

République algérienne démocratique et populaire
Ministère de l'enseignement supérieure et de la recherche scientifique

المدرسة الوطنية العليا للأشغال العمومية 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 étude d'un viaduc au (PK 107+899,59 au PK 108+270,79) du tronçon Bouchegouf-Souk-Ahras.

Présenté par :

BENLACHHAB El Kaima

MELLAL Laeticia

Encadré par :

Mr. BAYASLI Rachid

Mr. TAKKI Mohamed

Promotion : 2025/2026

© 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.

الحمد لله حمدا كثيرا طيبا مباركا فيه

Nous exprimons ensuite notre gratitude à notre professeur et encadrant, Mr.BAYASLI Rachid. 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. SEBAH Omar, M. DAHMAN Mohamed, M. SIOUANI Toufik et M. HENNA youcef pour leur grande disponibilité, leur accompagnement bienveillant et tout ce qu'ils nous ont transmis — tant sur le plan technique qu'humain.

Nous remercions enfin l'ensemble des enseignants de l'ENSTP pour la qualité de leur formation, ainsi que l'administration de l'école.



Dédicaces

Je tiens à dédier ce travail à mes très chers parents, qui ont été toujours mon refuge, ma force et ma plus grande source de motivations. Merci pour vos sacrifices, votre patience et votre confiance.

A mon frère, pour son soutien et sa présence au long de mon parcours.

A mon ami Ali, pour sa présence, son écoute et son soutien précieux.

A mes cousines Anaïs et la petite Anaïs que j'aime profondément et qui occupe une place toute particulière dans ma vie.

A mes copines de chambres Ryma et Ines, qui ont partagé avec moi les longues nuits de travaux et les plus beaux souvenirs de ces années universitaires.

A mes amies Kamelia et Maryline, merci pour votre présence et aux souvenirs que nous avons construits ensemble.

A ma binôme kaima, avec qui j'ai partagé cette aventure académique, merci pour ton investissement, ta patience ainsi que tous les efforts que nous avons fournis ensemble afin de mener à bien ce projet. Ce mémoire est aussi le reflet de notre travail commun et notre engagement.

Enfin, je dédie ce travail à la petite moi que j'étais, celle qui rêvait grand, qui doutait parfois d'elle-même, mais qui avançait avec courage et qui espérait simplement rendre fiers ceux qu'elle aimait.

Je tiens à remercier la femme que je suis devenue aujourd'hui : plus forte, plus déterminée, plus confiante et plus consciente de sa valeur.

Je remercie également toutes les personnes qui ont marqué mon parcours : celles qui sont restées comme celles qui sont parties. Chacun, par sa présence ou son absence, a contribué à forger la personne que je suis devenue.

Laeticia.....



ربي لك الحمد كما ينبغي لجلال وجهك و عظيم سلطانك

Dédicaces

Avant toute chose, je remercie Dieu le plus puissant, Celui qui m'a donné la force lorsque je pensais ne plus en avoir, celui qui m'a guidé dans les moments de doute, de fatigue et de solitude. Pour chaque porte ouverte au bon moment.

Je dédie ce travail à mes chers parents, ma très très chère grande mère, celle qui m'a accompagné le premier jour au primaire ainsi mon premier jour à l'université et en chaque jour de ma vie.

Aucune phrase ne pourra exprimer tout l'amour, le respect et la reconnaissance que je vous porte. Merci pour vos sacrifices silencieux, pour vos prières, pour votre patience infinie, pour chaque nuit d'inquiétude.

Ce diplôme est autant le vôtre que le mien.

A mes amies, mes sœurs de cœur : Djebouri kamelia, Arfi mariline, chaib feriel et ma binôme Mellal Laeticia.

Merci d'avoir partagé avec moi les plus beaux comme les plus difficiles moments. Votre écoute, votre amour et votre sincérité. Vous avez été une famille choisie par le cœur. Les souvenirs, les discussions, les larmes, les fous rires et le soutien resteront gravés en moi pour toujours.

Je remercie également tous mes enseignants : depuis le primaire jusqu'au lycée, puis à l'université.

Un grand merci pour M.Zekad mohamed et M.Lynda Karim, à chaque professeur qui m'as transmis un savoir, une valeur, une leçon de vie : merci, vous avez fait de moi la personne que je suis devenue aujourd'hui.

Je souhaite aussi remercier mon petit village : l'endroit simple mais rempli d'histoires, de souvenirs. C'est là que tout a commencé : mes rêves ont grandi malgré les limites et les difficultés. Porter ce parcours avec moi est une immense fierté.

Enfin, je me remercie moi-même : Merci à moi d'avoir tenu bon malgré les tempêtes, merci pour la patience, les sacrifices, les nuits blanches, et pour les larmes cachées derrière les sourires. Merci d'avoir continué à croire en mes rêves même lorsque le chemin semblait impossible. Merci de ne jamais avoir abandonné.

Ce mémoire n'est pas uniquement un travail académique : c'est le reflet des années de lutte, d'espoir, de courage et de foi.

A tous ceux qui ont fait part de cette aventure, de près ou de loin : Merci du fond du cœur.

Kaima.....



ملخص

يُعَدُّ هذا العمل جزءاً من مشروع التخرج. ويهدف إلى تصميم وتحليل جسر سكة حديد مزدوج المسار عند النقطة $899.59+107$ على خط تعدين بوشجوف - سوق أهراس الشرقي، بطول 350.7 متراً

تتناول دراستنا جوانب التصميم والتحليل لجسر مركب ثنائي العوارض غير محدد استاتيكيًا ذي ارتفاع ثابت. وقد تم اعتماد هذا التصميم بعد عدة تجارب على ارتفاعات مختلفة. ثم جرى التحقق من صحة التصميم باستخدام نموذج العناصر المحدودة القائم على برنامج بعد ذلك، أُعيد تحديد أبعاد مكونات الجسر الأخرى، مثل المعدات والبنية التحتية للدعامات والأساسات، وحُسبت، *MIDAS CIVIL*. وجرى التحقق منها وفقًا للمعايير الجزائرية والدولية.

الكلمات المفتاحية: جسر سكة حديد، جسر سكة حديد، جسر مركب ثنائي العوارض

Abstract

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 PK107+899.59 on the Bouchegouf-Souk Ahras EAST mining line over a length of 350,7m.

Our study concerns both the conceptual aspect and the study of a mixed hyperstatic two-beam deck with constant 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.

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 PK107+899,59 sur la ligne minière EST Bouchegouf-Souk Ahras sur une longueur de 350,7m.

Notre étude touche à la fois l'aspect conceptionnel et d'étude d'un tablier mixte hyperstatique bipoutre a hauteur constante, 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.

Sommaire

I.	INTRODUCTION GENERALE	20
II.	PRESENTATION DU PROJET	22
II.1.	Introduction	23
II.2.	Présentation du projet :	23
II.2.1.	Objectif du projet	23
II.2.2.	Situation du projet	24
II.2.3.	L'obstacle à franchir	24
II.3.1.	Les données fonctionnelles	24
II.3.1.1.	Vue en plan	24
II.3.1.2.	Coupe longitudinale	25
II.3.1.3.	Coupe transversale	25
II.3.2.	Les données naturelles	27
II.3.2.1.	Topographie	27
II.3.2.2.	Géotechnique	27
II.3.2.3.	Sismicité du site	28
II.3.2.4.	Pluviométrie	28
II.3.2.5.	Température	29
III.	Conception Et Prédimensionnement	30
III.1.	Introduction	31
III.2.	Présentation et prédimensionnement des variantes	31
III.2.1.	Variante 1 : Pont caisson en béton précontraint construit par encorbellement successif	31
III.2.1.1.	Conception longitudinale	31
III.2.1.2.	Découpage des voussoirs	31
III.2.1.3.	Conception transversale	32
III.2.1.4.	Conception d'infrastructure (Pile/Culée)	33
III.2.2.	Variante 2 : Pont à poutre en béton précontraint Post-Tension	34
III.2.2.1.	Conception longitudinale	34
III.2.2.2.	Conception transversale	34
III.2.2.3.	Conception de l'infrastructure	35
III.2.3.	Variante 03 : Pont mixte Bipoutres à hauteur constante	36
III.2.3.1.	Conception longitudinale	36
III.2.3.2.	Conception transversale (Selon SETRA)	36
III.2.3.3.	Contreventement et entretoisement des poutres	37
III.3.	Etude comparative	38
IV	. MATERIAUX ET HYPOTHESES DE CALCUL	43
IV.1.	Introduction	44
IV.2.	Normes et règles de calcul	44
IV.3.	Caractéristiques des matériaux	44
IV.3.1.	Béton	44
IV.3.1.1.	Résistance en compression	44
IV.3.1.2.	Résistance à la traction	45

IV313	Contraintes admissibles à L'ELU	45
IV314	Contraintes admissibles à L'ELS	45
IV315	Déformation longitudinale du béton	46
IV316	Déformation transversale	46
IV317	Coefficient de poisson	46
IV.3.2.	Aciers	46
IV321	Aciers passifs	46
IV322	Aciers des poutres	47
V	Evaluation des charges et sollicitations	48
V1	Introduction	49
V2	Evaluation des charges et surcharges	49
V.2.1.	Charges permanentes (CP)	49
V.2.2.	Compléments de charges permanentes (CCP)	50
V221	Rails (EN1991-1-1 TAB. A.6)	50
V223	Ballast (EN1991-1-1 TAB. A.6)	50
V224	Trottoir	50
V225	Caniveaux	51
V226	Murettes	51
V227	Garde-corps	51
V228	Caténaire	51
V229	Chape de béton	51
V.2.3.	Surcharge d'exploitation ferroviaire (EN 1991-2 :2003)	52
V231	Charges verticales	52
V.2.4.	Transmission des charges d'essieu à la structure	53
V243	Coefficients dynamique ϕ (ϕ_2 , ϕ_3)	56
V.2.5.	Charges Horizontales	59
V251	Forces centrifuges (Selon l'article 6.5.1 de l'EN 1991-2 :2003)	59
V252	Effort de lacet (Selon l'article 6.52 de l'EN 1991-2 :2003)	60
V254	Déraillement (Selon l'article 6.7.1 de l'EN 1991-2 :2003)	61
V.2.6.	Actions naturelles (NF EN 1991-1-5 : 2004)	63
V261	Action du vent (NF EN 1991-1-4)	63
V262	Variation uniforme de la température ΔT_u	63
V.2.7.	Gradient thermique linéaire $\Delta \theta$ (Conformément à l'article 3.1.2.2 du RCPR)	63
V3	Application des charges de trafic (selon l'article 6.8 DE L'EN 1991-2 :2003)	64
V.3.1.	Généralités	64
V.3.2.	Groupes de charges - Valeurs caractéristiques de l'action à composantes multiples-	65
V.3.3.	Combinaisons d'actions (EN 1990-Annexe A2)	65
V.3.4.	Combinaisons représentatives	65
VI	Etude du tablier	67
VI1	Introduction	68
VI2	Présentation du logiciel MIDAS	68
VI3	Analyse de la section mixte	69
VI.3.1.	Caractéristique de la section mixte	69
VI313	Calcul des surfaces	72
VI314	Position du centre de gravité de la section mixte	72
VI315	Moment d'inertie de la section mixte	73
VI316	Caractéristiques de la section mixte : application numérique	73
➤	Caractéristiques de la section en béton	73

VI4	Résistance en section et vérification de la sécurité structurale (EUROCODE 3 et 4)	75
VI4.1.	Classification des sections (EN 1993-1-1 :2005 articles 5.5)	75
VI4.2	Coulage de la dalle	76
VI4.3	Justification des contraintes (EN 1994-2 :2005)	76
VI4.4	Justification en flexion	77
VI4.5	Justification de l'effort tranchant	77
VI4.6	Justification du moment fléchissant	78
VI5	Résultats et vérifications	79
VI.5.1.	Justification sous l'interaction M.V (EN1994-2, 6.2.2.4)	82
IV1.	Retrait du béton : (EN 1992-1-1 ,3.1)	83
VI.7.	Entretoises	87
VI.7.1.	Vérification des entretoises	87
VI.7.2.	Entretoises sur appuis	87
VI.8.	Vérification de la flèche (EN 1990 ANNEXE A2, A.2.4.4.2.3)	89
VI.9.	Différents types de voilement de l'âme	90
VI.10.	La vérification au déversement	91
VI.11.	Les connecteurs	92
VI.12.	Etude de la dalle	96
VI.12.1.	Ferraillage de la dalle	97
VI.12.2.	Dalle centrale	97
VI.12.2.1.	Calcul de ferraillage transversal (sous M_{yy})	97
VI.12.3.	Dalle en porte à faux	98
VI.13.	Assemblage	100
VI.13.1.	Assemblage par soudure	101
VI.13.2.	Catégories d'assemblages soudés-type de soudures	101
VI.13.3.	Procédés de soudage retenus pour l'ouvrage	101
VI.13.3.1.	Contrôle de soudure	102
VII	. Equipements de pont	104
VII1.	Introduction	105
VII2	Appareils d'appuis	105
VII3	Types d'appareils d'appuis	105
VII.3.1.	Appareils d'appuis à pot	106
VII.3.2.	Conditions d'appuis	106
VII4	Le dimensionnement des appareils d'appuis	107
VII.4.1.	Vis-à-vis des efforts verticaux	107
VII5	Choix de l'appareil	110
VII6	Dé d'appui	110
VII.6.1.	Dimensionnement du dé d'appui	110
VII.6.2.	Ferraillage du dé d'appui	111
VII.6.3.	Ferraillage d'éclatement	111
VII7.	Joint sous ballast	112
VII8	Calcul du souffle	113

VII.9.	Evacuation des eaux pluviales	114
VII.10.	Conclusion	114
VIII	. Etude de l'infrastructure	115
VIII.1.	Etude sismique	116
VIII.2.	Caractéristiques de l'ouvrage relative à l'étude sismique	116
VIII.3.	Spectre de réponse	117
VIII.5.	Etude de la pile	121
VIII.6.	Ferraillage de la pile	123
VIII.6.	Ferraillage de la semelle sous la pile	132
VIII.7.	Etude de la culée	134
VIII.7.1.1.	Choix du type de culée	134
VIII.7.1.2.	Prédimensionnement de la culée	134
VIII.7.1.3.	Ferraillage des éléments de la culée	135
IX	. Etude de fondation	140
IX.1.	Introduction	141
IX.2.	Analyse des résultats de l'étude géotechnique et des levés topographiques	141
IX.3.	Choix des fondations	141
IX.2.	Etude de fondation profonde sur pieux	142
IX.4.	Ferraillage des pieux	147
X	. Conclusion Générale	150

Liste des figures

Figure II-1. Ligne minière Annaba Djebel Onk	23
Figure II-2. Situation du projet sur Google Earth.....	24
Figure II-3. Obstacle franchi par l'ouvrage	24
Figure II-4. Tracé en plan.....	25
Figure II-5. Coupe longitudinale de la voie portée.....	25
Figure II-6. Coupe transversale de la voie portée.....	26
Figure II-7. Topographique du site.....	27
Figure II-8. Zonage sismique de l'Algérie : toutes zones 0 à VI.....	28
Figure II-9. Diagramme climatique	28
Figure II-10. Tableau Climatique	29
Figure III-1. Découpage en voussoir (SETRA).....	31
Figure III-2. Section transversale du voussoir.....	32
Figure V-1. Evaluation des compléments de charges permanente	50
Figure V-2. Rail UIC60.....	50
Figure V-3. Traverse bi-bloc	50
Figure V-4. Modèle de charges 71 et valeur caractéristique pour les charges verticales	52
Figure V-5. Modèle de charges SW /0 et SW/2	52
Figure V-6. Excentricité des charges verticales	53
Figure V-7. Répartition de la charge d'essieu par le rail	54
Figure V-8. Répartition longitudinale par le ballast des charges d'essieu du schéma de charge.....	54
Figure V-9. Répartition longitudinale par le ballast des charges d'essieu du schéma de charge.....	55
Figure V-10. Organigramme permettant de déterminer si une analyse dynamique est requise	56
Figure V-11. L'article 6.4.5.1 de l'EN 1991-2 :2003)	57
Figure V-12. Tableau 6.2 de l'EN 1991-2.....	58
Figure V-13. Symboles et dimensions spécifiques pour les voies ferrées.....	59
Figure V-14. Situation de calcul 1 - Charge équivalente QA1d et qA1d.....	62
Figure V-15. Situation de calcul 2 : Charge équivalente qA2d.....	63
Figure VI-1. Midas Civil	68
Figure VI-2. Modèle 3D du viaduc	69
Figure VI-3. Définition de la largeur efficace	70
Figure VI-4. Calcul des distances entre les points de moment fléchissant nul.....	70
Figure VI-5. Largeur efficace considéré dans nos calculs.....	72
Figure VI-6. Centre de gravité de la section mixte	72
Figure VI-7. Phases du coulage de la dalle	76
Figure VI-8. Distribution des contraintes dans la section mixte	78
Figure VI-9. Effort de vérins appliqué sur l'entretoise PRS2500 sur MIDAS CIVIL	88
Figure VI-10. Réaction d'appuis (MIDAS CIVIL).....	88
Figure VI-11. Flèche de calcul [MIDAS CIVIL].....	89
Figure VI-12. Caractéristique de la section à mi-travée.....	91
Figure VI-13. Disposition transversale des goujons.....	95
Figure VI-14. Disposition longitudinale des goujons dans les différentes sections	96
Figure VI-15. Disposition de la dalle	97
Figure VI-16. Cartographie de moment fléchissant M_{yy} dans la dalle à l'ELU	97
Figure VI-17. Cartographie du moment fléchissant M_{yy} dans la dalle à l'ELS.....	98

Figure VI-18. Cartographie de moments fléchissant M_{yy} dans la dalle en encorbellement à l'ELU	
99 Figure VI-19. Cartographie de moments fléchissant M_{yy} dans la dalle en encorbellement à l'ELS	
.99 Figure VI-20. Plan de ferrailage de la dalle.....	100
Figure VI-21. Détail soudure âme- âme	102
Figure VI-22. Détail de soudure de la semelle supérieure	102
Figure VII-1. Composition schématique d'un appareil d'appui à pot	106
Figure VII-2. Conditions d'appuis	107
Figure VIII-1.Spectre de réponse $S_{ae(T)}$ - Composante horizontale.....	118
Figure VIII-2.Spectre de réponse $S_{ae(T)}$ - Composante verticale	118
Figure VIII-3. Coupe transversale de la pile	121
Figure VIII-4. Coupe transversale de la pile	124
Figure VIII-5. Abaques de WALTHER	125
Figure VIII-6. Zone critique	127
Figure VIII-7. Moments de dimensionnement en capacité	128
Figure VIII-8. Abaques de WALTHER	128
Figure VIII-9. Plan de ferrailage de la partie pleine.....	131
Figure VIII-10. Plan de ferrailage de la pile.....	131
Figure VIII-11.Les moments M_{xx} sur le mur en retour avec le logiciel	137
Figure VIII-12.Les moments M_{yy} sur le mur en retour avec le logiciel	138
Figure VIII-13. Ferrailage de la culée	139
Figure IX-1. Les trois types de fondation.....	141
Figure IX-2. Différentes charges constituant la résistance ultime du pieux.....	142
Figure IX-3.Détermination de la valeur de K_p selon le type de sol	143
Figure IX-4. Paramètres de calcul de P_{le}^*	144
Figure IX-5. Courbe de q_s en fonction du type de sol, de la pression limite nette moyenne et le type de pieu	145
Figure IX-6. Ferrailage d'un pieu	149
Figure 0-1. Matériau pour béton.....	172
Figure 0-2. Matériau pour acier.....	172
Figure 0-3. Section intermédiaire	172
Figure 0-4. Section sur culée.....	172
Figure 0-5. Section à mi-travée	173
Figure 0-6. Section sur Pile	173
Figure 0-7. Entretoise	173
Figure 0-8. Condition d'appuis sur le modèle 3D.....	174
Figure 0-9.vue sur le modèle 3D.....	174
Figure 0-10. Exemple de charge de température	174
Figure 0-11. Charges introduites dans la modélisation	175
Figure 0-12. Exemple de charge linéaire (charge de freinage).....	175
Figure 0-13. Implémentation des voies sur le modèle 3D.....	176
Figure 0-14. UIC 71	176
Figure 0-15. SW/0	176
Figure 0-16. Train Vide.....	177
Figure 0-17. SW/2	177
Figure 0-18. Première phase de construction (Poutres seules).....	177
Figure 0-19. Deuxième phase de construction (béton frais à mis-travée)	178

Figure 0-20. Béton frais sur appuis	178
Figure 0-21. Modèle globale 3D	178
Figure 0-32. Réactions au niveau des appuis à l'ELA pour la combinaison $G+0.3 (UIC71 + SW2) + (0.3E_x + E_y + 0.3E_z) \pm 0.4T+D$	188
Figure 0-33. Effort à la base de la pile pour la combinaison : $1.35 G+1.2 SW2+1.45 UIC71+1.2$ Freinage SW2.....	188

Liste des tableaux

Tableau II-1. Caractéristique géotechnique des sites	27
Tableau III-1. Récapitulation de découpage des voussoirs	32
Tableau III-2. Prédimensionnement Transversal.....	33
Tableau III-3. Conception de la pile.....	33
Tableau III-4. Tableaux récapitulatifs de prédimensionnement des culées.....	34
Tableau III-5. Récapitulation du prédimensionnement de la variante 2.....	34
Tableau III-6. Récapitulation du prédimensionnement de la pile.....	35
Tableau III-7. Récapitulation du prédimensionnement de la culée	36
Tableau III-8. Récapitulation du prédimensionnement de la variante 3.....	36
Tableau III-9. Caractéristiques les PRS constituant les entretoises et contreventements	37
Tableau III-10. Caractéristiques de la section UPN 200	37
Tableau IV-1. Valeurs de γ_b	45
Tableau IV-2. Contraintes admissibles à l'ELS	46
Tableau IV-3. Contraintes limites d'élasticité f_y	47
Tableau IV-4. Contrainte limite à la rupture f_u	47
Tableau V-1. Charges Permanentes.....	49
Tableau V-2. Evaluation des compléments de charges permanentes	51
Tableau V-3. Valeurs caractéristiques des charges verticales pour les modèles de charges	52
Tableau V-4. Gradient thermique $\Delta\theta$	64
Tableau VI-1. Coefficient d'équivalence n	69
Tableau VI-2. Caractéristique de la section de béton	73
Tableau VI-3. Caractéristiques de la section métallique $n_L=\infty$	73
Tableau VI-4. Caractéristiques de la section métallique $n_L=18$	74
Tableau VI-5. Caractéristiques de la section métallique $n_L=15$	74
Tableau VI-6. Caractéristiques de la section métallique $n_L=6$	74
Tableau VI-7. Contraintes limites d'élasticité f_y	76
Tableau VI-8. Contrainte admissible pour chaque section.....	77
Tableau VI-9. Vérification M et V en phase une.....	79
Tableau VI-10. Vérification des contraintes de la phase une	79
Tableau VI-11. Vérification M et V phase 2 (bétonnage mi-travées).....	80
Tableau VI-12. Vérification des contraintes de la phase deux (bétonnage a mis travée)	80
Tableau VI-13. Vérification M et V en phase 2 (bétonnage sur appuis).....	80
Tableau VI-14. Vérification des contraintes en phase deux (bétonnage sur appuis).....	81
Tableau VI-15. Vérification M et V en phase 3	81
Tableau VI-16. Vérification des contraintes en phase 3.....	81
Tableau VI-17. Vérification M et V en phase 4.....	82
Tableau VI-18. Vérification des contraintes en phase 4.....	82
Tableau VI-19. Vérification des contraintes admissibles par section.....	82
Tableau VI-20. Valeurs de k_h	85

Tableau VI-21. Flux de cisaillement et nombre de goujons a L'ELU	94
Tableau VI-22. Flux de cisaillement et nombre de goujons a L'ELS	95
Tableau VI-23. Ferrailage transversale de la dalle centrale	98
Tableau VI-24. Ferrailage transversale de la dalle en encorbellement	99
Tableau VII-1. Descente de charge maximale sur chaque appui.	107
Tableau VII-2. Descente de charge prise en compte dans les calculs	107
Tableau VII-3. Charge horizontale dans les appuis glissants	109
Tableau VII-4. Coefficient α selon le guide SETRA	109
Tableau VII-5. Exigences à respecter pour le choix des appareils d'Appuis	110
Tableau VII-6. Dimensions des appareils et de d'appuis.....	111
Tableau VII-7. Résultats du calcul du ferrailage des dés d'appuis	112
Tableau VIII-1. Modes propres	119
Tableau VIII-2. Combinaisons de charge à l'ELA.....	121
Tableau VIII-3. Vérification du flambement de la pile 2.....	122
Tableau VIII-4. Tableau récapitulatif des résultats	123
Tableau VIII-5. Combinaison des efforts à la base de chaque fut.....	123
Tableau VIII-6. Vérification des paramètres de la section creuse.....	124
Tableau VIII-7. Récapitulatif des rôles et dimensions des éléments de la culée.....	134
Tableau VIII-8. Sollicitations sur mur frontal	135
Tableau IX-1. Tableau du choix de l'abaque pour la détermination de q_s	145
Tableau IX-2. Les dimensions de la semelle sous la pile.....	146
Tableau IX-3. Sollicitations des combinaisons de charges dans les semelles.....	146
Tableau IX-4. Capacité ultime du pieu.....	147
Tableau IX-5. Les valeurs du moment fléchissant et effort tranchant en tête du pieu	148
Tableau 0-1. Tableau 1 : Modes propres de la structure [MIDAS CIVIL]	190

Liste d'abréviations

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_{inf} : 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 sismique longitudinale.

F_T : Force sismique 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.

E_{ij} : Module de Young instantané à l'âge de j jours.

E_{vj} : 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.

M_{ser} : Moment fléchissant de calcul de service.

M_u : Moment fléchissant de calcul ultime.

N_{ser} : Effort normal de calcul de service.

N_u : Effort normal de calcul ultime.

G : Action permanente.

Q : Action d'exploitation.

V_u : Effort tranchant de calcul ultime.

W : Résultante des actions du vent.

f_e : Limite d'élasticité de l'acier.

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

f_{tj} : Résistance caractéristique à la traction du béton à l'âge de j jours.

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

ϵ_{bc} : déformation de béton.

V_{Ed} : valeur de calcul du moment fléchissant.

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

A_v : aire de cisaillement.

f_y : moment résistance élastique de section brute.

p : Charge permanente unitaire.

h : Hauteur d'une poutre.

A_s : section des aciers tendus.

A_P : section de précontrainte.

A_0 : section de précontrainte d'un câble.

ΔP : perte de tension.

l_f : Longueur de flambement.

n : Coefficient d'équivalence acier-béton.

s_t : Espacement des armatures transversales.

d : hauteur utile de la section en flexion simple.

y_1 : Profondeur de l'axe neutre calculée à l'ELS.

y_u : Profondeur de l'axe neutre calculée à l'ELU.

z : Bras de levier du couple de flexion.

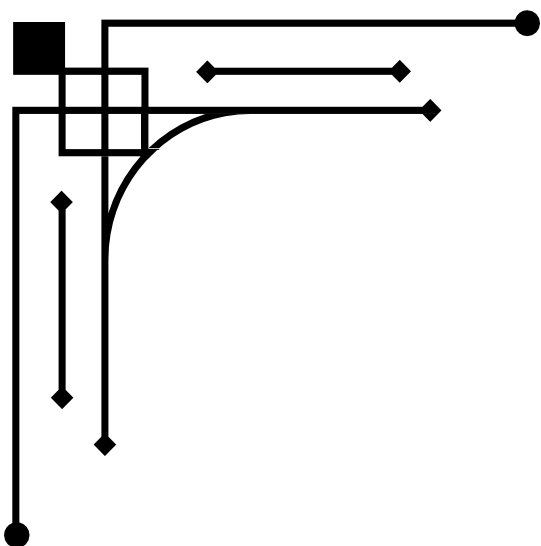
γ_s : Coefficient partiel de sécurité sur l'acier.

γ_b : Coefficient partiel de sécurité sur le béton.

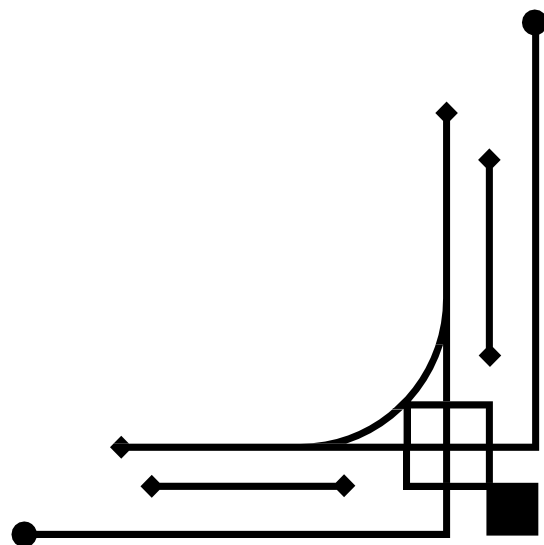
$M_{b,Rd}$: est le moment résistant de calcul au déversement.

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

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



I. INTRODUCTION GENERALE



Introduction Générale

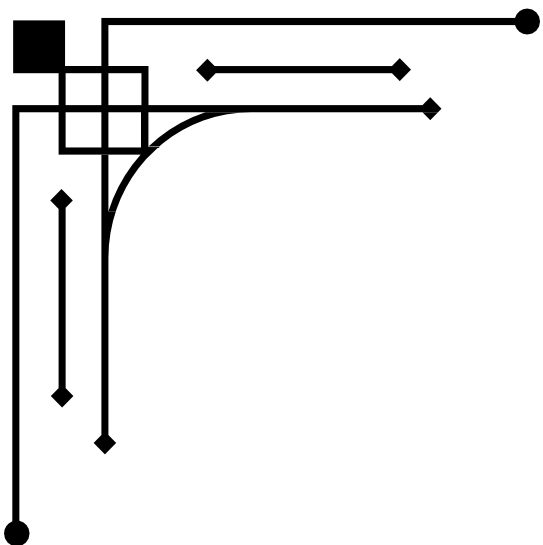
Le projet de fin d'études est le fruit de notre formation d'ingénierie, il nous offre l'occasion de mettre en pratique les connaissances acquises au cours des cinq années d'études, il est important que le sujet du projet soit en adéquation avec le domaine professionnel tout en nous initiant à la conception et le dimensionnement des ouvrages d'art. Dans le cadre de notre projet, nous avons opté pour un thème qui devrait favoriser le renforcement de nos compétences en conception et étude d'un pont ferroviaire. La construction des ouvrages d'arts connaît une dynamique importante grâce aux programmes mis en place pour répondre aux besoins socio-économiques du pays. Ces accomplissements illustrent l'importance de ces œuvres à l'échelle nationale.

C'est sous cet angle que s'inscrit ce mémoire de fin d'études, qui se concentre sur conception et étude d'un pont ferroviaire, implanté au PK 108+085,19 dans la région de Bouchegouf localisé dans la wilaya de Souk Ahras.

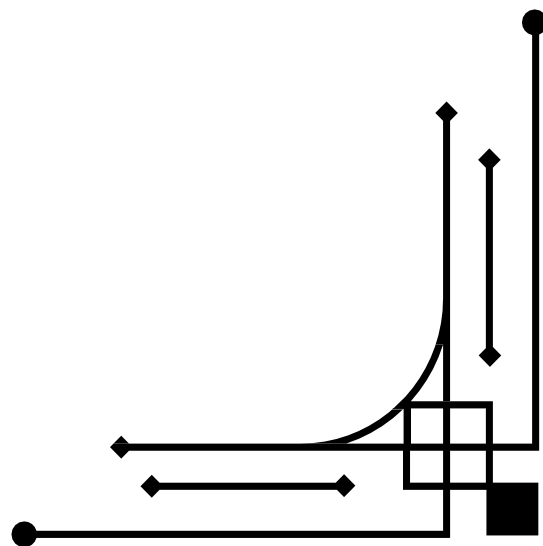
Cet ouvrage est structuré de la façon suivante :

- Dans le chapitre I nous donnons une présentation de l'ouvrage ainsi que ses caractéristiques géométriques.
- Le chapitre II présente une conception générale, le choix des trois variantes, le pré dimensionnement et l'analyse multicritère pour en arriver au choix optimal.
- Le chapitre III se focalise sur l'analyse des charges, les matériaux utilisés et les hypothèses de calcul.
- Les chapitres IV,V et VI présentent une étude générale sur dimensionnement des éléments du tablier.
- Les chapitres VII et VIII abordent l'infrastructure.
- Le chapitre IX aborde la fondation.

Pour conclure notre travail, nous terminerons avec une conclusion générale.



II. PRESENTATION DU PROJET



Présentation Du Projet

II.1. Introduction :

La conception d'un pont doit répondre à diverses exigences, car il est destiné à offrir un service à l'utilisateur. Il convient de distinguer les exigences fonctionnelles, qui correspondent aux caractéristiques assurant au pont d'assurer sa fonction d'ouvrage de franchissement, et les exigences naturelles, qui englobent l'environnement dans lequel se situe notre ouvrage et son impact sur la conception. Ces exigences seront présentées en détail dans ce chapitre.

II.2. Présentation du projet :

II.2.1. Objectif du projet :

Dans le cadre de notre projet de fin d'études, nous avons été amenés à concevoir et à étudier un pont ferroviaire s'inscrivant dans le programme national de modernisation de la ligne minière de l'Est algérien. L'ouvrage étudié fait partie du tronçon central reliant Bouchegouf à Dréan, s'étendant sur une longueur de 121 km.

Ce programme stratégique vise à renforcer la capacité logistique du réseau ferroviaire afin de garantir le transport annuel de plus de 10 millions de tonnes de phosphate, depuis les sites miniers de Djebel Onk et Bled El Hadba, vers l'unité industrielle de traitement implantée à Oued Keberit.

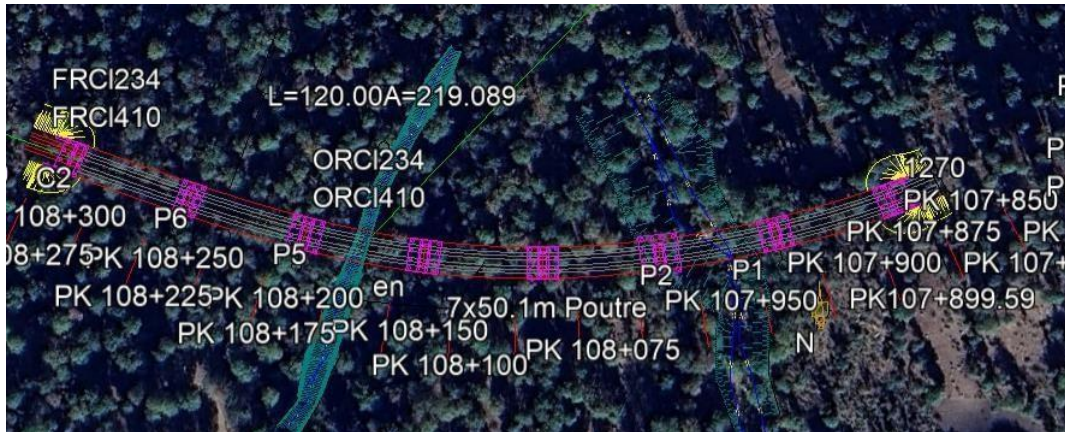


II-1. Ligne minière Annaba Djebel Onk

Présentation Du Projet

II.2.2. Situation du projet :

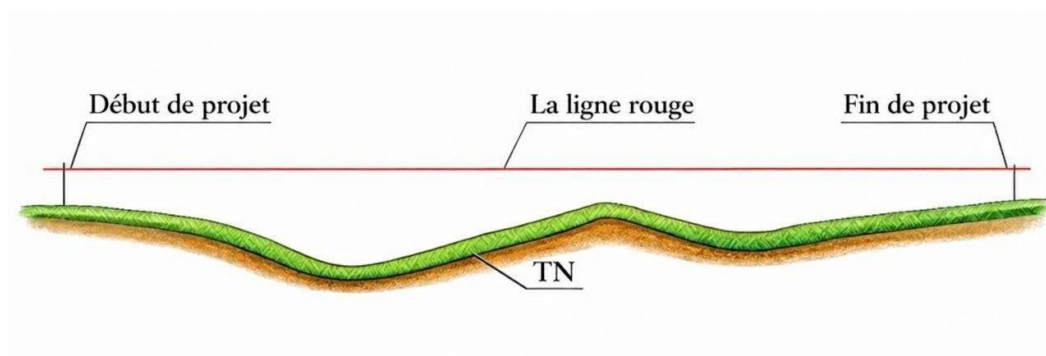
Le viaduc fait partie de la ligne minière reliant la ville de Bouchegouf à Dréan du PK52+526 au PK 128+808.312. Il se situe au PK108+085.19, Commune Bouchegouf, parcouru par des trains de voyageurs circulant à une vitesse de 80 km/h.



II-2. Situation du projet sur Google Earth

II.2.3. L'obstacle à franchir :

L'obstacle franchi par l'ouvrage, représente une zone vallonnée.



II-3. Obstacle franchi par l'ouvrage.

II.3. Les données du projet :

II.3.1. Les données fonctionnelles :

II.3.1.1. Vue en plan :

L'ouvrage est un pont constitué d'une partie courbée de rayon de 400 mètres et d'une clothoïde.

- Du PK 107+899.59 (Début de projet) au PK 108+150.79, courbe. $L = 230.7$ m.
- Du PK 108+150.79 au PK 108+270.79 (Fin de projet), Clothoïde. $L = 120$ m.

Présentation Du Projet

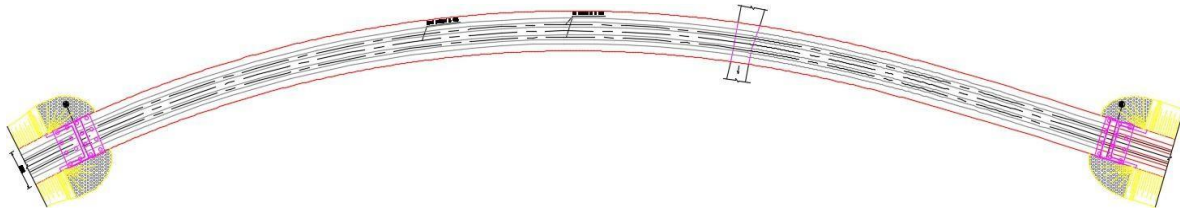
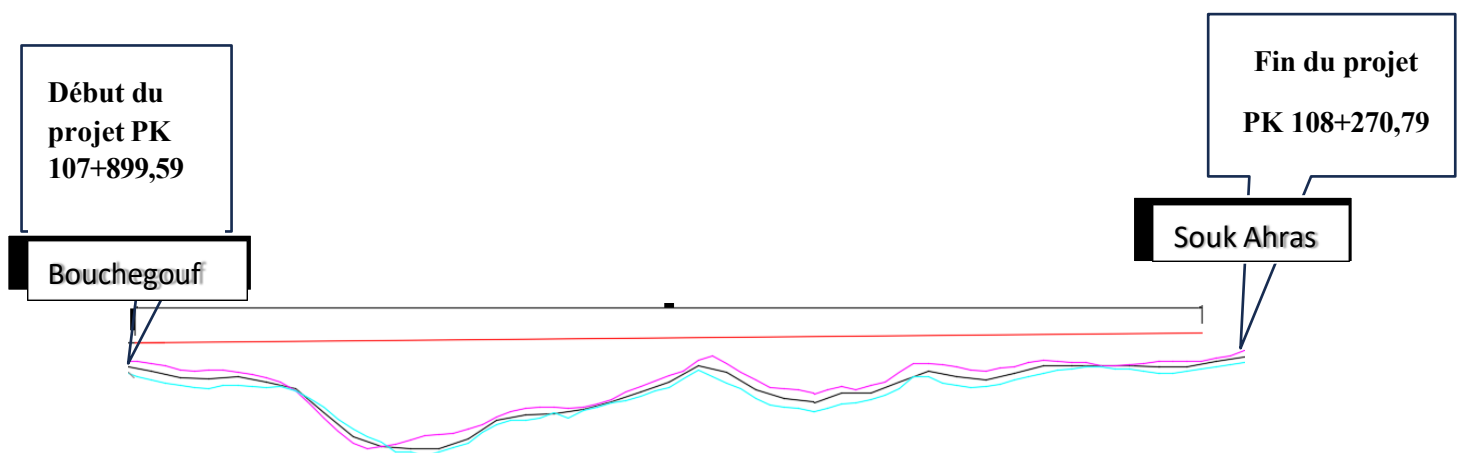


Figure II-4. Tracé en plan

II.3.1.2. Coupe longitudinale :

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

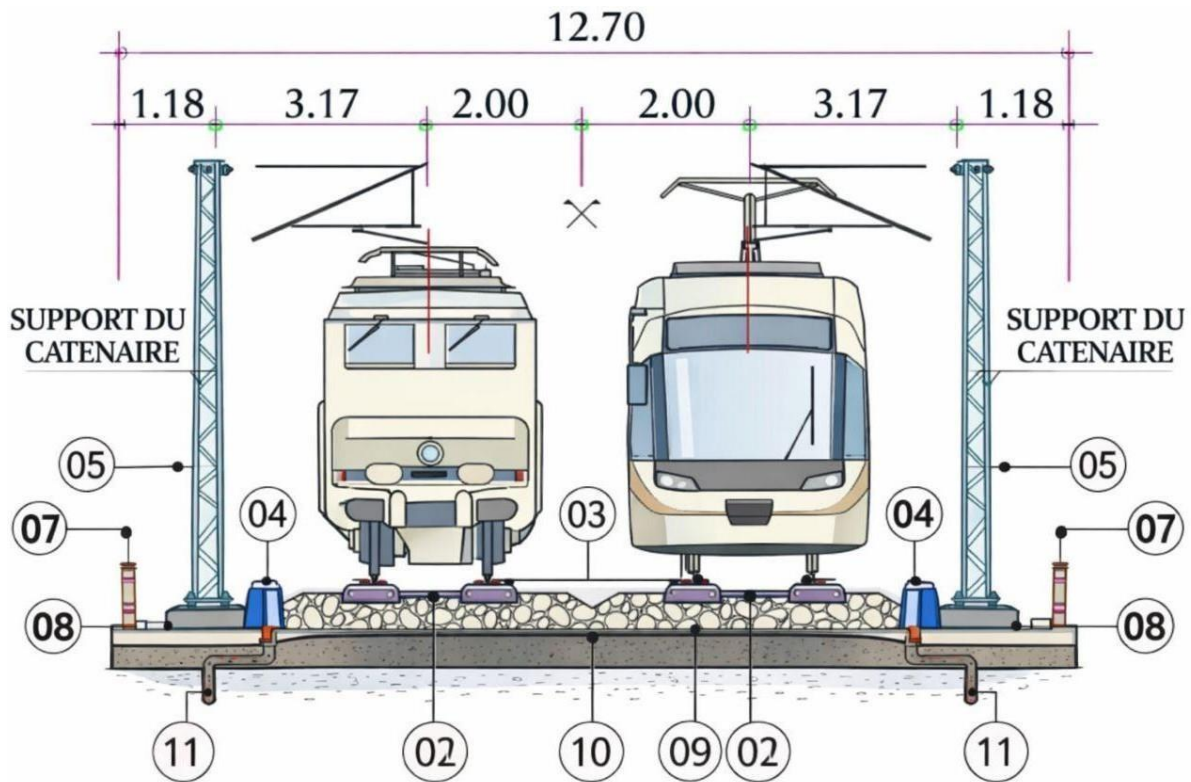
- Début de l'ouvrage au PK 107+899.59.
- Fin de projet au PK 108+270.79.
- Ligne droite de pente $P = 0,832$ (sens PK).



II-5. Coupe longitudinale de la voie portée

II.3.1.3. Coupe transversale :

Présentation Du Projet



II-6. Coupe transversale de la voie portée

Le profil en travers représente la coupe transversale de la voie, mettant en évidence la géométrie ainsi que les différents équipements qui la composent.

- Largeur totale : 12.7 m
- Nombre de voies : 2
- Distance entre les deux voies : 4 m
- Tablier en toit $\pm 2 \%$ de part et d'autre de l'axe du pont.
- 1 : lit de ballaste d'épaisseur 50 cm.
- 2 : traverses bi-blocs espacées de 60 cm.
- 3 : rails.
- 4 : murette trapézoïdale de surface 0.1 m².
- 5 : support caténaire espacé de 60 m.
- 7 : garde-corps de hauteur 95 cm.
- 8 : corniche.
- 9 : étanchéité.
- 10 : la chape de béton d'épaisseur 4 cm.
- 11 : système évacuation d'eau.

Présentation Du Projet

II.3.2. Les données naturelles :

II.3.2.1. Topographie :

L'analyse du levé topographique, ainsi que la visite du site, nous a permis de constater que le projet est implanté dans une zone montagneuse.



II.3.2.2. Géotechnique :

II-7. Topographie du site.

L'objectif de l'étude de sol est de déterminer la nature, la répartition et l'épaisseur des différentes couches lithologiques du terrain, afin de concevoir le projet en adéquation avec les contraintes géotechniques, notamment le choix et le dimensionnement des fondations (pour les détails des essais, se référer à l'Annexe A).

Sur la base de la pression limite et du module pressiométrique, le sol a été classé conformément aux dispositions du règlement RPOA 2008, et appartient à la **catégorie S2**.

La formation géologique dominante du site est de Grès gris clair, modérément altéré, Souvent récupéré sous forme fragmenté.

Cat	Description		$\bar{q}_c$ (MPa) (c)	$\bar{N}$ (d)	$\bar{p}_l$ (MPa) (e)	$\bar{E}_p$ (MPa) (e)	$\bar{q}_s$ (MPa) (f)	$\bar{V}_s$ (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	

II-1. Caractéristique géotechnique des sites.

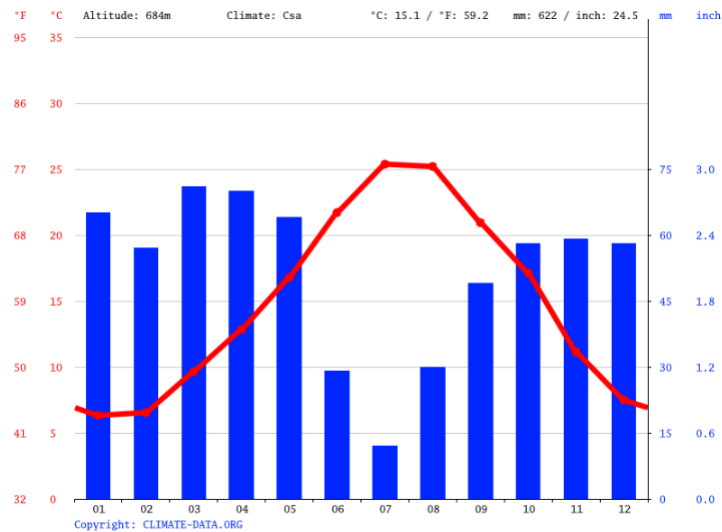
Présentation Du Projet

II.3.2.3. Sismicité du site :

Selon les règles parasismiques applicables au domaine des ouvrages d'art (RPOA 2008), la zone d'étude est située dans la **zone I**, caractérisée par une faible sismicité, avec une accélération sismique **A=0,15g**.

II.3.2.4. Pluviométrie :

Des précipitations moyennes de 9.8 mm font du mois de juillet le mois le plus sec. En mars, les précipitations sont les plus importantes de l'année avec une moyenne de 74.5 mm



II-9. Diagramme climatique

Présentation Du Projet

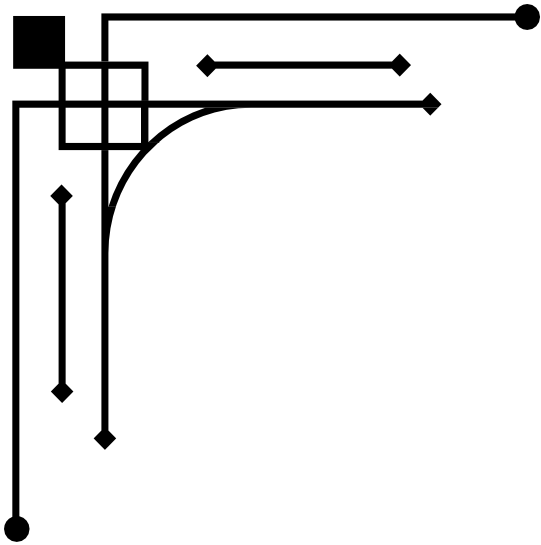
II.3.2.5. Température :

Les effets de la température sont naturellement pris en compte dans le calcul des ouvrages, notamment au niveau des joints et des appareils d'appui.

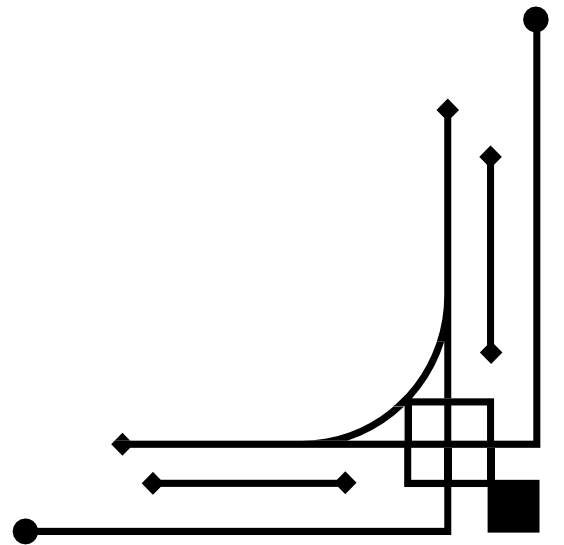
Dans la wilaya de Souk-Ahras, la température moyenne en juillet atteint 26,5 °C, faisant de ce mois la période la plus chaude de l'année. À l'inverse, février constitue le mois le plus froid, avec une température moyenne d'environ 7 °C.

	janvier	février	mars	avril	mai	juin	juillet	août	sep- tembre	octobre	novembre	décembre
Température moyenne (°C)	6.3	6.5	9.6	12.8	16.8	21.7	25.4	25.2	20.9	17.1	11.1	7.5
Température minimale °C	2	1.9	4.4	7.1	10.7	15	18.2	18.5	15.6	12	6.8	3.4
Température maximale °C	11.3	11.7	15.5	19	23.2	28.7	32.9	32.6	27.4	23.1	16.3	12.3
Précipitations / Pluie mm	65	57	71	70	64	29	12	30	49	58	59	58
Humidité(%)	76%	75%	72%	68%	64%	52%	44%	45%	59%	63%	71%	76%
Jours pluvieux (d)	8	7	8	8	8	5	3	5	7	7	7	7
Heures d'ensoleillement moyennes (heures)	5.7	6.2	7.7	8.9	10.4	12.2	12.6	11.6	9.5	8.1	6.4	5.6

II-10. Tableau Climatique



III. Conception Et Prédimensionnement



III.1. Introduction :

Suite à l'évaluation des critères, nous avons d'abord réduit le champ de sélection à la

Proposition des trois variantes parmi les ouvrages les plus fréquemment utilisés. Pour cet ouvrage, on propose trois variantes :

- Variante I : pont caisson en béton précontraint construit par encorbellement successif.
- Variante II : pont à poutres précontraintes du type VIPP
- Variante III : pont mixte Acier-Béton à hauteur constante

III.2. Présentation et prédimensionnement des variantes :

III.2.1. Variante 1 : Pont caisson en béton précontraint construit par encorbellement successif :

III.2.1.1. Conception longitudinale :

On propose une variante composée de 5 travées, à hauteur variable :

- 2 travées de rives de 60,2m.
- 3 travées principales de 76,5m.

III.2.1.2. Découpage des voussoirs :

Les voussoirs sur pile préfabriqués sont généralement divisés en plusieurs parties afin d'alléger leur poids pendant le transport. Une fois acheminés sur le chantier, ces éléments sont assemblés à l'aide de barres ou de câbles de précontrainte. Le découpage adopté dépend des caractéristiques de l'équipage mobile dans le cas des poutres-caisson coulées en place, ainsi que des capacités des moyens de transport et des équipements de mise en œuvre pour les poutres-caisson préfabriqués.

On distingue ainsi quatre types de voussoirs, présentés dans le tableau ci-après :

Conception Et Prédimensionnement

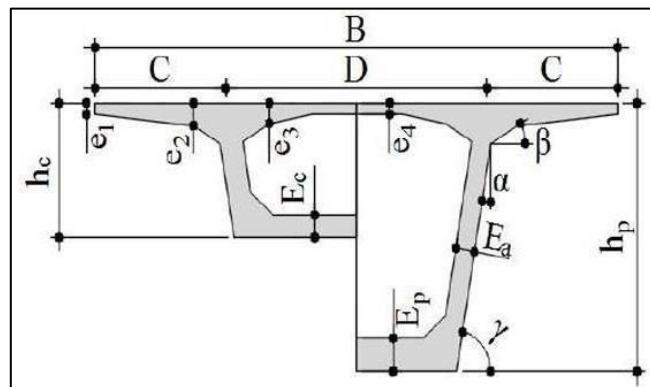
Tableau III-1. Récapitulation de découpage des voussoirs.

Type de voussoir	Ratio usuel	Valeur Retenue	Nombre de voussoir
Voussoirs sur piles	7 à 10 m	8m	4
Voussoirs de Clavage	1.5 à 3m	2,6m	3
Voussoir courants	2.5 à 4m voir 5m	4,7m	64
Partie coulée sur Cintre	>0.05L	5,2m	2

En se basant sur le découpage précédent et en y ajoutant le voussoir de clavage de la travée intermédiaire, on obtient un nombre total de voussoirs égal à 73 (N =73).

III.2.1.3. Conception transversale :

Étant donné que la largeur du tablier est inférieure à 20 mètres, le choix le plus économique serait d'utiliser un caisson à section fermée. Son prédimensionnement est illustré dans le tableau suivant, basé sur le guide SETRA 2003 (pour les ponts en béton précontraint construits par encorbellements successifs).



III-2. Section transversale du voussoir

Conception Et Prédimensionnement

Tableau III-2. Prédimensionnement Transversal

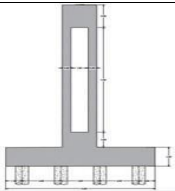
C	Ration usuel	Valeur retenue (cm)
Hauteur VSP	$\frac{L}{h_p} = 14 + \frac{L}{45}$	500
Hauteur à la clef	$\frac{L}{h_c} = 19 + \frac{L}{7}$	250
Largeur du voussoir	B	1270
C	B/4	317.5
D	B - 2C	635
e ₁	e ₁ ≥ 16 à 18 cm	30
e ₂	C/7 ≥ e ₂ ≥ C/8	40
E _p	-	70
e ₄	D/30 ≤ e ₄ ≤ D/25	35
Inclinaison de l'âme	10% ≤ α ≤ 30%	10 %
E _a	E _a ≥ 0.26 + L/500	40
E _c	E _c ≥ 1/3 E _p	30
Gousset supérieur	30° < β < 45°	45°
Gousset inférieur	40° < γ < 45°	40°

III.2.1.4. Conception d'infrastructure (Pile/Culée) :

Conception de la pile :

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

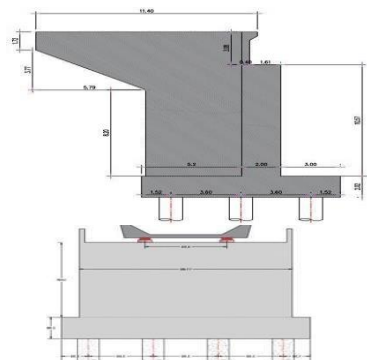
Tableau III-3. Conception de la pile

Elément	Valeur/Description	Figure
Hauteur	Variable	
Largeur	6,5m	
Longueur	8m	
Epaisseur de murs	1 m	

Conception de la culée :

Conception Et Prédimensionnement

Tableau III-4. Tableaux récapitulatifs de prédimensionnement des culées

Eléments	Dimensions(m)		Figure
Mur frontal	Hauteur	10.57	
	Longueur	12.7	
	Epaisseur	2	
Mur en retour	Epaisseur	0.6	
Mur garde grève	Hauteur	3.08	
	Epaisseur	0.4	

III.2.2. Variante 2 : Pont à poutre en béton précontraint Post-Tension :

III.1.2.1. Conception longitudinale :

On propose une variante composée de 11 travées de 32m.

III.1.2.2. Conception transversale :

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

Tableau III-5. Récapitulation du prédimensionnement de la variante 2

Elément	Ratio usuel	Valeur
Longueur totale de la poutre	30-40	32m
Hauteur de la poutre	$L/20 < h_t < L/17$	1.75m
Epaisseur de la dalle	$20 \leq e \leq 30$	25 cm
Entraxe des poutres	En pratique : $1.50 \text{ m} < \lambda < 2.50 \text{ m}$	1.6m
Nombre des poutres	$N = L/\lambda = 7.26$	8
La largeur de la table de Compression	$b \geq 0,6 \times 1.8$	1.2 m
Épaisseur de la table de Compression	$12 \text{ cm} \leq e_1 \leq 15 \text{ cm}$	15cm

Conception Et Prédimensionnement

La largeur du talon	$60 \text{ cm} \leq bt \leq 90 \text{ cm}$	70cm
Épaisseur du talon	$10 \text{ cm} \leq et \leq 20 \text{ cm}$	20 cm
Épaisseur de l'âme b_0 à mi-Travée	$b_0 \geq 3\varnothing_{\text{gaine d}}$	25cm
Épaisseur de l'âme b_0 en zone d'about	$t_{b0} \geq 30 \text{ cm}$ Avec une surface Suffisante pour les plaques d'ancrage	70cm

III.1.2.3. Conception de l'infrastructure :

Tableau III-6. Récapitulation du prédimensionnement 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	12.7m	
Hauteur du chevêtre	2m	

Conception Et Prédimensionnement

Tableau III-7. Récapitulation du prédimensionnement de la culée.

Eléments	Dimensions (m)		Figure
Mur frontal	Hauteur	10.57	
	Longueur	12.7	
	Épaisseur	2	
Mur en retour	Épaisseur	0.6	
Mur garde grève	Hauteur	3.08	
	Épaisseur	0.4	

III.2.3. Variante 03 : Pont mixte Bipoutres à hauteur constante

III.1.2.4. Conception longitudinale :

On propose une variante hyperstatique composée de :

- ❖ Deux travées de rives de 62,8 m.
- ❖ Trois travées principales de 75m.

III.1.2.5. Conception transversale (Selon SETRA) :

Tableau III-8. Récapitulation du prédimensionnement de la variante 3.

Eléments	Ration usuel	Valeur (mm)	Figure
Epaisseur de la dalle en Béton armé	240 à 260 mm	400	
Hauteur PRS (sur pile)	$H = L/18$	4200	
Hauteur PRS (sur culée)	$H = L/18$	4200	
Hauteur PRS (sur clé)	$H = L/18$	4200	
Epaisseur de l'âme	$t_w \geq 0,005h_w$	35	
Epaisseur semelle Inférieure (sur culée)	$20 \leq t_i \leq 150$	50	
Epaisseur de la semelle Supérieure (sur culée)	$20 \leq t_s \leq 150$	40	
Largeur semelle Inférieure	$500 \text{ mm} \leq b_i \leq 12 \text{ 00 mm}$	1 300	

Conception Et Prédimensionnement

Largeur semelle Supérieure	$400 \text{ mm} \leq b_s \leq 1\,000 \text{ mm}$	1 100
----------------------------	--	-------

III.1.2.6. Contreventement et entretoisement des poutres :

Les entretoises sur appuis sont des profilés reconstitués soudés (P.R.S). Pour le contreventement on a utilisé des PRS en section « T » 1000 et des UPN 200.

Tableau III-9. Caractéristiques les PRS constituant les entretoises et contreventements

Eléments	PRS 2500 (mm)	PRS 1000 (mm)
Hauteur principale	2500	1000
Epaisseur de l'âme	30	25
Epaisseur semelle inférieure	40	/
Epaisseur de la semelle supérieure	30	15
Largeur semelle inférieure	300	/
Largeur semelle supérieure	300	500

Tableau III-10. Caractéristiques de la section UPN 200

Eléments	UPN 200 (mm)
La hauteur principale	200
Largeur	75
Epaisseur de l'âme	85
Epaisseur de la semelle	115
Espacement	10

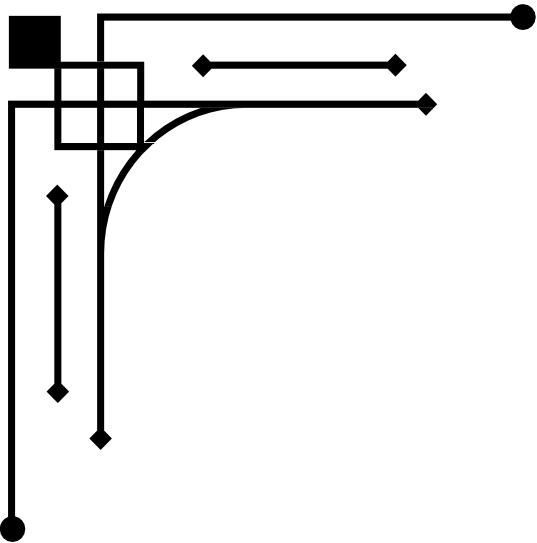
N.B : On suppose qu'on a gardé la même conception pour l'infrastructure.

III.3. Etude comparative :

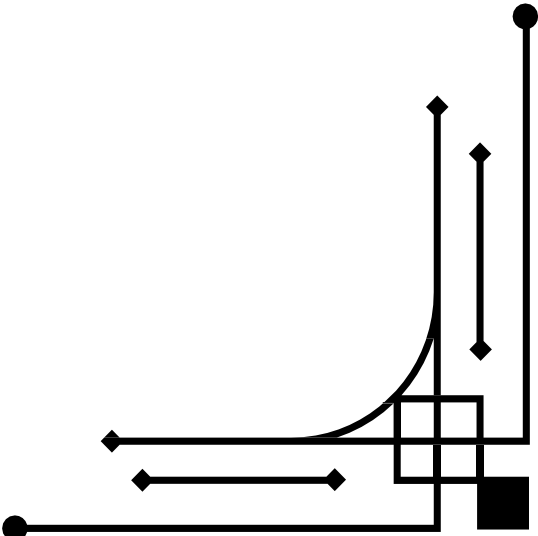
Variantes	Avantages	Inconvénients
Variante 01: Pont caisson en béton précontraint construit par encorbellement successif	• Autorise de grandes portées avec peu d'appuis. • Parfait pour la traversée de vallées, rivières et zones d'accès compliqué. • Diminution des coffrages grâce à l'usage de l'encorbellement. • 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'oeuvre hautement qualifiée). • Poids propre important. • Difficulté de coulage en hauteur ou sur site difficile d'accès. • Sensibilité aux changements de température si mal contrôlée.
Variante N° 02: Pont à poutre en béton précontraint post-tension	• La préfabrication permet une construction rapide. • Diminution des couts indirectes (réduction du temps passé sur place, moins de perturbations de 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.

Conception Et Prédimensionnement

Variante 03: Pont mixte Bipoutres à hauteur variable	• Excellente capacité de charge acier + béton. • Rigidité élevée + grande portée possible. • Bonne durabilité (acier protégé par le béton). • Entretien minimal : peu de joints. • Souplesse de conception et adaptation à plusieurs contextes. • Appréciation de l'esthétique dans un milieu urbain.	• Coût important (matériaux + levage + transport). • Assemblages sensibles à la corrosion. • Exige une main-d'œuvre compétente pour les soudures et le contrôle de qualité. • Sensibilité au gradient thermique. • Complexité modérée de construction (compétences en Acier et béton).
---	---	--



**IV. MATERIAUX ET HYPOTHESES DE
CALCUL**



Matériaux Et Hypothèses de calcul

IV.1. Introduction :

Dans ce chapitre, les charges ainsi que les hypothèses de calcul à appliquer seront définies afin d'assurer la résistance et le bon fonctionnement du pont, tant lors de sa phase de construction que durant sa phase d'exploitation, sous l'effet des diverses actions (naturelles et fonctionnelles).

IV2. Normes et règles de calcul :

- ❖ Eurocode 1 : Bases de calcul et actions sur les structures.
- ❖ Eurocode 2 : Construction en béton armé .
- ❖ 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.

IV3. Caractéristiques des matériaux :

La conception et le calcul du pont sont largement influencés par la sélection des matériaux de construction. Nous présentons ici les propriétés du béton et des aciers passifs, ainsi que des aciers utilisés pour les poutres métalliques dans la réalisation de l'ouvrage.

IV.3.1. Béton :

Tableau IV 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	30	2.4
Dalle	C35/45	35	2.7

IV3.1.1. Résistance en compression :

On évalue souvent la résistance du béton après 28 jours, indiquée par la notation f_{c28} pour sa résistance caractéristique à la compression.

- $f_{c28} = 30 \text{ MPa}$: pour le béton de semelle et des piles.
- $f_{c28} = 35 \text{ MPa}$: pour le béton de la dalle.

Matériaux Et Hypothèses de calcul

Quand le béton est sollicité avant 28 jours (c'est-à-dire durant la phase de construction), on applique une résistance ajustée appelée f_{cj} , calculée en fonction de l'âge j du béton :

- Si $f_{c28} < 40 \text{ MPa}$.
➤ $f_{cj} = \frac{j}{4,76j+0,83} \times f_{c28}$
- Si $f_{c28} \geq 40 \text{ MPa}$.
➤ $f_{cj} = \frac{j}{1,4j+0,95} \times f_{c28}$

IV312 Résistance à la traction :

La formule ci-dessous établit un lien entre la résistance à la traction et la résistance à la compression :

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{cj}$$

Cette formule est applicable uniquement aux bétons ayant une résistance f_{c28} qui ne dépasse pas 60 MPa.

À titre indicatif :

- $f_{t28} = 3 \text{ MPa}$ pour semelle.
- $f_{t28} = 2.4 \text{ MPa}$ pour les piles et la dalle.

IV313 Contraintes admissibles à L'ELU :

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

$$f_{bu} = 0,85 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b \times \theta}$$

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

- $\theta = 1.0$: si la durée d'action est $> 24\text{h}$
- $\theta = 0.9$: entre 1h et 24h
- $\theta = 0.85$: si elle est $< 1\text{h}$

Tableau IV-1. Valeurs de γ_b

Situation	Durable ou transitoire	Situation accidentelles
γ_b	1.5	1.15

IV314 Contraintes admissibles à L'ELS :

La formule ci-dessous est utilisée pour calculer la contrainte de compression du béton :

$$\sigma_{bc} = 0.6 \times f_{c28}$$

Matériaux Et Hypothèses de calcul

Tableau IV-2. 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

IV315 Déformation longitudinale du béton :

On prend en compte un module de déformation longitudinale pour le béton selon les règles B.A.E.L., comme décrit ci-dessous :

- Module de déformation instantané (courte durée <24h)

$$11000 \times 3\sqrt{f_{cj}}$$

- Module de déformation différée (long durée)

$$4700 \times 3\sqrt{f_{cj}}$$

IV316 Déformation transversale :

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

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

- Coefficient de poisson :

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

$\nu = 0.2$ pour le béton

$\nu = 0$ pour le calcul des sollicitations.

$\nu = 0.3$ pour l'acier

$\nu = 0.2$ pour le calcul des déformations.

IV.3.2. Aciers :

IV321. Aciers passifs :

Il s'agit de nuances d'acier à haute adhérence Fe E500, dont les propriétés sont les suivantes :

- Limite d'élasticité : $f_e = 500$ MPa.
- Module de la déformation élastique : $E_s = 200$ 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 m pour les barres droites.

IV322 Aciers des poutres :

Le profilé soudé et les connecteurs sont fabriqués en utilisant de l'acier E36.

Il s'agit d'un acier de construction métallique au carbone, connu sous la désignation S355 ou E36. Cet acier se caractérise par une limite d'élasticité élevée (355 MPa), une résilience satisfaisante (27 J à -20°C) et une remarquable capacité à être plié et soudé. Il allie une forte résistance aux fissures et une polyvalence d'application grâce à ses différentes compositions chimiques et un excellent rapport qualité-prix ce qui fait de ce matériau une référence dans les structures sollicitées.

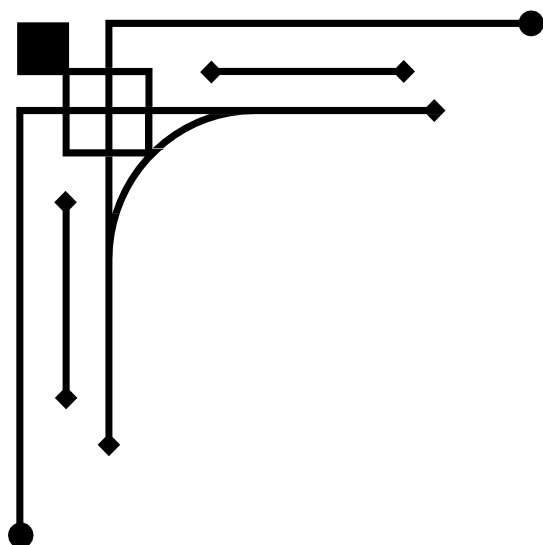
Tableau IV-3. Contraintes limites d'élasticité f_y

Epaisseur de plaque (mm)	Max ($t \leq$)	16.00	40.00	63.00	80.00	100.00	150.00
	Min ($t >$)	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

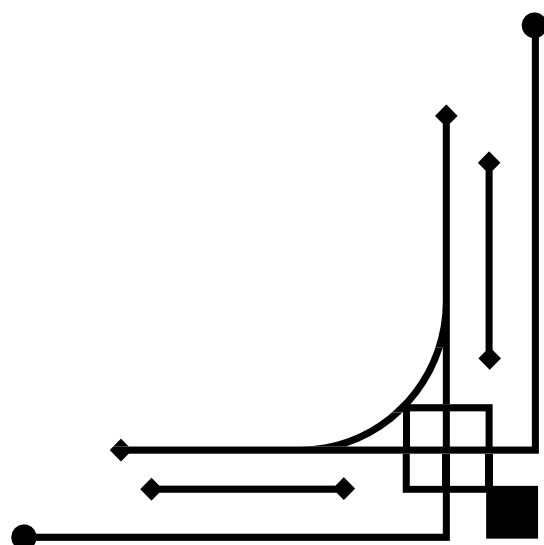
Tableau IV-4. Contrainte limite à la rupture f_u

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

Pour les calculs, nous devons considérer un coefficient de Poisson $\nu = 0.3$.



V . Evaluation des charges et sollicitations



Evaluation Des Charges Et Surcharges

V1. Introduction :

Les paramètres de calcul varient de manière significative entre les ponts ferroviaires et routiers, en raison des contraintes propres au trafic ferroviaire.

Le présent chapitre est consacré à l'étude des charges et surcharges appliquées à l'ouvrage dans le contexte d'un trafic ferroviaire circulant sur des voies à écartement normal et à écartement large. A cet effet, les modèles de charges définis par l'Union International des Chemins de Fer (UIC) sont introduits, notamment le modèle UIC71, le chargement SW ainsi que le train à vide. L'ensemble de ces modèles permet de définir trois combinaisons fondamentales de chargement : UIC71 associé à SW/0, SW/2, ainsi que le cas du train à vide.

Après avoir corrigé ces charges par les coefficients dynamiques appropriés et complété avec les efforts horizontaux correspondants (notamment à l'accélération, au freinage et aux forces centrifuges), cela représente l'ensemble des actions de trafic ferroviaire à prendre en compte pour la conception de l'ouvrage.

V2. Evaluation des charges et surcharges :

L'ouvrage doit résister aux efforts suivants :

- La charge permanente (CP).
- Les charges complémentaires permanentes (CCP).
- Les charges et surcharges dues au trafic ferroviaire (**d'exploitation**).
- Actions naturelles.

V.2.1. Charges permanentes (CP) :

La détermination du poids propre des sections se fait en prenant en compte une masse volumique de 78,5 kN/m³ pour les composants en acier et de 25 kN/m³ pour ceux en béton armé.

Tableau V-1. Charges Permanentes

Élément	Section (m²)		Longueur (m)	Volume (m³)	Poids Volumique (kN/m³)	Nombre	Poids (KN)
Poutre PRS	S1	0,253	30,3	7,66287	78,5	2	16671,810
	S2	0,276	170	46,954			
	S3	0,359	60	21,522			
	S4	0,334	90	30,051			
Entretoises IPE 750	0,0173		6,975	0,121	78,5	53	502,04
Entretoises PRS	0,0966		6,975	0,674	78,5	6	317,35
Dalle en Béton	5,08		350,7	1781,556	25	1	44538,9
Poids total sans raidisseurs et contreventements							62030,099
Poids total							68233,109

Evaluation Des Charges Et Surcharges

V.2.2. Compléments de charges permanentes (CCP) :

V221. 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.

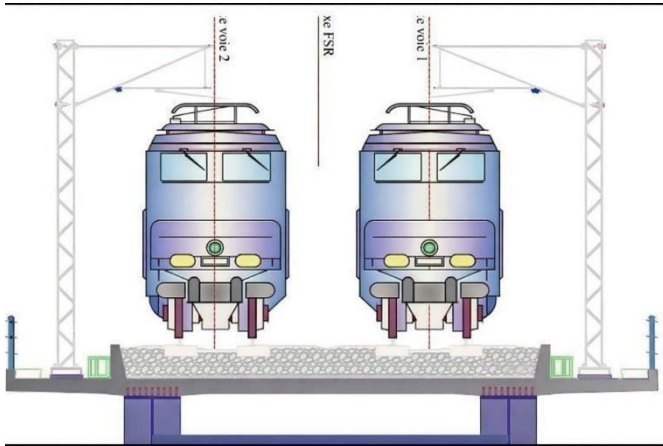


Figure V-1. Evaluation des compléments de charges permanente

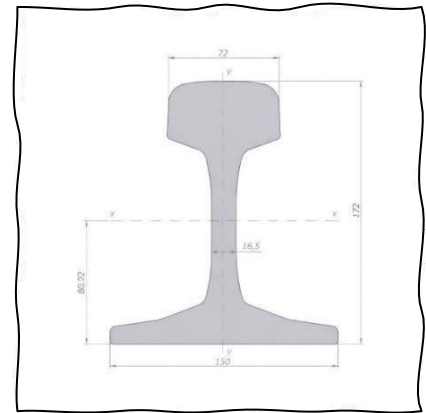


Figure V-2. Rail UIC60

V222. Travers bi-blocs (EN1991-1-1 TAB. A.6) :

Les traverses utilisées se caractérisent par :

- Longueur : 2,24 à 2,50 m.
- Poids : 4,2 KN/ml.

Les traverses sont posées à raison de 1666 unités au kilomètre. Ainsi, pour une longueur de 350 mètres, il y aura 584 traverses.

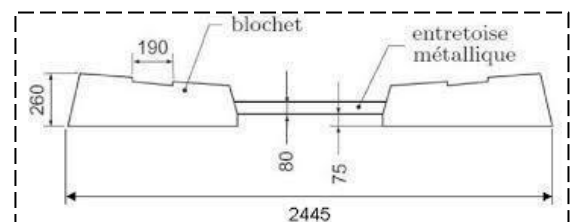


Figure V-3. Traverse bi-bloc

V223. Ballast (EN1991-1-1 TAB. A.6) :

Le ballast est une couche de pierres concassées disposée sous les traverses d'une voie ferrée. Il a pour fonction de stabiliser la voie, d'évacuer l'eau et de répartir les charges transmises par les trains, tout en offrant une certaine flexibilité dans la géométrie de la voie.

En général, le ballast a un poids de 20kN/m³ et la section pour les deux voies est de 3.82 m². Ainsi, la charge totale par unité de longueur s'élève à **92.4kN/m**.

$$\circ P(\text{Ballast}) = 20 \times 3,82 = 76,4 \text{ KN/m.}$$

V224. Trottoir :

Trottoir en béton de section 0.05m².

$$\circ P(\text{Trottoir}) = 25 \times 0,05 = 1.25 \text{ kN/ml.}$$

Evaluation Des Charges Et Surcharges

V225. Caniveaux :

De section de 0,082 m².

○ $P(\text{Caniveaux}) = 0,082 \times 25 \times 2 = 4,1 \text{ KN/ml.}$

V226. Murettes :

De surface de 0.158m² en béton

○ $P(\text{murettes}) = 0.158 \times 2 \times 25 = 7.9 \text{ kN/ml.}$

V227. Garde-corps :

Son poids par unité de longueur est : 1KN/ml.

○ $P(\text{Garde-corps}) = 1 \times 2 = 2 \text{ KN/ml.}$

V228. Caténaire :

Le poids estimatif d'un seul caténaire est : 2.4kN/ml.

○ $P(\text{Caténaire}) = 2 \times 2,4 = 4,8 \text{ KN/ml.}$

V229. Chape de béton :

Une couche de 2cm.

○ $P(\text{Chape de béton}) = 25 \times 12,7 \times 0,02 = 6,35 \text{ KN/ml.}$

Tableau V-2. Evaluation des compléments de charges permanentes

Eléments	Poids volumique(kN/m ³)	Poids (kN/ml)
Rails (2 rails)	-	1,2
Traverses bi-blocs	-	4,2
Ballast	20	76,4
Trottoires	25	1.25
Caniveaux	25	4,1
Murettes	25	7,9
Garde-corps	-	2
Caténaire	-	2,8
Chape de béton	25	6,35
CCP		$\Sigma = 106.2$

Evaluation Des Charges Et Surcharges

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

V231. Charges verticales :

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

Le modèle de charges 71 illustre l'effet statique d'un chargement vertical dû au trafic ferroviaire normal.

La configuration et les valeurs spécifiques des charges verticales y sont établies comme suit :

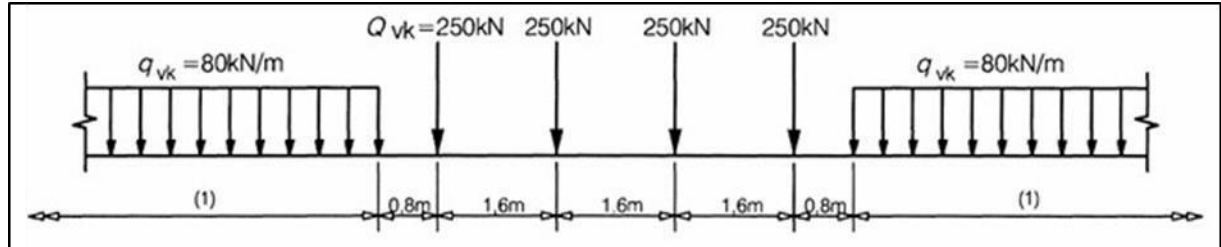


Figure V-4. Modèle de charges 71 et valeur caractéristique pour les charges verticales

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

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

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

Le schéma de la figure ci-dessous illustre la répartition des charges :

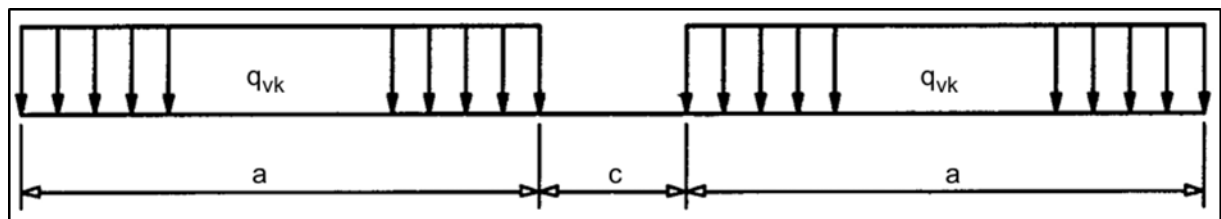


Figure V-5. Modèle de charges SW /0 et SW/2

Les caractéristiques des charges verticales sont présentées dans le tableau suivant :

Tableau V-3. Valeurs caractéristiques des charges verticales pour les modèles de charges

Modèle de Charges	q_{vk} [kN/m]	a [m]	c [m]
SW/0	133	15.0	5.3

Evaluation Des Charges Et Surcharges

SW/2	150	25.0	7.0
------	-----	------	-----

Les charges caractéristiques de LM71 et SW0 ainsi que leurs effets (centrifuge, démarrage 7.0 freinage, etc.) doivent être multipliées par un coefficient α pour obtenir les charges classifiées à intégrer dans les justifications.

Pour notre projet, la ligne supporte un poids de 25 tonnes par essieu. Ainsi, nous choisirons $\alpha = 1.33$.

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

Ce modèle implique une charge verticale uniformément répartie ayant une valeur caractéristique de 10,0 kN/m. Il est utilisé pour 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.

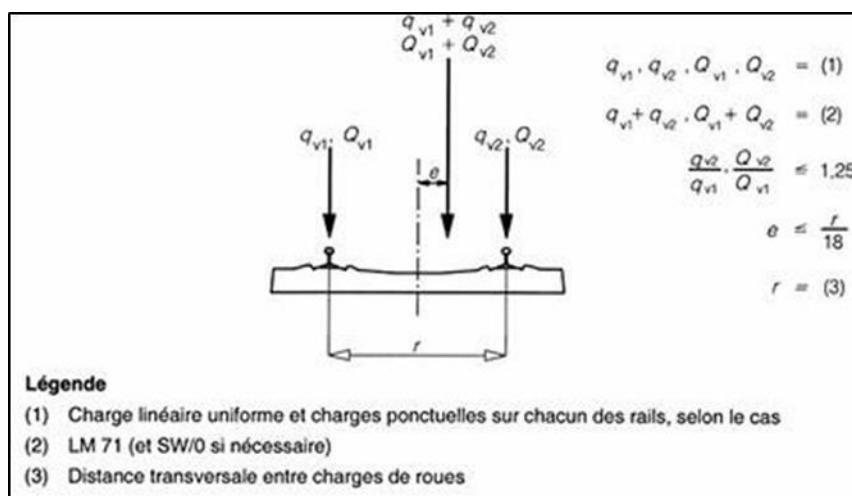


Figure V-6. Excentricité des charges verticales

V.2.4. Transmission des charges d'essieu à la structure :

V241. Répartition longitudinale d'une force ponctuelle ou d'une charge de roue par le rail (D'après UIC 774-2) :

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

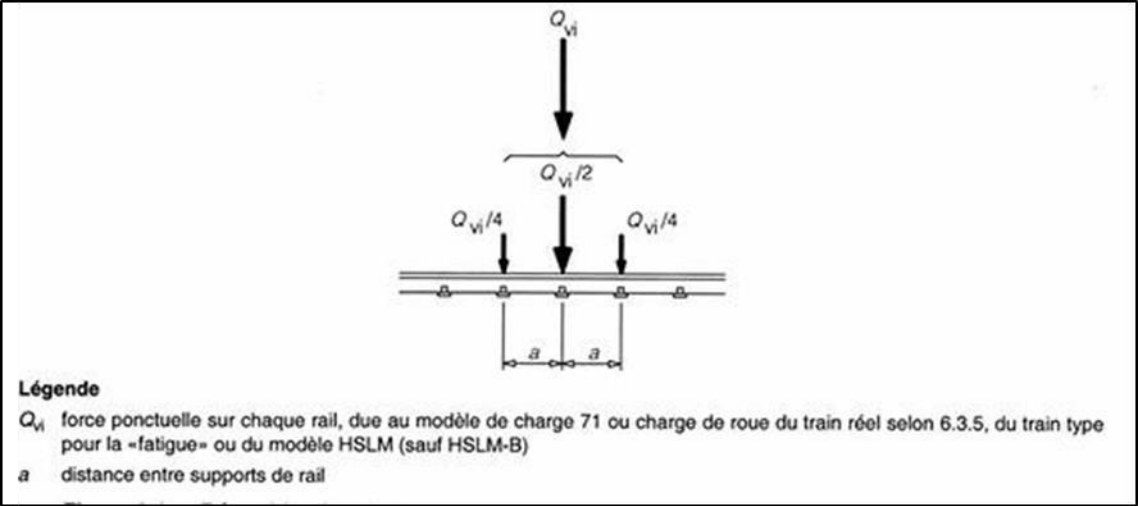


Figure V-7. Répartition de la charge d'essieu par le rail

V242 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.

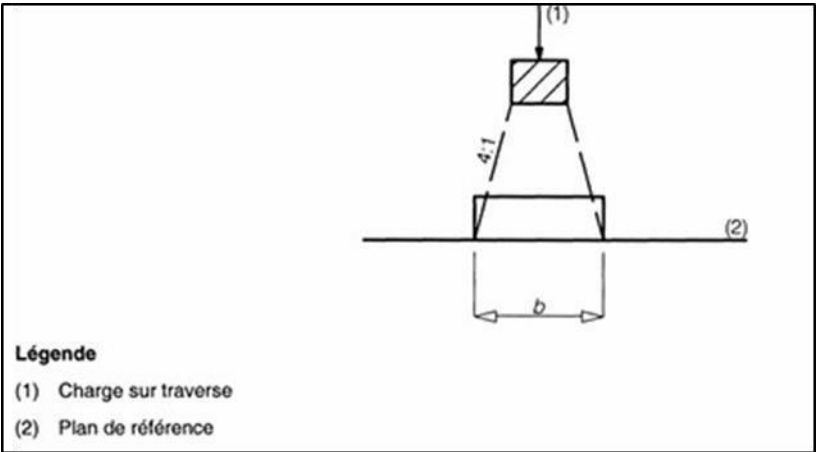


Figure V-8. Répartition longitudinale par le ballast des charges d'essieu du schéma de charge

Evaluation Des Charges Et Surcharge

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.

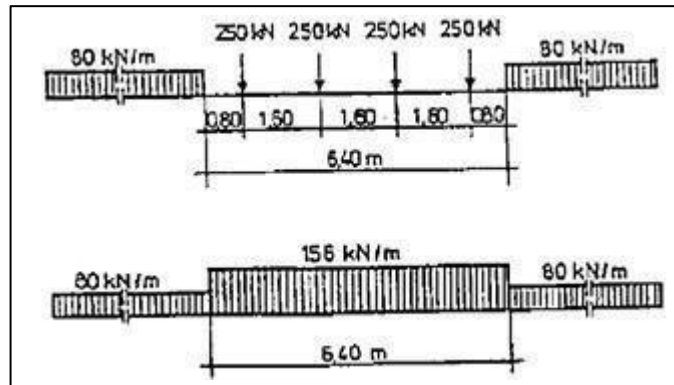


Figure V-9. Répartition longitudinale par le ballast des charges d'essieu du schéma de charge

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.

L'organigramme de l'article 6.4.4 de l'EN 1991-2 :2003 sur la page suivante souligne la nécessité d'une analyse statique ou dynamique.

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.

Toutefois, une analyse statique doit être effectuée en utilisant les modèles de charge préalablement définis (LM71 et, si nécessaire, SW/0 et SW/2). Puis les résultats doivent être multipliés par le coefficient dynamique ϕ .

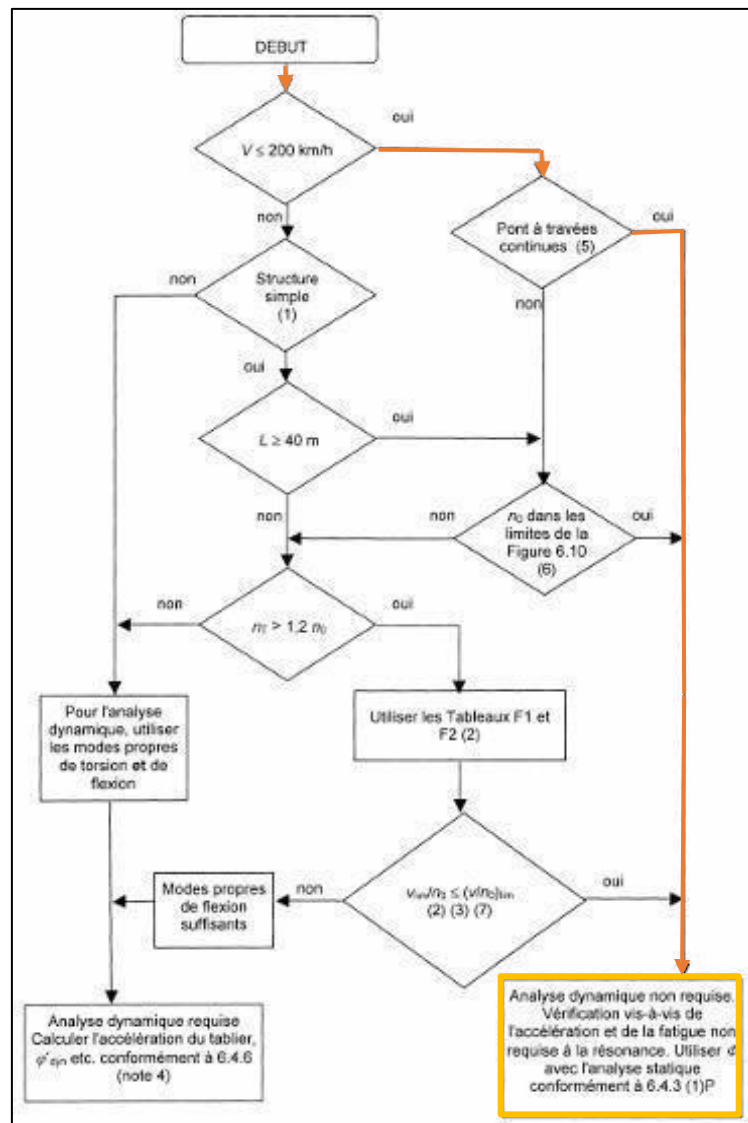


Figure V-10. Organigramme permettant de déterminer si une analyse dynamique est requise

V243. Coefficients dynamique ϕ (ϕ_2 , ϕ_3) :

Le coefficient dynamique ϕ prend en compte l'amplification dynamique des contraintes et les effets des vibrations de l'ouvrage, sans toutefois considérer les effets de résonance.

Puisque notre ouvrage supporte deux voies, alors aucune réduction du coefficient dynamique ϕ n'est envisagée (d'après l'article 6.4.5.1 de l'EN 1991-2 :2003).

Evaluation Des Charges Et Surcharge

6.4.5 Coefficient dynamique ϕ (ϕ_2 , ϕ_3)

6.4.5.1 Domaine d'application

(1) Le coefficient dynamique ϕ tient compte de l'amplification dynamique des contraintes et des effets des vibrations de l'ouvrage mais pas des effets de résonance.

(2)P Lorsque les critères spécifiés en 6.4.4 ne sont pas satisfaits, il y a risque de résonance ou de vibrations excessives du pont (avec le risque d'accéléérations excessives du tablier conduisant à l'instabilité du ballast, de déformations et de contraintes excessives, etc.). Dans ces cas, une analyse dynamique doit être effectuée afin de calculer les effets de l'impact et de la résonance.

NOTE Les méthodes quasi-statiques qui utilisent les effets statiques des actions multipliés par le coefficient dynamique ϕ défini en 6.4.5 sont incapables de prédire les effets de la résonance engendrés par les trains à grande vitesse. Des techniques d'analyse dynamique tenant compte de la variabilité temporelle du chargement du modèle HSLM (à grande vitesse) et des trains réels (résolution des équations du mouvement, par exemple) sont nécessaires pour prédire les effets dynamiques à la résonance.

(3) Il convient de ne procéder à aucune réduction du coefficient dynamique ϕ dans le cas d'ouvrages supportant plusieurs voies.

6.4.5.2 Définition du coefficient dynamique ϕ

(1)P Le coefficient dynamique ϕ , qui majore les effets statiques dus aux modèles de charge 71, SW/0 et SW/2, doit être pris égal à ϕ_2 ou à ϕ_3 .

(2) Généralement, le coefficient dynamique ϕ est pris égal à ϕ_2 ou à ϕ_3 en fonction de la qualité de l'entretien de la voie, comme indiqué ci-après :

a) pour une voie soigneusement entretenue :

$$\phi_2 = \frac{1,44}{\sqrt{L_\phi} - 0,2} + 0,82 \quad \dots (6.4)$$

avec : $1,00 \leq \phi_2 \leq 1,67$

b) pour une voie normalement entretenue :

$$\phi_3 = \frac{2,16}{\sqrt{L_\phi} - 0,2} + 0,73 \quad \dots (6.5)$$

avec : $1,00 \leq \phi_3 \leq 2,0$

où :

L_ϕ longueur «déterminante» (longueur associée à ϕ) définie au Tableau 6.2 [m].

NOTE Les coefficients dynamiques ont été établis pour des poutres sur appuis simples. La longueur L_ϕ permet d'utiliser ces coefficients pour d'autres éléments structuraux avec d'autres conditions d'appui.

(3)P Si aucun coefficient dynamique n'est spécifié, le coefficient à retenir est ϕ_3 .

NOTE Le coefficient dynamique à retenir peut être spécifié dans l'Annexe Nationale ou pour le projet individuel.

Figure V-11. L'article 6.4.5.1 de l'EN 1991-2 :2003).

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

➤ Pour une voie normalement entretenue :

$$\phi_3 = \frac{2,16}{\sqrt{L_\phi} - 0,2} + 0,73$$

Avec : $1,00 \leq \phi_3 \leq 2,0$

Où :

Evaluation Des Charges Et Surcharge

L_{ϕ} : longueur déterminante (longueur associée à ϕ) définie au tableau 6.2 de l'EN 1991-2.

Notre cas s'agit de Poutres et dalles continues sur n travées, comme définie dans la figure ci-dessous :

Poutres principales										
5.1	Poutres et dalles sur appuis simples (y compris poutrelles métalliques enrobées)	Portée dans la direction des poutres principales								
5.2	Poutres et dalles continues sur n travées avec $L_m = 1/n (L_1 + L_2 + .. + L_n) \quad \dots (6.6)$	$L_{\Phi} = k \times L_m, \quad \dots (6.7)$ au minimum pris égal à $\max L_i = (1, \dots, n)$ <table><tr><td>$n = 2$</td><td>3</td><td>4</td><td>$\geq 1,5$</td></tr><tr><td>$k = 1,2$</td><td>1,3</td><td>1,4</td><td>1,5</td></tr></table>	$n = 2$	3	4	$\geq 1,5$	$k = 1,2$	1,3	1,4	1,5
$n = 2$	3	4	$\geq 1,5$							
$k = 1,2$	1,3	1,4	1,5							
5.3	Ponts-portiques et cadres fermés ou caissons : — à une seule travée — à plusieurs travées	 Les considérer comme une poutre continue à trois travées (utiliser 5.2 avec les longueurs verticales et horizontales des éléments du cadre ou du tube) Les considérer comme une poutre continue à plusieurs travées (utiliser 5.2 avec longueurs des éléments verticaux d'extrémité et des éléments horizontaux)								

Figure V-12. Tableau 6.2 de l'EN 1991-2

Application numérique :

$$L_m = \frac{1}{n} (L_1 + L_2 + \dots + L_n)$$

$$L_m = \frac{1}{5} (62,8 + 75 + 75 + 75 + 62,8)$$

$$L_m = 70,1 \text{ m}$$

$$k = 1,5$$

Alors :

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

$$L_{\phi} = 105,15 \text{ m}$$

$$\text{Ainsi : } \boxed{\phi_3 = 1}$$

➤ Pour une voie Soigneusement entretenue :

$$\phi_2 = \frac{1,44}{\sqrt{L_{\phi}} - 0,2} + 0,82$$

$$\text{Avec : } 1,00 \leq \phi_2 \leq 1,67$$

Application numérique :

Evaluation Des Charges Et Surcharge

$$\phi_2 = \frac{1,44}{\sqrt{105,15} - 0,2} + 0,82$$

$$\phi_2 = 1$$

V.2.5. Charges Horizontales :

V251. Forces centrifuges (Selon l'article 6.5.1 de l'EN 1991-2 :2003) :

Le pont présente une courbe sur toute sa longueur. Par conséquent, il est nécessaire de considérer la force centrifuge et le dévers de la voie.

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.

Il est toujours nécessaire de combiner la force centrifuge avec la charge verticale du trafic. Elle ne doit pas être multipliée par les coefficients dynamiques.

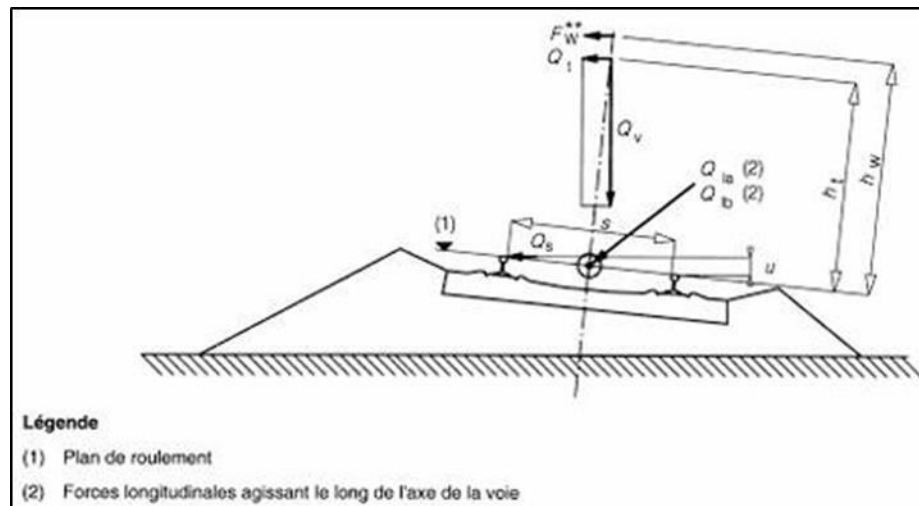


Figure V-13. Symboles et dimensions spécifiques pour les voies ferrées

La valeur caractéristique de la force centrifuge est déterminée à l'aide des formules suivantes indiquée en 6.17 et 6.18 dans l'EN 1991-2 :2003 :

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

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

Evaluation Des Charges Et Surcharge

Avec : f : Coefficient de réduction

D'après 6.5.1 (8) de l'EN 1991-2 :2003 :

→ $f=1$ pour $V \leq 120$ km/h et pour les modèles de charges SW/2 et «train à vide », il convient de retenir une valeur du coefficient de réduction $f=1$.

r : Rayon de courbure [m].

Application numérique :

- **Modèle de charge 71 :**

$$Q_{tk} = \frac{22,22^2}{9,81 \times 400} (1 \times 250) = \frac{80^2}{127 \times 400} (1 \times 250) = \mathbf{31,5 \text{ KN}}$$

$$q_{tk} = \frac{22,22^2}{9,81 \times 400} (1 \times 80) = \frac{80^2}{127 \times 400} (1 \times 80) = \mathbf{10,1 \text{ KN/m}}$$

- **Modèle de charge SW/0 :**

$$Q_{tk} = \frac{22,22^2}{9,81 \times 400} (1 \times 133) = \frac{80^2}{127 \times 400} (1 \times 133) = \mathbf{16,76 \text{ KN/m}}$$

- **Modèle de charge SW/2 :**

$$Q_{tk} = \frac{22,22^2}{9,81 \times 400} (1 \times 150) = \frac{80^2}{127 \times 400} (1 \times 150) = \mathbf{19 \text{ KN/m}}$$

- **Modèle de charge « Train à vide » :**

$$Q_{tk} = \frac{22,22^2}{9,81 \times 400} (1 \times 150) = \frac{80^2}{127 \times 400} (1 \times 10) = \mathbf{1,3 \text{ KN/m}}$$

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

V252 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 $Q_{sk}=100\text{kN}$. Et elle ne doit pas être multipliée par le coefficient ϕ .

V253 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 apparaissent au-dessus des rails, dans la direction longitudinale de la voie. On doit les considérer comme des charges uniformément réparties sur la longueur d'influence $L_{a,b}$ de leurs effets pour l'élément structurel considéré .

- **Force d'accélération :**

Evaluation Des Charges Et Surcharge

- **Modèles de charge 71 :**

$$Q_{lak} = 33 \times 350,6 = 11569,8 \text{ kN} \geq 1000 \text{ donc la valeur retenue est } \mathbf{1000 \text{ KN}}.$$

- **Modèle de charge SW/0 :**

$$Q_{lak} = 33 \times 35,3 = 1164,9 \text{ kN} \geq 1000 \text{ donc la valeur retenue est } \mathbf{1000 \text{ KN}}.$$

- **Modèle de charge SW/2 :**

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

- **Force de freinage :**

- **Modèles de charge 71 :**

$$Q_{lak} = 20 \times 350,6 = 7012 \text{ kN} \geq 6000 \text{ donc la valeur retenue est } \mathbf{6000 \text{ KN}}.$$

- **Modèle de charge SW/0 :**

$$Q_{lak} = 20 \times 35,3 = \mathbf{706 \text{ kN}}.$$

- **Modèle de charge SW/2 :**

$$Q_{lak} = 35 \times 57 = \mathbf{1995 \text{ kN}}.$$

V254 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.

Evaluation Des Charges Et Surcharge

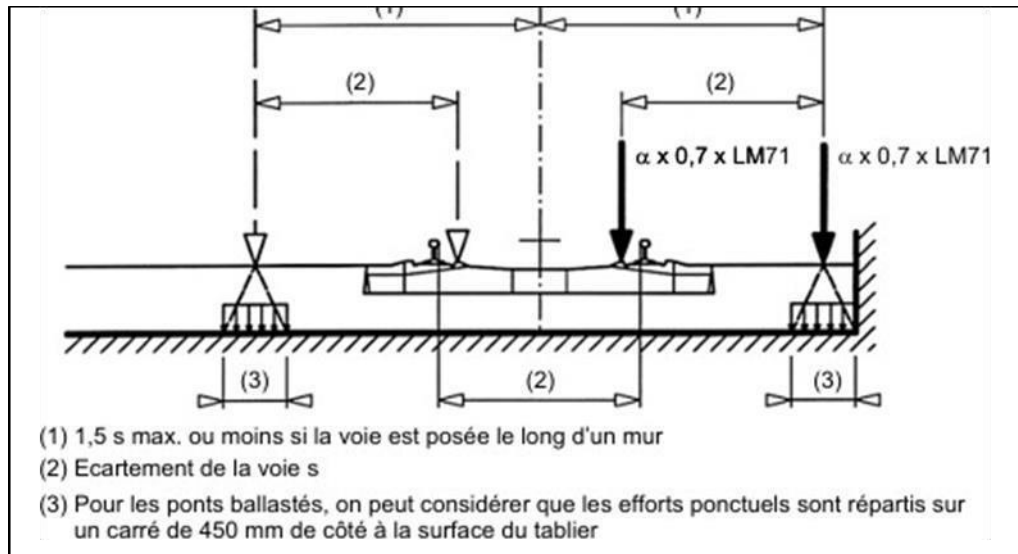


Figure V-14. Situation de calcul I - Charge équivalente Q_{AlD} et q_{AlD}

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

$$Q_{AlD} = \alpha \times 0.7 \times LM71$$

$$q_{AlD} = \alpha \times 0.7 \times LM71$$

Application numérique :

$$Q_{AlD} = 1,33 \times 0.7 \times 250 = 232,75 \text{ KN}$$

$$q_{AlD} = 1,33 \times 0.7 \times 80 = 74,48 \text{ KN/m}$$

- **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).

Evaluation Des Charges Et Surcharge

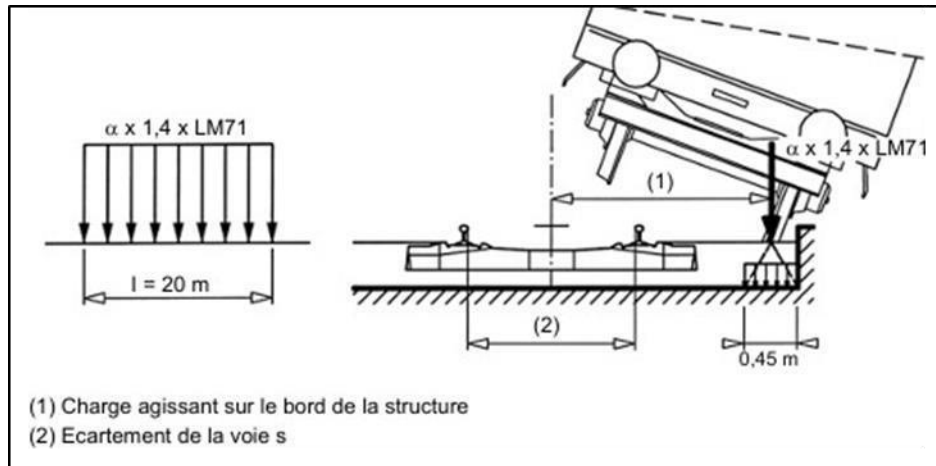


Figure V-15. Situation de calcul 2 : Charge équivalente q_{A2d}

$$q_{A2d} = \alpha \times 1,4 \times LM71$$

Application numérique :

$$q_{A2d} = 1,33 \times 1,4 \times 80 = 15 \text{ KN/m}$$

V.2.6. Actions naturelles (NF EN 1991-1-5 : 2004) :

V261. Action du vent (NF EN 1991-1-4) :

Selon l'article 3.2.1 du RCPR (page 14), les efforts générés sont intégrés dans les calculs sous forme de pressions statiques horizontales appliquées aux surfaces impactées. Leur intensité, assimilée à une valeur caractéristique, correspond à :

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

V262. Variation uniforme de la température ΔT_u :

La ville de Souk Aras se situe au nord-est de l'Algérie, il s'agit d'une zone montagneuse. D'après l'article 3.1.2 du RCPR (page 15), on la classe dans : Algérie du nord « Climat tempéré » avec des variations de température de :

$$\Delta T = +35^{\circ}\text{C} \text{ et } \Delta T = -20^{\circ}\text{C}.$$

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

Pour un tablier de type mixte (type 2), les valeurs suivantes sont retenues :

Tableau V-4. Gradient thermique $\Delta\theta$

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

V3. Application des charges de trafic (selon l'article 6.8 DE L'EN 1991-2 :2003) :

V.3.1. Généralités :

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 identifier les 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 Q_{vk} doivent être appliquées en même temps.
- Pour identifier 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 identifier des effets les plus défavorables résultant de l'application du **modèle de charge SW/2** :
 - Le modèle de charge SW/2 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 identifier 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.

Evaluation Des Charges Et Surcharge

V.3.2. Groupes de charges - Valeurs caractéristiques de l'action à composantes multiples- :

Conformément au **tableau 6.11 de l'EN 1991-2 : 2003 à la page 101**, les groupes de charge suivants seront pris en compte :

- Pour une voie chargée : **Gr 11-15 et Gr 16-17.**
- Pour deux voies chargées : **Gr 21-27.**

V.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.

Pour ne pas surcharger inutilement ce chapitre, nous présenterons uniquement quelques combinaisons représentatives à titre d'illustration. Le logiciel **MIDAS CIVIL 2022** effectuera une génération complète de toutes les combinaisons, en suivant les formules globales d'aptitude au service et les exigences de l'EN 1990, assurant ainsi une couverture complète et fiable des effets d'actions.

On a :

- ❖ Etat limite ultime :

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

- ❖ Etat limite de service :

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

V.3.4. Combinaisons représentatives :

- ❖ ELU :

$$1.35G+1.45 (UIC71+SW/0) \pm 0.9T$$

$$1.35G+1.45 UIC71+ 1.2 SW/2 \pm 0.9T$$

$$1.35G+1.45 SW0 +1.45 SW/2 \pm 0.9T$$

$$1.35G+1.45 (UIC71+UIC71) \pm 0.9T$$

$$1.35G+1.45 (SW/0+SW/0) \pm 0.9T$$

Evaluation Des Charges Et Surcharge

❖ 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 :

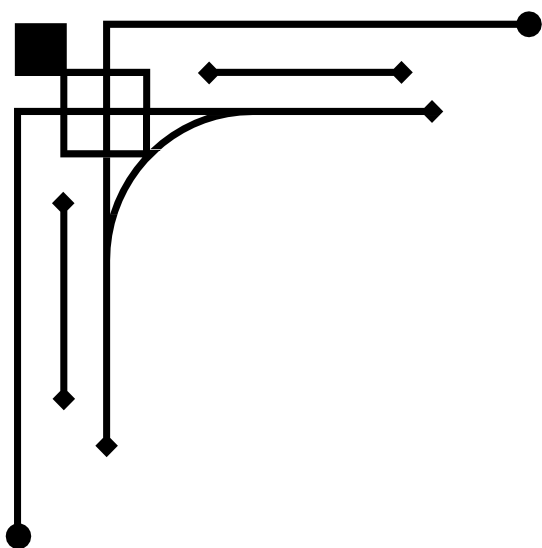
$$G+0.7(UIC71+SW/0) +0.6T$$

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

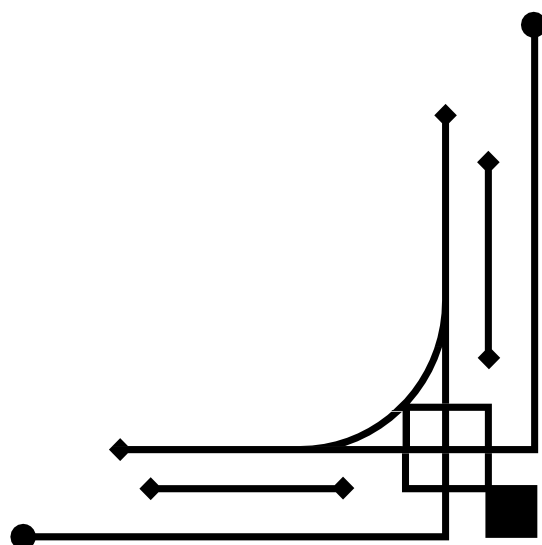
$$G+0.7(SW/0+SW/2) +0.6T$$

$$G+0.7(UIC71+UIC71)+0.6T$$

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



VI . Etude du tablier



VI.1. Introduction :

Dans ce chapitre, nous allons étudier les différents efforts mécaniques et leur distribution sur le tablier du pont. Pour réaliser cette analyse, nous avons opté pour l'usage du logiciel MIDAS CIVIL 2022, un outil performant et largement reconnu dans le secteur du génie civil.

Son atout principal repose dans l'application de la méthode des éléments finis (MEF), une méthode numérique qui a révélé son efficacité de nombreuses fois en termes de précision, de fiabilité et d'efficacité. Ce logiciel, grâce à ses capacités de modélisation avancées, nous fournira des résultats précis, en prenant en compte les différentes sollicitations appliquées à la structure.

L'objectif de cette étude sur le long terme est de comprendre le comportement du tablier sous diverses charges, dans le but de garantir sa stabilité et son durabilité.

VI.2. Présentation du logiciel MIDAS :

MIDAS Civil est un outil de modélisation et d'analyse structurelle spécialisée dans le domaine du génie civil, particulièrement pour la conception et l'étude des ponts, Ouvrages d'art et ouvrages complexes. Développé par MIDAS IT, une société sud-coréenne, cet outil s'est imposé comme un incontournable parmi les ingénieurs et les bureaux d'études grâce à sa puissance, son flexibilité et sa précision.

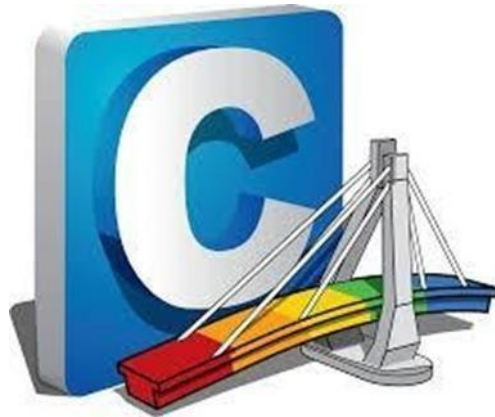


Figure VI-1. Midas Civil

La méthode de modélisation se réalise en suivant les étapes ci-dessous :

- Importation des différentes sections au format DXF.
- Répartition des matériaux par sections.
- Modélisation de la structure en utilisant des éléments de type beam.
- Définition et application des charges statiques (poids propre, charges d'exploitation) et dynamiques (vent, séisme, charges roulantes).

Etude Du Tablier

- Spécification des appuis et des contraintes appliquées à la structure, dans le but de reproduire les conditions fonctionnelles réelles.
- Évaluation et interprétation des résultats obtenus.

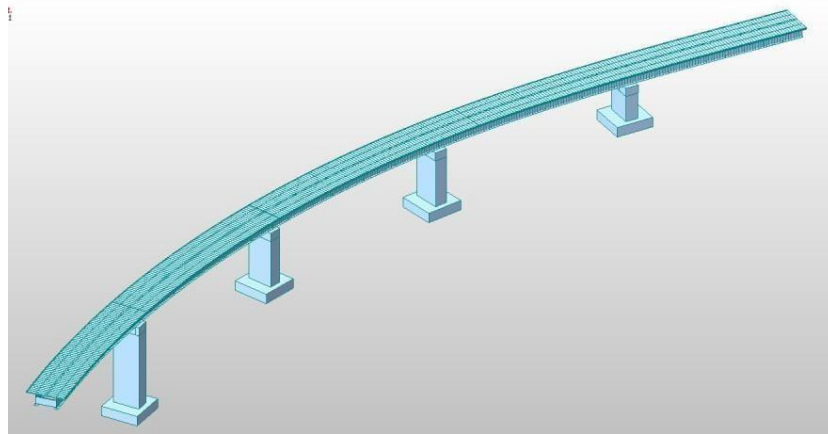


Figure VI-2. Modèle 3D du viaduc

Remarque : Toutes les étapes de la modélisation sont présentées avec précision dans l'annexe D.

VI.3. Analyse de la section mixte :

VI.3.1. Caractéristique de la section mixte :

VI31.1. Coefficient d'équivalence : (NF EN 1994-2, 4.2.2) :

Les coefficients d'équivalence changent en fonction des différentes étapes de construction. Il sera nécessaire de les considérer lors des vérifications à effectuer pendant le montage de l'ossature métallique et pendant le bétonnage.

Tableau VI-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

Etude Du Tablier

VI312 Largeur efficace pour la vérification des sections transversales (EN 1994-2 :1997 4.2.2.2) :

Le calcul de la largeur participante de la dalle s'effectue comme suit :

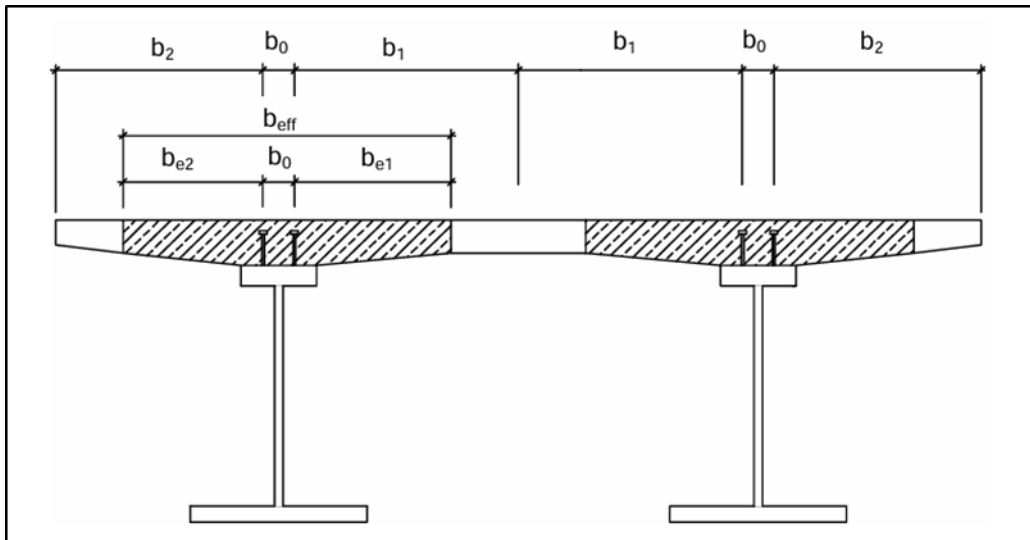


Figure VI-3. définition de la largeur efficace

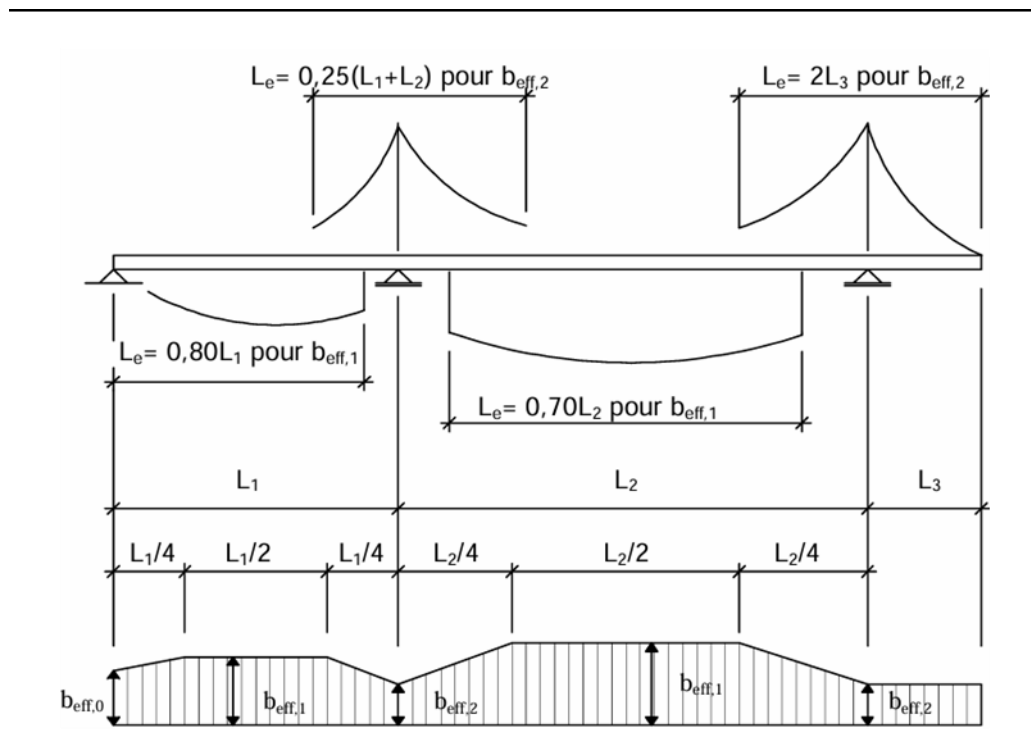


Figure VI-4. Calcul des distances entre les points de moment fléchissant nul.

b_0 : l'entraxe des goujons d'extrémités.

On prend $b_0=0.88m$.

Etude Du Tablier

➤ Sur Appuis d'extrémité :

$$b_{eff,0} = b_0 + \sum \beta_i b_{ei}$$

$$\text{Avec : } \beta_i = (0,55 + 0,025 L_e / b_i) \leq 1,0$$

$$L_e = 0,8 \times L_1 = 0,8 \times 68,2 = 50,24 \text{ m}$$

$$b_1 = \left(\frac{E_{poutre}}{2} - \frac{b_0}{2} \right) = 3,06 \text{ m} \quad E_{poutre} : \text{entraxe des poutres} = 7 \text{ m}$$

$$b_2 = \left(L_d - \frac{b_0}{2} \right) = 2,41 \text{ m} \quad L_d = 2,41 \text{ m}$$

$$\bullet \quad b_{e1} = \min \left\{ \frac{L_e}{8} ; b_1 \right\} = \min \{ 6,28 ; 3,06 \} = 3,06 \text{ m}$$

$$\bullet \quad b_{e2} = \min \left\{ \frac{L_e}{8} ; b_2 \right\} = \min \{ 6,28 ; 2,41 \} = 2,41 \text{ m}$$

$$\bullet \quad \beta_1 = 0,55 + 0,025 \times \frac{50,24}{3,06} = 0,9605.$$

$$\bullet \quad \beta_2 = 0,55 + 0,025 \times \frac{50,24}{2,41} = 1,071.$$

$$b_{eff,0} = 0,88 + 0,9605 \times 3,06 + 2,41$$

$$b_{eff,0} = 6,23 \text{ m}$$

➤ A mi-travée :

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

$$\bullet \quad b_{e1} = \min \left\{ \frac{L_{portée}}{8} ; b_1 \right\} = \min \{ 9,375 ; 3,06 \} = 3,06 \text{ m}$$

$$\bullet \quad b_{e2} = \min \left\{ \frac{L_{portée}}{8} ; b_2 \right\} = \min \{ 9,375 ; 2,41 \} = 2,41 \text{ m}$$

$$B_{eff} = 0,88 + 3,06 + 2,41$$

$$B_{eff} = 6,35 \text{ m}$$

On considère la largeur efficace est $B_{eff} = \mathbf{6.35 \text{ m}}$ sur toute la longueur du pont.

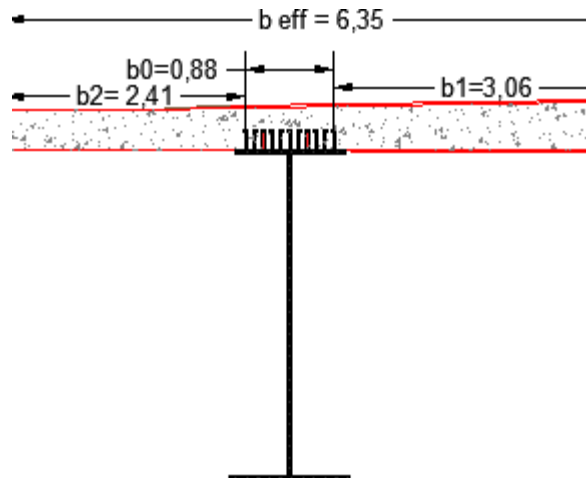


Figure VI-5. Largeur efficace considéré dans nos calculs.

VI313 Calcul des surfaces :

$$S_n = S_a + \frac{S_b}{n}$$

Avec :

- S_a = Section d'acier.
- S_b : section du béton.
- n : coefficient d'équivalence.

VI314 Position du centre de gravité de la section mixte :

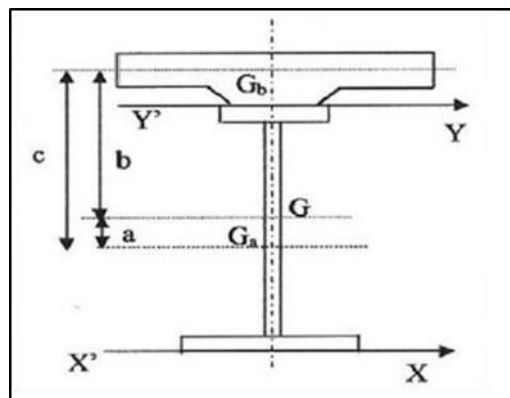


Figure VI-6. Centre de gravité de la section mixte

$$\int_s^s y \cdot ds = \int_{S_b}^s y \left(\frac{dS_n}{n} \right) + \int_{S_a}^s y dS_a = 0$$

On aura alors :

$$b \times \left(\frac{S_b}{n} \right) + a \times S_a = 0 \quad a_n = \frac{S_b \times C}{n \times S_n}$$

$$a + b = 0 \quad b_n = \frac{S_a \times C}{S_n}$$

VI315 Moment d'inertie de la section mixte :

$$I = I_a + \frac{I_b}{n} + \frac{S_a \times S_b}{n} \times C^2$$

- 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} .

VI316 Caractéristiques de la section mixte : application numérique

➤ Caractéristiques de la section en béton :

Tableau VI-2. Caractéristique de la section de béton.

	Notation	Section
Air	A(m ²)	2,54
Centre de gravité	Vs(m)	0,2
	Vi(m)	0,2
Moment d'inertie	I(m)	0,339

➤ Les caractéristiques de la section métallique :

Tableau VI-3. Caractéristiques de la section métallique $nL=\infty$.

Caractéristique de la section métallique $nL=\infty$						
	Notation	Section 1	Section 2 +	Section 2 -	Section 3	Section 4
Air	A(m ²)	0,253	0,276	0,276	0,359	0,334
Centre de gravité	Vs(m)	2,268	2,269	2,269	2,334	2,343

Etude Du Tablier

	Vi(m)	1,932	1,931	1,931	1,866	1,857
Moment d'inertie	I(m ⁴)	0,666	0,763	0,763	1,090	0,993

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 VI-4. Caractéristiques de la section métallique nL=18.

		Caractéristique de la section mixte pour la superstructure long terme nL=18				
		Notation	Section 1	Section 2 +	Section 2 -	Section 3
Air	A(m²)	0,394	0,417	0,417	0,500	0,475
Centre de gravité	Vs(m)	1,456	1,502	1,501	1,675	1,647
	Vi(m)	2,744	2,698	2,699	2,525	2,553
Distance entre Ga et G	a(m)	0,812	0,767	0,768	0,659	0,696
Moment d'inertie	I(m⁴)	1,134	1,245	1,245	1,643	1,539

VI317. Caractéristique de la section mixte pour les actions du retrait :

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

	Caractéristiques 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)	0,422	0,446	0,276	0,359	0,503
Centre de gravité	Vs(m)	1,359	1,406	2,269	2,332	1,554
	Vi(m)	2,841	2,794	1,931	1,868	2,646
Distance entre Ga et G	a(m)	0,910	0,862	1,392	1,102	0,788
Moment d'inertie	I(m)	1,190	1,305	0,763	1,090	1,612

VI318 Caractéristique de la section mixte pour les surcharges :

Tableau VI-6. Caractéristiques de la section métallique nL=6.

	Caractéristiques 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)	0,676	0,700	0,276	0,359	0,757
Centre de gravité	Vs(m)	0,848	0,896	2,269	2,332	1,033
	Vi(m)	3,252	3,304	1,931	1,868	3,167
Distance entre Ga et G	a(m)	1,42	1,373	3,480	2,754	1,310
Moment d'inertie	I(m)	1,486	1,629	0,763	1,090	2,023

VI.4. Résistance en section et vérification de la sécurité structurale (EUROCODE 3 et 4) :

Cette phase requiert de vérifier tous les éléments du tablier, y compris les poutres principales, les entretoises, la section mixte acier-béton et l'hourdi. Les vérifications seront effectuées en se basant sur les résultats obtenus grâce au logiciel de calcul.

Il est nécessaire de vérifier les poutres mixtes vis-à-vis :

- 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.

VI.4.1. 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 la paroi fléchie :

Classification des sections								
	Paroi comprimé	C	t	C/t	ϵ	Vérification âme	Classe de l'âme	Classe de section
Section 1	Ame	4,11	0,035	117,429	0,825	102,3	4	4
	Semelle inférieur	0,6325	0,05	12,650	0,838	-----		
Section 2	Semelle supérieur	0,6325	0,05	12,650	0,838	-----		
	Ame	4,09	0,035	116,857	0,825	102,3		
Section 3	Semelle inférieur	0,6325	0,06	10,542	0,838	-----		
	Ame	4,02	0,035	114,857	0,825	102,3		
Section 4	Semelle inférieur	0,6325	0,1	6,325	0,864	-----		
	Semelle supérieur	0,6325	0,07	9,036	0,85	-----		
	Ame	4,04	0,035	115,429	0,825	102,3		

Conclusion :

Toutes nos sections sont de classe 4. Cela signifie que le voilement local se produit avant d'atteindre la limite d'élasticité dans une ou plusieurs parois de la section transversale, et toutes les vérifications seront effectuées en considérant l'élasticité.

Etude Du Tablier

VI412 Coulage de la dalle :

Le coulage de la dalle s'effectuera en deux étapes :

- **Phase une** : on coule la dalle sur une a mis travée dans les zones ou le moment sollicitant sera positif.
- **Phase deux** : on coule le reste de la longueur non coulée sur appuis.

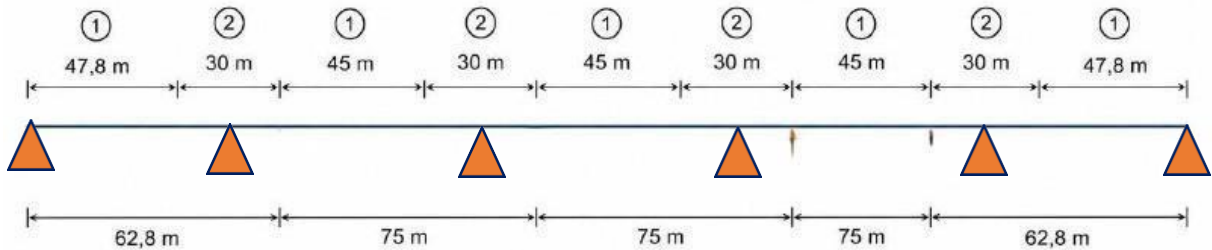


Figure VI-7. Phases du coulage de la dalle

VI413 Justification des contraintes (EN 1994-2 :2005) :

Contrainte admissible du béton :

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

Application numérique :

$$\sigma_B = 0.6 \times 35 = 21 \text{ MPA}$$

Contrainte admissible de l'acier des poutres :

Tableau VI-7. Contraintes limites d'élasticité f_y

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'âme présente un élancement qui dépasse ces valeurs limites, seule la hauteur efficace $h_{c,eff}$ est prise en compte lors du calcul de la résistance à un moment de flexion. On définit cette hauteur efficace par la formule suivante :

$$h_{c,eff} = 2,1 \sqrt{\frac{E}{f_y}} t_w \leq h_c$$

Etude Du Tablier

VI414 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 :

$$\sigma E d \leq f d$$

Avec :

- Pour le métal : $F_d = f_{yd} = \frac{f_y}{\gamma_a}$
- Pour le béton : $F_d = 0.85 f_{cd} = 0.85 \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$

$$\gamma_a = 1.05 \text{ et } \gamma_c = 1.5$$

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 :

Notre pont est constitué de 4 sections qui sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau VI-8. Contrainte admissible pour chaque section

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

VI415 Justification de l'effort tranchant :

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

Avec :

$$V_{pl,Rd} = A_v \frac{f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{M0}}$$

Où A_v est l'aire de charpente cisailée par V_{Ed} .

VI.1.6 Justification du moment fléchissant :

Selon le résultat de la classification des différentes sections nous avons des sections de classe 4, ce qui implique une vérification à allors vérifier que $MED < 1$ tel que M_{el} est le moment résistant calculé comme suit :

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

Avec : $W_{pl} = \frac{I}{y}$

A considérer :

- $y = V_s$ pour le calcul des moments négatifs.
- $y = V_i$ pour le calcul des moments positifs.

Justifications des contraintes de l'acier et du béton

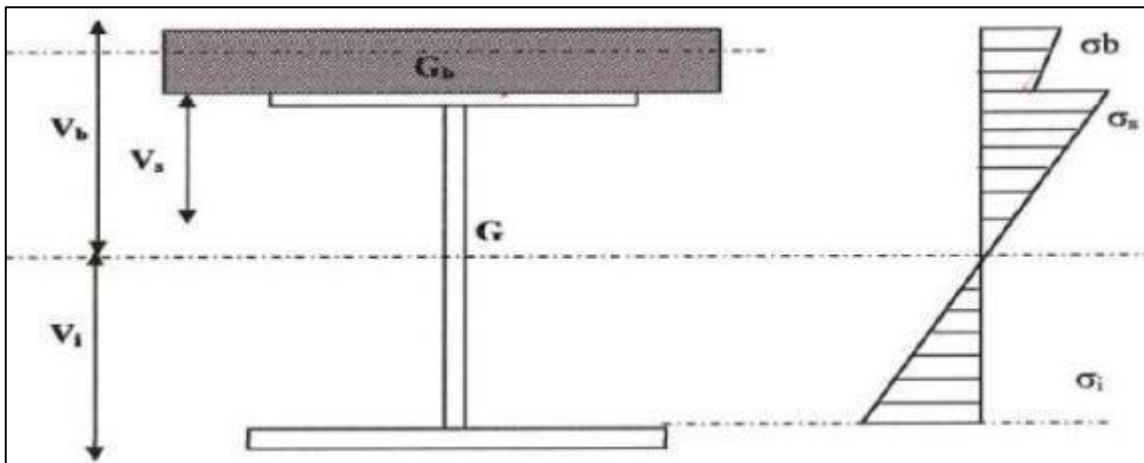


Figure VI-8. Distribution des contraintes dans la section mixte.

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 : $\sigma_s = (M \cdot V_s) / I$.
- ❖ **Acier** : Fibre inférieur : $\sigma_i = (M \cdot V_i) / I$.
- ❖ **Béton** : $\sigma_b = (1/n) \cdot (M \cdot V_b) / I$.

VI.5. Résultats et vérifications :

Phase 1 : Poutre seule (structure métallique nue)

- Au début, seule 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 VI-9. 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	111,246	127,473	127,486	188,452	172,580	
Moment appliqué	M Ed	1,271	3,458	7,479	16,228	7,833	
Vérification	Med /McRd	0,011	0,027	0,059	0,086	0,045	Vérifié
Effort tranchant	V c,rd	29,483	29,340		28,981	28,838	
Effort tranchant	V Ed	0,703	0,611		1,268	0,265	
Vérification	Ved/VcRd	0,024	0,021		0,044	0,009	Vérifié

Tableau VI-10. Vérification des contraintes de la phase une.

		Section 1	Section 2		Section 3	Section 4
Contrainte de calcul	$\sigma_{inf}(MPa)$	3,686	8,755	18,933	27,791	14,647
	$\sigma_{sup}(MPa)$	4,328	10,285	22,247	34,751	18,476
	$\sigma_{béton}(MPa)$	0	0	0	0	0

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). En étant 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.

Etude Du Tablier

Tableau VI-11. 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	133,337	148,954	148,937	210,011	194,587	
Moment appliqué	M Ed	15,811	15,811	4,623	35,275	20,920	
Vérification	Med /McRd	0,119	0,106	0,031	0,168	0,108	Vérifié
Effort tranchant	V c,rd	29,483	29,340		28,981	28,838	
Effort tranchant	V Ed	1,990	1,801		2,412	1,148	
Vérification	Ved/VcRd	0,068	0,061		0,083	0,040	Vérifié

Tableau VI-12. Vérification des contraintes de la phase deux (bétonnage a mis travée)

		Section 1	Section 2		Section 3	Section 4
Contrainte de calcul	$\sigma_{inf}(MPa)$	38,269	34,257	10,018	54,207	34,696
	$\sigma_{sup}(MPa)$	20,303	30,539	26,169	35,953	22,378
	$\sigma_{béton}(MPa)$	0	0	0	0	0

Bétonnage sur appuis :

Par la suite viendra le bétonnage dans les zones au-dessus des appuis (les 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 VI-13. 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	125,825	140,562	282,781	192,263	172,662	
Moment appliqué	M Ed	11,890	25,328	7,479	48,585	25,328	
Vérification	Med /McRd	0,094	0,180	0,026	0,253	0,147	Vérifié
Effort tranchant	V c,rd	28,653	28,513		28,165	28,025	
effort tranchant	V Ed	1,934	2,634		4,033	1,934	
Vérification	Ved/VcRd	0,068	0,092		0,143	0,069	Vérifié

Etude Du Tablier

Tableau VI-14. Vérification des contraintes en phase deux (bétonnage sur appuis)

		Section 1	Section 2		Section 3	Section 4
Contrainte de calcul	$\sigma_{inf}(MPa)$	28,778	54,877	47,037	74,661	42,008
	$\sigma_{sup}(MPa)$	15,268	30,539	26,169	49,519	27,094
	$\sigma_{béton}(MPa)$	0,848	1,697	0	0	1,505

Phase 3 : Structure rigide (fin du bétonnage)

- 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 VI-15. Vérification M et V en phase 3

		Section 1	Section 2		Section 3	Section 4	
		M+	M+	M-	M-	M+	
Moment résistant	$M_{c,rd}$	135,154	150,812	127,486	188,271	196,653	
Moment appliqué	M_{Ed}	21,087	10,386	21,720	75,229	42,491	
Vérification	$M_{ed}/M_{c,rd}$	0,156	0,069	0,170	0,400	0,216	Vérifié
Effort tranchant	$V_{c,rd}$	29,483	29,340		28,981	28,838	
Effort tranchant	V_{Ed}	4,195	3,062		6,450	1,930	
Vérification	$V_{ed}/V_{c,rd}$	0,142	0,104		0,223	0,067	Vérifié

Tableau VI-16. Vérification des contraintes en phase 3

		Section 1	Section 2		Section 3	Section 4
Contrainte de calcul	$\sigma_{inf}(MPa)$	50,354	22,225	54,983	128,955	69,732
	$\sigma_{sup}(MPa)$	24,075	11,190	25,522	160,971	40,971
	$\sigma_{béton}(MPa)$	1,605	0,746	0	0	2,731

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).

Etude Du Tablier

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 VI-17. 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	143,088	159,091	282,781	188,253	206,184	
Moment appliqué	M Ed	65,586	96,735	7,479	177,895	119,692	
Vérification	Med /McRd	0,458	0,608	0,026	0,945	0,581	Vérifié
Effort tranchant	V c,rd	29,483	29,340		28,981	28,838	
Effort tranchant	V Ed	9,166	9,344		14,630	4,055	
Vérification	Ved/VcRd	0,311	0,318		0,505	0,141	Vérifié

Tableau VI-18. Vérification des contraintes en phase 4

		Section 1	Section 2		Section 3	Section 4
Contrainte de calcul	$\sigma_{inf}(MPa)$	12,224	141,944	181,089	226,580	141,165
	$\sigma_{sup}(MPa)$	28,402	38,482	212,786	282,834	46,045
	$\sigma_{béton}(MPa)$	4,734	6,414	0	0	7,674

Tableau VI-19. Vérification des contraintes admissibles par section.

		Section 1	Section 2		Section 3	Section 4
$\frac{\sigma}{\sigma_{adm}}$	Inférieure	33%	42%	54%	72%	45%
	Supérieure	8%	11%	64%	87%	14%
	Béton	14%	18%	0%	0%	22%

VI.5.1. Justification sous l'interaction M.V (EN1994-2, 6.2.2.4) :

D'après EN1993-1, 6.2.8.3, Lorsque VEd est supérieur à la moitié de VRd , VEd diminue la résistance à la flexion. La diminution à prendre en compte dépend de la classe de la section.

D'après les résultats obtenus : $\frac{V_{ed}}{V_{c,Rd}} = 0,505 > 0,5$.

Etude Du Tablier

Il convient de considérer un moment résistant réduit égal à la résistance de calcul de la section transversale déterminée en utilisant pour l'aire de cisaillement une limite d'élasticité réduite : $(1 - \rho) f_y$ avec : $\rho = \left(\frac{2 V_{ed}}{V_{c,Rd}} - 1 \right)^2$

Application numérique :

$$f_{y \text{ réduit}} = \left(1 - \left(\frac{2 \times 14,63}{28,981} - 1 \right)^2 \right) \times 355$$

$$f_{y \text{ réduit}} = 354,967 \text{ MPA}$$

❖ La contribution des armatures :

$$M_a = R_a \times (Y_a - Y_g) \text{ avec } R_a = A_s \times f_y.$$

$$R_a = 56,35 \times 10^{-4} \times 435 = 2,451 \text{ MN}$$

$$M_a = 2,451 \times 2,754$$

$$M_a = 6,75 \text{ MN.m}$$

IV.1. Retrait du béton : (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 ϵ_r 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.

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

$$\epsilon_{ca}(t) = \beta_{as}(t) \cdot \epsilon_{ca}(\infty)$$

Etude Du Tablier

$$\varepsilon_{ca}(\infty) = 2.5(f_{ck} - 10) \cdot 10^{-6} = 6,25 \cdot 10^{-5}$$

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

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

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

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

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 dessiccation (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 :

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

L'humidité relative retenue pour le projet est de 70 % donc on en déduit le coefficient :

$$\beta_{RH} = 1.55 \left[1 - \left(\frac{RH}{100} \right)^3 \right] = 1,02$$

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

Les coefficients α_{ds1} et α_{ds2} traduisent la rapidité de prise du ciment. Pour un ciment à prise normale (N), on a :

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

Ainsi :

$$\varepsilon_{cd,0} = 4 \times 10^{-4}$$

k_h est un coefficient dépendant du rayon moyen h₀, conformément au tableau suivant :

Etude Du Tablier

Tableau VI-20. Valeurs de k_h

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. $A_c = 2,54 \text{ m}^2$

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).

$$u = 13,5 - 2 \times 1,1 + 0,2 \times 2 = 11,7 \text{ m}$$

$$h_0 = \frac{2 \times 2,54}{11,7} = 434,2 \text{ mm}$$

$$K_h = 0,716$$

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

$$\beta_{ds(t,ts)} = \frac{(t-ts)}{(t-ts) + 0,04\sqrt{h_0^3}} = \frac{(79,25-1)}{(79,25-1) + 0,04\sqrt{434,2^3}} = 0,18 \quad \text{pour } t=79,25$$

On déduit ainsi :

$$\epsilon_{cd(t)} = 0,18 \times 0,716 \times 4 \times 10^{-4} = 5,15 \times 10^{-5}$$

Retrait à la mise en service :

$$\epsilon_{cs(t)} = \epsilon_{ca(t)} + \epsilon_{cd(t)} = 1,035 \times 10^{-4}$$

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 :

$$\epsilon_{th} = \alpha_{th}^c \times \Delta T = 2 \times 10^{-4}$$

Ce qui est relativement élevé. Avec : $\alpha_{th}^c = 10^{-5}$

Etude Du Tablier

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 :

$$\varepsilon_{th} = \alpha^c_{th} \times \Delta T/2 = 10^{-4}$$

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 $\varepsilon_{cd}(\infty) = k h \times \varepsilon_{cd,0} = 4 \times 10^{-4} \cdot 0,716 = 2,864 \times 10^{-4}$

Au final, on applique $\varepsilon_{cs}(\infty) = 1.857 \cdot 10^{-4}$ sur la dalle complète (en une seule phase). Sur cette valeur, % sont apportés par le retrait de dessiccation et % par le retrait endogène.

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

Le retrait thermique est appliqué sur la structure en même temps que le retrait au jeune âge

$\varepsilon_{cs}(t) = 1,035 \times 10^{-4}$. 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 $1,035 \times 10^{-4} + 1 \cdot 10^{-4} = 2,035 \cdot 10^{-4}$ à chaque plot lorsqu'il est bétonné. Pour les vérifications au temps infini, on applique un retrait de $2,4 \cdot 10^{-4}$ 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.

CONSTRAINTES DUE AUX RETRAITS DU BETON :

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

VI.7. Entretoises :

Une entretoise est un élément structural horizontal et transversal 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 :

- Entretoises sur appuis de type PRS 2500 espacée de 7m dans tout le pont.
- Des contreventements de type PRS 1000 section en 'T'.
- Des contreventements de type UPN 200.

VI.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.

VI.7.2. 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 :

Etude Du Tablier

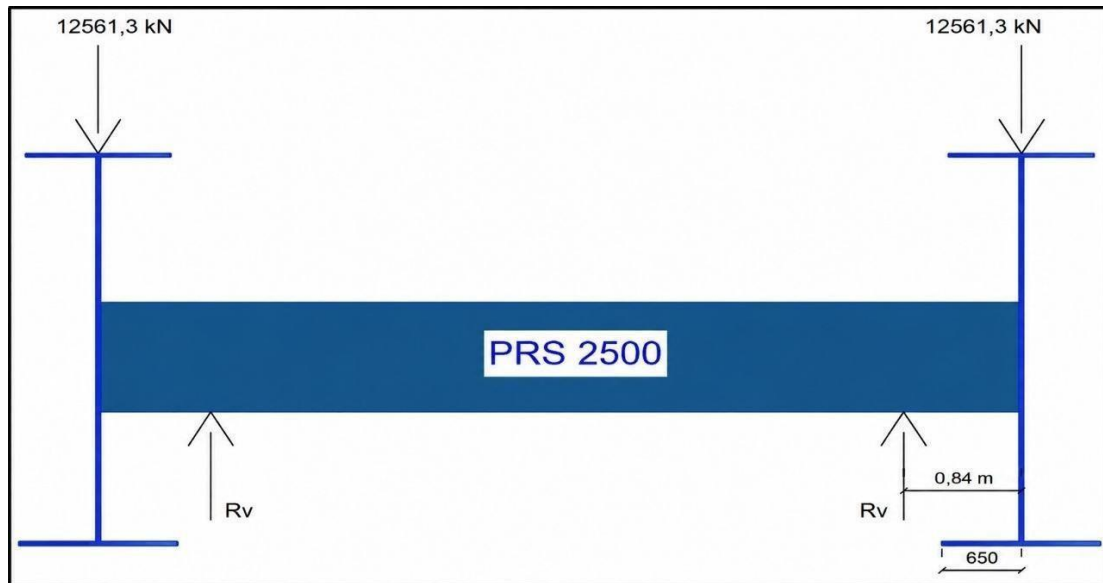


Figure VI-9. Effort de vérins appliqué sur l'entretoise PRS2500 sur MIDAS CIVIL

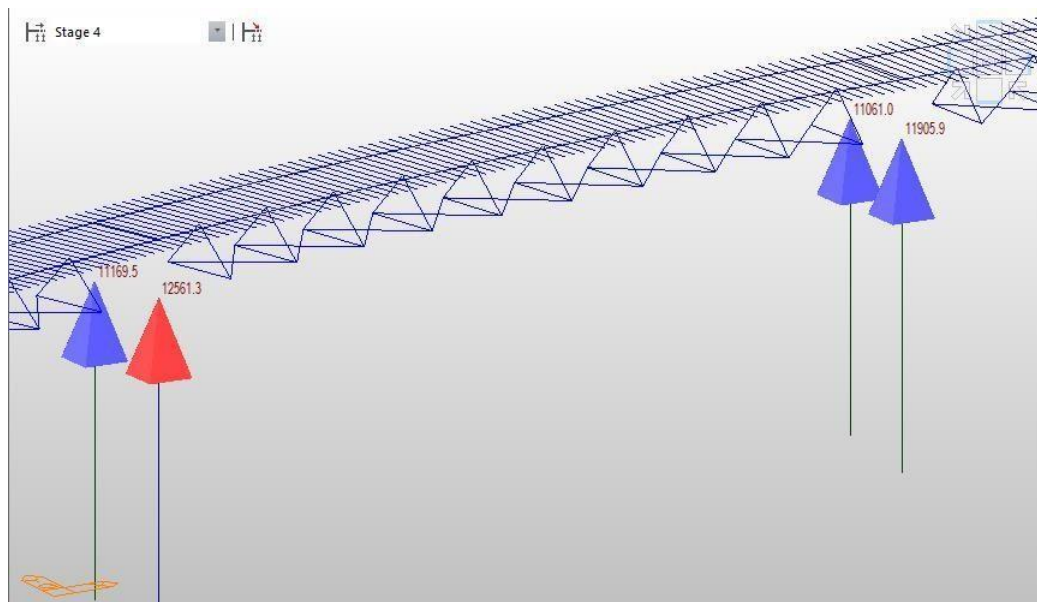


Figure VI-10. Réaction d'appuis (MIDAS CIVIL)

Etude Du Tablier

On a alors :

$$V_{ELU} = 1.35 \times 12561,3 = 16957,755 \text{ kN.}$$

$$M_{ELU} = 16957,755 \times 0.84 = 14244,5 \text{ kN. m}$$

Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\tau = \frac{V_e}{hw \times tw} = \frac{16957,755 \times 10^{-3}}{4,02 \times 0,035} = 120,524 \text{ Mpa} < 0.6f_e = 213 \text{ MPa}$$

VI.8. Vérification de la flèche (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 80 km/h.

Flèche de calcul

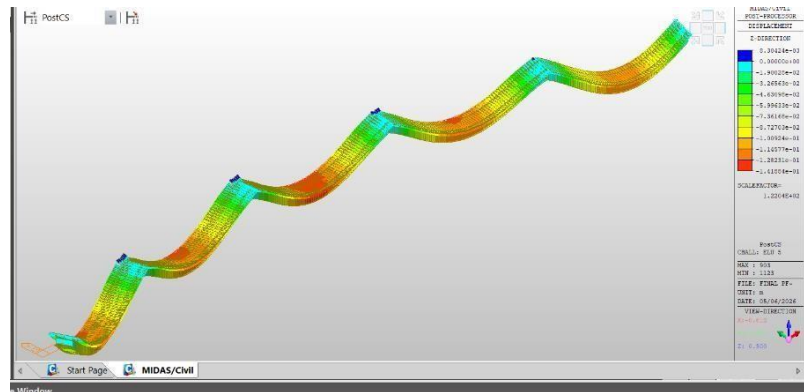


Figure VI-11. Flèche de calcul [MIDAS CIVIL]

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

➤ Pour le train voyageur :

$$\delta_{adm} \leq \frac{l}{15V-400} = \frac{75}{15 \times 80 - 400} = 9,37 \text{ cm}$$

Conclusion :

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

VI.9. Différents types de voilement de l'âme :

Voilement par compression (Voilement local) :

Si on charge une plaque en compression uniforme, il apparaît 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 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 7 mètres, divisant l'âme en plusieurs panneaux verticaux de longueur $a = 7\text{m}$. Pour lutter contre le voilement local de l'âme, des raidisseurs longitudinaux sont introduits, avec une disposition variable selon la position du panneau :

Le 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 $h_w/3$.

Résistance au voilement du panneau :

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

$$d/tw > 30\epsilon\sqrt{k\tau}$$

Avec :

$$\frac{a}{d} = \frac{7}{1,34} = 5,22$$

$$k_{\tau} = 5,34 + \left(4/\left(\frac{a}{d}\right)^2\right)$$

$$k_{\tau} = 5,34 + \left(4/\left(\frac{7}{1,34}\right)^2\right)$$

$$k_{\tau} = 5,486.$$

Etude Du Tablier

Où :

- a : espacement libre des raidisseurs intermédiaires.
- d: distance entre nus intérieurs des semelles.

$$d/t_w = 1,47/0,035 = 42.$$

$$d/t_w = 42 < 30\varepsilon\sqrt{k_\tau} = 30*0,81*\sqrt{5,486} = 56,916.$$

Donc : l'âme ne va pas voiler.

VI.10. La vérification au déversement :

Dans le cas des ponts mixtes, la dalle tient la semelle supérieure des poutres contre le déversement. Cependant nous devons faire une vérification quand cette dernière n'est pas encore solidarifiée avec la dalle : quand le béton est encore liquide. On doit vérifier :

$$M_{sd} \leq M_{b,rd}$$

$$M_{b,rd} = \chi_{(lt)} * \beta_w * f_y^* \frac{W_{pl}}{\gamma_{M1}}$$

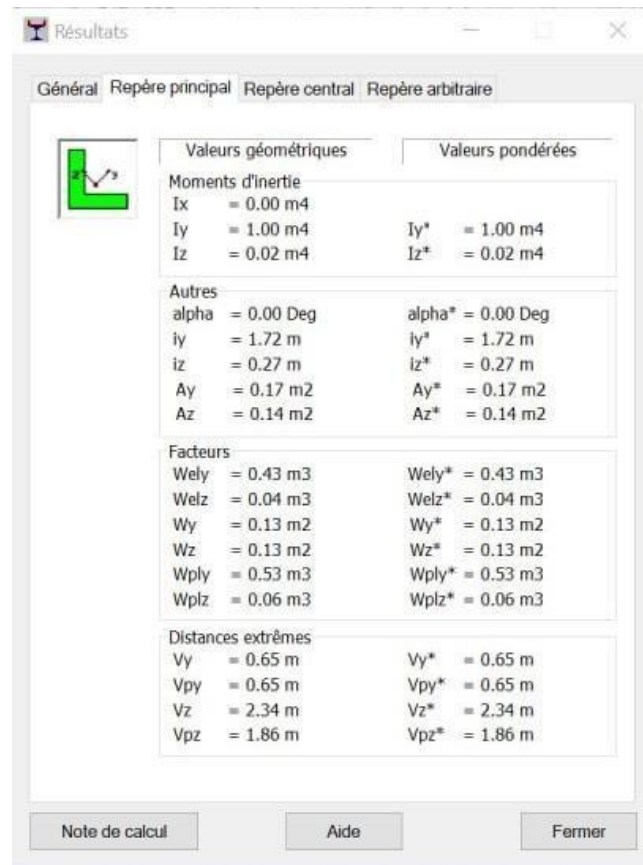


Figure VI-12. Caractéristique de la section à mi-travée.

Etude Du Tablier

Avec:

- $\gamma M1 = 1,1$
- $\beta_w = 0,8$
- $\chi_{lt} = \frac{1}{\phi_{lt} + \sqrt{(\phi_{lt})^2 - (\lambda LT')^2}} \leq 1$
- $\phi_{lt} = 0,5 * (1 + \alpha LT * (\lambda LT' - 0,4) + \lambda LT'^2)$
- Pour les PRS :
- $\alpha LT = 0,76 \left(\frac{h}{b} = 3,23 > 2\right)$
- $\lambda LT' = \frac{\lambda LT}{l_f} * \sqrt{\beta_w}$
- $\lambda(l) = \frac{l_f^{(1)}}{l_f}$, Avec : $l_f = 37,5 \text{ m}$
- $\lambda(l) = \frac{37,5}{1,71} = 21,93$
- $\lambda LT = 93,9 \varepsilon = 93,9 * 0,8 = 77,4675$
- $i = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = \sqrt{\frac{1}{0,34}} = 1,71.$
- Donc : $\lambda LT' = \frac{21,93}{77,4675} * \sqrt{0,8} = 0,253$
- $\phi_{lt} = 0.5 [1 + \alpha LT. (\bar{\lambda} LT - 0.2) + \bar{\lambda} LT^2]$
- $\phi_{lt} = 0.5 [1 + 0,76. (0,253 - 0.2) + 0,253^2]$
- $\phi_{lt} = 0,552$
- $\chi_{lt} = \frac{1}{0,552 + \sqrt{(0,552)^2 - (0,253)^2}} = 0,959 < 1$
- $M_{b,rd} = 0,959 * 0,8 * \frac{355 * 10^3}{1,1}$
- $M_{b,rd} = 131,226 \text{ MN.m} > M_{sd} = 49 \text{ MN.m}$ **(Condition vérifiée)**

➤ D'après les calculs, on voit que la stabilité de la poutre par rapport au déversement est vérifiée.

VI.11. Les 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.

$h=200\text{mm}$, $d=22\text{mm}$.

Etude Du Tablier

Limite élastique $\sigma_e=450\text{Mpa}$; $f_{c28}=35\text{MPa}$.

Résistance de calcul :

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

$$P_{RK}^1 = 0,8 * F_u * \frac{\pi * d^2}{4}$$
$$P_{RK}^1 = 0,8 * 450 * \frac{\pi * (0,022)^2}{4} * 10^3$$

$$P_{RK}^1 = 136,847 \text{ KN}$$

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

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

$$P_{RK}^2 = 0,29 * 1 * (0,022)^2 \sqrt{30 * 35000}$$

$$P_{RK}^2 = 153,115 \text{ KN}$$

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

$$P_{RK} = \min (P_{RK}^1 ; P_{RK}^2)$$

On prend : $P_{RK} = 136,847 \text{ KN}$

$$\text{ELU : } P_{Rd \text{ ELU}} = 0,9 \times 136,847 = 109,48 \text{ KN}$$

$$\text{ELS : } P_{Rd \text{ ELS}} = K_S \times 136,847 = 0,6 \times 136,847 = 82,11 \text{ KN}$$

Flux de cisaillement :

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

Avec :

- 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 :

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

$$\text{Donc : } N > \frac{V_{L \text{ Ed}} * L}{P_{Rd}}$$

Etude Du Tablier

Avec :

- N : nombre de goujons
- L = 1m linéaire
- PRd : ELU et ELS

Résultats et dimensionnement :

On effectuera notre calcul 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).

Calcul à l'ELU :

Tableau VI-21. Flux de cisaillement et nombre de goujons à l'ELU

	Flux de cisaillement et nombre de goujons à l'ELU			
	Section 1	Section 2	Section 3	Section 4
A _{dalle} (mm ²)	2540,000	2540,000	2540,000	2540,000
Y _{dalle} (mm)	4400,000	4400,000	4400,000	4400,000
Y _{mixte} (mm)	3351,731	1931,000	1868,100	3166,993
μ _(c) (mm ³)	266,260	627,126	643,103	313,184
I mixte	1,486	0,763	1,090	2,023
V _{ed}	9166,030	6123,000	9343,330	4055,000
V _{L,Ed}	1642,294	5033,944	5513,599	627,659
L	1	1	1	1
P _{Rd}	109,48	109,48	109,48	109,48
N	15,00	45,98	50,36	5,73
Nombre de goujons	33	55	55	33
Disposition	3 rangées de 11	5 rangées de 11	5 rangées 11	3 rangées de 11
Espacement Longitudinal (cm)	33,33	20	20	33,33

Etude Du Tablier

Calcule a l'ELS :

Tableau VI-22. Flux de cisaillement et nombre de goujons a L'ELS

	Flux de cisaillement et nombre de goujons a L'ELS			
	Section 1	Section 2	Section 3	Section 4
A_{dalle} (mm ²)	2540,000	2540,000	2540,000	2540,000
Y_{dalle} (mm)	4400,000	4400,000	4400,000	4400,000
Y_{mixte} (mm)	3351,731	3351,731	1868,100	3166,993
$\mu_{(c)}$ (mm ³) $\times 10^6$	266,260	266,260	643,103	313,184
I_{mixte}	1,486	0,763	1,090	2,023
V_{ed}	7242	8841	7254	4078
$V_{L,Ed}$	1297,562	3086,009	4280,663	631,219
L	1	1	1	1
P_{Rd}	82,11	82,11	82,11	82,11
N	15,803	37,584	52,133	7,687
Nombre de goujons	33	55	55	33
Disposition	3 rangées de 11	5 rangées de 11	5 rangées de 11	3 rangées de 11
Espacement Longitudinal (cm)	33,33	20	20	33,33

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 11 files de goujons tout au long de la poutre comme l’indique la figure :

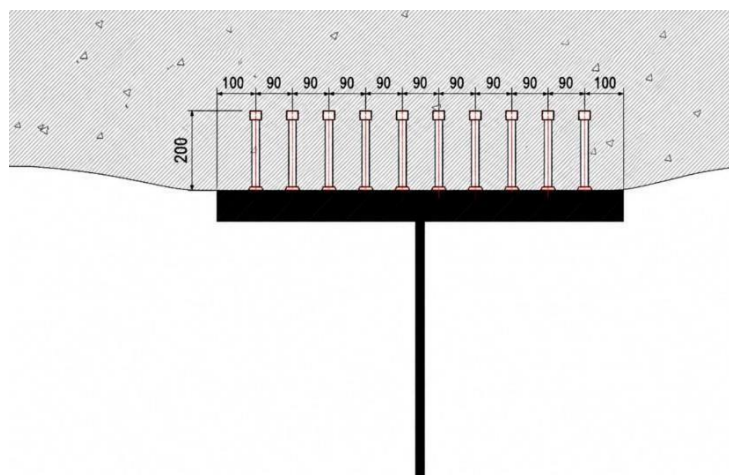


Figure VI-13. Disposition transversale des goujons.

Etude Du Tablier

Espacement $\geq 2.5 d = 55$

Espacement = 90mm

(Vérifié)

$e_v \geq 50 \text{ mm}$

$e_v = 100 \text{ mm}$

(Vérifié)

$e_D \geq 25 \text{ mm}$

$e_D = 100 \text{ mm}$

(Vérifié)

b) Vérification des espacements longitudinaux :

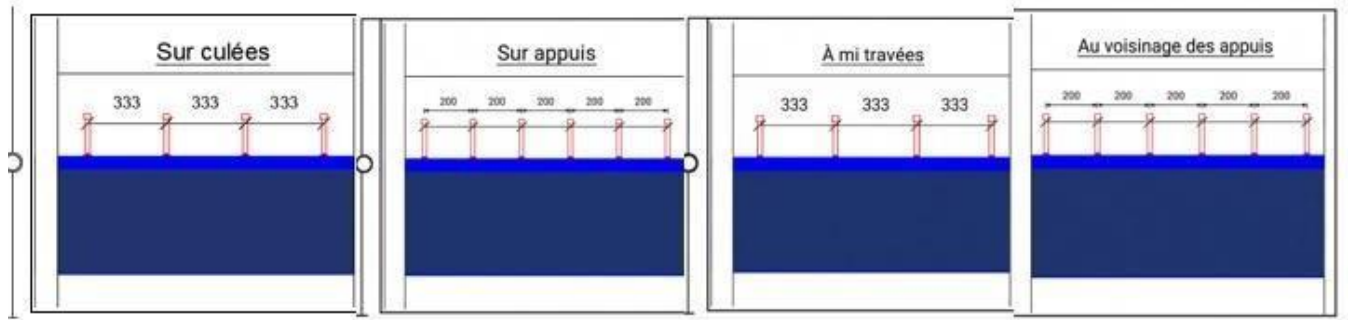


Figure VI-14. Disposition longitudinale des goudons dans les différentes sections

$5d \leq SD \leq 800 \text{ mm}$

$110 \text{ mm} \leq SD \leq 800 \text{ mm}$

SD (Section 1) = 333 mm

(Vérifié)

SD (Section 2) = 200 mm

(Vérifié)

SD (Section 3) = 200 mm

(Vérifié)

SD (Section 4) = 333 mm

(Vérifié)

VI.12. Etude de la dalle :

La dalle est un élément essentiel de la section mixte. Son rôle est de transmettre les charge permanentes et de trafic aux poutres maitresses. Notre dalle est de longueur de 350m et elle se compose de deux parties :

- Une dalle centrale de largeur de 7m doublement appuyée.
- Deux dalles en porte-à-faux de 2,85m encastré d'un seule coté.

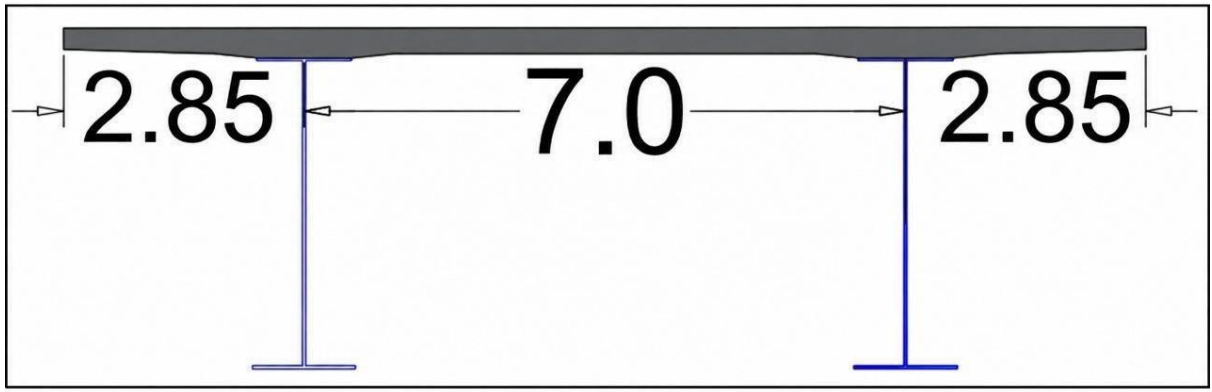


Figure VI-15. Disposition de la dalle

En dalle centrale : $\frac{a}{b} = \frac{7}{350} = 0,02$

En dalle en porte -à -faux : $\frac{a}{b} = \frac{2,85}{350} = 0,008$

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

VI.12.1. Ferrailage 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.

VI.12.2. Dalle centrale :

VI.12.2.1. Calcul de ferrailage transversal (sous M_{yy}) :

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

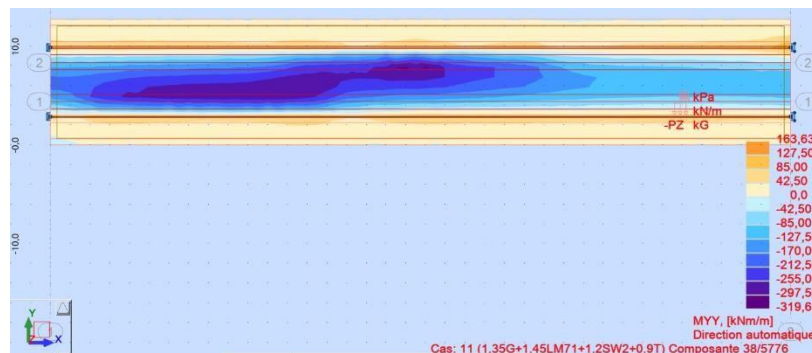


Figure VI-16. Cartographie de moment fléchissant M_{yy} dans la dalle à l'ELU

Etude Du Tablier

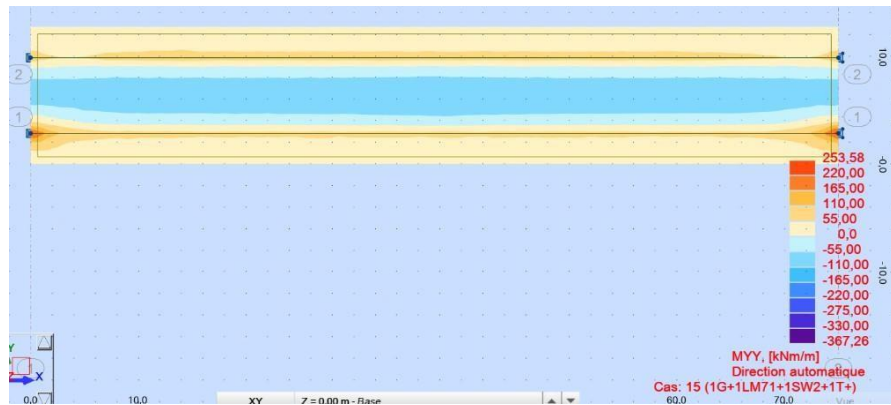


Figure VI-17. Cartographie du moment fléchissant M_{yy} dans la dalle à l'ELS

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

Résultats :

Tableau VI-23. Ferrailage transversale de la dalle centrale.

	Ferrailage transversal			
	Nappe Supérieure		Nappe inférieure	
	ELS	ELU	ELS	ELU
Moment(kN.m/ml)	110	163,63	220	319
Section Armature(cm2)	11,1		22,6	
Choix des barres	7HA20		7HA25	

VI.12.3. 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).

Etude Du Tablier

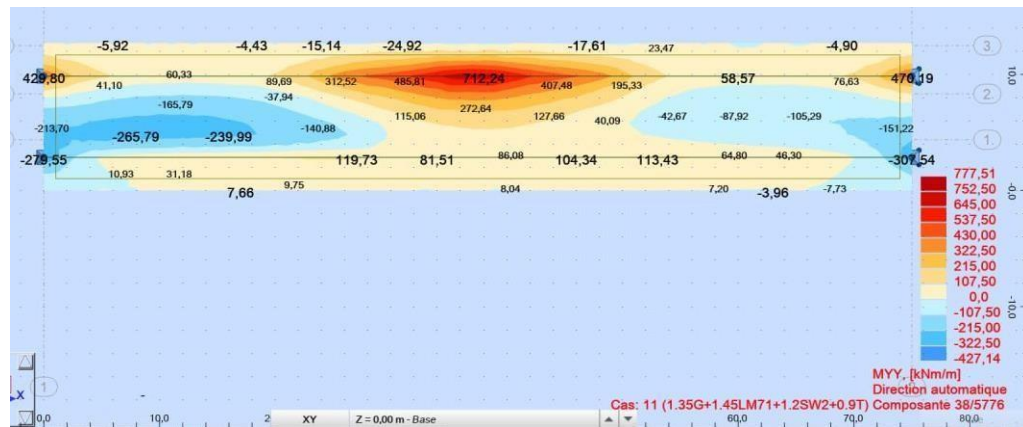


Figure VI-18. Cartographie de moments fléchissant M_{yy} dans la dalle en encorbellement à l'ELU

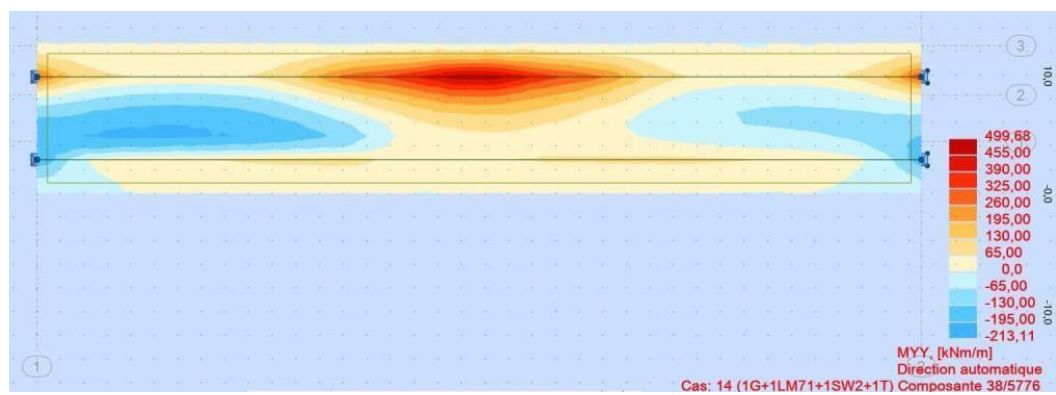


Figure VI-19. Cartographie de moments fléchissant M_{yy} dans la dalle en encorbellement à l'ELS

Tableau VI-24. Ferrailage transversale de la dalle en encorbellement.

Ferrailage transversal		
Nappe Supérieure		
Moment(kN.m/ml)	ELS	ELU
	390	752,5
Section d'armatures (cm ²)	61,2	
Choix des barres	14HA25	

Etude Du Tablier

Calcul du ferrailage longitudinale (sous M_{yy}) :

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

$$A \text{ (Dalle)} = 5,08 \text{ m}^2$$

$$\text{Ainsi : } A_s = 508 \text{ cm}^2 \longrightarrow A_s = 40 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit : 7HA25/ml avec $e = 15 \text{ cm}$.

Condition de non-fragilité :

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

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

$$A_{\min} = 0,23 \times 100 \times 0,9 \times 40 \times \frac{2,7}{500} = 4,47 \text{ cm}^2$$

$\longrightarrow$ Condition vérifiée

Ainsi le plan de ferrailage est comme suit :

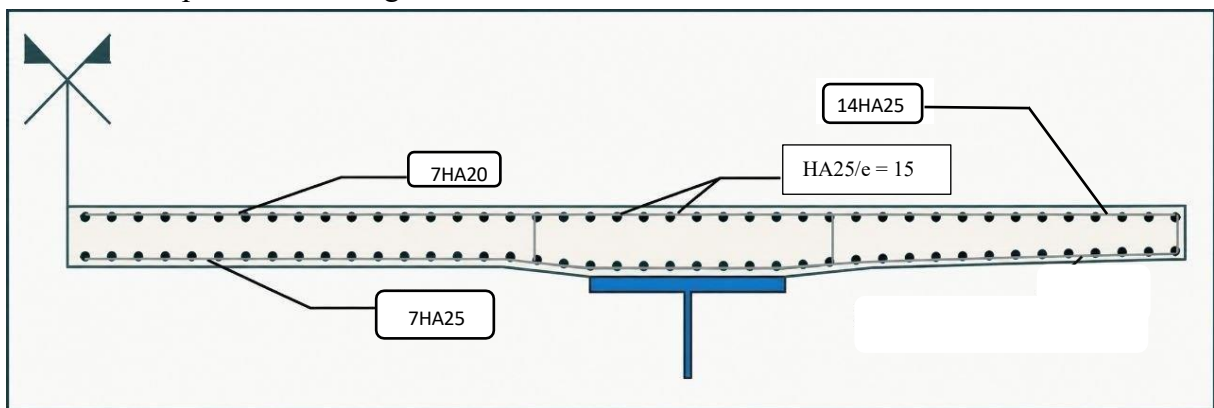


Figure VI-20. Plan de ferrailage de la dalle.

VI.13. 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.

Etude Du Tablier

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.

VI.13.1. 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.

VI.13.2. Catégories d'assemblages soudés-type de soudures :

Il y a 3 catégories d'assemblages soudés :

- 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 réalisés par 4 types de soudures :

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

VI.13.3. 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 $50^\circ \pm 5^\circ$.
- ❖ Un espacement de 9 mm

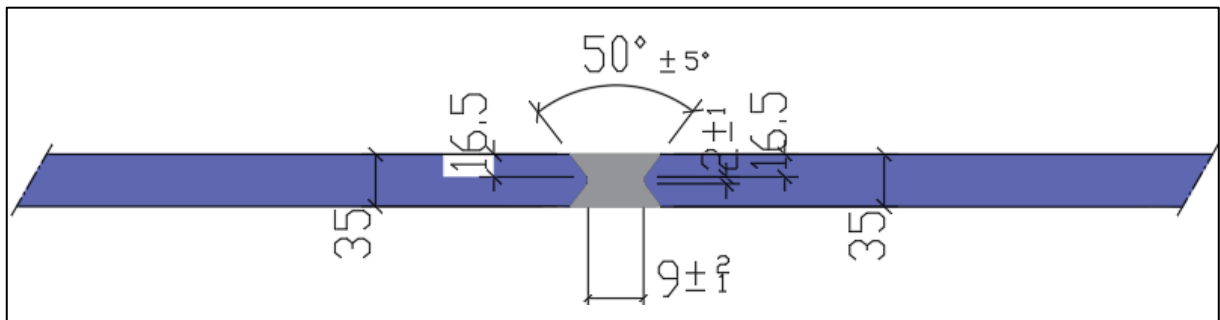


Figure VI-21. Détail soudure âme- âme.

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 $60^\circ \pm 5^\circ$.
- ❖ Un espacement de 5mm.

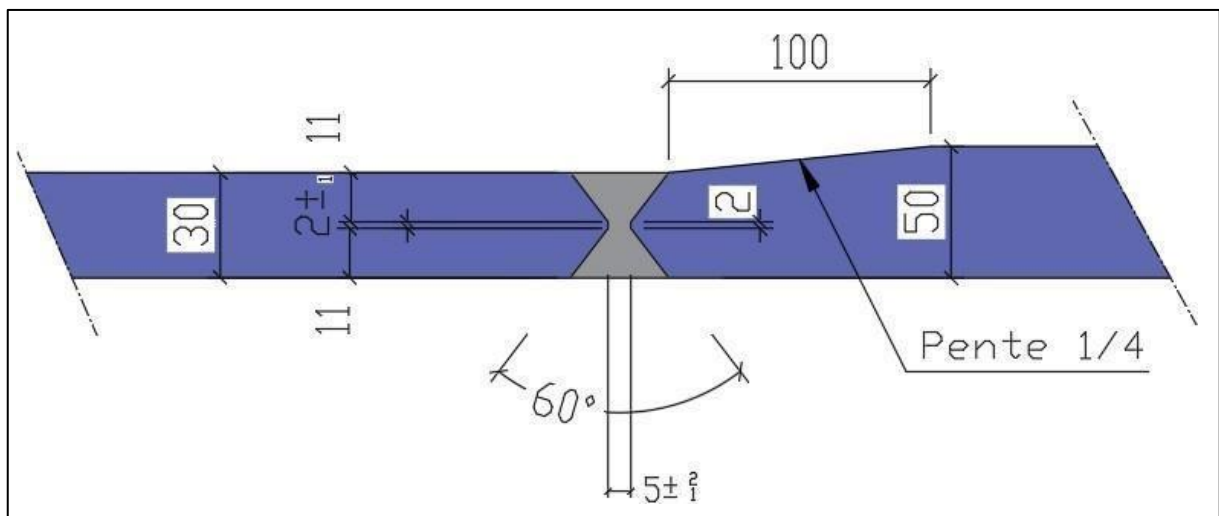


Figure VI-22. Détail de soudure de la semelle supérieure.

VI.13.3.1. 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 :

Etude Du Tablier

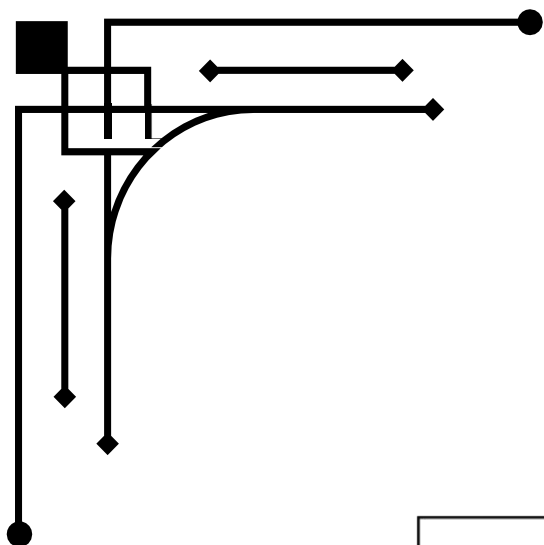
Contrôles destructifs :

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.

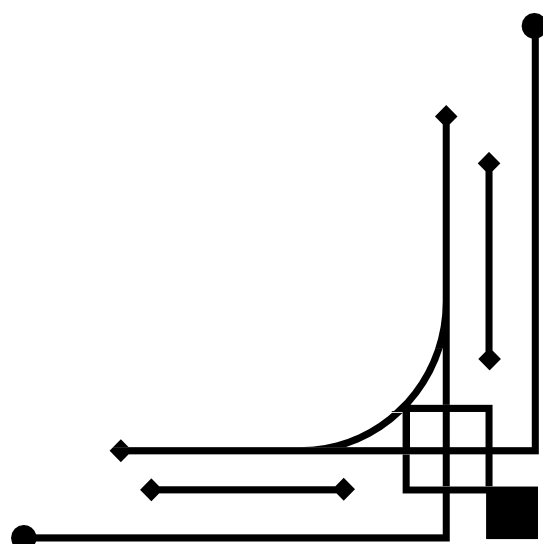
Contrôles non destructifs :

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



VII. Equipements de pont



VII.1. Introduction :

Dans la conception et la réalisation des ouvrages d'art, les équipements jouent un rôle essentiel, puisqu'ils influencent directement la sécurité, la durabilité et le bon fonctionnement de la structure.

Ces équipements servent d'interface entre le pont et son environnement, en remplissant plusieurs fonctions essentielles telles que la transmission des charges aux 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.

VII.2. Appareils d'appuis :

Un appareil d'appui pour pont est un dispositif mécanique installé entre le tablier de l'ouvrage et ses appuis fixes (culées ou piles). Son rôle principal est de transmettre les forces verticales générées par le poids propre de la structure (charges permanentes) ainsi que 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.

VII.3. Types d'appareils d'appuis :

On distingue plusieurs types d'appareils d'appuis, selon leur conception et les mouvements qu'ils autorisent. Les appuis en élastomère fretté sont les plus répandus, autorisant de faibles rotations et déplacements horizontaux tout en demeurant faciles à maintenir.

Les appuis à pot sont utilisés pour les ponts plus sollicités, étant donné qu'ils sont capables de supporter des efforts plus importants et d'accepter des rotations élevées. Il y a aussi des appuis à rotule, conçus pour les structures nécessitant une grande liberté de rotation, ainsi que des appuis glissants (comme le Teflon-acier inox) qui autorisent de grands déplacements horizontaux.

D'après le guide technique de SETRA « Guide technique Appareils d'appui à pot Utilisation sur les ponts, viaducs et structures similaires », si l'on tient compte des réactions d'appui limitées à 12 MN (calculées à l'ELU), un appareil d'appui en élastomère fretté est tout à fait adapté. Au-delà de 20 MN, il est préférable d'utiliser des appareils d'appui à pot, car ils limitent l'encombrement du dispositif.

VII.3.1. Appareils d'appuis à pot :

Les appareils d'appui à pot sont les plus utilisés après les appuis en élastomère fretté, grâce à leur capacité à transmettre des charges élevées. Ils sont constitués d'un pot en métal renfermant un coussin d'élastomère confiné, qui est comprimé par un piston. Ce dernier fait office de couvercle et transmet la charge. Sous un volume constant, l'élastomère agit comme un fluide sous pression, permettant des rotations sans déplacement du matériau. Afin de permettre également les mouvements de translation, ces appuis peuvent être complétés Par une plaque de glissement en PTFE, associée à une surface en acier inoxydable. Les appuis à pot, connus pour leur grande capacité portante, leur compacité et leur efficacité en cas De sollicitations complexes, sont couramment employés dans la construction des ponts modernes.

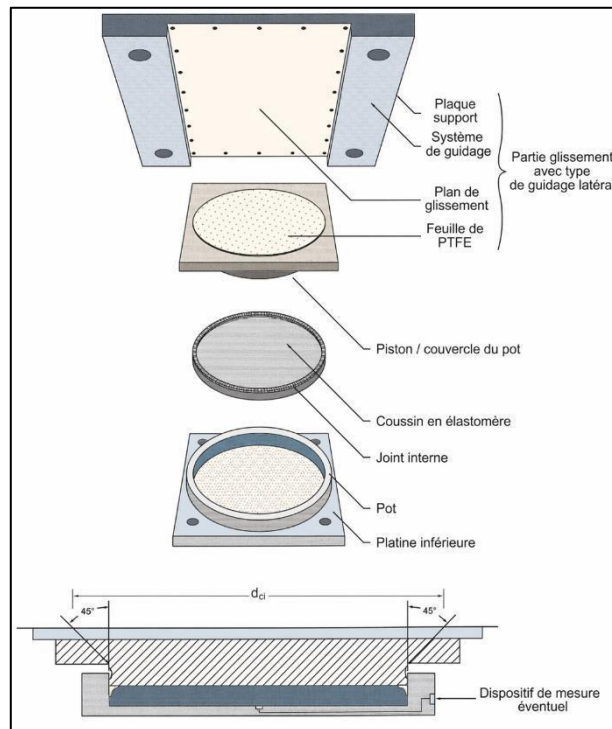


Figure VII-1. Composition schématique d'un appareil d'appui à pot

VII.3.2. Conditions d'appuis :

On a adopté le modèle recommandé par le guide SETRA Appareils d'appui à pot et on a opté pour le schéma suivant :

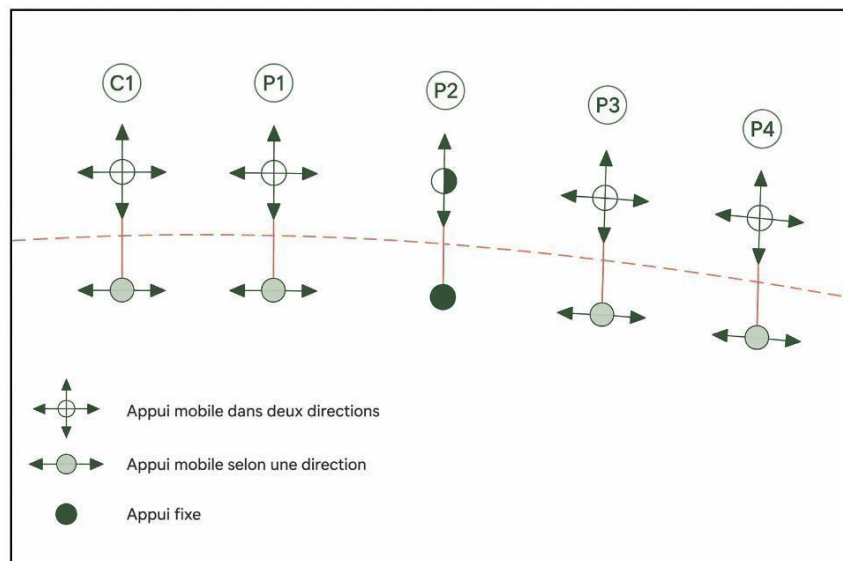


Figure VII-2. Conditions d'appuis

VII.4. Le dimensionnement des appareils d'appuis :

VII.4.1. 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 VII-1. Descente de charge maximale sur chaque appui.

	C1	P1	P2	P3	P4	C2
R (MN)	13,598	41,737	41,466	41,308	40,680	13,699

On prend les valeurs suivantes pour le dimensionnement des appareils d'appuis :

Tableau VII-2. Descente de charge prise en compte dans les calculs.

	C1 -C2	P1-P2-P3-P4
R (MN)	13,699	41,737

Equipements De Pont

Surface du pot S_p :

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

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

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

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

D'où on obtient :

	C1 -C2	P1-P2-P3-P4
S_p	0,3425	1,0434

Surface du coussin S_c :

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

$$\text{Avec : } f_U = 60,00 \text{ Mpa} \quad \text{et} \quad \gamma_M = 1,3.$$

$$f_{e,d} = 46.15 \text{ Mpa}$$

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

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

D'où on obtient :

	C1 -C2	P1-P2-P3-P4
S_c	0,2968	0,9044

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 :

$$H = (u_{max} + p_p) \times V$$

- ❖ u_{max} : coefficient de frottement maximal de l'appareil d'appui ($u_{max} = 3.2 \%$).
- ❖ P_p : la précision de pose de l'appareil ($p_p = 0.30\%$).
- ❖ V : la charge verticale appliquée à l'appareil d'appui.

On obtient les résultats suivants :

Tableau VII-3. Charge horizontale dans les appuis glissants.

	C1- C2	P1-P2-P3-P4
H (MN)	0,479	1,461

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 VII-4. Coefficient α selon le guide SETRA.

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

n : Nombre d'appareil d'appuis mobiles

$n = 11 \geq 10$ donc : $\alpha = 0,5$

$$u_a = 0,5 \times 3.2 \times (1 + 0,5)$$

$$u_a = 2,4\%$$

$$u_r = 0,5 \times 3.2 \times (1 - 0,5)$$

$$u_r = 0,8\%$$

Selon le guide SETRA l'effort de freinage sera repris totalement par l'appui fixe. Donc on introduit à la formule la valeur de l'effort généré par le freinage du train.

$$H_{P2} = [u_a \times (V_{C1-C2} + V_{P1-P2-P3-P4})] - [u_r \times (V_{P1-P2-P3-P4} + V_{C1-C2})] + H_{\text{freinage}}$$

$$H_{P2} = [2,4\% \times (13,699 + 41,737)] - [0,8\% \times (41,737 + 13,699)] + 5,3$$

$$H_{P2} = 6,2 \text{ MN.}$$

VII.5. Choix de l'appareil :

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

Tableau VII-5. Exigences à respecter pour le choix des appareils d'Appuis.

Appuis	Effort vertical (MN)	Effort horizontale (MN)
C1-C2 (Glissant)	13,699	0,479
P1-P3-P4 (Glissant)	41,737	1,461
P2 (fixe)	41,737	6,2

VII.6. 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.

VII.7. Calcul du souffle :

1) Effet thermique :

$$\Delta L = L \times \alpha \times \Delta T$$

- ΔL : variation de la longueur.
- L : longueur dilatable.
- αT : coefficient de dilatation thermique.
 - Structure en béton : $\alpha T = 10.10^{-6}/^{\circ}\text{C}$.
 - Structure en acier : $\alpha T = 12.10^{-6}/^{\circ}\text{C}$.
- ΔT : différence de température

Equipements De Pont

$$\Delta L_{thermique} = 212,8 \times 12. 10^{-6} \times 35$$
$$\Delta L_{thermique} = 8,94 \text{ cm}$$

2) Retrait :

$$\Delta L_{retrait} = \epsilon r \times L$$
$$\Delta L_{retrait} = 0,0005 \times 212,8$$
$$\Delta L_{retrait} = 10,64 \text{ cm}$$

3) Fluage :

$$\Delta L_{fluage} = K_{fl} \times 10^{-4} \times L$$
$$\Delta L_{fluage} = 2 \times 10^{-4} \times 212,8$$
$$\Delta L_{fluage} = 4,256 \text{ cm}$$

4) Rotation d'extrémité sous chargement :

On prend en compte la tolérance de rotation de notre tablier mixte a 0,01 rad.

$$\Delta L_{rotation} = h \times \tan 0,01$$
$$\Delta L_{rotation} = 4,2 \times \tan 0,01$$
$$\Delta L_{rotation} = 4,2 \text{ cm}$$

5) Souffle final :

$$\Delta L_{totale} = \Delta L_{thermique} + \Delta L_{retrait} - \Delta L_{fluage} + \Delta L_{rotation}$$
$$\Delta L_{totale} = 8,64 + 10,64 - 4,256 + 4,2$$
$$\Delta L_{totale} = 19,224 \text{ cm}$$

Recommandation :

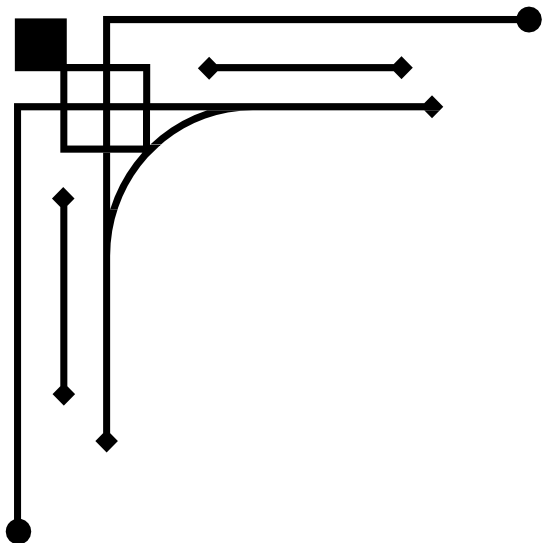
- On prévoit des joints sous ballaste au niveau des culées de 20 cm sur les culées pour reprendre la dilatation de 19,224cm.

VII.8. Evacuation des eaux pluviales :

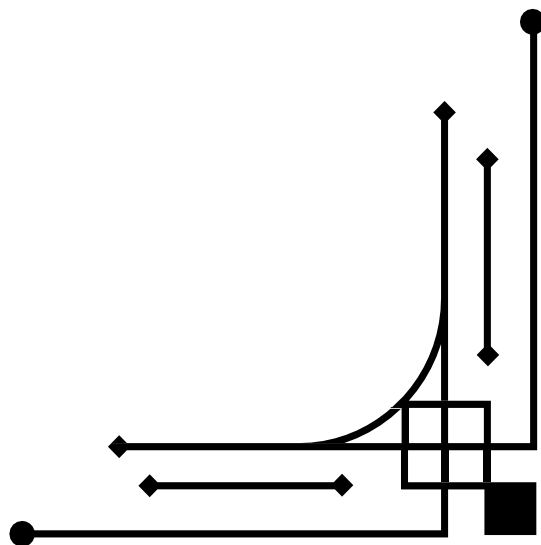
L'évacuation efficace des eaux pluviales est fondamentale pour garantir la durabilité et la sécurité d'un pont. En éliminant rapidement l'eau de pluie du tablier, on prévient les risques d'infiltration, de corrosion des armatures et de dégradation des matériaux, ainsi que les dangers liés au gel ou à 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.

VII.9. 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



VIII . Etude de l'infrastructure



VIII.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.

VIII.2. Caractéristiques de l'ouvrage relative à l'étude 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) : $\xi = 5 \%$

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.

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.

VIII.3. Spectre de réponse :

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.

Le spectre de réponse élastique 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 :

$$S_{ae}(T, \xi)_{(m/s^2)} = \begin{cases} AgS \left(1 + \frac{T}{T_1} (2.5\eta - 1) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta AgS & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta AgS \left(\frac{T_2}{T} \right) & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2,5\eta AgS \left(\frac{3T_2}{T^2} \right) & T \geq 3.0s \end{cases}$$

- $S_{ae}(T, C)$: 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 $g = 9.81 \text{ m/s}^2$.
- S : coefficient du site $S = f(S2) = 1.1$ (RPOA, tableau 3.3).
- T : période du mode propre considéré dans la direction considérée.
- T_1, T_2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site (RPOA, tableau 3.3) :

$$(T_1, T_2) = f(S2) = (0,15 ; 0,40)$$

- η : facteur de correction de l'amortissement : $\eta = \sqrt{\frac{T}{2+\xi}}$

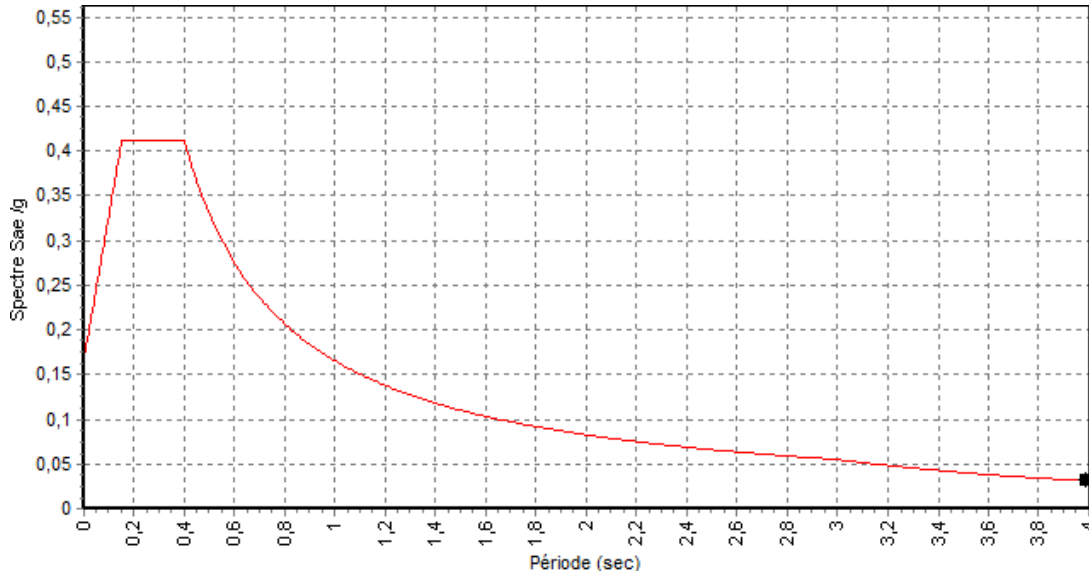


Figure VIII-1. Spectre de réponse $S_{ae(T)}$ - Composante horizontale.

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 1) = 0,7

S : le coefficient de site, dans le cas de la composante verticale, est pris égal à 1.

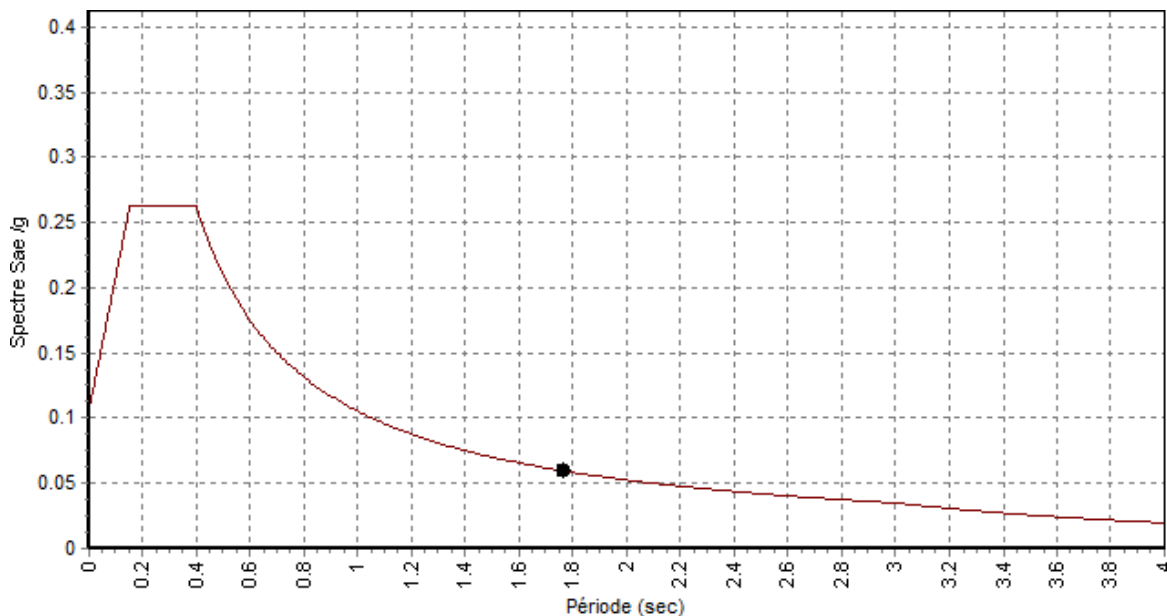


Figure VIII-2. Spectre de réponse $S_{ae(T)}$ - Composante verticale.

VIII.4. Analyse dynamique linéaire-méthode du spectre de réponse (RPOA 4.3.2.2) :

Modes significatifs :

Tableau VIII-1. Modes propres

Mode No	TRAN-X		TRAN-Y		TRAN-Z	
	MAS S(%)	SUM(%)	MASS (%)	SUM(%)	MASS (%)	SUM(%)
1	54.43	54.43	2.01	2.01	0.00	0.00
2	0.00	54.43	0.00	2.01	0.00	0.00
3	1.67	56.10	0.23	2.23	0.03	0.03
4	1.97	58.07	21.04	23.28	0.00	0.03
5	0.61	58.68	0.23	23.51	0.00	0.03
...						
105	0.00	73.34	0.00	70.72	0.08	49.55
106	0.00	73.34	0.00	70.72	0.03	49.58
107	0.00	73.34	0.00	70.72	0.00	49.58
108	0.00	73.34	0.00	70.72	0.01	49.59
109	0.00	73.34	0.02	70.74	0.26	49.85
.....						
497	0.00	73.59	0.00	73.33	0.01	69.75
498	0.00	73.59	0.00	73.33	0.00	69.75

Etude de l'infrastructure

499	0.00	73.59	0.00	73.33	0.00	69.75
500	0.00	73.59	0.00	73.33	0.00	69.75

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 : $MT/\sum M_{ci}$

C'est-à-dire les diviser par 73,59%, 73,33% et 69,75% 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...).

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

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

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

E_x , E_y et E_z sont les effets des actions sismiques dans chacune des directions respectives X, Y et Z.

Combinaison des actions de calcul (RPOA 5.1) :

$$A \text{ l'ELU : } G + P + E + 0.4\Delta T + D + \Psi Q$$

Pour les lignes ferroviaires : $\Psi = 0.3$

Tableau VIII-2. Combinaisons de charge à l'ELA

ELA	Suivant X	$G+0.3 (UIC71+SW2) +(E_x\pm 0.3E_y\pm 0.3E_z) \pm 0.4T+D$
	Suivant Y	$G+0.3 (UIC71+SW2) +(0.3E_x\pm E_y\pm 0.3E_z) \pm 0.4T+D$
	Suivant Z	$G+0.3 (UIC71+SW2) +(0.3E_x\pm 0.3E_y\pm E_z) \pm 0.4T+D$

VIII.5. Etude de la pile :

Toutes les piles 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.

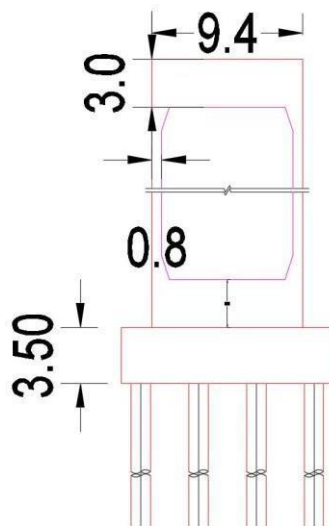


Figure VIII-3. Coupe transversale de la pile.

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 :

$$i_x = \sqrt{\frac{I_x}{S}} \quad (\text{transversale}) \quad \text{et} \quad i_y = \sqrt{\frac{I_y}{S}} \quad (\text{longitudinale})$$

- La vérification au flambement sera effectuée uniquement pour les piles les plus élancées, à savoir : la pile 2.

Tableau VIII-3. vérification du flambement de la pile 2.

	Pile 2	
$l_f(m)$	60,42	
$i_y(m)$	1.67975	
$i_x(m)$	3.162	
λ_y	35.9696	Vérifié
λ_x	19.108	Vérifié

✓ Donc il y'a pas de risque de flambement.

Vérification du déplacement admissible :

Si la structure est soumise à une force extérieure f_s provoquant un déplacement u , elle développe une force résistance égale et opposée à f_s . La force résistante est proportionnelle au déplacement à travers la rigidité latérale du système K .

$$f_s = K \cdot u$$

Cette relation signifie que les courbures chargement et déchargement en terme force-déplacement du système sont identiques : c'est un système élastique linéaire.

$$u_{\text{admissible}} = 5\text{cm}$$

La pile est encastée en pied et articulée en tête, donc : $K = \frac{3EI}{h^3}$

Tableau VIII-4. Tableau récapitulatif des résultats.

	Sens x	Sens y
F (KN)	19089,9	9303,2
K (KN/m)	721547,2	203604,13
u (cm)	2,6	4,5

Donc : Le déplacement est vérifié.

Evaluation des efforts agissant sur la pile :

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 VIII-5. Combinaison des efforts à la base de chaque fut.

Réactions	Combinaison	Pile 1	Pile 2	Pile 3	Pile 4
R_v(kN)	ELS	73477,4	67785,2	67660,2	64023,2
	ELU	98950	91301,2	91140,6	861807
	ELA	66509,6	60202,9	60762,5	56592,9
R_i(kN)	ELS	0	787,5	0	-170,9
	ELU	0	1227,8	0	0
	ELA	3984,3	19089,6	2979,2	2233
R_t(kN)	ELA	4514,7	3744,7	3433,5	4818,6
M_i(kN.m)	ELS	-20476	-15923,8	9470,7	-19784,7
	ELU	-29129	-28076,1	-22900,4	-15942,7
	ELA	158409,5	95736,7	93175	84604,4
M_t(kN.m)	ELA	136026,4	448114,2	70976,2	33826,6

VIII.6. Ferrailage de la pile :

Toutes les piles sont de type évidé, 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.

Etude de l'infrastructure

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 :

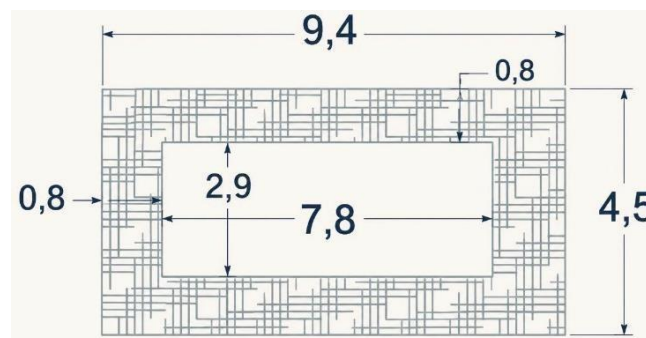


Figure VIII-4. Coupe transversale de la pile.

Orientation de la section :

Condition d'orientation : $t_y/H < t_x/b$

Tableau VIII-6. Vérification des paramètres de la section creuse.

Dimension	Résultats
b(m)	4,5
h(m)	9,4
t_x (m)	0,8
t_y (m)	0,8
t_y/h	0.085
t_x/b	0.117

Ainsi : $\frac{t_y}{H} = 0,085 < \frac{t_x}{b} = 0,117 \longrightarrow$ **Condition vérifiée**

Le paramètre t_x/b est également limité à 0.24 $\longrightarrow$ **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 $b \times H$ en une section fictive, extérieurement carrée. Lors de cette transformation, la partie peut demeurer rectangulaire ou devenir également carré.

$$\frac{t_x}{h} = 0,085 \rightarrow \beta = 0.16187$$

$$n_x = \frac{N}{b \times h \times f_{c28}} \text{ et } m_x = \frac{M_x}{b \times h^2 \times f_{c28}} \text{ et } m_y = \frac{M_y}{b^2 \times h \times f_{c28}} \text{ et } \eta = \frac{M_y}{M_x}$$

Les sollicitations de calcul les plus défavorables sont obtenues sous la combinaison accidentelle (ELA) pour la pile 01 :

$$N = 66,4261 \text{ MN} ; M_{y \max} = 218,1218 \text{ MN.m} ; M_{x \max} = 275,1858 \text{ MN.m}$$

Note : La résistance à la compression de béton f_{c28} est notée β_w selon la version originale du livre de Walther (édité en Suisse à l'EPEL).

Une fois la valeur de ω lue sur l'abaque en fonction de ces paramètres, la section totale d'armatures nécessaires (F_a) est déduite à partir de la définition du ratio mécanique :

$$\omega = \frac{F_a}{b \cdot h} \times \frac{\sigma_s}{f_{c28}} \rightarrow F_a = \omega \times b \times h \times f_{c28} / \sigma_s$$

Application numérique :

$$H = 9,4\text{m} ; b = 4,5\text{m} ; \beta = \frac{b}{2(b+h)} = \frac{4,5}{2(4,5+9,4)} = 0,16187$$

- $M_x = \frac{275,1858}{4,5 \times 9,4^2 \times 30} = 0,023$
- $M_y = \frac{218,1218}{9,4 \times 4,5^2 \times 30} = 0,038$
- $n_x = \frac{-66,4261}{4,5 \times 9,4 \times 30} = -0,0523$
- $\eta = 1,652$

Le rapport donne : $\eta = 0 < \eta = 1,652 < \eta = \infty$

Après projection, on obtient $\omega = 0,4$

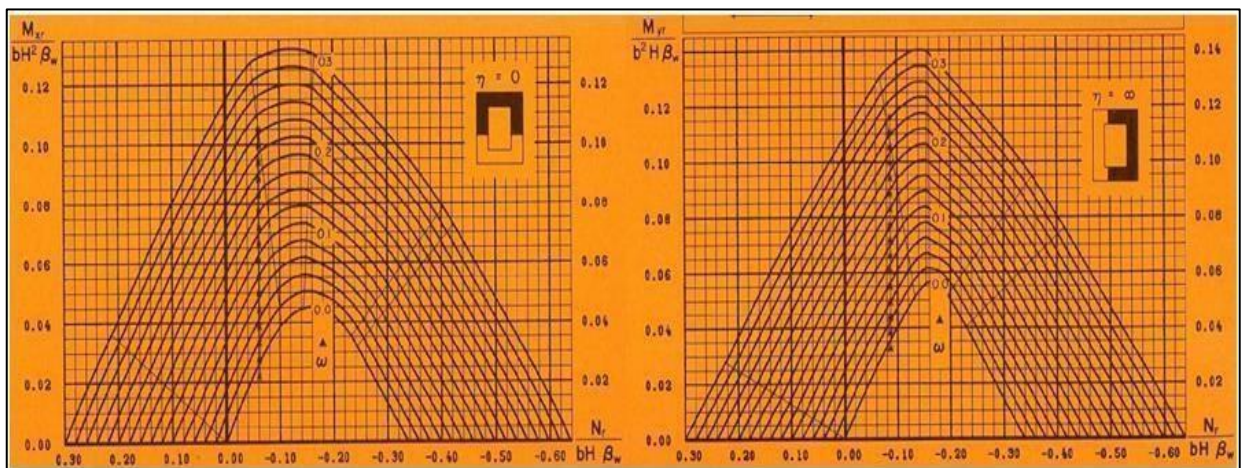


Figure VIII-5. Abaques de WALTHER

Etude de l'infrastructure

La section totale d'armatures nécessaires :

$$F_a = \frac{\omega \times b \times h \times f_c \times 28}{\sigma_s}$$

Application numérique :

$$\begin{aligned} &\text{➤ } F_{a(\eta=0)} = 0 \\ &\text{➤ } F_{a(\eta=\infty)} = \frac{0,4 \times 4,5 \times 9,4 \times 30 \times 10^4}{500} = 10152 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

On continue le calcul avec : $F_a = 10152 \text{ cm}^2$

Donc on a :

$$\begin{aligned} \bullet \quad A_{s(\text{coté } b)} &= \beta \times F_a = 0,16187 \times 10152 = \mathbf{1643,3 \text{ cm}^2} \\ \bullet \quad A_{s(\text{coté } h)} &= (0,5 - \beta) \times F_a = (0,5 - 0,16187) \times 10152 = \mathbf{3432,69 \text{ cm}^2} \end{aligned}$$

Vérification de la condition de non-fragilité :

D'après le BAEL :

$$A_{s \min} = 0,23 \times h \times b \times \frac{f_{tj}}{f_e} = 0,23 \times 9,4 \times 4,5 \times \frac{2,4}{500} = 466,992 \text{ cm}^2$$

❖ Changement de conception de la pile :

Compte tenu de forte densité de ferrailage obtenue dans la section de la pile, l'approche basée sur le coefficient de comportement, telle que préconisée par le RPOA, a été adoptée. Cette démarche a permis de réduire les sollicitations de calcul appliquées à la pile et, par conséquent, d'optimiser le dimensionnement du ferrailage tout en respectant les exigences réglementaires.

On opte pour **b= 5,5m**.

- **Calcul du moment sollicitant :**

Selon le RPOA Article 5.5.1.1, la formule à utiliser est la suivante :

$$M_{Rd} = \frac{M_d}{q}$$

- M_{Rd} : Moment sollicitant dans la direction et le sens choisis du séisme.
- M_d : Moment sollicitant issu du calcul du spectre de dimensionnement.
- q : Coefficient de comportement.

- **Coefficient de comportement (RPOA Article 4.4) :**

Les valeurs maximales admissibles pour le coefficient q sont définies à partir d'une valeur de base q_0 :

Piles en béton armé :

$$q_0 = 1 + \frac{0,5l}{k h}$$

- k vaut 1 pour les piles articulées en tête et encastrées en pied.
- l est la hauteur de la pile.
- h est la hauteur de la section transversale suivant la direction du séisme.

q_0 est plafonné à 3 pour les piles articulées en tête et encastrées en pied.

$$q_{0xx} = 1 + \frac{0,5 \cdot 30}{5,5} = 3,7m \quad \text{donc : } q_{0xx} = 3$$

$$q_{0yy} = 1 + \frac{0,5 \cdot 30}{9,4} = 2,6m \quad \text{donc : } q_{0yy} = 2,6$$

La valeur de base ci-dessus est corrigé pour tenir compte de l'effort normal dans les appuis en béton armé. On définit l'effort normal réduit concomitant

$$v = \frac{\sigma_{cm}}{f_{c90}}$$

- σ_{cm} : Compression moyenne sous l'effort normal de calcul.
- f_{c90} : Résistance en compression du béton à 90°.

$$v = \frac{3,75}{30} = 0,125 < 0,3 \quad \text{donc : } q = q_0$$

$$M_{Rdxx} = \frac{M_{dxx}}{q} = \frac{275,184}{3} = 91,72 \text{ MN.m}$$

$$M_{Rdy} = \frac{M_{dy}}{q} = \frac{430,92}{2,6} = 165,73 \text{ MN.m}$$

Les rotules plastiques se forment en pied de pile, là où la valeur du moment fléchissant atteint son max. Des zones critiques englobent les zones de rotule plastique et qui s'étendent à partir de l'encastrement sur une longueur l_c qui est la plus grande des deux valeurs :

- $l_c = \lambda h$ ou $\lambda = \frac{1}{3} \left(2 + \frac{l}{h} \right)$ avec $1 \leq \lambda \leq 2$.
- l : Longueur de la pile, h est la hauteur équivalente de sa section transversale évidée.
- l_c : Hauteur critique.

Application numérique :

$$l_{cxx} = \lambda_{xx} \cdot h = \frac{1}{3} \left(2 + \frac{21,73}{9,4} \right) \cdot \frac{9,4}{1,4} = \mathbf{11,72m}$$

$$l_{cyy} = \lambda_{yy} \cdot b = \frac{1}{3} \left(2 + \frac{21,73}{5,5} \right) \cdot \frac{5,5}{1,4} = \mathbf{9,86 m}$$

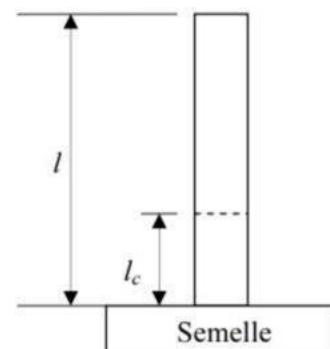


Figure VIII-6. Zone critique.

Etude de l'infrastructure

Il y a lieu de multiplier M_{Rd} en dehors des zones critiques, par un coefficient de surcapacité γ_0 qui est d'autant plus grand que le comportement inélastique prévisible (q) est grand :

Pour le béton : $\gamma_0 = 0,8 + 0,2 q$

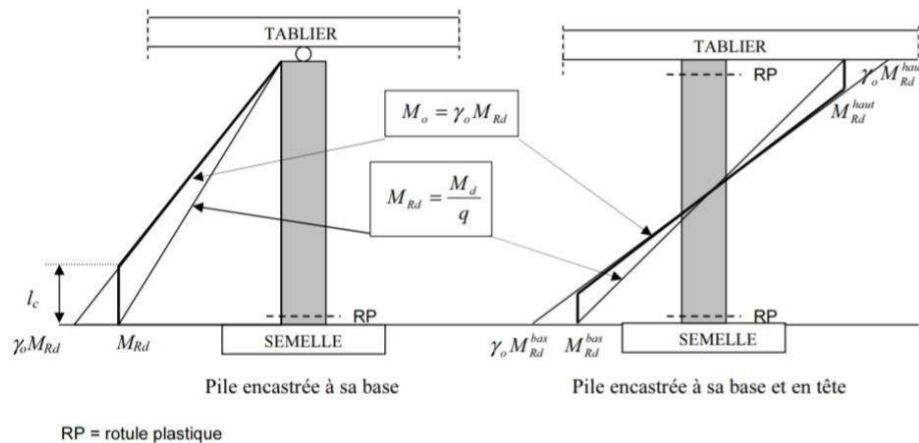


Figure VIII-7. Moments de dimensionnement en capacité.

$$\gamma_{0xx} = 0,8 + 0,2 \cdot 3 = 1,4$$

$$\gamma_{0yy} = 0,8 + 0,2 \cdot 2,6 = 1,32$$

donc : $M_0 = \gamma_0 \cdot M_{Rd}$

$$M_{0xx} = 1,4 \cdot 96,73 = \mathbf{158,68 \text{ MN.m}}$$

$$M_{0yy} = 1,32 \cdot 165,73 = \mathbf{218,76 \text{ MN.m}}$$

En utilisant les abaques de WALTHER :

$$N = 69,755 \text{ MN} ; M_{x \text{ max}} = 158,68 \text{ MN.m} ;$$

$$M_{y \text{ max}} = 218,76 \text{ MN.m}$$

$$H = 9,4 \text{ m} ; b = 5,5 \text{ m} ;$$

$$\beta = \frac{b}{2(b+h)} = \frac{5,5}{2(5,5+9,4)} = 0,1845$$

$$\text{➤ } M_x = \frac{158,68}{5,5 \times 9,4^2 \times 30} = 0,01$$

$$\text{➤ } M_y = \frac{218,76}{9,4 \times 4,5^2 \times 30} = 0,025$$

$$\text{➤ } n_x = \frac{-6,4261}{4,5 \times 9,4 \times 30} = -0,044$$

$$\text{➤ } \eta = 2,8$$

Le rapport donne : $\eta = 2 < \eta = 2,8 < \eta = \infty$

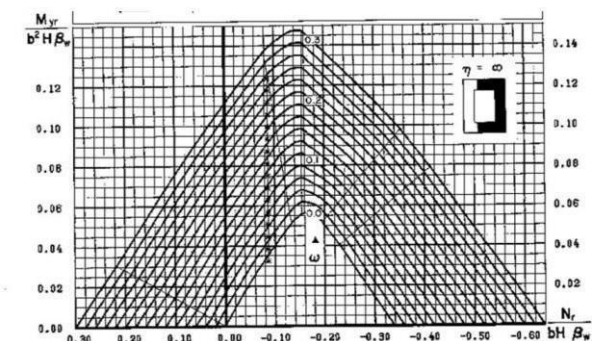
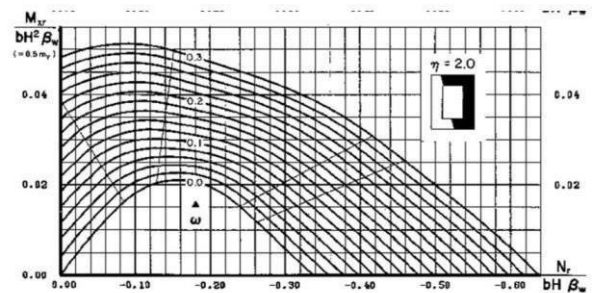


Figure VIII-8. Abaques de WALTHER

Après projection, on obtient $\omega = 0,15$

$$\begin{aligned} &\text{➤ } F_{a(\eta=0)} = 0 \\ &\text{➤ } F_{a(\eta=\infty)} = \frac{0,4 \times 5,5 \times 9,4 \times 30 \times 10^4}{500} \\ &\text{➤ } F_{a(\eta=\infty)} = 4653 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

On continue le calcul avec : $F_a = 4653 \text{ cm}^2$

Donc on a :

- $A_{s(\text{coté } b)} = \beta \times F_a = 0,1845 \times 4653 = 858,4785 \text{ cm}^2$
- $A_{s(\text{coté } h)} = (0,5 - \beta) \times F_a = (0,5 - 0,1845) \times 4653 = 1468,02 \text{ cm}^2$

Vérification de la condition de non-fragilité :

D'après le BAEL :

$$A_{s \min} = 0,23 \times h \times b \times \frac{f_{tj}}{f_e} = 0,23 \times 9,4 \times 5,5 \times \frac{2,4}{500} = 570,768 \text{ cm}^2$$

Choix des barres :

Coté h : 2 nappes de 98 HA25/coté. ($A_s = 1576.33 \text{ cm}^2$) $e = 15 \text{ cm}$.

Coté b : une nappe 67HA32 + une nappe 67HA25 ($A_s = 867.73 \text{ cm}^2$)

$e = 15 \text{ cm}$.

❖ Sous moment de torsion :

On cumule les contraintes tangentes dues à l'effort tranchant et au moment de torsion et on doit vérifier :

$$\tau_{uV} + \tau_{uT} \leq \tau_{lim}$$

Avec :

$$\tau_{uV} = \frac{V_u}{b_0 d} ; \tau_{uT} = \frac{T}{2b_0 \Omega}$$

$$\tau_{lim} \leq \left[\frac{0,15 f_{cj}}{\gamma_b} \text{ et } 4 \text{ Mpa} \right]$$

τ_{uV} : Contrainte tangente due à l'effort tranchant V_u .

τ_{uT} : Contrainte tangente due à l'effort tranchant T_u .

τ_{lim} : Contrainte limite.

Etude de l'infrastructure

b_0 : L'épaisseur de la paroi.

Ω : Aire du contour tracé à mi-épaisseur des parois.

Armatures longitudinales :

$$\frac{\Sigma Al}{u} \times fed = \frac{T}{2\Omega}$$

A_l : Section totale des aciers longitudinaux.

u : Périmètre du contour d'air Ω .

Application numérique :

$$\begin{aligned} \text{➤ } \tau_{uV} &= \frac{9,29}{0,8*0,9*9,4} = 1,37 \text{ Mpa} \\ \text{➤ } \tau_{uT} &= \frac{17,342}{2*0,4*31,82} = 0,681 \text{ Mpa} \\ \text{➤ } \tau_{lim} &\leq \left[\frac{0,15*30}{1,15} \text{ et } 4 \text{ Mpa} \right] = 3,91 \text{ Mpa} \\ \text{➤ } \tau_{uV} + \tau_{uT} &= 2,05 \text{ Mpa} \end{aligned}$$

$$\tau_{uV} + \tau_{uT} \leq \tau_{lim} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\Sigma Al = \frac{17,342*24,6}{435,78*2*31,82} * 10^4 = 153,82 \text{ cm}^2$$

Choix des barres :

32HA25 le long du périmètre de la section.

Condition de non fragilité :

$$A_{s \min} \geq \frac{0,4*b_0*\mu}{fe}$$

$$A_{s \min} \geq \frac{0,4*0,4*24,6}{500} = 78,72 \text{ cm}^2 < 153,82 \text{ cm}^2 \text{ (La condition est vérifiée).}$$

Armatures transversales : (RPOA 7.2.2.2) :

Les armatures transversales doivent être disposées pour maintenir chaque barre ou groupe de barres du ferrailage longitudinal et s'opposer à son flambement vers l'extérieur :

$$A_t = \frac{Al*fel}{16*fet} * \frac{st}{100}$$

S_t : L'espacement des armatures transversales, égale en zone critique selon RPOA :

$$S_t = \min (24\varnothing ; 0,8 \varnothing ; 0,25d) \leq 20\text{cm.}$$

On obtient : $S_t = 20 \text{ cm.}$

Etude de l'infrastructure

$$A_{t \min} = \frac{153,82}{16} * \frac{200}{100} = 19,22 \text{ cm}^2$$

Choix des barres :

10 HA16 (soit 5 cadres de Ø16).

Armatures transversales : (Effort tranchant)

$$A_t = \tau_{uV} \frac{b_0 * s_t}{f_e} = 1,37 * 0,4 * 0,2 * \frac{10^4}{435,78} = 2,51 \text{ cm}^2$$

Choix des barres :

2HA16 (soit 1 cadre de Ø16).

Donc les armatures transversales finales seront :

$$A_{t \text{ total}} = A_{tV} + 2 A_{tT}$$

$$A_{t \text{ total}} = 40,95 \text{ cm}^2$$

Choix des barres : 22 HA16 (soit 11 cadres de Ø16).

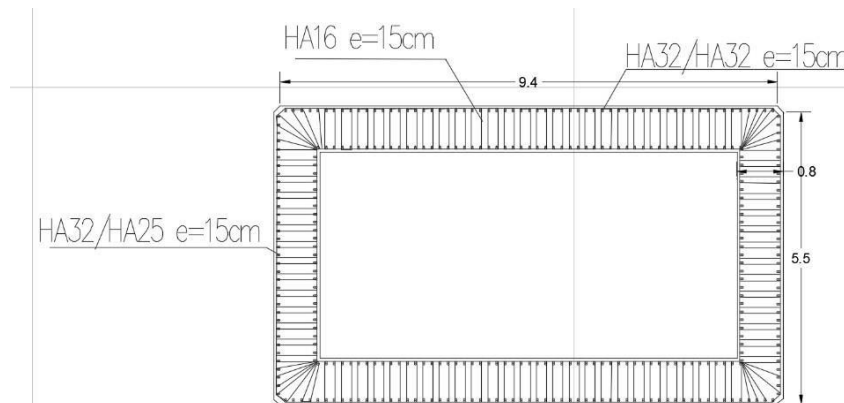


Figure VIII-9. Plan de ferrailage de la pile

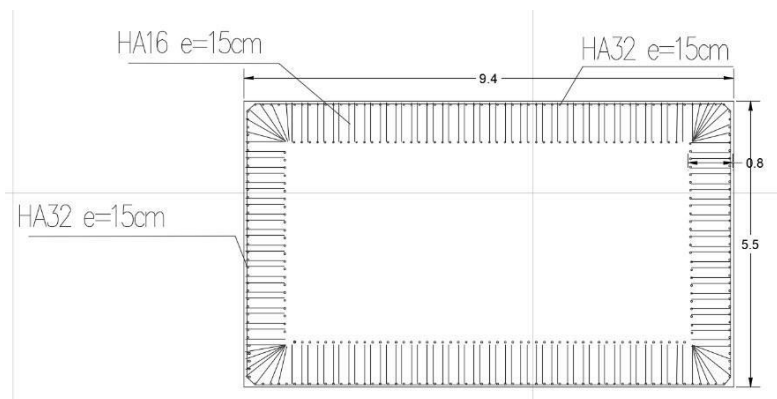


Figure VIII-10. Plan de ferrailage de la partie pleine

VIII.6. Ferrailage de la semelle sous la pile :

➤ **Dimensionnement de la semelle :**

- Longueur=13,2m
- Largeur=13,2m
- Hauteur=3,5m
- $\phi_{\text{Pieux}}=1.2\text{m}$
- $L= 3,6\text{m}$ (Entraxe des pieux)
- $b= 0,8\text{m}$ (épaisseur de la pile)

➤ **Méthode des bielles :**



Selon le guide SETRA PP 73 pour utiliser la méthode des bielles l'angle d'inclinaison de la bielle avec l'horizon soit supérieure ou égale a 45° donc on doit vérifier la condition suivante :

- $d > \frac{L \cdot b}{2 \cdot 4}$

Application numérique :

- $d = 0,9h = 3,15 \text{ m}$
- $\frac{3,6 \cdot 0,8}{2 \cdot 4} = 1,6 \text{ m}$

$$\left. \begin{array}{l} d = 3,15 \text{ m} \\ \frac{3,6 \cdot 0,8}{2 \cdot 4} = 1,6 \text{ m} \end{array} \right\} 3,15 > 1,6 \text{ (Condition vérifiée)}$$

→ La méthode des bielles est applicable.

➤ **Calcul de la section d'acier :**

- **Armatures transversales inférieures :**

Selon le guide SETRA PP 73, la section A_s , des armatures transversales relatives à un couple de pieux, déterminée par la méthode des bielles, est égale à :

$$A_s = \frac{N_{\max}}{\bar{\sigma}_a} \times \frac{L \cdot b}{2 \cdot 4 \cdot h}$$

$N_{\max} = 12,05 \text{ MN}$. (Réaction maximale)

$\bar{\sigma}_a = 2/3 f_e = 333,333 \text{ MPa}$.

$$A_s = 183,619 \text{ cm}^2$$

Etude de l'infrastructure

On prend : **38HA25** ($A_s = 186,53 \text{ cm}^2$)

Ces armatures transversales sont placées dans des bandes axées sur les pieux et de largeur égale à la somme du diamètre ϕ des pieux et de la hauteur h de la semelle.

$$L = h + \phi_{\text{Pieux}} = 3,5 + 1,2$$

$$L = 5,7 \text{ m}$$

$$A_s = 32,21 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad \text{on prend : } \mathbf{7HA25 /ml} \quad (A_s = 34,36 \text{ cm}^2)$$

L'espacement des armatures dans la bande de largeur L :

$$S_t = \frac{L}{n-1}$$

$$S_t = \frac{570}{38-1}$$

$$S_t = \mathbf{15 \text{ cm}}$$

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 :

$$A_{s1} = \frac{A_s}{2} \quad A_{s1} = 16,105 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad \text{On prend } \mathbf{6HA20} \quad (\text{espacement } S_t = 17 \text{ cm})$$

- **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 inférieur.

On prend :

$$\text{Transversalement : } A_{t \text{ sup}} = \frac{A_s}{3} \quad A_{t \text{ sup}} = 10,736 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad \mathbf{6HA16} \quad (\text{espacement } S_t = 17 \text{ cm})$$

$$\text{Longitudinalement : } A_{l \text{ sup}} = \frac{A_s}{4} \quad A_{l \text{ sup}} = 8,05 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad \mathbf{6HA14} \quad (\text{espacement } S_t = 17 \text{ cm})$$

- **Réseau d'armatures latérales :**

$$A_{\text{latérale}} = \frac{A_s}{10} \quad A_{\text{latérale}} = 3,221 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad \mathbf{HA12} \quad (\text{espacement } S_t = 20 \text{ cm})$$

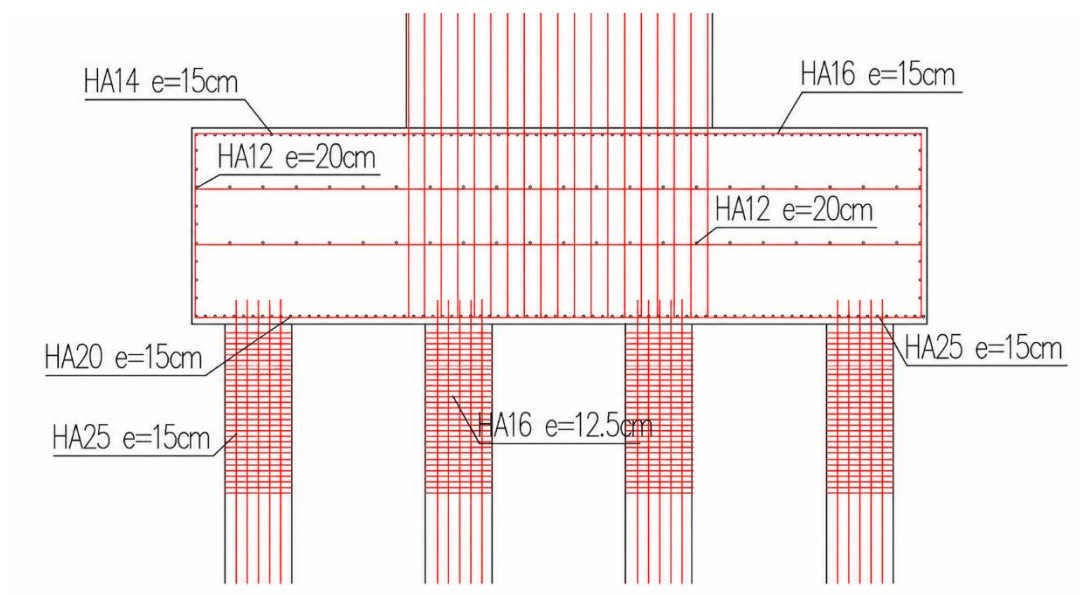


Figure 0-1. Ferrailage de la semelle

VIII.7. Etude de la culée :

La culée est un élément fondamental de l'infrastructure d'un pont, construite aux deux bords de l'ouvrage, donc c'est l'élément qui assure la liaison entre le tablier du pont et le milieu environnant.

A deux rôles principaux, donc à la fois un appui de tablier et un mur de soutènement qui subit à la poussée des terres et des surcharges de remblais.

VIII.7.1.1. Choix du type de culée :

On distingue trois types :

- Culées enterrées sont noyées dans le remblai d'accès à l'ouvrage (appui).
- Culées remblayées constituées par un ensemble de murs ou voiles en béton armé (appui et soutien des remblais).
- Culées creuses se forme d'une boîte renversée.

Vu les données naturelles du site, on opte pour une culée remblayée.

VIII.7.1.2. Prédimensionnement de la culée :

Tableau VIII-7. Récapitulatif des rôles et dimensions des éléments de la culée.

Eléments de la culée	Rôle	Dimension
Mur de garde grève	Séparer physiquement le remblai de l'ouvrage	$h_{m\text{gg}} = 4.85$ $e_{m\text{gg}} = \max(0.30 \text{ m}, h/8) = 0.6$ $l_{m\text{gg}} = l_{\text{tablier}} - 2 e_{M \text{ en retour}} = 11.3$
Sommier d'appui	Elément sur lequel repose l'about du tablier	$l_{\text{sa}} = \text{largeur du pont} = 12.7$ $e_{\text{sa}} = 1.5$
Mur de front	Transmission des charges verticales et soutien des remblais	$h_{\text{mf-culée}} = 5.3$ $e_{\text{mf}} = e_{\text{sommier d'appui}} = 1.5$ $l_{\text{mf}} = l_{\text{tablier}} = 12.7$
Mur en retour	Porteur des corniches et soutien des remblais	$e_{\text{mr}} = 0.7$ $h_{\text{mr-culée}} = 10$ $l_{\text{mr-culée}} = 9$
Plot-parasismique	Blocage transversale du tablier	$1.2 \times 1.2 \times 0.8$
La semelle	Supportant le poids propre de la culée et la charge venante du tablier	$e_s = 2$ $L_s = 13.2$ $l_s = 9.60$

VIII.7.1.3. Ferrailage des éléments de la culée :

• Mur frontal :

Pour le ferrailage du mur frontal, on calcule les efforts appliqués sur ce dernier en considérant qu'il est encastré dans la semelle. Le détail de calcul est présenté dans le tableau suivant :

Tableau VIII-8. Sollicitations sur mur frontal.

Désignation	N (kN)	H (kN)	X(x/o) (m)	Y(y/o) (m)	M _{FV/o} (kN.m)	M _{FH/o} (kN.m)
Mur frontal	2524.125	/	/	/	/	/
MGG	822	/	1	/	822	/
Poussée mur frontal	/	3901,23	/	3,39	/	13225,17
Poids Q (10 kN/m ²)	/	426,224	/	5,085	/	2131,12
R _{Tablier-ELS}	ELS: G + Gr26 + 0.8T + R _{retrait} + F _{luage}					
	14157,4	2588	/	5,3	/	1371,64

Le mur frontal est un élément qui travaille en flexion composée.

Sollicitations les plus défavorables :

ELS : M_{max} = -1252,43.50 kN/ml ; N_{cors} = 1378,23kN.m/ml.

Calcul de la section d'acier :

Le ferrailage vertical est effectué par ROBOT-Expert en considérant une section rectangulaire (1 × 1,5) m en flexion composée, sous le cas de chargement le plus défavorable.

Résultats :

A_s = 34,1 cm², donc : on opte pour 7HA25/ml (A_s = 34.3 cm²) / coté remblai, avec un espacement de 15 cm.

Armature de construction :

A'_s = $\frac{A_s}{3}$ = 11,4 cm², donc : on opte pour 7HA16 (A'_s = 14.07cm²) / coté tablier, avec un espacement de 15 cm.

Armatures transversales :

A_t = $\frac{A_s}{4}$ = 8,53 cm², donc : on opte pour 7HA14 (A_s = 10.78 cm²) avec e = 15 cm.

• Mur garde grève :

Le mur garde grève est principalement soumis à l'action des forces horizontales sur la face arrière en contact avec les terres :

Etude de l'infrastructure

- 1) Poussée des terres.
- 2) Poussée de la surcharge de remblai.
- 3) Effort de freinage.

❖ Poussée des terres :

Le moment est : $M_t = P \cdot \frac{H}{3}$ avec : $P = 0,5 \cdot \gamma_{\text{sol}} \cdot H^2 \cdot K_a$

- K_a : coefficient de poussée des terres, $K_a = 0.33$.
- γ_{sol} : poids volumique du remblai, $\gamma = 18 \text{ KN/m}^3$.
- H : hauteur du mur garde grève, $h = 4,85 \text{ m}$.

Donc : $P = 0,5 \cdot 18 \cdot 0,33 \cdot 4,85^2 = 69,86 \text{ KN/ml}$.

$$M_{t \text{ ser}} = 69,86 \cdot \frac{4,85}{3} = 112,94 \text{ KN.m/ml}$$

❖ Moment dû à la force de freinage :

On considère l'effet de freinage d'une seule roue d'une charge exceptionnelle du convoi, dont le moment d'encastrement est donné par l'expression suivante :

$$M_f = \frac{2\mu \cdot P \cdot H}{0,25 + 2H}$$

- μ : Coefficient de pondération qui vaut 1,6 à l'ELU et 1,2 à l'ELS.
- P : Charge d'une roue du convoi roulant, $P = 250 \text{ KN}$.
- H : Hauteur du mur frontal, $H = 5,3 \text{ m}$.

$$M_{f \text{ ELU}} = \frac{2 \cdot 1,6 \cdot 250 \cdot 5,3}{0,25 + 2 \cdot 5,3} = 390,78 \text{ KN.m/ml}$$

$$M_{f \text{ ELS}} = \frac{2 \cdot 1,2 \cdot 250 \cdot 5,3}{0,25 + 2 \cdot 5,3} = 293 \text{ KN.m/ml}$$

❖ Poussée d'une charge locale située en arrière du mur :

La norme relative à l'ouvrage d'art prescrive une surcharge à l'arrière d'une culée de pont rail de 36 KN/m^2 pour un essieu de 25t, il est réparti sur une largeur de 2,8m avec une diffusion de 45° sur une épaisseur de 0,6 m de ballast.

$$Q = q \cdot K_a \cdot h = 36 \cdot 0,33 \cdot 4,85 = 57,62 \text{ KN/ml}$$

$$M_p = \frac{Q \cdot h}{2} = \frac{57,62 \cdot 4,86}{2} = 139,7 \text{ KN.m/ml}$$

✓ Combinaison d'actions :

$$\text{A l'ELU : } 1,35 M_G + 1,45 M_Q = 1,35 \cdot 112,94 + 1,45 (390,78 + 139,7).$$

$$M_{\text{ELU}} = 921,665 \text{ KN.m/ml}$$

$$\text{A l'ELS : } M_G + M_Q = 112,94 + 390,78 + 139,7.$$

Etude de l'infrastructure

$$M_{ELU} = 545,64 \text{ KN.m/ml}$$

- **Le ferrailage :**

On utilise le ROBOT EXPERT en flexion simple en considérant une section rectangulaire de dimensions : 1m*0,7m.

- Ferrailage principal (coté du remblai) : $A_s = 37,9 \text{ cm}^2$; soit 8HA25/ml, avec $e = 12,5 \text{ cm}$.
- Armatures de construction (coté du tablier) : $A'_s = \frac{A_s}{3} = 12,63 \text{ cm}^2$; soit 7HA16/ml, avec $e = 14 \text{ cm}$.
- Ferrailage transversal : $A_{st} = \frac{A_s}{4} = 9,475 \text{ cm}^2$; soit 7HA14/ml.

- **Mur en retour :**

Le mur en retour est sollicité par des charges verticales et horizontales :

- Son poids propre.
- Poids des terres des remblais.
- Les charges complémentaires.
- Poids des surcharges.

Utilisant le logiciel ROBOT :

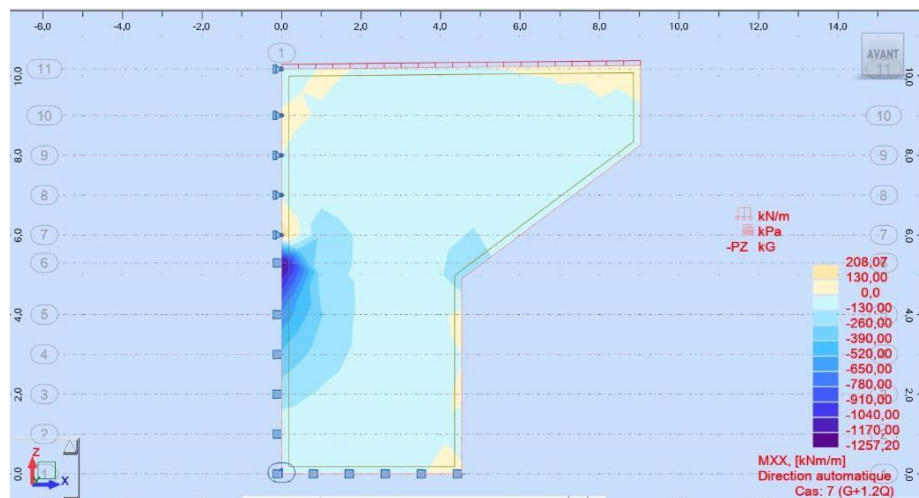


Figure VIII-11. Les moments M_{XX} sur le mur en retour avec le logiciel.

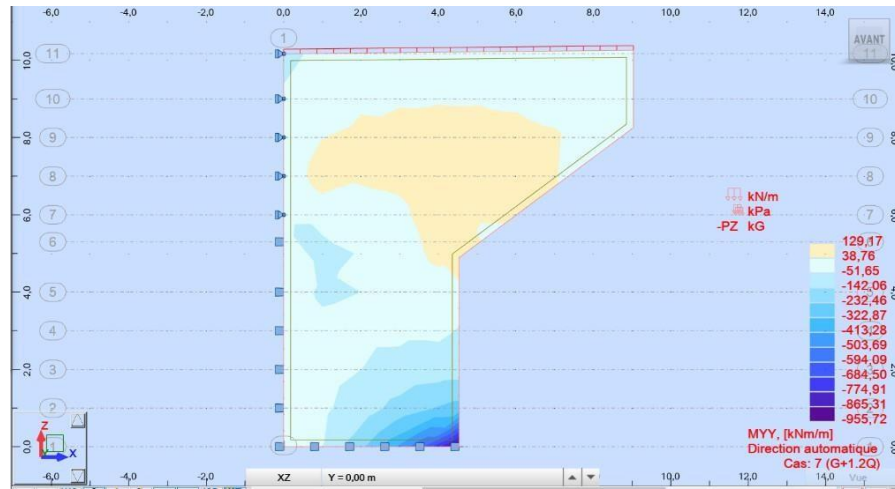


Figure VIII-12. Les moments M_{yy} sur le mur en retour avec le logiciel.

$M_{yy} = 684,5 \text{ KN.m/ml} \longrightarrow A_s = 48,1 \text{ cm}^2$ dans le sens vertical

$M_{xx} = 910 \text{ KN.m/ml} \longrightarrow A_s = 65,1 \text{ cm}^2$ dans le sens horizontal

• Ferrailage :

- Ferrailage horizontal principal (coté du remblai) : $A_s = 65,1 \text{ cm}^2$; soit 2 nappes 7HA25/ml, avec $e = 15 \text{ cm}$.
- Armatures de construction horizontales (coté du tablier) : $A'_s = \frac{A_s}{3} = 21,7 \text{ cm}^2$; soit 7HA20/ml, avec $e = 15 \text{ cm}$.
- Ferrailage vertical principal (coté du tablier) : $A_s = 48,1 \text{ cm}^2$; soit 2 nappes 7HA25/ml, avec $e = 15 \text{ cm}$.
- Armatures de construction verticales (coté du remblai) : $A'_s = \frac{A_s}{3} = 16,03 \text{ cm}^2$; soit 7HA20/ml, avec $e = 15 \text{ cm}$.

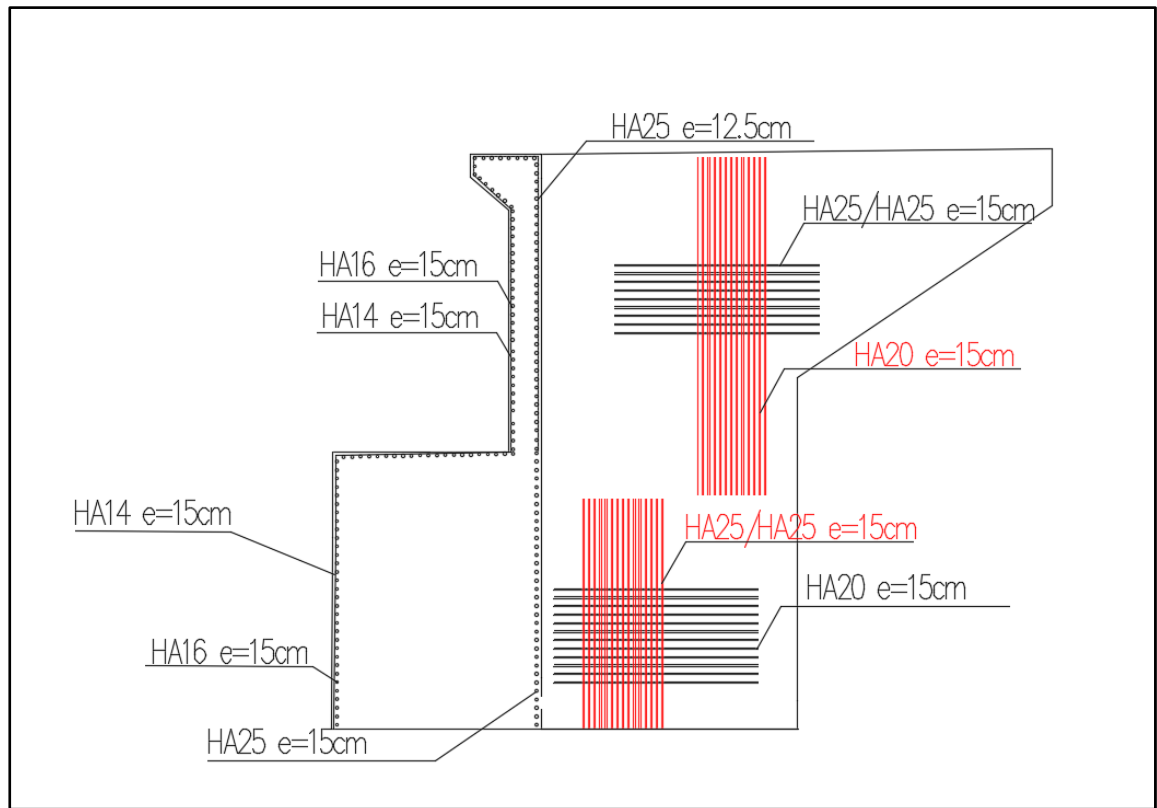
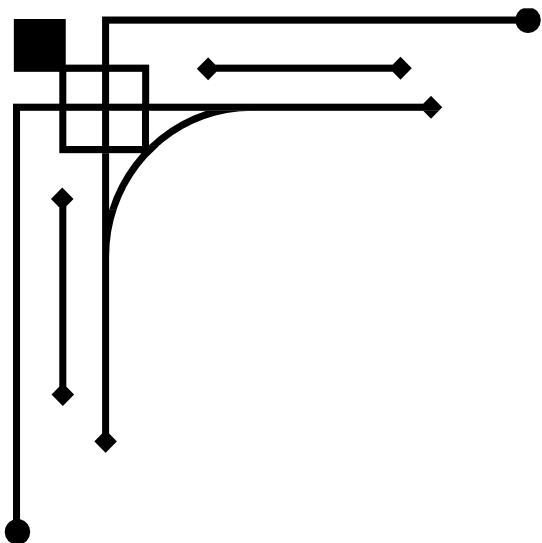
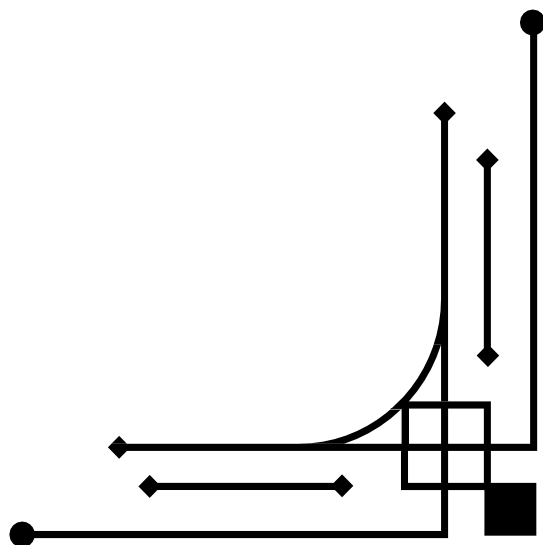


Figure VIII-13. Ferrailage de la culée.



IX . Etude de fondation



IX.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.

IX.2. Analyse des résultats de l'étude géotechnique et des levés 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, présentant des Talweg profond en forme de « V », la côte est de 720-750m. ce qui complique les travaux de terrassement.
- **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.

Recommandations :

- **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.

IX.3. Choix des fondations :

On distingue généralement trois grandes catégories de fondations :

- 1) Les fondations superficielles.
- 2) Les fondations semi-profondes.
- 3) Les fondations profondes.

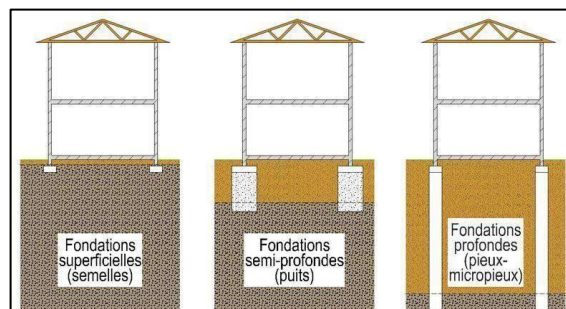


Figure IX-1. Les trois types de fondation

Etude 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.

IX.2. Etude de fondation profonde sur pieux :

Prédimensionnement des fondations :

Après avoir opté pour le choix des fondations profondes nous avons choisi une conception de groupe de pieux de diamètre $D=1,2\text{m}$ de nombre $N= 16$ avec un entraxe de $3,6\text{ m}$.

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 :

$$Q_l = Q_s + Q_p$$

Avec :

- $Q_s = q_s \times A_s$
- $Q_p = q_p \times A_p$
- A_s : Surface latérale du pieu.
- 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.

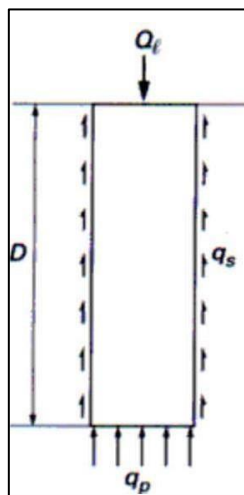


Figure IX-2. Différentes charges constituant la résistance ultime du pieu.

Etude de fondation

Afin de déterminer la profondeur des pieux pour chaque fondation nous 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 à la profondeur qui nous permet d'atteindre une résistance qui vérifie.

IX.3. Calcul des résistances Q_p et Q_s à partir des essais au pressiomètre 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 A).

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.

Calcul 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 IX-3. Détermination de la valeur de K_p selon le type de sol.

Etude de fondation

On calcul P_{le}^* comme suit :

$$P_{le}^* = \frac{1}{3a + b} \int_{D-b}^{D+3a} P_{l^*} dz$$

Avec :

- P_{l^*} : Pressions limite nette.
- $a = B/2$ si $B > 1\text{m}$ ou $a = 0,5$ si $B < 1\text{m}$.
- $B = \min(a, h)$ avec h : l'encrage de la fondation dans la couche porteuse.

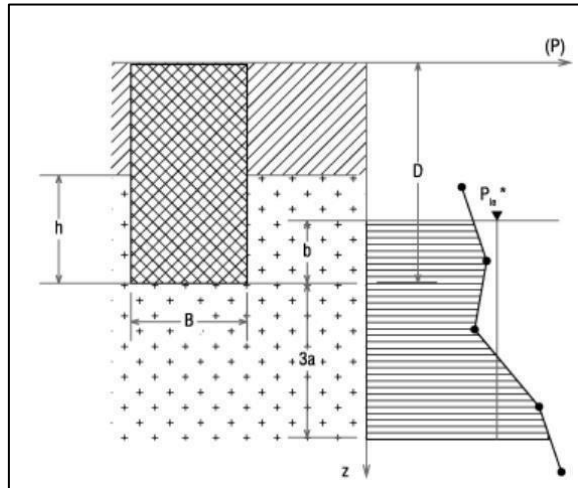


Figure IX-4. Paramètres de calcul de P_{le}^*

Calcul de la charge limite du au frottement Q_s :

$$Q_s = P \int_0^h q_s(z) dz$$

- P : périmètre du pieux
- q_s : 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

Etude de fondation

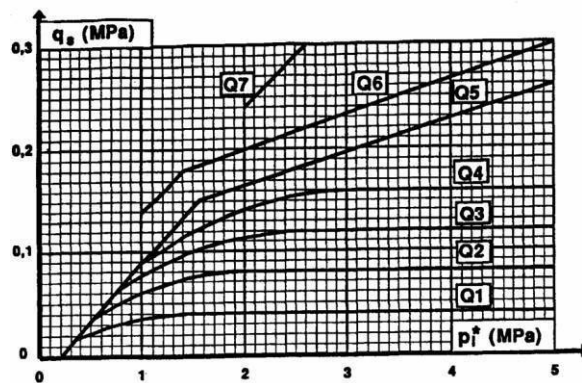


Figure IX-5. courbe de q_s en fonction du type de sol, de la pression limite nette moyenne et le type de pieu

Pour le choix de l'abaque on suit le tableau suivant :

	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	$Q_1, Q_2^{(1)}$		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 (***,**).

Tableau IX-1. Tableau du choix de l'abaque pour la détermination de q_s .

Les dimensions de semelle :

La semelle a pour rôle de transmettre au sol des différentes charges par l'intermédiaire des pieux.

On prend en considération dans notre étude la Pile 2.

Tableau IX-2. Les dimensions de la semelle sous la pile

	Pile 01
Longueur	13,2
Largeur	13,2
Epaisseur	3,5

Calcul de l'effort revenant à chaque pieux :

Effort revenant à chaque pieux se donne par la formule suivante :

$$W_L = \sum \frac{\sum ni \cdot (di)^2}{di}$$

$$W_T = \sum \frac{\sum ni \cdot (di)^2}{di}$$

$$R_i = \frac{N}{n} \pm \frac{Nl}{wl} \pm \frac{Mt}{wt}$$

Avec :

- n : nombres des pieux.
- N : effort normal.
- M_x, M_y : moments dans les sens x et y.
- W_L, W_T : la distance des pieux par rapport à l'axe de la semelle.

Le tableau suivant résume les sollicitations obtenues dans les combinaisons de charges dans les semelles :

Tableau IX-3. Sollicitations des combinaisons de charges dans les semelles

	ELU	ELS	ELA
W _L	48	48	48
W _T	48	48	48
N _{max} (MN)	98,956	73,474	66,426
M _{x max} (MN.m)	-21,127	-16,056	275,185
M _{y max} (MN.m)	-5,736	-4,357	104,053
R _{max} (MN)	6,744	5,017	12,05
N _{min} (MN)	77,694	57,517	61,639
M _{x min} (MN.m)	0,529	0,630	270,558
M _{y min} (MN.m)	0,183	0,202	102,807
R _{min} (MN)	4,87	3,612	11,63

Etude de fondation

N.B :

Le calcul effectué prend en considération le poids du remblai sur fondation :

$$\sigma_v (z = 20) = 0,057 \text{ MPA.}$$

$$S = (13,2 \times 13,2) - (9,4 \times 4,5) = 131,94 \text{ m}^2$$

$$P = 7,52 \text{ MN.}$$

$$P_{\text{pieu}} = 0,47 \text{ MN.}$$

- **L'Etat limite ultime :**

Tableau IX-4. Capacité ultime du pieu

Combinaisons Accidentelles	Combinaisons Accidentelles
$Q_{\text{Max pieu}} = \frac{Q_r}{1,2}$	$Q_{\text{Min pieu}} = \frac{Q_r}{1,3}$
$Q_{\text{Max pieu}} = 12,28$	$Q_{\text{Min Pieu}} = 11,654$

Vérification au poinçonnement et au soulèvement :

- $R_{\text{max}} = 12,05 \text{ MN} < Q_{\text{pieux}} = 12,28 \text{ MN} \rightarrow$ Pas de risque de poinçonnement.
- $R_{\text{min}} = 11,63 \text{ MN} > 0 \rightarrow$ Pas de risque de soulèvement.

IX.4. Ferrailage des pieux :

- **Actions sur les pieux :**

Le comportement d'un élément flexible dans le sol peut s'exprimer mathématiquement comme une équation différentielle :

$$EI = \frac{d^4 y}{dx^4} + C_u y = 0$$

Avec :

- b : Diamètre du pieu.
- C_u : Module de réaction du sol.
- y : Déplacement en tête du pieu.

La solution de l'équation précédente est de la forme :

Etude de fondation

$$\alpha = \sqrt[4]{\frac{4EI}{Cub}}$$

Avec :

α = Longueur élastique du pieu.

Le pieu est soumis à un moment fléchissant en chaque dixième de section. Ce moment est déterminé par la méthode WERNER. Le pieu étant encastré en tête. Ce qui implique que les déplacements ou les rotations sont nuls.

- **Calcul du coefficient d'amortissement du module de WARNER λ :**

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{Cub}{4EI}}$$

Application Numérique :

- $C_u = 30 \text{ MN/m}^3$
- $E = 33000 \text{ MPa}$
- $b = 1,2 \text{ m}$
- $I = 0,102 \text{ m}^4$
- $L = 20 \text{ m}$
- $\lambda = 0,228$

D'où : $\lambda L = 4,54$ ($L = 20 \text{ m}$: La profondeur du pieu) ; On tire les valeurs de (X^H_ω ; X^M_ω) à partir du tableau de WARNER.

Pour $\lambda L = 4,54$: ($X^H_\omega = 1,31$; $X^M_\omega = 1,57$)

- **Moment fléchissant et effort tranchant en tête du pieu :**

Le moment en tête du pieu donné par la relation suivante :

$$\bar{M} = - \frac{X^H_\phi}{X^M_\phi} \times \frac{\bar{P}}{\lambda}$$

Tableau IX-5. Les valeurs du moment fléchissant et effort tranchant en tête du pieu.

Pile	H (KN)	P (KN/pieu)	M (KN.m)
ELA	$H_x = 9290,4$	$P_x = 580,65$	$M_x = -1770,93$
	$H_y = 7742,7$	$P_y = 483,91$	$M_y = -2124$
ELU	$H_x = 1227,8$	$P_x = 76,735$	$M_x = -116,705$
	$H_y = 510,3$	$P_y = 31,89$	$M_y = -280,82$

Etude de fondation

- **Ferraillage des pieux :**

- **Ferraillage longitudinal :**

Le pieu est considéré comme une pièce soumise à la flexion composée. La section des armatures donnée par le logiciel Robot expert : **$A_s = 113,1 \text{ cm}^2$** avec disposition sismique.

On prend : $A_s = 122.72 \text{ cm}^2$ **25HA25** avec **$S_t = 15 \text{ cm}$**

- **Ferraillage transversal :**

On prend des spires de **$\varnothing = 14 \text{ mm}$** espacé de **$e = 15 \text{ cm}$** en zone critique et **$e = 20 \text{ cm}$** en zone courante.

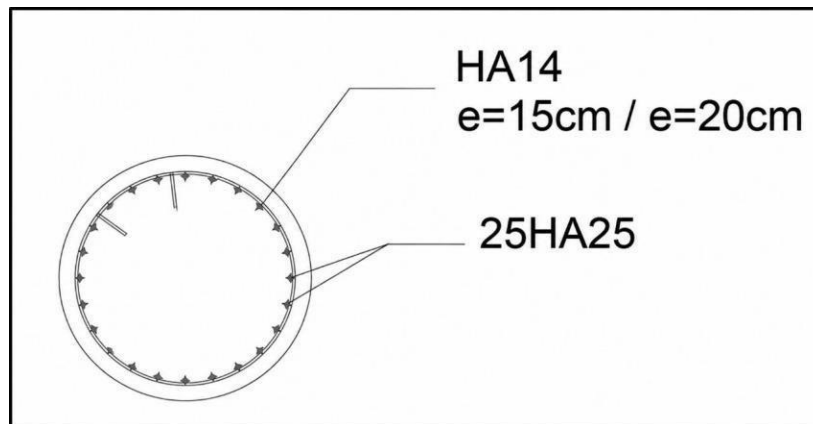
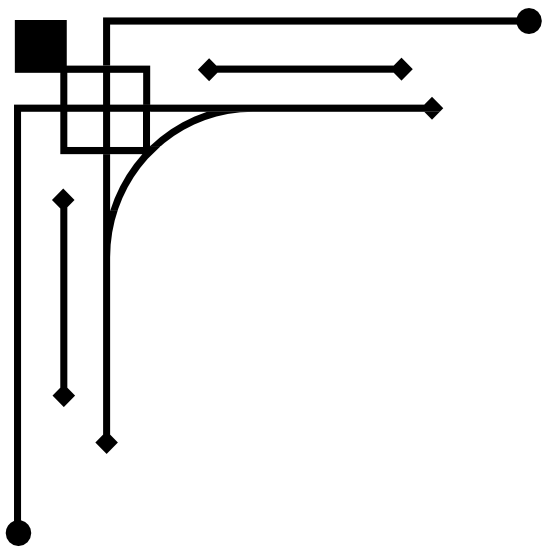
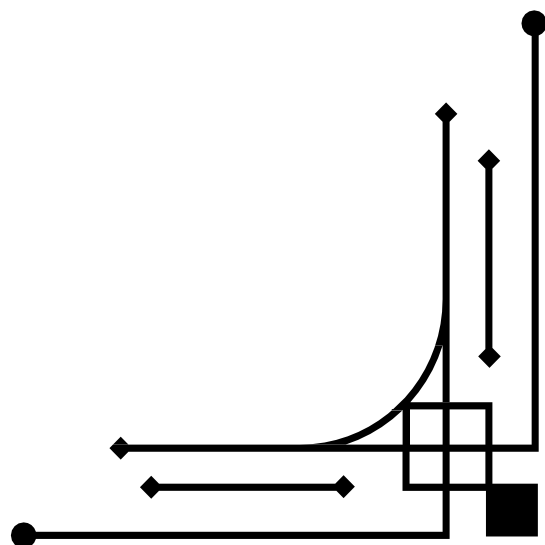


Figure IX-6. Ferraillage d'un pieu.



X . Conclusion Générale



Conclusion Générale

Ce projet de fin d'études constitue une étape importante dans notre parcours de formation d'élèves ingénieurs. Il nous a offert une grande opportunité afin 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.
- [5] RCPR, Règles Définissant Les Charges A Appliquer Pour Le Calcul Et Les Epreuves Des Ponts Routes, Algérie, 2009.
- [6] RPOA, Règles Parasismiques Applicables au domaine des Ouvrages d'Art, Algérie, 2008.
- [7] 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.
- [8] Document SETRA : Guide technique ponts métalliques et mixte, 2004.
- [9] Document SETRA : Guide technique, appareil d'appuis à pot, utilisation sur les ponts, viaduc et structures similaires, Novembre 2007.
- [10] Traité de Génie Civil, Ponts en acier, Conception et dimensionnement des ponts métalliques et mixtes acier-béton. 2009.

Annexes

Annexe A

Résultats des essais géotechniques

Pile 02

D(m)	B (m)	S(m²)	zone utile		Pl*(Mpa)	Ple*(Mpa)	Kp	Qp (MN)	p (m)	Qs (MN)	Q total (MN)
10.00	1.20	1.13	[9.40:	11.80]	2,335	2,323	1,15	2,388	3.77	0,965	3,353
10.50	1.20	1.13	[9.90:	12.30]	2,3283	2,3159	1,15	2,3812	3.77	1,0427	3,42382
11.00	1.20	1.13	[10.40:	12.80]	2,3211	2,3087	1,15	2,373	3.77	1,1196	3,4933
11.50	1.20	1.13	[10.90:	13.30]	2,3138	1,1569	1,15	2,889	3.77	1,196	3,886
12.00	1.20	1.13	[11.40:	13.80]	2,306	3,132	1,15	3,22	3.77	1,273	4,494
12.50	1.20	1.13	[11.90:	14.30]	2,299	3,649	1,15	3,737	3.77	1,35	5,087
13.00	1.20	1.13	[12.40:	14.80]	2,292	4,165	1,15	4,225	3.77	1,427	5,652
13.50	1.20	1.13	[12.90:	15.30]	4,799	4,682	1,45	5,849	3.77	1,618	7,467
14.00	1.20	1.13	[13.40:	15.80]	4,792	4,78	1,45	6,096	3.77	1,923	8,02
14.50	1.20	1.13	[13.90:	16.30]	4,785	4,772	1,45	6,187	3.77	2,228	8,415
15.00	1.20	1.13	[14.40:	16.80]	4,778	4,765	1,45	6,178	3.77	2,532	8,71
15.50	1.20	1.13	[14.90:	17.30]	4,77	4,758	1,45	6,168	3.77	2,837	9,006
16.00	1.20	1.13	[15.40:	17.80]	4,763	4,751	1,45	6,159	3.77	3,141	9,3
16.50	1.20	1.13	[15.90:	18.30]	4,756	4,743	1,45	6,149	3.77	3,446	9,595
17.00	1.20	1.13	[16.40:	18.80]	4,749	4,736	1,45	6,14	3.77	3,75	9,89
17.50	1.20	1.13	[16.90:	19.30]	4,741	4,729	1,45	6,13	3.77	4,053	10,184
18.00	1.20	1.13	[17.40:	19.80]	4,734	4,722	1,45	6,121	3.77	4,357	10,479
18.50	1.20	1.13	[17.90:	20.30]	4,727	4,714	1,45	6,112	3.77	4,661	10,773
19.00	1.20	1.13	[18.40:	20.80]	4,719	4,707	1,45	6,102	3.77	4,964	11,067
19.50	1.20	1.13	[18.90:	21.30]	4,712	4,7	1,45	6,093	3.77	5,267	11,36
20.00	1.20	1.13	[19.40:	21.80]	4,705	4,693	1,45	6,083	3.77	5,57	11,654



Chantier : OA 108/1

FORAGE PRESSIOMETRIQUE

Adresse : PK107+959.94

PSK107-1

Coordonnées : 4028668.170, 402818.967, 739.326
Etudes d'exécution des Travaux de Réalisation du Tronçon
Boucheouf / Souk-Ahras / Drés sur 121 km

Prof (m)	Nature du Sol	Module Ménard (MPa)	PF (Mpa)	PM (Mpa)	EP ² LM
0.00		46.4	2.29	4.15	11.2
		77.3	4.41	4.9	15.8
3.10	Grès : très faible.	132	4.92	4.92	27
		97.3	4.44	4.80	17.8
		26.9	1.54	2.92	9.37
6.20	Sable: moyenne dense.	10.5	1.33	1.96	5.48
		6.73	0.72	1.42	4.96
		8.71	0.75	1.82	5
9.30		7.03	0.77	1.68	4.4
		15.1	1.36	2.76	5.66
		19.7	1.59	2.57	7.97
12.40		18.9	2.09	3.17	6.17
		18	1.52	2.49	7.61
		19.5	1.82	3.16	6.43
15.50	Sable: dense.	23.5	2.14	3.35	6.87
		21	1.85	3.09	7.12
		23.7	2.74	4.39	6.02
18.60		37.6	2.17	3.64	10.8
		25.8	2.57	4.28	6.28
		29	3.07	4.8	6.28
21.70	Argilite: très faible.	30.7	2.99	4.43	7.23
		27.3	2.1	3.74	7.72
		26	3.09	3.75	7.34
24.80		30.6	5.12	5.12	18.5
		69.1	5.19	5.19	14.1
	Grès : très faible.	150	5.19	5.19	30.4
		145	5.17	5.17	29.4
27.90		157	5.19	5.19	30.6
		106	5.19	5.19	21.9
31.00		88.9	5.19	5.19	18.1

Annexe B

Ferrailage

Calcul de Section en Flexion Simple

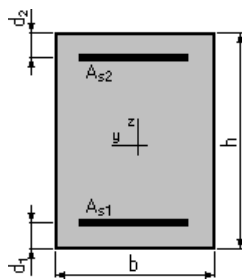
1. Hypothèses:

Béton : $f_{c28} = 35,0$ (MPa)

Acier : $f_e = 500,0$ (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 :



$$b = 100,0 \text{ (cm)}$$

$$h = 40,0 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 5,0 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 5,0 \text{ (cm)}$$

3. Moments appliqués :

	$M_{\max}$ (kN*m)	$M_{\min}$ (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	319,00	0,00
Etat Limite de Service	0,00	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats :

Sections d'Acier :

Section théorique	$A_{s1} = 22,6 \text{ (cm}^2\text{)}$	Section théorique	$A_{s2} = 0,0 \text{ (cm}^2\text{)}$
Section minimum	$A_{s \min} = 4,6 \text{ (cm}^2\text{)}$		
Théorique	$\rho = 0,64 \text{ (\%)} $		
Minimum	$\rho_{\min} = 0,13 \text{ (\%)} $		

Analyse par Cas :

Cas ELU	$M_{\max} = 319,00$	(kN*m)	$M_{\min} = 0,00$	(kN*m)
Coefficient de sécurité :	1,00		Pivot :	B
Position de l'axe neutre :	$y = 6,2$	(cm)		
Bras de levier :	$Z = 32,5$	(cm)		
Déformation du béton :	$\epsilon_b = 2,14$	(‰)		
Déformation de l'acier :	$\epsilon_s = 10$	(‰)		
Contrainte de l'acier :				
Tendue :	$\sigma_s = 434,8$	(MPa)		

Calcul de Section en Flexion Simple

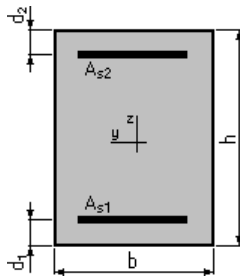
1. Hypothèses :

Béton : $f_{c28} = 35,0$ (MPa)

Acier : $f_e = 500,0$ (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 :



$$b = 100,0 \text{ (cm)}$$

$$h = 40,0 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 5,0 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 5,0 \text{ (cm)}$$

3. Moments appliqués :

	$M_{\max}$ (kN*m)	$M_{\min}$ (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	163,63	0,00
Etat Limite de Service	0,00	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats :

Sections d'Acier :

Section théorique	$A_{s1} = 11,1 \text{ (cm}^2\text{)}$	Section théorique	$A_{s2} = 0,0 \text{ (cm}^2\text{)}$
Section minimum	$A_{s\min} = 4,6 \text{ (cm}^2\text{)}$		
Théorique	$\rho = 0,32 \text{ (\%)} $		
Minimum	$\rho_{\min} = 0,13 \text{ (\%)} $		

Analyse par Cas :

Cas ELU $M_{\max} = 163,63$ (kN*m) $M_{\min} = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité :	1,00	Pivot : B
Position de l'axe neutre :	$y = 3,1$	(cm)
Bras de levier :	$Z = 33,8$	(cm)
Déformation du béton :	$\epsilon_b = 0,96$	(‰)
Déformation de l'acier :	$\epsilon_s = 10$	(‰)
Contrainte de l'acier :		
Tendue :	$\sigma_s = 434,8$	(MPa)

Calcul de Section en Flexion Simple

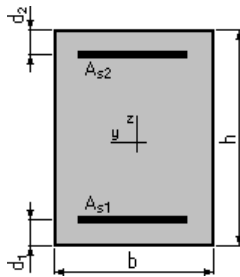
1. Hypothèses :

Béton : $f_{c28} = 35,0$ (MPa)

Acier : $f_e = 500,0$ (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 :



$$b = 100,0 \text{ (cm)}$$

$$h = 40,0 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 5,0 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 5,0 \text{ (cm)}$$

3. Moments appliqués :

	$M_{\max}$ (kN*m)	$M_{\min}$ (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	0,00	0,00
Etat Limite de Service	220,00	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats :

Sections d'Acier :

Section théorique $A_{s1} = 13,9 \text{ (cm}^2\text{)}$

Section théorique $A_{s2} = 0,0 \text{ (cm}^2\text{)}$

Section minimum $A_{s \min} = 4,6 \text{ (cm}^2\text{)}$

Théorique $\rho = 0,4 \text{ (\%)}$

Minimum $\rho_{\min} = 0,13 \text{ (\%)}$

Analyse par Cas :

Cas ELS $M_{\max} = 220,00$ (kN*m) $M_{\min} = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité : 1,00

Position de l'axe neutre : $y = 10,2 \text{ (cm)}$

Bras de levier : $Z = 31,6 \text{ (cm)}$

Contrainte maxi du béton : $\sigma_b = 13,7 \text{ (MPa)}$

Contrainte limite : $0,6 f_{cj} = 21,0 \text{ (MPa)}$

Contrainte de l'acier :

Tendue : $\sigma_s = 500 \text{ (MPa)}$

Contrainte limite de l'acier :

$\sigma_{s \lim} = 500,0 \text{ (MPa)}$

Calcul de Section en Flexion Simple

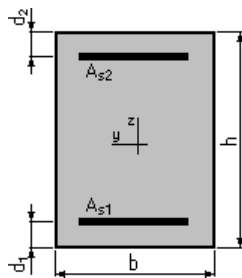
1. Hypothèses :

Béton : $f_{c28} = 35,0$ (MPa)

Acier : $f_e = 500,0$ (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 :



$$b = 100,0 \text{ (cm)}$$

$$h = 40,0 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 5,0 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 5,0 \text{ (cm)}$$

3. Moments appliqués :

	$M_{\max}$ (kN*m)	$M_{\min}$ (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	0,00	0,00
Etat Limite de Service	110,00	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats :

Sections d'Acier :

Section théorique	$A_{s1} = 6,8 \text{ (cm}^2\text{)}$
Section minimum	$A_{s \min} = 4,6 \text{ (cm}^2\text{)}$
Théorique	$\rho = 0,19 \text{ (\%)}$
Minimum	$\rho_{\min} = 0,13 \text{ (\%)}$

Section théorique	$A_{s2} = 0,0 \text{ (cm}^2\text{)}$
-------------------	--------------------------------------

Analyse par Cas :

Cas ELS $M_{\max} = 110,00$ (kN*m) $M_{\min} = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité : 1,00

Position de l'axe neutre : $y = 7,5 \text{ (cm)}$

Bras de levier : $Z = 32,5 \text{ (cm)}$

Contrainte maxi du béton : $\sigma_b = 9,1 \text{ (MPa)}$

Contrainte limite : $0,6 f_{cj} = 21,0 \text{ (MPa)}$

Contrainte de l'acier :

Tendue : $\sigma_s = 500,0 \text{ (MPa)}$

Contrainte limite de l'acier :

$\sigma_{s \lim} = 500,0 \text{ (MPa)}$

Calcul de Section en Flexion Simple

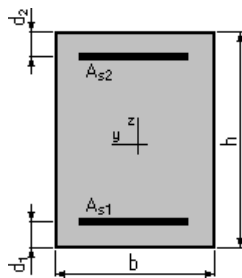
1. Hypothèses :

Béton : $f_{c28} = 35,0$ (MPa)

Acier : $f_e = 500,0$ (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 :



$$b = 100,0 \text{ (cm)}$$

$$h = 40,0 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 5,0 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 5,0 \text{ (cm)}$$

3. Moments appliqués :

	$M_{\max}$ (kN*m)	$M_{\min}$ (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	752,500	0,00
Etat Limite de Service	0,00	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats :

Sections d'Acier :

Section théorique	$A_{s1} = 61,2 \text{ (cm}^2\text{)}$	Section théorique	$A_{s2} = 0,0 \text{ (cm}^2\text{)}$
Section minimum	$A_{s \min} = 4,6 \text{ (cm}^2\text{)}$		
Théorique	$\rho = 1,75 \text{ (\%)} $		
Minimum	$\rho_{\min} = 0,13 \text{ (\%)} $		

Analyse par Cas :

Cas ELU	$M_{\max} = 752,5$	(kN*m)	$M_{\min} = 0,00$	(kN*m)
Coefficient de sécurité :	1,00		Pivot : A	
Position de l'axe neutre :	$y = 16,8$	(cm)		
Bras de levier :	$Z = 28,3$	(cm)		
Déformation du béton :	$\epsilon_b = 3,5$	(‰)		
Déformation de l'acier :	$\epsilon_s = 3,81$	(‰)		
Contrainte de l'acier :				
Tendue :	$\sigma_s = 434,8$	(MPa)		

Calcul de Section en Flexion Simple

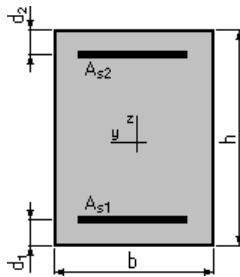
1. Hypothèses :

Béton : $f_{c28} = 35,0$ (MPa)

Acier : $f_e = 500,0$ (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 :



$$b = 100,0 \text{ (cm)}$$

$$h = 40,0 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 5,0 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 5,0 \text{ (cm)}$$

3. Moments appliqués :

	$M_{\max}$ (kN*m)	$M_{\min}$ (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	0,00	0,00
Etat Limite de Service	390,00	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats :

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 25,4 \text{ (cm}^2\text{)}$	Section théorique	$A_{s2} = 0,0 \text{ (cm}^2\text{)}$
Section minimum	$A_{s \min} = 4,6 \text{ (cm}^2\text{)}$		
Théorique	$\rho = 0,73 \text{ (\%)}$		
Minimum	$\rho_{\min} = 0,13 \text{ (\%)}$		

Analyse par Cas :

Cas ELS $M_{\max} = 390,00$ (kN*m) $M_{\min} = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité : 1,00

Position de l'axe neutre : $y = 13,0 \text{ (cm)}$

Bras de levier : $Z = 30,7 \text{ (cm)}$

Contrainte maxi du béton : $\sigma_b = 19,6 \text{ (MPa)}$

Contrainte limite : $0,6 f_{cj} = 21,0 \text{ (MPa)}$

Contrainte de l'acier :

Tendue : $\sigma_s = 500,0 \text{ (MPa)}$

Contrainte limite de l'acier :

$\sigma_{s \lim} = 500,0 \text{ (MPa)}$

Calcul de Section en Flexion Déviée Composée

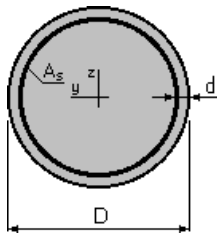
1. Hypothèses :

Béton : $f_{c28} = 25,0$ (MPa)

Acier : $f_e = 500,0$ (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°	Type	N (kN)	M_y (kN*m)	M_z (kN*m)
1.	ELA	12050,00	2124,00	1770,93
2.	ELU	6744,00	280,82	116,71

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)

Ferrailage du pieu à l'ELU et l'ELA

Théorique $\rho = 1,00$ (%)

Minimum $\rho_{\min} = 0,50$ (%)

maximum $\rho_{\max} = 5,00$ (%)

Analyse par Cas :

Cas N° 1 : Type ELA $N = 12050,00$ (kN) $M_y = 2124,00$ (kN*m) $M_z = 1770,93$ (kN*m)

Coefficient de sécurité : 1,24 Pivot : B

Position de l'axe neutre : $y = 91,5$ (cm)

Bras de levier : $Z = 73,3$ (cm)

Déformation du béton : $\varepsilon_b = 3,50$ (‰)

Déformation de l'acier : $\varepsilon_s = 0,89$ (‰)

Contrainte de l'acier :

Tendue : $\sigma_s = 178,3$ (MPa)

Comprimée : $\sigma'_s = 500,0$ (MPa)

Cas N° 2 : Type ELU $N = 6744,00$ (kN) $M_y = 280,82$ (kN*m) $M_z = 116,71$ (kN*m)

Coefficient de sécurité : 2,67 Pivot : C

Position de l'axe neutre : $y = 138,6$ (cm)

Bras de levier : $Z = 56,6$ (cm)

Déformation du béton : $\varepsilon_b = 3,18$ (‰)

Déformation de l'acier : $\varepsilon_s = 0,00$ (‰)

Contrainte de l'acier :

Comprimée : $\sigma'_s = 434,8$ (MPa)

Calcul de Section en Flexion Simple

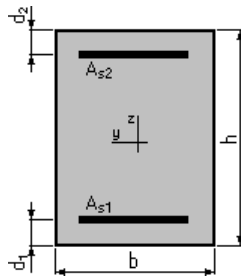
1. Hypothèses :

Béton : $f_{c28} = 27,0$ (MPa)

Acier : $f_e = 500,0$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section :



$$b = 100,0 \text{ (cm)}$$

$$h = 70,0 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 5,0 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 5,0 \text{ (cm)}$$

3. Moments appliqués :

	$M_{\max}$ (kN*m)	$M_{\min}$ (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	0,00	0,00
Etat Limite de Service	684,50	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats :

Sections d'Acier :

Section théorique $A_{s1} = 48,1 \text{ (cm}^2\text{)}$

Section théorique $A_{s2} = 0,0 \text{ (cm}^2\text{)}$

Section minimum $A_{s \min} = 6,5 \text{ (cm}^2\text{)}$

Théorique $\rho = 0,74 \text{ (\%)}$

Minimum $\rho_{\min} = 0,10 \text{ (\%)}$

Analyse par Cas :

Cas ELS $M_{\max} = 684,50$ (kN*m) $M_{\min} = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité : 1,00

Position de l'axe neutre : $y = 24,3 \text{ (cm)}$

Bras de levier : $Z = 56,9 \text{ (cm)}$

Contrainte maxi du béton : $\sigma_b = 9,9 \text{ (MPa)}$

Contrainte limite : $0,6 f_{cj} = 16,2 \text{ (MPa)}$

Contrainte de l'acier :

Tendue : $\sigma_s = 250,0 \text{ (MPa)}$

Contrainte limite de l'acier :

$\sigma_{s \lim} = 250,0 \text{ (MPa)}$

Calcul de Section en Flexion Simple

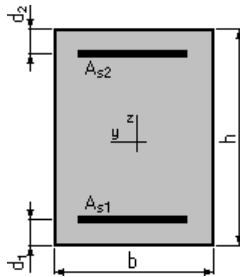
1. Hypothèses :

Béton : $f_{c28} = 27,0$ (MPa)

Acier : $f_e = 500,0$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section :



$$b = 100,0 \text{ (cm)}$$

$$h = 70,0 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 5,0 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 5,0 \text{ (cm)}$$

3. Moments appliqués :

	$M_{\max}$ (kN*m)	$M_{\min}$ (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	0,00	0,00
Etat Limite de Service	910,00	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats :

Sections d'Acier :

Section théorique	$A_{s1} = 65,1 \text{ (cm}^2\text{)}$	Section théorique	$A_{s2} = 0,0 \text{ (cm}^2\text{)}$
Section minimum	$A_{s \min} = 6,5 \text{ (cm}^2\text{)}$		
Théorique	$\rho = 1,00 \text{ (\%)} $		
Minimum	$\rho_{\min} = 0,10 \text{ (\%)} $		

Analyse par Cas :

Cas ELS $M_{\max} = 910,00$ (kN*m) $M_{\min} = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité : 1,00

Position de l'axe neutre : $y = 27,2 \text{ (cm)}$

Bras de levier : $Z = 55,9 \text{ (cm)}$

Contrainte maxi du béton : $\sigma_b = 12,0 \text{ (MPa)}$

Contrainte limite : $0,6 f_{cj} = 16,2 \text{ (MPa)}$

Contrainte de l'acier :

Tendue : $\sigma_s = 250,0 \text{ (MPa)}$

Contrainte limite de l'acier :

$\sigma_{s \lim} = 250,0 \text{ (MPa)}$

Calcul de Section en Flexion Composée

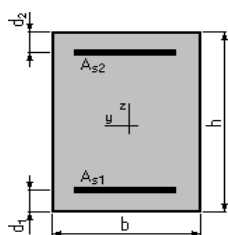
1. Hypothèses :

Béton : $f_{c28} = 27,0$ (MPa)

Acier : $f_e = 500,0$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul en poutre
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section :



$b = 150,0$ (cm)

$h = 100,0$ (cm)

$d_1 = 5,0$ (cm)

$d_2 = 5,0$ (cm)

3. Efforts appliqués :

Cas N°	Type	N (kN)	M (kN*m)
1.	ELS	1378,23	1252,43

4. Résultats :

Sections d'Acier :

Section théorique	$A_{s1} = 34,1$ (cm ²)	Section théorique	$A_{s2} = 0,0$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s \min} = 14,2$ (cm ²)		
Théorique	$\rho = 0,24$ (%)		
Minimum	$\rho_{\min} = 0,10$ (%)		

Analyse par Cas :

Cas N° 1 : Type ELS N = 1378,23 (kN) M = 1252,43 (kN*m)

Coefficient de sécurité :	1,00
Position de l'axe neutre :	$y = 33,2$ (cm)
Bras de levier :	$Z = 83,9$ (cm)
Contrainte maxi du béton :	$\sigma_b = 9,0$ (MPa)
Contrainte limite :	$0,6 f_{cj} = 16,2$ (MPa)

Contrainte de l'acier :	
Tendue :	$\sigma_s = 250,0$ (MPa)
Contrainte limite de l'acier :	$\sigma_{s \lim} = 250,0$ (MPa)

Calcul de Section en Flexion Simple

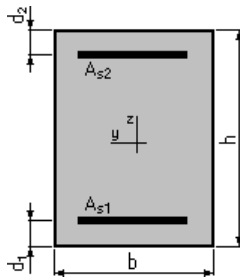
1. Hypothèses :

Béton : $f_{c28} = 30,0$ (MPa)

Acier : $f_e = 500,0$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section :



$$b = 100,0 \text{ (cm)}$$

$$h = 70,0 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 5,0 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 5,0 \text{ (cm)}$$

3. Moments appliqués :

	$M_{\max}$ (kN*m)	$M_{\min}$ (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	0,00	0,00
Etat Limite de Service	545,64	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats :

Sections d'Acier :

Section théorique	$A_{s1} = 37,9 \text{ (cm}^2\text{)}$	Section théorique	$A_{s2} = 0,0 \text{ (cm}^2\text{)}$
Section minimum	$A_{s \min} = 6,7 \text{ (cm}^2\text{)}$		
Théorique	$\rho = 0,58 \text{ (\%)} $		
Minimum	$\rho_{\min} = 0,10 \text{ (\%)} $		

Analyse par Cas :

Cas ELS $M_{\max} = 545,64$ (kN*m) $M_{\min} = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité : 1,00

Position de l'axe neutre : $y = 22,1 \text{ (cm)}$

Bras de levier : $Z = 57,6 \text{ (cm)}$

Contrainte maxi du béton : $\sigma_b = 8,6 \text{ (MPa)}$

Contrainte limite : $0,6 f_{cj} = 18,0 \text{ (MPa)}$

Contrainte de l'acier :

Tendue : $\sigma_s = 250,0 \text{ (MPa)}$

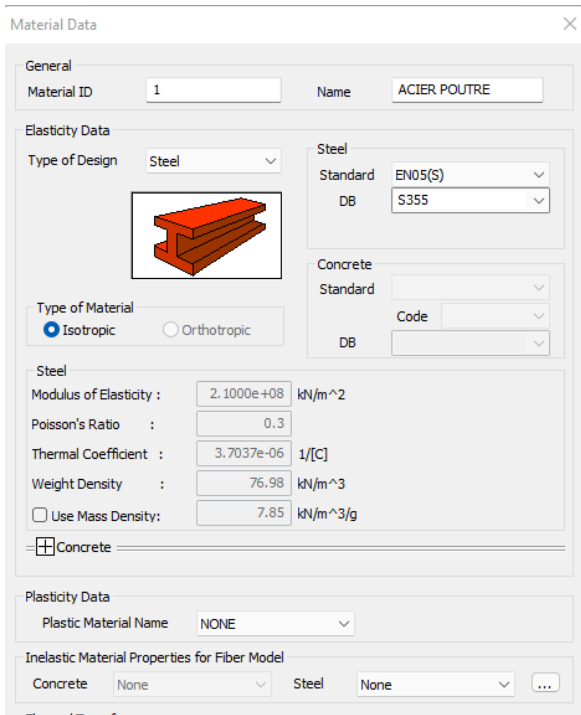
Contrainte limite de l'acier :

$\sigma_{s \lim} = 250,0 \text{ (MPa)}$

Annexe C

Modélisation avec logiciel MIDAS CIVIL

1) Définition des matériaux :



Material Data

General
Material ID: 1 Name: ACIER POUTRE

Elasticity Data
Type of Design: Steel
Steel
Standard: EN05(S)
DB: S355
Concrete
Standard:
Code:
DB:
Type of Material
☒ Isotropic ☐ Orthotropic

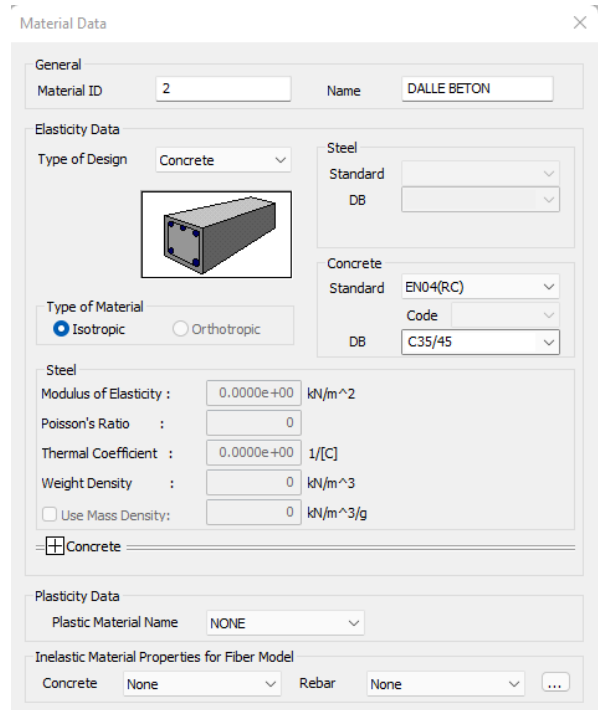
Steel
Modulus of Elasticity: 2.1000e+08 kN/m²
Poisson's Ratio: 0.3
Thermal Coefficient: 3.7037e-06 1/[C]
Weight Density: 76.98 kN/m³
☐ Use Mass Density: 7.85 kN/m³/g

Concrete

Plasticity Data
Plastic Material Name: NONE

Inelastic Material Properties for Fiber Model
Concrete: None Steel: None

Figure 0-2. Matériau pour acier.



Material Data

General
Material ID: 2 Name: DALLE BETON

Elasticity Data
Type of Design: Concrete
Steel
Standard:
DB:
Concrete
Standard: EN04(RC)
Code:
DB: C35/45
Type of Material
☒ Isotropic ☐ Orthotropic

Steel
Modulus of Elasticity: 0.0000e+00 kN/m²
Poisson's Ratio: 0
Thermal Coefficient: 0.0000e+00 1/[C]
Weight Density: 0 kN/m³
☐ Use Mass Density: 0 kN/m³/g

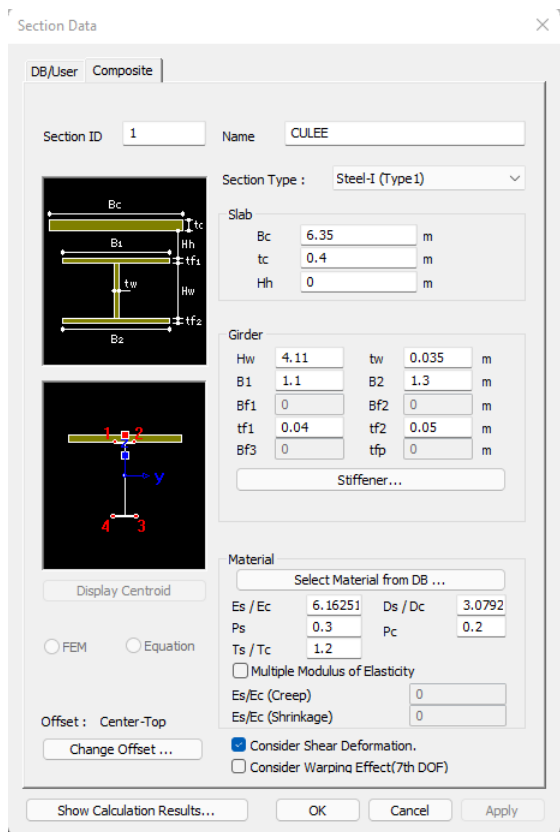
Concrete

Plasticity Data
Plastic Material Name: NONE

Inelastic Material Properties for Fiber Model
Concrete: None Rebar: None

Figure 0-1. matériau pour béton

2) Définition des sections :



Section Data

DB/User Composite
Section ID: 1 Name: CULEE
Section Type: Steel-I (Type1)

Slab
Bc: 6.35 m
tc: 0.4 m
Hh: 0 m

Girder
Hw: 4.11 m
B1: 1.1 m
B2: 1.3 m
Bf1: 0 m
Bf2: 0 m
tf1: 0.04 m
tf2: 0.05 m
tfp: 0 m

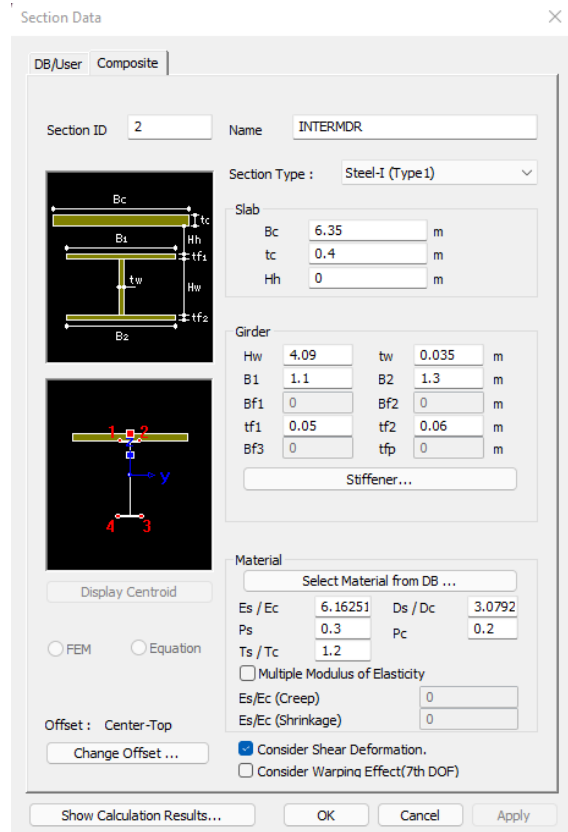
Stiffener...

Material
Select Material from DB ...
Es / Ec: 6.16251 Ds / Dc: 3.0792
Ps: 0.3 Pc: 0.2
Ts / Tc: 1.2
☐ Multiple Modulus of Elasticity
Es/Ec (Creep): 0
Es/Ec (Shrinkage): 0
☒ Consider Shear Deformation.
☐ Consider Warping Effect (7th DOF)

Offset: Center-Top
Change Offset ...

Show Calculation Results... OK Cancel Apply

Figure 0-4. Section sur culée



Section Data

DB/User Composite
Section ID: 2 Name: INTERMDR
Section Type: Steel-I (Type1)

Slab
Bc: 6.35 m
tc: 0.4 m
Hh: 0 m

Girder
Hw: 4.09 m
B1: 1.1 m
B2: 1.3 m
Bf1: 0 m
Bf2: 0 m
tf1: 0.05 m
tf2: 0.06 m
tfp: 0 m

Stiffener...

Material
Select Material from DB ...
Es / Ec: 6.16251 Ds / Dc: 3.0792
Ps: 0.3 Pc: 0.2
Ts / Tc: 1.2
☐ Multiple Modulus of Elasticity
Es/Ec (Creep): 0
Es/Ec (Shrinkage): 0
☒ Consider Shear Deformation.
☐ Consider Warping Effect (7th DOF)

Offset: Center-Top
Change Offset ...

Show Calculation Results... OK Cancel Apply

Figure 0-3. Section intermédiaire

Section Data

DB/User Composite

Section ID: 3 Name: PILLE

Section Type: Steel-I (Type1)

Slab

Bc	6.35	m
tc	0.4	m
Hh	0	m

Girder

Hw	4.02	tw	0.035	m
B1	1.1	B2	1.3	m
Bf1	0	Bf2	0	m
tf1	0.08	tf2	0.1	m
Bf3	0	tfp	0	m

Stiffener...

Material

Select Material from DB ...

Es / Ec	6.16251	Ds / Dc	3.0792
Ps	0.3	Pc	0.2
Ts / Tc	1.2		

☐ Multiple Modulus of Elasticity

Es/Ec (Creep) 0

Es/Ec (Shrinkage) 0

Offset: Center-Top

☒ Consider Shear Deformation.

☐ Consider Warping Effect(7th DOF)

Show Calculation Results... OK Cancel Apply

Figure 0-6. Section sur Pile

Section Data

DB/User Composite

Section ID: 4 Name: MI TRAV

Section Type: Steel-I (Type1)

Slab

Bc	6.35	m
tc	0.4	m
Hh	0	m

Girder

Hw	4.04	tw	0.035	m
B1	1.1	B2	1.3	m
Bf1	0	Bf2	0	m
tf1	0.07	tf2	0.09	m
Bf3	0	tfp	0	m

Stiffener...

Material

Select Material from DB ...

Es / Ec	6.16251	Ds / Dc	3.0792
Ps	0.3	Pc	0.2
Ts / Tc	1.2		

☐ Multiple Modulus of Elasticity

Es/Ec (Creep) 0

Es/Ec (Shrinkage) 0

Offset: Center-Top

☒ Consider Shear Deformation.

☐ Consider Warping Effect(7th DOF)

Show Calculation Results... OK Cancel Apply

Figure 0-5. Section à mi-travée

Section Data

DB/User

Section ID: 10 Name: ENTRETOISE

Section Type: I-Section

☒ User ☐ DB AISC10(US)

Sect. Name

☒ Built-Up Section

Get Data from Single Angle

DB Name AISC10(US)

Sect. Name

H	2.5	m
B1	0.3	m
tw	0.03	m
tf1	0.04	m
B2	0.3	m
tf2	0.04	m
r1	0	m
r2	0	m

☒ Consider Shear Deformation.

☐ Consider Warping Effect(7th DOF)

Offset: Center-Top

Change Offset ...

Show Calculation Results... OK Cancel Apply

Figure 0-7. Entretoise

3) Définition des conditions d'appuis :

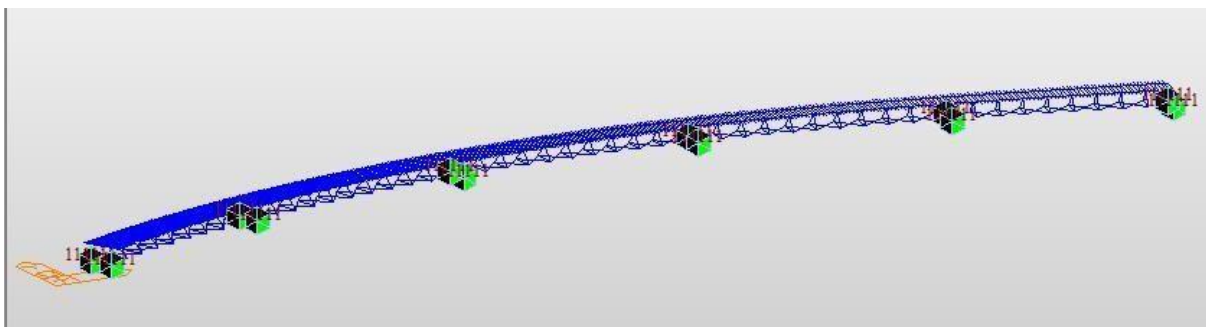


Figure 0-8. Condition d'appuis sur le modèle 3D.

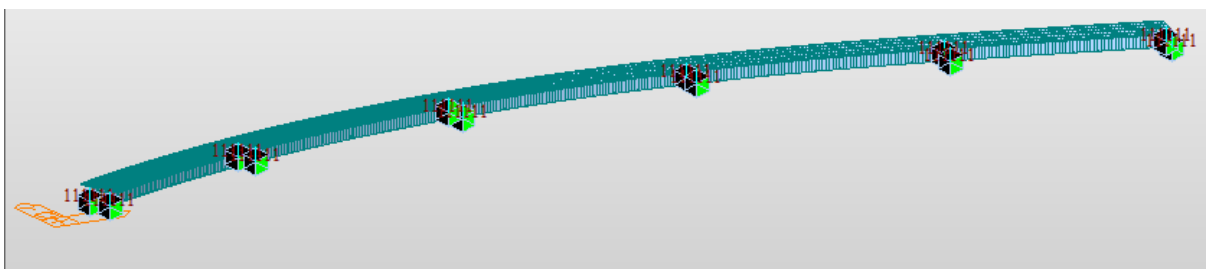


Figure 0-9. vue sur le modèle 3D

4) Définitions des charges et surcharges :

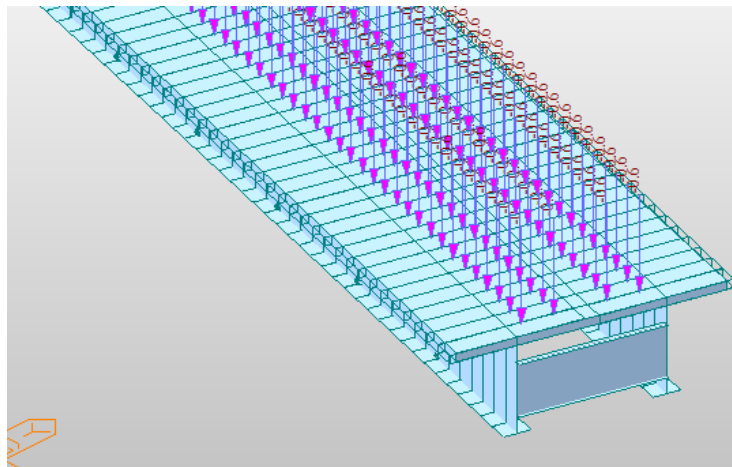


Figure 0 10. Exemple de charge linéaire (Rails et traverses)

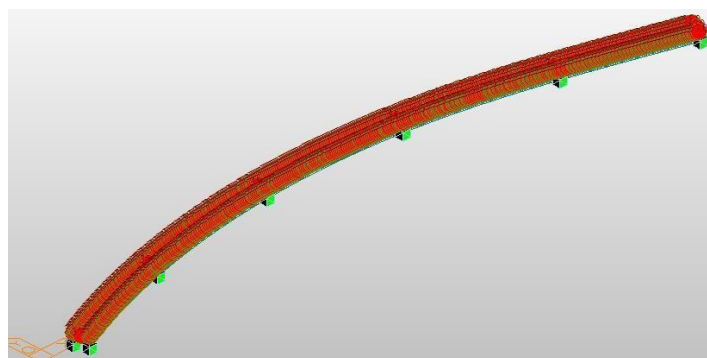


Figure 0-10. Exemple de charge de température

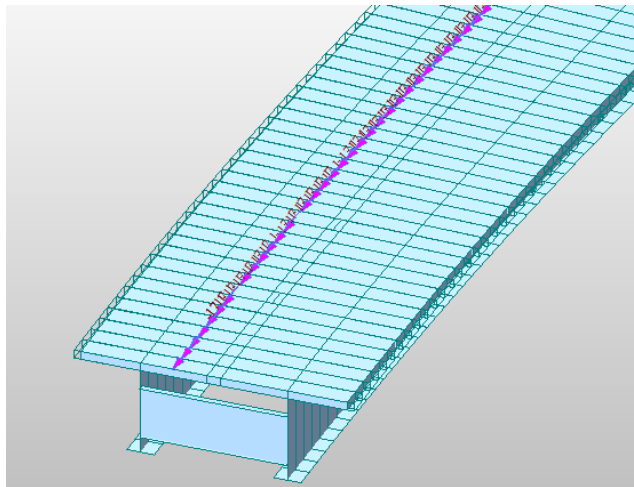


Figure 0-12.Exemple de charge linéaire (charge de freinage)

Static Load Cases ✕

Name : Add

Case : ▼ Modify

Type : ▼ Delete

Description :

No	Name	Type	Description
1	POIDS PRO	Dead Load (D)	
2	BALLAST	Dead Load of Component an	
3	CATÉNAIRE	Dead Load of Component an	
4	RAIL	Dead Load of Component an	
5	TRAVERSE	Dead Load of Component an	
6	TEMPERAT	Temperature (T)	
7	CHAP	Dead Load of Component an	
8	GARDE CO	Dead Load of Component an	
9	Béton frais m	Construction Stage Load (C	
10	Béton frais s	Construction Stage Load (C	
11	Béton frais	Dead Load (D)	
12	demarage UI	Braking Load (BRK)	
13	Freinage UIC	Braking Load (BRK)	
14	demarage S	Braking Load (BRK)	
15	...	...	

Close

Figure 0-11.Charges introduite dans la modélisation.

5) Définition des voies ferroviaires :

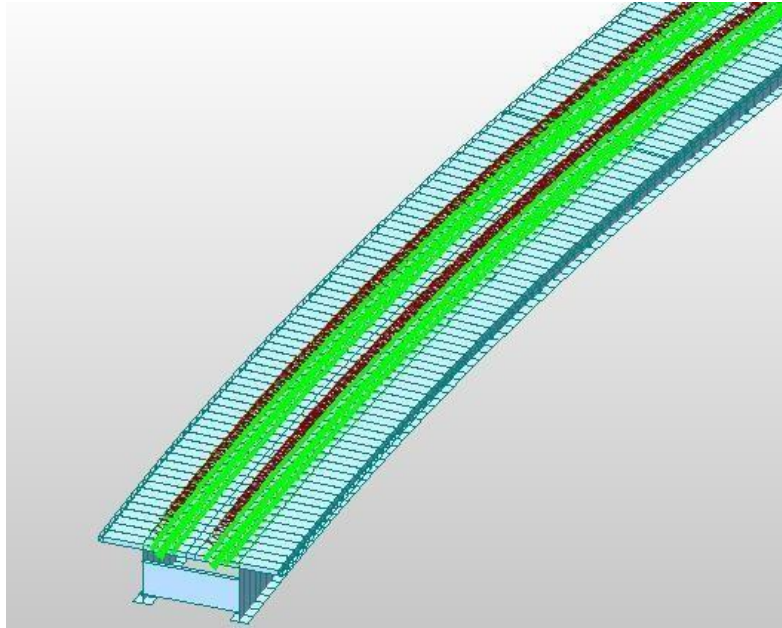


Figure 0-13. Implémentation des voies sur le modèle 3D

6) Définition des surcharges ferroviaires :

Define Standard Vehicular Load

Standard Name: EN 1991-2:2003 - Rail Traffic Load

Vehicular Load Properties

Vehicular Load Name: Load Model 71

Vehicular Load Type: Load Model 71

No	Load(kN)	Spacing(m)
1	250	1.6
2	250	1.6
3	250	1.6
4	250	end

dW1: 80 kN/m
DD1: Infinity m
dD1: 0.8 m
dW2: 80 kN/m
DD2: Infinity m
dD2: 0.8 m

Adjustment factor (Alpha): 1.1

☐ Consider Longitudinal Distribution of Point Loads
Distance between Rail Support Points: 0.75 m

☐ Eccentricity of Lateral Displacement of Vertical Loads: 0 m

OK Cancel Apply

Figure 0-14. UIC 71

Define Standard Vehicular Load

Standard Name: EN 1991-2:2003 - Rail Traffic Load

Vehicular Load Properties

Vehicular Load Name: Load Model SW/0

Vehicular Load Type: Load Model SW/0

No	Load(kN)	Spacing(m)
1	133	15
2	133	15

dW1: 133 kN/m
DD1: 15 m
dD1: 5.3 m
dW2: 133 kN/m
DD2: 15 m
dD2: 5.3 m

Adjustment factor (Alpha): 1.1

☐ Consider Longitudinal Distribution of Point Loads
Distance between Rail Support Points: 0.75 m

☐ Eccentricity of Lateral Displacement of Vertical Loads: 0 m

OK Cancel Apply

Figure 0-15. SW/0

Define Standard Vehicular Load

Standard Name: EN 1991-2:2003 - Rail Traffic Load

Vehicular Load Properties

Vehicular Load Name: Load Model SW/2

Vehicular Load Type: Load Model SW/2

No	Load(kN)	Spacing(m)
dW1	150	kN/m
DD1	25	m
dD1	7	m
dW2	150	kN/m
DD2	25	m
dD2		m

Adjustment factor (Alpha): 1

☐ Consider Longitudinal Distribution of Point Loads

Distance between Rail Support Points: 0.75 m

☐ Eccentricity of Lateral Displacement of Vertical Loads: 0 m

OK Cancel Apply

Figure 0-17.SW/2

Define Standard Vehicular Load

Standard Name: EN 1991-2:2003 - Rail Traffic Load

Vehicular Load Properties

Vehicular Load Name: Unloaded Train

Vehicular Load Type: Unloaded Train

No	Load(kN)	Spacing(m)
dW1	10	kN/m
DD1	Infinity	m
dD1		m
dW2		kN/m
DD2		m
dD2		m

Adjustment factor (Alpha): 1

☐ Consider Longitudinal Distribution of Point Loads

Distance between Rail Support Points: 0.75 m

☐ Eccentricity of Lateral Displacement of Vertical Loads: 0 m

OK Cancel Apply

Figure 0-16. Train Vide

7) Définition des phases de construction :

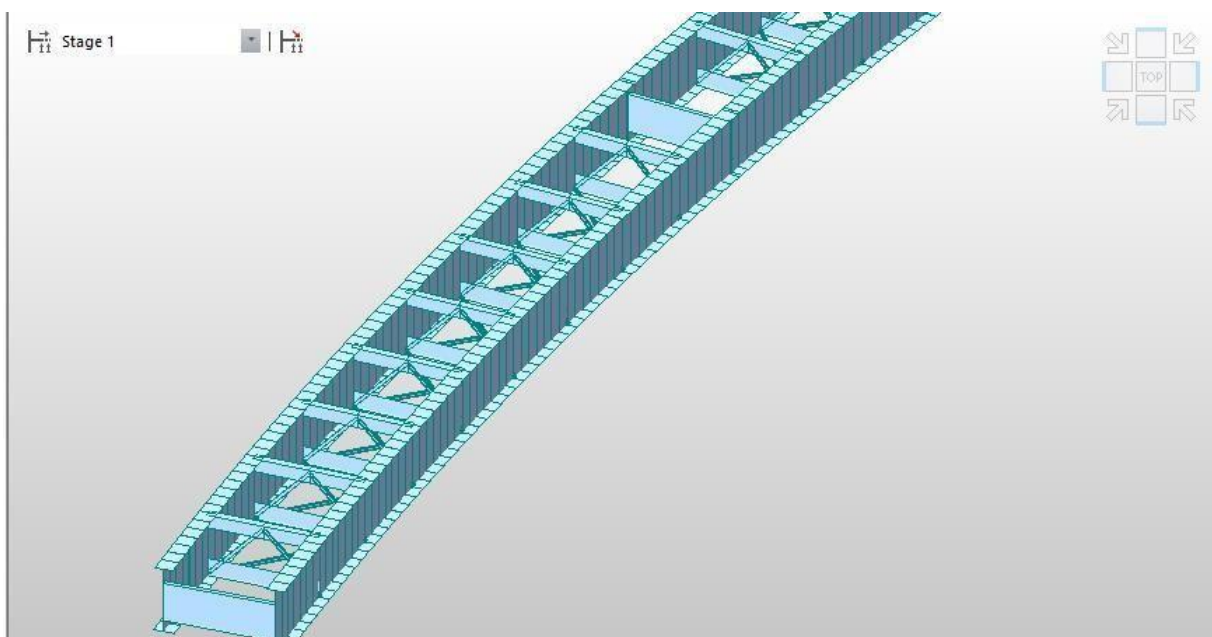


Figure 0-18.Première phase de construction (Poutres seules).

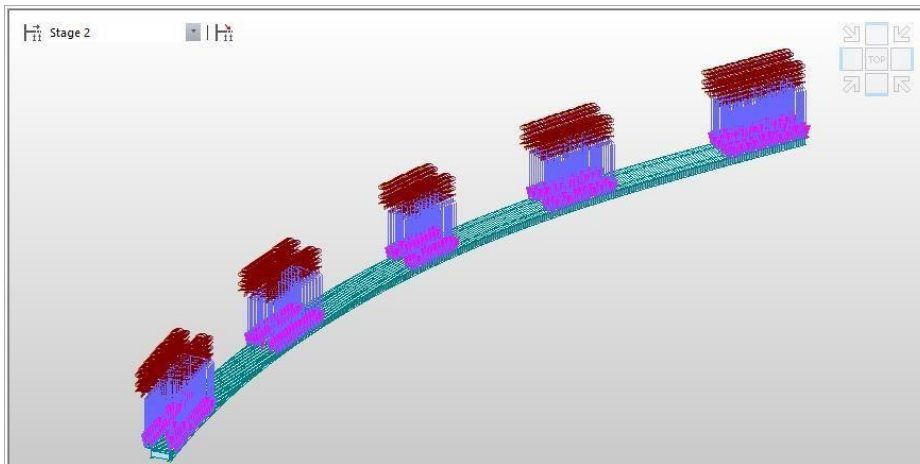


Figure 0-19. Deuxième phase de construction (béton frais à mis-travée).

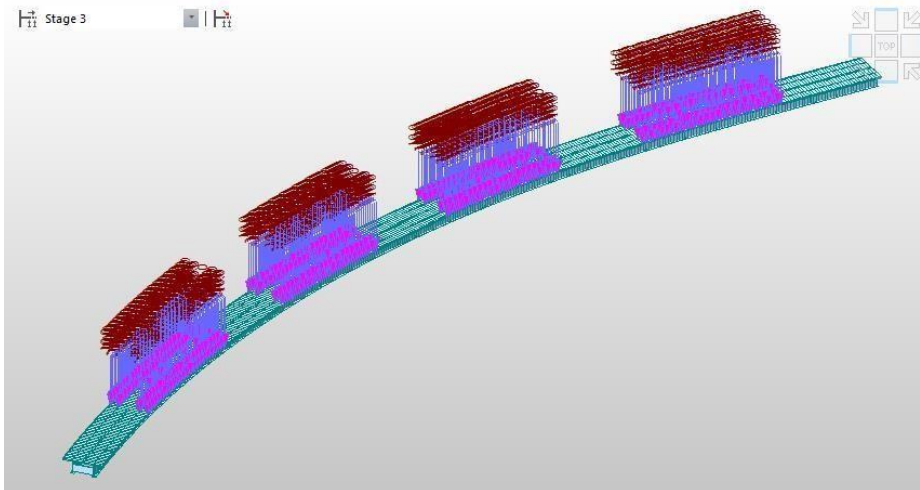


Figure 0-20. Béton frais sur appuis.

8) Modélisation des piles ainsi que le modèle global du pont :

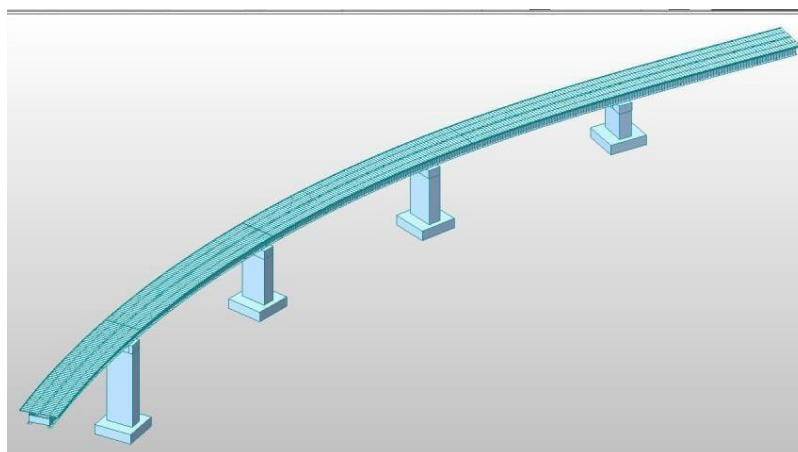


Figure 0-21. Modèle globale 3D.

Annexe D

Devis Quantitatifs estimatifs

DEVIS ESTIMATIF PONT POUTRES

N°	DESIGNATIONS DES POSTES	U	Quantités	PRIX UNITAIRE (HT)	Montant
1	Installation de chantier et transport des matériaux, décapage de la terre végétale	F	1	200000000	200000000

Poste 1 : Pieux

1,1	Réalisation des pieux Ø 1200mm verticaux en terrain non rocheux	ML	2400,00	55000,00	132000000,00
1,2	Fourniture et mise en œuvre des tubes métalliques Ø 50/60 pour auscultation sonique	ML	7200,00	2500,00	18000000,00
1,3	Essais d'auscultation sonique	U	150,00	40000,00	6000000,00
1,4	Recepape des pieux	U	150,00	3700,00	555000,00
1,5	Essais statiques des pieux isolés sous compression axiale	U	2,00	4000000,00	8000000,00
TOTAL (Poste 1)					164555000,00

Poste 2 : Béton

2,1	Béton de propreté de 10 cm pour fonds de fouilles	M3	180,00	10500,00	1890000,00
2,3	Béton RN 27 pour semelles (piles, culées)	M3	3800,00	17400,00	66120000,00
2,4	Béton RN 27 pour piles	M3	2600,00	18000,00	46800000,00
2,5	Béton RN 27 pour culées	M3	400,00	18000,00	7200000,00
2,6	Béton RN 35 pour poutres en béton précontraint préfabriquées + hourdis + entretoises	M3	5400,00	25000,00	135000000,00
TOTAL (Poste 2)					257010000,00

Poste 3 : Acier

3,1	Acier haute adhérence Fe E50 A pour infrastructure	T	820,00	110000,00	90200000,00
3,2	Acier haute adhérence Fe E50 A pour superstructure	T	970,00	120000,00	116400000,00
3,3	Acier de précontrainte par post-tension pour les poutres	T	140,00	420000,00	58800000,00
TOTAL (Poste 3)					265400000,00

TOTAL HORS TAXES	886965000,00
T V A 19 %	168523350,00
TOTAL EN TTC	1055488350,00
Un milliard cinquante-cinq millions quatre cent quatre-vingt-huit mille trois cent cinquante	

DEVIS ESTIMATIF PONT VOUSOIRS

N ^o	DESIGNATIONS DES POSTES	U	Quantités	PRIX UNITAIRE (HT)	Montant
1	Installation de chantier et transport des matériaux, décapage de la terre végétale	F	1	200000000	200000000
Poste 1 : Pieux					
1,1	Réalisation des pieux Ø 1200mm verticaux en terrain non rocheux	M L	2 400,00	55000,00	132 000 000,00
1,2	Fourniture et mise en œuvre des tubes métalliques Ø 50/60 pour auscultation sonique	M L	7 200,00	2500,00	18 000 000,00
1,3	Essais d'auscultation sonique	U	100,00	40000,00	4 000 000,00
1,4	Recepage des pieux	U	100,00	24000,00	2 400 000,00
1,5	Essais statiques des pieux isolés sous compression axiale	U	2,00	4000000,00	8 000 000,00
TOTAL (Poste 1)					164 400 000,00

Poste 2 : Béton					
2,1	Béton de propreté de 10 cm pour fonds de fouilles	M 3	150,00	10500,00	1 575 000,00
2,3	Béton RN 27 pour semelles (piles, culées)	M 3	1 800,00	15000,00	27 000 000,00
2,4	Béton RN 27 pour piles	M 3	2 600,00	18000,00	46 800 000,00
2,5	Béton RN 27 pour culées	M 3	800,00	18000,00	14 400 000,00
2,6	Béton RN 35 pour voussoirs en béton précontraint	M 3	6 000,00	35000,00	210 000 000,00
TOTAL (Poste 2)					299 775 000,00

Poste 3 : Acier					
3,1	Acier haute adhérence Fe E50 A pour infrastructure	T	1 100,00	150000,00	165 000 000,00
3,2	Acier haute adhérence Fe E50 A pour voussoirs en béton précontraint préfabriqués	T	800,00	150000,00	120 000 000,00
3,3	Acier de précontraint par post-tension pour voussoirs préfabriqués	T	200,00	490000,00	98 000 000,00
TOTAL (Poste 3)					383 000 000,00

TOTAL HORS TAXES	1 047 175 000,00
T V A 19 %	198 963 250,00
TOTAL EN TTC	1 246 138 250,00
Un milliard deux cent quarante-six millions cent trente-huit mille deux cent cinquante	

DEVIS ESTIMATIF PONT MIXTE

N°	DESIGNATIONS DES POSTES	U	Quantités	PRIX UNITAIRE (HT)	Montant
1	Installation de chantier et transport des matériaux, décapage de la terre végétale	F	1	200000000	200000000
Poste 1 : Pieux					
1,1	Réalisation des pieux Ø 1200mm verticaux en terrain non rocheux	M L	2400,00	55000,00	132000000,00
1,2	Fourniture et mise en œuvre des tubes métalliques Ø 50/60 pour auscultation sonique	M L	7200,00	2500,00	18000000,00
1,3	Essais d'auscultation sonique	U	96,00	40000,00	3840000,00
1,4	Recepape des pieux	U	96,00	24000,00	2304000,00
1,5	Essais statiques des pieux isolés sous compression axiale	U	2,00	4000000,00	8000000,00
TOTAL (Poste 1)					164144000,00

Poste 2 : Béton					
2,1	Béton de propreté de 10 cm pour fonds de fouilles	M 3	120,00	10500,00	1260000,00
2,3	Béton RN 27 pour semelles (piles, culées)	M 3	2 150,00	17400,00	37410000,00
2,4	Béton RN 27 pour piles	M 3	1 800,00	18000,00	32400000,00
2,5	Béton RN 27 pour culées	M 3	184,00	18000,00	3312000,00
	Béton RN 35 pour la dalle	M 3	1 800,00	25000,00	45000000,00
TOTAL (Poste 2)					119382000,00

Poste 3 : Acier					
3,1	Acier haute adhérence Fe E50 A pour infrastructure	T	503,00	125000,00	62875000,00
3,2	Acier haute adhérence Fe E50 A pour superstructure	T	362,00	125000,00	45250000,00

3,4	Acier charpente métallique pour tablier	T	1000,00	480000,00	480000000,00
3,5	Assemblage et montage du tablier métallique	T	1000	80000	80000000
TOTAL (Poste 3)					668125000,00

TOTAL HORS TAXES	1151651000,00
T V A 19 %	218813690,00
TOTAL EN TTC	1370464690,00
Un milliard trois cent soixante-dix millions quatre cent soixante-quatre mille six cent quatre-vingt-dix	

Annexe E

Diagrammes des efforts internes

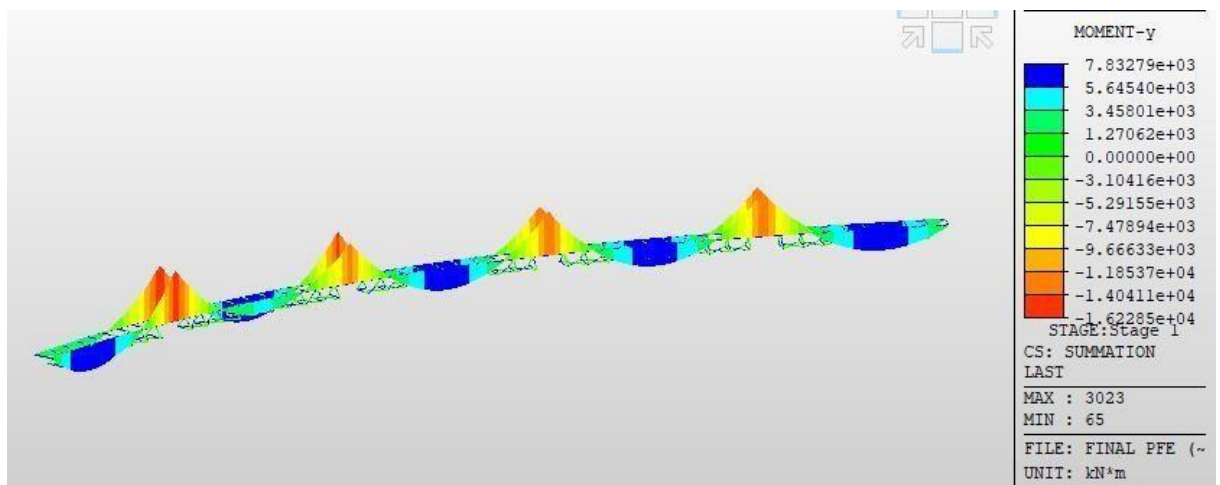


Figure 22. Moment fléchissant pour la phase de construction "Poutre seule".

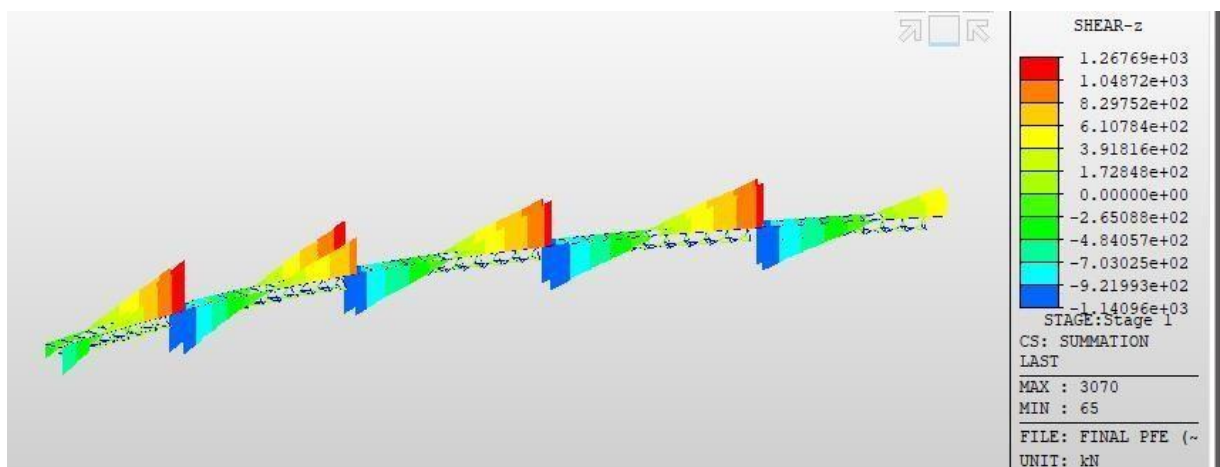


Figure 93. Effort tranchant pour la phase de construction "Poutre seule".

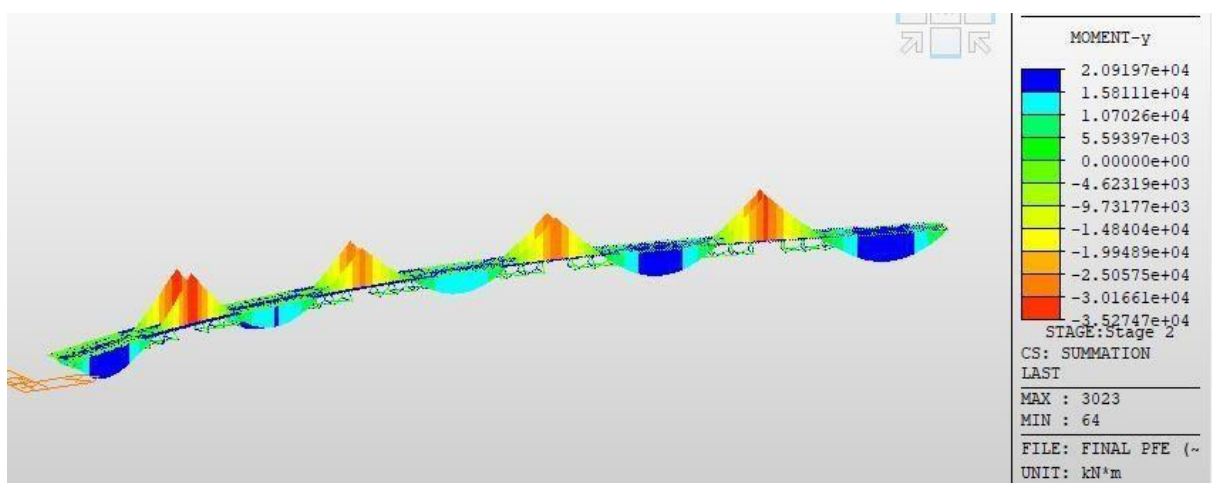


Figure 24. Moment fléchissant pour la 2ème phase de construction "Béton frais à mi-travée"

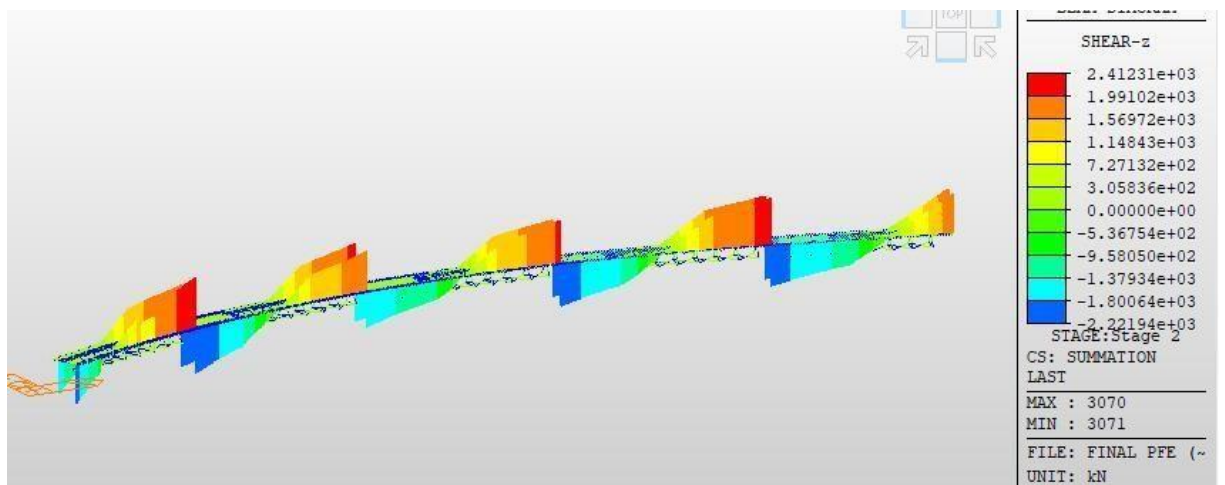


Figure 25. Effort tranchant pour la 2ème phase de construction "Béton frais à mi-travée".

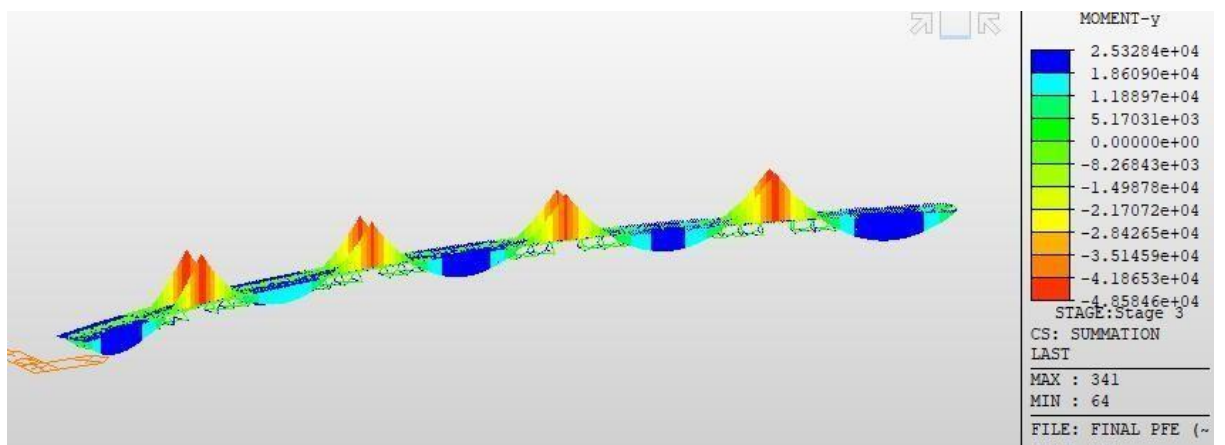


Figure 26. Moment fléchissant pour la 2ème phase de construction "Béton frais à sur appuis".

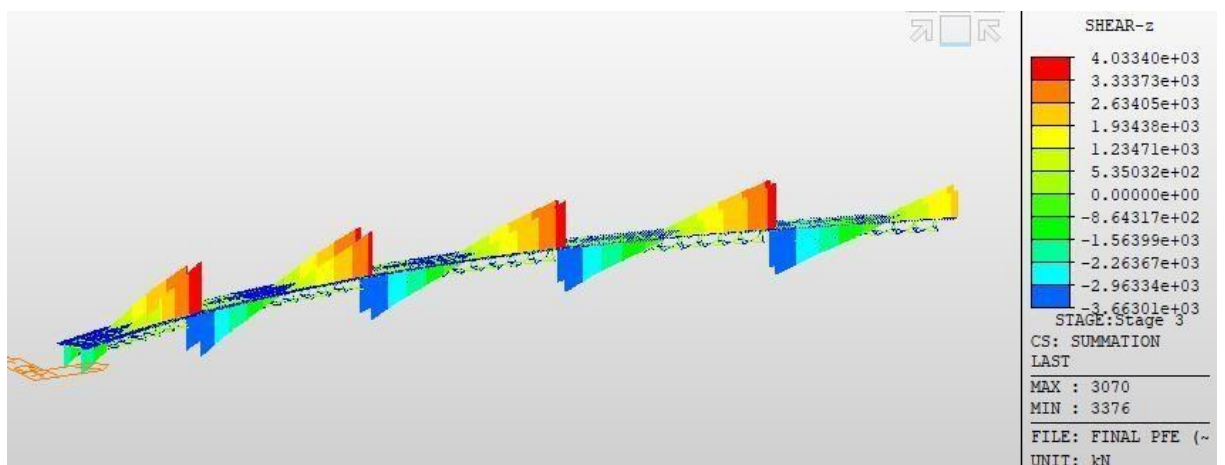


Figure 27. Effort tranchant pour la 2ème phase de construction "Béton frais sur appuis".

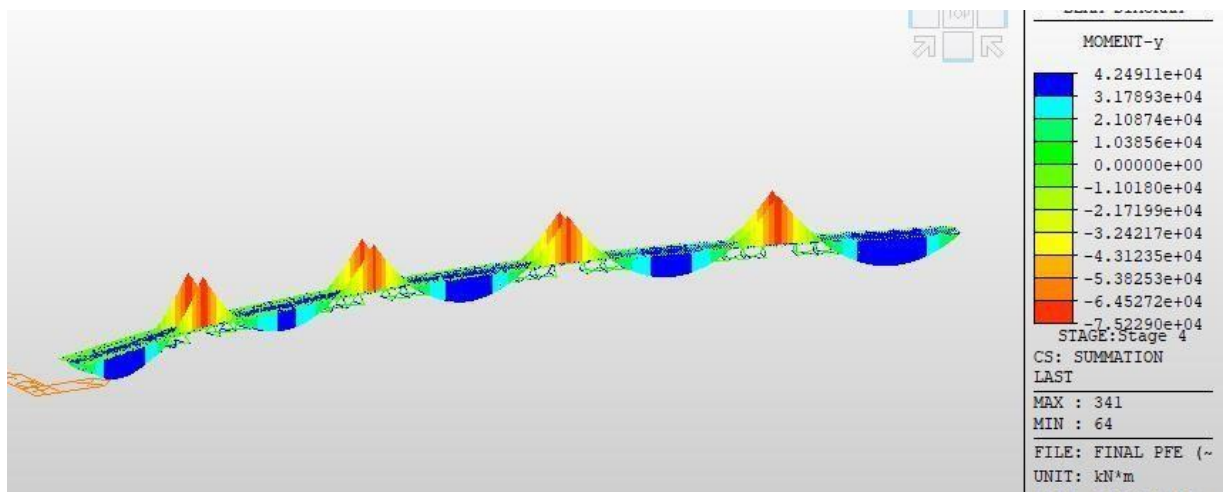


Figure 28. Moment fléchissant pour la 3ème phase de construction " G + CCP".

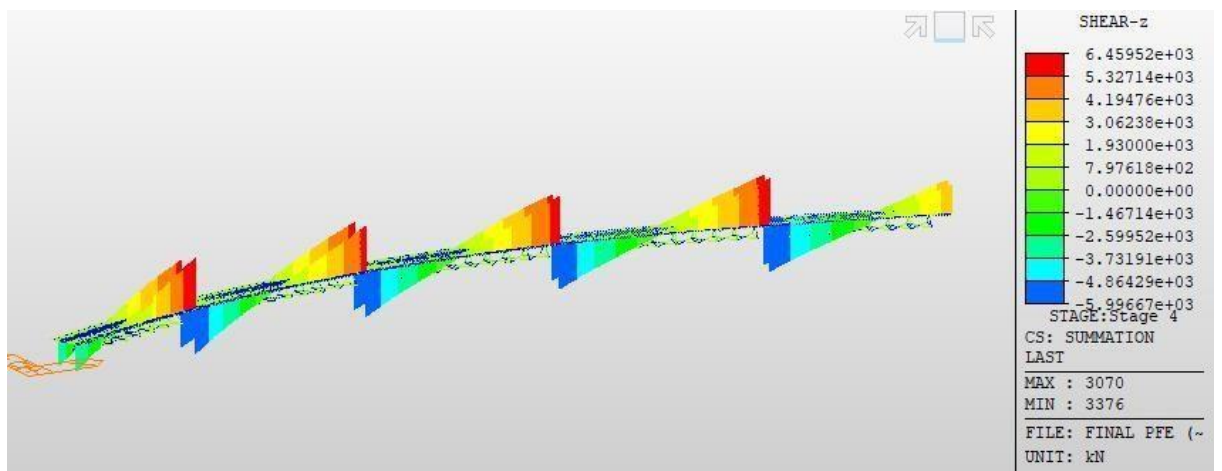


Figure 29. Effort tranchant pour la 3ème phase de construction " G + CCP".

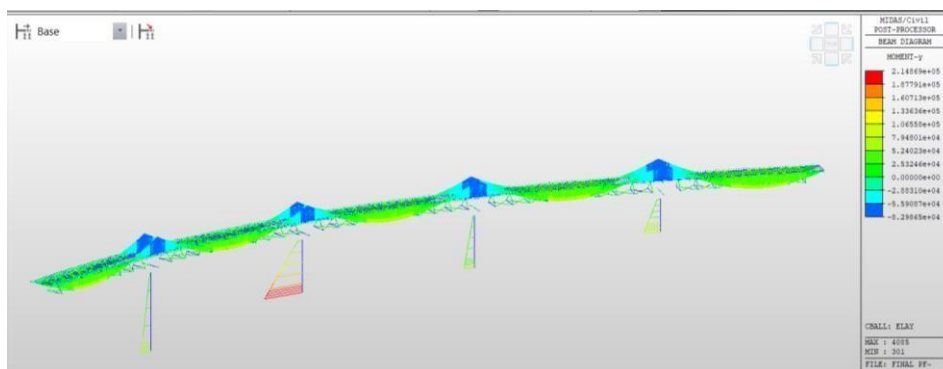


Figure 30. Diagramme du moment pour à l'ELA sous combinaison : $G+0.3 (UIC71 + SW2) + (Ex + 0.3Ey + 0.3Ez)$.

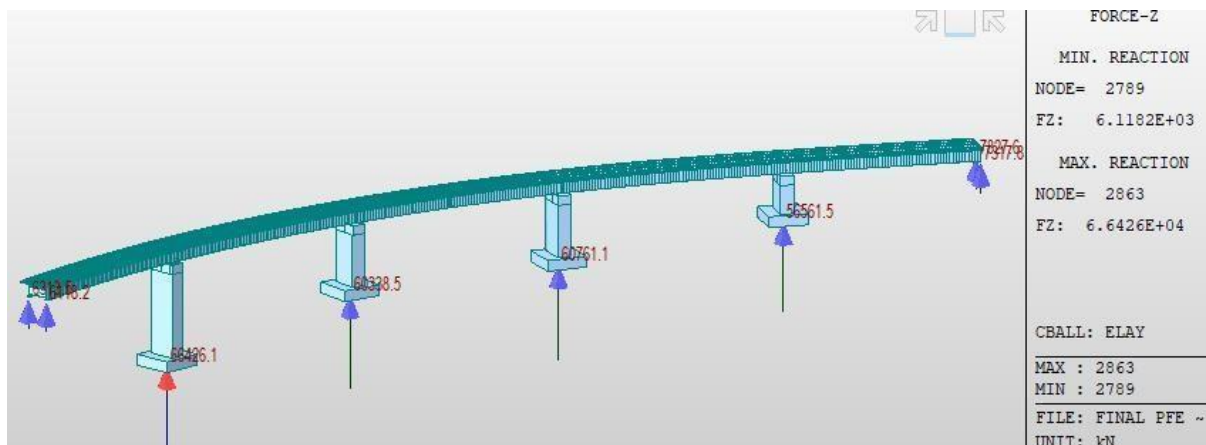


Figure 0-31. Réactions au niveau des appuis à l'ELA pour la combinaison $G+0.3 (UIC71 + SW2) + (0.3Ex + Ey + 0.3Ez) \pm 0.4T+D$.

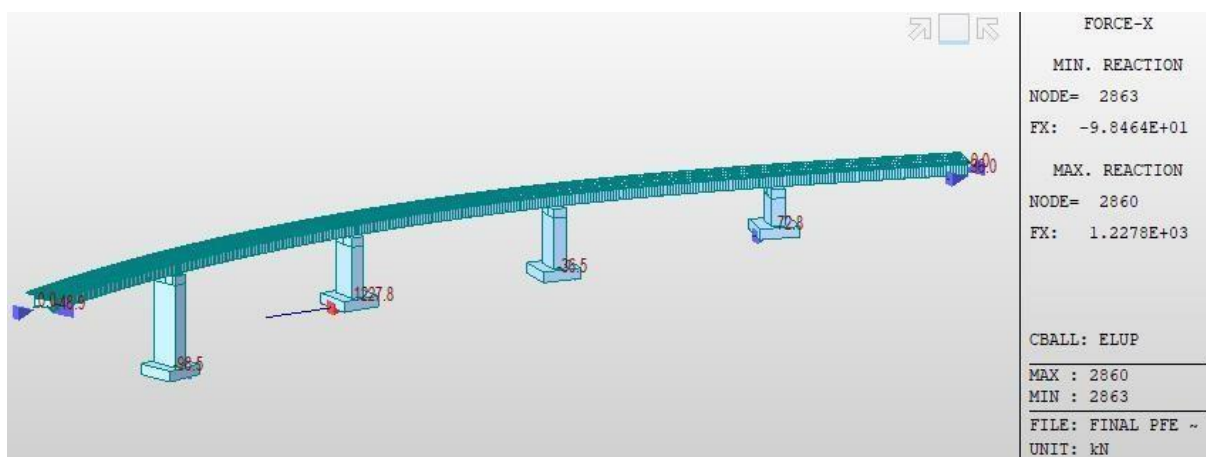


Figure 0-32. effort à la base de la pile pour la combinaison : $1.35 G+1.2 SW2+1.45 UIC71+1.2$ Freinage SW2.

Figure 103. Tableau 65. Résultats des moments fléchissant sollicitant sur le pont durant toutes les phases de construction pour chaque section et chaque combinaison [MIDAS CIVIL].

e de constr	Charge considérée		Moment sollicitant MED				
			S1	S2		S3 (appuis)	S4 (mi-travée)
Phase 1	Poutre métallique		1,271	3,458	-7,479	16,228	7,833
Phase 2	Béton Frais à mis travé		15,811	15,811	-4,623	35,275	20,92
	Béton frais sur appuis		11,89	25,328	-7,479	48,585	25,328
Phase 3	CCP + retrait		21,087	10,386	-21,72	75,229	42,491
Phase 4	ELU	1.35G+1.45 (UIC71+SW/0) ±0.9T	68,676	95,014	-63,012	168,365	121,353
		1.35G+1.45 UIC71+1.2SW/2 ±0.9T	67,12	93,94	-66,98	175,264	120,764
		1.35G+1.45 SW0 +1.2 SW/2 ±0.9T	80,39	107,82	-56,73	166,434	135,24
		1.35G+1.45 (UIC71+UIC71) ±0.9T	53,27	76,55	-63,39	156,231	99,83
		1.35G+1.45 (SW/0+SW/0) ±0.9T	53,71	74,39	-49,71	132,45	95,085
	ELS caractéristi ques	G+UIC71+SW/0+T	47,86	66,95	-47,56	123,9	86,036
		G+UIC71+SW/2+T	51,31	71,29	-48,59	128,52	91,27
		G+SW0 +SW2 + T	57,054	76,76	-41,508	120,358	96,47
		G+SW0 +SW0 + T	38,66	53,73	-36,66	96,92	68,79
		G+UIC 71 +UIC 71 + T	38,35	55,204	-45,91	113,32	72,0569
	ELS fréquent	G+0.7(UIC71+SW/0) +0.6T	40,47	57,28	-43,58	110,82	74,094
		G+0.7(UIC71+SW/2) +0.6T	42,89	60,33	-44,3	114,063	77,77
		G+0.7(SW/0+SW/2) +0.6T	46,86	64,1362	-39,48	108,56	81,4059
		G+0.7(UIC71+UIC71) +0.6T	33,74	49,011	-42,57	103,63	64,276
		G+0.7(SW/0+SW/0) +0.6T	34,011	48,03	-36,08	92,1565	62,049

Tableau 64. 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 considérée		Efforts tranchant sollicitant VED			
			S1	S2	S3 (appuis)	S4 (mi-travée)
Phase 1	Poutre métallique		0,703	0,611	1,268	0,265
Phase 2	Béton Frais à mis travé		1,99	1,801	2,412	1,148
	Béton frais sur appuis		1,934	2,634	4,033	1,934
Phase 3	CCP + retrait		4,195	3,062	6,45	1,93
Phase 4	ELU	1.35G+1.45 (UIC71+SW/0) ±0.9T	11,88	9,53	14,89	4,18
		1.35G+1.45 UIC71+1.2SW/2 ±0.9T	9,47	9,76	15,26	4,28
		1.35G+1.45 SW0 +1.2 SW/2 ±0.9T	9,81	10,4	16,18	1,74
		1.35G+1.45 (UIC71+UIC71) ±0.9T	8	8,48	13,19	1,41
		1.35G+1.45 (SW/0+SW/0) ±0.9T	7,46	8,053	12,48	1,4
	ELS caractéristiques	G+UIC71+SW/0+T	6,64	6,91	10,78	1,105
		G+UIC71+SW/2+T	7,027	7,210	11,289	1,110
		G+SW0 +SW2 + T	7,045	7,450	11,590	1,240
		G+SW0 +SW0 + T	5,4278	5,85	9,075	1,017
		G+UIC 71 +UIC 71 + T	5,8	4,44	9,56	1,028
	ELS fréquent	G+0.7(UIC71+SW/0) +0.6T	5,84	4,43	9,57	1,0061
		G+0.7(UIC71+SW/2) +0.6T	6,1178	6,35	9,92	1,011
		G+0.7(SW/0+SW/2) +0.6T	7,92	6,41	10,0023	1,037
		G+0.7(UIC71+UIC71) +0.6T	5,2592	5,61	8,71	0,95
		G+0.7(SW/0+SW/0) +0.6T	5,023	5,39	8,37	0,93

Tableau 0-2. Tableau 1 : Modes propres de la structure [MIDAS CIVIL].

MODAL PARTICIPATION MASSES PRINTOUT													
	Mo de No	TRAN-X		TRAN-Y		TRAN-Z		ROTN-X		ROTN-Y		ROTN-Z	
		MASS (%)	SUM (%)	MASS (%)	SUM (%)	MASS (%)	SUM (%)	MASS (%)	SUM (%)	MASS (%)	SUM (%)	MASS (%)	SUM (%)
	1	54.43	54.43	2.01	2.01	0.00	0.00	0.47	0.47	0.46	0.46	0.18	0.18
	2	0.00	54.43	0.00	2.01	0.00	0.00	0.00	0.48	0.00	0.46	0.00	0.18
	3	1.67	56.10	0.23	2.23	0.03	0.03	1.14	1.62	0.01	0.47	0.02	0.20
	4	1.97	58.07	21.04	23.28	0.00	0.03	4.40	6.02	0.01	0.47	26.68	26.89
	5	0.61	58.68	0.23	23.51	0.00	0.03	0.00	6.02	1.46	1.93	0.04	26.93
	6	0.25	58.93	9.06	32.57	0.01	0.03	2.94	8.96	0.00	1.93	0.02	26.94
	7	1.15	60.08	8.64	41.21	0.00	0.03	3.50	12.46	0.02	1.96	1.17	28.11
	8	5.00	65.08	0.36	41.57	0.00	0.03	0.01	12.47	0.00	1.96	0.38	28.49
	9	0.19	65.27	1.41	42.98	0.02	0.05	0.01	12.48	0.00	1.97	7.38	35.87
	10	0.26	65.52	0.43	43.41	0.24	0.29	17.27	29.75	0.03	1.99	0.14	36.01
	11	0.50	66.02	19.07	62.48	0.02	0.30	2.24	31.99	0.20	2.20	29.91	65.92
	12	0.10	66.12	0.15	62.63	0.05	0.36	0.09	32.07	42.87	45.07	0.16	66.08
	13	0.00	66.12	0.00	62.63	41.92	42.28	0.14	32.22	0.35	45.42	0.00	66.08
	14	0.00	66.12	0.22	62.85	0.03	42.31	0.35	32.57	0.03	45.45	0.21	66.29
	15	0.00	66.12	0.09	62.94	0.13	42.44	0.33	32.90	0.18	45.63	0.19	66.48
	16	0.03	66.15	0.07	63.01	0.01	42.44	0.01	32.92	0.00	45.64	0.05	66.52
	17	2.39	68.54	0.01	63.02	0.00	42.44	0.00	32.92	0.01	45.64	0.00	66.53
	18	1.69	70.22	0.00	63.02	0.00	42.45	0.03	32.95	0.04	45.69	0.00	66.53
	19	0.11	70.33	0.03	63.05	0.01	42.45	0.03	32.98	0.06	45.75	0.42	66.95
	20	0.00	70.33	0.00	63.05	0.00	42.45	0.00	32.98	0.00	45.75	0.00	66.95
	21	0.00	70.34	0.00	63.06	0.00	42.45	0.01	32.99	0.01	45.76	0.06	67.01
	22	0.00	70.34	0.00	63.06	0.00	42.45	0.00	32.99	0.00	45.76	0.00	67.01
	23	0.00	70.34	0.00	63.06	0.00	42.45	0.00	32.99	0.00	45.76	0.00	67.01
	24	0.00	70.34	0.00	63.06	0.00	42.45	0.00	32.99	0.00	45.76	0.00	67.01
	25	0.00	70.34	0.00	63.06	0.00	42.45	0.00	32.99	0.00	45.76	0.00	67.01

26	0.00	70.34	0.00	63.06	0.00	42.45	0.00	32.99	0.00	45.76	0.00	67.01
27	0.00	70.34	0.00	63.06	0.00	42.45	0.00	32.99	0.00	45.76	0.01	67.02
28	0.00	70.34	0.00	63.06	0.00	42.45	0.00	32.99	0.00	45.76	0.00	67.02
29	0.00	70.34	0.00	63.06	0.00	42.45	0.00	32.99	0.00	45.76	0.00	67.02
30	0.00	70.34	0.00	63.06	0.00	42.45	0.00	32.99	0.00	45.76	0.00	67.02
31	0.00	70.34	0.00	63.06	0.00	42.45	0.00	32.99	0.00	45.76	0.01	67.03
32	0.00	70.34	0.00	63.06	0.00	42.45	0.00	32.99	0.00	45.76	0.00	67.03
33	0.00	70.34	0.00	63.06	0.00	42.45	0.00	32.99	0.00	45.76	0.01	67.04
34	0.01	70.35	0.35	63.40	0.01	42.46	0.00	32.99	2.26	48.02	0.01	67.05
35	0.07	70.42	0.62	64.02	0.02	42.48	0.00	32.99	1.33	49.35	0.01	67.06
36	0.00	70.43	0.04	64.06	0.00	42.48	0.00	32.99	0.08	49.43	0.07	67.13
37	0.00	70.43	0.01	64.08	0.02	42.50	0.40	33.40	0.00	49.43	0.02	67.16
38	0.08	70.51	0.00	64.08	0.00	42.50	0.11	33.51	0.16	49.60	0.78	67.94
39	0.00	70.51	0.08	64.16	0.00	42.50	3.17	36.68	0.00	49.60	0.02	67.96
40	0.00	70.51	0.02	64.18	0.01	42.51	0.01	36.69	0.00	49.60	0.07	68.03
41	0.04	70.55	1.27	65.44	0.00	42.51	0.28	36.96	0.02	49.62	0.46	68.49
42	0.04	70.59	1.67	67.11	0.00	42.51	0.42	37.39	0.02	49.64	0.32	68.81
43	0.01	70.59	0.00	67.12	0.00	42.51	0.92	38.31	0.00	49.64	0.28	69.10
44	0.04	70.63	0.21	67.33	0.02	42.53	0.09	38.39	0.00	49.64	2.42	71.51
45	0.01	70.64	0.03	67.36	0.26	42.79	0.27	38.66	0.04	49.68	0.20	71.71
46	0.00	70.64	0.03	67.39	0.01	42.80	0.00	38.66	0.08	49.75	0.00	71.71
47	0.02	70.66	0.27	67.66	0.00	42.80	0.03	38.69	0.02	49.78	0.33	72.05
48	0.00	70.66	0.04	67.70	0.00	42.80	0.00	38.69	0.01	49.79	0.03	72.08
49	0.01	70.68	0.03	67.73	0.00	42.80	0.08	38.77	0.00	49.79	0.12	72.20
50	0.01	70.69	0.00	67.73	0.01	42.81	0.03	38.80	0.00	49.79	0.44	72.64
51	0.00	70.69	0.04	67.77	0.01	42.82	0.02	38.82	0.05	49.83	0.01	72.65
52	0.00	70.69	0.05	67.82	0.00	42.82	0.00	38.82	0.01	49.85	0.05	72.70
53	0.04	70.73	0.02	67.84	0.00	42.82	0.01	38.83	0.00	49.85	0.03	72.73
54	0.04	70.77	0.02	67.86	0.00	42.82	0.00	38.83	0.00	49.85	0.08	72.81

55	0.03	70.80	0.10	67.96	0.00	42.82	0.10	38.93	0.00	49.85	0.36	73.17
56	0.10	70.91	0.00	67.96	0.00	42.82	0.01	38.94	0.00	49.86	0.14	73.31
57	0.00	70.91	0.01	67.97	0.00	42.83	0.00	38.94	0.04	49.90	0.50	73.81
58	1.93	72.83	0.33	68.30	0.00	42.83	0.01	38.94	0.00	49.90	0.06	73.86
59	0.45	73.28	1.52	69.82	0.00	42.83	0.04	38.98	0.02	49.92	0.02	73.88
60	0.01	73.29	0.46	70.29	0.21	43.04	0.07	39.05	0.12	50.04	0.03	73.91
61	0.00	73.29	0.00	70.29	0.00	43.04	0.00	39.05	0.00	50.04	0.00	73.91
62	0.00	73.29	0.04	70.32	0.23	43.27	0.10	39.14	1.33	51.37	0.12	74.03
63	0.00	73.30	0.20	70.52	0.20	43.47	0.01	39.15	0.09	51.46	0.03	74.06
64	0.02	73.31	0.12	70.65	0.15	43.62	0.04	39.19	0.19	51.65	0.07	74.13
65	0.01	73.33	0.01	70.66	1.87	45.49	0.37	39.56	0.45	52.09	0.08	74.21
66	0.00	73.33	0.01	70.66	2.01	47.50	0.41	39.97	0.15	52.25	0.02	74.23
67	0.00	73.33	0.00	70.66	0.05	47.54	0.00	39.97	0.02	52.27	0.00	74.23
68	0.01	73.34	0.04	70.70	1.36	48.90	0.08	40.05	0.02	52.29	0.03	74.27
69	0.00	73.34	0.00	70.70	0.02	48.92	0.00	40.05	0.04	52.33	0.00	74.27
70	0.00	73.34	0.00	70.70	0.01	48.93	0.00	40.05	0.00	52.33	0.03	74.30
71	0.00	73.34	0.00	70.71	0.20	49.14	0.02	40.07	0.02	52.35	0.04	74.34
72	0.00	73.34	0.00	70.71	0.00	49.14	0.00	40.07	0.00	52.35	0.00	74.35
73	0.00	73.34	0.00	70.71	0.03	49.17	0.01	40.09	0.05	52.40	0.00	74.35
74	0.00	73.34	0.00	70.71	0.04	49.21	0.01	40.10	0.07	52.46	0.00	74.35
75	0.00	73.34	0.00	70.71	0.00	49.21	0.00	40.10	0.00	52.46	0.00	74.35
76	0.00	73.34	0.00	70.71	0.00	49.21	0.00	40.10	0.00	52.47	0.00	74.35
77	0.00	73.34	0.00	70.71	0.00	49.21	0.00	40.10	0.00	52.47	0.00	74.35
78	0.00	73.34	0.00	70.71	0.00	49.21	0.00	40.10	0.00	52.47	0.00	74.35
79	0.00	73.34	0.00	70.71	0.00	49.21	0.00	40.10	0.00	52.47	0.00	74.35
80	0.00	73.34	0.00	70.71	0.00	49.21	0.00	40.10	0.00	52.47	0.00	74.35
81	0.00	73.34	0.00	70.71	0.00	49.21	0.00	40.10	0.00	52.47	0.00	74.35
82	0.00	73.34	0.00	70.71	0.00	49.21	0.00	40.10	0.00	52.47	0.00	74.35
83	0.00	73.34	0.00	70.71	0.00	49.21	0.00	40.10	0.00	52.47	0.00	74.35

84	0.00	73.34	0.00	70.71	0.00	49.21	0.00	40.10	0.00	52.47	0.00	74.35
85	0.00	73.34	0.00	70.71	0.00	49.21	0.00	40.10	0.00	52.47	0.00	74.35
86	0.00	73.34	0.00	70.71	0.00	49.21	0.00	40.10	0.00	52.47	0.00	74.35
87	0.00	73.34	0.00	70.71	0.00	49.21	0.00	40.11	0.01	52.47	0.00	74.35
88	0.00	73.34	0.00	70.71	0.01	49.23	0.00	40.11	0.00	52.48	0.00	74.35
89	0.00	73.34	0.00	70.71	0.04	49.26	0.02	40.13	0.09	52.56	0.00	74.35
90	0.00	73.34	0.00	70.71	0.01	49.28	0.01	40.14	0.02	52.58	0.00	74.35
91	0.00	73.34	0.00	70.71	0.00	49.28	0.00	40.14	0.01	52.59	0.00	74.35
92	0.00	73.34	0.00	70.71	0.00	49.28	0.00	40.14	0.00	52.59	0.00	74.35
93	0.00	73.34	0.00	70.71	0.00	49.28	0.00	40.14	0.00	52.59	0.00	74.35
94	0.00	73.34	0.00	70.71	0.00	49.28	0.00	40.14	0.00	52.59	0.00	74.35
95	0.00	73.34	0.00	70.71	0.00	49.28	0.00	40.14	0.01	52.60	0.00	74.35
96	0.00	73.34	0.00	70.71	0.00	49.28	0.00	40.14	0.00	52.60	0.00	74.35
97	0.00	73.34	0.00	70.71	0.00	49.28	0.00	40.14	0.01	52.61	0.00	74.35
98	0.00	73.34	0.00	70.71	0.05	49.34	0.02	40.16	0.00	52.61	0.00	74.35
99	0.00	73.34	0.00	70.71	0.01	49.35	0.00	40.16	0.00	52.61	0.00	74.35
100	0.00	73.34	0.00	70.71	0.00	49.35	0.00	40.16	0.00	52.61	0.00	74.35
101	0.00	73.34	0.00	70.71	0.00	49.35	0.01	40.16	0.01	52.62	0.00	74.35
102	0.00	73.34	0.00	70.71	0.00	49.35	0.00	40.16	0.00	52.62	0.00	74.35
103	0.00	73.34	0.00	70.71	0.00	49.35	0.00	40.16	0.04	52.66	0.00	74.35
104	0.00	73.34	0.01	70.71	0.12	49.46	0.01	40.17	0.02	52.68	0.00	74.35
105	0.00	73.34	0.00	70.72	0.08	49.55	0.01	40.18	0.00	52.68	0.00	74.35
106	0.00	73.34	0.00	70.72	0.03	49.58	0.00	40.18	0.02	52.70	0.00	74.35
107	0.00	73.34	0.00	70.72	0.00	49.58	0.00	40.18	0.00	52.70	0.00	74.35
108	0.00	73.34	0.00	70.72	0.01	49.59	0.00	40.18	0.01	52.71	0.00	74.35
109	0.00	73.34	0.02	70.74	0.26	49.85	0.07	40.25	0.01	52.72	0.01	74.35
110	0.00	73.34	0.00	70.74	0.01	49.86	0.01	40.26	0.03	52.75	0.05	74.41
111	0.00	73.34	0.00	70.74	0.05	49.91	0.01	40.27	0.01	52.76	0.00	74.41
112	0.00	73.34	0.00	70.74	0.00	49.91	0.05	40.32	0.04	52.81	0.00	74.42

113	0.00	73.34	0.00	70.74	0.43	50.34	0.10	40.42	0.53	53.34	0.00	74.42
114	0.00	73.35	0.00	70.74	0.00	50.34	0.01	40.43	0.03	53.36	0.05	74.47
115	0.00	73.35	0.04	70.78	0.05	50.39	0.01	40.44	0.00	53.37	0.00	74.47
116	0.00	73.35	0.01	70.79	1.23	51.62	0.33	40.77	2.18	55.54	0.01	74.48
117	0.00	73.35	0.00	70.79	0.00	51.62	0.00	40.77	1.07	56.61	0.00	74.48
118	0.00	73.35	0.00	70.79	2.15	53.77	0.85	41.62	2.04	58.64	0.00	74.48
119	0.01	73.35	0.01	70.80	0.01	53.78	0.01	41.63	0.47	59.12	0.09	74.57
120	0.00	73.36	0.02	70.82	0.26	54.04	0.02	41.65	0.66	59.78	0.02	74.59
121	0.00	73.36	0.13	70.96	0.25	54.29	0.20	41.85	0.04	59.82	0.00	74.59
122	0.00	73.36	0.00	70.96	0.03	54.31	0.01	41.85	0.09	59.91	0.02	74.61
123	0.00	73.36	0.00	70.96	0.01	54.33	0.00	41.86	0.02	59.93	0.01	74.62
124	0.00	73.36	0.02	70.97	0.00	54.33	0.00	41.86	0.00	59.93	0.00	74.62
125	0.00	73.36	0.01	70.98	0.00	54.33	0.00	41.86	0.00	59.93	0.00	74.62
126	0.00	73.36	0.00	70.98	0.00	54.33	0.00	41.86	0.00	59.93	0.00	74.63
127	0.00	73.36	0.00	70.98	0.00	54.33	0.00	41.86	0.00	59.93	0.00	74.63
128	0.00	73.36	0.01	71.00	0.00	54.33	0.09	41.95	0.00	59.93	0.02	74.64
129	0.00	73.36	0.00	71.00	0.00	54.33	0.04	41.98	0.00	59.94	0.00	74.64
130	0.00	73.36	0.00	71.00	0.00	54.33	0.00	41.99	0.01	59.94	0.00	74.65
131	0.00	73.36	0.03	71.03	0.00	54.33	0.03	42.01	0.00	59.95	0.06	74.70
132	0.00	73.36	0.00	71.03	0.00	54.33	0.00	42.02	0.00	59.95	0.01	74.72
133	0.00	73.36	0.01	71.04	0.00	54.33	0.01	42.03	0.00	59.95	0.00	74.72
134	0.00	73.36	0.00	71.04	0.00	54.33	0.00	42.03	0.00	59.95	0.00	74.72
135	0.00	73.36	0.00	71.04	0.05	54.38	0.14	42.16	1.25	61.20	0.00	74.72
136	0.00	73.36	0.01	71.05	0.00	54.38	0.00	42.16	0.02	61.23	0.01	74.74
137	0.00	73.36	0.00	71.05	0.00	54.39	0.07	42.23	0.01	61.24	0.00	74.74
138	0.00	73.36	0.00	71.05	0.02	54.41	0.33	42.56	0.01	61.25	0.00	74.74
139	0.00	73.36	0.00	71.05	0.00	54.41	0.27	42.83	0.08	61.33	0.01	74.75
140	0.00	73.36	0.00	71.05	0.01	54.41	0.00	42.83	0.01	61.34	0.00	74.75
141	0.00	73.36	0.00	71.05	0.00	54.42	0.02	42.85	0.00	61.35	0.00	74.75

142	0.00	73.36	0.01	71.06	0.00	54.42	0.00	42.85	0.00	61.35	0.02	74.77
143	0.00	73.36	0.01	71.07	0.00	54.42	0.01	42.86	0.01	61.36	0.01	74.78
144	0.00	73.36	0.00	71.07	0.01	54.42	0.07	42.93	0.04	61.40	0.00	74.78
145	0.00	73.36	0.00	71.07	0.00	54.42	0.01	42.94	0.01	61.41	0.01	74.78
146	0.00	73.36	0.00	71.07	0.00	54.43	0.01	42.96	0.00	61.42	0.00	74.78
147	0.00	73.37	0.02	71.08	0.00	54.43	0.00	42.96	0.00	61.42	0.02	74.81
148	0.01	73.37	0.13	71.22	0.00	54.43	0.00	42.96	0.01	61.42	0.20	75.01
149	0.04	73.42	0.90	72.12	0.01	54.44	0.03	42.99	0.00	61.43	1.33	76.34
150	0.02	73.43	0.36	72.48	0.01	54.44	0.01	43.00	0.00	61.43	0.50	76.84
151	0.00	73.43	0.00	72.48	0.00	54.44	0.00	43.00	0.00	61.43	0.00	76.84
152	0.00	73.43	0.00	72.48	0.00	54.44	0.00	43.00	0.00	61.43	0.00	76.84
153	0.00	73.44	0.01	72.49	0.00	54.45	0.00	43.01	0.00	61.44	0.04	76.88
154	0.00	73.44	0.01	72.49	0.00	54.45	0.00	43.01	0.00	61.44	0.01	76.89
155	0.02	73.46	0.27	72.76	0.00	54.45	0.00	43.01	0.00	61.44	0.51	77.40
156	0.00	73.46	0.00	72.76	0.00	54.45	0.00	43.01	0.00	61.44	0.01	77.41
157	0.00	73.46	0.07	72.84	0.00	54.45	0.00	43.01	0.00	61.44	0.12	77.53
158	0.01	73.47	0.09	72.93	0.02	54.47	0.00	43.01	0.00	61.44	0.22	77.75
159	0.00	73.47	0.01	72.94	0.53	55.00	0.01	43.02	0.64	62.08	0.01	77.76
160	0.00	73.47	0.02	72.95	0.73	55.72	0.04	43.06	0.82	62.90	0.03	77.79
161	0.00	73.47	0.00	72.96	0.70	56.43	0.06	43.12	0.17	63.07	0.00	77.79
162	0.00	73.47	0.00	72.96	0.04	56.47	0.00	43.12	0.06	63.13	0.00	77.80
163	0.00	73.47	0.00	72.96	0.03	56.50	0.06	43.18	0.01	63.13	0.00	77.80
164	0.00	73.47	0.00	72.96	0.00	56.50	0.00	43.18	0.00	63.13	0.00	77.80
165	0.00	73.47	0.00	72.96	0.00	56.50	0.00	43.18	0.00	63.13	0.00	77.80
166	0.00	73.47	0.00	72.97	2.31	58.81	0.01	43.19	1.35	64.49	0.00	77.80
167	0.00	73.47	0.00	72.97	0.63	59.43	0.01	43.20	0.24	64.72	0.00	77.80
168	0.00	73.47	0.00	72.97	0.00	59.44	0.00	43.20	0.01	64.73	0.00	77.80
169	0.00	73.47	0.00	72.97	0.01	59.45	0.00	43.20	0.02	64.75	0.00	77.80
170	0.00	73.47	0.01	72.97	0.03	59.48	0.02	43.22	0.00	64.75	0.00	77.81

171	0.00	73.47	0.00	72.97	2.08	61.56	0.71	43.93	0.28	65.04	0.00	77.81
172	0.00	73.47	0.00	72.97	0.00	61.56	0.00	43.93	0.00	65.04	0.00	77.81
173	0.00	73.47	0.02	72.99	0.03	61.59	0.01	43.94	0.03	65.07	0.02	77.83
174	0.00	73.48	0.01	73.01	0.00	61.59	0.00	43.94	0.00	65.07	0.03	77.86
175	0.00	73.48	0.00	73.01	0.04	61.63	0.00	43.94	0.02	65.09	0.00	77.86
176	0.00	73.48	0.00	73.01	0.51	62.14	0.00	43.94	0.52	65.61	0.00	77.86
177	0.00	73.48	0.00	73.01	0.01	62.15	0.00	43.94	0.00	65.61	0.00	77.86
178	0.00	73.48	0.00	73.01	0.08	62.23	0.01	43.95	0.22	65.83	0.00	77.86
179	0.00	73.48	0.00	73.01	0.00	62.23	0.00	43.95	0.00	65.83	0.00	77.86
180	0.00	73.48	0.00	73.01	0.00	62.23	0.00	43.95	0.00	65.83	0.00	77.86
181	0.00	73.48	0.01	73.02	0.02	62.25	0.00	43.95	0.01	65.84	0.01	77.87
182	0.00	73.48	0.00	73.02	0.01	62.26	0.00	43.95	0.01	65.85	0.00	77.87
183	0.00	73.48	0.00	73.02	0.01	62.26	0.00	43.96	0.01	65.85	0.00	77.87
184	0.00	73.48	0.00	73.02	0.00	62.27	0.01	43.96	0.00	65.86	0.00	77.87
185	0.00	73.48	0.00	73.02	0.00	62.27	0.01	43.97	0.01	65.87	0.00	77.87
186	0.00	73.48	0.00	73.02	0.00	62.27	0.01	43.98	0.01	65.87	0.00	77.87
187	0.00	73.48	0.01	73.02	0.02	62.28	0.00	43.98	0.01	65.89	0.00	77.87
188	0.00	73.48	0.00	73.03	0.00	62.28	0.00	43.98	0.00	65.89	0.01	77.88
189	0.00	73.48	0.00	73.03	0.01	62.30	0.01	44.00	0.05	65.93	0.00	77.88
190	0.00	73.48	0.03	73.05	0.02	62.31	0.00	44.00	0.00	65.94	0.02	77.90
191	0.00	73.48	0.01	73.06	0.06	62.37	0.05	44.05	0.09	66.03	0.00	77.91
192	0.00	73.48	0.00	73.06	0.00	62.37	0.00	44.05	0.00	66.03	0.00	77.91
193	0.00	73.48	0.00	73.07	0.00	62.37	0.00	44.05	0.00	66.03	0.00	77.91
194	0.00	73.48	0.00	73.07	0.02	62.39	0.02	44.07	0.05	66.09	0.00	77.91
195	0.00	73.48	0.00	73.07	0.41	62.80	0.36	44.43	1.47	67.55	0.00	77.91
196	0.00	73.48	0.01	73.08	0.01	62.81	0.01	44.44	0.01	67.56	0.00	77.91
197	0.00	73.48	0.00	73.08	0.00	62.81	0.00	44.44	0.00	67.57	0.01	77.92
198	0.00	73.48	0.00	73.08	0.00	62.81	0.00	44.44	0.01	67.57	0.00	77.92
199	0.00	73.48	0.01	73.08	0.00	62.81	0.00	44.45	0.00	67.57	0.03	77.95

200	0.00	73.48	0.03	73.11	0.00	62.81	0.00	44.45	0.00	67.58	0.00	77.96
201	0.00	73.48	0.00	73.11	0.00	62.82	0.00	44.45	0.00	67.58	0.00	77.96
202	0.00	73.48	0.01	73.13	0.01	62.82	0.01	44.46	0.00	67.58	0.00	77.96
203	0.00	73.48	0.01	73.13	0.01	62.83	0.00	44.46	0.00	67.58	0.01	77.97
204	0.00	73.48	0.00	73.13	0.01	62.84	0.01	44.47	0.06	67.64	0.00	77.97
205	0.00	73.48	0.02	73.15	0.00	62.84	0.00	44.47	0.01	67.65	0.00	77.97
206	0.00	73.48	0.00	73.16	0.00	62.84	0.01	44.48	0.01	67.66	0.00	77.97
207	0.00	73.48	0.01	73.16	0.00	62.85	0.00	44.48	0.01	67.67	0.00	77.97
208	0.00	73.48	0.00	73.16	0.02	62.86	0.01	44.49	0.02	67.68	0.00	77.97
209	0.00	73.48	0.01	73.17	0.02	62.88	0.00	44.50	0.00	67.69	0.00	77.97
210	0.00	73.48	0.00	73.17	0.00	62.88	0.00	44.50	0.00	67.69	0.00	77.97
211	0.00	73.48	0.00	73.17	0.01	62.89	0.01	44.51	0.01	67.70	0.00	77.97
212	0.00	73.48	0.00	73.17	0.08	62.97	0.02	44.52	0.03	67.72	0.00	77.97
213	0.00	73.48	0.00	73.17	0.01	62.99	0.00	44.53	0.01	67.73	0.00	77.97
214	0.00	73.48	0.00	73.18	0.00	62.99	0.00	44.53	0.00	67.73	0.01	77.98
215	0.00	73.48	0.00	73.18	0.01	63.00	0.00	44.53	0.00	67.73	0.00	77.98
216	0.00	73.48	0.00	73.18	0.00	63.00	0.00	44.53	0.00	67.73	0.00	77.98
217	0.00	73.48	0.00	73.18	0.00	63.01	0.00	44.53	0.00	67.73	0.00	77.98
218	0.00	73.48	0.00	73.18	0.00	63.01	0.00	44.53	0.00	67.74	0.00	77.98
219	0.00	73.48	0.00	73.18	0.00	63.01	0.00	44.54	0.00	67.74	0.00	77.98
220	0.00	73.48	0.00	73.18	0.00	63.01	0.00	44.54	0.00	67.74	0.00	77.98
221	0.00	73.48	0.00	73.18	0.00	63.01	0.00	44.54	0.00	67.74	0.00	77.98
222	0.00	73.48	0.00	73.18	0.00	63.01	0.00	44.54	0.00	67.75	0.00	77.98
223	0.00	73.48	0.00	73.18	0.00	63.01	0.00	44.54	0.01	67.75	0.00	77.98
224	0.00	73.48	0.00	73.18	0.00	63.02	0.00	44.54	0.00	67.75	0.00	77.99
225	0.00	73.48	0.00	73.18	0.00	63.02	0.00	44.54	0.00	67.75	0.00	77.99
226	0.00	73.48	0.00	73.18	0.00	63.02	0.00	44.54	0.00	67.76	0.00	77.99
227	0.00	73.48	0.00	73.18	0.00	63.02	0.00	44.54	0.01	67.76	0.00	77.99
228	0.00	73.48	0.00	73.18	0.00	63.02	0.02	44.56	0.17	67.93	0.00	77.99

229	0.00	73.48	0.00	73.18	0.00	63.02	0.00	44.56	0.00	67.93	0.00	77.99
230	0.00	73.48	0.00	73.18	0.00	63.02	0.00	44.56	0.03	67.96	0.00	77.99
231	0.00	73.48	0.00	73.18	0.00	63.02	0.00	44.56	0.02	67.98	0.00	77.99
232	0.00	73.48	0.00	73.19	0.03	63.05	0.00	44.56	0.04	68.02	0.01	77.99
233	0.00	73.48	0.00	73.19	0.02	63.07	0.00	44.56	0.02	68.04	0.00	78.00
234	0.00	73.48	0.00	73.19	0.14	63.21	0.00	44.56	0.14	68.18	0.00	78.00
235	0.00	73.48	0.00	73.19	0.02	63.22	0.00	44.56	0.00	68.18	0.00	78.00
236	0.00	73.48	0.01	73.19	0.00	63.22	0.02	44.58	0.04	68.22	0.01	78.00
237	0.00	73.48	0.00	73.19	0.00	63.23	0.02	44.60	0.05	68.27	0.00	78.00
238	0.00	73.48	0.00	73.19	0.10	63.33	0.09	44.70	0.33	68.60	0.00	78.00
239	0.00	73.48	0.00	73.19	0.46	63.79	0.44	45.14	1.12	69.73	0.00	78.00
240	0.00	73.48	0.00	73.19	0.14	63.94	0.01	45.15	0.00	69.73	0.00	78.00
241	0.00	73.48	0.00	73.19	0.59	64.53	0.17	45.32	0.00	69.73	0.01	78.01
242	0.00	73.48	0.00	73.20	0.08	64.60	0.09	45.41	0.03	69.76	0.00	78.02
243	0.00	73.49	0.02	73.21	0.07	64.68	0.04	45.45	0.07	69.83	0.05	78.07
244	0.00	73.49	0.00	73.21	0.00	64.68	0.00	45.45	0.00	69.83	0.00	78.07
245	0.00	73.49	0.00	73.22	0.01	64.69	0.02	45.47	0.02	69.85	0.02	78.09
246	0.00	73.49	0.00	73.22	0.00	64.69	0.04	45.51	0.02	69.87	0.00	78.09
247	0.00	73.49	0.00	73.22	0.00	64.69	0.00	45.51	0.01	69.89	0.00	78.09
248	0.00	73.49	0.00	73.22	0.00	64.69	0.00	45.51	0.00	69.89	0.01	78.10
249	0.00	73.49	0.00	73.22	0.01	64.70	0.01	45.53	0.01	69.89	0.00	78.10
250	0.00	73.49	0.00	73.23	0.02	64.72	0.00	45.53	0.00	69.89	0.00	78.10
251	0.00	73.49	0.00	73.23	0.31	65.04	0.02	45.54	0.03	69.92	0.01	78.11
252	0.00	73.49	0.00	73.23	0.52	65.56	0.14	45.68	0.03	69.95	0.01	78.11
253	0.00	73.49	0.00	73.23	0.05	65.60	0.01	45.69	0.02	69.97	0.01	78.12
254	0.00	73.49	0.00	73.24	0.18	65.78	0.06	45.75	0.01	69.98	0.00	78.12
255	0.00	73.49	0.00	73.24	0.01	65.79	0.00	45.75	0.00	69.98	0.01	78.13
256	0.00	73.49	0.00	73.24	0.01	65.80	0.02	45.77	0.00	69.98	0.00	78.13
257	0.00	73.49	0.00	73.24	0.05	65.84	0.04	45.81	0.00	69.98	0.01	78.13

258	0.00	73.49	0.00	73.24	0.01	65.86	0.00	45.81	0.00	69.98	0.00	78.13
259	0.00	73.49	0.00	73.24	0.00	65.86	0.00	45.81	0.00	69.98	0.00	78.13
260	0.00	73.49	0.00	73.24	0.04	65.90	0.03	45.84	0.00	69.98	0.00	78.14
261	0.00	73.49	0.00	73.24	0.00	65.90	0.03	45.86	0.01	69.99	0.00	78.14
262	0.00	73.49	0.00	73.24	0.05	65.95	0.00	45.86	0.00	69.99	0.00	78.14
263	0.00	73.49	0.00	73.24	0.00	65.95	0.02	45.88	0.00	69.99	0.00	78.14
264	0.00	73.49	0.00	73.24	0.00	65.96	0.01	45.89	0.00	69.99	0.00	78.14
265	0.00	73.49	0.00	73.25	0.01	65.97	0.00	45.89	0.00	69.99	0.00	78.14
266	0.00	73.49	0.00	73.25	0.00	65.97	0.00	45.89	0.00	69.99	0.00	78.14
267	0.00	73.49	0.00	73.25	0.04	66.00	0.00	45.89	0.02	70.01	0.00	78.14
268	0.00	73.49	0.00	73.25	0.01	66.01	0.00	45.89	0.01	70.03	0.00	78.15
269	0.00	73.49	0.00	73.25	0.01	66.02	0.01	45.90	0.00	70.03	0.02	78.16
270	0.00	73.49	0.00	73.25	0.02	66.04	0.01	45.91	0.00	70.03	0.00	78.16
271	0.00	73.49	0.00	73.25	0.04	66.07	0.01	45.92	0.01	70.03	0.00	78.16
272	0.00	73.49	0.00	73.25	0.00	66.08	0.00	45.92	0.00	70.04	0.00	78.16
273	0.00	73.49	0.00	73.25	0.11	66.19	0.03	45.95	0.01	70.05	0.00	78.16
274	0.00	73.49	0.00	73.25	1.30	67.50	0.28	46.23	0.13	70.18	0.00	78.16
275	0.00	73.49	0.00	73.25	0.03	67.52	0.00	46.23	0.00	70.18	0.00	78.16
276	0.00	73.49	0.00	73.25	0.61	68.14	0.13	46.36	0.06	70.24	0.00	78.16
277	0.00	73.49	0.00	73.25	0.00	68.14	0.00	46.36	0.00	70.24	0.00	78.16
278	0.00	73.49	0.00	73.25	0.00	68.14	0.00	46.36	0.00	70.24	0.00	78.16
279	0.00	73.49	0.00	73.25	0.00	68.15	0.00	46.36	0.00	70.24	0.00	78.16
280	0.00	73.49	0.00	73.25	0.00	68.15	0.01	46.37	0.00	70.25	0.00	78.16
281	0.00	73.49	0.00	73.25	0.13	68.28	0.04	46.41	0.01	70.25	0.00	78.16
282	0.00	73.49	0.00	73.25	0.01	68.28	0.00	46.42	0.00	70.26	0.00	78.16
283	0.00	73.49	0.00	73.25	0.02	68.31	0.01	46.43	0.00	70.26	0.00	78.17
284	0.00	73.49	0.00	73.25	0.04	68.35	0.02	46.44	0.00	70.26	0.00	78.17
285	0.00	73.49	0.00	73.25	0.02	68.37	0.00	46.45	0.00	70.26	0.00	78.17
286	0.00	73.49	0.00	73.25	0.01	68.38	0.00	46.45	0.00	70.26	0.00	78.17

287	0.00	73.49	0.00	73.25	0.00	68.38	0.00	46.45	0.01	70.27	0.00	78.17
288	0.00	73.49	0.00	73.25	0.00	68.38	0.00	46.45	0.01	70.28	0.00	78.17
289	0.00	73.49	0.00	73.25	0.00	68.38	0.00	46.45	0.01	70.29	0.00	78.17
290	0.00	73.49	0.00	73.25	0.01	68.39	0.00	46.45	0.02	70.31	0.00	78.17
291	0.00	73.49	0.00	73.25	0.02	68.41	0.01	46.47	0.23	70.54	0.00	78.17
292	0.00	73.49	0.00	73.25	0.00	68.41	0.00	46.47	0.00	70.54	0.00	78.17
293	0.00	73.49	0.00	73.25	0.01	68.42	0.00	46.47	0.08	70.61	0.00	78.17
294	0.00	73.49	0.00	73.25	0.00	68.43	0.00	46.47	0.00	70.62	0.00	78.17
295	0.00	73.49	0.00	73.25	0.01	68.43	0.01	46.48	0.01	70.62	0.00	78.17
296	0.00	73.49	0.00	73.25	0.02	68.45	0.00	46.48	0.02	70.65	0.00	78.17
297	0.00	73.49	0.00	73.25	0.00	68.45	0.00	46.48	0.01	70.65	0.00	78.17
298	0.00	73.49	0.00	73.25	0.00	68.45	0.00	46.48	0.00	70.65	0.00	78.17
299	0.00	73.49	0.00	73.25	0.00	68.45	0.00	46.48	0.00	70.66	0.00	78.17
300	0.00	73.49	0.00	73.25	0.04	68.49	0.00	46.48	0.00	70.66	0.00	78.17
301	0.00	73.49	0.00	73.25	0.01	68.50	0.00	46.49	0.01	70.66	0.00	78.17
302	0.00	73.49	0.00	73.26	0.02	68.52	0.00	46.49	0.00	70.66	0.00	78.17
303	0.00	73.49	0.00	73.26	0.00	68.53	0.00	46.49	0.01	70.67	0.00	78.17
304	0.00	73.49	0.00	73.26	0.00	68.53	0.00	46.49	0.03	70.70	0.00	78.17
305	0.00	73.49	0.00	73.26	0.00	68.53	0.00	46.49	0.01	70.71	0.00	78.17
306	0.00	73.49	0.00	73.26	0.00	68.53	0.00	46.49	0.00	70.71	0.00	78.17
307	0.00	73.49	0.00	73.26	0.00	68.53	0.00	46.49	0.02	70.73	0.00	78.17
308	0.00	73.49	0.00	73.26	0.01	68.54	0.00	46.49	0.00	70.73	0.00	78.17
309	0.00	73.49	0.00	73.26	0.00	68.54	0.00	46.49	0.00	70.73	0.00	78.17
310	0.00	73.49	0.00	73.26	0.01	68.55	0.00	46.49	0.00	70.73	0.00	78.17
311	0.00	73.49	0.00	73.26	0.00	68.55	0.00	46.49	0.00	70.73	0.00	78.17
312	0.00	73.49	0.00	73.26	0.01	68.56	0.00	46.49	0.01	70.74	0.00	78.17
313	0.00	73.49	0.00	73.26	0.00	68.56	0.00	46.50	0.02	70.75	0.00	78.17
314	0.00	73.49	0.00	73.26	0.04	68.60	0.01	46.51	0.00	70.76	0.00	78.17
315	0.00	73.49	0.00	73.26	0.00	68.60	0.03	46.54	0.00	70.76	0.00	78.17

316	0.00	73.49	0.00	73.26	0.00	68.60	0.00	46.54	0.01	70.77	0.00	78.17
317	0.00	73.49	0.00	73.26	0.00	68.61	0.00	46.54	0.00	70.77	0.00	78.17
318	0.00	73.49	0.00	73.26	0.00	68.61	0.01	46.55	0.01	70.78	0.00	78.17
319	0.00	73.49	0.00	73.26	0.02	68.63	0.00	46.55	0.01	70.79	0.00	78.17
320	0.00	73.49	0.00	73.26	0.00	68.63	0.01	46.56	0.05	70.84	0.00	78.17
321	0.00	73.49	0.00	73.26	0.00	68.63	0.00	46.57	0.01	70.85	0.00	78.17
322	0.00	73.49	0.00	73.26	0.03	68.66	0.00	46.57	0.01	70.85	0.00	78.17
323	0.00	73.49	0.00	73.26	0.00	68.66	0.01	46.58	0.03	70.88	0.00	78.17
324	0.00	73.49	0.00	73.26	0.01	68.67	0.00	46.58	0.00	70.88	0.00	78.17
325	0.00	73.49	0.00	73.26	0.03	68.70	0.00	46.58	0.00	70.88	0.00	78.17
326	0.00	73.49	0.00	73.26	0.03	68.74	0.00	46.58	0.01	70.89	0.00	78.17
327	0.00	73.49	0.00	73.26	0.00	68.74	0.00	46.58	0.01	70.90	0.00	78.18
328	0.00	73.49	0.00	73.26	0.01	68.74	0.00	46.58	0.00	70.91	0.00	78.18
329	0.00	73.49	0.00	73.26	0.00	68.75	0.00	46.58	0.00	70.91	0.00	78.18
330	0.00	73.49	0.00	73.26	0.03	68.77	0.00	46.58	0.03	70.94	0.00	78.18
331	0.00	73.49	0.00	73.26	0.11	68.88	0.08	46.66	0.01	70.95	0.00	78.18
332	0.00	73.49	0.00	73.26	0.01	68.89	0.00	46.66	0.00	70.95	0.00	78.18
333	0.00	73.49	0.00	73.26	0.03	68.92	0.00	46.66	0.00	70.95	0.00	78.18
334	0.00	73.49	0.00	73.26	0.00	68.93	0.00	46.66	0.00	70.95	0.00	78.18
335	0.00	73.49	0.00	73.26	0.00	68.93	0.00	46.66	0.00	70.95	0.00	78.18
336	0.00	73.49	0.00	73.26	0.00	68.93	0.00	46.66	0.01	70.96	0.00	78.18
337	0.00	73.49	0.00	73.26	0.00	68.93	0.00	46.66	0.00	70.96	0.00	78.18
338	0.00	73.49	0.00	73.26	0.00	68.93	0.00	46.67	0.00	70.96	0.00	78.18
339	0.00	73.49	0.00	73.26	0.00	68.93	0.00	46.67	0.01	70.97	0.00	78.18
340	0.00	73.49	0.00	73.26	0.00	68.93	0.00	46.67	0.00	70.97	0.00	78.18
341	0.00	73.49	0.00	73.26	0.00	68.93	0.01	46.68	0.01	70.98	0.00	78.18
342	0.00	73.49	0.00	73.26	0.00	68.93	0.00	46.68	0.00	70.98	0.00	78.18
343	0.00	73.49	0.00	73.26	0.00	68.93	0.00	46.68	0.00	70.98	0.00	78.18
344	0.00	73.49	0.00	73.27	0.00	68.93	0.00	46.68	0.00	70.98	0.00	78.18

345	0.00	73.49	0.00	73.27	0.03	68.97	0.00	46.68	0.02	71.00	0.00	78.18
346	0.00	73.49	0.00	73.27	0.01	68.98	0.00	46.68	0.01	71.01	0.00	78.18
347	0.00	73.49	0.00	73.27	0.03	69.01	0.03	46.72	0.02	71.03	0.00	78.18
348	0.00	73.49	0.00	73.27	0.00	69.01	0.00	46.72	0.00	71.03	0.00	78.18
349	0.00	73.49	0.00	73.27	0.06	69.07	0.00	46.72	0.01	71.04	0.00	78.18
350	0.00	73.49	0.00	73.27	0.01	69.08	0.00	46.72	0.00	71.04	0.00	78.18
351	0.00	73.49	0.00	73.27	0.06	69.15	0.02	46.73	0.01	71.05	0.00	78.18
352	0.00	73.49	0.00	73.27	0.01	69.16	0.01	46.74	0.00	71.05	0.00	78.18
353	0.00	73.49	0.01	73.27	0.00	69.17	0.00	46.75	0.00	71.05	0.00	78.18
354	0.00	73.49	0.00	73.27	0.05	69.22	0.02	46.77	0.00	71.05	0.00	78.18
355	0.00	73.49	0.00	73.27	0.00	69.22	0.00	46.77	0.00	71.05	0.00	78.18
356	0.00	73.49	0.00	73.27	0.00	69.22	0.00	46.77	0.00	71.05	0.00	78.18
357	0.00	73.49	0.00	73.27	0.00	69.22	0.00	46.77	0.00	71.05	0.00	78.18
358	0.00	73.49	0.00	73.27	0.00	69.22	0.00	46.77	0.00	71.05	0.00	78.18
359	0.00	73.49	0.00	73.28	0.03	69.25	0.00	46.78	0.00	71.05	0.00	78.18
360	0.00	73.49	0.00	73.28	0.00	69.26	0.00	46.78	0.00	71.05	0.00	78.18
361	0.00	73.49	0.00	73.28	0.00	69.26	0.00	46.78	0.00	71.06	0.00	78.18
362	0.00	73.49	0.00	73.28	0.01	69.26	0.00	46.78	0.00	71.06	0.00	78.19
363	0.00	73.49	0.00	73.28	0.00	69.26	0.00	46.78	0.00	71.06	0.00	78.19
364	0.00	73.49	0.00	73.28	0.01	69.28	0.00	46.78	0.00	71.06	0.00	78.19
365	0.00	73.49	0.00	73.28	0.01	69.28	0.01	46.79	0.00	71.06	0.00	78.19
366	0.00	73.49	0.00	73.28	0.00	69.28	0.01	46.80	0.00	71.06	0.00	78.19
367	0.00	73.49	0.00	73.28	0.02	69.30	0.00	46.80	0.00	71.06	0.00	78.19
368	0.00	73.49	0.00	73.28	0.00	69.31	0.00	46.80	0.00	71.06	0.00	78.19
369	0.00	73.49	0.00	73.28	0.01	69.31	0.00	46.80	0.00	71.06	0.00	78.19
370	0.00	73.49	0.00	73.28	0.00	69.31	0.00	46.80	0.01	71.07	0.00	78.19
371	0.00	73.49	0.00	73.28	0.10	69.41	0.00	46.81	0.01	71.08	0.00	78.19
372	0.00	73.49	0.00	73.28	0.00	69.41	0.00	46.81	0.01	71.09	0.00	78.19
373	0.00	73.49	0.00	73.28	0.00	69.41	0.00	46.81	0.00	71.09	0.00	78.19

374	0.00	73.49	0.00	73.28	0.00	69.42	0.00	46.81	0.00	71.09	0.00	78.19
375	0.00	73.49	0.00	73.29	0.00	69.42	0.00	46.81	0.00	71.09	0.00	78.19
376	0.00	73.49	0.00	73.29	0.00	69.42	0.00	46.81	0.01	71.10	0.00	78.19
377	0.00	73.49	0.00	73.29	0.01	69.42	0.00	46.81	0.01	71.10	0.00	78.19
378	0.00	73.49	0.00	73.29	0.03	69.45	0.01	46.82	0.00	71.11	0.00	78.19
379	0.00	73.49	0.01	73.29	0.02	69.47	0.02	46.84	0.00	71.11	0.00	78.19
380	0.00	73.49	0.00	73.29	0.00	69.47	0.00	46.84	0.00	71.11	0.00	78.19
381	0.00	73.49	0.00	73.29	0.00	69.47	0.00	46.84	0.00	71.11	0.00	78.19
382	0.00	73.49	0.00	73.29	0.00	69.47	0.00	46.85	0.00	71.11	0.00	78.19
383	0.00	73.49	0.00	73.29	0.00	69.47	0.00	46.85	0.00	71.12	0.00	78.19
384	0.00	73.49	0.00	73.29	0.00	69.47	0.00	46.85	0.00	71.12	0.00	78.19
385	0.00	73.49	0.00	73.29	0.00	69.47	0.00	46.85	0.00	71.12	0.00	78.19
386	0.00	73.49	0.00	73.29	0.00	69.47	0.00	46.85	0.00	71.12	0.00	78.19
387	0.00	73.49	0.00	73.30	0.00	69.47	0.00	46.85	0.00	71.12	0.00	78.19
388	0.00	73.49	0.00	73.30	0.00	69.47	0.00	46.85	0.00	71.12	0.00	78.19
389	0.00	73.49	0.00	73.30	0.00	69.48	0.00	46.85	0.00	71.12	0.00	78.19
390	0.00	73.49	0.00	73.30	0.00	69.48	0.00	46.85	0.00	71.12	0.00	78.19
391	0.00	73.49	0.00	73.30	0.00	69.48	0.00	46.85	0.00	71.12	0.00	78.19
392	0.00	73.49	0.00	73.30	0.00	69.48	0.00	46.85	0.00	71.12	0.00	78.19
393	0.00	73.49	0.00	73.30	0.00	69.48	0.00	46.85	0.00	71.12	0.00	78.19
394	0.00	73.49	0.00	73.30	0.00	69.49	0.00	46.85	0.00	71.12	0.00	78.19
395	0.00	73.49	0.00	73.30	0.00	69.49	0.00	46.85	0.00	71.12	0.00	78.20
396	0.06	73.55	0.01	73.31	0.00	69.49	0.02	46.87	0.00	71.12	0.01	78.21
397	0.03	73.57	0.00	73.31	0.00	69.49	0.01	46.88	0.00	71.13	0.00	78.21
398	0.01	73.58	0.00	73.31	0.00	69.49	0.00	46.88	0.00	71.13	0.00	78.21
399	0.00	73.58	0.00	73.31	0.00	69.49	0.00	46.88	0.00	71.13	0.00	78.21
400	0.00	73.58	0.00	73.31	0.02	69.51	0.00	46.88	0.01	71.14	0.00	78.21
401	0.00	73.58	0.00	73.31	0.00	69.51	0.00	46.88	0.00	71.14	0.00	78.21
402	0.00	73.58	0.00	73.31	0.00	69.51	0.00	46.88	0.00	71.14	0.00	78.21

403	0.00	73.58	0.00	73.31	0.00	69.51	0.00	46.88	0.00	71.14	0.00	78.21
404	0.00	73.58	0.00	73.31	0.00	69.51	0.00	46.88	0.00	71.14	0.00	78.21
405	0.00	73.58	0.00	73.31	0.00	69.51	0.00	46.89	0.00	71.14	0.00	78.21
406	0.00	73.58	0.00	73.31	0.00	69.51	0.00	46.89	0.00	71.15	0.00	78.21
407	0.00	73.58	0.00	73.31	0.00	69.51	0.01	46.90	0.00	71.15	0.00	78.21
408	0.00	73.59	0.00	73.31	0.00	69.51	0.00	46.90	0.00	71.15	0.00	78.21
409	0.00	73.59	0.00	73.31	0.00	69.51	0.00	46.90	0.00	71.16	0.00	78.21
410	0.00	73.59	0.00	73.31	0.01	69.52	0.01	46.91	0.00	71.16	0.00	78.21
411	0.00	73.59	0.00	73.31	0.01	69.53	0.00	46.91	0.00	71.16	0.00	78.21
412	0.00	73.59	0.00	73.31	0.00	69.53	0.00	46.91	0.00	71.16	0.00	78.21
413	0.00	73.59	0.00	73.31	0.01	69.53	0.00	46.91	0.01	71.17	0.00	78.21
414	0.00	73.59	0.00	73.32	0.01	69.54	0.00	46.91	0.00	71.17	0.00	78.21
415	0.00	73.59	0.00	73.32	0.00	69.54	0.00	46.91	0.00	71.17	0.00	78.21
416	0.00	73.59	0.00	73.32	0.00	69.55	0.00	46.92	0.00	71.17	0.00	78.21
417	0.00	73.59	0.00	73.32	0.00	69.55	0.00	46.92	0.00	71.17	0.00	78.21
418	0.00	73.59	0.00	73.32	0.00	69.56	0.00	46.92	0.00	71.17	0.00	78.21
419	0.00	73.59	0.00	73.32	0.00	69.56	0.00	46.92	0.00	71.17	0.00	78.21
420	0.00	73.59	0.00	73.32	0.00	69.56	0.00	46.92	0.00	71.17	0.00	78.21
421	0.00	73.59	0.00	73.32	0.00	69.56	0.01	46.92	0.00	71.18	0.00	78.21
422	0.00	73.59	0.00	73.32	0.00	69.56	0.00	46.92	0.00	71.18	0.00	78.21
423	0.00	73.59	0.00	73.32	0.00	69.56	0.00	46.92	0.00	71.18	0.00	78.21
424	0.00	73.59	0.00	73.32	0.00	69.56	0.00	46.92	0.00	71.18	0.00	78.21
425	0.00	73.59	0.00	73.32	0.00	69.56	0.00	46.92	0.00	71.18	0.00	78.21
426	0.00	73.59	0.00	73.32	0.00	69.56	0.00	46.92	0.00	71.18	0.00	78.21
427	0.00	73.59	0.00	73.32	0.00	69.56	0.00	46.93	0.00	71.18	0.00	78.21
428	0.00	73.59	0.00	73.32	0.00	69.56	0.00	46.93	0.00	71.18	0.00	78.21
429	0.00	73.59	0.00	73.32	0.00	69.57	0.01	46.94	0.01	71.19	0.00	78.21
430	0.00	73.59	0.00	73.32	0.00	69.57	0.00	46.94	0.00	71.19	0.00	78.21
431	0.00	73.59	0.00	73.32	0.01	69.58	0.00	46.94	0.01	71.20	0.00	78.21

432	0.00	73.59	0.00	73.32	0.00	69.58	0.00	46.94	0.00	71.20	0.00	78.21
433	0.00	73.59	0.00	73.32	0.00	69.58	0.00	46.94	0.00	71.20	0.00	78.21
434	0.00	73.59	0.00	73.32	0.00	69.58	0.00	46.94	0.00	71.20	0.00	78.22
435	0.00	73.59	0.00	73.32	0.00	69.58	0.00	46.94	0.00	71.20	0.00	78.22
436	0.00	73.59	0.00	73.32	0.00	69.58	0.00	46.94	0.00	71.20	0.00	78.22
437	0.00	73.59	0.00	73.32	0.00	69.58	0.00	46.94	0.00	71.20	0.00	78.22
438	0.00	73.59	0.00	73.32	0.00	69.58	0.00	46.94	0.00	71.20	0.00	78.22
439	0.00	73.59	0.00	73.32	0.00	69.58	0.00	46.94	0.00	71.20	0.00	78.22
440	0.00	73.59	0.00	73.32	0.00	69.58	0.00	46.94	0.00	71.20	0.00	78.22
441	0.00	73.59	0.00	73.32	0.00	69.59	0.00	46.94	0.00	71.20	0.00	78.22
442	0.00	73.59	0.00	73.32	0.00	69.59	0.00	46.94	0.00	71.21	0.00	78.22
443	0.00	73.59	0.00	73.32	0.00	69.59	0.00	46.94	0.00	71.21	0.00	78.22
444	0.00	73.59	0.00	73.32	0.01	69.60	0.00	46.95	0.00	71.21	0.00	78.22
445	0.00	73.59	0.00	73.32	0.00	69.60	0.00	46.95	0.00	71.21	0.00	78.22
446	0.00	73.59	0.00	73.32	0.00	69.60	0.00	46.95	0.00	71.21	0.00	78.22
447	0.00	73.59	0.00	73.32	0.00	69.60	0.00	46.95	0.00	71.21	0.00	78.22
448	0.00	73.59	0.00	73.32	0.00	69.60	0.00	46.95	0.00	71.21	0.00	78.22
449	0.00	73.59	0.00	73.32	0.00	69.60	0.00	46.95	0.00	71.21	0.00	78.22
450	0.00	73.59	0.00	73.32	0.00	69.60	0.00	46.95	0.00	71.21	0.00	78.22
451	0.00	73.59	0.00	73.32	0.00	69.60	0.00	46.95	0.00	71.21	0.00	78.22
452	0.00	73.59	0.00	73.32	0.00	69.60	0.00	46.95	0.00	71.21	0.00	78.22
453	0.00	73.59	0.00	73.32	0.00	69.61	0.00	46.95	0.00	71.21	0.00	78.22
454	0.00	73.59	0.00	73.32	0.00	69.61	0.00	46.95	0.00	71.21	0.00	78.22
455	0.00	73.59	0.00	73.32	0.00	69.61	0.00	46.95	0.00	71.21	0.00	78.22
456	0.00	73.59	0.00	73.32	0.01	69.62	0.00	46.95	0.00	71.21	0.00	78.22
457	0.00	73.59	0.00	73.32	0.00	69.62	0.00	46.95	0.00	71.22	0.00	78.22
458	0.00	73.59	0.00	73.32	0.01	69.63	0.00	46.95	0.00	71.22	0.00	78.22
459	0.00	73.59	0.00	73.32	0.00	69.63	0.00	46.95	0.00	71.22	0.00	78.22
460	0.00	73.59	0.00	73.32	0.00	69.63	0.00	46.95	0.00	71.22	0.00	78.22

461	0.00	73.59	0.00	73.32	0.00	69.63	0.00	46.96	0.00	71.22	0.00	78.22
462	0.00	73.59	0.00	73.32	0.01	69.64	0.00	46.96	0.01	71.23	0.00	78.22
463	0.00	73.59	0.00	73.32	0.00	69.64	0.00	46.96	0.00	71.23	0.00	78.22
464	0.00	73.59	0.00	73.32	0.00	69.65	0.00	46.96	0.00	71.23	0.00	78.22
465	0.00	73.59	0.00	73.32	0.00	69.65	0.00	46.96	0.00	71.23	0.00	78.22
466	0.00	73.59	0.00	73.32	0.00	69.65	0.00	46.96	0.00	71.23	0.00	78.22
467	0.00	73.59	0.00	73.32	0.01	69.66	0.00	46.96	0.00	71.23	0.00	78.22
468	0.00	73.59	0.00	73.33	0.00	69.66	0.00	46.96	0.00	71.23	0.00	78.22
469	0.00	73.59	0.00	73.33	0.00	69.66	0.00	46.96	0.00	71.23	0.00	78.22
470	0.00	73.59	0.00	73.33	0.00	69.66	0.00	46.96	0.00	71.23	0.00	78.22
471	0.00	73.59	0.00	73.33	0.00	69.66	0.00	46.96	0.00	71.23	0.00	78.22
472	0.00	73.59	0.00	73.33	0.00	69.66	0.00	46.96	0.00	71.23	0.00	78.22
473	0.00	73.59	0.00	73.33	0.00	69.66	0.00	46.96	0.00	71.23	0.00	78.22
474	0.00	73.59	0.00	73.33	0.01	69.67	0.00	46.96	0.00	71.24	0.00	78.22
475	0.00	73.59	0.00	73.33	0.00	69.67	0.00	46.96	0.00	71.24	0.00	78.22
476	0.00	73.59	0.00	73.33	0.00	69.67	0.00	46.96	0.00	71.24	0.00	78.22
477	0.00	73.59	0.00	73.33	0.00	69.67	0.00	46.96	0.00	71.24	0.00	78.22
478	0.00	73.59	0.00	73.33	0.00	69.67	0.00	46.96	0.00	71.24	0.00	78.22
479	0.00	73.59	0.00	73.33	0.00	69.67	0.00	46.96	0.00	71.24	0.00	78.22
480	0.00	73.59	0.00	73.33	0.00	69.68	0.00	46.96	0.00	71.24	0.00	78.22
481	0.00	73.59	0.00	73.33	0.01	69.68	0.00	46.96	0.00	71.24	0.00	78.22
482	0.00	73.59	0.00	73.33	0.01	69.69	0.00	46.96	0.01	71.25	0.00	78.22
483	0.00	73.59	0.00	73.33	0.00	69.69	0.00	46.96	0.00	71.26	0.00	78.22
484	0.00	73.59	0.00	73.33	0.00	69.69	0.00	46.96	0.00	71.26	0.00	78.22
485	0.00	73.59	0.00	73.33	0.00	69.69	0.00	46.96	0.00	71.26	0.00	78.22
486	0.00	73.59	0.00	73.33	0.00	69.69	0.00	46.96	0.00	71.26	0.00	78.22
487	0.00	73.59	0.00	73.33	0.00	69.69	0.00	46.96	0.00	71.26	0.00	78.22
488	0.00	73.59	0.00	73.33	0.00	69.69	0.00	46.96	0.00	71.26	0.00	78.22
489	0.00	73.59	0.00	73.33	0.00	69.70	0.00	46.97	0.00	71.26	0.00	78.22

490	0.00	73.59	0.00	73.33	0.00	69.70	0.00	46.97	0.00	71.26	0.00	78.22
491	0.00	73.59	0.00	73.33	0.00	69.70	0.00	46.97	0.00	71.26	0.00	78.22
492	0.00	73.59	0.00	73.33	0.00	69.70	0.00	46.97	0.00	71.26	0.00	78.22
493	0.00	73.59	0.00	73.33	0.01	69.71	0.00	46.97	0.00	71.26	0.00	78.22
494	0.00	73.59	0.00	73.33	0.01	69.71	0.00	46.97	0.01	71.27	0.00	78.22
495	0.00	73.59	0.00	73.33	0.00	69.71	0.00	46.97	0.00	71.27	0.00	78.22
496	0.00	73.59	0.00	73.33	0.02	69.74	0.00	46.97	0.01	71.28	0.00	78.22
497	0.00	73.59	0.00	73.33	0.01	69.75	0.00	46.97	0.00	71.28	0.00	78.22
498	0.00	73.59	0.00	73.33	0.00	69.75	0.00	46.97	0.00	71.28	0.00	78.22
499	0.00	73.59	0.00	73.33	0.00	69.75	0.00	46.97	0.00	71.28	0.00	78.22
500	0.00	73.59	0.00	73.33	0.00	69.75	0.00	46.97	0.00	71.29	0.00	78.22