4.4 de l'EN 1991-2 :2003** de la page suivante.

Donc d'après l'organigramme, l'analyse dynamique est non requise ainsi que la vérification vis-à-vis de l'accélération et de la fatigue à la résonance.

Une analyse statique doit être réalisée cependant avec les modèles de charge définis au préalables (LM71 et, lorsque cela est nécessaire, SW/0 et SW/2).et puis les résultats doivent être multipliés par le coefficient dynamique ϕ.

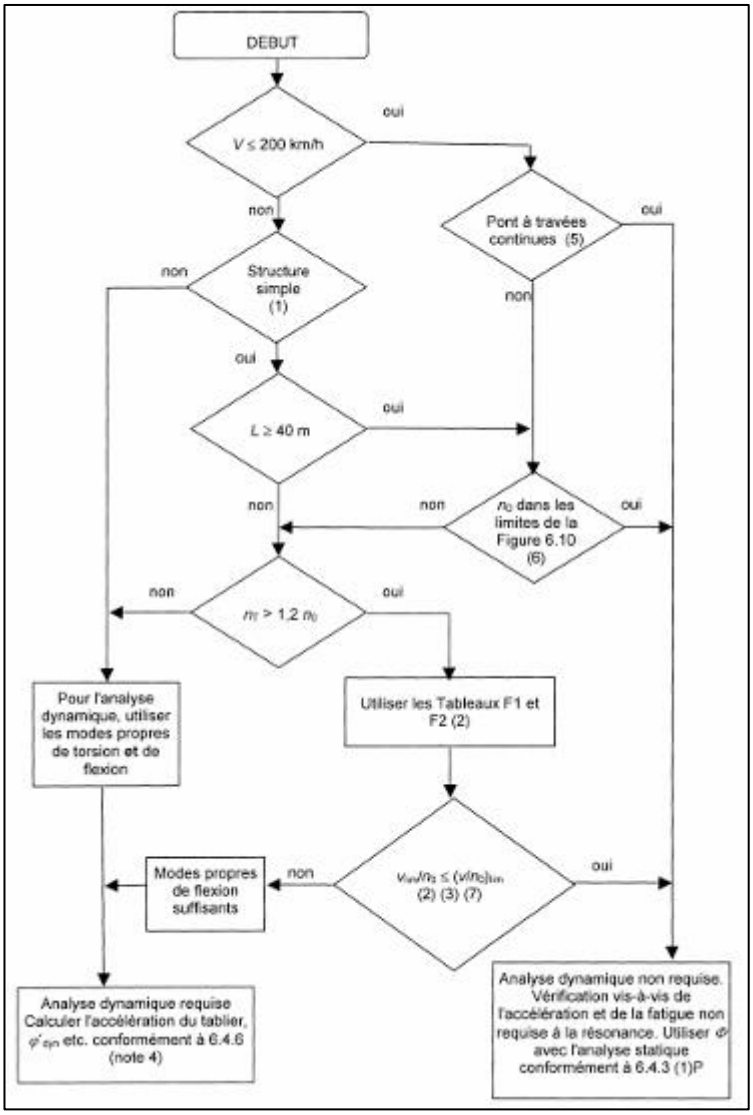


Figure IV-9: Organigramme permettant de déterminer si une analyse dynamique est requise ou non.

IV.2.4.3. Coefficient dynamique $\boldsymbol{\phi}$ ($\boldsymbol{\phi_2}, \boldsymbol{\phi_3}$)

Le coefficient dynamique $\boldsymbol{\phi}$ tient compte de l'amplification dynamique des contraintes et des effets des vibrations de l'ouvrage mais pas des effets de résonance.

Puisque notre ouvrage supporte deux voies, alors aucune réduction du coefficient dynamique $\boldsymbol{\phi}$ n'est a envisagé**.**

D'après l'article 6.4.5.2 de l'EN 1991-2 :2003 :

Pour une voie normalement entretenue :

$$\boldsymbol{\phi_3} = \frac{2{,}16}{\sqrt{L_{\boldsymbol{\phi}} - 0{,}2}} + 0.73$$

Avec $L_{\boldsymbol{\phi}}$ **:** longueur déterminante définie au tableau 6.2 de l'EN 1991-2 et 1,00≤ $\boldsymbol{\phi_3}$ ≤2,0

AN : Poutres et dalles continues sur n travées

$$L_m = 1/n(L_1 + L_2 + ... + L_n)$$

$$L_m = 1/4(62.5+75+75+61.9).$$

$$L_m = 68.6m$$

Et k = 1.4

$$L_{\phi} = k \times L_m$$

$$\boldsymbol{L_{\phi} = 96.04m}$$

Ainsi $\boxed{\boldsymbol{\phi_3 = 1}}$

Pour une voie soigneusement entretenue :

$$\boldsymbol{\phi_2} = \frac{1.44}{\sqrt{L_{\phi} - 0{,}2}} + 0.82$$

Avec L_{ϕ} : longueur déterminante définie au tableau 6.2 de l'EN 1991-2 et $1{,}00 \leq \boldsymbol{\phi_2} \leq 1.67$

AN : Poutres et dalles continues sur n travées

$$L_m = 1/n\ (L_1 + L_2 + ... + L_n)$$

$$L_m = 1/4(62.5+75+75+61.9).$$

$$L_m = 68.6m$$

Et k = 1.4

$$L_{\phi} = k \times L_m$$

$$\boldsymbol{L_{\phi} = 96.04m}$$

Ainsi $\boxed{\boldsymbol{\phi_2 = 1}}$

IV.2.5. Charges horizontales

IV.2.5.1. Forces centrifuges (Selon l'article 6.5.1 de l'EN 1991-2 :2003)

La voie est en courbe sur toute la longueur du pont. Ainsi, la force centrifuge et le dévers de la voie doivent être pris en compte.

Il convient de considérer les forces centrifuges comme agissant horizontalement vers l'extérieur. À une hauteur de 1.80m au-dessus du plan de roulement.

La force centrifuge doit toujours être combinée avec la charge verticale de trafic. Elle ne doit pas être multipliée par les coefficients dynamiques.

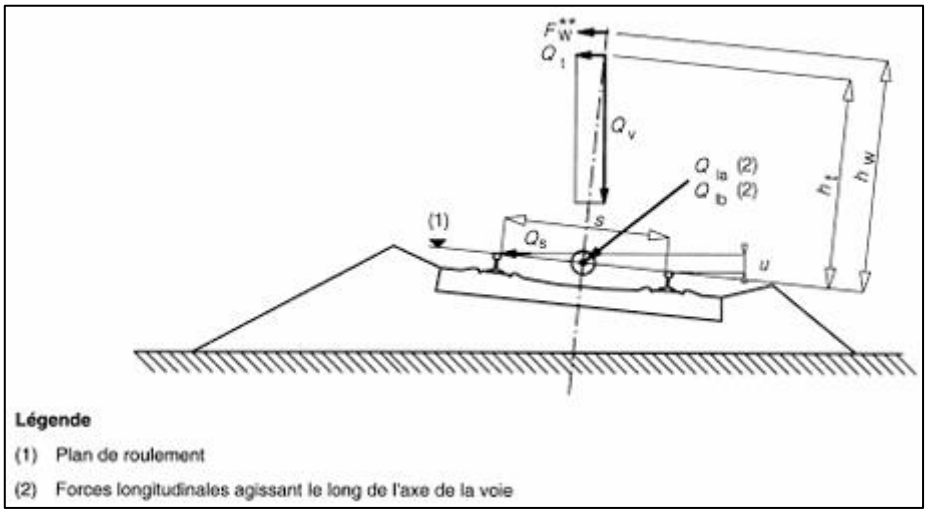


Figure IV-10:Symboles et dimensions spécifiques pour les voies ferrées.

La valeur caractéristique de la force centrifuge est déterminée à l'aide des formules suivantes indiquée en 6.17 dans l'EN 1991-2 :2003 :

$$Q_{tk} = \frac{v^2}{g \times r}(f \times Q_{vk}) = \frac{V^2}{127 \times r}(f \times Q_{vk})$$

$$q_{tk} = \frac{v^2}{g \times r}(f \times q_{vk}) = \frac{V^2}{127 \times r}(f \times q_{vk})$$

Avec

f : Coefficient de réduction.

f=1 pour V≤120 km/h pour le modèle de charge 71 et SW 2 et « Train à vide ».

r : Rayon de courbure [m].

Ainsi :

Pour le modèle de charge 71 :

$$Q_{tk} = \frac{33.33^2}{9.81 \times 1515}(1 \times 250) = \frac{120^2}{127 \times 1515}(1 \times 250) = 18.71\ kN$$

$$q_{tk} = \frac{33.33^2}{9.81 \times 1515}(1 \times 80) = \frac{120^2}{9.81 \times 1515}(1 \times 80) = 5.9873\ kN/m$$

Pour le modèle de charge SW/0 :

$$q_{tk} = \frac{33.33^2}{9.81 \times 1515}(1 \times 133) = \frac{120^2}{127 \times 1515}(1 \times 133) = 9.954\ kN/m$$

Pour le modèle de charge SW/2 :

$$q_{tk} = \frac{80^2}{127 \times 1515}(1 \times 150) = 4.9895\ kN/m$$

Pour le modèle de charge « Train à vide » :

$$q_{tk} = \frac{33.33^2}{9.81 \times 1515}(1 \times 10) = \frac{120^2}{127 \times 1515}(1 \times 10) = 0.7484\ kN/m$$

N.B : pour les ponts situés dans une courbe, les chargements spécifiés auparavant doivent également être considérés sans force centrifuge.

IV.2.5.2. Effort de lacet (Selon l'article 6.52 de l'EN 1991-2 :2003)

L'effort de lacet doit être considéré comme une force concentrée agissant horizontalement au niveau supérieur des rails et perpendiculairement à l'axe de la voie.

La valeur caractéristique de l'effort de lacet doit être prise égale à Q_{sk}=100kN. Et elle ne doit pas être multipliée par le coefficient ϕ.

IV.2.5.3. Actions dues à l'accélération et au freinage (Selon l'article 6.5.3 de l'EN 1991-2 :2003)

Les forces d'accélération et de freinage agissent au niveau supérieur des rails, dans le sens longitudinal de la voie. Elles doivent être considérées comme des charges linéaires uniformes sur la longueur d'influence $L_{a,b}$ de leurs effets pour l'élément structural considéré.

-Force d'accélération :

Pour les modèles de charge 71 :

$Q_{lak} = 33 \times 275 = 9075$ kN ≥ 1000 donc la valeur retenue est **1000 KN**.

Pour les modèles de charge SW/0 :

$Q_{lak} = 33 \times 35.5 = 1171$ kN ≥ 1000 donc la valeur retenue est **1000 KN**.

Pour les modèles de SW/2 :

$Q_{lak} = 33 \times 57 = 1881$ kN ≥ 1000 donc la valeur retenue est **1000 KN**.

-Force de freinage :

Pour les modèles de charge 71 :

$Q_{lbk} = 20 \times 275 = 5500$kN ≥ 6000 donc la valeur retenue est **5500 KN**

Pour le modèle SW/0 :

$Q_{lbk} = 20 \times 35.3 = 706$kN.

Pour le modèle de charge SW/2 :

$Q_{lbk} = 35 \times 57 = 1995$kN.

IV.2.5.4. Déraillement (Selon l'article 6.7.1 de l'EN 1991-2 :2003)

Les structures ferroviaires doivent être conçues de telle manière qu'en cas de déraillement, les dommages en résultant le pont (renversement ou effondrement de la structure dans son ensemble, notamment) soient limités le plus possible.

Le déraillement d'un train sur un pont ferroviaire doit être considéré comme une situation de projet accidentelle.

Deux situations de projet sont à considérer :

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

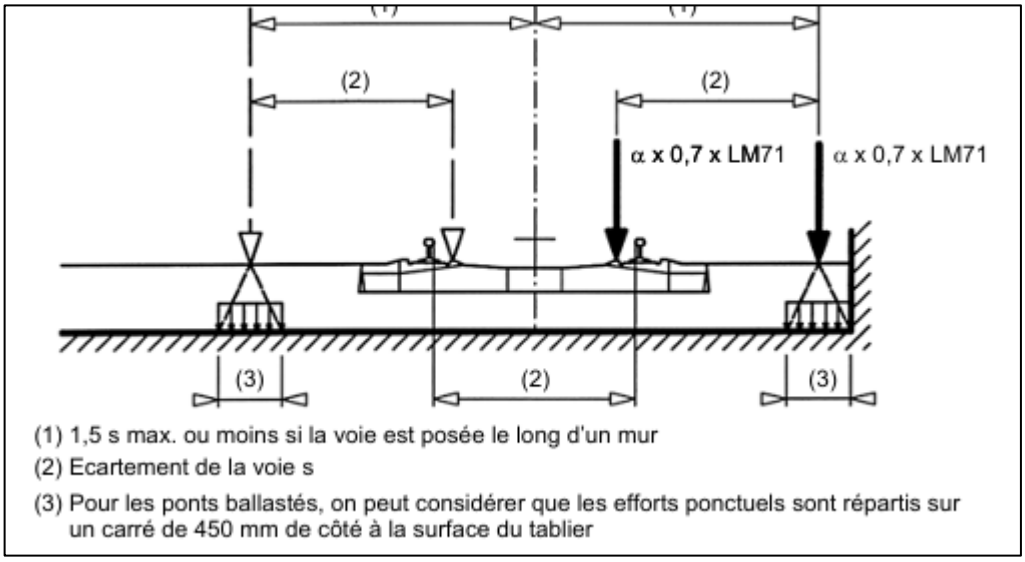


Figure IV-11:Situation de calcul 1 - Charge équivalente Q_{A1d} et q_{A1d}

Les poutres concernées de la structure sont dimensionnées pour les charges accidentelles suivantes :

$$\alpha \times 0.7 \times LM71$$

AN : $$Q_{A1d} = 1.1 \times 0.7 \times 250 = 192.5 \text{ kN}$$

$$q_{A1D} = 1.1 \times 0.7 \times 80 = 61.6 kN/m$$

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

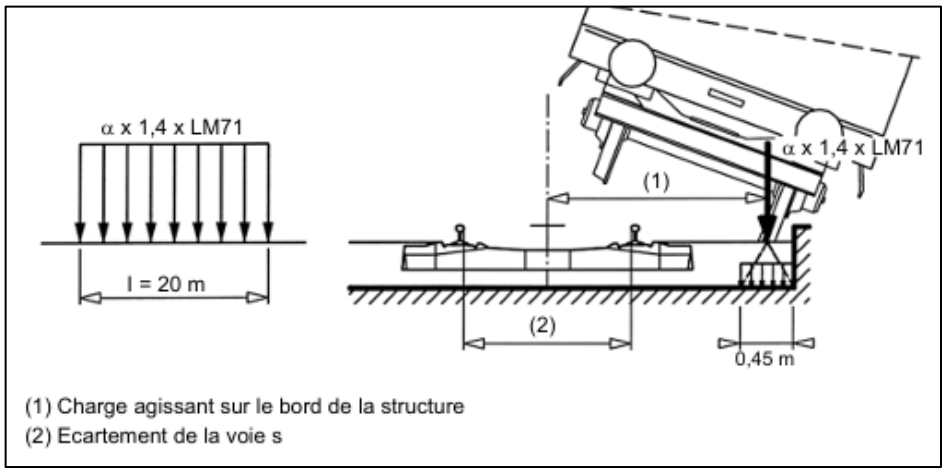


Figure IV-12:Situation de calcul 2 : Charge équivalente q_{2A2d}

$$q_{A2D} = \alpha \times 1.4 \times LM71$$

$$q_{A2D} = 1.1 \times 1.4 \times 80 = 123.2\ kN/m$$

IV.2.6. Action naturelle (NF EN 1991-1-5 : 2004)

IV.2.6.1. Action du vent (NF EN 1991-1-4)

D'après l'article 3.2.1 du RCPR, Les efforts engendrés sont introduits dans les calculs comme des pressions horizontales statiques appliquées aux surfaces frappées. Leur intensité, assimilée à une valeur caractéristique, vaut :

• 2,00 kN/m² pour les ouvrages en service ;

• 1,25 kN/m² pour les ouvrages en cours de construction.

IV.2.6.2. Variation uniforme de la température ΔTu

La ville de Tébessa est située à l'extrême est de l'Algérie dans les hauts plateaux, D'après l'article 3.1.2 du RCPR page 15, Donc on la classe dans la zone du « proche et moyen sud » avec des variations de température de

$$.\Delta T+= 25^0 C \text{ et } \Delta T = -20^0$$

Et selon NF EN 1991-1-5 : 2004 articles 6.1, notre ouvrage est de TYPE 2 : Tablier mixte.

Et il convient de déterminer les composantes de température uniformes minimale et maximale de notre ouvrage de la manière suivante (NF EN 1991-1-5 : 2004 articles 6.1.3.1).

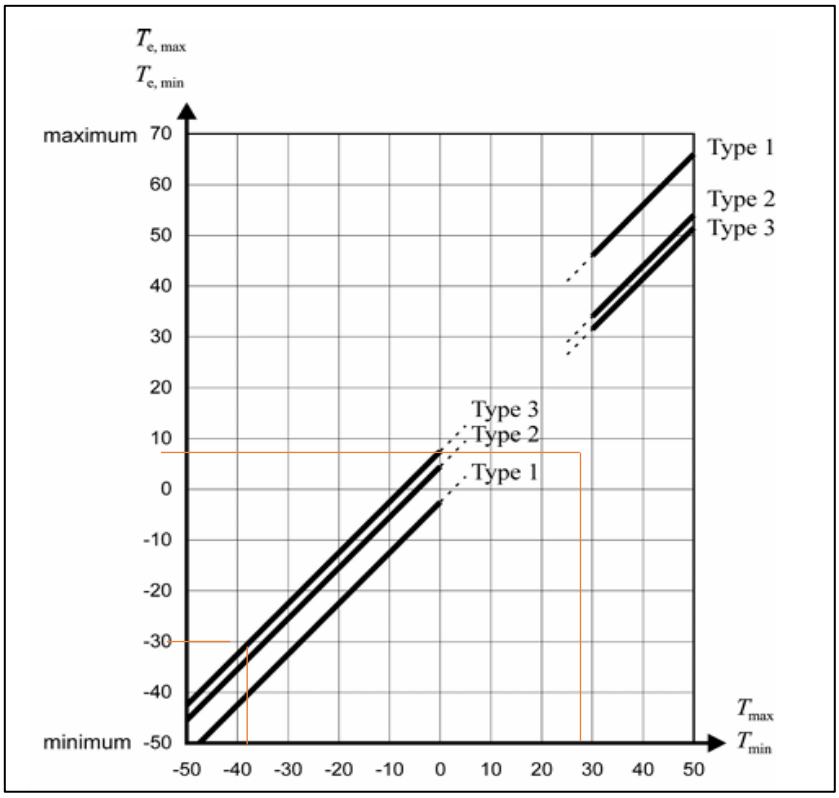


Figure IV-13: Corrélation entre les températures minimales/maximales de l'air sous abri (Tmin/Tmax). et la composante de température uniforme minimale/maximale d'un pont (Te.min/Te.max)

Pour un tablier de type 2 :

$$\Delta T+= 28^0C \text{ Et } \Delta T = -19^0$$

IV.2.7. Gradient thermique linéaire $\Delta\theta$ (Conformément à l'article 3.1.2.2 du RCPR)

Dans le cas d'un tablier mixte (type 2), les valeurs suivantes sont retenues :

Tableau IV-4:Gradient thermique Δθ

Type de tablier	En phase de construction	En phase de service
	$\boldsymbol{\Delta\theta}(^0C)$	$\boldsymbol{\Delta\theta}(^0C)$
Type 2 : Tablier mixte	± 15	± 8

IV.3. APPLICATION DES CHARGES DE TRAFIC (SELON L'ARTICLE 6.8 DE L'EN 1991-2 :2003)

IV.3.1. Généralité

Il convient de dimensionner chaque structure pour le plus grand nombre de voies géométriquement et structuralement possible, dans la position la moins favorable, et ceci indépendamment de la position réelle envisagée, en tenant compte des exigences d'espacement minimal des voies et de gabarit latéral spécifiées.

Les effets de toutes les actions doivent systématiquement être déterminés en plaçant les charges de trafic et autres forces dans les positions les plus défavorables. Les actions de trafic dont l'effet est favorable doivent être négligées.

-Pour la détermination des effets les plus défavorables résultant de l'application du modèle de charge 71 :

* la charge linéaire uniforme q_{vk} doit être appliqué à l'une ou l'autre voies, ou aux deux sur autant de longueurs que nécessaire ; jusqu'à quatre charges concentrées individuelles Qvk doivent être appliquées en méme temps.

-Pour la détermination des effets les plus défavorables résultant de l'application du modèle de charge SW/0 :

*Le chargement doit être appliqué une fois à une voie, ou l'autre des voies, ou aux deux.

- Pour la détermination des effets les plus défavorables résultant de l'application du modèle de charge SW/2 :

*Le modèle de charge SW/2 doit être doit être appliqué tour à tour à chacune des voies, le modèle 71 ou le modèle SW/0 étant appliqués aux autres voies comme spécifier si dessus.

-Pour la détermination des effets les plus défavorables résultant de l'application du modèle de charge « Train à vide » :

*La charge linéaire uniforme q_{vk} doit être appliquée à une voie sur autant de longueurs que nécessaire.

N.B : Toute les structures à poutres continues calculées pour le modèle de charge 71 doivent être également vérifiées pour le modèle de charge SW/0.

IV.3.2. Groupes de charges – Valeurs caractéristiques de l'action à composantes multiples

La prise en compte simultanée de plusieurs types de chargements s'effectue en considérant des groupes de charges spécifiques. Ces groupes, qui sont mutuellement exclusifs, doivent être considérés chacun comme une action variable unique lorsqu'ils sont intégrés avec d'autres actions, notamment celles qui ne sont pas liées à la circulation. Ainsi, chaque groupe de charges est appliqué indépendamment, sans être cumulé avec les autres, afin de respecter les conditions de simultanéité définies.

D'après le tableau 6.11 de L'EN 1991-2 : 2003 pages 101, On va prendre en compte les groupes de charge suivants :

*Pour une voie chargée : Gr 11-15 et Gr 16-17. ·

*Pour deux voies chargées : Gr 21-27.

IV.3.3. Combinaisons d'actions (EN 1990-Annexe A2)

Selon l'EN 1990 ANNEXE A2, les actions doivent être combinées en appliquant des coefficients partiels appropriés, tout en tenant compte du fait que les valeurs maximales des différentes actions n'apparaissent pas nécessairement en même temps. Cela conduit à un très grand nombre de combinaisons possibles, notamment lorsque l'on croise les différents groupes de charges (Gr22, Gr23, Gr26, etc.) avec les actions variables telles que le vent, la température, la neige ou encore le séisme, dépassant ainsi les 200 combinaisons potentielles.

Afin d'éviter d'alourdir inutilement ce chapitre, seules quelques combinaisons représentatives seront présentées à titre d'exemple. La génération exhaustive de toutes les combinaisons sera réalisée dans le logiciel **MIDAS CIVIL 2022**, en respectant les formules générales d'aptitude au service et les exigences de l'EN 1990 garantissant ainsi une couverture complète et fiable des effets d'actions.

On a :

Etat limite ultime :

$$\sum_{j \geq 1} \sum \boldsymbol{\gamma_{G,j} G_{k,j}} + \boldsymbol{\gamma_p P} + \boldsymbol{\gamma_{Q,1} Q_{k,1}} + \sum \boldsymbol{\gamma_{Q,i}} \Psi_{0,i} \boldsymbol{Q_{K,i}}\ \boldsymbol{i > 1}.$$

Etat limite de service :

$$\sum_{j \geq 1} \boldsymbol{G_{k,j}} + \boldsymbol{P} + \boldsymbol{Q_{k,1}} + \sum \Psi_{0,i} \boldsymbol{Q_{K,i}}\ \boldsymbol{i > 1}.$$

IV.3.4. Combinaisons représentatives

ELU :

1.35G+1.45 (UIC71+SW/0) ±0.9T

1.35G+1.45 UIC71+ 1.2 SW/2 ±0.9T

1.35G+1.45 SW0 +1.45 SW/2 ±0.9T

1.35G+1.45 (UIC71+UIC71) ±0.9T

1.35G+1.45 (SW/0+SW/0) ±0.9T

ELS :

Caractéristique :

G+UIC71+SW/0+T

G+UIC71+SW/2+T

G+SW0 +SW2 + T

G+SW0 +SW0 + T

G+UIC 71 +UIC 71 + T

Fréquent :

G+0.7(UIC71+SW/0) +0.6T

G+0.7(UIC71+SW/2) +0.6T

G+0.7(SW/0+SW/2) +0.6T

G+0.7(UIC71+UIC71) +0.6T

G+0.7(SW/0+SW/0) +0.6T

Tableau IV-5:résultats des moments sollicitant sur le pont durant toutes les phases de construction pour chaque section et chaque combinaison [MIDAS CIVIL]

Phase de construction	Charge considerée		Moment solicitant M_{ED} (MN.m)				
			S1	S2		S3 (appui)	S4 (mi-travée)
Phase 1	Poutre métallique		4.075	5.406	6.284	11.396	5.205
Phase 2	Béton Frais à mis travé		28.521	32.182	37.16	63.105	24.987
	Béton frais sur appuis		14.723	17.97	24.916	42.82	15.319
Phase 3	CCP + retrait		25.501	33.556	37.703	69.234	27.936
Phase 4	ELU	1.35G+1.45 (UIC71+SW/0) ±0.9T	88.671	108.66	129.47	191.213	97.74
		1.35G+1.45 UIC71+1.2SW/2 ±0.9T	**90.497**	**118.361**	**131.73**	**193.508**	**109.538**
		1.35G+1.45 SW0 +1.45 SW/2 ±0.9T	84.47	107.432	104.77	155.355	98.009
		1.35G+1.45 (UIC71+UIC71) ±0.9T	87.521	114.805	129.6	196.973	109.43
		1.35G+1.45 (SW/0+SW/0) ±0.9T	84.158	106.017	99.867	151.841	95.799
		G+UIC71+SW/0+T	64.309	79.375	95.005	141.268	71.351

		G+UIC71+SW/2+T	**66.273**	**86.426**	**96.576**	**142.851**	**79.441**
	ELS caractéristique	G+SW0 +SW2 + T	64.643	85.541	82.984	122.464	78.049
		G+SW0 +SW0 + T	61.867	77.813	74.711	114.163	69.668
		G+UIC 71 +UIC 71 + T	64.86	83.842	95.213	145.241	79.366
	ELS fréquent	G+0.7(UIC71+SW/0) +0.6T	54.957	67.791	82.15	124.243	60.385
		G+0.7(UIC71+SW/2) +0.6T	**55.828**	**73.201**	**83.25**	**125.351**	**66.049**
		G+0.7(SW/0+SW/2) +0.6T	55.415	72.653	73.287	111.366	65.072
		G+0.7(UIC71+UIC71) +0.6T	55.343	71.394	81.847	127.023	65.995
		G+0.7(SW/0+SW/0) +0.6T	54.522	67.242	67.496	105.001	59.421

Tableau IV-6:résultats des efforts tranchants sollicitant sur le pont durant toutes les phases de construction pour chaque section et chaque combinaison [MIDAS CIVIL]

Phase de construction	Charge considerée		Efforts tranchants sollicitant V_{ED} (MN)			
			S1	S2	S3 (appui)	S4 (mi-travée)
Phase 1	Poutre métallique		0.434	0.736	0.892	0.413
Phase 2	Béton Frais à mi-travée		2.724	3.294	4.209	2.166
	Béton frais sur appui		1.528	2.654	3.61	1.216
Phase 3	CCP + retrait		2.871	3.845	5.019	2.136
Phase 4	ELU	1.35G+1.45 (UIC71+SW/0) ±0.9T	8.964	11.574	14.066	7.137
		1.35G+1.45UIC71+1.2SW/2 ±0.9T	9.916	11.739	4.698	7.27
		1.35G+1.45 SW0 +1.45 SW/2 ±0.9T	9.065	10.812	13.567	6.599
		1.35G+1.45 (UIC71+UIC71) ±0.9T	9.188	**11.73**	14.521	**7.288**
		1.35G+1.45 (SW/0+SW/0) ±0.9T	**8.927**	10.761	**14.522**	6.63
	ELS caractéristiques	G+UIC71+SW/0+T	6.586	8.533	10.358	5.229
		G+UIC71+SW/2+T	**7.242**	8.533	10.755	**5.588**
		G+SW0 +SW2 + T	7.217	**8.841**	**10.771**	5.521
		G+SW0 +SW0 + T	6.56	7.972	9.752	4.887
		G+UIC 71 +UIC 71 + T	6.74	8.641	10.684	5.341
	ELS fréquent	G+0.7(UIC71+SW/0) +0.6T	7.711	7.434	9.024	4.499
		G+0.7(UIC71+SW/2) +0.6T	6.17	7.513	9.533	4.782
		G+0.7(SW/0+SW/2) +0.6T	6.152	7.665	9.468	4.735
		G+0.7(UIC71+UIC71) +0.6T	5.819	7.553	9.329	4.56
		G+0.7(SW/0+SW/0) +0.6T	5.693	7.06	8.706	4.242

CHAPITRE V : ETUDE DU TABLIER

V.1. INTRODUCTION

Dans ce chapitre, nous allons étudier les différents efforts mécaniques ainsi que leur répartition sur le tablier du pont. Pour mener à bien cette analyse, nous avons choisi d'utiliser le logiciel MIDAS CIVIL 2022, un outil performant et largement reconnu dans le domaine du génie civil.

Son principal atout réside dans l'utilisation de la méthode des éléments finis (MEF), une approche numérique qui a fait ses preuves à maintes reprises en termes de précision, de fiabilité et d'efficacité. Grâce à ses capacités de modélisation avancées, ce logiciel nous permettra d'obtenir des résultats rigoureux, tout en tenant compte des différentes sollicitations appliquées sur la structure.

Cette étude longitudinale vise ainsi à comprendre le comportement du tablier sous diverses charges, afin d'en assurer la stabilité et la durabilité.

V.2. CHANGEMENT DE CONCEPTION

La conception faite lors du prédimensionnement n'a pas été retenue car après calcul des sollicitations M V et **σ** on a remarqué que la semelle supérieure au niveau des appuis est sollicitée a 99% de sa résistance ***(Voire annexe A),*** par conséquence nous avons décidé de changer de conception de la poutre

Pour éliminer le problème des sollicitations nous allons jouer sur deux paramètres :

- Augmenter l'inertie de la poutre dans les zones les plus sollicités en augmentant la hauteur de la poutre a h=4,6m sur pile.
- Alléger la structure en diminuant la hauteur dans les zones les moins sollicité avec un h= 3,6m a mis travée.

On opte alors pour le choix d'une poutre a inertie variable avec **h=4,6m sur pile** et **h= 3,6m a mis travée** en gardant les mêmes épaisseurs des semelles et de l'âme :

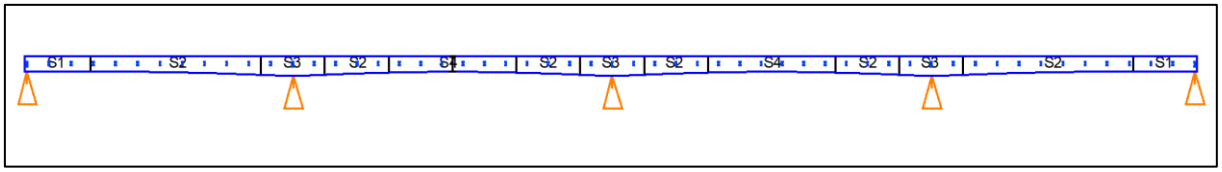


Figure V-1 : Nouvelle conception de la poutre a hauteur variable

V.3. PRESENTATION DU LOGICIEL MIDAS CIVIL 2022

MIDAS Civil est un logiciel de modélisation et d'analyse structurelle spécialisé dans le domaine du génie civil, particulièrement utilisé pour la conception et l'étude des ponts, ouvrages d'art et structures complexes. Développé par la société sud-coréenne MIDAS IT, il

s'est imposé comme un outil de référence parmi les ingénieurs et bureaux d'études grâce à sa puissance, sa flexibilité et sa précision.

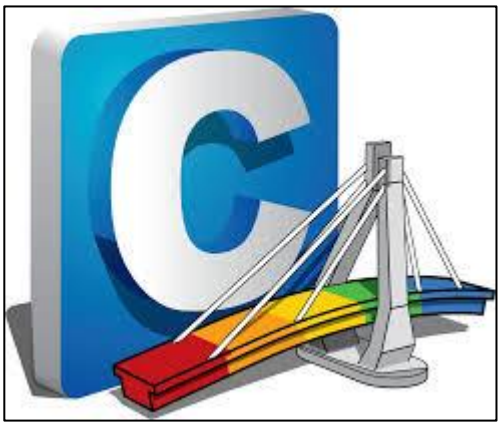


Figure V-2:Midas Civil

La modélisation est réalisée selon les étapes suivantes :

- Importation des différentes sections au format DXF.
- Attribution des matériaux aux sections.
- Modélisation de la structure à l'aide d'éléments barres.
- Définition et application des charges statiques (poids propre, charges d'exploitation) et dynamiques (vent, séisme, interaction rail-structure, Charges roulantes).
- Spécification des appuis et des contraintes appliquées à la structure, afin de reproduire les conditions réelles de fonctionnement.
- Analyse et interprétation des résultats obtenus.

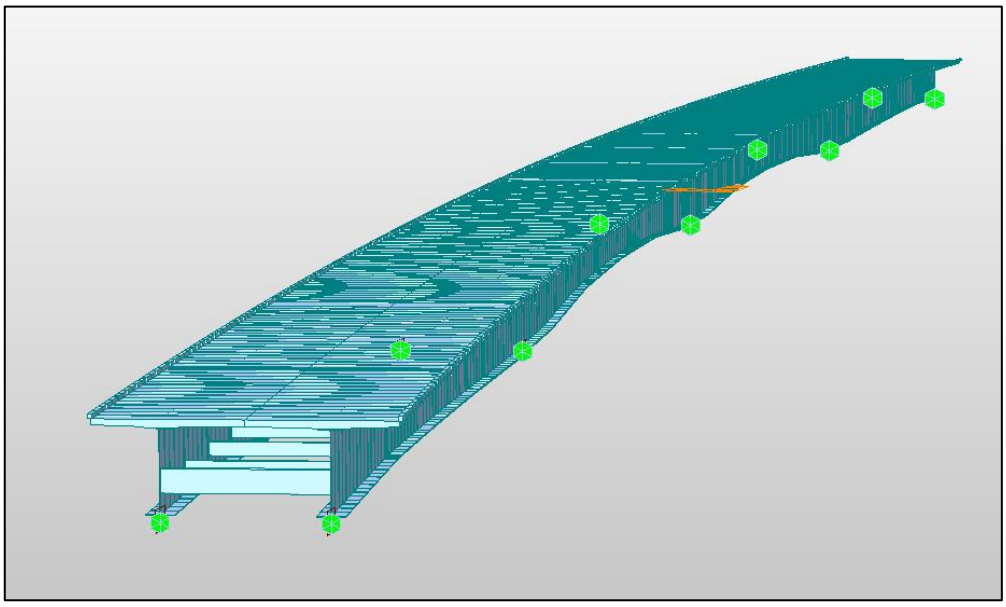


Figure V-3 : Modèle 3D du viaduc

N.B : L'ensemble des étapes de la modélisation est présenté en détail dans l'annexe D.

V.4. ANALYSE DE LA SECTION MIXTE

V.4.1. Caractéristique de la section mixte

V.4.1.1. Coefficient d'équivalence : (NF EN 1994-2, 4.2.2)

Les coefficients d'équivalence varient selon les différentes phases de construction. Leur prise en compte est cruciale pour les vérifications à effectuer lors du montage de l'ossature métallique et pendant le bétonnage.

Tableau V-1:Coefficient d'équivalence n

Sollicitations	Champs d'application	n_l
Poutre en acier	Charge permanente	∞
Charge instantané	Surcharge	6
Charge de longue durée	CCP	18
Effets différées	Retrait	15

V.4.1.2. Largeur efficace pour la vérification des sections transversales (EN 1994-2 :1997 4.2.2.2)

La largeur participante de la dalle se calcule comme suit :

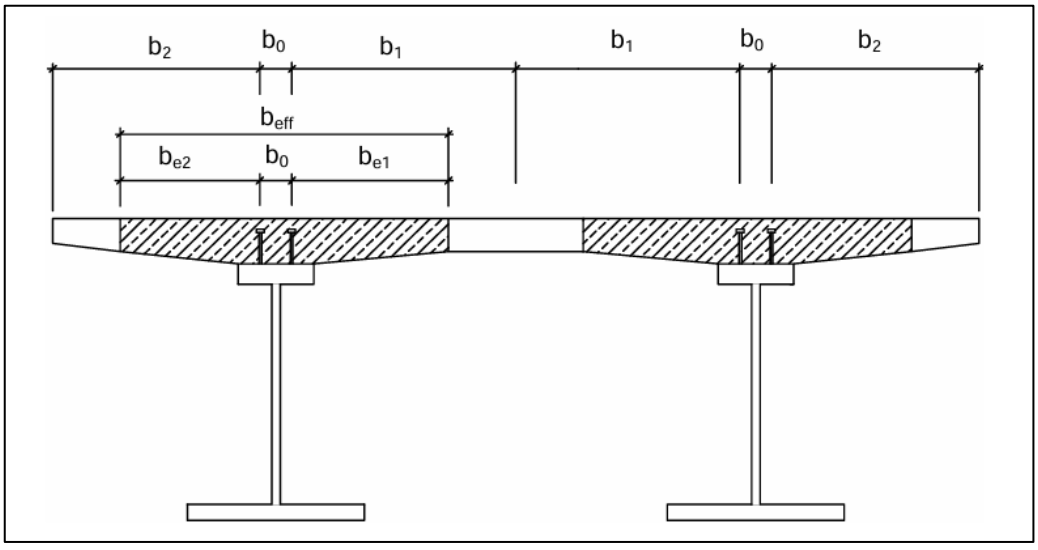


Figure V-4 : définition de la largeur efficace

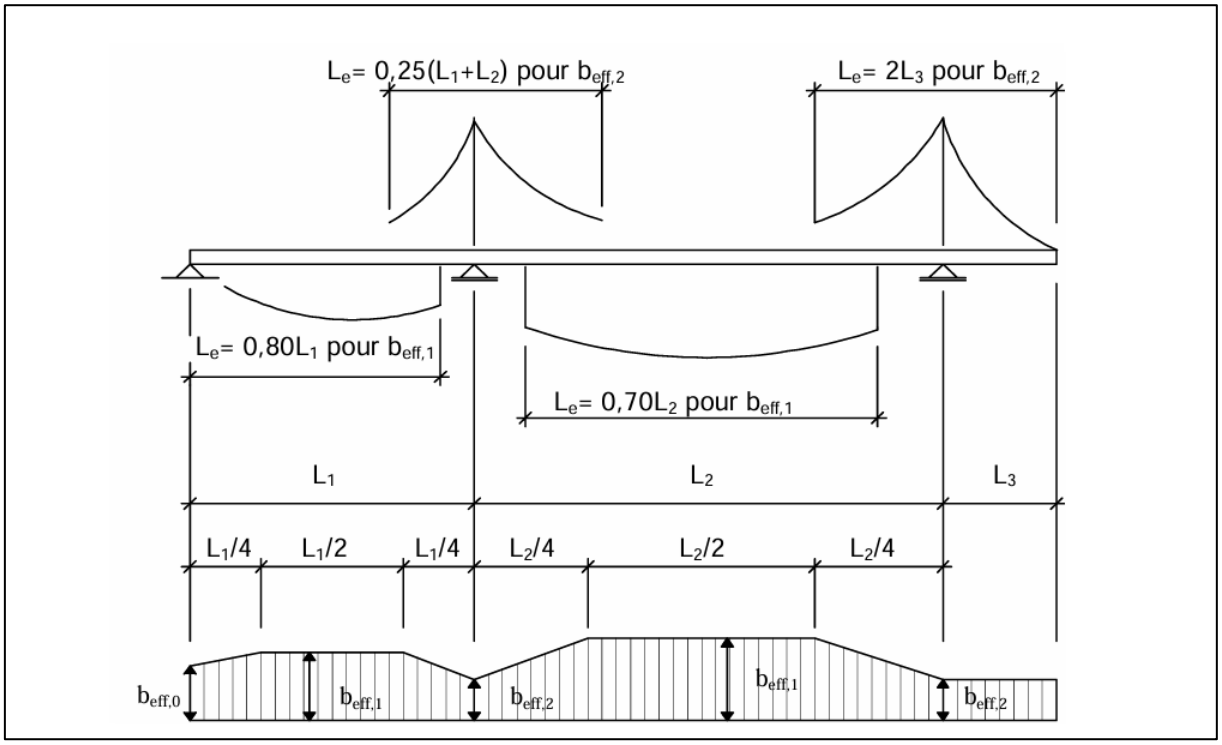


Figure V-5: Calcul des distances entre les points de moment fléchissant nul.

b_0 : l'entraxe des goujons d'extrémités.

On prend b_0=0.9m.

- Sur Appuis d'extrémité

$$b_{eff,0} = b0 + \Sigma \beta i\ b_{ei} \qquad \text{avec } \beta i = (0{,}55 + 0{,}025\ Le / bi\ ) \leq 1{,}0$$

$$Le=0.8\times L1=0.8\times 56 =44.8 \text{ m}$$

$$b_{e1}=\min\{ \frac{Le}{8} ;b1 \}=\min\{ 5.6 ;3.05 \}=3.05 \text{ m}$$

$$b_{e2}=\min\{ \frac{Le}{8} ;b2 \}=\min\{ 5.6 ;2.35 \}=2.35 \text{ m}$$

$$\beta_1=0.55+0.025\times \frac{44.8}{3.05}= 0{,}9172.$$

$$\beta_2=0.55+0.025\times \frac{44.8}{2.35}= 1.026$$

$$b_{eff,0} = 0.9 + 0.9172\times 3.05 + 2.35$$

$$b_{eff,0} = 6{,}04746 \text{ m}$$

- A mi-travée :

$$B_{eff} = b_0+b_{e1}+b_{e2}$$

$$b1 = (\frac{Epoutre}{2} - \frac{b0}{2}) \qquad b_1= 3.05\text{m}$$

$$b2 = (Ld - \frac{b0}{2}) \qquad b_2= 2.35\text{m}$$

E_{poutre} : entraxe des poutres = 7m et L_d = 2.8m

$$b_{e1} = \min\left(\frac{Lporté}{8}; b_1\right) \qquad b_{e1} = 3.05m$$

$$b_{e2} = \min\left(\frac{Lporté}{8}; b_2\right) \qquad b_{e2} = 2.35m$$

$$B_{eff} = 0.9+3.05+2.35$$

$$B_{eff} = 6.3\ m$$

On considère la largeur efficace est B_{eff} **=6.3 m** sur toute la longueur du pont.

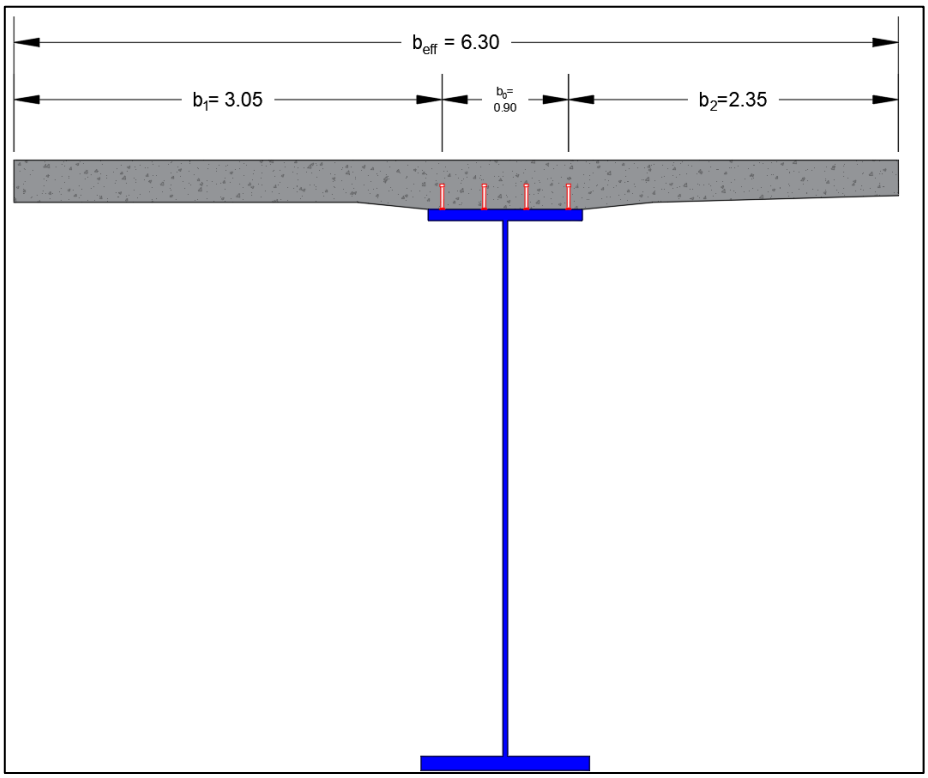


Figure V-6:Largeur efficace considéré dans nos calculs.

V.4.1.3. Calcul des surfaces

$$Sn = Sa + \frac{Sb}{n}$$

Avec :

Sa = Section d'acier.

Sb : section du béton.

n : coefficient d'équivalence.

V.4.1.4. Position du centre de gravité de la section mixte

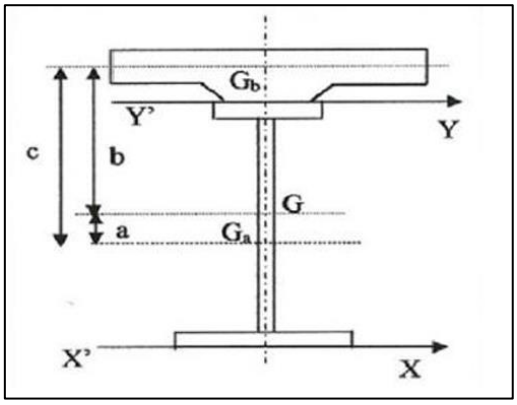


Figure V-7:Centre de gravité de la section mixte

$$\int_s^S y\,.ds = \int_{Sb}^S y\left(\frac{dSn}{n}\right) + \int_{Sa}^S y\,dSa = 0$$

On aura alors

$b\,.\,(\frac{Sb}{n}) + a\,.\,S_a = 0$ $\qquad a_n = \frac{Sb\,.C}{n\,.Sn}$

$a + b = 0$ $\qquad b_n = \frac{Sa\,.C}{Sn}$

V.4.1.5. Moment d'inertie de la section mixte

$$I = Ia + \frac{Ib}{n} + \frac{Sa\,.Sb}{n.S}\,.\,C^2$$

I_a: moment d'inertie de la section d'acier.

I_b : moment d'inertie de la section du béton.

S_a : surface de la section d'acier.

S_b : surface de la section du béton.

S : surface de la section mixte.

C: distance entre Y_{gb} et $Y_{ga.}$

V.4.1.6. Caractéristiques de la section mixte : application numérique

- Caractéristiques de la section en béton :

Tableau V-2:caractéristique de la section de béton.

	Notation	Section
Air	A(m²)	1,9277
Centre de gravité	Vs(m)	0,1542
	Vi(m)	0,1958
Moment d'inertie	I(m)	0,0158

Caractéristiques de la section métallique

Tableau V-3:Caractéristiques de la section métallique $n_L=\infty$.

	Caracteristique de la section metallique nL=∞					
	Notation	Section 1	Section 2 +	Section 2 -	Section 3	Section 4
Air	A(m²)	0,205	0,253	0,276	0,363	0,363
Centre de gravité	Vs(m)	1,927	1,970	2,314	2,492	1,492
	Vi(m)	1,673	1,730	2,056	2,108	2,108
Moment d'inertie	I(m)	0,382	0,553	0,812	1,296	1,296

NB : Pour la section S3 sur appuis intermédiaires on considère que le béton de la dalle est fissuré.

- Caractéristique de la section mixte pour la superstructure à long terme :

Tableau V-4:Caractéristiques de la section métallique $n_L=18$.

	Caracteristique de la section mixte pour la superstructure long terme nL=18					
	Notation	Section 1	Section 2 +	Section 2 -	Section 3	Section 4
Air	A(m²)	0,312	0,360	0,276	0,363	0,470
Centre de gravité	Vs(m)	1,197	1,123	2,314	2,492	1,107
	Vi(m)	2,403	2,477	2,056	2,108	2,493
Distance entre Ga et G	a(m)	0,729	0,747	0,000	0,000	0,385
Moment d'inertie	I(m)	0,700	1,027	0,812	1,296	1,532

V.4.1.7. Caractéristique de la section mixte pour les actions du retrait :

Tableau V-5:Caractéristiques de la section métallique nL=15..

	Caracteristiques de la section mixte pour l'action du retrait nL=15					
	Notation	Section 1	Section 2 +	Section 2 -	Section 3	Section 4
Air	A(m²)	0,333	0,381	0,276	0,363	0,491
Centre de gravité	Vs(m)	1,108	1,024	2,314	2,492	1,050
	Vi(m)	2,492	2,576	2,056	2,108	2,550
Distance entre Ga et G	a(m)	0,819	0,846	0,000	0,000	0,442
Moment d'inertie	I(m)	0,739	1,090	0,812	1,296	1,567

V.4.1.8. Caractéristique de la section mixte pour les surcharges :

Tableau V-6:Caractéristiques de la section métallique nL=6.

	Caractéristiques de la section mixte pour les surcharges nL=6					
	Notation	Section 1	Section 2 +	Section 2 -	Section 3	Section 4
Air	A(m²)	0,526	0,574	0,276	0,363	0,684

Centre de gravité	Vs(m)	0,630	0,465	2,314	2,492	0,699
	Vi(m)	2,970	3,135	2,056	2,108	2,901
Distance entre Ga et G	a(m)	1,297	1,405	0,000	0,000	0,793
Moment d'inertie	I(m)	0,94788	1,44589	0,81190	1,29560	1,78344

V.5. RESISTANCE EN SECTION ET VERIFICATION DE LA SECURITE STRUCTURALE (EUROCODE 3 ET 4)

Cette étape consiste à effectuer la vérification de l'ensemble des éléments constitutifs du tablier, à savoir les poutres principales, les entretoises, la section mixte acier-béton ainsi que l'hourdi. Les vérifications seront réalisées à partir des résultats obtenus à l'aide du logiciel de calcul.

Il convient de vérifier les poutres mixtes vis-à-vis de :

La résistance des sections.

La résistance au déversement.

La résistance au voilement par cisaillement et aux charges appliquées dans le plan des âmes.

La résistance au cisaillement longitudinal.

V.5.1.1. Classification des sections (EN 1993-1-1 :2005 articles 5.5)

Le rôle de la classification des sections transversales est d'identifier dans quelle mesure leur résistance et leur capacité de rotation sont limitées par l'apparition du voilement local.

D'après *le tableau 5.2* de *l'EN 1993-1-1 :2005*.

Pour une paroi fléchie :

Tableau V-7:Classification des sections du pont étudiée.

	Classification des sections							
	Paroie comprimé	C (m)	t (m)	C/t	ε	Verification ame	Classe de l'ame	Classe de section
Setion 1	Ame	3,53	0,035	100,857	0,81	100,44	4	4
	Semelle inf	0,5325	0,04	13,313		------		
section 2	Semelle sup	0,5325	0,05	10,650		------		4
	Ame	3,89	0,035	111,143		100,44	4	
	Semelle inf	0,5325	0,06	8,875		------		
Section 3	Ame	4,42	0,035	126,286		100,44	4	4
	Semelle inf	0,5325	100	0,005		------		
Section 4	Semelle sup	0,5325	0,07	7,607		------		4
	Ame	3,54	0,035	101,143		100,44	4	

Conclusion : Toute nos sections sont de classe 4. C'est-à-dire que le voilement local se produit avant l'atteinte de la limite d'élasticité dans une ou plusieurs parois de la section transversale et toutes les vérifications vont se faire en élasticité.

V.5.1.2. Coulage de la dalle

Le coulage de la dalle se fera en deux phases :

Phase une : on coule la dalle sur une a mis travée dans les zones oule moment sollicitant sera positif.

Phase deux : on coule le reste de la longueur non coulée sur appuis.

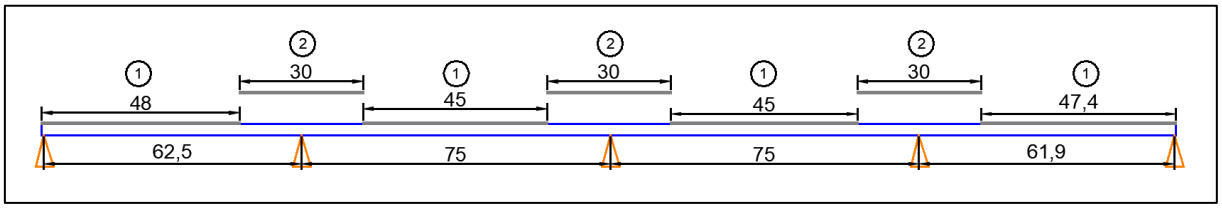


Figure V-8: Phases du coulage de la dalle

V.5.1.3. Justification des contraintes (EN 1994-2 :2005)

Contrainte admissible du béton :

$$\sigma_B = 0.6 \times f_{c28}$$

AN :

$$\sigma_B = 0.6 \times 30 = 18\ MPA$$

Contrainte admissible de l'acier des poutres :

Tableau V-8:Contraintes limites d'élasticité fy

Epaisseur de plaque (mm)	Max ($t \leq$)	16	40	63	80	100	150
	Min ($t >$)	0	16	40	63	80	100
f_y (MPa)		355	345	335	325	315	295

Si l'élancement de l'âme est supérieur à ces valeurs limites, on ne tient alors compte que la hauteur efficace $h_{c,eff}$ dans le calcul de la résistance à un moment de flexion. Cette hauteur efficace est définie par la relation suivante :

$$h_{c,eff} = 2.1\sqrt{\frac{E}{f_y}}t_w \leq h_c$$

V.5.1.4. Justification en flexion

La vérification de la sécurité structurale consiste à démontrer que dans les fibres les plus éloignées de l'axe neutre, la valeur de calcul de la résistance ne soit pas dépassée selon la relation générale suivante :

$$\sigma_{Ed} \leq f_d$$

Avec :

$F_d=f_{yd}=d_y/\gamma_a$ pour le métal.

$F_d=0.85f_{cd}=0.85f_{ck}/\gamma_c$ pour le béton.

Avec :

$\gamma_a = 1.05$ et $\gamma_c = 1.5$

Pour les sections de classe 4 Elles sont justifiées en élasticité, mais avec un calcul conduit sur une section efficace, réduite pour tenir compte du risque de voilement.

Détermination de la section efficace

On 4 sections dans notre pont, on a alors :

Tableau V-9:Contrainte admissible pour chaque section

	Semelle supérieure		Ame		Semelle inférieure	
	Epaisseur	Contrainte admissible	Epaisseur	Contrainte admissible	Epaisseur	Contrainte admissible
Section 1	30	345	35	345	40	345
Section 2	50	335	35	345	60	335
Section 3	80	325	35	345	100	315
Section 4	70	325	35	345	90	315

V.5.1.5. Justification à l'effort tranchant

Quelle que soit la classe de la section mixte, on doit vérifier $\boldsymbol{V_{Ed} \leq V_{pl,a,Rd}}$ où $V_{pl,a,Rd}$ est la résistance plastique à l'effort tranchant de la charpente métallique. En l'absence de sollicitation de torsion, $V_{pl,a,Rd}$ est donné par :

$$V_{pl,a,Rd} = Av \frac{fy}{\gamma_{M0}\sqrt{3}}$$

où A_V est l'aire de charpente cisaillée par V_{ed}.

V.5.1.6. Justification au moment fléchissant

Selon le résultat de la classification des différentes sections en ***V.3.6*** nous avons des sections de classe 4, ce qui implique une vérification a allons vérifier que $\frac{\mathbf{MED}}{\mathbf{MEL}}$**<1** tel que M_{el} est le moment résistant calculé comme suit :

$$M_{EL} = \frac{W_{pl}\, f_y}{\gamma_{M0}}$$

Avec :

$$W_{PL} = \frac{I}{y}$$

A considérer :

y= Vs pour le calcul des moments négatifs.

y= Vi pour le calcul des moments positifs.

Justifications des contraintes de l'acier et du béton

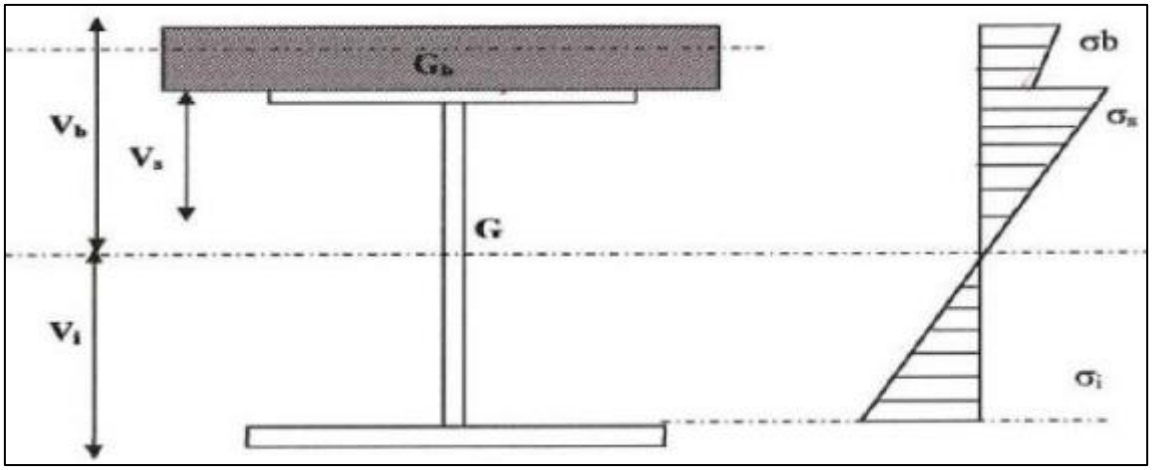


Figure V-9 : Distribution des contraintes dans la section mixte.

Les formules de NAVIER sont applicables à condition de tenir compte de l'homogénéité de la section, les contraintes sont données par les relations suivantes :

♣ **Acier :** Fibre supérieur : $\sigma s = (M.Vs)/I$.

♣ **Acier :** Fibre inférieur : $\sigma i = (M.Vi)/I$.

♣ **Béton :** $\sigma b = (1/n).(M.V\text{b})/I$.

V.5.2. Résultats et vérifications

Phase 1 : Poutre seule (structure métallique nue)

- En premier lieu, seules les poutres métalliques sont en place, sans dalle en béton.
- La structure doit supporter son propre poids, donc seules les poutres en acier sont prises en compte dans le calcul des efforts.
- Le moment résistant (capacité à résister à la flexion) est calculé uniquement sur la base de la section en acier.

Tableau V-10: vérification M et V en phase une

		Section 1	Section 2		Section 3	Section 4	
		M+	M+	M-	M-	M+	
Moment résistant	M c,rd (MN.m)	81,107	113,497	124,557	184,581	218,166	
Moment appliqué	M Ed (MN.m)	4,075	5,406	6,284	11,396	5,205	
Vérification	Med /McRd	0,050	0,048	0,050	0,062	0,024	Vérifié
Effort tranchant	V c,rd (MN)	25,323	30,559		31,707	24,677	

effort tranchant	V Ed (MN)	0,434	0,736	0,892	0,413	
Vérification	Ved/VcRd	0,017	0,024	0,028	0,017	Vérifié

Tableau V-11 : vérification des contraintes de la phase une

		Section 1	Section 2		Section 3	Section 4
Contrainte de calcul	σinf(MPa)	17,836	16,909	15,913	18,544	8,470
	σsup(MPa)	20,537	19,255	17,910	21,918	5,993
	σbéton(MPa)	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000

Phase 2 : Bétonnage (en deux étapes)

Bétonnage à mi-travée :

Le béton est d'abord coulé dans les zones centrales des travées (les sections les plus sensibles à la flexion). Le béton est encore frais, il ne participe pas encore à la résistance.

On continue à considérer seulement la poutre métallique dans les calculs. Les charges à prendre en compte sont le poids des poutres et le poids du béton frais.

Tableau V-12: vérification M et V phase 2 (bétonnage mi-travées)

		Section 1	Section 2		Section 3	Section 4	
		M+	M+	M-	M-	M+	
Moment résistant	M c,rd (MN.m)	81,107	113,497	124,557	184,581	218,166	
Moment appliqué	M Ed (MN.m)	28,521	32,182	37,160	63,105	24,987	
Vérification	Med /McRd	0,352	0,284	0,298	0,342	0,115	Vérifié
Effort tranchant	V c,rd (MN)	25,323	30,559		31,707	24,677	
effort tranchant	V Ed (MN)	2,724	3,294		4,209	2,166	
Vérification	Ved/VcRd	0,108	0,108		0,133	0,088	Vérifié

Tableau V-13 : Vérification des contrainte de la phase deux (bétonnage a mis travée)

		Section 1	Section 2		Section 3	Section 4
Contrainte de calcul	σinf (MPa)	97,926	81,495	89,592	102,684	40,661
	σsup (MPa)	48,792	91,722	105,910	121,369	18,057
	σbéton(MPa)	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000

Bétonnage sur appuis :

- Ensuite, on bétonne les zones au-dessus des appuis (culées et piles).
- À partir de ce moment, le béton commence à durcir.

- Le moment résistant évolue : la structure devient mixte (acier + béton), avec un coefficient d'équivalence (entre béton et acier) de n = 18.
- Cela signifie que le béton commence à jouer un rôle dans la résistance.

Tableau V-14: vérification M et V en phase 2 (bétonnage sur appuis)

		Section 1	Section 2		Section 3	Section 4	
		M+	M+	M-	M-	M+	
Moment résistant	M c,rd (MN.m)	103,394	147,243	124,557	184,581	218,156	
Moment appliqué	M Ed (MN.m)	14,723	17,970	24,916	42,820	15,319	
Vérification	Med /McRd	0,142	0,122	0,200	0,232	0,070	Vérifié
Effort tranchant	V c,rd (MN)	25,323	30,559		31,707	24,677	
effort tranchant	V Ed (MN)	1,528	2,654		3,610	1,216	
Vérification	Ved/VcRd	0,060	0,087		0,114	0,049	Vérifié

Tableau V-15: vérification des contraintes en phase deux (bétonnage sur appuis)

		Section 1	Section 2		Section 3	Section 4
Contrainte de calcul	σinf (MPa)	97,926	91,722	81,495	121,369	40,661
	σsup(MPa)	48,792	81,495	91,722	102,684	18,057
	σbéton(MPa)	4,274	5,052	0,000	0,000	1,683

Phase 3 : Fin du bétonnage (structure rigide)

- Le béton est entièrement coulé et a commencé à durcir.
- On commence à tenir compte du retrait du béton (phénomène de contraction en durcissant).
- Le moment résistant est désormais celui de la section mixte complète, avec un coefficient n = 15.
- On considère que le béton est fissuré dans les zones tendues (surtout sur les appuis).
- Les armatures passives (barres d'acier dans la dalle) sont prises en compte pour renforcer la section là où le béton est fissuré.
- Le calcul du moment résistant devient plus détaillé et tient compte de la **contribution des armatures** :$M_a = R_a \times (Y_a - Y_g)$ avec $R_a = A_s \times f_y$.

Tableau V-16: vérification M et V en phase 3

		Section 1	Section 2		Section 3	Section 4
		M+	M+	M-	M-	M+
Moment résistant	M c,rd (MN.m)	105,241	150,256	181,839	241,863	218,162

Moment appliqué	M Ed (MN.m)	25,501	33,556	37,703	69,234	27,936	
Vérification	Med /McRd	0,242	0,223	0,207	0,286	0,128	Vérifié
Effort tranchant	V c,rd (MN)	25,323	30,559		31,707	24,677	
effort tranchant	V Ed (MN)	2,871	3,845		5,019	2,136	
Vérification	Ved/VcRd	0,113	0,126		0,158	0,087	Vérifié

Tableau V-17: vérification des contraintes en phase 3

		Section 1	Section 2		Section 3	Section 4
Contrainte de calcul	σinf(MPa)	86,020	79,281	95,476	112,658	45,458
	σsup(MPa)	38,227	31,515	107,457	133,156	18,725
	σbéton(MPa)	4,274	6,321	0,000	0,000	2,140

Phase 4 : Mise en service – Application des surcharges

Une fois le pont en service, il supporte les charges d'exploitation (véhicules, vent, etc.) et le béton a atteint sa résistance finale.

La section mixte est toujours utilisée, mais avec un coefficient d'équivalence n = 6 (valeur plus réaliste à long terme).

Les armatures passives sur les appuis reprennent une partie importante des efforts, notamment pour les moments négatifs (zones tendues en haut, sur les appuis).

Tableau V-18: vérification M et V en phase 4

		Section 1	Section 2		Section 3	Section 4	
		M+	M+	M-	M-	M+	
Moment résistant	M c,rd (MN.m)	113,289	163,750	181,839	241,863	218,250	
Moment appliqué	M Ed (MN.m)	90,497	118,361	131,734	193,508	109,538	
Vérification	Med /McRd	0,799	0,723	0,724	0,800	0,502	Vérifié
Effort tranchant	V c,rd (MN)	25,323	30,559		31,707	24,677	
effort tranchant	V Ed (MN)	8,927	11,730		14,522	7,288	
Vérification	Ved/VcRd	0,353	0,384		0,458	0,295	Vérifié

Tableau V-19: vérification des contraintes en phase 4

		Section 1	Section 2		Section 3	Section 4
Contrainte de calcul	σinf (MPa)	283,579	256,599	188,536	221,666	178,172
	σsup(MPa)	60,122	38,099	212,195	262,000	42,938
	σbéton(MPa)	17,280	16,582	0,000	0,000	14,834

Tableau V-20:vérification des contraintes admissibles par section.

		Section 1	Section 2		Section 3	Section 4
$\frac{\sigma}{\sigma_{adm}}$	INF	82%	77%	56%	70%	57%
	SUP	17%	11%	63%	81%	13%
	Béton	96%	92%	0%	0%	82%

V.5.2.1. Justification sous l'interaction M.V *(EN1994-2, 6.2.2.4)*

D'après EN1994-2, 6.2.2.4, Lorsque V_{Ed} est supérieur à la moitié de V_{Rd} , V_{Ed} diminue la résistance à la flexion. La diminution à prendre en compte dépend de la classe de la section.

D'après les résultats obtenus

$\frac{vEd}{Vc,Rd} = 0.458 < 0.5$ Donc l'interaction est négligeable.

V.6. RETRAIT DU BETON (EN 1992-1-1 ,3.1)

Dans une poutre mixte, le béton ne peut pas se rétracter librement en raison de sa liaison rigide avec la structure métallique. Cette opposition au raccourcissement naturel du béton génère des contraintes internes auto-équilibrées dans la section mixte.

Le retrait du béton est une déformation εr imposée dans la section de béton comprimé qui a trois origines physiques possibles :

-Retrait thermique ε_{th}.

-Retrait endogène ε_{ca}.

-Retrait de dessiccation ε_{cd}.

Calcul du retrait à la mise en service

Le calcul de ε_{cs} nécessite de connaître l'âge t du béton à l'instant $t$ini considéré. A cet instant, chaque plot a un âge différent. Pour simplifier, on considère l'âge moyen de tous les plots calculés en tenant compte du phasage de construction : t = 79,25 jours.

Retrait endogène (EN 1992-1-1, 3.1.4(6))

Résistance caractéristique à la compression sur cylindre : f_{ck} = 35 MPa valeur moyenne de la résistance à la traction.

$$\varepsilon_{ca}(t) = \beta_{as}(t).\varepsilon_{ca}(\infty)$$

$$\varepsilon_{ca}(\infty) = 2.5(f_{ck} - 10).10^{-6} = 6{,}25.10^{-5}$$

$$\beta_{as}(t) = 1 - \exp\left(-0.2\sqrt{t}\right) = 0{,}8314$$

D'où on déduit $\boldsymbol{\varepsilon_{ca}(t) = 5{,}2\,.10^{-5}}$

Retrait de dessiccation (EN 1992-1-1, annexe B2)

$$\varepsilon_{cd}(t) = \beta_{ds}(t, t_s).k_h\varepsilon_{cd,0}$$

Où :

t : est l'âge du béton à l'instant considéré, en jours.

t_s : est l'âge du béton (jours) au début du retrait de dessication (ou gonflement). Normalement, ceci correspond à la fin de la cure.

$\varepsilon_{cd,0}$;est appelé retrait de dessiccation de référence et est calculé par :

$$\varepsilon_{cd,0} = 0.85\left[(220 + 110.\propto_{ds1}).\exp\left(-\propto_{ds2}\frac{f_{cm}}{f_{cm0}}\right].10^{-6}.\beta_{RH}\right.$$

L'humidité relative retenue pour le projet est de 90 % donc on en déduit le coefficient :

$$\beta_{RH} = 1.55\left[1 - (\frac{RH}{100})^3\right] = 0.42$$

f_{cm0} est une valeur de référence de la résistance à la compression prise égale à 10 MPa.

Les coefficients αds1 et αds2 traduisent la rapidité de prise du ciment. Pour un ciment à prise normale (N), on a :

$$\propto_{ds1}= 4 \text{ et } \propto_{ds2} = 0.12$$

Ainsi :

$$\varepsilon_{cd,0} = 1.643\times10^{-4}$$

k_h est un coefficient dépendant du rayon moyen h_0, conformément au tableau suivant :

Tableau V-21:Valeurs de kh

H_0	K_h
100	1.0
200	0.85
300	0.75
≥500	0.70

h_0 : Rayon moyen (mm) de la section transversale $=2A_c/u$.

Avec :

A_c : aire de la section du béton. $A_c=4.3206m^2$

u : le périmètre exposé à la dessiccation. C'est donc le périmètre en contact direct avec l'atmosphère (en soustrayant la largeur des semelles métalliques supérieures ainsi que la largeur de la chape d'étanchéité).

u =24.87-2*1.1+0.2*2=25.7167m

$h_0=\frac{2\times4.3206}{25.7167} = 373.8mm$ -> **K_h=0.75**

Par hypothèse, l'âge ts du béton quand le retrait de dessiccation commence, est pris égal à 1 jour. Alors, on a :

$$\beta_{ds}(t,t_s) = \frac{(t-t_s)}{(t-t_s)+0.04\sqrt{h_0{}^3}} = \frac{(79.25-1)}{(79.25-1)+0.04\sqrt{373.8^3}} = 0.21 \text{ pour t=79.25}$$

On déduit ainsi :

$$\boldsymbol{\varepsilon_{cd}(t) = 0.21 \times 0.75 \times 1.643 \times 10^{-4}} = \mathbf{2.58\times10^{-5}}$$

Retrait à la mise en service

$$\boldsymbol{\varepsilon_{cs}(t) = \varepsilon_{ca}(t) + \varepsilon_{cd}(t) = 7,78.10^{-5}}$$

Calcul Retrait au temps infini

L'âge du béton est alors infini. En faisant tendre *t* vers l'infini dans les expressions du paragraphe précédent, on déduit

$$\beta_{as}(\infty) = 1 \text{ et } \beta_{ds}(\infty, t_s) = 1.$$

Par suite, on a :

$$\varepsilon_{cs}(\infty) = \varepsilon_{cd}(\infty) + \varepsilon_{ca}(\infty)$$

Avec : $\varepsilon_{ca}(\infty) = 6.25 \times 10^{-5}$ $et\,\varepsilon_{cd}(\infty) = k_h\varepsilon_{cd,0}$ $=1.643\times10^{-4}$ .0,75$=1.232\times10^{-4}$

Au final, on applique $\varepsilon_{cs}(\infty)$ = $1.857.10^{-4}$ sur la dalle complète (en une seule phase). Sur cette valeur, 74% sont apportés par le retrait de dessiccation et 26% par le retrait endogène.

Il est intégré dans les combinaisons de charges pour les vérifications de la structure au temps infini.

Retrait thermique

L'EN1994-2 permet de prendre en compte le retrait thermique apporté par la différence de température ΔT entre l'acier de charpente et le béton au moment du bétonnage.

La valeur de ΔT est recommandée à 20°C mais est modifiable dans l'Annexe. En appliquant strictement l'EN1994-2, on obtiendrait alors :

$\varepsilon_{th} = \propto_{th}^{c}.\Delta T = 2 \times 10^{-4}$

Ce qui est relativement élevé. Avec :

$\propto_{th}^{c} = 10^{-5}$ Nous considérons actuellement que l'ordre de grandeur du retrait équivalent est la moitié de l'effet sur la section mixte du refroidissement du béton :

$$\varepsilon_{th} = \propto_{th}^{c}.\frac{\Delta T}{2} = 10^{-4}$$

Le retrait thermique est appliqué sur la structure en même temps que le retrait au jeune âge $\boldsymbol{\varepsilon_{cs}(t) = 7,78.10^{-5}}$. Il ne s'utilise normalement qu'à court terme pour déterminer les zones fissurées de l'analyse globale et pour vérifier que les fissures de la dalle sont maîtrisées. Par

simplification (et afin de limiter les calculs), on a choisi de le traiter de la même façon que le retrait à la mise en service.

Bilan des retraits

Pour les vérifications à la mise en service, on applique un retrait de $7{,}78.10^{-5} + 1.10^{-4} = 1{,}778.\ 10^{-4}$ à chaque plot lorsqu'il est bétonné. Pour les vérifications au temps infini, on applique un retrait de $2{,}4.10^{-4}$ à la totalité de la dalle, après achèvement des phases de bétonnage.

Pour les vérifications des états transitoires correspondant aux différentes phases de bétonnage, le calcul serait identique à celui des vérifications à la mise en service, mais avec des dates et des âges moyens de béton différents pour chaque état transitoire. Le détail des vérifications pour ces phases transitoires n'est pas traité dans ce guide.

CONTRAINTES DUE AUX RETRAITS DU BETON

Les contraintes due aux retraits sont calculées et prises en considération par le logiciel de modélisation MIDAS Civil.

V.7. ENTRETOISES

Une entretoise est un élément structural horizontal ou incliné, généralement en acier ou en béton armé, dont les rôles principaux sont essentiels à la stabilité d'une structure.

On distingue dans notre pont deux types d'entretoises :

Entretoises courantes de type IPE600 espacée de 5m dans tout le pont.

Entretoises HEB1000 au niveau des piles.

V.7.1. Vérification des entretoises

Les entretoises et les contreventements ont la fonction principale de reprendre et de transmettre les forces horizontales dues :

- Au vent.
- À la stabilisation des poutres contre le déversement.

De plus les entretoises ont le rôle important de :

- Servir d'appuis aux vérins nécessaires pour soulever le pont lors d'une réparation ou du changement des appareils d'appuis sur piles ou sur culées.
- Garantir l'indéformabilité de la section transversale et d'introduire la charge de torsion dans la poutre.

V.7.2. Entretoises courants IPE 700

Les forces verticales du vent agissent vers le haut et soulagent donc l'ouvrage, Donc le vent vertical n'est pas considéré.

Vérification de l'entretoise sous une charge transversale de vent :

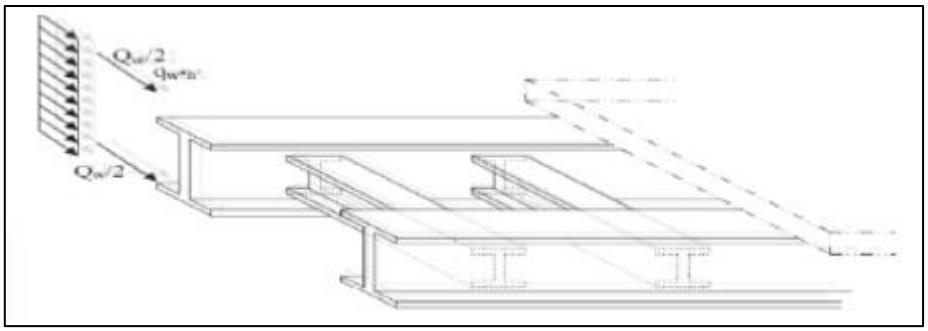


Figure V-10: Effet de vent sur la section mixte.

Les entretoises doivent être vérifié sous une charge transversale du vent, Selon le RCPR La pression du vent est fixée réglementairement à l'ELU à 2,00 KN/m².

$$W_{ELU} = 1{,}5 \times 2 = 3\text{KN/m}^2.$$

Le vent s'applique sur la poutre et la dalle.

$$h' = h_{poutre} + e_{dalle} + e_{trottoirs} = 4.46+0.30+0.21$$

$$h'=4.97\text{m}$$

La force résultante de vent est alors :

$$Q_w = 3 \times 5 \times 4.97 = 74.55\text{KN}$$

On admet que la semelle inférieure supporte transversalement, la pression du vent agissant sur la moitié inférieure de la hauteur de l'âme, l'autre moitié de la pression du vent va directement dans la dalle.

Moment fléchissant :

$$M_e = \frac{Q_w}{2} \times h_m = \frac{74.55}{2} \times 2.23 = 83.123kN.\text{m}$$

Effort tranchant :

$$V_e = \frac{Q_w}{2} \times \frac{h}{b} = \frac{74.55}{2} \times \frac{0.6}{0.267} = 83.76\ kN.$$

Vérification des contraintes :

$$\sigma = \frac{M_e\, V_a}{I} = \frac{83.123*0.3}{0.0012} = 20.780\ MPa < f_e = 345\ MPa.\ \text{(Vérifié)}$$

$$\tau = \frac{V_e}{h_w*t_w} = \frac{83.76}{0.014*0.556} = 10.760\ MPa < 0.6f_e = 207\ MPa.\ \text{(Vérifié)}$$

Avec :

h : Hauteur de l'entretoise $h_m = {}^{h_{poutre}}/_{2}$

b : Largeur de la semelle de l'entretoise.

V_a : Distance de fibre tendue de l'entretoise par rapport l'axe neutre de la poutre.

I : Moment d'inertie de l'entretoise.

Conclusion : Les entretoises courantes sont vérifiées.

V.7.3. Entretoises sur appuis

Les appareils d'appui, composés d'élastomère, permettent des rotations tout en transmettant les charges structurelles. Cependant, leur durée de vie étant généralement inférieure à celle de l'ouvrage, leur remplacement nécessite une intervention spécifique : des vérins hydrauliques sont utilisés pour soulever temporairement le pont, transférant ainsi les réactions des piles vers ces vérins pendant l'opération.

L'entretoise subit l'effort tranchant maximum du aux charges permanentes et à l'aide du logiciel Midas Civil, on obtient les réactions maximums sur les appuis :

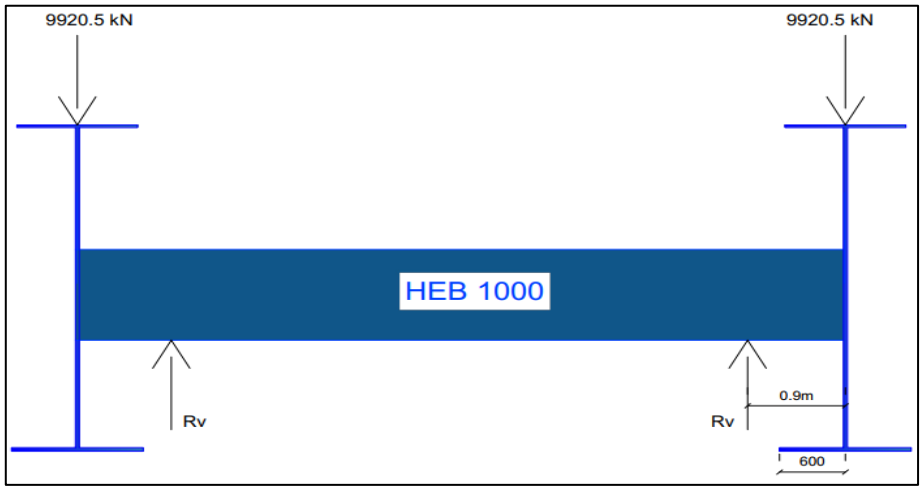


Figure V-11:Effort de vérins appliqué sur l'entretoise HEB1000 sur MIDAS CIVIL

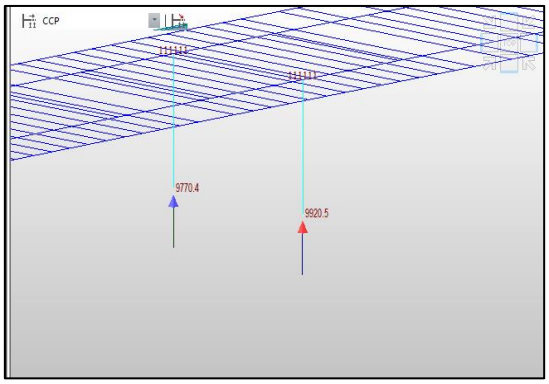


Figure V-12 : Réaction d'appuis (MIDAS CIVIL)

On a alors :

$$V_{ELU} = 1.35 \times 9920.5 = 13392.675 \text{ kN.}$$

$$M_{ELU} = 13392.675 \times 0.9 = 12053.40 \text{kN. m}$$

Vérification de la contrainte de cisaillement

$$\tau = \frac{V_e}{h_w * t_w} = \frac{13392.675}{0.019 * 0.928} = 759.566\ MPa < 0.6 f_e = 207\ MPa$$

L'entretoise **HEB 1000** ne vérifie pas les critères de résistance

Solution proposée

Remplacer l'HEB 1000 par une **poutre PRS**

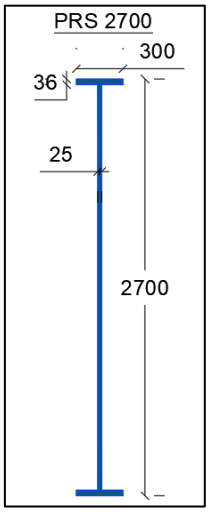


Figure V-13:Entretoise sur appuis

$$\tau = \frac{V_e}{h_w * t_w} = \frac{13392.675}{0.025 * 2.628} = 203.845\ MPa < 0.6 f_e = 207\ MPa.$$

La nouvelle poutre PRS vérifie le critère de résistance.

V.8. VERIFICATION DE LA FLECHE (EN 1990 ANNEXE A2, A.2.4.4.2.3)

La flèche de notre pont ferroviaire doit être limitée pour garantir la sécurité des trains, éviter le déraillement, préserver la stabilité de la voie et assurer le confort des passagers.

Notre chemin de fer est parcouru par des trains de voyageurs circulant à une vitesse de 120 km/h et des trains de marchandises roulant à 80 km/h.

Flèche de calcul

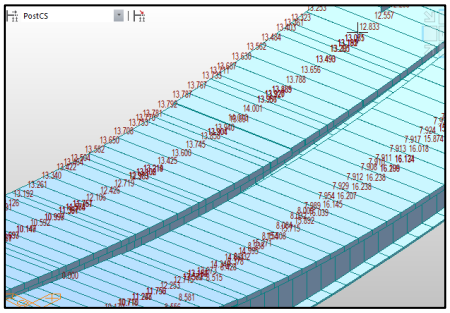


Figure V-14: Flèche de calcul [MIDAS CIVIL]

D'après le logiciel de calcul la fléche de calcul due au surcharge $\boldsymbol{\delta_{cal} = 14cm}$

Pour le train voyageur :

$$\delta_{adm} \leq \frac{l}{15V - 400} = \frac{75}{(15 \times 120) - 400} = 5.35cm$$

Pour le train marchandise :

$$\delta_{adm} \leq \frac{l}{15V - 400} = \frac{75}{(15 \times 80) - 400} = 9.37cm$$

Conclusion

La flèche admissible ne vérifie pas, On propose alors de mettre une contre flèche.

V.9. VERIFICATION DU VOILEMENT DE L'AME DE LA POUTRE (EUROCODE 3 – EN 1993-1-5,)

Les âmes des poutres utilisées en construction métallique sont généralement minces et susceptibles de se voiler sous des efforts de compression ou de cisaillement excessifs.

Pour éviter le voilement des âmes des poutres, deux moyens sont possibles :

-soit augmenter l'épaisseur de l'âme,

-Soit disposer des raidisseurs d'âme, judicieusement positionnés.

On va mettre des raidisseurs au niveau de chaque entretoise, soit chaque 5m et on ajoute des raidisseurs longitudinaux.

L'épaisseur du raidisseur longitudinal soit au moins égale à **80 %** de celle de l'âme.

$$t_r \geq 0{,}8 \times t_w$$

$$t_r \geq 0{,}8 \times 0.035 = 0.028m$$

On prendra des raidisseurs d'épaisseurs $t_r = 30mm$



Figure V-15: raidisseurs longitudinaux

Les dispositions suivantes seront adoptées :

- Des raidisseurs seront placés entre chaque entretoise, afin d'assurer la stabilité locale de l'âme.
- Pour les entretoises situées à proximité des appuis, deux raidisseurs longitudinaux seront disposés à 1/3 et 2/3 de la hauteur de l'âme.
- Pour les entretoises éloignées des appuis, un seul raidisseur sera placé au milieu de la hauteur.

V.10. DIFFERENTS TYPES DE VOILEMENT DE L'AME

Voilement par compression (Voilement local)

Si on charge une plaque en compression uniforme, il apparait au-delà d'une certaine charge des déformations comme des cloques, c'est-à-dire des zones plastifiées localement par des contraintes en compression excessive, il s'agit du voilement par compression.

Voilement par cisaillement

Le voilement par cisaillement concerne ce qui est convenu d'appeler un « panneau » : c'est l'espace de poutre situé entre deux zones raidies, entre deux raidisseurs transversaux. Le panneau est soumis à un effort tranchant V. sous l'action des deux efforts V, deux diagonales se dessinent, l'une tendue, l'autre comprimée. C'est cette dernière, par ruine en compression, qui amène le voilement ; il y a cloques obliques, un gondolement qui qui se traduit par des plis dans la direction de la diagonale tendue.

Ce mode de voilement est vérifié selon EC3 et CCM97 de façon explicite. Deux méthodes sont proposées :

• La méthode post critique simple

• La méthode du champ diagonal de traction.

La poutre étudiée est équipée d'entretoises transversales tous les 5 mètres, divisant l'âme en plusieurs panneaux verticaux de longueur a =5m. Pour lutter contre le voilement local de l'âme, des raidisseurs longitudinaux sont introduits, avec une disposition variable selon la position du panneau :

Premier panneau (le plus sollicité en effort tranchant) : deux raidisseurs longitudinaux sont placés respectivement à 1/3 et 2/3 de la hauteur de l'âme, divisant ce panneau en trois sous-panneaux horizontaux de hauteur $h_w/3$

Autres panneaux : un seul raidisseur longitudinal est disposé à mi-hauteur, divisant ces panneaux en deux sous-panneaux de hauteur $h_w/2$

Résistance au voilement pour le premier panneau

La résistance au voilement par cisaillement doit être vérifiée lorsque le rapport d/t_w de l'âme vaut :

$$d/t_w > 30\varepsilon\sqrt{k_\tau}$$

Avec :

$\frac{a}{d} = \frac{5}{1.45} = 3.448$ (1.13)

$$k_\tau = 5.34 + \left[4/(\frac{a}{d})^2\right] = 5.34 + \left[4/(\frac{5}{1.45})^2\right] = 5.6764(8.4725)$$

Où :

a : espacement libre des raidisseurs intermédiaires.

d: distance entre nus intérieurs des semelles.

$$d/t_w = 41.42$$

$$\varepsilon = 0.81$$

$$\frac{d}{t_w} = 41.42 < 30\varepsilon\sqrt{k_\tau} = 30 \times 0.81 \times \sqrt{5.67} = 57.86$$

Donc pour le premier panneau, l'âme ne va pas voiler.

Résistance au voilement pour les autres panneaux

Pour un seul raidisseur longitudinal au milieu de la poutre :

$$d/t_w > 30\varepsilon\sqrt{k_\tau}$$

Avec :

$$\frac{a}{d} = \frac{5}{1.87} = 2.97$$

$$k_\tau = 5.34 + \left[4/(\frac{a}{d})^2\right] = 5.34 + [4/2.97^2] = 5.7934$$

Avec :

Où :

a : espacement libre des raidisseurs intermédiaires.

d: distance entre nus intérieurs des semelles.

$$d/tw = 53.42$$

$$\varepsilon = 0.81$$

$$\frac{d}{t_w} = 53.42 > 30\varepsilon\sqrt{k_\tau} = 30 \times 0.81 \times \sqrt{5.7934} = 58.48$$

Donc pour les autres, l'âme ne va pas voiler.

V.11. VERIFICATION AU DÉVERSEMENT

A mis-travée :

Dans le cas des ponts mixtes la dalle tient la semelle supérieure des poutres contre le déversement. Cependant nous devons faire une vérification quand la semelle supérieure n'est pas encore solidarisée avec la dalle de béton, soit quand le béton est encore liquide.

Selon ENV 1994-1-1 :1992 (Eurocode 4) on doit vérifier :

$$\frac{M_{Ed}}{M_{b.Rd}} \leq 1$$

Avec : $M_{b.Rd} = \chi_{LT}.\beta_W.\frac{W_{pl.Rd}.f_y}{\gamma_{M1}}$

$W_{pl.Rd}$: module de résistance plastique de la section nominale.

f_y : valeur de la résistance limite d'élasticité minimale.

γ_{M1} : coefficient partiel de sécurité relatif au matériau ($\gamma M1 = 1.1$).

χ_{LT}:Coefficient réducteur de déversement.

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi lt + \sqrt{\phi lt^2 - \bar{\lambda}_{LT}^{\,2}}} \leq 1$$

$$\phi lt = 0.5\left[1 + \alpha_{LT}.\left(\bar{\lambda}_{LT} - 0.2\right) + \bar{\lambda}_{LT}^{\,2}\right]$$

Et $\alpha_{LT} = 0.49$ (Profilé soudé)

Le risque de flambement n'est à considérer que si l'élancement réduit :

$$\overline{\lambda_{LT}} = \sqrt{\frac{\beta_w . W_{pl.y} . f_y}{M_{cr}}} > 0.4$$

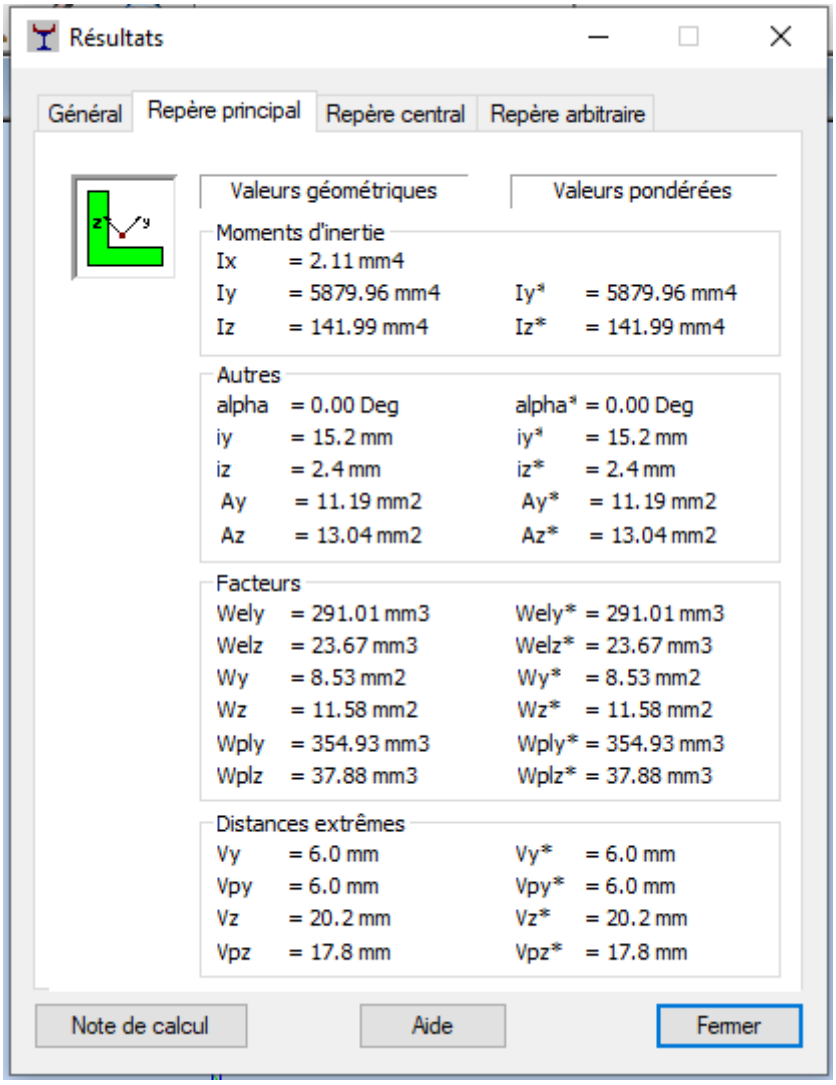


Figure V-16: Caractéristique de la section à mi-travée

On a une section de classe 4 : $\beta_w = W_{eff.y}/W_{pl.y}$=$\frac{340.71}{354.93} = \mathbf{0.959}$

On a aussi :

$$\boldsymbol{I_z} = \mathbf{1.4 * 10^9\ mm4}$$

$$\boldsymbol{I_y} = \mathbf{5.879 * 10^9 mm^4}$$

$$\boldsymbol{I_t} = \frac{\boldsymbol{(2b * tf^3 + (h - 2tf)tw^3}}{\mathbf{3}} = \mathbf{0.0003115\ m^4}$$

$$\boldsymbol{I_w} = \frac{\boldsymbol{I_z(h - tf^2)}}{\mathbf{4}} = \mathbf{0.00442\ m^6}$$

Calcul du moment critique élastique de déversement :

$$M_{cr} = C_1 \frac{\pi^2 EI_z}{(k_z L)^2}\left(\sqrt{\left(\frac{k_z}{k_w}\right)^2 \frac{I_w}{I_z} + \frac{(k_z L)^2 GI_t}{\pi^2 EI_z} + (C_2 z_g)^2} - (C_2 z_g)\right)$$

Caractéristique de la section d'acier :

Selon les tableaux présent dans l'Eurocode, on déduit les coefficients C_1, C_2, C_3

$$C_1 = 0.712$$

C_2=0.652

C_3=1.070

$K = K_w$ =0.5(Extémité encastrée)

$$Z_g = \frac{h}{2} = 1.8m$$

Ainsi : M_{cr} =867 MN.m

$$\overline{\boldsymbol{\lambda_{LT}}} = \sqrt{\frac{\mathbf{0.959 * 0.354 * 355}}{\mathbf{1129}}} = \mathbf{0.372 < 0.4}$$

Alors il y'a pas de risque de voilement !

V.12. CONNECTEURS

Les connecteurs assurent une liaison entre les éléments en béton et les éléments en acier d'un élément mixte, possédant une résistance et une rigidité suffisantes pour permettre à ces deux éléments d'être calculés comme parties d'un même élément structural.

Goujons à tête utilisés dans les dalles pleines et les enrobages de béton (EN 1994-2:2005 6.6.3)

Goujons Nelson ST37 3K.

h=180mm, d=22mm.

Limite élastique σe=450Mpa.

f_{c28}=35MPa.

Résistance de calcul

La ruine par cisaillement de l'acier en pied, vis à vis de laquelle on a une résistance caractéristique :

$$P_{Rk}{}^{1} = 0{,}8\, F_U \times \frac{\pi d^2}{4}$$

$$P_{Rk}{}^{1} = 0{,}8\ \text{fu}\ \frac{\pi d^2}{4} \qquad \mathbf{P_{Rk}{}^{1} = 136{,}847KN}$$

La ruine par écrasement du béton en pied, vis-à-vis de laquelle on a une résistance caractéristique :

$$P_{Rk}{}^{2} = 0{,}29\ \alpha\ d^2\sqrt{f_{ck}E_{cm}}$$

$$P_{Rk}{}^{2} = 0{,}29 \times 1 \times 0{,}022^2\sqrt{30 \times 36000} \qquad \mathbf{P_{Rk}{}^{2} = 157{,}553KN}$$

La résistance caractéristique d'un goujon s'écrit alors :

$$\mathbf{P_{Rk} = \min\left(P_{Rk}{}^{(1)} ; P_{Rk}{}^{(2)}\right)}$$

On prend **:** $\mathbf{P_{Rk} = 136{,}847KN}$

ELU : $P_{Rd}{}^{ELU} = 0{,}8 \times 136{,}847 = 109{,}48$ KN

ELS : $P_{Rd} = K_s \times 136{,}847 = 0.6 \times 136{,}847 = 82{,}11$ KN

Flux de cisaillement

$$V_{L,Ed} = \frac{\mu_c V_{Ed}}{I_{mixte}}$$

μ_c : le moment statique de la dalle

I_{mixte} : le moment d'inertie de la section mixte

V_{Ed} : effort tranchant

Nombre de goujons

Le nombre de goujons choisis doit vérifier la condition suivante :

$$V_{L,Ed} \leq \frac{N}{L} P_{Rd}$$

$$\text{Donc :} \quad N \geq \frac{V_{L,Ed} \times L}{P_{Rd}}$$

Avec :

N : nombre de goujons

L = 1m linéaire

P_{Rd} : ELU et ELS

Résultats et dimensionnement

On effectuera notre calcule dans 4 sections différentes définies comme suit :

Section 1 : Appuis d'about (15 m).

Section 2 : voisinage des appuis (15 m).

Section 3 : sur appuis intermédiaires (15 m).

Section 4 : a mis travée (30 m).

Calcule a l'ELU

Tableau V-22 : Flux de cisaillement et nombre de goujons a L'ELU

	Flux de cisaillement et nombre de goujons a L'ELU			
	Section 1	Section 2	Section 3	Section 4
A dalle (mm2)	1928	1928	1928	1928
Ydalle (mm)	3795,8	3896,4	4795,8	3795,8
Ymixte (mm)	2970	2056	2108	2901
μ_(c) (mm3) ×10^6	159,214	354,829	518,208	172,517
I mixte	947,88	811,9	1295,6	1783,44
Ved (KN)	8927	11730	14522	7288
VL,Ed (KN)	1499,457	5126,426	5808,44	704,99
L (m)	1	1	1	1
PRd (KN)	109,48	109,48	109,48	109,48
N	13,696	46,825	53,055	6,439
NOMBRE DE GOUJONS	14	48	54	8
DISPOSITION	3 rangées de 6	8 rangées de 6	9 rangées 6	2 rangées de 6
ESPACEMENT longitudinale (cm)	33,33	12,5	11,11	50

Calcule a l'ELS

Tableau V-23 : Flux de cisaillement et nombre de goujons a L'ELU

	Flux de cisaillement et nombre de goujons a L'ELU			
	Section 1	Section 2	Section 3	Section 4
A dalle (mm2)	1928	1928	1928	1928
Ydalle (mm)	3795,8	3896,4	4795,8	3795,8
Ymixte (mm)	2970	2056	2108	2901
μ_(c) (mm3) ×10^6	159,214	354,829	518,208	172,517
I mixte	947,88	811,9	1295,6	1783,44
Ved (KN)	7242	8841	10771	5588
VL,Ed (KN)	1216,43	3863,83	4308,133	540,544
L (m)	1	1	1	1
PRd (KN)	82,11	82,11	82,11	82,11

N	14,815	47,057	52,468	6,583
NOMBRE DE GOUJONS	16	48	54	8
DISPOSITION	3 rangées de 6	8 rangées de 6	9rangées 6	2 rangées de 6
ESPACEMENT longitudinale (cm)	33,33	12,5	11,11	50

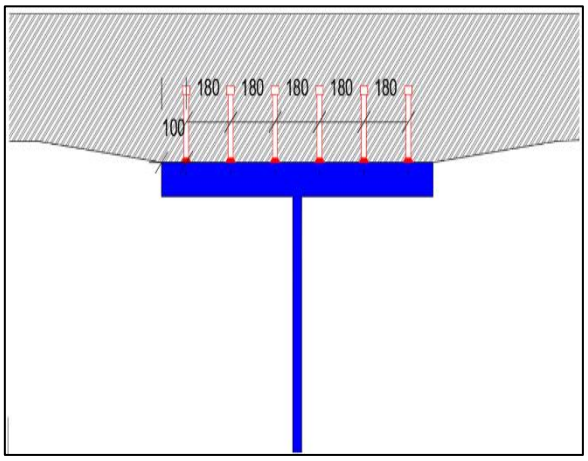
Vérification des espacement vis à vis des dispositifs construction

Selon le livre **"Traité de Génie Civil Volume 12 PONTS EN ACIER"** basé sur les principes modernes énoncé dans les normes suisses SIA ou européennes EUROCODES, le respect des dispositions constructives mentionnées ci-dessous est nécessaire pour assurer une bonne mise en place des goujons, de réaliser un enrobage des goujons suffisant et d'assurer un bon comportement de liaison entre la poutre métallique et la dalle en béton armée.

a) Vérification des espacements transversaux

On a opté pour 6 files de goujons tout au long de la poutre comme l'indique la figure :

Figure V-17 : disposition transversale des goujons



Espacement $\geq 2.5\ d = 55$	Espacement = 180 mm	**(Vérifié)**
$e_v \geq 50$ mm	$e_v = 100$ mm	**(Vérifié)**
$e_D \geq 25$ mm	$e_D = 100$ mm	**(Vérifié)**

b) Vérification des espacements longitudinaux

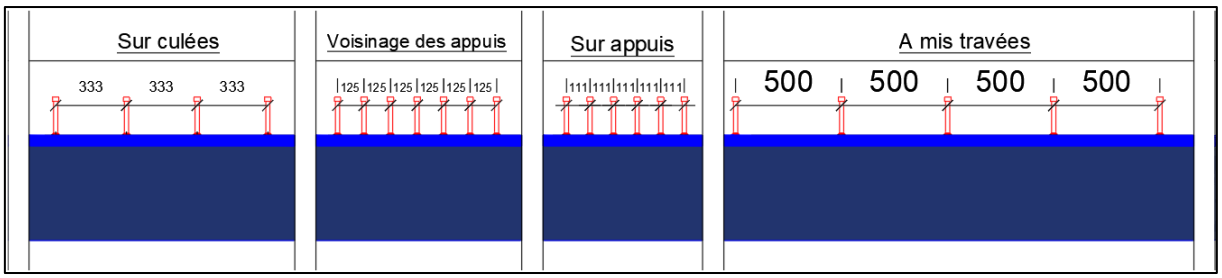


Figure V-18:disposition longitudinale des goujons dans les différentes sections

$5d_D \leq S_D \leq 800mm$	**$110\ mm \leq S_D \leq 800mm$**
S_D (Section 1) = 333 mm	**(Vérifié)**
S_D (Section 2) = 125 mm	**(Vérifié)**
S_D (Section 3) = 111 mm	**(Vérifié)**
S_D (Section 4) = 500 mm	**(Vérifié)**

V.13. ETUDE DE LA DALLE

La dalle est un élément essentiel de la section mixte. Son rôle est de transmettre les charge permanentes et de trafique aux poutres maitresses. Notre dalle est de longueur de 275,4m et elle se compose de deux parties :

- Une dalle centrale de largeur de 7m doublement appuyée.
- Deux dalles en porte-à-faux de 2,8m encastré d'un seule coté.

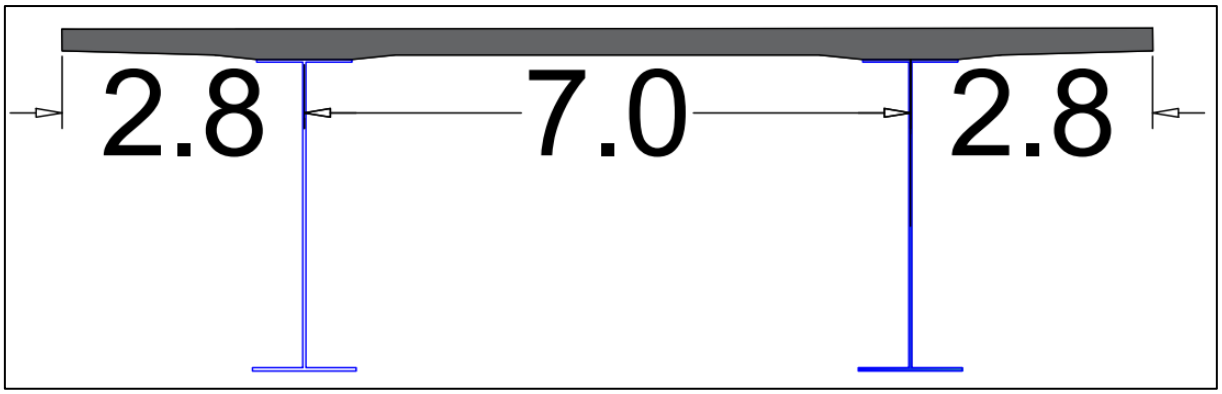


Figure V-19:disposition de la dalle

En dalle centrale : $\frac{a}{b} = \frac{7}{275,4} = 0,025$

En dalle en porte-à-faux : $\frac{a}{b} = \frac{2,8}{275,4} = 0,0101$

Dans les deux parties de notre dalle le rapport entre a et b est inferieur a 0,4 donc Selon ***« le BAEL : étude de la dalle en béton armé »*** on peut conclure que notre dalle travaille dans travaille transversalement.

V.13.1. Ferraillage de la dalle

Les combinaisons de charges qui donnent les moments fléchissant le plus défavorable sont :

ELU : 1.35G+1.45 UIC71+ 1.2 SW/2 ±0.9T.

ELS: G+UIC71+SW/2+T.

V.13.2. Dalle centrale

V.13.2.1. Calcul de ferraillage transversal (sous **Myy**)

Le logiciel « Robot Structural Analysis » permet d'analyser la répartition des efforts via l'option « Cartographie panneaux », facilitant l'identification des moments fléchissant Mx et My.

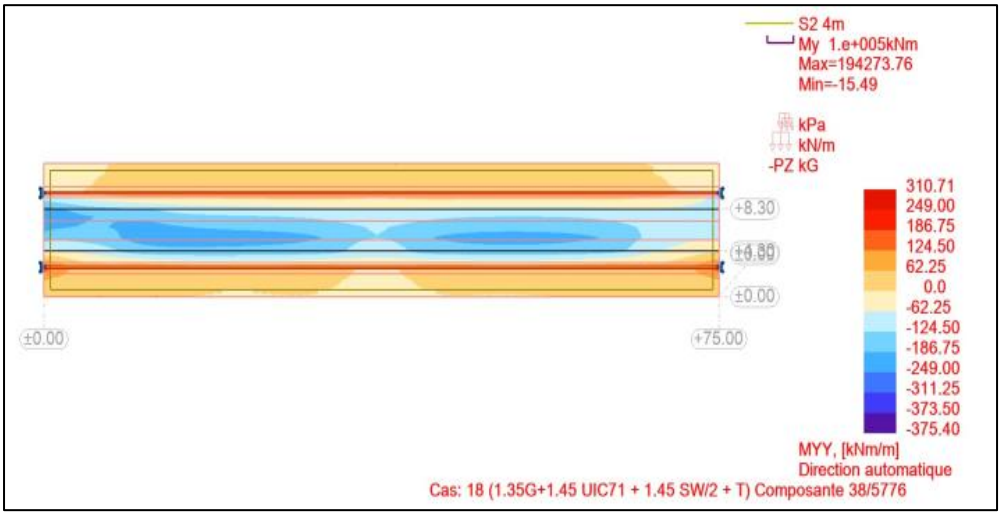


Figure V-20:Cartographie de moment fléchissants Myy dans la dalle à l'ELU

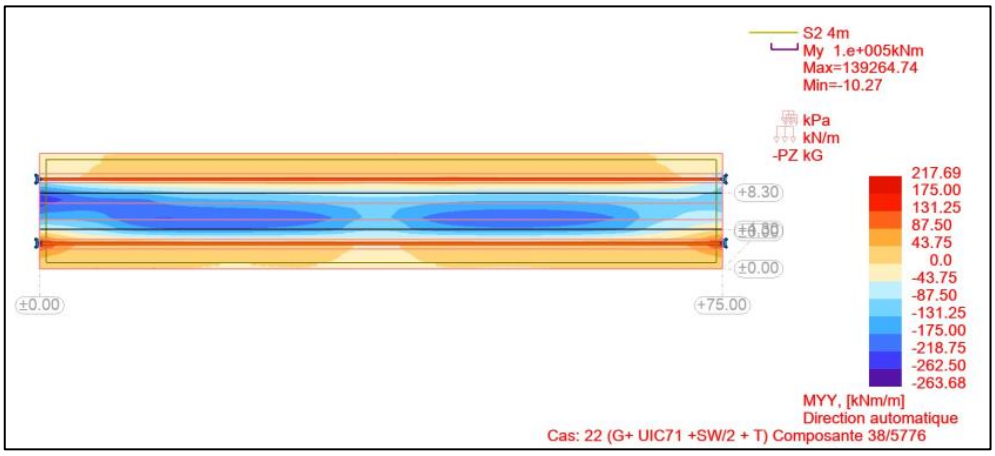


Figure V-21:Cartographie du moment fléchissants Myy dans la dalle à l'ELS

Pour calculer la quantité d'acier requise pour ferrailler la dalle transversalement et longitudinalement, on va utiliser le logiciel « EXPERT », la note de calcul est fournie sur l'Annexe X.

Résultats :

Tableau V-24:Ferraillage transversale de la dalle centrale.

	Feraillage transversal			
	Nappe Supérieure		Nappe inférieure	
Moment(kN.m/ml)	ELS	ELU	ELS	ELU

	175	249	263.68	375.4
Section armature(cm2)	15.9	26.5	39.5	44.8
Choix des barres	6HA20	9HA20	9HA25	10HA25

V.13.3. Dalle en porte-à-faux

Déraillement du train

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

Ferraillage transversale :

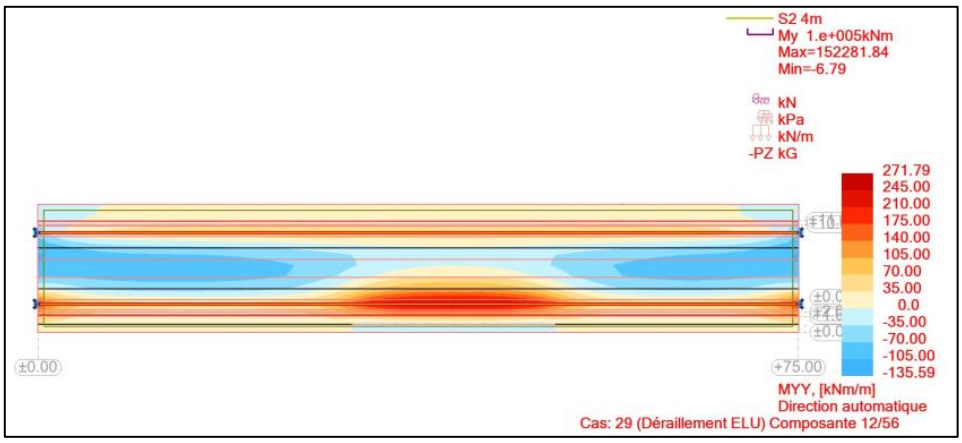


Figure V-22;Cartographie de moments fléchissant Myy dans la dalle en encorbellement à l'ELU

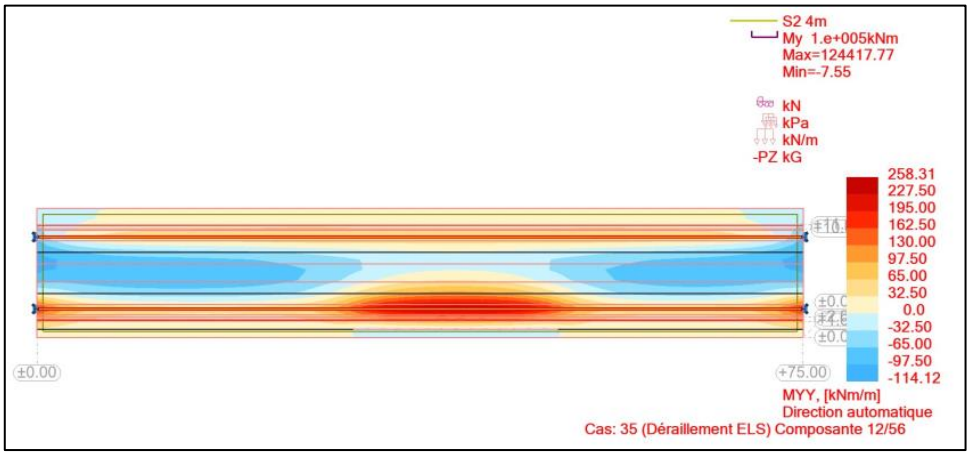


Figure V-23:Cartographie de moments fléchissant Myy dans la dalle en encorbellement à l'ELS

Tableau V-25: Ferraillage transversale de la dalle en encorbellement

	Ferraillage transversal	
	Nappe Supérieure	
Moment(kN.m/ml)	ELS	ELU
	258.31	271.79
Section d'armatures (cm^2)	38.7	40.8
Choix des barres	8HA25	9HA25

Calcul du ferraillage longitudinale (sous Myy)

Sachant que la dalle travaille dans un sens unique transversale, donc selon l'article 4a.5.1 de Livret 2.01 le ferraillage longitudinal de la dalle compotera une section minimale correspondant à 1% de la section de la dalle sur toute la longueur de l'ouvrage.

As (Dalle)= 3.8543m^2

Ainsi : As=385.43cm^2 → As=30.5896cm^2/ml

Soit : 7HA25/ml avec e =15cm.

Condition de non-fragilité

Puisque notre dalle de pont est fortement comprimée, il est fortement conseillé de vérifiée la condition de non-fragilité comme suit :

$$A_{min} \geq 0{,}23.b.d.\frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$= 0.23 \times 100 \times 0.9 \times 30 \times \frac{2.7}{500} = 3.35cm^2$$

$$\rightarrow \boldsymbol{Condition\ v\acute{e}rifi\acute{e}e.}$$

Ainsi le plan de ferraillage est comme suit :

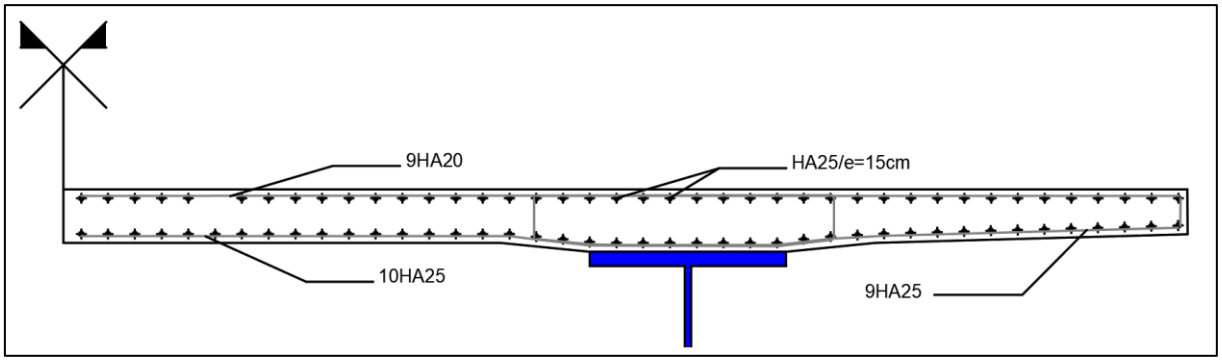


Figure V-24:Plan de ferraillage de la dalle

V.14. ASSEMBLAGE

Les assemblages sont des composants essentiels des ossatures métalliques, jouant un rôle déterminant dans leur stabilité et leur résistance, au même titre que les éléments structuraux tels que les poutres ou les poteaux.

D'ailleurs, la majorité des défaillances des structures métalliques proviennent des assemblages. Il est donc crucial qu'ils fassent l'objet d'une conception rigoureuse et d'une réalisation soignée.

Le choix du mode d'assemblage doit être raisonné : le soudage est préféré à l'atelier, tandis que le boulonnage est privilégié sur chantier. Enfin, une bonne conception repose sur une transmission directe des efforts sans excentricité et une taille compacte de l'assemblage, gage d'efficacité structurelle.

V.14.1. Assemblage par soudure

Très répandus dans les constructions métalliques, ces assemblages sont utilisés pour relier directement les éléments structuraux entre eux pour assembler les différentes pièces constitutives d'un élément reconstitué soudé (PRS).

Les assemblages soudés sont réalisés par la fusion des bords des pièces à unir, ce qui permet une interpénétration microscopique des matériaux. Cette opération crée une continuité métallurgique entre les pièces grâce au cordon de soudure formé au niveau de la liaison.

V.14.2. Catégories d'assemblages soudes-type de soudures

Il y a 3 catégories d'assemblages soudées :

- Les assemblages bout à bout (pièces continues)
- Les assemblages en T (pièces croisées)
- Les assemblages à clin ou par recouvrement (pièces superposées)

Ces assemblages sont réalisées par 4 types de soudures :

- Soudure bout à bout
- Soudure d'angle
- Soudure en entailles
- Les soudures en bouchon

V.14.3. Procédés de soudage retenu pour l'ouvrage :

Joint dans l'âme

Le joint d'âme c'est un joint qui donne la liaison entre deux tôles plates, bout à bout verticalement, et qui prend les caractéristiques géométriques suivantes :

• Un chanfrein en X (double v) sera utilisé lorsque l'épaisseur des tôles est supérieure à 15mm.

• Un angle de chanfrein de 50° ± 5°.

• Un espacement de 9mm.

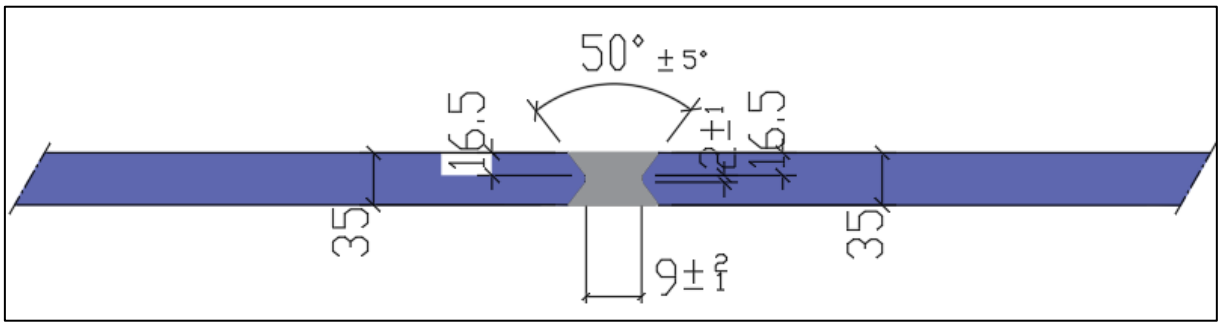


Figure V-25 : Détail soudure âme- âme

Joint de semelle :

Le joint de semelle c'est un joint qui donne la liaison entre deux tôles, bout à bout horizontalement, et qui prend les caractéristiques géométriques suivantes :

• Un chanfrein en X (double v) sera utilisé lorsque l'épaisseur des tôles est supérieure à 15mm.

• Un angle de chanfrein de 60° ± 5°.

• Un espacement de 5 mm.

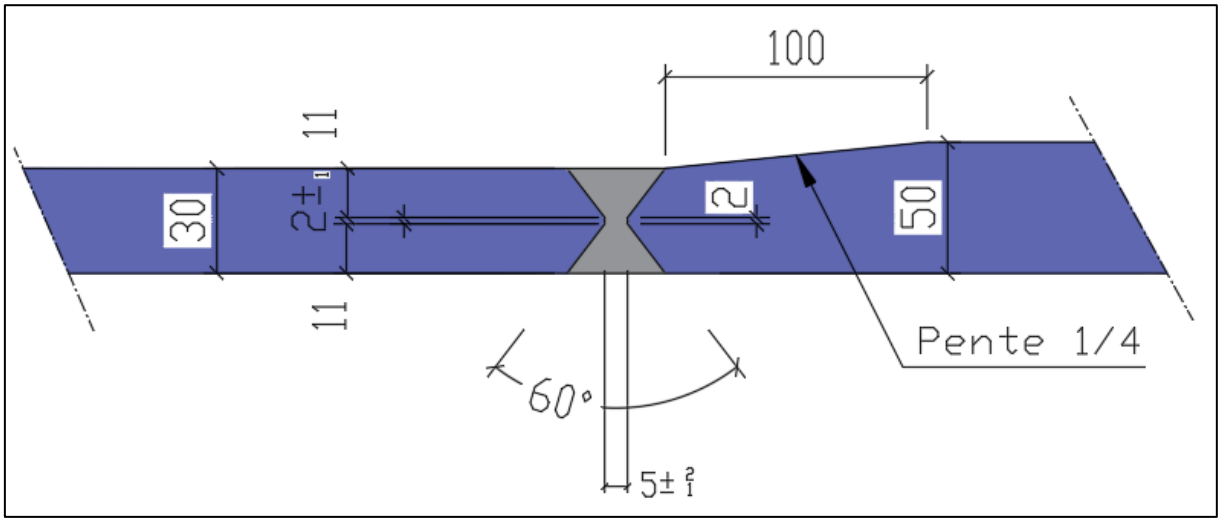


Figure V-26:Détail de soudure de la semelle supérieure

V.14.3.1. Contrôle de soudure

Le contrôle des joints soudés est essentiel pour assurer la qualité attendue des assemblages. Il existe plusieurs méthodes permettant de détecter la présence, le nombre et la taille des défauts. Ces méthodes se répartissent en deux grandes catégories :

Contrôles destructifs

Ils sont principalement réalisés sur des éprouvettes et servent à valider les procédés de soudage. Ces essais impliquent la destruction partielle ou totale de l'échantillon.

Contrôles non destructifs (CND)

Ces contrôles sont effectués sans endommager la structure. Les méthodes les plus courantes sont :

- L'examen visuel, qui permet de repérer des défauts de surface visibles à l'œil nu (fissures, sous-coupes, etc.).
- La radiographie, efficace pour détecter des défauts internes comme les porosités ou les inclusions de laitier. Elle est moins performante pour repérer les fissures parallèles à la direction des rayons.
- Les ultrasons, bien adaptés pour identifier des fissures ou des défauts de liaison internes. Cette méthode offre une bonne précision sur la taille et la localisation des défauts, mais elle nécessite une grande expertise pour interpréter correctement les signaux, car de nombreux échos parasites peuvent perturber la lecture

CHAPITRE VI :

EQUIPEMENT DE PONT

VI.1. INTRODUCTION

Dans la conception et la réalisation des ouvrages d'art, les équipements occupent une place essentielle, car ils contribuent directement à la sécurité, à la durabilité et au bon fonctionnement de la structure.

Ces équipements assurent l'interface entre le pont et son environnement en remplissant plusieurs fonctions clés tel que la transmission des charges vers les appuis, l'accompagnement des mouvements relatifs de la structure (dilatation, retrait, fluage), l'évacuation des eaux de ruissellement, continuité de la circulation, protection des usagers, et facilitation de l'accès pour les opérations d'inspection et de maintenance.

VI.2. APPAREILS D'APPUIS

Un appareil d'appui de pont est un dispositif mécanique placé entre le tablier de l'ouvrage et ses appuis fixes (culées ou piles). Il a pour fonction principale de transmettre les actions verticales engendrées par le poids propre de la structure (charges permanentes) et les charges d'exploitation, qu'elles soient routières ou ferroviaires.

En plus de cette fonction de transmission des efforts, l'appareil d'appui permet également les mouvements de rotation et/ou de translation du tablier, dus notamment aux variations de température, au fluage, au retrait du béton, ou encore aux déformations liées aux charges mobiles.

VI.3. TYPES D'APPAREILS D'APPUIS

Il existe plusieurs types d'appareils d'appui, classés en fonction de leur conception et des mouvements qu'ils permettent. Les plus courants sont les appuis en élastomère fretté, qui autorisent de faibles rotations et déplacements horizontaux, tout en étant simples à entretenir. Les appuis à pot sont utilisés pour les ponts plus sollicités, car ils peuvent transmettre des efforts plus importants et accepter des rotations élevées. On trouve également des appuis à rotule, adaptés aux structures nécessitant une grande liberté de rotation, ainsi que des appuis glissants (type Teflon-acier inox) qui permettent de grands déplacements horizontaux.

Selon le guide technique de SETRA « Guide technique Appareils d'appui à pot Utilisation sur les ponts, viaducs et structures similaires » pour des réactions d'appui limitées à 12 MN (calculé à l'ELU), l'appareil d'appui en élastomère fretté convient parfaitement. Au-delà de 20 MN, les appareils d'appui à pot sont préférables car ils limitent l'encombrement du dispositif.

VI.3.1.1. Appareils d'appuis à pot

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

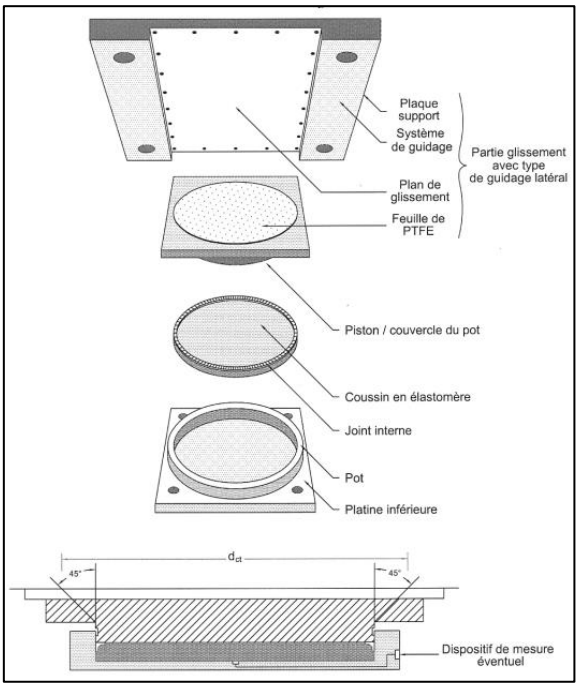


Figure 0-1: Composition schématique d'un appareil d'appui à pot

VI.4. CONDITIONS D'APPUIS

On a adopté le modèle proposé par le guide *SETRA* ***Appareils d'appui à pot*** et on s'est arrêté sur le schéma suivant :

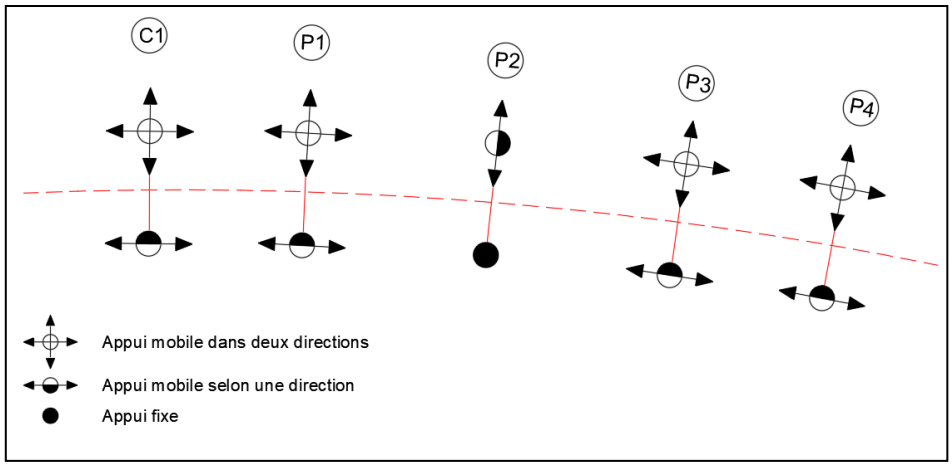


Figure 0-2: Conditions d'appuis

VI.5. LE DIMENSIONNEMENT DES APPAREILS D'APPUIS :

VI.5.1.1. Vis-à-vis des efforts verticaux

Descentes de charges

A partir du model réalisé à l'aide du logiciel MIDAS Civil, nous avons retenu les valeurs des réactions maximales obtenue sous chargement de la combinaison (UIC 71 SW/2) a l'ELU fondamental.

Tableau 0-1:Descente de charge maximale sur chaque appui.

	C1	P1	P2	P3	P4
R (MN)	9,81	27,342	26,697	27,723	10,169

On prend les valeurs suivantes pour le dimensionnement des appareils d'appuis :

Tableau 0-2:descente de charge prise en compte dans les calculs.

	C1 -C2	P1-P2-P3
R (MN)	10,169	27,723

Surface du pot S_P

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

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

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

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

D'où on obtient :

Tableau 0-3:surface minimale du pot.

	C1 -C2	P1-P2-P3
Sp	0,254	0,693

Surface du coussin S_C

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

Avec : $f_U = 60{,}00$ Mpa et $\gamma_M = 1{,}3$

$f_{e,d} = 46.15$ Mpa

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

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

D'où on obtient :

Tableau 0-4:surface minimale du coussin.

	C1 -C2	P1-P2-P3
Se	0,22	0,601

Efforts horizontaux longitudinaux pour les appareils d'appui à pot glissant

Selon le guide SETRA les efforts horizontaux dans les appuis à pot glissant se calcule comme suit :

$H = (u_{max} + pp) \times v$

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

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

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

On obtient les résultats suivants :

Tableau 0-5: charge horizontale dans les appuis glissants

	C1- P4	P1-P3
H (MN)	0,356	0,970

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

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

$u_a = 0{,}5\ u_{max}\ (1 + \alpha)$

$u_r = 0{,}5\ u_{max}\ (1 - \alpha)$

u_a : Coefficient de frottement à retenir dans le cas défavorable

u_r : Coefficient de frottement à retenir dans le cas favorable

α : Coefficient de dégressivité dépendant de nombre d'appareil d'appui glissante

Tableau 0-6:Coefficient α selon le guide SETRA

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

4<n= 9 ≤10 donc $\alpha = \frac{16-9}{12}$ **α = 0,58**

$u_a = 0,5 \times \mathbf{3.2} \times (1 + 0,58)$ $u_a = 2,53\%$

$u_r = 0,5 \times \mathbf{3.2} \times (1 - 0,58)$ $u_r = 0,67\%$

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

$$H_{P2} = [u_a \times (V_{C0} + V_{P1})] - [u_r \times (V_{P3} + V_{C4})] + H_{freinage}$$

$$H_{P2} = [2,53\% \times (10,169 + 27,723)] - [0,67\% \times (27,723 + 10,169)] + 5,5$$

$$H_{P2} = 0,7048 + 5,5$$

$$H_{P2} = 6,20 \text{ MN.}$$

VI.6. CHOIX DE L'APPAREIL

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

Tableau 0-7: Exigences a respecter pour le choix des appareils d'Appius

Appuis	Effort vertical (MN)	Effort horizontale (MN)
C1-P4 (glissant)	10,169	0,356
P1-P3 (glissant)	27,723	0,970
P2 (fixe)	27,723	6,200

VI.7. DÉ D'APPUI

Un dé d'appui est un élément en béton armé ou précontraint, réalisé à la tête des piles ou des culées, destiné à recevoir directement les appareils d'appui. Son rôle principal est d'assurer une répartition homogène des efforts verticaux et horizontaux transmis par le tablier vers l'infrastructure. Pour garantir le bon fonctionnement et la longévité des appareils d'appui, le dé doit offrir une assise stable, rigide et parfaitement plane, sans subir de déformations notables sous les charges.

VI.7.1.1. Dimensionnement de dé d'appuis

Dimensions du dé d'appuis

On choisit les dimensions du dé d'appuis selon les recommandations du guide SETRA comme suit :

- $a_1 = a + 200$
- $b_1 = b + 200$
- $h_1 \geq \frac{a1\ b1}{a1+b1}$

D'après le dimensionnement des appareils d'appuis ci-dessus, on suppose que les dimensions des appareils d'appuis comme dans le tableau suivant et on aura les dimensions du dé d'appuis comme suit :

Tableau 0-8:Dimension des appareils et de d'appuis

		C1 -C2	P1-P2-P3
Dimension des appareils d'appuis	A (mm)	800	1200
	B (mm)	1000	1400
Dimensions du dé d'appuis	a1 (mm)	1000	1400
	b1 (mm)	1200	1600
	h1 (mm)	600	800

VI.7.2. Ferraillage du dé d'Appui

Selon le guide du **BAEL 91 révisée 99 Annexe E 8,2,3** la section d'acier est calculé comme suit :

Frettage de surface As

$$A_s = 0{,}04\ \frac{R}{fsu} \qquad \text{avec} \qquad f_{su} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 435\ \text{Mpa}$$

Pour C1 - P4 :

$$A_s = 9{,}35\ \text{cm}^2$$

Pour P1 - P2 - P3 :

$$A_s = 25{,}49\ \text{cm}^2$$

VI.7.3. Ferraillage d'éclatement

$$A_{ej} = \frac{R_j}{K_j \times fsu} \qquad \text{avec} \qquad f_{su} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 435\ \text{Mpa}$$

Avec :

$k_j = 1$ si j repère une position d'extrémité.

$k_j = 1{,}5$ si j repère une position intermédiaire.

$$A_e + A_s = \sup \begin{cases} max(Aej) & + & 0{,}04 \frac{R}{fsu} \\ 0{,}15 \frac{Max(Rej)}{fsu} & + & 0{,}04 \frac{R}{fsu} \end{cases}$$

Pour C1 - P4 :

$$A_e + A_s = \sup \begin{cases} 15{,}58 & + & 9{,}35 \\ 35{,}06 & + & 9{,}35 \end{cases}$$

$$A_{totale} = 44{,}41 cm^2$$

Pour P1 - P2 - P3 :

$$A_e + A_s = \sup \begin{cases} 42{,}48 & + & 25{,}49 \\ 95{,}6 & + & 25{,}49 \end{cases}$$

$A_{totale} = 120{,}76 cm^2$

Tableau 0-9: résultats du calcul du ferraillage des dés d'appuis

	C1 - P4		P1 - P2 - P3	
	FRETTAGE	ECLATEMENT	FRETTAGE	ECLATEMENT
Surface d'acier A	9,35	35,06	25,49	95,6
Nombre de barres	5HA16	18HA16	6HA25	20HA25

VI.8. JOINT SOUS BALLAST

Le joint sous ballast est un dispositif installé près des ouvrages d'art qui gère les déplacements entre la voie ferrée et la structure rigide tout en assurant la continuité de la voie.

Fonctions :

- Permettre les mouvements liés à la dilatation thermique et aux tassements.
- Transmettre les efforts entre les rails.
- Maintenir l'alignement et le nivellement de la voie.
- Limiter les contraintes dues aux différences de comportement entre remblai et ouvrage.
- Faciliter la maintenance grâce au démontage partiel des éléments de voie.

VI.9. CALCUL DU SOUFFLE

a) Effet thermique

$$\Delta L = L \times \alpha \times \Delta T$$

ΔL : variation de la longueur

L : longueur dilatable

α_T : coefficient de dilatation thermique

- Structure en béton : 10.10^{-6}/°C
- Structure métallique ou mixte : 12.10^{-6}/°C

ΔT : différence de température

$$\Delta Lthermique = 137{,}7 \times 12.\ 10^{-6} \times 28$$

$$\boldsymbol{\Delta Lthermique}\textbf{=4,62 cm}$$

b) Retrait :

$$\Delta Lretrait = \varepsilon r \times L$$

$$\Delta Lretrait = 0{,}0005 \times 137{,}7$$

$$\boldsymbol{\Delta Lretrait = 6{,}885\ cm}$$

c) Fluage :

$$\Delta Lfluage = Kfl \times\ 10^{-4}\ \times L$$

$$\Delta Lfluage = 2 \times\ 10^{-4}\ \times 137{,}7$$

$$\boldsymbol{\Delta L_{fluage}}\textbf{ =2,754 cm}$$

d) Rotation d'extrémité sous chargement :

On prend en compte la tolérance de rotation de notre tablier mixte a 0,01 rad et la hauteur du tablier su appuis d'extrémité h = 3,95m.

$$\Delta Lrotation\ = h \times tang\ 0{,}01$$

$$\Delta Lrotation\ = 3{,}95 \times tang\ 0{,}01$$

$$\boldsymbol{\Delta Lrotation\ = 3{,}95\ cm}$$

e) Souffle finale :

$$\Delta Ltotale = \Delta Lthermique + \Delta Lretrait - \Delta Lfluage + \Delta Lrotation$$

$$\Delta Ltotale = 0{,}462 + 6{,}885 + 2{,}754 + 3{,}95$$

$$\boldsymbol{\Delta Ltotale = 18{,}209 cm}$$

Recommandation

- On prévoit des joints sous ballaste au niveau des culées de 20 cm sur les culées pour reprendre la dilatation de 18,209 cm, et un joint de 40 cm au niveau de la pille cul P4 pour reprendre 36,418 cm.
- Un appareil de dilatation ferroviaire est prévu en raison du souffle important calculé au niveau de la pille culée P4.

VI.10. APPAREIL DE DILATATION FERROVIAIRE

Un appareil de dilatation ferroviaire (ADF) est un dispositif installé dans la superstructure de la voie ferrée, à l'approche ou sur un ouvrage d'art, permettant de compenser des déplacements longitudinaux importants dus aux effets thermiques, retraits, fluages ou rotations d'extrémité des tabliers, tout en assurant la continuité de la voie ferrée pour la circulation des trains.



Figure 0-3: Appareil de dilatation ferroviaire ADF

VI.11. EVACUATION DES EAUX PLUVIALES

L'évacuation efficace des eaux pluviales est fondamentale pour garantir la durabilité et la sécurité d'un pont. En éliminant rapidement l'eau de pluie du tablier, on prévient les risques d'infiltration, de corrosion des armatures et de dégradation des matériaux, ainsi que les dangers liés au gel ou à la formation de flaques. Pour cela, divers équipements sont mis en œuvre, tels que les caniveaux intégrés, les gouttières, les regards et les descentes d'eau, qui collectent et dirigent les eaux vers des systèmes d'évacuation adaptés. La qualité de ces dispositifs et leur bonne maintenance assurent la protection continue de la structure tout en facilitant son entretien.

VI.12. CONCLUSION

Les équipements de pont, au-delà de leur rôle fonctionnel, participent activement à la pérennité de l'ouvrage en limitant les dégradations liées aux contraintes mécaniques et environnementales. Leur choix et leur dimensionnement doivent s'appuyer sur des normes et guides techniques rigoureux, notamment ceux du SETRA, pour garantir une intégration optimale et une maintenance facilitée. Une attention particulière portée à ces éléments contribue ainsi à assurer la sécurité des usagers et la performance globale du pont sur le long terme

CHAPITRE VII :

ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

VII.1. ETUDE SISMIQUE

La vérification des ouvrages face aux actions sismiques de calcul doit garantir un risque de défaillance suffisamment faible en cas de séisme potentiel.

VII.2. CARACTERISTIQUE DE L'OUVRAGE RELATIVES A L'ETUDE SISMIQUE

Conformément aux prescriptions du RPOA 2008, plusieurs classifications essentielles doivent être établies pour définir la situation sismique d'un ouvrage, de la méthode de calcul et des paramètres à adopter. Dans le cas du pont étudié, les caractéristiques sismiques suivantes ont été déterminées :

- Classement du pont : L'ouvrage est classé dans le groupe 1, correspondant à un pont stratégique au regard du risque sismique.
- Zone sismique : Le pont est situé en zone I, caractérisée par une sismicité faible.
- Accélération sismique de référence : Le coefficient d'accélération de zone est A = 0.15, conformément au tableau 3.1 du RPOA.
- Nature du sol : Le site est classé en catégorie S2, correspondant à un sol ferme.
- Le taux d'amortissement du matériau constituant les appuis (béton armé) : ξ =5 %

Masse (RPOA 4.2.2)

Pour le calcul des masses, on doit prendre en compte les valeurs moyennes des charges permanentes de la structures, on considère aussi une part des charges d'exploitation

30% des charges d'exploitations ferroviaires.

Raideurs des éléments (RPOA 4.2.3)

Les raideurs à prendre en compte proviennent des trois parties d'ouvrages suivantes :

- Fondations et sol environnant.
- Appuis.
- Appareils d'appuis.

On négligera la souplesse des fondations pour la justification du tablier et des appuis, les appuis peuvent être considérés fixés au sol.

Méthode de calcul

L'analyse sismique d'un pont peut être conduite soit à l'aide de la méthode spectrale monomodale, reposant sur le mode fondamental, soit par la méthode du spectre de réponse, qui correspond à une approche multimodale linéaire.

Cependant, l'application de la méthode monomodale est conditionnée par le respect de plusieurs critères.

Dans le cas présent, l'élancement significatif des piles ainsi que les autres paramètres géométriques ne permettent pas de satisfaire à ces exigences. Ainsi, **une analyse sismique**

multimodale s'avère nécessaire pour une évaluation plus précise du comportement dynamique de la structure.

VII.3. SPECTRE DE REPONSE

Pour déterminer les modes et les périodes propres, il est nécessaire d'utiliser le logiciel de calcul MIDAS CIVIL. Cela implique de modéliser les piles ainsi que les appareils d'appui, puis de procéder à une analyse modale spectrale.

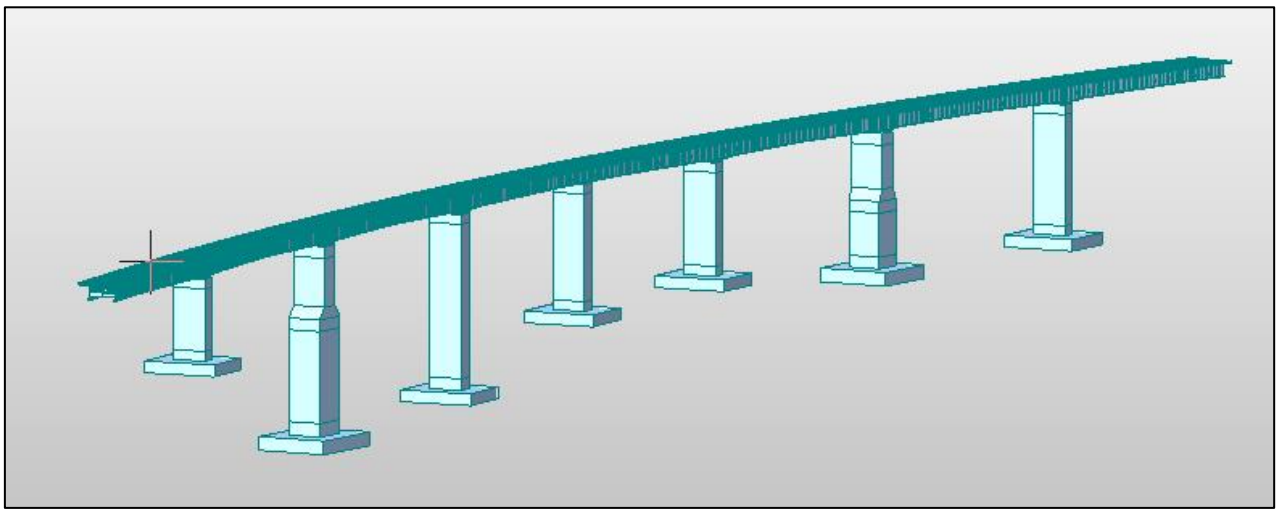


Figure 0-1:Modèle de calcul multimodal.

Le spectre de réponse élastique $\mathbf{S_{ae}}$ constitue généralement la donnée de base pour le calcul sismique. Les spectres de réponses utilisées pour le calcul sont :

SPECTRE DE REPONSE DE LA COMPOSANTE HORIZONTALE

Pour les deux directions longitudinale et transversale, on utilise le spectre montré ci-dessous :

$$\text{Sae}\ (\text{T},\xi)_{(m/s^2)}=\begin{cases}\text{AgS}\left(1+\frac{T}{T_1}(2.5\eta-1)\right) & 0\le T\le T_1\\ 2{,}5\eta\text{AgS} & T_1\le T\le T_2\\ 2{,}5\eta AgS\left(\frac{T_2}{T}\right) & T_2\le T\le 3.0s\\ 2{,}5\eta AgS\left(\frac{3T_2}{T^2}\right) & T\ge 3.0s\end{cases}$$

Sae (T, C) : accélération spectrale du spectre de calcul correspondant à l'amortissement C et à la période T du mode propre considéré dans la direction considérée.

A : coefficient d'accélération de zone. A = 0.15

g : accélération de la pesanteur g = 9.81 m/s^2

S : coefficient du site **S = *f* (S2) = 1.1** (RPOA, tableau 3.3).

T : période du mode propre considéré dans la direction considérée.

T1, T2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site (RPOA, tableau 3.3) :

$$(T1, T2) = f(S2) = (0.15 ; 0.40)$$

η : facteur de correction de l'amortissement : $\eta = \sqrt{7/(2+\xi)} = 1$

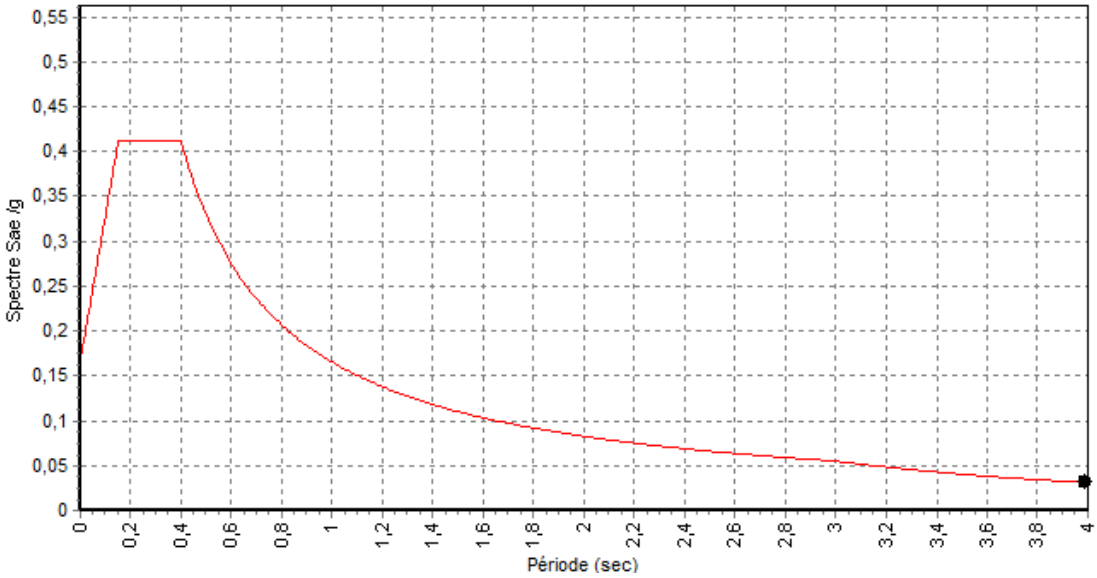


Figure 0-2:Spectre de réponse Sae(T) - Composante horizontale.

SPECTRE DE REPONSE DE LA COMPOSANTE VERTICALE

Pour la composante verticale du séisme, on utilise le spectre montré ci-dessous :

α : coefficient qui tient en compte l'importance de la composante verticale en zone de forte sismicité.

Avec : α (zone I) = 0,7

S : le coefficient de site, dans le cas de la composante verticale, est pris égal à 1.

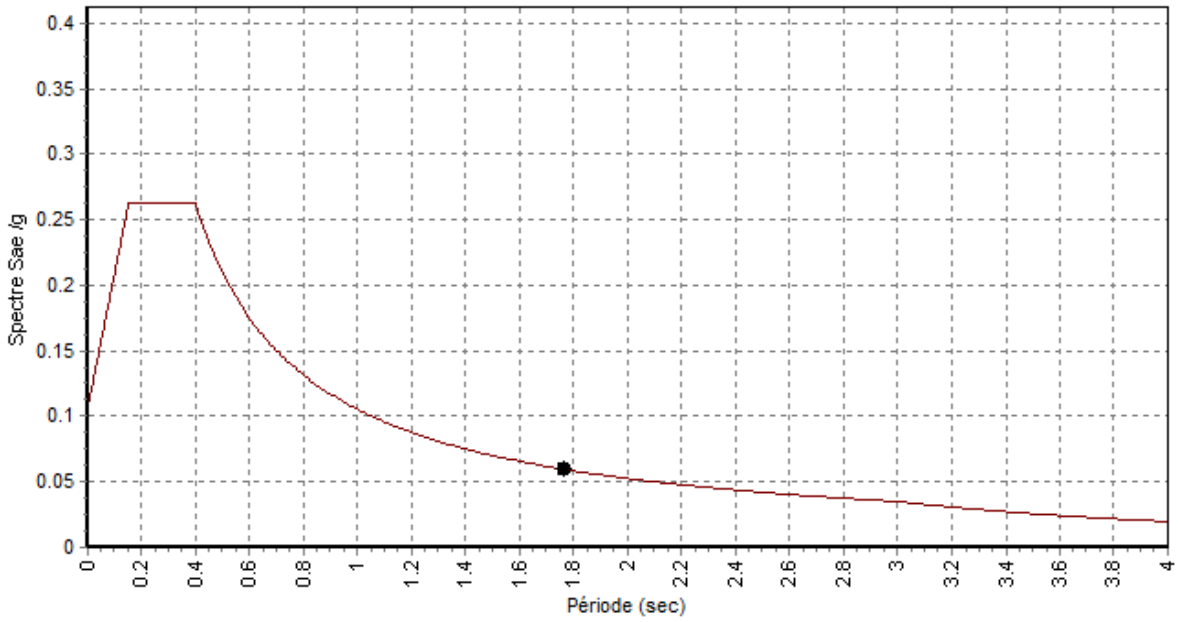


Figure 0-3:Spectre de réponse S_{ae}(T) - Composante verticale.

VII.4. ANALYSE DYNAMIQUE LINEAIRE-METHODE DU SPECTRE DE REPONSE (RPOA 4.3.2.2)

Modes significatifs

Tableau 0-1:Modes propres

Mode No	TRAN-X		TRAN-Y		TRAN-Z	
	MASS (%)	SUM (%)	MASS (%)	SUM (%)	MASS (%)	SUM (%)
1	0.03	0.03	0.00	0.00	0.00	0.00
2	0.02	0.06	0.00	0.00	0.00	0.00
3	0.00	0.06	0.00	0.00	0.00	0.00
4	0.03	0.09	0.00	0.00	0.00	0.00
5	0.02	0.11	0.00	0.00	0.00	0.00
....	....	....	....	....	....	....
90	0.10	0.32	26.44	26.45	0.00	0.00
91	17.82	18.14	0.48	26.93	0.02	0.02
92	9.36	27.50	0.00	26.93	0.00	0.02
93	6.68	34.18	1.69	28.62	0.00	0.02
94	0.00	34.18	0.00	28.62	0.00	0.02
95	0.00	34.18	0.00	28.62	0.00	0.02
96	0.00	34.18	0.00	28.62	0.00	0.02
....	....	....	....	....	....	....
179	0.00	69.61	0.00	67.13	0.01	19.01
180	0.01	69.63	0.03	67.16	0.00	19.01

181	0.01	69.64	0.00	67.16	0.00	19.01
182	0.45	70.09	0.05	67.20	0.02	19.03

Selon le RPOA, tous les modes présentant une contribution significative à la réponse structurale doivent être pris en compte dans l'analyse modale.

Dans le cas présent, la somme des participations massiques modales dans les directions X, Y et Z n'atteint pas les 90 % requis. Ainsi, conformément aux dispositions du RPOA, les valeurs finales des effets de l'action sismique doivent être corrigées à l'aide du facteur suivant :$M_T/\sum M_i^c$.

C'est-à-dire les diviser par 70.09%, 67.20% et 19.03% pour chacune des directions respectives X, Y et Z.

Combinaison des réponses nodales (RPOA 4.3.2.4)

Chaque mode propre de la structure vibre de façon indépendante (dans l'hypothèse linéaire), avec sa propre période et forme modale. Mais dans la réalité, Lors d'un séisme, tous les modes sont excités en même temps,

Donc on ne peut pas juste additionner directement les réponses modales. Il faut utiliser une méthode statistique pour combiner leurs effets.

Dans une direction donnée, les sollicitations E_i (efforts, déplacements, contraintes…), obtenues pour chaque mode propre, sont combinées à l'aide de la méthode de la Combinaison Quadratique Complète (CQC).

Cette méthode, utilisée pour tenir compte de l'interaction entre modes proches, est automatiquement intégrée dans le logiciel de calcul.

$$E = \sqrt{\sum_i \sum_j E_i r_{ij} E_j}$$

r_{ij} : facteur de corrélation calculé en fonction de l'amortissement et le rapport des périodes propres des deux modes i et j.

Combinaison des composantes de l'action sismiques (RPOA 4.3.2.5)

Lorsqu'on analyse la réponse d'une structure au séisme, on la calcule séparément pour chaque direction (X, Y, Z). Mais en réalité, le séisme agit dans toutes les directions en même temps.

Donc, il faut combiner les effets sismiques obtenus dans chaque direction pour estimer la réponse globale de la structure (efforts, déplacements, contraintes…).

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

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

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

Ex, Ey et Ez sont les effets des actions sismiques dans chacune des directions respectives X, Y et Z.

Combinaison des actions de calcul (RPOA 5.1)

A l'ELU :$G + P + E + 0.4\Delta T + D + \Psi Q$

Pour les lignes ferroviaires : $\Psi = 0.3$

Tableau 0-2 : Combinaisons de charge à l'ELA

ELA	Suivant X	G+0.3 (UIC71+SW2) +(Ex±0.3Ey±0.3Ez) ±0.4T+D
	Suivant Y	G+0.3 (UIC71+SW2) +(0.3Ex±Ey±0.3Ez) ±0.4T+D
	Suivant Z	G+0.3 (UIC71+SW2) +(0.3Ex±0.3Ey±Ez) ±0.4T+D

VII.5. ETUDE DE LA PILE

Conception des piles

Toutes les piles sauf la pile 2 et la pile 6 sont de type caisson évidé, c'est-à-dire de section rectangulaire creuse sur toute leur hauteur, à l'exception de la tête (sommier) et de la base, où elles sont pleines afin d'assurer une meilleure transmission des efforts vers les fondations et les appareils d'appui.

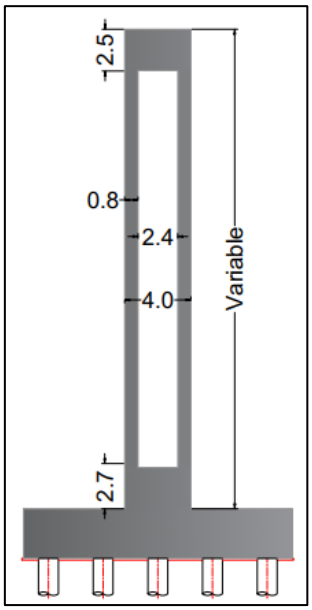


Figure 0-4:Coupe transversale des piles P1 P4 P5 P7

Sauf les piles 2 et 6 sont quant à elles de section variable à étages, avec une géométrie adaptée pour améliorer leur rigidité. Cette conception est rendue nécessaire par la présence d'appuis

fixes en tête, Le renforcement permet ainsi de limiter au maximum la flèche et d'assurer une meilleure stabilité de l'ensemble.

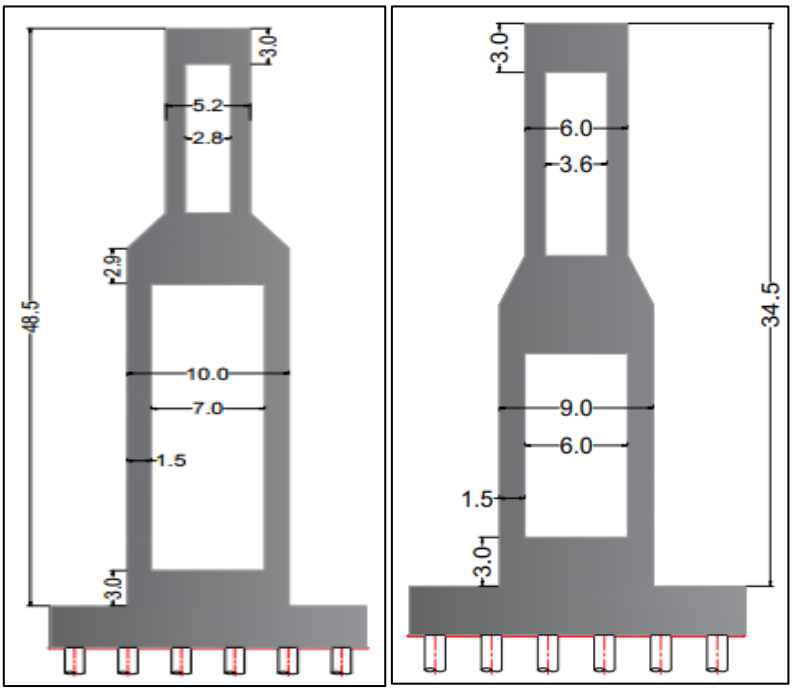


Figure 0-5:Coupe transversale des piles P2 et P6

Vérification de la stabilité de la pile vis-à-vis du flambement (BAEL page 110)

Selon les Règles BAEL, la vérification au flambement est considérée comme satisfaite lorsque le rapport d'élancement λ de l'élément est inférieur à 70.

$$\lambda = l_f / i \leq 70$$

l_f : longueur du flambement de la pile la plus haute : $l_f = 2 \times l_0$.

i : rayon de giration de la section :

$$i_x = \sqrt{\frac{I_x}{s}}\,(transversale) \text{ Et } i_y = \sqrt{\frac{I_y}{s}}\,(\text{Longitudinal}).$$

La vérification au flambement sera effectuée uniquement pour les piles les plus élancées, à savoir : la pile 2, de type à section variable étagée, et la pile 3, de section creuse constante.

Tableau 0-3:vérification du flambement de la pile 2 et la pile 3

	Pile 2	Pile 3	
l_f(m)	97	90	
i_y(m)	1.726302131	1.815874756	
i_x(m)	2.477678325	2.96410732	
λ_y	56.18946896	49.56288956	Vérifié
λ_x	39.14955345	30.36327308	Vérifié

→ Donc il y'a pas de risque de flambement.

Evaluation des efforts agissant sur la pile

Evaluation des efforts sismiques à la base de la pile

Tableau 0-4: Réactions et moments dus au séisme à la base de chaque pile.

Réactions	Pile 01	Pile 02	Pile 03	Pile 4
Rv(kN)	32030,1	95725,5	54206,6	45724,8
Rl(kN)	259,7	1309	379,2	584,2
Rt(kN)	229,6	516,4	304	159
Ml(kN.m)	302	17465,6	7034,3	15366
Mt(kN.m)	4340,8	53754,1	15992,2	17615,6

Combinaisons des efforts

Les combinaisons les plus défavorables sont les suivant :

ELS : NG+SW2+UIC71+0,5*(Freinage SW2+Démarrage UIC71) + T**.**

ELU : 1.35 G+1.2 SW2+1,45 UIC71+1,2 Freinage SW2+1,45 Démarrage UIC71.

ELA : G+0.3 (UIC71+SW2) +E ±0.4T+D.

Tableau 0-5:Combinaison des efforts à la base de chaque fut.

Réactions	Combinaison	Pile 1	Pile 2	Pile 3	Pile 4
R_v(kN)	ELS	54503,9	132090	89847,9	69275,7
	ELU	69872,5	165130,4	116218	87104
	ELA	36488	100382.6	58791.1	49728.8
R_l(kN)	ELS	0	2750	0	0
	ELU	0	6600	0	0
	ELA	82.7	467.9	115	175.2
R_t(kN)	ELA	182.2	474.1	275.6	303
M_l(kN.m)	ELS	26638.4	23389.9	32508.7	23353
	ELU	37352.5	32469.6	44520.6	28903.8
	ELA	7875.7	21480.4	8720.8	19638.8
M_t(kN.m)	ELA	1764.6	19355.3	4985.9	2643

VII.6. FERRAILLAGE DE LA PILE

La pile 3, de type évidé, a été retenue comme **pile représentative** pour l'étude du ferraillage.

Ferraillage de la pile 3

L'armature d'une section rectangulaire creuse est généralement répartie en deux nappes : l'une proche de la face extérieure, l'autre près de la face intérieure.

Pour le dimensionnement de ce type de section, on utilise les abaques de **Walther**, dans lesquels la disposition réelle des armatures est simplifiée par une modélisation équivalente.

Cette dernière considère une armature répartie linéairement, située au milieu de l'épaisseur de la paroi en béton, et suivant une distribution doublement symétrique.

Choix des paramètres

Ainsi l'abaque de section rectangulaire creuse est donc lié à deux paramètres supplémentaires t_x/b et t_y/H(épaisseur de parois relatives).

Section donnée

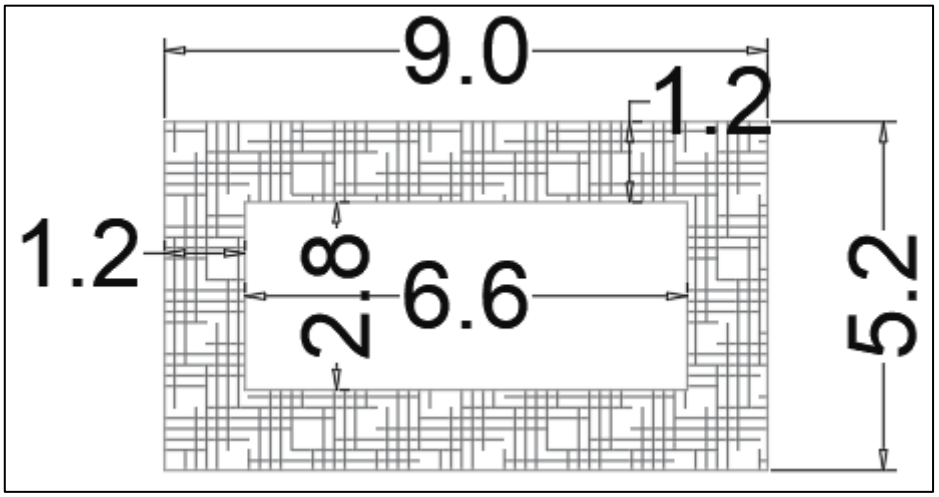


Figure 0-6:Coupe transversale de la pile 2

Orientation de la section

Condition d'orientation : $t_y/H < t_x/b$

Tableau 0-6:Vérification des paramètres de la section creuse

Dimension	Résulats
b(m)	5.2
h(m)	9
t_x(m)	1.2
t_y(m)	1,2
t_y/h	0.13333333
t_x/b	0.23076923

Ainsi : $\frac{t_y}{H} = 0.133 < \frac{t_x}{b} = 0.23 \rightarrow$ ***Condition vérifiée***

Le paramètre t_x/b est également limité à 0.24 →**Condition vérifiée.**

La représentation d'efforts relatifs et sans dimensions (n,m_x,m_y) équivaut à la transformation de la section réelle de dimensions b x H en une section fictive, extérieurement carrée. Lors de cette transformation, la partie peut demeurer rectangulaire ou devenir également carré. Avec :

$\frac{t_y}{H} = 0.133$ Armature linéairement répartie

$$\frac{t_x}{b} = 0.23 \rightarrow \boldsymbol{\beta} = 0.35$$

$$n_x = \frac{N}{b \times h \times f_{c28}} \text{ et } m_x = \frac{M_x}{b \times h^2 \times f_{c28}} \text{ et } m_y = \frac{M_y}{b^2 \times h \times f_{c28}}$$

Tableau 0-7:Effirts relatifs n,mx,my

Dimension	ELU	ELA
N(kN)	103218	58791.1
Ml(kN.m)	44520.6	8720.8
Mt(kN.m)	0	4985.9
N	0.063014652	0.035892002
Mx	0.003019984	0.000591562
My	0	0.000585364

Et A partir de l'abaque de WALTHER, On va tirer la valeur du degré mécanique d'armature totale w tel que :

$$\omega = \mu \times \frac{\sigma_s}{f_{c28}} = \frac{F_{atot}}{bh} \times \frac{\sigma_s}{f_{c28}} \rightarrow F_{atot} = \frac{\omega \times b \times h \times f_{c28}}{\sigma_s}$$

F_{atot} : aire totale de l'armature passive.

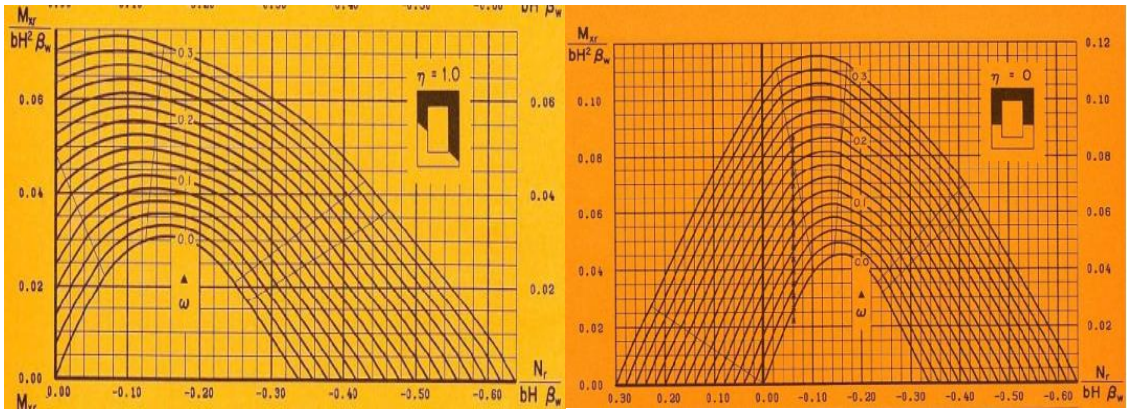


Figure 0-7:abaque de WALTHER (B=0.35)

Les résultats obtenus sont les suivant :

Tableau 0-8:Ferraillage de la pile 3

	ELU	ELA
w	0	0.3
$F_{atot}(cm^2)$	9828	
F_a(coté b)	1474.2	
F_a(coté h)	3439.8	
ϕ(Coté b) (mm)	211HA32	
ϕ (Coté h) (mm)	428 HA32	

Avec :

$$F_a(suivant\ b) = 0.35\ F_{atot}$$

$$F_a(suivant\ h) = 0.15\ F_{atot}$$

Vérification de la condition de non-fragilité

D'après le BAEL :

$$A_{s\,min} = 0.23 \times As(creuse) \times \frac{f_{tj}}{f_e} = 0.23 \times 28.32 \times \frac{35}{500} = 4559.52cm^2$$

Choix des barres

Coté b : 2 nappes de 53 HA25/coté. (As = 1474.2cm²) e = 11 cm.

Coté h : 2 nappes de 107 HA32/coté. (As =3439.8cm²) e = 8.5 cm.

Armatures transversales : (RPOA 7.2.2.2)

Les armatures transversales doivent être disposées pour maintenir chaque barre ou groupe de barres du ferraillage longitudinal et s'opposer à son flambement vers l'extérieur :

$$A_t = \frac{A_l \times f_{el}}{16 \times f_{et}} \times \frac{S_t}{100}$$

St : L'espacement des armatures transversales, égale en zone critique, selon RPOA :

$S_t = Min(24\emptyset_t; 8\emptyset_l; 0.25d \leq 20\ cm$, avec « d » hauteur utile.

On obtient : St =25.6cm et on prend St=26cm.

Tableau 0-9:Ferraillage des armatures transversales.

Dimension	Coté b	Coté h
Al(cm²)	1474.2	3439.8
St(cm)	11	8.5
At(cm²)	230.34375	537.46875
Fi t (mm)	HA14/ e=15cm	HA16/ e=15 cm

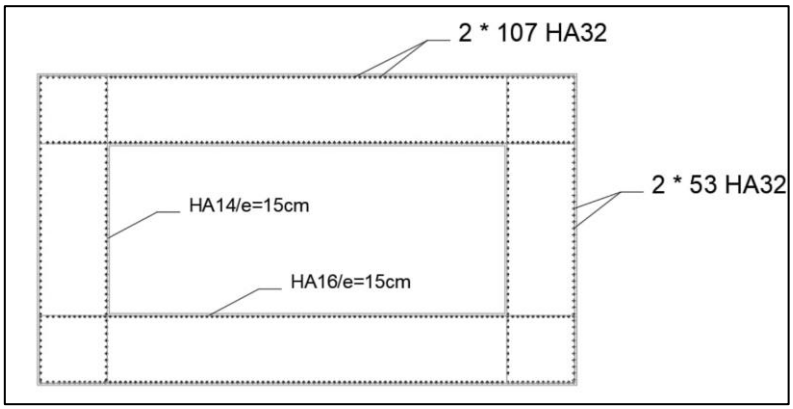


Figure 0-8: Plan de ferraillage de la pile

Ferraillage de la tête de pile (Sommier)

Des efforts localisés importants peuvent apparaître dans la partie supérieure des piles en raison des charges verticales transmises par le tablier. Ces sollicitations engendrent un risque

de fissuration du béton, à la fois selon des plans verticaux et obliques, notamment aux extrémités. Afin de prévenir ces dégradations, il est nécessaire de dimensionner des armatures de renfort au niveau du sommier, conformément aux recommandations du fascicule 73 (PP73).

Armatures de chainage

Ces armatures de chaînage seront généralement disposées en une seule nappe, ancrées aux extrémités. Leur section est déterminée de telle sorte qu'elle équilibre un effort égal à 0.25 fois la descente de charge localisée la plus forte :

N=55,446MN

$$\boldsymbol{A_c = \frac{0.25N}{\sigma_s}}$$

N : Réaction maximale du tablier.

σs: Contrainte maximale des aciers.

$$A_c = \frac{0.2 \times 55.446}{435} = 254{,}9cm^2 \rightarrow \text{On prend alors : 52 HA25.}$$

Armatures horizontales

Pour limiter la propagation d'éventuelles fissures, des armatures horizontales sont placées sous le chaînage, sur une hauteur égale à la moitié de l'espacement des appareils d'appui. Et doivent reprendre 12.5% de la même descente de charge.

$$A_h = \frac{0.125N}{\sigma_s} = \frac{0.125 \times 55.446}{435} = 159.32\ cm^2 \rightarrow \text{On prend alors : 33HA25.}$$

Armatures verticales

Elle est placée la plus près possible de la surface supérieure de l'appui, il s'agit d'armatures croisées est capable de reprendre un effort égal à 4% de R.

$$A_v = \frac{0.04N}{\sigma_s} = \frac{0.04 \times 55.446}{435} = 50.98cm^2 \rightarrow \text{On prend alors : 11HA25.}$$

Armature d'éclatement A_{ej}

Le dimensionnement des armatures d'éclatement a été réalisé préalablement dans l'étude du dé d'appui. Cette vérification permet de s'assurer que le béton résiste correctement aux efforts transversaux induits par l'appui, notamment aux phénomènes d'éclatement dus à la concentration des efforts verticaux.

Tableau 0-10:Choix du ferraillage d'éclatement

As	95.6
Nombre de barres	20HA25/e=20cm

CHAPITRE VIII :

ETUDE DE FONDATION

VIII.1. INTRODUCTION

La fondation constitue un élément fondamental dans la conception d'un ouvrage d'art, puisqu'elle est chargée de transmettre l'ensemble des charges, qu'il s'agisse des charges permanentes (CCP) ou d'exploitation, vers le sol d'assise. Par conséquent, son étude doit être menée avec une grande rigueur dans le cadre de l'étude globale du projet, afin de garantir un choix judicieux et un dimensionnement adéquat. À cet effet, une étude géotechnique approfondie est également indispensable pour assurer la stabilité et la sécurité de l'ouvrage.

VIII.2. ANALYSE DES RESULTATS DE L'ETUDE GEOTECHNIQUE ET DES LEVES TOPOGRAPHIQUES

L'analyse combinée des levés topographiques et des résultats fournis par le bureau d'études géotechniques a permis de tirer les conclusions suivantes :

Capacité portante du sol

Le sol est classé en catégorie S2, avec une très bonne portance sur l'ensemble du tracé de l'ouvrage, ce qui est favorable à la stabilité des fondations profondes.

Relief accidenté

Le terrain présente un relief très irrégulier, avec des dénivelés importants aussi bien dans le sens longitudinal que transversal, ce qui complique les travaux de terrassement.

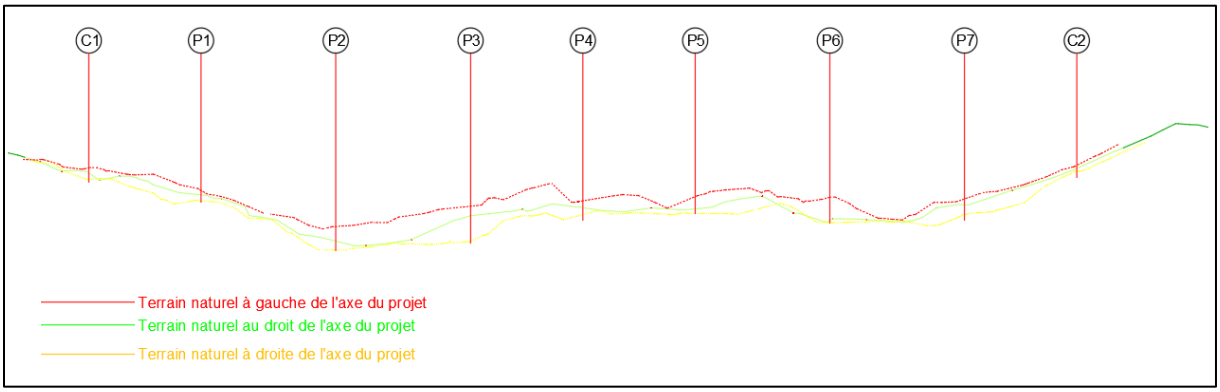


Figure 0-1 : Coupes longitudinale du terrain naturel

Présence d'un oued parallèle à l'ouvrage

Un oued longe le tracé de l'ouvrage. Il est généralement à sec durant la saison estivale, mais connaît des écoulements significatifs en période de pluie, ce qui représente un risque hydraulique pour les fondations.

Contraintes liées à la topographie et à l'environnement

- En raison des fortes dénivelées, les travaux de terrassement au niveau des zones d'implantation des semelles de piles nécessitent des déblais importants, générant des talus particulièrement raides à proximité des appuis.
- La présence de l'oued constitue un risque d'affouillement à long terme pour certaines semelles de piles, notamment celles des piles P2, P3, P6 et P7.

Recommandations :

1-Stabilité des pentes

Une étude de stabilité des pentes est impérative avant, pendant et après les travaux de terrassement, afin de garantir la stabilité des talus et la sécurité des piles.

2-Protection contre l'affouillement

Pour prévenir les effets d'érosion liés à l'écoulement de l'oued, il est recommandé d'ancrer les semelles des piles exposées à ce risque (P2, P3, P6 et P7) à une profondeur minimale de 3 mètres. Cette mesure permettra d'assurer la durabilité des fondations et la résistance de l'ouvrage face aux agressions hydrauliques.

VIII.3. CHOIX DU TYPE DE FONDATION

On distingue généralement trois grandes catégories de fondations :

1. Les fondations superficielles
2. Les fondations semi-profondes
3. Les fondations profondes

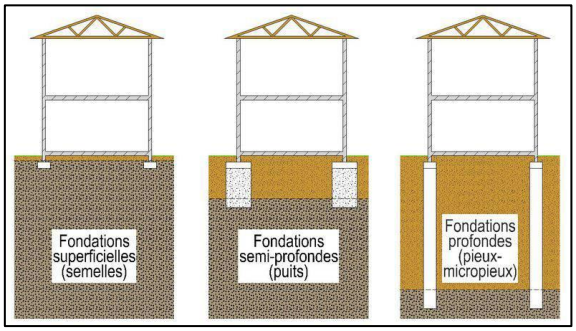


Figure 0-2: Les trois types de fondation

Compte tenu des charges très élevées générées par l'ouvrage, ainsi que de la nature fortement accidentée du terrain, le recours à des fondations profondes s'est imposé comme la solution la plus appropriée.

VIII.4. ÉTUDE DE FONDATION PROFONDE SUR PIEUX

Prédimensionnement des fondations

Après avoir opté pour le choix des fondations profondes nous avons choisit une conception de groupe de pieux de diamètre D=1,2m de nombre N diffèrent d'une fondation a une autre, avec un entraxe de 3,3 m.

Principe de calcul de profondeur des pieux

Les pieux travaillent en mobilisant des résistances du sol par deux mécanismes principaux : la résistance de frottement latéral (Q_s) et la résistance en pointe (Q_p). Par effet la résistance limite du pieu s'écrit comme suit :

$$\mathbf{Q_l=Q_s+Q_p}$$

Avec :

$$\mathbf{Qs = q_s \times A_s}$$

$$\mathbf{Qp= q_p \times A_p}$$

A_s : Surface latérale du pieux

A_p : Surface de pointe du pieu

q_s : Résistance due au frottement du sol sur la surface latérale du pieu.

q_p : Résistance unitaire du sol sous la pointe.

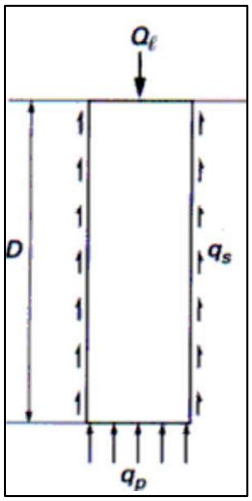


Figure 0-3: Différentes charges constituant la résistance ultime du pieux

Afin de déterminer la profondeur des pieux pour chaque fondation nous avons allons calculer les résistances q_s et q_p puis la charge limite totale du groupe de pieux en tenant compte de l'effet du groupe (coefficient d'efficacité). On s'arrêtera a la profondeur qui nous permet d'atteindre une résistance qui vérifie.

VIII.5. CALCUL DES RESISTANCES Q_P ET Q_S A PARTIR DES ESSAIS AU PRESSIOMETRE MENARD (FASCICULE N° 62 - TITRE V _ ANNEXE C.3. _)

Cette étude se basera sur le contenu du rapport géotechnique fournit par le bureau d'étude, notamment sur les résultats des essais pressiométriques et des sondage carottés (résultats en annexe X).

NB : la position des essais ne correspond pas à la position exacte des fondations, par conséquence on travaillera à base des essais les plus proche de notre fondation.

Tableau 0-1: essai correspondant à chaque fondation

	Sondage pressiométrique	Sondage carotté
C1	Pr9	Sc6
P1	Pr10	
P2	Pr12	
P3	Pr14	
P4	Pr14	
P5	Pr15	
P6	Pr16	
P7	Pr19	
C2	Pr20	Sc5

Calcule de la charge limite de pointe Q_p

$$Q_p = A_p \times K_p \times P_{le}^*$$

A_p : Section de la pointe.

K_p : Facteur de portante pressiométrique dépendant du type de sol et du mode de mise en œuvre du pieu.

P_{le}^* : Pression limite nette équivalente à la base du pieu.

Nature des terrains		Éléments mis en œuvre sans refoulement du sol	Éléments mis en œuvre avec refoulement du sol
ARGILES - LIMONS	A	1,1	1,4
	B	1,2	1,5
	C	1,3	1,6
SABLES - GRAVES	A	1,0	4,2
	B	1,1	3,7
	C	1,2 (***.*)	3,2
CRAIES	A	1,1	1,6
	B	1,4	2,2
	C	1,8	2,6
MARNES, MARNO-CALCAIRES		1,8	2,6
ROCHES ALTÉRÉES (1) (***.**)		1,1 à 1,8	1,8 à 3,2

(1) La valeur de k_p pour ces formations est prise égale à celle de la formation meuble du tableau à laquelle le matériau concerné s´apparente le plus.

Figure 0-4: Détermination de la valeur de Kp selon le type de sol

On calcul Ple* comme suit :

$$\text{Ple} * = \frac{1}{3a + b} \int_{D-b}^{D+3a} \text{Pl} * \ \text{dz}$$

Avec :

Pl* : Pressions limite nette.

a= B/2 si B>1m ou a= 0,5 si B<1m

B=min(a,h) avec h : l'encrage de la fondation dans la couche porteuse.

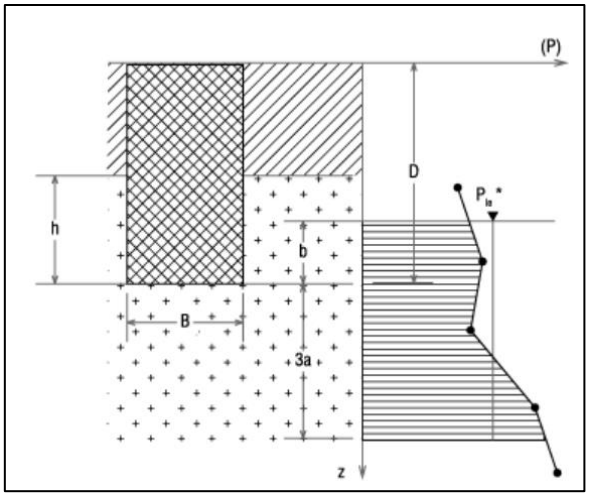


Figure 0-5: Paramètres de calcule de Ple*

Calcule de la charge limite du au frottement Q_s :

$$\text{Qs} = P \int_0^h \text{qs (z) dz}$$

P : périmètre du pieux

qs : le frottement latéral unitaire limite a la cote z lu de l'abaque dépendant du type de sole et de pieux.

h : la hauteur ou s'exerce le frottement latéral

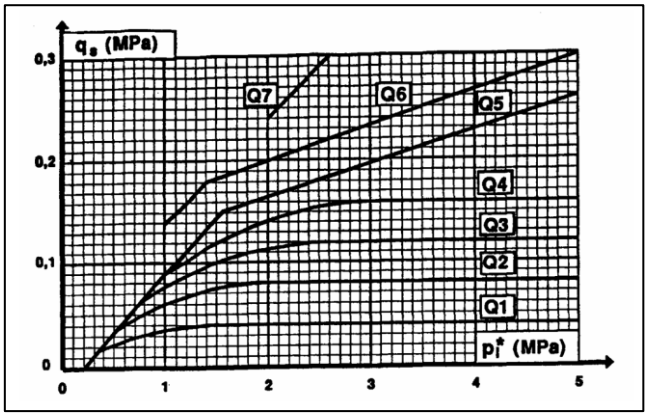


Figure 0-6 : courbe de q_s en fonction du type de sol, de la pression limite nette moyenne et le type de pieu

Pour le choix de l'abaque on suit le tableau suivant :

Tableau 0-2 : Tableau du choix de l'abaque pour la determination de qs.

	ARGILES LIMONS			SABLES GRAVES			CRAIES			MARNES		ROCHES
	A	B	C	A	B	C	A	B	C	A	B	
Foré simple	Q_1	Q_1, Q_2 (1)	Q_2, Q_3 (1)	-			Q_1	Q_3	Q_4, Q_5 (1)	Q_3	Q_4, Q_5 (1)	Q_6
Foré boue	Q_1	Q_1, Q_2 (1)		Q_1	Q_2, Q_1 (2)	Q_3, Q_2 (2)	Q_1	Q_3	Q_4, Q_5 (1)	Q_3	Q_4, Q_5 (1)	Q_6
Foré tubé (tube récupéré)	Q_1	Q_1, Q_2 (3)		Q_1	Q_2, Q_1 (2)	Q_3, Q_2 (2)	Q_1	Q_2	Q_3, Q_4 (3)	Q_3	Q_4	-
Foré tubé (tube perdu)	Q_1			Q_1		Q_2	(4)			Q_2	Q_3	-
Puits (5)	Q_1	Q_2	Q_3	-			Q_1	Q_2	Q_3	Q_4	Q_5	Q_6
Métal battu fermé	Q_1	Q_2		Q_2		Q_3	(4)			Q_3	Q_4	Q_4
Battu préfabriqué béton	Q_1	Q_2		Q_3			(4)			Q_3	Q_4	Q_4
Battu moulé	Q_1	Q_2		Q_2		Q_3	Q_1	Q_2	Q_3	Q_3	Q_4	-
Battu enrobé	Q_1	Q_2		Q_3		Q_4	(4)			Q_3	Q_4	-
Injecté basse pression	Q_1	Q_2		Q_3			Q_2	Q_3	Q_4	Q_5		-
Injecté haute pression (6)	-	Q_4	Q_5	Q_5		Q_6	-	Q_5	Q_6	Q_6		Q_7 (7)

(1) Réalésage et rainurage en fin de forage.
(2) Pieux de grande longueur (supérieure à 30 m).
(3) Forage à sec, tube non louvoyé.
(4) Dans le cas des craies, le frottement latéral peut être très faible pour certains types de pieux. Il convient d'effectuer une étude spécifique dans chaque cas.
(5) Sans tubage ni virole foncés perdus (parois rugueuses).
(6) Injection sélective et répétitive à faible débit.
(7) Injection sélective et répétitive à faible débit et traitement préalable des massifs fissurés ou fracturés avec obturation des cavités (***.**).

Effet du groupe :

La résistance limite d'un groupe de pieux s'écrit comme suit :

$$Q_{u\ groupe} = N \times C_e \times Q_{u\ pieu}$$

$Q_{u\ groupe}$: La résistance ultime du groupe.

N : Le nombre de pieux.

$Q_{u\ pieu}$: Resistance d'un pieu isolé.

C_e : Coefficient d'efficacité calculé par la formule de « Converse Labarre » qui prend en compte de diametre et l'entraxe des pieux et leurs disposition (nombre de lignes et de colonnes)

$$C_e = 1 - \frac{2\,arctan\,B/S}{\pi}\,(2 - \frac{1}{m} - \frac{1}{n})$$

En utilisant la cette formule, on aura le coefficient d'efficacité de chaque groupe de pieux comme indiqué dans le tableau suivant :

Tableau 0-3:Coefficient d'efficacité pour chaque groupe de pieux.

	Nombre de pieux	m	n	Ce
Culée 1	12	3	4	0,6854
Pile 1	20	4	5	0,6558
Pile 2	36	6	6	0,6299
Pile 3	30	5	6	0,6373
Pile 4	25	5	5	0,6447
Pile 5	25	5	5	0,6447
Pile 6	30	6	5	0,6373
Pile 7	25	5	5	0,6447
Culée 2	12	3	4	0,6854

Charge de fluage

La charge de fluage Q_c est la valeur du chargement au-dessus de laquelle l'enfoncement du pieu ne se stabilise plus dans le temps, même sous charge constante.

Dans notre cas (Pieux forés ne refoulant pas le sol elle s'écrit par :

$$Q_c = \frac{Q\,l}{1{,}5}$$

Détermination de la profondeur des pieux

Pour déterminer la profondeur des pieux on a suivi la procédure suivante :

- On calcule pour la capacité portante de la fondation en fonction de la profondeur des pieux.
- On détermine la descente de charge
- En fixe la profondeur de chaque fondation de tel sorte que sa capacité portante vérifie la descente de charge.

Sollicitation en bas des piles et des culées

Tableau 0-4: Sollicitations à la base de la pile

	Descente de charge a l'ELS (Mpa)	Descente de charge a l'ELU (Mpa)
Culée 1	25,2198	32,78574
Pile 1	66,48	86,424
Pile 2	128,284	173,1834
Pile 3	89,847	116,8011
Pile 4	57,716	75,03
Pile 5	70,89	92,157
Pile 6	94,4115	127,4555
Pile 7	72,18	93,834
Culée 2	24,753	32,039

Détermination de profondeur des pieux et justification a l'ELS et l'ELU

D'après les résultats des calculs (voir feuille de calcul en ANNEXE B) nous avons choisi les profondeurs des pieux suivantes :

Tableau 0-5: Résistance de groupe de pieux selon les profondeurs choisies

	Profondeur recommandé	Ql Groupe	Q C
Culée 1	8m	66,12	44,08
Pile 1	14m	141,16	94,11
Pile 2	17m	270,81	180,54
Pile 3	13m	197,37	131,58
Pile 4	8m	129,95	86,63
Pile 5	13m	154,21	102,81
Pile 6	17m	203,3	135,53
Pile 7	13m	152,06	101,37
Culée 2	8m	86,2	57,47

Selon le fascicule 62 titre v :

$$Q_{ELU} > Q_{adm\ ELU} = \frac{Q\,l}{1,4}$$

$$Q_{ELS} > Q_{adm\ ELU} = \frac{Qc}{1,4}$$

Tableau 0-6 : Chargements admissible à l'ELS et l'ELU.

	Qadm ELU	Q adm ELS
Culée 1	47,229	31,486

Pile 1	100,829	67,219
Pile 2	193,436	128,957
Pile 3	140,979	93,986
Pile 4	92,821	61,881
Pile 5	110,150	73,433
Pile 6	145,214	96,810
Pile 7	108,614	72,410
Culée 2	61,571	41,048

On constate que les chargements appliqués sur les fondations de dépassent pas les valeurs admissibles assurées par les fondations tels qu'elles sont près dimensionnées. Donc nos fondations sont justifiées.

Vérifications des pieux (Calcul appliqué sur la Pille 3)

		ELU	ELA
Réaction en tête de la semelle (Midas)	Mx (KN.m)	8720,8	44520,6
	My (KN.m)	-	4985,9
	V (KN)	116801	5879.11

Calcul de l'effort revenant à chaque pieux

Effort revenant à chaque pieux se donne par la formule suivante :

$$Ni = \frac{N}{n} \pm \frac{Mx\ x\ Y}{\Sigma Y^2} \pm \frac{My\ x\ X}{\Sigma X^2}$$

Avec :

n : nombres des pieux.

N : effort normal.

Mx , My : moments dans les sens x et y.

X , y : la distance des pieux par rapport à l'axe de la semelle.

N_{max} (KN.m)	N_{min} (KN.m)
4329,05	3457,69

Vérification au poinçonnement et au soulèvement

$N_{max} = 4329,05 < Q_{pieux} = 6576,93KN$ → Pas de risque de poinçonnement.

$N_{min} = 3457,69 > 0 \rightarrow$ Pas de risque de soulèvement.

VIII.6. FERRAILLAGE DES PIEUX

Pour déterminer le ferraillage longitudinale et transversal des pieux on utilise le logiciel EXPERT 2010 qui se base sur les hypothèses du BAEL, en tenant compte :

- Du diamètre du pieu (D),
- De la classe de béton (C 25/30),
- Du type d'acier (HA 500),
- De l'enrobage (50 mm),
- Des efforts sollicitants (V_d, M_{yd}, M_{xd}).

Dispositifs de construction (selon BAEL91)

- Armatures longitudinales ≥ 0,2 % de la section béton, (A.8.1.21),
- Nombre de barres longitudinales minimale = 6 barres (A8.1.22),
- Spires ou cadres espacés de [15×Ølong max ; 40cm ; D+10cm] (A.6.1.25),
- Diamètre minimal des cadres : 1/3 du Ø des barres longitudinales (A.6.1.25).

Ferraillage longitudinal

Section des armatures donnée par le logiciel Robot expert : **As= 113,1 cm²** avec disposition sismique

On prend As = 113,1 cm²

On prend 24HA25 avec St= 14cm

Ferraillage transversal

En prend des spires de **Ø = 14 mm** espacé de **e= 15 cm** en zone critique et **e=20 cm** en zone courante.

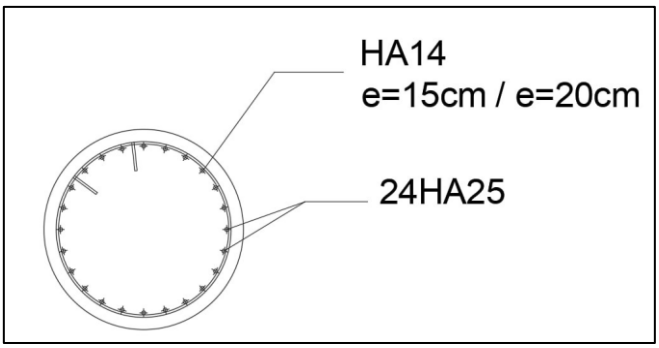


Figure 0-7:Ferraillage d'un pieu

VIII.7. ÉTUDE DE LA SEMELLE SOUS PILLE P3

Dimensionnement de la semelle

- Longueur=19,2m
- Largeur=16,2m

- Hauteur=3,5m
- ϕ_{Pieux}=1.2m
- L= 3,3m (Entraxe des pieux)
- b= 5,2m (épaisseur de la pile)

Méthode des bielles :

Selon le guide SETRA PP 73 pour utiliser la méthode des bielles l'ange d'inclinaison de la bielle avec l'horizon soit supérieure ou égale a 45° donc on doit vérifier la condition suivante :

$$h > \frac{l}{2} - \frac{b}{4}$$

$\frac{3,3}{2} - \frac{5,2}{4} = 0,35 < 3.5$ m **Condition Vérifiée**

→ La méthode des bielles est applicable

Calcul de la section d'acier

Armatures transversales inferieures

Selon le guide SETRA PP 73, la section As, des armatures transversales relatives à un couple de pieux, déterminée par la méthode des bielles, est égale à :

$$\boldsymbol{A_S = \frac{N\max}{\overline{\sigma}_a} \times \frac{\frac{L}{2} - \frac{b}{4}}{h}}$$

$\boldsymbol{N}$**max=** 6576,93KN (Réaction maximale)

$\overline{\sigma}_a$**= 2/3 fe = 333,333 MPa**

As= 197,3cm²

41HA25

Ces armatures transversales sont placées dans des bandes axées sur les pieux et de largeur égale à la somme du diamètre ∅ des pieux et de la hauteur h de la semelle.

$$L = h + \phi_{Pieux} = 3,5 + 1,2$$

$$L = 5,7 \text{ m}$$

As= 34,61cm²/ml on prend : 8HA25 /ml

L'espacement des armatures dans la bande de largeur L

$$S_t = \frac{L}{n-1}$$

$$S_t = \frac{570}{41-1}$$

S_t = 14,25 cm

Armatures longitudinales inferieures

Des armatures longitudinales (A_{S1}) sont à disposer dans le sens de la longueur de la semelle. Leur section par mètre de largeur est au moins égale au tiers de celle des armatures des poutres incorporées transversales (A_S)

On prend :

$A_{s1}=\frac{A_S}{2}$ As1=17,305 cm² /ml on prend 6HA20 (espacement St = 17cm)

Armature supérieure

À sa partie supérieure, d'une armature longitudinale régnant sur toute la longueur de la semelle et dont la section ne doit pas être inférieure à A/10 de la section de l'armature inferieur.

On prend :

Transversalement : **$A=\frac{A_S}{3}$ A = 11,53 cm² /ml 6HA16** (espacement St = 17cm)

Longitudinalement : $A=\frac{A_S}{4}$ **A = 8,6525 cm² /ml 6HA14** (espacement St = 17cm)

Réseaux d'armatures latérales

$$A_l=\frac{A_S}{10}$$

$$A_l=\frac{34,61}{10}$$

A_l= 3,461cm² 4HA12 (escapement St = 25cm)

CONCLUSION GENERALE

CONCLUSION GENERALE

Ce projet de fin d'études constitue une étape fondamentale dans notre parcours de formation d'élèves ingénieurs. Il nous a offert une excellente opportunité de mettre en pratique les acquis théoriques développés tout au long de nos cinq années d'apprentissage, tout en consolidant une méthodologie de travail rigoureuse et un esprit d'analyse critique. C'est également une expérience marquante qui nous a permis de nous confronter aux réalités du métier, à travers un cas concret sollicitant à la fois nos compétences techniques, notre maîtrise des outils numériques, et notre vision globale du génie civil.

À travers cette étude, nous avons approfondi notre compréhension des phénomènes physiques régissant les ouvrages d'art, intégré les exigences normatives, et renforcé nos aptitudes en conception et en dimensionnement des structures. Ce travail a été enrichi par l'analyse de documents techniques, l'utilisation de logiciels spécialisés comme MIDAS CIVIL, ainsi que par les échanges constructifs avec des professionnels du secteur.

L'analyse complète d'un pont illustre parfaitement le caractère multidisciplinaire du génie civil, en mobilisant des domaines variés tels que la résistance des matériaux, la mécanique des milieux continus, la dynamique des structures, la géotechnique, et la modélisation numérique, notamment dans le contexte des structures mixtes.

En résumé, ce projet représente une synthèse aboutie des compétences acquises durant notre formation et constitue une excellente transition vers notre future insertion dans le monde professionnel de l'ingénierie.

BIBLIOGRAPHIE

BIBLIOGRAPHIE

[1] BAEL, Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites, BAEL 91 révisé 99, 1999.

[2] CALGARO, J.A & BERNARD-GELY.A. *Conception des ponts*. Ecole nationale des ponts et chaussées de Paris (France), 1994.

[3] Document SETRA*, Eurocodes 3 et 4, Application aux ponts-routes mixtes acier-béton*, Guide méthodologique, Ministère de l'équipement, des transports, du logement, du tourisme et de la mer (France)*, 2007.*

[4] Document SETRA, *Ponts courants en zone sismique*, Ministère de l'équipement, des transports, du logement, du tourisme et de la mer (France), janvier 2000.

[6] RCPR, Règles Définissant Les Charges A Appliquer Pour Le Calcul Et Les Epreuves Des Ponts Routes, Algérie, 2009.

[7] RPOA, Règles Parasismiques Applicables au domaine des Ouvrages d'Art, Algérie, 2008.

[8] CCM97 : Règles de conception et de calcul des structures en acier Document d'Application Nationale. Partie 1-5 : Règles générales -Règles supplémentaires pour les plaques planes raidies ou non, chargées dans leur plan.

[9] Document SETRA : Guide technique ponts métalliques et mixte, 2004.

[10] Document SETRA :Guide technique, appareil d'appuis à pot, utilisation sur les ponts, viaduc et structures similiaires,Novembre 2007.

[11] Traité de Génie Civil, Ponts en acier, Conception et dimensionnement des ponts métalliques et mixtes acier-béton. 2009.

ANNEXES

ANNEXE A

Résultats de la vérification de la section mixte avec poutre a hauteur constante h=4m

Caractéristiques de la section mixte :

- **Caractéristiques de la section en béton :**

Caractéristique de la section de béton		
	Notation	Section
Air	A(m²)	1,9277
Centre de gravité	Vs(m)	0,1542
	Vi(m)	0,1958
Moment d'inertie	I(m)	0,0158

Caractéristiques de la section métallique

	Caractéristique de la section métallique nL=∞				
	Notation	Section 1	Section 2	Section 3	Section 4
Air	A(m²)	0,2186	0,2632	0,3417	0,3194
Centre de gravité	Vs(m)	2,1320	2,1236	2,1761	2,1831
	Vi(m)	1,8680	1,8764	1,8239	1,8169
Moment d'inertie	I(m)	0,4914	0,6617	0,9465	0,8647

Caractéristique de la section mixte pour la superstructure à long terme :

	Caractéristique de la section mixte pour la superstructure long terme nL=18				
	Notation	Section 1	Section 2	Section 3	Section 4
Air	A(m²)	0,3257	0,3703	0,3417	0,4265
Centre de gravité	Vs(m)	1,3666	1,4528	2,1761	1,5857
	Vi(m)	2,6334	2,5472	1,8239	2,4143
Distance entre Ga et G	a(m)	0,7654	0,6708	0,0000	0,5974
Moment d'inertie	I(m)	0,8818	1,0721	0,9465	1,3195

Caractéristique de la section mixte pour les actions du retrait :

	Caractéristiques de la section mixte pour l'action du retrait nL=15				
	Notation	Section 1	Section 2	Section 3	Section 4
Air	A(m²)	0,3471	0,3917	0,3417	0,4479
Centre de gravité	Vs(m)	1,2702	1,3627	2,1761	1,5006
	Vi(m)	2,7298	2,6373	1,8239	2,4994
Distance entre Ga et G	a(m)	0,8618	0,7609	0,0000	0,6825
Moment d'inertie	I(m)	0,9310	1,1273	0,9465	1,3844

- **Caractéristique de la section mixte pour les surcharges :**

	Caractéristiques de la section mixte pour les surcharges nL=6				
	Notation	Section 1	Section 2	Section 3	Section 4
Air	A(m²)	0,5399	0,5845	0,3417	0,6407

Centre de gravité	Vs(m)	0,7467	0,8487	2,1761	0,9902
	Vi(m)	3,2533	3,1513	1,8239	3,0098
Distance entre Ga et G	a(m)	1,3853	1,2749	0,0000	1,1929
Moment d'inertie	I(m)	1,1989	1,4426	0,9465	1,7738

- **Classification des sections de la poutre :**

	Classification des sections							
	Paroie comprimé	C	t	C/t	ε	Verification ame	Classe de l'ame	classe de section
Setion 1	Ame	3,930	0,035	112,285	0,81	100,440	4	4
	Semelle inf	0,532	0,040	13,312		------		
section 2	Semelle sup	0,532	0,050	10,650		------		4
	Ame	3,890	0,035	111,142		100,440	4	
	Semelle inf	0,532	0,060	8,875		------		
Section 3	Ame	3,820	0,035	109,142		100,440	4	4
	Semelle inf	0,532	100,000	0,005		------		
Section 4	Semelle sup	0,532	0,07	7,607		------		4
	Ame	3,840	0,035	109,714		100,440	4	

→ Section de classe 4

Détermination des contraintes admissible

	Semelle supérieure		Ame		Semelle inférieure	
	Epaisseur	Contrainte admissible	Epaisseur	Contrainte admissible	Epaisseur	Contrainte admissible
Section 1	30	345	35	345	40	345
Section 2	50	335	35	345	60	335
Section 3	80	325	35	345	100	315
Section 4	70	325	35	345	90	315

Moment fléchissant sollicitant la structure pour chaque phase de construction

Phase de construction	Charge considerée		Moment solllicitant MED				
			S1	S2		S3 (appuis)	S4 (mi-travée)
Phase 1	Poutre métallique		4.427	5.415	5.459	11.547	5.958
Phase 2	Béton Frais à mis travé		30.628	-27.828	34.423	59.103	29.077
	Béton frais sur appuis		17.543	-19.228	19.588	41.492	17.991
Phase 3	CCP + retrait		31.397	35.156	36.171	64.477	30.759
Phase 4	ELU	1.35G+1.45 (UIC71+SW/0) ±0.9T	95.337	92.038	112.755	172.702	106.47
		1.35G+1.45 (UIC71+SW/2) ±0.9T	104.429	100.495	123.265	175.016	118.688
		1.35G+1.45 SW0 +1.2 SW/2 ±0.9T	95.318	92.101	112.178	150.027	106.067
		1.35G+1.45 (UIC71+UIC71) ±0.9T	98.059	106.218	119.628	187.798	116.051
		1.35G+1.45 (SW/0+SW/0) ±0.9T	93.168	98.673	110.944	143.552	103.462
	ELS caractéristiques	G+UIC71+SW/0+T	69.718	66.864	83.451	126.032	78.861
		G+UIC71+SW/2+T	75.922	72.696	90.667	127.765	87.699
		G+SW0 +SW2 + T	75.143	71.065	89.427	116.443	85.689
		G+SW0 +SW0 + T	68.939	65.233	82.2	106.7	771.951
		G+UIC 71 +UIC 71 + T	72.311	76.643	88.193	137.214	85.866
	ELS fréquent	G+0.7(UIC71+SW/0) +0.6T	57.886	59.748	72.011	111.619	66.963
		G+0.7(UIC71+SW/2) +0.6T	64.49	63.83	77.069	112.833	72.966
		G+0.7(SW/0+SW/2) +0.6T	63.945	106.034	62.688	106.034	71.637
		G+0.7(UIC71+UIC71) +0.6T	61.963	66.593	75.266	120.574	71.714
		G+0.7(SW/0+SW/0) +0.6T	59.602	58.606	71.135	99.214	65.636

Efforts tranchants sollicitant pour chaque phase de construction

Phase de construction	Charge considerée		Efforts tranchant sollicitant VED			
			S1	S2	S3 (appuis)	S4 (mi-travé)
Phase 1	Poutre métallique		0.453	0.652	0.909	0.399
Phase 2	Béton Frais à mis travé		2.919	3.438	4.158	1.928
	Béton frais sur appuis		1.628	2.489	3.618	1.126
Phase 3	CCP + retrait		2.869	3.759	4.944	1.988
Phase 4	ELU	1.35G+1.45 (UIC71+SW/0) ±0.9T	9.002	10.56	13.885	8.545
		1.35G+1.45 (UIC71+SW/2) ±0.9T	9.856	11.221	13.647	8.689
		1.35G+1.45 SW0 +1.2 SW/2 ±0.9T	9.022	10.677	13.561	4.684
		1.35G+1.45 (UIC71+UIC71) ±0.9T	9.194	11.294	13.707	8.455
		1.35G+1.45 (SW/0+SW/0) ±0.9T	8.926	10.745	13.019	7.786
	ELS caractéristiques	G+UIC71+SW/0+T	6.651	7.627	10.255	5.892
		G+UIC71+SW/2+T	7.24	8.738	10.804	5;976
		G+SW0 +SW2 + T	7.188	8.165	10.71	5.616
		G+SW0 +SW0 + T	6.598	7.973	9.677	5.532
		G+UIC 71 +UIC 71 + T	6.783	8.334	10.848	5.981
	ELS fréquent	G+0.7(UIC71+SW/0) +0.6T	5.756	6.915	9.023	5.096

		G+0.7(UIC71+SW/2) +0.6T	6.669	7.413	9.452	5.37
		G+0.7(SW/0+SW/2) +0.6T	6.132	7.353	9.404	4.903
		G+0.7(UIC71+UIC71) +0.6T	5.849	7.027	9.411	5.159
		G+0.7(SW/0+SW/0) +0.6T	5.719	6.617	8.681	4.844

Résultats et vérifications :

Phase 1 : Poutre seule (structure métallique nue)

Moments et efforts tranchants :

		Section 1	Section 2		Section 3	Section 4	
		M+	M-	M+	M-	M+	
Moment résistant	M c,rd	93,39	110,62	125,19	154,41	168,95	
Moment appliqué	M Ed	4,43	5,42	5,46	11,55	5,96	
Vérification	Med /McRd	0,05	0,05	0,04	0,07	0,04	Vérifié
Effort tranchant	V c,rd	28,19	27,91		27,40	27,55	
effort tranchant	V Ed	0,45	0,65		0,91	0,40	
Vérification	Ved/VcRd	0,02	0,02		0,03	0,01	Vérifié

Contraintes :

		Section 1	Section 2		Section 3	Section 4
Contrainte de calcul	σ_{inf}	16,829	15,355	15,355	-22,251	12,519
	σ_{sup}	19,207	17,378	17,378	26,548	15,042
	$\sigma_{béton}$	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000

Phase 2 : Bétonnage (en deux étapes)

Bétonnage à mi-travée :

Moments et efforts tranchants

		Section 1	Section 2		Section 3	Section 4	
		M+	M-	M+	M-	M+	
Moment résistant	M c,rd	93,39	110,62	125,19	154,41	168,95	
Moment appliqué	M Ed	30,63	-27,83	34,42	59,10	29,08	
Vérification	Med /McRd	0,33	-0,25	0,27	0,38	0,17	Vérifié
Effort tranchant	V c,rd	28,19	27,91		27,40	27,55	
effort tranchant	V Ed	2,92	3,44		4,16	1,93	
Vérification	Ved/VcRd	0,10	0,12		0,15	0,07	Vérifié

Contraintes

		Section 1	Section 2		Section 3	Section 4
Contrainte de calcul	σinf	91,471	66,118	66,118	113,891	53,203
	σsup	47,468	37,710	37,710	135,884	34,945
	σbéton	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000

Bétonnage sur appuis :

Moments et efforts tranchants

		Section 1	Section 2		Section 3	Section 4	
		M+	M-	M+	M-	M+	
Moment résistant	M c,rd	93,387	161,691	149,414	154,408	194,018	
Moment appliqué	M Ed	17,543	19,228	19,588	41,492	17,991	
Vérification	Med /McRd	0,188	0,119	0,131	0,269	0,093	Vérifié
Effort tranchant	V c,rd	28,192	27,905		27,403	27,547	
effort tranchant	V Ed	1,628	2,489		3,618	1,126	
Vérification	Ved/VcRd	0,058	0,089		0,132	0,041	Vérifié

Contraintes

		Section 1	Section 2		Section 3	Section 4
Contrainte de calcul	σinf	91,471	37,710	66,118	135,884	53,203
	σsup	47,468	66,118	37,710	113,891	34,945
	σbéton	0,000	2,600	3,216	0,000	2,370

Phase 3 : Fin du bétonnage (structure rigide)

Moments et efforts tranchants

		Section 1	Section 2		Section 3	Section 4	
		M+	M-	M+	M-	M+	
Moment résistant	M c,rd	121,07	161,24	151,74	205,03	196,62	
Moment appliqué	M Ed	31,40	35,16	36,17	64,48	30,76	
Vérification	Med /McRd	0,26	0,22	0,24	0,31	0,16	Vérifié
Effort tranchant	V c,rd	28,19	27,91		27,40	27,55	
effort tranchant	V Ed	2,87	3,76		4,94	1,99	
Vérification	Ved/VcRd	0,10	0,13		0,18	0,07	Vérifié

Contraintes

		Section 1	Section 2		Section 3	Section 4
Contrainte de calcul	σinf	92,060	82,249	82,249	124,247	55,535
	σsup	42,835	42,496	42,496	148,239	33,341

	σbéton	3,643	0,000	3,664	0,000	2,741

Phase 4 : Mise en service – Application des surcharges

Moments et efforts tranchants

		Section 1	Section 2		Section 3	Section 4	
		M+	M-	M+	M-	M+	
Moment résistant	M c,rd	130,83	161,24	162,51	205,03	209,21	
Moment appliqué	M Ed	104,43	106,22	123,27	187,80	118,69	
Vérification	Med /McRd	0,80	0,66	0,76	0,92	0,57	Vérifié
Effort tranchant	V c,rd	28,19	27,91		27,40	27,55	
effort tranchant	V Ed	9,86	11,29		13,89	8,69	
Vérification	Ved/VcRd	0,35	0,40		0,51	0,32	Vérifié

Contraintes

		Section 1	Section 2		Section 3	Section 4
Contrainte de calcul	σinf	283,364	232,03	121,4473	264,339	201,399
	σsup	-65,0413	61,432	127,8231	322,975	66,2544
	σbéton	15,92113	0	17,06959	0	14,9457

Vérification des contraintes

		Section 1	Section 2		Section 3	Section 4
$\frac{\sigma}{\sigma adm}$	σinf	82%	-69%	36%	-84%	-64%
	σsup	-19%	-18%	38%	99%	20%
	σbéton	64%	0%	68%	0%	60%

On remarque que la contrainte de calcul dans la section 3 est de $\boldsymbol{\sigma_{sup}}$ **= 322,975 MPa**

Et on a $\boldsymbol{\sigma_{adm}}$ = 325 Mpa selon le tableau des contrainte admissible

$$\frac{\sigma sup}{\sigma adm} = \frac{322.975}{325} = \mathbf{0.991}$$

La section 3 travaille a **99%** de sa résistance maximale au niveau de la semelle supérieure.

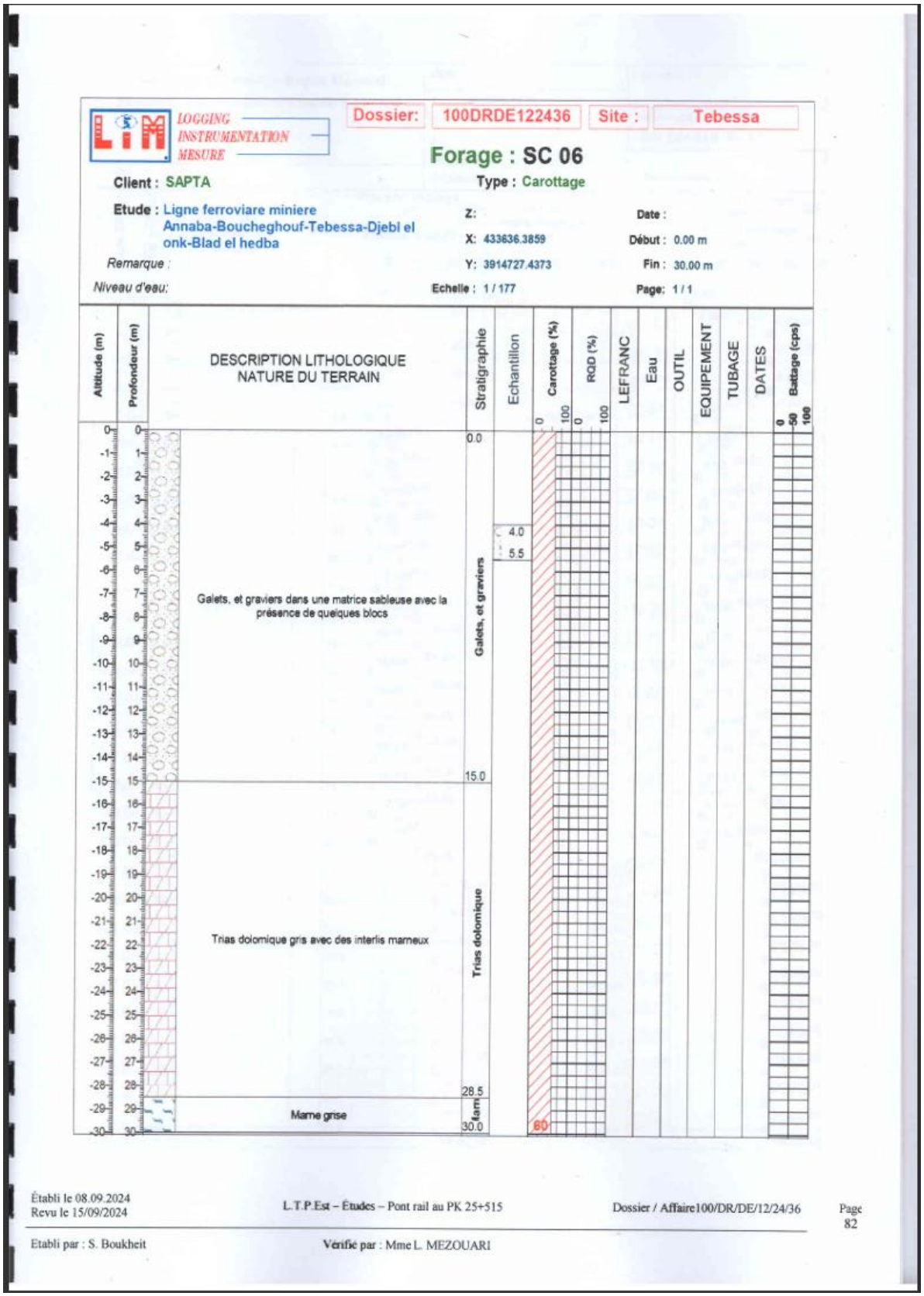
Pour garder un coefficient de sécurité pour notre section on ne peut pas la faire travailler a un taux aussi élevé.

Conclusion : Cette conception est refusée.

ANNEXE B

Résultats des essais géotechniques

Feuille de calcul des fondations sur pieux
Résultats des sondages carottés SC06 et SC05



MESURE INFORMATIQUE GEOLOGIE

GEOSOFT

Dossier: 100DRDE122436 Site : Tebessa

Forage : SC 05

Type : Carottage

Client : SAPTA

Etude : Ligne ferroviare miniere Annaba-Boucheghouf-Tebessa-Djebel el ounk-blad hedba

Z:

X: 433975

Y: 3914643

Echelle : 1 / 177

Date :

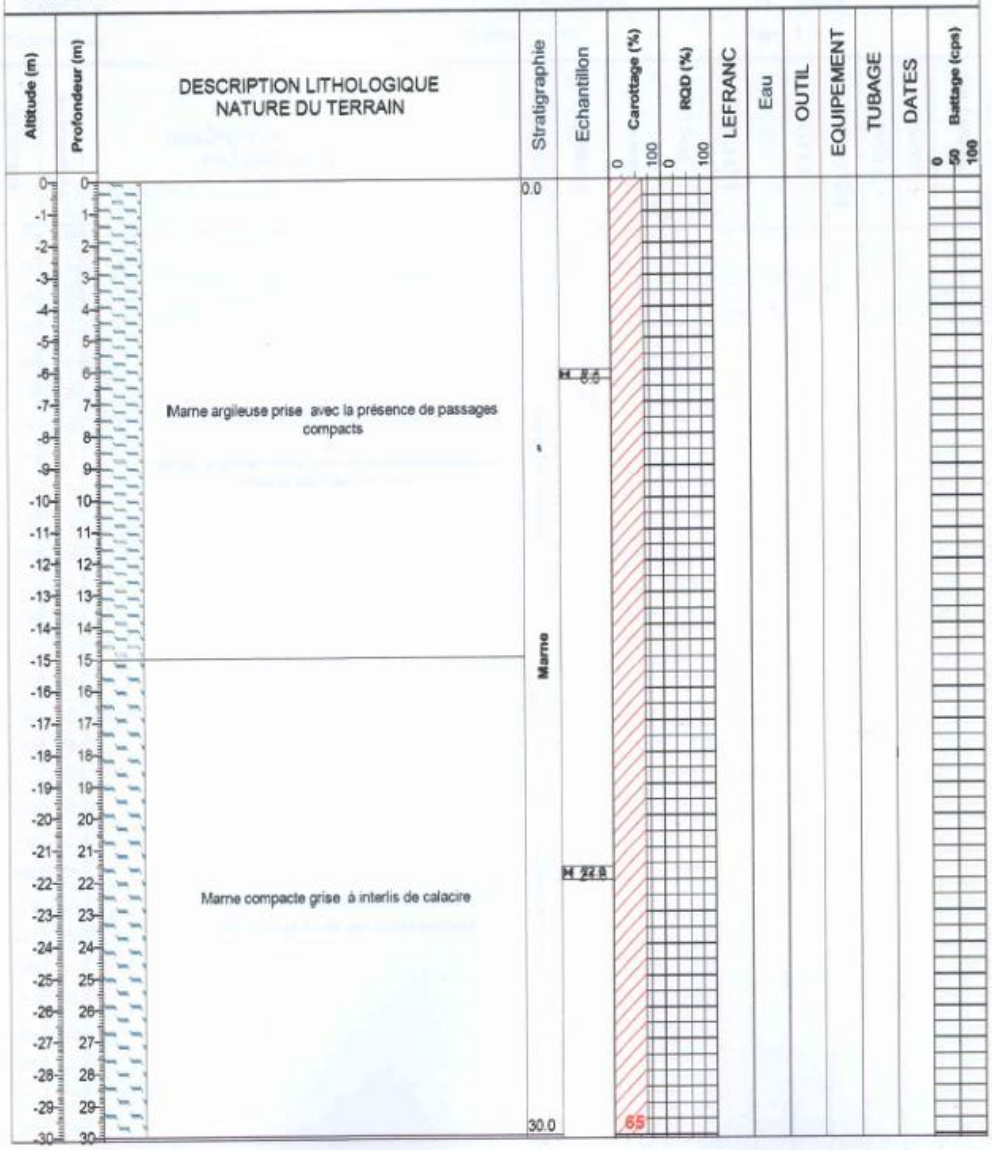
Début : 0,00 m

Fin : 30,00 m

Page: 1 / 1

Remarque :

Niveau d'eau:



Résultats des essais pressiométriques

Note de calcul de la portance de chaque fondation en fonction de la profondeur

Fondation Culée 1 (Pr 09)												
prof (m)	SOL	PL* (bar)	PL* (Mpa)	PL* moy	Kp	Ple*	**Qp** (Mpa)	**Qp moyenne** (Mpa)	qs	**Qs** (Mpa)	**Ql** (Mpa)	Q groupe (Mpa)
1	Galets et graviers dans une matrice sableuse avec quelques blocs.	48,70	4,87	4,89	1,20	3,25	**4,40**	**4,42**	0,12	**0,45**	**4,87**	**40,09**
2		48,70	4,87			3,25	**4,41**			**0,90**	**5,33**	**43,81**
3		48,80	4,88			3,25	**4,41**			**1,36**	**5,78**	**47,53**
4		48,80	4,88			3,25	**4,41**			**1,81**	**6,23**	**51,25**
5		48,80	4,88			3,25	**4,41**			**2,26**	**6,68**	**54,97**
6		48,80	4,88			3,25	**4,41**			**2,71**	**7,14**	**58,69**
7		48,80	4,88			3,25	**4,41**			**3,17**	**7,59**	**62,40**
8		48,80	4,88			3,25	**4,41**			**3,62**	**8,04**	**66,12**
9		48,70	4,87			3,26	**4,42**			**4,07**	**8,49**	**69,84**
10		48,90	4,89			3,27	**4,43**			**4,52**	**8,94**	**73,56**
11		49,10	4,91			3,27	**4,43**			**4,97**	**9,40**	**77,28**
12		49,00	4,90			3,27	**4,44**			**5,43**	**9,85**	**81,00**
13		49,10	4,91			3,27	**4,44**			**5,88**	**10,30**	**84,72**
14		49,10	4,91			3,27	**4,44**			**6,33**	**10,75**	**88,44**
15		49,10	4,91			3,28	**4,45**			**6,78**	**11,20**	**92,16**
16	Trias dolomitique gris avec interlits marneux.	49,20	4,92	4,91	1,10	3,28	**4,08**	**4,07**	0,26	**7,76**	**11,84**	**97,35**
17		49,20	4,92			3,28	**4,08**			**8,74**	**12,82**	**105,41**
18		49,20	4,92			3,28	**4,08**			**9,72**	**13,80**	**113,47**
19		49,20	4,92			3,28	**4,08**			**10,70**	**14,78**	**121,53**
20		49,20	4,92			3,27	**4,07**			**11,68**	**15,76**	**129,58**
21		49,00	4,90			3,27	**4,07**			**12,66**	**16,73**	**137,64**
22		49,10	4,91			3,27	**4,07**			**13,64**	**17,71**	**145,70**
23		49,10	4,91			3,27	**4,07**			**14,62**	**18,69**	**153,76**
24		49,10	4,91			3,27	**4,07**			**15,60**	**19,67**	**161,81**
25		49,10	4,91			3,27	**4,07**			**16,58**	**20,65**	**169,87**
26		49,10	4,91			3,28	**4,08**			**17,56**	**21,63**	**177,93**
27		49,20	4,92			3,28	**4,08**			**17,56**	**21,63**	**177,93**
28		49,20	4,92			3,28	**4,08**			**19,52**	**23,59**	**194,04**
29	Marne grise	49,30	4,93	4,93	1,80	3,28	**6,68**	**8,34**	0,16	**20,12**	**28,47**	**234,13**
30		49,20	4,92			4,92	**10,01**			**20,72**	**29,07**	**239,09**

Fondation pile 1 (Pr 10)												
prof (m)	SOL	PL* (bar)	PL* (Mpa)	PL* moy	Kp	Ple*	**Qp** (Mpa)	**Qp moyenne** (Mpa)	qs	**Qs** (Mpa)	**Ql** (Mpa)	Q groupe (Mpa)
1	Galets et graviers	49,00	4,90	4,90	1,20	3,27	**4,43**	**4,43**	0,12	**0,45**	**4,88**	**64,06**
2		49,00	4,90			3,26	**4,42**			**0,90**	**5,34**	**69,99**
3		48,80	4,88			3,26	**4,42**			**1,36**	**5,79**	**75,92**

4		48,90	4,89			3,26	**4,42**			**1,81**	**6,24**	**81,85**
5		48,90	4,89			3,26	**4,43**			**2,26**	**6,69**	**87,78**
6		49,00	4,90			3,27	**4,44**			**2,71**	**7,15**	**93,72**
7		49,10	4,91			3,27	**4,43**			**3,17**	**3,17**	**41,51**
8		49,00	4,90			3,27	**4,43**			**3,62**	**8,05**	**105,58**
9		49,00	4,90			3,27	**4,43**			**4,07**	**8,50**	**111,51**
10		49,00	4,90			3,27	**4,43**			**4,52**	**8,95**	**117,44**
11		49,00	4,90			3,27	**4,44**			**4,97**	**9,41**	**123,37**
12		49,10	4,91			3,27	**4,44**			**5,43**	**9,86**	**129,30**
13		49,10	4,91			3,27	**4,44**			**5,88**	**10,31**	**135,23**
14		49,10	4,91			3,27	**4,44**			**6,33**	**10,76**	**141,16**
15		49,10	4,91			3,27	**4,44**			**6,78**	**11,21**	**147,09**
16	Trias dolomitique gris avec interlits marneux.	49,10	4,91			3,27	**4,07**			**7,76**	**11,84**	**155,24**
17		49,00	4,90			3,27	**4,07**			**8,74**	**12,82**	**168,09**
18		49,10	4,91			3,27	**4,07**			**9,72**	**13,79**	**180,93**
19		49,10	4,91			3,28	**4,08**			**10,70**	**14,77**	**193,78**
20		49,20	4,92			3,28	**4,07**			**11,68**	**15,75**	**206,63**
21		49,10	4,91			3,27	**4,07**			**12,66**	**16,73**	**219,48**
22		49,10	4,91	4,91	1,10	3,27	**4,07**	**4,07**	0,26	**13,64**	**17,71**	**232,33**
23		49,10	4,91			3,27	**4,07**			**14,62**	**18,69**	**245,18**
24		49,10	4,91			3,28	**4,08**			**15,60**	**19,67**	**258,03**
25		49,20	4,92			3,28	**4,08**			**16,58**	**20,65**	**270,88**
26		49,20	4,92			3,28	**4,08**			**17,56**	**21,63**	**283,73**
27		49,20	4,92			3,28	**4,08**			**17,56**	**21,63**	**283,73**
28		49,20	4,92			3,28	**4,08**			**19,52**	**23,59**	**309,43**
29	Marne grise	49,30	4,93	4,93	1,80	3,29	**6,69**	**8,36**	0,16	**20,12**	**28,48**	**373,55**
30		49,30	4,93			4,93	**10,03**			**20,72**	**29,08**	**381,46**

Fondation pile 2 (Pr 12)												
prof (m)	SOL	PL* (bar)	PL* (Mpa)	PL* moy	Kp	Ple*	**Qp** (Mpa)	**Qp moyenne** (Mpa)	qs	**Qs** (Mpa)	**Ql** (Mpa)	Q groupe (Mpa)
1	Galets et graviers dans une matrice sableuse avec quelques blocs.	20,90	2,09			1,37	**1,86**			**0,45**	**2,84**	**64,47**
2		20,30	2,03			1,25	**1,69**			**0,90**	**3,30**	**74,72**
3		17,70	1,77			1,26	**1,71**			**1,36**	**3,75**	**84,98**
4		19,70	1,97			1,33	**1,81**			**1,81**	**4,20**	**95,23**
5		20,20	2,02			1,74	**2,36**			**2,26**	**4,65**	**105,48**
6		29,60	2,96			1,93	**2,62**			**2,71**	**5,10**	**115,74**
7		28,60	2,86	2,53	1,20	1,89	**2,56**	**2,39**	0,12	**3,17**	**5,56**	**125,99**
8		28,10	2,81			1,94	**2,63**			**3,62**	**6,01**	**136,24**
9		29,60	2,96			1,92	**2,60**			**4,07**	**6,46**	**146,50**
10		28,20	2,82			1,94	**2,63**			**4,52**	**6,91**	**156,75**
11		29,70	2,97			1,76	**2,38**			**4,97**	**7,36**	**167,01**
12		24,30	2,43			1,61	**2,19**			**5,43**	**7,82**	**177,26**
13		24,10	2,41			1,84	**2,50**			**5,88**	**8,27**	**187,51**
14		29,70	2,97			1,94	**2,63**			**6,33**	**8,72**	**197,77**

15		28,70	2,87			2,73	**3,71**			**6,78**	**9,17**	**208,02**
16	Trias dolomitique gris avec interlits marneux.	48,40	4,84	3,86	1,10	2,19	**2,72**	**3,20**	0,26	**7,76**	**10,96**	**248,60**
17		23,40	2,34			1,44	**1,79**			**8,74**	**11,94**	**270,81**
18		20,60	2,06			1,71	**2,12**			**9,72**	**12,92**	**293,03**
19		28,60	2,86			1,92	**2,39**			**10,70**	**13,90**	**315,25**
20		29,00	2,90			2,31	**2,87**			**11,68**	**14,88**	**337,46**
21		38,00	3,80			2,19	**2,72**			**12,66**	**15,86**	**359,68**
22		29,70	2,97			2,33	**2,89**			**13,64**	**16,84**	**381,89**
23		38,00	3,80			3,00	**3,73**			**14,62**	**17,82**	**404,11**
24		49,10	4,91			3,28	**4,08**			**15,60**	**18,80**	**426,32**
25		49,20	4,92			3,28	**4,07**			**16,58**	**19,78**	**448,54**
26		49,10	4,91			3,28	**4,08**			**17,56**	**20,76**	**470,76**
27		49,20	4,92			3,28	**4,07**			**17,56**	**20,76**	**470,76**
28		49,10	4,91			3,28	**4,08**			**19,52**	**22,72**	**515,19**
29	Marne grise	49,30	4,93	4,93	1,80	3,29	**6,69**	**8,36**	0,16	**20,12**	**28,48**	**645,83**
30		49,30	4,93			4,93	**10,03**			**20,72**	**29,08**	**659,50**

Fondation pile 3 (Pr 14)												
prof (m)	SOL	PL* (bar)	PL* (Mpa)	PL* moy	Kp	Ple*	**Qp** (Mpa)	**Qp moyenne** (Mpa)	qs	**Qs** (Mpa)	**Ql** (Mpa)	Q groupe (Mpa)
1	Galets et graviers dans une matrice sableuse avec quelques blocs.	49,10	4,91	4,92	1,20	3,27	**4,44**	**4,45**	0,12	**0,45**	**4,90**	**93,64**
2		49,10	4,91			3,27	**4,44**			**0,90**	**5,35**	**102,28**
3		49,10	4,91			3,28	**4,45**			**1,36**	**5,80**	**110,93**
4		49,20	4,92			3,28	**4,45**			**1,81**	**6,25**	**119,57**
5		49,20	4,92			3,28	**4,45**			**2,26**	**6,71**	**128,22**
6		49,20	4,92			3,28	**4,44**			**2,71**	**7,16**	**136,86**
7		49,10	4,91			3,28	**4,45**			**3,17**	**7,61**	**145,51**
8		49,20	4,92			3,28	**4,45**			**3,62**	**8,06**	**154,15**
9		49,20	4,92			3,28	**4,45**			**4,07**	**8,51**	**162,80**
10		49,20	4,92			3,28	**4,44**			**4,52**	**8,97**	**171,44**
11		49,10	4,91			3,28	**4,45**			**4,97**	**9,42**	**180,09**
12		49,20	4,92			3,27	**4,44**			**5,43**	**9,87**	**188,73**
13		49,00	4,90			3,28	**4,44**			**5,88**	**10,32**	**197,37**
14		49,20	4,92			3,28	**4,45**			**6,33**	**10,78**	**206,02**
15		49,20	4,92			3,28	**4,45**			**6,78**	**11,23**	**214,66**
16	Trias dolomitique gris avec interlits marneux.	49,20	4,92	4,93	1,10	3,28	**4,08**	**4,08**	0,26	**7,76**	**11,85**	**226,47**
17		49,20	4,92			3,28	**4,08**			**8,74**	**12,82**	**245,20**
18		49,20	4,92			3,28	**4,08**			**9,72**	**13,80**	**263,93**
19		49,20	4,92			3,28	**4,08**			**10,70**	**14,78**	**282,66**
20		49,20	4,92			3,28	**4,08**			**11,68**	**15,76**	**301,39**
21		49,30	4,93			3,29	**4,09**			**12,66**	**16,74**	**320,12**
22		49,30	4,93			3,29	**4,09**			**13,64**	**17,72**	**338,85**
23		49,30	4,93			3,29	**4,09**			**14,62**	**18,70**	**357,58**
24		49,30	4,93			3,29	**4,09**			**15,60**	**19,68**	**376,31**

25		49,30	4,93			3,29	**4,09**			**16,58**	**20,66**	**395,04**
26		49,30	4,93			3,29	**4,09**			**17,56**	**21,64**	**413,77**
27		49,30	4,93			3,28	**4,08**			**17,56**	**21,64**	**413,77**
28		49,20	4,92			3,28	**4,08**			**19,52**	**23,60**	**451,23**
29	Marne grise	49,20	4,92	4,92	1,80	3,28	**6,67**	**8,34**	0,16	**20,12**	**28,46**	**544,19**
30		49,20	4,92			4,92	**10,01**			**20,72**	**29,07**	**555,72**

Fondation pile 4 (Pr 14)												
prof (m)	SOL	PL* (bar)	PL* (Mpa)	PL* moy	Kp	Ple*	**Qp** (Mpa)	**Qp moyenne** (Mpa)	qs	**Qs** (Mpa)	**Ql** (Mpa)	Q groupe (Mpa)
1	Galets et graviers dans une matrice sableuse avec quelques blocs.	49,10	4,91	4,92	1,20	3,27	**4,44**	**4,45**	0,12	**0,45**	**4,90**	**78,94**
2		49,10	4,91			3,27	**4,44**			**0,90**	**5,35**	**86,22**
3		49,10	4,91			3,28	**4,45**			**1,36**	**5,80**	**93,51**
4		49,20	4,92			3,28	**4,45**			**1,81**	**6,25**	**100,80**
5		49,20	4,92			3,28	**4,45**			**2,26**	**6,71**	**108,09**
6		49,20	4,92			3,28	**4,44**			**2,71**	**7,16**	**115,38**
7		49,10	4,91			3,28	**4,45**			**3,17**	**7,61**	**122,66**
8		49,20	4,92			3,28	**4,45**			**3,62**	**8,06**	**129,95**
9		49,20	4,92			3,28	**4,45**			**4,07**	**8,51**	**137,24**
10		49,20	4,92			3,28	**4,44**			**4,52**	**8,97**	**144,53**
11		49,10	4,91			3,28	**4,45**			**4,97**	**9,42**	**151,81**
12		49,20	4,92			3,27	**4,44**			**5,43**	**9,87**	**159,10**
13		49,00	4,90			3,28	**4,44**			**5,88**	**10,32**	**166,39**
14		49,20	4,92			3,28	**4,45**			**6,33**	**10,78**	**173,68**
15		49,20	4,92			3,28	**4,45**			**6,78**	**11,23**	**180,96**
16	Trias dolomitique gris avec interlits marneux.	49,20	4,92	4,93	1,10	3,28	**4,08**	**4,08**	0,26	**7,76**	**11,85**	**190,91**
17		49,20	4,92			3,28	**4,08**			**8,74**	**12,82**	**206,70**
18		49,20	4,92			3,28	**4,08**			**9,72**	**13,80**	**222,49**
19		49,20	4,92			3,28	**4,08**			**10,70**	**14,78**	**238,28**
20		49,20	4,92			3,28	**4,08**			**11,68**	**15,76**	**254,07**
21		49,30	4,93			3,29	**4,09**			**12,66**	**16,74**	**269,86**
22		49,30	4,93			3,29	**4,09**			**13,64**	**17,72**	**285,65**
23		49,30	4,93			3,29	**4,09**			**14,62**	**18,70**	**301,44**
24		49,30	4,93			3,29	**4,09**			**15,60**	**19,68**	**317,23**
25		49,30	4,93			3,29	**4,09**			**16,58**	**20,66**	**333,02**
26		49,30	4,93			3,29	**4,09**			**17,56**	**21,64**	**348,81**
27		49,30	4,93			3,28	**4,08**			**17,56**	**21,64**	**348,81**
28		49,20	4,92			3,28	**4,08**			**19,52**	**23,60**	**380,39**
29	Marne grise	49,20	4,92	4,92	1,80	3,28	**6,67**	**8,34**	0,16	**20,12**	**28,46**	**458,76**
30		49,20	4,92			4,92	**10,01**			**20,72**	**29,07**	**468,48**

Fondation pile 5 (Pr 15)

prof (m)	SOL	PL* (bar)	PL* (Mpa)	PL* moy	Kp	Ple*	**Qp** (Mpa)	**Qp moyenne** (Mpa)	qs	**Qs** (Mpa)	**Ql** (Mpa)	Q groupe (Mpa)
1	Galets et graviers dans une matrice sableuse avec quelques blocs.	28,80	2,88	4,00	1,20	2,07	**2,80**	**3,69**	0,12	**0,45**	**4,14**	**66,76**
2		32,30	3,23			2,15	**2,92**			**0,90**	**4,59**	**74,05**
3		32,20	3,22			2,48	**3,36**			**1,36**	**5,05**	**81,34**
4		40,20	4,02			2,68	**3,64**			**1,81**	**5,50**	**88,62**
5		40,20	4,02			2,53	**3,43**			**2,26**	**5,95**	**95,91**
6		36,60	3,66			2,63	**3,57**			**2,71**	**6,40**	**103,20**
7		41,20	4,12			2,54	**3,45**			**3,17**	**6,86**	**110,49**
8		36,30	3,63			2,62	**3,55**			**3,62**	**7,31**	**117,77**
9		41,10	4,11			2,74	**3,71**			**4,07**	**7,76**	**125,06**
10		41,00	4,10			2,98	**4,04**			**4,52**	**8,21**	**132,35**
11		46,90	4,69			2,89	**3,92**			**4,97**	**8,66**	**139,64**
12		41,30	4,13			3,00	**4,06**			**5,43**	**9,12**	**146,92**
13		47,10	4,71			3,15	**4,28**			**5,88**	**9,57**	**154,21**
14		47,40	4,74			3,15	**4,28**			**6,33**	**10,02**	**161,50**
15		47,20	4,72			3,20	**4,34**			**6,78**	**10,47**	**168,79**
16	Trias dolomitique gris avec interlits marneux.	48,40	4,84	4,74	1,10	3,18	**3,95**	**3,92**	0,26	**7,76**	**11,68**	**188,31**
17		47,20	4,72			3,16	**3,92**			**8,74**	**12,66**	**204,10**
18		47,40	4,74			3,16	**3,93**			**9,72**	**13,64**	**219,89**
19		47,50	4,75			3,14	**3,90**			**10,70**	**14,62**	**235,68**
20		46,80	4,68			3,12	**3,87**			**11,68**	**15,60**	**251,47**
21		46,70	4,67			3,14	**3,91**			**12,66**	**16,58**	**267,26**
22		47,40	4,74			3,16	**3,93**			**13,64**	**17,56**	**283,05**
23		47,40	4,74			3,16	**3,93**			**14,62**	**18,54**	**298,84**
24		47,50	4,75			3,17	**3,94**			**15,60**	**19,52**	**314,63**
25		47,50	4,75			3,14	**3,91**			**16,58**	**20,50**	**330,42**
26		46,90	4,69			3,15	**3,92**			**17,56**	**21,48**	**346,21**
27		47,50	4,75			3,17	**3,94**			**17,56**	**21,48**	**346,21**
28		47,60	4,76			3,15	**3,92**			**19,52**	**23,44**	**377,79**
29	Marne grise	47,10	4,71	4,69	1,80	3,12	**6,35**	**7,91**	0,16	**20,12**	**28,04**	**451,86**
30		46,60	4,66			4,66	**9,48**			**20,72**	**28,64**	**461,58**

Fondation pile 6 (Pr 16)												
prof (m)	SOL	PL* (bar)	PL* (Mpa)	PL* moy	Kp	Ple*	**Qp** (Mpa)	**Qp moyenne** (Mpa)	qs	**Qs** (Mpa)	**Ql** (Mpa)	Q groupe (Mpa)
1	Galets et graviers dans une matrice sableuse avec	24,00	2,40	4,05	1,20	1,95	**2,65**	**3,75**	0,12	**0,45**	**4,20**	**67,74**
2		32,40	3,24			2,17	**2,94**			**0,90**	**4,66**	**75,03**
3		32,60	3,26			2,16	**2,93**			**1,36**	**5,11**	**82,32**
4		32,20	3,22			2,32	**3,15**			**1,81**	**5,56**	**89,61**
5		36,40	3,64			2,61	**3,54**			**2,26**	**6,01**	**96,89**
6		40,80	4,08			2,55	**3,45**			**2,71**	**6,46**	**104,18**
7		36,60	3,66			2,85	**3,87**			**3,17**	**6,92**	**111,47**
8		46,50	4,65			3,10	**4,20**			**3,62**	**7,37**	**118,76**

9		46,40	4,64			3,10	**4,20**			**4,07**	**7,82**	**126,04**
10		46,50	4,65			3,10	**4,21**			**4,52**	**8,27**	**133,33**
11		46,50	4,65			3,10	**4,21**			**4,97**	**8,72**	**140,62**
12		46,50	4,65			3,13	**4,24**			**5,43**	**9,18**	**147,91**
13		47,10	4,71			3,14	**4,25**			**5,88**	**9,63**	**155,19**
14		47,00	4,70			3,12	**4,23**			**6,33**	**10,08**	**162,48**
15		46,60	4,66			3,10	**4,21**			**6,78**	**10,53**	**169,77**
16	Trias dolomitique gris avec interlits marneux.	46,50	4,65	4,67	1,10	3,10	**3,86**	**3,87**	0,26	**7,76**	**11,63**	**187,51**
17		46,60	4,66			3,11	**3,86**			**8,74**	**12,61**	**203,30**
18		46,60	4,66			3,11	**3,86**			**9,72**	**13,59**	**219,09**
19		46,60	4,66			3,11	**3,87**			**10,70**	**14,57**	**234,88**
20		46,70	4,67			3,11	**3,87**			**11,68**	**15,55**	**250,67**
21		46,70	4,67			3,11	**3,87**			**12,66**	**16,53**	**266,46**
22		46,70	4,67			3,11	**3,87**			**13,64**	**17,51**	**282,25**
23		46,70	4,67			3,11	**3,87**			**14,62**	**18,49**	**298,04**
24		46,70	4,67			3,13	**3,89**			**15,60**	**19,47**	**313,83**
25		47,00	4,70			3,12	**3,88**			**16,58**	**20,45**	**329,62**
26		46,60	4,66			3,11	**3,86**			**17,56**	**21,43**	**345,41**
27		46,60	4,66			3,11	**3,87**			**17,56**	**21,43**	**345,41**
28		46,70	4,67			3,14	**3,90**			**19,52**	**23,39**	**376,99**
29	Marne grise	47,30	4,73	4,70	1,80	3,13	**6,37**	**7,93**	0,16	**20,12**	**28,05**	**452,17**
30		46,70	4,67			4,67	**9,50**			**20,72**	**28,66**	**461,89**

Fondation pile 7 (Pr 19)												
prof (m)	SOL	PL* (bar)	PL* (Mpa)	PL* moy	Kp	Ple*	**Qp** (Mpa)	**Qp moyenne** (Mpa)	qs	**Qs** (Mpa)	**Ql** (Mpa)	Q groupe (Mpa)
1	Galets et graviers dans une matrice sableuse avec quelques blocs.	27,40	2,74	3,88	1,20	1,72	**2,34**	**3,56**	0,12	**0,45**	**4,01**	**64,61**
2		24,90	2,49			1,79	**2,42**			**0,90**	**4,46**	**71,89**
3		27,90	2,79			2,05	**2,78**			**1,36**	**4,91**	**79,18**
4		32,40	3,24			1,98	**2,69**			**1,81**	**5,36**	**86,47**
5		28,10	2,81			2,06	**2,80**			**2,26**	**5,82**	**93,76**
6		32,60	3,26			2,76	**3,74**			**2,71**	**6,27**	**101,05**
7		46,60	4,66			3,11	**4,21**			**3,17**	**6,72**	**108,33**
8		46,60	4,66			3,10	**4,21**			**3,62**	**7,17**	**115,62**
9		46,50	4,65			2,85	**3,87**			**4,07**	**7,63**	**122,91**
10		40,50	4,05			2,73	**3,71**			**4,52**	**8,08**	**130,20**
11		41,30	4,13			2,97	**4,03**			**4,97**	**8,53**	**137,48**
12		46,60	4,66			3,12	**4,23**			**5,43**	**8,98**	**144,77**
13		46,80	4,68			3,12	**4,23**			**5,88**	**9,43**	**152,06**
14		46,70	4,67			3,12	**4,23**			**6,33**	**9,89**	**159,35**
15		46,80	4,68			2,86	**3,88**			**6,78**	**10,34**	**166,63**
16	Trias dolomitique	40,50	4,05	4,59	1,10	2,95	**3,67**	**3,83**	0,26	**7,76**	**11,59**	**186,78**
17		46,50	4,65			3,11	**3,87**			**8,74**	**12,57**	**202,57**
18		46,80	4,68			3,12	**3,88**			**9,72**	**13,55**	**218,36**
19		46,80	4,68			3,12	**3,88**			**10,70**	**14,53**	**234,15**

20		46,90	4,69			3,13	**3,89**			**11,68**	**15,51**	**249,94**
21		46,90	4,69			3,12	**3,88**			**12,66**	**16,49**	**265,73**
22		46,70	4,67			2,87	**3,57**			**13,64**	**17,47**	**281,52**
23		40,80	4,08			2,97	**3,69**			**14,62**	**18,45**	**297,31**
24		46,70	4,67			3,12	**3,88**			**15,60**	**19,43**	**313,10**
25		46,80	4,68			3,12	**3,88**			**16,58**	**20,41**	**328,89**
26		46,80	4,68			3,12	**3,88**			**17,56**	**21,39**	**344,68**
27		46,90	4,69			3,13	**3,89**			**17,56**	**21,39**	**344,68**
28		47,00	4,70			3,13	**3,89**			**19,52**	**23,34**	**376,26**
29	Marne grise	46,90	4,69	4,69	1,80	3,13	**6,36**	**7,95**	0,16	**20,12**	**28,07**	**452,47**
30		46,90	4,69			4,69	**9,54**			**20,72**	**28,68**	**462,19**

Fondation Culée 2 (Pr 20)												
prof (m)	SOL	PL* (bar)	PL* (Mpa)	PL* moy	Kp	Ple*	**Qp** (Mpa)	**Qp moyenne** (Mpa)	qs	**Qs** (Mpa)	**Ql** (Mpa)	Q groupe (Mpa)
1	Marne argileuse prise avec la présence de passage compacte	21,40	2,14	4,06	1,80	1,71	**3,49**	**5,66**	0,16	**0,60**	**6,26**	**51,49**
2		28,30	2,83			1,90	**3,86**			**1,21**	**6,86**	**56,45**
3		28,60	2,86			2,07	**4,21**			**1,81**	**7,47**	**61,41**
4		32,50	3,25			2,76	**5,62**			**2,41**	**8,07**	**66,37**
5		46,80	4,68			2,89	**5,88**			**3,01**	**8,67**	**71,32**
6		41,30	4,13			2,75	**5,59**			**3,62**	**9,27**	**76,28**
7		41,10	4,11			2,76	**5,62**			**4,22**	**4,22**	**34,71**
8		41,60	4,16			2,98	**6,07**			**4,82**	**10,48**	**86,20**
9		46,60	4,66			3,12	**6,36**			**5,43**	**11,08**	**91,16**
10		47,00	4,70			3,13	**6,38**			**6,03**	**11,69**	**96,12**
11		47,00	4,70			3,13	**6,37**			**6,63**	**12,29**	**101,08**
12		46,90	4,69			3,12	**6,34**			**7,23**	**12,89**	**106,03**
13		46,70	4,67			3,11	**6,33**			**7,84**	**13,49**	**110,99**
14		46,70	4,67			3,13	**6,37**			**8,44**	**14,10**	**115,95**
15		47,10	4,71			3,14	**6,38**			**9,04**	**14,70**	**120,91**
16	Marne compacte grise a interlis de calcaire	47,00	4,70	4,69	1,80	3,13	**6,37**	**6,58**	0,16	**9,65**	**16,23**	**133,47**
17		46,90	4,69			3,13	**6,36**			**10,25**	**16,83**	**138,43**
18		46,90	4,69			3,12	**6,34**			**10,85**	**17,43**	**143,39**
19		46,70	4,67			3,12	**6,34**			**11,45**	**18,04**	**148,35**
20		46,80	4,68			3,12	**6,36**			**12,06**	**18,64**	**153,31**
21		46,90	4,69			3,12	**6,35**			**12,66**	**19,24**	**158,26**
22		46,80	4,68			3,12	**6,36**			**13,26**	**19,85**	**163,22**
23		46,90	4,69			3,13	**6,37**			**13,87**	**20,45**	**168,18**
24		47,00	4,70			3,13	**6,37**			**14,47**	**21,05**	**173,14**
25		46,90	4,69			3,14	**6,39**			**15,07**	**21,65**	**178,10**
26		47,20	4,72			3,14	**6,39**			**15,67**	**22,26**	**183,06**
27		47,00	4,70			3,13	**6,37**			**15,67**	**22,26**	**183,06**
28		46,90	4,69			3,13	**6,37**			**16,88**	**23,46**	**192,97**
29		47,00	4,70			3,14	**6,39**			**17,48**	**24,07**	**197,93**
30		47,20	4,72			4,72	**9,60**			**18,09**	**24,67**	**202,89**

ANNEXE C

FERRAILLAGE

Ferraillage de la dalle centrale a l'ELU nappe inférieure

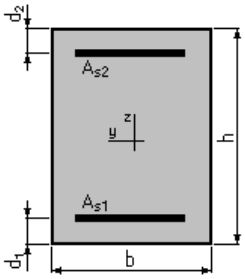
Calcul de Section en Flexion Simple

1. Hypothčses: (

Béton: fc28 = 30.0 (MPa) **Acier: fe = 500.0 (MPa)**

- Fissuration non préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. 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)	375.40	0.00
Etat **L**imite de **S**ervice	0.00	0.00
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0.00	0.00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	A_{s1} = 44.8 (cm2)	Section théorique	A_{s2} = 0.0 (cm2)
Section minimum	$A_{s\,min}$ = 3.2 (cm2)		
théorique	ρ = 1.79 (%)		
minimum	ρ_{min} = 0.13 (%)		

Analyse par Cas:

Cas ELU M_{max} = 375.40 (kN*m) M_{min} = 0.00 (kN*m)

Coefficient de sécurité:	1.00	Pivot: B
Position de l'axe neutre:	y = 14.3	(cm)
Bras de levier:	Z = 19.3	(cm)
Déformation du béton:	ε_b = 3.50	(‰)
Déformation de l'acier:	ε_s = 2.61	(‰)
Contrainte de l'acier:		
tendue:	σ_s = 434.8	(MPa)

Ferraillage de la dalle centrale a l'ELU NAPPE SUPERIEIRE)

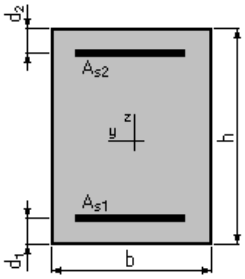
Calcul de Section en Flexion Simple

1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 30.0 (MPa) **Acier: fe = 500.0 (MPa)**

- Fissuration non préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. 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)	249.00	0.00
Etat **L**imite de **S**ervice	0.00	0.00
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0.00	0.00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	A_{s1} = 26.5 (cm2)	Section théorique	A_{s2} = 0.0 (cm2)
Section minimum	$A_{s\,min}$ = 3.2 (cm2)		
théorique	ρ = 1.06 (%)		
minimum	ρ_{min} = 0.13 (%)		

Analyse par Cas:

Cas ELU M_{max} = 249.00 (kN*m) M_{min} = 0.00 (kN*m)

Coefficient de sécurité:	1.00	Pivot: B
Position de l'axe neutre:	y = 8.5	(cm)
Bras de levier:	Z = 21.6	(cm)
Déformation du béton:	ε_b = 3.50	(‰)
Déformation de l'acier:	ε_s = 6.83	(‰)
Contrainte de l'acier:		
tendue:	σ_s = 434.8	(MPa)

FERRAILLAGE DE LA DALLE EN ENCORBELLEMENT

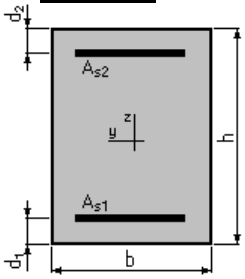
Calcul de Section en Flexion Simple

1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 30.0 (MPa) **Acier: fe = 500.0 (MPa)**

- Fissuration non préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. 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	271.79	0.00
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0.00	0.00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	A_{s1} = 40.8 (cm2)	Section théorique	A_{s2} = 17.4 (cm2)
Section minimum	$A_{s\ min}$ = 3.2 (cm2)		
théorique	ρ = 2.33 (%)		
minimum	ρ_{min} = 0.13 (%)		

Analyse par Cas:

Cas ELS M_{max} = 271.79 (kN*m) M_{min} = 0.00 (kN*m)
Coefficient de sécurité: 1.00
Position de l'axe neutre: y = 11.5 (cm)
Bras de levier: Z = 21.2 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 18.0 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 18.0 (MPa)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 318.4 (MPa)
comprimée: σ_s' = 152.3 (MPa)
Contrainte limite de l'acier:
$\sigma_{s\ lim}$ = 500.0 (MPa)

FERRAILLAGE DU PIEU A L'ELU ET L'ELA

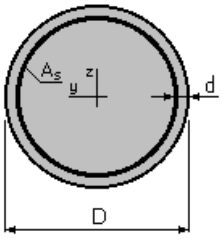
Calcul de Section en Flexion Déviée Composée

1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 30.0 (MPa) **Acier: fe = 500.0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- 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)	**M_y** (kN*m)	**M_z** (kN*m)
1.	ELA	3893.36	1484.02	0.00
2.	ELU	195.97	290.69	166.20

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_s = 113.1 (cm2)

Section minimum $A_{s\,min}$ = 113.1 (cm2) Section maximum $A_{s\,max}$ = 565.5 (cm2)

théorique ρ = 1.00 (%)

minimum ρ_{min} = 0.50 (%) maximum ρ_{max} = 5.00 (%)

Analyse par Cas:

Cas N^{O} 1: Type ELA N = 3893.36 (kN) M_y = 1484.02 (kN*m) M_z = 0.00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 3.04 Pivot: B

Position de l'axe neutre: y = 70.9 (cm)

Bras de levier: Z = 81.9 (cm)

Déformation du béton: ε_b = 3.50 (‰)

Déformation de l'acier: ε_s = 2.17 (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue: σ_s =433.6 (MPa)

comprimée: σ_s' = 500.0 (MPa)

Cas N^O 2: Type ELU **N = 195.97 (kN)** **M_y = 290.69 (kN*m)** **M_z = 166.20 (kN*m)**

Coefficient de sécurité: 8.52 Pivot: B

Position de l'axe neutre: y = 35.0 (cm)

Bras de levier: Z = 98.3 (cm)

Déformation du béton: ε_b = 3.50 (‰)

Déformation de l'acier: ε_s = 7.99 (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue: σ_s =434.8 (MPa)

comprimée: σ_s' = 434.8 (MPa)

ANNEXE D

Modélisation avec logiciel MIDAS CIVIL

1) Définition des matériaux

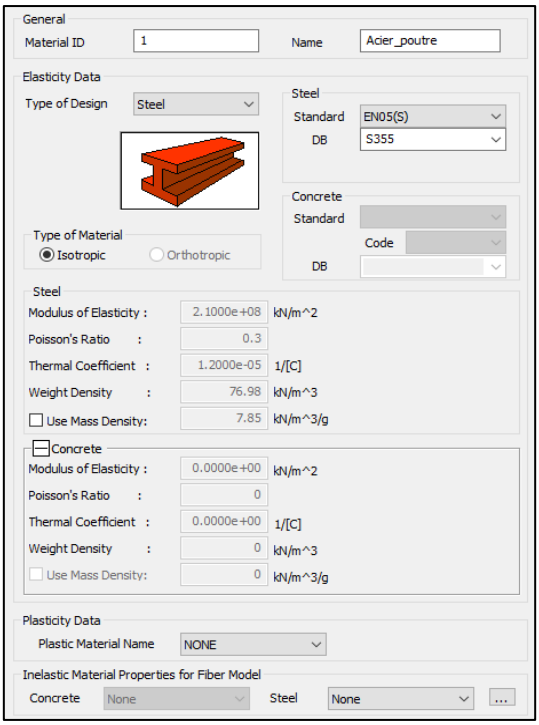


Figure 1: Matériau pour acier

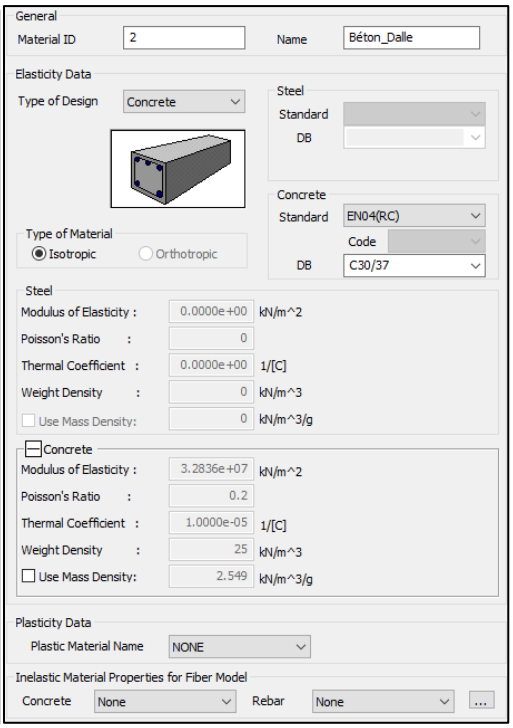


Figure 2: matériau pour béton

2) Définition des sections

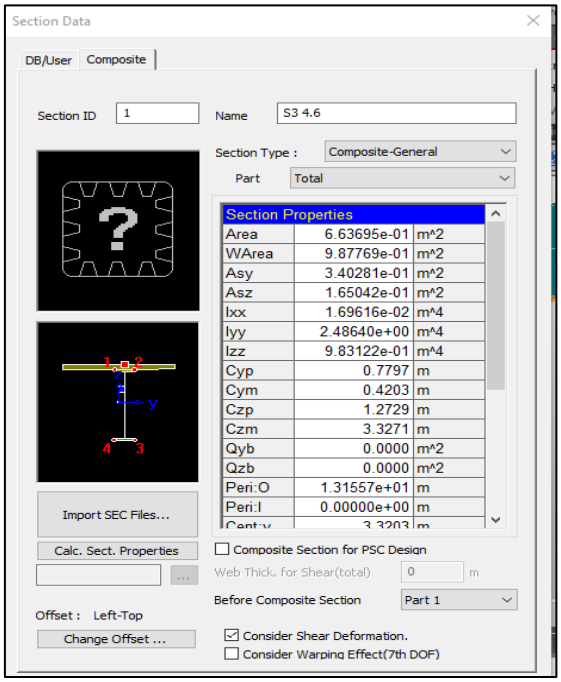


Figure 3:Section S3 sur appuis

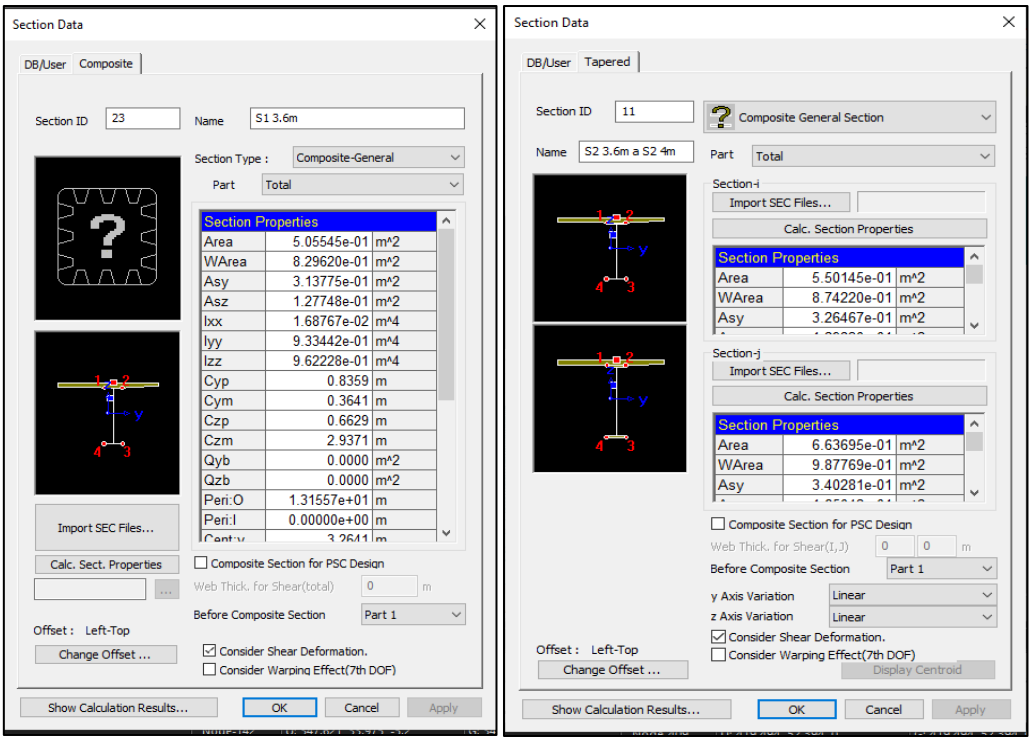


Figure 4 : Section S1

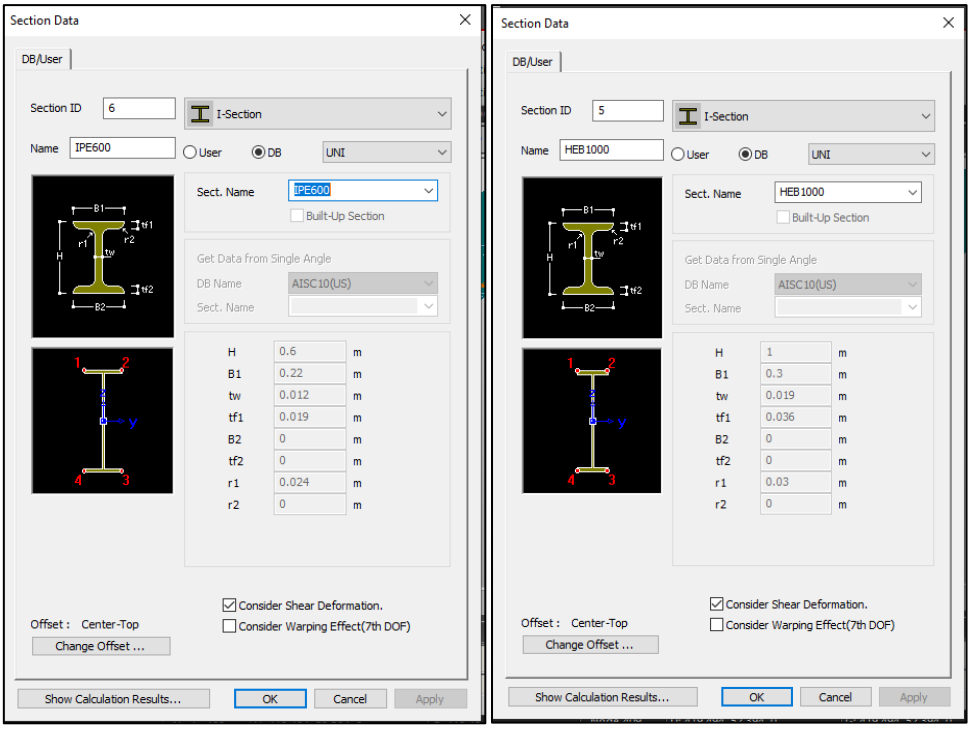


Figure 5:Entretoise IPE 600

3) Définition des conditions d'appuis

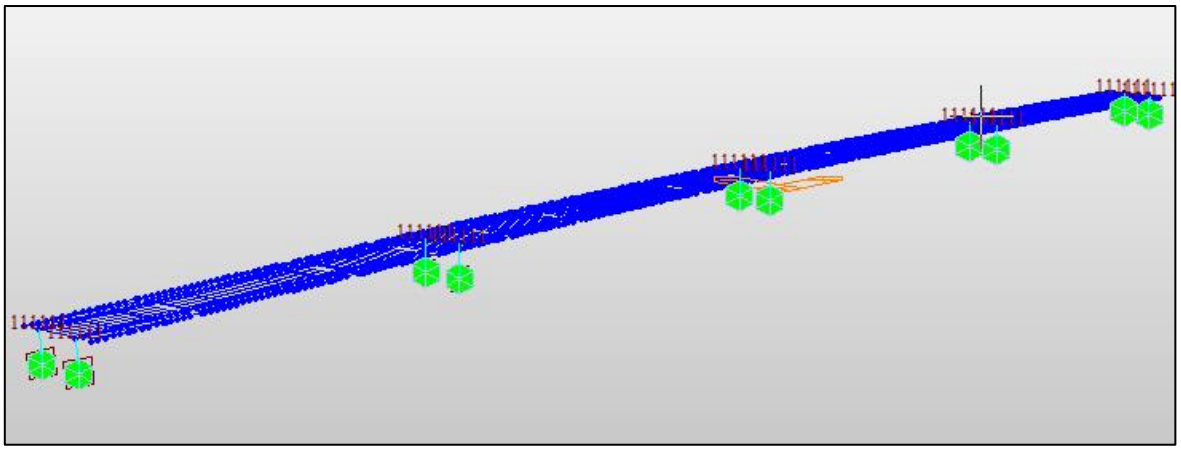


Figure 6:Condition d'appuis sur le modèle 3D.

4) Implentation de section à hauteur variable

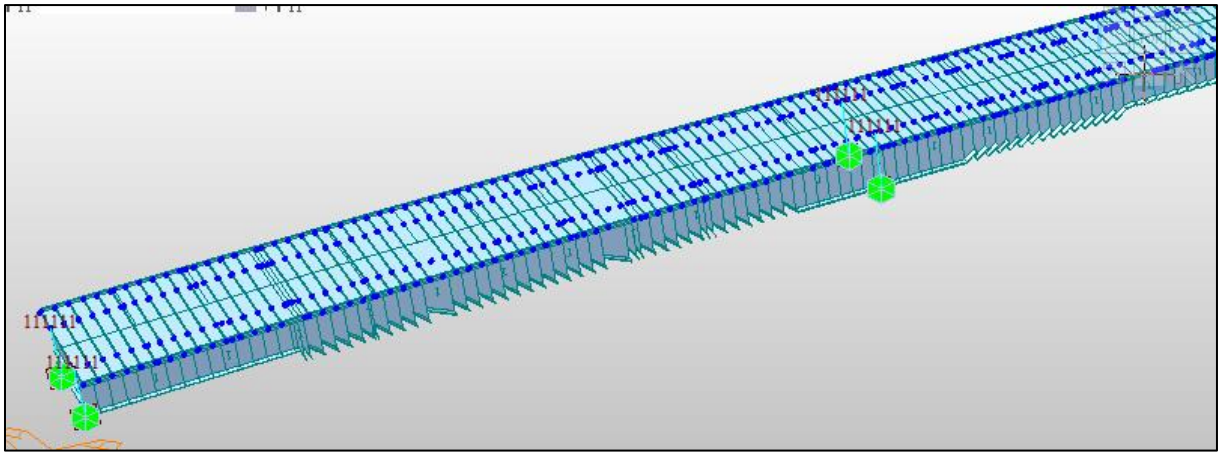


Figure 7 : Tapered section sur le modèle

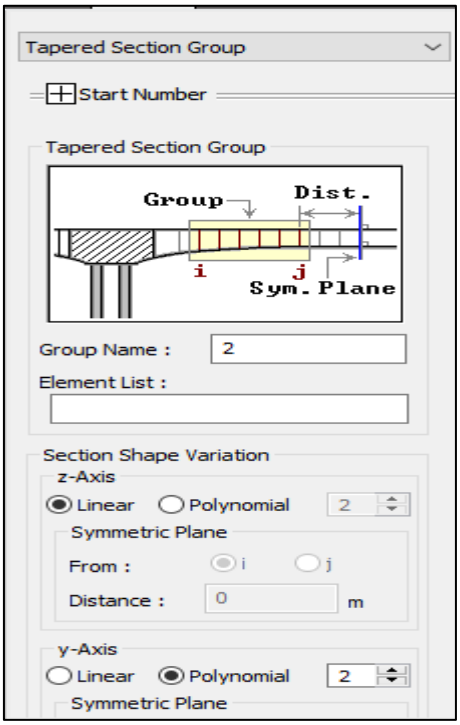


Figure 8 : Fonction utilisé pour la création de poutre à hauteur variable.

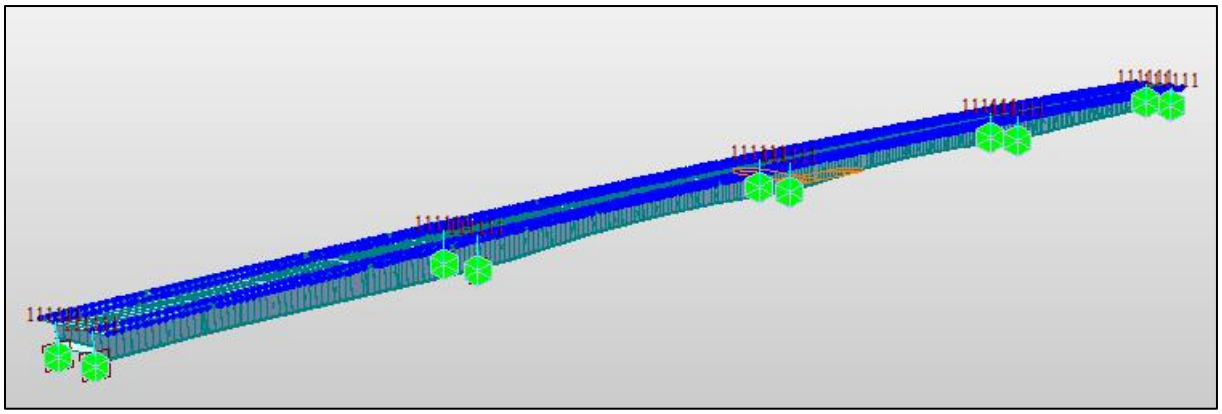


Figure 9: vue sur le modéle 3D

5) Définiton des charges et surcharges

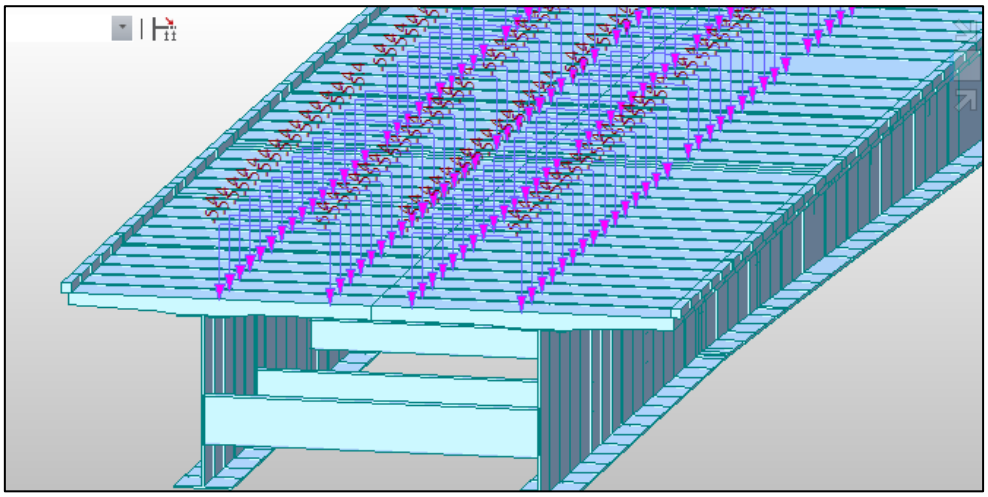


Figure 10 : Exemple de charge linéaire (Rails et traverses)

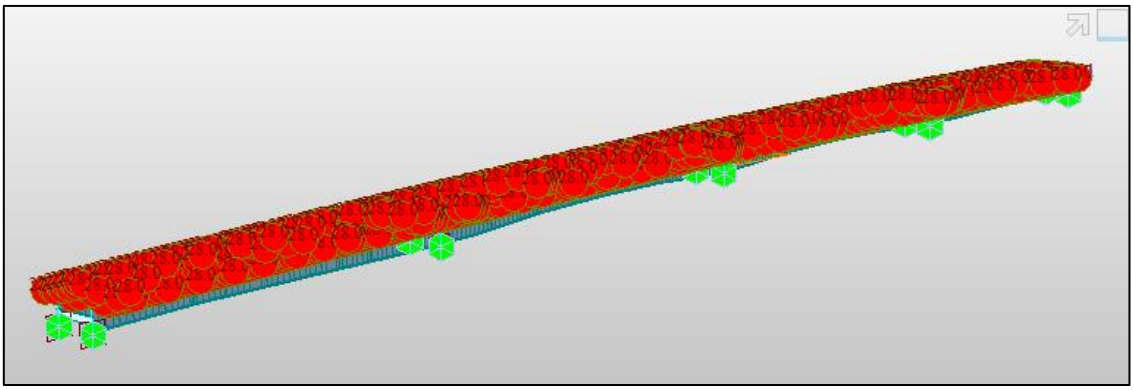


Figure 11 : Exemple de charge de température (DT+)

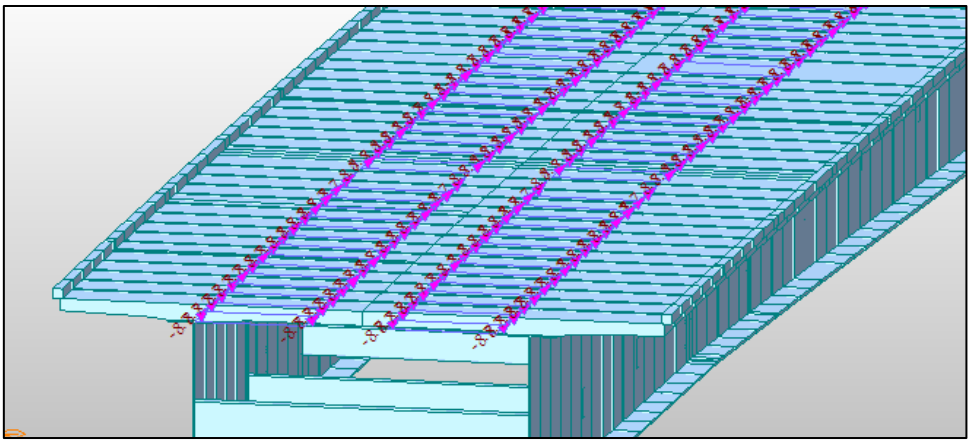


Figure 12 : Exemple de charge linéaire (charge de freinage)

Static Load Cases

Name : Poids propre

Case : All Load Case

Type : Dead Load (D)

Description :

Add

Modify

Delete

No	Name	Type	Description
1	Poids propre	Dead Load (D)	
2	DT+	Temperature (T)	
3	DT-	Temperature (T)	
4	GT+	Temperature Gradient (TPG)	
5	GT-	Temperature Gradient (TPG)	
6	Ballast	Weight of Ballast (BL)	
7	Traverse + R	Dead Load of Component an	
8	Garde corps	Dead Load of Component an	
9	Démarrage U	Braking Load (BRK)	
10	Freinage UIC	Braking Load (BRK)	
11	Freinage_S	Braking Load (BRK)	
12	Béton frais	Dead Load (D)	
13	Béton frais m	Dead Load (D)	
14	Béton frais s	Dead Load (D)	

Close

Figure 13 : Charges introduite dans la modélisation.

6) Défintion des voies ferroviaires

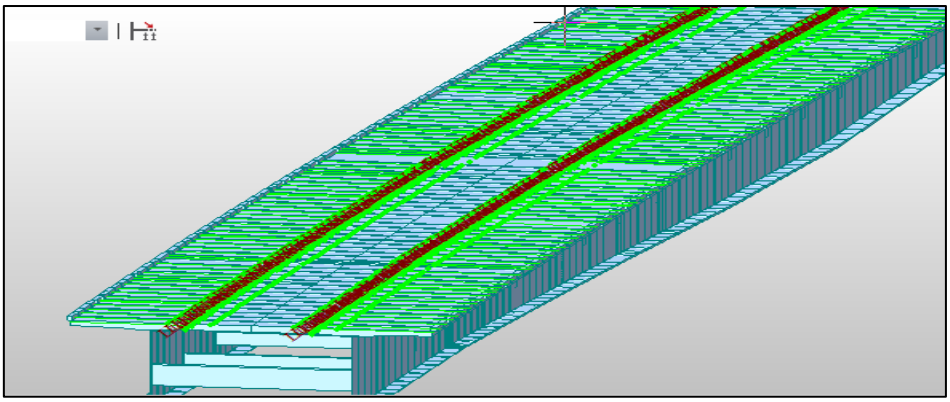


Figure 14: Implémentation des voies sur le modèle 3D

7) Définition des surcharges ferroviaires

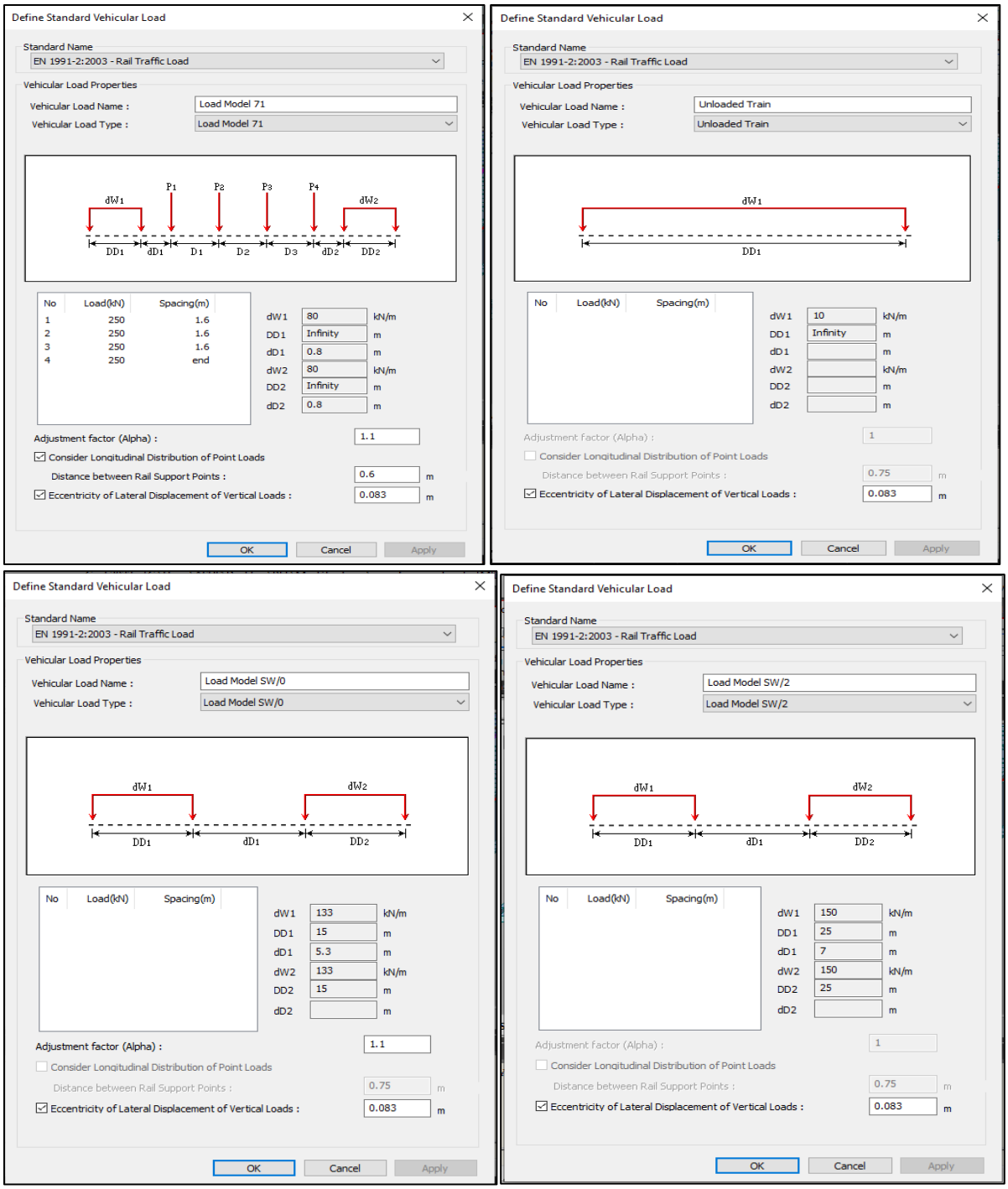


Figure .14 : Définition des surcharges ferroviaires

8) Définition des phase de construction

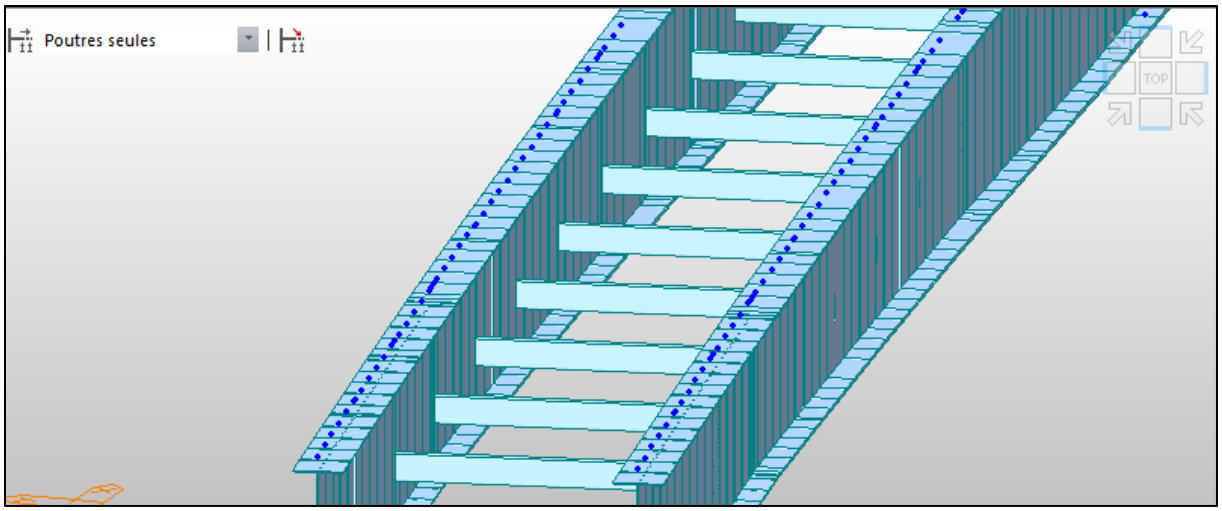


Figure 15 : Première phase de construction (Poutres seules)

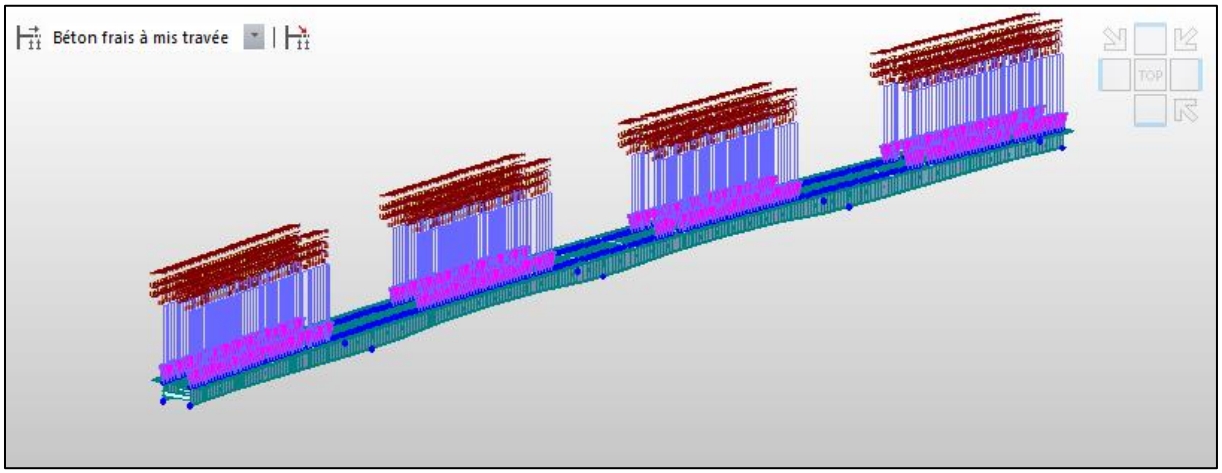


Figure 16 : Deuxième phase de construction(béton frais à mis-travée)

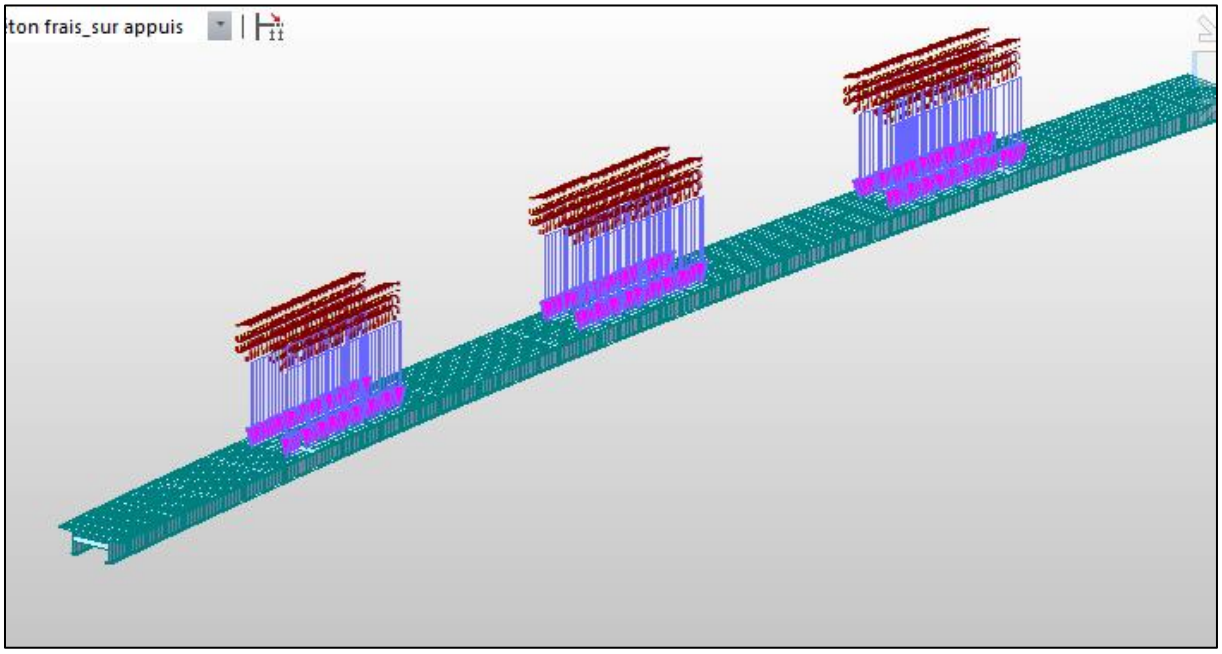


Figure 17 : Béton frais sur appuis

9) Modélisation des piles ainsi que le modèle global du pont

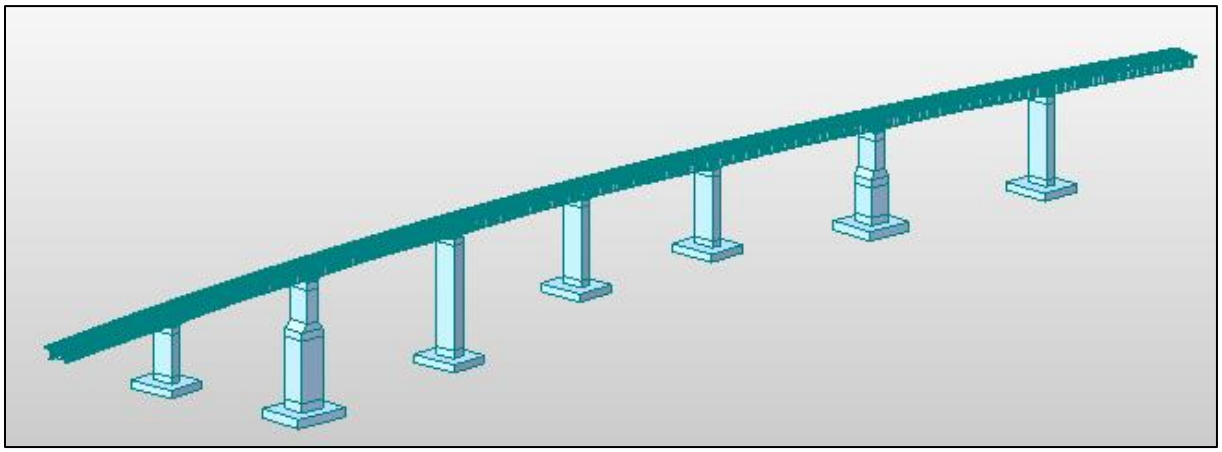


Figure 18 : Modèle globale 3D

ANNEXE E

DEVIS QUANTITATIFS ET ESTIMATIFS

DEVIS ESTIMATIF VARIANTE PONT VOUSSOIRS

N°	DESIGNATIONS DES POSTES	U	Quantites	PRIX UNITAIRE (HT)	Montant
1	Installation de chantier et transport des matérianux, décapage de la terre végitale.	F	1	88,173,678.68	88,173,678.68
TOTAL					**88,173,678.68**
Poste 1 : Pieux					
1.1	Forage des pieux Ø 1200mm verticaux en terrain non rocheux	ML	3,135.00	60,000.00	188,100,000.00
1.2	Recepage des pieux	U	209.00	24,000.00	5,016,000.00
1.3	Essais statiques des pieux isolés	U	1.00	4,000,000.00	4,000,000.00
TOTAL (Poste 1)					**197,116,000.00**
Poste 3 : Béton					
2.1	Béton de propreté 10 cm pour fondation	M3	190.476	10,500.00	1,999,998.00
2.2	Béton RN 27 pour pieux	M3	3,762.00	14,000.00	52,668,000.00
2.3	Béton RN 27 pour semelles (piles,culées)	M3	1,845.00	15,000.00	27,675,000.00
2.4	Béton RN 27 pour piles	M3	2,625.92	16,000.00	42,014,720.00
2.5	Béton RN 27 pour culées	M3	775.00	16,000.00	12,400,000.00
2.6	Béton RN 35 pour voussoirs en béton précontraint	M3	6,235.68	35,000.00	218,248,800.00
TOTAL (Poste 2)					**355,006,518.00**
Poste 3 : Acier					

3.1	Acier haute adhérence Fe E50 A pour infrastructure	T	1,060.68	160,000.00	169,709,212.80
3.2	Acier haute adhérence Fe E50 A pour voussoirs en béton précontraint	T	748.28	160,000.00	119,725,056.00
3.3	Acier de précontraint par post-tension pour voussoirs préfabriqués	T	82.00	490,000.00	40,180,000.00
TOTAL(Poste 3)					**329,614,268.80**
TOTAL HORS TAXES					**969,910,465.48**
T V A 19 %					**184,282,988.44**
TOTAL EN TTC					**1,154,193,453.92**
Deux milliards trois cent trente-six millions deux cent quatre-vingt-quatorze mille trois cent dix-neuf dinars et quatre-vingt-cinq centimes.					

DEVIS ESTIMATIF VARIANTE PONT MIXTE					
N°	**DESIGNATIONS DES POSTES**	**U**	**Quantites**	**PRIX UNITAIRE (HT)**	**Montant**
1	Installation de chantier et transport des matérianux, décapage de la terre végitale.	F	1	195,114,631.73	195,114,631.73
TOTAL					**195,114,631.73**
Poste 1 : Pieux					
1.1	Forage des pieux Ø 1200mm verticaux en terrain non rocheux	ML	2,798.00	20,000.00	55,960,000.00
1.2	Recepage des pieux	U	215.00	25,000.00	5,375,000.00
1.3	Essais statiques des pieux isolés	U	1.00	4,000,000.00	4,000,000.00
TOTAL (Poste 1)					**65,335,000.00**
Poste 3 : Béton					
2.1	Béton de propreté 10 cm pour fondation	M3	234.422	10,500.00	2,461,431.00
2.2	Béton RN 27 pour pieux	M3	3,162.86	14,000.00	44,280,028.80
2.3	Béton RN 27 pour semelles (piles,culées)	M3	7,034.45	15,000.00	105,516,675.00
2.4	Béton RN 27 pour piles	M3	7,802.28	17,000.00	132,638,760.00
2.5	Béton RN 27 pour culées	M3	485.32	17,000.00	8,250,372.00
2.6	Béton RN 35 pour hourdi	M3	2,122.94	30,000.00	63,688,344.00
TOTAL (Poste 2)					**356,835,610.80**
Poste 3 : Acier					
3.1	Acier haute adhérence Fe E50 A pour infrastructure	T	2,176.60	160,000.00	348,255,519.77

3.2	Acier haute adhérence Fe E50 A pour dalle	T	166.65	160,000.00	26,664,186.69
3.3	Acier charpente métallique pour le tablier	T	2885.14	400,000.00	1,154,056,000.00
TOTAL(Poste 3)					**1,528,975,706.46**
TOTAL HORS TAXES					**2,146,260,948.98**
T V A 19 %					**407,789,580.31**
TOTAL EN TTC					**2,554,050,529.29**
Deux milliards trois cent trente-six millions deux cent quatre-vingt-quatorze mille trois cent dix-neuf dinars et quatre-vingt-cinq centimes.					

ANNEXE F

DIAGRAMME DES EFFORTS INTERNES

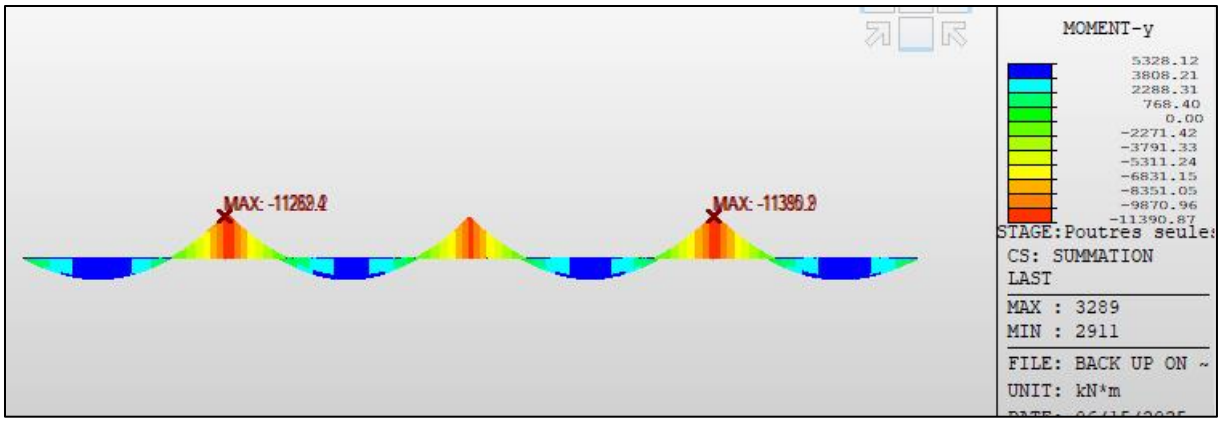


Figure 1: Moment fléchissant pour la phase de construction "Poutre seule".

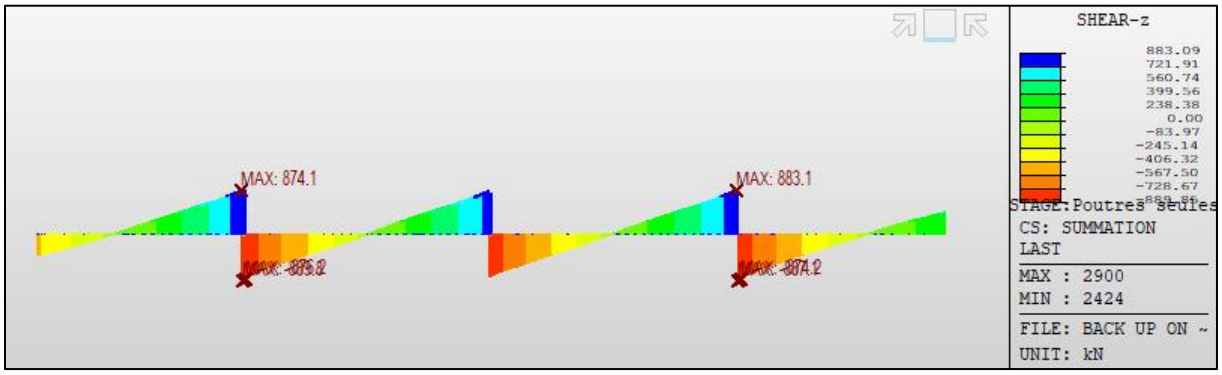


Figure 2:Effort tranchant pour la phase de construction "Poutre seule".

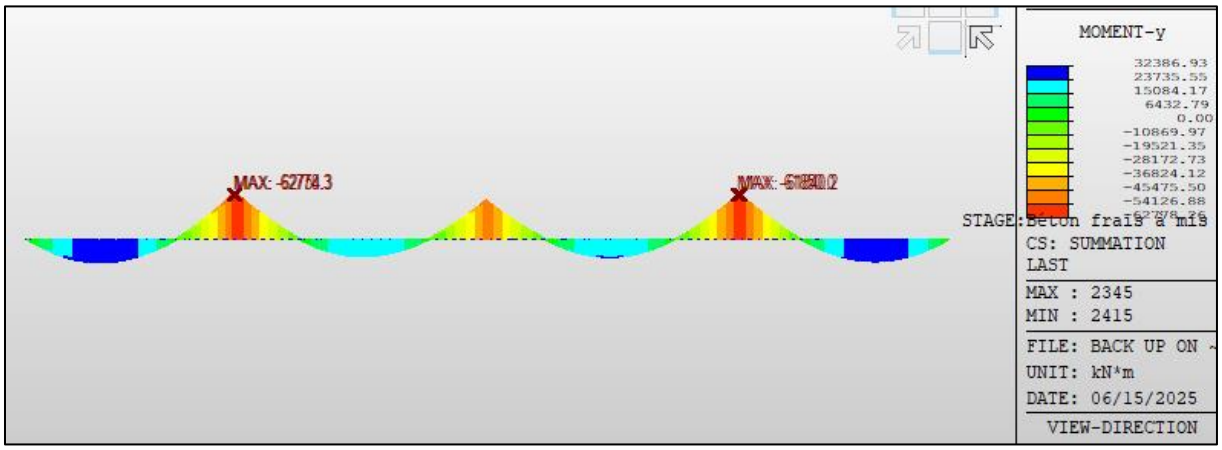


Figure 3: Moment fléchissant pour la 2éme phase de construction "Béton frais à mi-travée"

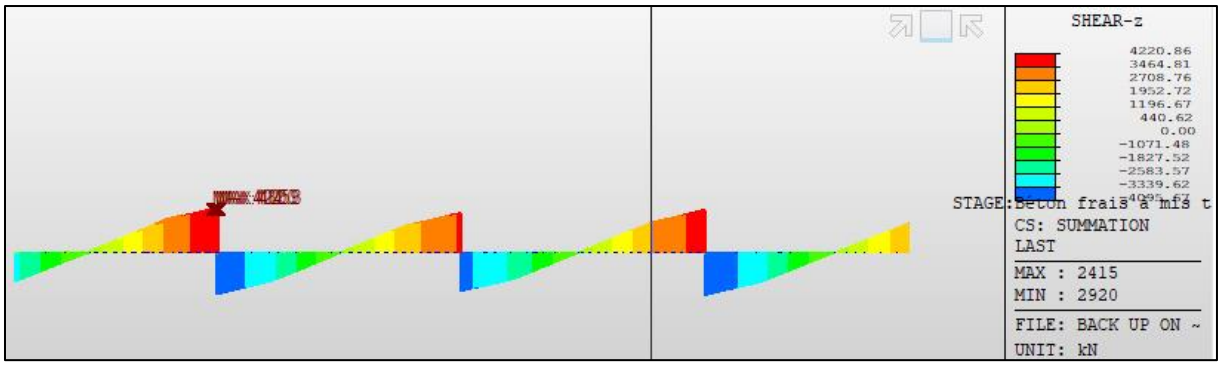


Figure 4: Effort tranchant pour la 2éme phase de construction "Béton frais à mi-travée"

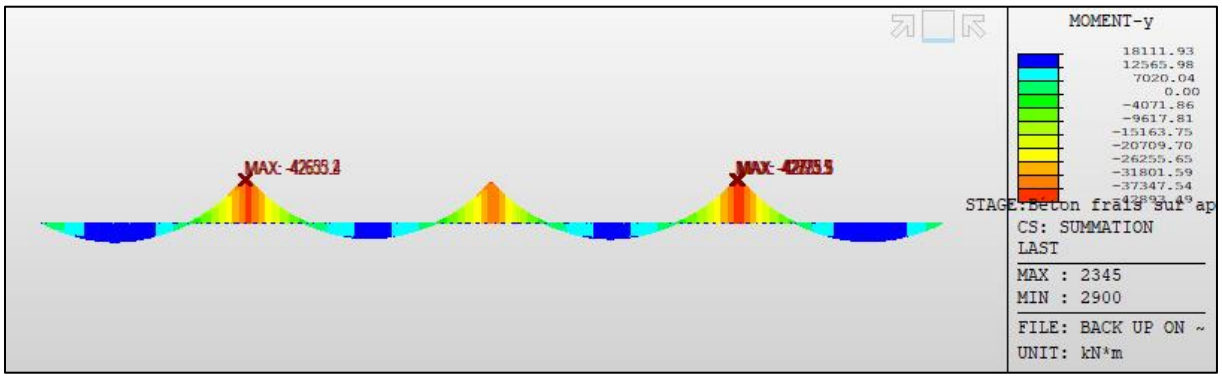


Figure 5:Moment fléchissant pour la 2éme phase de construction "Béton frais à sur appuis"

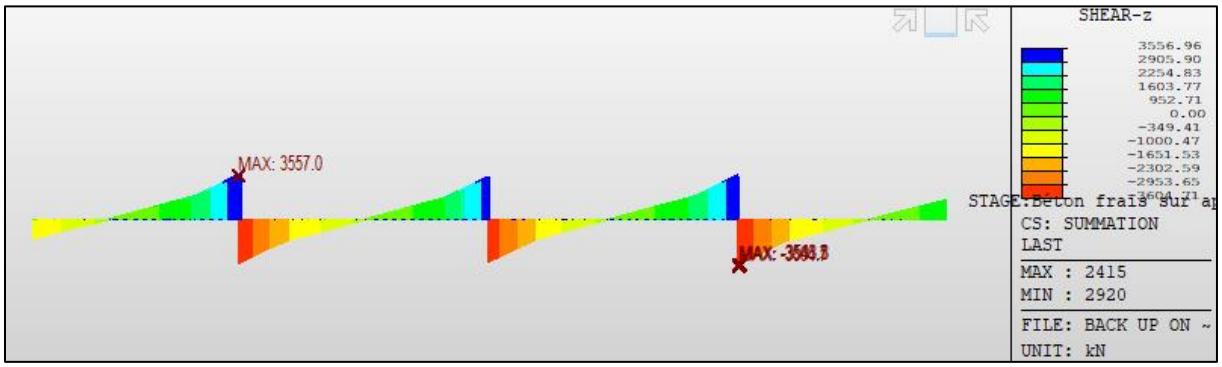


Figure 6:Effort tranchant pour la 2éme phase de construction "Béton frais sur appuis"

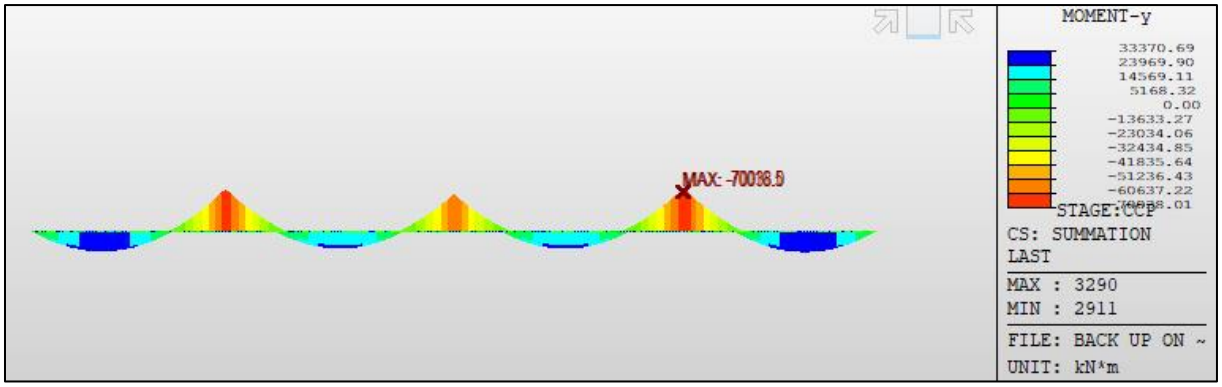


Figure 7: Moment fléchissant pour la 3éme phase de construction " G + CCP"

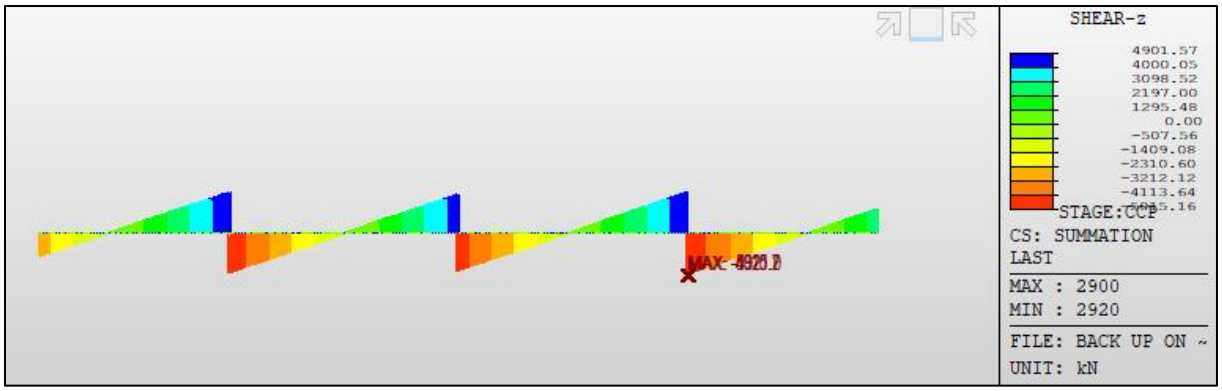


Figure 8:Effort tranchant pour la 3éme phase de construction " G + CCP"

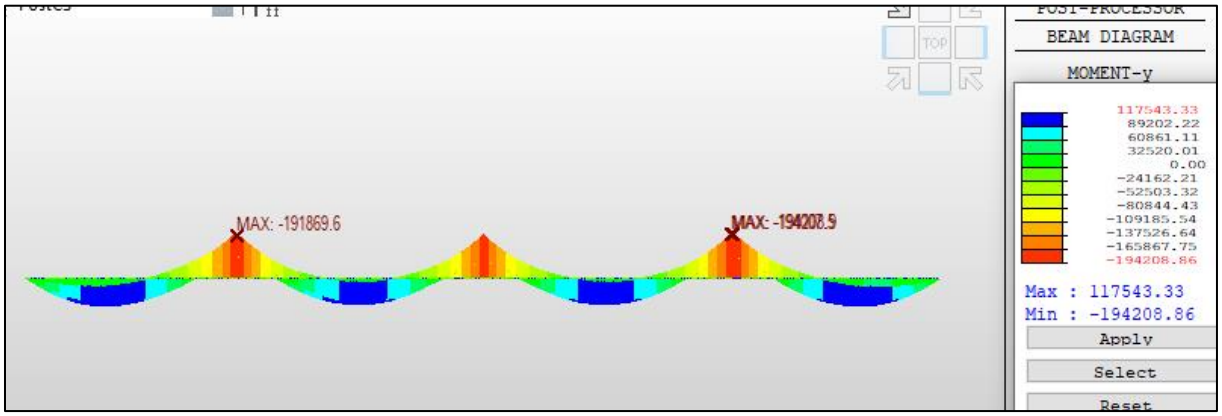


Figure 9:Moment fléchissant pour la 4éme phase de construction"Surchage" sous la combinaison la plus défavorable à l'ELU (UIC71,SW2)

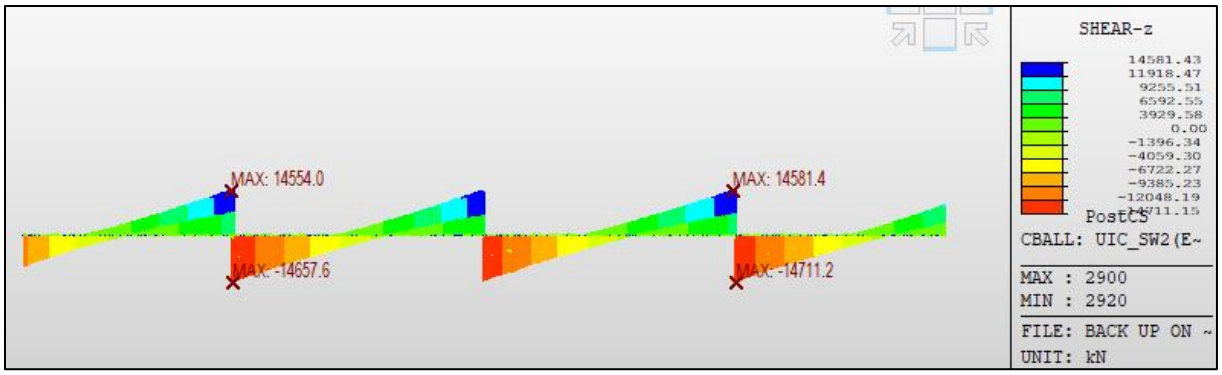


Figure 10:Effort tranchant pour la 4éme phase de construction"Surchage" à l'ELU (UIC71,SW2)

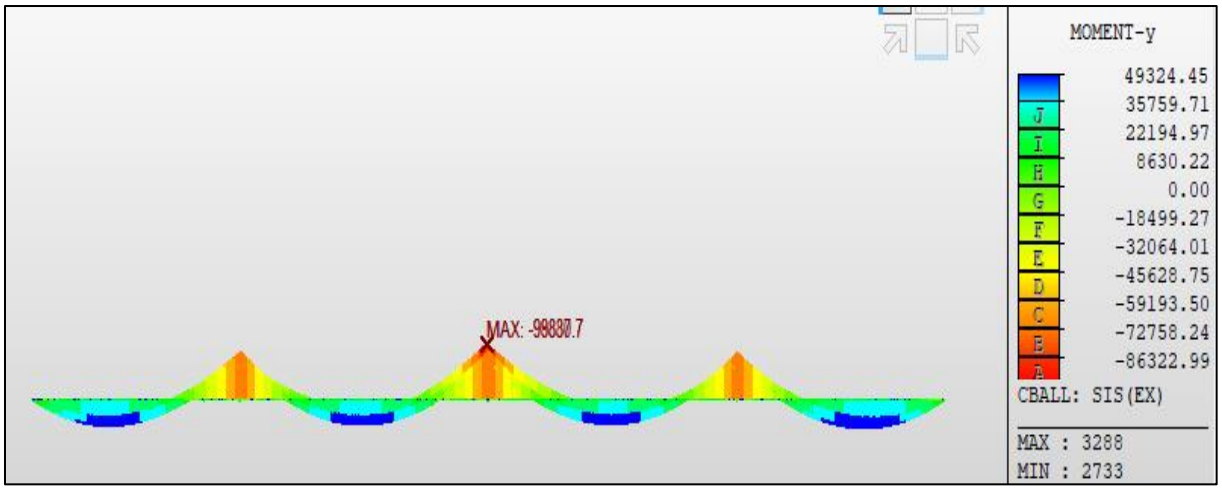


Figure 10 : diagramme du moment pour à l'ELA sous combinaison : G+0.3 (UIC71 + SW2) + (Ex + 0.3Ey + 0.3Ez) ±0.4T+D

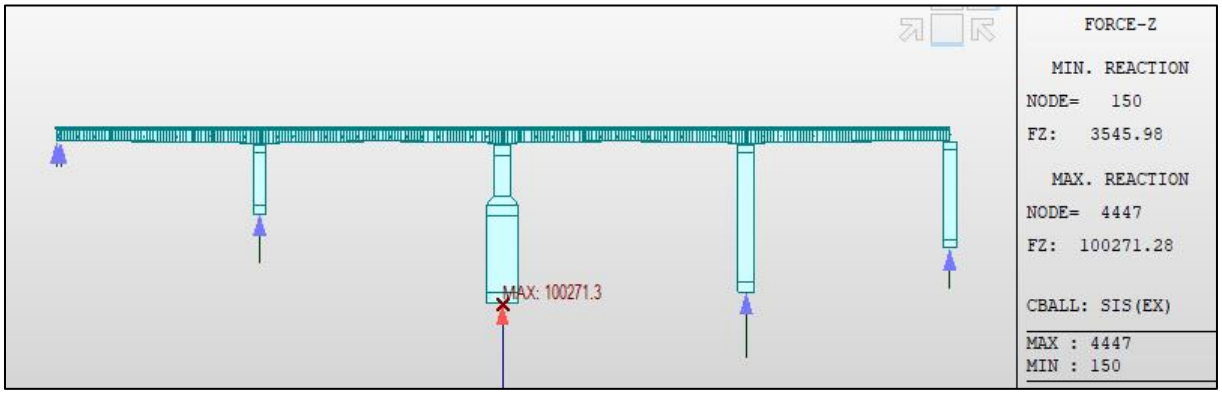


Figure 11: Réactions au niveau des appuis à l'ELA pour la combinaison G+0.3 (UIC71 + SW2) + (Ex + 0.3Ey + 0.3Ez) ±0.4T+D

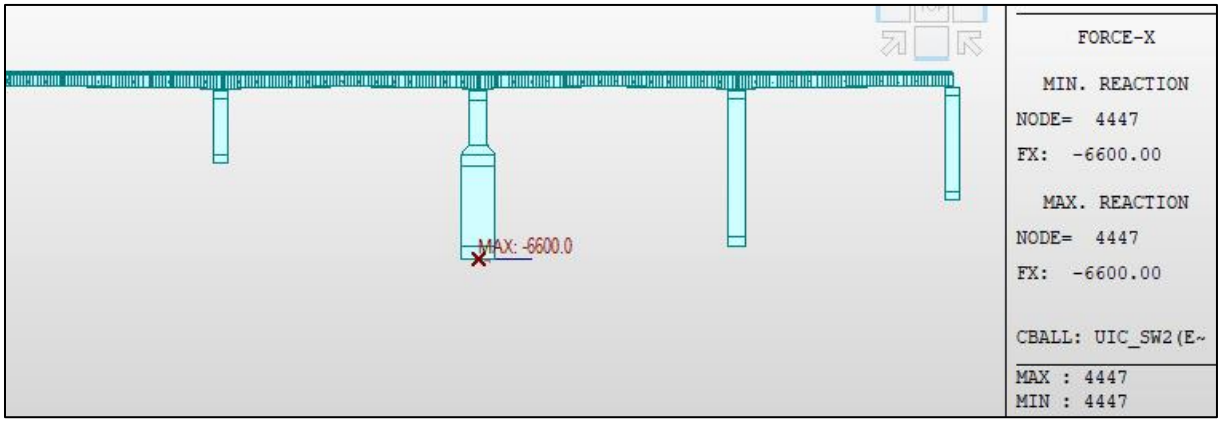


Figure 12: effort à la base de la pile pour la combinaison : 1.35 G+1.2 SW2+1,45 UIC71+1,2 Freinage SW2

Tableau 1 : Modes propres de la structure [MIDAS CIVIL].

Mode No	TRAN-X		TRAN-Y		TRAN-Z		Frequency		Period
	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	(rad/sec)	(cycle/sec)	(sec)
1	0.03	0.03	0.00	0.00	0.00	0.00	2.29892	0.365885	2.733103
2	0.02	0.06	0.00	0.00	0.00	0.00	2.299053	0.365906	2.732945
3	0.00	0.06	0.00	0.00	0.00	0.00	2.299099	0.365913	2.73289
4	0.03	0.09	0.00	0.00	0.00	0.00	2.299284	0.365942	2.732671
5	0.02	0.11	0.00	0.00	0.00	0.00	2.299381	0.365958	2.732555
6	0.00	0.11	0.00	0.00	0.00	0.00	2.299461	0.365971	2.73246
7	0.01	0.11	0.00	0.00	0.00	0.00	2.299484	0.365974	2.732433
8	0.00	0.12	0.00	0.00	0.00	0.00	2.299544	0.365984	2.732362
9	0.00	0.12	0.00	0.00	0.00	0.00	2.299560	0.365986	2.732342
10	0.00	0.12	0.00	0.00	0.00	0.00	2.299577	0.365989	2.732322
11	0.00	0.12	0.00	0.00	0.00	0.00	2.299584	0.36599	2.732314
12	0.00	0.12	0.00	0.00	0.00	0.00	2.299594	0.365992	2.732302
13	0.01	0.13	0.00	0.00	0.00	0.00	2.29972	0.366012	2.732152
14	0.00	0.13	0.00	0.00	0.00	0.00	2.299764	0.366019	2.7321
15	0.00	0.13	0.00	0.00	0.00	0.00	2.299789	0.366023	2.732071
16	0.00	0.13	0.00	0.00	0.00	0.00	2.299796	0.366024	2.732062
17	0.01	0.14	0.00	0.00	0.00	0.00	2.299886	0.366038	2.731956
18	0.00	0.14	0.00	0.00	0.00	0.00	2.299958	0.36605	2.73187
19	0.00	0.14	0.00	0.00	0.00	0.00	2.299968	0.366051	2.731858
20	0.00	0.14	0.00	0.00	0.00	0.00	2.299975	0.366052	2.731849
21	0.00	0.14	0.00	0.00	0.00	0.00	2.299979	0.366053	2.731845
22	0.00	0.14	0.00	0.00	0.00	0.00	2.299982	0.366053	2.731841
23	0.00	0.14	0.00	0.00	0.00	0.00	2.300001	0.366057	2.731818
24	0.00	0.14	0.00	0.00	0.00	0.00	2.300018	0.366059	2.731799
25	0.00	0.14	0.00	0.00	0.00	0.00	2.300032	0.366061	2.731781
26	0.00	0.14	0.00	0.00	0.00	0.00	2.300158	0.366082	2.731632
27	0.00	0.14	0.00	0.00	0.00	0.00	2.300225	0.366092	2.731552
28	0.00	0.14	0.00	0.00	0.00	0.00	2.300251	0.366096	2.731522
29	0.00	0.14	0.00	0.00	0.00	0.00	2.300253	0.366097	2.731519
30	0.00	0.14	0.00	0.00	0.00	0.00	2.300265	0.366099	2.731505
31	0.00	0.14	0.00	0.00	0.00	0.00	2.30027	0.366099	2.7315
32	0.00	0.14	0.00	0.00	0.00	0.00	2.300538	0.366142	2.73118
33	0.00	0.15	0.00	0.00	0.00	0.00	2.300613	0.366154	2.731091
34	0.00	0.15	0.00	0.00	0.00	0.00	2.302241	0.366413	2.729161
35	0.00	0.15	0.00	0.00	0.00	0.00	2.302417	0.366441	2.728952
36	0.00	0.16	0.00	0.00	0.00	0.00	2.302495	0.366453	2.728859
37	0.00	0.16	0.00	0.00	0.00	0.00	2.303149	0.366558	2.728085
38	0.00	0.16	0.00	0.00	0.00	0.00	2.305175	0.36688	2.725687
39	0.00	0.17	0.00	0.00	0.00	0.00	2.306084	0.367025	2.724612
40	0.00	0.17	0.00	0.00	0.00	0.00	2.307612	0.367268	2.722808
41	0.00	0.17	0.00	0.00	0.00	0.00	2.309446	0.36756	2.720647
42	0.01	0.19	0.00	0.00	0.00	0.00	4.286591	0.682232	1.465777
43	0.00	0.19	0.00	0.00	0.00	0.00	4.286742	0.682256	1.465725
44	0.00	0.19	0.00	0.00	0.00	0.00	4.287459	0.68237	1.46548
45	0.00	0.19	0.00	0.00	0.00	0.00	4.288052	0.682465	1.465277
46	0.00	0.20	0.00	0.00	0.00	0.00	4.289929	0.682763	1.464636
47	0.00	0.20	0.00	0.00	0.00	0.00	4.29223	0.68313	1.463851
48	0.00	0.20	0.00	0.00	0.00	0.00	5.55351	0.883869	1.13139
49	0.00	0.20	0.00	0.00	0.00	0.00	5.554959	0.884099	1.131095
50	0.00	0.20	0.00	0.00	0.00	0.00	5.555134	0.884127	1.131059
51	0.00	0.20	0.00	0.00	0.00	0.00	5.555825	0.884237	1.130919
52	0.00	0.20	0.00	0.00	0.00	0.00	5.556153	0.884289	1.130852
53	0.00	0.20	0.00	0.00	0.00	0.00	5.556935	0.884414	1.130693
54	0.00	0.21	0.00	0.00	0.00	0.00	5.558566	0.884673	1.130361
55	0.00	0.21	0.00	0.00	0.00	0.00	5.558609	0.88468	1.130352
56	0.00	0.21	0.00	0.00	0.00	0.00	5.558644	0.884686	1.130345
57	0.00	0.21	0.00	0.00	0.00	0.00	5.558872	0.884722	1.130299
58	0.00	0.21	0.00	0.00	0.00	0.00	5.558934	0.884732	1.130286
59	0.00	0.21	0.00	0.00	0.00	0.00	5.55898	0.884739	1.130277
60	0.00	0.21	0.00	0.00	0.00	0.00	5.559022	0.884746	1.130268
61	0.00	0.21	0.00	0.00	0.00	0.00	5.559038	0.884748	1.130265

62	0.00	0.21	0.00	0.00	0.00	0.00	5.559043	0.884749	1.130264
63	0.00	0.21	0.00	0.00	0.00	0.00	5.559053	0.884751	1.130262
64	0.00	0.21	0.00	0.00	0.00	0.00	5.559212	0.884776	1.130229
65	0.00	0.21	0.00	0.00	0.00	0.00	5.559236	0.88478	1.130225
66	0.00	0.21	0.00	0.00	0.00	0.00	5.559321	0.884793	1.130207
67	0.00	0.21	0.00	0.00	0.00	0.00	5.559381	0.884803	1.130195
68	0.00	0.21	0.00	0.00	0.00	0.00	5.55939	0.884804	1.130193
69	0.00	0.21	0.00	0.00	0.00	0.00	5.559395	0.884805	1.130192
70	0.00	0.21	0.00	0.00	0.00	0.00	5.559399	0.884806	1.130192
71	0.00	0.21	0.00	0.00	0.00	0.00	5.559405	0.884807	1.13019
72	0.00	0.21	0.00	0.00	0.00	0.00	5.559418	0.884809	1.130188
73	0.00	0.21	0.00	0.00	0.00	0.00	5.559436	0.884812	1.130184
74	0.00	0.21	0.00	0.00	0.00	0.00	5.559445	0.884813	1.130182
75	0.00	0.21	0.00	0.00	0.00	0.00	5.559525	0.884826	1.130166
76	0.00	0.22	0.00	0.00	0.00	0.00	5.559631	0.884843	1.130144
77	0.00	0.22	0.00	0.00	0.00	0.00	5.559647	0.884845	1.130141
78	0.00	0.22	0.00	0.00	0.00	0.00	5.55966	0.884847	1.130138
79	0.00	0.22	0.00	0.00	0.00	0.00	5.560511	0.884983	1.129965
80	0.00	0.22	0.00	0.00	0.00	0.00	5.560671	0.885008	1.129933
81	0.00	0.22	0.00	0.00	0.00	0.00	5.560785	0.885026	1.12991
82	0.00	0.22	0.00	0.00	0.00	0.00	5.561255	0.885101	1.129814
83	0.00	0.22	0.00	0.00	0.00	0.00	5.561549	0.885148	1.129754
84	0.00	0.22	0.00	0.00	0.00	0.00	5.562694	0.88533	1.129522
85	0.00	0.22	0.00	0.00	0.00	0.00	5.562961	0.885373	1.129468
86	0.00	0.22	0.00	0.00	0.00	0.00	5.563546	0.885466	1.129349
87	0.00	0.22	0.00	0.00	0.00	0.00	5.564108	0.885555	1.129235
88	0.00	0.22	0.00	0.00	0.00	0.00	5.569652	0.886438	1.128111
89	0.01	0.22	0.00	0.01	0.00	0.00	6.063342	0.965011	1.036258
90	0.10	0.32	26.44	26.45	0.00	0.00	6.464111	1.028795	0.972011
91	17.82	18.14	0.48	26.93	0.02	0.02	7.763714	1.235633	0.809301
92	9.36	27.50	0.00	26.93	0.00	0.02	8.247861	1.312688	0.761796
93	6.68	34.18	1.69	28.62	0.00	0.02	8.435918	1.342618	0.744813
94	0.00	34.18	0.00	28.62	0.00	0.02	8.783312	1.397908	0.715355
95	0.00	34.18	0.00	28.62	0.00	0.02	8.783709	1.397971	0.715323
96	0.00	34.18	0.00	28.62	0.00	0.02	8.783749	1.397977	0.715319
97	0.00	34.18	0.00	28.62	0.00	0.02	8.783772	1.397981	0.715317
98	0.19	34.37	0.02	28.64	0.00	0.02	8.800127	1.400584	0.713988
99	4.67	39.04	0.45	29.08	0.01	0.03	9.305529	1.481021	0.67521
100	7.53	46.57	1.86	30.95	0.03	0.06	10.235105	1.628968	0.613886
101	5.14	51.71	0.13	31.08	0.00	0.07	11.711304	1.863912	0.536506
102	0.21	51.92	2.72	33.79	0.00	0.07	12.12308	1.929448	0.518283
103	5.03	56.96	0.00	33.79	0.00	0.07	12.627624	2.009749	0.497575
104	0.04	56.99	0.60	34.39	0.00	0.07	13.747211	2.187937	0.457052
105	0.00	56.99	0.02	34.41	0.06	0.12	15.407684	2.452209	0.407796
106	0.01	57.00	0.09	34.49	0.10	0.22	15.584034	2.480276	0.403181
107	0.04	57.04	7.45	41.94	0.01	0.23	16.150866	2.57049	0.389031
108	0.03	57.07	0.91	42.85	0.18	0.41	18.329922	2.917298	0.342783
109	0.18	57.25	6.18	49.02	0.21	0.62	19.332235	3.076821	0.325011
110	0.15	57.40	3.82	52.84	0.00	0.62	19.942837	3.174001	0.31506
111	0.17	57.56	7.44	60.28	0.20	0.82	20.388725	3.244966	0.30817
112	0.00	57.56	0.25	60.54	8.95	9.77	22.491479	3.57963	0.279358
113	0.00	57.56	0.55	61.08	6.37	16.14	22.868565	3.639645	0.274752
114	0.00	57.56	0.64	61.72	1.63	17.77	24.012816	3.821758	0.26166
115	0.00	57.57	0.56	62.28	0.70	18.48	26.146434	4.161334	0.240308
116	0.00	57.57	0.29	62.57	0.01	18.48	26.834857	4.2709	0.234143
117	0.03	57.60	0.37	62.94	0.04	18.52	28.9059	4.600517	0.217367
118	3.63	61.24	0.00	62.94	0.00	18.52	29.993822	4.773665	0.209483
119	0.09	61.32	0.90	63.84	0.01	18.53	31.041962	4.940482	0.202409
120	0.73	62.05	0.02	63.85	0.04	18.56	34.138642	5.433334	0.184049
121	0.71	62.77	0.01	63.86	0.05	18.61	35.121505	5.589761	0.178899
122	0.01	62.77	0.00	63.86	0.00	18.61	36.543041	5.816006	0.171939
123	0.01	62.78	0.00	63.87	0.01	18.62	37.174389	5.916488	0.169019
124	0.04	62.82	0.13	64.00	0.01	18.63	38.417071	6.114267	0.163552
125	0.02	62.84	0.16	64.16	0.01	18.63	39.372894	6.266391	0.159581
126	0.02	62.86	0.00	64.16	0.00	18.64	40.289155	6.412218	0.155952
127	0.04	62.89	0.04	64.20	0.02	18.65	41.898853	6.66841	0.149961

128	3.14	66.03	0.00	64.20	0.00	18.65	42.757501	6.805068	0.146949
129	1.95	67.98	0.03	64.24	0.01	18.67	43.502877	6.923698	0.144431
130	0.13	68.11	0.00	64.24	0.00	18.67	45.688171	7.271498	0.137523
131	1.36	69.48	0.03	64.26	0.00	18.67	46.710725	7.434243	0.134513
132	0.00	69.48	0.03	64.29	0.00	18.67	48.728311	7.755352	0.128943
133	0.06	69.53	0.01	64.30	0.01	18.68	49.127984	7.818962	0.127894
134	0.01	69.54	0.02	64.31	0.00	18.68	50.454924	8.030151	0.124531
135	0.00	69.54	0.01	64.32	0.00	18.68	52.093786	8.290984	0.120613
136	0.00	69.55	0.02	64.34	0.00	18.68	53.764753	8.556926	0.116864
137	0.01	69.55	0.10	64.44	0.00	18.68	54.501858	8.67424	0.115284
138	0.00	69.55	0.13	64.57	0.00	18.69	55.776233	8.877063	0.11265
139	0.00	69.55	0.20	64.77	0.00	18.69	56.456858	8.985388	0.111292
140	0.00	69.56	0.03	64.81	0.00	18.69	57.159349	9.097193	0.109924
141	0.02	69.58	0.00	64.81	0.04	18.73	57.887263	9.213044	0.108542
142	0.01	69.59	0.25	65.05	0.01	18.74	58.171161	9.258228	0.108012
143	0.00	69.59	0.00	65.05	0.03	18.77	58.274078	9.274608	0.107821
144	0.00	69.59	0.06	65.12	0.03	18.80	58.353747	9.287287	0.107674
145	0.00	69.60	0.06	65.18	0.02	18.81	58.534765	9.316097	0.107341
146	0.00	69.60	0.10	65.28	0.07	18.88	58.84405	9.365321	0.106777
147	0.00	69.60	0.04	65.32	0.01	18.89	58.878369	9.370783	0.106715
148	0.00	69.60	0.00	65.32	0.02	18.90	59.219252	9.425037	0.1061
149	0.00	69.60	0.00	65.33	0.00	18.90	59.688195	9.499671	0.105267
150	0.00	69.60	0.05	65.38	0.00	18.91	60.027407	9.553659	0.104672
151	0.00	69.60	0.10	65.48	0.01	18.92	60.256168	9.590067	0.104275
152	0.00	69.60	0.00	65.48	0.00	18.93	60.329173	9.601686	0.104148
153	0.00	69.60	0.00	65.48	0.00	18.93	60.493699	9.627871	0.103865
154	0.00	69.61	0.01	65.49	0.01	18.94	60.629199	9.649437	0.103633
155	0.00	69.61	0.00	65.49	0.00	18.94	60.71847	9.663645	0.103481
156	0.00	69.61	0.00	65.49	0.00	18.94	60.808555	9.677982	0.103327
157	0.00	69.61	0.00	65.49	0.00	18.94	60.906604	9.693587	0.103161
158	0.00	69.61	0.00	65.49	0.01	18.95	61.099918	9.724354	0.102835
159	0.00	69.61	0.00	65.49	0.01	18.96	61.131372	9.72936	0.102782
160	0.00	69.61	0.00	65.50	0.00	18.96	61.176881	9.736603	0.102705
161	0.00	69.61	0.00	65.50	0.00	18.96	61.245951	9.747596	0.102589
162	0.00	69.61	0.00	65.50	0.00	18.96	61.264125	9.750488	0.102559
163	0.00	69.61	0.00	65.50	0.00	18.96	61.31704	9.75891	0.10247
164	0.00	69.61	0.00	65.50	0.00	18.96	61.35826	9.76547	0.102402
165	0.00	69.61	0.01	65.51	0.00	18.96	61.368275	9.767064	0.102385
166	0.00	69.61	0.00	65.51	0.00	18.96	61.412248	9.774063	0.102312
167	0.00	69.61	0.00	65.51	0.00	18.96	61.451934	9.780379	0.102246
168	0.00	69.61	0.02	65.53	0.01	18.97	61.54211	9.794731	0.102096
169	0.00	69.61	0.00	65.54	0.00	18.97	61.6044	9.804645	0.101992
170	0.00	69.61	0.00	65.54	0.00	18.97	61.614479	9.806249	0.101976
171	0.00	69.61	0.00	65.54	0.00	18.97	61.634768	9.809478	0.101942
172	0.00	69.61	0.00	65.54	0.00	18.97	61.78833	9.833918	0.101689
173	0.00	69.61	0.04	65.57	0.00	18.97	61.922034	9.855198	0.101469
174	0.00	69.61	0.16	65.73	0.00	18.97	62.84576	10.002213	0.099978
175	0.00	69.61	1.13	66.87	0.01	18.98	63.381281	10.087444	0.099133
176	0.00	69.61	0.22	67.09	0.00	18.98	64.315969	10.236204	0.097692
177	0.00	69.61	0.02	67.11	0.01	18.99	65.950394	10.496331	0.095271
178	0.00	69.61	0.02	67.13	0.00	19.00	67.388538	10.725219	0.093238
179	0.00	69.61	0.00	67.13	0.01	19.01	69.777173	11.105382	0.090046
180	0.01	69.63	0.03	67.16	0.00	19.01	70.999304	11.29989	0.088496
181	0.01	69.64	0.00	67.16	0.00	19.01	73.357813	11.675259	0.085651
182	0.45	70.09	0.05	67.20	0.02	19.03	73.992405	11.776257	0.084917
183	0.18	70.27	0.32	67.53	0.89	19.92	76.186204	12.125411	0.082471
184	0.07	70.34	0.89	68.41	1.47	21.40	76.792586	12.22192	0.08182
185	0.05	70.39	0.09	68.50	0.07	21.47	77.476339	12.330742	0.081098
186	0.00	70.39	0.01	68.51	0.04	21.51	79.517694	12.655634	0.079016