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

Mémoire

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

Filière : Travaux Publics

Spécialité : Routes et Ouvrages d'art

Thème

Conception et étude d'un viaduc Du PK127+925 Au PK128+215 avec l'étude spécifique de l'interaction voie/structure sur le tronçon « BOUCHEGOUF-SOUK AHRAS »

Présenté par :

- ZERROUKI Houssem
- SOUAYEB Ala Eddine

Encadré par :

Dr. ZOURGUI Hemaidi Nadjib

Promotion 2023/2024

© ENSTP-FJ - Garidi - Vieux Kouba



Remerciement

Notre parfaite gratitude et nos remerciements à Allah le plus puissant qui nous a guidé vers le bon chemin de la lumière et du savoir et qui nous a donné la force, le courage et la volonté afin de pouvoir réaliser ce modeste travail.

Nos remerciements à nos parents, par leurs soutiens et leurs encouragements pendant toute la vie et qui continueront à nous aider dans tous les projets de l'avenir.

C'est avec une profonde reconnaissance et considération particulière que nous remercions notre encadreur Dr ZOURGUI Hemaidi Nadjib pour son encadrement exceptionnel tout au long de notre projet de fin d'études. Sa patience, son expertise et son dévouement ont été des piliers essentiels de notre réussite. Nous sommes reconnaissants pour son soutien inestimable et son engagement envers notre développement académique et professionnel.

Nous souhaitons également exprimer notre sincère reconnaissance envers Mr CHAMI Said pour son soutien précieux tout au long de notre projet de fin d'études. Sa contribution a été cruciale, et nous sommes reconnaissants pour sa disponibilité, son expertise et son encouragement constants.

Nous exprimons aussi nos reconnaissances à tous les membres du jury d'avoir accepté de lire, de présider et d'examiner ce travail et d'apporter les critiques nécessaires à la mise en forme de ce projet.

Nos vifs remerciements pour l'ensemble des enseignants du département routes et ouvrages d'art qui ont contribué à notre formation d'ingénieur en travaux publics.

Enfin, à tous ceux qui nous aidés de près ou de loin pour la réalisation de ce projet de fin d'étude, qu'ils trouvent ici, l'expression de nos sincères remerciements.



Dédicace

Tout d'abord, je remercie ALLAH, pour sa guidance, sa protection et ses bénédictions inépuisables. Sans sa grâce, ce mémoire n'aurait pas été possible.

Je dédie ce travail à mes chers parents, en reconnaissance de votre amour inconditionnel, de votre soutien indéfectible et des sacrifices que vous avez consentis pour m'offrir cette opportunité éducative. Votre présence constante et vos encouragements ont été mes piliers tout au long de ce voyage académique, et cette réussite est le fruit de votre dévouement et de votre foi en moi.

À mon frère Oussama dont la sagesse et le soutien ont été des phares dans les moments de doute, je vous remercie pour votre exemple inspirant et votre présence réconfortante.

À mon frère Youcef dont la joie de vivre et le courage ont été une source constante d'inspiration, je dédie cette réussite comme un témoignage de notre lien fraternel indéfectible, qui transcende les défis et les obstacles.

À Adem mon frère bien-aimé, ta présence et ton soutien ont été des éléments essentiels de cette réussite. Tes encouragements ont été ma motivation.

À mon binôme de projet Houssem, dont la collaboration et l'engagement ont été essentiels à notre succès commun, je vous témoigne ma gratitude pour votre partenariat précieux et votre détermination partagée.

À mes amis 54, Mahfoud, Imad,Rami,Hani,Boualem,Nadjib,Babo, beny,Yasser et tous les amis proche de ENST dont la présence et le soutien ont enrichi chaque étape de ce parcours, je vous remercie pour votre amitié sincère, vos encouragements constants et vos rires partagés. Vous avez été les étoiles qui ont illuminé ce voyage, et cette réussite est également la vôtre.

À mes camarades de la promo DMS, Yahia ,Kamal, Moussa, Hamza, Ilyes avec qui j'ai partagé les hauts et les bas de cette aventure éducative, je vous remercie pour les souvenirs précieux, les moments de solidarité et les défis surmontés ensemble

À tous mes enseignants, guides éclairés qui ont façonné mon parcours intellectuel et personnel, je vous adresse ma profonde reconnaissance pour votre dévouement, votre expertise et votre passion pour l'enseignement.

SOUAYEB



Dédicace

C’est avec grand respect et gratitude que je tiens à exprimer toute ma reconnaissance et ma sympathie et dédier ce travail à :

❖ Mes chers parents, dont le soutien indéfectible a été la pierre angulaire de mon parcours éducatif, je dédie humblement ce travail. Votre amour inconditionnel et vos sacrifices incessants ont été la lumière qui a éclairé chaque étape de ce chemin.

❖ Ma sœur, complice de mes joies et partenaire de mes peines, cette réussite est le reflet de notre lien indéfectible, forgé par des souvenirs précieux et des moments partagés.

❖ Mon grand frère Mahdi, dont la présence bienveillante a été une source constante d'inspiration, je témoigne ma gratitude pour ton exemple et ton soutien inébranlable.

❖ Mon petit frère Yasser, dont le sourire lumineux a été mon moteur dans les moments de doute, je dédie cette réussite comme un témoignage de notre lien fraternel qui transcende les obstacles.

❖ Mon binôme de projet Ala Eddine, dont la collaboration et l'engagement ont été essentiels à notre succès commun, je reconnais la valeur de notre partenariat et je partage cette victoire avec toi.

❖ Mes chers amis Mohamed BECIT, Issam, Ilyes, Kamel, Yahia, hamza, moussa, redouane, Hafidh et Houssam votre amitié illumine chaque journée de ma vie. Cette réussite est un hommage à notre lien spécial et à tous les précieux moments partagés ensemble.

❖ Mes amis Oussama, Yacine, Kheiro, Racim et Amine dont le soutien moral et la camaraderie ont rendu ce voyage éducatif plus riche et plus significatif, je vous remercie du fond du cœur pour chaque encouragement et chaque moment de partage.

❖ Mes camarades de la promo DMS, votre soutien et votre esprit d'équipe ont été des piliers tout au long de cette aventure éducative. Ensemble, nous avons surmonté les défis et célébré nos succès, formant des liens indéfectibles.

❖ Tous les enseignants qui ont guidé et inspiré mon parcours éducatif, reconnaissant leur dévouement et leur impact précieux sur ma formation intellectuelle et personnelle.

ZERROUKI

ملخص

الغرض من هذا العمل هو تطوير تصميم ودراسة لجسر يقع عند النقطة الكيلومترية 127+925، والمعروف بالجسر رقم 56، في ولاية سوق أهراس، لربط منطقة بوشقوف بسوق أهراس، مع إدراج دراسة خاصة لتفاعل السكة/الهيكل.

بعد تحليل ثلاث خيارات (جسر بكمرات، جسر عوارض معدنية مختلطة، جسر صندوقي) باستخدام نهج متعدد المعايير، تم اختيار الحل الأكثر فائدة: جسر صندوقي ذو ارتفاع متغير، يتم تنفيذه بطريقة التتابع المتتالي. تم بعد ذلك دراسة الهيكل العلوي والتحتي، بما في ذلك حساب سابقة الإجهاد، وتحليل الزلازل، وتصميم العناصر الهيكلية المختلفة باستخدام برامج الحساب الإنشائية. تم إتمام العمل بدراسة خاصة تناولت تفاعل السكة مع هيكل الجسر، وفقا للمعايير المعمول بها في الجزائر.

الكلمات الرئيسية: خرسانة مسبقة الاجهاد، التتابع المتتالي، تفاعل السكة/الهيكل، الجسر المنحني، تحليل الزلازل، الهيكل العلوي، الهيكل التحتي.

Résumé

Le but de ce travail est d'élaborer la conception et l'étude d'un viaduc situé au PK 127+925, (le Pont Ferroviaire ouvrage d'56), dans la Wilaya de Souk Ahras, facilitant la liaison minière entre Bouchegouf et Souk Ahras, en incluant une étude spécifique de l'interaction voie/structure.

Parmi trois variantes (pont à poutres VIPP, pont mixte bi-poutres, pont caisson) analysées grâce à une approche multicritère, nous avons retenu la solution la plus avantageuse : un pont à voussoirs à hauteur variable, réalisé par la méthode des encorbellements successifs. Nous avons ensuite étudié la superstructure et l'infrastructure, incluant le calcul de la précontrainte, l'analyse sismique et le dimensionnement des différents éléments structuraux, conformément aux exigences réglementaires et à l'aide des logiciels de calcul MIDAS Civil et ROBOT Structural Analysis. Ce travail est également complété par une étude spécifique portant sur l'interaction entre les rails de la voie et la structure du pont.

Mots clés : précontraintes par post-tension, encorbellement successif, interaction voie/structure, pont courbe, analyse sismique, superstructure, infrastructure.

Abstract

The aim of this work is to develop the design and study of a viaduct located at PK 127+925, the Railway Bridge Artwork 56, in the Wilaya of Souk Ahras, facilitating mining connectivity between Bouchegouf and Souk Ahras, including a specific study of track/structure interaction. Among three variants (beam bridge, mixed bi-beam bridge, box girder bridge) analyzed through a multicriteria approach, we have selected the most advantageous solution: a variable-height voussoir bridge constructed using the successive cantilever method. Subsequently, the superstructure and infrastructure were studied, including pre-stress calculation, seismic analysis, and the sizing of various structural elements, in compliance with necessary regulations and utilizing MIDAS Civil and ROBOT Structural Analysis software. This work is complemented by a specific study focusing on the interaction between rail tracks and the bridge structure.

Keywords: post-tensioning, successive cantilever, track/structure interaction, curved bridge, seismic analysis, superstructure, infrastructure.

SOMMAIRE

INTRODUCTION GENERALE 1
CHAPITRE I : PRESENTATION DU PROJET 2
I.1 INTRODUCTION 2
I.2 PRESENTATION DU PROJET 2
I.2.1 Situation du Projet : 2
I.2.2 Données fonctionnelles : 2
I.2.3 Tracé en plan : 2
I.2.4 Profil en long : 3
I.2.5 Profil en travers : 3
I.3 Objectif du projet : 4
I.4 Conclusion : 4
CHAPITRE II : CONCEPTION GENERALE 5
II.1 INTRODUCTION 5
II.2 PRESENTATION ET PRE-DIMENSIONNEMENT DES VARIANTES : 5
II.1.1 VARIANTE N°1 : Pont mixte (bipoutres métalliques à entretoises) 5
1. Présentation générale de la variante 5
2. Avantages et inconvénients : 5
3. Conception de la variante : 6
II.2.2 Présentation générale de la variante : 10
1. Avantages et et inconvénients : 10
2. Conception de la variante : 11
II.2.3 VARIANTE N°3 : Pont voussoirs en béton précontraint construit par encorbellements successifs coulé en place. 14
1. Présentation générale de la variante : 14
2. Avantages et inconvénients : 14
3. Conception de la variante: 15
II.3 Analyse multicritères : 20
II.3.1 L'exécution : (/6 points) 20
II.3.2 L'entretien : (/4 points) 20
II.3.3 L'esthétiques : (/5 points) 20
II.3.4 L'économie : (/5points) 20
II.4 Conclusion : 21

CHAPITRE III : Hypothèses de calcul 22
III.1 INTRODUCTION: 22
III.2 NORMES ET REGLES DE CALCUL : 22
III.2.1 Béton : 22
1. Résistance à la compression : 22
2. Résistance à la traction : 22
3. Déformation instantanée de béton : 23
4. Module de déformation différée : 23
5. Déformations transversale de béton: 23
6. Contrainte de calcul à état limite ultime : 23
7. Qualité attendue de béton pour un ouvrages en BP : 24
III.2.2 Les aciers : 25
1. Armature passifs : 25
2. Contrainte de l'acier à l'ELU : 25
3. Contrainte de acier a ELS : 26
4. Armatures actifs : 26
III.3 CONCLUSION : 27
CHAPITRE IV : Charges et Surcharges 28
III.4 EVALUATION DES ACTIONS: 28
III.4.1 Evaluation des actions hors trafic : 28
1. Actions permanentes : 28
2. Action thermique : 29
3. Action due au vent : 30
III.4.2 Evaluation des actions dues au trafic : 30
1. Présentation du trafic ferroviaire : 30
2. Domaine d'application : 30
3. Charges ferroviaires : 30
4. Forces horizontales : 31
5. Effet dynamique 32
6. Déraillement : 34
III.5 Combinaisons d'actions et de coefficients partiels appropriés : 35
III.5.1 Valeurs caractéristiques de l'action multi composante : 35
III.5.2 Règles de combinaison pour les ponts ferroviaires : 36

III.5.3 Simultanéité de la composante uniforme et du gradient thermique :.....37
III.5.4 Combinaisons d'actions pour états-limites de service : 37
III.5.5 Combinaisons d'actions pour états-limites ultime :.....37
III.5.6 Combinaisons d'actions pour situations de projet accidentelles (non sismiques): 37
III.5.7 Combinaison d'action pour situations de projet accidentelles (sismiques):38
1. Combinaison des composante de l'action sismiques :.....38
2. Combinaison des action de calcul :.....38
CHAPITRE V : Etude du Fléau 39
IV.1 .INTRODUCTION: 39
IV.2 .CINEMATIQUE DU CONSTRUCTION : 39
IV.3 . Différentes phases de construction d'un fléau : 40
IV.3.1 Charges et sollicitation en phase de construction: 42
1. Poids propre : 42
2. Charges de chantier connues :.....43
3. Charges de chantier aléatoires : 43
4. Action accidentelle : 43
IV.3.2 Combinaisons d'action : 43
IV.3.3 Logiciel de calcul:.....44
IV.4 .Résultats :.....45
CHAPITRE VI : ETUDE DE LA PRECONTRAINTE.....46
V.1 . INTRODUCTION : 46
V.2 . Procédé de précontrainte utilisée : 46
V.3 . Etude de la précontrainte de fléau :.....46
V.3.1 Détermination du nombre de câbles du fléau : 46
1. Évaluation de l'effort de précontraint $\boldsymbol{P0}$:.....47
2. Évaluation de la force de précontraint P :.....47
3. Évaluation de la contrainte admissible en fibres supérieures $\boldsymbol{\sigma t}$:.....48
V.3.2 Position et enrobage des câbles : 48
1. Dispositions des ancrages : 49
2. Tracé des câbles en plan : 52
3. Tracé des câbles en élévation :.....53
V.4 . Etude de la précontrainte du continuité : 57

V.4.1 Détermination du nombre de câbles de continuité en travé principale :.....57
V.4.2 Détermination du nombre de câbles de continuité pour la travé de rive : ...57
V.4.3 Espacement des armatures de la précontrainte : 57
V.4.4 Tracé des câbles de continuité : 58
Tableau VI.7. L'allure du tracé en plan des câbles de continuité de la travée de rive gauche . 60
V.5 .Évaluation des pertes de précontrainte : 64
V.5.1 Perte de tension instantanées : 64
1. Perte de tension par frottement : 64
2. Pertes de tension par recule de l'ancrage : 66
3. Perte de tension par déformation instantaneé de béton :.....68
V.5.2 Pertes de tension différées: 69
1. Perte par retrait :.....69
2. Perte par fluage : 70
3. Perte par relaxation : 70
V.6 Vérification des contraintes : 71
V.6.1 Vérification des contraintes en phase de construction :.....71
V.6.2 Vérification des contraintes en phase de service : 71
V.6.3 Vérification pendent le bétonnage du clavage : 72
1. Armatures des zones tendues : 73
V.6.4 Vérification des contraintes tangentielles : 73
1. Vérification vis-à-vis ELS 73
2. Vérification de l'effort tranchant vis-à-vis de ELU : 76
V.7 .Vérification de la flèche :.....78
V.7.1 Valeurs limites de la flèche verticale maximale pour le confort des passagers : 78
V.7.2 La valeur de la flèche par logiciel de calcul (MIDAS CIVIL) : 79
CHAPITRE VII ETUDE TRANSVERSALE : 80
VII.1 INTRODUCTION : 80
VII.2 Modélisation : 80
VII.2.1 Résultats:.....81
VII.2.2 Ferraillage transversal:.....82
1. Exemple de calcul pour l'hourdis supérieur : 82
2. Calcule manuel de la section d'acier de Hourdis supérieur (S3) :.....83

VII.2.3 Ferraillage longitudinal : 84
CHAPITRE VIII ..... ETUDE SISMIQUE ET EQUIPEMENT DU 86
VIII.1 .INTRODUCTION : 86
VIII.2 .Caractéristiques de l'ouvrage relatives à l'étude sismique: 86
VIII.3 .Méthode de calcul: 86
VIII.4 Spectre de réponse : 87
VIII.4.1 Spectre de réponse de la composante horizontale : 87
VIII.4.2 Spectre de réponse verticale : 88
VIII.5 Modes significatifs: 89
VIII.6 Equipement du pont : 90
VIII.6.1 Appareil d'appui : 90
VIII.6.2 Limite d'utilisation : 90
VIII.6.3 Appareil d'appui a pot : 90
1. Avantages et inconvénients : 91
2. Le dimensionnement des appareils d'appuis à pot : 92
3. Conditions d'appui : 92
4. Descente des charges du tablier pour un appareil d'appui à pot : 93
5. Efforts verticaux pour les appareils d'appui à pot : 94
VIII.7 DES D'APPUIS : 97
VIII.7.1 Dimensionnement des dés d'appuis au niveau de la pile et la culée : 97
VIII.7.2 Ferraillage dés d'appuis : 98
1. Armatures de chainage : 98
2. Armatures horizontales : 98
3. Frette supérieure 99
4. Frette inférieure 99
VIII.8 Joints de Dilatation : 100
VIII.8.1 Le joint garde ballast : 101
CHAPITRE IX ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE 102
IX.1 INTRODUCTION: 102
IX.2 ETUDE DE LA PILE: 102
IX.2.1 Évaluation des efforts agissant sur la pile : 103
1. Évaluation des efforts horizontaux : 103
2. LES EFFORTS AGISSANT SUR LA PILE 2 : 107

IX.2.2 Ferraillage de la pile : 107
1. Ferraillage de la pile en phase service : 108
IX.3 ETUDE DE LA CULEE 112
IX.3.1 Choix du type de la culée : 112
IX.3.2 Prédimensionnement de la culée: 112
IX.3.3 Evaluation des efforts sollicitant la culée : 113
1. Poids propre : 113
2. Poids des terres : 113
3. Poussée des surcharges et du remblai : 113
IX.3.4 Ferraillage des éléments de la culée : 115
1. Mur frontal : 115
2. Mur garde grève 117
IX.4 ETUDE DE FONDATION : 123
IX.4.1 Nombre des pieux : 123
IX.4.2 Etude de la semelle : 123
1. Les dimensions de la semelle : 123
2. Modélisation de la semelle sous pile : 124
3. Ferraillage de la semelle sous pile : 125
4. Ferraillage des pieux : 126
CHAPITRE X INTERACTION VOIE/STRUCTURE 128
X.1 .INTRODUCTION : 128
X.2 . Qu'est-ce que l'interaction rail-structure ? 128
X.3 .Base pour l'analyse de l'interaction voie / Structure : 129
X.3.1 Effort dû aux variations de température : 130
X.3.2 Efforts dus au freinage – démarrage: 131
X.3.3 Efforts dus à la flexion du tablier : 132
X.4 .Résultats : 134
X.4.1 Dans le cas de tabliers avec longs rails soudés continus : 135
1. La première position : 135
2. La deuxième pose : 138
X.4.2 Dans le cas de tabliers avec longs rails soudés et un appareil de dilatation à l'extrémité du l'ouvrage au PK 127+918 : 139
1. La première position : 139
2. La deuxième position: 141

X.4.3 Dans le cas de tabliers avec longs rails soudés et un appareil de dilatation à l'extrémité du l'ouvrage au PK 128+208 : 142
1. La première position : 142
2. La deuxième positon : 143
X.4.4 Dans le cas d'un tablier avec appareils de dilatation de la voie aux deux extrémités de l'ouvrage: 144
1. La première position : 144
2. La deuxième position : 145
3. La troisième position : 146
CONCLUSION GENERALE 148
ANNEXE A: Diagramme des efforts internes. 154
ANNEXE B TABLEAUX DE CALCUL 164
ANNEXE C : FERRAILLAGE DES ELEMENTS : 183
ANNEXE D : INTERACTION RAIL / STRUCTURE RESULTATS 216

LISTE DES FIGURES

Figure I.1 : Tracé en plan. 2
Figure I.2: Profil en long. 3
Figure I.3 : Profil en travers. 3
Figure II.1 Schéma habituel d'un pont bipoutres à entretoises 5
Figure II.2 . Schéma transversal d'un pont bipoutre à entretoise. 7
Figure II.3 Profil général d'un IPE600. 8
Figure II.4 Schéma habituel d'un pont à poutre. 10
Figure II.5 coupe transversale d'une poutre 11
Figure II.6. Schéma habituel d'un pont construit par l'encorbellement successif. 14
Figure II.7. coupe transversale d'un Voussoir. 16
Figure II.8. La courbe parabolique de la variation d'hauteur. 18
Figure III.1. diagramme contrainte déformation à ELU. 24
Figure III.2 .Diagramme contrainte-déformation de calcul de l'acier à l'ELU. 26
Figure III.3. limitation des contraintes dans une section BP. 27
Figure IV.1. Découpage des voussoirs. 28
Figure IV.2. Modèle de charges 71 et valeurs caractéristiques pour les charges verticales. 30
Figure IV.3. Modèles de charges SW/0 et SW/2. 31
Figure IV.4.Extrait du figure 6.9 EN1991-2. 33
Figure IV.5. Situation de Calcul I. 34
Figure IV.6. Situation de Calcul II. 35
Figure IV.7 Extrait du Tableau 4, UIC 776-1, Evaluation des groupes de charges pour le trafic ferroviaire (valeurs caractéristiques des actions à composants multiples). 36
Figure V.1.logo du logiciel. 44
Figure V.2. Modèle de calcul. 44
Figure V.3. Moment maximum Situation temporelle. 45
Figure VI.1.Extrai du figure 20-2 le béton précontrainte aux états-limites. 49
Figure VI.2.Dispositon des câbles et ancrages de fléau. 49
Figure VI.3 Disposition des ancrage selon Freyssinet 50
Figure VI.4. Deuxième position d'ancrage. 52
Figure VI.5.Troisieme positions d'ancrage. 52
Figure VI.6. Tracé en plan des câbles de fléau. 53
Figure VI.7. Tracé en élévation des câbles de fléau. 53
Figure VI.8.Trace en élévation de câbles de fléau. 56
Figure VI.9.Tracé en plan de câbles de fléau. 56
Figure VI.10. Disposition des câbles et ancrages de continuité. 58
Figure VI.11. Tracé en élévation de câbles de continuité de travée principale. 59
Figure VI.12 Tracé en plan de câbles de continuité de travée principale. 59
Figure VI.13.Tracé en élévation de câbles de continuité de travée de rive gauche. 61

Figure VI.14.Disposition des câbles et ancrages de continuité de rive gauche avec le tracé en élévation de câbles de continuité de travée de rive gauche 61
Figure VI.15. Tracé en élévation de câbles de continuité de travée de rive gauche 63
Figure VI.16. .Disposition des câbles et ancrages de continuité de rive droite avec le tracé en élévation de câbles de continuité de travée de rive droite.....63
Figure VI.17.Position relative du câble et de la gaine. 64
Figure VI.18 Extrait du" The impact of Tendon Profile Choices on Curved Bridge Structures".....65
Figure VI.19.Schéma illustratife du cas d'une seule pente avec d < longueur de câble 67
Figure VI.20. Schéma illustratife du cas d'une seule pente avec d > longueur de câble ...67
Figure VI.21. Schéma illustratife du cas de deux pentes avec $l_1 = l_2$. 68
Figure VI.22.Effet du poids de l'équipage mobile et du clavage.....72
Figure VI.23. Diagramme des contraintes. 73
Figure VI.24. Effort de précontrainte.....74
Figure VI.25.Extrai du figure 16-3 le béton précontrainte aux états-limites. 74
Figure VI.26 . Extrait du EN 1990:2002/A1:2005 Flèche verticale maximale autorisée δ pour des ponts ferroviaires.....78
Figure VI.27 La valeur de la flèche par logiciel de calcul (MIDAS CIVIL).....79
Figure VII.1.Modele de Calcul du VSP.....80
Figure VII.2.Sections à justifier. 81
Figure VII.3. Calcul de la section d'acier avec Robot expert 2010. 82
Figure VII.4.Verification des contraintes avec Robot expert 2010. 83
Figure VII.5.Ferraillage du section voussoir sur pile.....84
Figure VII.6.Ferraillage du section voussoir sur clef.....85
Figure VIII.1.Extrait du Ponts courants en zone sismique 87
Figure VIII.2.Spectre de réponse horizontale. 88
Figure VIII.3.Spectre de réponse verticale. 88
Figure VIII.4.Schéma illustratif d'un appareil d'appui a pot.....90
Figure VIII.5 Appareil d'appui à pot avec un guidage Central à gauche et un guidage latéral à droite. 91
Figure VIII.6.Conditions d'appui de notre ouvrage. 92
Figure VIII.7.Schema de l'appareil d'appui V-Max AGPL 22500/100- 3375.....96
Figure VIII.8. Schéma de l'appareil d'appui AgomV-Max AGPM 22500/100/200.....97
Figure VIII.9 Ferraillage dés d'appuis. 99
Figure VIII.10. Joint garde ballast. 101
Figure IX.1.Dimensions de la pile la plus élancé.....103
Figure IX.2 .Définition géométrique d'un appareil d'appui. 104
Figure IX.3. Interpolation de degré mécanique d'armature totale « w ». 109
Figure IX.4.Abaque de Walther pour $\eta i = 2$ 109
Figure IX.5.Abaque de walther pour $\eta i = \infty$. 110
Figure IX.6.Schema illustratif du ferraillage de la pile.....111
Figure IX.7.Dimensions de la culée. 113
Figure IX.8. Schéma des poussées. 114
Figure IX.9. Poussée de la charge locale située en arrière du mur G.G. 118

Figure IX.10 .Les moments MXX sur le mur en retour avec le logiciel. 119
Figure IX.11 Les moments MYY sur le mur en retour avec le logiciel. 119
Figure IX.12.Ferraillage de la culée. 122
Figure IX.13. Vue en plans de la semelle. 124
Figure IX.14. Modèle de fondation. 124
Figure IX.15.Ferraillage de la semelle et les pieux. 127
Figure X.1.Photos illustrative du longs rails soudés continus et rails conventionnels. 129
Figure X.2.Comportement de LRS sous l'effet des variations de température (UIC 774-3R Fig.1) 131
Figure X.3. Les forces de freinage et d'accélération agissant sur le pont. 132
Figure X.4. Déplacement dû à la flexion du tablier. 133
Figure X.5.Extrait du UIC 774-3, Effet de la flexion du tablier sur les section d'about. 133
Figure X.6.Extrait du UIC 774-3R. 134
Figure X.7. Schéma structurel pour l'évaluation de l'effet d'interaction rail-pont. 134
Figure X.8.Modele de l'analyse IRS. 135
Figure X.9.Contrainte axiale maximale de compression dans le rail due au ΔT_R^+. 136
Figure X.10. Contrainte axiale maximale de traction dans le rail due au ΔT_R^-. 136
Figure X.11. Contrainte axial maximal dans le rail due au Freinage /démarrage. 137
Figure X.12. Contrainte axiale maximale dans le rail due au charge verticale. 137
Figure X.13.Contrainte axiale maximale dans le rail due au Freinage /démarrage. 138
Figure X.14 Contrainte axiale maximale dans le rail due au charge verticale. 139
Figure X.15.Le déplacement horizontal absolu maximum du tablier sous freinage / démarrage de la première position avec AD au PK127+918. 140
Figure X.16. Le déplacement horizontal absolu maximum du tablier sous charges verticales de la première position avec AD au PK127+918. 140
Figure X.17. Le déplacement horizontal absolu maximum du tablier sous freinage / démarrage de la deuxième position avec AD au PK127+918. 141
Figure X.18. Le déplacement horizontal absolu maximum du tablier sous charges verticales de la deuxième position avec AD au PK127+918. 141
Figure X.19. Le déplacement horizontal absolu maximum du tablier sous freinage / démarrage de la première position avec AD au PK128+208. 142
Figure X.20. Figure X.16. Le déplacement horizontal absolu maximum du tablier sous charges verticales de la première position avec AD au PK128+208. 142
Figure X.21. Le déplacement horizontal absolu maximum du tablier sous freinage / démarrage de la deuxième position avec AD au PK128+208. 143
Figure X.22. Le déplacement horizontal absolu maximum du tablier sous charges verticales de la deuxième position avec AD au PK128+208. 143
Figure X.23. Le déplacement horizontal absolu maximum du tablier sous freinage / démarrage de la première position avec 2 AD. 144
Figure X.24. Le déplacement horizontal absolu maximum du tablier sous charges verticales de la première position avec 2 AD. 145
Figure X.25. Le déplacement horizontal absolu maximum du tablier sous freinage / démarrage de la deuxième position avec 2 AD. 145

Figure X.26.Le déplacement horizontal absolu maximum du tablier sous charges verticales de la deuxième position avec 2 AD.....146
Figure X.27. Le déplacement horizontal absolu maximum du tablier sous freinage / démarrage de la troisième position avec 2 AD. 146
Figure X.28. Le déplacement horizontal absolu maximum du tablier sous charges verticales de la troisième position avec 2 AD. 147

LISTE DES TABLEAUX

Tableau II.1 : implantation des appuis. 6
Tableau II.2 Table de conception des poutres principales. 7
Tableau II.3.Implantation des appuis. 11
Tableau II.4.Récapitulation du prédimensionnement de la variante à poutre 12
Tableau II.5. Implantation des appuis 15
Tableau II.6 Découpage des voussoirs. 15
Tableau II.7 .Récapitulatif du prédimensionnement de la variante. 17
Tableau II.8. Caractéristiques des Sections. 18
Tableau II.9. Évaluation Multicritères des trois Variantes. 21
Tableau III.1.Contraintes dans le béton à l'état limite ultime. 24
Tableau III.2.Caracteristiques du béton. 24
Tableau III.3.Contrainte de l'acier a l'ELU. 25
Tableau III.4.Contrainte de l'acier a ELS. 26
Tableau IV.1. Estimation du poids dû aux CCP. 28
Tableau IV.2.Poids du tablier voussoirs. 29
Tableau IV.3.Valeurs caractéristiques des charges verticales pour les modèles de charges SW/0 et SW/2. 31
Tableau VI.2. Valeurs caractéristiques des dimensions a et b. 51
Tableau VI.4. l'allure du tracé en plan des câbles de fléau. 55
Tableau VI.5. l'allure du tracé en élévation des câbles de fléau. 55
Tableau VI.6. L'allure du tracé en élévation et en plan des câbles de continuité de la travée centrale. 58
Tableau VI.7. L'allure du tracé en plan des câbles de continuité de la travée de rive gauche 60
Tableau VI.8. L'allure du tracé en élévation des câbles de continuité de la travée de rive gauche 60
Tableau VI.9. L'allure du tracé en plan des câbles de continuité de la travée de rive droite 62
Tableau VI.10.L'allure du tracé en élévation des câbles de continuité de la travée de rive droite. 62
Tableau VI.11 valeur de $f \quad et \quad \varphi$ selon BPEL. 66
Tableau VII.1. Sollicitations maximales dans VSP. 81
Tableau VII.2. Sollicitations maximales dans VSC. 81
Tableau VII.3.Ferraillage transversal VSP. 84
Tableau VII.4.Ferraillage transversal VSC. 85
Tableau VIII.1.Les modes propres. 89
Tableau VIII.2.Descente des charges du tablier. 93
Tableau VIII.3.Sollicitations maximales. 94
Tableau VIII.4.Surface Sp minimum du pot. 94
Tableau VIII.5. Surface Sc du coussin 95
Tableau VIII.6.Dimensions de l'appreil d'appui V-Max AGPL 22500/100-3375. 96
Tableau VIII.7.Dimensions de l'appareil d'appui AgomV-Max AGPM 22500/100/200. ..97

Tableau VIII.8. Ferraillage dés d'appuis. 99
Tableau IX.1.Caracteristique des piles 102
Tableau IX.2.Récapitulatif des résultats. 105
Tableau IX.3. Evaluation les déplacements et les efforts horizontaux des appuis (P2). ... 107
Tableau IX.4.Les efforts agissants sur la pile 2. 107
Tableau IX.5.Ferraillage de la pile 110
Tableau IX.6. Récapitulatif des rôles et dimensions des éléments de la culée. 112
Tableau IX.7. Evaluations des efforts de la culée. 115
Tableau IX.8.Sollicitations sur le mur frontal. 116
Tableau IX.9. Sollicitations sur le mur garde grève. 117
Tableau IX.10 Tableau de sollicitation de la console. 120
Tableau IX.11.Caracteristique de la semelle. 124
Tableau IX.12.Evaluation des efforts dans la semelle 125
Tableau IX.13.Evaluation des efforts dans les pieux. 126
Tableau X.1.Resultats des soulèvement maximum de l'arrêt supérieure d'about de tablier. 147

LISTE DES ABREVIATIONS

AAEF : Appareils d'Appui en Elastomère Fretté.
AAP : Appareils d'Appui à Pot d'élastomère.
BA : Béton Armé.
BAEL : Béton armé aux Etats limites.
BPEL : Béton précontrainte aux Etats limites.
CCP : Complément des charges permanentes.
ELA : Etats Limites Accidentelles.
ELS : Etats Limites de Service.
ELU : Etats Limites Ultimes.
Ep : Module d'Elasticité des câbles de Précontrainte.
Es : Module d'Elasticité de l'acier.
$\mathbf{f_{c28}}$: Résistance caractéristique de béton à la Compression à 28 jours.
$\mathbf{f_e}$: Limite d'Elasticité de l'acier.
$\boldsymbol{f_{peg}}$: Contrainte Elastique Garantie de Précontrainte.
$\mathbf{f_{prg}}$: Contrainte de Rupture Garantie de Précontrainte.
$\mathbf{f_{t28}}$: Résistance caractéristique de béton à la Traction à 28 jours.
HA : Haute Adhérence.
NF : Norme Française.
PK : Point Kilométrique.
PP73 : Piles et Palées 1973.
RCPR : Règles définissant les Charges à appliquer pour le calcul et les épreuves des Ponts Routes.
RPOA : Règles Parasismiques applicables au domaine des Ouvrages d'Art.
Sae : Spectre de réponse Elastique en Accélération.
$\boldsymbol{UIC}$: union internationale des chemins de fer
SETRA : Service d'études techniques des routes et autoroutes.
VC : Voussoir à la Clef.
VIPP : Viaduc à travées Indépendantes à Poutres Préfabriquées précontraintes par posttension.
VSC : Voussoir coulé Sur Cintre.
VSP : Voussoir sur Pile.
$\boldsymbol{\sigma_{bc}}$: Contrainte de Compression admissible de Béton.
$\boldsymbol{\sigma_{bt}}$: Contrainte de Traction admissible de Béton.
$\boldsymbol{\sigma_{Inf}}$: Contrainte dans la fibre Inférieure la plus éloignée du centre de gravité de la section.
$\boldsymbol{\sigma_s}$: Contrainte limite de l'acier.
$\boldsymbol{\sigma_{Sup}}$: Contrainte dans la fibre Supérieure la plus éloignée du centre de gravité de la section.
$\boldsymbol{\Delta T}$: Variation uniforme de la température
$\boldsymbol{\Delta\theta}$: Gradient thermique.
$\boldsymbol{\Delta P}$: Pertes de tension dans les câbles de Précontrainte.
12T15 : 12 Torons de 15 mm de diamètre (chaque toron a 7 fils)
RSI : rail structure interaction
LRS : long rail soudé
PTFE : Polytètrafluoroèthylène .
Hflv : Force dû au déplacement horizontal induit par les effets du retrait et de fluage.

INTRODUCTION GENERAL

INTRODUCTION GENERALE

La création d'un réseau de transport, notamment ferroviaire, sur l'ensemble du territoire algérien, du nord au sud, de l'est à l'ouest, se présente comme une nécessité impérative pour soutenir le développement des vastes étendues du pays.

Un système de transport étendu jouerait un rôle essentiel en facilitant les échanges et en connectant les différentes régions, donc l'état prévoir de réaliser un programme important de voies ferrées (plus de 9600 km) de est prévu y compris la construction de grandes infrastructures ferroviaires divisés sur cinq ligne minière en dennant la priorité à la ligne minière est qui constitue un lien vital entre les mines du sud-est, elle s'étend d'Annaba aux mines de Djebel Onk au sud de Tébessa sur 422 kilomètres, elle traverse cinq wilayas .

Les reliefs difficiles et les obstacles naturels de cette zone nécessitent des ponts raille avec une conception qui doit répondre à des exigences fonctionnelles assurant leur rôle de franchissement, ainsi qu'à des exigences naturelles liées aux éléments environnementaux.

CHAPITRE I
PRESENTATION DU PROJET

CHAPITRE I : PRESENTATION DU PROJET

I.1 INTRODUCTION

Afin de répondre efficacement aux impératifs de franchissement et de service, la conception d'un pont ferroviaire doit harmoniser les exigences fonctionnelles (relatives à la configuration des voies ferrées) et environnementales (prises en compte du contexte) tout en prenant en considération les spécifications du maître de l'ouvrage.

I.2 PRESENTATION DU PROJET

I.2.1 Situation du Projet :

Notre Pont ferroviaire à concevoir et à étudier, fait partie du projet de réalisation de la ligne Minière Est reliant Annaba aux mines de Djebel Onk au Sud de Tebessa sur 422 km. Le Pont Ferroviaire OA 56 qui se situe dans la Wilaya de SOUK AHRAS va permetre la liaison minière entre BOUCHEGOUF et SOUK AHRAS.

I.2.2 Données fonctionnelles :

Les données fonctionnelles constituent l'ensemble des caractéristiques permettant d'assurer ses fonctions de franchissement.

I.2.3 Tracé en plan :

Les caractéristiques du tracé en plan de l'axe principal de l'ouvrage sont :
L'axe en plan se compose d'une courbe de 400 m de rayon à l'extrémité du viaduc vers SOUK AHRAS.

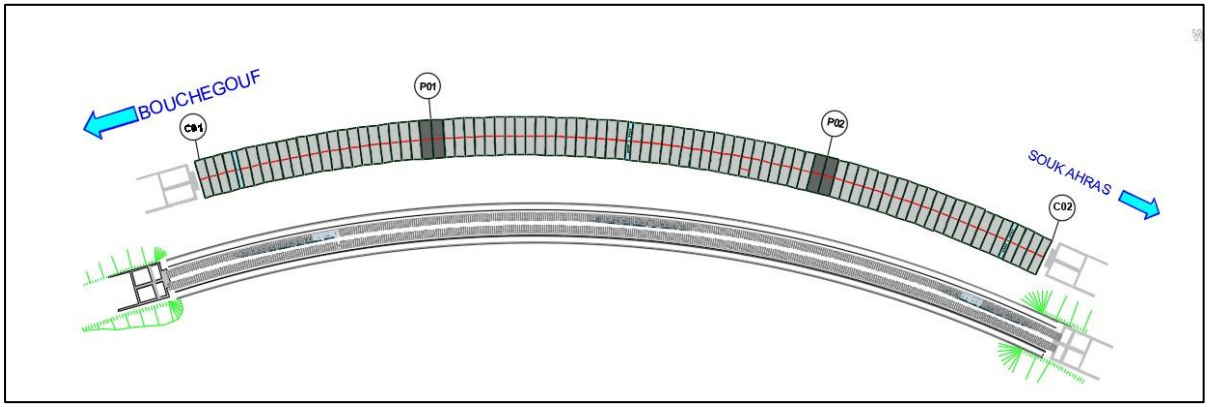


Figure I.1 : Tracé en plan.

I.2.4 Profil en long :

Le profil en long se développera sur une pente constante, descendant de la culée Est vers la culée ouest. La hauteur maximale entre le FSR et le point le plus bas de la vallée est d'environ 39m.

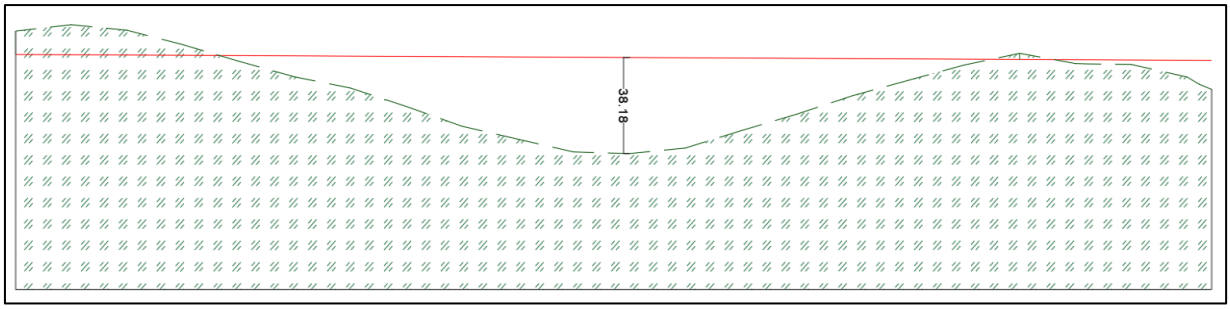


Figure I.2: Profil en long.

I.2.5 Profil en travers :

Le profil en travers est l'ensemble des éléments qui définissent la géométrie et les équipements de la voie dans le sens transversal.

Il présente les caractéristiques suivantes :

- La largeur totale : 12.7 m.
- Nombre de voies : 2.
- Écartement des rails : 1.5 m.
- Entraxe des deux voies : 4 m.
- Pente transversale en toit : 1.5%.

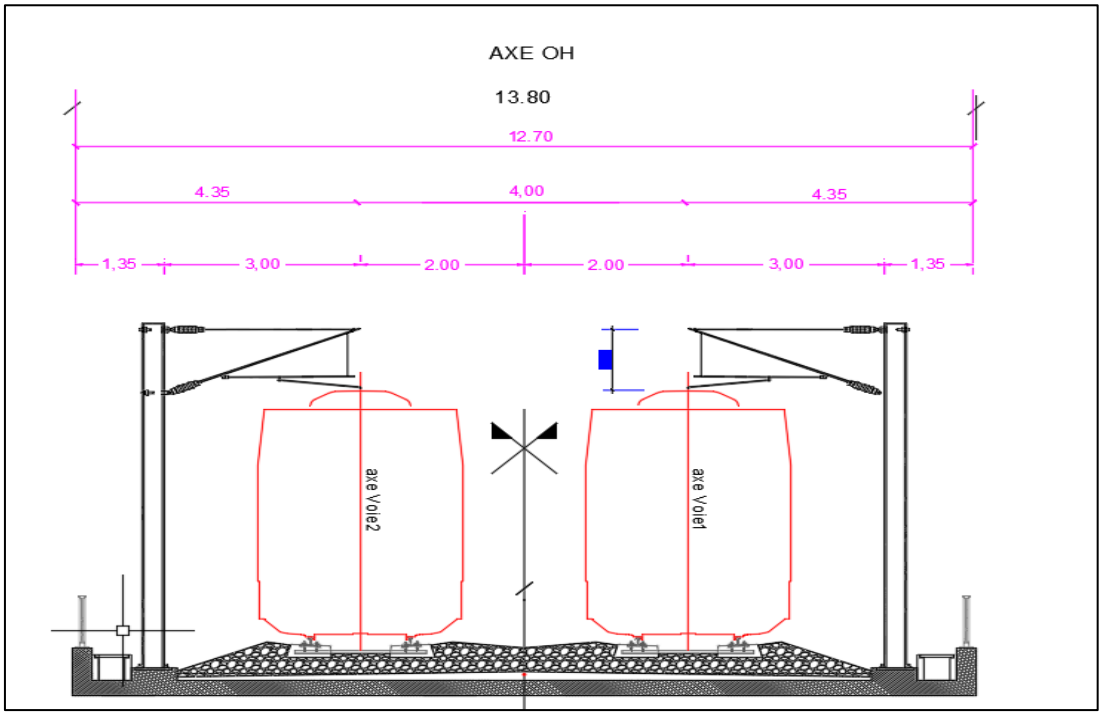


Figure I.3 : Profil en travers.

I.3 Objectif du projet :

L'objectif principal de notre projet de fin d'études est de franchir l'obstacle envisagé par la construction du pont. Cependant, il s'aligne également avec les aspirations de la ligne minière Est, comprenant :

- Connecter Annaba aux mines de Djebel Onk : Établir une liaison essentielle entre Annaba et les précieuses ressources minières de Djebel Onk.
- Optimiser la Logistique : Réduire les coûts logistiques en facilitant un transport plus efficace et économique des matériaux extraits.
- Favoriser un Développement Régional Durable : Contribuer à la création d'un développement économique local durable, générateur d'emplois et attrayant pour les investissements.
- Répondre aux Besoins de Transport : Satisfaire la demande en matière de transport, en assurant un flux continu et fiable des produits extraits.
- Améliorer l'Efficacité et la Sécurité : Réaliser des gains significatifs en termes de temps, de sécurité et de confort pour tous les acteurs impliqués dans le transport des marchandises.
- Créer un Nouvel Espace Socio-Économique : Établir un environnement propice aux opportunités d'investissement et à la prospérité socio-économique grâce à la mise en place de cette infrastructure cruciale.

I.4 Conclusion :

La récolte des données relatives à l'ouvrage (données naturelles et fonctionnelles) et au site d'implantation est une étape primordiale avant d'entamer l'étude d'un pont. Cette description sommaire est en partie basée sur les documents donnés par le BET SETIRAIL.

CHAPITRE II
CONCEPTION GENERAL

CHAPITRE II : CONCEPTION GENERALE

II.1 INTRODUCTION

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

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

II.2 PRESENTATION ET PRE-DIMENSIONNEMENT DES VARIANTES :

II.1.1 VARIANTE N°1 : Pont mixte (bipoutres métalliques à entretoises)

1. Présentation générale de la variante

La plupart des ouvrages mixtes à poutres sont des bipoutres à entretoises. Leur tablier est constitué d'une dalle en béton armé, soutenue par deux poutres principales en acier, connectées à cette dalle, elles sont reliées entre elles par des poutres secondaires appelées « Entretoises ».

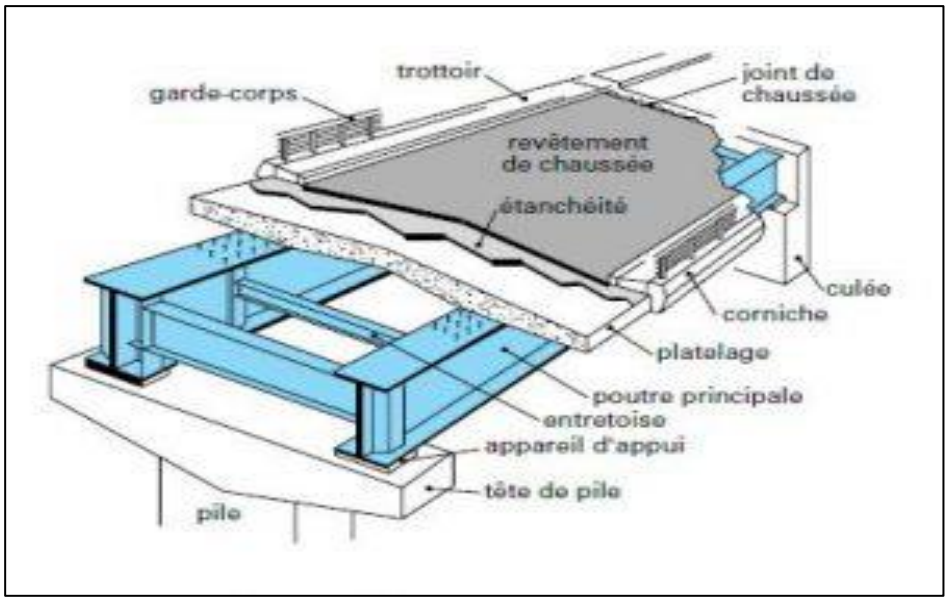


Figure II.1 Schéma habituel d'un pont bipoutres à entretoises

.

2. Avantages et inconvénients :

a. Les avantages :

- Ponts élancés et esthétiques.
- Réduction de Poids.
- L'utilisation de poutres en acier préfabriquées peut réduire le temps de construction sur site.
- La précision dimensionnelle des structures.

- La combinaison des matériaux permet une plus grande flexibilité architecturale, rendant les ponts plus esthétiques et mieux intégrés dans leur environnement.

b. Les inconvénients :

- Durabilité et Maintenance : La corrosion de l'acier peut réduire la durée de vie du pont mixte. Le béton, s'il est fissuré, peut permettre à l'eau et aux agents corrosifs de pénétrer et d'atteindre l'acier, accélérant ainsi la détérioration.
- Mains d'œuvre qualifieé.
- Adhérence et connexion.
- Coûts de construction élevés .

3. Conception de la variante :

a. Conception longitudinale :

Selon les directives du livre de conception de Calgaro et du document SETRA Ponts mixtes acier - béton Guide de conception durable, nous avons proposé un pont mixte bipoutre à hauteur variable pour ce projet, avec un rapport entre la portée des travées de rive et la portée des travées principales compris entre 0,6 et 0,8.

Nota : Les guides SETRA utilisés pour la conception sont initialement prévus pour les routes. Il est donc nécessaire de majorer les paramètres pour assurer une adaptation adéquate aux spécificités du projet ferroviaire.

Le Pont mixte que nous avons proposé est d'une longueur totale de 289 mètres linéaires.

Il est composé de :

- Deux (2) travées de rives :64 m chacune.

- Deux (2) travées principales : 80 m chacune.

Tableau II.1 : implantation des appuis.

PILE / CULEE	PK	PILE	PK
C1	127+918	P2	128+062
P1	127+982	P3	128+142
C2	128+206		

b. Conception transversale :

Pour améliorer la conception du tablier, une approche consiste à adopter un tablier soutenu par deux poutres longitudinales, reliées par des entretoises tous les 8 mètres. Les deux poutres principales seront espacées de 7 mètres, avec un débord de 2,85 mètres de chaque côté. Voici une représentation schématique du profil en travers pour un pont bipoutre avec entretoises.

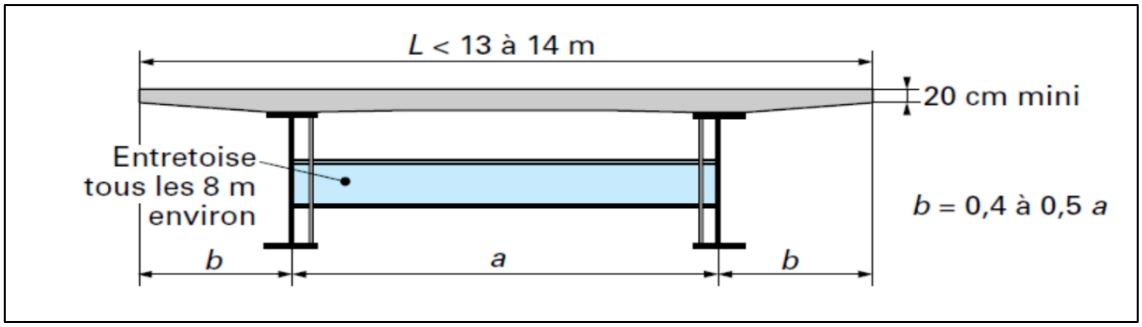


Figure II.2 . Schéma transversal d'un pont bipoutre à entretoise.

c. Conception des poutres principales :

La connexion transversale des poutres est assurée par des entretoises placées à mi-hauteur des poutres principales et fixées sur des montants pour former un portique. Ce portique s'oppose au déversement des poutres lors des phases de montage et d'exploitation. Selon les recommandations de SETRA, nous disposons d'une gamme d'options allant de l'IPE500 à l'IPE700. Suite à une consultation des ouvrages existants, nous avons opté pour un IPE600 espacé de 8 mètres.

Tableau II.2 Table de conception des poutres principales.

ELEMENT		Ratio usuel	Valeur retenue
Hauteur de poutre sur pile		$\frac{X}{24} = \frac{80}{24}$	3.33m
Hauteur de poutre à mi travée		$\frac{X}{36} = \frac{80}{36}$	2.22m
Entraxe des poutres		L=0.55L_T (L_T= largeur totale)	7 m
Largeur des semelles	inferieure	$B_{inf} = (0.25 + \frac{X}{125} + \frac{LT}{40}) * (0.92 + \frac{LT}{150})$	1.21m
	Supérieure	$B_{sup} = B_{inf} - 0.2$	1.01m
Épaisseur de la Dalle	Au droit des poutres principale	$0.13 + \frac{Lt-L}{26}$	0.35m
	Au centre du tablier	$0.12 + \frac{L}{50}$	0.26m
Epaisseur de semelle supérieure		$25mm \ll es \ll 150mm$	60 mm
Epaisseur de semelle inferieure		$25mm \ll es \ll 150mm$	70 mm
Epaisseur d'âme		$14mm \ll ea \ll 35$ mm	25mm
Tonnage de charpente		$63 + 0.9\ X^{1.2}\ (1.34 - \frac{LT}{40}) + 0.25\ X$ en kg/m² du tablier	259.85 kg/m²

d. Conception des entretoises :

La liaison transversale des poutres est réalisée par des entretoises installées à mi-hauteur des poutres principales, formant ainsi un portique. Ce portique empêche le déversement des poutres pendant les phases de montage et d'exploitation. Selon les directives de SETRA, plusieurs options sont disponibles, allant de l'IPE500 à l'IPE700. En examinant des ouvrages existants, nous avons décidé d'utiliser un IPE600 avec un espacement de 8 mètres, la section choisie est simplifiée selon le schéma suivant :

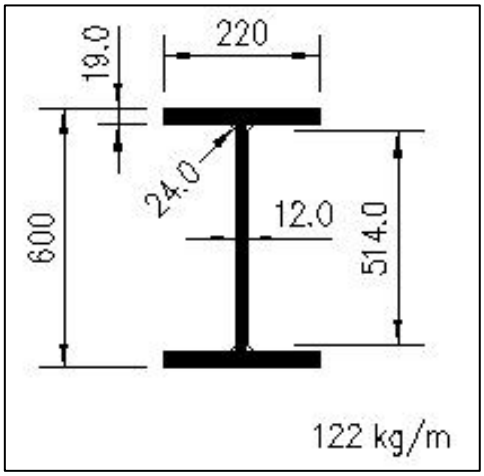
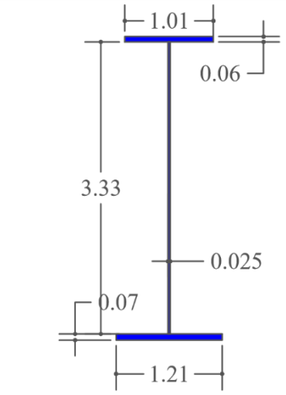


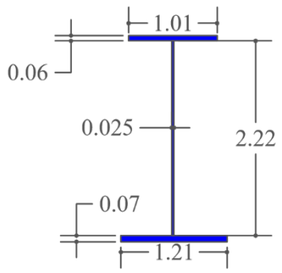
Figure II.3 Profil général d'un IPE600.

e. Choix de la nuance d'acier

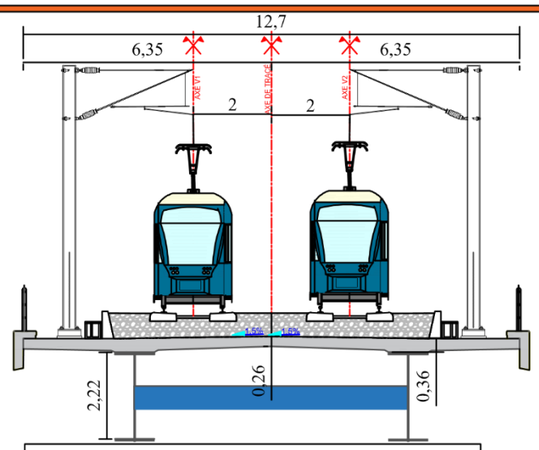
En se basant sur les documents SETRA, nous avons sélectionné la qualité S355N.



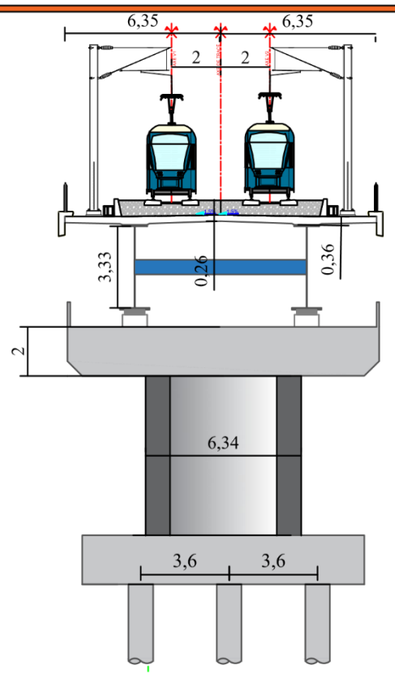
Section sur appuis Ech 1/50



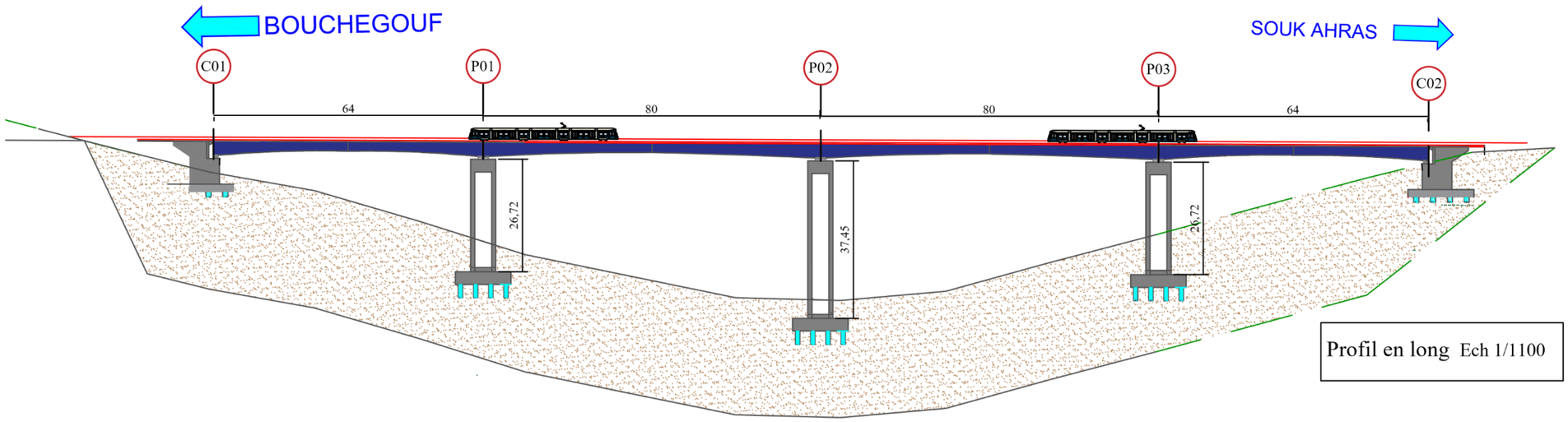
Section a mi-travèe Ech 1/50



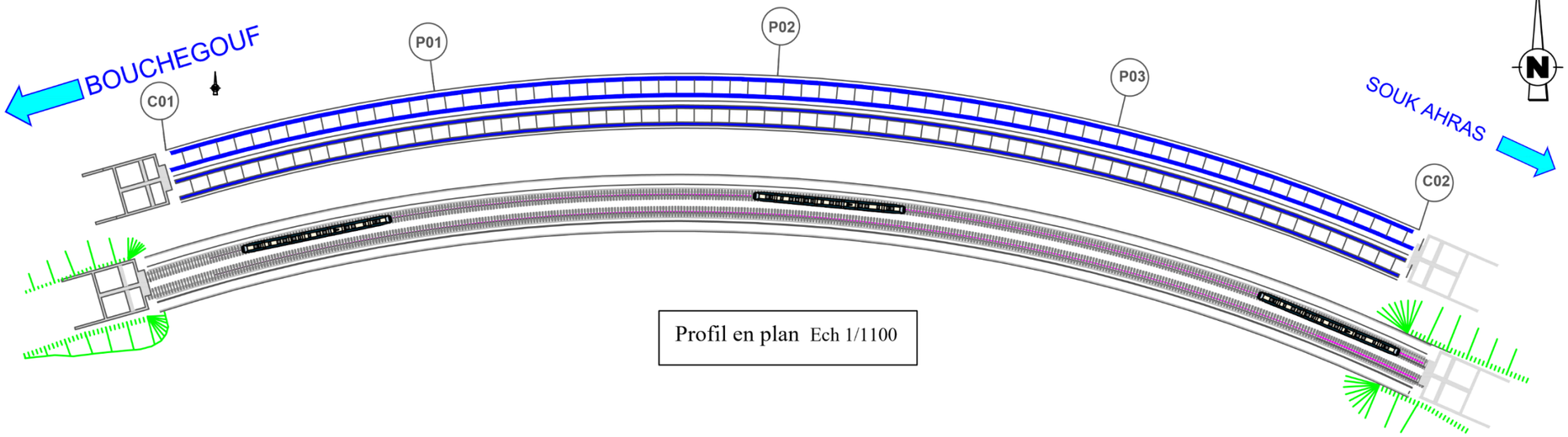
Coupe transversale a mi-travèe Ech 1/200



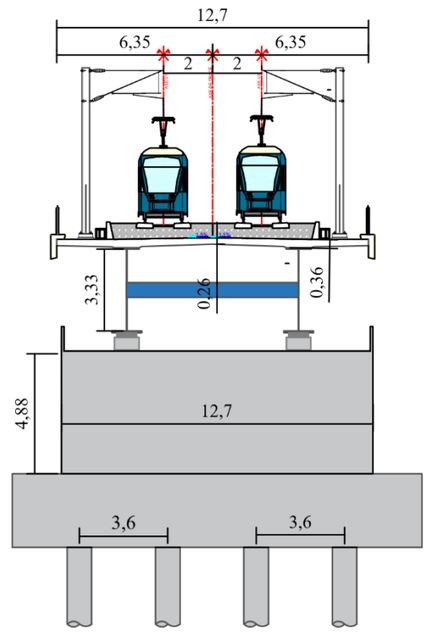
Coupe transversale sur culèe Ech 1/200



Profil en long Ech 1/1100



Profil en plan Ech 1/1100



Coupe transversale sur pile 1/200

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

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

Projet Fin D'etudes	Variante N°1	Réalisé par	Page	Année universitaire
Conception et ètude d'un viaduc au Pk127+925 avec l'ètude spècifique de l'interaction voie/structure sur le troncon "BOUCHEGOUFE-SOUK AHRAS	Pont mixte Bi-poutres metallique a entretoise	ZERROUKI HOUSSEM SOUAYEB ALA EDDINE	9	2023/2024

II.2.2 Présentation générale de la variante :

Les ponts à poutres précontraint de type VIPP sont composeés de poutres précontraint par post tension reliées entre elles par des entretoises uniquement au niveau des appuis avec un hourdi mince qui supporte la chaussé, ce type des ouvrages sont souvent très économique pour des portées allant jusqu'à 30 mètre par près tension et pour des porte compris entre 30 et 50 mètre solidarisée par un hourdis en béton coule en place .

Ce pont est fréquemment choisi pour de multiples ouvrages similaires en raison de ses nombreux avantages et de son caractère économique.



Figure II.4 Schéma habituel d'un pont à poutre.

1. Avantages et et inconvénients :

a. Les avantages :

- La facilité du contrôle de réalisation ainsi que la rapidité d'exécution des travaux.
- La préfabrication des poutres permet d'éviter l'encombrement des échafaudages, ces derniers gênent souvent le fonctionnement du chantier reformulé.
- Réutilisation des coffrages qui permet de réduire le temp d'exécution.
- Les ponts à poutres préfabriquées en béton précontraint sont souvent très économiques (En utilisant la précontrainte par post-tension, les portées peuvent varier entre 30 et 50 mètres.)

b. Les inconvénients :

- Augmentation du nombre d'Appuis, altère à la fois l'aspect esthétique et augmente le coût global de l'ouvrage.
- Les fondations doivent être profonde à cause du poids de la structure .
- La difficulté de franchir en courbe .
- La présence d'un nombre important des appareils d'appuis et joints de chaussé et leur coût d'entretien.
- Le problème de tassement différentiel des appuis.

2. Conception de la variante :

a. Conception longitudinale :

Le Pont VIPP que nous avons proposé est d'une longueur totale de 289 mètres linéaires, donc Il est composé de :8 travées de 36 m.

Tableau II.3.Implantation des appuis.

PILE / CULEE	PK	PILE	PK	PILE / CULEE	PK
C1	127+928	P5	128 + 108	P3	128+036
P1	127+964	P6	128+144	P4	128+072
P2	128+000	P7	128+180	C2	128+216

b. Conception transversale :

Le tablier est constitué d'une couverture en béton armé et 9 poutres porteuse avec un entraxe entre elles de 1.41 mètre.

c. Conception des poutres :

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

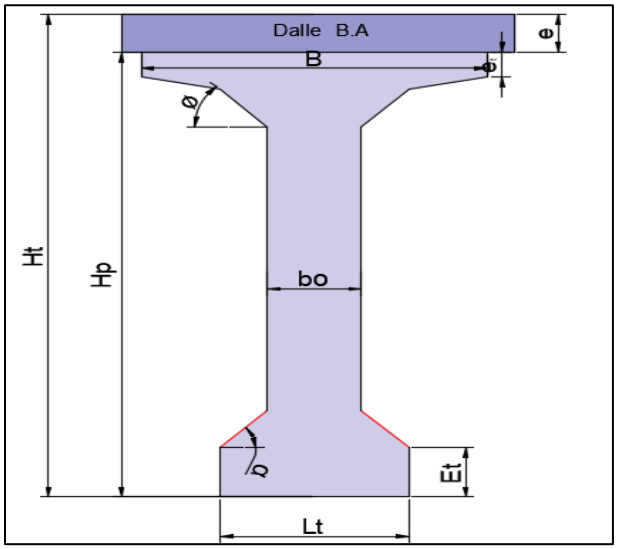
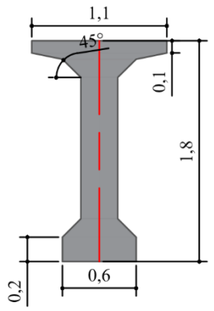


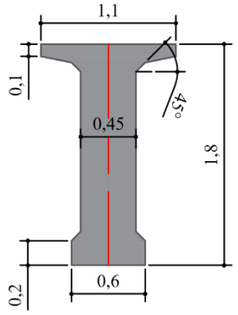
Figure II.5 coupe transversale d'une poutre .

Tableau II.4.Récapitulation du prédimensionnement de la variante à poutre

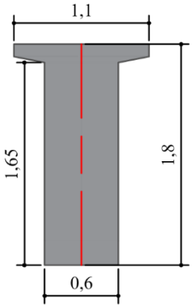
Élément	SYMBOLE	Ration usuel	Valeur retenue
Longueur totale de la poutre	L	25 - 40	36
Hauteur totale du tablier	Ht	$L/20 < Ht < L/17$	2.00m
Epaisseur de la dalle	e	$18 \leq e \leq 20$	0.20 m
Hauteur de la poutre	Hp	$H_p = H_t - e$	1.80 m
Entraxe des poutres	λ	En pratique : $1.40\ m < \lambda < 1.80\ m$	1.41 m
Entraxe des poutres de rive	L_a	L_a : dépend de la largeur de l'ouvrage et de l'entraxe des poutres	11.28 m
Nombre des poutres	N	$N= L_a / \lambda +1$	9
La largeur de la table de compression	B	$b \geq 0{,}6 \times H_p$	1.10 m
Épaisseur de la table de compression	e_t	$10\ cm \leq e_t$	10 cm
La largeur du talon	L_t	$60\ cm \leq L_t \leq 90\ cm$	60 cm
Épaisseur du talon	E_t	$10\ cm \leq E_t \leq 20\ cm$	20 cm
Inclinaison gousset de talon	α	$45° \leq \alpha \leq 56°$	45°
Inclinaison de gousset supérieure	ϕ	45°	45°
Dimensions de gousset supérieure		$0.15*0.15\ (m^2)$	
Épaisseur de l'âme à mi travée	b_0	/	30 cm
Épaisseur de lame en zone d'about	b_0	/	60 cm



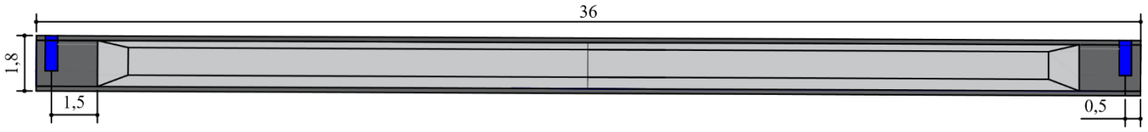
Sec mèdiane Ech 1/50



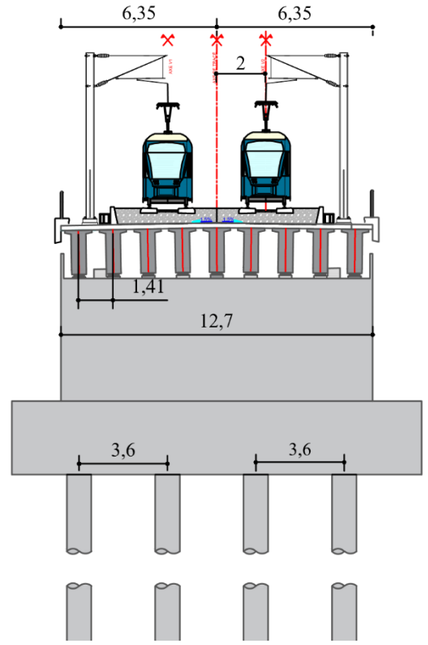
Sec intermèdiare Ech 1/50



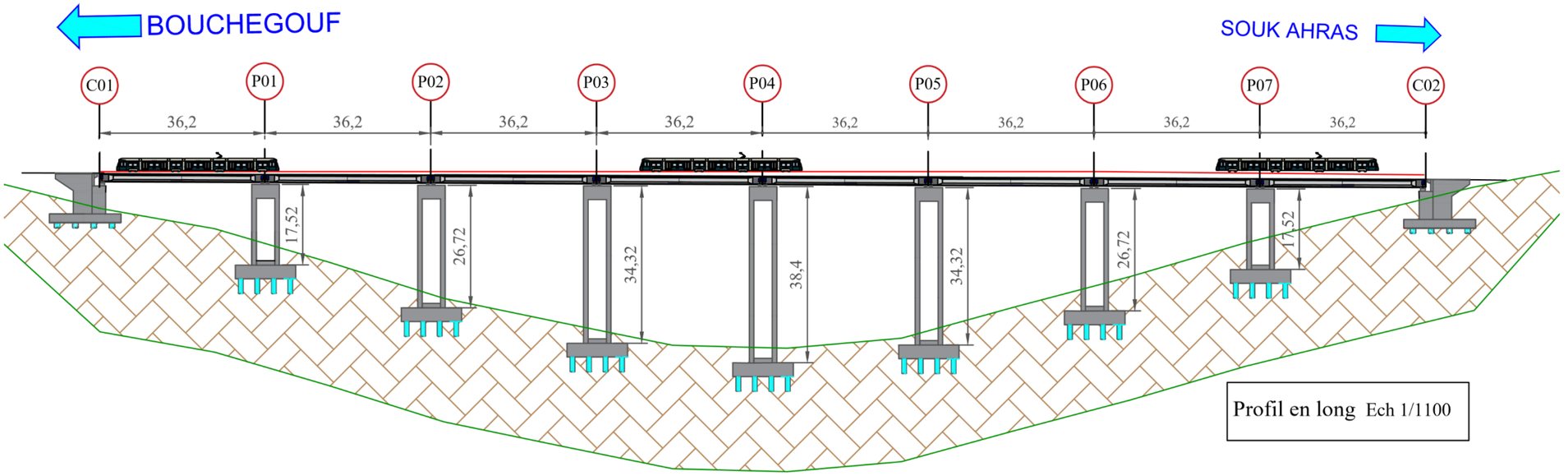
Section d'about Ech 1/50



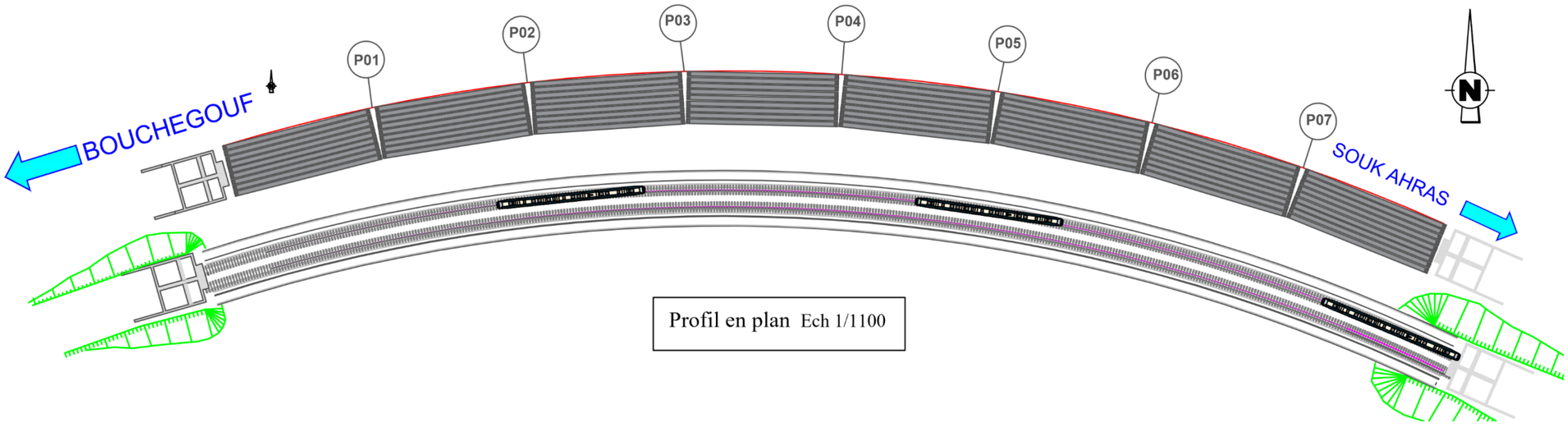
vue en long de la poutre Ech 1/200



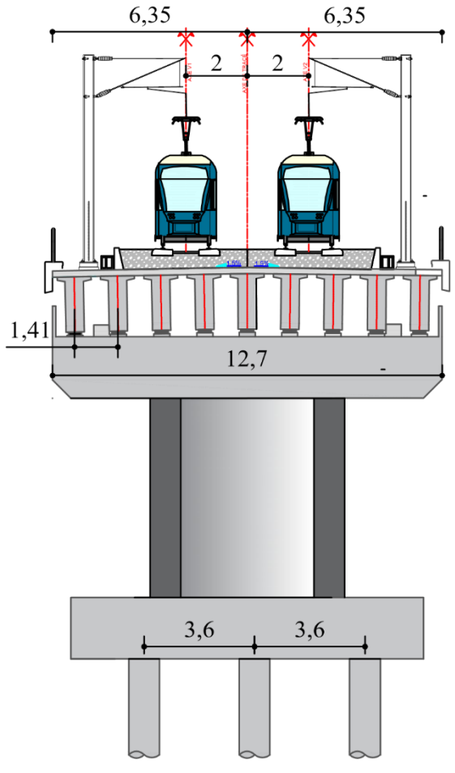
Coupe sur culèe Ech 1/200



Profil en long Ech 1/1100



Profil en plan Ech 1/1100



Coupe sur pile Ech 1/200

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

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

Projet Fin D'etudes	Variante N°2	Réalisé par	Page	Année universitaire
Conception et ètude d'un viaduc au Pk127+925 avec l'ètude spècifique de l'interaction voie/structure sur le troncon "BOUCHEGOUFE-SOUK AHRAS	Pont a Poutres	ZERROUKI HOUSSEM SOUAYEB ALA EDDINE	13	2023/2024

II.2.3 VARIANTE N°3 : Pont voussoirs en béton précontraint construit par encorbellements successifs coulé en place.

1. Présentation générale de la variante :

La construction des ponts à voussoirs consiste à réaliser le tablier d'un pont sans utilisation de cintres ni d'échafaudages au sol, en progressant par tronçons successifs appelés voussoirs. Chaque voussoir est construit en encorbellement par rapport à celui qui le précède. Une fois un voussoir achevé, les câbles de précontrainte qui aboutissent à ses extrémités sont tendus, ce qui les plaque contre les voussoirs précédents et forme une console autoporteuse, permettant ainsi de supporter la suite des opérations.

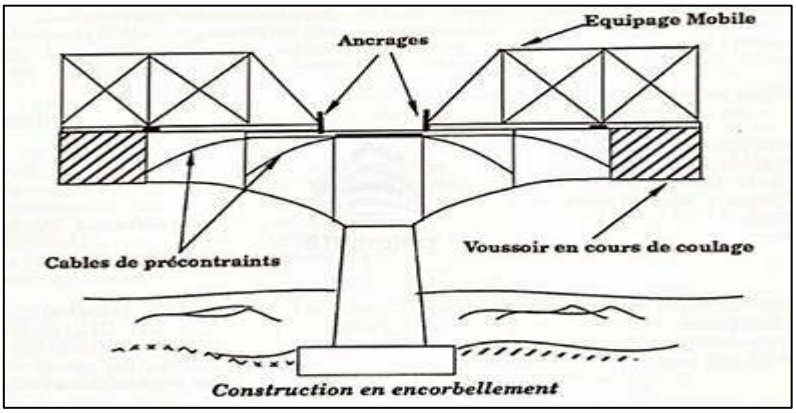


Figure II.6. Schéma habituel d'un pont construit par l'encorbellement successif.

2. Avantages et inconvénients :

a. Les avantages :

- La construction des tabliers se fait principalement sans contact avec le sol, ce qui permet de réaliser des ouvrages au-dessus de rivières à fortes crues ou de vallées très accidentées et profondes.
- La durée de vie et l'entretien de ces ponts sont prolongés, offrant une meilleure durabilité.
- Cette méthode permet de réaliser des ouvrages avec des géométries très variées, offrant une grande flexibilité de conception.
- Les ponts en encorbellement présentent des options esthétiques attrayantes. Ils permettent des designs élégants et simples qui s'intègrent bien dans différents environnements.

b. Les inconvénients :

- Le poids est très important.
- La construction de ponts en voussoirs précontraints par encorbellement peut nécessiter des équipements spécifiques et des techniques de construction avancées, entraînant des coûts initiaux plus élevés par rapport à d'autres méthodes.
- Complexité de la maintenance.

3. Conception de la variante:

a. Conception longitudinale:

Nous proposons pour cette variante de projeter un pont voussoirs de hauteur Variable avec une travée principale de 132 m et deux travées de rive de 79.2 m (60% de la travée principale), donc la longueur totale du pont sera égale à 290.4 m.

Tableau II.5. Implantation des appuis

PILE / CULEE	PK	PILE / CULEE	PK
C1	127+918	P2	128+129
P1	127+997	C2	128+208

b. Conception transversale :

Le tablier est constitué d'un ensemble de caissons de hauteurs variables en béton précontraint .

c. Découpage des voussoirs :

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

Tableau II.6 Découpage des voussoirs.

Type de voussoirs	Ratio usuel	Valeur retenue	Partie à hauteur	Nombre de voussoirs
Voussoirs sur piles	au moins 8m.	8m	Constante	2
Voussoirs de clavages	1.5 à 3 m.	1.6 m	Constante	3
Voussoirs courants	2.5 à 4 m	3.4m	Variable	18*2*2 = 72
Partie coulée sur cintre	/	3.1m	Constante	4*2=8

En utilisant le découpage précédent, on obtient un nombre total de voussoirs : N = 85.

d. Conception des voussoirs :

Le prédimensionnement a été fait selon le guide de conception [SETRA: Ponts en béton précontraint encorbellements successifs 2003.

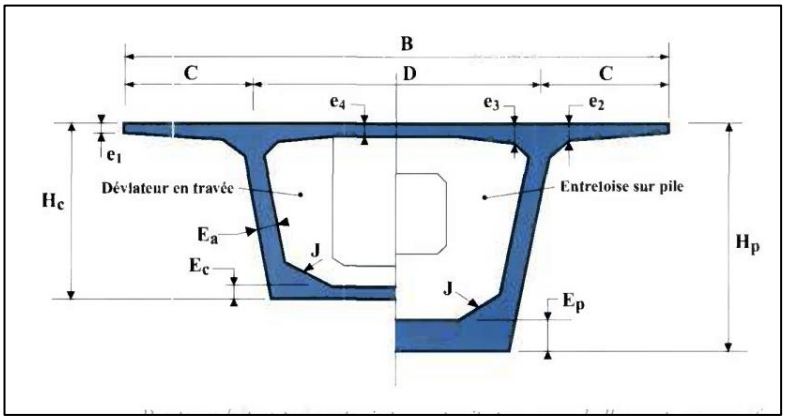


Figure II.7. coupe transversale d'un Voussoir.

Tableau II.7 .Récapitulatif du prédimensionnement de la variante.

Elément		Ration usuel	Valeur retenue
Largeur du voussoir		B	12.7 m
Largeur d'encorbellement		C=B/4	3.175 m
Entraxe des âmes		D=B-2C	6.35 m
Epaisseurs de l'hourdis supérieur	e1	e1 ≥ 16 à 18 cm	20 cm
	e2	C/7 ≤ e2 ≤ C/8	45 cm
	e3	e3 = 10 + D/25 avec (e3 > e2 – 10 et e3 > 1.5 e4)	35 cm
	e4	D/30 ≤ e4 ≤ D/25	25 cm
Inclinaison de l'âme		10% ≤ α ≤ 30%	10 %
Gousset supérieur		30° ≤ β ≤ 45°	40^0
Gousset inférieur		(jusqu'à 10°) 40° ≤ γ ≤ 45°	40^0
Loi de variation (parabolique)		$H[x]=h_0+[h_1-h_0][2x^*/l]^2$	
Hauteur du voussoir	Sur pile	$L/h_1=14+L/45$	7.5 m
	Sur clef	$L/h_0=19+L/7$	3.8 m
Epaisseur de l'âme		$Ea_{min}=L/275 +1.25^* B/L$ Ea ≥ 26 + L/500	50 cm
Epaisseur de l'hourdis inf	Sur pile	35 ≤ Ep ≤ 80 cm	70 cm
	Sur clef	Ec ≥ 18 à 22 cm	30 cm

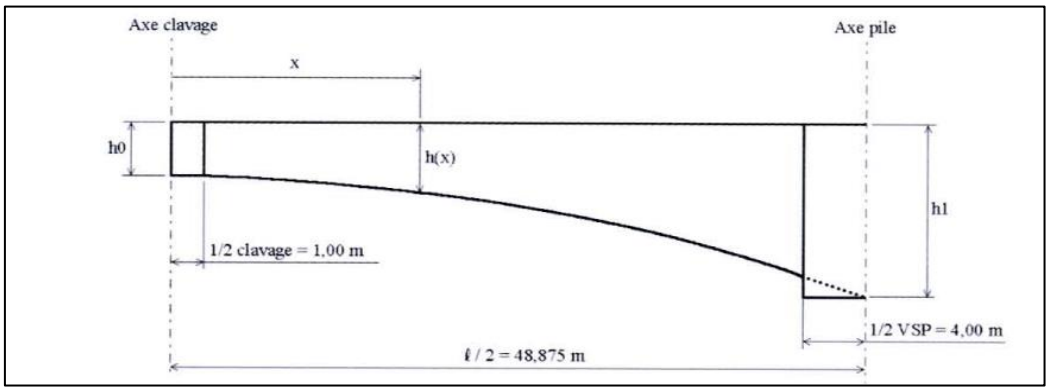


Figure II.8. La courbe parabolique de la variation d'hauteur.

Dans les travées centrales, la hauteur totale du caisson varie paraboliquement suivant la loi :

$$h(x)= h0+(h1-h0)*(\frac{2X}{l})^2$$

Considérée avec les notations dans cette figure ci-dessous, tel que dans notre cas :

l/2clavage =0.8m, l/2 =66 m et l /2 VSP =4m.

Il faut aussi fixer l'épaisseur Ɛ(x) du hourdis inferieur, en fait, nous adoptons pour celle-ci une loi de variation parabolique analogue de h(x), soit avec Ɛ0 et Ɛ1 les épaisseurs à la clé et sur pile :

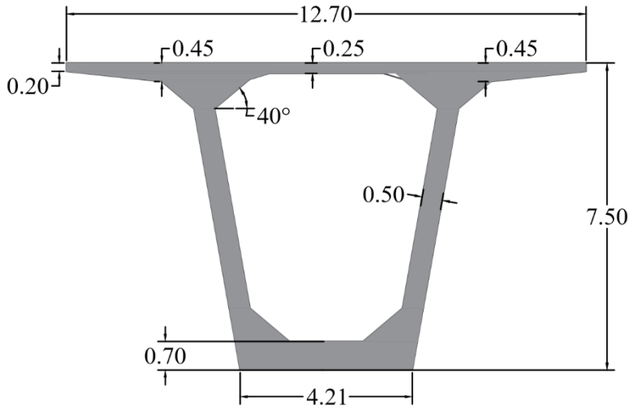
$$Ɛ(x)= Ɛ0+(Ɛ1- Ɛ0)*(\frac{2X}{l})^2$$

Tel que Ɛ0= 0.3m Ɛ1=0.7m

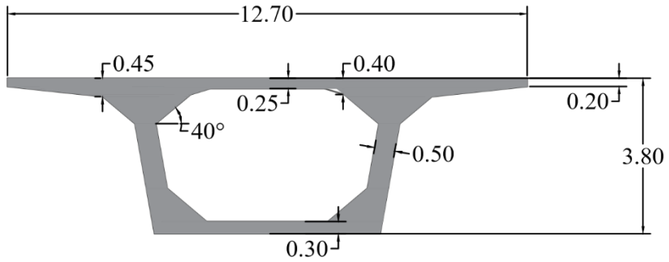
Caractéristiques des Sections dans le tableau suivant :

Tableau II.8. Caractéristiques des Sections.

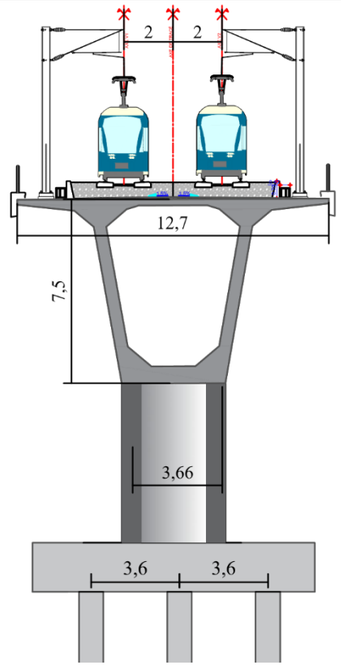
Caractéristiques	Section a la clef	Section sur pile
h(x)	3.8	7.5
Ɛ(x)	0.3m	0.7m
Area	10.9231m^2	15.6382 m^2
V	1.4549 m	3.2574 m
V'	2.3451 m	4.2426 m



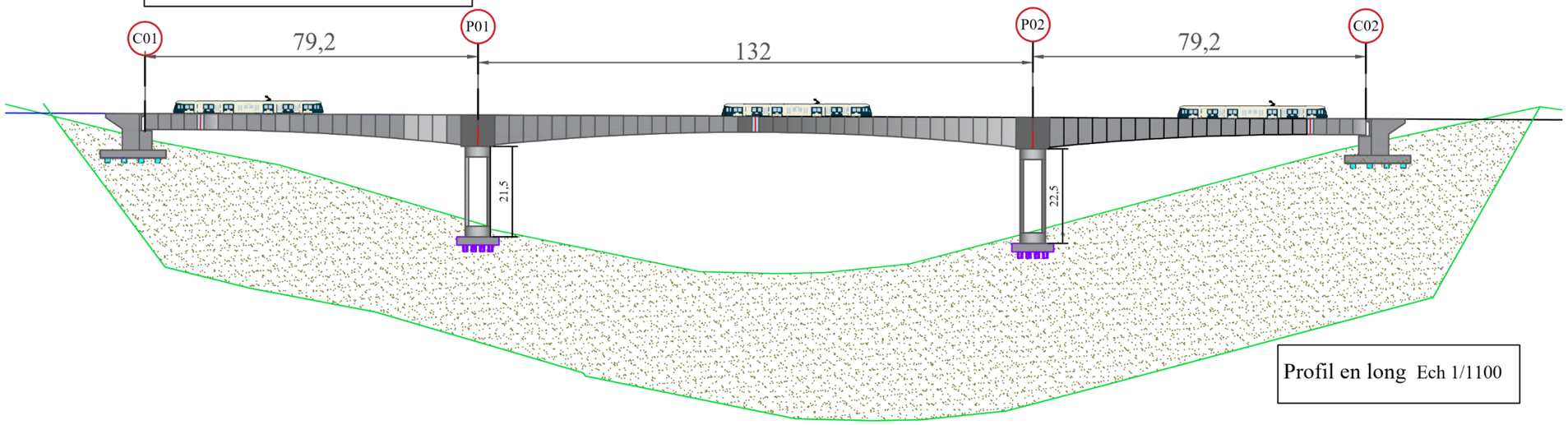
Section transerversale VSP Ech 1/50



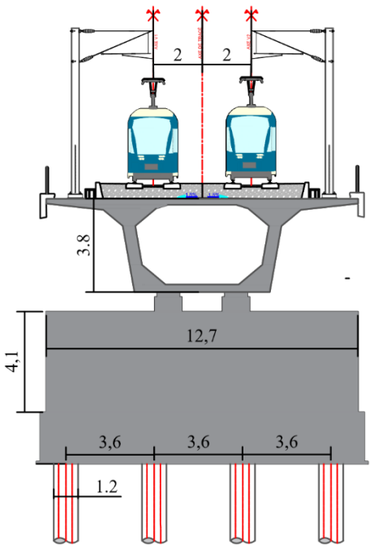
Section transerversale VC Ech 1/50



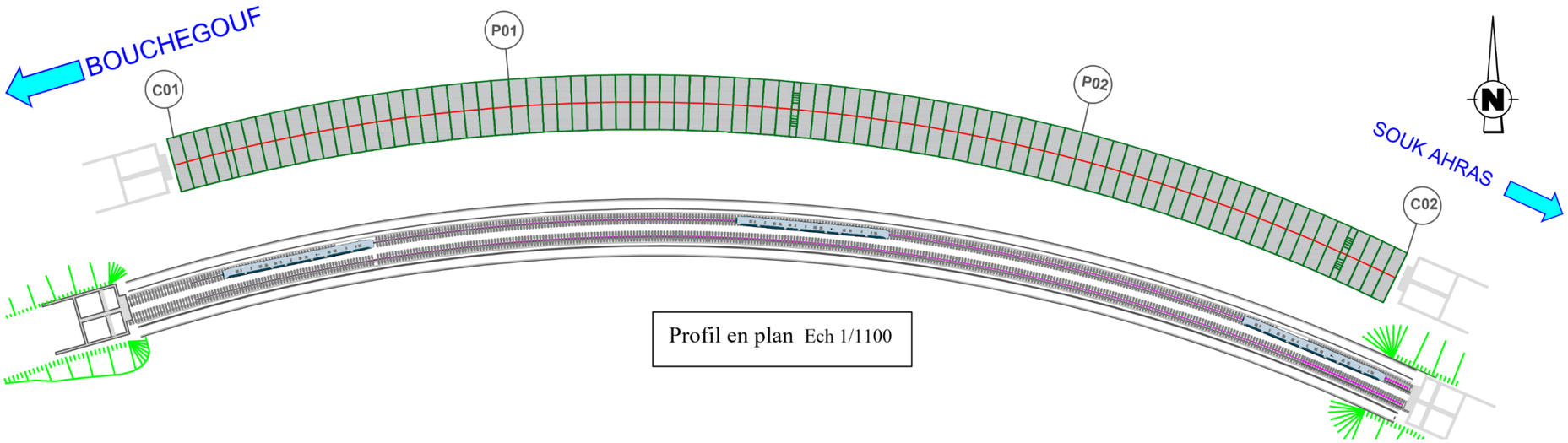
Coupe transversale sur pile Ech 1/200



Profil en long Ech 1/1100



Coupe transversale sur culée 1/200



Profil en plan Ech 1/1100

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

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

Projet Fin D'etudes	Variante N°3	Réalisé par	Page	Année universitaire
Conception et ètude d'un viaduc au Pk127+925 avec l'ètude spècifique de l'interaction voie/structure sur le troncon "BOUCHEGOUFE-SOUK AHRAS	Pont Voussoirs construit par encorbellements successifs	ZERROUKI HOUSSEM SOUAYEB ALA EDDINE	19	2023/2024

II.3 Analyse multicritères :

L'analyse multicritères se présente comme un outil précieux dans le processus décisionnel, permettant d'évaluer les différentes variantes en fonction de critères préalablement convenus. Les trois variantes seront soumises à une comparaison, tenant compte des aspects esthétiques, économiques, d'entretien, techniques d'exécution, et des délais de réalisation.

II.3.1 L'exécution : (/6 points)

- ***PONT MIXTE (Bi poutres) :***

Dans notre projet on a utilisé bi poutre donc une facilité dans la pose des poutres par ailleur, il faut un contrôles et précision de fabrication en usine et sur site.

- ***PONT A POUTRES EN BETON PRECONTRAINT (post-tension) :***

La construction d'un pont à poutres ne demande pas de grands moyens sauf pour la Préfabrication des poutres dans des moules spéciaux aussi leurs transports et leur posent.

- ***PONT EN BETON PRECONTRAINT ENCORBELLEMENTS SUCCESSIFS :***

La construction d'un pont en béton précontraint encorbellements successifs demande des grands moyens l'équipage mobile pour coule surplace les voussoirs et surtout pour assurer la stabilité de fléau.

II.3.2 L'entretien : (/4 points)

- ***PONT MIXTE (Bi poutres) :***

Le seul problème des ponts mixtes est l'entretien périodique contre la corrosion atmosphérique.

- ***PONT A POUTRES EN BETON PRECONTRAINT (post-tension) :***

L'entretien n'est pas demandé dans ce type sauf pour les équipements, Vérinage du tablier pour changer les appareils d'appuis. Ou bien dans le cas de déplacement des poutres vu les vibrations dues aux trains.

- ***PONT EN BETON PRECONTRAINT ENCORBELLEMENTS SUCCESSIFS :***

L'entretien n'est pas demandé dans ce type sauf pour les équipements.

II.3.3 L'esthétiques : (/5 points)

Les deux premières variantes ont une forme relativement naturelle et s'intègrent de manière satisfaisante dans le paysage, mais la troisième variante a une forme beaucoup plus esthétique, qui rajoute une beauté à l'espace et donc un développement d'entourage.

II.3.4 L'économie : (/5points)

La troisième variante est la plus coûteuse. En revanche, la deuxième variante est la moins coûteuse.

Tableau II.9. Évaluation Multicritères des trois Variantes.

CRITERE		VARIANTE1	VARIANTE 2	VARIANTE 3
Exécution		6/6	5/6	3/6
Esthétique		3/5	1/5	5/5
Entretien		1/4	3/4	4/4
Economie		4/5	5/5	3/5
COUT	S (m^2)	3814.8	3814.8	3828
	PU(DA/m^2)	420 000	350 000	450 000
	Prix Total	1 602 216 000	1 335 180 000	1 722 600 000
Note totale		**14/20**	**14/20**	**15/20**

Nota: L'estimation du coût d'un ouvrage basée sur sa surface en plan est erronée si les piles sont élancées. Dans ce cas, le prix de la variante 2 sera plus élevé en raison de la longueur réduite des travées.

II.4 Conclusion :

La conception optimale est celle qui réduit le nombre d'appuis afin de minimiser les risques, car les appuis, en particulier les piles, sont très vulnérables aux attaques des eaux. Par conséquent, la variante n°3 est la plus adéquate. De plus, cette variante est particulièrement adaptée aux courbes, comme dans notre cas avec un rayon de 400 m.

CHAPITRE III

HYPOTHESES DE CALCULE

CHAPITRE III: Hypothèses de calcul

III.1 INTRODUCTION:

Aujourd'hui, le béton armé est le matériau le plus couramment utilisé dans les constructions, surpassant le bois, la pierre et même le métal. Il est également préféré tant pour ses qualités constructives que pour ses possibilités architecturales.

Ce chapitre a pour objectif de définir et de déterminer tous les matériaux utilisés pour la construction de cet ouvrage d'art. Il fournira également leurs caractéristiques mécaniques, ainsi que les normes et les règles de calcul utilisées.

III.2 NORMES ET REGLES DE CALCUL :

Selon les normes **BAEL 91 révisée 99** et **BPEL 91 révisée 99** les caractéristiques des trois matériaux utilisés dans les structures en béton précontraint sont déterminées. Ces matériaux sont :

- Le béton,
- Les armatures de précontrainte,
- Les armatures passives.

III.2.1 Béton :

1. Résistance à la compression :

Dans la plupart des cas, un béton est caractérisé par sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours, connue sous le nom de "valeur caractéristique requise". Les tests de compression simple sur des éprouvettes cylindriques permettent de mesurer cette résistance.

$$\boldsymbol{f_{cj} = \frac{j}{4.67+0.83\,j}\, f_{c28}} \qquad \textbf{pour } \boldsymbol{f_{c28} \leq 40\ MPA}$$

$$\boldsymbol{f_{cj} = \frac{j}{1.4+0.95\,j}\, f_{c28}} \qquad \textbf{pour } \boldsymbol{f_{c28} \geq 40\ MPA}$$

Pour un béton âgé de « j » jours on a :

- Pour la superstructure :

$\boldsymbol{f_{cj} =}$ **=50 MPa** si j ≥ 28 jours.

- Pour l'infrastructure :

$\boldsymbol{fc_j}$ **= 30 MPa** si j ≥ 28 jours

2. Résistance à la traction :

La résistance caractéristique à la traction du béton au bout de « j » jours, désignée par ftj, est définie par la relation suivante :

$$ft_j = 0.6+0.06\, f_{cj}$$

- Pour la superstructure : ft_{28}= 3.6 MPa
- Pour l'infrastructure : ft_{28} =2.4 MPa

3. Déformation instantanée de béton :

Selon les règles du BPEL, le module de déformation instantanée du béton est défini par les contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24 heures et à l'âge de j jours.

$$E_{ij} = 11000 \times \sqrt[3]{f_{c28}}$$

Pour j= 28 jours :

- $E_{ij} = 40\,524.3\ MPa$; pour la superstructure.
- $E_{ij} = 34179.56\ MPa$; pour l'infrastructure.

4. Module de déformation différée :

Les différentes déformations du béton incluent le retrait et le fluage. Le module de déformation différée du béton à l'âge de (j) jours, qui correspond à des charges ayant une durée d'application prolongée (réglementairement plus de 24 heures), est de :

$E_{vj} = 3\,700 \times \sqrt[3]{f_{c28}}$.

- Pour j= 28 jours
- $E_{vj} = 13\,630.9 MPa$; pour la superstructure,
- $E_{vj} = 11\,496.76\ MPa$; pour l'infrastructure,

5. Déformations transversale de béton:

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

E : module de Young

$\boldsymbol{v}$ **:** coefficient de POISSON

- v= 0.2 : pour une zone non fissurée.
- v= 0 : pour une zone fissurée.

6. Contrainte de calcul à état limite ultime :

Ce diagramme est universellement applicable. Il se compose d'un arc de parabole du second degré, prolongé à son sommet par un palier horizontal dont l'ordonnée a pour valeur de :

$$f_{bu} = \frac{(0.85 \times fc_j)}{\theta \times \gamma_b} \text{ (MPa)}$$

- Le coefficient θ est fixé à :
- θ = 1.0 lorsque la durée t > 24h.
- θ = 0.9 lorsque la durée 1h < t < 24h.
- θ = 0.85 lorsque la durée t < 1h.
- γ_b:
- 1,5 situation transitoire .

- 1,15 situation accidentelle.
- 1,5 situation durable.

Tableau III.1.Contraintes dans le béton à l'état limite ultime.

Etat	Contrainte limite		Superstructure	Infrastructure
ELU	$f$bu (MPa)	γb = 1.5	28.3	17
		γb = 1.15	40	22.17

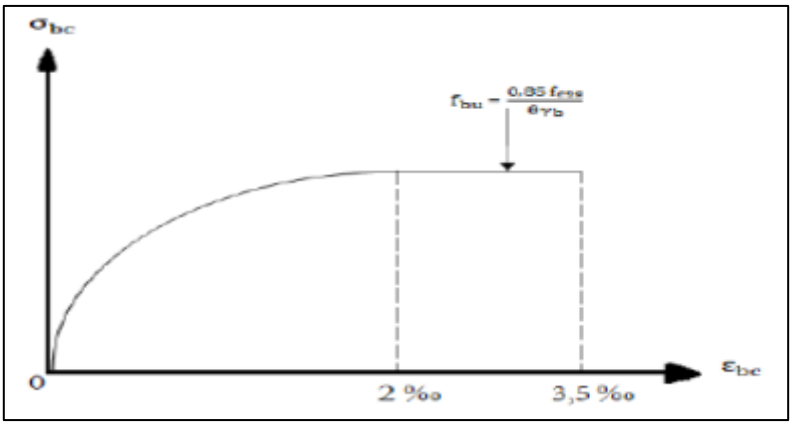


Figure III.1. diagramme contrainte déformation à ELU.

7. Qualité attendue de béton pour un ouvrages en BP :

- Une excellente résistance à la compression à court terme (quelques jours) et à long terme (28 jours et plus).
- Une excellente résistance aux agents agressifs, aux conditions météorologiques et à l'eau de mer.

- Une déformation instantanée et différée minimale.
- Une maniabilité pour une mise en œuvre aussi efficace que possible.

Tableau III.2.Caracteristiques du béton.

	Superstructure	Infrastructure
f_{cj} (MPA)	50	30
f_{tj} (MPA)	3.6	2.4
Type de ciment	CPA 42.5	CPA 42.5
E_{ij} (MPA)	40 524.3	34179.56
E_{vj} (MPA)	13 630.9	11 496.76

III.2.2 Les aciers :

Les matériaux en acier utilisés dans la construction de béton précontraint sont de deux types distincts :

- L'utilisation d'aciers passifs permet de reprendre les efforts tranchants et de réduire les fissures.
- Les aciers actifs sont utilisés pour la précontrainte.

1. Armature passifs :

Le ferraillage des voussoirs utilise des armatures à haute adhérence (HA) de classe FeE500. Le module d'élasticité longitudinal de l'acier, connu sous le nom de "module de Young", est défini comme suit :

$$E_s = 2\times10^5\ MPa.$$

2. Contrainte de l'acier à l'ELU :

La contrainte limite à l'ELU de l'acier est donnée par :

$$fsu = \frac{fe}{\gamma s}$$

Avec :

- γ_s =1.15 : Combinaison fondamentale.
- γ_s =1 : Combinaison accidentelle.

Tableau III.3.Contrainte de l'acier a l'ELU.

	Combinaison	
fsu (MPa)	Fondamentale	Accidentelle
	434.78	500

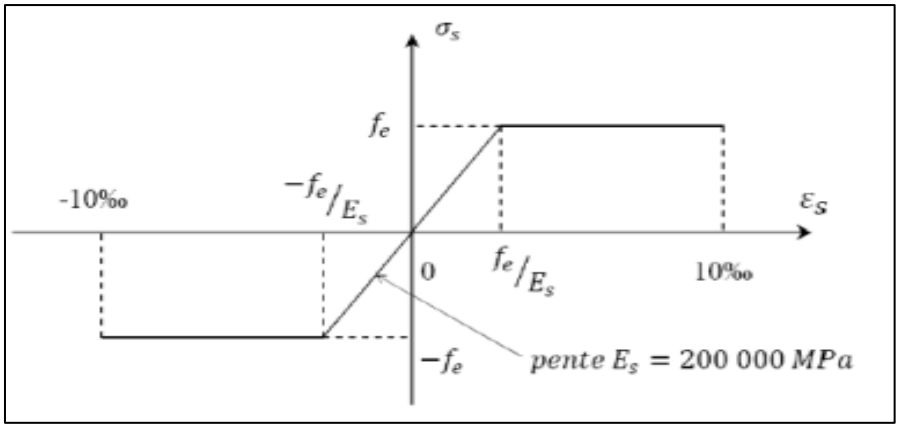


Figure III.2 .Diagramme contrainte-déformation de calcul de l'acier à l'ELU.

3. Contrainte de acier a ELS :

Tableau III.4.Contrainte de l'acier a ELS.

Fissurations	Contraint limite (MPA)	Superstructure	Infrastructure
Peu nuisible	Pas de limitation des contraintes, aucune vérification n'est requise		
Préjudiciable	$\boldsymbol{\sigma_s = max(0.5\, f_e\,; 110\sqrt{1.6 f_{tj}})}$	**264**	**250**
Très préjudiciable	$\boldsymbol{\sigma_s = max(0.4\, f_e\,; 88\sqrt{1.6 f_{tj}})}$	**211.2**	**200**

4. Armatures actifs :

Les armature de précontraintes sont constituées de torons **12T15** type **TBR** (très base relaxation)

De classe 1860 dont les caractéristiques de câble montrées ci-dessous :

- Resistance ultime : $fprg = 1860\ \ MPa$
- Limite élastique : $fpeg = 1674\ \ MPa$
- Section d'un toron : $Ap = 139\ mm^2$
- Diamètre de la gaine : $\phi_g = 80\ mm$
- Contrainte à l'origine : $\sigma_{P_0} = 1488\ MPa$
- Module d'élasticité : $Ep = 190000\ MPa$
- Coefficient de frottement droit : $\varphi = 0.003\ m^{-1}$
- Coefficient de frottement de courbure : $f = 0.2\ rd^{-1}$
- Coefficient de relaxation maximale des câbles a 1000 h : $\rho = 2.5\ \%$
- Coefficient de recul d'ancrage : $g = 2\ mm.$

Classe II : Dans cette classe, on reconnaît les contraintes de traction dans le béton mais pas la formations des fissures.

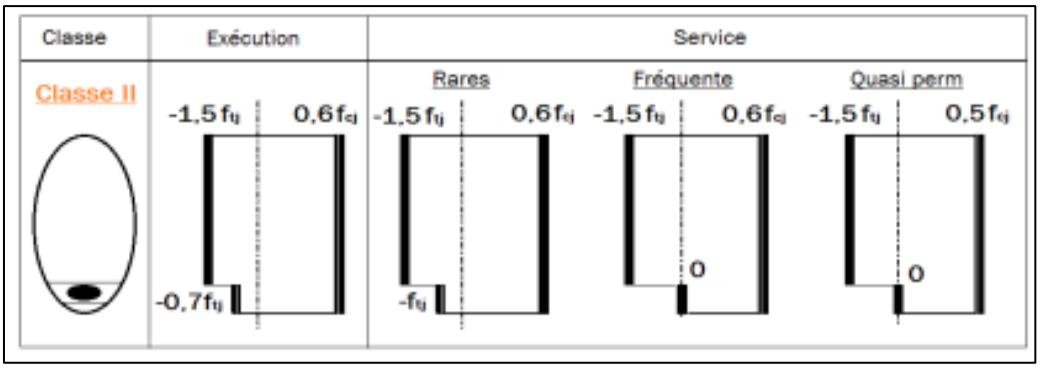


Figure III.3. limitation des contraintes dans une section BP.

III.3 CONCLUSION :

Dans Ce chapitre on été établis les hypothèses de base et sélectionné les caractéristiques des matériaux, qui seront utilisées dans la suite des calculs, notamment pour l'évaluation des charges et surcharges, objet du chapitre suivant.

CHAPITRE IV

CHARGES ET SURCHARGES

CHAPITRE IV : Charges et Surcharges

III.4 EVALUATION DES ACTIONS:

III.4.1 Evaluation des actions hors trafic :

1. Actions permanentes :

❖ Les compléments de charges permanentes CCP :

Tableau IV.1. Estimation du poids dû aux CCP.

Eléments	Poids volumique (KN/m^3)	Poids linéaire (KN/ml)	PCCP (KN)
Chape d'étanchéité	25	15.875	4610.10
Ballast normal	20	108.55	31522.92
Traverse	/	4.20	2439.36
2 Rails UIC 60	/	1.20	696.96
Caténaire	/	2.40	1393.92
Garde-corps	/	1.00	580.8
Corniche	25	7.70	4472.16
Total	/	/	45716.22

❖ **Poids des voussoirs :**

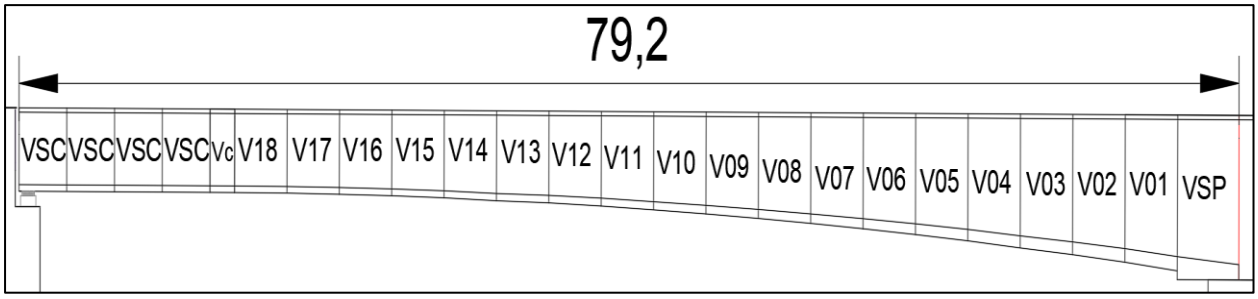


Figure IV.1. Découpage des voussoirs.

Tableau IV.2.Poids du tablier voussoirs.

N° Vs	x	S (x)	L (m)	V (m3)	P (KN)
VSP	0,00	15,64	8,00	125,11	3127,64
V01	1,70	14,93	3,40	50,77	1269,22
V02	5,10	14,53	3,40	49,39	1234,69
V03	8,50	14,12	3,40	48,02	1200,50
V03	11,90	13,75	3,40	46,75	1168,84
V04	15,30	13,41	3,40	45,59	1139,84
V05	18,70	13,08	3,40	44,46	1111,48
V06	22,10	12,76	3,40	43,40	1084,92
V07	25,50	12,47	3,40	42,41	1060,26
V08	28,90	12,21	3,40	41,50	1037,61
V09	32,30	11,96	3,40	40,68	1016,96
V10	35,70	11,74	3,40	39,92	997,99
V11	39,10	11,54	3,40	39,25	981,22
V12	42,50	11,38	3,40	38,68	967,05
V14	45,90	11,24	3,40	38,20	955,12
V15	49,30	11,12	3,40	37,80	945,10
V16	52,70	11,03	3,40	37,50	937,44
V17	56,10	10,97	3,40	37,29	932,13
V18	59,50	10,93	3,40	37,17	929,16
Vc	/	10,92	1,60	17,48	436,92
VSC	/	10,92	12,40	135,45	3386,16
Poids d'un demi-fléau					20751,81
Poids propre total des voussoirs					90216,48
Poids total du tablier (poids propre + CCP)					135 932.7

2. Action thermique :

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

En phase de construction $\Delta\theta = \pm 12°C$

En service $\Delta\theta = \pm 7°C$

On adopte une variation uniforme de température de : + 35°C / -15°C (climat tempéré), plus les températures initiales au moment du collage comprises entre +10° C et +25° C.

Donc Les valeurs de calcul sont : $\Delta T^{+} = +25°$ C et $\Delta T^{-} = -40°$ C.

3. Action due au vent :

C'est une pression horizontale statique appliqué au surface du tablier. La valeur de calcul est 2.00 kN/m².

III.4.2 Evaluation des actions dues au trafic :

1. Présentation du trafic ferroviaire :

Le trafic ferroviaire englobe toutes les activités liées à la circulation des trains et des convois ferroviaires, considérant leurs caractéristiques telles que les charges, l'espacements d'essieux et les vitesses. Pour évaluer ses effets maximaux, on introduit quatre schémas de charge, notamment les schémas 71 et SW/0 pour les ponts continus, représentant le trafic normal sur les lignes principales. Le modèle SW/2 est utilisé pour les charges lourdes, tandis que le modèle "Train à vide" représente l'effet des trains circulant sans charge.

2. Domaine d'application :

Ce trafic ferroviaire concerne les voies à écartement normal et large. Les schémas de charges définis représentent les effets du trafic de service avec les accroissements dynamiques pris en compte séparément. En cas de trafic hors des schémas spécifiés, des modèles de charge alternatifs doivent être définis pour le projet.

Ce point exclut les actions dues aux :

- Chemins de fer à écartement étroit.
- Tramways et autres chemins de fer légers.
- Chemins de fer historiques.
- Chemins de fer à crémaillères et à petites roues et funiculaires.

3. Charges ferroviaires :

Selon Eurocode 1 Partie 2 et CODE UIC 776-1 , on définit 3 schémas de charge UCI 71, SW/0 et SW/2 pour notre cas.

a. Schéma de charge UIC71 :

Le modèle de charges 71 représente l'effet statique des charges verticales dues au trafic ferroviaire normal, ses dispositions et valeurs caractéristiques des charges verticales sont définies selon la Figure IV.2.

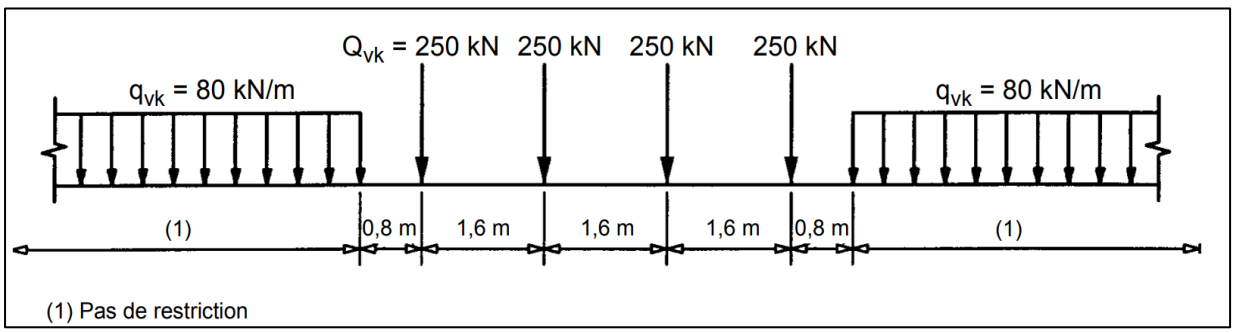


Figure IV.2. Modèle de charges 71 et valeurs caractéristiques pour les charges verticales.

Nota: Les valeurs caractéristiques indiquées en Figure IV.2 sont multipliées par un coefficient α, ce coefficient prend l'une des valeurs suivantes: 0.75 – 0.83 – 0.91 – 1.00 – 1.10 – 1.21 – 1.33 –1.46.

On prend **α= 1.21.**

b. Schéma des charges SW/0 et SW/2 :

Le modèle de charges SW/0 décrit l'effet statique des charges verticales d'un trafic ferroviaire normal sur les poutrelles continues. Tandis que le modèle de charges SW/2 représente l'effet statique des charges verticales résultant d'un trafic ferroviaire lourd.

La disposition des charges correspond au schéma de la Figure IV.3, les valeurs caractéristiques des charges verticales étant celles qui figurent au Tableau IV.3.

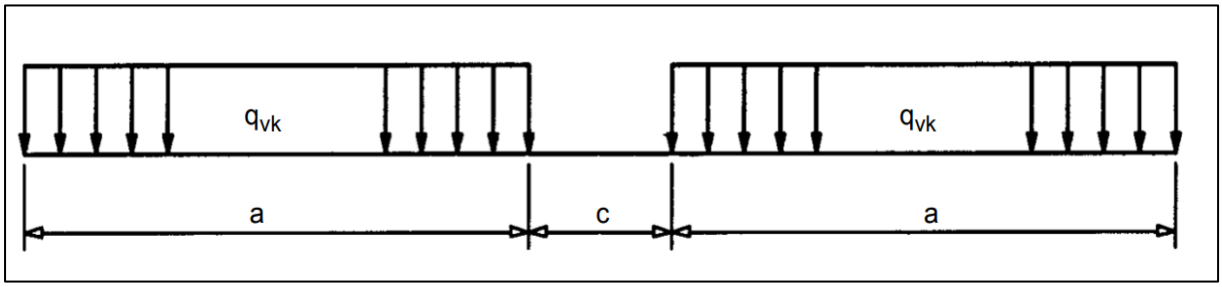


Figure IV.3. Modèles de charges SW/0 et SW/2.

Nota: Les valeurs caractéristiques du charges SW/0 indiquées en Tableau IV.3 sont aussi multipliées par le coefficient α.

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

Modèle de charges	qvk [kN/m]	a [m]	C [m]
SW/0	133	15.0	5.3
SW/2	150	25.0	7.0

4. Forces horizontales :

a. Les actions imputables à la traction et au freinage :

Les forces de traction et de freinage agissent uniformément le long des rails dans le sens longitudinal de la voie et sont considérées comme uniformément réparties sur leur longueur d'influence. La direction de ces forces doit être conforme au sens de circulation autorisé sur chaque voie.

❖ Force de traction **:**

$$\boldsymbol{Qlak} = \mathbf{33}\ \boldsymbol{KN/m} * \boldsymbol{L}\ [\boldsymbol{m}] \leq \mathbf{1\ 000}\ \boldsymbol{kN}$$

comme L = 290.4 m Donc : $\boldsymbol{Qlak}$ = 9583.2 KN > 1000 KN **(ne vérifier pas)**

Alors la valeur de calcul est : $\boldsymbol{Qlak} = \frac{1000}{290.4} = 3.44\ KN/m$

Appliqués sur l'ensemble du tablier pour le schéma de charge UIC 71 et les schémas de charge SW/0 et SW/2.

❖ Force de freinage :

- Pour le schéma de charges UCI 71 et le schémas SW/0

$$\mathbf{Qlb = 20\ kN / m \times L\ [m] \leq 6000\ kN}$$

Qlb = 20*290.4=5808KN < 6000 KN

On doit majorer cette force par le coefficient α, tel que : α =1.21

On trouve 7027.68 KN > 6000 KN **(ne vérifier pas)**

Alors la valeur de calcul est : $\mathbf{Qlb} = \frac{6000}{290.4} = \mathbf{20.66\ KN/m}$

- Pour le schéma de charge SW/2 :

Q = 35 KN/m

b. Effort de lacet :

L'effort de lacet est considéré comme une force concentrée qui agit horizontalement, au sommet des rails, perpendiculairement à l'axe de la voie. La valeur caractéristique de l'effort de lacet est fixée à Qsk = 100 kN.

Nota : Cette force caractéristique doit être multipliée par le coefficient α.

Alors la valeur de calcul est : **Qsk = 121 kN.**

5. Effet dynamique

Les contraintes et déformations statiques d'un pont, ainsi que l'accélération du tablier, sont influencées par le trafic en raison de plusieurs facteurs : la réponse inertielle de la structure, le passage de charges successives pouvant créer des résonances, et les variations de charges dues aux imperfections de la voie ou des véhicules. Une analyse statique doit être effectuée avec les modèles de charge spécifiés et les résultats multipliés par un facteur dynamique. Les exigences pour une analyse dynamique sont détaillées dans le chapitre §6.4.4 de l'EN1991-2, prenant en compte la vitesse maximale, la longueur de la travée et les fréquences naturelles de la structure.

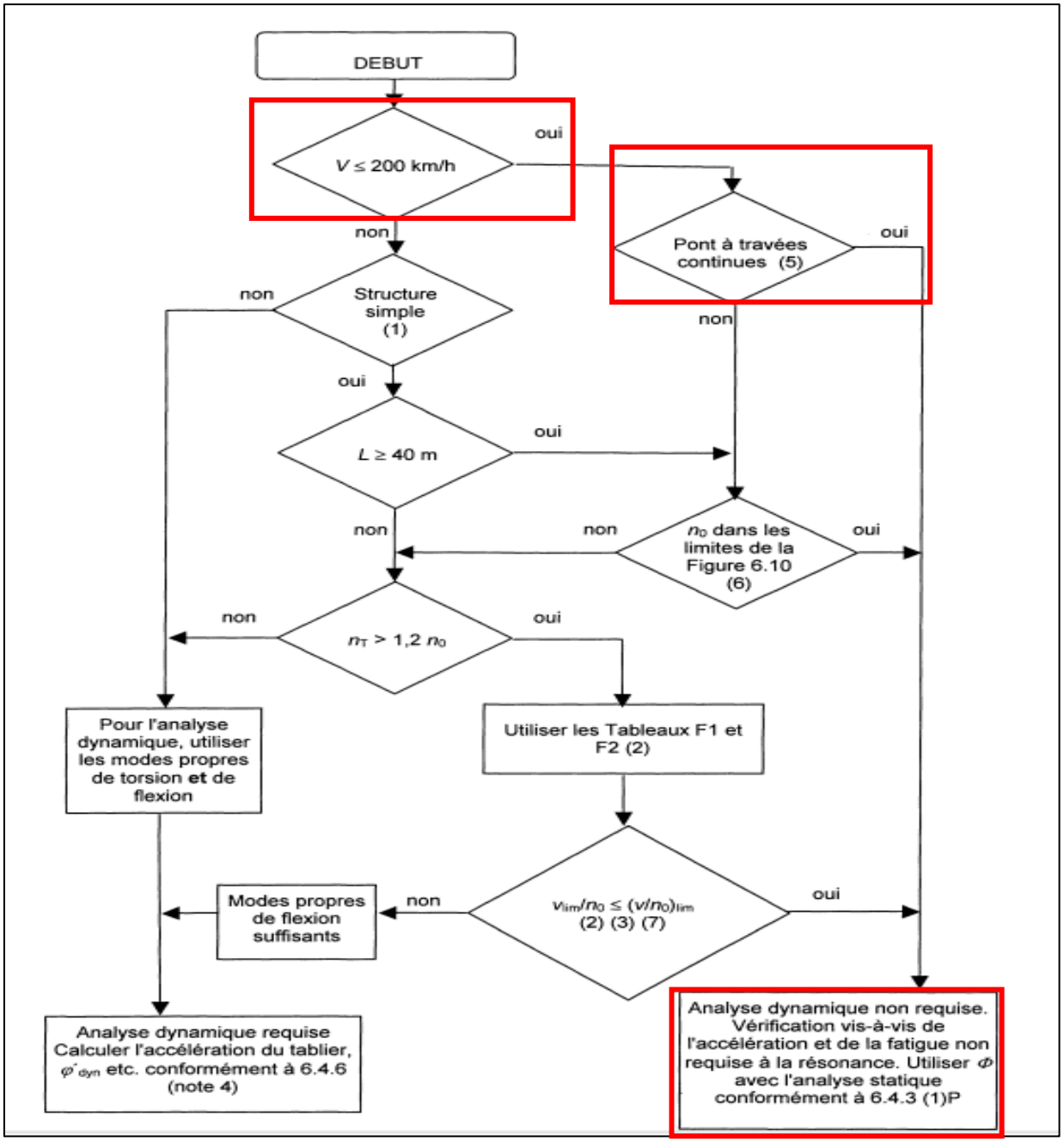


Figure IV.4.Extrait du figure 6.9 EN1991-2.

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

a. Coefficient dynamique Φ ($\Phi_2$et Φ_3) :

Le coefficient dynamique qui augmente les effets de la charge statique dans les modèles de charges 71, SW/0 et SW/2 est défini en tant que.

En général, le coefficient dynamique **Φ** est défini comme Φ_2 ou Φ_3 en fonction de la qualité de la maintenance de la voie selon les modalités suivantes :

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

$$\Phi_2 = \frac{1.44}{\sqrt{L_\Phi - 0,2}} + 0,82, \text{ avec } 1,00 \leq \Phi_2 \leq 1,67.$$

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

$$\Phi_3 = \frac{2,16}{\sqrt{L_\Phi - 0,2}} + 0,73 \text{ , avec } 1,00 \leq \Phi_3 \leq 2,00.$$

Où

L_Φ : est la longueur du déterminant défini dans le Tableau 6.2 EN1991-2 en fonction de l'élément structurel.

- **Lm** = 1/n + (L_1+ L_2 + L_3 + L_4 + L_5) = **96,8m**.
- $\boldsymbol{L_\Phi}$= K× Lm tell que **n = 3→ k =1,3** donc $\boldsymbol{L_\Phi}$ = **125,84m**.

Alors en trouve : Φ_2**= 0,95** et on prend Φ_2 **= 1.**

Φ_3**= 0,19** et on prend Φ_3 **= 1.**

6. Déraillement :

On considère selon l'article 2.7 du Code UIC 776-1 la possibilité du déraillement pour les justifications au ELU accidentelles. Il faut prévenir le renversement ou l'effondrement de la structure dans son ensemble.

Deux situations de calcul doivent être considérées :

a. Situation de Calcul I :

Déraillement de véhicules ferroviaires, les véhicules déraillés demeurent en équilibre dans la zone de la voie sur le tablier du pont, les véhicules étant retenus par le rail adjacent ou par un mur bordant.

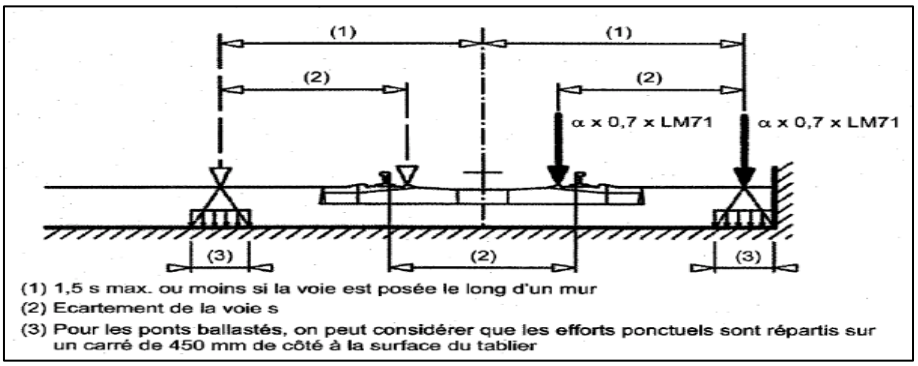


Figure IV.5. Situation de Calcul I.

b. Situation de calcul II :

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

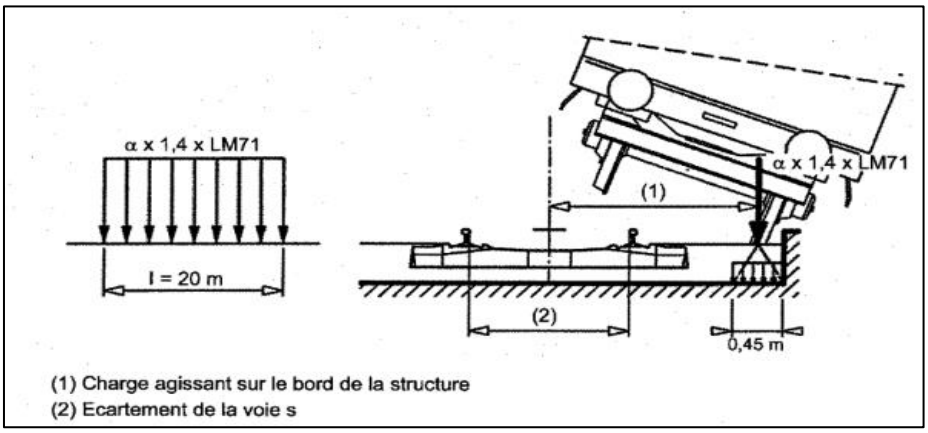


Figure IV.6. Situation de Calcul II.

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

Nota : Cette condition a été considérée comme une condition unique (véhicule dans une seule voie de circulation) et en même temps que le passage d'un véhicule supplémentaire dans la voie de circulation opposée à celle-ci.

III.5 Combinaisons d'actions et de coefficients partiels appropriés :

III.5.1 Valeurs caractéristiques de l'action multi composante :

Selon Code UIC 776-1 et EN1991-2 : La simultanéité des chargements définis aux points **IV.1.2.3** à **IV.1.2.6** peut être prise en compte en considérant les groupes de charges définis dans le tableau suivant. Chacun des groupes de charges, qui sont mutuellement exclusifs, doit être considéré comme définissant une seule action caractéristique variable pour la combinaison avec des charges caractéristiques uniques à combiner avec les charges non liées à la circulation. Chaque groupe de charges doit être appliqué comme une action variable unique.

Nombre de voies sur la structure			Groupes de charges			Efforts verticaux			Efforts horizontaux			Commentaires
						2.3.2/2.3.3	2.3.3	2.3.4	2.5.3	2.5.1	2.5.2	
1	2	≥ 3	Nbre de voies char-gées	Groupe de charges	Voie chargée	LM 71[a] SW/0[ab] HSLM[cd]	SW/2[ae]	Train à vide	Traction freinage[a]	Effort centrifu-ge[a]	Effort de lacet[a]	
			1	gr11	T_1	1			1^f	$0,5^f$	$0,5^f$	Max. vertical 1 avec max. longitudinal
			1	gr12	T_1	1			$0,5^f$	1^f	1^f	Max. vertical 2 avec max. transversal
			1	gr13	T_1	1^g			1	$0,5^f$	$0,5^f$	Max. longitudinal
			1	gr14	T_1	1^g			$0,5^f$	1	1	Max. latéral
			1	gr15	T_1			1		1^f	1^f	Stabilité latérale avec "Train à vide"
			1	gr16	T_1		1		1^f	$0,5^f$	$0,5^f$	SW/2 avec max. longitudinal
			1	gr17	T_1		1		$0,5^f$	1^f	1^f	SW/2 avec max. transversal
			2	gr21	T_1 T_2	1 1			1^f 1^f	$0,5^f$ $0,5^f$	$0,5^f$ $0,5^f$	Max. vertical 1 avec max. longitudinal
			2	gr22	T_1 T_2	1 1			$0,5^f$ $0,5^f$	1^f 1^f	1^f 1^f	Max. vertical 2 avec max. transversal
			2	gr23	T_1 T_2	1^g 1^g			1 1	$0,5^f$ $0,5^f$	$0,5^f$ $0,5^f$	Max. longitudinal
			2	gr24	T_1 T_2	1^g 1^g			$0,5^f$ $0,5^f$	1 1	1 1	Max. latéral
			2	gr26	T_1 T_2	1	1		1^f 1^f	$0,5^f$ $0,5^f$	$0,5^f$ $0,5^f$	SW/2 avec max. longitudinal
			2	gr27	T_1 T_2	1	1		$0,5^f$ $0,5^f$	1^f 1^f	1^f 1^f	SW/2 avec max. transversal
			≥ 3	gr31	T_i	0,75			$0,75^f$	$0,75^f$	$0,75^f$	Cas de charge supplémentaire

Figure IV.7 Extrait du Tableau 4, UIC 776-1, Evaluation des groupes de charges pour le trafic ferroviaire (valeurs caractéristiques des actions à composants multiples).

Nota : En raison de la similitude du groupe 13/14 avec le 11/12 et du 21/22 avec le 23/24, les groupes supposés pour le calcul sont :**gr11,12,16,17,21,22,26 et 27.**

Tel que :

Pour l'étude longitudinale on utilise : **gr11,16,21 et 26.**

Pour l'étude transversale on utilise : **gr12,17,22 et 27.**

III.5.2 Règles de combinaison pour les ponts ferroviaires :

D'après l'article A2.2.4 de la norme européenne NF EN 1990/A1:2006 :

- Il n'est pas nécessaire de prendre en compte les charges de neige dans les combinaisons pour les situations de projet durables ni dans les combinaisons pour les situations de projet transitoires après la réalisation de l'ouvrage, sauf spécification différente pour des zones géographiques particulières ou pour certains types de ponts ferroviaires.

- Il n'est pas nécessaire de combiner l'action du vent avec :
  - les groupes de charges gr 13 ou gr 23.
  - les groupes de charges gr 16, gr 17, gr 26, gr 27.
  - le Modèle de Charge SW/2.

III.5.3 Simultanéité de la composante uniforme et du gradient thermique :

On considère selon l'article 6.1.5 de la norme européenne NF EN 1991-1-5:2003:

Lorsqu'il est nécessaire de prendre en compte simultanément le gradient thermique, ΔTM,heat (ou ΔTM,cool) et les variations uniformes de température d'un pont, ΔTN,exp (ou ΔTN,con), (par exemple, dans le cas des structures en portiques), il est possible d'utiliser l'expression suivante (qu'il convient d'interpréter comme combinaison d'actions :

$\Delta T_{M,heat}$ (ou $\Delta T_{M,cool}$) + ω_N*$T_{N,exp}$ (ou $\Delta T_{N,con}$) …(EN 1991, équation 6.3)

ω_M*$\Delta T_{M,heat}$ (ou $\Delta T_{M,cool}$) + $\Delta T_{N,exp}$ (ou $\Delta T_{N,con}$) …(EN 1991, équation 6.4)

Tel que :

ω_N= 0.35 et ω_M =0.75

III.5.4 Combinaisons d'actions pour états-limites de service :

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

Les facteurs d'amplification sont spécifiés dans les tableaux 1 et 2 de l' Annexe A du Code UIC776-1.

III.5.5 Combinaisons d'actions pour états-limites ultime :

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

les facteurs d'amplification sont spécifiés dans tableau 1 et 2 de Annexe A du Code UIC776-1.

III.5.6 Combinaisons d'actions pour situations de projet accidentelles (non sismiques):

$\sum_{j\geq 1} G_{k,j} + P + Ad + (\psi_{1,1} \text{ ou } \psi_{2,1}) Q_{k,1} + \sum_{j>1} \psi_{2,i} * Q_{k,i}$ …(EN 1990, équation 6.11b)

les facteurs d'amplification :

$\psi_{1,1}$: facteur de la combinaison fréquente et $\psi_{2,i}$: facteurs de la combinaison quasi-permanente, sont spécifiés dans les tableaux 1 et 2 de l'Annexe A du Code UIC 776-1.

Nota : On considère selon l'article A2.2.5 de la norme européenne NF EN 1990:2002/A1:2005:

Lorsque l'on doit prendre en compte une action dans une situation de projet accidentelle, il n'est pas nécessaire de mettre dans la même combinaison une autre action accidentelle ni une action du vent ni une charge de neige.

III.5.7 Combinaison d'action pour situations de projet accidentelles (sismiques):

1. Combinaison des composante de l'action sismiques :

D'après l'article 4.3.2.5 de la norme RPOA 2008: une combinaison des forces sismiques orthogonales est utilisée pour tenir compte de l'incertitude directionnelle du séisme. Cette combinaison permet d'évaluer l'effet probable de l'action sismique maximale due à l'apparition simultanée des actions sismiques le long des axes horizontaux X et Y et de l'axe vertical Z. Les combinaisons sont les suivantes :

$$E = \pm Ex \pm 0.3\ Ey \pm 0.3\ Ez$$
$$E = \pm Ey \pm 0.3\ Ex \pm 0.3\ Ez$$
$$E = \pm Ez \pm 0.3\ Ex \pm 0.3\ Ey$$

Où :

Ex, Ey et Ez représentent les effets des actions sismiques dans les directions respectives X, Yet Z.

2. Combinaison des action de calcul :

On distingue selon l'article 5.1 de la norme RPOA 2008:

a. Pour la vérification de la structure :

$G + P + E + 0.4*\Delta T + D + \psi*Q$ .tel que :facteur d'amplification $\psi = 0.3$.

b. Pour les déplacements :

$$G + P + E + 0.4*\Delta T + D$$

CHAPITRE V
ETUDE DU FLÉAU

CHAPITRE V : Etude du Fléau

IV.1 .INTRODUCTION:

Ce chapitre se concentre sur l'étude de la phase de construction des ponts construits par encorbellements successifs. Cette technique implique la création progressive d'un tablier à partir des piles en fabriquant des voussoirs. Il est donc crucial de vérifier la stabilité de l'ouvrage à la fois pendant la construction et une fois en service. En général, la construction se déroule de manière symétrique de part et d'autre d'une pile pour limiter les moments de déséquilibre On constitue ainsi une partie d'ouvrage ayant la forme d'une double console appelée fléau.

IV.2 .CINEMATIQUE DU CONSTRUCTION :

Le mode de construction par encorbellement successif pour un pont est une méthode qui consiste à construire le tablier sans l'utilisation de cintres ou d'échafaudages continus au sol. Au lieu de cela, on travaille par tronçons successifs appelés voussoirs. Chaque voussoir est construit en encorbellement par rapport à ceux qui le précèdent, formant ainsi le tablier du pont.

Durant la construction, les voussoirs sont fixés symétriquement par rapport à la pile aux extrémités du tablier à l'aide de câbles de précontrainte. Quand ces extrémités approchent la clé de chaque côté, cela signifie que le fléau est achevé.

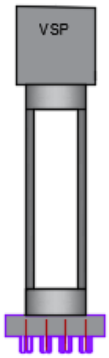
Les étapes suivantes consistent à assurer la continuité de l'ouvrage. Cette continuité est obtenue en coulant des voussoirs de clavage entre les extrémités des fléaux adjacents, puis en mettant en tension les câbles de continuité qui assurent la liaison de ces voussoirs de clavage avec les consoles voisines.

Ainsi, la construction par encorbellement successif d'un pont se déroule de manière progressive et méthodique, assurant la solidité et la stabilité de l'ouvrage tout au long du processus.

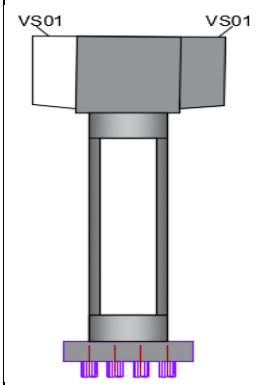
La construction de notre ouvrage à trois travées suit ces étapes :

1. Réalisation des parties coulées sur cintre au niveau des culées.
2. Construction des deux fléaux de manière symétrique.
3. Clavage des extrémités des fléaux avec les parties coulées sur cintre au niveau des culées.
4. Clavage des fléaux au milieu de l'ouvrage pour assurer la stabilité globale de la structure.

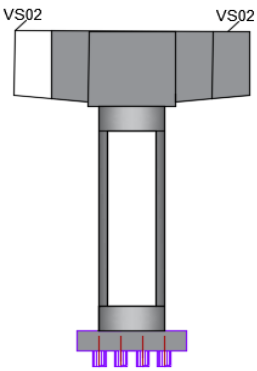
IV.3 . Différentes phases de construction d'un fléau :



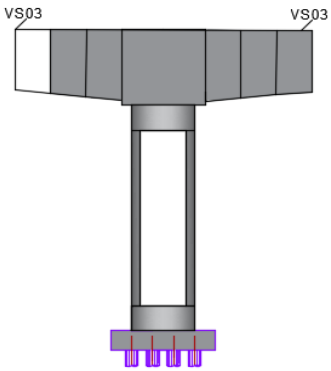
Phase 01



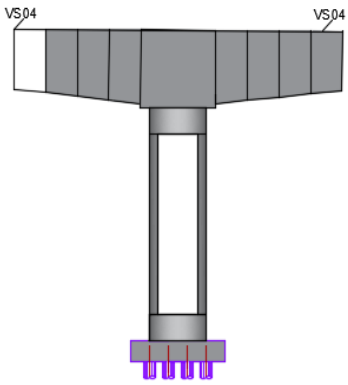
Phase 02



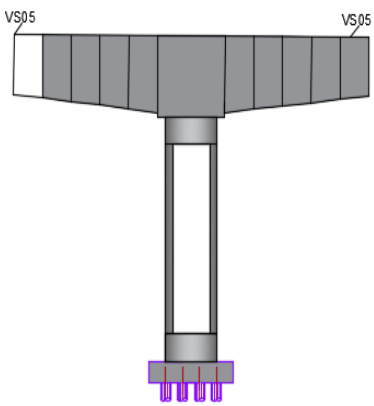
Phase 03



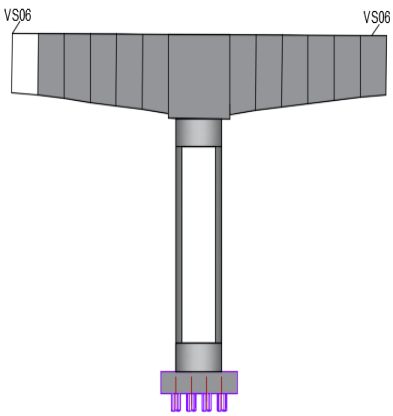
Phase 04



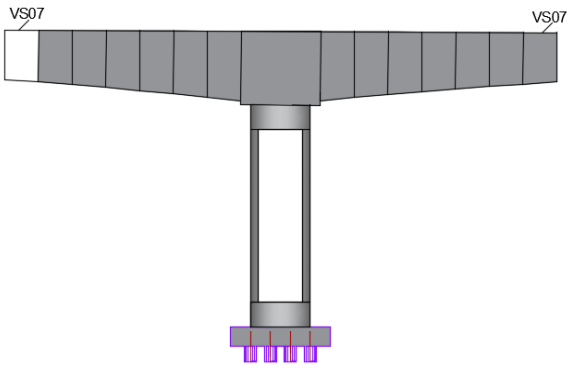
Phase 05



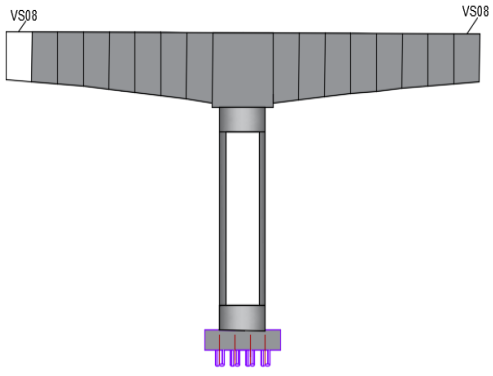
Phase 06



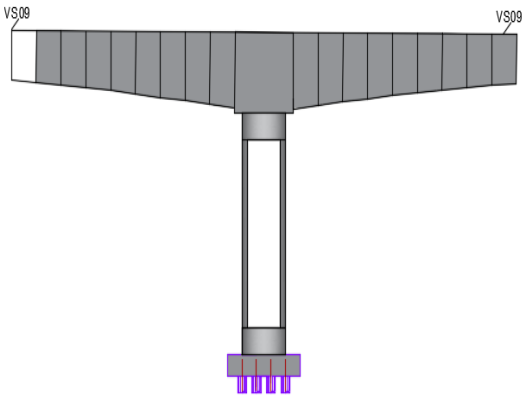
Phase 07



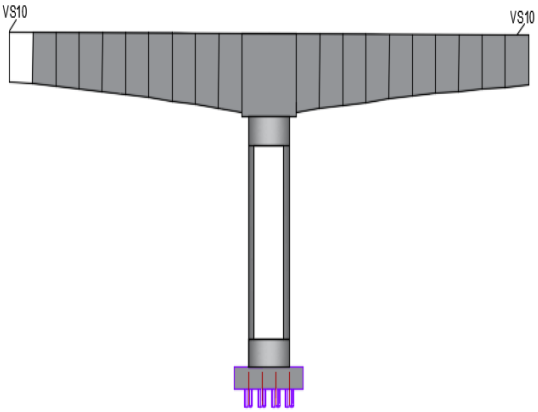
Phase 08



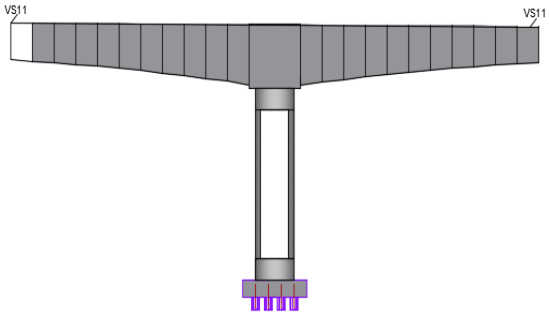
Phase 09



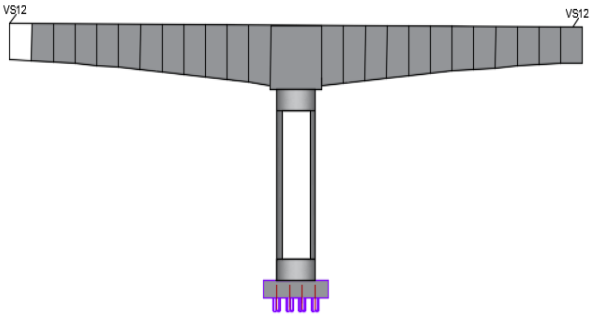
Phase 10



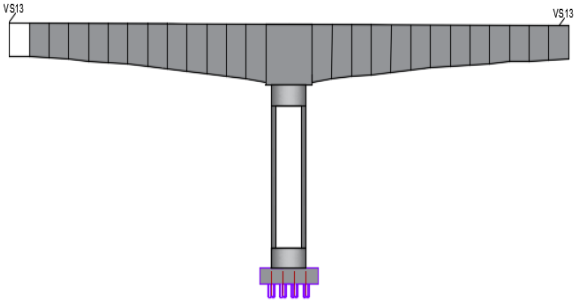
Phase 11



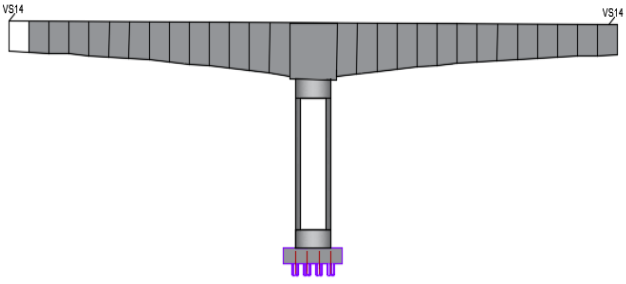
Phase 12



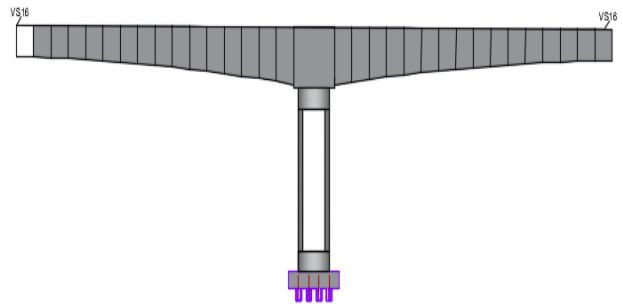
Phase 13



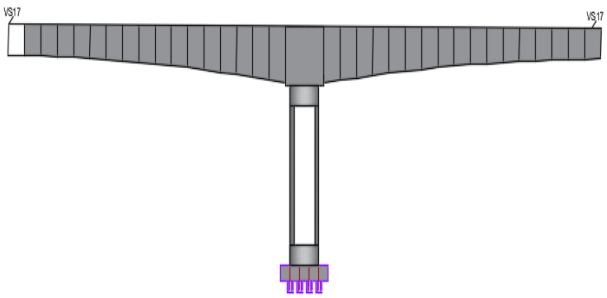
Phase14



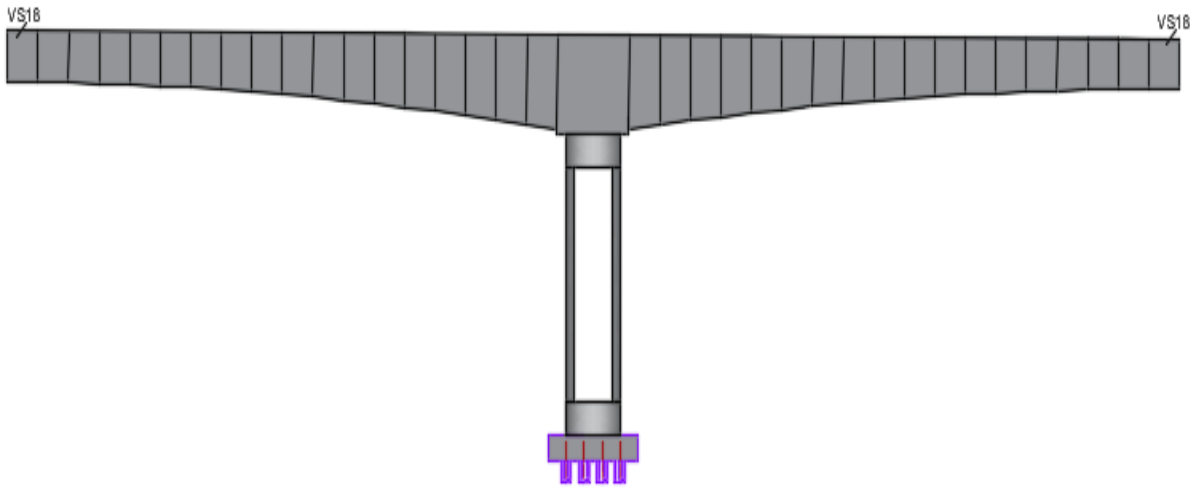
Phase15



Phase 16



Phase 17



Phase 18

IV.3.1 Charges et sollicitation en phase de construction:

Les documents SETRA définissent les charges suivantes à prendre en compte pour la justification de fléau :

- Poids propre.
- Charges de chantier connues.
- Charges de chantier aléatoires.
- Action accidentelle.

1. Poids propre :

Le poids du fléau est calculé en fonction des dimensions géométriques des coupes transversales du pont, en tenant compte de sa hauteur variant de manière parabolique. Pour ce calcul, on utilise un poids volumique Υ de 25 KN/m^3. Ce poids est détaillé dans le **tableau IV.2.**

2. Charges de chantier connues :

Les charges connues sont celles dont on peut préciser le poids et la position dans chaque phase de construction, pour les ouvrages coulés en place, il s'agit principalement du poids de l'équipage mobile noté QPRC1, dont la valeur courante varie de 0.30 à 0,90 MN suivant la longueur des voussoirs et la largeur du tablier.

Le poids de l'équipage est pris comme étant égal à la moitié du poids du voussoir le plus lourd. Dans les calculs, ces charges doivent être majorées de +6 % du côté da demi-fléau le plus lourd et minorées de 4 % du côté opposé (QPRC1 max OU QPRC1 min) selon le même principe que pour le poids propre des fléaux.

QPRC1 max = (PVS1/2) ×1.06 = **682.01 KN.**

QPRC1 min = (PVSP/2) × 0.96 = **617.67 KN.**

3. Charges de chantier aléatoires :

Les charges de chantier aléatoires correspondent aux matériaux stockés sur le tablier aux petits engins de chantier aux personnels et aux actions climatiques diverses et négligées par ailleurs (pression ascendante du vent sous un demi-fléau).

Pour couvrir les charges de chantier inconnues, on utilise :

Une charge répartie (QPRA1) de 200 N/m2 sur un demi-fléau, s'applique sur les voussoirs termines et sur l'équipage mobile.

Une charge concentrée QPRA2 = 50 + 5B (kN) appliquée en bout de fléaux, a l'extrémité du dernier voussoir termine.

Largeur de tablier : B=12.7 m **QPRA2** = (50 + 5B) = **113.5 KN**.

4. Action accidentelle :

La chute de l'ensemble ou d'une partie d'un équipage mobile vide ou d'un voussoir préfabriqué en cours de pose (FA) est prise en compte avec un Coefficient de majoration dynamique de deux (2) pour tenir compte de l'énergie accumulée par la déformation du demi-fléau concerné par la chute.

Cela revient à inverser le sens du poids de l'équipage QPRC1 max ou du dernier voussoir préfabriqué sur l'un des demi fléau.

FA = -QPRC1 max = **-682.01 KN**.

IV.3.2 Combinaisons d'action :

La justification des fléaux doit être effectuée vis-à-vis de :

- L'état limite ultime d'équilibre statique.
- L'état limite ultime de résistance

Mais Si le fléau est encastré sur pile, aucune vérification d'équilibre statique ou justifications n'est requise. Selon SETRA, la combinaison à prendre en compte pour la justification du câblage longitudinal est la suivante :

Situation temporelle : G + QPRC1 max + QPRA1 + QPRA2 + QPRC1 min.

Situation accidentelle : G + QPRC1 max + QPRA1 + QPRA2 + Fa.

IV.3.3 Logiciel de calcul:

Sur le marché des logiciels de calcul, de nombreux outils sont recommandés, chacun ayant des atouts spécifiques dans certains domaines de traitement. Pour notre part, nous avons adopté le logiciel Midas Civil, reconnu comme une merveille de modélisation grâce à sa simplicité et aux nombreuses options qu'il offre pour la conception et l'analyse des ponts et viaducs. Développé par MIDAS Information Technology Co., Ltd., ce logiciel se distingue par ses performances exceptionnelles et ses fonctionnalités adaptées aux besoins des ingénieurs civils.



Figure V.1.logo du logiciel.

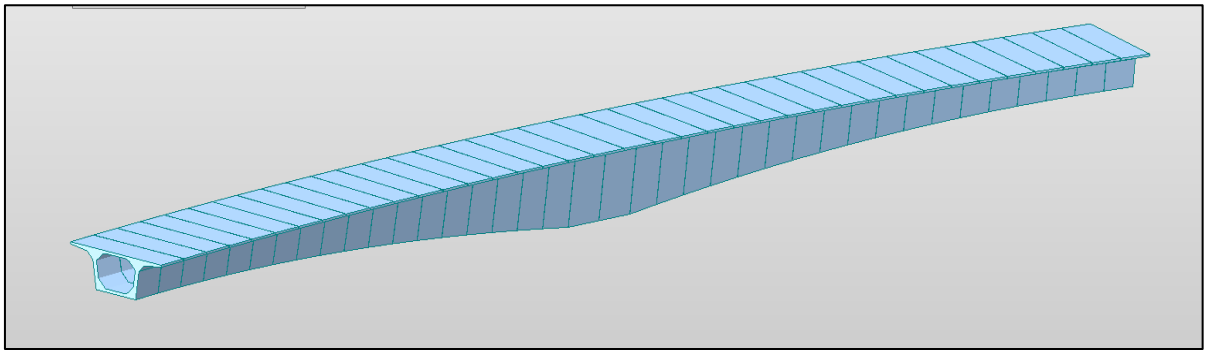


Figure V.2. Modèle de calcul.

IV.4 .Résultats :

Les résultats des sollicitations maximales obtenues sont présentés sous forme de diagrammes dans l'annexe, en prenant en compte les combinaisons de phase de construction. Le résultat ci-dessous, exprimé en KN.m pour le moment fléchissant, correspond au cas le plus défavorable.

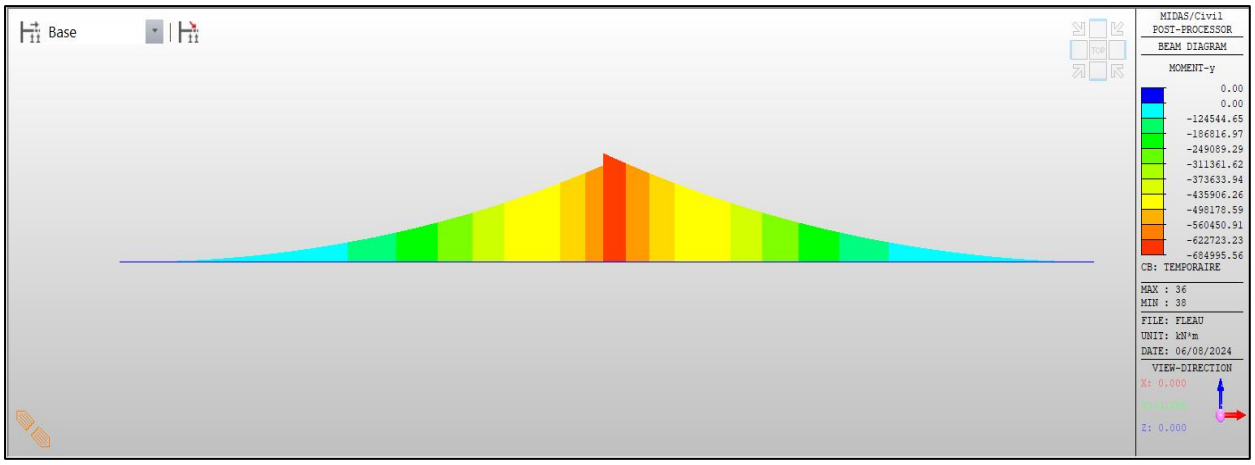


Figure V.3. Moment maximum Situation temporelle.

Mmax = -684.995 MN*m.

CHAPITRE VI

ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

CHAPITRE VI : ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

V.1. INTRODUCTION :

La précontrainte d'un pont en béton est une technique essentielle qui renforce sa structure en appliquant des forces de compression avant qu'il ne soit soumis à des charges.

On distingue deux modes de précontraintes :

- Précontrainte par post-tension
- Précontrainte par pré-tension.

V.2. Procédé de précontrainte utilisée :

Dans notre cas, on utilise la précontrainte par **post-tension** .Il s'agit de tendre les câbles préalablement installés dans des gaines après le coulage et le durcissement du béton, en utilisant un vérin appuyé sur le béton. Une fois la tension désirée atteinte, le câble tendu est bloqué à l'aide d'un système d'ancrage. On injecte ensuite un coulis de mortier à travers cet ancrage pour protéger les câbles contre la corrosion.

La stabilité longitudinale d'un pont construit par encorbellements successifs est assurée par deux familles de câbles : « les câbles de fléau et les câbles de continuité ».

V.3. Etude de la précontrainte de fléau :

Les câbles de fléau sont placés dans les goussets supérieurs et ancrés dans les voussoirs ou les âmes, respectant des espacements pour le bétonnage et des règles géométriques précises pour leur déviation en plans et en élévation.

Les câbles jouent un rôle : **en construction**, pour assembler les voussoirs successifs et reprendre le moment négative dù aux charges appliquées sur le fléau et **en service**, pour participer, avec les câbles de continuité, à la reprise des moments négatifs dus aux charges permanentes et d'exploitation.

V.3.1 Détermination du nombre de câbles du fléau :

Le nombre de câbles du fléau est déterminé par la relation suivante :

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

P: Force de précontraint.

P_0 : effort de précontraint limite qu'un câble peut créer.

ΔP : Pertes de tension estimées à 30 %.

1. Évaluation de l'effort de précontraint P_0 :

$P_0 = \sigma_{P_0} * S_{\text{Câble 12T15}}$ $\quad S_{\text{câble 12T15}} = Ap * n_T$

$S_{\text{Câble 12T15}} = 1668\, mm^2$; $\sigma_{P_0} = min\,(0.8 f_{prg}, 0.9 f_{peg}) = 1488\, Mpa.$

- $P_0 = 2481.984$ KN classes 1860

2. Évaluation de la force de précontraint P :

Les moments générés par l'application du fléau provoquent des contraintes de traction dans les fibres supérieures et des contraintes de compression dans les fibres inférieures. Ces contraintes sont décrites par les relations suivantes :

❖ Fibres supérieures : $\sigma_t = -\frac{|M|}{I} v$

❖ Fibres inférieures : $\sigma_c = \frac{|M|}{I} v'$

L'effort de précontrainte reprend le moment négatif maximal au niveau de l'encastrement. Les contraintes résultant de l'effet de précontrainte sont exprimées comme suit :

❖ Fibres supérieures : $\sigma_{psup} = \frac{P}{B} + \frac{P.e.v}{I}$

❖ Fibres inférieures : $\sigma_{pinf} = \frac{P}{B} - \frac{P.e.v'}{I}$

Pour déterminer l'effort de précontrainte, il suffit d'équilibrer les contraintes dues à l'effort de précontrainte avec les contraintes induites par l'exécution du fléau. Cela s'exprime par les relations suivantes :

❖ Fibres supérieures : $\sigma_{sup} = \frac{P}{B} + \frac{P.e_0.v}{I} - \frac{|M|}{I} v = 0.$ (Compression).

❖ Fibres inférieures : $\sigma_{inf} = \frac{P}{B} - \frac{P.e.v'}{I} + \frac{|M|}{I} v' = 0.$ (Traction).

Donc pour reprendre la traction on doit avoir

$$\frac{P}{B} + \frac{P\ e_0\ v}{I} - \frac{|M|v}{I} \geq -\bar{\sigma_t}$$

Avec :

$\bar{\sigma_t}$: la contrainte admissibles en fibres supérieures .

M:moment fléchissant dû au poids propre et aux surcharge .

B: section droit du voussoir .

v: distance du CDG de section à la fibre supérieure .

I: le moment d'inertie de la section.

e_0 : position du câble moyen en supposant une répartition sur deux lits

$e_0 = v - 2\,\phi_g$ avec $\phi_g = 0.08\,m$

Donc on obtient :

$$P \geq \frac{-\overline{\sigma_t} - \frac{M\,v}{I}}{\frac{1}{B} + \frac{e_0\,v}{I}}$$

3. Évaluation de la contrainte admissible en fibres supérieures $\overline{\sigma_t}$:

On considère que le tablier est coulé en place en prenant certaines précautions (présence de gaines vides, mesure des coefficients de transmission) et on adopte comme résistance du béton des VSP au moment du bétonnage de la dernière paire de voussoirs f_{cj} 50 MPa. La contrainte admissible en fibre supérieure est donc :

$\overline{\sigma_t} = 0.7\,f_{\text{tj}} - k\,f_{\text{cj}}$ avec $k = 0.02$

$\overline{\sigma_t} = 0.7\,(0. + 0.06\,f_{\text{cj}}) - 0.02\,f_{\text{cj}}$ avec $f_{\text{cj}} = 50\,\frac{KN}{m^3}$

$\boldsymbol{\overline{\sigma_t} = 1.52\ \text{MPa.}}$

❖ **Application Numérique :**

M =-684.995 MN .m ; $e_0 = 3.0974\,m$; $v = 3.2574\,m$; $B = 15.6382\,m^2$

$I = 124.7412\text{m}^4$; $P_0 = 2.48$ MN ; $\Delta P = 30\ \%$

$P = 113.0122$ MN D'où $n \geq 65.04$ en prend : $\boldsymbol{n = 66}$ **câbles de 12T15**

Le nombre de câbles correspondant à chaque phase de réalisation sont résumés dans **l'annexe B** .

Nota : le nombre de câbles doit être un nombre entier et pair en raison de la présence de deux âmes, leurs dispositions doit également être identique pour éviter tout phénomène de torsion.

V.3.2 Position et enrobage des câbles :

Les dispositions constrictives regroupent un certain nombre de conditions réglementaires. Pour permettre une mise en place correcte du béton (cheminées de bétonnage) et éviter une intersection d'un paquet de gaines sur un autre paquet lors de la mise en tension on devra respecter une distance minimum entre conduit et respecter l'enrobage :

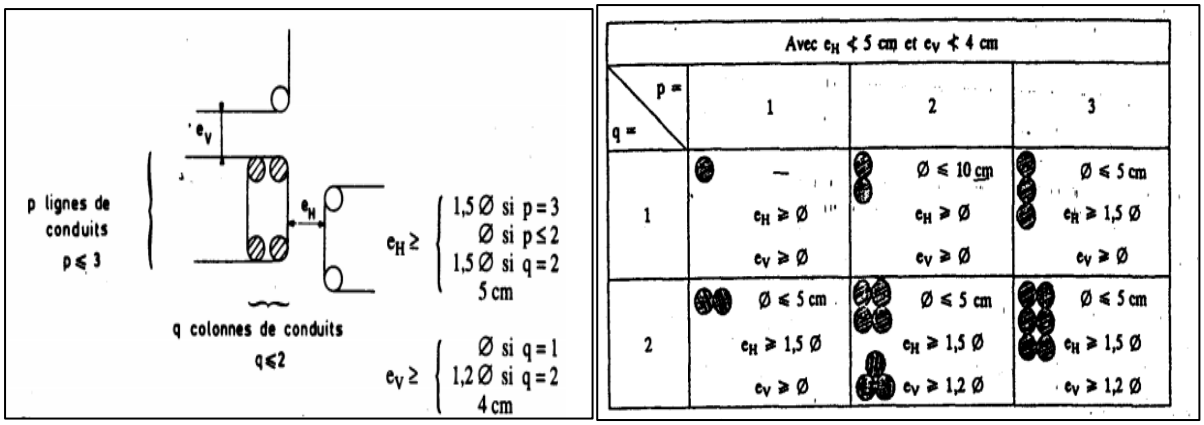


Figure VI.1.Extrai du figure 20-2 le béton précontrainte aux états-limites.

e_v: Espacement horizontal entre nu de deux câbles $e_v \geq \phi_g$ ➡ $e_v \geq 8\ cm$

e_h: Espacement verticale entre nu de deux câbles $e_h \geq \phi_g$ ➡ $e_h \geq 8\ cm$

C: L'enrobage $C = \max\left(\frac{3}{4}a\ ,\ \phi_g\ ,d\right)$ avec $d = 4\ cm; a = \phi_g = 8\ cm$ ➡ $C \geq 8\ cm$

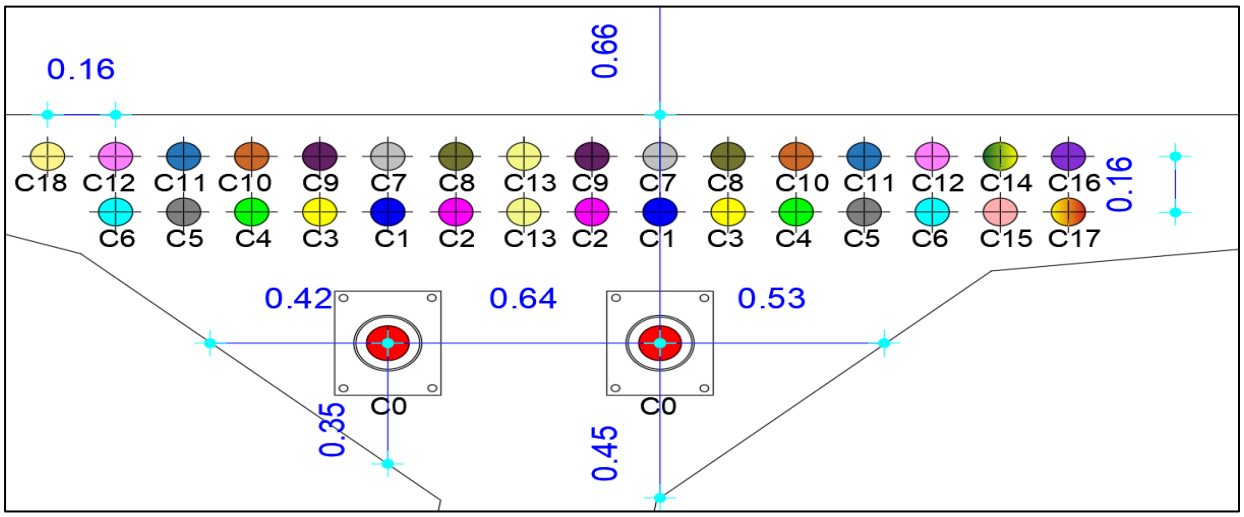


Figure VI.2.Dispositon des câbles et ancrages de fléau.

1. Dispositions des ancrages :

Selon la précontraint Freyssinet les ancrages doivent être disposés à une distance suffisante de la paroi et être séparés entre eux d'une valeur d'entraxe minimale. Ces distances sont obtenues à partir des dimensions a et b des montages d'essais réalisés dans le cadre de la procédure de l'Agrément Technique Européen n° 06/0226.

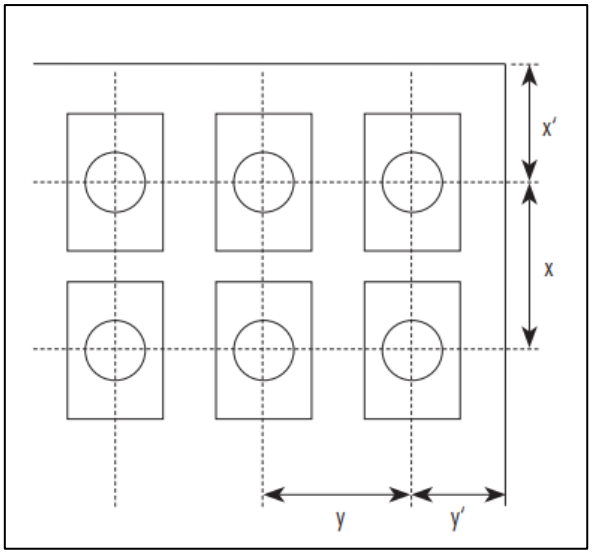


Figure VI.3 Disposition des ancrage selon Freyssinet

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

Les dimensions x et y doivent satisfaire les conditions suivantes :

$x \geq A + 30\ (mm)$

$y \geq B + 30\ (mm)$

$x' \geq 0.5\ x + enrobage\ de\ bèton - 10\ (mm)$

$y' \geq 0.5\ y + enrobage\ de\ bèton - 10\ (mm)$

$x \times y \geq a \times b$

$x \geq 0.85\ a \quad ; \quad y \geq 0.85\ b$

Avec

$A\ , B$: dimensions en plan de la tromplaque ($A \geq B$)

$a\ , b$:Dimension de prisme d'essais ($a \geq b$)

Les valeurs $a\ , b$ données en fonction de la classe résistance du béton f_{cm_0}

Voici le tableau VI.1. ci-dessous :

Tableau VI.1. Valeurs caractéristiques des dimensions a et b.

	$a = b\ (mm)$		
	$f_{cm_0}(MPa)$		
Unités	24	44	60
12 C 15	430	320	300

$f_{cm_0} = f_{cj} + 8\ MPa$

$f_{cj} = f_{c2}$ Pour ancrage des câbles de fléau.

$f_{cj} = f_{c28}$ Pour ancrage des câbles de continuité.

Nota : Si le projet prévoit pour f_{cm_0} une valeur différente des valeurs indiquées dans le tableau, on peut procéder par interpolation linéaire pour déterminer les valeurs x et y. Toutefois, on ne peut tendre à pleine force lorsque f_{cm_0} est inférieure à la plus faible des valeurs indiquées dans le tableau VI.2.

❖ **Application numérique** :

$a = b = 430\ mm$; $A = 240\ mm$; $B = 200\ mm$

$f_{c28} = 50\ MPa$,

$f_{c2} = 30.3 MPa$

$f_{cm_0} = f_{cj} + 8\ MPa = 38.3\ MPa$

$x \geq 240 + 30 = 270\ (mm)$

$y \geq 200 + 30 = 230\ (\ mm\ )$

$x \times y \geq 430 \times 430 = 184\,900\ mm^2$

$x \geq 0.85\ a = 365.5 mm$; $y \geq 0.85\ b = 365.5\ mm$

On trouve

$x = 500\ mm$; $y = 370\ mm$

$x' \geq 0.5\ x + enrobage\ de\ bèton - 10\ (mm)$ ⇨ $x' \geq 280\ mm$

$y' \geq 0.5\ y + enrobage\ de\ bèton - 10\ (mm)$ ⇨ $y' \geq 215\ mm$

Nous precisions que nous avons 2 positions d'ancrage en plus celle dans la figure VI.2.Voici les :

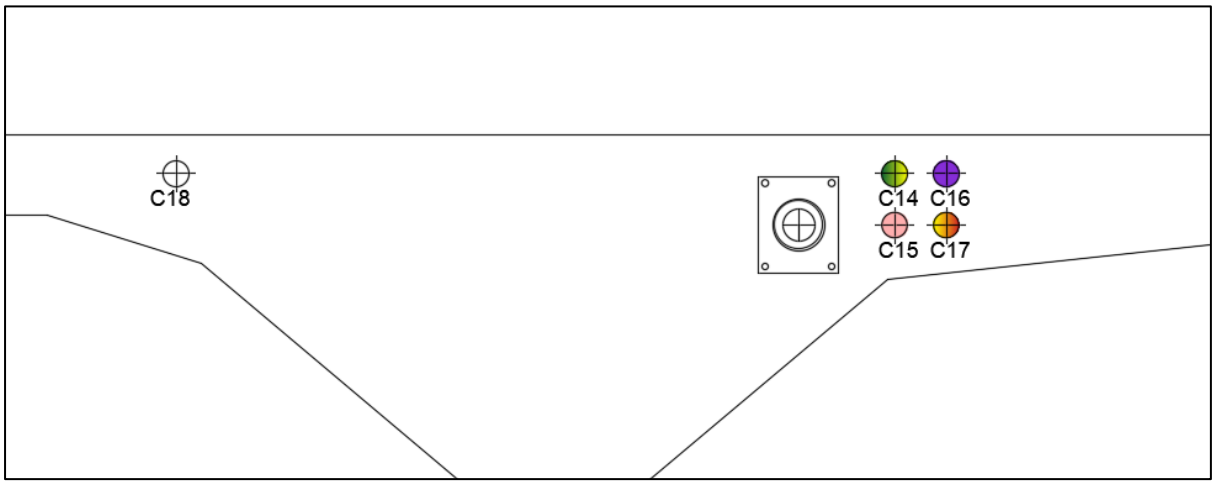


Figure VI.4. Deuxième position d'ancrage.

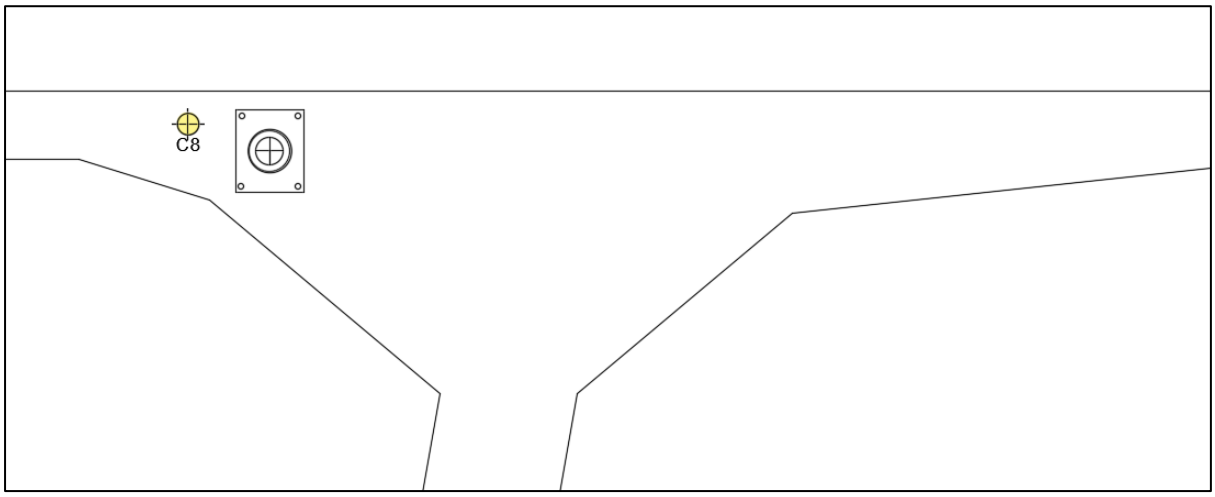


Figure VI.5.Troisieme positions d'ancrage.

2. Tracé des câbles en plan :

Dans le plan les câbles de précontraint suivent un trajet rectiligne par rapport l'axe longitudinale de la poutre caisson, avant l'ancrage le câble subit une courbure en forme « S » cependant on maintient le tracé rectiligne pour les câbles situés sur le même axe verticales que leur point d'ancrage si cela est possible.

❖ **Allure en plans des câbles du fléau :**

- L'équation de la parabole : $Z(x) = Z_0 + (Z_1 - Z_0)\left(\frac{X}{L}\right)^2$
- Les rayons de courbure : $R_i(x) = \frac{(x_i)^2}{2\times(Z_i - Z_{i+1})}$; $R_{i+1}(x) = \frac{(x_{i+1})^2}{2\times(Z_{i+1} - Z_{i+2})}$
- L'inclinaison dans la section intermédiaire : $\beta_i = Arctg\ \frac{2\times(Z_i - Z_{i+1})}{x_i}$
- L'inclinaison dans la section d'ancrage : $\beta_{i+1} = Arctg\ \frac{2\times(Z_{i+1})}{x_{i+1}}$

Dans notre cas les deux courbures auront la même allure mais en sens opposé :

$X_i = X_{i+1}$; $\beta_i = \beta_{i+1}$; $R_i = R_{i+1}$; $Z_i = 2 \times Z_{i+1}$

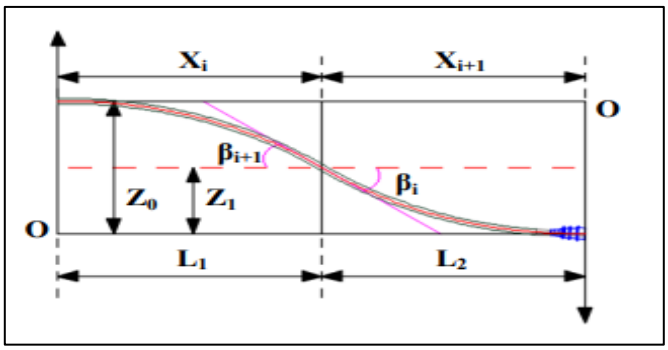


Figure VI.6. Tracé en plan des câbles de fléau.

Dans notre cas les deux courbures auront la même allure mais en sens opposé :

$X_i = X_{i+1}$; $\beta_i = \beta_{i+1}$; $R_i = R_{i+1}$; $Z_i = 2 \times Z_{i+1}$

3. Tracé des câbles en élévation :

En élévation les câbles de précontrainte suivent une trajectoire rectiligne jusqu'au dernier voussoir où ils subissent une déviation parabolique d'équation générale $y(x)= ax^2+bx+c$.

Dans le tracé des câbles il faut au maximum éviter les croisements des câbles en particulier dans l'âme .

Les câbles (C0,C15,C17) et l'ancrages sont au même niveau donc ils ne subissent aucune déviation en élévation

L'équation de la parabole $y(x) = d_0 + (d_1 - d_0)\left(\frac{X}{l}\right)^2$

Le rayon de courbure $R_c(x) = \frac{x^2}{2\times(d_1-d_0)} \geq R_{min}$

L'angle de déviation $\alpha_n = \text{Artg}\left(2 \times (d_1 - d_0) \times \frac{x}{l^2}\right)$

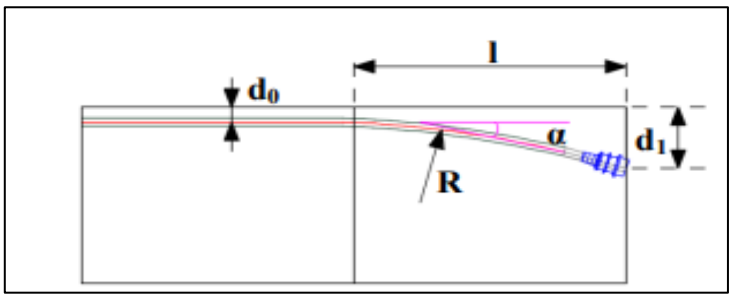


Figure VI.7. Tracé en élévation des câbles de fléau.

- d_0: distance du point d'ancrage à la fibre supérieure .
- d_1: distance du CDG de câble à la fibre supérieure .

- l: distance sur laquelle ce fait la courbure .
- R_{min}:rayon minimale de câbles ($R_{min} = 100\ \phi_g = 8\ m$).

❖ **Application Numérique sur le câble C2 :**

➢ En élévation :

$l = 3.4\ m$

$d_0 = 0.28\ m$

$d_1 = 0.66\ m$

$$y(x) = 0.28 + (0.66 - 0.28)\left(\frac{X}{l}\right)^2$$

$$R_c(x) = \frac{3.4^2}{2\times(0.66-0.28)} = 15.21\ m$$

$$\alpha_n = \text{Artg}\left(2 \times \frac{0.66-0.28}{4.1}\right) = 0.22 rad$$

➢ En plan :

$X_i = X_{i+1} = 1.7\ m$

$Z_0 = 0.16m$

$Z_1 = 0.08\ m$

$$Z(x) = 0.16 + (0.16 - 0.08)\left(\frac{X}{L}\right)^2$$

$$R_{i+1}(x) = R_i(x) = \frac{(1.7)^2}{2 \times (0.16 - 0.08} = 18.06m$$

$$\beta_{i+1} = \beta_i = Arctg\ \frac{2 \times (0.16 - 0.08)}{1.7} = 0.094\ rad$$

Le reste des résultats sont élaborés dans les tableaux suivant :

Tableau VI.2. l'allure du tracé en plan des câbles de fléau.

Cables	Zi(m)	Zi+1(m)	Xi (m)	Ri(m)	βi (rad)	Z(x)
C0.C1.C7	Rectilignes en plan					
C2-C3-C8-C9	0.16	0.08	1.7	18.06	0.094	0,16 - 0.028 x^2
C4-10 - C13`- C13	0.32	0.16	3.4	36.13	0.094	0,16 - 0.014 x^2
C5-C11	0.48	0.24	3.4	24.08	0.140	0,48 - 0.021 x^2
C12-C6	0.64	0.32	3.4	18.06	0.186	0,64 - 0.028 x^2
C14-C15-C8-C18	0.3	0.15	3.4	38.53	0.088	0,3 - 0.013 x^2
C16-C17	0.46	0.23	3.4	25.13	0.134	0,46 - 0.020 x^2

Tableau VI.3. l'allure du tracé en élévation des câbles de fléau.

Cables	L (m)	d0 (m)	d1 (m)	R (m)	α (rad)	Y(x)
C0 -C15-C17	Rectilignes en élévation					
C1.2.3.4.5.6	3.4	0.28	0.66	15.21	0.220	0,28 + 0.033 x^2
C7.8.9.11.12	3.4	0.12	0.66	10.70	0.308	0,12 + 0.047 x^2
C13	3.4	0.12	0.66	10.70	0.308	0,12 + 0.047 x^2
C13'	3.4	0.28	0.66	15.21	0.220	0,28 + 0.033 x^2
C14-C16	3.4	0.12	0.28	36.13	0.094	0,12 + 0.014 x^2
C18	3.4	0.12	0.22	57.80	0.059	0,12 + 0.009 x^2

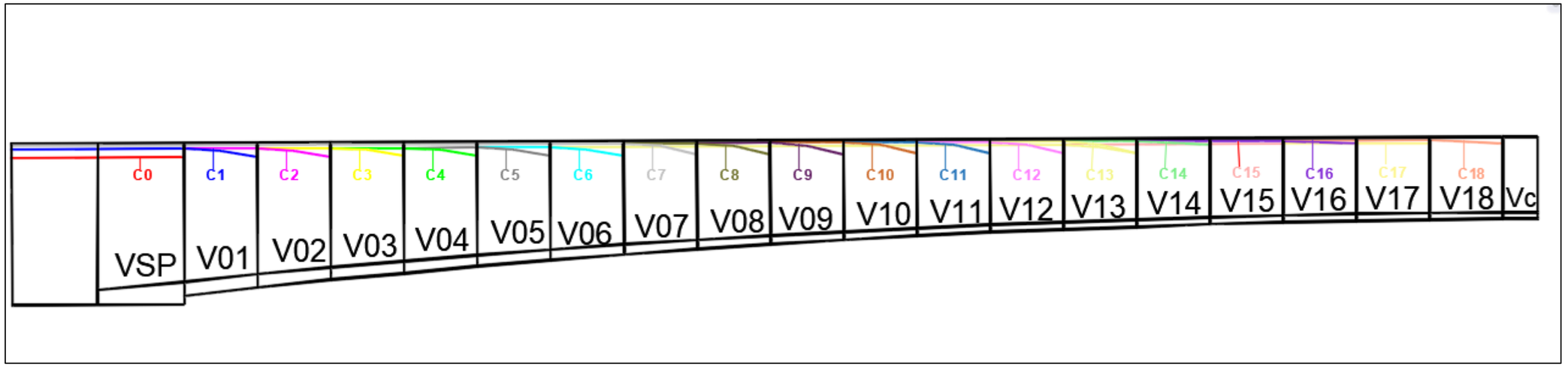


Figure VI.8.Trace en élévation de câbles de fléau.

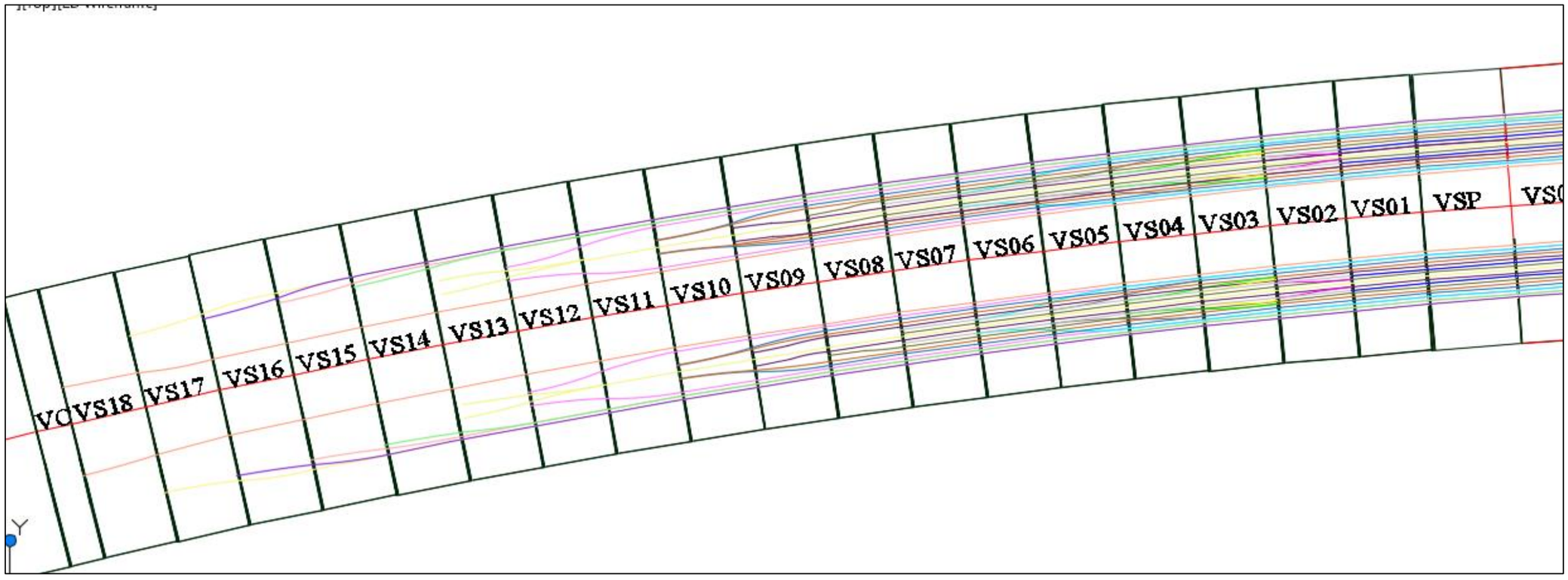


Figure VI.9.Tracé en plan de câbles de fléau.

V.4. Etude de la précontrainte du continuité :

Les câbles de continuité qui compensent les efforts et les charges appliqués en phase de service de l'ouvrage et le poids des équipements (chaussées, trottoirs…) permettent de solidariser les fléaux et les parties coulées sur cintre et de s'opposer aux sollicitations (moments hyperstatiques) induites en particulier par les déformations différées du béton (redistribution des efforts dus au fluage dans la structure construite en plusieurs phases à des âges différents) et les gradients thermiques (liés aux effets de l'ensoleillement sur le tablier).

V.4.1 Détermination du nombre de câbles de continuité en travé principale :

Les câbles de continuité en travé principale vont reprendre les moments positifs
Pour calculer le nombre de câbles on applique les formules suivantes :

$$P = \frac{\frac{M \times v'}{I}}{\frac{1}{B} + \frac{e_0\, v'}{I}} \qquad \text{Avec} \qquad e_0 = v' - \phi_g \quad ; \quad n \geq \frac{P}{(1-\Delta P)\, P_0}$$

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

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

Nota : e_0 position du câble moyen en supposant une répartition sur deux lits.

❖ **Application Numérique** : le nombre des câbles de continuité à la fin VSC

M =165711.26 MN .m ; e_0 =2.2651 m ; $v' = 2.3451\ m$; B =10.9231m^2

I =21.3095m^4 ; $P_0 = 2.48$ MN

P =49.047 MN D'où $n \geq 28.23$ en prend : $\boldsymbol{n = 30}$ **câbles de 12T15**

Le nombre de câbles de continuité dans la travée principale pour chaque voussoir est résumé dans **l'annexe B.**

V.4.2 Détermination du nombre de câbles de continuité pour la travé de rive :

Pour renforcer entre les parties construites sur cintre de travées de rive au fléau il est essentiel d'utiliser des câbles de continuité ces câbles sont soumis à la même méthode calcul que celle utilisé pour la travé principale.

Le nombre de câbles de continuité dans la travée rive pour chaque voussoir est résumé dans **l'annexe B.**

V.4.3 Espacement des armatures de la précontrainte :

On prend eh = 16 cm.
On prend ev = 16 cm.

Les câbles au niveau des goussets seront répartis comme il est indiqué sur la figure

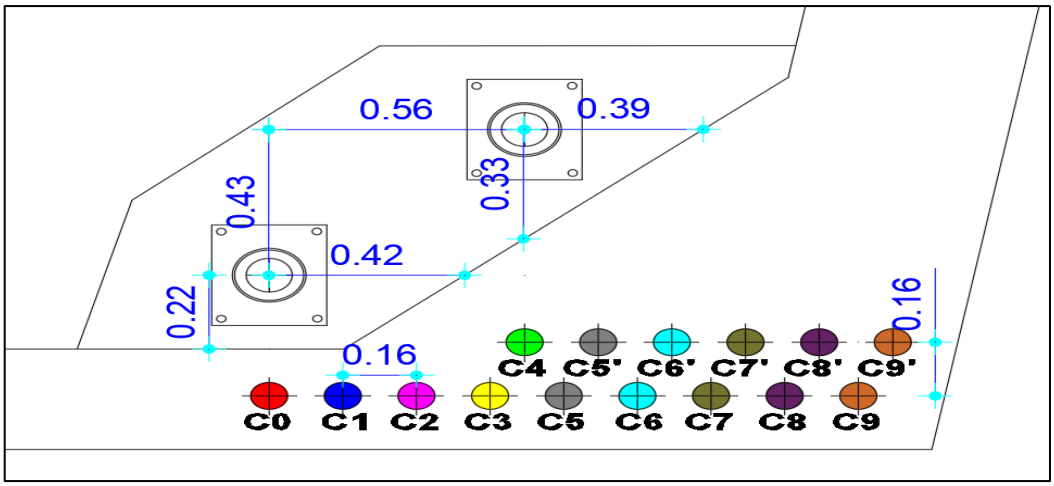


Figure VI.10. Disposition des câbles et ancrages de continuité.

V.4.4 Tracé des câbles de continuité :

Après avoir terminé l'estimation, le nombre de câbles pour chaque voussoir, on va montrer leurs dispositions, les équations et les paramètres du tracé sont montrées sur tableaux suivants :

Tableau VI.4. L'allure du tracé en élévation et en plan des câbles de continuité de la travée centrale.

Tableau Tracé des câbles en plan						
Cables	Zi(m)	Zi+1(m)	Xi (m)	Ri(m)	βi (rad)	Z(x)
C0.4	Rectilignes en plan					
C1.C5'	0,160	0,080	1,700	18,063	0,094	0,16 - 0,028 x^2
C2C6'	0,320	0,160	3,400	36,125	0,094	0,32 - 0,014 x^2
C3.C7'	0,480	0,240	3,400	24,083	0,140	0,48 - 0,021 x^2
C5.C8'	0,640	0,320	3,400	18,063	0,186	0,64 - 0,028 x^2
C6.C9'	0,800	0,400	3,400	14,450	0,231	0,80 - 0,035 x^2
C7	0,960	0,480	3,400	12,042	0,275	0,96 - 0,042 x^2
C8	1,120	0,560	3,400	10,321	0,318	1,12 -0,048 x^2
C9	1,280	0,640	3,400	9,031	0,360	1,28 -0,055 x^2
Tableau Tracé des câbles en élévation						
Cables	L (m)	d0 (m)	d1 (m)	R (m)	α (rad)	Y(x)
C 0.1.2.3.4.5.7.8.9	3,400	0,160	0,520	16,056	0,209	0,16 + 0,0311 x^2
C4.5'.6'.7'.8'.9'	3,400	0,320	0,950	9,175	0,355	0,32 + 0,0545 x^2

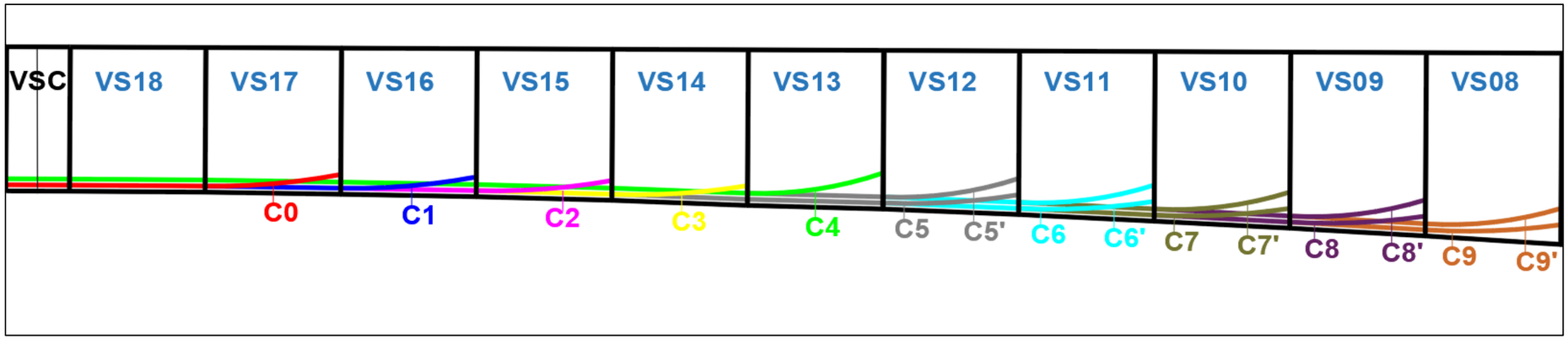


Figure VI.11. Tracé en élévation de câbles de continuité de travée principale.

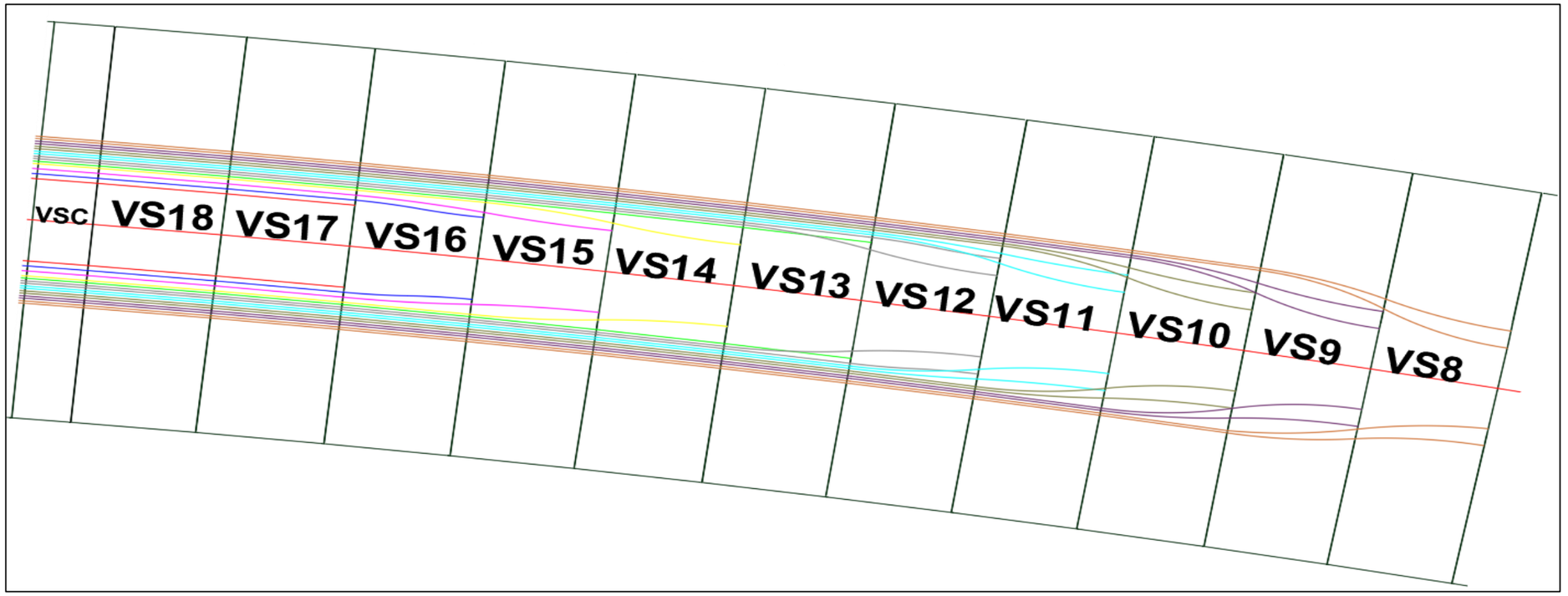


Figure VI.12 Tracé en plan de câbles de continuité de travée principale.

Tableau VI.5. L'allure du tracé en plan des câbles de continuité de la travée de rive gauche .

Tableau Tracé des câbles en plan						
Cables	Zi(m)	Zi+1(m)	Xi (m)	Ri(m)	βi (rad)	Z(x)
C0. C4.C3	Rectilignes en plan					
C1.C5'g .C8g	0,160	0,080	1,700	18,063	0,094	0.16 - 0,028 x^2
C2.C6'g	0,320	0,160	3,400	36,125	0,094	0,32 - 0,014 x^2
C5d	0,710	0,355	3,100	13,535	0,225	0,71 - 0,037 x^2
C5g	0,710	0,355	3,400	16,282	0,206	0,71 - 0,031 x^2
C6d	0,880	0,440	3,100	10,920	0,277	0,88 - 0,046 x^2
C6g	0,880	0,440	3,400	13,136	0,253	0,88 - 0,038 x^2
C7d	1,030	0,515	3,100	9,330	0,321	1,03 - 0,054 x^2
C7g	1,030	0,515	3,400	11,223	0,294	1,03 - 0,045 x^2
C5'd. C8d	0,160	0,080	1,550	15,016	0,103	0,16 - 0,033 x^2
C6'd	0,320	0,160	3,100	30,031	0,103	0,32 - 0,017 x^2
C7'd	0,480	0,240	3,100	20,021	0,154	0,48 - 0,025 x^2
C7'g	0,480	0,240	3,400	24,083	0,140	0,48 -0,021 x^2

Nota : Le symbole **d** signifie : côté des voussoirs coulés sur cintre.

Le symbole **g** signifie : côté des voussoirs sur pile.

Tableau VI.6. L'allure du tracé en élévation des câbles de continuité de la travée de rive gauche .

Tableau Tracé des câbles en élévation						
Cables	L (m)	d0 (m)	d1 (m)	R (m)	α (rad)	Y(x)
C0 .C1.C2.C8g	3,400	0,160	0,520	16,056	0,209	0,16 + 0,031 x^2
C3g.5g'.6'g.7'g	3,400	0,400	0,950	10,509	0,313	0,40 + 0,048 x^2
C4g	3,400	0,240	0,950	8,141	0,396	0,24 + 0,061 x^2
C5g. C6g. C7g	3,400	0,240	0,520	20,643	0,163	0,24 + 0,024 x^2
C4d	4,700	0,240	0,950	15,556	0,293	0,24 + 0,032 x^2
C5d.C6d.C7d	3,100	0,240	0,520	17,161	0,179	0,24 + 0,029 x^2
C8d	3,100	0,160	0,520	13,347	0,228	0,16 + 0,037 x^2
C5'd.C6'd.C7'd	3,100	0,400	0,950	8,736	0,341	0,40 + 0,057 x^2
C3d	5,000	0,400	0,950	22,727	0,217	0,40 +0,022 x^2

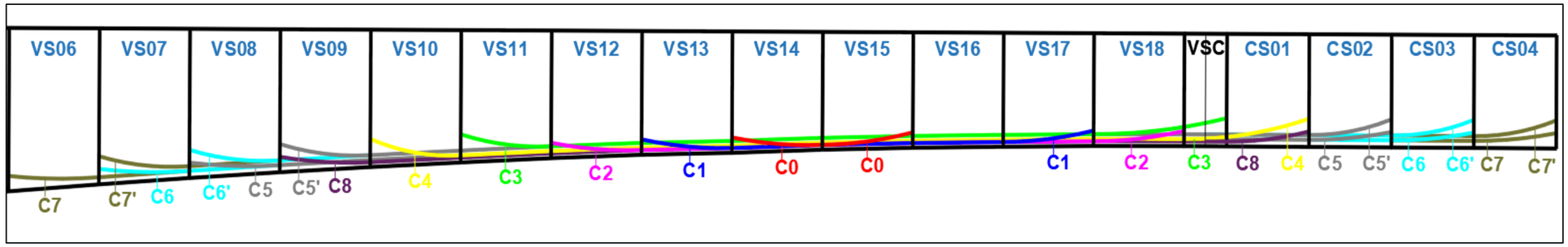


Figure VI.13.Tracé en élévation de câbles de continuité de travée de rive gauche.

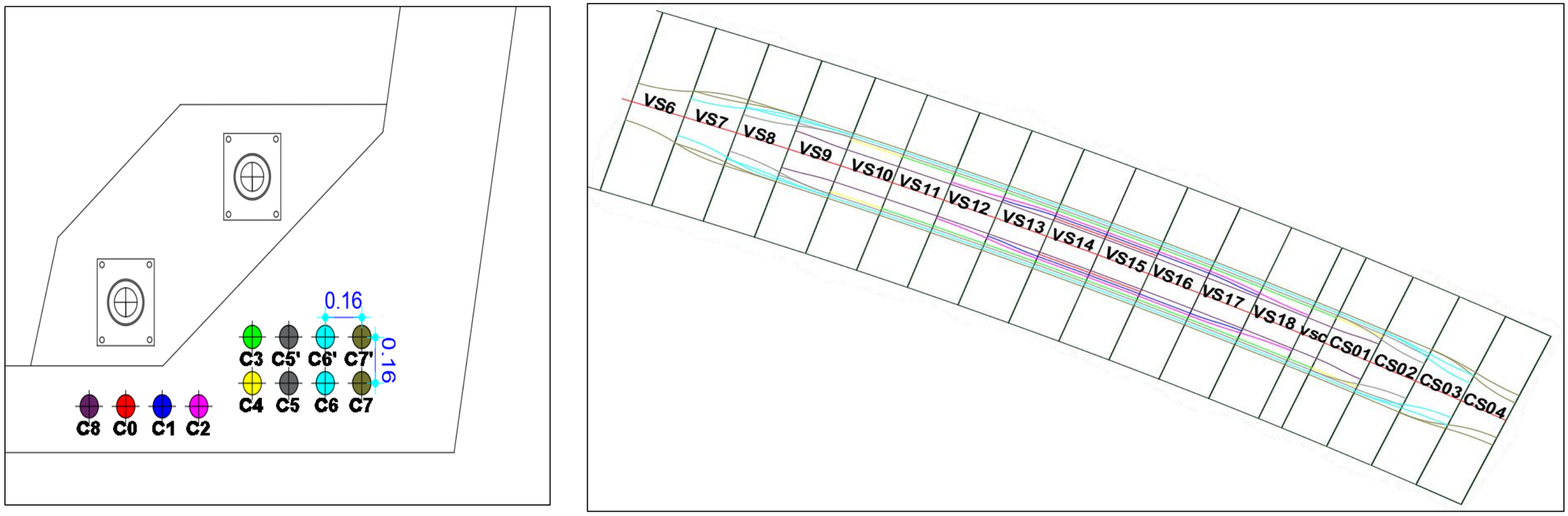


Figure VI.14.Disposition des câbles et ancrages de continuité de rive gauche *avec le* tracé en élévation de câbles de continuité de travée de rive gauche.

Tableau VI.7. L'allure du tracé en plan des câbles de continuité de la travée de rive droite .

Tableau Tracé des câbles en plan						
Cables	Zi(m)	Zi+1(m)	Xi (m)	Ri(m)	βi (rad)	Z(x)
C0.C4. C3	Rectilignes en plan					
C1.C5'd.C8d	0,160	0,080	1,700	18,063	0,094	0,16 - 0,028 x^2
C2d	0,320	0,160	3,400	36,125	0,094	0,32 - 0,014 x^2
C2(vsc)	0,320	0,160	1,600	8,000	0,197	0,32 - 0,063 x^2
C2g	0,320	0,160	3,100	30,031	0,103	0,32 - 0,017 x^2
C5d	0,710	0,355	3,400	16,282	0,206	0,71 - 0,031 x^2
C5g	0,710	0,355	3,100	13,535	0,225	0,71 - 0,037 x^2
C6g	0,880	0,440	3,100	10,920	0,277	0,88 - 0,046 x^2
C6d	0,880	0,440	3,400	13,136	0,253	0,88 - 0,038 x^2
C7g	1,030	0,515	3,100	9,330	0,321	1,03 - 0,054 x^2
C7d	1,030	0,515	3,400	11,223	0,294	1,03 - 0,045 x^2
C8 (vsc)	0,160	0,080	1,600	16,000	0,100	0,16 - 0,031 x^2
C8g	0,160	0,080	3,400	72,250	0,047	0,16 - 0,007 x^2
C5'g	0,160	0,080	1,550	15,016	0,103	0,16 - 0,033 x^2
C6'g	0,320	0,160	3,100	30,031	0,103	0,32 - 0,017 x^2
C6'd	0,320	0,160	3,400	36,125	0,094	0,32 - 0,014 x^2
C7'g	0,480	0,240	3,100	20,021	0,154	0,48 - 0,025 x^2
C7'd	0,480	0,240	3,400	24,083	0,140	0,48 - 0,021 x^2

Nota : Le symbole **d** signifie : côté des voussoirs coulés sur cintre.

Le symbole **g** signifie : côté des voussoirs sur pile.

Le symbole (vsc) : rayon dans voussoir sur clef.

Tableau VI.8.L'allure du tracé en élévation des câbles de continuité de la travée de rive droite.

Tableau Tracé des câbles en élévation						
Cables	L (m)	d0 (m)	d1 (m)	R (m)	α (rad)	Y(x)
C0. C1.C8d.C2d	3,400	0,160	0,520	16,056	0,209	0,16 + 0,031 x^2
C5'g.C6'g.C7'g	3,100	0,400	0,950	8,736	0,341	0,40 + 0,057 x^2
C5g.C6g.C7g	3,100	0,240	0,520	17,161	0,179	0,24 + 0,029 x^2
C2g	3,100	0,160	0,520	13,347	0,228	0,16 + 0,037 x^2
C4g	4,700	0,240	0,950	15,556	0,293	0,24 + 0,032 x^2
C8g	3,200	0,160	0,520	14,222	0,221	0,16 + 0,035 x^2
C3.C5'd. C6'd.C7'd	3,400	0,400	0,950	10,509	0,313	0,40+ 0,048 x^2
C2d	3,400	0,160	0,520	16,056	0,209	0,16 + 0,031 x^2
C4d	3,400	0,240	0,950	8,141	0,396	0,24 + 0,061 x^2
C5d.C6d.C7d	3,400	0,240	0,520	20,643	0,163	0,24 + 0,024 x^2

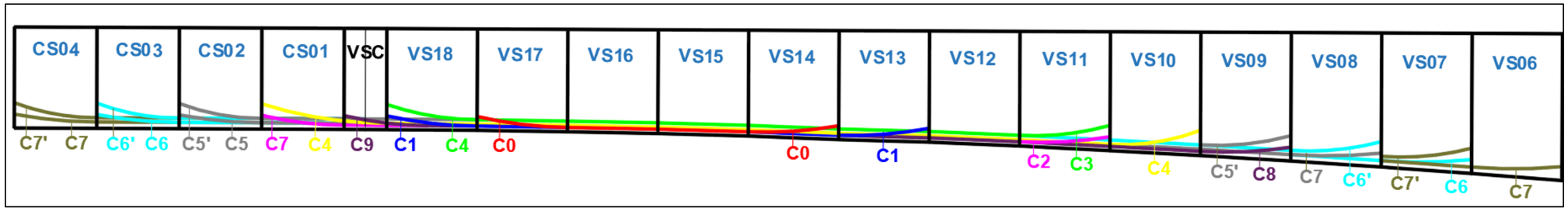


Figure VI.15. Tracé en élévation de câbles de continuité de travée de rive gauche .

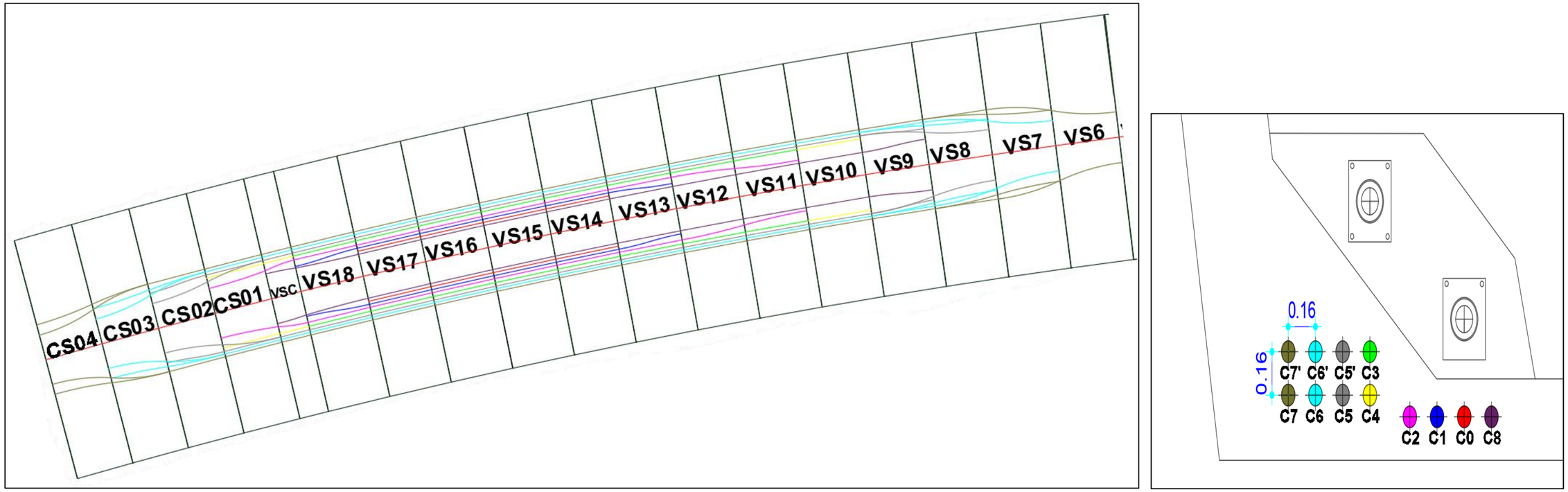


Figure VI.16. .Disposition des câbles et ancrages de continuité de rive droite avec le tracé en élévation de câbles de continuité de travée de rive droite.

V.5.Évaluation des pertes de précontrainte :

La force de précontrainte correspondante qui agit dans l'élément de béton et en point donne d'une armature donne à un point donné peut être sensiblement inferieure a la force exerce par le vérin lors de sa mise en tension Cette déférence provient des pertes de tension instantanée et différées dans le câble.

Les pertes de précontrainte sont considérables et ne doivent en aucun cas être négligées et l'on constat de l'ordre 20% à 30% de la précontrainte initiale

On l'est classe en deux familles :

- Pertes de tension instantanées (immédiatement après la mise en tension).
- Pertes de tension différées (qui se produisent progressivement).

V.5.1 Perte de tension instantanées :

Qui se produisent dans un temps relativement court au moment de la mise en tension. Elles sont aussi appelées aussi pertes à la mise en œuvre

- Pertes de tension par frottements. $\Delta\sigma_f$
- Pertes de tension par recule de l'ancrage. $\Delta\sigma_g$
- Pertes de tension par déformation instantané de béton. $\Delta\sigma_e$

1. Perte de tension par frottement :

Lors de la mise en tension de câble il sera perturbé dans son déplacement à l'intérieur de la gaine par les effets de frottements. On peut expliquer ces derniers par la courbure de la gaine, car il est impossible qu'elle soit réellement rectiligne lors du montage ou du coulage du béton.

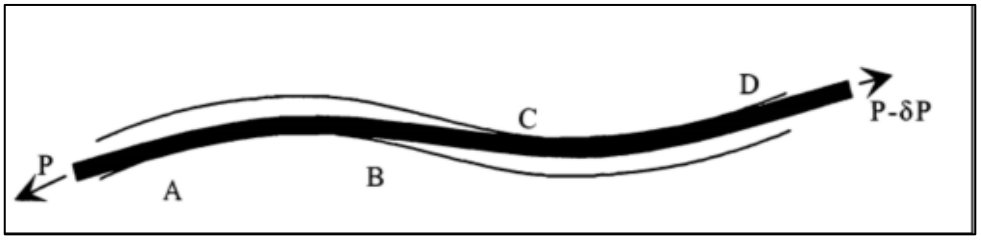


Figure VI.17.Position relative du câble et de la gaine.

❖ **Frottement du au courbure de pont** :

Se produit lorsque les gaines sont disposées en courbes.

Les pertes dues au frottement de la courbure se produisent lorsque les câbles d'acier entrent en contact avec la courbure intérieure des gaines pendant la précontrainte.

- Plus le changement (angle) des extrémités des câbles de précontrainte est important, plus les pertes par frottement sont élevées.

Et lorsque on a un pont de **rayon 400** m nous avons prendre en considération cette courbure dans le calcul des pertes.

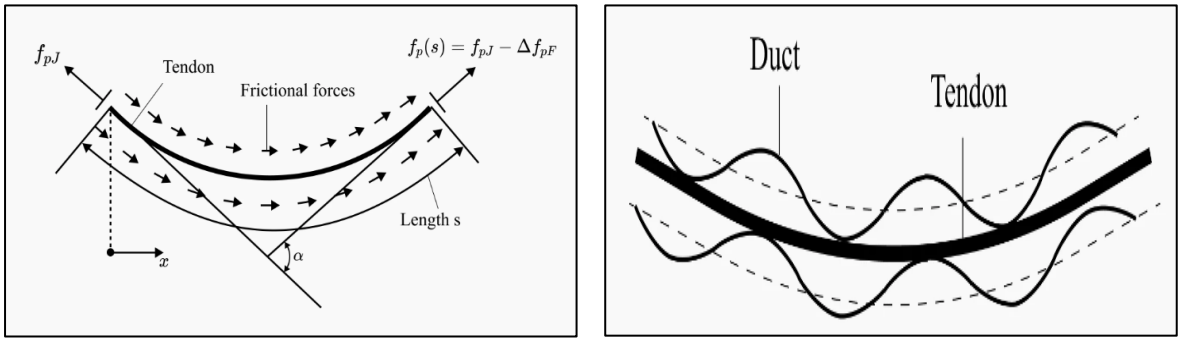


Figure VI.18 Extrait du" The impact of Tendon Profile Choices on Curved Bridge Structures".

Cela est déterminer par la formule :

$$\Delta\sigma_f = \sigma_{P_0} \times \left(1 - e^{-(f\times\theta+\varphi\times x)}\right)$$

Avec :

σ_{P_0}: la tension à l'origine (MPa).

x : l'abscisse à partir de l'ancrage (m) .

e : la base des algorithme népériens .

θ: la variation angulaire a l'abscisse x (rd) .

f: Coefficient de frottement de courbure (rd^{-1}).

φ: Coefficient de frottement droit (m^{-1}).

le câble présent une déviation en plan $\boldsymbol{\beta}$ et une déviation en élévation $\boldsymbol{\alpha}$ et une déviation due au courbure de pont $\boldsymbol{\gamma}$.

d'où a variation $\boldsymbol{\theta}$ égal a :

$\theta = \alpha + \beta + \gamma$: lorsque les déviations se succèdent

$\text{tg}\,\theta = \sqrt{\text{tg}^2\,(\alpha) + \text{tg}^2\,(\beta)} + \gamma$: Si les déviations ont lieu simultanément

Tableau VI.9 valeur de f et φ selon BPEL.

CAS	Nature des armatures	F	f	ϕ
		3 ≤R≤ 6 (m)	R ≥ 6 (m)	
Câbles ne traversant pas des joints ou surfaces de reprise	Fils tréfilés ronds et lisses	$\frac{22-R}{100}$	0.16	0.002
	Torons	$\frac{24-R}{100}$	0.18	
Câbles traversant de nombreux joints ou reprise de bétonnage	Fils tréfilés ronds et lisses	$\frac{24-R}{100}$	0.18	**0.003**
	Torons	$\mathbf{\frac{26-R}{100}}$	**0.2**	

❖ **Application Numérique : cable C1**

$\boldsymbol{\alpha = 0.22\ rd}$; $\boldsymbol{\beta_i = 0\ rd}$; $\boldsymbol{\gamma = 0.026\ rd}$; $\boldsymbol{\theta = 0.246\ m}$

$\boldsymbol{\varphi = 0.03}\ m^{-1}$

f=0.2 rd^{-1}

- **a x= 7.4 m (Axe VSP) donc** $\Delta\sigma_f = 102.588\ MPa$
- **a x=3.4 m (Fin VSP) donc** $\Delta\sigma_f = 78.5\ \ MPa$

les reste des pertes due au frottement sont dans **l'annexe B .**

2. Pertes de tension par recule de l'ancrage :

Une fois la tension appliquée, les ancrages sont bloqués. Le jeu initial dans les ancrages autorise un léger glissement avant d'être complètement bloquer. Ce mouvement subtil correspond à la déformation naturelle des composants d'ancrage.

Lorsque la force exercée par le vérin est transférée vers eux, entraînant un raccourcissement du câble et donc une perte de tension. Son influence diminue à partir de l'ancrage jusqu'à annule a une distance « d ».

a. Cas d'une seule pente avec d < longueur de câble :

$$\Delta\sigma_g(x) = 2 \times \sigma_{P_0} \times K\ (d - x)$$

avec $k = \mathrm{f} \times \frac{\theta}{l} + \varphi$

et $d = \sqrt{\frac{g \times E_p}{\sigma_{P_0} \times K}}$

- k : fonction croissante.
- d : longueur sur laquelle s'effectue le recul d'ancrage.
- g : glissement à l'ancrage (g = 2mm).

- Ep : module d'élasticité des câbles précontraints. (Ep = 190 000 MPa)

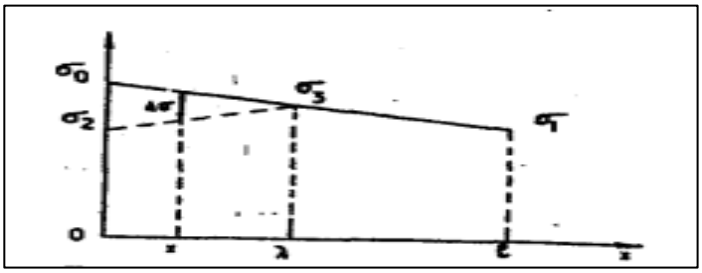


Figure VI.19.Schéma illustratife du cas d'une seule pente avec d < longueur de câble .

b. Cas d'une seule pente avec d > longueur de câble :

$$\Delta\sigma_g(x) = \frac{g\,E_p}{l} + \sigma_{P_0} \times K\,(l - 2x)$$

avec $k = \mathrm{f} \times \frac{\theta}{l} + \varphi$ et $d = \sqrt{\frac{g \times E_p}{\sigma_{P_0} \times K}}$

Schéma illustrative du cas d'une seule pente avec d > longueur de câble .

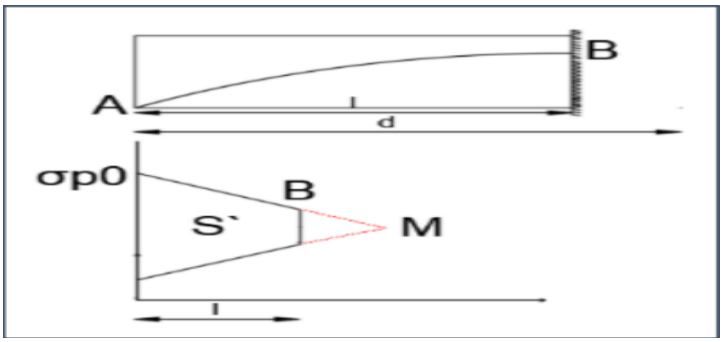


Figure VI.20. Schéma illustratife du cas d'une seule pente avec d > longueur de câble .

c. Cas de 2 pentes avec $l_1 = l_2$

$$\boldsymbol{d = \sqrt{\frac{g \times E_p + l \times \Delta\sigma_f(B)}{\Delta\sigma_f(C) - \Delta\sigma_f(B)} \times l + l^2}}$$

$$\Delta\sigma_g(x) = 2\left(\sigma_p(x) - \sigma_m\right)$$
$$\sigma_p(x) = \sigma_{P_0} - \Delta\sigma_f(x)$$
$$\sigma_m = \sigma_{P_0} - \Delta\sigma_f(B) - \left(\Delta\sigma_f(C) - \Delta\sigma_f(B)\right)\frac{d - l}{l}$$

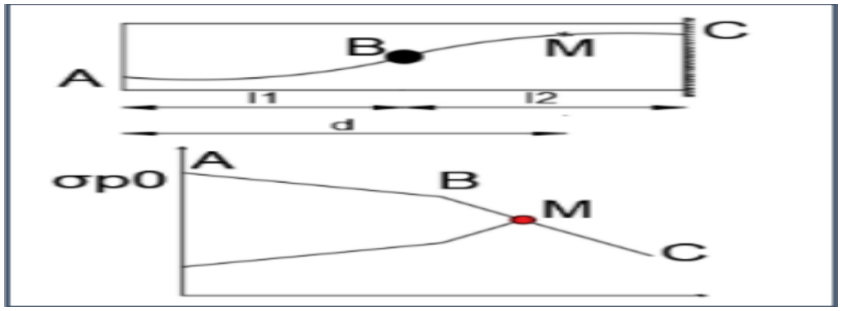


Figure VI.21. Schéma illustratife du cas de deux pentes avec $l_1 = l_2$.

❖ **Application Numérique câble C1 :**

g = 2mm ; Ep = 190 000 MPa ; f=0.2 rd^{-1} ; $\varphi = 0.03\ m^{-1}$

k =0.03 ; $d = 9.226\ m$ avec $x = 4\ m$

On a $x < d$ donc

Axe VSP : $\Delta\sigma_g(x) = \frac{0.002 \times 190000}{4} + 1488 \times 0.03\ (4 - 2 \times 0) = 59.28 Mpa.$

Fin VSP : $\Delta\sigma_g(x) = \frac{0.002 \times 190000}{4} + 1488 \times 0.03\ (4 - 2 \times 4) = 95\ Mpa.$

les reste des pertes due au glissement d'ancrage sont dans **l'annexe B .**

3. Perte de tension par déformation instantaneé de béton :

La mise en tension des câbles ne pouvant s'effectue que câble par câble, la mise en tension un deuxième câble va entrainer un raccourcissement de la pièce et du premier câble de même la mise en tension du troisièmes câbles va entraîner un raccourcissement de la pièce et les deux premiers câbles ainsi de suite.

Le fait de ne pas tendre en même temps tous les câbles, elle peut provoquer une perte de tension .

Dans une pièce avec "n" câbles, le premier câble est affecté par les effets des "n-1" câbles suivants, tandis que le dernier câble est le seul à ne pas subir ce type de perte.

Sa perte de tension vaut donc :

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

A titre de simplification le BPEL donne la perte moyenne par câble :

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

$$Avec\ \frac{E_p}{E_{bi}} = 4.68$$

D'où $\Delta\sigma_e(x) = 2.34 \times \sigma_b(x)$ avec $\sigma_b(x) = \frac{P}{B} + \frac{P \times e^2}{I} - \frac{M_G \times e}{I}$

E_p: module d'élasticité des câbles précontraints.

E_{bi} : module de déformation instantanée du béton.

σ_b: contrainte de compression dans le béton au niveau des câbles suite à la mise en tension supposée simultanée des « n » câbles.

P : effort de précontrainte prenant en compte les pertes précédentes, $P = P0\ (1 - \Delta P)$.

M_G : moment sous le poids propre.

Axe VSP :

$E_p = 190000$ MPa ; $E_{bi} = 40\ 598.2\ MPa$; $\boldsymbol{M_G = 629.48\ MN.m}$

$P = 137.32$ MN

$\Delta\sigma_e(x) = 8.428\ MPa$

les reste des pertes due au déformation instantaneé de béton sont dans **l'annexe B .**

- **Pertes instantanées totales :**

La formule suivante est utilisée pour calculer la valeur des pertes instantanées pour une même abscisse x :

$$\Delta\sigma_i = \Delta\sigma_f + \Delta\sigma_g + \Delta\sigma_e$$

V.5.2 Pertes de tension différées:

Les pertes qui surviennent avec le temps, telles que la diminution progressive de la force de précontrainte dans le câble due aux effets du retrait et du fluage du béton, ainsi que la relaxation des aciers, doivent être prises en compte dans le calcul de l'ouvrage.

- Pertes par retrait $\Delta\sigma_r$
- Pertes par fluage $\Delta\sigma_{fl}$
- Pertes par relaxations $\Delta\sigma_\rho$

1. Perte par retrait :

Le retrait est un phénomène de raccourcissement du béton dans le temps, du a une évaporation de l'eau excédentaire contenue dans le béton et à des réactions chimiques. Ce retrait a lieu dans les premiers mois après le coulage du béton .

La partie du retrait non encore réalisée à l'âge t0 du béton au moment de la mise en tension d'un câble vaut $\varepsilon_r[1 - r(t_0)]$

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

Très souvent ont négligé $r(t_0)$ devant 1 donc la formule simplifiée est $\Delta\sigma_r = E_p\, \varepsilon_r$

ε_r:retrait final estimé à 2×10^4 pour région tempérée

$r(t_0)$: loi d'évolution du retrait en fonction du temps

- **Application Numérique :**

$\varepsilon_r = 0.0002$

$E_p = 190000$ MPa

$\Delta\sigma_r$= 38 MPa

2. Perte par fluage :

Le fluage dans le béton correspond à une déformation temporelle qui survient en raison d'une contrainte constante, Par contre au retrait, le fluage débute lors du chargement et se développe au fil du temps.

La perte due au fluage vaut : $\Delta\sigma_{fl} = E_p \times \varepsilon_f$

ε_f : la déformation finale de fluage $\varepsilon_f = \frac{\sigma_m - \sigma_b}{E_{bj}}$

σ_m :la contrainte maximale après pertes instantanées de compression du béton

D'après BPEL. Cette contrainte vaut $\sigma_m = 1.5\sigma_b$

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

Avec σ_b: contrainte finale dans le béton au niveau du câble.

❖ **Application Numérique :**

Axe VSP :

$\boldsymbol{d_{moy} = 0.225\ m}$; $\boldsymbol{e_0 = 3.03m}$; $\boldsymbol{M = 29.47\ MN.m}$

$\boldsymbol{\Delta\sigma_f + \Delta\sigma_g} + \Delta\boldsymbol{\sigma_e}$= 17.30 MPa ; $\boldsymbol{P = 136.39\ MN}$

$\Delta\sigma_{fl} = 40.71\ Mpa$

3. Perte par relaxation :

La relaxation de l'acier est un relâchement de tension à longueur constante cette perte dépende de la nature de l'acier, de son traitement .

La formule pour estimer la perte de tension finale due à la relaxation est :

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

$\rho_{1000}(\%)$: Coefficient de relaxation a garantie à 1000 h .

μ_0: Le coefficient pour les armatures à très basse relaxation (TBR) est de 0.43

$\sigma_{pi}(x)$: contrainte initiale de l'armature dans la section d'abscisse x

❖ **Application Numérique :**

Axe VSP :

$\rho_{1000} = 2.5\ \%$; μ_0 =0.43 ; $f_{prg} = 1860\ MPa$

$\sigma_i(x) = 1230.52\ MPa$; $\mu = 0.66$; $\boldsymbol{\Delta\sigma_\rho = 42.74\ MPa}$

➢ **Pertes déférées totales :**

Pour intégrer l'effet combiné du retrait, du fluage et de la relaxation des armatures, on utilise la formule suivante pour évaluer les pertes différées finales :

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

Les résultats sont représentés dans **l'annexe B**.

V.6Vérification des contraintes :

L'ensemble des résultats précédents est utilisé pour justifier chaque section et pièce du tablier. Les vérifications incluent la conformité des contraintes normales dans les fibres supérieures et inférieures pendant la construction et en service. L'objectif est de garantir que ces contraintes demeurent inférieures aux valeurs limites admissibles dans chaque section.

La condition à vérifier est la suivante : $\overline{\sigma_{bt}} < \sigma_y < \overline{\sigma_{bc}}$

$$\sigma_b(x) = \frac{P}{B} + \frac{P\ e_0 + M}{I}y$$

P : effort de précontrainte avec pertes.
B : section transversale.
y :distance de son C D G aux fibres extrême.
I : inertie de la section.
e_0 : excentricité du câble de précontrainte moyen.
M : moment extérieure.

V.6.1 Vérification des contraintes en phase de construction :

$\sigma_{bc} = 0.6\ f_{c28} = 0.6\ \times 50 = 30\ MPa$
$\sigma_{bt1} = 1.5\ f_{t28} = 1.5\ \times 3.6 = 5.4\ MPa$ Hors Section d'enrobage ;
$\sigma_{bt1} = 0.7\ f_{t28} = 0.7\ \times 3.6 = 2.52\ MPa$ Section d'enrobage ;

V.6.2 Vérification des contraintes en phase de service :

On distingue dans cette phase deux états de vérification :

➢ **État à vide** : On prend en considération seulement le poids propre du tablier.
➢ **État en charge** : On prend en considération les charges et surcharges.

- $\sigma_{bc} = 0.6\ \times f_{c28} = 0.6\ \times 50 = 30\ MPa$
- $\sigma_{bt1} = 1.5\ \times f_{t28} = 1.5\ \times 3.6 = 5.4\ MPa$ Hors Section d'enrobage.
- $\sigma_{bt1} = 1\ \times\ f_{t28} = 1\ \times 3.6 = 2.52\ MPa$ Section d'enrobage.

V.6.3 Vérification pendent le bétonnage du clavage :

À ce stade du calcul, il est bon de s'assurer que les câbles de fléau sont suffisants pour reprendre le poids du tablier et de l'équipage pendant la construction du clavage central. Pour cela, on applique deux forces verticales orientées vers le bas à chaque extrémité des fléaux, forces qui représentent l'effet du poids de l'équipage mobile et du béton de clavage encore mou. Ces forces s'exercent sur deux structures indépendantes et isostatiques, puisque, à ce stade, les deux moitiés du pont ne sont pas encore liées.

$$\frac{Q}{2}+\frac{Vc}{2}=\frac{643.4175}{2}+\frac{491.895}{2}=567.6525\ \text{KN.}$$

Q:poids de équipage mobile .

Vc: poids du clavage.

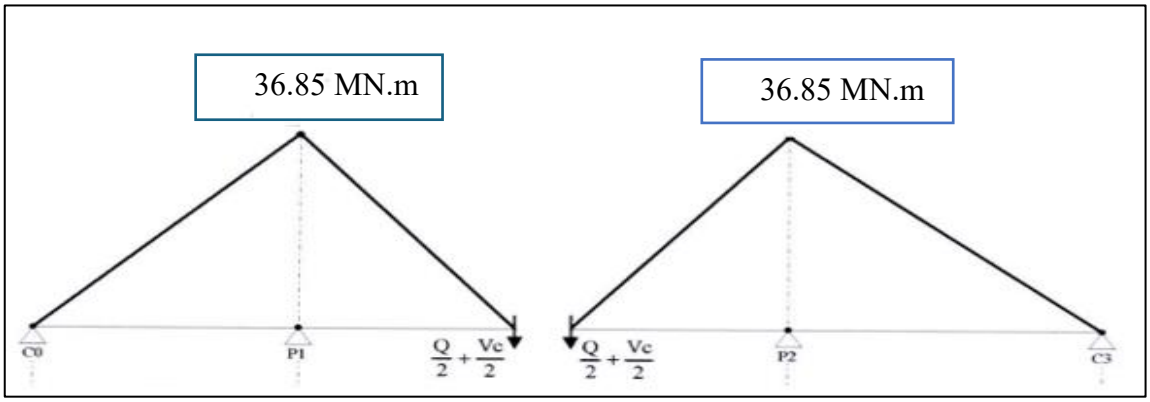


Figure VI.22.Effet du poids de l'équipage mobile et du clavage.

Le bilan des efforts est :

- Moment du au poids propre de fléau $Mg=-629.475\ KN.m$
- $Mg+\frac{M(Q)}{2}+M\left(\frac{Q}{2}+\frac{Vc}{2}\right)=-629.475-\frac{40.7}{2}-36.85=-686.67\ MN.m$
- $N_{flèau}=n\times P_0\times(1-\Delta P)=66\times 2.481\times(1-0.2568)=121.856\ MN$
- $M_{isoflèau}=N_{flèau}\times e_0=12.856\times 3.0974=377.4367\ MN.m$

Dans cette nouvelle phase, les efforts et la contrainte en fibre supérieure dans l'axe des piles sont :

$$\sigma s=\frac{N}{B}+\frac{M\,v}{I}=-0.2829\ MPa\ \geq -\bar{\sigma_t}=-1.52\ MPa$$

Le dimensionnement est donc correct .

1. Armatures des zones tendues :

Dans les zones où on a une traction en béton, il est nécessaire de disposer une section d'armatures passives minimales As **(art. 6.1.32 4.1 des Règles BPEL).**

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

B_T : aire nette de la section du béton en traction.

σ_{bt}: valeur absolue de la contrainte maximale de traction

N_{bt}: la résultante des contraintes de traction correspondantes.

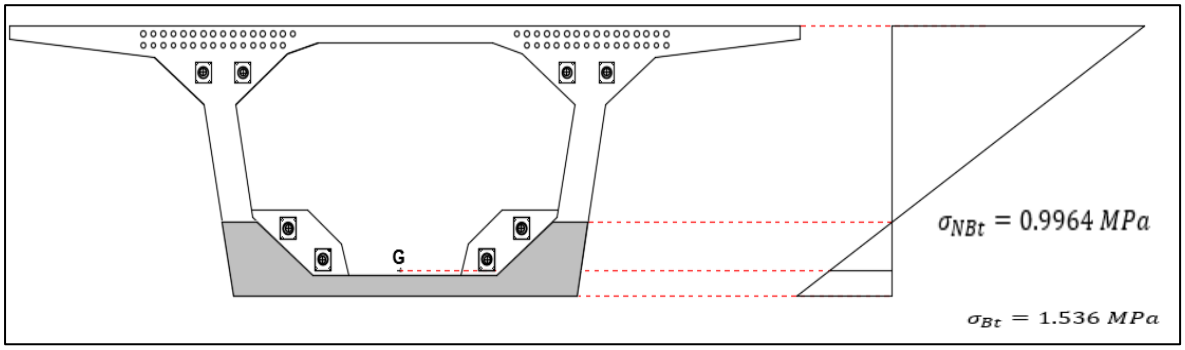


Figure VI.23. Diagramme des contraintes.

D'après la figure ci-dessus et le tableau de vérification des contraintes on a :

$B_T = 3.09\ m^2$; $\sigma_{bt} = 1.5364\ MPa$; $\sigma_{Nbt} = 0.9964\ MPa$

Donc $N_{bt} = \sigma_{Nbt} \times B_T = 3.0788\ m^2$

$$A_s = \frac{3.09}{1000} + \left(\frac{3.0788}{500} \times \frac{3.6}{1.5364}\right) = 175.18\ cm^2$$

$A_s = 15.87\left(\frac{cm^2}{ml}\right)$ 2 nappes de HA 16 avec e =20 cm

V.6.4 Vérification des contraintes tangentielles :

1. Vérification vis-à-vis ELS

La partie de la structure soumise à la plus forte contrainte due à l'effort tranchant est l'âme. En raison de leurs inerties par rapport au centre de gravité de la section, les membrures supérieures et inférieures sont des éléments qui supportent des contraintes de flexion.

a. Détermination de l'effort tranchant :

- **Effort tranchant dû aux charges extérieures :**

Expérimentalement, on remarque que pour un effort tranchant donné, les poutres se comportent mieux lorsque les charges sont proches de l'appui intermédiaire. Par conséquent, il n'est pas nécessaire de vérifier les sections de poutre situées à moins de la moitié de la hauteur (**h/2**) de l'appui intermédiaire.

$$V = V_g + V_q$$

V_g:Relative aux charges permanentes.

V_q:Relative aux charges variables.

- **Effort tranchant dû à la précontrainte :**

La poutre isostatique est précontrainte par un système d'armatures, avec une force totale de P et une inclinaison de α % par rapport à la fibre moyenne.

Donc $Vp = P \sin(\alpha)$

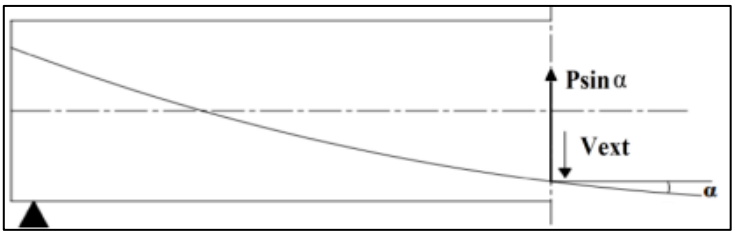


Figure VI.24. Effort de précontrainte.

Note : dans notre cas les câbles sur VSP son rectilignes donc l'effort tranchant dû à la précontrainte est nulle.

- **Effort tranchant dû à la carbure de caisson (effet de RESAL):**

Il arrive fréquemment que la hauteur d'une poutre soit variable avec l'abscisse, plus forte sur appui qu'en travée. En respectant un extrados horizontal, l'intrados est donc

incliné de pente: $\frac{dh}{dx}$

Près des appuis en cas de poutres continues, l'intrados est généralement compris, ce qui signifie qu'une partie de l'effort tranchant dû aux forces extérieures suivant la composante verticale de cet effort de compression qui vaut :

$$V_R = \frac{M}{z} \times \frac{dh}{dx}$$

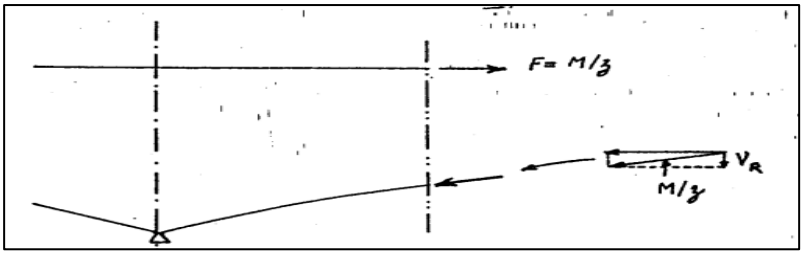


Figure VI.25.Extrai du figure 16-3 le béton précontrainte aux états-limites.

Note : L'intrados de la VSP étant horizontal, l'effet de RESAL n'est pas pris en compte.

On aura enfin un effort tranchant réduit égal à :

$$V = V_{ser} - V_p - V_R$$

b. Vérification de la contraint de cisaillement :

On doit vérifier les conditions suivantes : $\tau_{max} < \min(\overline{\tau_1}, \overline{\tau_2})$ avec $\tau = \frac{V_{red}}{z\, b_n}$

Tel que :

Non rupture par fissuration : $\tau_1^2 = 0.4 \times f_{tj} \times (f_{tj} + \sigma_x)$

Par compression _cisaillement : $\tau_2^2 = 2 \times \frac{f_{tj}}{f_{cj}} \times (0.6\, f_{cj} - \sigma_x) \times (f_{t28} + \sigma_x)$

τ_{max}: Contrainte de cisaillement maximal réduite de service.

σ_x : Contraint normale longitudinale au CDG de la section nette : $\sigma_x = \frac{P \times \cos\alpha}{B_n}$

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

V_{red}: effort tranchant maximal réduite de service.

z: le bras de levier $z = I/S$ avec simplification $z = \frac{1+\rho}{2} \times h$

ρ: le rendement mécanique de la section $\rho = \frac{I}{B \times v' \times v}$

b_n : Épaisseur nette de l'âme, elle est égale à la différence entre l'épaisseur totale de l'âme moins le demi diamètres des gaines qui traversent cette âme sur une même horizontale

$$b_n = 2 \times (b_0 - nk\phi)$$

b_0:L'épaisseur brute de l'âme.

n : Nombre de câble.

$K = 0.5$ Injection de coulis de ciment.

ϕ:Diametre de la gaine.

❖ **Application numérique** :

$\alpha_{moy} = 0\, rad$; $V_p = P \sin\alpha = 0\, MN$

$\frac{h}{2} = 3.75m$; $V_{ELS}(3.75\, m) = 36.69\, MN$; $V_{red} = 36.69\, MN$

$n = 66$ câbles ; $P = 121.81\, MN$

$B_n = 15.3064\, m^2$; $I_n = 121.53\, m^4$; $\sigma_x = 7.95\, MPa$

$f_{c28} = 50$ MPA ; $f_{t28} = 3.6$ MPA ; $\tau_1 = 4.033\, MPa$; $\tau_2 = 6.023\, MPa$

$\rho = 0.56$; $z = 5.85\, m$ $b_n = 1\, m$ $\tau_{max} = 6.271\, MPa$

On constate que : $\tau_{max} > \min(\overline{\tau_1}, \overline{\tau_2})$

- Les contraintes de cisaillement ne sont pas vérifiées au voisinage de la section étudiée.

Solution : Si l'effort tranchant n'est pas vérifié dans l'âme, la solution possible est :

Augmentation de l'épaisseur de l'âme : Augmenter l'épaisseur de l'âme de la section pour mieux résister aux efforts tranchants.

- Donc on a augmenté l'épaisseur de l'amé jusqu'à 87 cm.

❖ **Application numérique** :

$V_{red} = 36.69\ MN$

$B_n = 19.6245\ m^2$; $I_n =$ $135.93\ m^4$; $\sigma_x = 6.206\ MPa$

$f_{c28} = 50$ MPA ; $f_{t28} = 3.6$ MPA ; $\tau_1 = 3.757\ MPa$; $\tau_2 = 5.797\ MPa$

$\rho = 0.56$; $z = 5.85\ m$ $b_n = 1.74\ m$ $\tau_{max} = 3.74\ MPa$

On constate que : $\tau_{max} < \min(\overline{\tau_1}, \overline{\tau_2})$

- Les contraintes de cisaillement sont vérifiées au voisinage de la section étudiée.

2. Vérification de l'effort tranchant vis-à-vis de ELU :

Les justifications des éléments d'une poutre vis-à-vis de l'état-limite ultime comportent la vérification, d'une part, de la résistance des armatures transversales et, d'autre part, celle des bielles comprimées.

a. Les bielles comprimées :

L'angle βu, qui représente l'inclinaison des bielles de béton par rapport à la fibre moyenne de la poutre

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

σ_x: Contrainte normale au niveau de CDG suivante x $\sigma_x = \frac{P \times \cos\alpha}{B_n}$

σ_y: Contrainte normale au niveau de CDG suivante y $\sigma_y = 0$

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

V_{ured} : est l'effort tranchant réduit maximal à ELU dans la section

La justification de la compression de la bielle de béton se fait par la formule :

$$\tau_u \leq \frac{0.85\ f_{c28}}{3\ \gamma_b} \sin(2\beta_u)$$

❖ **Application numérique** :

$V_{ELU}(3.75\,m) = 50.678\,MN$; $V_{red} = 50.678\,MN$

$\rho = 0.56$; $z = 5.85\,m$ $b_n = 1.74\,m$. $\tau_U = 5.19\,MPa$

$\sigma_x = 6.206\,MPa$; $\sigma_y = 0\,MPa$; $\beta_u = 29.5\,°$

on prend $\beta_u = 30°$

$\tau_U = 5.19\,MPa \leq \frac{f_{c28}}{6}$ = 8.33 MPa

Les bielles comprimées de béton sont bien vérifiées .

b. La résistance des armatures transversales :

Consiste a déterminer la section des armatures transversale A_t

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

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

f_e : limite d'élasticité de l'acier ;

S_t : espacement de deux cours de ces armatures, mesuré suivant la fibre moyenne de la poutre;

γ_s =1,15 : pour les justifications vis-à-vis des combinaisons fondamentales ;

β_u : l'angle que forment les billes de béton avec la fibre moyenne de la poutre

Les armatures traversant une surface de reprise de bétonnage

❖ **Application numérique :**

. $\tau_U = 5.19\,MPa$; $f_{t28} = 2.3\,MPa$; $f_e = 500\,MPa$; γ_s =1,15 ; $\beta_u = 30°$

$b_n = 1.74\,m$

$\frac{A_t}{S_t} \geq 92.19\,\frac{cm^2}{m}$

$\frac{A_t}{S_t} \geq 0.6\,\frac{b_n \gamma_s}{f_e}$ ⟹ $\frac{A_t}{S_t} \geq 24.012\,\frac{cm^2}{m}$ a vérifier dans l'étude transversale.

V.7.Vérification de la flèche :

Pour vérifier la flèche de pont il est essentiel de mesurer la déformation sous charge en utilisent le logiciels de calcul (MIDAS), ensuite comparer les valeur avec des tolérance définis pour assurer que la structure reste sécuritaire et fonctionnelle.

V.7.1 Valeurs limites de la flèche verticale maximale pour le confort des passagers :

Pour la flèche verticale maximale **δ** des ponts ferroviaires le long de l'axe de la voie, qui sont fonction de :

- la longueur de la travée L [m].
- la vitesse du train V [km/h].
- le nombre de travées.
- le type de pont (travée indépendante, poutre continue).

Remarques :

- Pour les ponts à une seule travée ou à deux travées successives indépendantes ou continues, il convient de multiplier les valeurs de **L/δ** de la Figure VI.26 par 0,7.

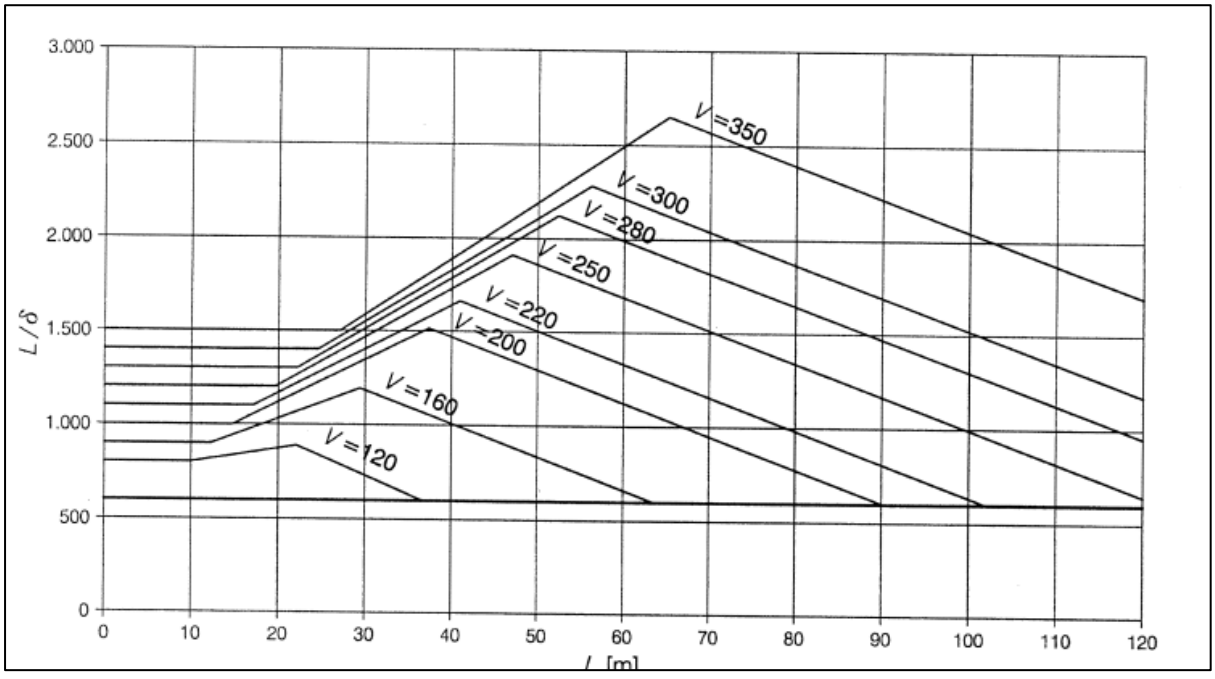


Figure VI.26 . Extrait du EN 1990:2002/A1:2005 Flèche verticale maximale autorisée δ pour des ponts ferroviaires

Nota : Les valeurs de L/δ données à la Figure VI.16 valent pour des longueurs de travée jusqu'à 120 m. Pour notre ouvrage la longueurs égale à 132 m supérieures à 120 m donc une analyse spéciale est nécessaire. Et comme le maitre de l'ouvrage

exige ou donné des conditions des limites pour vérifier, Nous avons vérifié par le schéma du Figure VI.26.

Application numérique :

$V = 160\ km/h$, $L = 132\ m$ donc $l/\delta' = 600$ ➡ $\delta' = 22\ cm$

La Valeurs limites de la flèche verticale maximale **est** $\boldsymbol{\delta_{adm} = 0.9\ \delta' = 20\ cm}$

V.7.2 La valeur de la flèche par logiciel de calcul (MIDAS CIVIL) :

- Il y a lieu de déterminer les flèches verticales δ avec le Modèle de Charge 71 multiplié par le coefficient **Φ** et en prenant la valeur **α = 1**, conformément à l'EN 1991-2, Section 6.
- Pour les ponts portant deux voies ou plus, il y lieu de n'en charger qu'une seule.

On obtient une flèche $\delta = 15.87\ cm < 20\ cm$ donc la flèche est vérifiée

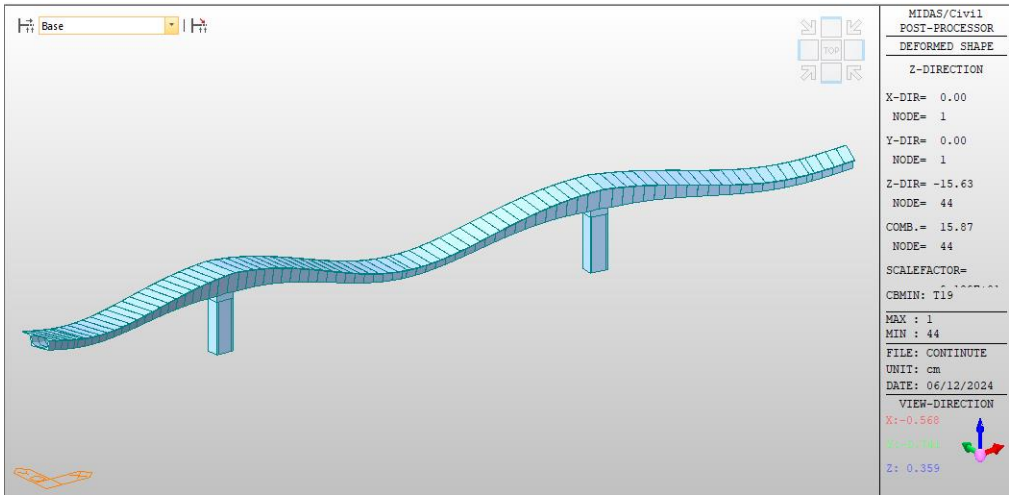


Figure VI.27 La valeur de la flèche par logiciel de calcul (MIDAS CIVIL)

CHAPITRE VII
ETUDE TRANSVERSALE

CHAPITRE VII ETUDE TRANSVERSALE :

VII.1 INTRODUCTION :

La section tubulaire (caisson) est la structure transversale la plus adaptée à la construction par encorbellement successif. Cette section fermée offre une grande résistance aux moments de torsion et permet une transmission directe des charges verticales aux appuis. Elle bénéficie également d'une excellente résistance à la flexion longitudinale grâce à ses deux hourdis.

Pour l'analyse transversale, l'étude se concentre sur les sections critiques, à savoir la section au niveau de la pile et la section à la clé, où les moments de flexion sont maximaux.

VII.2 **Modélisation** :

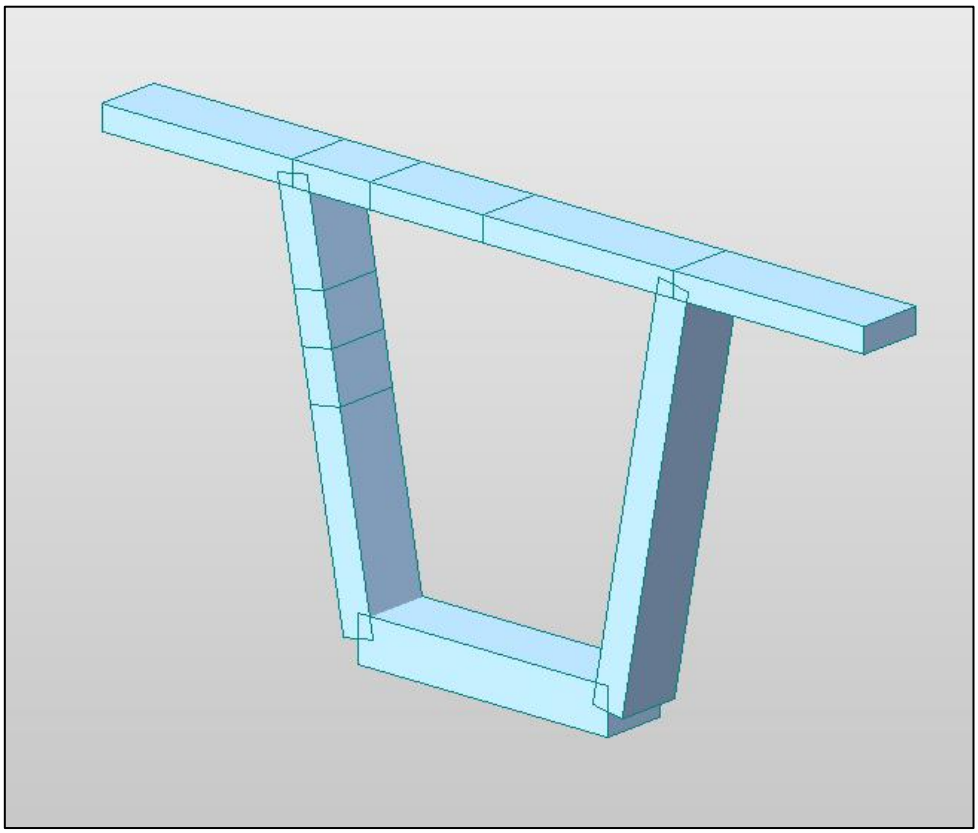


Figure VII.1.Modele de Calcul du VSP.

On appliquent sur le modèle les mêmes charges du modèle longitudinal .

VII.2.1 Résultats:

Les sections à justifier sont représentées dans la figure ci-dessous :

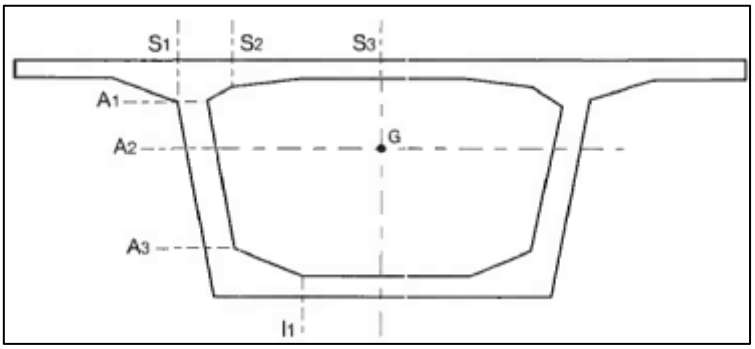


Figure VII.2.Sections à justifier.

Les résultats sont résumés dans les tableaux ci-dessous :

Tableau VII.1. Sollicitations maximales dans VSP.

Élément	Section	Mmax (KN.m)		Nmax (KN)	
		Mult	Mser	Nult	Nser
Hourdis supérieur	S1	-618.7	-433.5	/	/
	S2	-295.6	-206.8	/	/
	S3	201.6	141.7	/	/
Âmes	A1	-483.59	-333.46	-641.1	-453.48
	A2	215.34	148.25	-717.87	-510.34
	A3	950.2	656.6	-794.87	-567.21
Hourdis inférieur	I1(inf)	30.4	22.5	/	/
	I1(sup)	-60.9	-45.08	/	/

Tableau VII.2. Sollicitations maximales dans VSC.

Élément	Section	Mmax (KN.m)		Nmax (KN)	
		Mult	Mser	Nult	Nser
Hourdis supérieur	S1	-689	-508.6	/	/
	S2	-354.5	-266	/	/
	S3	305	227.3	/	/
Âmes	A1	-567.02	-418.3	-647.3	-467.47
	A2	-365.09	-193.75	-659.69	-481.24
	A3	250.48	187..5	-696.87	-504.19
Hourdis inférieur	I1(inf)	191.45	144.2	/	/
	I1(sup)	-250.45	-187.5	/	/

VII.2.2 Ferraillage transversal:

Pour le ferraillage, le voussoir est subdivisé en plusieurs éléments distincts :

- Deux dalles, qui sont soumises à la flexion simple.
- Deux âmes, qui travaillent en flexion composée.

L'effet de la torsion est négligé en raison du grand rayon de courbure.

1. **Exemple de calcul pour l'hourdis supérieur :**

❖ **Calcul de la section d'acier de Hourdis supérieur (S3) :**

Dans l'onglet dédié à l'entrée des charges, les dimensions de la section et l'enrobage des armatures sont spécifiés avant de lancer le calcul.

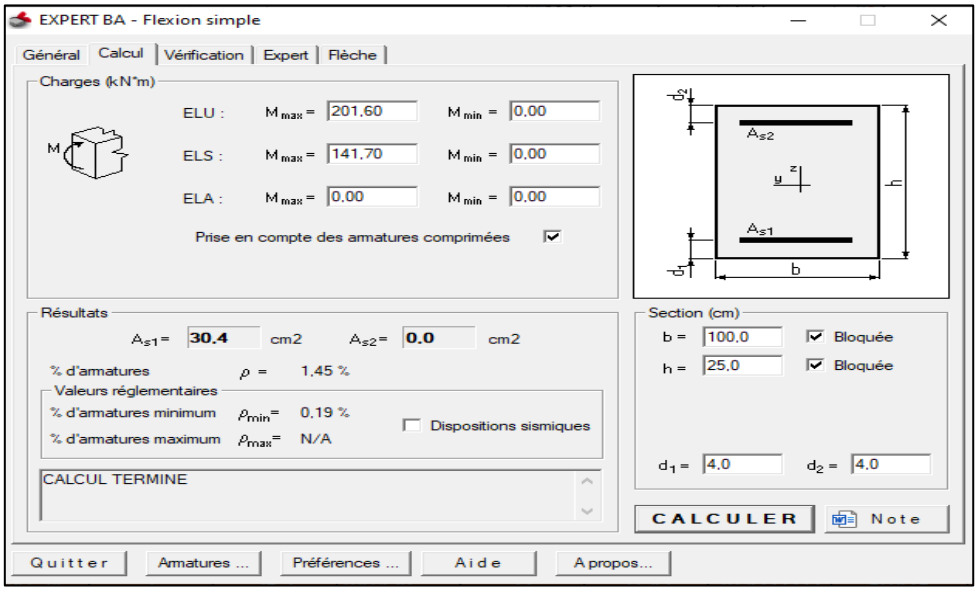


Figure VII.3. Calcul de la section d'acier avec Robot expert 2010.

❖ **Vérification des contraintes :**

Dans l'onglet de vérification, on insère la section d'acier choisie et on lance le calcul. Ensuite, on passe à l'onglet suivant, appelé "expert", pour évaluer les contraintes générées dans le béton et dans l'acier, et on s'assure qu'elles demeurent en dessous des contraintes limites spécifiées.

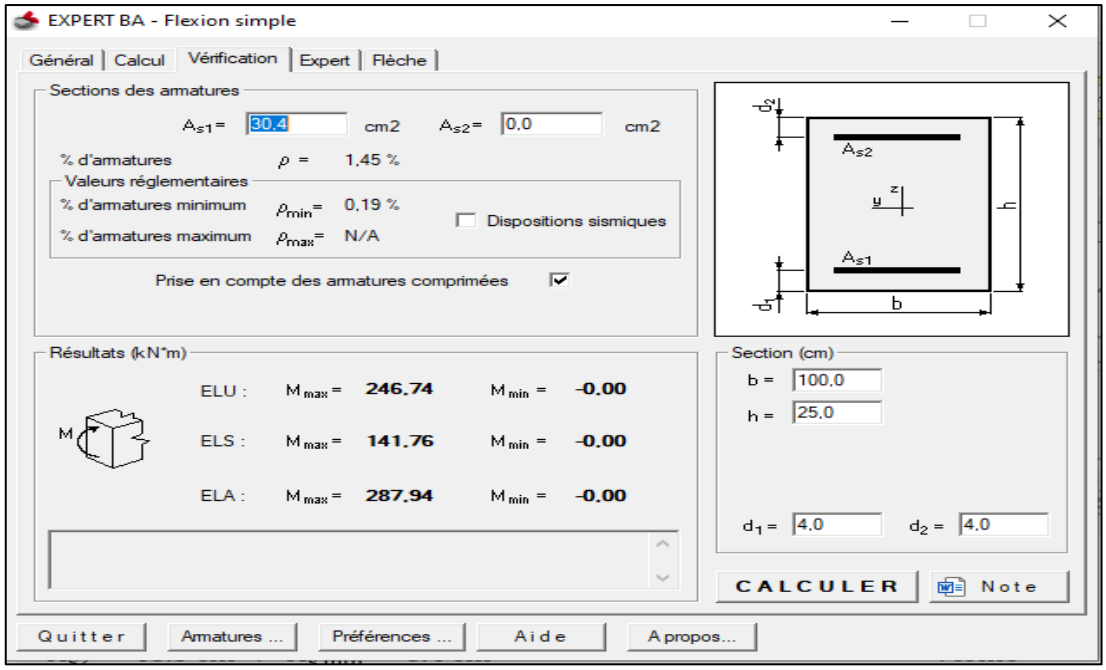


Figure VII.4.Verification des contraintes avec Robot expert 2010.

❖ **Interprétation des résultats :**

- $A_{s2} = 30.4\ cm^2 > A_{s\,min} = 4\ cm^2$ verifié.
- La contrainte de béton $\sigma_b = 16MPa \leq \sigma_{b\,lim} = 30\ MPa$ verifié.
- La contrainte de l'acier tendu $\sigma_s = 264 \leq \sigma_{s\,lim} = 264\ MPa$ verifié.

2. Calcule manuel de la section d'acier de Hourdis supérieur (S3) :

$M_{ser} = 141.7\ KN.m$; $\sigma_{BC} = 30\ MPa$; $\sigma_s = 264\ MPa$

$b = 1m$; $h = 0.25\ m$; $d = 0.9\ h = 22.5\ cm$

$$X = \frac{15\,\sigma_{BC}}{15\,\sigma_{BC}+\sigma_s} \times d = 14.18\ cm \quad ; \quad z = d - \frac{X}{3} = 17.7\ cm$$

$$M_1 = 0.5 \times b \times X \times \sigma_{BC} \times z = 376.479\ KN.M$$

$M_1 \geq M_{ser}$ **Section sans armature comprimée (SSAC).**

$$A_{ser} = \frac{M_{ser}}{z*\sigma_s} = 30.4\frac{cm^2}{ml}$$

$$A_{min} = 0.23 \times f_{tj} \times \frac{d \times b}{f_e} = 3.726\ cm^2/ml$$

$A_{ser} > A_{min}$ **Condition de non fragilité (CNF) vérifiée.**

VII.2.3 Ferraillage longitudinal :

$$A_{sl} = \frac{A_{st}}{3} = 10.13 \frac{cm^2}{ml}$$

$$A_{min} = 0.23 \times f_{tj} \times \frac{d \times b}{f_e} = 3.726\ cm^2/ml \leq A_{sl} \qquad \textbf{(CNF) verifier.}$$

Tableau VII.3.Ferraillage transversal VSP.

Elément	Nappe	Sect	h (cm)	Transversal			Longitudinal		
				As (cm²)	Ø (mm)	e (cm)	As (cm²)	Ø (mm)	e (cm)
Hourdis supérieur	Sup	S1	92.5	**20.1**	HA20	15	7.33	HA10	10
		S2	40	24.8	HA20		7.33	HA10	
		S3	25	10é.78	HA14		3.59	HA10	
	Inf	S1	92.5	13.78	HA16	15	5.00	HA10	10
		S2	40	6.00	HA16		5.00	HA10	
		S3	25	**30.4**	HA25		11.5	HA12	
Âme	Interne	A1	87	**13**	HA16	12.5	6.03	HA14	20
		A2	87	16.8	HA16		6.03	HA14	
		A3	87	43	HA25		14.73	HA16	
	Externe	A1	87	**24.6**	HA20	12.5	9.42	HA14	20
		A2	87	13	HA16		6.03	HA12	
		A3	87	13	HA16		6.03	HA12	
Hourdis inférieur	Sup	I1	70	**9.9**	HA12	12.5	**8.38**	**HA10**	**10**
	Inf	I1	70	**9.9**	HA12		**8.38**	**HA10**	

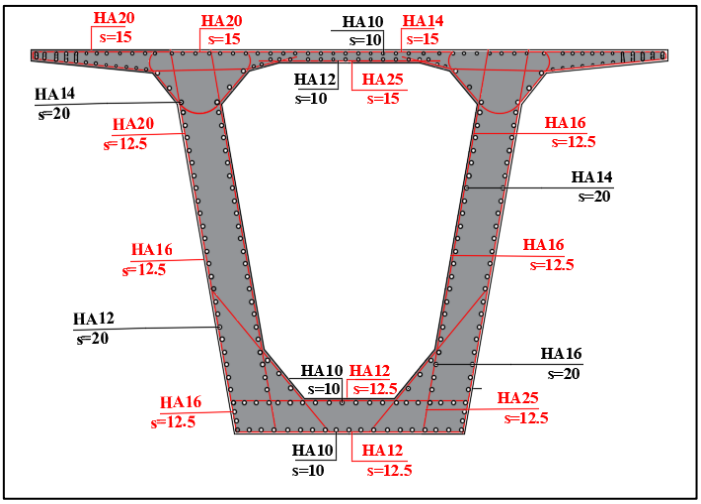


Figure VII.5.Ferraillage du section voussoir sur pile.

Tableau VII.4.Ferraillage transversal VSC.

Elément	Nappe	Sect	h (cm)	Transversal			Longitudinal		
				As (cm²)	Ø (mm)	e (cm)	As (cm²)	Ø (mm)	e (cm)
Hourdis supérieur	Sup	S1	111	**19.3**	**HA20**	15	**7.33**	HA12	15
		S2	40	32.2	HA25		11.45	HA14	
		S3	25	14.07	HA20		7.33	HA12	
	Inf	S1	111	16.54	**HA20**	15	7.33	HA14	15
		S2	40	7.92	HA14		3.9	HA14	
		S3	25	**50.5**	HA25		11.45	HA20	
Âme	Interne	A1	50	**7.4**	HA14	12.5	4.61	HA12	25
		A2	50	7.4	HA14		4.61	HA12	
		A3	50	26..3	HA20		9.42	HA16	
	Externe	A1	50	**47.6**	HA25	12.5	14.75	HA16	12.5
		A2	50	26.7	HA25		14.45	HA16	
		A3	50	11.31	HA12		4.00	HA12	
Hourdis inférieur	Sup	I1	30	**32.2**	HA25	16	**11.45**	**HA16**	**20**
	Inf	I1	30	**24.3**	HA20		**8.37**	**HA16**	

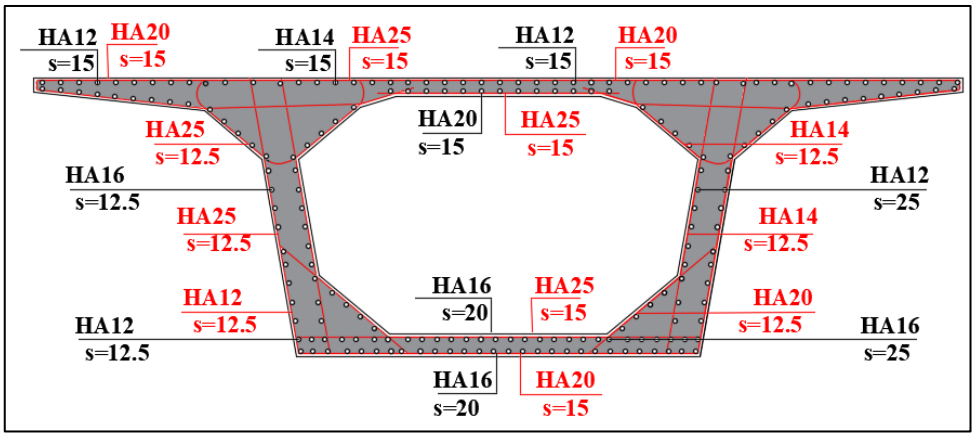


Figure VII.6.Ferraillage du section voussoir sur clef.

CHAPITRE VIII

ETUDE SISMIQUE ET ÉQUIPEMENTS DE PONT

VIII.1 .INTRODUCTION :

Le comportement dynamique des ponts est un sujet d'intérêt constant pour les ingénieurs. L'analyse modale joue un rôle crucial en offrant une meilleure compréhension des caractéristiques physiques et du comportement d'une structure en exploitation. Elle permet de détecter les problèmes d'amplification dynamique de la réponse d'une structure lorsqu'elle est soumise à une excitation forcée, telle qu'un séisme, comme c'est le cas dans notre étude. Ces amplifications dynamiques peuvent provoquer de l'inconfort ou endommager l'ouvrage. Une compréhension approfondie de ces phénomènes est essentielle pour ajuster la conception du pont. Il est impératif de vérifier les structures en fonction des actions sismiques prévues afin de minimiser le risque de défaillance en cas de séisme potentiel.

VIII.2 .Caractéristiques de l'ouvrage relatives à l'étude sismique:

Le RPOA 2008 donne un ensemble de classifications nécessaires à la définition de la situation sismique de l'ouvrage étudie et constitue un préalable indispensable pour le choix du modèle, de la méthode de calcul et des paramètres à utiliser :

- Le pont est classé selon le risque sismique en **groupe 1 pont stratégique**.
- L'ouvrage se trouve dans une zone sismique **I de faible sismicité**.(RPOA,figure 3.1).
- Le coefficient d'accélération de zone **A = 0.15** (RPOA, tableau 3.1).
- Le sol est de catégorie **S3 site meuble.**
- Le taux d'amortissement du matériau constituant les appuis en béton armé, ξ = **5 %**.(selon article 4.2.4 RPOA).

VIII.3 .Méthode de calcul:

De manière générale, l'analyse d'un pont se fait par la méthode spectrale monomodale (mode fondamental) ou par la méthode du spectre de réponse. La méthode spectrale monomodale s'applique aux ponts remplissant certains critères simultanément, selon l'article 4.3.1.2 du RPOA, parmi lesquels le critère suivant :

La courbure (Angle balayé en plan par la tangente à l'axe) doit être inférieure à 30 grades.

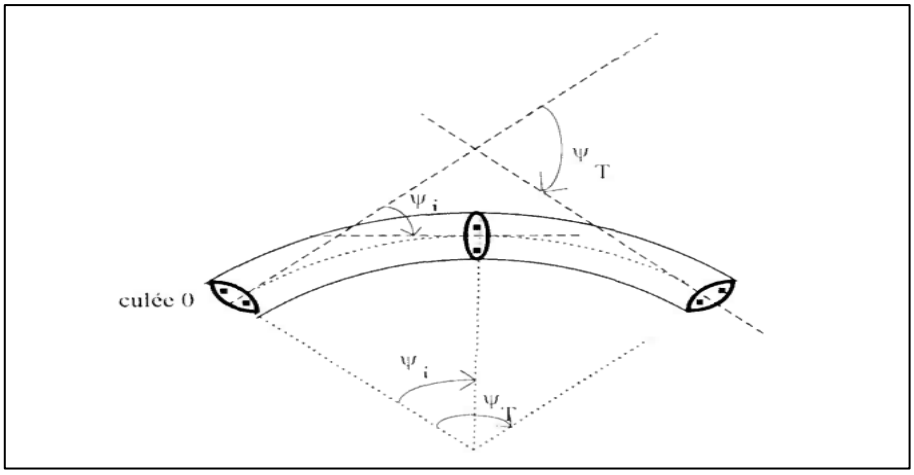


Figure VIII.1.Extrait du Ponts courants en zone sismique .

C'est l'angle balayé en plan par la tangente à l'axe : ψ_T, qui n'est pas le cas pour notre ouvrage 45.55 grades > 30grades. Donc on applique « la méthode du spectre de réponse ».

VIII.4 Spectre de réponse :

Pour réaliser notre calcul multimodal, nous avons besoin d'un logiciel de calcul. À cette fin, nous réutiliserons le modèle longitudinal, en modélisant les piles et les appareils d'appui, et en appliquant une analyse modale spectrale.

Dans l'analyse des modes propres, nous avons pris en compte la masse du tablier, des piles et des équipements. Les spectres de réponses utilisés pour le calcul sont les suivants :

VIII.4.1 Spectre de réponse de la composante horizontale :

Pour les directions longitudinale et transversale, nous utilisons le spectre illustré dans la figure ci-après :

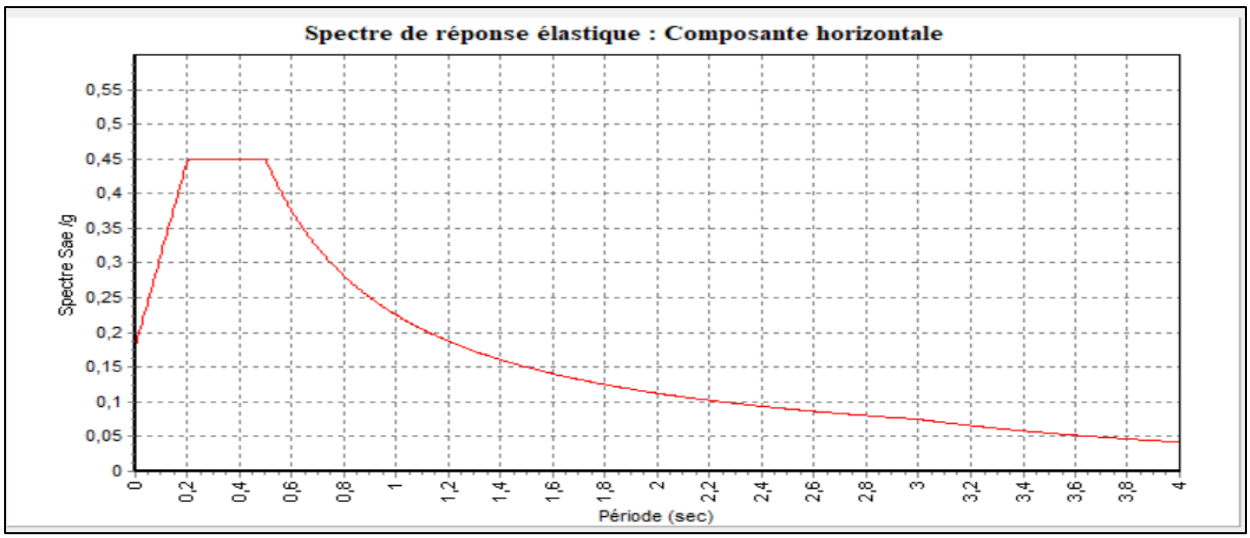


Figure VIII.2.Spectre de réponse horizontale.

VIII.4.2 Spectre de réponse verticale :

Pour la composante verticale du séisme :

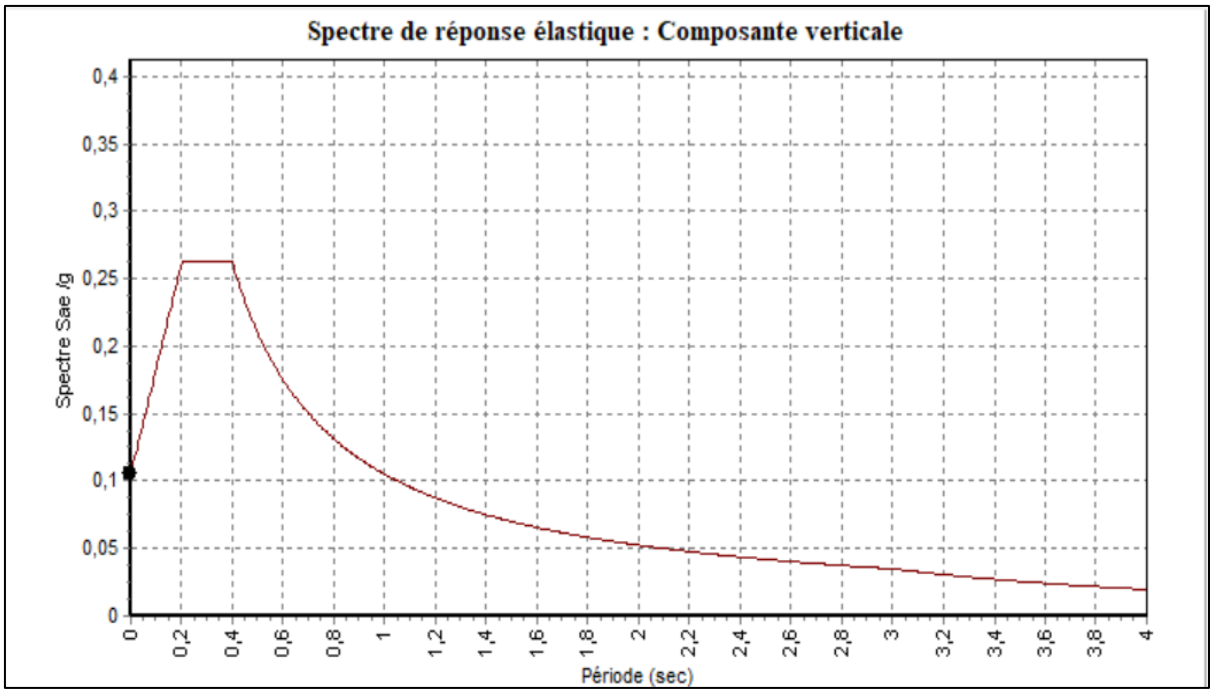


Figure VIII.3.Spectre de réponse verticale.

Nota : l'effet de la composante verticale du séisme sur les piles peut être négligé pour les zones de faible sismicité, conformément à l'article 4.3.1.3.4 du R.P.O.A. Par conséquent, il n'est pas nécessaire d'utiliser ce spectre de réponse pour l'étude des piles. Cependant, ce spectre est requis pour l'étude des appareils d'appui, selon le même article.

VIII.5 Modes significatifs:

On prend en compte les modes pour lesquels la somme des masses modales effectives Σ(Mi) atteint au moins 90% de la masse totale du pont MT. Les résultats de calcul des modes propres avec l'analyse multimodale sont donnés ci-dessous (le reste des modes est donné en **annexe B**) :

La période fondamentale est 1.21 s.

Tableau VIII.1.Les modes propres.

Mode No	Period	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	1,21	0.41	0.41	62.87	62.87	0.29	0.29	5.26	5.26	0.00	0.00	0.00	0.00
2	0,78	33.77	34.19	0.49	63.35	0.12	0.41	1.25	6.51	5.28	5.28	32.62	32.62
3	0,75	0.01	34.20	7.68	71.04	13.30	13.71	8.13	14.64	0.09	5.37	2.19	34.81
4	0,74	22.39	56.58	0.25	71.29	0.39	14.10	4.68	19.31	8.21	13.57	30.59	65.40
5	0,57	0.00	56.59	16.02	87.31	1.96	16.06	0.70	20.02	0.08	13.66	0.01	65.41
6	0,46	0.00	56.59	0.09	87.39	39.19	55.25	8.54	28.56	0.01	13.67	0.01	65.42
7	0,40	25.88	82.46	0.22	87.61	0.01	55.25	15.76	44.32	43.86	57.52	1.49	66.90
8	0,35	0.13	82.60	0.01	87.62	0.01	55.26	0.27	44.60	0.58	58.11	10.85	77.75
9	0,30	10.53	93.13	0.06	87.68	0.00	55.26	2.66	47.25	7.10	65.21	0.11	77.86
10	0,24	0.01	93.14	1.17	88.85	0.20	55.46	0.53	47.78	0.00	65.21	0.00	77.86
…	…	…	…	…	…	…	…	…	…	…	…	…	…
40	0,04	0.00	94.90	0.01	94.95	0.02	92.27	0.01	69.80	0.01	89.79	0.05	96.35

VIII.6 Equipement du pont :

VIII.6.1 Appareil d'appui :

Un appareil d'appui est un composant d'une structure située entre le tablier et ses supports. Son rôle est de transmettre les forces verticales provenant des charges permanentes et des charges d'exploitation, qu'elles soient routières ou ferroviaires.

Les appareils d'appui en élastomère fretté (AAEF) et les appareils d'appui à pot (AAP) représentent plus de 90 % des appareils d'appui utilisés sur les ponts.

VIII.6.2 Limite d'utilisation :

Pour des réactions d'appui limitées à 12 MN (calculées à l'ELU), l'appareil d'appui en élastomère fretté convient parfaitement. Au-delà de 20 MN, les appareils d'appui à pot sont préférables car ils limitent l'encombrement du dispositif.

VIII.6.3 Appareil d'appui a pot :

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

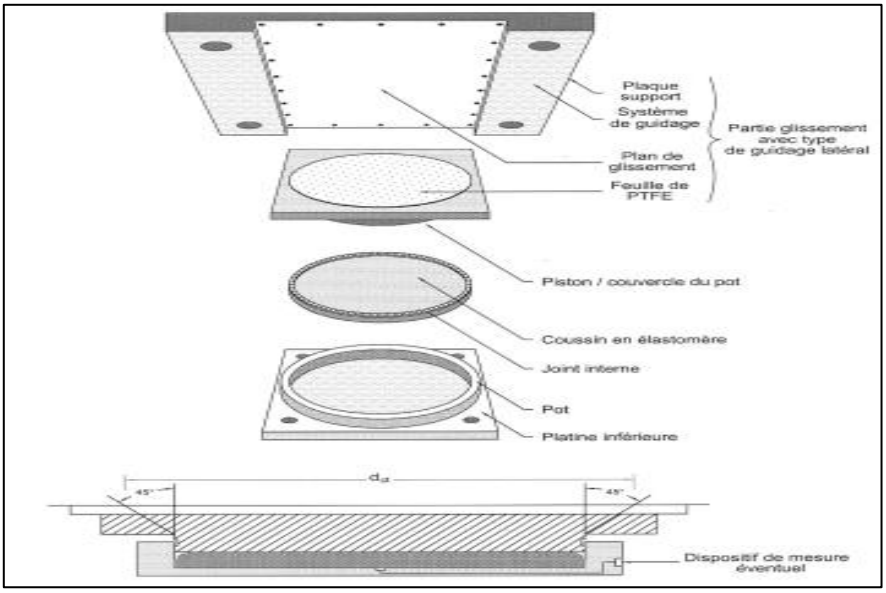


Figure VIII.4.Schéma illustratif d'un appareil d'appui a pot.

Les appareils d'appui peuvent être équipés d'un dispositif de guidage permettant le glissement dans toutes les directions (appareil d'appui multidirectionnel) ou dans une seule direction (appareil d'appui unidirectionnel).

Si l'on souhaite limiter les déplacements de la structure à une seule direction, on met en place des systèmes de guidage dont ils existent deux modes usuels :

- **Latéral** : la plaque de glissement comporte deux retombées latérales qui viennent en butée avec le dessus du piston
- **Central** : une clavette en relief de la partie supérieure du piston vient dans une rainure de la plaque de glissement.



Figure VIII.5 Appareil d'appui à pot avec un guidage Central à gauche et un guidage latéral à droite.

1. Avantages et inconvénients :

a. Avantages:

- Ils réalisent, grâce à la pression hydrostatique développée, une répartition presque uniforme des charges sur la structure.
- Ils engendrent des forces de rappel élastique beaucoup moins importantes que pour d'autres types d'appareils d'appui.
- Les appareils d'appui offrent une sécurité de fonctionnement satisfaisante. Les rares problèmes constatés sont principalement dus à des extrusions d'élastomère causées par des défauts du joint d'étanchéité ou par des rotations excessives non prévues lors de la conception. D'autres problèmes proviennent de défauts de pose (erreurs de calage, mauvaise implantation) ou concernent le système de glissement, tels que l'échappement du PTFE, la corrosion ou la peinture des plaques de glissement. Ces problèmes ne sont pas spécifiques à ce type d'appareil d'appui.

b. Inconvénients :

- Le principal inconvénient est leur capacité de rotation limitée bien qu'elle réponde aux besoins de la majorité des ouvrages.
- Ils nécessitent une mise en œuvre précise et rigoureuse d'un niveau inhabituel dans le domaine de la construction des ponts.
- Leur fabrication nécessite des investissements notables en moyens industriels, notamment les robots pour l'usinage des pots et des pistons. Les tolérances de

fabrication sont extrêmement faibles et obligent à des contrôles qualité en fabrication d'un niveau élevé.

- Ils présentent un intérêt technique et économique à partir d'un seuil qui correspond à des descentes de charges relativement élevées et des déplacements importants (sous réserve de l'utilisation de systèmes de glissement appropriés).

2. Le dimensionnement des appareils d'appuis à pot :

Dans les normes NF EN 1337-2 et 1337-5, le calcul des appareils d'appui se fait uniquement à l'État Limite Ultime. Les combinaisons à utiliser sont donc des combinaisons fondamentales dans lesquelles interviennent, outre les actions permanentes, les actions dues aux charges routières, aux effets de la température (uniforme et gradient thermique) ainsi qu'au vent.

Mais ces vérifications doivent être complétées par des combinaisons accidentelles si les piles de l'ouvrage sont susceptibles de recevoir des chocs de bateaux ou de poids lourds et des combinaisons sous actions sismiques si l'ouvrage y est soumis :

Ces vérifications doivent être complétées :

- par des combinaisons accidentelles si les piles de l'ouvrage sont susceptibles de recevoir des chocs de bateaux ou de poids lourds et des combinaisons sous actions sismiques si l'ouvrage y est soumis
- dans quelques cas particuliers, par exemple pour un fléau reposant en construction sur ses appareils d'appui définitifs.

3. Conditions d'appui :

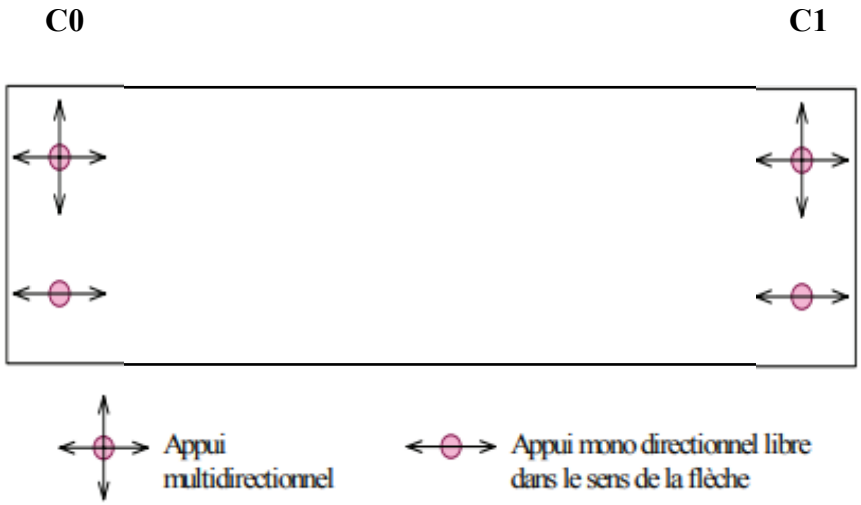


Figure VIII.6.Conditions d'appui de notre ouvrage.

Nota : tel que les piles sont encastrées.

4. Descente des charges du tablier pour un appareil d'appui à pot :

Tableau VIII.2.Descente des charges du tablier.

Descente des charges en MN (pour un appareil d'appui à pot)	**C0**	**C1**
ELU combinaison permanente	**8602.7**	**8286.7**
ELU combinaison fondamentale (réaction maximale)	**17455.47**	**14899.14**
ELA combinaison accidentelle (sismique réaction maximale)	**21399.11**	**19330.56**
ELA combinaison accidentelle (déraillement réaction maximale)	**11606.65**	**10913.81**

L'attention des projeteurs est attirée sur le fait qu'il ne suffit généralement pas pour obtenir la réaction maximale dans un appareil d'appui de diviser par le nombre d'appareils d'appui la réaction maximale totale pour la pile ou la culée considérée. Il y a lieu de tenir compte de l'excentricité des charges par rapport aux appareils d'appui et de la rigidité transversale de la structure.

Compte tenu du tableau précédent, l'ouvrage étant symétrique, on peut évaluer les efforts verticaux à prendre en compte à l'ELU pour un appareil d'appui :

Tableau VIII.3.Sollicitations maximales.

Descente des charges en KN (pour un appareil d'appui à pot)	**C0/C1**
ELU combinaison permanente	**8602.7**
ELU combinaison fondamentale (réaction maximale)	**17455.47**
ELA combinaison accidentelle (sismique réaction maximale)	**21399.11**
ELA combinaison accidentelle (déraillement réaction maximale)	**11606.65**

5. Efforts verticaux pour les appareils d'appui à pot :

a. Pression dans le PTFE:

La norme limite la pression moyenne sous combinaisons fondamentales à

f $e.d\ moy$ = 41,00 MPa.

On peut donc en déduire la surface minimale Sp du pot pour chaque appui :

Tableau VIII.4.Surface Sp minimum du pot.

Appui	**C0/C1**
Surface Sp du pot en m^2	**0.5204**

Donc un diamètre minimal $D_p = 721\ mm$ on prend $D_p = 730\ mm.$

b. Pression dans l'élastomère

La pression moyenne f.e.d du coussin est limitée à $\frac{f_u}{\gamma_M}$ sous combinaisons fondamentales. Soit avec :

$$f.e.d \leq \frac{f_u}{\gamma_M}$$

$f.e.d = 46.15$; $\gamma_M = 1.3$

$f_u = 60.00 MPa$

La contrainte limite f.e.d donne la surface Sc du coussin pour les différents appuis :

Tableau VIII.5. Surface Sc du coussin .

APPUI	C0/C1
Surface Sc du coussin en m^2	0.463

Donc le diamètre minimal de coussin $D_c = 680mm$.

c. Les efforts horizontaux longitudinaux pour les appareils d'appui à pot glissants :

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

$\mu max = 3{,}2\ \%$ et
$PP = 0{,}3\ \%$ d'où $H = (\mu_max + PP)\ x\ V = 3{,}5\ \% \times V$
$H == 3{,}5\ \% \times V = 0.7489\ MN$

❖ **Conclusion :**

Les appareils d'appui à pot nécessaires pour notre pont, que ce soit pour une commande auprès de l'usine ou un achat direct sur le marché, doivent pouvoir supporter une charge verticale de **21.399 MN** pour les quatre appareils et une charge horizontale de **0.7489 MN** pour les deux appareils d'appui.

Plusieurs fournisseurs proposent des produits fabriqués conformément à la norme EN 133-5 et répondant aux essais mécaniques, avec les caractéristiques suivantes :

- Capacité de charge (verticale et horizontale pour les appareils de type fixe).
- Dimensions de la plaque de base.
- Dimensions de la plaque supérieure ainsi que la plaque de glissement.
- Hauteur totale de l'appareil d'appui.

Pour notre ouvrage, nous utilisons également des appareils d'appui à pot de marque AGOM,modèle V-max. Les caractéristiques de chaque appareil sont résumées dans un catalogue (voir Annexe). Les appareils choisis sont les suivants :

❖ **Appuis à glissement guidé AGOM V-Max AGPL**

Appui à glissement guidé type AGPL (Charge verticale / Mouvement horizontal longitudinal - Charge horizontale transversale). Par exemple : AGPL 500/100-75 signifie Charge verticale **N,Rd = 500 kN**, Mouvement horizontal longitudinal vx, d = 100 (±50) mm, Charge horizontale transversale **Vy,Rd = 75 kN.**

Tableau VIII.6.Dimensions de l'appreil d'appui V-Max AGPL 22500/100-3375.

Appui type	Dimensions de l'appui													Poids
	ØB	H	nZ	ØZ	LZ	A	C	D	nU	ØU	LU	E	F	W
	mm	mm		mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	KG
V-Max AGPL 22500/100- 3375	1020	199	4	90	375	1220	890	1020	4	90	375	710	840	1429

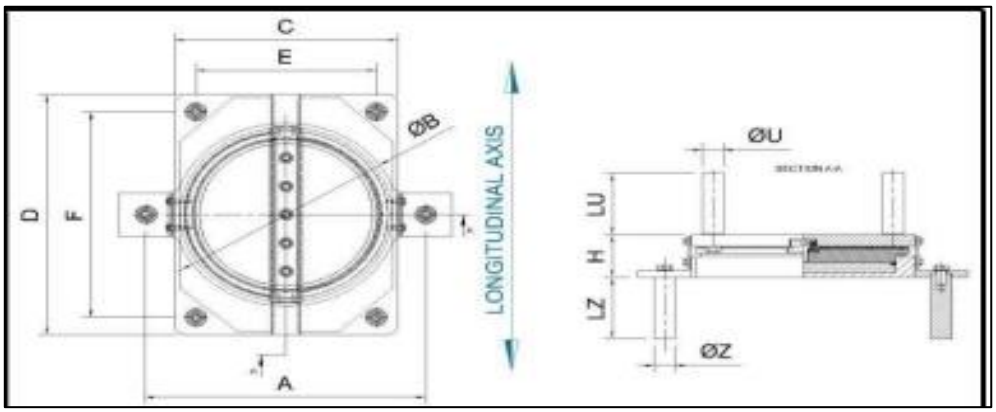


Figure VIII.7.Schema de l'appareil d'appui V-Max AGPL 22500/100- 3375.

❖ Appuis à glissement libre Agom V-Max AGPM :

Appui à glissement libre type AGPM (Charge verticale / Mouvement horizontal longitudinal / Mouvement horizontal transversal). Par exemple : AGPM 500/100/20 signifie Charge verticale **N,Rd = 500 kN**, Mouvement horizontal longitudinal vx, d = 100 (±50) mm, Mouvement horizontal transversal vy, d = 20 (±10) mm.

Tableau VIII.7.Dimensions de l'appareil d'appui AgomV-Max AGPM 22500/100/200.

Appui type	Dimensions de l'appui													Poids
	ØB	H	nZ	ØZ	LZ	A	C	D	nU	ØU	LU	E	F	W
	mm	mm		mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	KG
V-Max AGPM 22500/100/20	920	166	4	50	188	1040	840	900	4	50	188	740	800	781

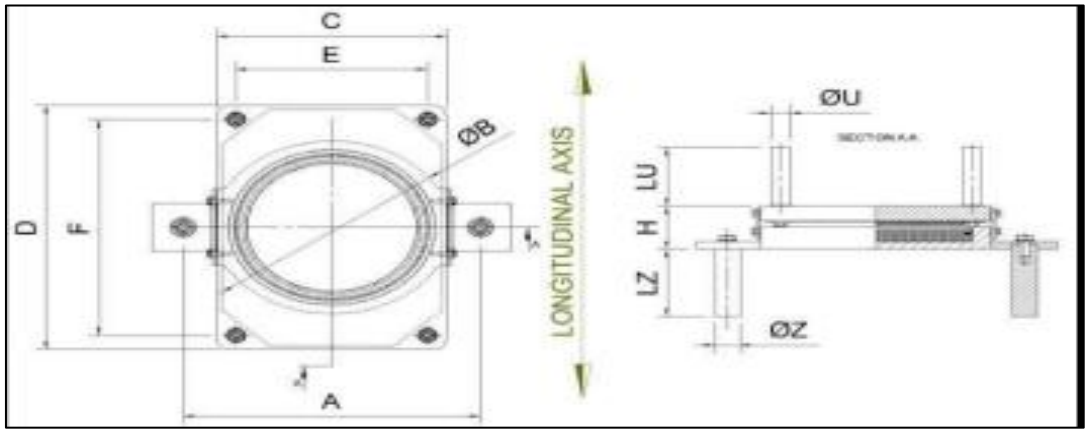


Figure VIII.8. Schéma de l'appareil d'appui AgomV-Max AGPM 22500/100/200.

VIII.7 DES D'APPUIS :

Le dé d'appui sert à répartir les charges concentrées provenant directement du tablier vers l'élément porteur et à rattraper le dévers du tablier.

VIII.7.1 Dimensionnement des dés d'appuis au niveau de la pile et la culée :

A = b + 200

B = a + 200

h ≥ 2 *S / P

Avec:

S = A × B ; P= 2 (A + B).

❖ **Application Numérique :**

Pour les culées :

A = 890 + 200 → A= 1090 mm

B = 1020 + 200 → B =1220 mm

S= 1.09 × 1.22 = 1.3298 m^2.

P= 2 × (1.09+ 1.22) = 4.62 m.

h ≥0,5756 m. Prenons : h = 0,6 m

VIII.7.2 Ferraillage dés d'appuis :

Les différentes sections d'armatures sont évaluées conformément au guide SETRA (P.P.73).

1. Armatures de chainage :

La détermination de la section d'armatures de chaînage peut se faire en utilisant des règles similaires à celles de la méthode des bielles ou de la méthode de reprise des efforts d'équilibre général.

Ces armatures de chaînage sont généralement installées en une seule nappe, ancrée aux extrémités soit par une boucle à plat, soit dans le corps de fût.

$\boldsymbol{A_c = 0{,}25 \times R}$ Telle que : $\mathbf{R} = \frac{N}{\sigma_s}$

Avec : **N** : réaction maximale.

σ_s : contrainte limite des armatures d'acier. σ_s = 500/1,15 = 435 MPa.

2. Armatures horizontales :

Afin de limiter la propagation d'éventuelles fissures, l'ensemble des armatures horizontales situées sous le chaînage devra supporter un effort équivalent à 12,5 % de la descente de charge correspondante.

$$A_h = 0{,}125 \times R$$

3. Frette supérieure

Ces armatures croisées sont placées aussi près que possible de la face supérieure de l'appui.

$$A_s = 0{,}04 \times R$$

4. Frette inférieure

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

$$A_i = 0{,}10 \times R$$

Tableau VIII.8. Ferraillage dés d'appuis.

Reaction (MN)	17.46	
Type d'armature	Armature	Espacement (cm)
Armatures de chainage	22 HA 25	10
Armatures horizontales	16 HA 20	14
Frette supérieure	16 HA 12	14
Frette inférieure	20 HA 16	11

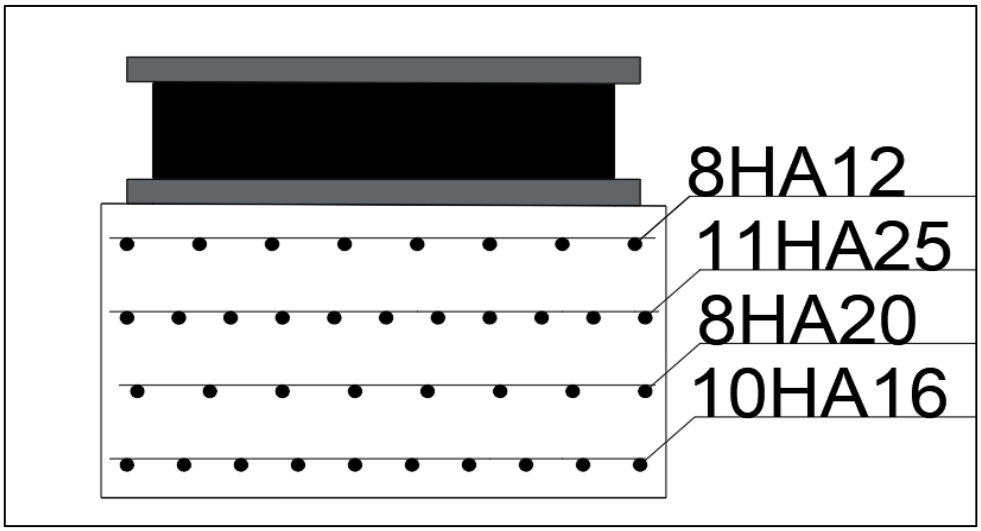


Figure VIII.9 Ferraillage dés d'appuis.

VIII.8 Joints de Dilatation :

Etant donné la longueur de l'ouvrage 290.4m et le schémas statique choisi deux joints de voie aux deux extrémités du viaduc ont été prévus (Art 1.5.6 - Code UIC 774-3).

D'après l'article 7.5.2 de la norme RPOA 2008 : On dimensionne les joints avec la combinaison suivante :

$W = 0.4*W_T + \frac{Ws}{3} + W_D$

W : souffle total du joint.

WD : souffle des déformations différées (retrait + fluage).

WT : souffle thermique.

WS : le souffle sismique.

Avec :

$W_D = L*(\varepsilon_r + \varepsilon_f)$ et $W_T = L*\alpha*\Delta T$

Tel que : α : coefficient de dilatation du béton 10^{-5}.

L : demi longueur de l'ouvrage.

ε_r: Coefficient de retrait 2.10^{-4} et ε_f :Coefficient de fluage 3.10^{-4}

❖ Application numérique :

$W_D = \frac{290.4}{2} * (2.10^{-4} + 3.10^{-4}) = 0.0726m$

$W_T = \frac{290.4}{2} * 10^{-4} * 7 = 0.010164m$

Selon le logiciel on trouve :

Ws= 0.066152m

l_d = 152.8m (l_d= longueur dilatable)

Donc on trouve W=0.0987 donc 10 cm

D'après FREYSSINET JOINTS POUR OUVRAGES FERROVIAIRES, On choisit Joint garde ballast.

VIII.8.1 Le joint garde ballast :

C’est un joint de dilatation équipant les ouvrages ferroviaires de longueur importante (longueur dilatable supérieure à 100 mètres.

Les mouvements admissibles par le joint garde ballast sont :

Longitudinaux : 0 à 350 mm Verticaux : ± 20 mm .

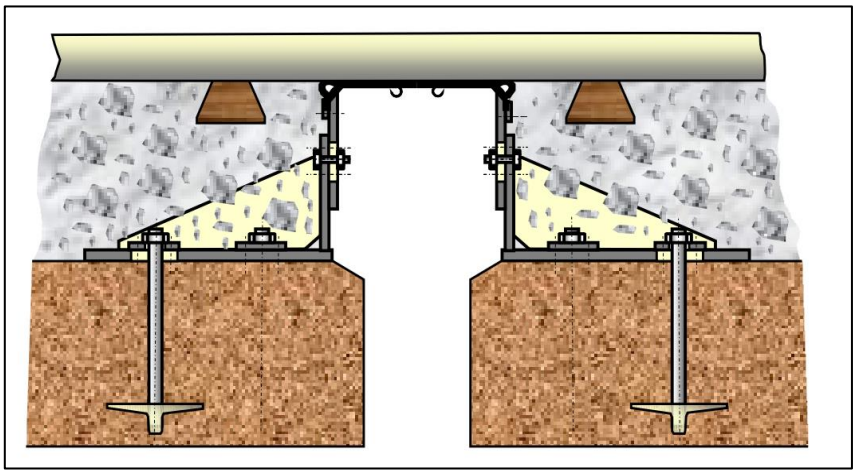


Figure VIII.10. Joint garde ballast.

CHAPITRE IX

ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

CHAPITRE IX ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

IX.1 INTRODUCTION:

L'étude de l'infrastructure d'un ouvrage est fondamentale dans la réalisation d'un projet de pont. Cette étude se concentre sur les éléments enterrés, qui supportent et transmettent les charges du tablier aux fondations situées sur un sol stable. Les appuis, qu'il s'agisse de piles ou de culées, sont définis par leurs caractéristiques géométriques et mécaniques, en réponse aux exigences du franchissement. Ainsi, dans ce chapitre nous aborderons l'étude analyse détaillée des appuis et des fondations qui est essentielle pour garantir la stabilité et la durabilité de l'ouvrage.

IX.2 ETUDE DE LA PILE:

Les piles jouent un rôle essentiel en transmettant les efforts des charges et des surcharges jusqu'au sol des fondations, ce qui contribue à la résistance globale du pont. La conception des piles est basée sur divers paramètres :

- Mode de construction de tablier.
- Hauteur de la brèche à franchir.
- Mode d'exécution des fondations .
- Liaison avec le tablier.

Les piles peuvent être divisées en deux types : les piles de type caisson et les piles de type poteau. Les piles caissons ont été choisies en raison de leur grande hauteur et de leur section rectangulaire évidée. Grâce à cette configuration, il est possible de réaliser une économie de matériau qui compense largement le prix supplémentaire du coffrage intérieur.

Tableau IX.1.Caracteristique des piles

piles	P1	P2
Hauteurs (m)	21.5	22.5
Position (PK)	127+997	128+129

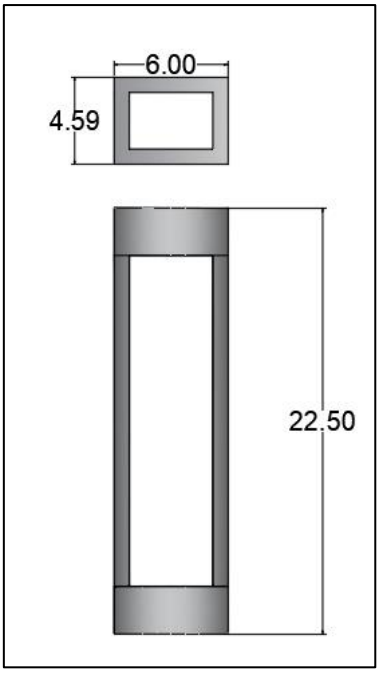


Figure IX.1.Dimensions de la pile la plus élancé.

IX.2.1 Évaluation des efforts agissant sur la pile :

Des sollicitations sur la pile sont produites par les charges permanentes et les opérations, qui se manifestent par des forces horizontales, verticales et des moments.

Les combinaisons prises en compte sont définies dans **le chapitre IV**. Les tableaux ci-dessous résument les sollicitations maximales aux états limites de service (E.L.S.) et aux états limites ultimes (E.L.U.).et aux états limites accidentelles. (E.L.A).

1. Évaluation des efforts horizontaux :

Pour évaluer les forces horizontales dues au retrait et fluage sur les appuis nous avons besoin de la rigidité de l'appareil d'appui et comme nous avons choisi des appareils d'appuis a pot qui travaillent en frottement donc on doit calculer les rigidités équivalentes des appareils d'appuis a pot. les rigidités dans les directions libres se calculent de la même manière que l'élastomère fretté, il faut bien vérifier la hauteur de la partie élastomérique dans l'appareil à pot. Donc on doit dimensionner des appareils d'appui frette.

a. Dimension de l'appareille d'appuis :

La définition géométrique de l'appareil d'appui est présentée dans la figure suivante, où :

- a et b représentent les dimensions des appareils de forme rectangulaire.
- a′ et b` désignent également les dimensions des appareils de forme rectangulaire.
- D et D′ indiquent les diamètres des appareils d'appui de forme circulaire.
- a et a′ font référence aux plus petites dimensions en plan de l'appareil d'appui s'il est rectangulaire.

Les appareils d'appui de type B utilisés sont composés de n+1 frettes métalliques et de n feuillets d'élastomère d'épaisseur constante. Ils sont revêtus d'une épaisseur d'élastomère d'au moins 4 mm sur leur périphérie, et de 2,5 mm sur leurs faces supérieures et inférieures.

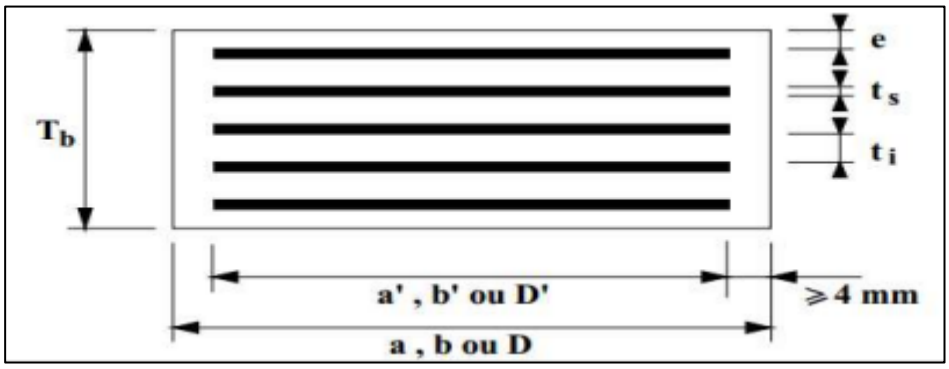


Figure IX.2 .Définition géométrique d'un appareil d'appui.

Avec :

T : épaisseur totale de l'élastomère.
Tb : épaisseur totale de l'appareil.
n : nombre de feuillets élémentaires d'élastomère.
ti : épaisseur nominale d'un feuillet élémentaire d'élastomère.
ts : épaisseur d'une frette élémentaire.
e : enrobage.

b. Aire de l'appareil d'appuis :

Sous réserve des justifications complémentaires, la contrainte de compression moyenne devra être comprise entre 20 et 25 MPa sur la surface « A » de l'appareil d'appui.

$$\frac{N_{max}}{a'b'} \leq \sigma_{adm} = 25\ MPa \quad \text{avec} \quad N_{max} = \frac{R_{max}}{nbr\ appareile\ d'appuis}$$

$$N_{max} = 17.45\ MN$$

$$a'b' \geq 6982\ cm^2$$

On prend : $(a \times b) = 900 \times 900\ mm^2$

c. Calcul de l'épaisseur de l'appareil d'appui T :

Conditions de non flambement :

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

a : le grand côté de l'élastomère

$a = 900\ mm$ $\qquad$ $90 \leq T \leq 180$

d. Dimensionnement des frettes :

L'épaisseur de la frette doit respecter les deux conditions suivantes :

$$t_s \geq 2mm$$

$$t_s \geq \frac{a\,\sigma_m}{\beta\,\sigma_e}$$

Tel que :

$$\sigma_m = \frac{N_{max}}{a'b'}$$

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

Sachant que : $\sigma_e = 235\ MPa$; $t_i = 20\ mm$

- **Pour les culées :**

$\sigma_m = 21.54\ MPa$

$\beta = 11.25$ ➡ $t_s \geq 7.3\ mm$

Prenons : $t_s = 8\ mm$

Tableau IX.2.Récapitulatif des résultats.

	APP de la culée
N_{max}	**17.45 MN**
$a \times b$	900×900
T	$90 \leq T \leq 180$
T_i	**20 mm**
T_s	**8 mm**

Nous allons opter pour le choix des dimension suivants :

- 6 feuilles d'élastomère : ti = 20 mm.
- 7 frettes métalliques de : ts = 8 mm.
- Enrobage des chants : mm.
- Enrobage extérieur : $e = \frac{t_i}{2} = 10\ mm.$
- Dimensions : $900 \times 900 \times 196\ mm^3$.

❖ **Évaluation des efforts et déplacements horizontaux :**

✓ **Action statique :**

Les actions statiques se calculent comme suit :

$$\boldsymbol{H_s = |X_i| \times K_i \times \varepsilon = V_x \times K_i}$$

$\boldsymbol{X_i}$: distance de la pile (ou la culée) par rapport au centre de rigidité

$X_i = |X_{CR} - xi\ |$

$\boldsymbol{K_i}$: la rigidité des appuis;

$\boldsymbol{V_{xf}}$ **:** Le déplacement (raccourcissement) horizontal dû au fluage

$$\boldsymbol{V_{xf} = \varepsilon_f\ |X_i|}$$

$\boldsymbol{\varepsilon_f}$: coefficient du fluage $\varepsilon_f = K_{fl} \times 10^{-4}$;

$\boldsymbol{K_{fl}}$: vaut à t =0 au moment où il subit la contrainte σ_b est de 2 à 3 donc $\boldsymbol{K_{fl}}$=3 .

$\boldsymbol{V_{xr}}$ **:** Le déplacement (raccourcissement) horizontal dû au retrait de béton.

$$\boldsymbol{V_{xr} = \varepsilon_r\ |X_i|}$$

$\boldsymbol{\varepsilon_r} = 2 \times 10^{-4}$: coefficient de retrait.

❖ **Centre de rigidité :**

Le centre de rigidité par rapport au milieu de l'ouvrage : $X_{CR} = \frac{\Sigma\ Ki\ xi}{\Sigma Ki}$

$xi =$ Positions des appuis.

❖ **Evaluation des raideurs statiques et dynamiques des appuis :**

Les raideurs des différents appuis se calculent comme suit :

$$\boldsymbol{K_{AA} = n \times G \times \frac{a\,b}{T}} \quad ; \quad \boldsymbol{K_{pile} = n_f \times \frac{12\,E\,I}{h^3}} \; ; \quad \boldsymbol{K_{APP} = \frac{1}{\frac{1}{K_{pile}} + \frac{1}{K_{AA}}}}$$

$\boldsymbol{n}$: le nombre d'appareils d'appuis par élément porteur.

$\boldsymbol{G}$: module de cisaillement de l'appareil d'appui (G = 1.8 MPa en cas dynamique).

$\boldsymbol{a, b, T}$: sont respectivement les dimensions en plan et l'épaisseur nette d'élastomère.

$\boldsymbol{n_f}$: le nombre de fûts de la pile,

E : le module de déformation instantanée du béton ($f_{c28} = 30\ MPa$;

$E = 34179.5\ MPa$).

I : inertie longitudinale d'un fût.

h : hauteur du fût de pile.

Tableau IX.3. Evaluation les déplacements et les efforts horizontaux des appuis (P2).

APPUIE	xi (m)	$\|X_i\|$ (m)	K_i (MN/m)	V_{xr} (m)	V_{xf} (m)	H_r (MN)	H_f (MN)
C0	**0**	**149.64**	**14.81**	**0.0299**	**0.037**	**0.44**	**0.55**
P1	**79.2**	**70.44**	**1386.66**	**0.014**	**0.017**	**19.53**	**24.41**
P2	**211.2**	**61.56**	**1589.29**	**0.0123**	**0.015**	**19.56**	**24.45**
C1	**290.4**	**140.76**	**14.81**	**0.0281**	**0.035**	**0.41**	**0.52**

2. LES EFFORTS AGISSANT SUR LA PILE 2 :

Tableau IX.4.Les efforts agissants sur la pile 2.

Cas	N (KN)	$H_{Longitudinal}$ (KN)	$H_{transversal}$ (KN)	My (KN.m)	Mx (KN.m)
ELS	-114940.73	-3624.05	-22789.88	-331251.03	-114610.35
ELU	-85234.59	-2981.19	-17144.59	-223559.66	-88703.2
ELA	-88655.99	5992.81	18064.05	425574.69	253543.67

IX.2.2 Ferraillage de la pile :

Vérification de la stabilité de la pile vis-à-vis du flambement (pour la pile la plus haute) :

L'élancement λ doit être inférieur à 70 pour que les vérifications au flambement soient satisfaisantes :

$$\lambda = \frac{l_f}{i} \leq 70$$

l_f: la longueur du flambement de la pile la plus haute $\boldsymbol{l_f = 0.5\, l_0}$

i : rayon de giration de la section de la pile la plus haute : $i_x = \sqrt{\frac{I_x}{s}}$; $i_y = \sqrt{\frac{I_y}{s}}$

$\lambda_x = \frac{l_f}{i_y}$ $\lambda_x = 5.46 < 70$ ⇒ Pas de risque de flambement autour de x_x (transversal).

$\lambda_y = \frac{l_f}{i_x}$ $\lambda_x = 6.87 < 70$ ⇒ Pas de risque de flambement autour de y_y (transversal).

1. **Ferraillage de la pile en phase service :**

   a. **Sous moment de flexion oblique :**

L'armature est généralement placée en deux couches pour une section rectangulaire creuse : l'une près de la surface extérieure et l'autre près de la surface intérieure. Le ferraillage de ces sections est dimensionné à l'aide des abaques de **WALTHER**. La répartition réelle des armatures est simplifiée dans ces abaques par une distribution linéaire au centre de la paroi en béton, avec une distribution doublement symétrique et variable. $\beta = \frac{b}{2(b+h)}$

❖ **Application numérique** :

$b = 4.59\ m$ $h = 6\ m$ $\beta = 0.2$

La section est constamment orientée de façon à répondre à la condition suivante :

$\frac{t_y}{h} \leq \frac{t_x}{b}$ ⇒ $0.133 \leq 0.174$,donc la condition d'orientation est vérifiée.

t_x, t_y : sont les épaisseurs de la section dans la direction transversale, et longitudinale respectivement. Égal $0.8\ m$.

h, b : sont les grandes dimensions de la section.

La base de la pile subit une flexion oblique sous l'effet d'un effort normal (N) ainsi que de deux moments de flexion, Mx et My :

Selon **abaques de WALTHER :**

$\eta = \frac{m_y}{m_x}$

$\boldsymbol{\eta}$: rapport des moments relatifs

$\boldsymbol{m_x}$; $\boldsymbol{m_y}$; $\boldsymbol{n}$: efforts intérieurs relatifs.

$$\boldsymbol{m_x = \frac{M_x}{b\ h^2\ f_{c28}}} \quad ; \boldsymbol{m_y = \frac{M_y}{b^2\ h\ f_{c28}}} \quad ; \quad \boldsymbol{n = \frac{N}{b\ \ h\ \ f_{c28}}}$$

$$m_x = \frac{253.5467}{4.59 \times 6^2 \times 30} = 0.05$$

$$m_y = \frac{425.57469}{4.59^2 \times 6 \times 30} = 0.11$$

$$n = \frac{88.65599}{6 \times 4.59 \times\times 30} = 0.10$$

$$\eta = 2.2$$

Le rapport donne $\eta = 2.2$ et compris entre les valeur $\eta_i = 2$ et $\eta_s = \infty$ réaliser l'interpolation, on inverse les rapports et on interprète l'abaque **(mx-n; η = 2.0)** comme abaque **(0.5 my-n; 1/ η = 0.5) :**

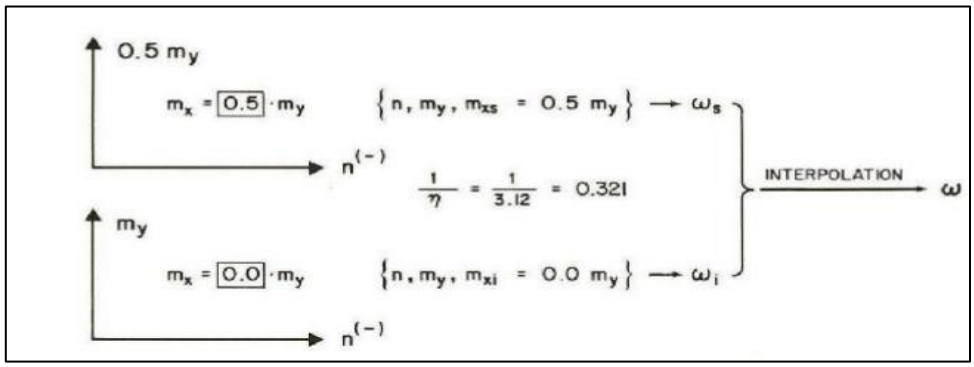
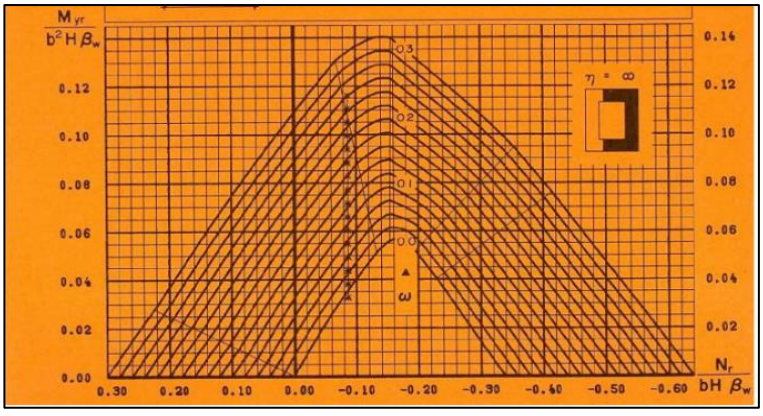


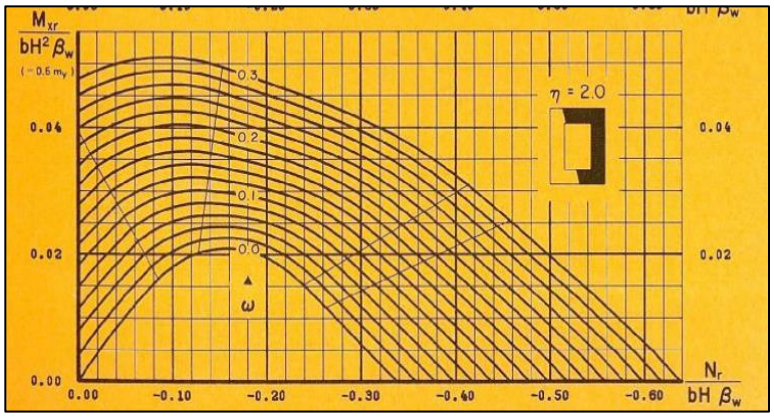
Figure IX.3. Interpolation de degré mécanique d'armature totale « w ».

A partir les abaques de WALTHER ci-dessous on obtient degré mécanique d'armature totale « w » :



$\Rightarrow$ $\omega_i = 0.22$

Figure IX.4.Abaque de Walther pour $\eta_i = 2$



➡ $\omega_s = 0.29$

Figure IX.5.Abaque de walther pour $\eta_i = \infty$.

Tableau IX.5.Ferraillage de la pile .

Dimensions	côté b	côté h
A_l (cm²)	965.09	1407.4
S_t(cm)	20	20
A_t(cm²)	120.636	175.925
$\emptyset_t$	HA 12 e= 14 cm	HA12 e= 14 cm

En utilisant la formule générale pour l'interpolation :

$$\omega = \omega_i + \frac{\omega_s - \omega_i}{\eta_s - \eta_i} \times (\eta - \eta_i)$$

On trouve donc : $\omega = 0.2835$

Aire total de l'armature passive :

$$F_a = \frac{\omega \times b \times h \times f_{c28}}{\sigma_e} = \frac{0.2835 \times 4.59 \times 6 \times 30 \times 10^4}{500} = 4684\ cm^2$$

$A_s(\text{Côté } b) = 0.2\ F_a = 936.8\ cm\text{^}2$ $HA32$ (2 *nappes*) $e = 15\ cm$

$A_s(\text{Côté } h) = 0.3\ F_a = 1405.2\ cm^2$ $HA32$ (2 *nappes*) $e = 13\ cm$

$A_{smin} = 0.23 \times h\ b\ \frac{f_{tj}}{f_e} = 456.06\ cm^2 \leq A_s$ $C\ N\ F$ **Vérifier.**

Armature transversale :

Section minimale des armatures transversales :

La condition suivante doit être remplie par la section A_t d'une armature transversale qui maintient une barre longitudinale ou un groupe de barres de section A_l :

$$\boldsymbol{A_t = \frac{A_l\, f_{el}}{16\ f_{et}} \times \frac{S_t}{100}}$$

St: espacement des armature transversales

Espacements des armatures :

L'espacement maximum des armatures selon R.P.O.A :

$$s_t = min(12\emptyset_l\,,\ b\ ,\ 200\ ) = min(\ 12\ \times 3.2\,,\ 20\ ,\ 459) = 20\ cm$$

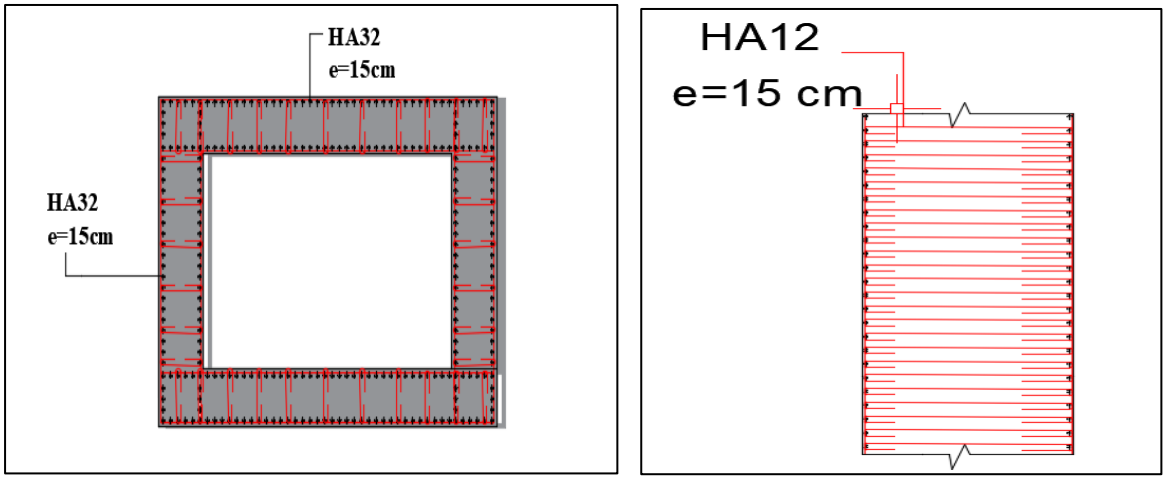


Figure IX.6.Schema illustratif du ferraillage de la pile.

IX.3 ETUDE DE LA CULEE

La culée est un élément essentiel de l'infrastructure d'un pont. Construite aux deux extrémités de l'ouvrage, elle assure la liaison entre le tablier du pont et son environnement. Elle joue deux rôles principaux : d'une part, elle sert de support au tablier et, d'autre part, elle fonctionne comme un mur de soutènement, résistant à la poussée des terres et aux surcharges des remblais.

IX.3.1 Choix du type de la culée :

Il existe trois types suivants :

- 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 formees de boites renversées.

En tenant compte des caractéristiques naturelles du site, nous choisissons une culée remblayée.

IX.3.2 Prédimensionnement de la culée:

Tableau IX.6. Récapitulatif des rôles et dimensions des éléments de la culée.

Eléments de la culée	Rôle	Dimensions
Mur de garde grève	Séparer physiquement le remblai de l'ouvrage	$\mathbf{h_{mgg}}$ **= 4,6 m ;** $\mathbf{e_{mgg}}$ **= 0,5 m** $\mathbf{l_{mgg}}$ **= 12,7 m**
Sommier d'appui	Elément sur lequel repose l'about du tablier	$\mathbf{l_{sa}} = \mathbf{l_{langeur\ tablier}}$ **= 12,7 m** $\mathbf{e_{sa}}$ **= 2,5 m**
Mur frontal	Transfert des charges verticales et support des remblais.	$\mathbf{h_{mf}}$ **= 4,10 m ;** $\mathbf{e_{mf}}$ **= 3 m** $\mathbf{l_{mf}}$ **= 12,7 m**
Mur en retour	Support des corniches et des remblais.	$\mathbf{h_{mr}}$ **= 8,7 m ;** $\mathbf{e_{mr}}$ **= 0,5 m** $\mathbf{l_{mr}}$ **= 8 m**
La console	Pour visiter et entretenir correctement ces parties d'ouvrage	$\mathbf{h_{mca}}$ **= 0.87 m ;** $\mathbf{e_{mca}}$ **= 0,7m** $\mathbf{l_{mca}}$ **= 12,7 m**
La semelle	Supporte le poids propre de la culée et la charge provenant du tablier.	$\mathbf{L_s}$ **= 13,2 m ;** $\mathbf{e_s}$ **= 2,5 m** $\mathbf{l_s}$ **= 9,6 m**

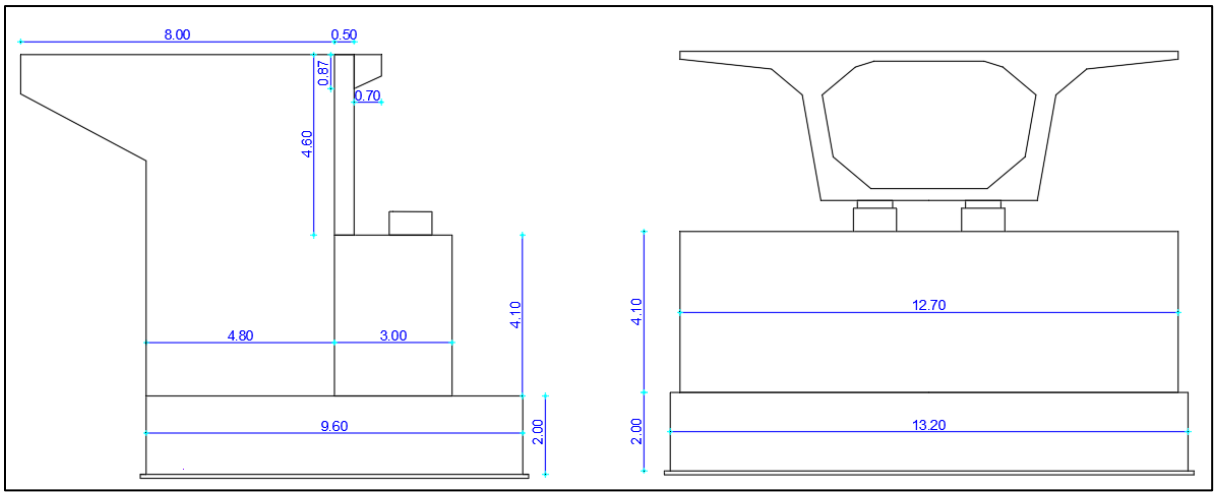


Figure IX.7.Dimensions de la culée.

IX.3.3 Evaluation des efforts sollicitant la culée :

1. Poids propre :

Le poids propre des éléments constitutifs de la culée se calcul par la formule :

$$P = \gamma_b \times V$$

Avec :

γ_b : le poids volumique de béton pris égale à 25 KN/m³.

V : le volume de chaque élément.

2. Poids des terres :

De la même manière se calcule le poids des terres sur la semelle.

3. Poussée des surcharges et du remblai :

Calcul du coefficient de poussée dynamique :

$$K_{ad} = \frac{\cos^2(\varphi - \theta)}{\cos^2\theta\left[1 + \sqrt{\frac{\sin\varphi\sin(\varphi - \beta - \theta)}{\cos\theta\cos\beta}}\right]^2}$$

Avec:

$\theta = 0$;

$\varphi = 30$: l'angle de frottement interne du remblai sans cohésion ;

α : Angle de talus avec l'horizontal $\alpha = 0°$;

β : Inclinaison de la culée $\beta = 0°$;

δ : Angle de frottement (sol – béton) $\delta = 0°$

On trouve les coefficients de poussées statique : Kad= 0.33.

La poussée des terres sur une masse de hauteur H et de langueur L, est :

$F_p = \frac{1}{2} \times K_a \times \gamma \times H^2 \times L$ (Triangulaire)

La poussée due aux surcharges q = 10 KN/m².

$F_p = K_a \times q \times H \times L$ (Rectangulaire)

γ : poids volumique du sol pris égale à 20 KN/m³.

K_a : coefficient de poussée des terres.

Le mur garde-grève, le mur frontal et la semelle sont soumis aux poussées des terres et aux poussées des surcharges comme il est montré sur le schéma suivant :

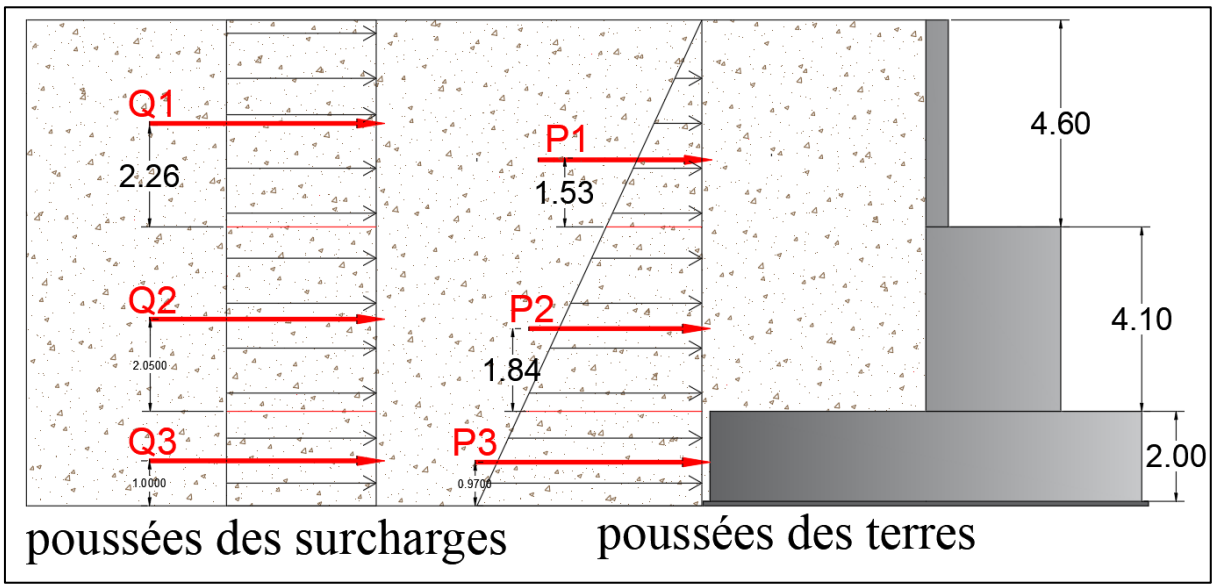


Figure IX.8. Schéma des poussées.

❖ **Application numérique :**

P1 = (20 x 0.33 x 4.15^2 x11.5)/2 = 664.91 KN

Q2 = (10 x 0.33 x 8.05^2 x11.5) = 313.56 KN

Les résultats de calcul par rapport au milieu bas de la semelle sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau IX.7. Evaluations des efforts de la culée.

Elément	Surface (m^2)	N (KN)	H (KN)	dv(x/o) (m)	dh(y/o) (m)	Mfv/o (KN*m)	Mfh/o (KN*m)
Semelle	19,20	8640,00	/	/	0,00	0,00	/
Mur F	12,31	3908,43	/	/	1,50	5862,64	/
Mur en R	37,77	944,25	/	/	-2,59	-2445,61	/
MGG	2,30	730,25	/	/	0,25	182,56	/
Poids des terre	41,77	9969,66	/	/	-2,40	-23927,19	/
P3	/	/	2350,80	0,97	/	/	2280,28
surcharge	93,60	936,00	/	/	-4,00	-3744,00	/
Q2	/	/	119,88	1,00	/	/	119,88
La console	0,49	155,58	/	/	0,85	132,24	/
DES d'APPUI	0,65	39,65	/	/	1,94	76,92	/
Poids joint ballast	/	12,70	/	/	0,85	10,80	/
Poussée UIC	/	/	105,60	1,00	/	/	105,60
Poussée SW0	/	/	175,56	1,00	/	/	175,56
Retrait + fluage	/	/	997	-4,7	/	/	-4685,9
Réaction max du tablier							
ELU	/	12917,17	1,63	-4,7	1,94	34499,58	-7,661
ELS	/	9492,4	1,13	-4,7	1,94	25626,24	-5,311

IX.3.4 Ferraillage des éléments de la culée :

1. Mur frontal :

Pour le ferraillage du mur frontal, on calcule les efforts appliqués en considérant que celui-ci est encastré dans la semelle. Les détails des calculs sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau IX.8.Sollicitations sur le mur frontal.

Elément	Surface (m^2)	N (KN)	H (KN)	dv(x/o) (m)	dh(y/o) (m)	Mfv/o (KN*m)	Mfh/o (KN*m)
Mur F	12,31	3908,43	/	/	1,50	5862,64	/
MGG	2,30	730,25	/	/	0,25	182,56	/
La console	0,49	155,58	/	/	0,85	132,24	/
DES d'APPUI	0,65	39,65	/	/	1,94	76,92	/
Poids joint ballast	/	12,70	/	/	0,85	10,80	/
Q2	/	/	2147,54	3,84	/	/	8246,53
P2	/	/	158,30	4,05	/	/	641,12
Poussée UIC71	/	/	216,48	4,05	/	/	876,74
Poussée SW0	/	/	359,90	4,05	/	/	1457,60

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

- Sollicitations les plus défavorables :

ELU : N = 1915,60 KN/ml M = 4153,46 KN*m /ml

ELS : N = 1421,73 KN/ml M = 2905,85 KN*m /ml

- **Calcul de la section d'acier :**

Le ferraillage vertical est calculé par ROBOT-Expert en utilisant une section rectangulaire (1 × 3) m soumise à une flexion composée, dans le cas de chargement le plus défavorable.

Résultats :

Section d'acier :

$\mathbf{A_s = 41cm^2}$, donc : on opte pour **9HA25/ml** ($\mathbf{A_s = 44.18\ cm^2}$) / coté remblai, avec un espacement de 12.5 cm.

Armature de construction :

$\mathbf{A'_s = A_s/3 = 13.66\ cm^2}$, donc : on opte pour **9HA16/ml** ($\mathbf{A'_s}$ = 14.07 $\boldsymbol{cm^2}$) / coté tablier avec un espacement de 12.5 cm.

Armatures transversales :

$\mathbf{A_t}$ = $\mathbf{A_s/4}$ **=10.25 cm²,**donc : on opte pour **11 HA12/ml** ($\mathbf{A_t}$ **=11.31** $\boldsymbol{cm^2}$)) avec un espacement de 10 cm.

2. Mur garde grève

Le mur garde grève est calculé en flexion simple, on calcule les efforts appliqués en considérant que celui-ci est encastré dans le mur frontal. Les détails des calculs sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau IX.9. Sollicitations sur le mur garde grève.

Elément	Surface (m^2)	N (KN)	H (KN)	dv(x/o) (m)	Dh(y/o) (m)	Mfv/o (KN*m)	Mfh/o (KN*m)
La console	0,49	155,58	/	/	0,85	132,24	/
MGG	2,30	730,25	/	/	0,25	182,56	/
joint ballast	/	12,70	/	/	0,85	10,80	/
P1	/	/	833,39	1,53	/	/	1275,09
MOMENT FREINAGE	/	/	/	/	/	/	458,78
Q1	/	/	177,61	2,30	/	/	408,49
MP	/	/	/	/	/	/	38.98

Tel que :

a. Moment dû à la force de freinage :

On considère l'effet de freinage de 2 voies chargées dont le moment d'encastrement est donné par l'expression suivante :

$$MF = 2 * \frac{2\mu \times P \times h}{0{,}25 + 2h}$$

μ : coefficient de pondération (μ= 1 à l'ELS) ;

P : charge due au système, P = 325/2 = 162.5 KN.

h : hauteur du mur, h = 4.6 m.

b. Moment dû à une charge locale située en arrière du mur garde grève :

Il a été vérifié que la sollicitation totale due aux trains type LM71 (poussée des charges + freinage) était plus défavorable pour le mur garde grève que le SW/0, SW/2 et les engins de compactage. Vue l'incertitude sur la transmission des efforts, la charge 250 kN dû à LM71 est remplacée par une charge uniforme répartie sur une surface rectangulaire de (0.25 ×0.25) m².

Le moment fléchissant à l'encastrement dû à la surcharge LM71 a pour expression :

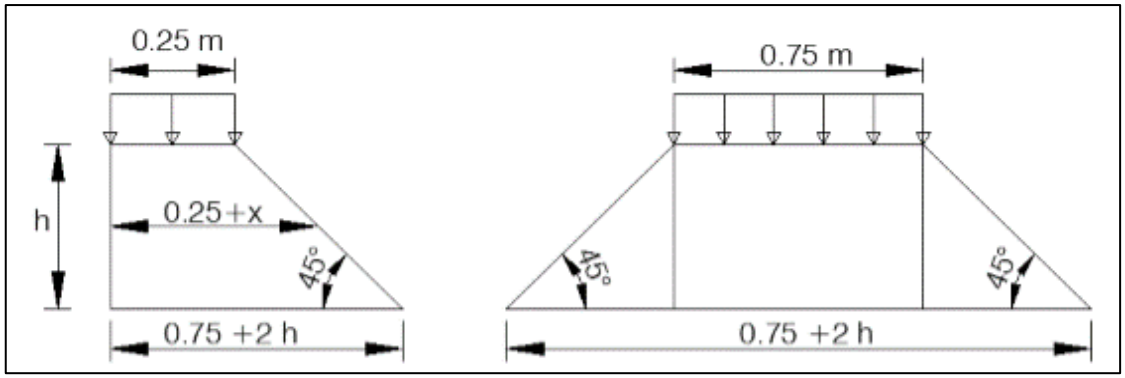


Figure IX.9. Poussée de la charge locale située en arrière du mur G.G.

Mp = $\frac{12K}{0.25+2h} \times \int_0^x \frac{h-x}{0,25+x}$ dx, avec : K=Kad×δ×γ

δ : coefficient de majoration dynamique (δ= φ3 = 1).

γ : coefficient de pondération (γ= 1 à l'ELS).

Donc K = 0,33 à l'ELS.

La valeur de Mp est : Mp= 38.98 KN.m.

Résultats :

- Sollicitations les plus défavorables :

ELS **:** **M = 290.09 KN*m /ml**

Section d'acier :

$\mathbf{A_s}$ = **24.2 cm²**, donc : on opte pour **9HA20/ml** ($\mathbf{A_s}$ **= 28.27** $\boldsymbol{cm^2}$) / coté remblai, avec un espacement de 12.5 cm.

Armature de construction :

$\mathbf{A'_s = A_s/3 = 8.06\ cm^2}$, donc : on opte pour **9HA12/ml** ($\mathbf{A'_s}$**=10.18 cm²**) / coté tablier avec un espacement de 12.5 cm.

Armatures transversales :

$\mathbf{A_t}$ = $\mathbf{A_s/4}$ **= 6.05 cm²** donc : on opte pour **11HA10/ml** ($\mathbf{A_t}$ **= 8.64 cm²**) avec un espacement

de 10 cm.

Mur en retour

Le mur en retour a pour rôle d'assurer le soutènement des terres du remblai d'accès du pont. Il est soumis aux charges suivantes :

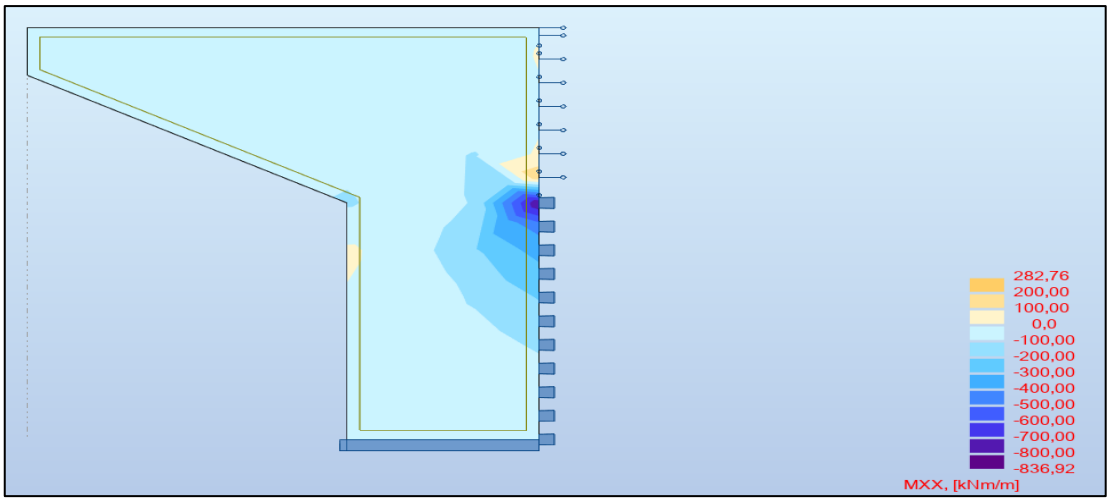


Figure IX.10 .Les moments M_{XX} sur le mur en retour avec le logiciel.

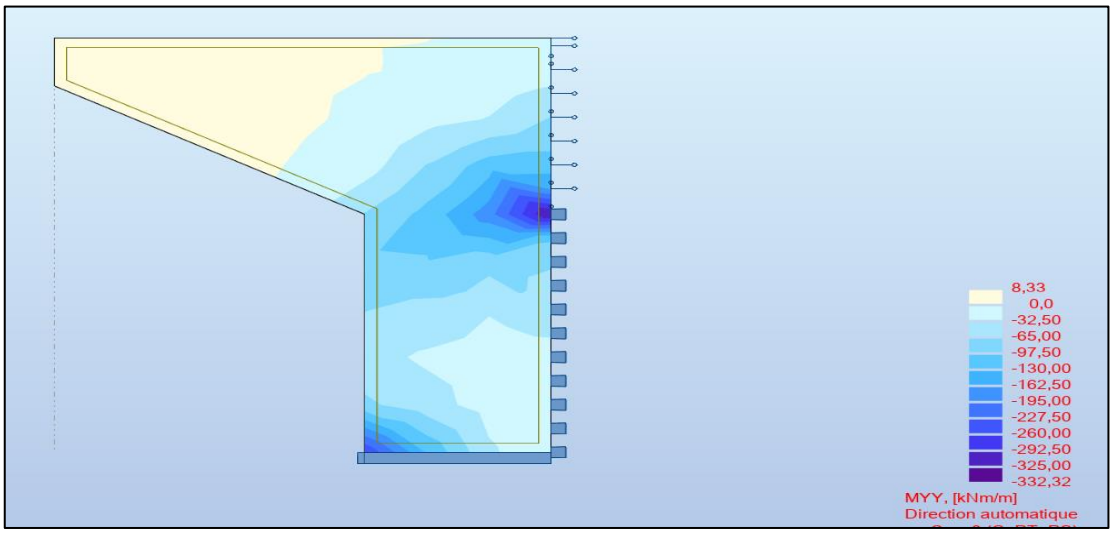


Figure IX.11 Les moments M_{YY} sur le mur en retour avec le logiciel.

Le ferraillage du mur dans les deux directions, à la fois du côté intérieur (remblai) et extérieur, est calculée à l'aide du logiciel ROBOT Expert. Cela prend en compte une section rectangulaire de dimensions (1 × 0.6) m en flexion simple. Sachant que :

Résultats à l'ELS :

M_{xx} = -557.33 KN.m/ml

M_{YY} = -227.5 KN.m/ml

❖ **Le ferraillage horizontal**

Section d'acier :

$\mathbf{A_s}$ **= 28 cm²**, donc : on opte pour **6HA25/ml** ($\mathbf{A_s}$ = 29.45 cm^2) / coté remblai, avec un espacement de 20 cm.

Armature de construction :

$\mathbf{A'_s = A_s/3 = 9.33\ cm^2}$, donc : on opte pour **6HA16/ml** ($\mathbf{A'_s}$ = 12.06 cm^2) / coté tablier avec un espacement de 20 cm.

❖ **Le ferraillage vertical :**

Section d'acier :

$\mathbf{A_s = 11.5\ cm^2}$, donc : on opte pour **6HA16/ml** ($\mathbf{A_s}$ = **12.05** cm^2) / coté remblai, avec un espacement de 20 cm.

Armature de construction :

$\mathbf{A'_s = A_s/3 = 3.38\ cm^2}$, donc : on opte pour **6 HA12/ml** ($\mathbf{A'_s = 6.79}\ cm^2$) / coté tablier avec un espacement de 20 cm.

La console:

La console a pour rôle de permettre aux employés de visiter et entretenir correctement ces parties d'ouvrage. Les détails des calculs sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau IX.10 Tableau de sollicitation de la console.

	Surface (m^2)	N (KN)	Dv (x/o)	Dh (y/o)	Mfv/o KN.m	Mfh/o KN.m
La console	0,49	155,58	/	0,35	54,45	/
Joint ballast	/	12,70	/	0,35	4,45	/
charge vertical	/	500	/	0,7	350	/

Le ferraillage de la console est calculé selon BAEL91, comme une console courte :

On désigne par :

Mu : le moment de flexion à l´état limite ultime dans la section d´encastrement

Vu : l´effort tranchant à l´état limite ultime dans la même section

a : la distance de la résultante de la charge au nu de la section d´encastrement ; a = Mu /Vu.

d : la hauteur utile, c´est-à-dire la distance du centre de gravité des armatures supérieures de section A au parement le plus comprimé.

δ : le rapport d/a.

τu : la contrainte tangente conventionnelle à l´état limite ultime. Cette contrainte τu doit être au plus égale à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$\tau u = 0.03 (2+ \delta) fcj$

$\tau u = 4$ MPa.

Dans la première expression, fcj est plafonnée à 30 MPa et δ à 4.

Armatures supérieures tendues :

L´aire A de la section de ces armatures est donnée par la formule :

$$A = \frac{Mu}{Z * \frac{fe}{\gamma s}}$$

où Z est pris égal à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$Z = 0.7 * d (1+0.1*\delta)$ et $Z = 2.4*a (0.4 + 0.1*\delta)$ ou δ plafonné à 4.

Armatures réparties :

L´aire totale ΣAr de la section de ces armatures est donnée par la formule :

$\Sigma Ar = \lambda * A$

$\lambda = \frac{1}{4} * (\delta + 12\frac{\tau u}{fcj} - 1)$ avec un minimum de 0.1 et ou δ plafonné à 4.

❖ **Application Numérique :**

Selon tableau Mu= 46.27 KN*m/ml Vu= 75.12 KN/ml

Donc a = 46.27 / 75.12 = 0.62

Selon figure dimension de la culée d=0.87 m

Alors **δ** = 0.87 / 0.62 = 1.4

τu = 0.03 (2+ 0.34) 30 = **3.06 MPa**

τu = Min { 3.06MPa, 4MPa} donc τu = 3.06 MPa

Pour les armatures supérieures tendues :

Z = Min { 0.7 * (1+0.1***1.4**)= 0.69 m et 2.4*0.62(0.4 + 0.1*1.4) = 0.80 m}

Donc Z= 0.69 m.

$A = \frac{46.27}{0.69 * \frac{500}{1.15}} =$ 1.54 cm². Comme As_{min}= 6.72 cm² on opte pour **11HA10/ml**

($\mathbf{A_s}$=8.64 cm^2) , avec un espacement de 10 cm.

Pour les armatures réparties :

$\lambda = \frac{1}{4} * (0.34 + 12 * \frac{2.1}{30} - 1) =$ 0.035 avec un min de 0.1 donc λ =0.1

On trouve Ar =0.4 cm² on opte pour 5**HA8/ml** ($\mathbf{A_s}$ =2.5 cm^2), avec un espacement de 25 cm.

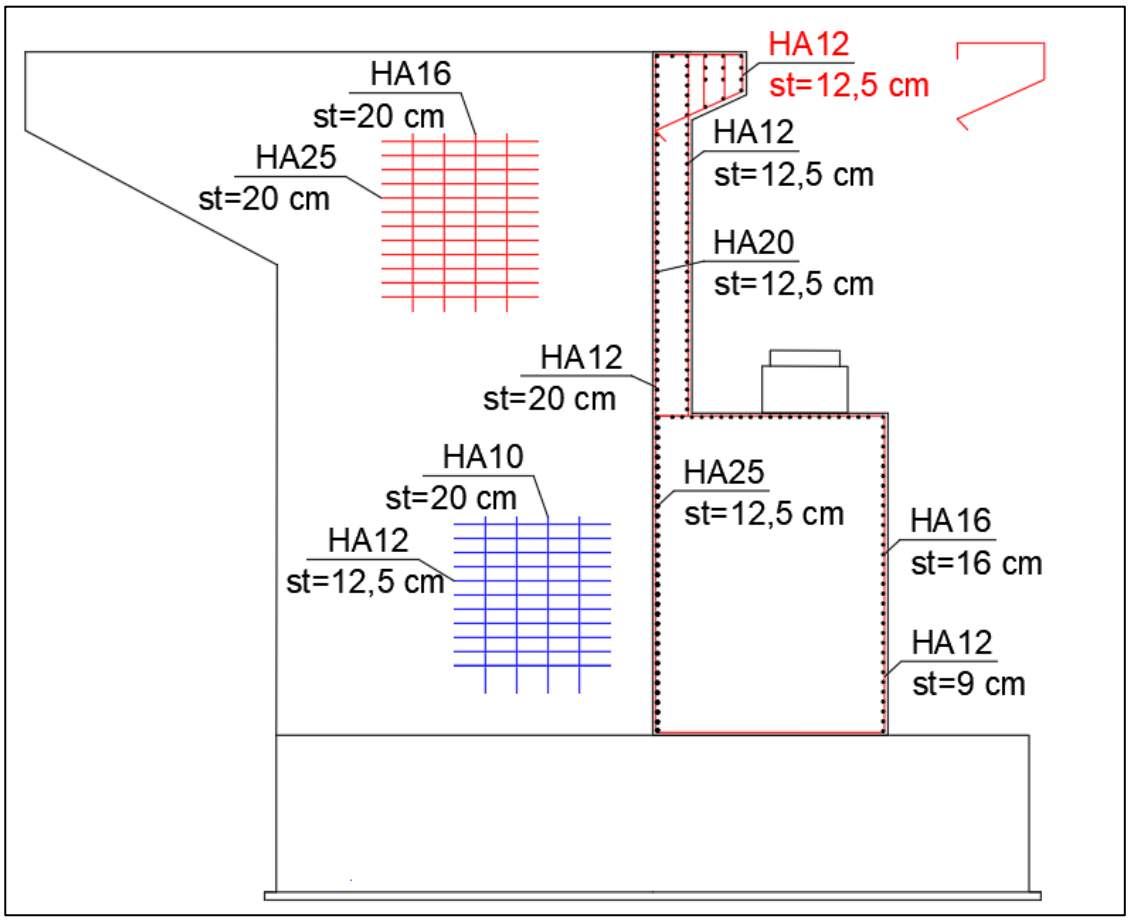


Figure IX.12.Ferraillage de la culée.

IX.4 ETUDE DE FONDATION :

D'après les rapports géologique et géotechnique, le mode de fondation à préconiser pour les appuis de l'ouvrage est de type profonde (pieux forés), de diamètre Φ=1,2 m et de portance Qadm. Donc on opte pour une fondation mixte (pieux + semelle de liaison).

IX.4.1 Nombre des pieux :

$$n_p = \frac{N_{max}}{Q_{adm}}$$

N_{max}: : l'effort normal transmis par la semelle « Avec le poids propre de la semelle ».

Q_{adm} : est la portance d'un pieu

❖ **Application numérique :**

Le nombre des pieux de la semelle sous Pile 2 est :

$$Q_{adm} = 3707\ kN \quad ; \quad N_{max} = 114945.85\ \text{KN} \Rightarrow n_p = 32\ pieux$$

IX.4.2 Etude de la semelle :

La semelle transmet à la fondation des efforts qui génèrent des forces axiales et souvent des moments dans les pieux. Pour que ces moments soient correctement transmis, les pieux doivent être mécaniquement encastrés dans la semelle, ce qui est facilement réalisable avec des pieux forés. Le rôle de la semelle est de distribuer les différentes charges au sol via les pieux.

1. **Les dimensions de la semelle :**
   a. **La largeur :**

$$B = (N-1) \times S + 2\emptyset$$

N : Nombres des files des pieux

S: la distance entre deux files

   b. **La longeure :**

$$L = (N-1) \times S + 2\emptyset$$

   c. **La hauteur :**

$$Ht \geq \frac{L}{2.5}$$

Tableau IX.11.Caracteristique de la semelle.

Position	Sous pile 2
$N \quad (m)$	4 côté B/ 8 côté L
$B \quad (m)$	13.2
$L \quad (m)$	27.6
$Ht \quad (m)$	3

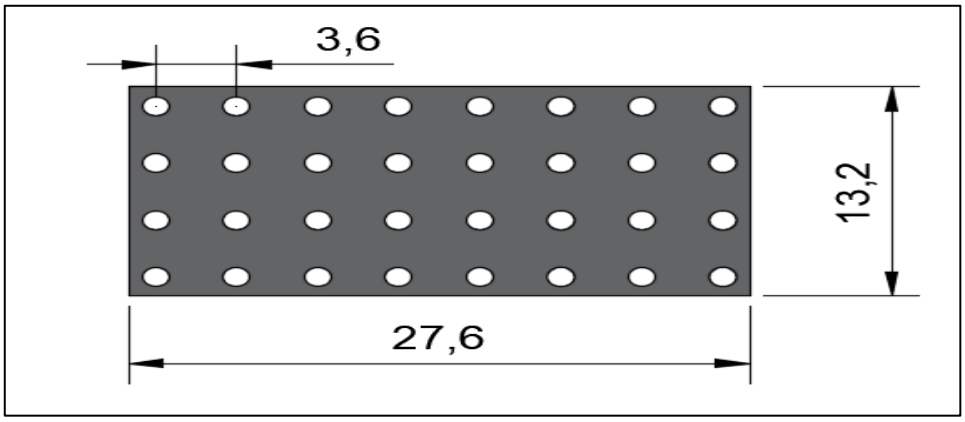


Figure IX.13. Vue en plans de la semelle.

2. Modélisation de la semelle sous pile :

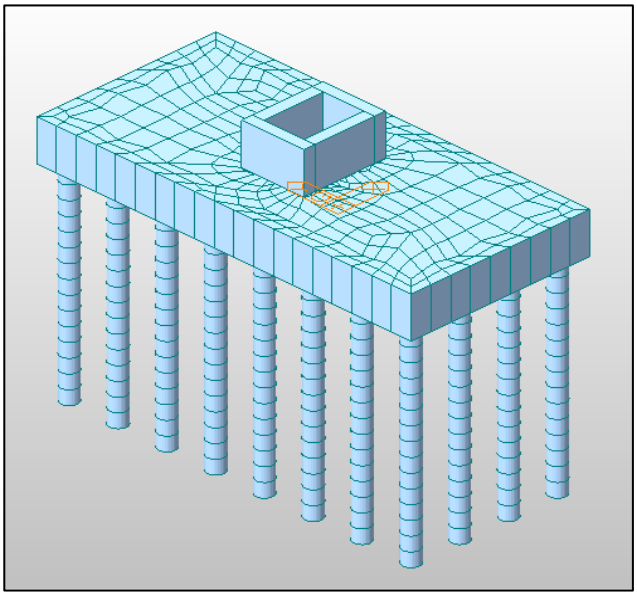


Figure IX.14. Modèle de fondation.

3. Ferraillage de la semelle sous pile :

Selon le RPOA (article 7.6.1.2) le pourcentage minimum des armatures sollicitées est de

$\mathbf{0.15\ \%\ B < \rho g < 1.5\ \%\ B}$ en traction.

$\mathbf{0.10\ \%B}$ en compression .

$$\boldsymbol{B = 0.0015 \times 3 \times 1 = 45\ cm^2}$$

❖ **Les sollicitation résultants :**

Tableau IX.12.Evaluation des efforts dans la semelle.

Type de sollicitation	Mxx (KN .m)		Myy (KN.m)	
	inf	sup	inf	Sup
ELU	13972.1	-9722.1	17394.1	-17138.5
ELA	12494.5	-13155.5	11251.7	-10773.7
ELS	8086.2	-6984.5	69708.2	-7199.1
$\boldsymbol{As}$ ($\boldsymbol{cm^2}$)	121.6	104.3	144.7	142.4

a. Dans le sens X :

Armatures longitudinales inférieures :

$$As = 121.6\ cm^2 \quad (16HA32) \quad avec\ \ e = 14\ cm$$

Armatures longitudinales supérieures :

$$As = 104.3\ cm^2 \quad (16HA32) \quad avec\ \ e = 14\ cm$$

Armatures latérales :

$$A = As/10 = \ 12.16\ cm\ \ On\ prend\ 16HA10 \quad avec\ e = 20\ cm$$

b. Dans le sens Y :

Armatures longitudinales inférieures :

$$As = 144.7\ cm^2 \quad (18HA32) \quad avec\ \ e = 12.5\ cm$$

Armatures longitudinales supérieures:

$$As = 142.4\ cm^2 \quad (18HA32) \quad avec\ \ e = 12.5\ cm$$

Armatures latérales :

$$A = \frac{As}{10} = \ 14.7\ cm\ \ On\ prend\ 13HA12 \quad avec\ e = 20\ cm$$

4. **Ferraillage des pieux :**

❖ **Les sollicitations résultants :**

Tableau IX.13.Evaluation des efforts dans les pieux.

Type de sollicitation	N(KN/Pieu)	My (KN. m)	Mx (KN. m)
ELU	-10578.85	413.09	-285.9
ELA	9346.66	270.7	160.09
ELS	**-7893.76**	**-111.32**	**-113.36**

Le ferraillage est calculé à l'aide du logiciel ROBOT Expert. Cela prend en compte une section Circulaire d'un diamètre 1.2m, en flexion composée déviée. On trouve :

$\boldsymbol{As = 187.1\ cm^2}$ On prend (24HA32) e= 15 cm

Pour les armatures transversales Selon R.P.O.A article 7.6.2.2 :

- on prend des cerces HA16 espacement de 10 cm dans la zone critique à une profondeur **2 d** à partir de la tête du pieu et une longueur **± 2d** à partir de chaque interface entre deux couches présentant une différence marquée de raideur au cisaillement (rapport des modules de cisaillement > 6).
- Des cerces HA16 espacement de 15 cm dans la zone courante.

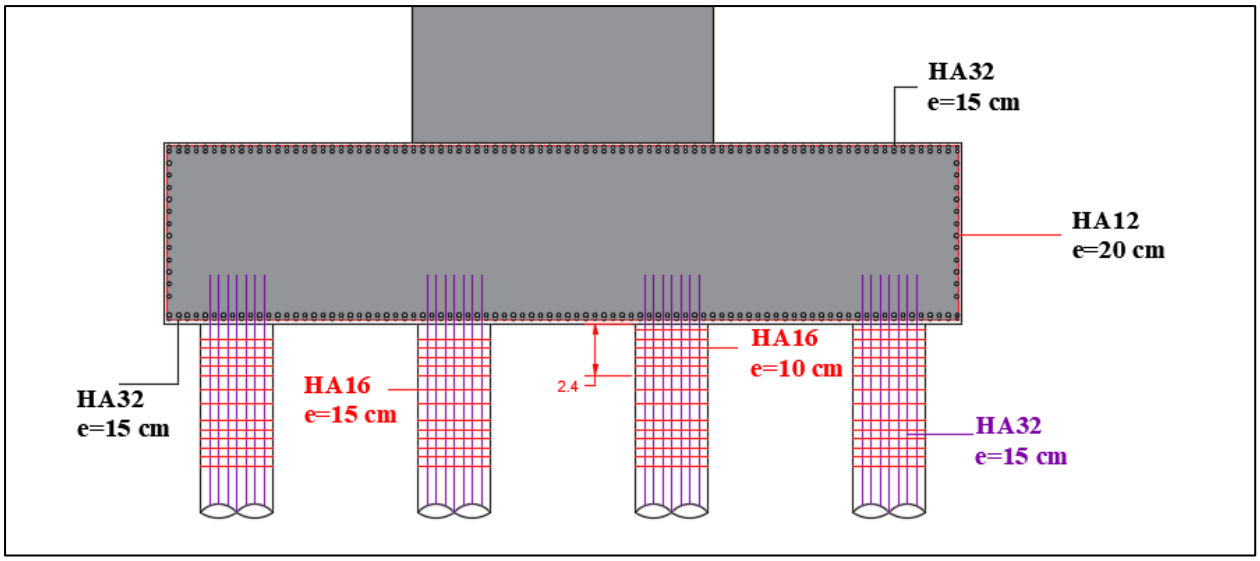


Figure IX.15.Ferraillage de la semelle et les pieux.

CHAPITRE X

INTERACTION VOIE / STRUCTURE

CHAPITRE X INTERACTION VOIE / STRUCTURE

X.1.INTRODUCTION :

Avec le développement récent des trains à grande vitesse à l'échelle mondiale, l'interaction structurelle joue un rôle important dans l'évaluation de l'impact du rail sur le pont et la conception optimale du système de pont pour le passage sécuritaire des trains sans perturber le confort de conduite des passagers.

Les normes telles que L'UIC 774-3, l'Eurocode 1991-2, le RDSO, le code coréen et l'ACI fournissent des méthodologies pour analyser les problèmes d'interaction rail-pont dans la conception et l'analyse des ponts ferroviaires. Ces normes tiennent compte des interactions dynamiques entre les trains et les ponts, qui peuvent influer sur la contrainte, le déplacement et la stabilité du rail pendant le passage du train. Basées sur des études expérimentales et numériques, elles définissent des valeurs limites pour les contraintes, les déplacements et la stabilité des rails, afin d'assurer la performance sûre et fiable des ponts ferroviaires. Ces valeurs limites sont établies pour prévenir les déformations et les contraintes excessives dans les rails qui pourraient entraîner la défaillance du rail ou d'autres composants du pont.

X.2. Qu'est-ce que l'interaction rail-structure ?

L'interaction rail-structure (IRS) est un phénomène complexe qui se produit entre le rail et la structure lorsque longs rails soudés continus (LRS) sont utilisés sur un pont ferroviaire. Contrairement aux rails conventionnels, les LRS sont des rails continus, de sorte que chaque déplacement qui se produit sur les ponts et les rails est influencé les uns par les autres en raison de la charge du train (direction verticale et longitudinale) et des changements de température. En raison des effets suivants, des problèmes de sécurité tels que le flambage ou la rupture peuvent survenir sur le rail pendant l'utilisation. Par conséquent, lors de l'utilisation des LRS, il est nécessaire d'examiner quel que soit le type de train ou de voie (voie de ballast, voie en dalle de béton). De nombreux paramètres affectent l'interaction rail-structure. Dans la plupart des cas, les effets dus aux changements de température, d'accélération/freinage et de flexion dus à la charge verticale jouent un rôle important.




Figure X.1.Photos illustrative du longs rails soudés continus et rails conventionnels.

X.3.Base pour l'analyse de l'interaction voie / Structure :

L'analyse est réalisée en accord avec la fiche technique de l'UIC 774-3R, pour l'interaction voie-structure, et suivant le chapitre 1.7.2, nous devons garantir les critères suivants:

❖ Dans le cas de tabliers avec longs rails soudés continus :

- La contrainte supplémentaire maximale admissible de compression dans le rail due à la variation de température du tablier, au freinage/démarrage et à la rotation d'about est ≤ 72 N/mm² .
- La contrainte supplémentaire maximale admissible de traction dans le rail due à la variation de température du tablier, au freinage/démarrage et à la rotation d'about est ≤ 92 N/mm² .
- Le déplacement horizontal relatif maximum admissible entre le tablier et le rail dû au freinage/démarrage est ≤ 4 mm.
- Le déplacement horizontal absolu maximum admissible du tablier dû au freinage / démarrage est ≤ 5 mm .
- Le déplacement maximum admissible entre l'arête supérieure de l'extrémité du tablier et la culée ou entre les arêtes supérieures de 2 extrémités de tabliers successifs dû à la flexion verticale (incluant le coefficient de majoration dynamique) est ≤ 8 mm (avec interaction).

❖ Dans le cas de tabliers avec longs rails soudés et un appareil de dilatation à une extrémité :

- Le déplacement horizontal relatif maximum admissible entre le rail et le tablier dû au freinage/démarrage est ≤ 4 mm .
- Le déplacement horizontal absolu maximum admissible du tablier dû au freinage / démarrage est ≤ 5 mm .
- le soulèvement maximum de l'about de tablier est limité. Sa valeur admissible est fixée par l'Autorité compétente.

❖ **Dans le cas d'un tablier avec appareils de dilatation de la voie aux deux extrémités ou de voie avec joints :**

- Le déplacement horizontal absolu maximum admissible du tablier dû au freinage/démarrage est 30 mm ($\delta abs \leq 30$ mm).
- Le soulèvement maximum de l'about du tablier est limité. Sa valeur admissible est fixée par l'Autorité compétente

Les actions à prendre en compte, sont les suivantes selon le chapitre 1.4.2 de la norme : UIC 774-3R:

- la dilatation thermique du tablier seul, dans le cas de longs rails soudés continus, ou la dilatation thermique du tablier et du rail, lorsqu'il existe un appareil de dilatation de la voie.
- les forces horizontales de freinage et démarrage.
- la rotation de la structure sur ses appuis du fait de la flexion du tablier sous charges verticales d'exploitation.
- la déformation de la structure en béton due au fluage et au retrait.
- le déplacement longitudinal des appuis de pont sous gradient thermique.
- la déformation de la structure due au gradient vertical de température.

Nota : Dans la majeure partie des cas, les 3 premiers effets sont importants pour les projets de ponts. Ces effets sont cumulés suivant des règles qui sont précisées plus loin.

X.3.1 Effort dû aux variations de température :

UIC 774-3R prend en compte uniquement l'expansion thermique du tablier.

En effet, l'action thermique est le cas de charge qui a le plus grand effet sur la contrainte axiale du rail, mais dans la section du pont où est installée la voie sans joint (LRS) (zone centrale de la LRS), il n'y a pas de déplacement du rail dû aux variations thermiques, donc cela n'est pas considéré dans l'interaction.

UIC explique ce phénomène, et la figure ci-dessous montre que la zone d'expansion se dilate et se contracte en fonction des variations de température. Cependant, cela ne se produit pas dans la zone centrale en raison des contraintes exercées par le ballast.

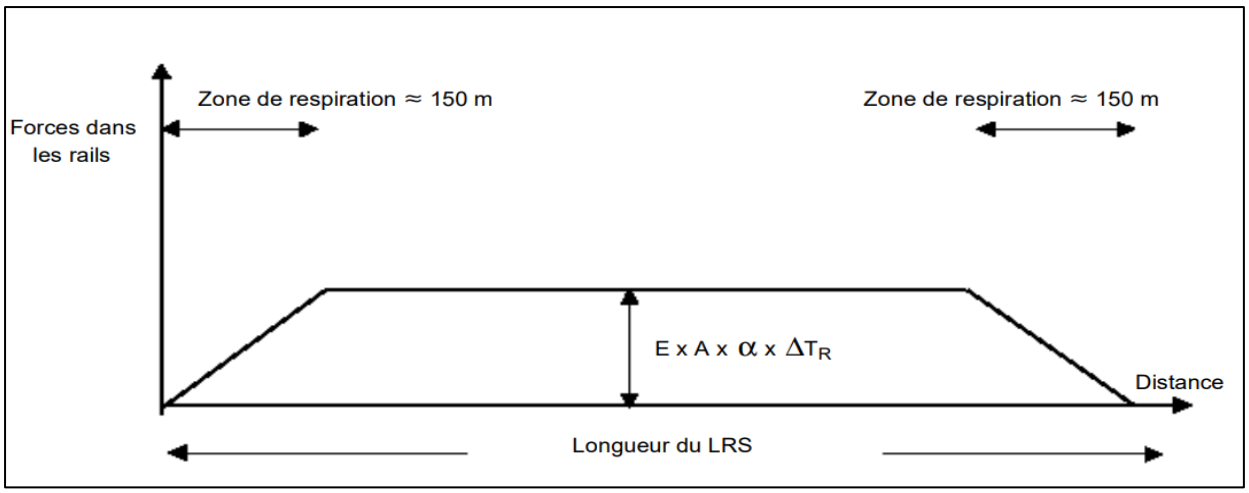


Figure X.2.Comportement de LRS sous l'effet des variations de température (UIC 774-3R Fig.1)

Tel que :

α : Coefficient de dilatation thermique.

E : Module d'élasticité de l'acier, et A : Section de deux rail pour la voie.

ΔT_R : variation de température du rail à partir de la température de référence ou de pose.

Conformément à l'UIC 774-3, la charge thermique suivante doit être prise en compte pour l'interaction rail-structure (RSI).

Rail = ± 50 °C.

Structure = ± 35 °C.

Nota : En raison de ce principe de fonctionnement des longs rails soudés, notre analyse doit inclure un minimum de 150 m de voie de part et d'autre de l'ouvrage.

X.3.2 Efforts dus au freinage – démarrage:

Lorsque le véhicule se déplace le long du rail, en fonction du type de véhicule, de la charge longitudinale et de la direction de déplacement due à l'accélération et au freinage, il tentera de déplacer le rail dans la direction du mouvement. Les forces de résistance longitudinales sont générées par le déplacement longitudinal du rail dû aux forces de freinage et d'accélération. La direction de ces deux forces par rapport à la direction de déplacement du train est opposée, comme le montre la figure ci-dessous.

Conformément à l'UIC 774-3, la charge de freinage/accélération suivante doit être prise en compte pour l'interaction rail-structure (RSI).

La charge de freinage/accélération reste la même sur le pont, comme nous l'avons calculé dans le chapitre IV. Par conséquent, nous devons effectuer le calcul uniquement pour les parties de voie de part et d'autre de l'ouvrage. Nous avons choisi que la partie de voie de part et d'autre de l'ouvrage soit de 300 m de longueur pour chaque côté.

❖ **Application numérique :**

➢ **Force de traction :**

$$\boldsymbol{Qlak} = \mathbf{33}\ \boldsymbol{KN/m} * \boldsymbol{L}\ [\boldsymbol{m}] \leq \mathbf{1\ 000}\ \boldsymbol{kN}$$

comme L = 300 m Donc : $\boldsymbol{Qlak}$ = 9900 KN > 1000 KN **(ne vérifier pas)**

Alors la valeur de calcul est : $\boldsymbol{Qlak} = \frac{1000}{300} = 3.33\ KN/m.$

Appliqués sur l'ensemble du tablier pour le schéma de charge UIC 71 et les schémas de charge SW/0 et SW/2.

➢ **Force de freinage :**

- Pour le schéma de charges UCI 71 et le schémas SW/0

$$\mathbf{Qlb = 20\ kN / m \times L\ [m] \leq 6000\ kN .}$$

Qlb = 20*300= 6000KN ≤ 6000 KN **(vérifier)**

Alors la valeur de calcul est : $\mathbf{Qlb = 20\ KN/m}$.

- Pour le schéma de charge SW/2 :

Q = 35 KN/m .

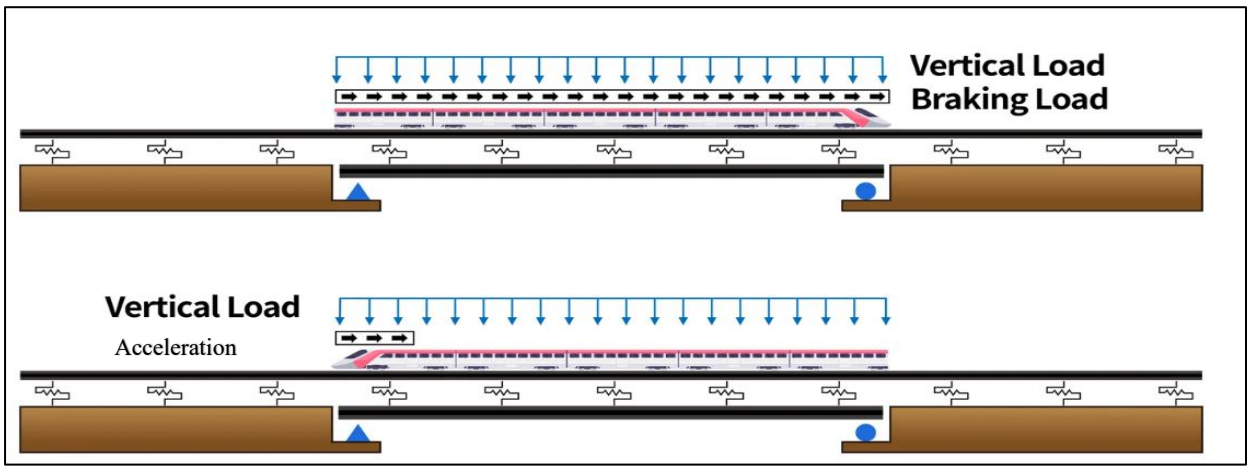


Figure X.3. Les forces de freinage et d'accélération agissant sur le pont.

X.3.3 Efforts dus à la flexion du tablier :

Les charges verticales des trains doivent être appliquées à la position la plus défavorable en fonction de ce qui est testé (par exemple, les contraintes se produisant dans les rails ou les déplacements se produisant dans les ponts). Les charges verticales des trains provoquent la flexion de la superstructure et engendrent une rotation à l'extrémité entre le bord supérieur de l'extrémité du tablier ou entre la surface supérieure de l'extrémité du tablier continu, comme illustré dans la figure ci-dessous. De plus, en raison de l'angle de rotation généré par la flexion,

des déplacements sont également transmis aux rails, générant des contraintes supplémentaires. Le schéma conceptuel des déplacements horizontaux dus à la flexion de la superstructure est le suivant :

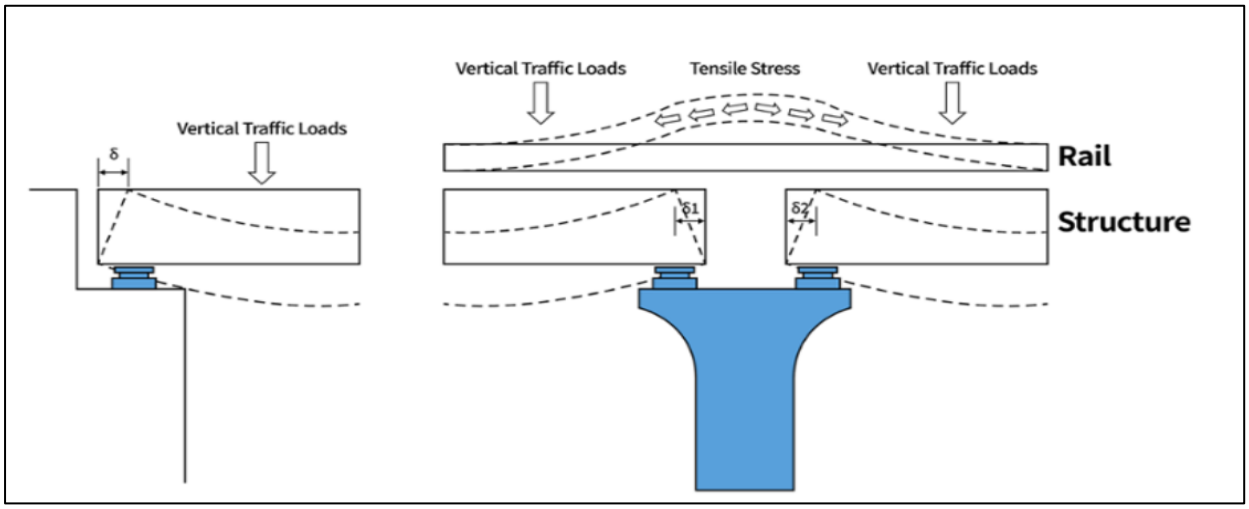


Figure X.4. Déplacement dû à la flexion du tablier.

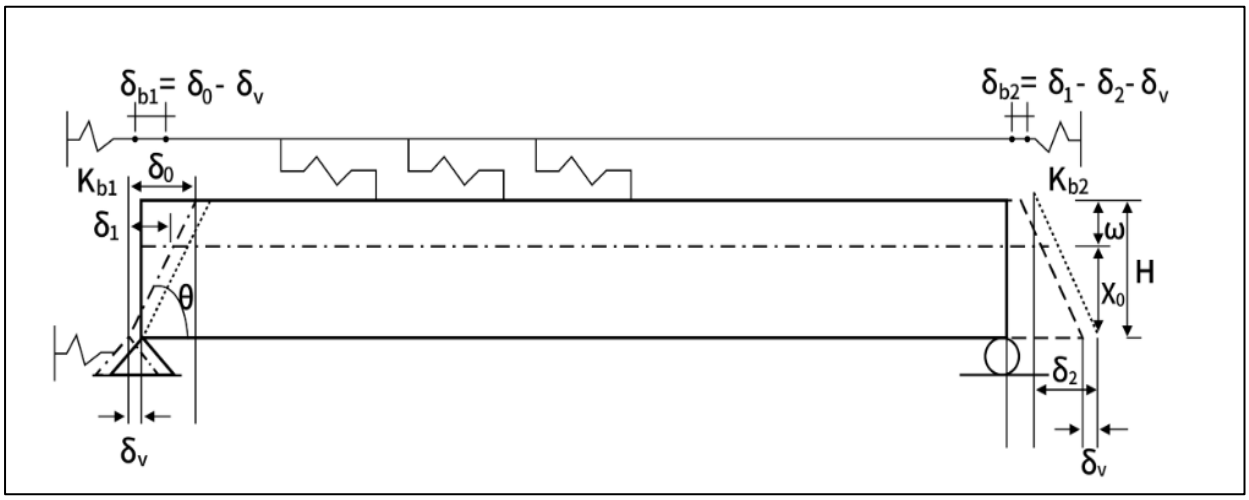


Figure X.5.Extrait du UIC 774-3, Effet de la flexion du tablier sur les section d'about.

L'analyse sera réalisée en supposant que le tablier et les voies se comportent de manière élastique, et que le comportement de l'union entre la voie et le tablier (à travers du ballast), se produit en accord avec une loi non linéaire, ayant les caractéristiques suivantes :

- Un déplacement de 2,0 mm entre la phase élastique et plastique et une résistance de K = 20kN/m dans la phase plastique, dans les zones où la voie est déchargée.
- Un déplacement de 2,0 mm entre la phase élastique et plastique et une résistance de K = 60kN/m dans la phase plastique dans les zones où la voie est chargée

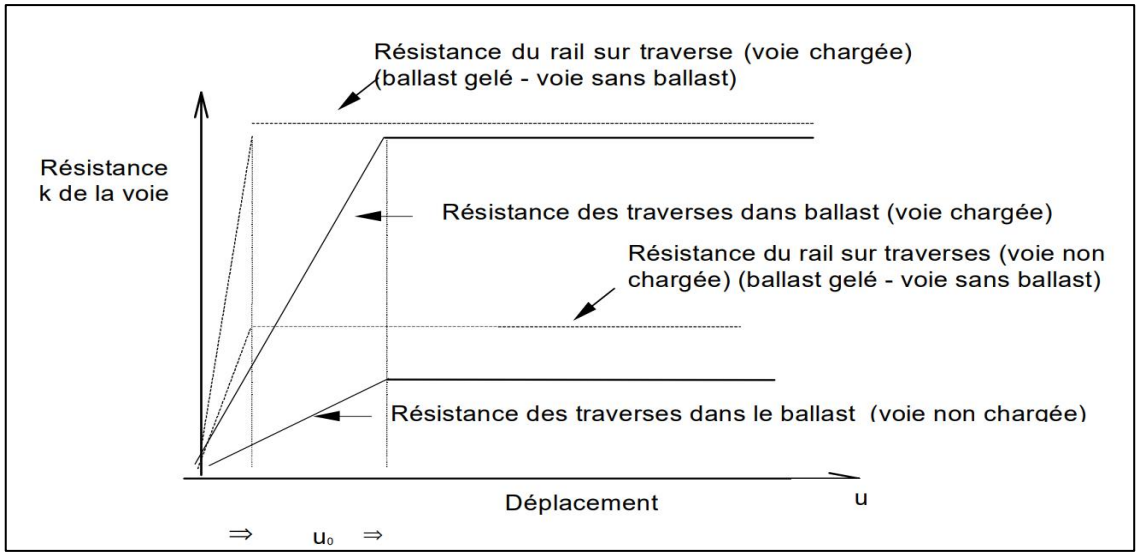


Figure X.6.Extrait du UIC 774-3R.

Voici un schéma structurel qui montre comment l'analyse sera réalisée :

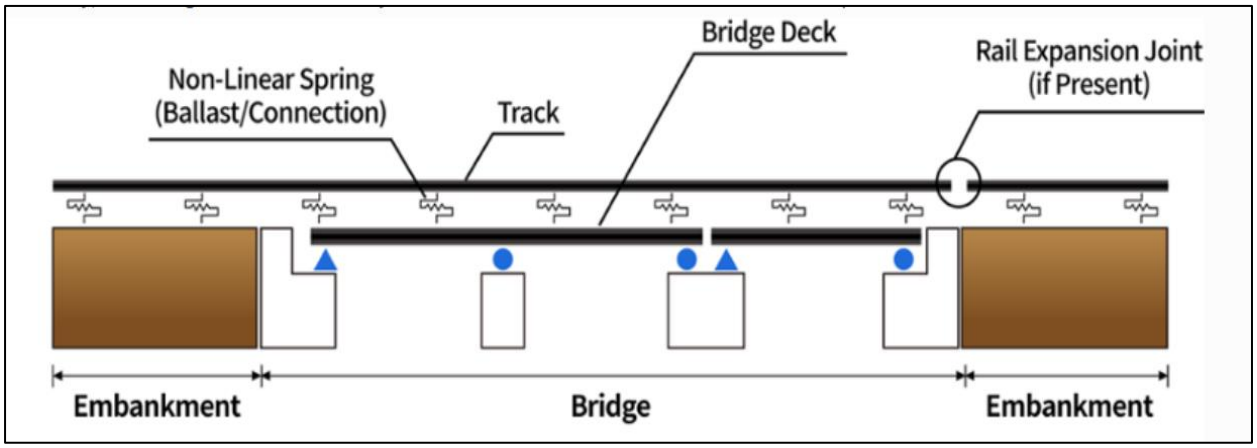


Figure X.7. Schéma structurel pour l'évaluation de l'effet d'interaction rail-pont.

X.4.Résultats :

Pour déterminer la position la plus défavorable des véhicules (charges verticales plus freinage/accélération), nous devons créer plusieurs modèles, chaque position ayant son propre modèle. Notre analyse propose trois positions des véhicules :

1. La première position : véhicule sur les 300 mètres avant l'ouvrage.
2. La deuxième position : véhicule au-dessus de l'ouvrage.
3. La troisième position : véhicule sur les 300 mètres après l'ouvrage.

Tel que la longueur du train est de 300 m. Le modèle correspond à la configuration illustrée dans la figure X.8, avec une plate-forme de 300 m de chaque côté du pont.

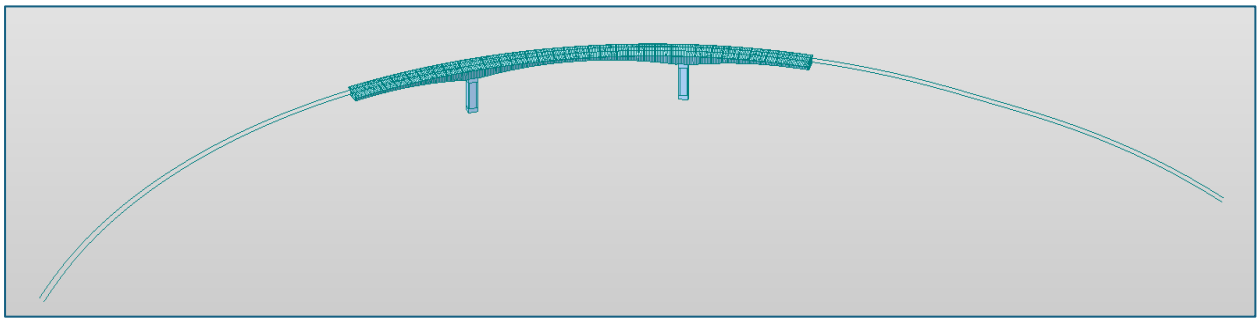


Figure X.8.Modele de l'analyse IRS.

❖ **Note sur le Critère des valeurs des contraintes supplémentaires admissibles :**

Pour les conditions du CODE UIC774-3,sur les valeur des contraintes maximales supplémentaires admissibles en compression et traction dans les longs rails soudés posés sur un pont, le critère de rayon minimal de 1500m n'est pas vérifier dans notre cas (Rayon 400m). Selon la norme dans ce ca la valeur des contraintes maximales supplémentaires admissibles en compression et traction admissible doit être fixée par l'autorité compétente. Dans notre cas, il s'agit de l'ANESRIF. Étant donné que l'ANESRIF n'a pas spécifié cette valeur des contraintes supplémentaires admissibles en compression et traction, nous nous référerons au CODE UIC 774-3R pour vérifier les contraintes supplémentaires admissibles en compression et traction dans les longs rails soudés posés sur un pont, Selon ce code :

La contrainte maximale supplémentaire admissible est de 72 N/mm² en compression.

La contrainte maximale supplémentaire admissible est de 92 N/mm² en traction.

X.4.1 Dans le cas de tabliers avec longs rails soudés continus :

On commence par la vérification des contraintes supplémentaires maximales admissibles de compression et de traction dans le rail dues à :

1. **La première position :**
   a. **La variation de température du tablier :**

Les résultats de la variation de température du tablier sont présentés dans les figures ci-dessus. Voici les sollicitations les plus défavorables observées :

Contraintes supplémentaires maximales de compression : **62.91MPa.**

Contraintes supplémentaires maximales de Traction : **62.91MPa.**

Les détails complets des résultats sont disponibles dans l'annexe D.

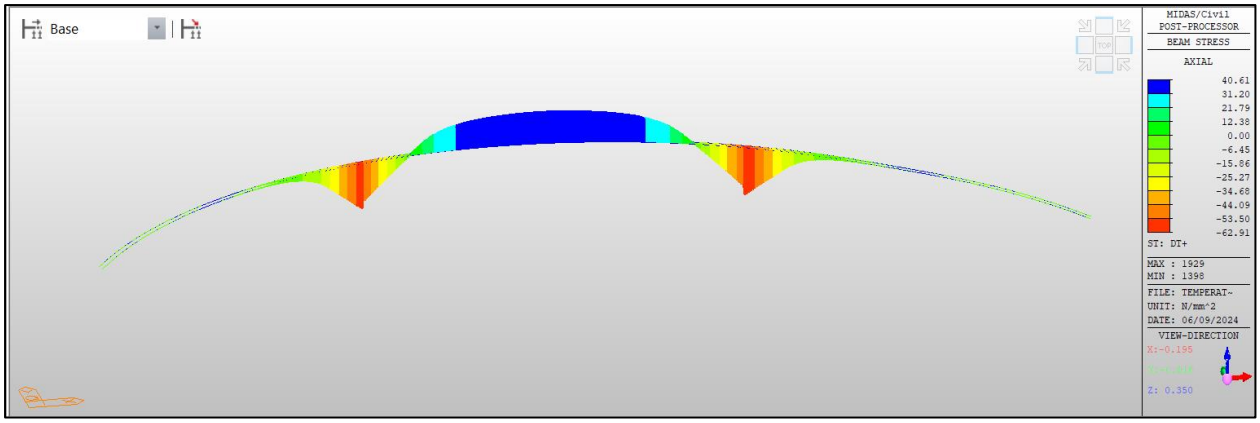


Figure X.9.Contrainte axiale maximale de compression dans le rail due au ΔT_R^+.

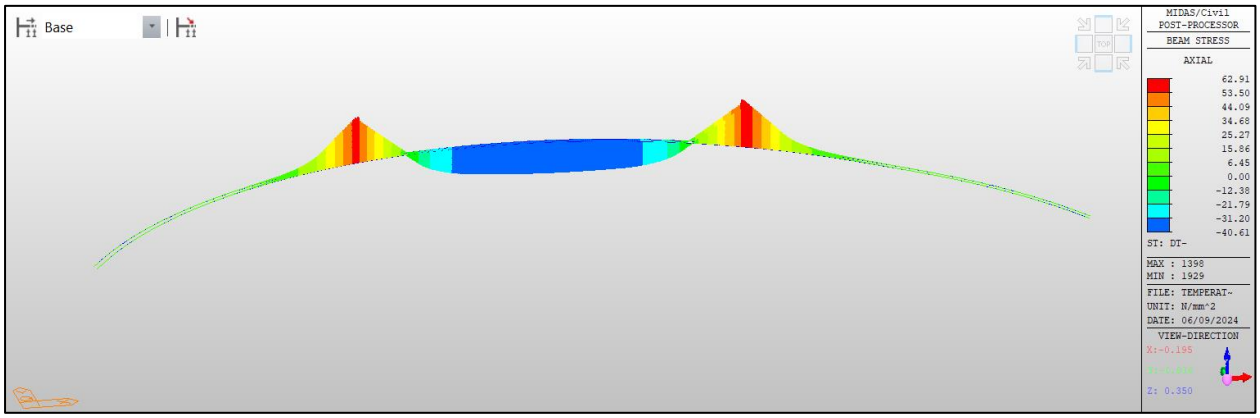


Figure X.10. Contrainte axiale maximale de traction dans le rail due au ΔT_R^-.

b. Freinage /démarrage:

Les résultats liés aux effets de freinage et de démarrage sont illustrés dans la figure ci-dessus. Les sollicitations les plus défavorables observées sont les suivantes :

Contraintes supplémentaires maximales de compression : **4.93MPa.**

Contraintes supplémentaires maximales de Traction : **0.77MPa.**

Les détails complets des résultats sont disponibles dans l'annexe D.

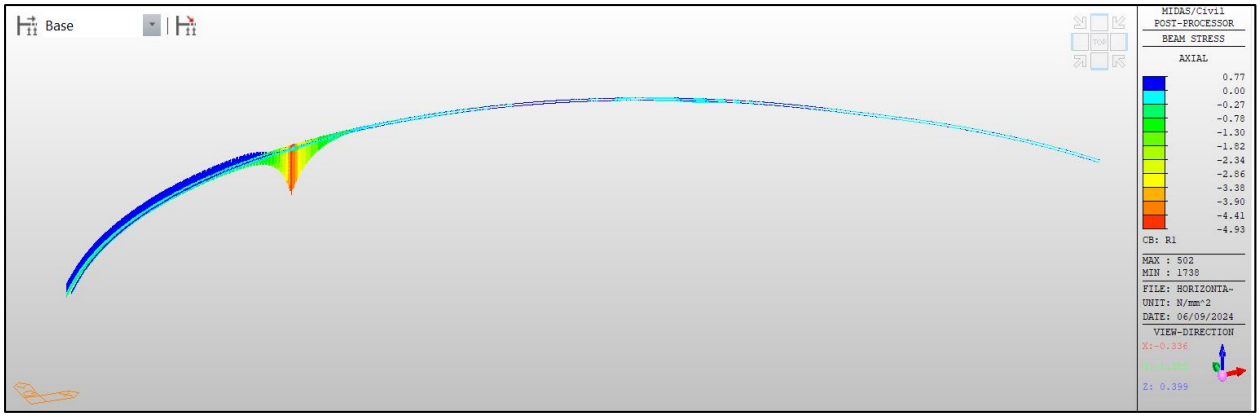


Figure X.11. Contrainte axial maximal dans le rail due au Freinage /démarrage.

c. La rotation d'about du tablier:

Les résultats de la rotation d'about du tablier sont présentés dans la figure ci-dessus. Voici les sollicitations les plus défavorables observées :

Contraintes supplémentaires maximales de compression : **0MPa.**

Contraintes supplémentaires maximales de Traction : **0.01MPa.**

Les détails complets des résultats sont disponibles dans l'annexe D.

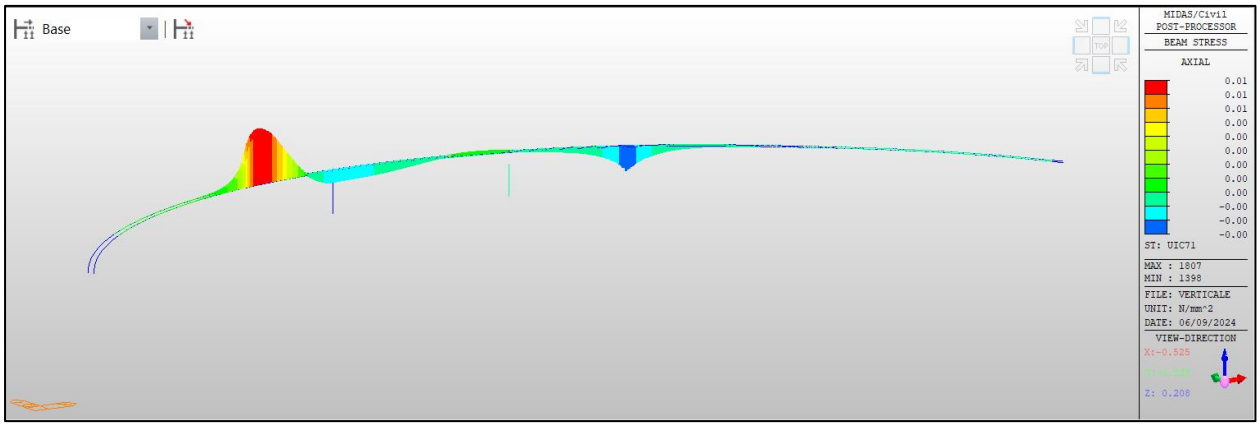


Figure X.12. Contrainte axiale maximale dans le rail due au charge verticale.

Nota : Selon l'article 1.5.1 du CODE UIC 774-3, pour le calcul des valeurs globales des contraintes dans le rail. On doit combiner les effets des trois actions dans chaque élément :

$$\sum R = R(\Delta T) + R(\text{freinage}) + R(\text{flexion})$$

❖ **Contrainte globales combinées du la première position :**

Contraintes supplémentaires maximales de compression dans le rail:

63.07 MPa ≤ 72 MPa (Vérifier).

Contraintes supplémentaires maximales de traction dans le rail :

62.73 MPa ≤ 92 MPa (Vérifier).

2. **La deuxième pose :**

   a. **La variation de température du tablier :**

Nota : variation de température du tablier ne change pas en fonction de pose de train

   b. **Freinage /démarrage:**

Les résultats du freinage / démarrage sont présentés dans la figure ci-dessus. Voici les sollicitations les plus défavorables observées :

Contraintes supplémentaires maximales de compression : **29.58 MPa.**

Contraintes supplémentaires maximales de Traction : **29.42 MPa.**

Les détails complets des résultats sont disponibles dans l'annexe D.

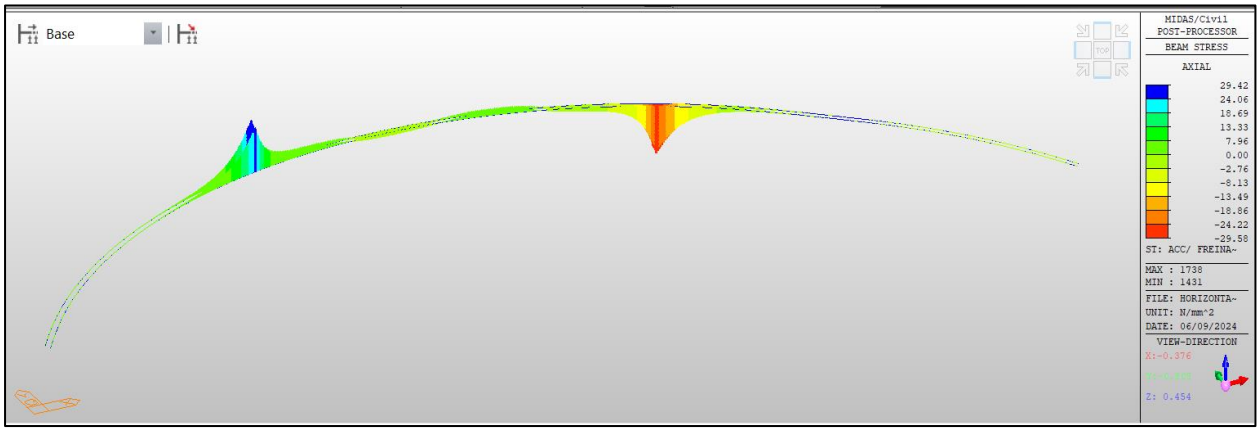


Figure X.13.Contrainte axiale maximale dans le rail due au Freinage /démarrage.

   c. **La rotation d'about du tablier:**

Les résultats liés à la rotation d'about du tablier sont illustrés dans la figure ci-dessus. Les sollicitations les plus défavorables observées sont les suivantes :

Contraintes supplémentaires maximales de compression : **22.54MPa.**

Contraintes supplémentaires maximales de Traction : **23.91MPa.**

Les détails complets des résultats sont disponibles dans l'annexe D.

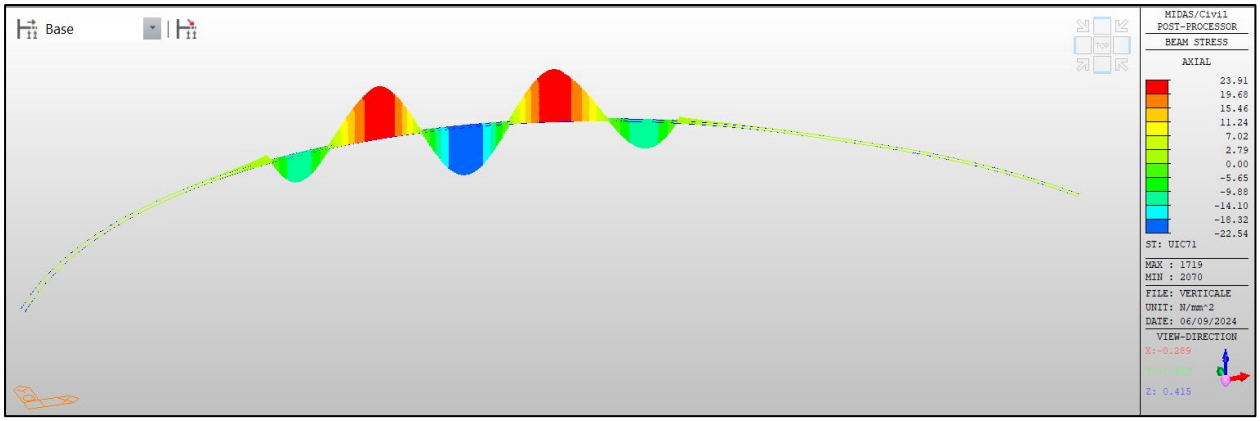


Figure X.14 Contrainte axiale maximale dans le rail due au charge verticale.

❖ **Contrainte globales combinées du la deuxième position :**

Contraintes supplémentaires maximales de compression dans le rail:

88.27 MPa ＞ 72 MPa (Non Vérifié).

Contraintes supplémentaires maximales de traction dans le rail :

89.43 MPa ≤ 92 MPa (Vérifié).

Solution : Comme les contraintes ne sont pas vérifiées, nous passons directement au cas des tabliers avec de longs rails soudés et un appareil de dilatation à une extrémité de l'ouvrage.

X.4.2 Dans le cas de tabliers avec longs rails soudés et un appareil de dilatation à l'extrémité du l'ouvrage au PK 127+918 :

On commence par la vérification du déplacement horizontal absolu maximum admissible du tablier dû au freinage / démarrage :

1. **La première position :**
   a. **Freinage / démarrage :**

Les résultats liés aux effets de freinage et de démarrage sont illustrés dans la figure ci-dessus. Le déplacement horizontal absolu maximum du tablier est: **0mm.**

Les détails complets des résultats sont disponibles dans l'annexe D.

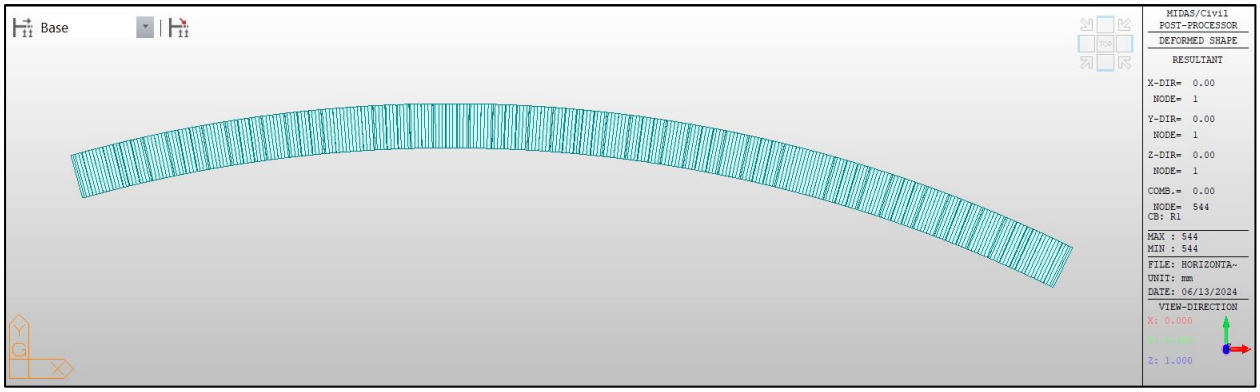


Figure X.15.Le déplacement horizontal absolu maximum du tablier sous freinage / démarrage de la première position avec AD au PK127+918.

Nota : D'après l'article 1.4.4 du CODE UIC 774-3, les forces de démarrage et de freinage doivent être combinées avec les charges verticales correspondantes. Par conséquent, il est nécessaire de sommer le déplacement horizontal absolu maximal du tablier dû au freinage/démarrage avec celui dû aux charges verticales.

b. La rotation d'about du tablier :

Les résultats liés à la rotation d'about du tablier sont illustrés dans la figure ci-dessus. Le déplacement horizontal absolu maximum du tablier est: **0mm.**

Les détails complets des résultats sont disponibles dans l'annexe D.

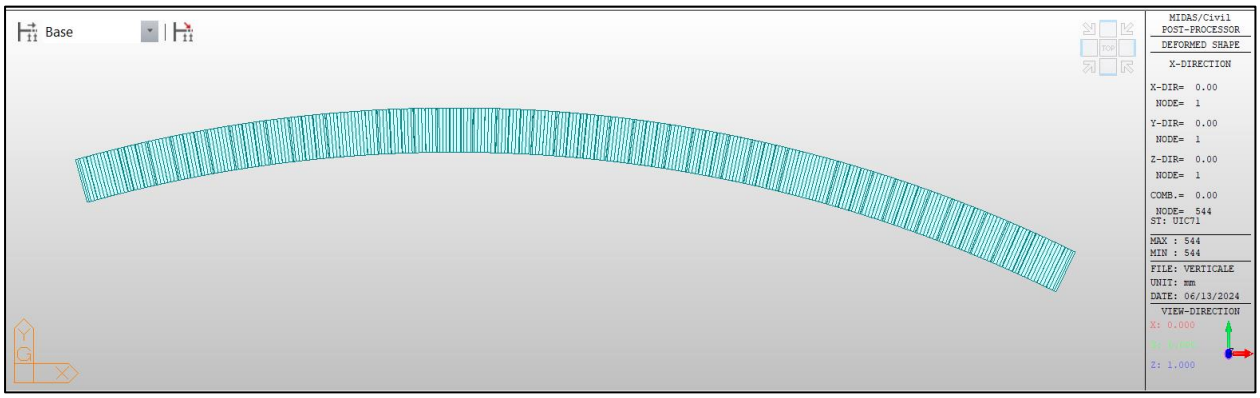


Figure X.16. Le déplacement horizontal absolu maximum du tablier sous charges verticales de la première position avec AD au PK127+918.

❖ Déplacement horizontal absolu combiné du la première position :

Le déplacement horizontal absolu combiné maximum du tablier est:

0 mm ≤ 5mm (Vérifie).

Les détails complets des résultats sont disponibles dans l'annexe D.

2. La deuxième position:

a. Freinage / démarrage :

Les résultats liés aux effets de freinage et de démarrage sont illustrés dans la figure ci-dessus. Le déplacement horizontal absolu maximum du tablier est: **4.77mm.**

Les détails complets des résultats sont disponibles dans l'annexe D.

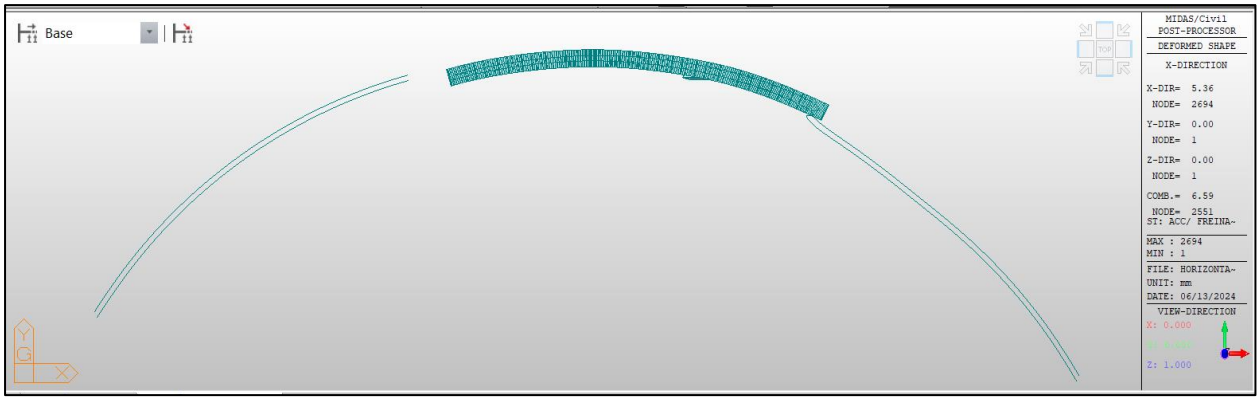


Figure X.17. Le déplacement horizontal absolu maximum du tablier sous freinage / démarrage de la deuxième position avec AD au PK127+918.

b. La rotation d'about du tablier :

Les résultats liés à la rotation d'about du tablier sont illustrés dans la figure ci-dessus. Le déplacement horizontal absolu maximum du tablier est: **3.37mm.**

Les détails complets des résultats sont disponibles dans l'annexe D.

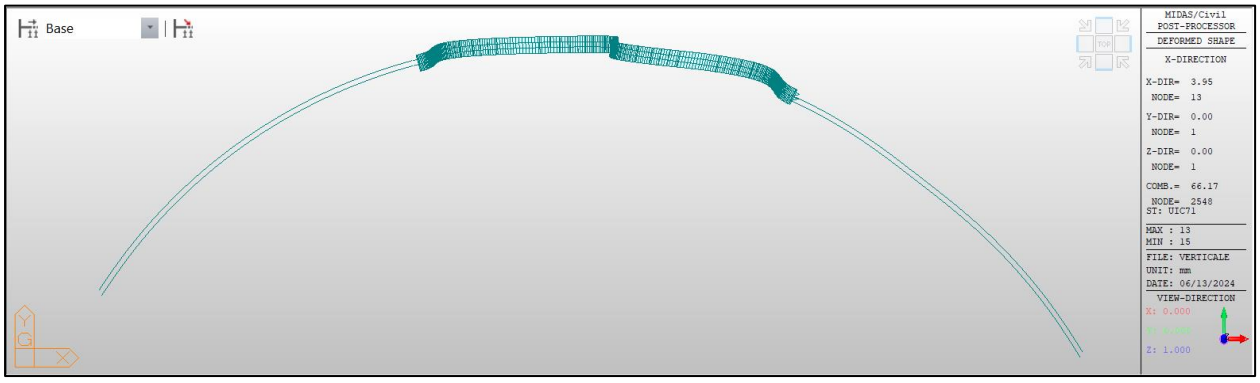


Figure X.18. Le déplacement horizontal absolu maximum du tablier sous charges verticales de la deuxième position avec AD au PK127+918.

❖ Déplacement horizontal absolu combiné du la première position :

Le déplacement horizontal absolu combiné maximum du tablier est:

7.74 mm > 5mm (Non Vérifié).

Les détails complets des résultats sont disponibles dans l'annexe D.

Solution : Comme le déplacement ne vérifié pas, nous passons directement au cas du tablier avec de longs rails soudés et un appareil de dilatation à l'autre extrémité de l'ouvrage.

X.4.3 Dans le cas de tabliers avec longs rails soudés et un appareil de dilatation à l'extrémité du l'ouvrage au PK 128+208 :

Comme dans le cas précédent, nous commençons par la vérification du déplacement horizontal absolu maximum admissible du tablier dû au freinage/démarrage causé par :

1. **La première position :**

   a. **Freinage / démarrage :**

Les résultats liés aux effets de freinage et de démarrage sont illustrés dans la figure ci-dessus. Le déplacement horizontal absolu maximum du tablier est: **0.081mm.** Les détails complets des résultats sont disponibles dans l'annexe D.

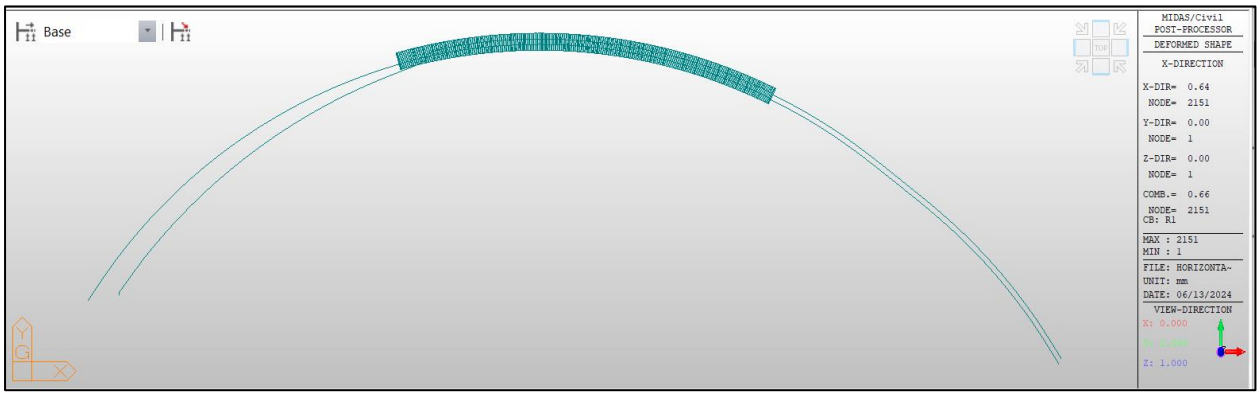


Figure X.19. Le déplacement horizontal absolu maximum du tablier sous freinage / démarrage de la première position avec AD au PK128+208.

   b. **La rotation d'about du tablier :**

Les résultats liés à la rotation d'about du tablier sont illustrés dans la figure ci-dessus. Le déplacement horizontal absolu maximum du tablier est: **2.10^{-6}mm.**

Les détails complets des résultats sont disponibles dans l'annexe D.

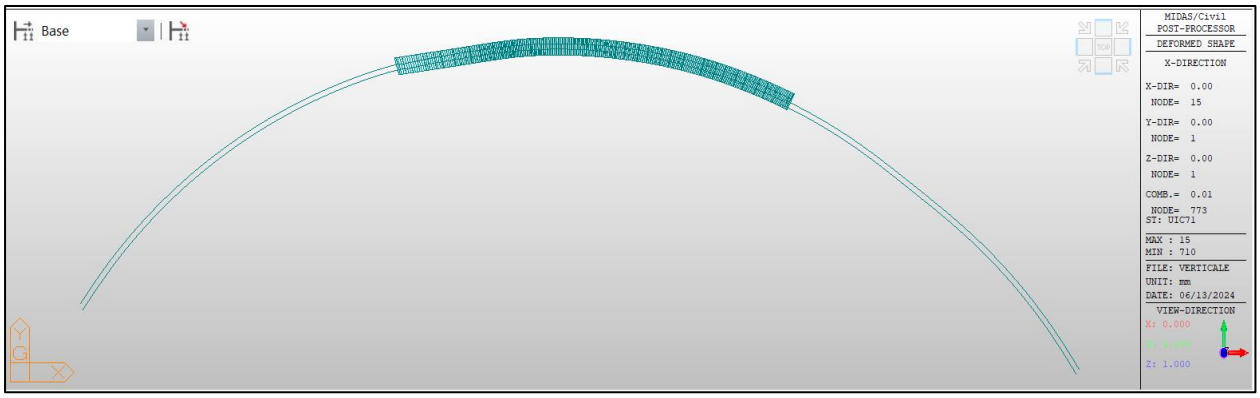


Figure X.20. Figure X.21. Le déplacement horizontal absolu maximum du tablier sous charges verticales de la première position avec AD au PK128+208.

❖ **Déplacement horizontal absolu combiné du la première position :**

Le déplacement horizontal absolu combiné maximum du tablier est:

0.081 mm ≤ 5mm (Vérifie).

Les détails complets des résultats sont disponibles dans l'annexe D.

2. La deuxième positon :

a. Freinage / démarrage :

Les résultats du freinage / démarrage sont présentés dans la figure ci-dessus. Le déplacement horizontal absolu maximum du tablier est: **4.84 mm.**

Les détails complets des résultats sont disponibles dans l'annexe D.

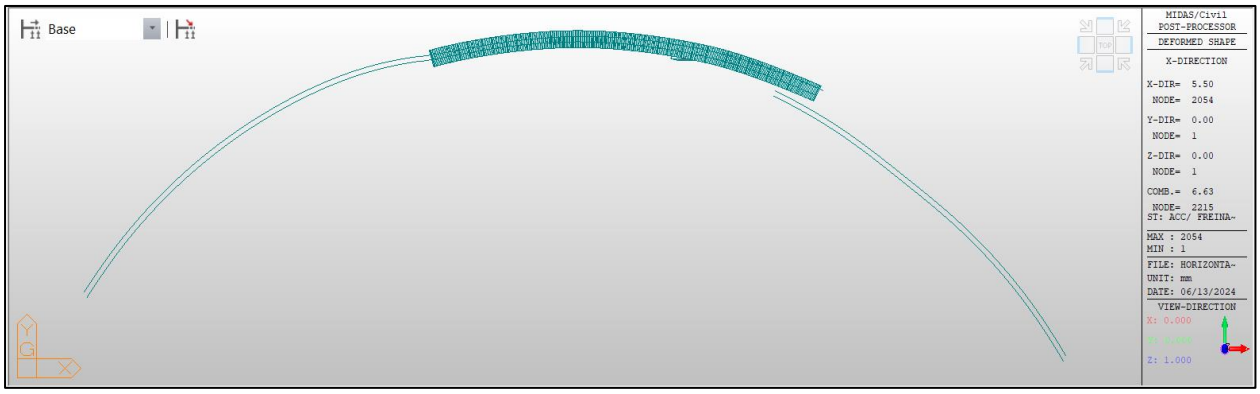


Figure X.22. Le déplacement horizontal absolu maximum du tablier sous freinage / démarrage de la deuxième position avec AD au PK128+208.

b. La rotation d'about du tablier :

Les résultats liés à la rotation d'about du tablier sont illustrés dans la figure ci-dessus. Le déplacement horizontal absolu maximum du tablier est: **3.22mm.**

Les détails complets des résultats sont disponibles dans l'annexe D.

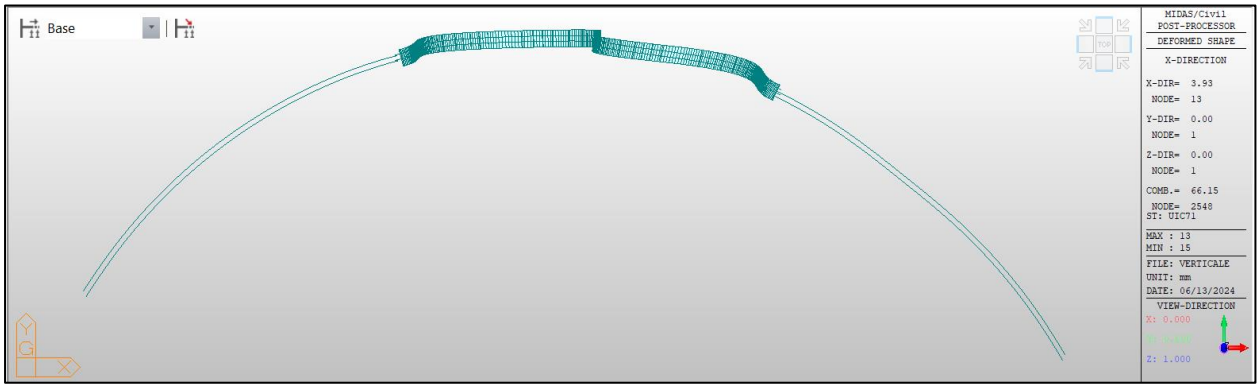


Figure X.23. Le déplacement horizontal absolu maximum du tablier sous charges verticales de la deuxième position avec AD au PK128+208.

❖ **Déplacement horizontal absolu combiné du la première position :**

Le déplacement horizontal absolu combiné maximum du tablier est:

7.50 mm ≤ 5mm (Non Vérifié).

Les détails complets des résultats sont disponibles dans l'annexe D.

Solution : Comme le déplacement ne vérifié pas, nous passons directement au cas du tablier avec de longs rails soudés et deux appareils de dilatation à les deux extrémités de l'ouvrage.

X.4.4 Dans le cas d'un tablier avec appareils de dilatation de la voie aux deux extrémités de l'ouvrage:

On commence par la vérification du déplacement horizontal absolu maximum admissible du tablier dû au freinage / démarrage due à :

1. **La première position :**

   a. **Freinage/ démarrage :**

Les résultats du freinage / démarrage sont présentés dans la figure ci-dessus. Le déplacement horizontal absolu maximum du tablier est: **0 mm.**

Les détails complets des résultats sont disponibles dans l'annexe D.

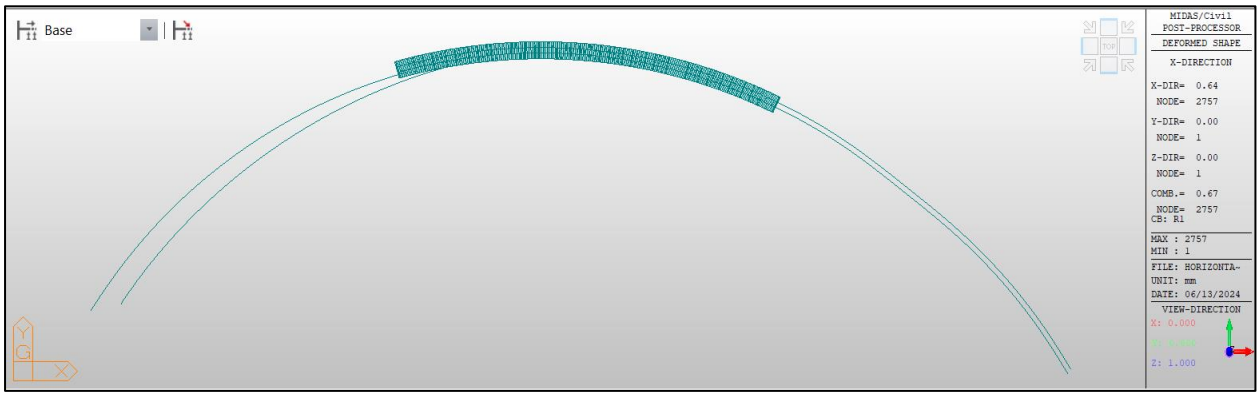


Figure X.24. Le déplacement horizontal absolu maximum du tablier sous freinage / démarrage de la première position avec 2 AD.

   b. **La rotation d'about du tablier :**

Les résultats liés à la rotation d'about du tablier sont illustrés dans la figure ci-dessus. Le déplacement horizontal absolu maximum du tablier est: **0mm.**

Les détails complets des résultats sont disponibles dans l'annexe D.

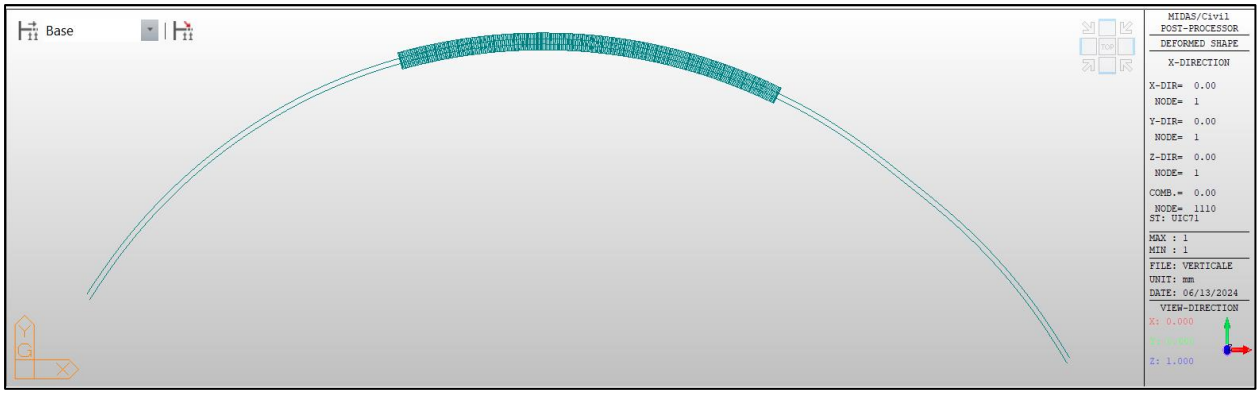


Figure X.25. Le déplacement horizontal absolu maximum du tablier sous charges verticales de la première position avec 2 AD.

❖ **Déplacement horizontal absolu combiné du la première position :**

Le déplacement horizontal absolu combiné maximum du tablier est:

0 mm ≤ 30 mm (Vérifié).

Les détails complets des résultats sont disponibles dans l'annexe D.

2. La deuxième position :

a. Freinage / démarrage :

Les résultats du freinage / démarrage sont présentés dans la figure ci-dessus. Le déplacement horizontal absolu maximum du tablier est: **5.26mm.**

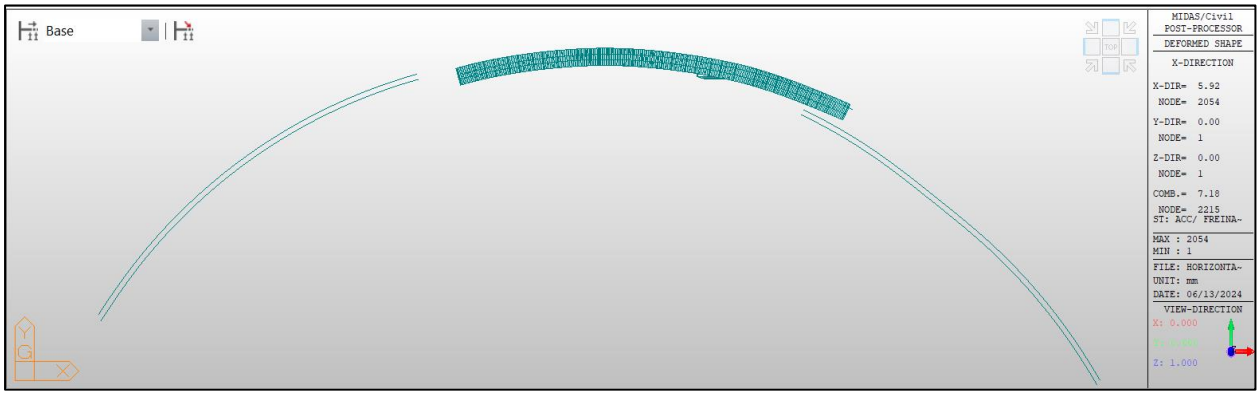


Figure X.26. Le déplacement horizontal absolu maximum du tablier sous freinage / démarrage de la deuxième position avec 2 AD.

b. La rotation d'about du tablier :

Les résultats liés à la rotation d'about du tablier sont illustrés dans la figure ci-dessus. Le déplacement horizontal absolu maximum du tablier est: **3.36 mm.**

Les détails complets des résultats sont disponibles dans l'annexe D.

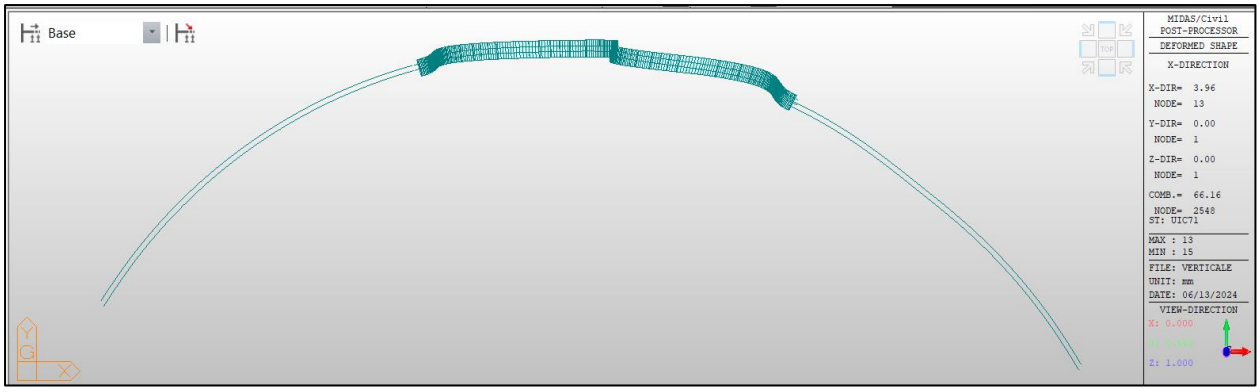


Figure X.27.Le déplacement horizontal absolu maximum du tablier sous charges verticales de la deuxième position avec 2 AD.

❖ **Déplacement horizontal absolu combiné du la deuxième position :**

Le déplacement horizontal absolu combiné maximum du tablier est:

8.21 mm ≤ 30mm (Vérifié).

Les détails complets des résultats sont disponibles dans l'annexe D.

3. La troisième position :

a. Freinage / démarrage :

Les résultats liés aux effets de freinage et de démarrage sont illustrés dans la figure ci-dessus. Le déplacement horizontal absolu maximum du tablier est: **0 mm.**

Les détails complets des résultats sont disponibles dans l'annexe D.

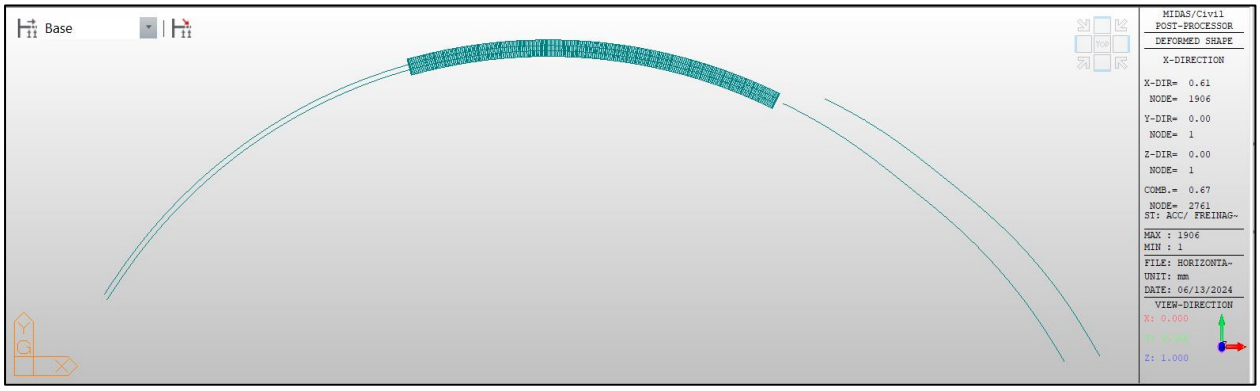


Figure X.28. Le déplacement horizontal absolu maximum du tablier sous freinage / démarrage de la troisième position avec 2 AD.

b. La rotation d'about du tablier :

Les résultats liés à la rotation d'about du tablier sont illustrés dans la figure ci-dessus. Le déplacement horizontal absolu maximum du tablier est: **0mm.**

Les détails complets des résultats sont disponibles dans l'annexe D.

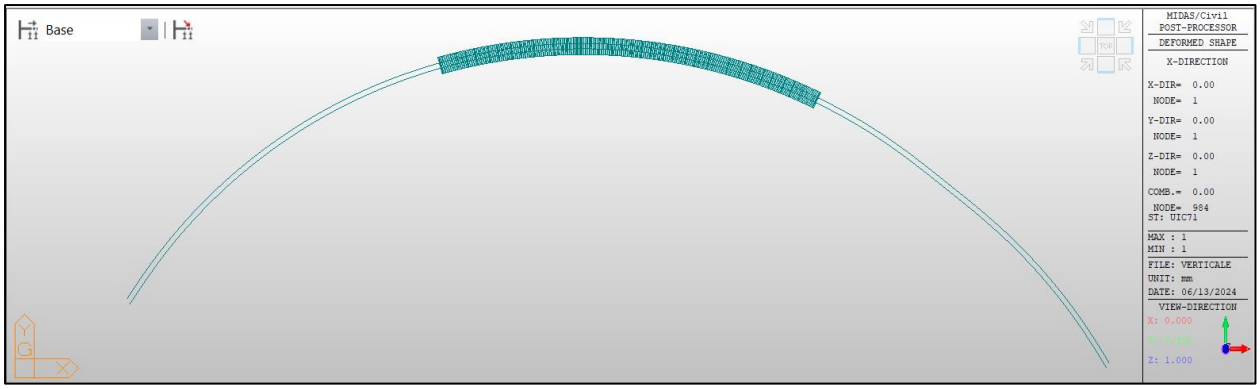


Figure X.29. Le déplacement horizontal absolu maximum du tablier sous charges verticales de la troisième position avec 2 AD.

❖ **Déplacement horizontal absolu combiné du la troisième position :**

Le déplacement horizontal absolu combiné maximum du tablier est:

0 mm ≤ 30mm (Vérifié).

Les détails complets des résultats sont disponibles dans l'annexe D.

✓ le critère du déplacement horizontal absolu maximum admissible du tablier dû au freinage / démarrage est vérifié dans les trois positions du trains.

❖ **Note sur le Critère de Soulèvement du Tablier :**

Pour le deuxième critère, le soulèvement maximum de l'about du tablier est limité, et sa valeur admissible est fixée par l'autorité compétente. Dans notre cas, il s'agit de l'ANESRIF. Étant donné que l'ANESRIF n'a pas spécifié de limite pour ce déplacement, nous nous référerons au CODE UIC 774-3R pour vérifier le déplacement admissible, Selon ce code, là où la voie est sans appareil de dilatation, le déplacement maximum admissible entre l'arête supérieure d'about de tablier et la culée dû à la flexion verticale est de 8 mm ($\delta(\theta H) \leq 8$ mm).

Les résultats sont dans le tableau suivant : Résultats des Déplacements du Tablier

Tableau X.1.Resultats des soulèvement maximum de l'arrêt supérieure d'about de tablier.

Position du train	Type de charges	deplacement maximum (mm)	deplacement total (mm)	Condition
la premiere	Freinage/Acceleration	0	0	Verifier
	Charges verticales	0		Verifier
la deuxieme	Freinage/Acceleration	0,088	0,548	Verifier
	charges verticales	0,46		Verifier
la troisieme	Freinage/Acceleration	0	0	Verifier
	charges verticales	0		Verifier

- ✓ le critère du soulèvement maximum de de l'arrêt supérieure d'about de tablier dû à la flexion verticale est vérifié dans les trois positions du trains.

Conclusion :

Lors de l'étape du du tablier avec de longs rails soudés et un appareil de dilatation à l'autre extrémité de l'ouvrage, les configurations n'ont pas satisfait aux critères de vérification. Cependant l'utilisation de deux appareils dilatations sur les deux extrémités a permis de valider les résultats. Ces résultats soulignent l'importance de suivre les spécifications du code UIC 774-3R pour garantir la sécurité et la performance des infrastructures ferroviares.

CONCLUSION GENERALE

CONCLUSION GENERALE

Cette étude nous a permis de mettre en pratique, sur un cas réel, les notions fondamentales de conception et de dimensionnement d'une structure particulière que nous avons acquises au cours de nos trois années à l'École Nationale Supérieure des Travaux Publics.

L'approche a consisté à énoncer préalablement les contraintes liées à l'ouvrage et au site afin de mettre en avant des principes conceptuels. Ensuite, nous avons utilisé ces principes pour concevoir un pont respectant au mieux les contraintes énoncées. Vu la complexité géométrique, avec une courbure de 400m, et la complexité mécanique de la structure, la conception et le dimensionnement de cet ouvrage ont nécessité une modélisation en trois dimensions avec le logiciel MIDAS CIVIL.

Cette modélisation nous a permis d'étudier non seulement le comportement global, mais aussi le comportement local de chaque élément le constituant, en termes de déformations et d'efforts. La conception d'un ouvrage en béton précontraint, construit par encorbellements successifs, est très exigeante pour l'ingénieur. Il doit vérifier le comportement de la structure à plusieurs sections et pour toutes les possibilités de chargement susceptibles de se produire durant la vie de l'ouvrage et sa construction.

Pour que le comportement réel de l'ouvrage soit conforme aux prédictions de l'analyse, une surveillance serrée et rigoureuse est requise lors de sa réalisation. Il est également crucial que l'ingénieur respecte les rayons minimaux lors de la conception, ce qui nécessite une coordination entre les ingénieurs.

Enfin, ce mémoire, notre première expérience en tant qu'élèves ingénieurs, nous a grandement aidé à développer nos compétences en calcul, à consolider nos connaissances théoriques, à stimuler notre esprit de recherche, à maîtriser la modélisation, à perfectionner nos dessins techniques et à enrichir notre bibliothèque en maîtrisant deux types de logiciels. Il nous a également offert l'opportunité de nous exercer à appliquer divers règlements, nous enseignant à vérifier les calculs et à identifier la source de chaque relation ou paramètre utilisé. En conclusion, nous pouvons dire que cela demeure une expérience inoubliable.

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. BPEL, Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton précontraint suivant la méthode des états limites, BPEL 91 révisé 99, 1999
3. THONIER. H, Le Béton Précontraint aux Etats Limites, ENPC, Ecole nationale des ponts et chaussées de Paris (France), 1985.
4. CALGARO, J.A & BERNARD-GELY.A. Conception des ponts. Ecole nationale des ponts et chaussées de Paris (France), 1994
5. Document SETRA, Ponts en béton précontraint construits par encorbellements successifs. Ministère de l'équipement, des transports, du logement, du tourisme et de la mer (France), juin 2003.
6. Document SETRA, Appareils d'appui en élastomère fretté, utilisation pour les ponts, viaducs et structures similaires, guide technique, Ministère de l'équipement, des transports, du logement, du tourisme et de la mer (France), juillet 2007.
7. Document SETRA, "Les appareils d'appui à pot d'élastomère. Utilisation sur les ponts, viaducs et structures similaires" de septembre 2000 (référence : F0033)
8. Document SETRA, Pont à Poutres préfabriqués précontrainte par poste tension VIPP, France, SETRA, 1996.
9. Document SETRA, Ponts mixtes acier-béton bipoutres, Guide de conception, SETRA, France, 1990.
10. RPOA, Règles Parasismiques Applicables au domaine des Ouvrages d'Art, Algérie, 2008
11. PONTS COURANTS EN ZONE SISMIQUE GUIDE DE CONCEPTION Janvier 2000
12. Code UIC 776 -R1 charges a prendre en considération dans le calcule des pont rails
13. Eurocode 2 Calcul des structures en béton Partie 1-1 : Règles générales et règles pour les bâtiments NF EN 1992-1-1 Octobre 2005
14. Eurocode Bases de calcul des structures Annexe nationale à la NF EN 1990/A1:2006 NF EN 1990/A1/NA Décembre 2007
15. Eurocode 1 Actions sur les structures Partie 1-1 : Actions générales — Poids volumiques, poids propres, charges d'exploitation des bâtiments NF EN 1991-1-1 Mars 2003
16. Eurocode 0 : Bases de calcul des structures NF P06-100-2 (juin 2004) Eurocodes structuraux Partie 2 : annexe nationale à l'EN 1990:2002 (Indice de classement : P06-100-2).
17. Eurocode 1 Actions sur les structures Partie 2 : Actions sur les ponts, dues au Traffic NF EN 1991-2 Mars 2004.
18. Eurocode 1 : Actions sur les structures Partie 1-5 : Actions générales — Actions thermiques NF EN 1991-1-5 Mai 2004.
19. Code UIC, interaction voie / ouvrage d'art.774-R.
20. uic-776-2r-design-requirements-for-rail-bridges-based-on-interaction-phenomena
21. Agrément Technique Européen ETA-06/0226 (Version originale en français) Version du 19 Mars 2013.
22. The impacte of tendon profile choices on curved bridge structure (MIDAS BRIDGE).
23. Soletanche Freyssinet, La Précontrainte Freyssinet, octobre 2014.
24. Fascicule 62 règles technique de conception et de calcul des fondations des ouvrages.

ANNEXE : Résultats des Essais Géotechniques

CAPACITÉ PORTANTE DES FONDATIONS :

L'évaluation de la capacité portante des fondation sera faite sur la base d'un pieu de **1,20 m** de diamètre et de **15 m** de longueur.

Les caractéristique du sol prisent en considération sont celle montrées dans le sondage pressiométrique **SP28** annexé au présent document.

PRESSIONS LIMITES NETTES :

Les résultats de l'essai pressiométrique sont montrés dans le tableau suivant :

Profondeur (m)	**Module préssiométrique E (bars)**	**Pression limite PL (bars)**	**E/PL**
0,00	0,00	0,00	0,00
0,82	119,00	6,25	19,04
1,85	126,00	6,76	18,64
2,87	170,00	8,46	20,09
3,69	137,00	8,60	15,93
4,92	174,00	9,71	17,92
5,74	293,00	10,60	27,64
6,97	245,00	11,40	21,49
7,79	229,00	9,53	24,03
9,02	352,00	14,30	24,62
9,84	326,00	11,90	27,39
11,07	369,00	13,70	26,93
11,89	446,00	13,60	32,79
12,71	478,00	12,40	38,55
13,73	440,00	14,90	29,53
14,96	380,00	18,70	20,32
15,785	478,00	16,10	29,69
17,01	473,00	14,70	32,18
17,83	579,00	17,40	33,28
19,06	280,00	10,20	27,45
20	234,00	11,90	19,66

Le facteur de la portance à **15,00 m** de profondeur : Kp = 1,30.

Les valeurs des pressions nettes P_l^* sont montrées dans le tableau suivant :

ANNEXE : Résultats des Essais Géotechniques

Profondeur (m)	Pl*(bar)
0,00	0,00
0,82	6,17
1,85	6,58
2,87	8,17
3,69	8,23
4,92	9,22
5,74	10,03
6,97	10,70
7,79	8,75
9,02	13,40
9,84	10,92
11,07	12,59
11,89	12,41
12,71	11,13
13,73	13,53
14,96	17,20
15,785	14,52
17,01	13,00
17,83	15,62
19,06	8,29
20	9,90

EFFORT DE POINTE LIMITE (Q_{PU}) :

La pression limite nette équivalente P_{le}^* est calculée par l'expression :

$$P_{le}^* = \frac{1}{b+3a} \int_{D-b}^{D+b} P_l(z)^* dz$$

Avec b= min (a,h)

a : est pris égal à la moitié de la largeur B de l'élément de fondation si celle-ci est supérieure à 1,00 m et à 0,50 m dans le cas contraire.

h : désigne la hauteur de l'élément de fondation contenue dans la formation porteuse.

$P_l^*(z)$: est obtenu en joignant par des segments de droite sur une échelle linéaire les différents P_l^* mesurés.

$$P_{le}^* = 25.21 \text{ (bar)}$$

Sachant que :

$$Q_{PU} = A \times K_p \times P_{le}^*$$ (A: aire de la base de la fondation)

Donc :

$Q_{PU} = 370.70$(T)

EFFORT DE FROTTEMENT LATERAL LIMITE (Q_s) :

Les valeurs de frottement unitaire sont montrées dans le tableau suivant :

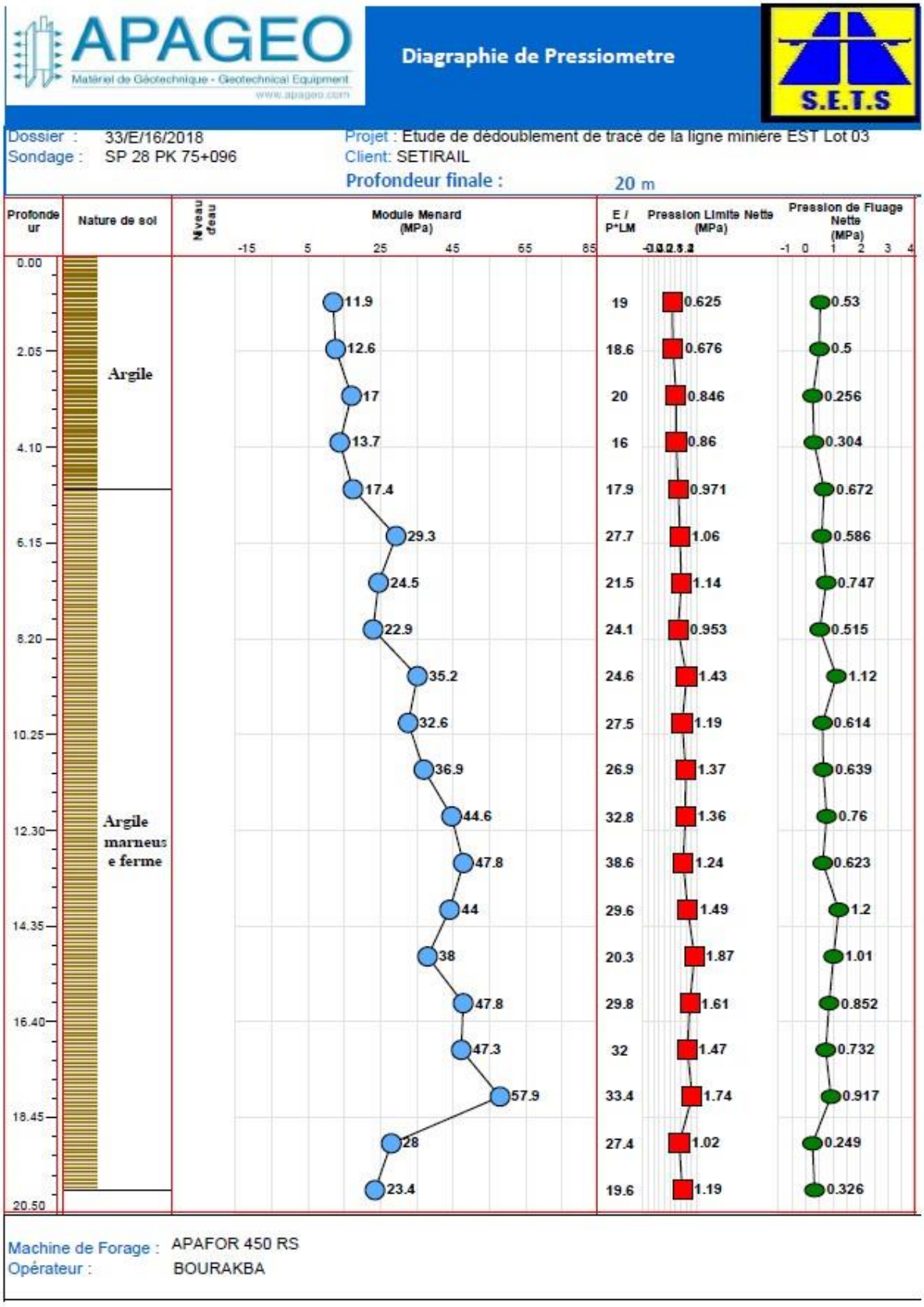
Profondeur (m)	qs	Profondeur (m)	qs
0	0	9,84	0,4
0,82	0,33	11,07	0,4
1,85	0,35	11,89	0,4
2,87	0,38	12,71	0,4
3,69	0,39	13,73	0,4
4,92	0,4	14,96	0,4
5,74	0,4	15,785	0,4
6,97	0,4	17,01	0,4
7,79	0,4	17,83	0,4
9,02	0,4	19,06	0,4
		20	0,4

$$Q_{su} = P \int_0^h q_s(z).dz$$

P : désigne le périmètre de l'élément de fondation.

Q_{su} =147,69 (T)

ANNEXE : Résultats des Essais Géotechniques



ANNEXE A: Diagramme des efforts internes.

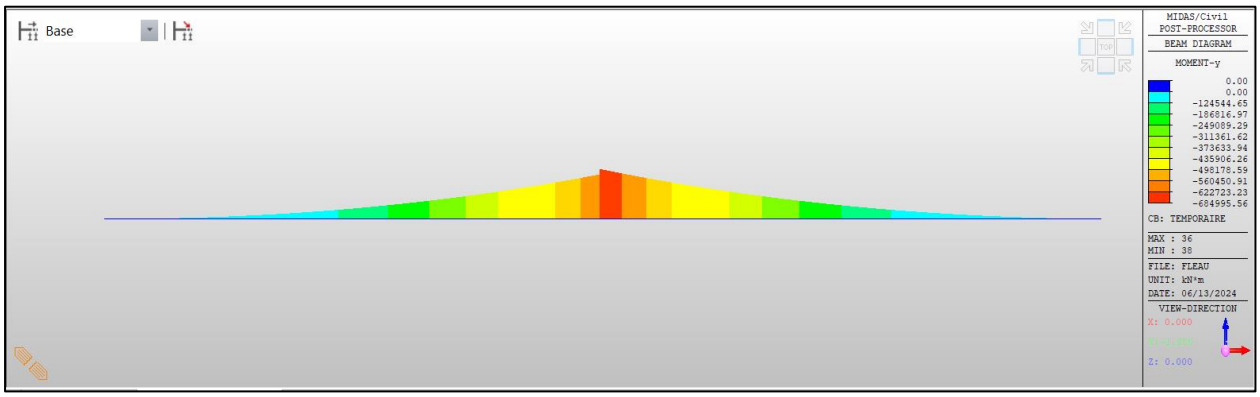


Figure A.1.Moment fléchissant longitudinal maximum Situation temporelle (KN.m).

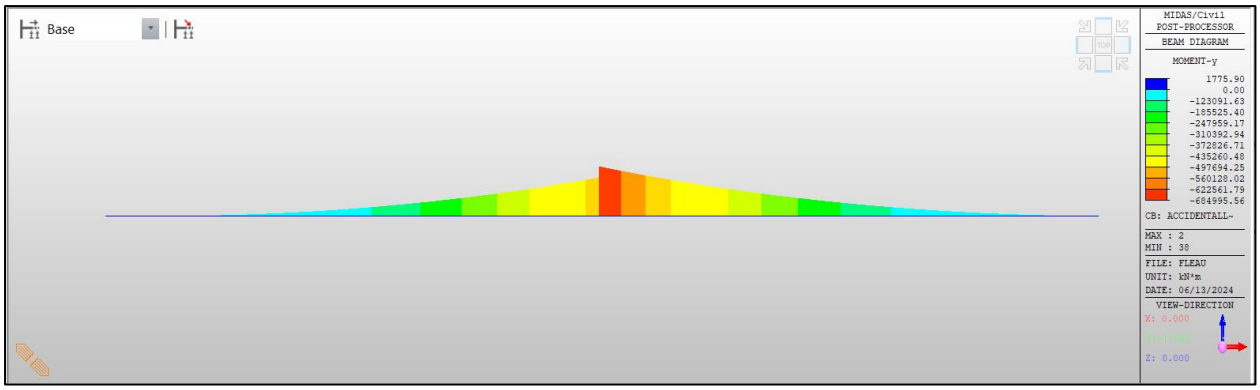


Figure A.2.Moment fléchissant longitudinal maximum Situation accidentelle (KN.m).

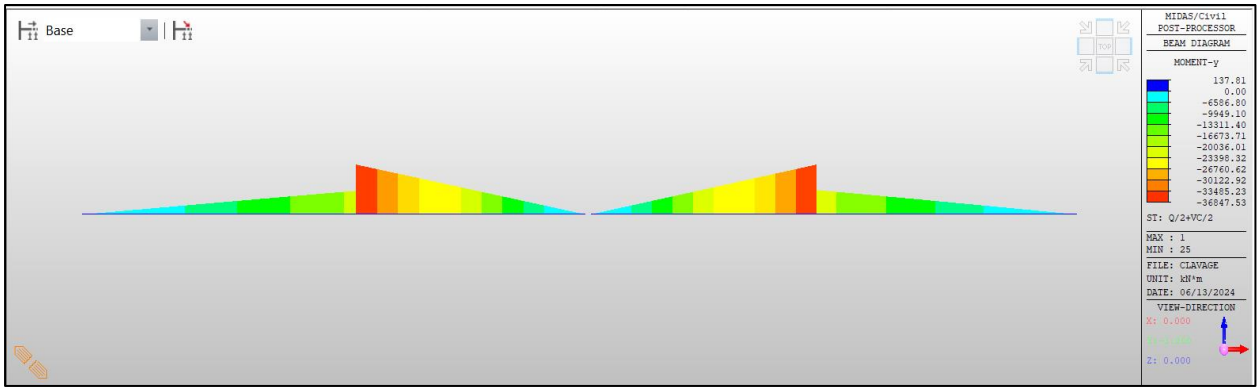


Figure A.3.Moment fléchissant longitudinal maximum du au poids de l'équipage mobile et clavage (KN.m)

ANNEXE A: Diagramme des efforts internes.

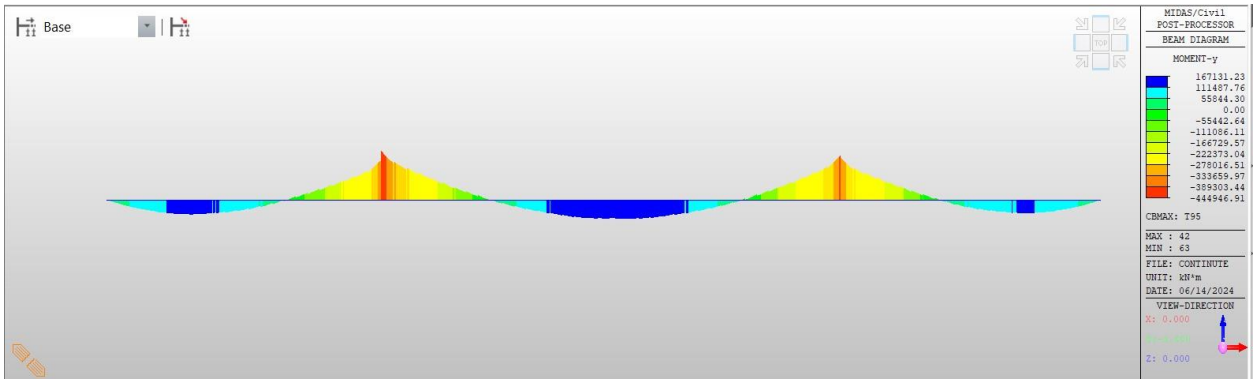


Figure A.4.Moment fléchissant longitudinal maximum du travée principale (KN.m).

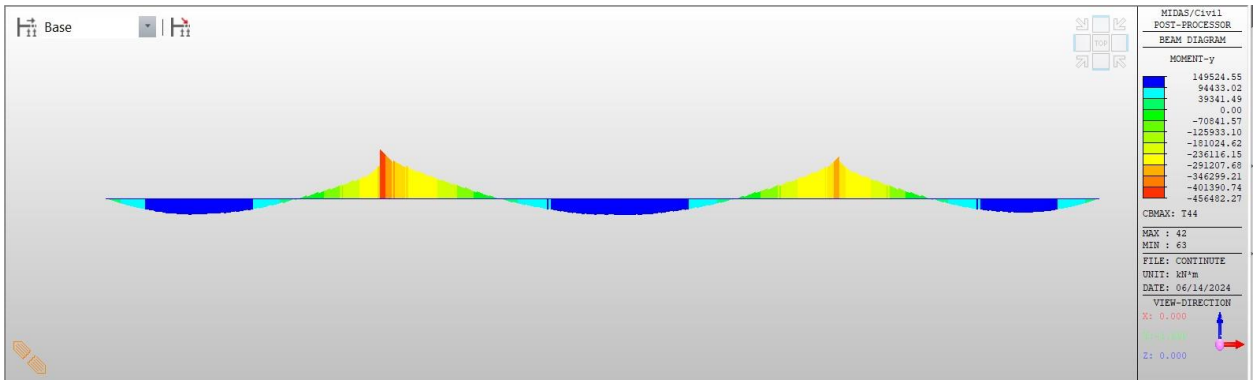


Figure A.5.Moment fléchissant longitudinal maximum du rive droit (KN.m).

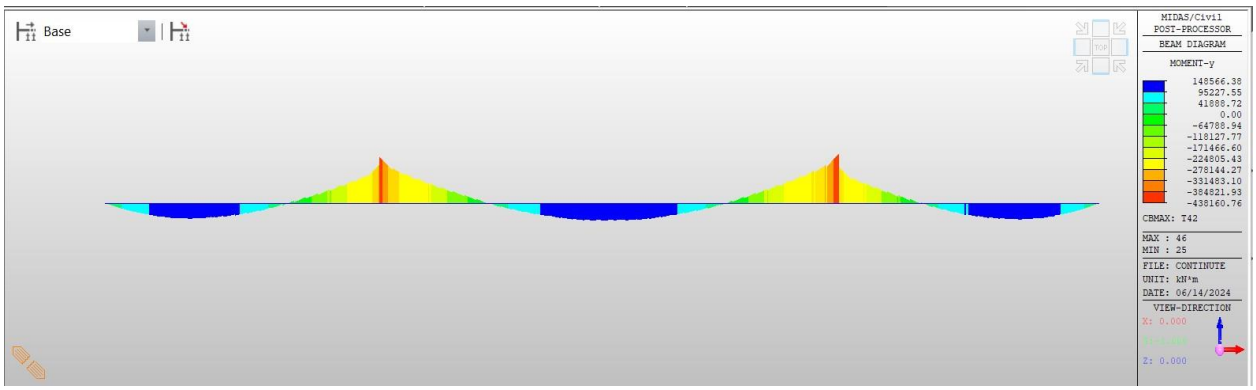


Figure A.6.Moment fléchissant longitudinal maximum du rive gauche (KN.m).

ANNEXE A : Diagrammes des Efforts Internes.

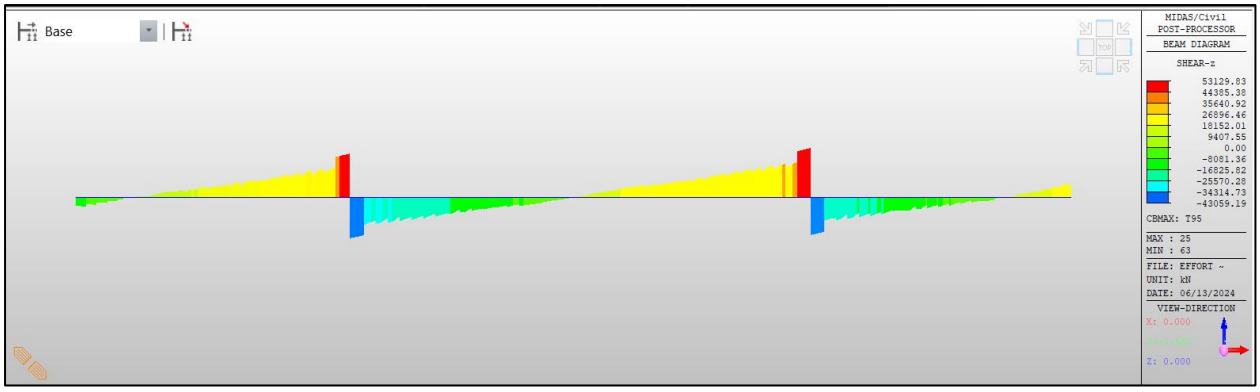


Figure A.7. Effort tranchant maximum longitudinal à ELU (KN).

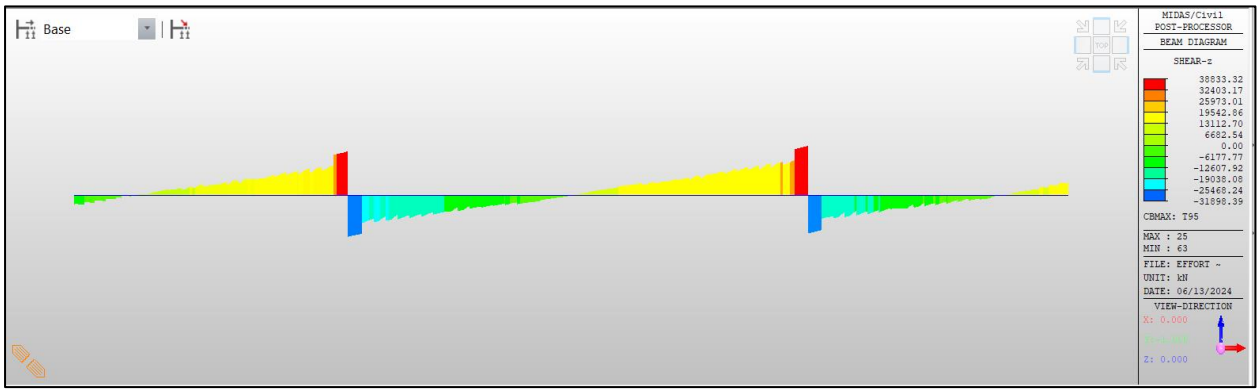


Figure A.8. Effort tranchant maximum longitudinal à ELS (KN).

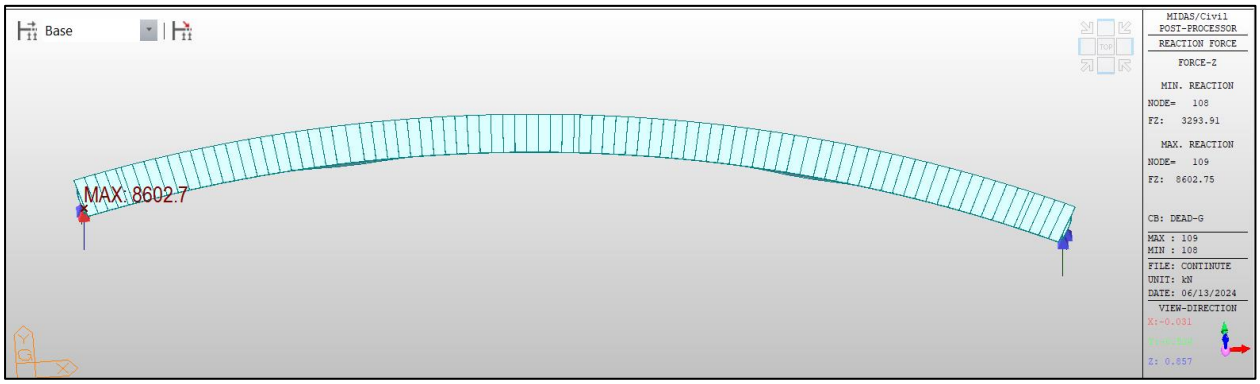


Figure A.9. Descente des charges sous poids propre à ELU sur culée (KN).

ANNEXE A : Diagrammes des Efforts Internes.

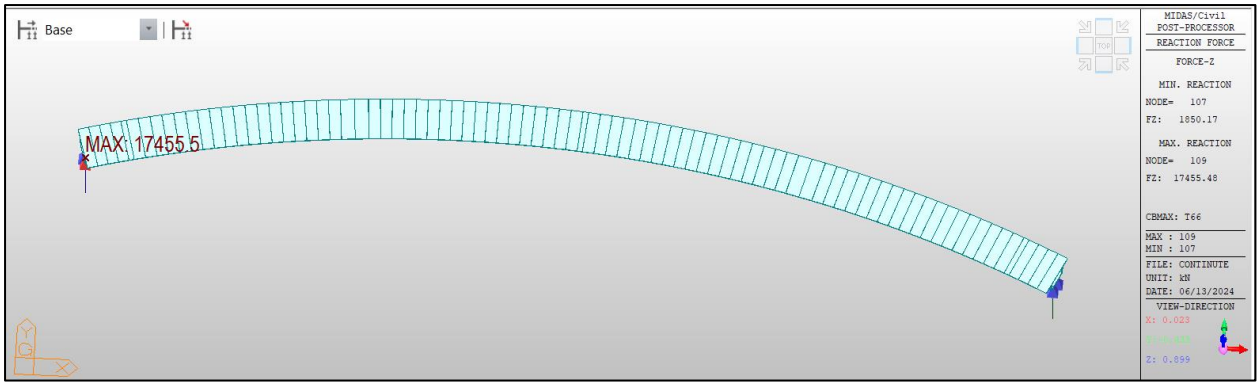


Figure A.10. Descente des charges maximum à ELU sur culée (KN).

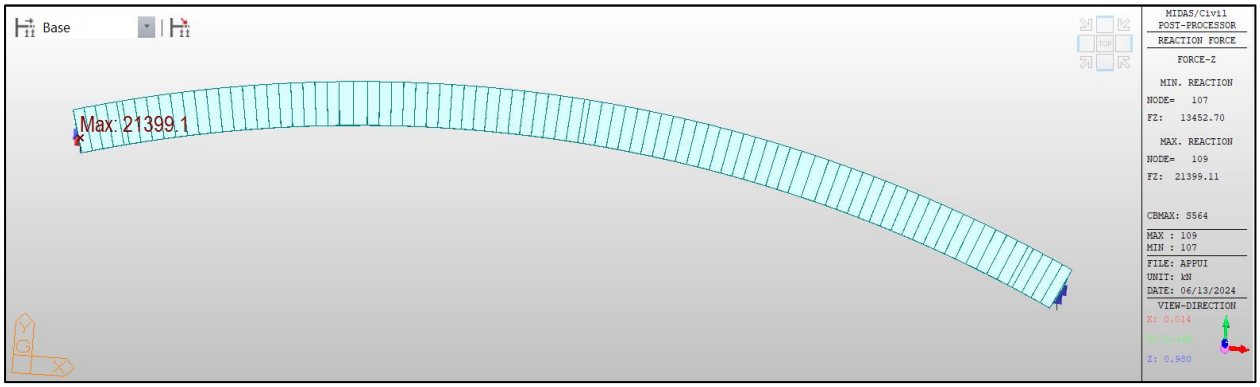


Figure A.11. Descente des charges maximum à ELA (sismique) sur culée (KN).

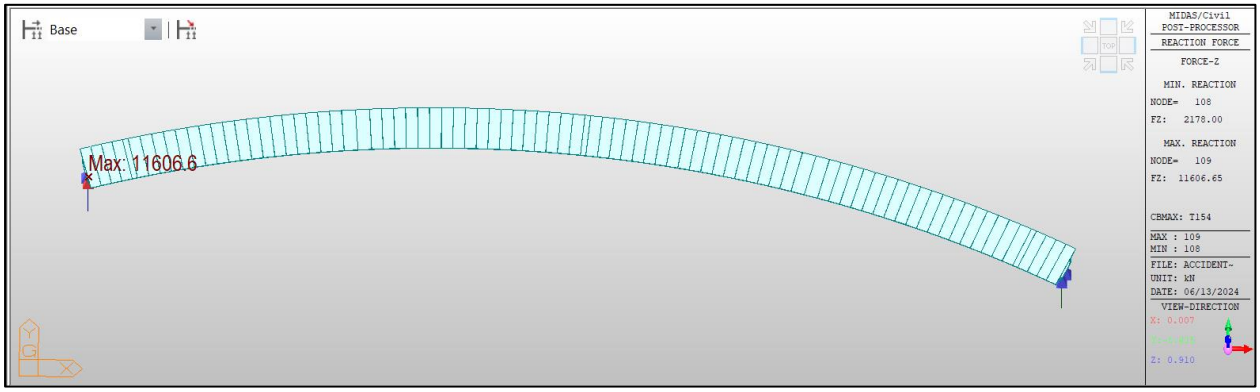


Figure A.12. Descente des charges maximum à ELA (déraillement) sur culée (KN).

ANNEXE A : Diagrammes des Efforts Internes.

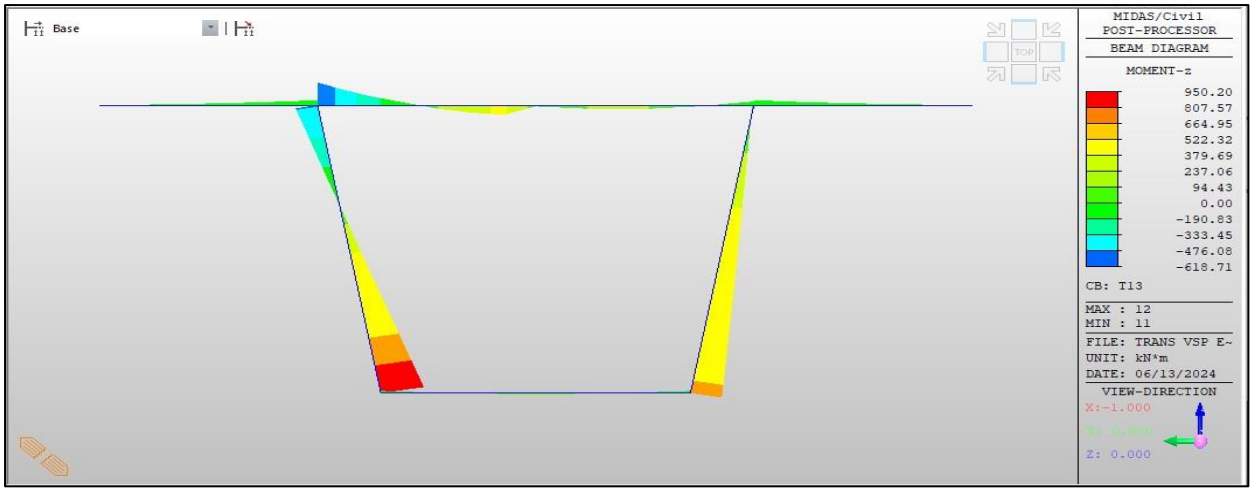


Figure A.13. Moment fléchissant transversale du VSP a E.L.U (KN.m)

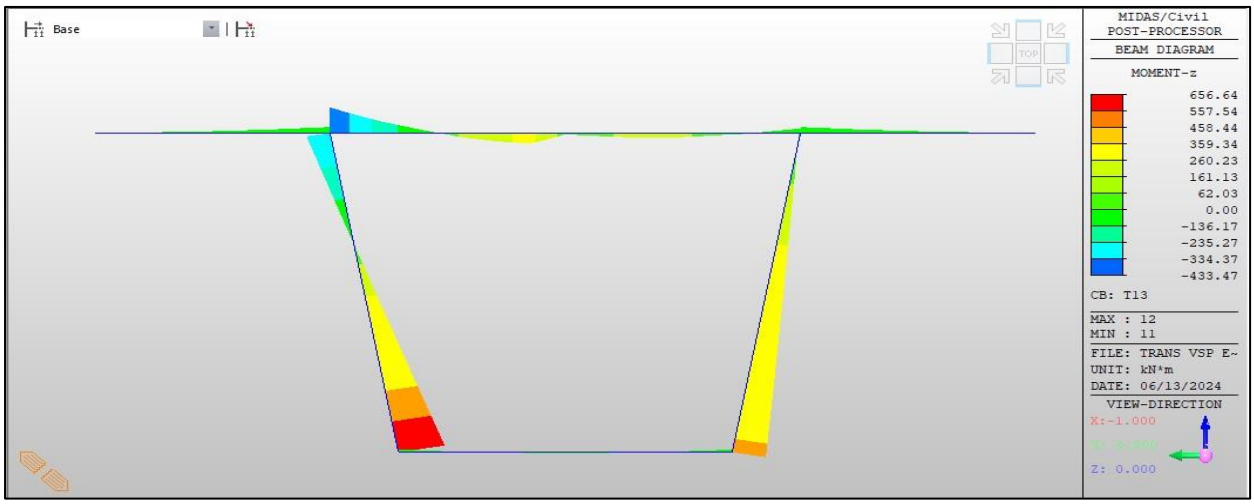


Figure A.14. Moment fléchissant transversale du VSP a E.L.S (KN.m)

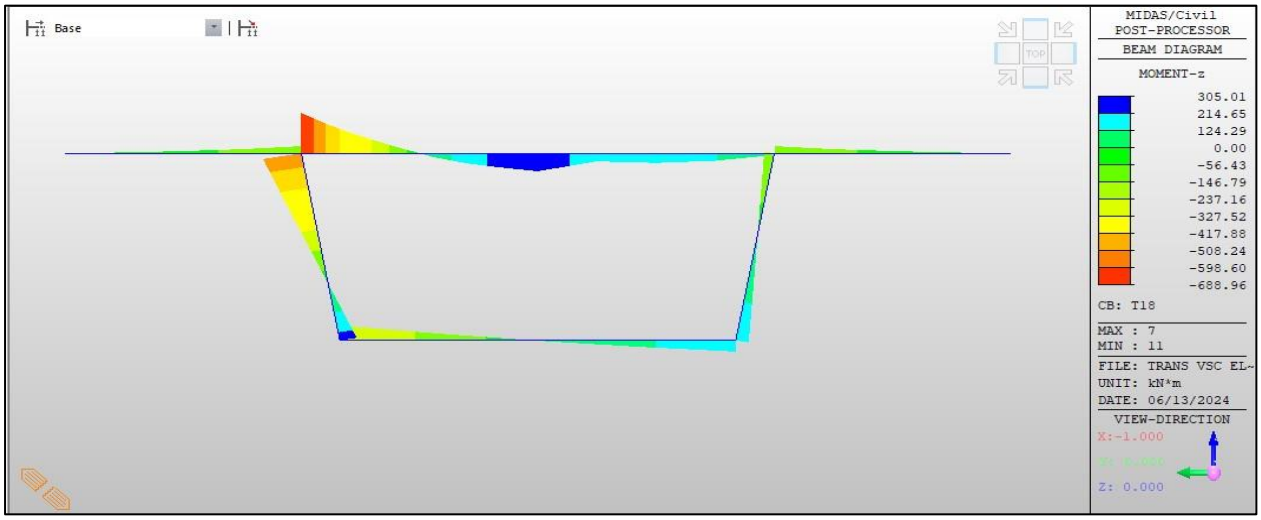


Figure A.15. Moment fléchissant transversale du VSC a E.L.U (KN.m)

ANNEXE A : Diagrammes des Efforts Internes.

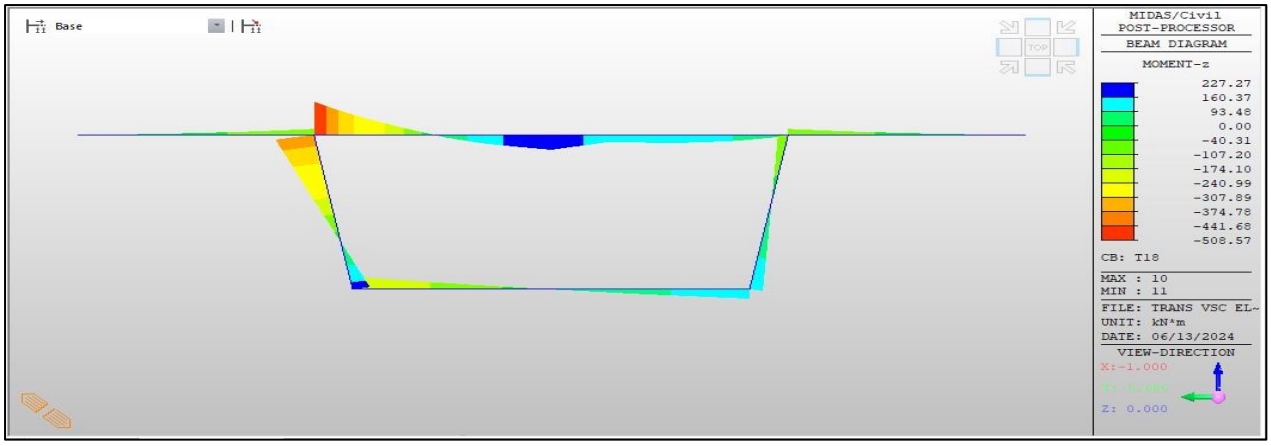


Figure A.16. Moment fléchissant transversale du VSC a E.L.S (KN.m)

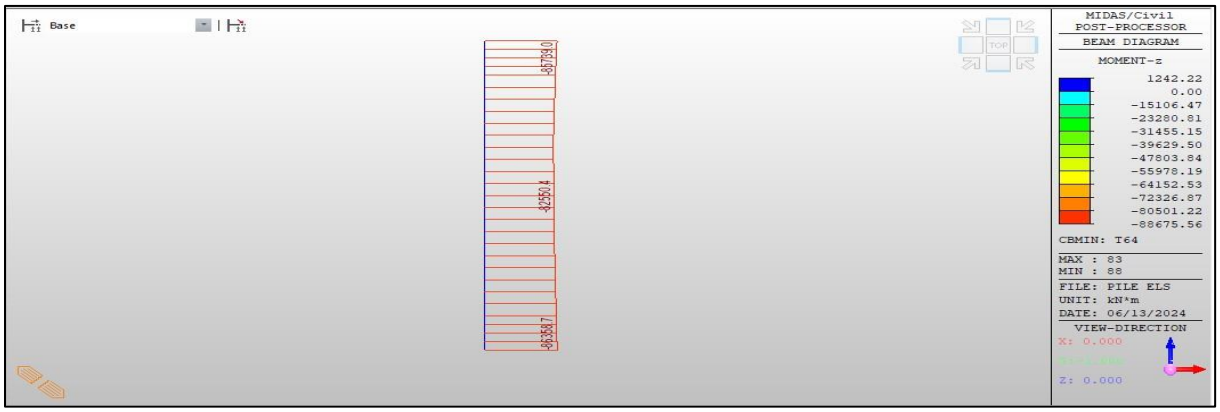


Figure A17. Moment fléchissant autour x-x de la pile E.L.S (KN.m)

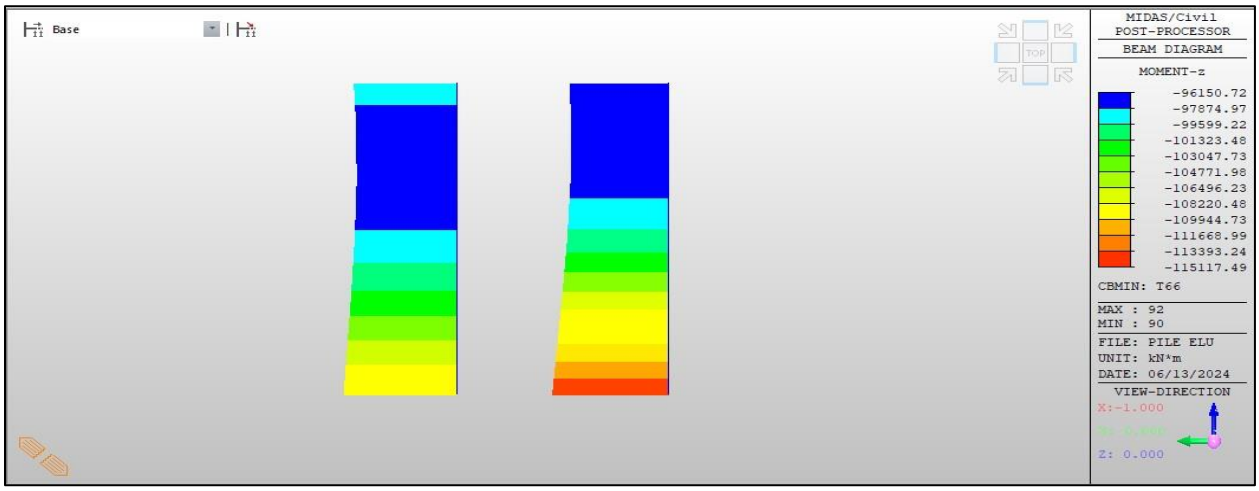


Figure A.18.. Moment fléchissant autour x-x de la pile E.L.U (KN.m)

ANNEXE A : Diagrammes des Efforts Internes.

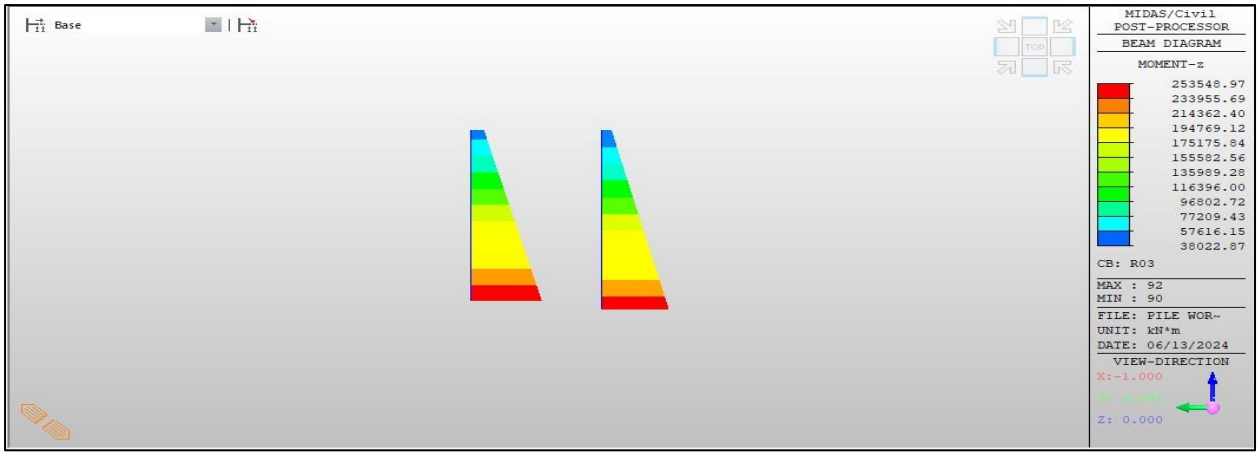


Figure A.19. Moment fléchissant autour x-x de la pile E.L.A (KN.m)

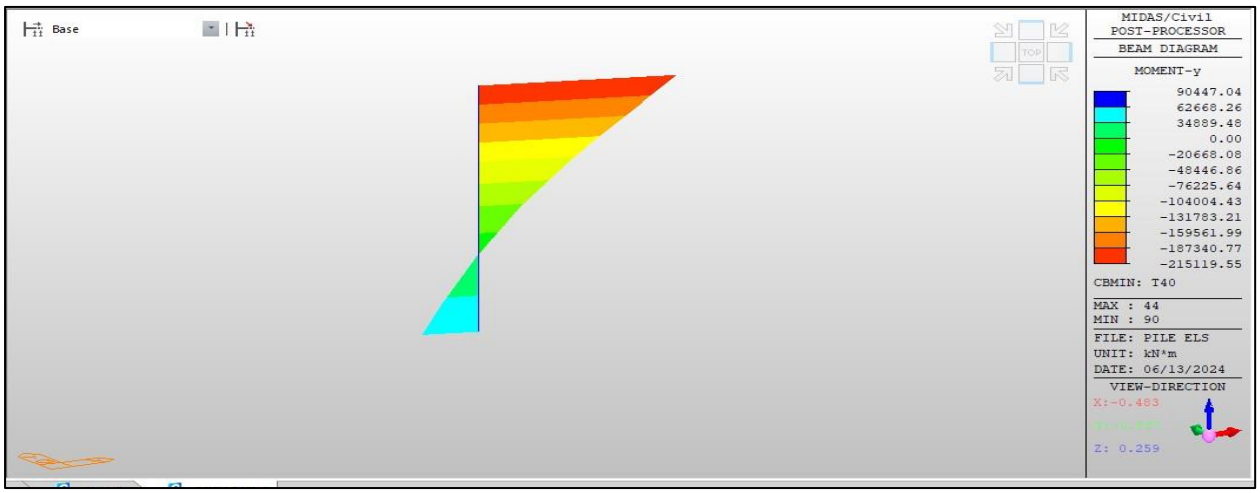


Figure A.20. Moment fléchissant autour y-y de la pile E.L.S (KN.m)



Figure A.21. Moment fléchissant autour y-y de la pile E.L.U (KN.m)

ANNEXE A : Diagrammes des Efforts Internes.

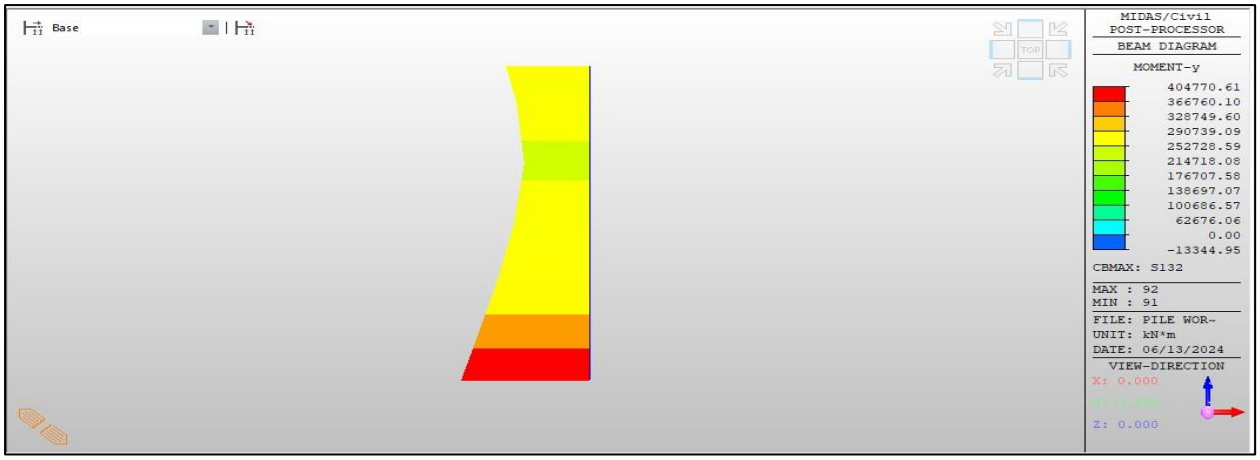


Figure A.22. Moment fléchissant autour y-y de la pile E.L.A (KN.m)

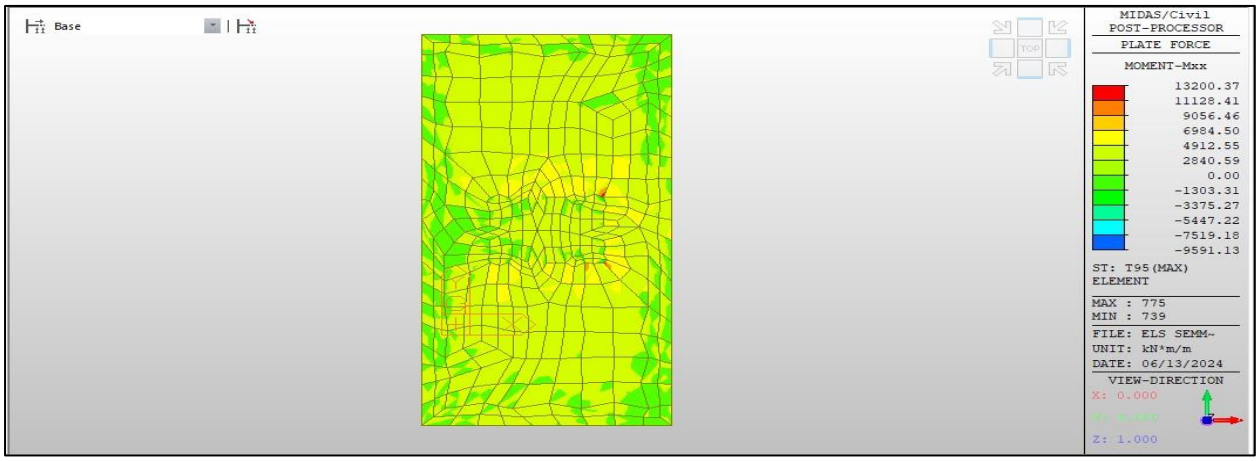


Figure A.23. Moment fléchissant suivant l'axe x de la semelle E.L.S (nape inferieure) (KN.m)

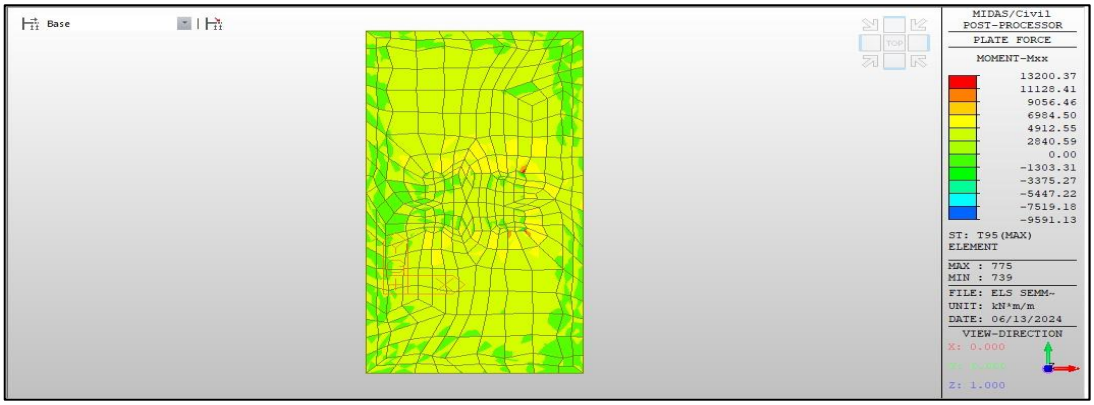


Figure A.24. Moment fléchissant suivant l'axe x de la semelle E.L.S (nape supérieure) (KN.m)

ANNEXE A : Diagrammes des Efforts Internes.

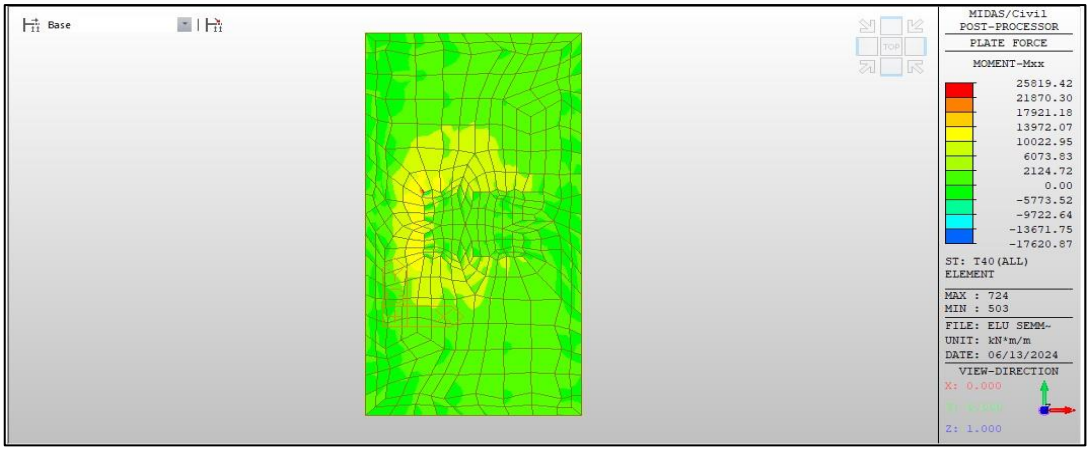


Figure A.25.Moment fléchissant suivant l'axe x de la semelle E.L.U (nape inferieure) (KN.m)

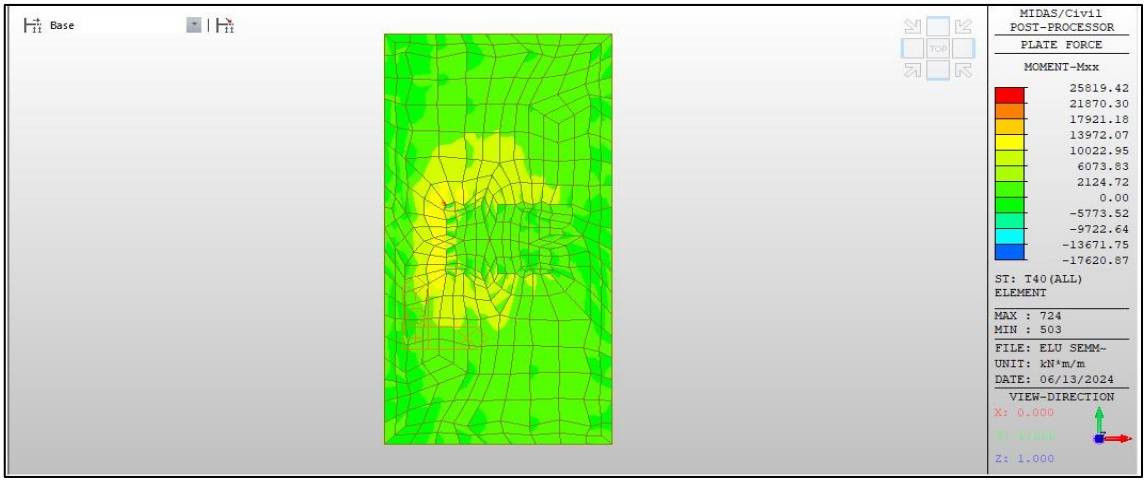


Figure A.26. Moment fléchissant suivant l'axe x de la semelle E.L.U (nape supérieure) (KN.m)

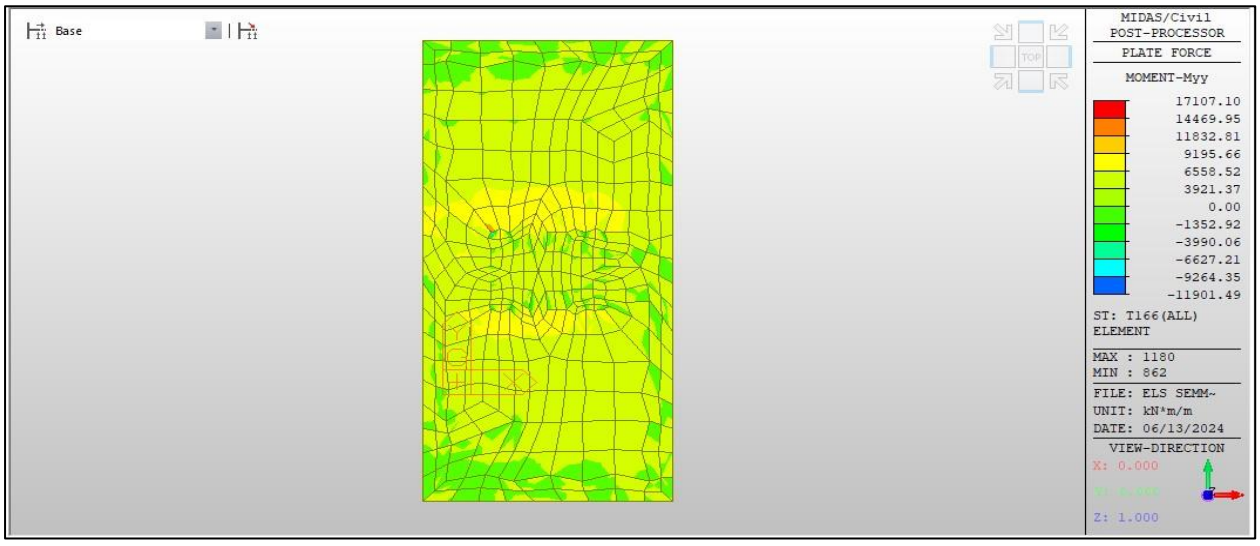


Figure A.27. Moment fléchissant suivant l'axe y de la semelle E.L.S (nape inferieure) (KN.m)

ANNEXE A : Diagrammes des Efforts Internes.

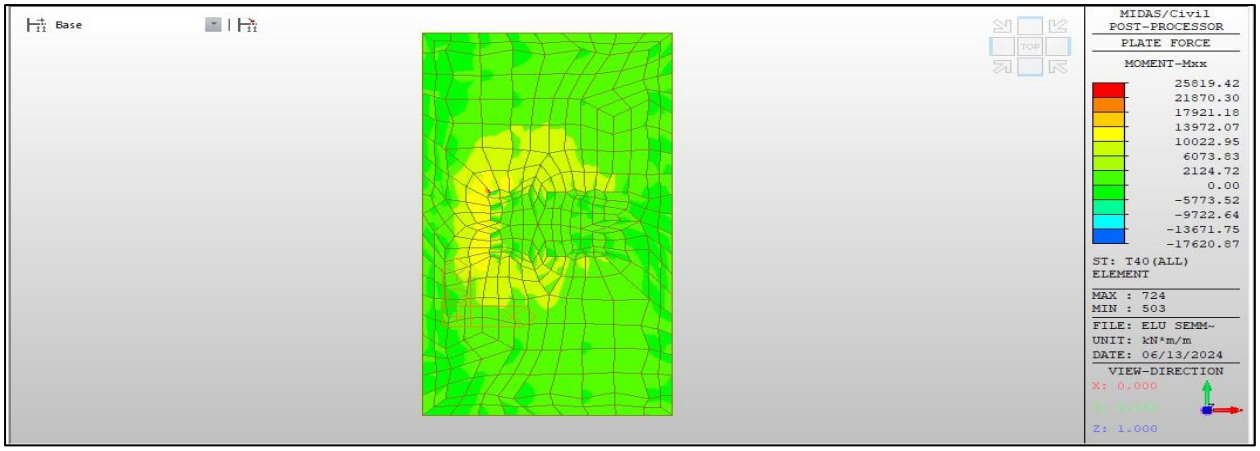


Figure A.28. Moment fléchissant suivant l'axe x de la semelle E.L.S (nape supérieure) (KN.m)

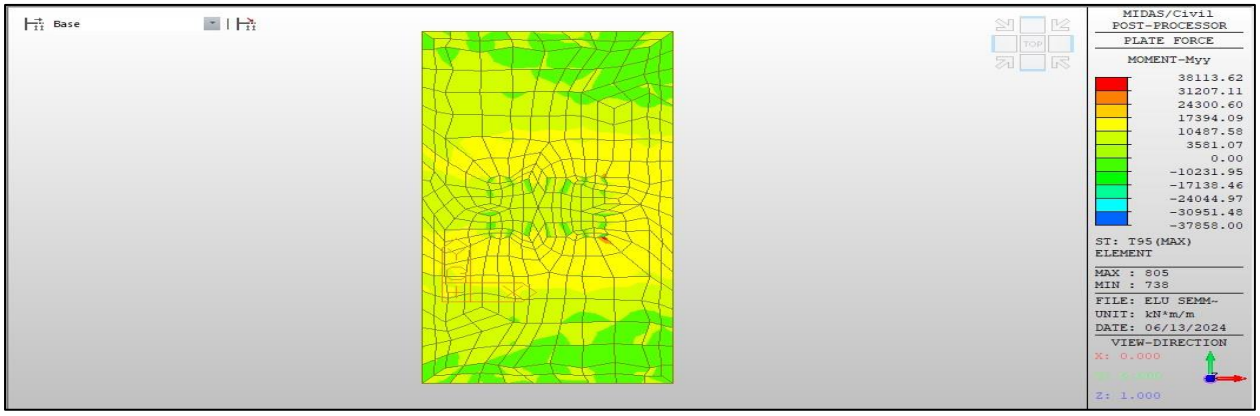


Figure A.29. Moment fléchissant suivant l'axe y de la semelle E.L.U (nape inferieure) (KN.m)

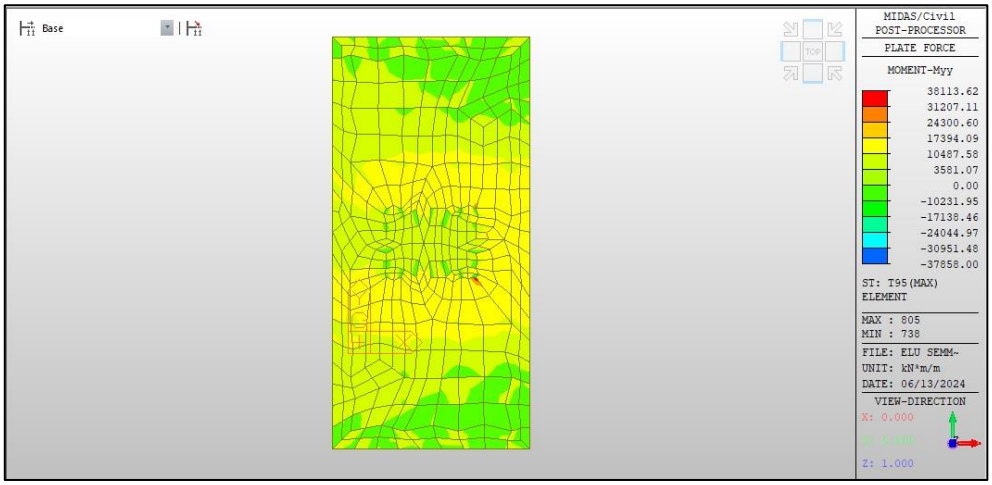


Figure A.30. Moment fléchissant suivant l'axe y de la semelle E.L.U (nape inferieure) (KN.m)

ANNEXE B TABLEAUX DE CALCUL

TABLEAU.B.1 : Estimation du nombre de câbles du fléau avec vérification Contraintes des fibres extrêmes

Voussoir	Section (m^2)	V' (m)	V (m)	I (m^4)	e_0 (m)	h (m)	P (KN)	M (KN.m)	M (MN.m)	NC	NC retune	P2 (KN)	SEGMA SUP (MPa)	SEGMA INF(MPa)	Verification Sup	Verification Inf
AXE VSP	15,64	4,24	3,26	124,74	3,10	7,50	113,01	- 684 995,56	- 685,00	65,05	66,00	109,90	16,03	- 4,69	**vérifier**	**vérifier**
FIN VSP	15,14	4,00	3,07	107,63	2,91	7,07	104,91	- 601 489,80	- 601,49	60,38	62,00	103,24	15,41	- 4,38	**vérifier**	**vérifier**
FIN VS 18	14,73	3,84	2,88	94,82	2,72	6,72	97,94	- 535 413,95	- 535,41	56,37	58,00	96,58	14,84	- 4,51	**vérifier**	**vérifier**
FIN VS 17	14,33	3,68	2,71	83,50	2,55	6,39	90,81	- 473 713,12	- 473,71	52,27	54,00	89,92	14,21	- 4,46	**vérifier**	**vérifier**
FIN VS 16	13,92	3,50	2,58	72,75	2,42	6,08	83,99	- 416 259,72	- 416,26	48,34	50,00	83,26	13,60	- 4,35	**vérifier**	**vérifier**
FIN VS 15	13,58	3,37	2,42	64,92	2,26	5,79	76,07	- 362 932,62	- 362,93	43,78	46,00	76,60	12,72	- 4,22	**vérifier**	**vérifier**
FIN VS 14	13,24	3,23	2,29	57,40	2,13	5,52	68,47	- 313 617,28	- 313,62	39,41	42,00	69,94	11,85	- 4,00	**vérifier**	**vérifier**
FIN VS 13	12,91	3,11	2,16	50,89	2,00	5,27	60,77	- 268 205,95	- 268,21	34,98	38,00	63,28	10,91	- 3,73	**vérifier**	**vérifier**
FIN VS 12	12,61	2,99	2,05	45,29	1,89	5,04	53,00	- 226 597,78	- 226,60	30,51	34,00	56,62	9,90	- 3,40	**vérifier**	**vérifier**
FIN VS 11	12,33	2,88	1,95	40,50	1,79	4,83	45,23	- 188 698,98	- 188,70	26,03	30,00	49,95	8,83	- 3,02	**vérifier**	**vérifier**
FIN VS 10	12,08	2,78	1,86	36,43	1,70	4,64	37,52	-154 422,99	- 154,42	21,60	26,00	43,29	7,71	- 2,60	**vérifier**	**vérifier**
FIN VS 9	11,85	2,97	1,50	32,98	1,34	4,47	28,28	- 123 690,64	- 123,69	16,28	22,00	36,63	6,49	- 3,60	**vérifier**	**vérifier**
FIN VS 8	11,63	2,61	1,70	29,94	1,54	4,31	22,80	- 96 430,27	- 96,43	13,12	18,00	29,97	5,43	- 1,82	**vérifier**	**vérifier**
FIN VS 7	11,45	2,54	1,64	27,58	1,48	4,18	15,92	- 72 577,91	- 72,58	9,17	14,00	23,31	4,30	- 1,49	**vérifier**	**vérifier**
FIN VS 6	11,30	2,49	1,58	25,66	1,42	4,07	9,60	- 52 077,40	- 52,08	5,52	10,00	16,65	3,22	-1,28	**vérifier**	**vérifier**
FIN VS 5	11,17	2,44	1,54	24,15	1,38	3,98	3,96	- 34 880,59	- 34,88	2,28	8,00	13,32	2,24	- 0,48	**vérifier**	**vérifier**
FIN VS 4	11,06	2,40	1,50	22,87	1,34	3,90	- 0,81	- 20 947,44	- 20,95	-0,47	6,00	9,99	1,40	0,11	**vérifier**	**vérifier**
FIN VS 3	10,99	2,37	1,48	22,08	1,32	3,85	- 4,65	- 10 246,20	- 10,25	-2,68	4,00	6,66	0,70	0,45	**vérifier**	**vérifier**
FIN VS 2	10,94	2,35	1,46	21,47	1,30	3,81	- 7,41	- 2 753,54	- 2,75	-4,27	2,00	3,33	0,20	0,48	**vérifier**	**vérifier**
FIN VS 1	10,92	2,35	1,45	21,31	1,29	3,80	- 8,45	- 2 753,54	0.00	-4,86	0.00	0.00	0.00	0.00	**vérifier**	**vérifier**

TBLEAU.B2 : Estimation du nombre de câbles de continuité pour la trave principale.

FIN	Section (m^2)	V' (m)	V (m)	I (m^4)	e_0 (m)	h (m)	P (KN)	M (KN.m)	M (MN.m)	NC	NC retenu
FIN VS 12	12,61	2,99	2,05	45,29	2,91	5,04	- 17,22	- 47 749,75	- 47,75	- 9,91	0.00
FIN VS 11	12,33	2,88	1,95	40,50	2,80	4,83	0,76	24 362,93	24,36	0,44	4,00
FIN VS 10	12,08	2,78	1,86	36,43	2,70	4,64	8,73	52 957,47	52,96	5,03	8,00
FIN VS 9	11,85	2,97	1,50	32,98	2,89	4,47	15,67	76 822,15	76,82	9,02	12,00
FIN VS 8	11,63	2,61	1,70	29,94	2,53	4,31	22,94	98 124,93	98,12	13,21	16,00
FIN VS 7	11,45	2,54	1,64	27,58	2,46	4,18	29,39	116 717,67	116,72	16,92	20,00
FIN VS 6	11,30	2,49	1,58	25,66	2,41	4,07	35,81	134 595,25	134,60	20,61	22,00
FIN VS 5	11,17	2,44	1,54	24,15	2,36	3,98	41,58	150 029,01	150,03	23,93	26,00
FIN VS 4	11,06	2,40	1,50	22,87	2,32	3,90	45,66	159 702,34	159,70	26,28	28,00
FIN VS 3	10,99	2,37	1,48	22,08	2,29	3,85	48,06	164 987,92	164,99	27,66	30,00
FIN VS 2	10,94	2,35	1,46	21,47	2,27	3,81	48,67	165 010,46	165,01	28,01	30,00
FIN VS 1	10,92	2,35	1,45	21,31	2,27	3,80	47,38	160 535,85	160,54	27,27	30,00
FIN VSC	10,92	2,35	1,45	21,31	2,27	3,80	49,05	165 711,26	165,71	28,23	30,00
FIN VS 1	10,92	2,35	1,45	21,31	2,27	3,80	49,74	167 864,27	167,86	28,63	30,00
FIN VS 2	10,94	2,35	1,46	21,47	2,27	3,81	48,64	164 916,90	164,92	27,99	30,00
FIN VS 3	10,99	2,37	1,48	22,08	2,29	3,85	45,70	157 577,54	157,58	26,30	28,00
FIN VS 4	11,06	2,40	1,50	22,87	2,32	3,90	40,87	144 464,56	144,46	23,52	26,00
FIN VS 5	11,17	2,44	1,54	24,15	2,36	3,98	35,08	128 909,83	128,91	20,19	22,00
FIN VS 6	11,30	2,49	1,58	25,66	2,41	4,07	29,21	112 661,20	112,66	16,81	20,00
FIN VS 7	11,45	2,54	1,64	27,58	2,46	4,18	22,61	93 598,46	93,60	13,01	16,00
FIN VS 8	11,63	2,61	1,70	29,94	2,53	4,31	15,53	72 047,65	72,05	8,94	12,00
FIN VS 9	11,85	2,97	1,50	32,98	2,89	4,47	7,52	45 648,78	45,65	4,33	8,00
FIN VS 10	12,08	2,78	1,86	36,43	2,70	4,64	- 11,07	- 22 044,21	- 22,04	- 6,37	4,00
FIN VS 11	12,33	2,88	1,95	40,50	2,80	4,83	- 16,68	- 44 369,30	- 44,37	- 9,60	0.00

TABLEAU.B3 :Estimation du nombre de câbles de continuité pour la travée de rive Gauche

Voussoir	Section (m^2)	V' (m)	V (m)	I (m^4)	e_0 (m)	h (m)	P (MN)	M (KN.m)	M (MN.m)	NC	NC retenu
FIN VS 14	13,24	3,23	2,29	57,40	3,15	5,52	- 15,84	- 44 222,27	- 44,22	- 9,12	0.00
FIN VS 13	12,91	3,11	2,16	50,89	3,03	5,27	0,48	26 953,16	26,95	0,27	2,00
FIN VS 12	12,61	2,99	2,05	45,29	2,91	5,04	6,59	50 104,50	50,10	3,79	6,00
FIN VS 11	12,33	2,88	1,95	40,50	2,80	4,83	13,50	74 548,46	74,55	7,77	10,00
FIN VS 10	12,08	2,78	1,86	36,43	2,70	4,64	19,93	95 366,85	95,37	11,47	14,00
FIN VS 9	11,85	2,97	1,50	32,98	2,89	4,47	24,45	110 412,10	110,41	14,07	16,00
FIN VS 8	11,63	2,61	1,70	29,94	2,53	4,31	29,77	122 139,26	122,14	17,13	18,00
FIN VS 7	11,45	2,54	1,64	27,58	2,46	4,18	33,27	129 955,89	129,96	19,15	20,00
FIN VS 6	11,30	2,49	1,58	25,66	2,41	4,07	36,20	135 878,14	135,88	20,83	22,00
FIN VS 5	11,17	2,44	1,54	24,15	2,36	3,98	37,97	138 291,72	138,29	21,85	24,00
FIN VS 4	11,06	2,40	1,50	22,87	2,32	3,90	37,59	134 028,53	134,03	21,64	22,00
FIN VS 3	10,99	2,37	1,48	22,08	2,29	3,85	36,69	129 295,47	129,30	21,12	22,00
FIN VS 2	10,94	2,35	1,46	21,47	2,27	3,81	34,16	119 945,93	119,95	19,66	20,00
FIN VS 1	10,92	2,35	1,45	21,31	2,27	3,80	29,00	103 636,24	103,64	16,69	18,00
FIN VSC	10,92	2,35	1,45	21,31	2,27	3,80	26,69	96 479,88	96,48	15,36	16,00
FIN VSC 1	10,92	2,35	1,45	21,31	2,27	3,80	20,90	78 529,63	78,53	12,03	12,00
FIN VSC 2	10,92	2,35	1,45	21,31	2,27	3,80	13,37	55 214,93	55,21	7,69	8,00
FIN VSC 3	10,92	2,35	1,45	21,31	2,27	3,80	4,11	26 529,15	26,53	2,36	4,00
FIN VSC 4	10,92	2,35	1,45	21,31	2,27	3,80	- 4,46	0.00	0.00	- 2,57	0.00

TABLEAU B.4 : Estimation du nombre de câbles de continuité pour la travée de rive.droite

voussoir	section	v'(m)	v(m)	I(m^4)	e_0(m)	h(m)	P(MN)	M(KN.m)	M(MN.m)	NC	NC retenu
FIN VS 14	13,24	3,23	2,29	57,40	3,15	5,52	- 13,66	- 34 421,27	- 34,42	- 7,86	0.00
FIN VS 13	12,91	3,11	2,16	50,89	3,03	5,27	2,57	35 957,49	35,96	1,48	2,00
FIN VS 12	12,61	2,99	2,05	45,29	2,91	5,04	8,71	58 817,77	58,82	5,01	6,00
FIN VS 11	12,33	2,88	1,95	40,50	2,80	4,83	15,55	82 653,00	82,65	8,95	10,00
FIN VS 10	12,08	2,78	1,86	36,43	2,70	4,64	21,93	102 942,63	102,94	12,62	14,00
FIN VS 9	11,85	2,97	1,50	32,98	2,89	4,47	26,28	117 416,06	117,42	15,13	16,00
FIN VS 8	11,63	2,61	1,70	29,94	2,53	4,31	31,60	128 578,70	128,58	18,19	20,00
FIN VS 7	11,45	2,54	1,64	27,58	2,46	4,18	33,98	132 362,16	132,36	19,56	20,00
FIN VS 6	11,30	2,49	1,58	25,66	2,41	4,07	37,79	141 178,03	141,18	21,75	22,00
FIN VS 5	11,17	2,44	1,54	24,15	2,36	3,98	39,41	142 974,87	142,97	22,68	24,00
FIN VS 4	11,06	2,40	1,50	22,87	2,32	3,90	38,82	137 942,60	137,94	22,34	24,00
FIN VS 3	10,99	2,37	1,48	22,08	2,29	3,85	37,98	133 358,67	133,36	21,86	24,00
FIN VS 2	10,94	2,35	1,46	21,47	2,27	3,81	35,27	123 400,76	123,40	20,30	22,00
FIN VS 1	10,92	2,35	1,45	21,31	2,27	3,80	29,93	106 490,38	106,49	17,22	18,00
FIN VSC	10,92	2,35	1,45	21,31	2,27	3,80	27,52	99 040,77	99,04	15,84	16,00
FIN VSC 1	10,92	2,35	1,45	21,31	2,27	3,80	21,54	80 530,24	80,53	12,40	12,00
FIN VSC 2	10,92	2,35	1,45	21,31	2,27	3,80	13,83	56 655,43	56,66	7,96	8,00
FIN VSC 3	10,92	2,35	1,45	21,31	2,27	3,80	4,39	27 408,79	27,41	2,53	4,00
FIN VSC 4	10,92	2,35	1,45	21,31	2,27	3,80	- 4,46	0.00	0.00	- 2,57	0.00

TABLEAU B.5 : Pertes par frottement

X	Cables	L	α	βi	ryon	θ	AXE VSP	FIN VSP	FIN VS18	FIN VS17	FIN VS16	FIN VS15	FIN VS14	FIN VS13	FIN VS12	FIN VS11	FIN VS10	FIN VS9	FIN VS8	FIN VS7	FIN VS6	FIN VS5	FIN VS4	FIN VS3	FIN VS2	FIN VS1
4,000	C0	4,000	0,000	0,000	0,000	0,00	17,75	0,00																		
4,000	C0	4,000	0,000	0,000	0,000	0,00	17,75	0,00																		
7,400	C1	3,400	0,220	0,000	0,026	0,22	102,5	78,50	0,00																	
7,400	C1	3,400	0,220	0,000	0,026	0,22	102,5	78,50	0,00																	
10,80	C2	3,400	0,220	0,094	0,037	0,29	137,4	121,1	96,87	0,00																
10,80	C2	3,400	0,220	0,094	0,037	0,29	137,4	121,1	96,87	0,00																
14,20	C3	3,400	0,220	0,094	0,047	0,29	153,7	137,6	123,7	96,87	0,00															
14,20	C3	3,400	0,220	0,094	0,047	0,29	153,7	137,6	123,7	96,87	0,00															
17,60	C4	3,400	0,220	0,094	0,048	0,33	179,8	164,0	132,6	123,7	83,59	0,00														
17,60	C4	3,400	0,220	0,094	0,048	0,33	179,8	164,0	132,6	123,7	83,59	0,00														
21,00	C5	3,400	0,220	0,140	0,066	0,40	214,6	199,3	186,1	172,7	141,7	89,29	0,00													
21,00	C5	3,400	0,220	0,140	0,066	0,40	214,6	199,3	186,1	172,7	141,7	89,29	0,00													
24,40	C6	3,400	0,220	0,186	0,065	0,47	245,5	230,5	217,6	204,6	191,4	160,9	96,52	0,00												
24,40	C6	3,400	0,220	0,186	0,065	0,47	245,5	230,5	217,6	204,6	191,4	160,9	96,52	0,00												
27,80	C7	3,400	0,308	0,000	0,138	0,31	235,8	220,7	207,7	194,5	181,3	167,9	154,3	103,0	0,00											
27,80	C7	3,400	0,308	0,000	0,138	0,31	235,8	220,7	207,7	194,5	181,3	167,9	154,3	103,0	0,00											
31,20	C8	3,400	0,308	0,094	0,135	0,35	259,5	244,7	231,9	219,1	206,0	192,9	179,6	166,2	116,0	0,00										
31,20	C8	3,400	0,308	0,094	0,135	0,35	259,5	244,7	231,9	219,1	206,0	192,9	179,6	166,2	116,0	0,00										
34,60	C9	3,400	0,308	0,094	0,136	0,35	272,1	257,5	244,9	232,1	219,2	206,2	193,1	179,8	166,4	116,0	0,00									
34,60	C9	3,400	0,308	0,094	0,136	0,35	272,1	257,5	244,9	232,1	219,2	206,2	193,1	179,8	166,4	116,0	0,00									
38,00	C10	3,400	0,308	0,094	0,154	0,41	303,0	288,7	276,4	263,9	251,4	238,7	225,9	213,0	199,9	146,0	106,5	0,00								

38,00	C10	3,400	0,308	0,094	0,154	0,41	303,0	288,7	276,4	263,9	251,4	238,7	225,9	213,0	199,9	146,0	106,5	0,00								
41,40	C11	3,400	0,308	0,140	0,177	0,47	334,5	320,5	308,6	296,5	284,3	271,9	259,4	246,9	234,1	221,3	162,1	110,5	0,00							
41,40	C11	3,400	0,308	0,140	0,177	0,47	334,5	320,5	308,6	296,5	284,3	271,9	259,4	246,9	234,1	221,3	162,1	110,5	0,00							
44,80	C12	3,400	0,308	0,186	0,188	0,54	363,4	349,8	338,1	326,3	314,4	302,4	290,2	277,9	265,5	253,0	240,3	179,3	115,7	0,00						
44,80	C12	3,400	0,308	0,186	0,188	0,54	363,4	349,8	338,1	326,3	314,4	302,4	290,2	277,9	265,5	253,0	240,3	179,3	115,7	0,00						
48,20	C13	3,400	0,308	0,094	0,188	0,41	346,6	332,8	320,9	309,0	296,9	284,7	272,3	259,9	247,3	234,6	221,7	208,7	146,0	106,5	0,00					
48,20	C133	3,400	0,220	0,094	0,188	0,33	327,6	313,6	301,6	289,4	277,1	264,7	252,2	239,5	226,7	213,8	200,7	187,5	123,7	83,59	0,00					
51,60	C14	3,400	0,094	0,088	0,256	0,22	328,2	314,2	302,2	290,0	277,8	265,4	252,8	240,2	227,4	214,4	201,4	188,2	174,9	91,81	52,45	0,00				
55,00	C15	3,400	0,000	0,088	0,259	0,18	331,5	317,5	305,5	293,4	281,1	268,8	256,3	243,6	230,9	218,0	205,0	191,8	178,5	165,1	80,47	40,80	0,00			
58,40	C16	3,400	0,094	0,134	0,283	0,30	375,9	362,5	350,9	339,3	327,5	315,6	303,6	291,4	279,2	266,8	254,3	241,6	228,8	215,9	202,9	114,1	62,36	0,00		
61,80	C17	3,400	0,000	0,134	0,248	0,27	373,1	359,6	348,0	336,3	324,5	312,6	300,6	288,4	276,1	263,7	251,1	238,4	225,6	212,7	199,6	186,4	106,1	54,05	0,00	
65,20	C18	3,400	0,059	0,088	0,290	0,19	377,1	363,7	352,2	340,6	328,8	316,9	304,9	292,8	280,5	268,1	222,0	243,0	230,2	217,3	204,3	191,2	177,9	85,47	45,93	0
						Moy	245,4	230,0	226,1	222,7	217,0	211,6	206,1	201,4	196,4	185,4	171,6	159,9	139,9	121,4	105,7	106,5	86,60	46,51	22,97	0
						EN (%)	16,50	15,46	15,20	14,97	14,59	14,22	13,86	13,54	13,20	12,46	11,53	10,75	9,41	8,16	7,10	7,16	5,82	3,13	1,54	0

TABLEAU B.6 : Pertes par recul d'ancrage.

X	Cable	L	α	K	d	AXE VSP	FIN VSP	FIN VS18	FIN VS17	FIN VS16	FIN VS15	FIN VS14	FIN VS13	FIN VS12	FIN VS11	FIN VS10	FIN VS9	FIN VS8	FIN VS7	FIN VS6	FIN VS5	FIN VS4	FIN VS3	FIN VS2	FIN VS1
4,00	C0	4,00	0,00	0,00	9,23	59,29	95,00																		
4,00	C0	4,00	0,00	0,00	9,23	59,29	95,00																		
7,40	C1	3,40	0,22	0,02	5,25	0,00	26,16	183,1																	
7,40	C1	3,40	0,22	0,02	5,25	0,00	26,16	183,1																	
10,80	C2	3,40	0,22	0,02	4,32	0,00	0,00	13,12	206,8																
10,80	C2	3,40	0,22	0,02	4,32	0,00	0,00	13,12	206,8																
14,20	C3	3,40	0,22	0,02	4,24	0,00	0,00	0,00	13,26	207,0															
14,20	C3	3,40	0,22	0,02	4,24	0,00	0,00	0,00	13,26	207,0															
17,60	C4	3,40	0,22	0,02	4,44	0,00	0,00	0,00	0,00	19,80	186,9														
17,60	C4	3,40	0,22	0,02	4,44	0,00	0,00	0,00	0,00	24,45	191,6														
21,00	C5	3,40	0,22	0,02	4,06	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	20,48	199,0													
21,00	C5	3,40	0,22	0,02	4,06	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	20,48	199,0													
24,40	C6	3,40	0,22	0,02	3,78	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	14,43	207,4												
24,40	C6	3,40	0,22	0,02	3,78	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	14,43	207,4												
27,80	C7	3,40	0,31	0,02	3,68	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	8,33	214,5											
27,80	C7	3,40	0,31	0,02	3,68	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	8,33	214,5											
31,20	C8	3,40	0,31	0,02	3,25	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	227,7										
31,20	C8	3,40	0,31	0,02	3,25	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	227,7										
34,60	C9	3,40	0,31	0,02	3,25	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	227,7									
34,60	C9	3,40	0,31	0,02	3,25	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	227,7									
38,00	C10	3,40	0,31	0,02	3,62	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	5,09	218,1								

38,00	C10	3,40	0,31	0,02	3,62	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	5,09	218,1							
41,40	C11	3,40	0,31	0,02	3,44	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	1,25	222,2						
41,40	C11	3,40	0,31	0,02	3,44	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	1,25	222,2						
44,80	C12	3,40	0,31	0,02	3,29	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	227,4					
44,80	C12	3,40	0,31	0,02	3,29	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	227,4					
48,20	C13	3,40	0,31	0,02	3,62	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	5,09	218,1				
48,20	C133	3,40	0,22	0,02	4,44	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	24,45	191,6				
51,60	C14	3,40	0,09	0,01	5,38	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	45,92	150,8			
55,00	C15	3,40	0,00	0,00	9,23	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	21,66	52,02	82,37		
58,40	C16	3,40	0,09	0,01	4,75	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	41,21	165,9	
61,80	C17	3,40	0,00	0,00	9,23	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	21,66	52,02	82,37
65,20	C18	3,40	0,06	0,01	5,55	0,00	0,00	0,00	0,00	0.00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	141,8
					Moy	3,59	7,34	12,66	15,18	17,62	16,78	18,56	20,55	22,58	26,79	31,04	33,75	40,41	53,83	68,19	40,57	36,31	72,65	41,19	141,8
					EN	**0,24**	**0,49**	**0,85**	**1,02**	**1,18**	**1,13**	**1,25**	**1,38**	**1,52**	**1,80**	**2,09**	**2,27**	**2,72**	**3,62**	**4,58**	**2,73**	**2,44**	**4,88**	**2,77**	**9,54**

TABLEAU B.7 : Pertes par non-simultanéités de mise en tension des câbles.

Section	N° cables	υ (m)	$dmoy$(m)	$e\ moy$ (m)	I (m^4)	S (m^2)	M	Δσf+Δσg	P (MN)	Δσe (MPa)	Δσe (%)
AXE VSP	66,00	3,26	0,23	3,03	124,74	15,64	629,48	16,74	137,33	8,43	0,57
FIN VSP	66,00	3,07	0,23	2,84	107,63	15,14	549,76	15,95	138,62	11,80	0,79
FIN VS18	62,00	2,88	0,20	2,68	94,82	14,73	486,87	16,05	130,07	11,52	0,77
FIN VS17	58,00	2,71	0,19	2,52	83,50	14,33	428,34	15,99	121,77	11,32	0,76
FIN VS16	54,00	2,58	0,19	2,39	72,75	13,92	374,02	15,77	113,66	11,26	0,76
FIN VS15	50,00	2,42	0,18	2,24	64,92	13,58	323,81	15,35	105,77	11,22	0,75
FIN VS14	46,00	2,29	0,17	2,12	57,40	13,24	277,58	15,10	97,59	11,13	0,75
FIN VS13	42,00	2,16	0,16	2,01	50,89	12,91	235,22	14,92	89,30	11,01	0,74
FIN VS12	38,00	2,05	0,15	1,91	45,29	12,61	196,65	14,72	80,98	10,86	0,73
FIN VS11	34,00	1,95	0,15	1,80	40,50	12,33	161,75	14,26	72,85	10,64	0,71
FIN VS10	30,00	1,86	0,15	1,70	36,43	12,08	130,45	13,62	64,76	10,35	0,70
FIN VS9	26,00	1,50	0,16	1,35	32,98	11,85	102,67	13,02	56,52	8,63	0,58
FIN VS8	22,00	1,70	0,16	1,53	29,94	11,63	78,33	12,12	48,31	9,21	0,62
FIN VS7	18,00	1,64	0,17	1,46	27,58	11,45	57,37	11,78	39,68	8,19	0,55
FIN VS6	14,00	1,58	0,19	1,39	25,66	11,30	39,73	11,69	30,90	6,82	0,46
FIN VS5	10,00	1,54	0,18	1,36	24,15	11,17	25,37	9,88	22,52	5,39	0,36
FIN VS4	8,00	1,50	0,20	1,30	22,87	11,06	14,25	8,26	18,34	5,16	0,35
FIN VS3	6,00	1,48	0,17	1,30	22,08	10,99	6,32	8,01	13,79	4,55	0,31
FIN VS2	4,00	1,46	0,20	1,26	21,47	10,94	1,58	4,31	9,57	3,48	0,23
FIN VS1	2,00	1,45	0,12	1,33	21,31	10,92	0,00	9,54	4,52	1,85	0,12

TABLEAU B.8 : Pertes par fluage.

Section	N° cables	υ (m)	dmoy (m)	e moy (m)	I (m4)	S (m2)	M(MN.m)	Δσf+Δσg+Δσr	P	Δσf (MPa)	Δσe (%)
AXE VSP	66,00	3,26	0,23	3,03	124,74	15,64	629,48	17,30	136,39	40,71	2,74
FIN VSP	66,00	3,07	0,23	2,84	107,63	15,14	549,76	16,74	137,32	56,96	3,83
FIN VS18	62,00	2,88	0,20	2,68	94,82	14,73	486,87	16,82	128,87	55,68	3,74
FIN VS17	58,00	2,71	0,19	2,52	83,50	14,33	428,34	16,75	120,66	54,83	3,69
FIN VS16	54,00	2,58	0,19	2,39	72,75	13,92	374,02	16,53	112,64	54,61	3,67
FIN VS15	50,00	2,42	0,18	2,24	64,92	13,58	323,81	16,10	104,83	54,53	3,66
FIN VS14	46,00	2,29	0,17	2,12	57,40	13,24	277,58	15,85	96,73	54,21	3,64
FIN VS13	42,00	2,16	0,16	2,01	50,89	12,91	235,22	15,66	88,52	53,71	3,61
FIN VS12	38,00	2,05	0,15	1,91	45,29	12,61	196,65	15,45	80,29	53,10	3,57
FIN VS11	34,00	1,95	0,15	1,80	40,50	12,33	161,75	14,98	72,24	52,14	3,50
FINvVS10	30,00	1,86	0,15	1,70	36,43	12,08	130,45	14,32	64,24	50,83	3,42
FIN VS9	26,00	1,50	0,16	1,35	32,98	11,85	102,67	13,60	56,14	42,59	2,86
FIN VS8	22,00	1,70	0,16	1,53	29,94	11,63	78,33	12,74	47,97	45,49	3,06
FIN VS7	18,00	1,64	0,17	1,46	27,58	11,45	57,37	12,33	39,44	40,53	2,72
FIN VS6	14,00	1,58	0,19	1,39	25,66	11,30	39,73	12,14	30,74	33,86	2,28
FIN VS5	10,00	1,54	0,18	1,36	24,15	11,17	25,37	10,25	22,43	26,84	1,80
FIN VS4	8,00	1,50	0,20	1,30	22,87	11,06	14,25	8,61	18,27	25,73	1,73
FIN VS3	6,00	1,48	0,17	1,30	22,08	10,99	6,32	8,31	13,75	22,71	1,53
FIN VS2	4,00	1,46	0,20	1,26	21,47	10,94	1,58	4,55	9,54	17,41	1,17
FIN VS1	2,00	1,45	0,12	1,33	21,31	10,92	0,00	9,66	4,52	9,27	0,62

TABLEAU B.9 : Pertes par relaxation.

Section	N° câbles	Seg pi(MPa)	μ	μ_0	$\Delta\sigma_{rel}$ (MPa)	en (%)
AXE VSP	66,00	1 230,52	0,66	0,43	42,74	2,87
FIN VSP	66,00	1 238,84	0,67	0,43	43,86	2,95
FIN VS18	62,00	1 237,65	0,67	0,43	43,70	2,94
FIN VS17	58,00	1 238,75	0,67	0,43	43,85	2,95
FIN VS16	54,00	1 242,03	0,67	0,43	44,29	2,98
FIN VS15	50,00	1 248,40	0,67	0,43	45,16	3,04
FIN VS14	46,00	1 252,14	0,67	0,43	45,68	3,07
FIN VS13	42,00	1 255,00	0,67	0,43	46,07	3,10
FIN VS12	38,00	1 258,10	0,68	0,43	46,50	3,12
FIN VS11	34,00	1 265,13	0,68	0,43	47,48	3,19
FIN VS10	30,00	1 274,98	0,69	0,43	48,86	3,28
FIN VS9	26,00	1 285,69	0,69	0,43	50,38	3,39
FIN VS8	22,00	1 298,41	0,70	0,43	52,21	3,51
FIN VS7	18,00	1 304,52	0,70	0,43	53,10	3,57
FIN VS6	14,00	1 307,29	0,70	0,43	53,50	3,60
FIN VS5	10,00	1 335,52	0,72	0,43	57,70	3,88
FIN VS4	8,00	1 359,93	0,73	0,43	61,43	4,13
FIN VS3	6,00	1 364,30	0,73	0,43	62,11	4,17
FIN VS2	4,00	1 420,36	0,76	0,43	71,08	4,78
FIN VS1	2,00	1 344,27	0,72	0,43	59,02	3,97

TABLEAU B.10 : Pertes Totales.

	AXE VSP	FIN VSP	FIN VS18	FIN VS17	FIN VS16	FIN VS15	FIN VS14	FIN VS13	FIN VS12	FIN VS11	FIN VS10	FIN VS9	FIN VS8	FIN VS7	FIN VS6	FIN VS5	FIN VS4	FIN VS3	FIN VS2	FIN VS1
PERTES différées	7,68	8,84	8,74	8,57	8,70	8,75	8,75	8,74	8,73	8,72	8,71	8,24	8,53	8,25	7,83	7,59	7,72	7,56	7,70	6,48
PERTES INSTANTANES	17,30	16,74	16,82	16,75	16,53	16,10	15,85	15,66	15,45	14,98	14,32	13,60	12,74	12,33	12,14	10,25	8,61	8,31	4,55	9,66
totales	24,99	25,58	25,57	25,32	25,24	24,85	24,61	24,40	24,18	23,69	23,02	21,83	21,28	20,58	19,97	17,84	16,33	15,87	12,25	16,14

TABLEAU B.11 Vérification des contraintes de travée principale en phase de service : A charge

FIN	$S(m^2)$	v'	v	I	e_c	h	P_c	M(KN.m)	M(MN.m)	P	NC	NC retenu	σ_{Sup} (MPa)	σ_{Inf} (MPa)		
FIN VS 12	12,61	2,99	2,05	45,29	2,91	5,04	- 17,22	- 47 749,75	- 47,75	0.00	- 9,91	0.00	2,16	- 2,16	**vérifier**	**vérifier**
FIN VS 11	12,33	2,88	1,95	40,50	2,80	4,83	0,76	24 362,93	24,36	6,95	0,44	4,00	- 1,55	2,67	**vérifier**	**vérifier**
FIN VS 10	12,08	2,78	1,86	36,43	2,70	4,64	8,73	52 957,47	52,96	13,90	5,03	8,00	1,93	0,37	**vérifier**	**vérifier**
FIN VS 9	11,85	2,97	1,50	32,98	2,89	4,47	15,67	76 822,15	76,82	20,85	9,02	12,00	2,52	1,00	**vérifier**	**vérifier**
FIN VS 8	11,63	2,61	1,70	29,94	2,53	4,31	22,94	98 124,93	98,12	27,80	13,21	16,00	3,96	0,82	**vérifier**	**vérifier**
FIN VS 7	11,45	2,54	1,64	27,58	2,46	4,18	29,39	116 717,67	116,72	34,75	16,92	20,00	4,88	1,19	**vérifier**	**vérifier**
FIN VS 6	11,30	2,49	1,58	25,66	2,41	4,07	35,81	134 595,25	134,60	38,22	20,61	22,00	6,01	0,76	**vérifier**	**vérifier**
FIN VS 5	11,17	2,44	1,54	24,15	2,36	3,98	41,58	150 029,01	150,03	45,17	23,93	26,00	6,81	1,28	**vérifier**	**vérifier**
FIN VS 4	11,06	2,40	1,50	22,87	2,32	3,90	45,66	159 702,34	159,70	48,65	26,28	28,00	7,48	1,31	**vérifier**	**vérifier**
FIN VS 3	10,99	2,37	1,48	22,08	2,29	3,85	48,06	164 987,92	164,99	52,12	27,66	30,00	7,79	1,69	**vérifier**	**vérifier**
FIN VS 2	10,94	2,35	1,46	21,47	2,27	3,81	48,67	165 010,46	165,01	52,12	28,01	30,00	7,94	1,59	**vérifier**	**vérifier**
FIN VS 1	10,92	2,35	1,45	21,31	2,27	3,80	47,38	160 535,85	160,54	52,12	27,27	30,00	7,67	1,87	**vérifier**	**vérifier**
FIN VSC	10,92	2,35	1,45	21,31	2,27	3,80	49,05	165 711,26	165,71	52,12	28,23	30,00	8,03	1,52	**vérifier**	**vérifier**
FIN VS 1	10,92	2,35	1,45	21,31	2,27	3,80	49,74	167 864,27	167,86	52,12	28,63	30,00	8,17	1,37	**vérifier**	**vérifier**
FIN VS 2	10,94	2,35	1,46	21,47	2,27	3,81	48,64	164 916,90	164,92	52,12	27,99	30,00	7,93	1,60	**vérifier**	**vérifier**
FIN VS 3	10,99	2,37	1,48	22,08	2,29	3,85	45,70	157 577,54	157,58	48,65	26,30	28,00	7,51	1,34	**vérifier**	**vérifier**
FIN VS 4	11,06	2,40	1,50	22,87	2,32	3,90	40,87	144 464,56	144,46	45,17	23,52	26,00	6,69	1,47	**vérifier**	**vérifier**
FIN VS 5	11,17	2,44	1,54	24,15	2,36	3,98	35,08	128 909,83	128,91	38,22	20,19	22,00	5,89	0,96	**vérifier**	**vérifier**
FIN VS 6	11,30	2,49	1,58	25,66	2,41	4,07	29,21	112 661,20	112,66	34,75	16,81	20,00	4,86	1,29	**vérifier**	**vérifier**
FIN VS 7	11,45	2,54	1,64	27,58	2,46	4,18	22,61	93 598,46	93,60	27,80	13,01	16,00	3,91	0,94	**vérifier**	**vérifier**
FIN VS 8	11,63	2,61	1,70	29,94	2,53	4,31	15,53	72 047,65	72,05	20,85	8,94	12,00	2,88	0,70	**vérifier**	**vérifier**
FIN VS 9	11,85	2,97	1,50	32,98	2,89	4,47	7,52	45 648,78	45,65	13,90	4,33	8,00	1,43	0,92	**vérifier**	**vérifier**
FIN VS 10	12,08	2,78	1,86	36,43	2,70	4,64	- 11,07	- 22 044,21	- 22,04	6,95	- 6,37	4,00	0,74	0,41	**vérifier**	**vérifier**
FIN VS 11	12,33	2,88	1,95	40,50	2,80	4,83	- 16,68	- 44 369,30	- 44,37	0.00	- 9,60	0.00	2,13	- 2,13	**vérifier**	**vérifier**

TABLEAU B.12 Vérification des contraintes de travée de rive gauche en phase de service : A charge

voussoire	$S(m^2)$	v'(m)	V(m)	I(m^4)	e_0(m)	H(m)	Pc (MN)	M(KN.m)	M(MN.m)	NC	NC retenu	P(MN)	σSup (MPa)	σInf (MPa)		
FIN VS 14	13,24	3,23	2,29	57,40	3,15	5,52	-15,84	-44222,27	-44,22	-9,12	0,00	0,00	-1,76	2,49	**vérifier**	**vérifier**
FIN VS 13	12,91	3,11	2,16	50,89	3,03	5,27	0,48	26953,16	26,95	0,27	2,00	3,47	0,97	-0,73	**vérifier**	**vérifier**
FIN VS 12	12,61	2,99	2,05	45,29	2,91	5,04	6,59	50104,50	50,10	3,79	6,00	10,42	1,72	-0,48	**vérifier**	**vérifier**
FIN VS 11	12,33	2,88	1,95	40,50	2,80	4,83	13,50	74548,46	74,55	7,77	10,00	17,37	2,65	-0,43	**vérifier**	**vérifier**
FIN VS 10	12,08	2,78	1,86	36,43	2,70	4,64	19,93	95366,85	95,37	11,47	14,00	24,32	3,52	-0,25	**vérifier**	**vérifier**
FIN VS 9	11,85	2,97	1,50	32,98	2,89	4,47	24,45	110412,10	110,41	14,07	16,00	27,80	3,72	-0,37	**vérifier**	**vérifier**
FIN VS 8	11,63	2,61	1,70	29,94	2,53	4,31	29,77	122139,26	122,14	17,13	18,00	31,27	5,12	-1,06	**vérifier**	**vérifier**
FIN VS 7	11,45	2,54	1,64	27,58	2,46	4,18	33,27	129955,89	129,96	19,15	20,00	34,75	5,66	-1,05	**vérifier**	**vérifier**
FIN VS 6	11,30	2,49	1,58	25,66	2,41	4,07	36,20	135878,14	135,88	20,83	22,00	38,22	6,09	-0,87	**vérifier**	**vérifier**
FIN VS 5	11,17	2,44	1,54	24,15	2,36	3,98	37,97	138291,72	138,29	21,85	24,00	41,70	6,27	-0,30	**vérifier**	**vérifier**
FIN VS 4	11,06	2,40	1,50	22,87	2,32	3,90	37,59	134028,53	134,03	21,64	22,00	38,22	6,44	-1,31	**vérifier**	**vérifier**
FIN VS 3	10,99	2,37	1,48	22,08	2,29	3,85	36,69	129295,47	129,30	21,12	22,00	38,22	6,27	-1,00	**vérifier**	**vérifier**
FIN VS 2	10,94	2,35	1,46	21,47	2,27	3,81	34,16	119945,93	119,95	19,66	20,00	34,75	5,97	-1,32	**vérifier**	**vérifier**
FIN VS 1	10,92	2,35	1,45	21,31	2,27	3,80	29,00	103636,24	103,64	16,69	18,00	31,27	5,10	-0,75	**vérifier**	**vérifier**
FIN VSC	10,92	2,35	1,45	21,31	2,27	3,80	26,69	96479,88	96,48	15,36	16,00	27,80	4,83	-1,14	**vérifier**	**vérifier**
FIN VSC 1	10,92	2,35	1,45	21,31	2,27	3,80	20,90	78529,63	78,53	12,03	12,00	20,85	4,05	-1,54	**vérifier**	**vérifier**
FIN VSC 2	10,92	2,35	1,45	21,31	2,27	3,80	13,37	55214,93	55,21	7,69	8,00	13,90	2,89	-1,34	**vérifier**	**vérifier**
FIN VSC 3	10,92	2,35	1,45	21,31	2,27	3,80	4,11	26529,15	26,53	2,36	4,00	6,95	1,37	-0,55	**vérifier**	**vérifier**
FIN VSC 4	10,92	2,35	1,45	21,31	2,27	3,80	-4,46	0,00	0,00	-2,57	0,00	0,00	0,00	0,00	**vérifier**	**Vérifier**

TABLEAU B.13 Vérification des contraintes de travée de rive droite en phase de service : A charge

voussoire	$S(m^2)$	v'(m)	V(m)	I(m^4)	e_0(m)	H(m)	Pc (MN)	M(KN.m)	M(MN.m)	NC	NC retenu	P(MN)	σSup (MPa)	σInf (MPa)		
FIN VS 14	13,24	3,23	2,29	57,40	3,15	5,52	-13,66	-34421,27	-34,42	-7,86	0,00	0,00	-1,37	1,94	**vérifier**	**vérifier**
FIN VS 13	12,91	3,11	2,16	50,89	3,03	5,27	2,57	35957,49	35,96	1,48	2,00	3,47	1,35	-0,81	**vérifier**	**vérifier**
FIN VS 12	12,61	2,99	2,05	45,29	2,91	5,04	8,71	58817,77	58,82	5,01	6,00	10,42	2,12	-0,46	**vérifier**	**vérifier**
FIN VS 11	12,33	2,88	1,95	40,50	2,80	4,83	15,55	82653,00	82,65	8,95	10,00	17,37	3,04	-0,23	**vérifier**	**vérifier**
FIN VS 10	12,08	2,78	1,86	36,43	2,70	4,64	21,93	102942,63	102,94	12,62	14,00	24,32	3,91	0,12	**vérifier**	**vérifier**
FIN VS 9	11,85	2,97	1,50	32,98	2,89	4,47	26,28	117416,06	117,42	15,13	16,00	27,80	4,04	0,65	**vérifier**	**vérifier**
FIN VS 8	11,63	2,61	1,70	29,94	2,53	4,31	31,60	128578,70	128,58	18,19	20,00	34,75	5,29	0,69	**vérifier**	**vérifier**
FIN VS 7	11,45	2,54	1,64	27,58	2,46	4,18	33,98	132362,16	132,36	19,56	20,00	34,75	5,80	0,26	**vérifier**	**vérifier**
FIN VS 6	11,30	2,49	1,58	25,66	2,41	4,07	37,79	141178,03	141,18	21,75	22,00	38,22	6,41	0,35	**vérifier**	**vérifier**
FIN VS 5	11,17	2,44	1,54	24,15	2,36	3,98	39,41	142974,87	142,97	22,68	24,00	41,70	6,57	0,89	**vérifier**	**vérifier**
FIN VS 4	11,06	2,40	1,50	22,87	2,32	3,90	38,82	137942,60	137,94	22,34	24,00	41,70	6,48	1,06	**vérifier**	**vérifier**
FIN VS 3	10,99	2,37	1,48	22,08	2,29	3,85	37,98	133358,67	133,36	21,86	24,00	41,70	6,32	1,26	**vérifier**	**vérifier**
FIN VS 2	10,94	2,35	1,46	21,47	2,27	3,81	35,27	123400,76	123,40	20,30	22,00	38,22	5,99	1,00	**vérifier**	**vérifier**
FIN VS 1	10,92	2,35	1,45	21,31	2,27	3,80	29,93	106490,38	106,49	17,22	18,00	31,27	5,30	0,43	**vérifier**	**vérifier**
FIN VSC	10,92	2,35	1,45	21,31	2,27	3,80	27,52	99040,77	99,04	15,84	16,00	27,80	5,01	0,08	**vérifier**	**vérifier**
FIN VSC 1	10,92	2,35	1,45	21,31	2,27	3,80	21,54	80530,24	80,53	12,40	12,00	20,85	4,18	-0,37	**vérifier**	**vérifier**
FIN VSC 2	10,92	2,35	1,45	21,31	2,27	3,80	13,83	56655,43	56,66	7,96	8,00	13,90	2,99	-0,45	**vérifier**	**vérifier**
FIN VSC 3	10,92	2,35	1,45	21,31	2,27	3,80	4,39	27408,79	27,41	2,53	4,00	6,95	1,43	-0,16	**vérifier**	**vérifier**
FIN VSC 4	10,92	2,35	1,45	21,31	2,27	3,80	-4,46	0,00	0,00	-2,57	0,00	0,00	0,00	0,00	**vérifier**	**Vérifier**

TABLEAU B.14 Vérification des contraintes de travée de rive gauche en phase de service : A vide

voussoire	$S(m^2)$	v'(m)	V(m)	I(m^4)	e_0(m)	H(m)	Pc (MN)	M(KN.m)	M(MN.m)	NC	NC retenu	P(MN)	σSup (MPa)	σInf (MPa)		
FIN VS 14	13,24	3,23	2,29	57,40	3,15	5,52	-15,84	-83240,45	-83,24045	-9,12	0,00	3,06	3,16	-3,91	**vérifier**	**vérifier**
FIN VS 13	12,91	3,11	2,16	50,89	3,03	5,27	0,48	-55363,57	-55,36357	0,27	2,00	1,68	2,27	-2,94	**vérifier**	**vérifier**
FIN VS 12	12,61	2,99	2,05	45,29	2,91	5,04	6,59	-29433,03	-29,43303	3,79	6,00	2,99	1,18	-1,13	**vérifier**	**vérifier**
FIN VS 11	12,33	2,88	1,95	40,50	2,80	4,83	13,50	21064,02	21,06402	7,77	10,00	4,61	0,77	-0,21	**vérifier**	**vérifier**
FIN VS 10	12,08	2,78	1,86	36,43	2,70	4,64	19,93	38553,93	38,55393	11,47	14,00	6,12	1,63	-1,18	**vérifier**	**vérifier**
FIN VS 9	11,85	2,97	1,50	32,98	2,89	4,47	24,45	51202,52	51,20252	14,07	16,00	6,47	2,03	-2,38	**vérifier**	**vérifier**
FIN VS 8	11,63	2,61	1,70	29,94	2,53	4,31	29,77	61216,07	61,21607	17,13	18,00	8,90	2,96	-2,61	**vérifier**	**vérifier**
FIN VS 7	11,45	2,54	1,64	27,58	2,46	4,18	33,27	68559,78	68,55978	19,15	20,00	9,83	3,49	-3,23	**vérifier**	**vérifier**
FIN VS 6	11,30	2,49	1,58	25,66	2,41	4,07	36,20	75356,16	75,35616	20,83	22,00	10,57	4,01	-3,90	**vérifier**	**vérifier**
FIN VS 5	11,17	2,44	1,54	24,15	2,36	3,98	37,97	80067,65	80,06765	21,85	24,00	10,90	4,44	-4,52	**vérifier**	**vérifier**
FIN VS 4	11,06	2,40	1,50	22,87	2,32	3,90	37,59	79583,03	79,58303	21,64	22,00	11,19	4,53	-4,61	**vérifier**	**vérifier**
FIN VS 3	10,99	2,37	1,48	22,08	2,29	3,85	36,69	75566,69	75,56669	21,12	22,00	10,89	4,38	-4,45	**vérifier**	**vérifier**
FIN VS 2	10,94	2,35	1,46	21,47	2,27	3,81	34,16	70792,15	70,79215	19,66	20,00	10,37	4,16	-4,22	**vérifier**	**vérifier**
FIN VS 1	10,92	2,35	1,45	21,31	2,27	3,80	29,00	61338,18	61,33818	16,69	18,00	8,86	3,63	-3,73	**vérifier**	**vérifier**
FIN VSC	10,92	2,35	1,45	21,31	2,27	3,80	26,69	57950,22	57,95022	15,36	16,00	8,40	3,43	-3,51	**vérifier**	**vérifier**
FIN VSC 1	10,92	2,35	1,45	21,31	2,27	3,80	20,90	48303,18	48,30318	12,03	12,00	7,03	2,85	-2,92	**vérifier**	**vérifier**
FIN VSC 2	10,92	2,35	1,45	21,31	2,27	3,80	13,37	34626,8	34,6268	7,69	8,00	5,03	2,05	-2,10	**vérifier**	**vérifier**
FIN VSC 3	10,92	2,35	1,45	21,31	2,27	3,80	4,11	16922,02	16,92202	2,36	4,00	2,39	1,00	-1,05	**vérifier**	**vérifier**
FIN VSC 4	10,92	2,35	1,45	21,31	2,27	3,80	-4,46	0	0	-2,57	0,00	0,00	0,00	0,00	**vérifier**	**vérifier**

TABLEAU B.15 Vérification des contraintes de travée de rive droit en phase de service : A vide

voussoire	$S(m^2)$	v'(m)	V(m)	I(m^4)	e_0(m)	H(m)	Pc (MN)	M(KN.m)	M(MN.m)	NC	NC retenu	P(MN)	σSup (MPa)	σInf (MPa)		
FIN VS 14	13,24	3,23	2,29	57,40	3,15	5,52	-13,66	-80340,5	-80,3405	-7,86	0,00	0,00	3,20	-4,53	**vérifier**	**vérifier**
FIN VS 13	12,91	3,11	2,16	50,89	3,03	5,27	2,57	-52608,1	-52,6081	1,48	2,00	3,47	2,06	-1,52	**vérifier**	**vérifier**
FIN VS 12	12,61	2,99	2,05	45,29	2,91	5,04	8,71	-26843,4	-26,8434	5,01	6,00	10,42	0,67	0,98	**vérifier**	**vérifier**
FIN VS 11	12,33	2,88	1,95	40,50	2,80	4,83	15,55	23397,51	23,39751	8,95	10,00	17,37	0,19	3,21	**vérifier**	**vérifier**
FIN VS 10	12,08	2,78	1,86	36,43	2,70	4,64	21,93	40735,82	40,73582	12,62	14,00	24,32	0,74	3,92	**vérifier**	**vérifier**
FIN VS 9	11,85	2,97	1,50	32,98	2,89	4,47	26,28	53236,05	53,23605	15,13	16,00	27,80	1,12	4,77	**vérifier**	**vérifier**
FIN VS 8	11,63	2,61	1,70	29,94	2,53	4,31	31,60	63083,01	63,08301	18,19	20,00	34,75	1,57	5,16	**vérifier**	**vérifier**
FIN VS 7	11,45	2,54	1,64	27,58	2,46	4,18	33,98	66805,88	66,80588	19,56	20,00	34,75	1,92	4,77	**vérifier**	**vérifier**
FIN VS 6	11,30	2,49	1,58	25,66	2,41	4,07	37,79	76912,88	76,91288	21,75	22,00	38,22	2,45	4,85	**vérifier**	**vérifier**
FIN VS 5	11,17	2,44	1,54	24,15	2,36	3,98	39,41	81435,4	81,4354	22,68	24,00	41,70	2,65	5,45	**vérifier**	**vérifier**
FIN VS 4	11,06	2,40	1,50	22,87	2,32	3,90	38,82	80804,32	80,80432	22,34	24,00	41,70	2,73	5,43	**vérifier**	**vérifier**
FIN VS 3	10,99	2,37	1,48	22,08	2,29	3,85	37,98	76033,33	76,03333	21,86	24,00	41,70	2,49	5,89	**vérifier**	**vérifier**
FIN VS 2	10,94	2,35	1,46	21,47	2,27	3,81	35,27	71816,25	71,81625	20,30	22,00	38,22	2,48	5,13	**vérifier**	**vérifier**
FIN VS 1	10,92	2,35	1,45	21,31	2,27	3,80	29,93	62206,76	62,20676	17,22	18,00	31,27	2,27	3,81	**vérifier**	**vérifier**
FIN VSC	10,92	2,35	1,45	21,31	2,27	3,80	27,52	58737,46	58,73746	15,84	16,00	27,80	2,26	3,01	**vérifier**	**vérifier**
FIN VSC 1	10,92	2,35	1,45	21,31	2,27	3,80	21,54	48938,43	48,93843	12,40	12,00	20,85	2,03	1,72	**vérifier**	**vérifier**
FIN VSC 2	10,92	2,35	1,45	21,31	2,27	3,80	13,83	35110,02	35,11002	7,96	8,00	13,90	1,52	0,87	**vérifier**	**vérifier**
FIN VSC 3	10,92	2,35	1,45	21,31	2,27	3,80	4,39	17253,19	17,25319	2,53	4,00	6,95	0,74	0,47	**vérifier**	**vérifier**
FIN VSC 4	10,92	2,35	1,45	21,31	2,27	3,80	-4,46	0	0	-2,57	0,00	0,00	0,00	0,00	**vérifier**	**Vérifier**

TABLEAU B.16 Vérification des contraintes de travée principale en phase de service : A vide

Voussoire	$S(m^2)$	v'(m)	V(m)	I(m^4)	e_0(m)	H(m)	Pc (MN)	M(KN.m)	M(MN.m)	NC	NC R	P(MN)	σSup	σInf		
FIN VS 12	12,61	2,99	2,05	45,29	2,91	5,04	-17,22	-47749,75	-47,75	-9,91	0,00	0,00	2,16	-2,16	**vérifier**	**vérifier**
FIN VS 11	12,33	2,88	1,95	40,50	2,80	4,83	0,76	24362,93	24,36	0,44	4,00	6,95	-1,55	2,67	**vérifier**	**vérifier**
FIN VS 10	12,08	2,78	1,86	36,43	2,70	4,64	8,73	52957,47	52,96	5,03	8,00	13,90	1,93	0,37	**vérifier**	**vérifier**
FIN VS 9	11,85	2,97	1,50	32,98	2,89	4,47	15,67	76822,15	76,82	9,02	12,00	20,85	2,52	1,00	**vérifier**	**vérifier**
FIN VS 8	11,63	2,61	1,70	29,94	2,53	4,31	22,94	98124,93	98,12	13,21	16,00	27,80	3,96	0,82	**vérifier**	**vérifier**
FIN VS 7	11,45	2,54	1,64	27,58	2,46	4,18	29,39	116717,6	116,72	16,92	20,00	34,75	4,88	1,19	**vérifier**	**vérifier**
FIN VS 6	11,30	2,49	1,58	25,66	2,41	4,07	35,81	134595,2	134,60	20,61	22,00	38,22	6,01	0,76	**vérifier**	**vérifier**
FIN VS 5	11,17	2,44	1,54	24,15	2,36	3,98	41,58	150029,0	150,03	23,93	26,00	45,17	6,81	1,28	**vérifier**	**vérifier**
FIN VS 4	11,06	2,40	1,50	22,87	2,32	3,90	45,66	159702,3	159,70	26,28	28,00	48,65	7,48	1,31	**vérifier**	**vérifier**
FIN VS 3	10,99	2,37	1,48	22,08	2,29	3,85	48,06	164987,9	164,99	27,66	30,00	52,12	7,79	1,69	**vérifier**	**vérifier**
FIN VS 2	10,94	2,35	1,46	21,47	2,27	3,81	48,67	165010,4	165,01	28,01	30,00	52,12	7,94	1,59	**vérifier**	**vérifier**
FIN VS 1	10,92	2,35	1,45	21,31	2,27	3,80	47,38	160535,8	160,54	27,27	30,00	52,12	7,67	1,87	**vérifier**	**vérifier**
FIN VSC	10,92	2,35	1,45	21,31	2,27	3,80	49,05	165711,2	165,71	28,23	30,00	52,12	8,03	1,52	**vérifier**	**vérifier**
FIN VS 1	10,92	2,35	1,45	21,31	2,27	3,80	49,74	167864,2	167,86	28,63	30,00	52,12	8,17	1,37	**vérifier**	**vérifier**
FIN VS 2	10,94	2,35	1,46	21,47	2,27	3,81	48,64	164916,9	164,92	27,99	30,00	52,12	7,93	1,60	**vérifier**	**vérifier**
FIN VS 3	10,99	2,37	1,48	22,08	2,29	3,85	45,70	157577,5	157,58	26,30	28,00	48,65	7,51	1,34	**vérifier**	**vérifier**
FIN VS 4	11,06	2,40	1,50	22,87	2,32	3,90	40,87	144464,5	144,46	23,52	26,00	45,17	6,69	1,47	**vérifier**	**vérifier**
FIN VS 5	11,17	2,44	1,54	24,15	2,36	3,98	35,08	128909,8	128,91	20,19	22,00	38,22	5,89	0,96	**vérifier**	**vérifier**
FIN VS 6	11,30	2,49	1,58	25,66	2,41	4,07	29,21	112661,2	112,66	16,81	20,00	34,75	4,86	1,29	**vérifier**	**vérifier**
FIN VS 7	11,45	2,54	1,64	27,58	2,46	4,18	22,61	93598,46	93,60	13,01	16,00	27,80	3,91	0,94	**vérifier**	**vérifier**
FIN VS 8	11,63	2,61	1,70	29,94	2,53	4,31	15,53	72047,65	72,05	8,94	12,00	20,85	2,88	0,70	**vérifier**	**vérifier**
FIN VS 9	11,85	2,97	1,50	32,98	2,89	4,47	7,52	45648,78	45,65	4,33	8,00	13,90	1,43	0,92	**vérifier**	**vérifier**
FIN VS 10	12,08	2,78	1,86	36,43	2,70	4,64	-11,07	-22044,21	-22,04	-6,37	4,00	6,95	0,74	0,41	**vérifier**	**vérifier**
FIN VS 11	12,33	2,88	1,95	40,50	2,80	4,83	-16,68	-44369,30	-44,37	-9,60	0,00	0,00	2,13	-2,13	**vérifier**	**vérifier**

TABLEAU B.17 les modes propres

Mode No	Period	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	1,21	0.41	0.41	62.87	62.87	0.29	0.29	5.26	5.26	0.00	0.00	0.00	0.00
2	0,78	33.77	34.19	0.49	63.35	0.12	0.41	1.25	6.51	5.28	5.28	32.62	32.62
3	0,75	0.01	34.20	7.68	71.04	13.30	13.71	8.13	14.64	0.09	5.37	2.19	34.81
4	0,74	22.39	56.58	0.25	71.29	0.39	14.10	4.68	19.31	8.21	13.57	30.59	65.40
5	0,57	0.00	56.59	16.02	87.31	1.96	16.06	0.70	20.02	0.08	13.66	0.01	65.41
6	0,46	0.00	56.59	0.09	87.39	39.19	55.25	8.54	28.56	0.01	13.67	0.01	65.42
7	0,40	25.88	82.46	0.22	87.61	0.01	55.25	15.76	44.32	43.86	57.52	1.49	66.90
8	0,35	0.13	82.60	0.01	87.62	0.01	55.26	0.27	44.60	0.58	58.11	10.85	77.75
9	0,30	10.53	93.13	0.06	87.68	0.00	55.26	2.66	47.25	7.10	65.21	0.11	77.86
10	0,24	0.01	93.14	1.17	88.85	0.20	55.46	0.53	47.78	0.00	65.21	0.00	77.86
11	0,19	0.00	93.14	0.00	88.85	4.09	59.55	0.31	48.09	0.00	65.21	0.03	77.90
12	0,18	0.00	93.14	0.00	88.85	0.02	59.57	0.04	48.12	0.08	65.29	5.71	83.60
13	0,17	0.00	93.14	0.00	88.86	1.81	61.38	0.44	48.56	0.00	65.29	0.01	83.61
14	0,16	1.08	94.22	0.00	88.86	0.08	61.46	0.01	48.58	0.02	65.31	0.08	83.69
15	0,16	0.02	94.24	0.07	88.92	5.67	67.13	4.01	52.59	0.00	65.31	0.00	83.70
16	0,14	0.00	94.24	1.79	90.71	0.04	67.17	0.50	53.08	0.00	65.31	0.02	83.72
17	0,12	0.00	94.24	0.00	90.72	0.00	67.17	0.01	53.09	0.07	65.38	6.58	90.30
18	0,11	0.36	94.60	0.00	90.72	0.00	67.17	1.19	54.29	3.13	68.51	0.34	90.64
19	0,10	0.00	94.60	2.10	92.82	0.07	67.24	0.01	54.30	0.00	68.51	0.06	90.70
20	0,09	0.01	94.61	0.00	92.82	0.03	67.28	1.78	56.08	4.51	73.02	0.16	90.86
21	0,09	0.02	94.64	0.00	92.83	4.73	72.00	2.60	58.68	2.01	75.03	0.27	91.13
22	0,09	0.07	94.70	0.01	92.84	1.95	73.96	0.74	59.42	5.04	80.07	0.50	91.62
23	0,08	0.00	94.70	0.01	92.85	8.53	82.49	0.37	59.79	0.01	80.08	0.00	91.63
24	0,08	0.03	94.73	0.01	92.86	0.01	82.49	0.16	59.95	0.91	80.99	1.94	93.57
25	0,07	0.00	94.73	0.18	93.04	0.09	82.58	0.49	60.44	0.01	81.00	0.17	93.73
26	0,07	0.01	94.74	0.00	93.05	0.00	82.58	0.03	60.46	0.01	81.01	0.29	94.02
27	0,06	0.00	94.74	0.06	93.10	0.01	82.60	0.10	60.56	0.22	81.23	0.03	94.05
28	0,06	0.04	94.77	0.01	93.11	0.00	82.60	1.49	62.04	3.17	84.41	0.02	94.07
29	0,06	0.01	94.78	0.37	93.48	0.00	82.60	2.09	64.13	0.00	84.41	0.01	94.08
30	0,06	0.00	94.78	0.01	93.49	2.88	85.47	1.90	66.03	0.00	84.41	0.00	94.08
31	0,06	0.05	94.84	0.00	93.49	0.12	85.60	0.15	66.18	0.02	84.43	0.02	94.10
32	0,05	0.01	94.84	0.46	93.95	0.02	85.62	0.17	66.35	0.00	84.43	1.24	95.34
33	0,05	0.00	94.84	0.90	94.86	0.03	85.65	0.74	67.09	0.00	84.43	0.61	95.94
34	0,05	0.00	94.85	0.00	94.86	2.48	88.14	0.01	67.10	0.00	84.44	0.02	95.96
35	0,05	0.01	94.86	0.07	94.92	0.55	88.69	0.04	67.14	0.02	84.46	0.07	96.03
36	0,05	0.04	94.90	0.02	94.94	0.00	88.69	0.05	67.19	0.18	84.64	0.25	96.28
37	0,04	0.00	94.90	0.01	94.95	0.00	88.69	0.33	67.52	0.00	84.65	0.03	96.31
38	0,04	0.00	94.90	0.00	94.95	0.00	88.70	2.04	69.55	5.12	89.77	0.00	96.31
39	0,04	0.00	94.90	0.00	94.95	3.56	92.25	0.23	69.78	0.01	89.78	0.00	96.31
40	0,04	0.00	94.90	0.01	94.95	0.02	92.27	0.01	69.80	0.01	89.79	0.05	96.35

TABLEAU B.18 le calcule de rigidité du sole

Z (m)	E_M (Mpa)	E_M (KPa)	a	K_f (kPa m)	Kτ (KN/m³)	Kq (KN/m³)
0	0	0	1	0	0	0
1	12,02	12022,3	1	96379,18	20037,16	110204,41
2	13,24	13247	1	106197,24	22078,33	121430,83
3	16,47	16476	1	132083,17	27460	151030
4	14,63	14632	1	117300,37	24386,66	134126,66
5	17,6	17600	1	141093,94	29333,33	161333,33
6	27,2	27200	1	218054,27	45333,33	249333,33
7	24,5	24500	1	196409,18	40833,33	224583,33
8	25	25000	1	200417,53	41666,66	229166,66
9	35,2	35200	1	282187,89	58666,66	322666,66
10	32,93	32935,61	1	264034,95	54892,68	301909,75
11	36,9	36900	1	295816,28	61500	338250
12	45,02	45029,27	1	360986,20	75048,78	412768,29
13	46,71	46719,61	1	374537,14	77866,01	428263,07
14	42,68	42682,93	1	342176,28	71138,21	391260,16
15	37,9	37900	1	303832,98	63166,66	347416,66
16	48,53	48532,51	1	389070,64	80887,51	444881,34
17	47,3	47300	1	379189,97	78833,33	433583,33
18	53,76	53760	1	430977,87	89600	492800
19	28	28000	1	224467,64	46666,66	256666,66
20	23,4	23400	1	187590,81	39000	214500

ANNEXE C : FERRAILLAGE DES ELEMENTS :

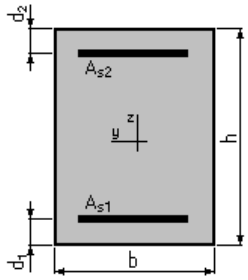
Calcul de Section en Flexion Simple
Ferraillage VSP S1 hourdis supérieure

1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 50,0 (MPa) **Acier: fe = 500,0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



b = 100,0 (cm)
h = 92,5 (cm)
d_1 = 4,0 (cm)
d_2 = 4,0 (cm)

3. Moments appliqués:

	M_{max} (kN*m)	**M_{min}** (kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	-618,70	0,00
Etat **L**imite de **S**ervice	-433,50	0,00
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 0,0 (cm2) Section théorique A_{s2} = 20,1 (cm2)
Section minimum $A_{s\,min}$ = 0,0 (cm2)
théorique ρ = 0,23 (%)
minimum ρ_{min} = 0,15 (%)

Analyse par Cas:

Cas ELU M_{max} = -618,70 (kN*m) **M_{min} = 0,00 (kN*m)**
Coefficient de sécurité: 1,23 Pivot: A
Position de l'axe neutre: y = 3,9 (cm)
Bras de levier: Z = 87,0 (cm)
Déformation du béton: ε_b = 0,46 (‰)
Déformation de l'acier: ε_s = 10,00 (‰)
Contrainte de l'acier:

tendue: σ_s = 434,8 (MPa)

Cas ELS M_{max} = -433,50 (kN*m) **M_{min} = 0,00 (kN*m)**
Coefficient de sécurité: 1,00
Position de l'axe neutre: y = 20,3 (cm)
Bras de levier: Z = 81,7 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 2,7 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 30,0 (MPa)
Contrainte de l'acier:
comprimée: σ_s' = 37,3 (MPa)
Contrainte limite de l'acier:
$\sigma_{s\ lim}$ = 264,0 (MPa)

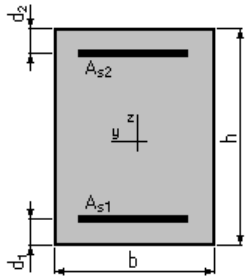
Calcul de Section en Flexion Simple
Ferraillage VSP S2 hourdis supérieure

1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 50,0 (MPa) **Acier: fe = 500,0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



b = 100,0 (cm)
h = 40,0 (cm)
d_1 = 4,0 (cm)
d_2 = 4,0 (cm)

3. Moments appliqués:

	M_{max} (kN*m)	**M_{min}** (kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	-295,60	0,00
Etat **L**imite de **S**ervice	-206,80	0,00
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 0,0 (cm2) Section théorique A_{s2} = 24,8 (cm2)
Section minimum $A_{s\ min}$ = 0,0 (cm2)

théorique ρ = 0,69 (%)
minimum ρ_{min} = 0,16 (%)

Analyse par Cas:

Cas ELU M_{max} = -295,60 (kN*m) M_{min} = 0,00 (kN*m)
Coefficient de sécurité: 1,25 Pivot: A
Position de l'axe neutre: y = 4,9 (cm)
Bras de levier: Z = 34,1 (cm)
Déformation du béton: ε_b = 1,56 (‰)
Déformation de l'acier: ε_s = 10,00 (‰)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 434,8 (MPa)

Cas ELS M_{max} = -206,80 (kN*m) M_{min} = 0,00 (kN*m)
Coefficient de sécurité: 1,00
Position de l'axe neutre: y = 13,1 (cm)
Bras de levier: Z = 31,6 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 10,0 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 30,0 (MPa)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 264,0 (MPa)
Contrainte limite de l'acier:
$\sigma_{s\,lim}$ = 264,0 (MPa)

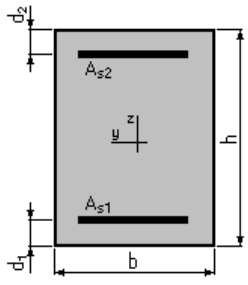
Calcul de Section en Flexion Simple
Ferraillage VSP S3 hourdis supérieure

1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 50,0 (MPa) **Acier: fe = 500,0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



b = 100,0 (cm)
h = 25,0 (cm)
d_1 = 4,0 (cm)
d_2 = 4,0 (cm)

3. Moments appliqués:

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	201,60	0,00
Etat **L**imite de **S**ervice	141,70	0,00
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 30,4 (cm2) Section théorique A_{s2} = 0,0 (cm2)
Section minimum $A_{s\,min}$ = 4,0 (cm2)
théorique ρ = 1,45 (%)
minimum ρ_{min} = 0,19 (%)

Analyse par Cas:

Cas ELU M_{max} = 201,60 (kN*m) M_{min} = 0,00 (kN*m)
Coefficient de sécurité: 1,22 Pivot: B
Position de l'axe neutre: y = 5,9 (cm)
Bras de levier: Z = 18,7 (cm)
Déformation du béton: ε_b = 3,25 (‰)
Déformation de l'acier: ε_s = 8,23 (‰)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 434,8 (MPa)

Cas ELS M_{max} = 141,70 (kN*m) M_{min} = 0,00 (kN*m)
Coefficient de sécurité: 1,00
Position de l'axe neutre: y = 10,0 (cm)
Bras de levier: Z = 17,7 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 16,0 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 30,0 (MPa)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 264,0 (MPa)
Contrainte limite de l'acier:
$\sigma_{s\,lim}$ = 264,0 (MPa)

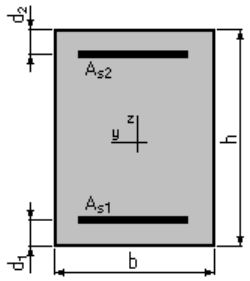
Calcul de Section en Flexion Simple
Ferraillage VSP hourdis inférieure (inf)

1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 50,0 (MPa) **Acier: fe = 500,0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



b = 100,0 (cm)
h = 70,0 (cm)
d_1 = 4,0 (cm)
d_2 = 4,0 (cm)

3. Moments appliqués:

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	30,40	0,00
Etat **L**imite de **S**ervice	22,50	0,00
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 9,9 (cm2) Section théorique A_{s2} = 0,0 (cm2)
Section minimum $A_{s\,min}$ = 9,9 (cm2)
théorique ρ = 0,15 (%)
minimum ρ_{min} = 0,15 (%)

Analyse par Cas:

Cas ELU M_{max} = 30,40 (kN*m) M_{min} = 0,00 (kN*m)
Coefficient de sécurité: 9,24 Pivot: A
Position de l'axe neutre: y = 1,9 (cm)
Bras de levier: Z = 65,2 (cm)
Déformation du béton: ε_b = 0,30 (‰)
Déformation de l'acier: ε_s = 10,00 (‰)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 434,8 (MPa)

Cas ELS M_{max} = 22,50 (kN*m) M_{min} = 0,00 (kN*m)
Coefficient de sécurité: 7,18
Position de l'axe neutre: y = 12,6 (cm)
Bras de levier: Z = 61,8 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 0,3 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 30,0 (MPa)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 3,4 (MPa)
Contrainte limite de l'acier:
$\sigma_{s\,lim}$ = 264,0 (MPa)

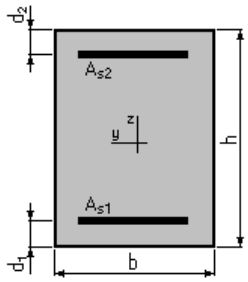
Calcul de Section en Flexion Simple
Ferraillage VSP hourdis inférieure (sup)

1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 50,0 (MPa) **Acier: fe = 500,0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



b = 100,0 (cm)
h = 70,0 (cm)
d_1 = 4,0 (cm)
d_2 = 4,0 (cm)

3. Moments appliqués:

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	-60,90	0,00
Etat **L**imite de **S**ervice	-45,80	0,00
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 0,0 (cm2) Section théorique A_{s2} = 9,9 (cm2)
Section minimum $A_{s\ min}$ = 0,0 (cm2)
théorique ρ = 0,15 (%)
minimum ρ_{min} = 0,15 (%)

Analyse par Cas:

Cas ELU M_{max} = -60,90 (kN*m) M_{min} = 0,00 (kN*m)
Coefficient de sécurité: 4,61 Pivot: A
Position de l'axe neutre: y = 1,9 (cm)
Bras de levier: Z = 65,2 (cm)
Déformation du béton: ε_b = 0,30 (‰)
Déformation de l'acier: ε_s = 10,00 (‰)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 434,8 (MPa)

Cas ELS M_{max} = -45,80 (kN*m) M_{min} = 0,00 (kN*m)
Coefficient de sécurité: 3,53
Position de l'axe neutre: y = 12,6 (cm)
Bras de levier: Z = 61,8 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 0,5 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 30,0 (MPa)
Contrainte de l'acier:
comprimée: σ_s' = 6,9 (MPa)

Contrainte limite de l'acier:

$\sigma_{s\ lim}$ = 264,0 (MPa)

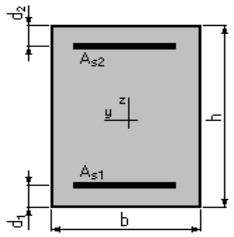
Calcul de Section en Flexion Composée
Ferraillage de l'âme section I1

1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 50,0 (MPa) **Acier: fe = 500,0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul en poutre
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



b = 100,0 (cm)
h = 87,0 (cm)
d_1 = 4,0 (cm)
d_2 = 4,0 (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N^O	Type	**N** (kN)	**M** (kN*m)
1.	ELU	-641,10	-483,59
2.	ELS	-453,48	-333,46

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 0,0 (cm2) Section théorique A_{s2} = 24,6 (cm2)
Section minimum $A_{s\ min}$ = 12,2 (cm2)
théorique ρ = 0,30 (%)
minimum ρ_{min} = 0,15 (%)

Analyse par Cas:

Cas N^O 1: Type ELU N = -641,10 (kN) M = -483,59 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,16 Pivot: A
Position de l'axe neutre: y = 1,5 (cm)
Bras de levier: Z = 82,4 (cm)
Déformation de l'acier: ε_s = 10,00 (‰)
Déformation du béton: ε_b = 0,18 (‰)
Contrainte de l'acier:

tendue: σ_s = 434,8 (MPa)

Cas N^O 2: Type ELS N = -453,48 (kN) M = -333,46 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,00
Position de l'axe neutre: y = 12,5 (cm)
Bras de levier: Z = 78,8 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 1,8 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 30,0 (MPa)

Contrainte de l'acier:
comprimée: σ_s' = 23,1 (MPa)
Contrainte limite de l'acier: $\sigma_{s\,lim}$ = 264,0 (MPa)

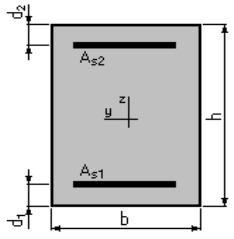
Calcul de Section en Flexion Composée
Ferraillage de l'âme section I2

1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 50,0 (MPa) **Acier: fe = 500,0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul en poutre
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



b = 100,0 (cm)
h = 87,0 (cm)
d_1 = 4,0 (cm)
d_2 = 4,0 (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N^O	Type	**N** (kN)	**M** (kN*m)
1.	ELU	-717,87	215,34
2.	ELS	-510,34	148,25

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 16,8 (cm2) Section théorique A_{s2} = 2,6 (cm2)
Section minimum $A_{s\,min}$ = 12,2 (cm2)
théorique ρ = 0,23 (%)
minimum ρ_{min} = 0,15 (%)

Analyse par Cas:

Cas N^{O} 1: Type ELU N = -717,87 (kN) M = 215,34 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,16 Pivot: A
Position de l'axe neutre: y = -15,1 (cm)
Bras de levier: Z = 83,0 (cm)
Déformation de l'acier: ε_s = 10,00 (‰)
Déformation du béton: ε_b = 0,00 (‰)
Contrainte de l'acier:

tendue: σ_s = 434,8 (MPa)

Cas N^{O} 2: Type ELS N = -510,34 (kN) M = 148,25 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,00
Position de l'axe neutre: y = - infini
Bras de levier: Z = 83,0 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 0,6 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 30,0 (MPa)

Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 23,4 (MPa)
comprimée: σ_s' = 7,1 (MPa)
Contrainte limite de l'acier: $\sigma_{s\,lim}$ = 264,0 (MPa)

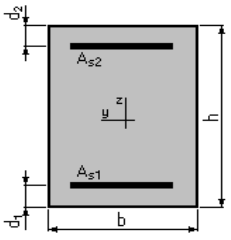
Calcul de Section en Flexion Composée
Ferraillage de l'âme section I3

1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 50,0 (MPa) **Acier: fe = 500,0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul en poutre
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



b = 100,0 (cm)
h = 87,0 (cm)
d_1 = 4,0 (cm)
d_2 = 4,0 (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N^{O}	Type	**N** (kN)	**M** (kN*m)
1.	ELU	-794,87	950,20
2.	ELS	-567,87	656,20

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 43,0 (cm2) Section théorique A_{s2} = 0,0 (cm2)
Section minimum $A_{s\,min}$ = 12,2 (cm2)
théorique ρ = 0,52 (%)
minimum ρ_{min} = 0,15 (%)

Analyse par Cas:

Cas N^{O} 1: Type ELU N = -794,87 (kN) M = 950,20 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,18 Pivot: A
Position de l'axe neutre: y = 4,2 (cm)
Bras de levier: Z = 81,4 (cm)
Déformation de l'acier: ε_s = 10,00 (‰)
Déformation du béton: ε_b = 0,53 (‰)
Contrainte de l'acier:

tendue: σ_s = 434,8 (MPa)

Cas N^{O} 2: Type ELS N = -567,87 (kN) M = 656,20 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,00
Position de l'axe neutre: y = 20,1 (cm)
Bras de levier: Z = 76,3 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 5,6 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 30,0 (MPa)

Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 264,0 (MPa)
Contrainte limite de l'acier: $\sigma_{s\,lim}$ = 264,0 (MPa)

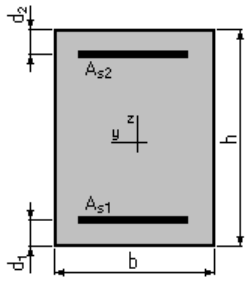
Calcul de Section en Flexion Simple
Ferraillage VSC S1 hourdis supérieure

1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 50,0 (MPa) **Acier: fe = 500,0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



b = 100,0 (cm)
h = 111,0 (cm)
d_1 = 4,0 (cm)
d_2 = 4,0 (cm)

3. Moments appliqués:

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	-689,00	0,00
Etat **L**imite de **S**ervice	-508,60	0,00
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 0,0 (cm2) Section théorique A_{s2} = 19,3 (cm2)
Section minimum $A_{s\,min}$ = 0,0 (cm2)
théorique ρ = 0,18 (%)
minimum ρ_{min} = 0,14 (%)

Analyse par Cas:

Cas ELU M_{max} = -689,00 (kN*m) M_{min} = 0,00 (kN*m)
Coefficient de sécurité: 1,29 Pivot: A
Position de l'axe neutre: y = 3,8 (cm)
Bras de levier: Z = 105,5 (cm)
Déformation du béton: ε_b = 0,37 (‰)
Déformation de l'acier: ε_s = 10,00 (‰)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 434,8 (MPa)

Cas ELS M_{max} = -508,60 (kN*m) M_{min} = 0,00 (kN*m)
Coefficient de sécurité: 1,00
Position de l'axe neutre: y = 22,2 (cm)
Bras de levier: Z = 99,6 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 2,3 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 30,0 (MPa)
Contrainte de l'acier:
comprimée: σ_s' = 31,5 (MPa)
Contrainte limite de l'acier:
$\sigma_{s\,lim}$ = 264,0 (MPa)

Calcul de Section en Flexion Simple
Ferraillage VSC S2 hourdis supérieure

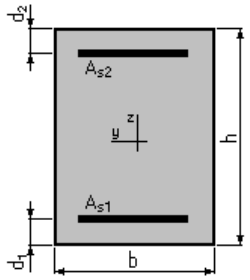
ANNEXE C: FERAILLAGRE DES ELEMENTS

1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 50,0 (MPa) **Acier: fe = 500,0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



b = 100,0 (cm)
h = 40,0 (cm)
d_1 = 4,0 (cm)
d_2 = 4,0 (cm)

3. Moments appliqués:

	M_{max} (kN*m)	**M_{min}** (kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	-345,50	0,00
Etat **L**imite de **S**ervice	-266,00	0,00
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 0,0 (cm2) Section théorique A_{s2} = 32,3 (cm2)
Section minimum $A_{s\,min}$ = 0,0 (cm2)
théorique ρ = 0,90 (%)
minimum ρ_{min} = 0,16 (%)

Analyse par Cas:

Cas ELU M_{max} = -345,50 (kN*m) M_{min} = 0,00 (kN*m)
Coefficient de sécurité: 1,36 Pivot: A
Position de l'axe neutre: y = 6,3 (cm)
Bras de levier: Z = 33,5 (cm)
Déformation du béton: ε_b = 2,13 (‰)
Déformation de l'acier: ε_s = 10,00 (‰)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 434,8 (MPa)

Cas ELS M_{max} = -266,00 (kN*m) M_{min} = 0,00 (kN*m)
Coefficient de sécurité: 1,00
Position de l'axe neutre: y = 14,5 (cm)
Bras de levier: Z = 31,2 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 11,8 (MPa)

Contrainte limite: 0,6 fcj = 30,0 (MPa)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 264,0 (MPa)
Contrainte limite de l'acier:
$\sigma_{s\ lim}$ = 264,0 (MPa)

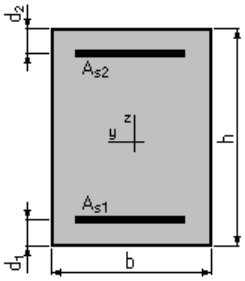
Calcul de Section en Flexion Simple
Ferraillage VSC S3 hourdis supérieure

1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 50,0 (MPa) **Acier: fe = 500,0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



b = 100,0 (cm)
h = 25,0 (cm)
d_1 = 4,0 (cm)
d_2 = 4,0 (cm)

3. Moments appliqués:

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	305,00	0,00
Etat **L**imite de **S**ervice	227,30	0,00
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 50,5 (cm2) Section théorique A_{s2} = 0,0 (cm2)
Section minimum $A_{s\ min}$ = 4,0 (cm2)
théorique ρ = 2,40 (%)
minimum ρ_{min} = 0,19 (%)

Analyse par Cas:

Cas ELU M_{max} = 305,00 (kN*m) M_{min} = 0,00 (kN*m)
Coefficient de sécurité: 1,23 Pivot: B
Position de l'axe neutre: y = 9,9 (cm)

Bras de levier: Z = 17,1 (cm)
Déformation du béton: ε_b = 3,25 (‰)
Déformation de l'acier: ε_s = 3,66 (‰)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 434,8 (MPa)

Cas ELS M_{max} = 227,30 (kN*m) M_{min} = 0,00 (kN*m)
Coefficient de sécurité: 1,00
Position de l'axe neutre: y = 11,8 (cm)
Bras de levier: Z = 17,1 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 22,6 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 30,0 (MPa)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 264,0 (MPa)
Contrainte limite de l'acier:
$\sigma_{s\ lim}$ = 264,0 (MPa)

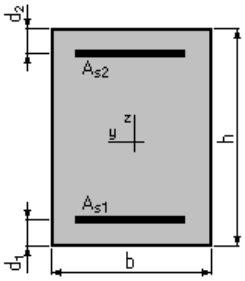
Calcul de Section en Flexion Simple
Ferraillage VSC hourdis inférieur (inf)

1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 50,0 (MPa) **Acier: fe = 500,0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



b = 100,0 (cm)
h = 30,0 (cm)
d_1 = 4,0 (cm)
d_2 = 4,0 (cm)

3. Moments appliqués:

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	191,45	0,00
Etat **L**imite de **S**ervice	144,20	0,00
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 24,3 (cm2) Section théorique A_{s2} = 0,0 (cm2)
Section minimum $A_{s\ min}$ = 4,6 (cm2)
théorique ρ = 0,94 (%)
minimum ρ_{min} = 0,18 (%)

Analyse par Cas:

Cas ELU M_{max} = 191,45 (kN*m) M_{min} = 0,00 (kN*m)
Coefficient de sécurité: 1,33 Pivot: A
Position de l'axe neutre: y = 4,8 (cm)
Bras de levier: Z = 24,1 (cm)
Déformation du béton: ε_b = 2,24 (‰)
Déformation de l'acier: ε_s = 10,00 (‰)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 434,8 (MPa)

Cas ELS M_{max} = 144,20 (kN*m) M_{min} = 0,00 (kN*m)
Coefficient de sécurité: 1,00
Position de l'axe neutre: y = 10,6 (cm)
Bras de levier: Z = 22,5 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 12,1 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 30,0 (MPa)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 264,0 (MPa)
Contrainte limite de l'acier:
$\sigma_{s\ lim}$ = 264,0 (MPa)

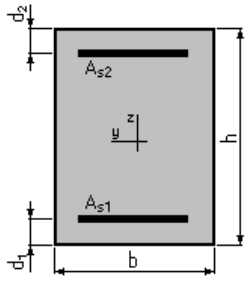
Calcul de Section en Flexion Simple
Ferraillage VSC hourdis inférieur (sup)

1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 50,0 (MPa) **Acier: fe = 500,0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



b = 100,0 (cm)
h = 30,0 (cm)
d_1 = 4,0 (cm)

d_2 = 4,0 (cm)

3. Moments appliqués:

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	-250,45	0,00
Etat **L**imite de **S**ervice	-187,50	0,00
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 0,0 (cm2) Section théorique A_{s2} = 32,2 (cm2)
Section minimum $A_{s\ min}$ = 0,0 (cm2)
théorique ρ = 1,24 (%)
minimum ρ_{min} = 0,18 (%)

Analyse par Cas:

Cas ELU M_{max} = -250,45 (kN*m) M_{min} = 0,00 (kN*m)
Coefficient de sécurité: 1,31 Pivot: A
Position de l'axe neutre: y = 6,3 (cm)
Bras de levier: Z = 23,5 (cm)
Déformation du béton: ε_b = 3,19 (‰)
Déformation de l'acier: ε_s = 10,00 (‰)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 434,8 (MPa)

Cas ELS M_{max} = -187,50 (kN*m) M_{min} = 0,00 (kN*m)
Coefficient de sécurité: 1,00
Position de l'axe neutre: y = 11,7 (cm)
Bras de levier: Z = 22,1 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 14,5 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 30,0 (MPa)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 264,0 (MPa)
Contrainte limite de l'acier:
$\sigma_{s\ lim}$ = 264,0 (MPa)

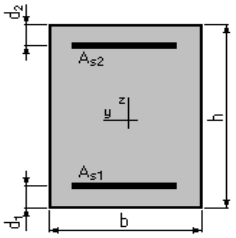
Calcul de Section en Flexion Composée
Ferraillage VSC I1 Âme

1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 50,0 (MPa) **Acier: fe = 500,0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul en poutre
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



b = 100,0 (cm)
h = 50,0 (cm)
d_1 = 4,0 (cm)
d_2 = 4,0 (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N°	Type	**N** (kN)	**M** (kN*m)
1.	ELU	-647,30	-567,02
2.	ELS	-467,47	-418,30

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 0,0 (cm2) Section théorique A_{s2} = 47,6 (cm2)
Section minimum $A_{s\,min}$ = 7,2 (cm2)
théorique ρ = 1,03 (%)
minimum ρ_{min} = 0,16 (%)

Analyse par Cas:

Cas N° 1: Type ELU N = -647,30 (kN) M = -567,02 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,27 Pivot: A
Position de l'axe neutre: y = 5,6 (cm)
Bras de levier: Z = 43,8 (cm)
Déformation de l'acier: ε_s = 10,00 (‰)
Déformation du béton: ε_b = 1,39 (‰)
Contrainte de l'acier:

tendue: σ_s = 434,8 (MPa)

Cas N° 2: Type ELS N = -467,47 (kN) M = -418,30 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,00
Position de l'axe neutre: y = 16,3 (cm)
Bras de levier: Z = 40,6 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 9,7 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 30,0 (MPa)

Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 264,0 (MPa)
Contrainte limite de l'acier: $\sigma_{s\,lim}$ = 264,0 (MPa)

Calcul de Section en Flexion Composée

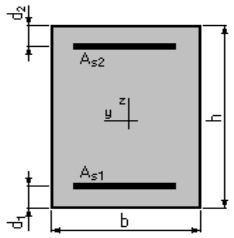
Ferraillage VSC I2 Âme

1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 50,0 (MPa) **Acier: fe = 500,0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul en poutre
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



b = 100,0 (cm)
h = 50,0 (cm)
d_1 = 4,0 (cm)
d_2 = 4,0 (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N^O	Type	**N** (kN)	**M** (kN*m)
1.	ELU	-659,69	-365,09
2.	ELS	-481,24	-193,75

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 0,0 (cm2) Section théorique A_{s2} = 26,7 (cm2)
Section minimum $A_{s\,min}$ = 7,2 (cm2)
théorique ρ = 0,58 (%)
minimum ρ_{min} = 0,16 (%)

Analyse par Cas:

Cas N^O 1: Type ELU N = -659,69 (kN) M = -365,09 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,00 Pivot: A
Position de l'axe neutre: y = 2,3 (cm)
Bras de levier: Z = 45,1 (cm)
Déformation de l'acier: ε_s = 10,00 (‰)
Déformation du béton: ε_b = 0,52 (‰)
Contrainte de l'acier:

tendue: σ_s = 434,8 (MPa)

Cas N^O 2: Type ELS N = -481,24 (kN) M = -193,75 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,01
Position de l'axe neutre: y = 9,5 (cm)
Bras de levier: Z = 42,8 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 4,5 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 30,0 (MPa)

Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 261,1 (MPa)
Contrainte limite de l'acier: $\sigma_{s\,lim}$ = 264,0 (MPa)

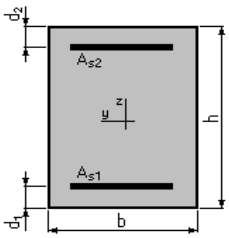
Calcul de Section en Flexion Composée
Ferraillage VSC I3 Âme

1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 50,0 (MPa) **Acier: fe = 500,0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul en poutre
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



b = 100,0 (cm)
h = 50,0 (cm)
d_1 = 4,0 (cm)
d_2 = 4,0 (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N^O	Type	**N** (kN)	**M** (kN*m)
1.	ELU	-696,87	250,48
2.	ELS	-504,19	187,50

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 26,3 (cm2) Section théorique A_{s2} = 0,0 (cm2)
Section minimum $A_{s\,min}$ = 7,2 (cm2)
théorique ρ = 0,57 (%)
minimum ρ_{min} = 0,16 (%)

Analyse par Cas:

Cas N^{O} 1: Type ELU N = -696,87 (kN) M = 250,48 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,23 Pivot: A
Position de l'axe neutre: y = 1,3 (cm)
Bras de levier: Z = 45,5 (cm)
Déformation de l'acier: ε_s = 10,00 (‰)
Déformation du béton: ε_b = 0,28 (‰)
Contrainte de l'acier:

tendue: σ_s = 434,8 (MPa)

Cas N^{O} 2: Type ELS N = -504,19 (kN) M = 187,50 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,00
Position de l'axe neutre: y = 8,9 (cm)
Bras de levier: Z = 43,0 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 4,2 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 30,0 (MPa)

Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 264,0 (MPa)
Contrainte limite de l'acier: $\sigma_{s\,lim}$ = 264,0 (MPa)

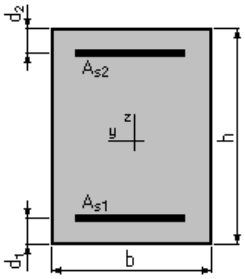
Calcul de Section en Flexion Simple Mur garde grève

1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 30.0 (MPa) **Acier: fe = 500.0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91

2. Section:



b = 100.0 (cm)
h = 50.0 (cm)
d_1 = 5.0 (cm)
d_2 = 5.0 (cm)

3. Moments appliqués:

	$\mathbf{M_{max}}$ (kN*m)	$\mathbf{M_{min}}$ (kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	0.00	0.00
Etat **L**imite de **S**ervice	209.09	0.00
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0.00	0.00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 24.2 (cm2) Section théorique A_{s2} = 0.0 (cm2)
Section minimum $A_{s\,min}$ = 4.9 (cm2)
théorique ρ = 0.54 (%)
minimum ρ_{min} = 0.11 (%)

Analyse par Cas:

Cas ELS M_{max} = 209.09 (kN*m) M_{min} = 0.00 (kN*m)
Coefficient de sécurité: 1.00
Position de l'axe neutre: y = 14.8 (cm)
Bras de levier: Z = 40.1 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 7.0 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 18.0 (MPa)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 215.6 (MPa)
Contrainte limite de l'acier:
$\sigma_{s\,lim}$ = 215.6 (MPa)

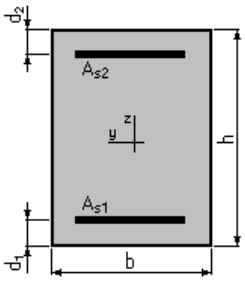
Ferraillage horizontal Calcul de Section en Flexion Simple

1. Hypothčses:

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

- Fissuration non préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91

2. Section:



b = 100,0 (cm)
h = 50,0 (cm)
d_1 = 5,0 (cm)
d_2 = 5,0 (cm)

3. Moments appliqués:

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	0,00	0,00
Etat **L**imite de **S**ervice	557,33	0,00
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 28,0 (cm2) Section théorique A_{s2} = 0,0 (cm2)
Section minimum $A_{s\,min}$ = 4,9 (cm2)
théorique ρ = 0,62 (%)
minimum ρ_{min} = 0,11 (%)

Analyse par Cas:

Cas ELS M_{max} = 557,33 (kN*m) M_{min} = 0,00 (kN*m)
Coefficient de sécurité: 1,00
Position de l'axe neutre: y = 15,7 (cm)
Bras de levier: Z = 39,8 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 17,9 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 18,0 (MPa)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 500,0 (MPa)
Contrainte limite de l'acier:
$\sigma_{s\,lim}$ = 500,0 (MPa)

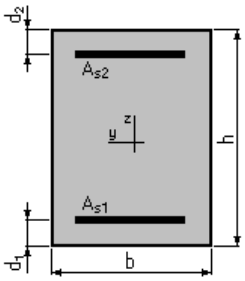
Ferraillage vertical Calcul de Section en Flexion Simple

1. Hypothčses:

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

- Fissuration non préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91

2. Section:



b = 100,0 (cm)
h = 50,0 (cm)
d_1 = 5,0 (cm)
d_2 = 5,0 (cm)

3. Moments appliqués:

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	0,00	0,00
Etat **L**imite de **S**ervice	227,50	0,00
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 11,0 (cm2) Section théorique A_{s2} = 0,0 (cm2)
Section minimum $A_{s\,min}$ = 4,9 (cm2)
théorique ρ = 0,24 (%)
minimum ρ_{min} = 0,11 (%)

Analyse par Cas:

Cas ELS M_{max} = 227,50 (kN*m) M_{min} = 0,00 (kN*m)
Coefficient de sécurité: 1,00
Position de l'axe neutre: y = 10,6 (cm)
Bras de levier: Z = 41,5 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 10,3 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 18,0 (MPa)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 500,0 (MPa)
Contrainte limite de l'acier:
$\sigma_{s\,lim}$ = 500,0 (MPa)

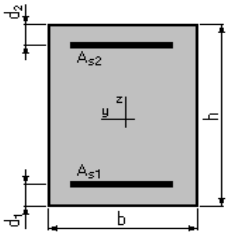
Calcul de Section en Flexion Composée du mure frontale

1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 30.0 (MPa) Acier: fe = 500.0 (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul en poteau
- Calcul suivant BAEL 91

2. Section:



b = 100.0 (cm)
h = 300.0 (cm)
d_1 = 5.0 (cm)
d_2 = 5.0 (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N^{O} Type **N** (kN) **M** (kN*m)

1.	ELU	1915.60	4153.46
2.	ELS	1421.73	2905.85

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 30.0 (cm2) Section théorique A_{s2} = 30.0 (cm2)
Section minimum $A_{s\,min}$ = 60.0 (cm2) Section maximum $A_{s\,max}$ = 1500.0 (cm2)
théorique ρ = 0.20 (%)
minimum ρ_{min} = 0.20 (%) maximum ρ_{max} = 5.00 (%)

Analyse par Cas:

Cas N^{O} 1: Type ELU N = 1915.60 (kN) M = 4153.46 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 2.38 Pivot: A
Position de l'axe neutre: y = 37.5 (cm)
Bras de levier: Z = 280.0 (cm)
Déformation de l'acier: ε_s = 10.00 (‰)
Déformation du béton: ε_b = 1.46 (‰)
Contrainte de l'acier:

tendue: σ_s = 434.8 (MPa) comprimée: σ_s' = 252.7 (MPa)

Cas N^{O} 2: Type ELS N = 1421.73 (kN) M = 2905.85 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1.51
Position de l'axe neutre: y = 86.0 (cm)
Bras de levier: Z = 266.3 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 2.2 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 18.0 (MPa)

Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 19.0 (MPa)
comprimée: σ_s' = 32.8 (MPa)
Contrainte limite de l'acier: $\sigma_{s\,lim}$ = 215.6 (MPa)

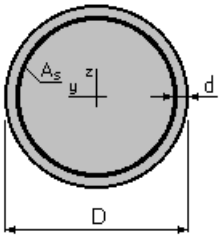
Calcul ferraillage de Section pieux en Flexion Déviée Composée

1. Hypothčses:

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

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



D = 120,0 (cm)

d = 10,0 (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N^{O}	Type	**N** (kN)	$\mathbf{M_y}$ (kN*m)	$\mathbf{M_z}$ (kN*m)
1.	ELU	10578,85	413,09	-285,90
2.	ELA	9346,66	270,70	160,09
3.	ELS	7893,76	-111,32	-113,36

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_s = 113,1 (cm2)

Section minimum $A_{s\ min}$ = 113,1 (cm2) Section maximum $A_{s\ max}$ = 565,5 (cm2)

théorique ρ = 1,00 (%)

minimum ρ_{min} = 0,50 (%) maximum ρ_{max} = 5,00 (%)

Analyse par Cas:

Cas N^{O} 1: Type ELU N = 10578,85 (kN) M_y = 413,09 (kN*m) M_z = -285,90 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,95 Pivot: C

Position de l'axe neutre: y = 134,6 (cm)

Bras de levier: Z = 52,8 (cm)

Déformation du béton: ε_b = 3,24 (‰)

Déformation de l'acier: ε_s = 0,00 (‰)

Contrainte de l'acier:

comprimée: σ_s' = 434,8 (MPa)

Cas N^{O} 2: Type ELA N = 9346,66 (kN) M_y = 270,70 (kN*m) M_z = 160,09 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 2,86 Pivot: C

Position de l'axe neutre: y = 140,1 (cm)

Bras de levier: Z = 51,5 (cm)

Déformation du béton: ε_b = 3,16 (‰)

Déformation de l'acier: ε_s = 0,00 (‰)

Contrainte de l'acier:

comprimée: σ_s' = 500,0 (MPa)

Cas N^{O} 3: Type ELS N = 7893,76 (kN) M_y = -111,32 (kN*m) M_z = -113,36 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 2,61

Position de l'axe neutre: y = 526,3 (cm)

ANNEXE C: FERAILLAGRE DES ELEMENTS

Bras de levier: Z = 51,7 (cm)

Contrainte maxi du béton: σ_b = 6,9 (MPa)

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

Contrainte de l'acier:

comprimée: σ_s' = 101,3 (MPa)

Contrainte limite de l'acier:

$\sigma_{s\ lim}$ = 250,0 (MPa)

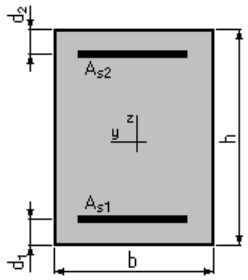
Calcul ferraillage de Section en Flexion Simple de la semelle nape inférieure sous Mxx

1. Hypothčses:

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

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



b = 100,0 (cm)
h = 300,0 (cm)
d_1 = 5,0 (cm)
d_2 = 5,0 (cm)

3. Moments appliqués:

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	13972,10	0,00
Etat **L**imite de **S**ervice	8086,20	0,00
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	12494,50	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 121,6 (cm2) Section théorique A_{s2} = 0,0 (cm2)
Section minimum $A_{s\,min}$ = 29,5 (cm2)
théorique ρ = 0,41 (%)
minimum ρ_{min} = 0,10 (%)

Analyse par Cas:

Cas ELU M_{max} = 13972,10 (kN*m) **M_{min} = 0,00 (kN*m)**
Coefficient de sécurité: 1,06 Pivot: A
Position de l'axe neutre: y = 38,9 (cm)
Bras de levier: Z = 279,4 (cm)
Déformation du béton: ε_b = 1,52 (‰)
Déformation de l'acier: ε_s = 10,00 (‰)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 434,8 (MPa)

Cas ELS M_{max} = 8086,20 (kN*m) M_{min} = 0,00 (kN*m)
Coefficient de sécurité: 1,00
Position de l'axe neutre: y = 87,1 (cm)
Bras de levier: Z = 266,0 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 7,0 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 18,0 (MPa)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 250,0 (MPa)
Contrainte limite de l'acier:
$\sigma_{s\ lim}$ = 250,0 (MPa)

Cas ELA M_{max} = 12494,50 (kN*m) M_{min} = 0,00 (kN*m)
Coefficient de sécurité: 1,37 Pivot:A
Position de l'axe neutre: y = 34,3 (cm)
Bras de levier: Z = 281,3 (cm)
Déformation du béton: ε_b = 1,31 (‰)
Déformation de l'acier: ε_s = 10,00 (‰)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 500,0 (MPa)

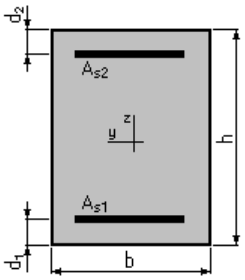
Calcul ferraillage de Section en Flexion Simple de la semelle nape supérieure sous Mxx

1. Hypothčses:

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

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



b = 100,0 (cm)
h = 300,0 (cm)
d_1 = 5,0 (cm)
d_2 = 5,0 (cm)

3. Moments appliqués:

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	-9722,64	0,00
Etat **L**imite de **S**ervice	-6984,50	0,00
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	-13155,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 0,0 (cm2) Section théorique A_{s2} = 104,3 (cm2)
Section minimum $A_{s\,min}$ = 0,0 (cm2) Section maximum $A_{s\,max}$ = 737,5 (cm2)
théorique ρ = 0,35 (%)
minimum ρ_{min} = 0,28 (%) maximum ρ_{max} = 2,46 (%)

Analyse par Cas:

Cas ELU M_{max} = -9722,64 (kN*m) M_{min} = 0,00 (kN*m)
Coefficient de sécurité: 1,31 Pivot: A
Position de l'axe neutre: y = 33,4 (cm)
Bras de levier: Z = 281,7 (cm)
Déformation du béton: ε_b = 1,27 (‰)
Déformation de l'acier: ε_s = 10,00 (‰)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 434,8 (MPa)

Cas ELS M_{max} = -6984,50 (kN*m) M_{min} = 0,00 (kN*m)
Coefficient de sécurité: 1,00
Position de l'axe neutre: y = 81,7 (cm)
Bras de levier: Z = 267,8 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 6,4 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 18,0 (MPa)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 250,0 (MPa)
Contrainte limite de l'acier:
$\sigma_{s\,lim}$ = 250,0 (MPa)

Cas ELA M_{max} = -13155,00 (kN*m) M_{min} = 0,00 (kN*m)
Coefficient de sécurité: 1,12 Pivot:A
Position de l'axe neutre: y = 29,4 (cm)
Bras de levier: Z = 283,2 (cm)
Déformation du béton: ε_b = 1,11 (‰)
Déformation de l'acier: ε_s = 10,00 (‰)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 500,0 (MPa)

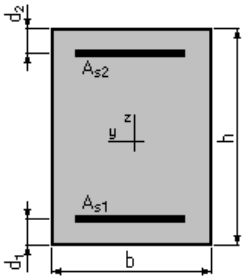
Calcul ferraillage de Section en Flexion Simple de la semelle nape inférieure sous Myy

1. Hypothčses:

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

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



b = 100,0 (cm)
h = 300,0 (cm)
d_1 = 5,0 (cm)
d_2 = 5,0 (cm)

3. Moments appliqués:

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	17394,10	0,00
Etat **L**imite de **S**ervice	6970,80	0,00
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	11251,70	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 144,7 (cm2) Section théorique A_{s2} = 0,0 (cm2)
Section minimum $A_{s\,min}$ = 82,6 (cm2) Section maximum $A_{s\,max}$ = 737,5 (cm2)
théorique ρ = 0,49 (%)
minimum ρ_{min} = 0,28 (%) maximum ρ_{max} = 2,46 (%)

Analyse par Cas:

Cas ELU M_{max} = 17394,10 (kN*m) M_{min} = 0,00 (kN*m)
Coefficient de sécurité: 1,00 Pivot: A
Position de l'axe neutre: y = 46,3 (cm)
Bras de levier: Z = 276,5 (cm)
Déformation du béton: ε_b = 1,86 (‰)
Déformation de l'acier: ε_s = 10,00 (‰)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 434,8 (MPa)

Cas ELS M_{max} = 6970,80 (kN*m) M_{min} = 0,00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,37
Position de l'axe neutre: y = 93,5 (cm)
Bras de levier: Z = 263,8 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 5,7 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 18,0 (MPa)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 182,6 (MPa)
Contrainte limite de l'acier:
$\sigma_{s\ lim}$ = 250,0 (MPa)

Cas ELA M_{max} = 11251,70 (kN*m) **M_{min} = 0,00 (kN*m)**
Coefficient de sécurité: 1,79 Pivot:A
Position de l'axe neutre: y = 40,8 (cm)
Bras de levier: Z = 278,7 (cm)
Déformation du béton: ε_b = 1,60 (‰)
Déformation de l'acier: ε_s = 10,00 (‰)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 500,0 (MPa)

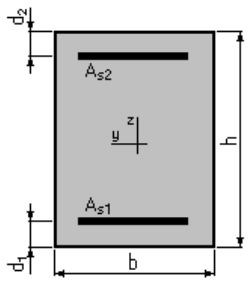
Calcul ferraillage de Section en Flexion Simple de la semelle nape supérieure sous Myy

1. Hypothčses:

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

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



b = 100,0 (cm)
h = 300,0 (cm)
d_1 = 5,0 (cm)
d_2 = 5,0 (cm)

3. Moments appliqués:

	M_{max} (kN*m)	**M_{min}** (kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	-17138,50	0,00

Etat **L**imite de **S**ervice	-7199,10	0,00
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	-10773,30	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 0,0 (cm2) Section théorique A_{s2} = 142,4 (cm2)
Section minimum $A_{s\,min}$ = 0,0 (cm2) Section maximum $A_{s\,max}$ = 737,5 (cm2)
théorique ρ = 0,48 (%)
minimum ρ_{min} = 0,28 (%) maximum ρ_{max} = 2,46 (%)

Analyse par Cas:

Cas ELU M_{max} = -17138,50 (kN*m) M_{min} = 0,00 (kN*m)
Coefficient de sécurité: 1,00 Pivot: A
Position de l'axe neutre: y = 45,5 (cm)
Bras de levier: Z = 276,8 (cm)
Déformation du béton: ε_b = 1,83 (‰)
Déformation de l'acier: ε_s = 10,00 (‰)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 434,8 (MPa)

Cas ELS M_{max} = -7199,10 (kN*m) M_{min} = 0,00 (kN*m)
Coefficient de sécurité: 1,31
Position de l'axe neutre: y = 92,9 (cm)
Bras de levier: Z = 264,0 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 5,9 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 18,0 (MPa)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 191,5 (MPa)
Contrainte limite de l'acier:
$\sigma_{s\,lim}$ = 250,0 (MPa)

Cas ELA M_{max} = -10773,30 (kN*m) M_{min} = 0,00 (kN*m)
Coefficient de sécurité: 1,84 Pivot:A
Position de l'axe neutre: y = 40,1 (cm)
Bras de levier: Z = 278,9 (cm)
Déformation du béton: ε_b = 1,58 (‰)
Déformation de l'acier: ε_s = 10,00 (‰)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 500,0 (MPa)

ANNEXE D : INTERACTION RAIL / STRUCTURE RESULTATS

TABLEAU D.1. Contrainte axiale globales combinées avec ΔT_R^+ de la première position.

	Contrainte due aux:(MPa)					Contrainte due aux : (MPa)			
Element	ΔT_R^+	Charges Verticales	Frein/ ACC	SOMME	Element	ΔT_R^+	Charges Verticales	Frein/ ACC	SOMME
1	0,0111	-3,55E-06	-0,0000779	0,011019	1398	-62,9	-0,00358	-0,168	**-63,0716**
2	0,0115	0,0000433	-0,00013	0,011413	1738	-57,2	0,00352	-4,93	-62,1265
3	0,0213	-6,79E-06	-0,000149	0,021144	1738	-57,2	0,00352	-3,63	-60,8265
4	0,0221	0,0000829	-0,000249	0,021934	1390	-60,3	-0,0032	-0,15	-60,4532
5	0,0111	-3,55E-06	-0,0000779	0,011019	1344	-44,6	-0,00164	-0,0768	-44,6784
6	0,0115	0,0000433	-0,00013	0,011413	1706	-44,3	0,00721	-0,214	-44,5068
…	…	…	…	…	1467	-44,4	-0,00212	-0,0998	-44,5019
1916	40,6	-0,00045	-0,00983	40,58972	1784	-41,3	0,00781	-2,49	-43,7822
1920	40,6	-0,000481	-0,0106	40,58892	1630	-43,6	0,00121	-0,167	-43,7658

TABLEAU D.2. Contrainte axiale globales combinées avec ΔT_R^- de la première position.

	Contrainte due aux:(MPa)					Contrainte due aux:(MPa)			
Element	ΔT_R^-	Charges Verticales	Frein/ ACC	SOMME	Element	ΔT_R^-	Charges Verticales	Frein/ ACC	SOMME
1398	62,9	-0,00358	-0,168	**62,73**	1738	57,2	2,83	29,4	89,43
1401	61,9	-0,00346	-0,162	61,73	1680	60,5	2,39	26,3	89,19
1394	61,6	-0,00339	-0,158	61,44	1676	59,3	2,25	25	86,55
1680	60,5	0,00425	-0,105	60,40	1744	55,3	1,74	27,9	84,94
1390	60,3	-0,00320	-0,15	60,15	1729	54,6	2,53	26,8	83,93
1676	59,3	0,00387	-0,302	59,00	2108	-39,9	-0,00119	-0,0323	-39,9335
…	…	…	…	…	2009	-39,2	-0,00136	-0,0334	-39,2348
1438	55,9	-0,00322	-0,151	55,75	2128	-39	-0,0014	-0,0396	-39,041
1668	56,6	0,00319	-0,0504	56,55	1689	-31,9	-2,19E-05	-0,00634	-31,9064

TABLEAU D.3. Contrainte axiale globales combinées avec ΔT_R^+ de la deuxième position.

	Contrainte due aux:(MPa)					Contrainte due aux:(MPa)			
Element	ΔT_R^+	Charges Verticales	Frein/ ACC	SOMME	Element	ΔT_R^+	Charges Verticales	Frein/ ACC	SOMME
1398	-62,9	1,33	-26,7	**-88,27**	1537	-20,5	-12,7	-3,15	-36,35
1394	-61,6	1,26	-25,4	-85,74	1732	-34,5	-9,49	7,64	-36,35
1431	-57,8	1,84	-29,6	-85,56	1720	-38,7	-7,45	9,83	-36,32
1415	-52,5	1,48	-24,4	-75,42	1724	-37,3	-8,19	9,25	-36,24
1442	-52,3	-0,405	-22,4	-75,105	1728	-35,9	-8,87	8,53	-36,24
1375	-55	0,955	-19,3	-73,345	1804	35	23,3	1,82	60,12
…	…	…	…	…	1809	35,2	23	1,89	60,09
1795	34,5	23,8	1,65	59,95	1799	34,7	23,6	1,74	60,04
1809	35,2	23	0,547	58,747	1813	35,4	22,6	1,96	59,96

TABLEAU D.4. Contrainte axiale globales combinées avec ΔT_R^- de la deuxième position.

	Contrainte due aux:(MPa)					Contrainte due aux:(MPa)			
Element	ΔT_R^-	Charges Verticales	Frein/ ACC	SOMME	Element	ΔT_R^-	Charges Verticales	Frein/ ACC	SOMME
2072	-40,6	-22,5	-0,788	-63,888	2076	-40,6	-0,000735	-0,018	-40,6192
2074	-40,6	-22,4	-0,869	-63,869	1948	-40,6	-0,000765	-0,018	-40,6188
2070	-40,6	-22,5	-0,707	-63,807	1944	-40,6	-0,000734	-0,017	-40,6179
2076	-40,6	-22,2	-0,95	-63,75	1390	-60,3	-0,0032	-0,15	-60,4532
2068	-40,6	-22,5	-0,625	-63,725	1938	-40,6	-0,000671	-0,015	-40,6162
2066	-40,6	-22,5	-0,544	-63,644	1712	49,4	2,02	21,7	73,12
2064	-40,6	-22,4	-0,463	-63,463	1754	51,4	-0,772	21,6	72,228
2078	-40,5	-21,9	-1,03	-63,43	1695	44,2	1,62	17,3	63,12
1738	57,2	2,83	29,4	**89,43**	1698	47,2	-2,02	17,3	62,48

TABLEAU D.5.Deplacement absolu du tablier avec AD au PK 127+918 de la première position.

	deplacement due aux: (mm)		
NODE	Charges Verticales	Frein/ ACC	SOMME
810	0	0	0
809	0	0	0
…	…	…	…
Tous	0	0	0

TABLEAU D.6.Deplacement absolu du tablier avec AD au PK 127+ de la deuxième position.

	deplacement due aux (mm):				deplacement due aux (mm):		
NODE	Charges Verticales	Frein/ ACC	SOMME	NODE	Charges Verticales	Frein/ ACC	SOMME
965	3,353214	4,385773	**7,738987**	809	-2,058878	4,288003	2,229125
963	3,359366	4,378303	7,737669	810	-2,05523	4,284417	2,229187
967	3,33766	4,398265	7,735925	807	-2,062873	4,293385	2,230512
961	3,362401	4,373349	7,73575	812	-2,041675	4,275476	2,233801
969	3,315482	4,41083	7,726312	805	-2,064509	4,302381	2,237872
959	3,3653	4,361005	7,726305	814	-2,021728	4,266636	2,244908
973	3,29301	4,420915	7,713925	802	-2,059854	4,31143	2,251576
972	3,286895	4,423443	7,710338	816	-1,995386	4,257912	2,262526
957	3,361429	4,348787	7,710216	800	-2,051628	4,318687	2,267059
971	3,252492	4,436056	7,688548	799	-2,049105	4,320498	2,271393
955	3,35077	4,336711	7,687481	819	-1,963398	4,24923	2,285832
976	3,21171	4,448695	7,660405	797	-2,032844	4,329511	2,296667
953	3,334013	4,32475	7,658763	822	-1,925028	4,2407	2,315672
975	3,164643	4,461344	7,625987	795	-2,010484	4,338535	2,328051
951	3,31046	4,312969	7,623429	824	-1,880335	4,232341	2,352006
974	3,154492	4,463864	7,618356	792	-1,982099	4,347557	2,365458
970	3,112059	4,47395	7,586009	825	-1,860704	4,229032	2,368328
948	3,280151	4,301388	7,581539	791	-1,975714	4,349352	2,373638
947	3,266149	4,296799	7,562948	827	-1,829757	4,224117	2,39436
968	3,053577	4,486528	7,540105	789	-1,948425	4,356489	2,408064

TABLEAU D.7.Deplacement absolu du tablier avec AD au PK 128+208 de la première position.

	deplacement due aux(mm):				deplacement due aux (mm):		
NODE	Charges Verticales	Frein/ ACC	SOMME	NODE	Charges Verticales	Frein/ ACC	SOMME
710	0	0,080614	0,080614	544	0,000001	0,03613	0,036131
711	0	0,08031	0,08031	546	0,000001	0,036148	0,036149
713	0	0,08001	0,08001	548	0,000001	0,036167	0,036168
715	0	0,07949	0,07949	550	0,000001	0,036201	0,036202
717	0	0,079016	0,079016	551	0,000001	0,036233	0,036234
718	0	0,078965	0,078965	553	0,000001	0,036237	0,036238
720	0	0,078446	0,078446	555	0,000001	0,036275	0,036276
722	0	0,077923	0,077923	557	0,000001	0,036316	0,036317
724	0	0,077398	0,077398	559	0,000001	0,03636	0,036361
726	0	0,076884	0,076884	561	0,000001	0,036406	0,036407
728	0,000001	0,076371	0,076372	563	0,000001	0,036455	0,036456
730	0,000001	0,07586	0,075861	565	0,000001	0,036507	0,036508
731	0,000001	0,075808	0,075809	566	0,000001	0,036512	0,036513
733	0,000001	0,075363	0,075364	568	0,000001	0,036562	0,036563
735	0,000001	0,074871	0,074872	570	0,000001	0,036619	0,03662
737	0,000001	0,074383	0,074384	572	0,000001	0,036681	0,036682
738	0,000001	0,074286	0,074287	573	0,000001	0,036693	0,036694
741	0,000001	0,07391	0,073911	575	0,000001	0,036745	0,036746
743	0,000001	0,073536	0,073537	576	0,000001	0,036799	0,0368
744	0,000001	0,073447	0,073448	578	0,000001	0,036812	0,036813
746	0,000001	0,073	0,073001	580	0,000001	0,036883	0,036884
748	0,000001	0,07256	0,072561	582	0,000001	0,036957	0,036958

TABLEAU D.8.Deplacement absolu du tablier avec AD au PK 128+208 de la deuxième position.

	deplacement due aux(mm):				deplacement due aux(mm):		
NODE	Charges Verticales	Frein/ ACC	SOMME	NODE	Charges Verticales	Frein/ ACC	SOMME
965	4,19907	3,304072	**7,503142**	810	4,208522	-2,0986	2,109926
963	4,192503	3,310305	7,502808	812	4,195944	-2,08512	2,110827
961	4,188106	3,313394	7,5015	809	4,213578	-2,10221	2,111364
967	4,210048	3,288381	7,498429	807	4,221248	-2,10616	2,115086
959	4,177147	3,316428	7,493575	814	4,183523	-2,06524	2,118279
969	4,22109	3,266065	7,487155	805	4,234099	-2,10772	2,126382
957	4,166305	3,31269	7,478995	816	4,171276	-2,03898	2,132297
973	4,229948	3,243483	7,473431	802	4,247053	-2,10298	2,14407
972	4,232146	3,23734	7,469486	819	4,159233	-2,00706	2,152173
955	4,155598	3,302163	7,457761	823	4,217117	-2,05603	2,161086
971	4,243098	3,2028	7,445898	826	4,22794	-2,0661	2,161838
953	4,144895	3,285538	7,430433	800	4,25747	-2,09469	2,162777
976	4,254066	3,161879	7,415945	820	4,206258	-2,04125	2,165006
951	4,134368	3,262116	7,396484	828	4,23656	-2,07075	2,165812
975	4,265033	3,114672	7,379705	829	4,238713	-2,07141	2,167303
974	4,267216	3,104493	7,371709	799	4,260098	-2,09215	2,167945
948	4,124034	3,231935	7,355969	818	4,199714	-2,03015	2,169562
947	4,119943	3,217984	7,337927	817	4,195358	-2,02178	2,173581
970	4,27585	3,061948	7,337798	831	4,249403	-2,07188	2,17752
945	4,113831	3,195386	7,309217	822	4,147403	-1,96876	2,178641
968	4,286606	3,003326	7,289932	815	4,184421	-1,99765	2,186776
943	4,103809	3,152413	7,256222	833	4,260034	-2,06759	2,192441

TABLEAU D.9.Deplacement absolu du tablier avec 2 AD de la première et la troisième position.

	deplacement due aux(mm):		
NODE	Chqrges V	Frein/ ACC	SOMME
810	0	0	0
809	0	0	0
...	...	...	...
Tous	0	0	0

TABLEAU D.10.Deplacement absolu du tablier avec 2 AD de la première et la troisième position.

	deplacement due aux(mm):				deplacement due aux(mm):		
NODE	Charges Verticales	Frein/ ACC	SOMME	NODE	Charges Verticales	Frein/ ACC	SOMME
965	3,353214	4,385773	7,738987	809	-2,058878	4,288003	2,229125
963	3,359366	4,378303	7,737669	810	-2,05523	4,284417	2,229187
967	3,33766	4,398265	7,735925	807	-2,062873	4,293385	2,230512
961	3,362401	4,373349	7,73575	812	-2,041675	4,275476	2,233801
969	3,315482	4,41083	7,726312	805	-2,064509	4,302381	2,237872
959	3,3653	4,361005	7,726305	814	-2,021728	4,266636	2,244908
973	3,29301	4,420915	7,713925	802	-2,059854	4,31143	2,251576
972	3,286895	4,423443	7,710338	816	-1,995386	4,257912	2,262526
957	3,361429	4,348787	7,710216	800	-2,051628	4,318687	2,267059
971	3,252492	4,436056	7,688548	799	-2,049105	4,320498	2,271393
955	3,35077	4,336711	7,687481	819	-1,963398	4,24923	2,285832
976	3,21171	4,448695	7,660405	797	-2,032844	4,329511	2,296667
953	3,334013	4,32475	7,658763	822	-1,925028	4,2407	2,315672
959	3,35869	4,836836	**8,195526**	795	-2,010484	4,338535	2,328051
961	3,355785	4,850202	8,205987	824	-1,880335	4,232341	2,352006
957	3,354825	4,823613	8,178438	792	-1,982099	4,347557	2,365458
970	3,112059	4,47395	7,586009	825	-1,860704	4,229032	2,368328
948	3,280151	4,301388	7,581539	791	-1,975714	4,349352	2,373638
947	3,266149	4,296799	7,562948	827	-1,829757	4,224117	2,39436
968	3,053577	4,486528	7,540105	789	-1,948425	4,356489	2,408064
945	3,243475	4,289997	7,533472	830	-1,773235	4,216068	2,442833