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



Mémoire

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

Filière : Travaux Publics

Spécialité : Routes et Ouvrages

Thème

Conception et étude d'un viaduc du PK 21+749.21 au PK 22+099.01 avec l'étude spécifique de l'interaction voie/structure sur le traçant « BOUCHEGOUF – OUED KEBRIT » avec la programmation de spectre sismique

Preparer par :

BOUZIANE Ayoub

HEBBACHE Aymene

Encadreur par :

Mr ZOURGUI Hemaidi Nadjib

Promotion 2024 / 2025

© ENSTP-FJ – Garidi – Vieux Kouba

Dédicace

Avant tout, je remercie Allah, Le Tout-Puissant, de m'avoir accordé la foi et la force nécessaires pour arriver jusqu'ici.

Je dédie ce travail :

À **mes parents bien-aimés**, pour leur amour, leurs prières, leurs sacrifices et leur soutien inestimable.

À **mes frères et sœurs**, pour leur affection et leurs encouragements constants.

À **toute ma famille**, pour leur présence, leur fierté et leur confiance.

À **mon binôme HEBBACHE Aymen**, avec qui j'ai partagé cette belle aventure, pour sa collaboration et son sérieux.

À **tous mes amis de l'ENSTP – promotion 2025 (MECHAMACHE Med Redha, ELKHEDIM Abdelhalim, KADRI Omar Zinelabidine, HADROUG Med Redha, BENMECHICHE Yacine, OUBOUCHOU Amine, TALHA Houdhaifa, SAYOUD Mustapha, MAAMRIA Achref, AIT CHABANE Islem, BELHOUADJEB Djaballah, CHENNOUF Aymen)**, pour les souvenirs inoubliables, les moments de solidarité et d'amitié.

À **mes amis de l'ENSH (BENYAHIA Amine, MAARIG Yessad, BENHAMOUDA Moussa, MEKHOUKH Moudjib, KHALFI Abdelwadoud, LAZIZI Adlane)**, pour leur soutien et leur amitié tout au long de ce parcours.

À tous mes proches, ainsi qu'à toutes les personnes qui ont contribué, de près ou de loin, à la réalisation de ce mémoire.

À vous… et enfin, à tous ceux qui m'aiment, de près ou de loin.

BOUZIANE Ayoub

Dédicace

Au seuil de ce travail, ma première pensée et ma plus profonde gratitude vont à Allah, le Tout-Puissant, pour m'avoir guidé et donné la persévérance nécessaire à son achèvement.

Ce mémoire est le fruit de nombreux soutiens, et c'est avec une immense reconnaissance que je souhaite le dédier.

Je l'offre d'abord au cœur de ma vie, **mes parents**, dont l'amour, les prières et les sacrifices silencieux ont été la fondation de tout mon parcours. Je le dédie également à **mes sœurs et mon frère**, complices de toujours, ainsi qu'à **toute ma famille**, pour la fierté et la confiance qu'ils m'ont toujours témoignées.

Cette aventure académique fut partagée avec un collaborateur exceptionnel, **BOUZIANE AYOUB**. Je le remercie pour son engagement et le sérieux dont il a fait preuve à chaque étape.

Je n'oublie pas les amitiés qui ont illuminé ces années d'études. Une pensée particulière pour mes camarades de la **promotion 2025 de l'ENSTP** (KADRI Omar Zinelabidine , smaili ayoub, BENMECHICHE Yacine, BENZENATI omar, HAFSAOUI souhail, MESSAOUDI youcef BENBRIMA aymen, MECHAMACHE Med Redha, ELKHEDIM Abdelhalim, NOUICER tamer, KADRI ayoub, ARAR chaker, DRICI ayoub, OUBOUCHOU Amine, TALHA Houdhaifa, SAYOUD Mustapha, MAAMRIA Achref, AIT CHABANE Islem, BELHOUADJEB Djaballah, CHENNOUF Aymen), pour une camaraderie faite de solidarité et de souvenirs impérissables. Mes remerciements vont aussi à mom ami de **l'ENSH** (**BENYAHIA Amine**), pour leur soutien fidèle.

Enfin, merci à tous ceux qui, par un mot, un geste ou une pensée, ont contribué à la naissance de ce projet.

AYMENE

REMERCIEMENTS

Avant tout, je rends grâce à Allah Le Tout-Puissant, source de force, de patience et de sagesse, qui m'a guidé et soutenu tout au long de ce parcours académique.

Je tiens à exprimer toute ma gratitude et mon profond respect à mes **chers parents** pour leur amour inconditionnel, leur soutien moral et matériel constant, ainsi que leurs prières qui m'ont accompagné dans chaque étape de mon parcours.

Mes remerciements les plus sincères s'adressent à **Dr. ZOURGUI Hemaidi Nadjib**, mon encadreur, pour sa précieuse orientation, sa disponibilité et ses conseils éclairés tout au long de ce travail. Son accompagnement rigoureux et bienveillant a été d'un apport inestimable dans la réalisation de ce projet.

Je remercie également **mon ami BENYAHIA Amine**, pour son aide précieuse, son soutien technique et moral, ainsi que pour les moments de collaboration enrichissants que nous avons partagés durant la préparation de ce mémoire.

J'exprime aussi ma reconnaissance aux **membres du jury** pour avoir accepté de lire, évaluer et commenter ce travail, ainsi qu'à **l'ensemble des enseignants du département Routes et Ouvrages** pour la qualité de l'enseignement et leur engagement tout au long de notre formation.

Mes remerciements particuliers vont à **Monsieur GUERFI** pour la formation qu'il nous a assurée sur le logiciel **Midas Civil**, qui a grandement facilité notre approche de modélisation et d'analyse structurelle. Ainsi qu'à **Monsieur GASSIS Soufiane** pour la qualité de ses enseignements en **Résistance des Matériaux**, qui ont posé les bases de notre compréhension des efforts et du comportement des structures.

Je tiens à remercier chaleureusement **le département Routes et Ouvrages**, en particulier **Madame BOUREBIA Amina**, **Monsieur ZOUGGARI Mustapha** et **Madame MOHRI Rachida**

Enfin, je remercie du fond du cœur toutes les personnes qui m'ont aidé, de près ou de loin, et qui ont contribué, d'une manière ou d'une autre, à la réussite de ce projet.

Ayoub

Remerciements

Avant tout, je rends grâce à Allah Le Tout-Puissant, source de force, de patience et de sagesse, qui m'a guidé et soutenu tout au long de ce parcours académique.

Je tiens à exprimer toute ma gratitude et mon profond respect à mes **chers parents** pour leur amour inconditionnel, leur soutien moral et matériel constant, ainsi que leurs prières qui m'ont accompagné dans chaque étape de mon parcours.

Mes remerciements les plus sincères s'adressent à **Dr. ZOURGUI Hemaidi Nadjib**, mon encadreur, pour sa précieuse orientation, sa disponibilité et ses conseils éclairés tout au long de ce travail. Son accompagnement rigoureux et bienveillant a été d'un apport inestimable dans la réalisation de ce projet.

Je remercie également mon ami **BENYAHIA Amine**, pour son aide précieuse, son soutien technique et moral, ainsi que pour les moments de collaboration enrichissants que nous avons partagés durant la préparation de ce mémoire.

J'exprime aussi ma reconnaissance aux membres du jury pour avoir accepté de lire, évaluer et commenter ce travail, ainsi qu'à l'ensemble des enseignants du département Routes et Ouvrages d'Art pour la qualité de l'enseignement et leur engagement tout au long de notre formation.

Nous remercions l'ensemble du corps enseignant et du personnel de l'**ENSTP** pour la qualité de la formation dispensée et pour leur dévouement.

Enfin, je remercie du fond du cœur toutes les personnes qui m'ont aidé, de près ou de loin, et qui ont contribué, d'une manière ou d'une autre, à la réussite de ce projet.

AYMENE

ملخص

يهدف هذا العمل إلى إعداد دراسة وتصميم شاملين لجسر يقع عند النقطة الكيلومترية 21+749.21 ، والمعروف بالجسر رقم 05 في ولاية سوق أهراس، وذلك بغرض ربط منطقة بوشقوف بمدينة واد الكبريت. وقد تم تضمين دراسة متخصصة لتفاعل السكة الحديدية مع الهيكل الإنشائي للجسر.تم تحليل ثلاثة خيارات إنشائية مختلفة، وهي: جسر بكمرات، وجسر بعوارض معدنية مختلطة، وجسر صندوقي. وبعد اعتماد منهج متعدد المعايير للمقارنة، تم اختيار الحل الأنسب تقنياً واقتصادياً، والمتمثل في جسر صندوقي ذو ارتفاع متغير، يتم إنشاؤه بطريقة التتابع المتتالي.شملت الدراسة تحليل وتصميم كل من الهيكل العلوي والهيكل التحتي للجسر، بالإضافة إلى حساب الجهود المسبقة وتحليل التأثيرات الزلزالية. تم استخدام برمجيات هندسية متخصصة لإنجاز مختلف الحسابات، مع التقيد التام بالمعايير والمواصفات المعتمدة في الجزائر.

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

Résumé

Ce travail vise à réaliser une étude et un dimensionnement complets d'un pont situé au point kilométrique 21+749.21, connu sous le nom de Pont n°05 dans la wilaya de Souk Ahras, dans le cadre d'un projet de liaison entre la région de Bouchegouf et la ville de Oued Kebrit. Une étude spécifique sur l'interaction rail/structure a été intégrée dans ce travail. Trois solutions structurelles ont été analysées et comparées : pont à poutres, pont mixte, et pont-caisson. En s'appuyant sur une approche multicritère tenant compte des aspects techniques et économiques, la solution la plus appropriée a été retenue : un pont-caisson à hauteur variable, mis en œuvre selon la méthode de construction en encorbellements successifs. L'étude a porté sur le dimensionnement de la superstructure et de l'infrastructure, avec le calcul des efforts de précontrainte et l'analyse de la réponse sismique de l'ouvrage. Des logiciels de calcul spécialisés ont été utilisés, conformément aux normes et règlements en vigueur en Algérie.

Mots-clés : Béton précontraint, construction en encorbellement successif, interaction voie/structure, analyse sismique, superstructure, infrastructure.

Abstract

This work aims to carry out a comprehensive study and design of a bridge located at kilometer point 21+749.21, known as Bridge No. 05 in the Souk Ahras province, as part of a project to connect the Bouchegouf area with the city of Oued Kebrit. A dedicated study of the rail/structure interaction was included in this work. Three structural alternatives were analyzed and compared: a girder bridge, a composite steel girder bridge, and a box girder bridge. Based on a multi-criteria approach considering both technical and economic aspects, the most efficient solution was selected: a variable-depth box girder bridge, constructed using the balanced cantilever method. The study included the design and analysis of both the superstructure and the substructure, including prestressing calculations and seismic response analysis. Specialized engineering software was used to perform all calculations in accordance with the standards and regulations in force in Algeria.

Keywords: prestressed concrete, balanced cantilever, rail/structure interaction, seismic analysis, superstructure, substructure.

SOMMAIRE

INTRODCUTION 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.3. LES DONNEES DU PROJET 3
I.3.1. Données fonctionnelles 3
I.3.1.1. Tracé en plan 3
I.3.1.2. Profil en long 3
I.3.1.3. Profil en travers 4
I.4. OBJECTIF DU PROJET 5
I.5. CONCLUSION 5
CHAPITRE II : CONCEPTION GENERALE 6
II.1. INTRODUCTION 6
II.2. CHOIX DU TYPE D'OUVRAGE 6
II.3. Presentations et pre-dimentionnement des variants 6
II.3.1. VARIANTE N°01 : Pont à poutres en béton précontrainte post tension 6
II.3.1.1. Présentation générale de la variante 6
II.3.1.2. Avantages et inconvénients : 7
II.3.1.3. Conception de la variante 7
II.3.2. VARIANTE N°02 : Pont mixte (bipoutre métallique a entretoise) 10
II.3.2.1. Présentation générale de la variante : 10
II.3.2.2. Les avantages et les inconvénients : 10
II.3.2.3. Conception de la variante 11
II.3.3. VARIANTE N°03 : Pont voussoirs en béton précontraint construit par encorbellements successifs 15
II.3.3.1. Présentation générale de la variante : 15
II.3.3.2. Avantages et inconvénients 15
II.3.3.3. Conception de la variante 15
II.3.3.4. Conception transversale 16
II.4. ANALYSE MULTICRITERES 20
II.4.1. L'exécution : (/6 points) 20

II.4.2. L'entretien : (/4 points) 20
II.4.3. L'esthétique : (/5 points) 20
II.4.4. L'économie : (/5 points) 21
II.5. CONCLUSION 21
CHAPITRE III : HYPOTHESES DE CALCUL 22
III.1. INTRODUCTION 22
III.2. NORMES ET REGLES DE CALCUL 22
III.3. CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX 22
III.3.1. Béton 23
III.3.1.1. Contraintes admissibles à la compression : 23
III.3.1.2. Déformation longitudinale du béton : 24
III.3.2. Les armatures 24
III.3.2.1. Les armateurs passives 24
III.3.2.2. Contrainte de l'acier à l'ELU : 25
III.3.2.3. Contrainte de l'acier à l'ELS : 25
III.3.2.4. Armatures de précontrainte 26
III.4. CONCLUSION 26
CHAPITRE IV : CHARGE ET SURCHARGES 27
IV.1. EVALUATION DES CHARGES ET SURCHARGES 27
IV.1.1. Charges permanentes (poids propre des voussoirs) 27
IV.1.2. Charges complémentaires permanente CCP 28
IV.1.3. Poids total du tablier 28
IV.1.4. Action thermique 28
IV.1.5. Simultanéité de la composante uniforme et du gradient thermique 29
IV.1.6. Actions dues au vent 29
IV.2. LES SURCHARGES DUES AU TRAFIC FERROVIAIRE 29
IV.2.1. Présentation du trafic ferroviaire 29
IV.2.1.1. Modèle de charges 71 30
IV.2.1.2. Schémas de charges SW/0 et SW/2 30
IV.2.1.3. Modèle de charges "Train à vide" 31
IV.2.1.4. Forces horizontales 31
IV.2.2. Combinaisons d'actions et de coefficients partiels appropriés 33
IV.2.2.1. Valeurs caractéristiques de l'action à composants multiples 33
IV.2.3. Les combinaisons de charges 35
IV.2.3.1. Etat limite ultime 35

IV.2.3.2. Etat limite de service 35
IV.2.3.3. Situations de projet accidentelles (non sismiques) 35
IV.2.3.4. Situations de projet accidentelles (sismiques) 35
CHAPITRE V : ETUDE DU TABLIER 36
V.1. INTRODUCTION 36
V.2. STABILITE EN PHASE DE CONSTRUCTION : 36
V.2.1. Les phases de construction d'un fléau 36
V.2.2. Charges à prendre en compte 38
V.2.2.1. Poids propre de fléaux 39
V.2.2.2. Charge due au vent 40
V.2.2.3. Charge de chantier connues 40
V.2.2.4. Charge de chantier aléatoire 40
V.2.2.5. Actions accidentelles 40
V.2.3. Combinaisons d'action 40
V.2.4. Evaluation des efforts 41
V.3. STABILISATION DU FLEAU AVEC CLOUAGE PAR PRECONTRAINTE 43
V.3.1. Calcul du nombre des câbles 43
V.3.2. Calcul de la surface des cales 45
V.4. CONCLUSION 46
CHAPITRE VI : ETUDE DE LA PRECONTRAINTE 47
VI.1. INTRODUCTION 47
VI.2. ETUDE DE LA PRECONTRAINTE 47
VI.2.1. Détermination du nombre de câbles du fléau 47
VI.2.2. Évaluation de l'effort de précontrainte P_0 47
VI.2.3. Évaluation de l'effort de précontrainte P 48
VI.2.4. Disposition et enrobage des câbles 49
VI.2.5. Dispositions des ancrages 49
VI.2.6. Tracé des câbles en plan 51
VI.2.7. Tracé des câbles en élévation 52
VI.3. ETUDE DE LA PRECONTRAINTE DU CONTINUITE 54
VI.3.1. Détermination du nombre de câbles de continuité en travée principale 54
VI.3.1.1. Disposition des câbles 55
VI.3.1.2. Tracé des câbles de continuité 55
VI.3.2. Détermination du nombre de câbles de continuité en travée de rive 57
VI.3.2.1. Disposition des câbles 58

VI.3.2.2. Tracé des câbles de continuité 58
VI.3.3. Évaluation des pertes de précontrainte 60
VI.3.3.1. Petre de tension instantanées 60
VI.3.3.2. Perte de tension différées 63
VI.3.4. Vérification des contraintes 65
VI.3.4.1. Vérification des contraintes en phase de construction 65
VI.3.4.2. Vérification des contraintes en phase de service 66
VI.3.4.3. Vérification pendent le bétonnage du clavage 66
VI.3.4.4. Armatures des zones tendues 67
VI.3.4.5. Vérification vis-à-vis de l'effort tranchant 68
VI.3.4.6. Vérification de la flèche : 71
CHAPITRE VII : ETUDE TRANSVERSALE 73
VII.1. INTRODUCTION 73
VII.2. ÉVALUATION DES EFFORTS TRANSVERSAUX 73
VII.2.1. Modélisation 73
VII.2.2. Résultats 74
VII.2.3. Ferraillage 75
VII.2.3.1. Exemple de ferraillage de l'hourdis supérieur de VSP 75
VII.2.3.2. Ferraillage passif des voussoirs 76
CHAPITRE VIII : ETUDE SISMIQUE 78
VIII.1. INTRODUCTION 78
VIII.2. Caractéristiques de l'ouvrage relatives à l'étude sismiqUE 78
VIII.3. Spectre de réponse 78
VIII.3.1. Spectre de réponse de la composante horizontale 78
VIII.3.2. Spectre de réponse de la composante verticale 79
VIII.4. Modes significatifs 80
VIII.5. Equipement du pont 80
VIII.5.1. Appareil d'appui 80
VIII.5.2. Limite d'utilisation 80
VIII.5.3. Appareil d'appui a pot 81
VIII.5.3.1. Le dimensionnement des appareils d'appuis à pot 82
VIII.5.3.2. Conditions d'appuis 82
VIII.5.3.3. Descente des charges du tablier pour un appareil d'appui à pot 82
VIII.5.3.4. Efforts verticaux pour les appareils d'appui à pot : 83

VIII.5.4. Des d'appuis 84
VIII.5.4.1. Dimensionnement des dés d'appuis au niveau de la pile et la culée 84
VIII.5.4.2. Ferraillage dés d'appuis 84
VIII.5.5. Joints de dilatation 86
VIII.5.6. Le joint garde ballast 87
VIII.6. Programmation d'une application de Calcule de Spectres Sismiques RPOA 2008 . 88
VIII.6.1. Introduction 88
VIII.6.2. Interface Utilisateur (UI) et Comment la Remplir 88
VIII.6.2.1. Panneau des Paramètres d'Entrée (parametersGroupBox) 89
VIII.6.2.2. Panneau des Paramètres de Calcul du Spectre (calculationParamsBox) ... 90
VIII.6.2.3. Zone d'Affichage du Graphique (canvas) 92
VIII.6.2.4. Barre d'Actions (actionsLayout) 92
VIII.6.2.5. Gestion des Erreurs et Validation des Données 94
VIII.6.3. Fonctionnalités du Programme : 95
VIII.6.3.1. Utilisation des Bibliothèques dans le Programme 95
VIII.6.3.2. Détermination Automatique des Paramètres Sismiques 97
VIII.6.3.3. Calcul des Spectres de Réponse 98
VIII.6.3.4. Affichage Graphique Interactif 99
CHAPITRE IX : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE 106
IX.1. INTRODUCTION 106
IX.2. ETUDE DE LA PILE 106
IX.2.1. Évaluation des efforts agissant sur la pile 107
IX.2.1.1. Évaluation des efforts horizontaux 107
IX.2.2. Evaluation des raideurs statiques et dynamiques des appuis 110
IX.2.3. Les efforts agissant sur la pile 02 110
IX.2.4. Ferraillage de la pile 111
IX.2.4.1. Ferraillage de la pile en phase service 111
IX.3. ETUDE DE LA CULEE 115
IX.3.1. Choix du type de la culée 115
IX.3.2. Prédimensionnement de la culée 115
IX.3.3. Evaluation des efforts sollicitant la culée 116
IX.3.3.1. Poids propre 116
IX.3.3.2. Poids des terres 116
IX.3.3.3. Poussée des surcharges et du remblai 116

IX.3.4. Descente des charges 117
IX.3.4.1. Ferraillage des éléments de la culée 118
IX.4. ETUDE DE FONDATION 124
IX.4.1. Nombre des pieux 125
IX.4.2. Etude de la semelle 125
IX.4.2.1. Les dimensions de la semelle 125
IX.4.3. Modélisation de la semelle sous pile 126
IX.4.4. Ferraillage de la semelle sous pile 126
IX.4.4.1. Dans le sens Y 127
IX.4.4.2. Dans le sens X 127
IX.4.5. Ferraillage des pieux 128
CHAPITRE X : INTERACTION VOIE / STRUCTURE 129
X.1. introduction 129
X.2. Qu'est-ce que l'interaction rail-structure 129
X.3. Critères à satisfaire 129
X.4. Actions à considérer 130
X.4.1. Effort dû aux variations de température 131
X.4.2. Efforts dus au freinage - démarrage 131
X.4.3. Efforts dus à la flexion du tablier 132
X.5. Résultats 133
X.5.1. Dans le cas de tabliers avec longs rails soudés continus 134
CONCLUSION GENERALE 142
BIBLIOGRAPHIE 143
ANNEXE A : DIAGRAMMES DES EFFORTS INTERNES 144
ANNEXE B : TABLEAUX DE CALCUL 150
ANNEXE C : FERRAILLAGE DES ELEMENTS 164

LISTE DES FIGURES

Figure I.1 : La ligne minière Annaba Djebel Onk 2
Figure I.2 : Tracé en plan. 3
Figure I.3 : Profil en long. 3
Figure I.4 : Profil en travers 4
Figure II.1 : Pont à poutres précontraintes (VIPP) 6
Figure II.2 : Morphologie générale d'un pont mixte 10
Figure II.3 : Schéma transversal d'un pont bipoutre à entretoise 12
Figure II.4 : Profil général d'un IPE600 13
Figure II.5 : Profil général d'un IPE500 13
Figure II.6 : Les dimensions des différents éléments constitutifs d'un caisson courant 16
Figure IV.1 : Modèle de charges 71 et valeurs caractéristiques pour les charges verticales ... 30
Figure IV.2 : Modèles de charges SW/0 et SW/2 30
Figure IV.3 : Situation de calcul I 32
Figure IV.4 : Situation de calcul II 33
Figure IV.5 : Evaluation des groupes de charges pour le trafic ferroviaire 34
Figure V.1 : Combinaison (type A) 41
Figure V.2 : Combinaison (type B) 41
Figure V.3 : Modèle de calcul de fléau 41
Figure V.4 : Géométrie du système de clouage 43
Figure VI.1 : Disposition des câbles et ancrages de fléau 49
Figure VI.2 : Disposition des ancrages selon Freyssinet 50
Figure VI.3 : Tracée en plan des câbles de fléau 51
Figure VI.4 : Tracé en élévation des câbles de fléau 52
Figure VI.5 : Tracé en élévation de câbles de fléau 53
Figure VI.6 : Tracé en plan de câbles de fléau 53
Figure VI.7 : Disposition des câbles et ancrages de continuité 55
Figure VI.8 : Tracé en élévation de câbles de continuité de travée principale 56
Figure VI.9 : Tracé en plan de câbles de continuité de travée principale 56
Figure VI.10 : Disposition des câbles et ancrages de rive 58
Figure VI.11 : Tracé en élévation de câbles de continuité de travée de rive 59
Figure VI.12 : Tracé en plan de câbles de continuité de travée de rive 59
Figure VI.13 : Position relative du câble et de la gaine 60
Figure VI.14 : Schéma illustratife du cas d'une seule pente avec d < longueur de câble. 61

Figure VI.15 : Schéma illustratife du cas d'une seule pente avec d > longueur de câble 62
Figure VI.16 : Schéma illustratife du cas de deux pentes avec l1 = l2. 62
Figure VI.17 : Effets du poids de l'équipage mobile et du clavage 66
Figure VI.18 : Diagramme des contraintes 67
Figure VI.19 : Effort de précontrainte 68
Figure VI.20 : Extrait du EN 1990:2002/A1:2005 Flèche verticale maximale autorisée δ pour des ponts ferroviaires 71
Figure VI.21 : La valeur de la flèche par logiciel de calcul (MIDAS CIVIL) 72
Figure VII.1 : Modèle de Calcul du VSP 73
Figure VII.2 : Sections à justifier 74
Figure VII.3 : Ferraillage du voussoir sur pile 76
Figure VII.4 : Ferraillage du voussoir sur clef 77
Figure VIII.1 : Spectre de réponse horizontale 79
Figure VIII.2 : Spectre de réponse verticale 79
Figure VIII.3 : Le Domaine d'utilisation des différents appareils d'appuis 80
Figure VIII.4 : Schéma illustratif d'un appareil d'appui a pot 81
Figure VIII.5 : Conditions d'appuis 82
Figure VIII.6 : Ferraillage du dé d'appui au niveau de la culée 86
Figure VIII.7 : Ferraillage du dé d'appui au niveau de la pile 86
Figure VIII.8 : Joint garde ballast 87
Figure VIII.9 : Fenêtre principale du programme de calcul de spectre 88
Figure VIII.10 : Fenêtre de paramètres d'entrée 89
Figure VIII.11 : Fenêtre de catégorie de site selon RPOA 2008 89
Figure VIII.12 : Fenêtre de paramètres de calcul du spectre 90
Figure VIII.13 : Fenêtre de calcul du spectre 91
Figure VIII.14 : Résultat de calcul du spectre 91
Figure VIII.15 : Fenêtre de zone d'affichage 92
Figure VIII.16 : Rapport de calcul page 01 à 04 93
Figure VIII.17 : Fenêtre d'aide 94
Figure VIII.18 : Fenêtre de message d'erreur 94
Figure IX.1 : Dimensions de la pile la plus élancé 107
Figure IX.2 : Définition géométrique d'un appareil d'appui 108
Figure IX.3 : Interpolation de degré mécanique d'armature totale « w » 112
Figure IX.4 : Abaque de WALTHER pour ηi = 0 112
Figure IX.5 : Abaque de WALTHER pour ηi = ∞ 113

Figure IX.6 : Schéma illustratif du ferraillage de la pile 114
Figure IX.7 : Dimensions de la culée 116
Figure IX.8 : Poussée de la charge locale située en arrière du mur G.G 120
Figure IX.9 : Les moments Mxx sur le mur en retour avec logiciel Robot 121
Figure IX.10 : Les moments Myy sur le mur en retour avec logiciel Robot 121
Figure IX.11 : Ferraillage de la culée 124
Figure IX.12 : Vue en plan de la semelle 126
Figure IX.13 : Modèle de fondation 126
Figure IX.14 : Ferraillage de la semelle et les pieux 128
Figure X.1 : Principe de fonctionnement d'un long rail soudé sous les effets thermiques 131
Figure X.2 : Actions des forces de freinage et d'accélération sur le pont [MIDAS.COM] 132
Figure X.3 : Effet de la flexion des tabliers sur les sections d'about (UIC 774-3) 133
Figure X.4 : Modèle de l'analyse IRS 133
Figure X.5 : Contrainte axiale maximale de compression dans le rail due au ΔTR+ 134
Figure X.6 : Contrainte axiale maximale de compression dans le rail due au ΔTR- 134
Figure X.7 : Contrainte axiale maximale dans le rail due au freinage /démarrage 135
Figure X.8 : Contrainte axiale maximale dans le rail due au charge verticale 135
Figure X.9 : Contrainte axiale maximale dans le rail due au Freinage /démarrage 136
Figure X.10 : Contrainte axiale maximale dans le rail due au charge verticale 137
Figure X.11 : Contrainte axiale maximale dans le rail due au Freinage /démarrage 137
Figure X.12 : Contrainte axiale maximale dans le rail due au charge verticale 138
Figure X.13 : Le déplacement horizontal absolu maximum du tablier sous freinage / démarrage de la première position 139
Figure X.14 : Le déplacement horizontal absolu maximum du tablier sous charges verticales de la première position 139
Figure X.15 : Le déplacement horizontal absolu maximum du tablier sous freinage / démarrage de la deuxième position 140
Figure X.16 : Le déplacement horizontal absolu maximum du tablier sous charges verticales de la deuxième position 140
Figure X.17 : Le déplacement horizontal absolu maximum du tablier sous freinage / démarrage de la troisième position 141
Figure X.18 : Le déplacement horizontal absolu maximum du tablier sous charges verticales de la troisième position 141

LISTE DES TABLEAUX

Tableau II.1 : Implantations des appuis de la variante 01 7
Tableau II.2 : Tableau récapitulatif du prédimensionnement de la variante 01. 8
Tableau II.3 : Implantations des appuis de la variante 02 11
Tableau II.4 : Tableau récapitulatif du prédimensionnement de la variante 02. 12
Tableau II.5 : Implantations des appuis de la variante 03 16
Tableau II.6 : Tableau récapitulatif du prédimensionnement de la variante 03 17
Tableau II.7 : Découpage des voussoirs 18
Tableau II.8 : Évaluation Multicritères des trois Variantes 21
Tableau III.1 : Caractéristiques de béton 23
Tableau III.2 : Contraintes admissibles à la compression de béton 23
Tableau III.3 : Contrainte de l'acier a l'ELU 25
Tableau III.4 : Caractéristiques des câbles de précontrainte 26
Tableau IV.1 : Estimation du poids totale de tablier 27
Tableau IV.2 : Estimation du poids dû aux CCP 28
Tableau IV.3 : Poids total du tablier 28
Tableau IV.4 : Gradient thermique 29
Tableau IV.5 : Valeur caractéristiques des charges verticales de SW/0 et SW/2 30
Tableau V.1 : Evaluation de poids propre de chaque demi-fléau 39
Tableau V.2 : Evaluation des moments fléchissants (KN.m) de demi-fléau majoré. 42
Tableau V.3 : Comparaison entre M/N et l'entraxe 44
Tableau V.4 : Nombres des câbles de clouage 45
Tableau V.5 : Les valeurs limites issues de ce calcul 45
Tableau VI.1 : Estimation du nombre de câbles du fléau pour chaque section 48
Tableau VI.2 : Valeurs caractéristiques des dimensions a et b 50
Tableau VI.3 : L'allure du tracé en plan des câbles de fléau 52
Tableau VI.4 : L'allure du tracé en élévation des câbles de fléau 52
Tableau VI.5 : Estimation du nombre de câbles de continuité de travée principale 54
Tableau VI.6 : L'allure du tracé en plan des câbles de continuité de travée principale 55
Tableau VI.7 : L'allure du tracé en élévation du câble de continuité de travée principale 55
Tableau VI.8 : Estimation du nombre de câbles de continuité pour la travée de rive 57
Tableau VI.9 : L'allure du tracé en plan des câbles de continuité de travée principale 58
Tableau VI.10 : L'allure du tracé en élévation du câble de continuité de travée principale 58
Tableau VI.11 : Contraintes des fibres extrêmes dans la phase de construction 65
Tableau VII.1 : Sollicitations maximales dans VSP 74

Tableau VII.2 : Sollicitations maximales dans VSC 74
Tableau VII.3 : Ferraillage passif du VSP 76
Tableau VII.4 : Ferraillage passif du VSC 77
Tableau VIII.1 : Descente de charge du tablier sur l'appareil d'appui 82
Tableau VIII.2 : les efforts verticaux pour un appareil d'appui à pot 83
Tableau VIII.3 : Surface Sp du pot 83
Tableau VIII.4 : Surface Sc du coussin 83
Tableau VIII.5 : Choix des appareils d'appuis commerciaux 83
Tableau VIII.6 : Ferraillage dés d'appuis 85
Tableau IX.1 : Caractéristiques des piles 106
Tableau IX.2 : Evaluation les déplacements et les efforts horizontaux des appuis 110
Tableau IX.3 : Les efforts agissants sur la pile 02 110
Tableau IX.4 : Ferraillage de la pile 114
Tableau IX.5 : Evaluation des efforts de la culée 117
Tableau IX.6 : Sollicitations sur le mur frontal 118
Tableau IX.7 : Sollicitations sur le mur garde grève 119
Tableau IX.8 : Sollicitation de la console 122
Tableau IX.9 : Caractéristique de la semelle 125
Tableau IX.10 : Evaluation des efforts dans la semelle 127
Tableau IX.11 : Evaluation des efforts dans les pieux 128

LISTE DES ABREVIATION

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.
Fc28 : Résistance caractéristique de béton à la Compression à 28 jours.
Fe : Limite d'Elasticité de l'acier.
fpeg : Contrainte Elastique Garantie de Précontrainte.
fprg : Contrainte de Rupture Garantie de Précontrainte.
Ft28 : 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.
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 post-tension.
VSC : Voussoir coulé Sur Cintre.
VSP : Voussoir sur Pile.
σ_{bc} : Contrainte de Compression admissible de Béton.
σ_{bt} : Contrainte de Traction admissible de Béton.
σ_{inf} : Contrainte dans la fibre Inférieure la plus éloignée du centre de gravité de la section.
σ_s : Contrainte limite de l'acier.
σ_{sup} : Contrainte dans la fibre Supérieure la plus éloignée du centre de gravité de la section.
ΔT : Variation uniforme de la température
$\Delta\theta$: Gradient thermique.
ΔP : Pertes de tension dans les câbles de Précontrainte.
19T15 : 19 Torons de 15 mm de diamètre.
RSI : rail structure interaction.
LRS : long rail soudé.
PTFE : Polytètrafluoroèthylène .

INTRODUCTION GENERALE

INTRODCUTION GENERALE

La mise en place d'un réseau de transport ferroviaire couvrant l'ensemble du territoire algérien du nord au sud et d'est en ouest. Constitue une priorité stratégique pour favoriser le développement économique et social des vastes régions du pays. Ce projet ambitieux vise à renforcer les échanges commerciaux à améliorer la connectivité entre les différentes zones géographiques et à valoriser les ressources naturelles du territoire.

Dans ce cadre, l'État algérien a lancé un vaste programme prévoyant la création de plus de 9 600 kilomètres de voies ferrées, intégrant également la construction d'infrastructures ferroviaires majeures. Parmi ces projets, une attention particulière est portée aux cinq lignes minières stratégiques, notamment la ligne minière Est, qui joue un rôle crucial dans le transport des ressources naturelles.

Cette ligne vitale relie les mines du sud-est du pays à la ville portuaire d'Annaba, sur une distance de 422 kilomètres, traversant cinq wilayas. Elle permet le transport des minerais extraits des mines de Djebel Onk, situées au sud de Tébessa, et constitue un pilier essentiel pour l'exploitation minière et l'exportation.

Cependant, les reliefs accidentés et les obstacles naturels de cette région nécessitent la construction de ponts ferroviaires adaptés. Ces ouvrages doivent répondre à des exigences strictes, tant sur le plan fonctionnel, pour assurer la continuité et la sécurité du trafic, que sur le plan environnemental, afin de s'intégrer harmonieusement dans le paysage et de résister aux conditions climatiques locales.

Cette approche intégrée vise à garantir la durabilité et l'efficacité du réseau ferroviaire tout en soutenant le développement économique des régions concernées et en renforçant leur intégration au tissu national.

CHAPITRE I :
PRESENTATION DU PROJET

I.1. INTRODUCTION

Pour concevoir un pont de manière efficace, il est essentiel de répondre aux exigences fonctionnelles tout en prenant en compte les contraintes environnementales spécifiques au site.

Dans ce chapitre, nous allons présenter les principales caractéristiques de l'ouvrage et les éléments essentiels à prendre en compte pour sa conception.

I.2. PRESENTATION DU PROJET

I.2.1. Situation du Projet

Le pont ferroviaire objet de cette étude s'inscrit dans le cadre du projet de réalisation de la ligne minière Est reliant Annaba aux mines de Djebel Onk, au sud de Tébessa, sur une longueur de 422 km. L'ouvrage OA N°5 est situé dans la wilaya de SOUK AHRAS et assure la liaison entre BOUCHEGOUF et OUED KEBRIT de PK 21+749.21 au PK 22+099.01.

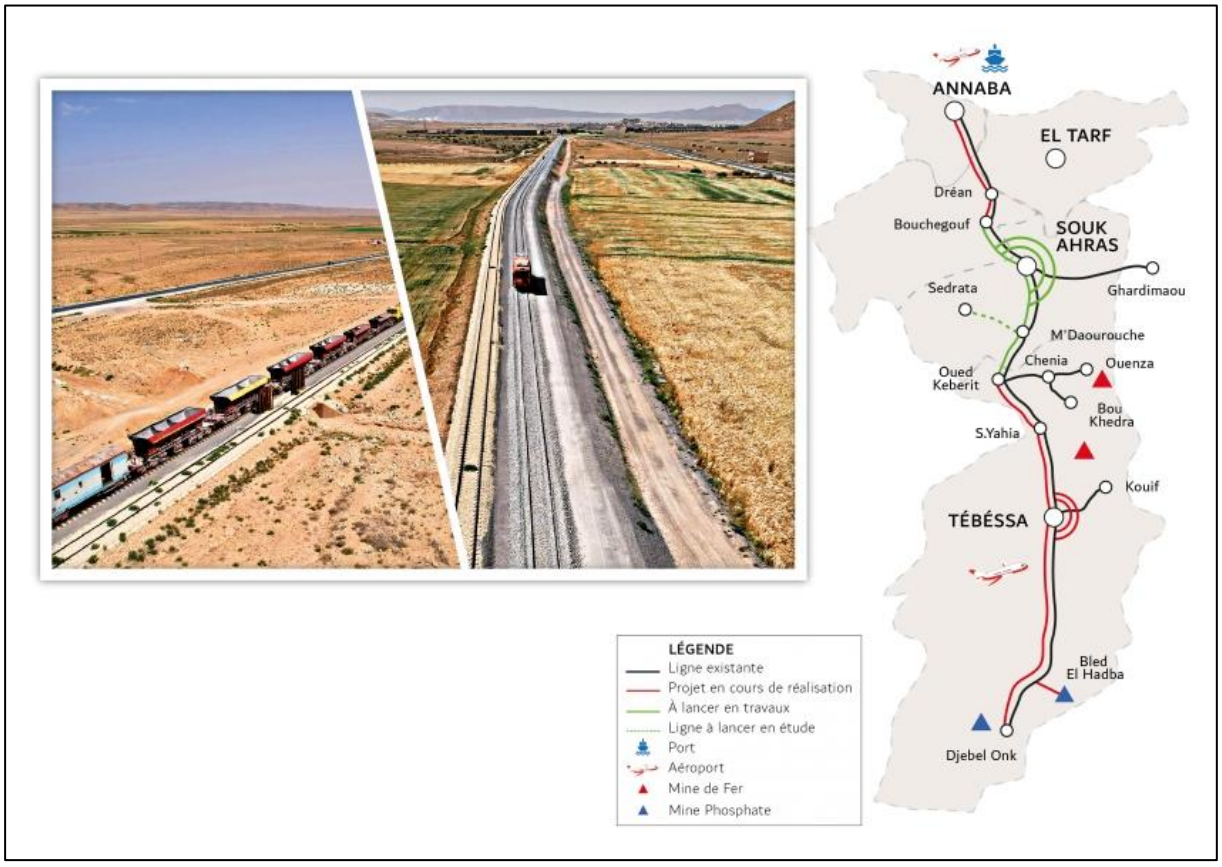


Figure I.1 : La ligne minière Annaba Djebel Onk

I.3. LES DONNEES DU PROJET

I.3.1. Données fonctionnelles

I.3.1.1. Tracé en plan

L'ouvrage, d'une longueur totale de 350 mètres, est situé sur un tracé ferroviaire composé d'une courbe circulaire de rayon 500 m entre les PK 21+749.21 et 21+830.241, suivie d'une clothoïde jusqu'au PK 21+920.241, puis d'un alignement droit jusqu'au PK 22+099.01, et franchit un oued situé sous la structure.

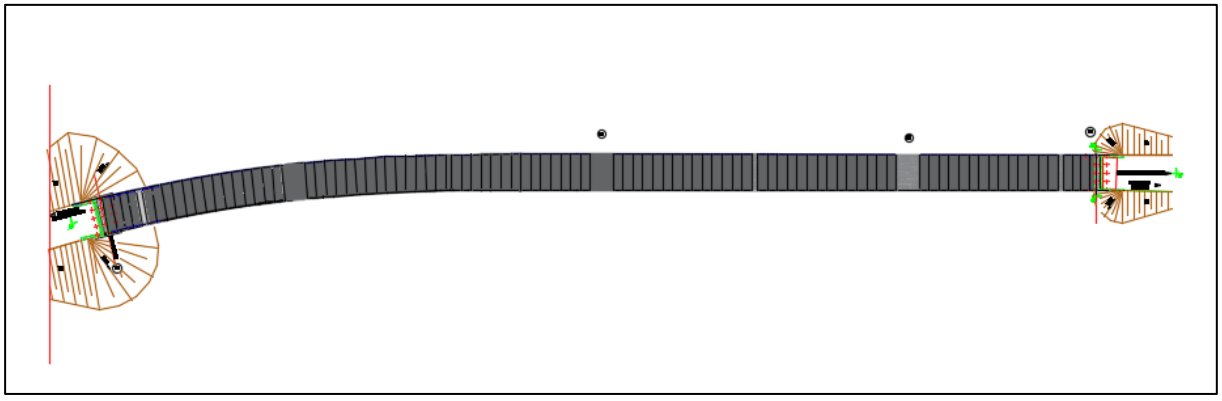


Figure I.2 : Tracé en plan.

I.3.1.2. Profil en long

Longitudinalement, l'ouvrage présente un alignement droit avec une pente de + 1.65 %.

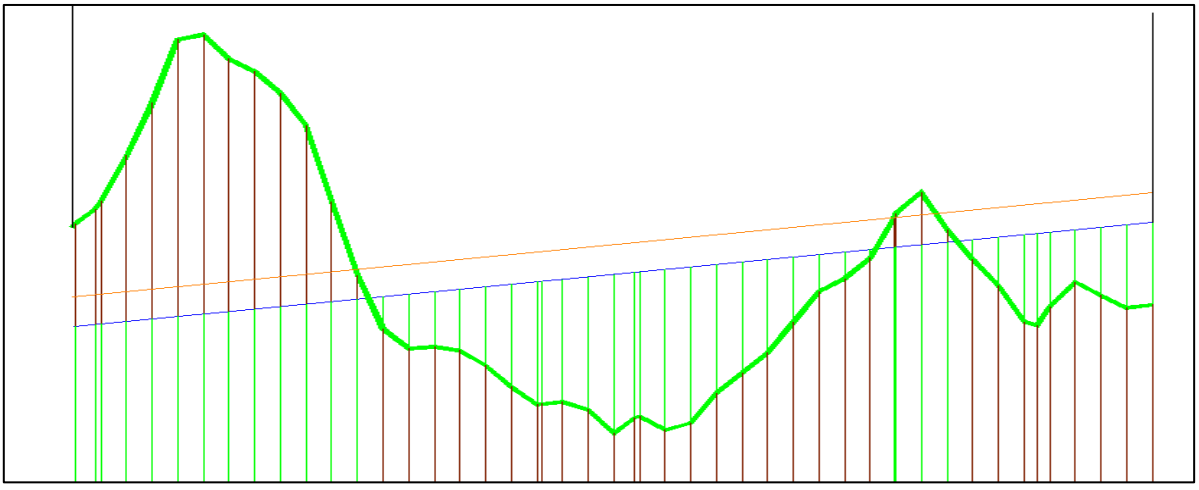


Figure I.3 : Profil en long.

I.3.1.3. 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 des voies : 2.
- Écartement des rails : 1.435 m
- Entraxe des deux voies : 4 m.
- Pente transversale en toit : 1.5%

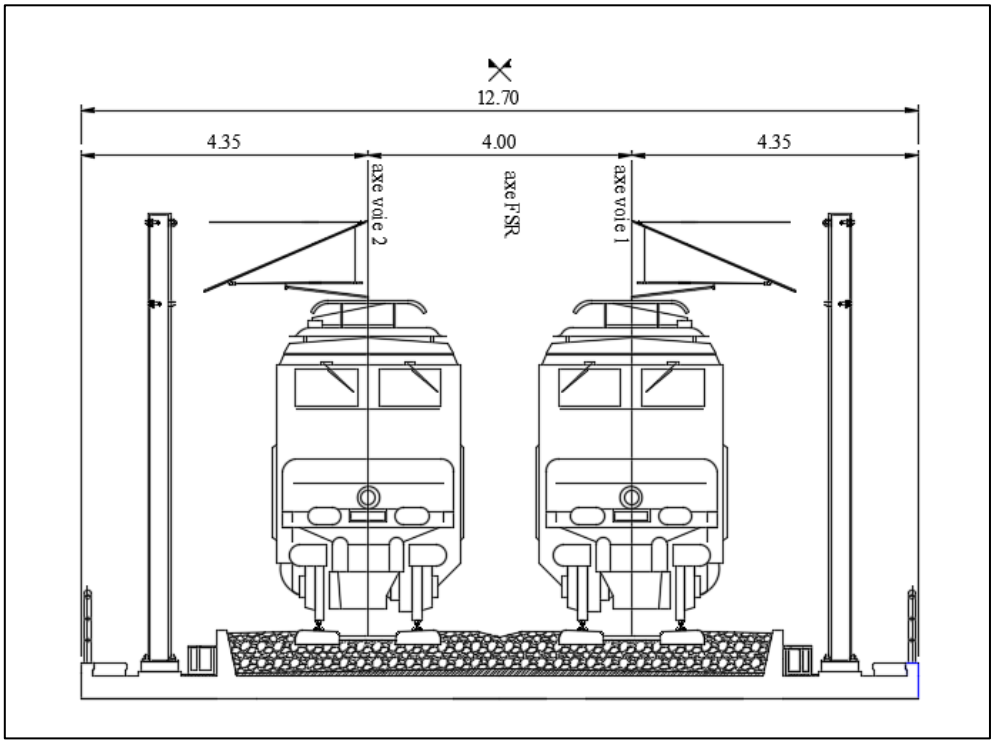


Figure I.4 : Profil en travers

I.4. OBJECTIF DU PROJET

Le projet de fin d'études vise principalement à surmonter l'obstacle identifié grâce à la construction du pont. Cependant, il s'inscrit également dans une vision plus large, en harmonie avec les objectifs de la ligne minière Est. Les principaux objectifs sont les suivants :

- Connecter Annaba aux mines de Djebel Onk : établir un lien stratégique entre Annaba et les riches ressources minières de Djebel Onk, renforçant ainsi les échanges et l'accessibilité.
- Optimisation de la logistique : Réduire significativement les coûts logistiques en assurant un transport plus fluide, efficace et économique des matériaux extraits.
- Promotion d'un développement régional durable : Contribuer au développement économique local en générant des opportunités d'emploi et en stimulant les investissements, tout en respectant les principes de durabilité.
- Réponse aux besoins croissants en transport : Satisfaire les exigences liées au transport des produits extraits en garantissant une continuité, une fiabilité et une capacité accrue.
- Amélioration de l'efficacité et de la sécurité : Offrir des avantages significatifs en termes de gain de temps, de sécurité et de confort pour tous les acteurs impliqués dans la chaîne logistique.

I.5. CONCLUSION

La collecte des données naturelles, fonctionnelles et celles liées au site d'implantation est une étape essentielle pour garantir la réussite de l'étude et de la réalisation d'un pont ferroviaire. Cette démarche permet d'assurer la viabilité, la sécurité et l'efficacité de l'infrastructure tout en optimisant son intégration dans l'environnement et ses performances à long terme. Elle constitue une base indispensable pour répondre aux exigences techniques et soutenir le développement régional durable.

CHAPITRE II :
CONCEPTION GENERALE

II.1. INTRODUCTION

Dans ce chapitre on a procédé à la recherche d'une conception adéquate en tenant compte des critères techniques, économiques et esthétiques. Ensuite Par une analyse multicritère, une variante sera retenue pour une étude plus détaillée.

II.2. CHOIX DU TYPE D'OUVRAGE

Le choix du type d'ouvrage repose sur l'analyse des solutions réalisables, en considérant leur faisabilité technique, leur coût et leur esthétique. Une connaissance approfondie des options disponibles, de leurs contraintes et de leurs limites est indispensable pour sélectionner la solution la plus adaptée, alliant performance, économie et durabilité.

II.3. PRESENTATIONS ET PRE-DIMENTIONNEMENT DES VARIANTS

II.3.1. VARIANTE N°01 : Pont à poutres en béton précontrainte post tension

II.3.1.1. Présentation générale de la variante

Pont à poutres précontraintes post tension VIPP reliées entre elles par des entretoises uniquement au niveau des appuis avec un hourdi mince qui supporte la chaussé.

Les ponts à poutres précontraintes par post-tension (VIPP) qui sont employés pour des portées comprises entre 30 et 50 mètres. [2]



Figure II.1 : Pont à poutres précontraintes (VIPP)

II.3.1.2. Avantages et inconvénients :

❖ **Les avantages :**

- Construction rapide : Les éléments préfabriqués permettent une mise en œuvre rapide, réduisant les délais de construction.
- Réduction des coûts indirects : Moins de temps sur site réduit les coûts indirects comme la gestion du trafic.
- Préfabrication assure une bonne qualité : Contrôle de qualité plus rigoureux en usine.

❖ **Les inconvénients :**

- Coût initial élevé pour la grue : Besoin de grues de grande capacité pour l'installation des poutres.
- Dépendance à la qualité de fabrication : La qualité dépend fortement de l'atelier de préfabrication.
- Maintenance des joints entre les poutres : Nécessite une inspection et une maintenance régulière des joints.

II.3.1.3. Conception de la variante

a. Conception longitudinale

Le Pont VIPP que nous avons proposé présente une longueur totale de 350 mètres linéaires, donc il est composé de :10 travées de 35 mètres chacune.

- **Implantation des appuis :**

Tableau II.1 : Implantations des appuis de la variante 01

Pile / Culée	PK	Pile / Culée	PK
C1	21+749	P6	21+959
P1	21+784	P7	21+994
P2	21+819	P8	22+029
P3	21+854	P9	22+064
P4	21+889	C2	22+099
P5	21+924		

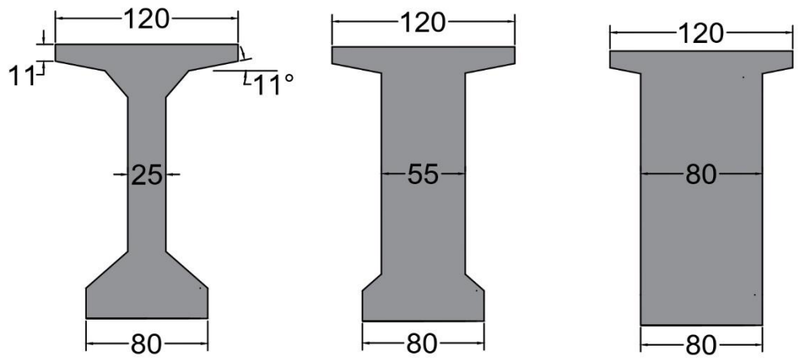
b. Conception transversale

Le tablier est constitué d'une couverture en béton armé et 7 poutres porteuse avec un entraxe entre elles de 1.71 mètre.

Le prédimensionnement a été fait à l'aide du guide de conception SETRA (VIPP 1996)

Tableau II.2 : Tableau récapitulatif du prédimensionnement de la variante 01.

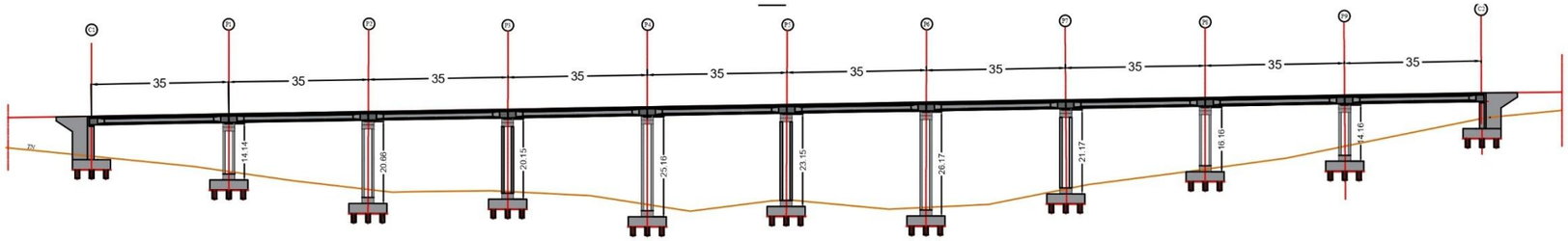
Elément		Symbole	Ration usuel	Valeur retenue
Longueur de poutre		L	L = 25 à 40 m	35 m
Hauteur totale de tablier		H_T	$L/22 < H_T < L/17$	2 m
Hauteur de dalle en BA		e	e > 20 cm	0.2 m
Hauteur de poutre		H_P	$H_P = HP - e$	1.8 m
Entraxe des poutres		λ	$0.8 < \lambda < 1.8$ m	1.71 m
Nombre de poutres		N	$N = L/\lambda + 1$	7
Table de compression		B	B > 0.6h	1.2 m
Epaisseur de table de compression		e_t	$e_t \geq 10$ cm	11 cm
Talon	Epaisseur	E_t	10 à 20 cm	20 cm
	Largeur	L_T	60 à 90 cm	80 cm
Epaisseur de l'âme à mi-travée		e_a	20 à 22 cm	25 m



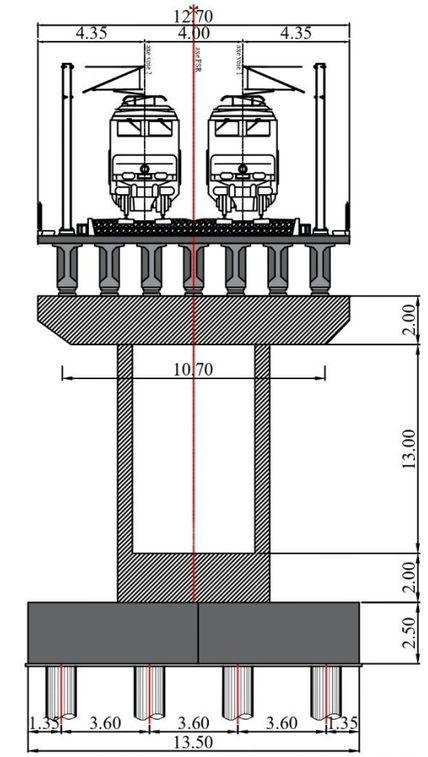
SECTION POUTRE ECH 1/50



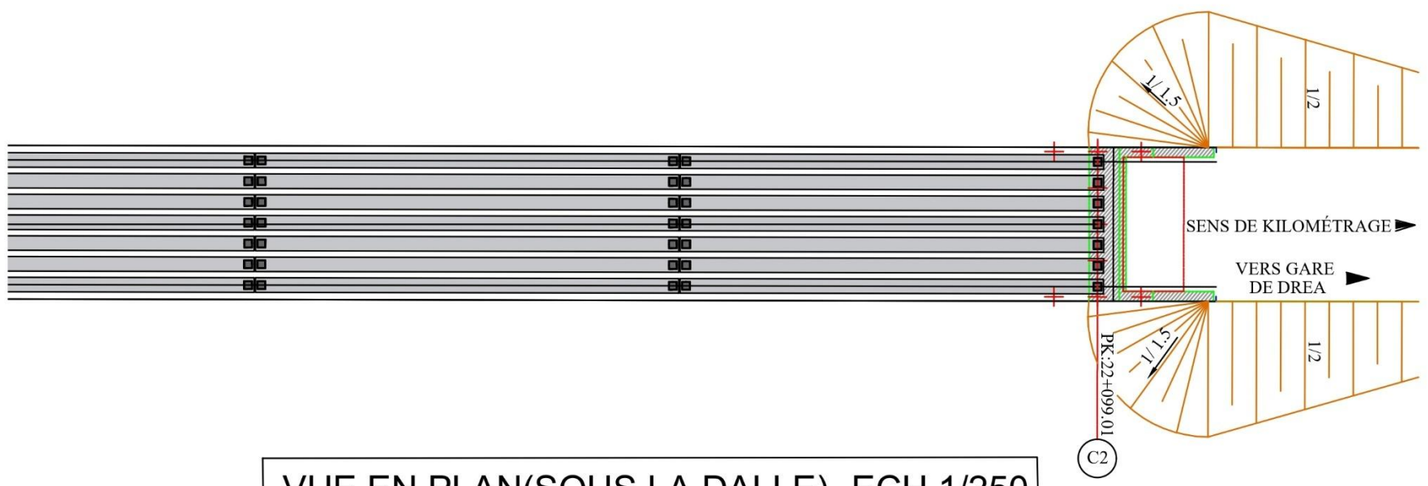
SECTION POUTRE ECH 1/200



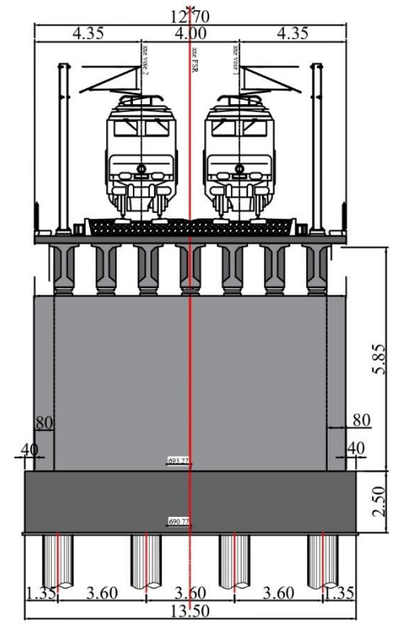
COUPE LONGITUDINALE ECH 1/1100



COUPE TRANSVERSAL SUR PILE ECH 1/200



VUE EN PLAN(SOUS LA DALLE) ECH 1/250



COUPE TRANSVERSALSUR C1 ECH 1/200

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

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

PROJET	Réalisé par	Encadré par	Département	Page	Année universitaire
Plan d'ensemble d'un pont à poutres en béton précontraint par post tension	HEBBACHE BOUZIANE	Dr ZOURGUI HEMAIDI	DMS	09	2024 / 2025

II.3.2. VARIANTE N°02 : Pont mixte (bipoutre métallique a entretoise)

II.3.2.1. Présentation générale de la variante :

Ce type est pour une longueur de travée que ne dépasse pas 120 m donc sur toute la longueur de l'ouvrage on le décompose on 07 travées identiques de 50 m de longueur.



Figure II.2 : Morphologie générale d'un pont mixte

II.3.2.2. Les avantages et les inconvénients :

❖ **Les avantages :**

- Rapidité d'exécution globale.
- Précision dimensionnelle des structures.
- Possibilité d'extension et de réparation.
- Économie à la construction, et performance en termes de recyclage à l'issue d'une démolition, assurant ainsi le respect de l'environnement.
- Possibilité d'une préfabrication industrielle dans des ateliers à l'abri des intempéries avec un contrôle qualité poussé.

❖ **Les inconvénients :**

- Le problème majeur des ponts mixtes est le phénomène de la fatigue dans les assemblages.
- Risque de voilement et de déversement des poutres principales.
- Nécessite une main d'œuvre qualifiée (surtout pour le soudage).
- La résistance et la stabilité de la structure en place doivent être vérifiées à tous les stades importants du montage.

II.3.2.3. Conception de la variante

a. Conception longitudinale

Conformément aux recommandations du livre de conception de Calgaro et du guide SETRA Ponts mixtes acier-béton - Guide de conception durable, nous avons opté pour un pont mixte bipoutre à hauteur constant. Pour ce projet, le rapport entre la portée des travées de rive et celle des travées principales se situe entre 0,6 et 0,8.

Le Pont mixte que nous avons proposé est d'une longueur totale de 350 mètres linéaires.

Il est composé de :

- Deux (7) travées de :50 m chacune.

Tableau II.3 : Implantations des appuis de la variante 02

Pile / Culée	PK
C1	21+749
P1	21+784
P2	21+819
P3	21+854
P4	21+889
P5	21+924
P6	21+959
C2	22+099

b. Conception transversale

Une optimisation de la conception du tablier peut être obtenue en adoptant une structure reposant sur deux poutres longitudinales, reliées par des entretoises disposées tous les 7 mètres. Ces deux poutres principales seront espacées de 7 mètres, avec un débord de 2,85 mètres de chaque côté. Ci-dessous est présentée une représentation schématique du profil en travers d'un pont bipoutre avec entretoises.

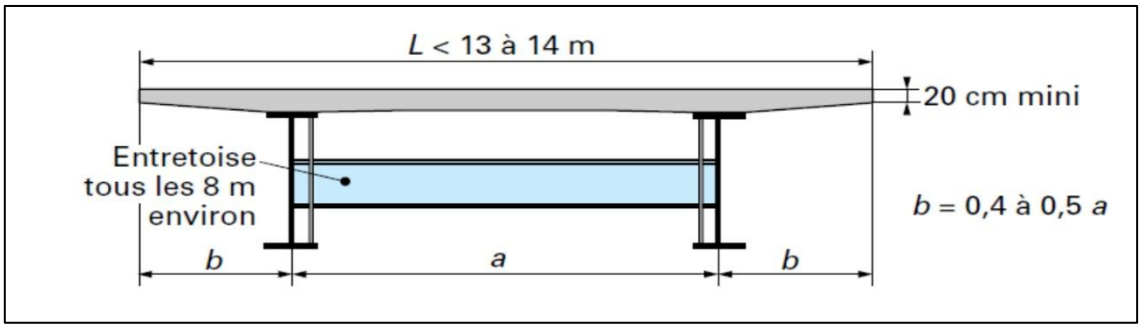


Figure II.3 : Schéma transversal d'un pont bipoutre à entretoise

c. Conception des poutres principales

La liaison transversale des poutres est assurée par des entretoises positionnées à mi-hauteur des poutres principales et fixées sur des montants, formant ainsi un portique. Ce dispositif permet de limiter le déversement des poutres aussi bien lors des phases de montage que durant l'exploitation. Conformément aux recommandations du SETRA, plusieurs options sont envisageables.

Donc en a choisi IPE 500 pour la zone courant et IPE 600 sur pile, Espacé de 7 mètres.

Tableau II.4 : Tableau récapitulatif du prédimensionnement de la variante 02.

ELEMENT		Ratio usuel	Valeur retenue
Hauteur de poutre		$\frac{X}{24} = \frac{50}{24}$	2.1m
Entraxe des poutres		L=0.55L_T (L_T= largeur totale)	7 m
Largeur des semelles	**Inferieure**	$B_{inf} = (0.25 + \frac{X}{125} + \frac{L_T}{40}) \times (0.92 + \frac{L_T}{150})$	1 m
	Supérieure	$B_{sup} = B_{inf} - 0.1$	0.9 m
Épaisseur de la dalle	**Au droit des poutres principale**	$0.13 + \frac{L_T - L}{26}$	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		$25mm \ll es \ll 150mm$	80 mm
Epaisseur d'âme		$14mm \ll ea \ll 35$ mm	25mm
Tonnage de charpente		$63 + 0.9X^{1.2}\left(1.34 - \frac{L_T}{40}\right) + 0.25X$ en kg/m² du tablier	259.85kg/m²

d. **Conception des entretoises :**

La connexion transversale des poutres est assurée par des entretoises disposées à mi-hauteur des poutres principales, formant un portique. Ce dernier limite le déversement des poutres aussi bien lors du montage que pendant l'exploitation. Conformément aux directives du SETRA, plusieurs options sont envisageables, allant de l'IPE400 à l'IPE700 pour la zone courante et de PRS de hauteur comprise entre 600 et 1 600 mm sur pile. Après analyse de ponts existants, nous avons opté pour un IPE500 pour la zone courant et IPE600 sur pile, avec un espacement de 7 mètres.

Les sections retenues sont illustrées dans le schéma suivant :

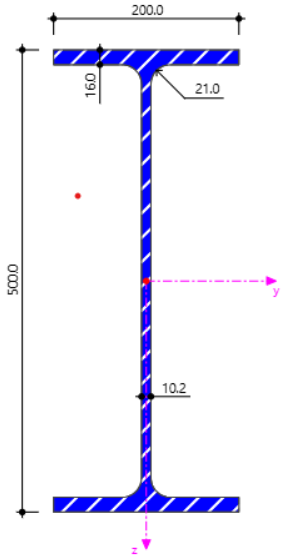


Figure II.4 : Profil général d'un IPE600

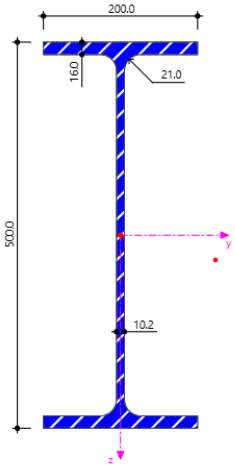
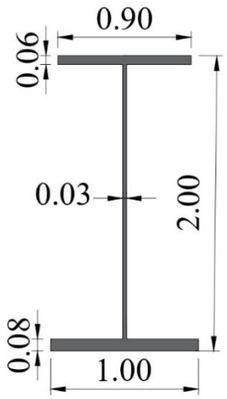
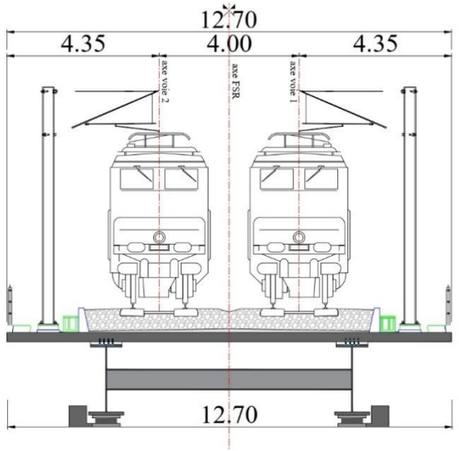


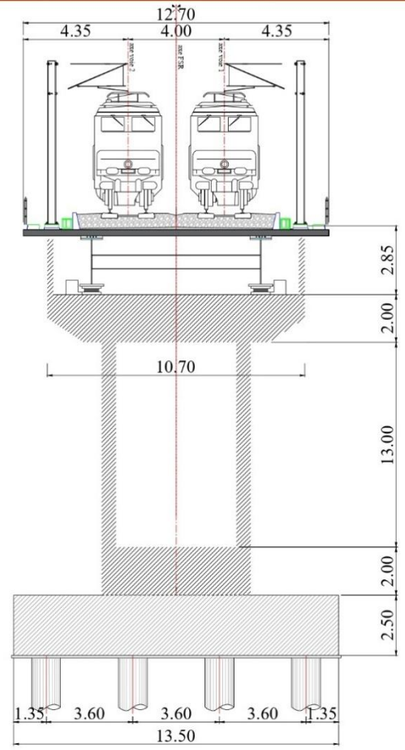
Figure II.5 : Profil général d'un IPE500



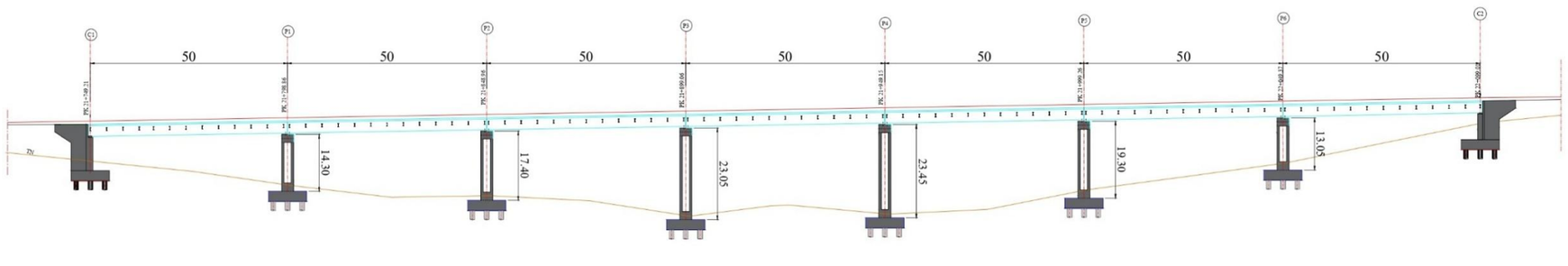
Section poutre Ech 1/50



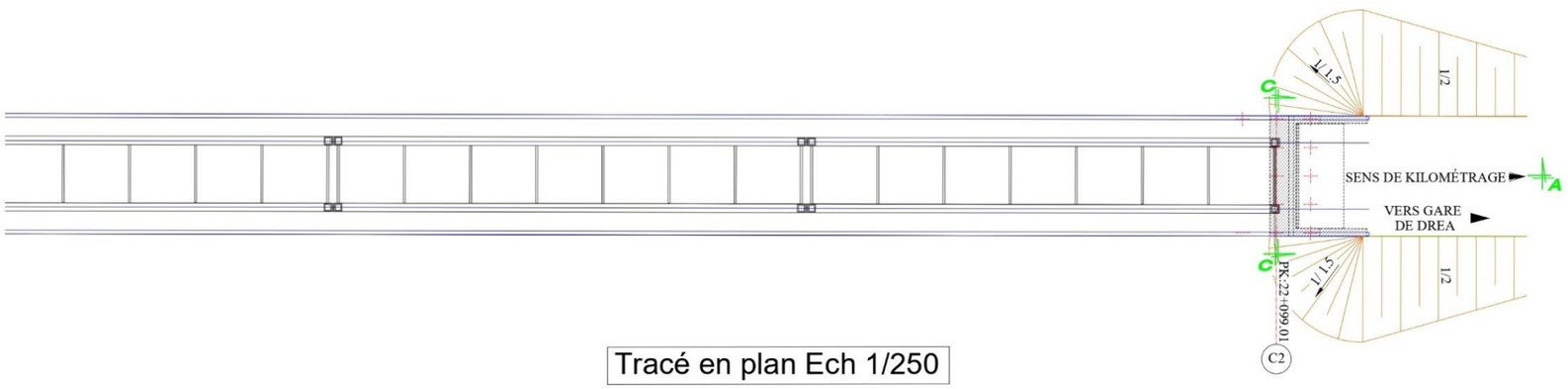
Coupe trasversale a mi-travée Ech 1/200



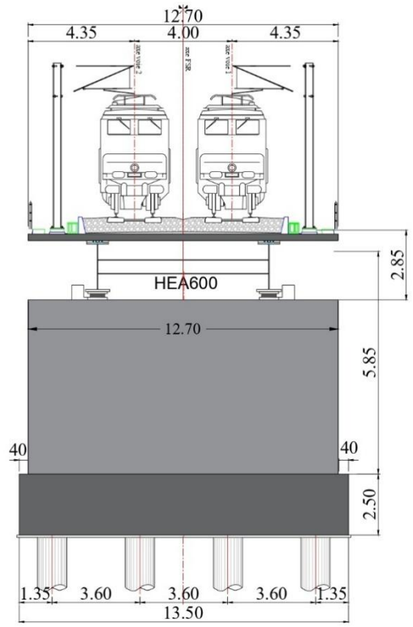
Coupe transversale sur pile 1/200



Coupe longitudinale Ech 1/1100



Tracé en plan Ech 1/250



Coupe transversale sur cule 1/200

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

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

PROJET	Réalisé par	Encadré par	Département	Page	Année universitaire
Plan d'ensemble d'un pont mixte bi-poutres métallique a entretoise	HEBBACHE BOUZIANE	Dr. ZOURGUI HEMAIDI	DMS	14	2024 / 2025

II.3.3. VARIANTE N°03 : Pont voussoirs en béton précontraint construit par encorbellements successifs

II.3.3.1. Présentation générale de la variante :

Ce mode de construction consiste à exécuter l'essentiel du tablier d'un pont sans cintres ni échafaudages au sol, en opérant par tronçons successifs dénommés voussoirs, chacun de ces éléments étant construit en encorbellement par rapport à celui qui le précède. Après exécution d'un voussoir, les câbles de précontrainte qui aboutissent à ses extrémités sont mis en tension, ce qui permet de les plaquer contre les voussoirs précédents et de constituer ainsi une console autoporteuse pouvant servir d'appui pour la suite des opérations.

II.3.3.2. Avantages et inconvénients

❖ **Les avantages :**

- La portée est plus grande
- La méthode permet d'exécuter des ouvrages de géométries très diverses.
- Absence de support temporaire au sol.
- Flexibilité géographique.

❖ **Les inconvénients :**

- Le poids est très important.
- L'exécution requiert une main-d'œuvre qualifiée.
- Le procédé est lent en raison du nombre important des voussoirs.
- Entretien est ardu après les grands dégâts (séisme).

II.3.3.3. Conception de la variante

a. Conception longitudinale

Nous proposons pour cette variante un pont voussoir de hauteur variable avec deux travées principales de 108 m et deux travées de rive de 67 m (62.04% de la travée principale), la longueur totale du pont sera donc de 350 m « PK 21+749 au PK 22+099 ». [1]

b. Conception transversale

- **Implantation des appuis :**

Tableau II.5 : Implantations des appuis de la variante 03

Pile / Culée	PK
C1	21+749
P1	21+816
P2	21+924
P3	22+032
C2	22+099

II.3.3.4. Conception transversale

Prédimensionnement est basé sur le guide SETRA 2003 (ponts en béton précontraint construits par encorbellements successifs) :

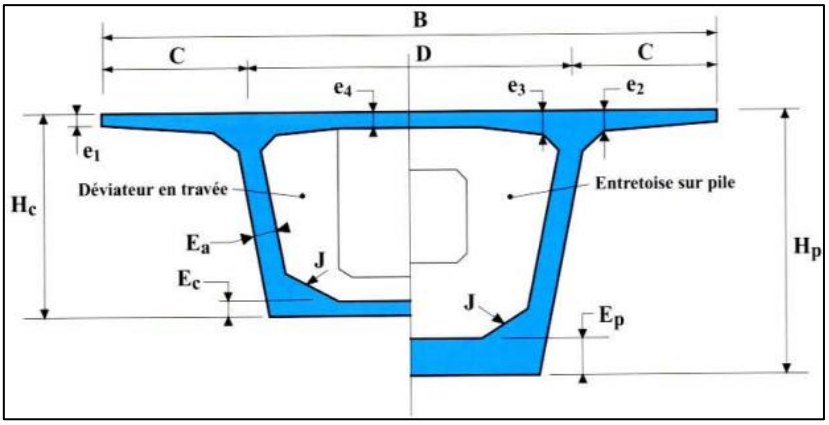


Figure II.6 : Les dimensions des différents éléments constitutifs d'un caisson courant

Tableau II.6 : Tableau récapitulatif du prédimensionnement de la variante 03

Elément		Ratio 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
Hauteur de voussoir	**Sur pile**	$\frac{l}{hp} = 14 + \frac{l}{45}$	6.6 m
	Sur clef	$\frac{l}{hc} = 19 + \frac{l}{7}$	3.2 m
Hourdis supérieure	**e1**	e1 ≥ 16 à 18 cm	25 cm
	e2	e2 = $\frac{C}{7}$ à $\frac{C}{8}$	45 cm
	e3	e3 = 0.10 + $\frac{D}{25}$ avec e3 > e2 -10 et e3 > 1.5e4	35 cm
	e4	$\frac{D}{25} \geq$ e4 $\geq \frac{D}{30}$	25 cm
Epaisseur de l'âme		Ea_{min} = L/275 + 1.25B/L -0.125 Ea ≥ 0.26 + L/500	60 cm
Inclinaison de l'âme		10º ≤ β ≤ 30º	10º
Hourdis inferieure	**Sur culée**	Ec ≥ 18 à 22 cm	30 cm
	Sur pile	Ep = 35 à 80 cm	70 cm
Goussets supérieures		30º ≤ α ≤ 45º	40º
Goussets inférieures		40º ≤ α' ≤ 45º	40º
Loi de variation (parabolique)		H(x) = hc+(hp-hc)*(4/L2)*X	

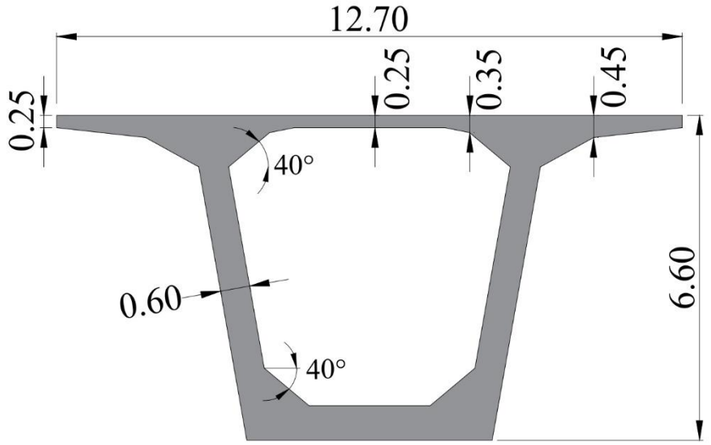
- **Découpage des voussoirs**

Le Ponts est constitué de trois (03) types de voussoir :

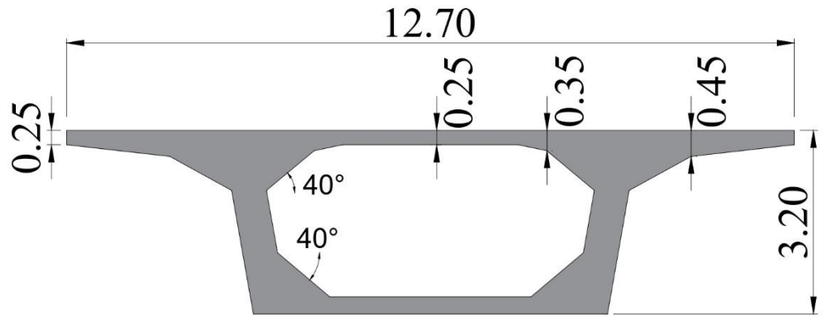
- ✓ Voussoir courant : la longueur des voussoirs courants est constante et compris entre 2.5 à 4 mètres.
- ✓ Voussoir sur pile : leurs dimensions sont fixées par l'équipage mobile disponible sur site et ils sont compris entre 7 à 10 m.
- ✓ Voussoir de clavage : il faut qu'il permette aux opérateurs de tirer les câbles de précontraintes librement sans être très élancé, leur longueur minimale est d'environ 2 mètres.

Tableau II.7 : Découpage des voussoirs

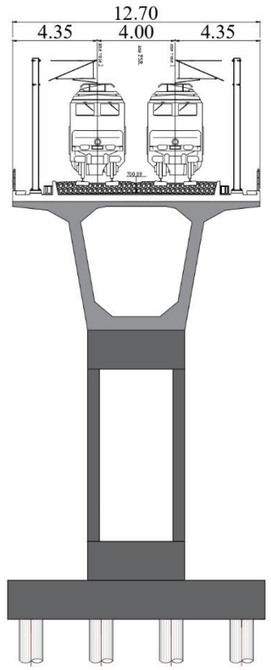
Type de voussoirs	Ratio usuel	Valeur retenue	Partie à hauteur	Nombre de voussoirs
Voussoirs courants	2.5 à 4 m	3.5 m	Variable	14*2*3 = 84
Voussoirs sur piles	Au moins 8 m	8 m	Constant	3
Voussoirs de clavage	1.5 à 3 m	2 m	Constant	4
Partie coulée sur cintre	/	3 m	Constant	4*2 = 8



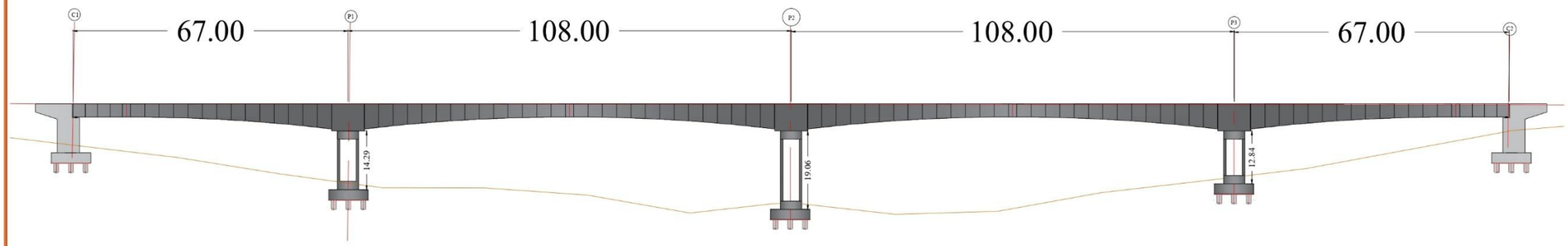
Section transversal VSP Ech 1/200



Section transversal VC Ech 1/200



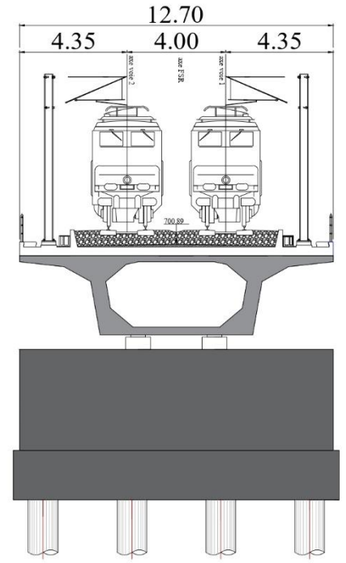
Coupe transversale sur pile
Ech 1/200



Coupe longitudinale Ech 1/1100



Profil en long Ech 1/1100



Coupe transversale 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	Réalisé par	Encadré par	Département	Page	Année universitaire
Plan d'ensemble d'un pont voussoir en béton précontraint construit par encorbellement successifs	HEBBACHE BOUZIANE	Dr. ZOURGUI HEMAIDI	DMS	19	2024 / 2025

II.4. ANALYSE MULTICRITERES

L'analyse multicritères constitue un outil indispensable pour le processus décisionnel, offrant la possibilité d'évaluer différentes options en fonction de critères définis au préalable. Les trois alternatives seront comparées en prenant en compte plusieurs dimensions essentielles, notamment les aspects esthétiques. Economiques, les exigences d'entretien, les considérations techniques liées à leur mise en œuvre, ainsi que les délais de réalisation.

II.4.1. L'exécution : (/6 points)

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

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

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

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

- **PONT EN BETON PRECONTRAINTE 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.4.2. L'entretien : (/4 points)

- **PONT A POUTRES EN BETON PRECONTRAINTE (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 vue les vibrations dues aux trains.

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

Le seul problème des pont mixtes est l'entretien périodique contre la corrosion atmosphérique, mais ce problème a été régler par l'utilisation des peintures de protection à caractéristiques résistant au phénomène d'oxydation.

- **PONT EN BETON PRECONTRAINTE ENCORBELLEMENTS SUCCESSIFS**

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

II.4.3. L'esthétique : (/5 points)

Les deux premières variantes ont une forme relativement naturelle et s'intègre de manière satisfaisante dans le paysage, mais la variante « PONT EN BETON PRECONTRAINTE ENCORBELLEMENTS SUCCESSIFS » a une forme beaucoup plus esthétique, qui rajoute une beauté à l'espace et donc un développement d'entourage.

II.4.4. L'économie : (/5 points)

La troisième variante du « PONT EN BETON PRECONTRAINTE ENCORBELLEMENTS SUCCESSIFS » c'est la plus couteuse au contraire, à la revanche la varient du pont a poutre c'est la moins couteuse.

Tableau II.8 : Évaluation Multicritères des trois Variantes

Critère		Variant 01	Variant 02	Variant 03
Réalisation		5/6	6/6	4/6
Esthétique		2/5	4/5	5/5
Entretien		3/4	1/4	4/4
Cout	**S (m²)**	4445	4445	4445
	PU(DA/m²)	350 000	400 000	450 000
	Prix total	1 555 750 000	1 778 000 000	2 000 250 000
Economie		5/5	4/5	3/5
Note totale		15/20	15/20	16/20

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 01 sera plus élevé en raison de la longueur réduite des travées.

II.5. CONCLUSION

La meilleure conception est celle qui consiste de réduire le nombre des appuis pour minimiser les catastrophes, car les appuis sont fortement exposés aux attaques des eaux notamment les piles donc c'est la variante N°03.

CHAPITRE III :
HYPOTHESES DE CALCUL

III.1. INTRODUCTION

La conception et le dimensionnement d'un ouvrage d'art nécessitent l'adoption d'hypothèses de calcul précises afin d'assurer sa stabilité et sa durabilité. Ce chapitre présente les principes de calcul retenus pour la construction du pont, en définissant les matériaux utilisés ainsi que leurs caractéristiques mécaniques.

III.2. NORMES ET REGLES DE CALCUL

Le dimensionnement de notre ouvrage sera effectué conformément aux règles appliquées en Algérie :

• **Règles B.A.E.L.91 modifiées 99 :** règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé, suivant la méthode des états limites.

• **Règles B.P.E.L.91 :** règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton précontraint, suivant la méthode des états limites.

• **RPOA 2008 :** règles parasismiques applicables au domaine des ouvrages d'art.

• **Fascicule 62 titre V :** règles techniques de conception et de calcul des fondations des ouvrages de génie civil.

• **Guide SETRA :** (service d'étude technique des routes et autoroutes)

• **UIC 776-1 :** Règles techniques pour la conception et le calcul des ponts ferroviaires.

• **UIC 774-3 :** Interaction voie-structure des ponts ferroviaires.

• **Eurocode 1 (actions sur les structures, partie 2) :** actions sur les ponts, dues au trafic, pour le calcul des surcharges ferroviaires.

On détermine les différentes Caractéristiques des trois matériaux utilisés dans les structures en béton précontraint qui sont :

- ✓ Le béton.
- ✓ Les armatures de précontrainte.
- ✓ Les armatures passives**.**

III.3. CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX

Le choix des matériaux de construction est un élément essentiel dans la conception d'un ouvrage d'art. influençant directement ses performances mécaniques et sa durabilité. Dans cette situation, il est intéressant de présenter les caractéristiques du béton ainsi que celles des aciers actifs et passifs employés dans la construction de l'ouvrage.

III.3.1. Béton

Tableau III.1 : Caractéristiques de béton

	Superstructure	Infrastructure
f_{c28} (MPa)	45	35
Type de ciment	CEM II	CEM II
f_{t28} (MPa)	3.3	2.7
Densité de BA (KN/m^3)	25	25

III.3.1.1. Contraintes admissibles à la compression :

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{cj}}{\theta \times \gamma_b} \quad ; \quad f_{bc} = 0.6 \times f_{c28} \text{ (MPa)}$$

❖ 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.

❖ γb

- 1.5 situation transitoire
- 1.15 situation accidentelle
- 1.5 situation durable

Tableau III.2 : Contraintes admissibles à la compression de béton

État	Contrainte limite		Superstructure	Infrastructure
ELU	f_{bu} (MPa)	γb = 1.5	25.5	19.83
		γb = 1.15	33.26	25.87
ELS	f_{bc} (MPa)		27	21

III.3.1.2. Déformation longitudinale du béton :

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

- **Module de déformation instantanée (courte durée <24h) :**

$$E_{ij} = 11000 \times (fc28)^{1/3}$$

❖ Pour j= 28 jours :

- Eij = 39125.83 MPa ; pour la superstructure.
- Eij = 35981.73 MPa ; pour l'infrastructure.

- **Module de déformation différée (longue durée) :**

$$E_{vj} = 3700 \times (fc28)^{1/3}$$

❖ Pour j= 28 jours

- Evj = 13160.50 MPa ; pour la superstructure.
- Evj = 12102.95 MPa ; pour l'infrastructure.

- **Coefficient de POISSON :**

Le coefficient de poisson noté « υ », représente la variation relative de dimension transversale d'une pièce soumise à une variation relative de dimension longitudinale.

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

III.3.2. Les armatures

Les aciers utilisés dans l'ouvrage de béton précontraint sont de deux natures différentes :

- **Les aciers passifs :** pour reprendre les efforts tranchants et limiter les fissures.
- **Les aciers actifs :** pour la précontrainte.

III.3.2.1. Les armateurs passives

Les armatures utilisées pour le ferraillage des voussoirs sont des armatures à haute adhérence (HA) de classe FeE500. Le module d'élasticité longitudinal de l'acier, appelé "module de Young" est pris égal à la valeur suivante :

$$Es = 2\times10^5 \text{ MPa}$$

La caractéristique mécanique servant à la justification est : La limite d'élasticité noté fe :

$$Fe = 500 \text{ MPa}$$

III.3.2.2. Contrainte de l'acier à l'ELU :

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

$$f_{su} = \frac{fe}{\gamma s}$$

Avec :

❖ γs :

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

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

	Combinaison	
***f*su (MPa)**	Fondamentale	Accidentelle
	434.78	500

III.3.2.3. Contrainte de l'acier à l'ELS :

Fissuration	**Formule**	**Superstructure**	**Infrastructure**
Très Préjudiciable	$\overline{\sigma s}$= min [1/2 Fe ; 90√ (1.6 *f*tj)]	$\overline{\sigma s}$ = 206.8 MPa	$\overline{\sigma s}$ = 187.1 MPa
Préjudiciable	$\overline{\sigma s}$= min [2/3 Fe ;110√ (1.6 *f*tj)]	$\overline{\sigma s}$ = 252.8 MPa	$\overline{\sigma s}$ = 228.6 MPa
Peu Préjudiciable	Pas de limitation des contraintes, aucune vérification n'est requise.		

III.3.2.4. Armatures de précontrainte

Les armatures actives sont des câbles Freyssinet dont les détails sont montrés dans le tableau ci-dessous. [17]

Tableau III.4 : Caractéristiques des câbles de précontrainte

Caractéristiques		Clouage	Continuité / fléau
Toron	T	T15s	T15s
Section d'un toron	Ap (mm^2)	150	150
Nombre de torons par câble	nT	15	19
Section d'un câble	S (mm2)	2 250	2850
Diamètre de la gaine	Φ (mm)	100	100
Résistance ultime	*f*prg (MPa)	1 860	1860
Limite élastique	*f*peg (MPa)	1 674	1674
Contrainte à l'origine	σP0 (MPa)	1 488	1488
Coefficient de frottement droit	φ (m-1)	3×10^{-3}	
Coefficient de frott de courbure	f (rd-1)	0.2	
Module d'élasticité	Ep (MPa)	190 000	
Coefficient de Relaxation maximale des câbles à 1 000 h	ρ (%)	2.5	
Coefficient de Recul d'ancrage	g (mm)	2	

III.4. CONCLUSION

Dans ce chapitre les hypothèses de base et les caractéristiques des matériaux ont été choisi. Celle-ci seront utilisées pour la suite des calcules notamment l'évaluation des charges et surcharges, objet de chapitre suivant.

CHAPITRE IV :
CHARGE ET SURCHARGES

IV.1. EVALUATION DES CHARGES ET SURCHARGES

IV.1.1. Charges permanentes (poids propre des voussoirs)

Tableau IV.1 : Estimation du poids totale de tablier

Voussoir	X (m)	S (m²)	L (m)	V (m^3)	P (KN)
VSP	0	16.47	8	131.76	3294
V01	1.75	15.07	3.5	52.745	1318.625
V02	5.25	14.49	3.5	50.715	1267.875
V03	8.75	13.99	3.5	48.965	1224.125
V04	12.25	13.55	3.5	47.425	1185.625
V05	15.75	13.08	3.5	45.78	1144.5
V06	19.25	12.69	3.5	44.415	1110.375
V07	22.75	12.32	3.5	43.12	1078
V08	26.25	12.03	3.5	42.105	1052.625
V09	29.75	11.77	3.5	41.195	1029.875
V10	33.25	11.53	3.5	40.355	1008.875
V11	36.75	11.33	3.5	39.655	991.375
V12	40.25	11.21	3.5	39.235	980.875
V13	43.75	11.16	3.5	39.06	976.5
V14	47.25	11.11	3.5	38.885	972.125
VC	48.25	11.11	2	22.22	555.5
VSC	60.25	11.11	12	133.32	3333
Poids d'un demi-fléau					17266.125
Poids propre total des voussoirs					110818.25

IV.1.2. Charges complémentaires permanente CCP

Tableau IV.2 : Estimation du poids dû aux CCP

Elément	Poids volumique (KN/m^3)	Surface (m^2)	Poids linéaire (KN/ml)	Poids (KN)
Ballast	20	5.0508	101.016	35355.6
Rail UIC60	/	/	0.6	840
Travers	/	/	4.2	2940
Chape d'étanchéités	25	0.6363	15.9075	5567.625
Garde-corps	/	/	1	700
Caténaire	/	/	2.4	1680
Corniche	25	0.25	6.25	4375
Totale				51458,225

IV.1.3. Poids total du tablier

Tableau IV.3 : Poids total du tablier

Poids Total	
G_{PP} (KN)	110818.25
G_{CCP} (KN)	51458.225
G_{TOTALE} (KN)	162276.475

IV.1.4. Action thermique

En Algérie du Nord (climat tempéré) : +35°C et -15°C

Les températures initiales moyennes au moment de la réalisation de l'ouvrage (généralement comprise entre +10° et +25°) [6]

Dans cette amplitude de température, une part de température rapidement variable est prise égale à ± 10° C et la détermination des sollicitations dues à des variations rapides doit être effectuée avec le module de déformation instantanée des matériaux et de sol. [6]

Donc :

$$\Delta T^{+} = +25°C \qquad \text{et} \qquad \Delta T^{-} = -40°C$$

Pour le gradient thermique :

Tableau IV.4 : Gradient thermique

	En phase de construction	En service
	Gradient (°c)	Gradient (°c)
Type 3 (tablier béton)	±12	±7

IV.1.5. Simultanéité de la composante uniforme et du gradient thermique

Lorsqu'il est nécessaire de prendre en compte simultanément le gradient thermique. $\Delta T_{M.heat}$ (ou $\Delta T_{M.cool}$), et les variations uniformes de température d'un pont. $\Delta T_{N.exp}$ (ou $\Delta T_{N.con}$), (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 :

$$\Delta T_{M.heat}\,(ou\ \Delta T_{m.cool}) + \omega_N\ \Delta T_{N.exp}\,(ou\ \Delta T_{N.con})$$

$$\omega_M\ \Delta T_{M.heat}\,(ou\ \Delta T_{m.cool}) + \Delta T_{N.exp}\,(ou\ \Delta T_{N.con})$$

Avec ω_M =0.75 et ω_N = 0.35 on obtient les huit combinaisons montrées ci-dessous :

$0.35dT^+ + dgT^+$	$dT^+ + 0.75dgT^+$
$0.35dT^+ + dgT^-$	$dT^+ + 0.75dgT^-$
$0.35dT^- + dgT^+$	$dT^- + 0.75dgT^+$
$0.35dT^- + dgT^-$	$dT^- + 0.75dgT^-$

IV.1.6. Actions dues au vent

Les efforts engendrés sont introduits dans les calculs comme des pressions horizontales statiques appliquées aux surfaces frappées. Leur intensité assimilée à une valeur caractéristique de 2.00 kN/m² (les ouvrages en service).

IV.2. LES SURCHARGES DUES AU TRAFIC FERROVIAIRE

IV.2.1. Présentation du trafic ferroviaire

Le trafic ferroviaire est modélisé par les caractéristiques des trains (charges, espacements, vitesse), tandis que le volume et la fréquence du trafic ne sont pris en compte que pour les vérifications de fatigue des structures.

Pour modéliser la circulation ferroviaire et en évaluer les effets maximaux, deux schémas de charge standardisés (UIC71 et SW) sont utilisés. Ces schémas permettent de définir trois configurations de chargement fondamentales (UIC71, UIC71 + SW/0, et SW/2). Une fois ces chargements ajustés par des coefficients dynamiques, ils sont complétés par les efforts horizontaux correspondants pour constituer les actions globales représentatives de la circulation ferroviaire. [12]

IV.2.1.1. Modèle de charges 71

Le modèle de charges 71 représente l'effet statique d'un chargement vertical résultant du trafic ferroviaire normal. La disposition et les valeurs caractéristiques des charges verticales y sont définies comme indiqué à la Figure IV.1 :

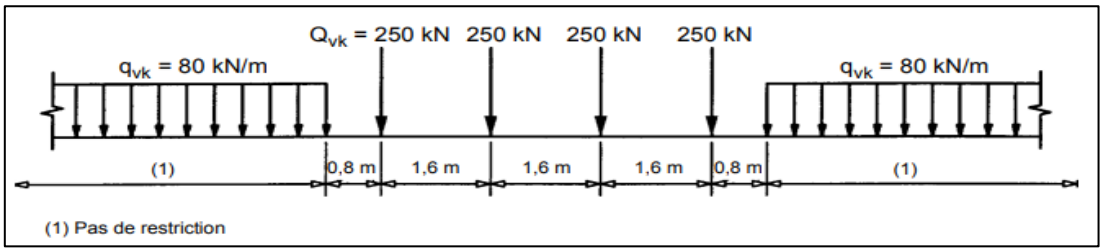


Figure IV.1 : Modèle de charges 71 et valeurs caractéristiques pour les charges verticales

Les valeurs caractéristiques indiquées en Figure IV.1 sont multipliées par un coefficient α. Le 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

IV.2.1.2. Schémas de charges SW/0 et SW/2

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

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

La disposition des charges correspond au schéma de la Figure IV.2, les valeurs caractéristiques des charges verticales étant celles qui figurent au Tableau IV.5.

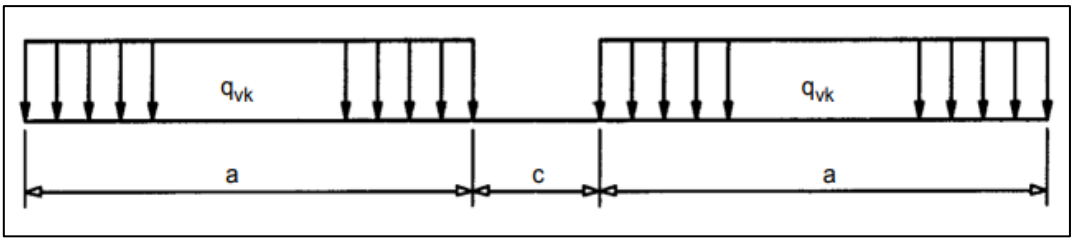


Figure IV.2 : Modèles de charges SW/0 et SW/2

Tableau IV.5 : Valeur caractéristiques des charges verticales de SW/0 et SW/2

Modèle de charges	q_{VK}(kN/m)	a (m)	c (m)
SW/0	133	15	5.3
SW/2	150	25	7

IV.2.1.3. Modèle de charges "Train à vide"

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

IV.2.1.4. Forces horizontales

a) Effort de lacet :

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

La valeur caractéristique de l'effort de lacet est fixée à Qsk = 100 KN. Elle n'est pas multipliée par le coefficient Φ.

Cette force caractéristique doit être multipliée par le coefficient α.

Alors la valeur de calcul est : **Qsk = 121 KN**

b) Les actions imputables à la traction et au freinage :

- **Force de traction :**

$$Qlak = 33\ KN/m * Lab\ [m] \leq 1000\ [KN]$$

$$Qlak = 33 * 350 = 11550\ KN > 1000\ KN \text{ (ne vérifier pas)}$$

Alors la valeur de calcul est : **Qlak** = 1000 / 350 = **2.86 KN/m**

- **Force de freinage :**

  ❖ Pour les schémas de charges 71 et SW/0 :

$$Qlak = 20\ [KN/m] * Lab\ [m] \leq 6000\ [KN]$$

$$Qlak = 20 * 350 = 7000\ KN > 6000\ KN \text{ (ne vérifier pas)}$$

Alors la valeur de calcul est : **Qlak =** 6000 / 350 = **17.14 KN/m**

  ❖ Pour le modèle de charges SW/2 :

$$Qlak = 35\ [KN/m] * Lab\ [m]$$

$$\mathbf{Qlak = 35\ KN/m}$$

Nota : Les valeurs caractéristiques des forces de traction et de freinage ne doivent pas être multipliées par le coefficient Φ.

Coefficient dynamique :

Le coefficient dynamique Φ qui augmente les effets de la charge statique dans les modèles de charges 71. SW/0 et SW/2 est défini en tant que Φ_2. Φ_3

En général, le coefficient dynamique est défini comme en fonction de la qualité de la maintenance.

On a choisi une voie bénéficiant d'une maintenance standard :

$$\Phi_3 = \frac{2.16}{\sqrt{L_\Phi - 0.2}} + 0.73$$

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

$L_m = \frac{1}{n}(L1 + L2 + L3 + L4) = 87.5$ m

$L_\Phi = k \times L_m$ avec $n = 4 \rightarrow k = 1.4$ donc $L_\Phi = 1.4 \times 87.5 = 122.5$ m $\rightarrow$ $\Phi_3 = 0.93$

$1 \leq \Phi_3 \leq 2 \rightarrow$ alors on prend $\Phi_3 = 1$

Déraillement

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

Le déraillement d'un trafic ferroviaire sur un pont-rail doit être considéré comme une situation de calcul accidentelle.

Deux situations de calcul doivent être considérées :

1. **Situation de calcul I**

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

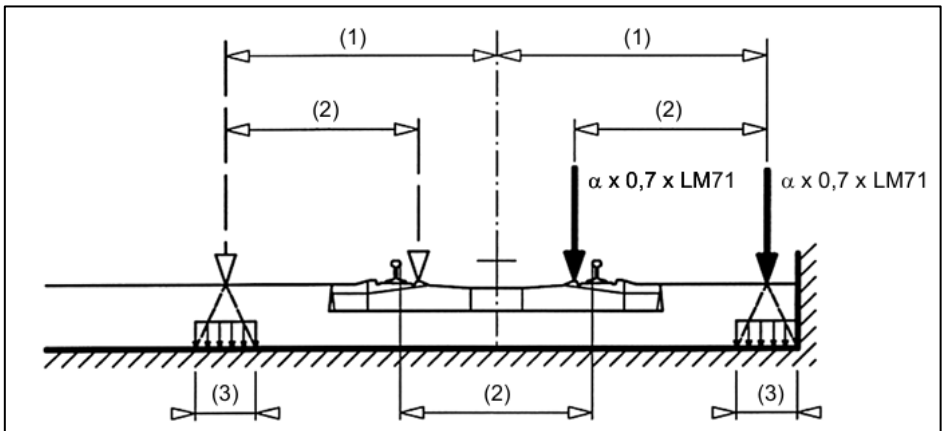


Figure IV.3 : Situation de calcul I

2. Situation de calcul II

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

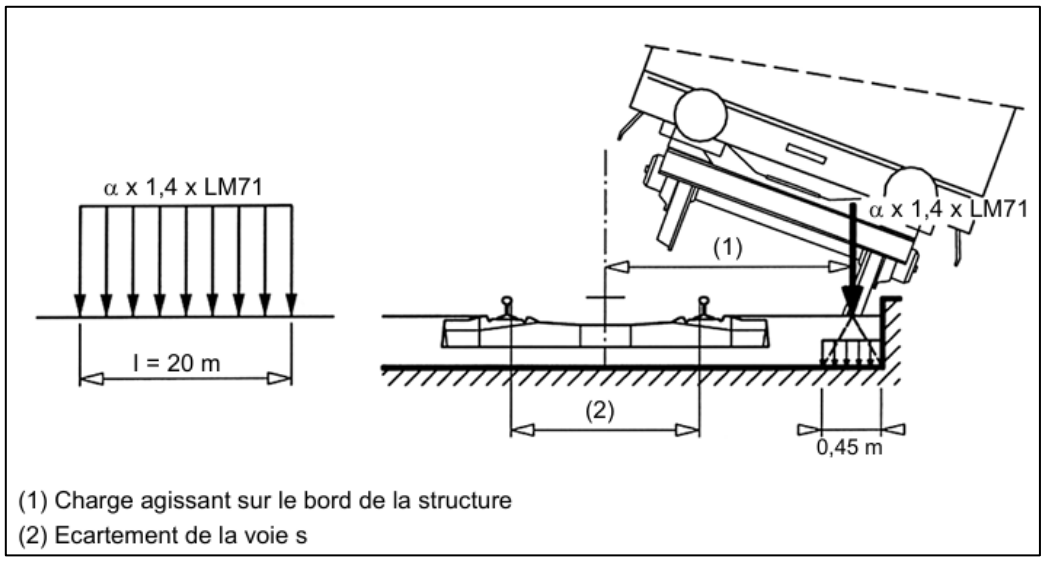


Figure IV.4 : Situation de calcul II

Nota : la charge équivalente susmentionnée doit être prise en considération uniquement pour déterminer la résistance ultime et la stabilité de la structure dans son ensemble. Il n'est pas nécessaire de dimensionner les éléments de structure mineurs pour cette charge.

Les situations de calcul I et II doivent être examinées séparément. Il n'est pas nécessaire d'envisager une combinaison de ces charges.

Dans les situations de calcul I et II, les autres actions du trafic ferroviaire doivent être négligées pour la voie soumise aux actions d'un déraillement.

IV.2.2. Combinaisons d'actions et de coefficients partiels appropriés

IV.2.2.1. Valeurs caractéristiques de l'action à composants multiples

La simultanéité de chargement définie aux points 2.3 page 12 à 2.5 page 20 ainsi qu'au point 2.7 page 25 (UIC 776-1) en considérant les groupes de charges définis au Tableau 4 - page 29 peut être prise en compte. Chacun de ces groupes de charges, qui s'excluent mutuellement, doit être considéré comme définissant une seule action caractéristique variable pour une combinaison avec des charges ne provenant pas du trafic. Chaque groupe de charges doit être appliqué comme une seule action variable.

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 chargées	Groupe de charges	Voie chargée	LM 71[a] SW/0[ab] HSLM[cd]	SW/2[ae]	Train à vide	Traction freinage[a]	Effort centrifuge[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.5 : Evaluation des groupes de charges pour le trafic ferroviaire

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.

IV.2.3. Les combinaisons de charges

IV.2.3.1. Etat limite ultime

$$\sum_{j\geq 1} \gamma_{G.j} \cdot G_{k.j} + \gamma_p P + \gamma_{Q.1}\, Q_{k.1} + \sum_{i\geq 1} \gamma_{Q.i} \cdot \psi_{0.i} \cdot Q_{k.i}$$

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

IV.2.3.2. Etat limite de service

$$\sum_{j\geq 1} G_{k.j} + P + Q_{k.1} + \sum_{i>1} \psi_{0.i} \cdot Q_{k.i}$$

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

IV.2.3.3. Situations de projet accidentelles (non sismiques)

$$\sum_{j\geq 1} G_{k.j} + P + A_d + (\psi_{1.1}\ ou\ \psi_{2.1})\, Q_{k.1} + \sum_{i>1} \gamma_{Q.i} \cdot \psi_{2.i} \cdot Q_{k.i}$$

$\psi_{1.1}$: facteur de la combinaison fréquente.

$\psi_{2.1}$: facteurs de la combinaison quasi permanente.

$\psi_{1.1}$ et $\psi_{1.1}$ sont spécifiés dans les tableaux 1 et 2 de l'Annexe A du Code UIC 776-1.

IV.2.3.4. Situations de projet accidentelles (sismiques)

La combinaison des forces sismiques orthogonales est employée pour tenir compte de l'incertitude directionnelle du séisme.

L'effet probable de l'action maximale E. dû à l'apparition simultanée des actions sismiques le long des axes horizontaux X et Y et de l'axe vertical Z. peut être estimé. à partir des effets d'actions maximales Ex. Ey et Ez dus à l'action sismique indépendante le long de chaque axe comme suit :

Les effets des différentes composantes du mouvement d'ensemble sont combinés de la manière suivante :

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

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

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

Ex. Ey et Ez sont les effets des actions sismiques dans chacune des directions respectives X. Y et Z.

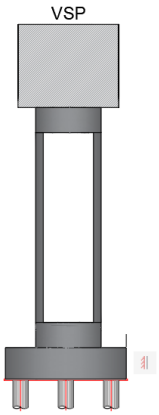
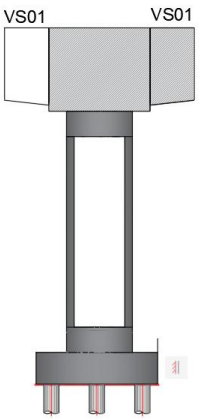
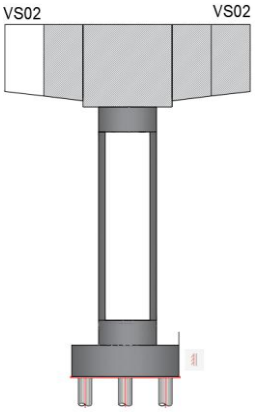
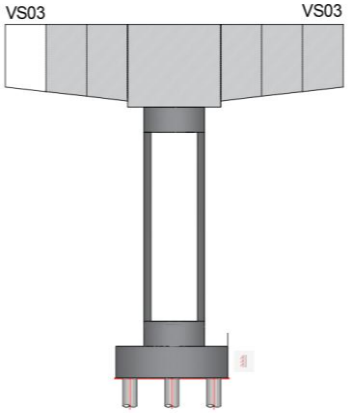
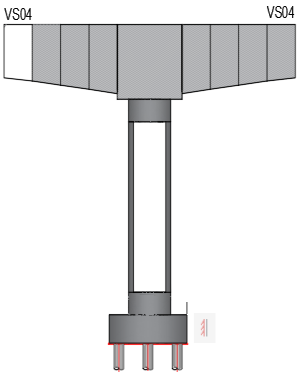
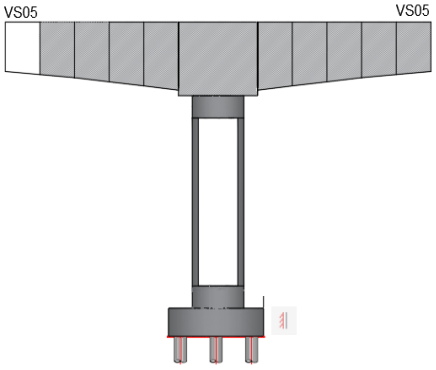
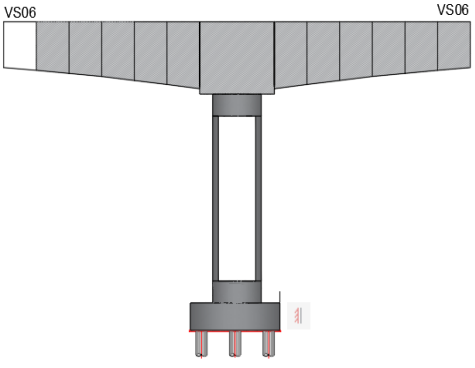
CHAPITRE V :
ETUDE DU TABLIER

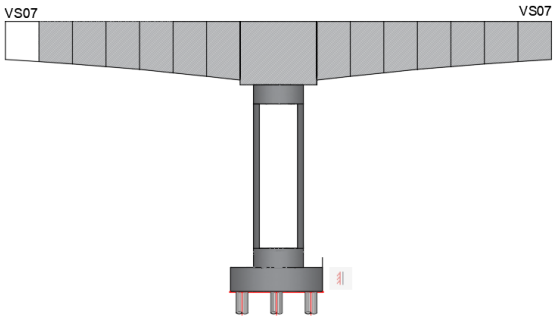
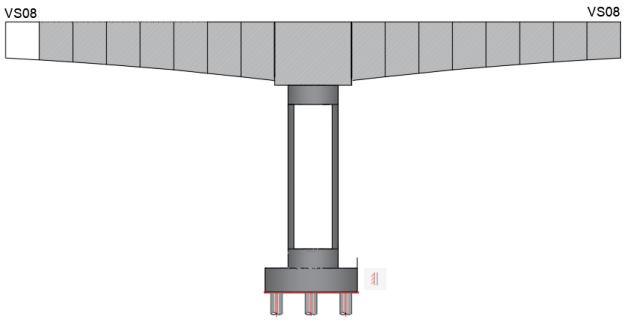
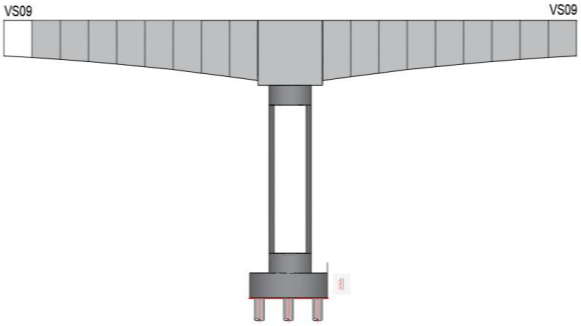
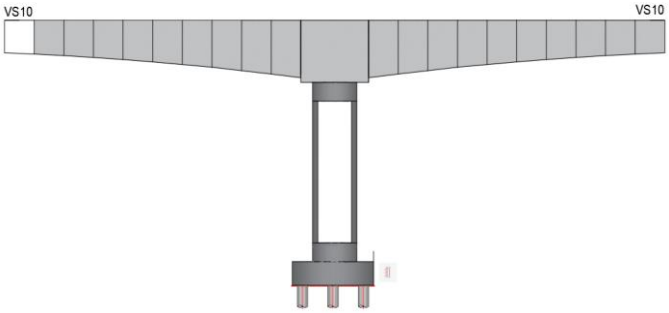
V.1. INTRODUCTION

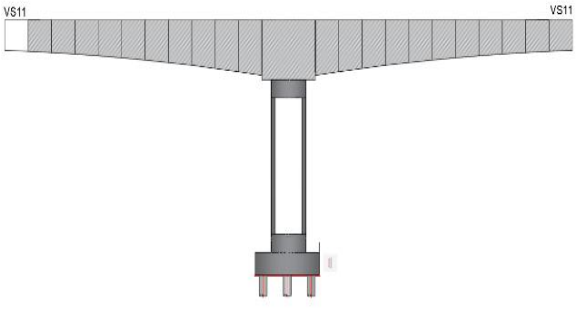
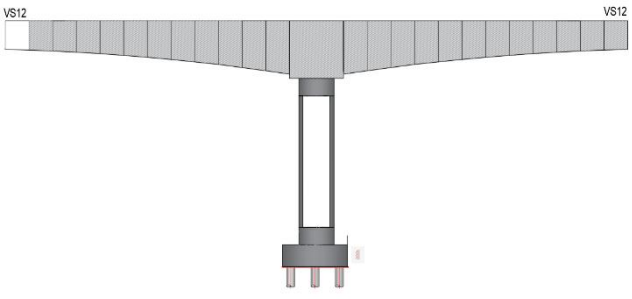
La construction des ponts par encorbellements successifs consiste à ériger le tablier à partir des piles en assemblant des voussoirs, soit préfabriqués en atelier, soit coulés sur place dans des coffrages mobiles. Ces voussoirs sont fixés par des câbles de précontrainte de manière symétrique aux extrémités de la portion déjà construite. Lorsque ces extrémités se rejoignent au niveau de la clé entre deux travées adjacentes, on obtient une section appelée fléau.

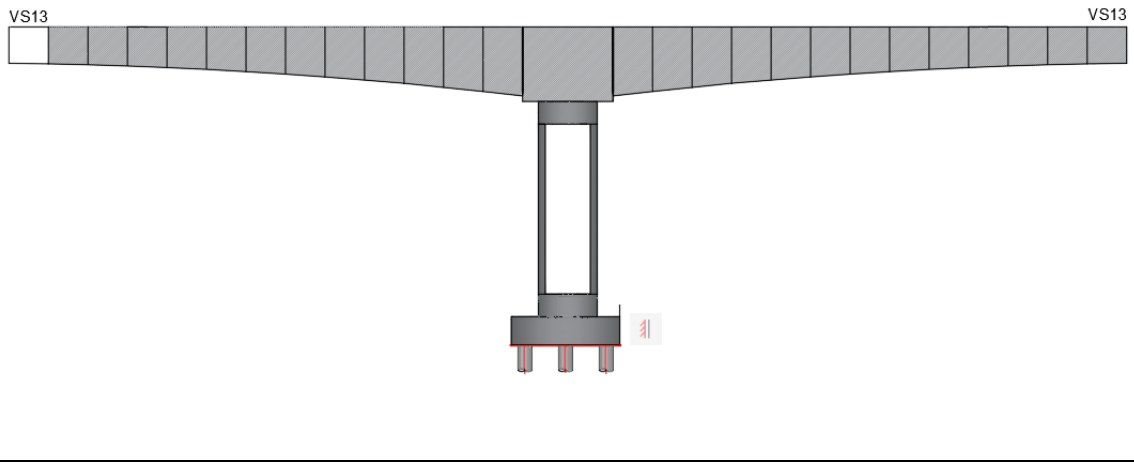
V.2. STABILITE EN PHASE DE CONSTRUCTION :

V.2.1. Les phases de construction d'un fléau

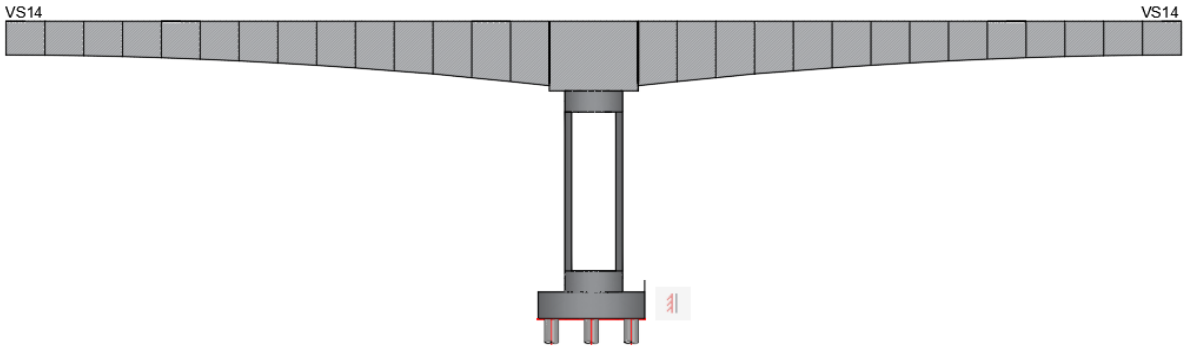
<table>
<tr><td>
</td><td>
</td><td>
</td><td>
</td></tr>
<tr><td>Phase 01</td><td>Phase 02</td><td>Phase 03</td><td>Phase 04</td></tr>
<tr><td>
</td><td>
</td><td>
</td></tr>
<tr><td>Phase 05</td><td>Phase 06</td><td>Phase 07</td></tr>
</table>

	
Phase 08	Phase 09
	
Phase 10	Phase 11

	
Phase 12	Phase 13



Phase 14



Phase 15

V.2.2. Charges à prendre en compte

Les charges à prendre en compte pour la justification d'un fléau sont spécifiées dans les documents du SETRA (Ponts en béton précontraint encorbellements successifs 2003). Elles comprennent le poids propre, les charges de chantier connues, les charges de chantier aléatoires ainsi que les événements accidentels susceptibles d'affecter la stabilité de l'ouvrage pendant la construction.

V.2.2.1. Poids propre de fléaux

Il s'agit uniquement du poids propre du fléau, calculé à partir de la section transversale avec le poids volumique de 25 KN/m^3.

Le poids de l'un des deux demi-fléaux est majoré de 2% pour obtenir G_{max} et l'autre est minoré de 2% pour obtenir G_{min} d'une façon à obtenir le cas le plus défavorable en relation avec l'action variable ou accidentelle considérée.

$$\mathbf{G_{max} = G \times 1.02} \qquad \text{et} \qquad \mathbf{G_{min} = G \times 0.98}$$

Tableau V.1 : Evaluation de poids propre de chaque demi-fléau

Les phases	Demi fléau minoré		Demi fléau majoré	
	G	Gmin	G	Gmax
Phase 01	1647	1614.06	1647	1679.94
Phase 02	1647	1614.06	2965.625	3024.9375
Phase 03	2965.625	2906.3125	4233.5	4318.17
Phase 04	4233.5	4148.83	5457.625	5566.7775
Phase 05	5457.625	5348.4725	6643.25	6776.115
Phase 06	6643.25	6510.385	7787.75	7943.505
Phase 07	7787.75	7631.995	8898.125	9076.0875
Phase 08	8898.125	8720.1625	9976.125	10175.6475
Phase 09	9976.125	9776.6025	11028.75	11249.325
Phase 10	11028.75	10808.175	12058.625	12299.7975
Phase 11	12058.625	11817.4525	13067.5	13328.85
Phase 12	13067.5	12806.15	14058.875	14340.0525
Phase 13	14058.875	13777.6975	15039.75	15340.545
Phase 14	15039.75	14738.955	16016.25	16336.575
Phase 15	16016.25	15695.925	16988.375	17328.1425
Phase 16	16988.375	16648.6075	16988.375	17328.1425

V.2.2.2. Charge due au vent

Notre pont est de portée inferieur a 120m. et n'est pas expose à des vents forts et fréquents donc l'action supplémentaire du vent $Q_W = 0$.

V.2.2.3. Charge 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 Q_{PRC1}, dont la valeur courante varie de 0.30 à 0.90 MN suivant la longueur des voussoirs et la largeur du tablier.

Dans le calcul, cette charge doit être majorée de 6% du côté du demi-fléau le plus lourd et minorée de 4% du côté opposé ce qui donne :

$$\mathbf{Q_{PRC1\ max}} = (P_{V1}/2) \times 1.06 = \mathbf{698.87\ KN}$$

$$\mathbf{Q_{PRC1\ min}} = (P_{V1}/2) \times 0.96 = \mathbf{632.94\ KN}$$

V.2.2.4. Charge de chantier aléatoire

Les charges de chantier aléatoires sont à considérer dans les calculs de flexion longitudinale du tablier, pendant la construction des fléaux. Ces charges sont les suivantes :

- Une charge répartie $\mathbf{Q_{PRA1}}$ de **200 N/m²** sur un demi fléau dans les cas courants
- Une charge concentrée $\mathbf{Q_{PRA2}}$ de **(50+5b) KN** appliquée en bout de fléau. à l'extrémité du dernier voussoir terminé ; cette charge représente le poids des rouleaux de câbles, des compresseurs, du petit matériel. etc.

Largeur de tablier : B = 12.7 m

$$\mathbf{Q_{PRA1} = 2.54\ KN/ml}$$

$$\mathbf{Q_{PRA2} = 113.5\ KN}$$

V.2.2.5. Actions accidentelles

La chute de l'ensemble ou d'une partie d'un équipage mobile vide ($\mathbf{F_A}$) est prise en compte avec un coefficient de majoration dynamique égal à deux (**2**) pour tenir compte de l'énergie accumulée par la déformation de demi-fléau concerné par la chute. Cela revient à inverser le sens du poids de l'équipage $\mathbf{Q_{PRC1\ max}}$.

$$\mathbf{F_A = - Q_{PRC1\ max} = - 698.87KN}$$

V.2.3. Combinaisons d'action

Selon les documents SERTA, les différentes combinaisons sont les suivants :

Type 01 (Combinaison en situation temporaire de construction)

Combinaison A_1 : $1.1\ (G_{max} + G_{min}) + 1.25\ (Q_{PRC1\ max} + Q_{PRC1\ min} + Q_{PRA1} + Q_{PRA2}\ [+Q_w])$

Combinaison A_2 : $0.9\ (G_{max} + G_{min}) + 1.25\ (Q_{PRC1\ max} + Q_{PRC1\ min} + Q_{PRA1} + Q_{PRA2}\ [+Q_w])$

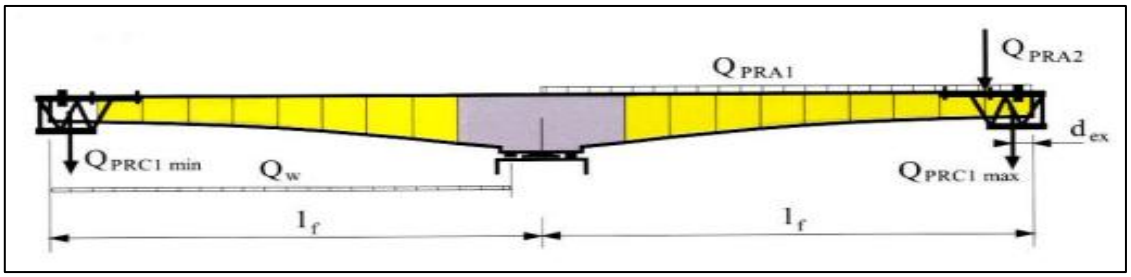


Figure V.1 : Combinaison (type A)

Type 02 (Combinaison accidentelle de construction)

Combinaison B_1 : 1.1 (G_{max} + G_{min}) + F_A + ($Q_{PRC1\ max}$ + Q_{PRA1} + Q_{PRA2})

Combinaison B_2 : 0.9 (G_{max} + G_{min}) + F_A + ($Q_{PRC1\ max}$ + Q_{PRA1} + Q_{PRA2})

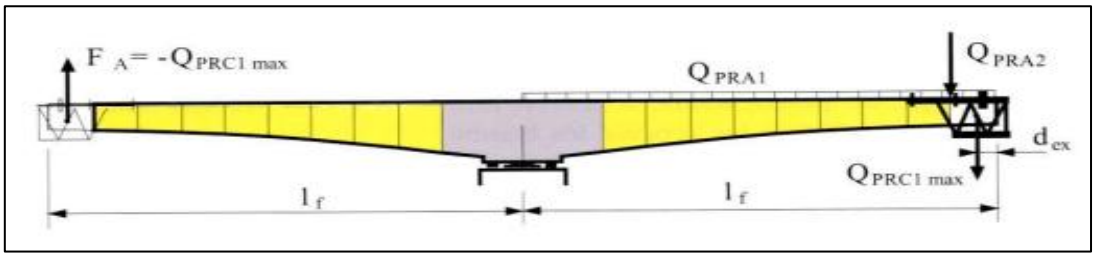


Figure V.2 : Combinaison (type B)

V.2.4. Evaluation des efforts

Pour l'évaluation des efforts, on utilise un modèle de calcul à l'aide d'un logiciel Midas civil. Dans ce modèle, on considère que le tablier travaille comme une bi-console.

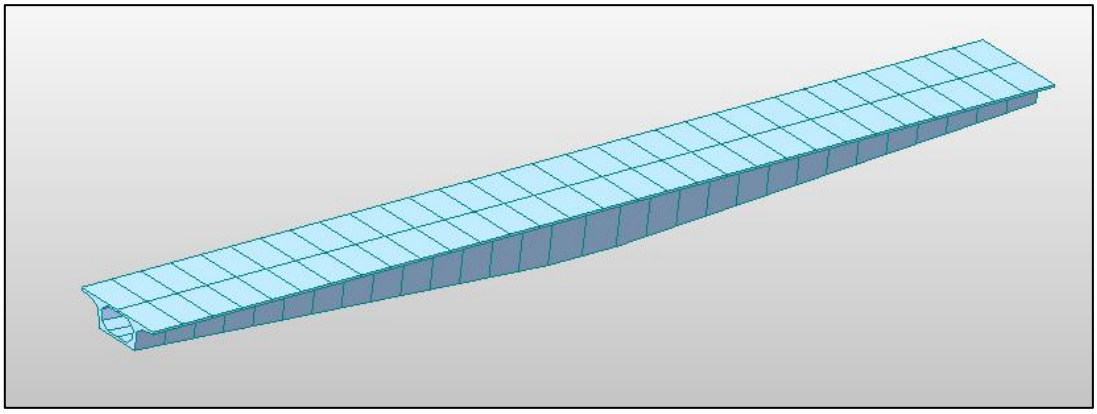


Figure V.3 : Modèle de calcul de fléau

Résultats :

Les résultats des sollicitations maximales sont présentés sous forme de diagrammes dans **l'annexe A**, en tenant compte des différentes combinaisons de charges durant la phase de construction.

Moment de flexion dans le fléau sous combinaison temporaire (la plus défavorable) :

Mmax = -562.89 MN.m

Tableau V.2 : Evaluation des moments fléchissants (KN.m) de demi-fléau majoré.

Position	Combinaison A1	Combinaison A2	Combinaison B1	Combinaison B2
Axe VSP	-562888.2	-471050.7	-551331.7	-459494.3
Fin VSP	-484813.3	-406315.0	-474198.8	-395700.5
Fin V01	-421259.6	-353574.9	-411460.9	-343776.2
Fin V02	-362150.4	-304478.2	-353159.8	-295487.5
Fin V03	-307485.6	-259024.9	-299295.2	-250834.5
Fin V04	-257265.1	-217215.0	-249867.3	-209817.1
Fin V05	-211489.1	-179048.5	-204876.0	-172435.4
Fin V06	-170157.5	-144525.4	-164321.3	-138689.2
Fin V07	-133270.3	-113645.7	-128203.3	-108578.7
Fin V08	-100827.5	-86409.5	-96521.9	-82103.8
Fin V09	-72829.2	-62816.6	-69277.1	-59264.6
Fin V10	-49275.2	-42867.2	-46469.0	-40061.0
Fin V11	-30165.6	-26561.1	-28097.5	-24493.0
Fin V12	-15500.5	-13898.5	-14162.6	-12560.6
Fin V13	-5279.8	-4879.3	-4664.4	-4263.9
Fin V14	0	0	0	0

V.3. STABILISATION DU FLEAU AVEC CLOUAGE PAR PRECONTRAINTE

Nous choisissons de justifier un fléau en assurant sa stabilité par la méthode des organes d'ancrage, qui repose sur deux files de cales temporaires et est fixée à la pile par deux câbles, en supposant que le voussoir sur la pile est rigide.

M et N : sollicitations résultantes des combinaisons A et B.

Ra et Rb : les réactions.

Fi : force de « n » câbles d'une file.

e : entraxe des cales.

d : entraxe cale-câble.

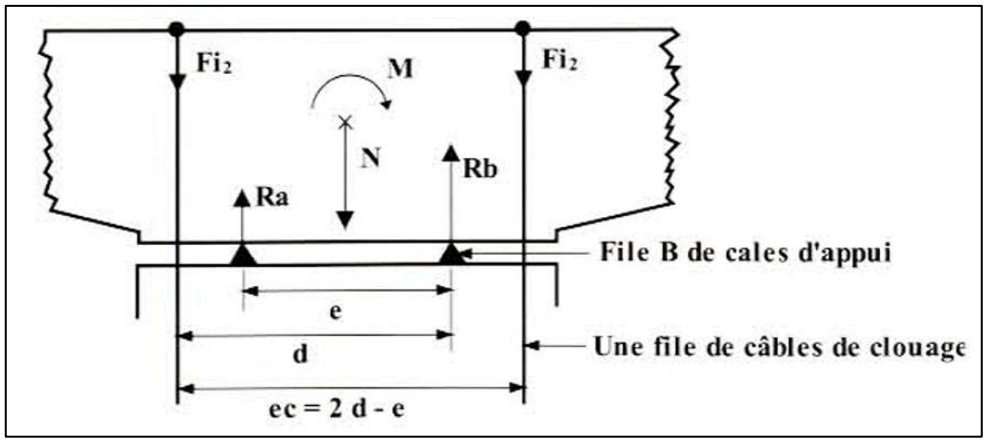


Figure V.4 : Géométrie du système de clouage

V.3.1. Calcul du nombre des câbles

On calcule d'abord l'excentricité de la résultante des efforts M/N pour chaque combinaison A et B. puis on la compare à e/2, où e est l'entraxe des cales.

Deux cas peuvent alors se présenter :

- Dans le cas où **M/N < e/2 :** le fléau ne risque pas de basculer les câbles de clouage ne sont donc théoriquement pas nécessaires, on dispose toutefois par sécurité au minimum de deux paires de câbles.
- Dans le cas où **M/N > e/2 :** des câbles de clouage doivent rétablir l'équilibre du fléau (risque de basculement).

L'aménagement de la tête de la pile donne e = 3.5m. e/2 = 1.75m. et d = 3.95m

Nous résumons les résultats de calcul M/N dans le tableau suivant :

Tableau V.3 : Comparaison entre M/N et l'entraxe

Combinaison	ΔM (KN.m)	ΔN (KN)	ΔM/ΔN	e/2	Remarque
A1	76400.4	38579.9	1.98	1.75	Risque
A2	65391.1	31924.5	2.05	1.75	Risque
B1	106776.1	37552	2.84	1.75	Risque
B2	95767	30896.5	3.10	1.75	Risque

D'après les résultats obtenus, les câbles verticaux de précontrainte sont indispensables pour assurer la stabilité de la structure et éviter tout risque de basculement.

Deux cas peuvent être distingués :

- **Situation temporaire de construction (combinaison A)**

Le fléau ne doit pas décoller. La précontrainte doit compenser la réaction de soulèvement de la cale A sous l'action de M et N.

Le nombre de câbles « n » est donné par la formule suivant :

$$\mathbf{n \times s = \frac{\frac{M}{e} - \frac{N}{2}}{(1-p) \times \sigma_{p0}}}$$

ΔP : pertes de tension estimées à **25 %**

fprg = 1860 MPa pour un câble de 15T15s.

fpeg= 1674 MPa pour un câble de 15T15s.

La tension d'origine : $\sigma p0 = \min(0.8 f_{prg} ; 0.9 f_{peg})$ → **σp0 = 1488 MPa**

$S_{câble15T15s}$ avec **S = 2 250 mm²**

- **Situation accidentelle (combinaison B)**

Sous l'action de la résultant N et du moment M des charges appliqués au fléau, le voussoir sur pile reste en équilibre par surtension Fi2 des câbles d'une fils d'appuis provisoires et compression Rb des cales de l'autre fils d'appui.

Le nombre de câbles « n » est donné par la formule suivant :

$$\mathbf{n \times s = \left(M - \frac{N \times e}{2}\right) \times \frac{d}{K}}$$

$$\mathbf{K = (1-p) \times \sigma_{p0} \times (2d - e) \times (e - d) + \frac{f_{peg}}{\gamma_p} \times [d^2 + (d-e)^2]}$$

Tableau V.4 : Nombres des câbles de clouage

Combinaison	A1	A2	B1	B2
Nombre de câbles	1.01	1.08	2.97	3.02

Pour le cas le plus défavorable « B2 », on trouve : n = 4 câbles de 15T15s.

Donc on opte pour 4 câbles de 15T15s avec une disposition de 2 câbles dans chaque côté.

V.3.2. Calcul de la surface des cales

La surface des cales est telle qu'elles sont comprimées à f_{bu} sous la réaction maximale R_b. Comme le béton des cales est fretté, sa résistance caractéristique en compression peut être augmentée.

$$f_{cf} = f_{cj} \times \left(1 + 2 \times \rho_t \times \frac{f_e}{f_{cj}}\right)$$

ρ_t est le pourcentage d'acier du seul noyau fretté, borné supérieurement à 4%.

Avec 2% de frettage, ce qui correspond à une valeur courante $\mathbf{f_{cf} = f_{c28} + 20\ MPa}$

$$\mathbf{f_{cf} = 55\ MPa}$$

Le tableau suivant présente les valeurs limites obtenues selon la résistance du béton et le type de vérification à réaliser :

Tableau V.5 : Les valeurs limites issues de ce calcul

Type de combinaisons à l'ELU	$\mathbf{f_{clim}}$
Combinaison fondamentale ne comportant que des actions permanentes	0.61 à 0.65 f_{cj}
Combinaison fondamentale avec actions variables	0.72 à 0.75 f_{cj}
Combinaisons accidentelles	0.94 à 0.98 f_{cj}

En supposant qu'on a deux cales de dimensions a×b par ligne d'appui, la surface totale des cales est donnée par la formule suivante : $\mathbf{S = 2 \times a \times b = R_b / f_{c\,max}}$

Avec : $\mathbf{R_b = \Delta N/2 + \Delta M/e + F_i}$ et $\mathbf{F_i = (1 - \rho) \times n \times F_{p0}}$

$$\mathbf{f_{c\,max} = \min(f_{clim}; f_{cf})}$$

Application Numérique

$\Delta M = 106776{,}1$ KN.m ; $\Delta N = 37552$ KN ; $\rho = 25\%$; $e = 3.5$ m

$Fi = 10044$ KN → $Rb = 59327{,}45$ KN → $S = 1{,}765$ m²

Donc on opte pour 4 cales de dimensions (0.8×1.1) m².

V.4. CONCLUSION

Dans ce chapitre, nous avons vu que l'analyse du tablier d'un pont à voussoirs construit par encorbellements successifs se déroule en deux phases.

La première intervient avant la réalisation des fléaux, où l'on doit vérifier leur stabilité. À ce moment-là, le système est isostatique, et les moments maximaux apparaissent au niveau de l'encastrement sur les piles.

La seconde phase correspond à l'état hyperstatique obtenu après le clavage et la mise en tension des câbles de continuité.

Une fois les sollicitations connues à partir des combinaisons d'actions définies, l'étape suivante consiste à dimensionner la précontrainte nécessaire pour que le tablier résiste efficacement à ces efforts.

CHAPITRE VI :
ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

VI.1. INTRODUCTION

La précontrainte est une technique essentielle en génie civil qui permet la réalisation d'ouvrages de grandes portées tout en alliant sécurité et optimisation des matériaux.

Il existe deux principales méthodes de précontrainte :

- La précontrainte par pré-tension : les câbles sont tendus avant le coulage du béton
- La précontrainte par post-tension : les câbles sont mis en tension après le durcissement du béton.

VI.2. ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

L'application de la précontrainte aux ponts construits par encorbellements successifs s'effectue en deux étapes principales :

- La première étape consiste à assembler les voussoirs à l'aide d'une précontrainte horizontale assurée par les câbles de fléau.
- La seconde étape permet de relier les fléaux entre eux ainsi qu'aux sections de rive construites sur cintres, en appliquant une précontrainte de continuité.

VI.2.1. Détermination du nombre de câbles du fléau

Les câbles du fléau sont dimensionnés en construction pour reperdre les moments négatifs dus au poids propre du fléau et aux surcharges du chantier. Et en service pour reprendre les moments négatifs dus aux charges permanentes et d'exploitations. Le nombre de câbles du fléau est déterminé par la relation suivante :

$$n = \frac{P}{(1-\Delta P)\, P0} \qquad [8]$$

P : force de précontrainte.

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

ΔP : pertes de tension estimées à 25 %

VI.2.2. Évaluation de l'effort de précontrainte P_0

f_{prg} = 1860 MPa pour un câble de 19T15s.

f_{peg} = 1674 MPa pour un câble de 19T15s.

La tension d'origine : $\sigma p0 = \min(0.8\, f_{prg} ; 0.9\, f_{peg})$ → **$\sigma p0$ = 1488 MPa**

$P_0 = \sigma_{p0} \times S_{câble19T15s}$ avec S = 2 850 mm^2 → **P_0 = 4.24 MN**

VI.2.3. Évaluation de l'effort de précontrainte P

L'effort de précontrainte P est calculé à partir de la relation suivante :

$$P = \frac{\frac{M.v}{I}}{(\frac{e.v}{I} + \frac{1}{S})}$$

M : le moment fléchissant dû au poids propre et les surcharges de construction.

I : le moment d'inertie de la section.

S : section droite du voussoir.

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

e : excentricité du câble par rapport au CDG de la section : e = v – d

Application Numérique :

M = 562888.2 KN ; I = 100.75 m^4 ; S = 16.47 m^2 ; P = 126.17 MN ; v = 2.94 m

D'où : n ≥ 36.34 On prend : n = 38 câbles de 19T15s

Tableau VI.1 : Estimation du nombre de câbles du fléau pour chaque section

Voussoir	S (m^2)	H (m)	v' (m)	v (m)	I (m^4)	e (m)	M (KN.m)	P (MN)	N Câbles	Câbles retenus
Axe VSP	16.47	6.60	3.66	2.94	100.75	2.79	562888.2	115.57	36.34	38
Fin VSP	15.73	6.11	3.42	2.69	82.73	2.54	484813.3	107.85	33.92	36
Fin V01	15.07	5.91	3.32	2.59	76.08	2.44	421259.6	95.98	30.18	34
Fin V02	14.49	5.53	3.1	2.43	65.23	2.28	362150.4	87.63	27.56	30
Fin V03	13.99	5.18	2.93	2.25	54.95	2.10	307485.6	79.96	25.14	26
Fin V04	13.55	4.86	2.78	2.08	46.53	1.93	257265.1	71.84	22.59	24
Fin V05	13.08	4.57	2.63	1.94	39.70	1.79	211489.1	63.05	19.83	20
Fin V06	12.69	4.30	2.50	1.80	33.70	1.65	170157.5	54.44	17.12	18
Fin V07	12.32	4.07	2.38	1.69	29.08	1.54	133270.3	45.38	14.27	16
Fin V08	12.03	3.86	2.28	1.58	25.17	1.43	100827.5	36.61	11.51	12
Fin V09	11.77	3.68	2.19	1.49	22.16	1.34	72829.2	27.97	8.80	10
Fin V10	11.53	3.53	2.11	1.42	19.78	1.27	49275.2	19.88	6.25	8
Fin V11	11.33	3.40	2.05	1.35	17.81	1.20	30165.6	12.76	4.01	6
Fin V12	11.21	3.31	2.01	1.30	16.44	1.15	15500.5	6.80	2.14	4
Fin V13	11.16	3.25	1.98	1.27	15.60	1.12	5279.8	2.38	0.75	2
Fin V14	11.11	3.21	1.95	1.26	15.13	1.11	0	0.00	0.00	0

VI.2.4. Disposition et enrobage des câbles

Pour assurer une bonne mise en place du béton (cheminée de bétonnage) et éviter toute interaction entre paquets de gaines lors de la mise en tension, il est essentiel de respecter la distance minimale entre les conduits et l'enrobage. [9]

- L'espacement horizontal entre nus de deux câbles : $\boldsymbol{e_h \geq 1.5.\emptyset_g \rightarrow e_h \geq 15\ cm}$
- L'espacement vertical entre nus de deux câbles : $\boldsymbol{e_v \geq 1.2.\emptyset_g \rightarrow e_v \geq 12\ cm}$
- L'enrobage : $\mathbf{C = max\ (\frac{3}{4}\ a\ ;\ \emptyset_g\ ;\ d)}$ avec $\mathbf{d = 5\ cm,\ a = \emptyset_g = 10\ cm \rightarrow C \geq 10\ cm}$

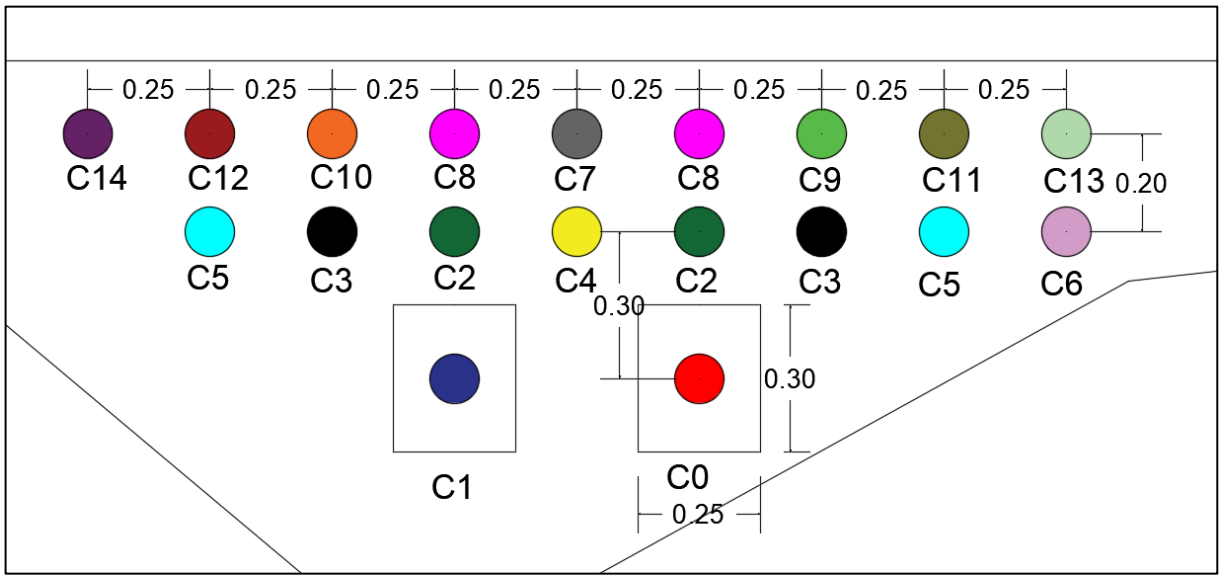


Figure VI.1 : Disposition des câbles et ancrages de fléau

VI.2.5. Dispositions des ancrages

Selon le guide de la précontrainte Freyssinet, les ancrages doivent être placés à une distance suffisante de la paroi et séparés entre eux par un entraxe minimal, déterminé à partir des dimensions a et b issues des montages d'essais définis dans le cadre de l'Agrément Technique Européen n° 06/0226.

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.

Notations :

- A, B : dimensions en plan de la tromplaque (A ≥ B).
- a, b : côtés du spécimen d'essai (a ≥ b).
- x, y : la distance d'axe en axe des ancrages de la structure dans les directions x et y.
- x', y' : la distance de l'ancrage au parement le plus proche dans les directions x et y.
- $f_{cm.o}$: la résistance moyenne à la compression mesurée sur cylindre avant tension.

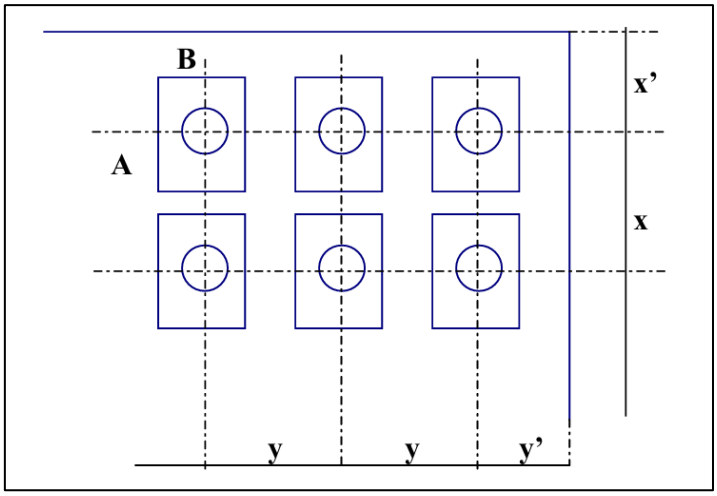


Figure VI.2 : Disposition des ancrages selon Freyssinet

Les dimensions x et y doivent satisfaire les conditions suivantes.

$x \geq A + 30$ (mm)

$y \geq B + 30$ (mm)

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

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

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

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

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

Tableau VI.2 : Valeurs caractéristiques des dimensions a et b

	a = b (mm)		
	$f_{cm.o}$ (MPa)		
Unites	**24**	**44**	**60**
19 C 15	530	400	380

$\mathbf{f_{cm.o}} = \mathbf{f_{cj}} + 8$ MPa

$\mathbf{f_{cj}} = \mathbf{f_{c2}}$ (Pour ancrage des câbles de fléau)

$\mathbf{f_{cj}} = \mathbf{f_{c28}}$ (Pour ancrage des câbles de continuité)

Nota : Si le projet prévoit pour $f_{cm.o}$ une valeur différente des valeurs indiquées dans le tableau, on peut procéder par interpolation linéaire pour déterminer les valeurs x et y.

Application numérique :

a = b = 450 mm ; A = 300 mm ; B = 250 mm ; f_{c28} = 45 MPa ; f_{c2} = 27.27 MPa

$f_{cm.o}$ = 27.27 + 8 = 35.27 MPa

x ≥ 300 + 30 = 330 mm

y ≥ 250 + 30 = 280 mm

x · y ≥ a · b = 450 × 450 = 202 500 mm²

x ≥ 0.85 a = 382.5 mm → x = 500 mm

y ≥ 0.85 b = 382.5 mm → y = 400 mm

x' ≥ 0.5 x + enrobage de béton – 10 (mm) → x' ≥ 280 mm → x' = 300 mm

y' ≥ 0.5 y + enrobage de béton – 10 (mm) → y' ≥ 230 mm → y' = 250 mm

VI.2.6. Tracé des câbles en plan

En plan, les câbles de précontrainte suivent généralement un tracé rectiligne parallèle à l'axe longitudinal de la poutre caisson. Toutefois, à l'approche des ancrages, ils adoptent une courbure en forme de « S » pour s'y connecter, sauf pour les câbles situés sur le même axe vertical que leur point d'ancrage, qui conservent un tracé rectiligne lorsque cela est possible.

Allure en plans des câbles du fléau :

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

Dans notre cas, les deux courbes auront la même allure mais en sens opposés :

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

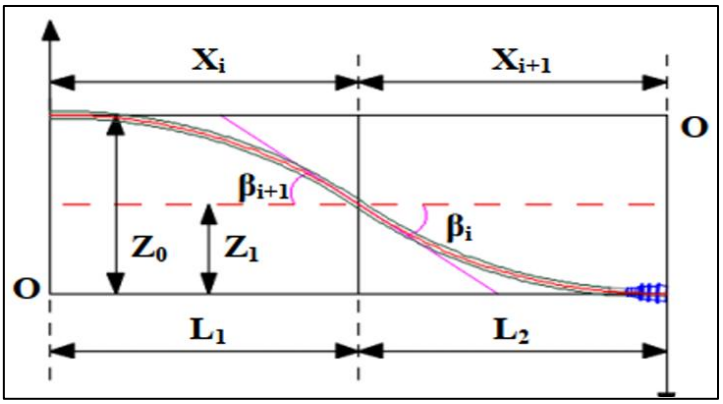


Figure VI.3 : Tracée en plan des câbles de fléau

VI.2.7. Tracé des câbles en élévation

Le tracé des câbles doit être rectiligne dans la traversée des joints. Afin d'assembler correctement les éléments, le tracé des câbles au passage des joints est le plus souvent perpendiculaire à la surface extérieure du caisson. Le câble suit un tracé parabolique caractérisé par l'équation suivante : $\boldsymbol{y = d_0 + (d_1 - d_0)\left(\frac{x}{l}\right)^2}$

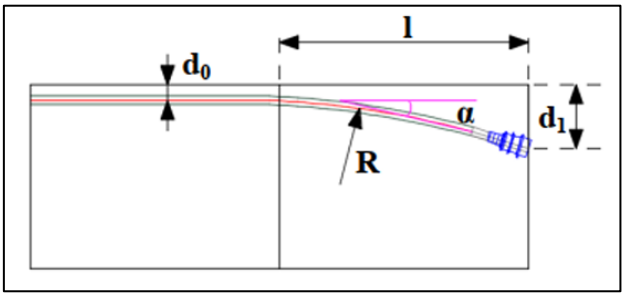


Figure VI.4 : Tracé en élévation des câbles de fléau

$\boldsymbol{d_0}$ **:** distance du CDG du câble à la fibre supérieure.

$\boldsymbol{d_1}$ **:** distance du point d'ancrage à la fibre supérieure.

l : longueur d'un voussoir sur laquelle s'effectue la courbure.

Rmin : rayon minimal de câbles 19T15 (Rmin = 10×Φg = 10 m).

Le rayon de courbure en un point est défini par l'expression : $\boldsymbol{R_c(x) = \frac{x^2}{2(d_1 - d_0)} \geq R_{min}}$

L'angle de la courbe au point d'ancrage est : $\boldsymbol{\alpha_n = Arctg(2 \times (d_1 - d_0)\left(\frac{x}{l^2}\right)}$

Tableau VI.3 : L'allure du tracé en plan des câbles de fléau

Câbles	$Z_i(m)$	$Z_{i+1}(m)$	$x_i(m)$	R_i(m)	β (rad)	Z(x)
C0-C1-C2-C8	Rectilignes en plan					
C3-C4-C7-C9-C10	0.25	0.125	1.75	12.25	0.142	0.25-0.041x²
C5-C11-C12	0.50	0.250	1.75	6.13	0.278	0.50-0.081x²
C6-C13-C14	0.75	0.375	3.5	16.33	0.211	0.75-0.031x²

Tableau VI.4 : L'allure du tracé en élévation des câbles de fléau

Câbles	$Z_i(m)$	$d_0(m)$	$d_1(m)$	R_i(m)	$\alpha\ (rad)$	Z(x)
C0-C1	Rectilignes en élévation					
C2-C3-C4-C5-C6	3.5	0.35	0.65	20.42	0.170	0.35+0.0245x²
C7-C8-C9-C10-C11-C12-C13-C14	3.5	0.15	0.65	12.25	0.278	0.15+0.0408x²

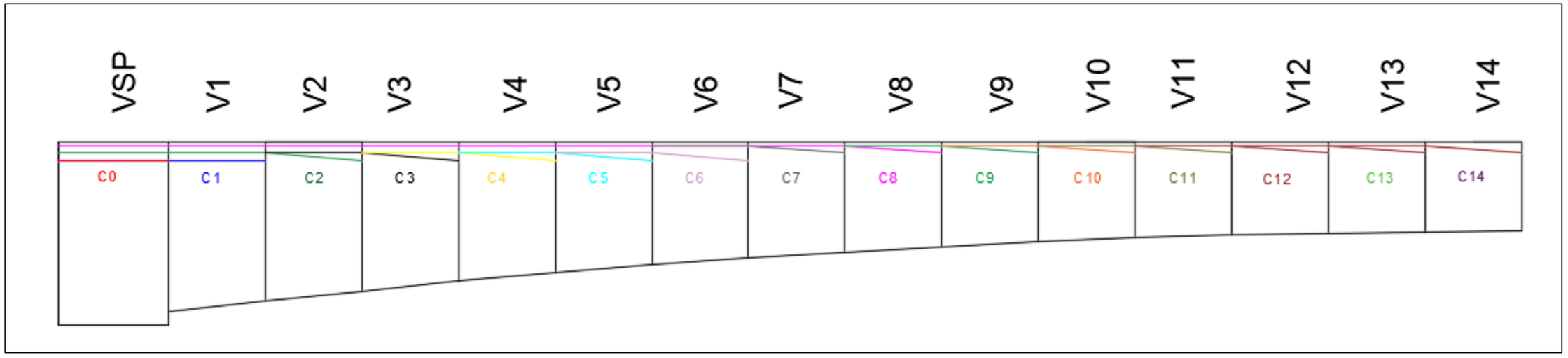


Figure VI.5 : Tracé en élévation de câbles de fléau

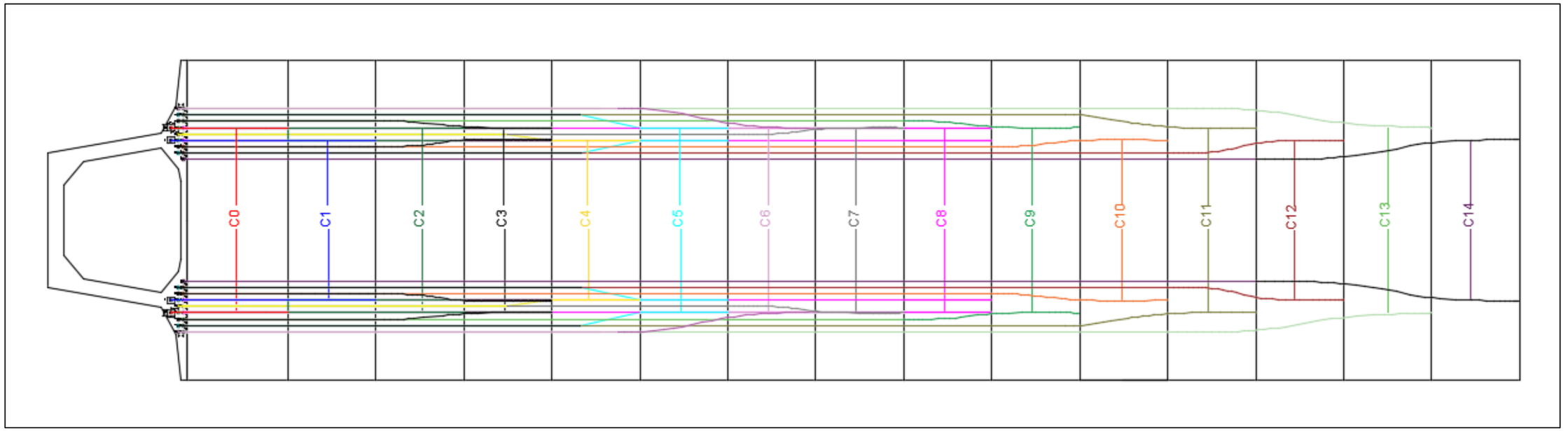


Figure VI.6 : Tracé en plan de câbles de fléau

VI.3. ETUDE DE LA PRECONTRAINTE DU CONTINUITE

De façon générale, les câbles de continuité sont destinés à reprendre les actions complémentaires appliquées à la structure après réalisation des fléaux.

Ces câbles qui s'opposent à des moments positifs, sont situés dans les goussets inferieurs et sont ancrés dans des bossages situés à la jonction âme-hourdis inferieur.

VI.3.1. Détermination du nombre de câbles de continuité en travée principale

Les efforts de précontrainte dans les câbles de continuité, destinés à reprendre les moments positifs en travée principale, sont déterminés à partir du moment maximal en appliquant les formules suivantes :

$$\mathbf{P} = \frac{\frac{\mathbf{M} \times \mathbf{v'}}{\mathbf{I}}}{\left(\frac{\mathbf{e} \times \mathbf{v'}}{\mathbf{I}} + \frac{\mathbf{1}}{\mathbf{S}}\right)} \quad ; \quad \text{avec} \quad \mathbf{e = v' - d} \quad ; \quad \mathbf{n \geq \frac{P}{(1 - \Delta P) P_0}} \qquad [8]$$

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

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

ΔP : les pertes de tension, estimées à 25%. [8]

I : le moment d'inertie de la section.

S : section droite du voussoir.

e : excentricité du câble par rapport au CDG de la section.

Application numérique :

v' = 1.95 m ; e = 1.8 m ; I = 14.9 m^4 ; S = 11.1 m^2 ; M = 150944.33 KN.m
P_0 = 4.24 MN ; ΔP = 25% ; P = 60.68 MN → n ≥ 19.08

On prend : n = 20 câbles de 19T15s

Tableau VI.5 : Estimation du nombre de câbles de continuité de travée principale

	M (KN.m)	H (m)	v' (m)	v (m)	I (m^4)	S (m^2)	e (m)	P (MN)	N	N retenus
Fin V06	-6363.45	4.30	2.50	1.80	33.70	12.69	2.35	-1.86	-0.59	0
Fin V07	25808.54	4.07	2.38	1.69	29.08	12.32	2.23	8.01	2.52	4
Fin V08	54174.24	3.86	2.28	1.58	25.17	12.03	2.13	17.78	5.59	6
Fin V09	78938.96	3.68	2.19	1.49	22.16	11.77	2.04	27.22	8.56	10
Fin V10	100349.42	3.53	2.11	1.42	19.78	11.53	1.96	36.19	11.38	12
Fin V11	119541.65	3.40	2.05	1.35	17.81	11.33	1.90	44.83	14.09	16
Fin V12	134810.18	3.31	2.01	1.3	16.44	11.21	1.86	52.06	16.37	18
Fin V13	145049.39	3.25	1.98	1.27	15.60	11.16	1.83	57.20	17.98	18
Fin V14	148645.09	3.21	1.95	1.26	15.13	11.11	1.80	59.50	18.71	20
Axe VSC	150994.33	3.20	1.95	1.25	14.90	11.10	1.80	60.68	19.08	20

VI.3.1.1. Disposition des câbles

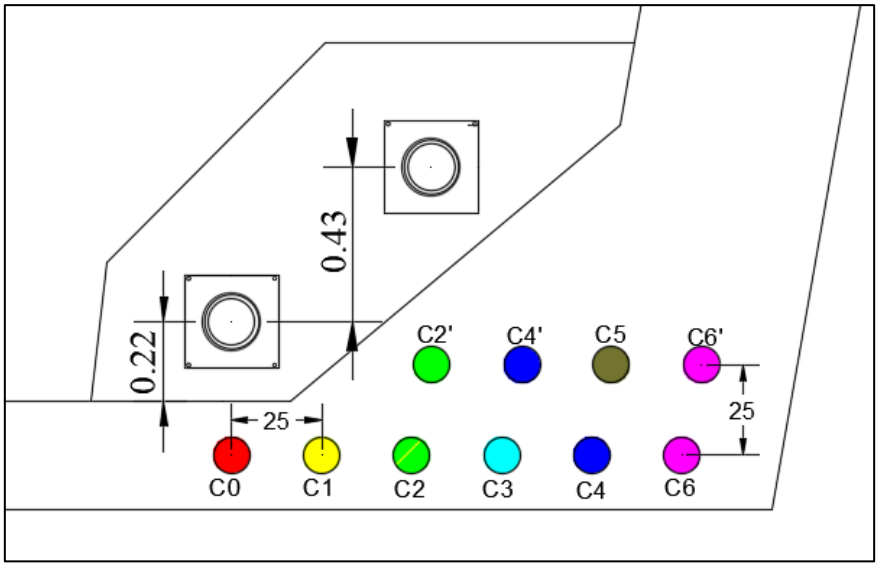


Figure VI.7 : Disposition des câbles et ancrages de continuité

VI.3.1.2. Tracé des câbles de continuité

Les équations et les paramètres du tracé en plan et tracé en élévation sont montrés dans les tableaux VI.6 et VI.7

Tableau VI.6 : L'allure du tracé en plan des câbles de continuité de travée principale

Câbles	$Z_i(m)$	$Z_{i+1}(m)$	$x_i(m)$	$R_i(m)$	$\beta\ (rad)$	Z(x)
C0 – C2'	Rectilignes en plan					
C1 – C4'	0.25	0.125	1.75	12.25	0.142	$0.25-0.041x^2$
C2 – C5	0.50	0.250	3.5	24.5	0.142	$0.50-0.020x^2$
C3 – C6'	0.75	0.375	3.5	16.33	0.211	$0.75-0.031x^2$
C4	1	0.5	3.5	12.25	0.278	$1-0.0408x^2$
C6	1.25	0.625	3.5	9.8	0.343	$1.25-0.0510x^2$

Tableau VI.7 : L'allure du tracé en élévation du câble de continuité de travée principale

Câbles	$Z_i(m)$	$d_0(m)$	$d_1(m)$	$R_i(m)$	$\alpha\ (rad)$	Z(x)
C0-C1-C2-C3-C4-C6	3.5	0.15	0.52	16.55	0.208	$0.15+0.0302x^2$
C2'-C4'-C5-C6'	3.5	0.40	0.95	11.14	0.305	$0.40+0.0449x^2$

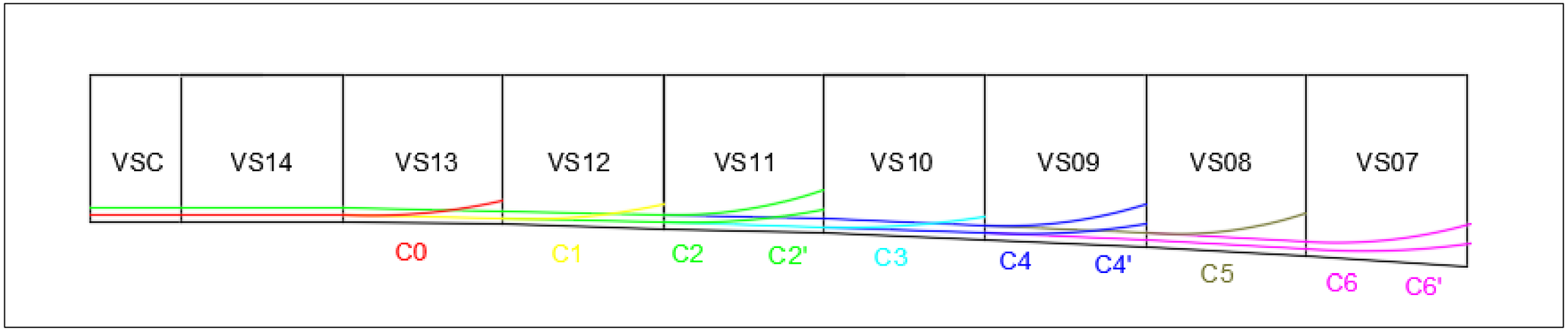


Figure VI.8 : Tracé en élévation de câbles de continuité de travée principale

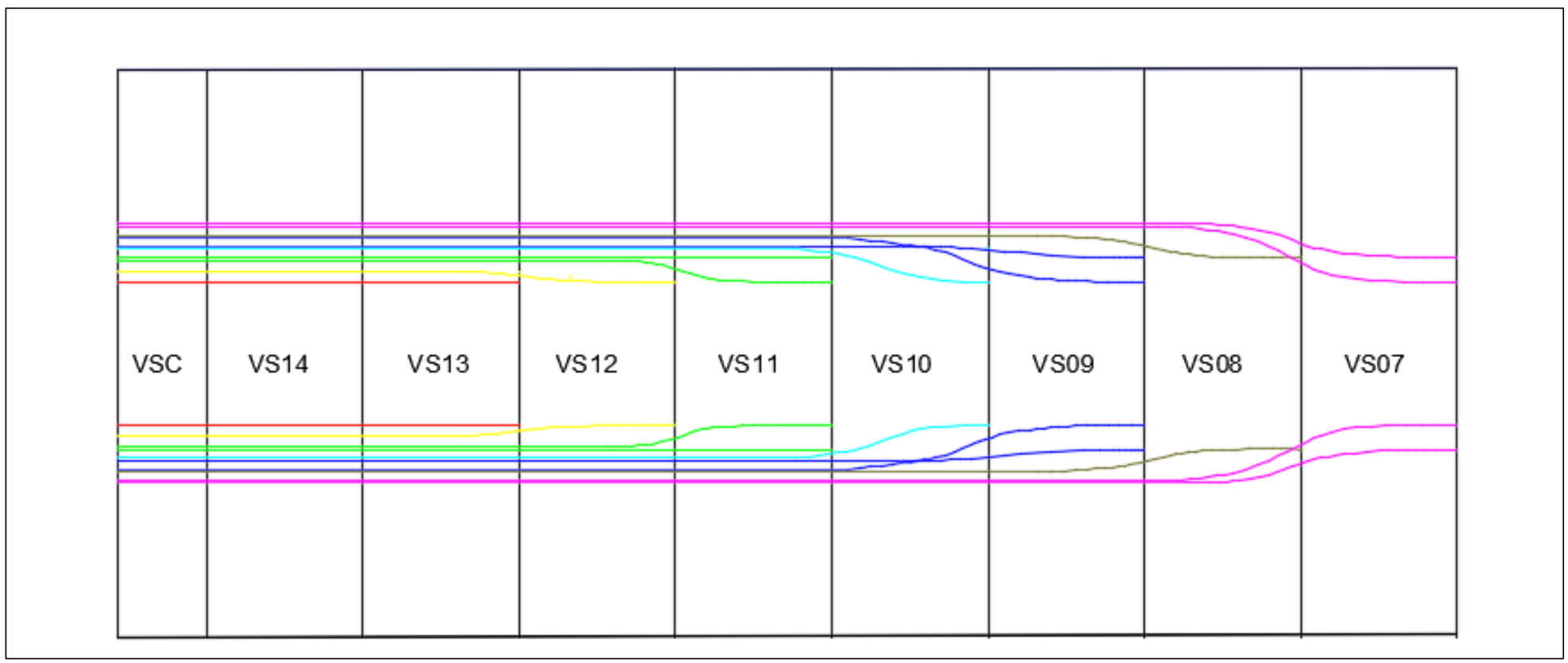


Figure VI.9 : Tracé en plan de câbles de continuité de travée principale

VI.3.2. Détermination du nombre de câbles de continuité en travée de rive

Pour relier les parties construites sur cintre des travées de rive aux fléaux, l'utilisation de câbles de continuité est indispensable. Leur rôle, ainsi que leur mode de calcul, est identique à celui des câbles de la travée principale.

Application numérique :

M = 108701.25 MN.m ; v' = 2.01 m ; e = 1.86 m ; I = 16.44 m^4 ; S = 11.21 m^2

P_0 = 4.24 MN ; $\Delta P = 25\%$ $\rightarrow$ P = 41.98 MN $\rightarrow$ $n \geq 13.20$

On prend : n = 14 câbles de 19T15s

Tableau VI.8 : Estimation du nombre de câbles de continuité pour la travée de rive

	M (KN.m)	H (m)	v' (m)	v (m)	I (m^4)	S (m^2)	e (m)	P (MN)	N	N retenus
Fin V04	-26240.01	4.86	2.78	2.08	46.53	13.55	2.63	-6.79	-2.13	0
Fin V05	5387.42	4.57	2.63	1.94	39.7	13.08	2.48	1.48	0.47	2
Fin V06	32927.59	4.3	2.5	1.8	33.7	12.69	2.35	9.65	3.03	4
Fin V07	56466.29	4.07	2.38	1.69	29.08	12.32	2.23	17.53	5.51	6
Fin V08	76061.61	3.86	2.28	1.58	25.17	12.03	2.13	24.96	7.85	8
Fin V09	91609.47	3.68	2.19	1.49	22.16	11.77	2.04	31.59	9.93	10
Fin V10	102313.32	3.53	2.11	1.42	19.78	11.53	1.96	36.90	11.60	12
Fin V11	108118.63	3.4	2.05	1.35	17.81	11.33	1.9	40.54	12.75	14
Fin V12	108701.25	3.31	2.01	1.3	16.44	11.21	1.86	41.98	13.20	14
Fin V13	103995.27	3.25	1.98	1.27	15.6	11.16	1.83	41.01	12.89	14
Fin V14	93951.91	3.21	1.95	1.26	15.13	11.11	1.8	37.61	11.82	12
Fin VSC	85804.54	3.2	1.95	1.25	14.9	11.1	1.8	34.48	10.84	12
Fin VSC 1	70298.81	3.2	1.95	1.25	14.9	11.1	1.8	28.25	8.88	10
Fin VSC 2	50833.84	3.2	1.95	1.25	14.9	11.1	1.8	20.43	6.42	8
Fin VSC 3	27402.84	3.2	1.95	1.25	14.9	11.1	1.8	11.01	3.46	4
Fin VSC 4	0	3.2	1.95	1.25	14.9	11.1	1.8	0.00	0.00	0

VI.3.2.1. Disposition des câbles

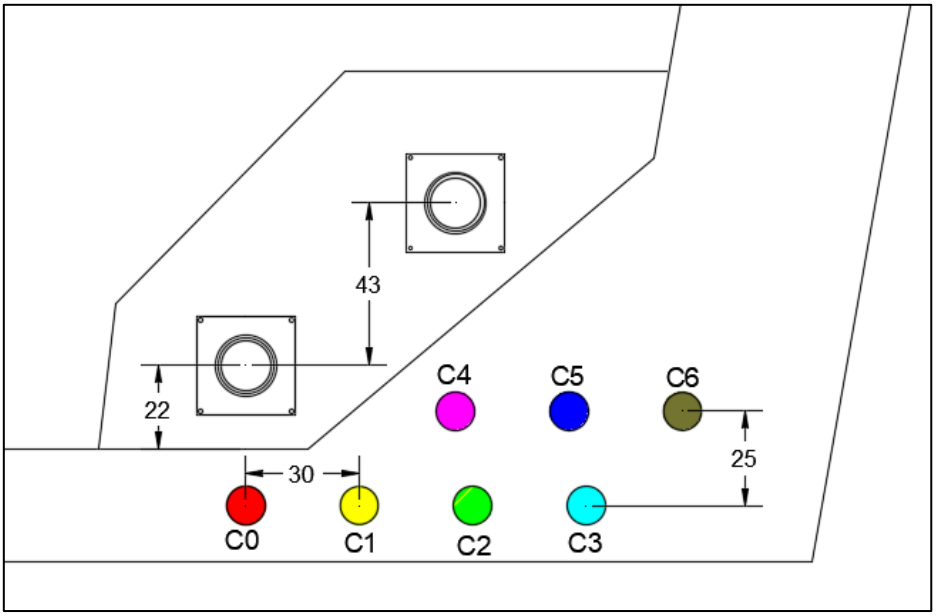


Figure VI.10 : Disposition des câbles et ancrages de rive

VI.3.2.2. Tracé des câbles de continuité

Les équations et les paramètres du tracé en plan et tracé en élévation sont montrés dans les tableaux VI.9 et VI.10

Tableau VI.9 : L'allure du tracé en plan des câbles de continuité de travée principale

Câbles	$Z_i(m)$	$Z_{i+1}(m)$	$x_i(m)$	$R_i(m)$	$\beta\ (rad)$	Z(x)
C0 – C4	Rectilignes en plan					
C1 – C5	0.30	0.15	1.75	10.21	0.170	$0.30-0.0490x^2$
C2 – C6	0.60	0.30	3.5	20.42	0.170	$0.60-0.0245x^2$
C3	0.90	0.45	3.5	13.61	0.252	$0.90-0.0367x^2$

Tableau VI.10 : L'allure du tracé en élévation du câble de continuité de travée principale

Câbles	$Z_i(m)$	$d_0(m)$	$d_1(m)$	$R_i(m)$	$\alpha\ (rad)$	Z(x)
C0-C1-C2-C3-C4-C6	3.5	0.15	0.52	16.55	0.225	$0.15+0.0302x^2$
C2'-C4'-C5-C6'	3.5	0.40	0.95	11.14	0.305	$0.40+0.0449x^2$

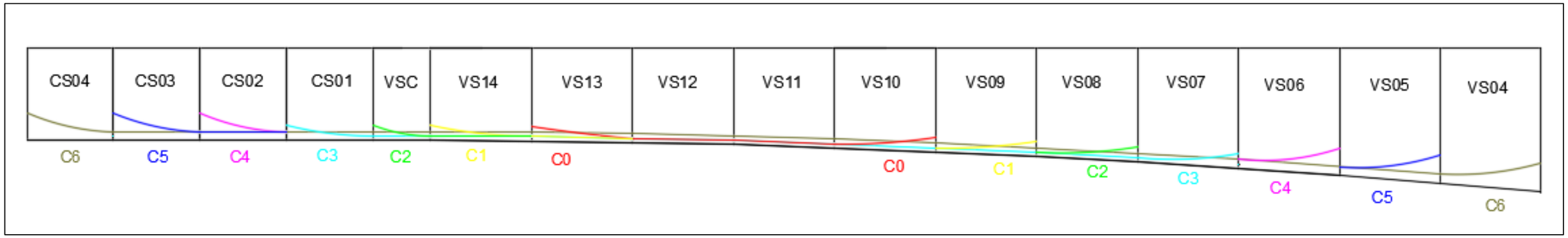


Figure VI.11 : Tracé en élévation de câbles de continuité de travée de rive

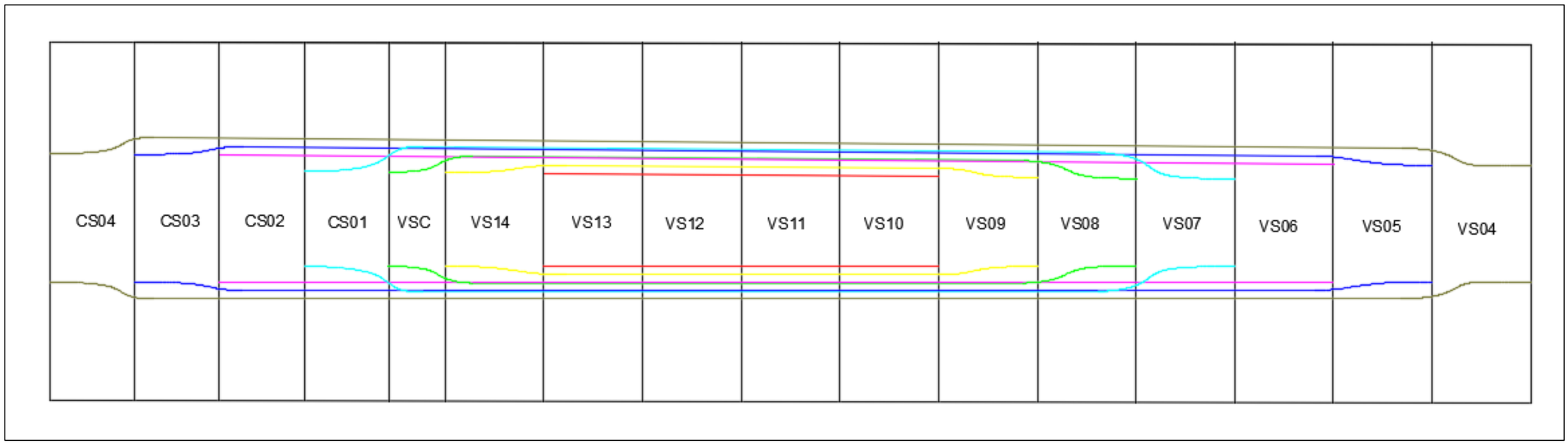


Figure VI.12 : Tracé en plan de câbles de continuité de travée de rive

VI.3.3. Évaluation des pertes de précontrainte

La force de précontrainte transmise à l'élément en béton au niveau d'un point donné de l'armature peut être sensiblement inférieure à celle appliquée par le vérin lors de la mise en tension. Cette différence est due aux pertes de tension, à la fois instantanées et différées, survenant dans le câble.

Les pertes de précontrainte sont importantes et ne doivent en aucun cas être négligées, car elles représentent généralement entre 20 % et 30 % de la précontrainte initiale. [8]

On trouve deux familles :

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

VI.3.3.1. Petre de tension instantanées

Elles se produisent peu après la mise en tension et sont aussi nommées 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. Petre de tension par frottement

Lors de la mise en tension du câble, son déplacement à l'intérieur de la gaine est perturbé par des effets de frottement. Ces frottements s'expliquent par la courbure de la gaine, qui ne peut jamais être parfaitement rectiligne lors du montage ou de la coulée du béton.

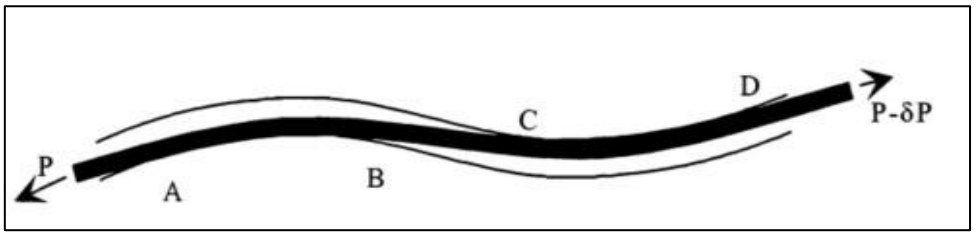


Figure VI.13 : Position relative du câble et de la gaine

Cela est déterminé par la formule : $\Delta\boldsymbol{\sigma}(\boldsymbol{x}) = \boldsymbol{\sigma_{p0}} \times (\mathbf{1} - \boldsymbol{e}^{-(\boldsymbol{f}\times\boldsymbol{\theta}+\boldsymbol{\varphi}\times\boldsymbol{x})})$

$\boldsymbol{\sigma_{p0}}$: la tension à l'origine.

e : la base des logarithmes népériens.

υ : coefficient de frottement droit (m^{-1}).

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

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

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

Durant la phase de construction, le câble présente des déviations angulaires α en élévation et β en plan, d'où la variation θ égal à :

θ = α+ β : lorsque les déviations se succèdent

$tg\theta = (tg2\beta + tg2\alpha)^{1/2}$: si ces déviations ont lieu simultanément.

2. Perte de tension par recule de l'ancrage

Après mise en tension, les ancrages se verrouillent. Le jeu initial permet un léger glissement avant blocage complet, correspondant à la déformation élastique des composants d'ancrage.

Lorsque la force du vérin est transférée, le câble se raccourcit, causant une perte de tension. Cette influence décroît depuis l'ancrage jusqu'à s'annuler à une distance « d ».

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

$$\Delta\sigma_g = 2 \times \sigma_{p0} \times K\,(d - x) \quad \text{avec} \quad k = f \times \left(\beta/_{l}\right) + \varphi \quad \text{et} \quad d = \left(g \times E_p \Big/ \sigma_{p0} \times k\right)^{1/2}$$

k : fonction croissante.

d : longueur sur laquelle s'effectue le recul d'ancrage.

g : glissement à l'ancrage.

Ep : module d'élasticité des câbles précontraints.

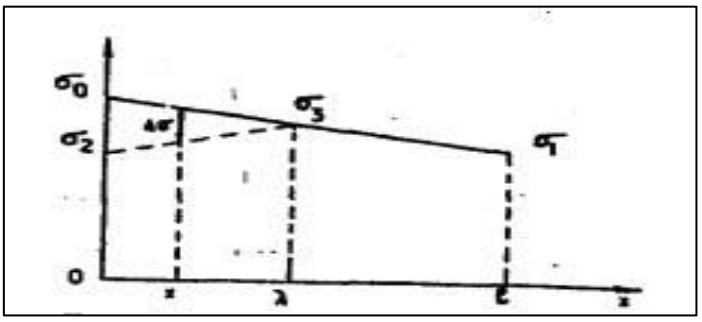


Figure VI.14 : Schéma illustratife du cas d'une seule pente avec d < longueur de câble.

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

$$\Delta\sigma_g(x) = \frac{g \times Ep}{l} + \sigma_{p0} \times k\,(l - 2x)$$

$$\text{Avec} \quad k = f \times \left(\beta/_{l}\right) + \varphi \quad \text{et} \quad d = \left(g \times E_p \Big/ \sigma_{p0} \times k\right)^{1/2}$$

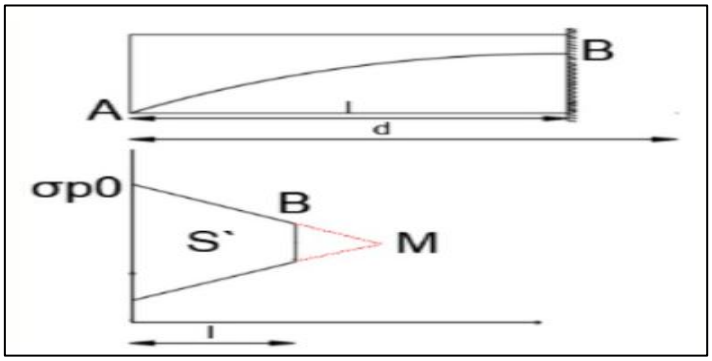


Figure VI.15 : Schéma illustratife du cas d'une seule pente avec d > longueur de câble .

c. Cas de 2 pentes avec $l_1 = l_2$ et $d < (l_1 + l_2)$:

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

$$\boldsymbol{\Delta\sigma_g = 2\left(\sigma_p(x) - \sigma_m\right)}$$

$$\boldsymbol{\sigma_p}(\mathrm{x}) = \boldsymbol{\sigma_{p0}} - \boldsymbol{\Delta\sigma_f}(x)$$

$$\boldsymbol{\sigma_m = \sigma_{p0} - \Delta\sigma_f}(B) - \left(\Delta\sigma_f(c) - \Delta\sigma_f(B)\right)\frac{d-l}{l}$$

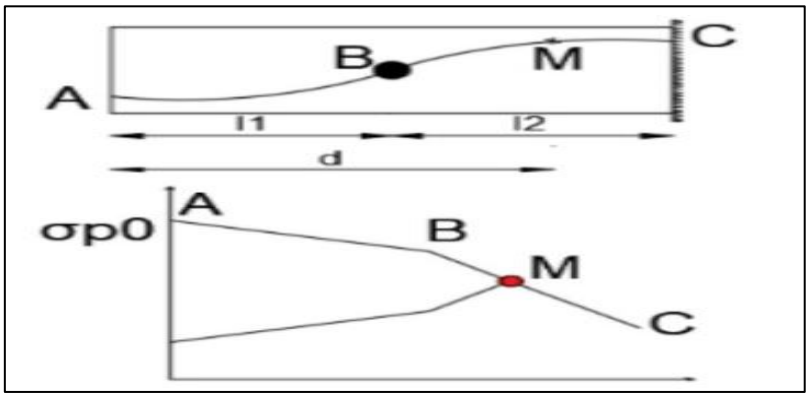


Figure VI.16 : Schéma illustratife du cas de deux pentes avec l1 = l2.

3. Perte de tension par déformation instantanée de béton

La tension s'appliquant séquentiellement (câble par câble), chaque nouveau câble mis en tension provoque un raccourcissement de la pièce et des câbles précédemment tendus.

Dans une pièce avec « n » câbles, le premier câble subit (n-1) effets de raccourcissement, tandis que le dernier n'en subit aucun.

La valeur moyenne des pertes dues au raccourcissement instantané vaut alors :

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

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

$$\Delta\boldsymbol{\sigma_e}(\boldsymbol{x}) = \frac{\mathbf{1}}{\mathbf{2}} \times \frac{\boldsymbol{E_p}}{\boldsymbol{E_{bi}}} \times \boldsymbol{\sigma_b}(\boldsymbol{x}) \qquad \text{avec} \quad \frac{\boldsymbol{E_p}}{\boldsymbol{E_{bi}}} = \mathbf{4.85}$$

D'où $\Delta\boldsymbol{\sigma_e}(\boldsymbol{x}) = \mathbf{2.425} \times \boldsymbol{\sigma_b}(\boldsymbol{x})$ avec $\boldsymbol{\sigma_b}(\boldsymbol{x}) = \frac{\boldsymbol{P}}{\boldsymbol{B}} + \frac{\boldsymbol{P}\times\boldsymbol{e^2}}{\boldsymbol{I}} + \frac{\boldsymbol{M_G}\times\boldsymbol{e}}{\boldsymbol{I}}$

$\boldsymbol{E_p}$ **:** module d'élasticité des câbles précontraints.

$\boldsymbol{E_{bi}}$ **:** module de déformation instantanée du béton.

$\boldsymbol{\sigma_b}$ **:** contrainte de compression dans le béton au niveau des câbles suite à la mise en tension supposée simultanée des « n » câbles.

$\boldsymbol{P}$ **:** effort de précontrainte prenant en compte les pertes précédentes, $P = P_0\ (1 - \Delta P)$.

$\boldsymbol{M_G}$ **:** moment sous le poids propre.

Pertes instantanées totales : La formule suivante est utilisée pour calculer la valeur des pertes instantanées pour une même abscisse x : $\Delta\boldsymbol{\sigma_i} = \Delta\boldsymbol{\sigma_f} + \Delta\boldsymbol{\sigma_g} + \Delta\boldsymbol{\sigma_e}$

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

VI.3.3.2. Perte de tension différées

Les pertes différées, incluant la réduction progressive de la précontrainte due au retrait et au fluage du béton ainsi qu'à la relaxation des aciers, doivent être intégrées au dimensionnement 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 correspond au raccourcissement progressif du béton dû à l'évaporation de l'eau excédentaire et aux réactions chimiques, principalement durant les premiers mois suivant la coulée.

La partie du retrait non encore réalisée à l'âge t0 du béton au moment de la mise en tension d'un câble vaut : **εr [1 – r (t0)].**

La perte finale de tension par retrait est donc : $\Delta\boldsymbol{\sigma r}$ **= Δσr = Ep εr [1 – r (t0)].**

Très souvent ont négligé $r(t0)$ devant 1 donc la formule simplifiée est **Δσr ≈ Ep εr**

- **εr :** retrait final, estimé par 2×10-4 pour région tempérée (humide).
- **r (t) :** loi d'évolution du retrait en fonction du temps.

2. Perte par fluage

Le fluage du béton est une déformation différée qui se manifeste sous l'effet d'une contrainte constante. Contrairement au retrait, le fluage débute dès l'application de la charge et évolue progressivement avec le temps.

La perte due au fluage vaut : $\Delta\sigma fl = Ep \times \varepsilon f$

La déformation finale de fluage : $\boldsymbol{f = \sigma_m - \frac{\sigma_b}{E_{bj}}}$

σ_M **:** contrainte maximale (après pertes instantanées) de compression du béton au niveau du câble moyen. D'après le règlement BPEL cette contrainte vaut : $\boldsymbol{\sigma_M = 1.5 \times \sigma_b}$

D'où : $\Delta\boldsymbol{\sigma_{fl} = 2.5 \times \sigma_b(x) \times E_p / E_{ij}}$

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

3. Perte par relaxations

La relaxation de l'acier correspond à une perte de tension sous déformation constante, dont l'amplitude dépend des caractéristiques et du traitement de l'acier.

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

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

ρ**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.

Pertes déférées totales :

Afin de prendre en compte l'influence conjointe du retrait, du fluage et de la relaxation des armatures, le calcul des pertes différées finales s'effectue à l'aide de la formule ci-après :

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

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

VI.3.4. Vérification des contraintes

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

$$\sigma_y = \frac{P}{B} + \frac{P \times e_0 + M}{I} \times y$$

P : effort de précontrainte avec pertes.

B : section transversale.

I : inertie de la section considérée.

e_0 : excentricité du câble de précontraint moyen.

M : moment extérieur.

y : distances de son centre de gravité aux fibres extrêmes.

VI.3.4.1. Vérification des contraintes en phase de construction

$\sigma_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 45 = 27\ MPa$

$\sigma_{bt1} = -1.5 \times f_{t28} = -1.5 \times 3.3 = -4.95\ MPa$ (Hors Section d'enrobage)

$\sigma_{bt2} = -0.7 \times f_{t28} = -0.7 \times 3.3 = -2.31\ MPa$ (Section d'enrobage)

Tableau VI.11 : Contraintes des fibres extrêmes dans la phase de construction

Voussoir	Nc	S (m²)	H (m)	v' (m)	v (m)	I (m⁴)	e (m)	M (KN.m)	P (MN)	σ_{inf} (MPa)	σ_{sup} (MPa)	verf inf	verf sup
Axe VSP	38	16.47	6.6	3.66	2.94	100.75	2.653	562888	121.40	16.12	0.34	vérifie	vérifie
Fin VSP	36	15.73	6.11	3.42	2.69	82.73	2.424	484813	115.49	15.81	0.68	vérifie	vérifie
V01	34	15.07	5.91	3.32	2.59	76.08	2.346	421260	108.53	14.47	1.53	vérifie	vérifie
V02	30	14.49	5.53	3.1	2.43	65.23	2.2	362150	96.45	13.78	1.07	vérifie	vérifie
V03	26	13.99	5.18	2.93	2.25	54.95	2.039	307486	84.37	13.25	0.48	vérifie	vérifie
V04	24	13.55	4.86	2.78	2.08	46.53	1.88	257265	78.26	12.36	0.85	vérifie	vérifie
V05	20	13.08	4.57	2.63	1.94	39.7	1.77	211489	65.89	11.32	0.40	vérifie	vérifie
V06	18	12.69	4.3	2.5	1.8	33.7	1.65	170158	59.46	10.03	0.84	vérifie	vérifie
V07	16	12.32	4.07	2.38	1.69	29.08	1.54	133270	52.75	8.54	1.26	vérifie	vérifie
V08	12	12.03	3.86	2.28	1.58	25.17	1.43	100828	39.91	7.28	0.57	vérifie	vérifie
V09	10	11.77	3.68	2.19	1.49	22.16	1.34	72829.2	33.41	5.61	0.95	vérifie	vérifie
V10	8	11.53	3.53	2.11	1.42	19.78	1.27	49275.2	26.96	3.94	1.26	vérifie	vérifie
V11	6	11.33	3.4	2.05	1.35	17.81	1.2	30165.6	20.45	2.45	1.38	vérifie	vérifie
V12	4	11.21	3.31	2.01	1.3	16.44	1.15	15500.5	13.78	1.19	1.26	vérifie	vérifie
V13	2	11.16	3.25	1.98	1.27	15.6	1.12	5279.8	6.97	0.30	0.83	vérifie	vérifie
V14	0	11.11	3.21	1.95	1.26	15.13	1.11	0	0.00	0.00	0.00	vérifie	vérifie

VI.3.4.2. 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.

$\sigma_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 45 = 27\ MPa$

$\sigma_{bt1} = -1.5 \times f_{t28} = -1.5 \times 3.3 = -4.95\ MPa$ (Hors Section d'enrobage)

$\sigma_{bt2} = -1 \times f_{t28} = -1 \times 3.3 = -3.3\ MPa$ (Section d'enrobage)

Les résultats sont résumés dans l'annexe C (Toutes les contraintes sont vérifiées).

VI.3.4.3. 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 (figure VI.4), 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. [1]

$$\frac{Q}{2} + \frac{Vc}{2} = \frac{659.3125}{2} + \frac{555.5}{2} = 607.41\ KN$$

Q : poids de l'équipage mobile.

Vc : poids du clavage.

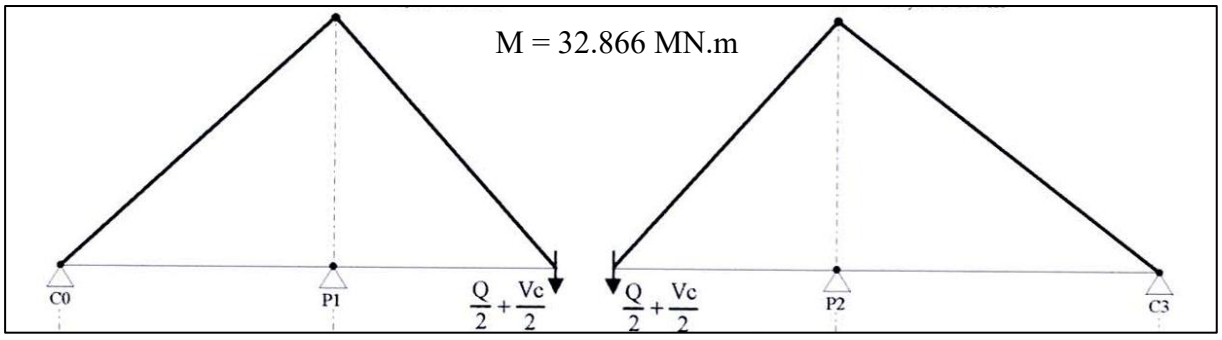


Figure VI.17 : Effets du poids de l'équipage mobile et du clavage

Effets du poids de l'équipage mobile et du clavage :

- Moment dû au poids propre de fléau : Mg = -460.866 MN.m
- M = Mg + M (Q/2) + M (Q/2+Vc/2) = - 460.866 – 17.472 – 32.192 = -510.531 MN.m
- $N_{fléau}$ = n x P_0 x (1-ΔP) = 38 × 4.241 × (1 - 0.2467) = 121.4 MN
- $M_{isofléau} = N_{fléau}$ x e_0 = 121.4 × 2,79 = 338.71 MN.m

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

$$\sigma_s = \frac{N}{S} + \frac{M.v}{I} = \frac{121.4}{16.47} + \frac{-338.71 \times 2.94}{100.75} = -2.51 \text{ MPa}$$

$\sigma_s = -2.51 \text{ MPa} > \sigma_t = -4.95 \text{ MPa} \rightarrow$ donc le dimensionnement est correct

VI.3.4.4. 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).**

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

- $\boldsymbol{B_t}$ **:** Aire nette de la section du béton en traction.
- $\boldsymbol{\sigma_{bt}}$ **:** Valeur absolue de la contrainte maximale de traction.
- $\boldsymbol{N_{bt}}$ **:** La résistance des contraintes de traction correspondantes.

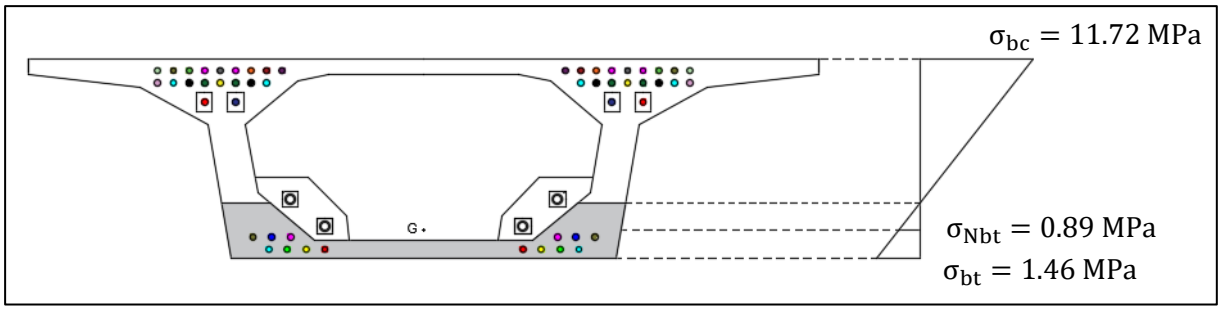


Figure VI.18 : Diagramme des contraintes

D'après la figure ci-dessus et le tableau de vérification des contraintes **(Annexe C)** on a :

$B_t = 3.26 m^2$; $\sigma_{bt} = 1.46$ MPa ; $\sigma_{Nbt} = 0.89$ MPa ; $N_{bt} = \sigma_{Nbt} \times B_t = 2.9014 \text{ m}^2$

$$A_s = \frac{3.26}{1000} + \left(\frac{2.9014}{500} \times \frac{3.3}{1.46}\right) = 163.76 \text{ cm}^2$$

$A_s = 14.94 \frac{cm^2}{ml}$ 2 nappes de HA16 avec $e = 20$ cm

VI.3.4.5. Vérification vis-à-vis de l'effort tranchant

1. Vérification vis-à-vis de l'ELS

L'effort tranchant est principalement repris par l'âme, tandis que les membrures supérieure et inférieure, en raison de leur forte inertie, assurent la résistance à la flexion.

a. Détermination de l'effort tranchant

L'effort tranchant donnée par la relation suivante : $V = V_g + V_q$

$\boldsymbol{V_g}$: Relative aux charges permanentes.

$\boldsymbol{V_q}$: Relative aux charges variables.

Effort tranchant dû à la précontrainte :

La poutre isostatique est précontrainte par des câbles appliquant une force P, inclinée selon un angle α par rapport à la fibre moyenne.

$$V_p = P \sin(\propto)$$

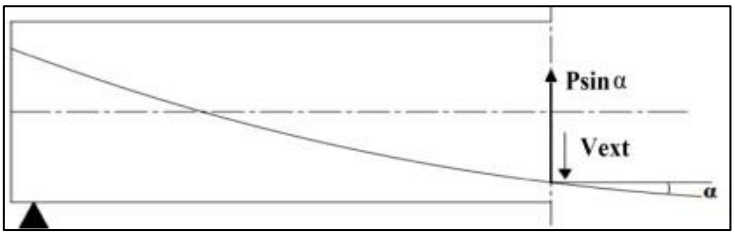


Figure VI.19 : Effort de précontrainte

Note : Dans la configuration actuelle avec des câbles rectilignes sur vérin de précontrainte (VSP), l'effort tranchant résultant de la précontrainte est donc nul.

Vérification de la contraint de cisaillement :

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

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 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 $\rho = \frac{I}{v \times v' \times B}$

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 : Diamètre de la gaine.

Application numérique :

$P_0 = 4.24$; $\Delta P = 24.73\ \%$; 2 cables $\rightarrow P = 6.38$ MPa

$\alpha_{moy} = 0$ rad $\rightarrow Vp = P\sin(\alpha) = 0$ MN

$\frac{h}{2} = 3.3$ m ; $V_{ELS}(3.3m) = 24.25$ MN $\rightarrow V_{red} = V_{ELS} - V_P = 24.25$ MN

$n = 38$ cables $\rightarrow P = 121.27$ MN

$B_n = 16.36\ m^2 \rightarrow \sigma_x = 7.41$ MPa

$f_{c28} = 45$ MPa ; $f_{t28} = 3.3$ MPa $\rightarrow \tau_1 = 3.76$ MPa et $\tau_2 = 5.55$ MPa

$I_n = 100.75\ m^4$; $z = \frac{I}{S} = 5.19$ m ; $b_n = 1$ m $\rightarrow \tau_{max} = 4.65$ MPa

On constate que : $\tau_{max} = 4.65$ MPa $> \min(\tau_1; \tau_2) = 3.76$ MPa

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

Solution : Si l'effort tranchant dans l'âme n'est pas vérifié, une solution possible consiste à augmenter l'armature transversale ou la hauteur de l'âme.

On a augmenté l'épaisseur de l'amé jusqu'à 75 cm

Application numérique :

$B_n = 18.04\ m^2 \rightarrow \sigma_x = 6.72$ MPa

$f_{c28} = 45$ MPa ; $f_{t28} = 3.3$ MPa $\rightarrow \tau_1 = 3.64$ MPa et $\tau_2 = 5.46$ MPa

$I_n = 115.25\ m^4$; $z = \frac{I}{S} = 5.26$ m ; $b_n = 1.3$ m $\rightarrow \tau_{max} = 3.53$ MPa

On constate que : $\tau_{max} = 3.53$ MPa $< \min(\tau_1; \tau_2) = 3.64$ MPa

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

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

La justification des éléments d'une poutre à l'état-limite ultime implique de vérifier, d'une part, la résistance des armatures transversales et, d'autre part, la résistance des bielles de béton 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

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

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

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

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

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 :

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

Application numérique :

$V_{ELU}(3.3m) = 33.45\ MN$; $V_{red} = 33.45\ MN$

$\rho = 0.59$; z = 5.26 m ; $b_n = 1.3$ m $\rightarrow$ $\tau_u = 4.89$ MPa

$\sigma_x = 6.72\ MPa$; $\sigma_y = 0\ MPa$; $\beta_u = 27.75\,°$

$$\tau_u = 4.89\ MPa \leq \frac{0.85 \times f_{c28}}{3 \times \gamma_b} \sin(2\beta_u) = 6.97\ MPa$$

- Les bielles comprimées de béton sont bien vérifiées

b. La résistance des armatures transversales :

Consiste à déterminer la section des armatures transversale At

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

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.

Le pourcentage minimum à disposer est donné par l'équation : $\frac{A_t}{S_t} \geq 0.6 \frac{b_n \times \gamma_s}{f_e}$

Application numérique :

$\tau_u = 4.89$ MPa ; $f_{t28} = 3.3$ MPa ; $f_e = 500$ MPa ; $b_n = 1.3$ m ; $\beta_u = 27.75°$

$\frac{A_t}{S_t} \geq 59.62\ cm^2/ml$

$\frac{A_t}{S_t} \geq 0.6 \frac{b_n \times \gamma_s}{f_e} = 17.94\ cm^2/ml$ → à vérifier dans l'étude transversale.

VI.3.4.6. Vérification de la flèche :

Pour vérifier la flèche d'un pont, on mesure sa déformation sous charge avec un logiciel (MIDAS) et on compare les résultats aux tolérances pour assurer la sécurité et la fonctionnalité.

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

La flèche verticale maximale (δ) des ponts ferroviaires, mesurée le long de l'axe de la voie, dépend 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 poutres continues à trois travées ou plus, les valeurs de L/δ données dans la Figure VI.10 doivent être multipliées par 0,9.

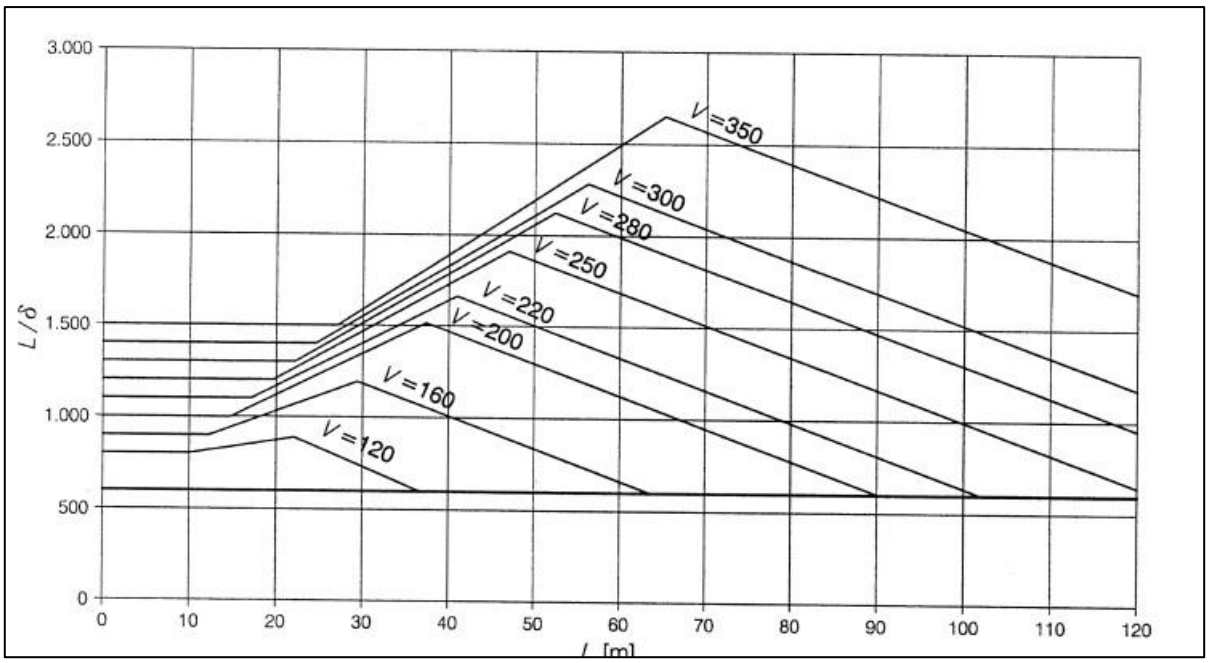


Figure VI.20 : Extrait du EN 1990:2002/A1:2005 Flèche verticale maximale autorisée δ pour des ponts ferroviaires

Application numérique :

$V = 160\ km/h$; $L = 108\ m$ → $l/\delta = 600$ → $\delta = 18\ cm$

La Valeurs limites de la flèche verticale maximale est : $\delta_{adm} = 0.9 \times \delta = 16.2\ cm$

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

Les flèches verticales δ avec le Modèle de Charge 71, multiplié par le coefficient Φ, et en considérant α=1, conformément à la Section 6 de l'EN 1991-2.

On obtient une flèche $\delta = 14.5\ cm < \delta_{adm} = 16.2\ cm$ donc la flèche est vérifiée.

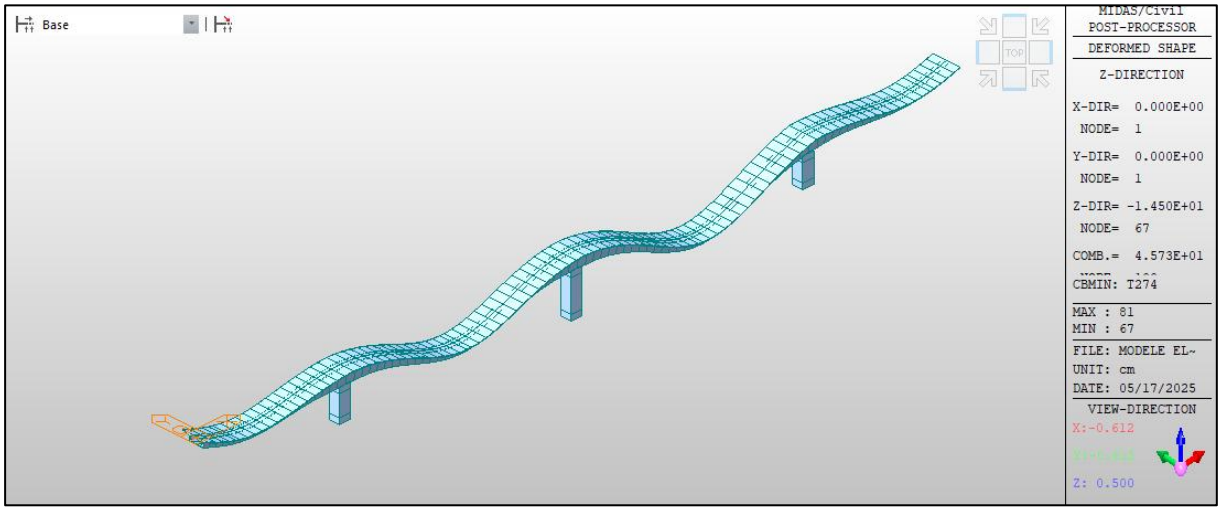


Figure VI.21 : La valeur de la flèche par logiciel de calcul (MIDAS CIVIL)

CHAPITRE VII :
ETUDE TRANSVERSALE

VII.1. INTRODUCTION

Dans le cadre de la conception transversale du tablier, adapté à la méthode de construction par encorbellements successifs, la section tubulaire (ou caisson) s'impose comme la plus appropriée. Cette configuration fermée assure une excellente résistance à la torsion et une bonne rigidité en flexion longitudinale, grâce à ses deux hourdis.

Ce chapitre est dédié à l'analyse des sections critiques, notamment la section sur pile (VSP) et la section à la clé (VSC), où les moments fléchissants atteignent leurs valeurs maximales. L'objectif est de déterminer les armatures passives transversales nécessaires pour les âmes ainsi que pour les hourdis inférieur et supérieur.

VII.2. ÉVALUATION DES EFFORTS TRANSVERSAUX

VII.2.1. Modélisation

La modélisation est réalisée à l'aide d'un logiciel par éléments finis (Midas Civil). Le caisson est représenté par un portique fermé, appuyé à la base de chaque âme par deux appuis (simple et double) placés à leurs extrémités.

Chaque voussoir est modélisé avec une longueur unitaire de 1 mètre. Les sections des différents éléments sont remplacées par des sections équivalentes, assurant une équivalence en termes de poids propre et d'inertie.

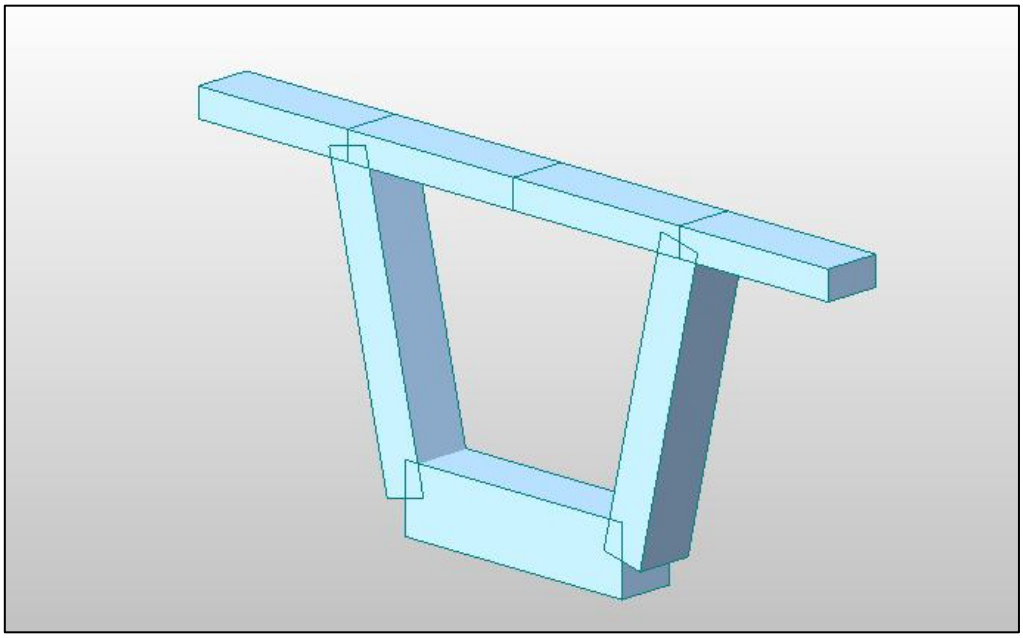


Figure VII.1 : Modèle de Calcul du VSP

Remarque : Les combinaisons de charges utilisées sont identiques à celles appliquées pour l'évaluation des efforts longitudinaux en service.

VII.2.2. Résultats

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

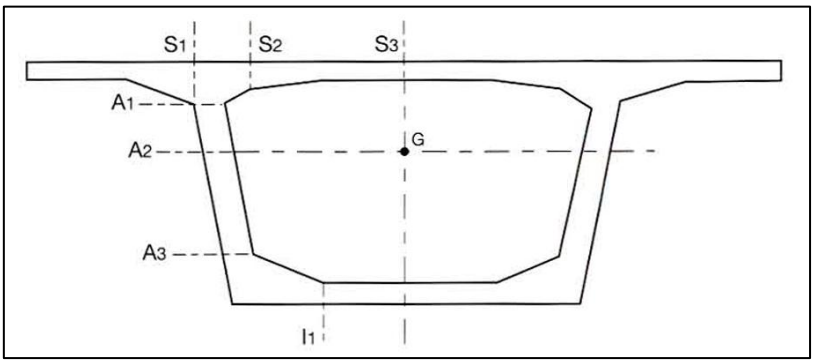


Figure VII.2 : Sections à justifier

Les résultats sont résumés dans les deux tableaux suivants :

Tableau VII.1 : Sollicitations maximales dans VSP

Élément	Section	Mmax (KN.m)		Nmax (KN)	
		ELU	ELS	ELU	ELS
Hourdis supérieur	S1	-646.58	-453.25	/	/
	S2	-339	-236.92	/	/
	S3	294.42	207.23	/	/
Ames	A1	-529.83	-366.77	-504.08	-358.93
	A2	-233.69	-162.4	-526.97	-375.9
	A3	799.39	552.85	-603.3	-432.43
Hourdis inférieur	I1	-62.87	-46.57	/	/

Tableau VII.2 : Sollicitations maximales dans VSC

Élément	Section	Mmax (KN.m)		Nmax (KN)	
		ELU	ELS	ELU	ELS
Hourdis supérieur	S1	-504.04	-354.9	/	/
	S2	-222.18	-156.17	/	/
	S3	212.92	151.07	/	/
Ames	A1	-387.08	-268.26	-477.86	-340.66
	A2	-243.37	-168.84	-484.96	-345.92
	A3	415.43	287.37	-517.04	-369.69
Hourdis inférieur	I1	-52.36	-38.78	/	/

VII.2.3. Ferraillage

Pour le ferraillage, on subdivise le voussoir en plusieurs éléments on a :

- Deux dalles : qui travaillent en flexion simple.
- Deux âmes : qui travaillent en flexion composée.

VII.2.3.1. Exemple de ferraillage de l'hourdis supérieur de VSP

Les fissurations sont préjudiciables.

Le dimensionnement de la section rectangulaire sera à l'ELS. [11]

Application numérique (Section S3) :

$$b = 1\ m \quad ; \quad h = 25\ cm \quad ; \quad d = 0.9h = 22.5\ cm$$

$$M_{ser} = 294.42\ KN.m \quad ; \quad \overline{\sigma_{bc}} = 27\ MPa \quad ; \quad \overline{\sigma_s} = 252.8\ MPa$$

$$X = \frac{15\,\overline{\sigma_{bc}}}{15\,\overline{\sigma_{bc}} + \overline{\sigma_s}} \times d = \frac{15 \times 27}{15 \times 27 + 252.8} \times 22.5 = 13.85\ cm$$

$$Z = d - \frac{X}{3} = 22.5 - \frac{13.85}{3} = 17.88\ cm$$

$$\overline{M_1} = \frac{1}{2} b\, X\, \overline{\sigma_{bc}}\, Z = 0.5 * 1 * 0.1385 * 27 * 0.1788 = 334.43\ KN.m$$

$M_1 \geq M_{ser}$ → Section sans armateure comprimée (SSAC).

$$A_{ser} = \frac{M_{ser}}{Z \times \sigma_s} = \frac{294.42}{0.1788 \times 252.8} = 65.13\ cm^2$$

$$A_{min} = \frac{0.23 \times f_{tj}}{fe} b.d = \frac{0.23 \times 3.3}{500} \times 1 \times 0.225 = 3.24\ cm^2$$

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

Ferraillage longitudinal :

$$A_{sl} = \frac{A_{st}}{3} = \frac{65.13}{3} = 21.71\ cm^2$$

$$A_{min} = \frac{0.23 \times f_{tj}}{fe} b.d = 3.24\ cm^2$$

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

VII.2.3.2. Ferraillage passif des voussoirs

A l'aide d'un logiciel de calcul de ferraillage (Robot Expert 2010), On trouve les résultats donnés dans les **tableaux VII.3** et **VII.4** et détaillées dans l'**Annexe C**.

Tableau VII.3 : Ferraillage passif du VSP

Élément	Section	h (cm)	Transversal			Longitudinal		
			As (cm²)	Φ (mm)	e (cm)	As (cm²)	Φ (mm)	e (cm)
Hourdis supérieur	S1	105	19.1	HA20	12.5	14.35	HA16	12.5
	S2	35	35.4	HA25		11.80	HA14	
	S3	25	47.9	HA25		15.97	HA16	
Ames	A1	60	35.6	HA25	10	11.87	HA16	15
	A2	60	19.7	HA20		8.20	HA14	
	A3	60	52.3	HA25		17.43	HA20	
Hourdis inférieur	I1	70	9.1	HA14	15	9.56	HA14	15

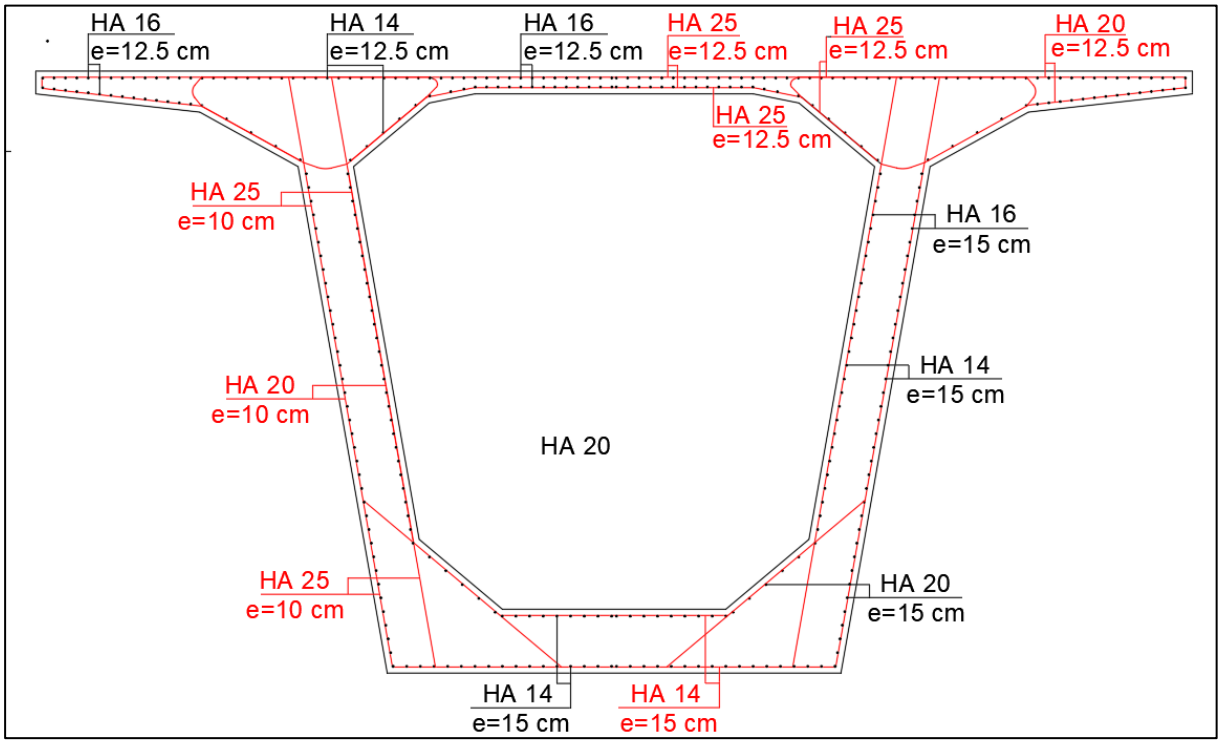


Figure VII.3 : Ferraillage du voussoir sur pile

Tableau VII.4 : Ferraillage passif du VSC

Élément	Section	h (cm)	Transversal			Longitudinal		
			As (cm²)	Φ (mm)	e (cm)	As (cm²)	Φ (mm)	e (cm)
Hourdis supérieur	S1	105	14.8	HA16	12.5	14.35	HA16	12.5
	S2	35	22.8	HA20		7.60	HA14	
	S3	25	34.1	HA25		11.37	HA14	
Ames	A1	60	27.3	HA25	16	9.10	HA14	15
	A2	60	19.6	HA20		8.20	HA14	
	A3	60	29.3	HA25		9.77	HA16	
Hourdis inférieur	I1	30	6.4	HA12	16	4.10	HA12	20

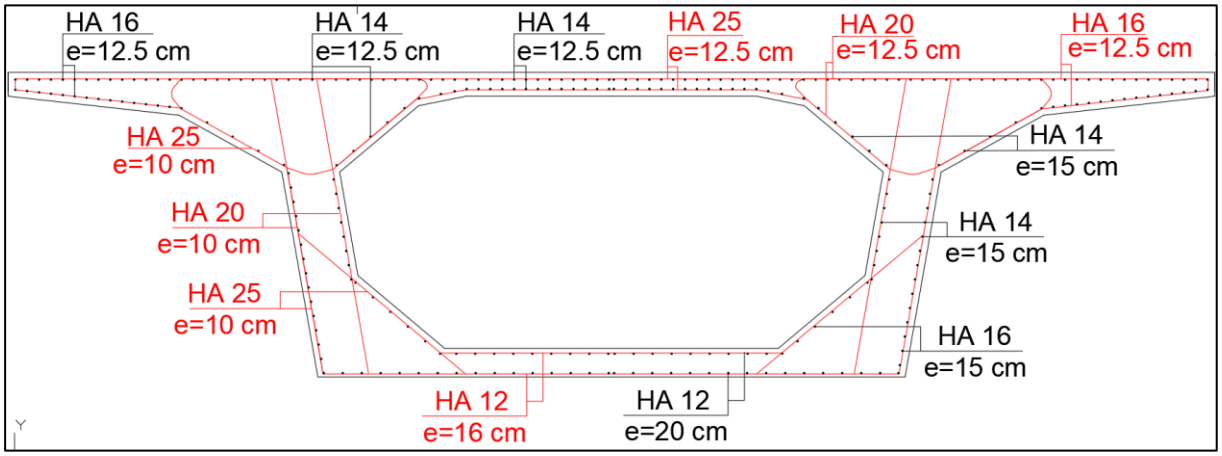


Figure VII.4 : Ferraillage du voussoir sur clef

CHAPITRE VIII :
ETUDE SISMIQUE

VIII.1. INTRODUCTION

L'étude du comportement dynamique des ponts suscite un intérêt constant chez les ingénieurs. L'analyse modale joue un rôle fondamental en apportant une meilleure compréhension des caractéristiques physiques et du comportement d'une structure en service.

Elle permet d'identifier les phénomènes d'amplification dynamique de la réponse de l'ouvrage lorsqu'il est soumis à une excitation externe, telle qu'un séisme, comme dans notre étude. Ces amplifications peuvent engendrer de l'inconfort ou endommager la structure. Une analyse approfondie de ces effets est donc essentielle pour optimiser la conception du pont. Il est crucial de vérifier la résistance des structures face aux actions sismiques anticipées afin de réduire le risque de défaillance en cas de séisme.

VIII.2. CARACTERISTIQUES DE L'OUVRAGE RELATIVES A L'ETUDE SISMIQUE

Le RPOA 2008 établit une série de classifications essentielles pour définir la situation sismique de l'ouvrage étudié. Cette étape préalable est indispensable pour sélectionner le modèle approprié, déterminer la méthode de calcul et définir les 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). (RPOA, tableau 3.3).
- Le taux d'amortissement du matériau constituant les appuis en béton armé, ξ = 5 %. (Selon article 4.2.4 RPOA).

VIII.3. SPECTRE DE REPONSE

Pour effectuer notre calcul multimodal, l'utilisation d'un logiciel de calcul est nécessaire. À cette fin, nous reprendrons le modèle longitudinal en intégrant la modélisation des piles et des appareils d'appui, tout 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 réponse utilisés pour le calcul sont les suivants :

VIII.3.1. Spectre de réponse de la composante horizontale

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

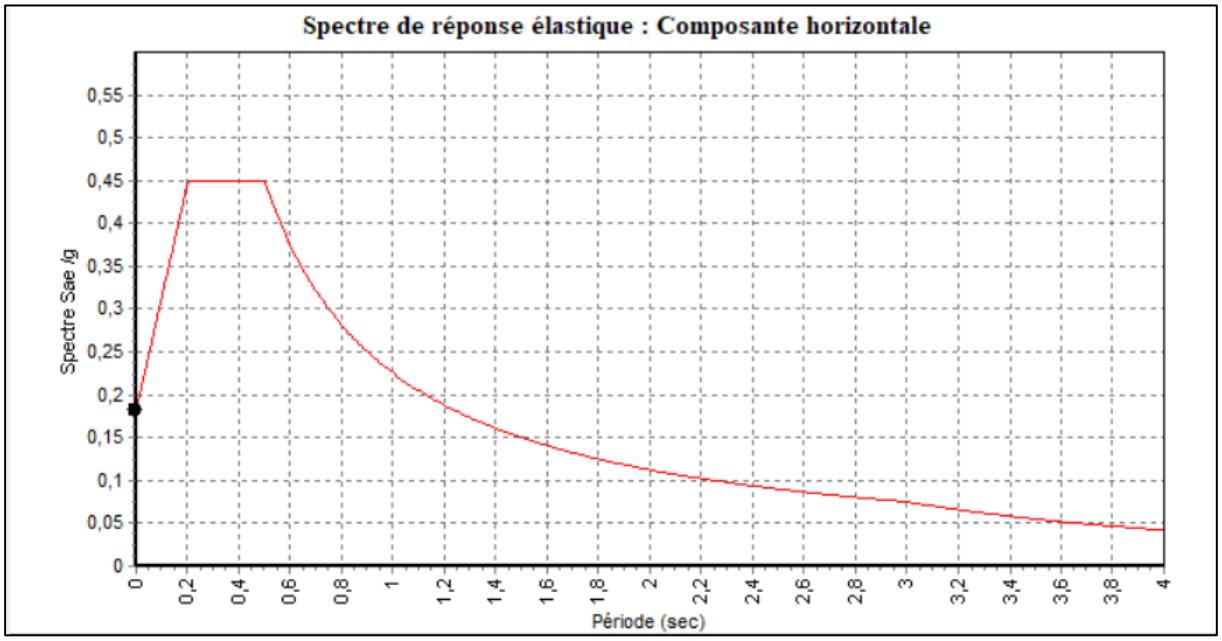


Figure VIII.1 : Spectre de réponse horizontale

VIII.3.2. Spectre de réponse de la composante verticale

Pour la composante verticale du séisme :

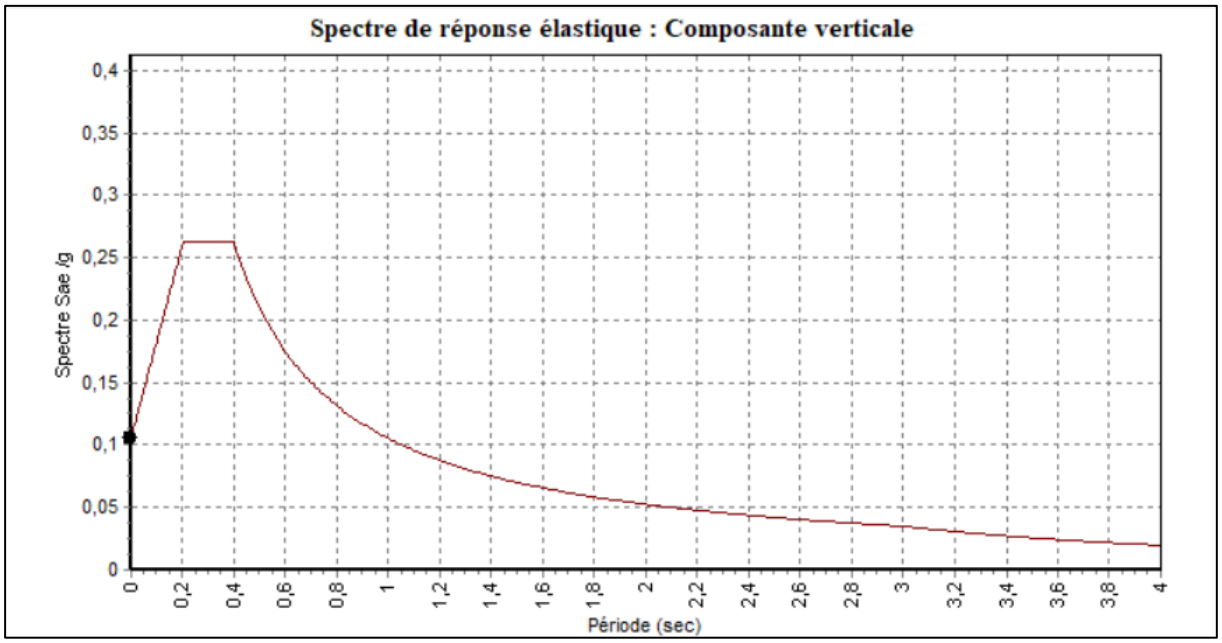


Figure VIII.2 : Spectre de réponse verticale

Nota : Selon l'article 4.3.1.3.4 du RPOA, l'effet de la composante verticale du séisme sur les piles peut être négligé dans les zones de faible sismicité. Par conséquent, l'utilisation de ce spectre de réponse n'est pas nécessaire pour l'étude des piles.

VIII.4. MODES SIGNIFICATIFS

Nous considérons 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 du calcul des modes propres obtenus avec l'analyse multimodale sont donnés en **Annexe B**.

La période fondamentale est 0.88 s.

VIII.5. EQUIPEMENT DU PONT

VIII.5.1. Appareil d'appui

Un appareil d'appui est un élément structural placé entre le tablier et ses supports, il a pour fonction de transmettre les forces verticales générées par les charges permanentes et 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.5.2. Limite d'utilisation

Pour des réactions d'appui ne dépassant pas 12 MN (calculées à l'ELU), l'utilisation d'un appareil d'appui en élastomère fretté est appropriée. En revanche, pour des charges supérieures à 20 MN, les appareils d'appui à pot sont privilégiés, car ils permettent de réduire l'encombrement du dispositif. [14]

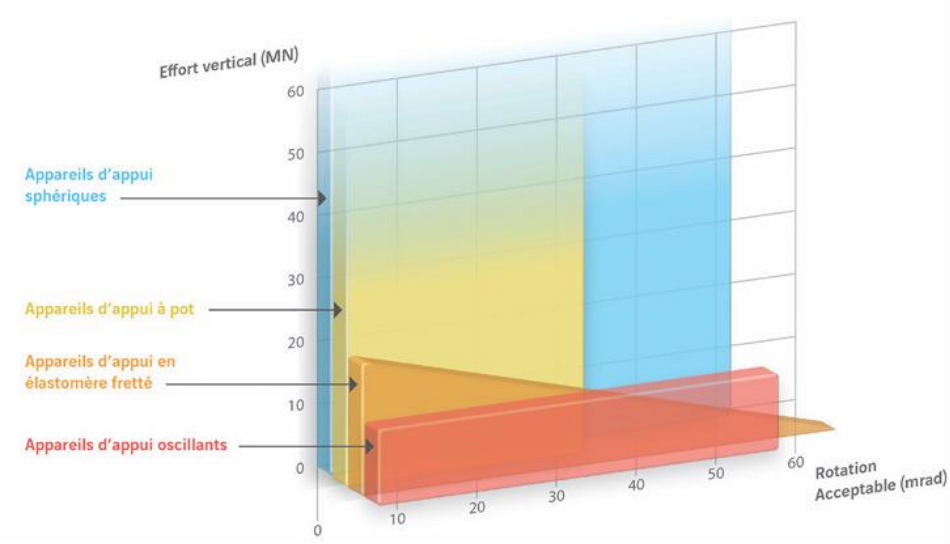


Figure VIII.3 : Le Domaine d'utilisation des différents appareils d'appuis

VIII.5.3. Appareil d'appui a pot

Le principe d'un appareil d'appui à pot repose sur un coussin cylindrique en élastomère confiné dans un pot, recevant la charge par l'intermédiaire d'un piston faisant office de couvercle. L'élastomère, contraint à un volume constant, ne peut se déformer librement, ce qui lui permet de transmettre des charges élevées tout en autorisant les rotations induites par la structure. [14]

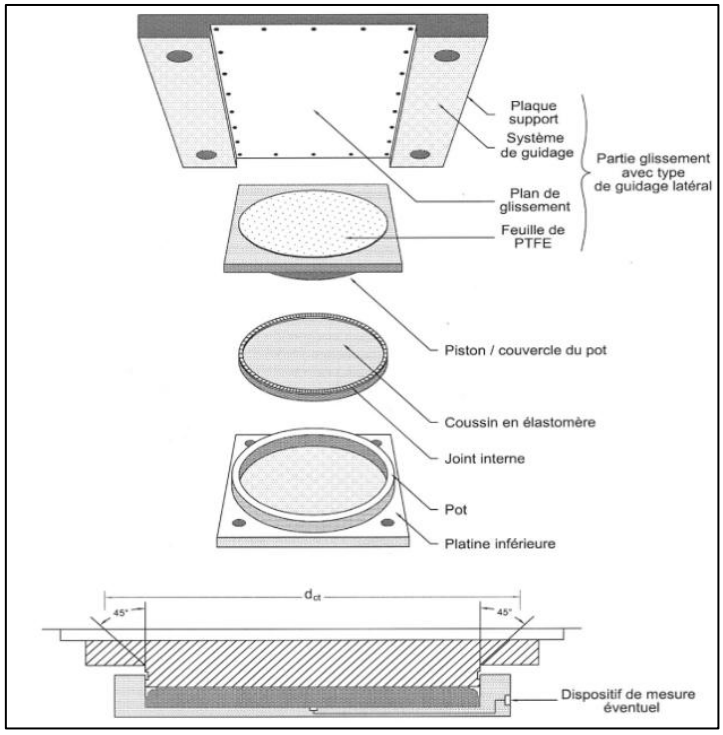


Figure VIII.4 : Schéma illustratif d'un appareil d'appui a pot

Classement sur le critère de fonctionnement :

- Fixes : ils permettent les rotations sur appui mais ne permettent pas les déplacements
- Mobiles unidirectionnels : ils permettent les rotations sur appui ainsi que les déplacements dans une seule direction.
- Mobiles multidirectionnels : ils permettent les rotations sur appui ainsi que les déplacements dans toutes les directions

VIII.5.3.1. Le dimensionnement des appareils d'appuis à pot

Selon les normes NF EN 1337-2 et NF EN 1337-5, le calcul des appareils d'appui s'effectue exclusivement à l'État Limite Ultime (ELU). Les combinaisons de charges à considérer sont donc des combinaisons fondamentales, intégrant non seulement les actions permanentes, mais aussi les charges routières, les effets thermiques (température uniforme et gradient thermique) ainsi que l'action du vent.

VIII.5.3.2. Conditions d'appuis

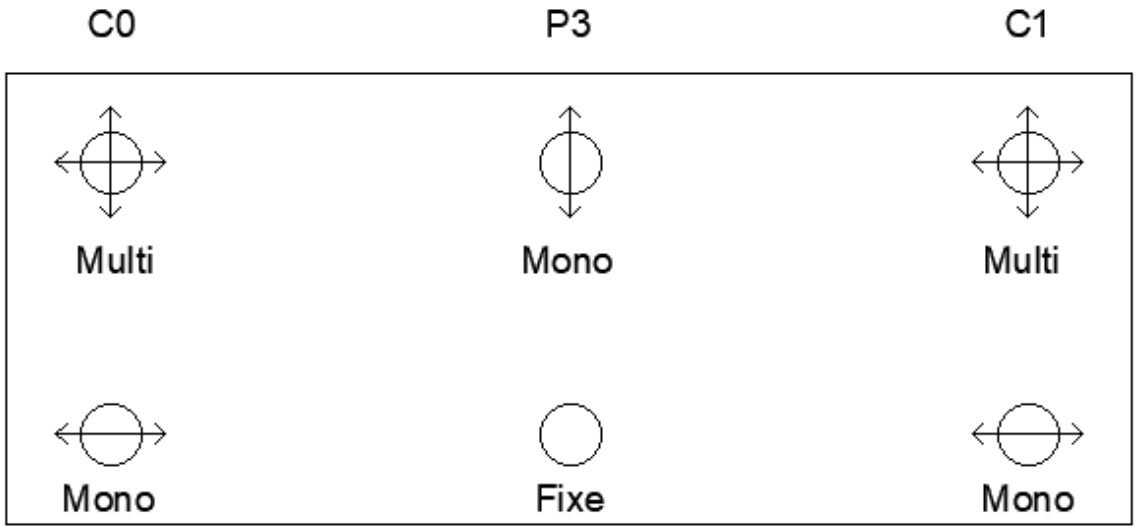


Figure VIII.5 : Conditions d'appuis

Note : les piles P1 et P2 sont encastrées.

VIII.5.3.3. Descente des charges du tablier pour un appareil d'appui à pot

Tableau VIII.1 : Descente de charge du tablier sur l'appareil d'appui

Descente des charges en KN (Pour un appareil d'appui à pot)	C0	P3	C1
ELU combinaison permanente	9418	55188.2	9090.7
ELU combinaison fondamentale (réaction maximale)	12430.6	82596.4	12528.4

Compte tenu du tableau précédent et de la symétrie de l'ouvrage, les efforts verticaux à considérer à l'État Limite Ultime pour un appareil d'appui peuvent être évalués comme suit :

Tableau VIII.2 : les efforts verticaux pour un appareil d'appui à pot

Descente des charges en KN (pour un appareil d'appui à pot)	C0/C1	P3
ELU combinaison permanente	4709	27594.1
ELU combinaison fondamentale (réaction maximale)	6264.2	41298.2

VIII.5.3.4. Efforts verticaux pour les appareils d'appui à pot :

1. **Pression dans le PTFE :**

La norme limite la pression moyenne sous combinaisons fondamentales

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

On peut donc en déduire la surface minimale Sp du pot pour chaque appui : $S_p = \frac{R_{max}}{f_{e,d\,moy}}$

Tableau VIII.3 : Surface Sp du pot

Appui	C0/C1	P3
Surface Sp du pot en m²	0.1566	1.0324

2. **Pression dans l'élastomère :**

La pression moyenne $f_{e,d}$ du coussin est limitée à $\frac{f_u}{\gamma_M}$ sous combinaisons fondamentales.

$$f_{e,d} \leq \frac{f_u}{\gamma_M} \qquad avec\ f_u = 60\ MPa\ ;\ \gamma_M = 1.3$$

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

Tableau VIII.4 : Surface Sc du coussin

APPUI	C0/C1	P3
Surface Sc du coussin en m²	0.136	0.894

3. **Choix du modèle**

Tableau VIII.5 : Choix des appareils d'appuis commerciaux

Appuis	Appareil d'appuis 1	Appareil d'appuis 2	Type d'appuis 1	Type d'appuis 2
C0/C1	MONO	MULTI	GG 8000-2400.400	GL 8000.400.40
P3	FIXE	MONO	FX 45000-13500	GG 45000-13500.400

VIII.5.4. Des d'appuis

Le dé d'appui a pour rôle de répartir les charges concentrées transmises directement par le tablier vers l'élément porteur, tout en compensant le dévers éventuel du tablier.

VIII.5.4.1. 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 = 720 + 200 → A= 920 mm

B = 1095 + 200 → B =1295 mm

S= 1.295 × 0.92 = 1.19 m²

P= 2 × (1.295 + 0.92) = 4.43 m

h ≥ 0,54 m. Prenons : h = 0,6 m

Pour les piles :

A = 1700 + 200 → A= 1900 mm

B = 1935 + 200 → B =2135 mm

S= 1.9 × 2.135 = 4.05 m²

P= 2 × (1.9 + 2.135) = 8.07 m

h ≥ 1 m. Prenons : h = 1 m

VIII.5.4.2. 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 des armatures de chaînage peut être effectuée en appliquant des règles similaires à celles utilisées dans la méthode des bielles ou dans 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.

$$A_c = 0.25 \times R \qquad \text{tel que :} \quad R = \frac{N}{\sigma_s}$$

Avec :

N : réaction maximale.

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

2. Armatures horizontales

Pour limiter la propagation d'éventuelles fissures, l'ensemble des armatures horizontales situées sous le chaînage devra être dimensionné pour 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.6 : Ferraillage dés d'appuis

	Culée		**Pile**	
Réaction (MN)	6.26		41.30	
Type d'armateur	Armateurs	Espacement (cm)	Armateurs	Espacement (cm)
Armatures de chainage	12 HA 20	12	30 HA 32	10
Armatures horizontales	10 HA 16	16	26 HA 25	11
Frette supérieure	8 HA 12	20	20 HA 16	16
Frette inférieure	10 HA 14	20	20 HA 25	15

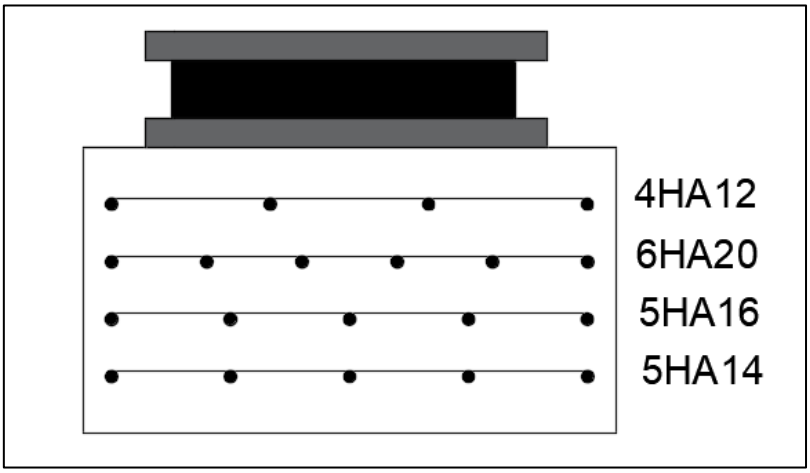


Figure VIII.6 : Ferraillage du dé d'appui au niveau de la culée

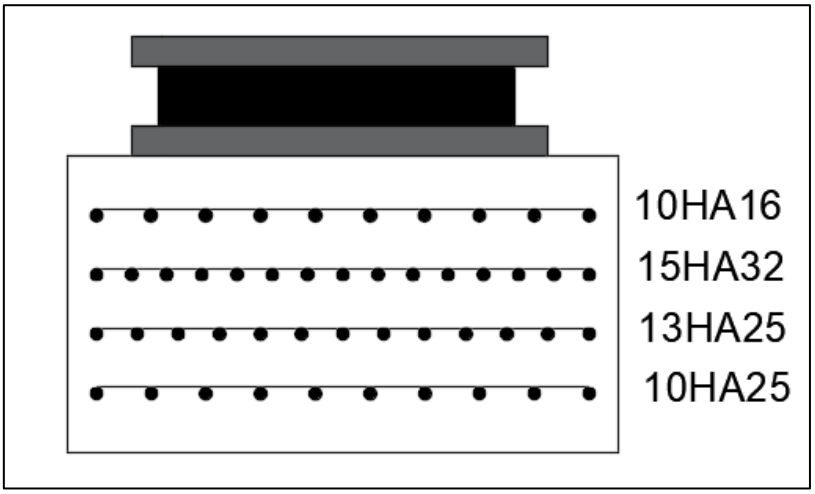


Figure VIII.7 : Ferraillage du dé d'appui au niveau de la pile

VIII.5.5. Joints de dilatation

Etant donné la longueur de l'ouvrage 350 m et le schéma 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 :

$$W = 0.4 \times W_T + \frac{W_S}{3} + W_D$$

W : souffle total du joint.

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

W_T : souffle thermique.

W_S : le souffle sismique.

Avec :

$$W_D = L \times (\varepsilon_r + \varepsilon_f) \quad \text{et} \quad W_T = L \times \alpha \times \Delta T$$

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 :

$W_D = 350/2 \times (2.10^{-4} + 3.10^{-4}) = 0.0875$ m

$W_T = 350/2 \times 10^{-5} \times 7 = 0.01225$ m

Selon le logiciel on trouve : Ws = 0.063363 m

Donc on trouve W = 0.1135 donc 12 cm

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

VIII.5.6. Le joint garde ballast

Il s'agit d'un joint de dilatation utilisé sur les ouvrages ferroviaires de grande longueur, notamment lorsque la longueur dilatable dépasse 100 mètres.

Les mouvements admissibles par le joint garde ballast sont :

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

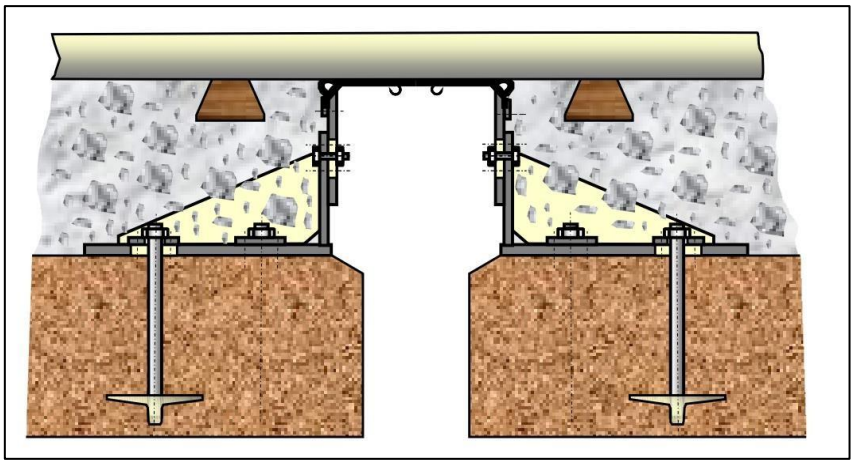


Figure VIII.8 : Joint garde ballast

VIII.6. PROGRAMMATION D'UNE APPLICATION DE CALCULE DE SPECTRES SISMIQUES RPOA 2008

VIII.6.1. Introduction

Ce document présente un programme Python conçu pour calculer et visualiser les spectres de réponse sismique conformément au Règlement Parasismique Algérien pour les Ouvrages d'Art (RPOA 2008), spécifiquement la Partie I concernant les Ponts Neufs. L'application offre une interface graphique conviviale permettant à l'utilisateur de définir les paramètres d'entrée, de calculer différents types de spectres (élastique horizontal, élastique vertical, et de dimensionnement), d'afficher les résultats graphiquement, et d'exporter les données et les graphiques. Il permet également la génération d'un rapport PDF complet.

VIII.6.2. Interface Utilisateur (UI) et Comment la Remplir

L'interface utilisateur du programme est organisée de manière intuitive pour faciliter la saisie des données et l'interprétation des résultats. Pour utiliser le programme, l'utilisateur doit renseigner les champs comme décrit ci-dessous.

L'interface se compose principalement des sections suivantes :

- **Panneau des Paramètres d'Entrée :** Regroupe les informations relatives à la localisation, au type d'ouvrage et aux caractéristiques du site.
- **Panneau des Paramètres de Calcul du Spectre :** Contient les options pour définir le type de spectre à calculer, les coefficients spécifiques, et les paramètres de calcul numérique.
- **Zone d'Affichage du Graphique :** Visualise le spectre calculé.
- **Barre d'Actions :** Comprend les boutons pour lancer les calculs, exporter les résultats, générer des rapports et accéder à l'aide.
- **Barre de Statut :** Affiche des messages d'information ou d'erreur.

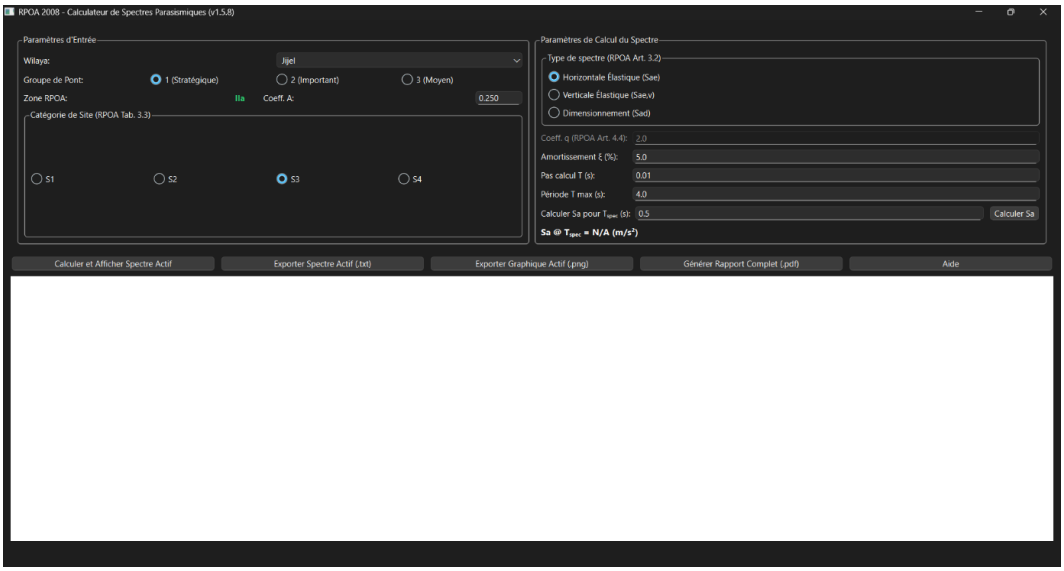


Figure VIII.9 : Fenêtre principale du programme de calcul de spectre

VIII.6.2.1. Panneau des Paramètres d'Entrée (parametersGroupBox)

Ce groupe contient les champs suivants, à remplir comme suit :

- **Wilaya :** Une liste déroulante (**comboWilaya**).
    - **Comment remplir :** Choisir la Wilaya concernée dans la liste. La "Zone RPOA" et le "Coeff. A" se mettront à jour automatiquement.
        - Exemple : Choisir "souk Ahras".
- **Groupe de Pont :** Des boutons radio (**groupesGroup**).
    - **Comment remplir :** Sélectionner le groupe d'importance de l'ouvrage

    (1: Stratégique, 2: Important, 3: Moyen). Le "Coeff. A" sera ajusté en conséquence.
        - Exemple : Sélectionner "1 (Stratégique)".
- **Zone RPOA :** Un champ texte non éditable (**labelZone**) qui affiche la zone sismique (ex: "III", "IIb") déduite de la Wilaya. Ce champ n'est pas à remplir manuellement.
- **Coeff. A :** Un champ de saisie (**aCoeffEdit**).

o **Comment remplir :** Le coefficient d'accélération de zone A est automatiquement déterminé. Il peut être modifié manuellement si nécessaire, par exemple pour des études de sensibilité ou des cas spécifiques non couverts par la sélection automatique.

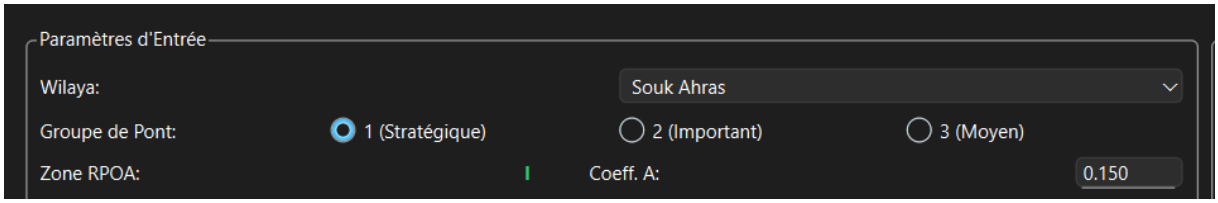


Figure VIII.10 : Fenêtre de paramètres d'entrée

- **Catégorie de Site (RPOA Tab. 3.3) :** Des boutons radio (**sitesGroup**).
    - **Comment remplir :** Choisir la catégorie de site (S1, S2, S3, ou S4) en fonction des caractéristiques géotechniques du sol.
        - Exemple : Sélectionner "S3".

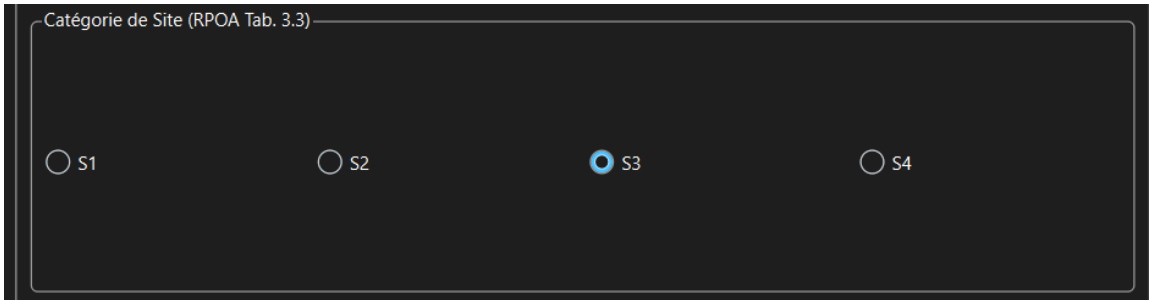


Figure VIII.11 : Fenêtre de catégorie de site selon RPOA 2008

VIII.6.2.2. Panneau des Paramètres de Calcul du Spectre (calculationParamsBox)

Ce groupe permet de configurer les éléments suivants :

- **Type de spectre (RPOA Art. 3.2) :** Des boutons radio (**spectresGroup**).
    - **Comment remplir :** Sélectionner le type de spectre à calculer :
        - Horizontale Élastique (Sae)
        - Verticale Élastique (Sae,v)
        - Dimensionnement (Sad)
        - Exemple : Sélectionner "Horizontale Élastique (Sae)".



Figure VIII.12 : Fenêtre de paramètres de calcul du spectre

- **Coeff. q** (RPOA Art. 4.4) **:** Un champ de saisie (**qEdit**).
    - **Comment remplir :** Si le spectre "Dimensionnement (Sad)" est sélectionné, entrer la valeur du coefficient de comportement q. Ce champ est désactivé pour les autres types de spectres.
        - Exemple : Si "Dimensionnement (Sad)" est choisi, entrer 2.0.



- **Amortissement ξ (%) :** Un champ de saisie (**amortEdit**).
    - **Comment remplir :** Saisir le taux d'amortissement critique en pourcentage.
        - Exemple : Entrer 5.0 (pour 5%).
- **Pas calcul T (s) :** Un champ de saisie (**precisionEdit**).

- **Comment remplir :** Entrer la précision souhaitée pour la génération des points du spectre. Une valeur plus petite donne une courbe plus lisse.
  - Exemple : Entrer 0.01.

- **Période T max (s) :** Un champ de saisie (**maxTEdit**).
  - **Comment remplir :** Entrer la période maximale jusqu'à laquelle le spectre sera calculé et affiché.
    - Exemple : Entrer 4.0.



Figure VIII.13 : Fenêtre de calcul du spectre

- **Calculer Sa pour Tspec (s) :**
  - Un champ de saisie (**specificTEdit**).
    - **Comment remplir (optionnel) :** Entrer une valeur dans ce champ.
  - Un bouton (**calcSpecificSaBtn**) "Calculer Sa".
    - **Comment utiliser (optionnel) :** Cliquer sur ce bouton après avoir entré une valeur Tspec.
  - Un label (**specificSaLabel**) qui affiche le résultat : "Sa @ Tspec = ... m/s²".
    - Exemple : Entrer 0.5 dans le champ **specificTEdit** et cliquer sur "Calculer Sa".



Figure VIII.14 : Résultat de calcul du spectre

Une fois tous les paramètres requis renseignés comme indiqué ci-dessus, l'utilisateur peut cliquer sur "Calculer et Afficher Spectre Actif" dans la barre d'actions pour visualiser le spectre.

VIII.6.2.3. Zone d'Affichage du Graphique (canvas)

Cette section est un conteneur (**FigureCanvas**) qui affiche le graphique du spectre (Sa/g en fonction de T) généré par **Matplotlib**. Le titre du graphique et les légendes fournissent des informations contextuelles sur les paramètres utilisés. Elle ne nécessite pas de remplissage direct par l'utilisateur, mais se met à jour après un calcul.

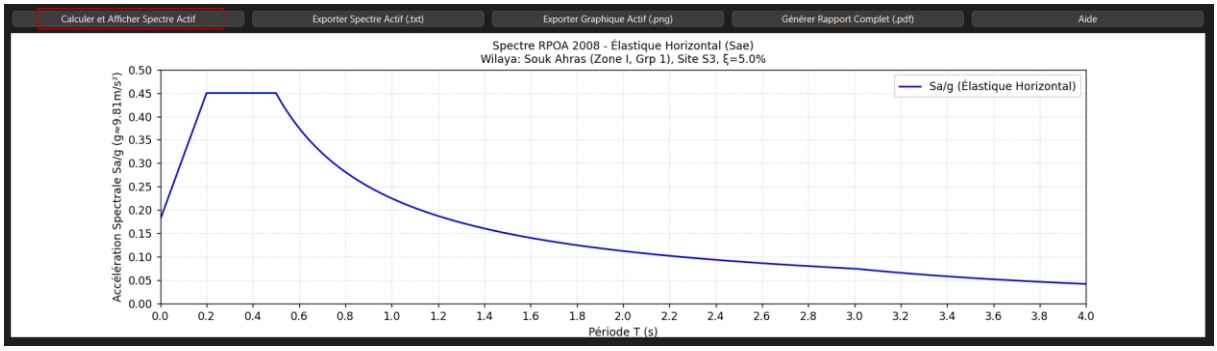


Figure VIII.15 : Fenêtre de zone d'affichage

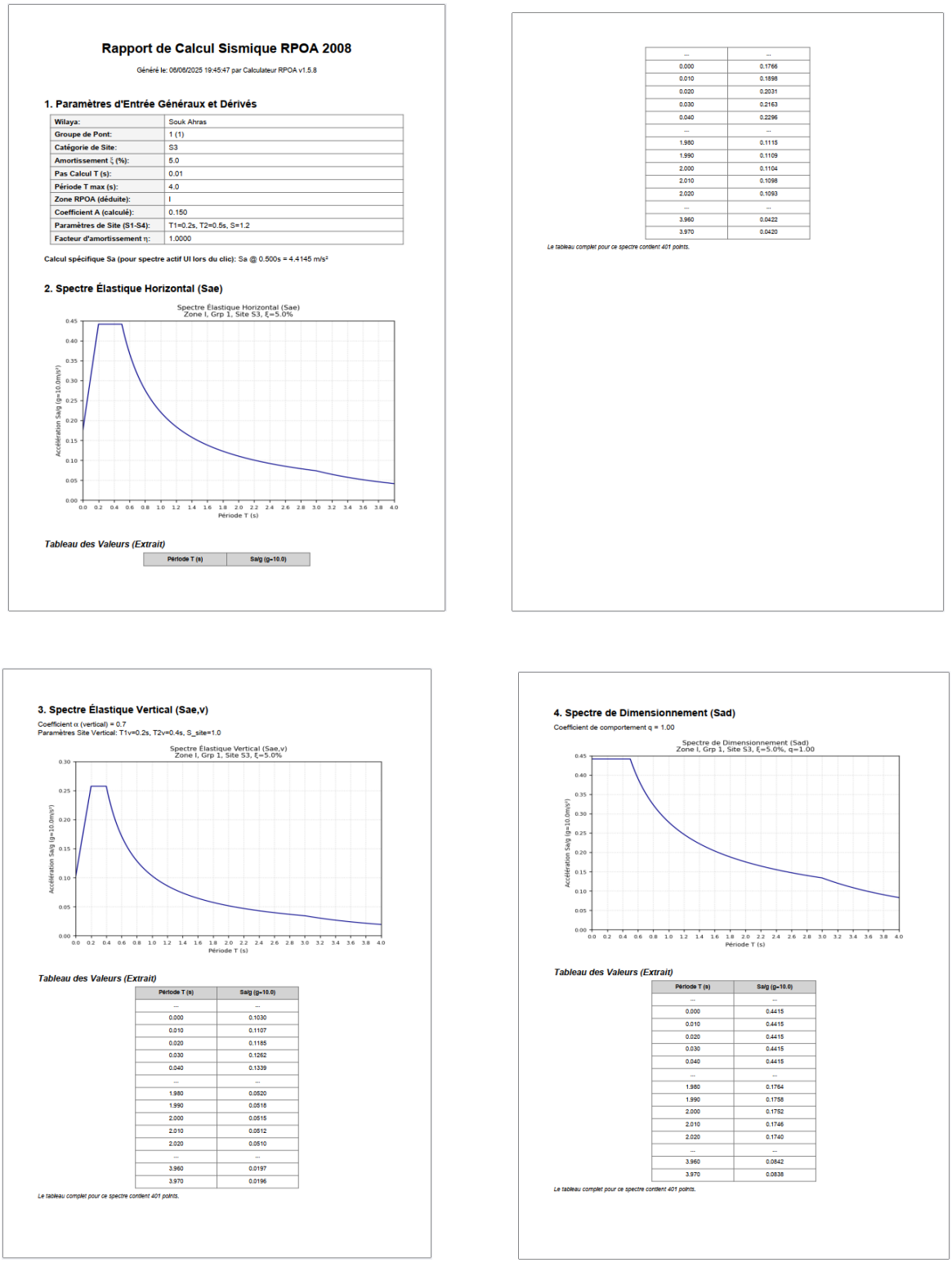
VIII.6.2.4. Barre d'Actions (actionsLayout)

Cette barre horizontale contient les boutons suivants, qui ne sont pas des champs à remplir mais des commandes à actionner :

- **Calculer et Afficher Spectre Actif (calcBtn) :** Lance le calcul du spectre en utilisant les paramètres actuellement définis dans l'interface et affiche le résultat sur le graphique.



- **Exporter Spectre Actif (.txt) (exportTxtBtn) :** Exporte les données du spectre actuellement affiché (périodes T et valeurs Sa/g correspondantes) dans un fichier texte.
- **Exporter Graphique Actif (.png) (exportImgBtn) :** Sauvegarde le graphique actuellement affiché sous forme d'image PNG.
- **Générer Rapport Complet (.pdf) (reportBtn) :** Génère un rapport PDF détaillé contenant tous les paramètres d'entrée, les graphiques des trois types de spectres (Sae horizontal, Sae vertical, Sad) et des extraits de leurs valeurs tabulées.



Rapport de Calcul Sismique RPOA 2008

Généré le: 06/06/2025 19:45:47 par Calculateur RPOA v1.5.8

1. Paramètres d'Entrée Généraux et Dérivés

Wilaya:	Souk Ahras
Groupe de Pont:	1 (1)
Catégorie de Site:	S3
Amortissement ξ (%):	5.0
Pas Calcul T (s):	0.01
Période T max (s):	4.0
Zone RPOA (déduite):	I
Coefficient A (calculé):	0.150
Paramètres de Site (S1-S4):	T1=0.2s, T2=0.5s, S=1.2
Facteur d'amortissement η:	1.0000

Calcul spécifique Sa (pour spectre actif UI lors du clic): Sa @ 0.500s = 4.4145 m/s²

2. Spectre Élastique Horizontal (Sae)

Spectre Élastique Horizontal (Sae)
Zone I, Grp 1, Site S3, ξ=5.0%

Accélération Sa/g (g=10.0m/s²)

Période T (s)

Tableau des Valeurs (Extrait)

Période T (s)	Sa/g (g=10.0)
...	...
0.000	0.1766
0.010	0.1898
0.020	0.2031
0.030	0.2163
0.040	0.2296
...	...
1.980	0.1115
1.990	0.1109
2.000	0.1104
2.010	0.1098
2.020	0.1093
...	...
3.960	0.0422
3.970	0.0420

Le tableau complet pour ce spectre contient 401 points.

3. Spectre Élastique Vertical (Sae,v)

Coefficient α (vertical) = 0.7
Paramètres Site Vertical: T1v=0.2s, T2v=0.4s, S_site=1.0

Spectre Élastique Vertical (Sae,v)
Zone I, Grp 1, Site S3, ξ=5.0%

Accélération Sa/g (g=10.0m/s²)

Période T (s)

Tableau des Valeurs (Extrait)

Période T (s)	Sa/g (g=10.0)
...	...
0.000	0.1030
0.010	0.1107
0.020	0.1185
0.030	0.1262
0.040	0.1339
...	...
1.980	0.0520
1.990	0.0518
2.000	0.0515
2.010	0.0512
2.020	0.0510
...	...
3.960	0.0197
3.970	0.0196

Le tableau complet pour ce spectre contient 401 points.

4. Spectre de Dimensionnement (Sad)

Coefficient de comportement q = 1.00

Spectre de Dimensionnement (Sad)
Zone I, Grp 1, Site S3, ξ=5.0%, q=1.00

Accélération Sa/g (g=10.0m/s²)

Période T (s)

Tableau des Valeurs (Extrait)

Période T (s)	Sa/g (g=10.0)
...	...
0.000	0.4415
0.010	0.4415
0.020	0.4415
0.030	0.4415
0.040	0.4415
...	...
1.980	0.1764
1.990	0.1758
2.000	0.1752
2.010	0.1746
2.020	0.1740
...	...
3.960	0.0842
3.970	0.0838

Le tableau complet pour ce spectre contient 401 points.

Figure VIII.16 : Rapport de calcul page 01 à 04

Aide (helpBtn) : Ouvre une fenêtre d'aide (HelpDialog) expliquant le fonctionnement de l'application, les paramètres, et les formules RPOA 2008 utilisées.

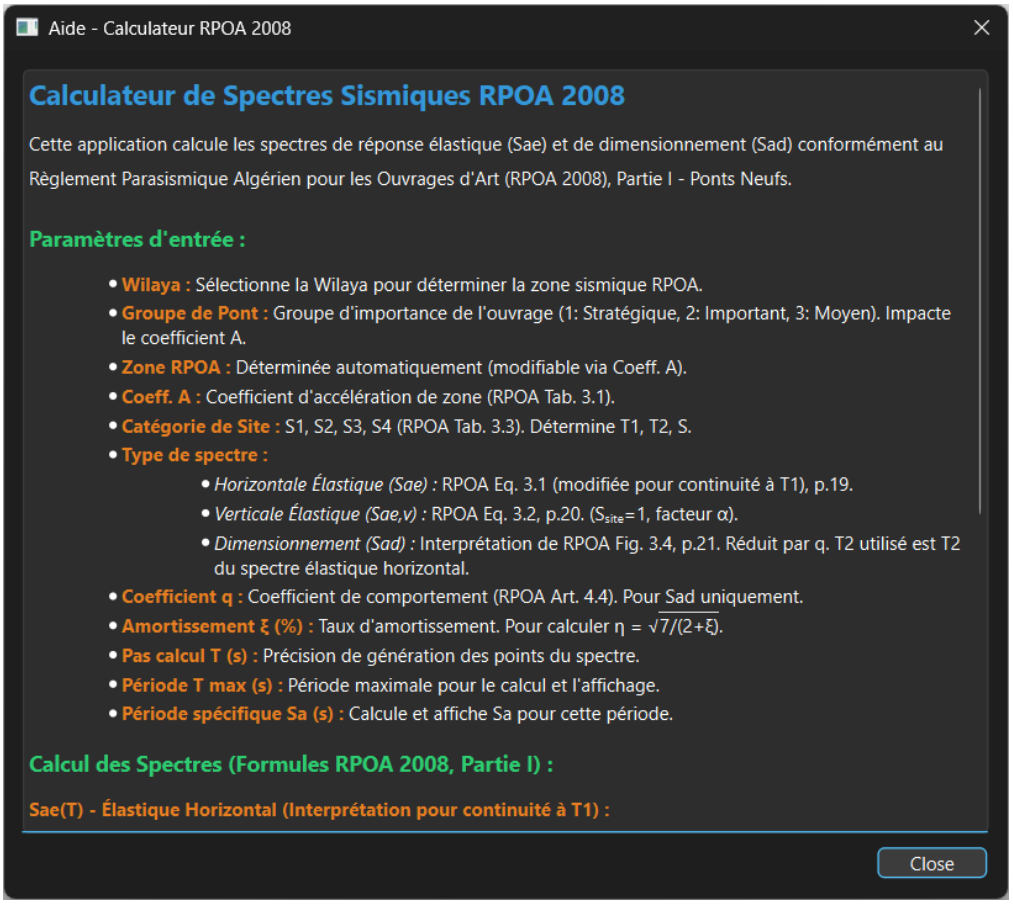


Figure VIII.17 : Fenêtre d'aide

VIII.6.2.5. Gestion des Erreurs et Validation des Données

Un message alerte est aficha lorsque l'utilisateur a entré la valeur "0" dans le champ "Pas calcul T (s)".

Cette valeur est logiquement invalide, car un pas de calcul nul empêcherait la génération du spectre et mènerait à une division par zéro dans les boucles de calcul. Le programme intercepte cette saisie et affiche l'alerte : **"Erreur de Saisie : Valeur invalide pour 'Pas calcul T'. Veuillez entrer un nombre."**

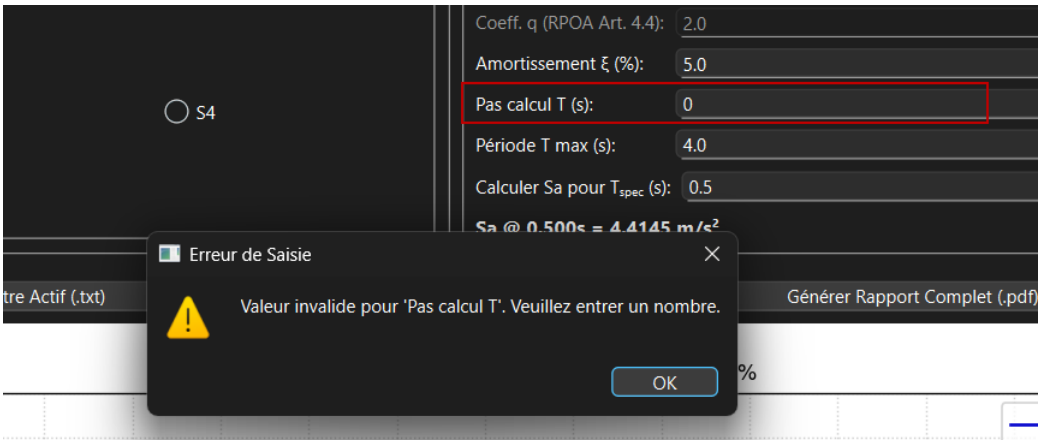


Figure VIII.18 : Fenêtre de message d'erreur

VIII.6.3. Fonctionnalités du Programme

Le code Python utilise le Framework PyQt6 pour créer une application de bureau avec une interface utilisateur graphique (GUI) au totale de 919 ligne.

Le programme offre un ensemble de fonctionnalités pour l'analyse sismique selon le RPOA 2008 :

VIII.6.3.1. Utilisation des Bibliothèques dans le Programme

1. **Bibliothèques Standard Python**
   - **sys :** Utilisé à la toute fin du script (if __name__ == "__main__":). sys.argv est transmis au constructeur de QApplication pour gérer les arguments de la ligne de commande (même si vous n'en utilisez pas), et sys.exit(app.exec()) garantit que le programme se termine correctement lorsque l'utilisateur ferme la fenêtre.
   - **math** : Son utilisation la plus directe est dans la fonction calculate_eta, qui calcule le facteur de correction d'amortissement en utilisant la racine carrée via math.sqrt(7 / (2 + xi_percent)).
   - **traceback :** Ce module est un filet de sécurité. Dans les blocs try...except (par exemple, à la fin de calculerSpectreComplet), traceback.format_exc() est appelé si une erreur inattendue se produit. Cela permet d'imprimer l'erreur complète et détaillée dans la console, ce qui est essentiel pour le débogage.
   - **io**: Il est utilisé de manière astucieuse dans la fonction genererRapportPDFComplet. Au lieu d'enregistrer le graphique du spectre sur le disque dur puis de le lire pour l'insérer dans le PDF, le graphique est sauvegardé directement dans la mémoire vive (RAM) grâce à io.BytesIO. Cet objet en mémoire est ensuite transmis à ReportLab, rendant la génération du PDF plus rapide et plus propre.
2. **NumPy**
   - **numpy as np**: Bien que la dernière version utilise MultipleLocator pour les graduations, NumPy reste le moteur de calcul numérique sous-jacent de Matplotlib. Toutes les données de courbes (les listes de périodes et d'accélérations) sont traitées par Matplotlib comme des tableaux NumPy pour des performances optimales lors du traçage.
3. **PyQt6 (Interface Graphique)**
   - **QtWidgets**: C'est la boîte à outils pour l'interface.
     - QApplication et QWidget sont utilisés pour créer la fenêtre principale de l'application (RPOAApp).
     - Les QComboBox (pour la Wilaya), QRadioButton (pour le groupe de pont, le site, le type de spectre) et QLineEdit (pour les coefficients, l'amortissement, etc.) sont utilisés pour récupérer tous les paramètres d'entrée de l'utilisateur.

- Les QPushButton ("Calculer", "Exporter", "Générer Rapport") déclenchent les fonctions principales du programme lorsque l'utilisateur clique dessus.
- Les QLabel affichent des textes fixes ou des résultats dynamiques, comme la valeur de Sa @ Tspec.
- QFileDialog est appelé par les fonctions exporterTXT, exporterPNG et genererRapportPDFComplet pour ouvrir une fenêtre de dialogue "Enregistrer sous...", permettant à l'utilisateur de choisir où sauvegarder les fichiers.
- QMessageBox est utilisé pour afficher des messages d'avertissement ou d'erreur, par exemple si l'utilisateur entre une valeur non valide dans un champ.

- **QtCore**: QDateTime est utilisé dans genererRapportPDFComplet pour ajouter un horodatage précis ("Généré le: ...") en haut du rapport PDF.
- **QtGui**: QDoubleValidator est attaché aux QLineEdit numériques pour empêcher l'utilisateur de taper autre chose que des chiffres. QFont est utilisé pour définir la police et la taille du texte dans l'application.

4. Matplotlib (Graphiques)

- **FigureCanvasQTAgg**: Un objet de cette classe est créé (self.canvas) et placé dans la fenêtre principale. C'est littéralement le "canevas" sur lequel le graphique du spectre est dessiné.
- **Figure**: Une instance (self.figure) est utilisée comme conteneur pour le graphique. À chaque clic sur "Calculer", self.figure.clear() efface le graphique précédent, et self.figure.add_subplot(111) y ajoute une nouvelle zone de traçage. ax.plot() est ensuite utilisé pour dessiner la courbe du spectre.
- **MultipleLocator**: C'est l'outil qui définit les espacements des graduations sur les axes. ax.xaxis.set_major_locator(MultipleLocator(0.2)) indique à Matplotlib de placer une graduation principale sur l'axe X tous les 0.2. De même, ax.yaxis.set_major_locator(MultipleLocator(0.05)) le fait tous les 0.05 sur l'axe Y.

5. ReportLab (Génération PDF)

- **platypus**: Dans la fonction genererRapportPDFComplet, SimpleDocTemplate crée la structure du fichier PDF. Ensuite, une liste appelée story est remplie avec des objets Paragraph pour les titres, des Table pour présenter les paramètres d'entrée et un extrait des résultats, un Image pour inclure le graphique du spectre (venant du buffer io.BytesIO), et des Spacer pour gérer l'espacement vertical.
- **lib.styles**: getSampleStyleSheet fournit des styles de texte prédéfinis ('h1', 'Normal', etc.) pour une mise en forme rapide et cohérente des Paragraph.
- **lib.units**: Les unités comme cm sont utilisées pour définir des dimensions physiques dans le PDF, comme les marges de la page et la largeur des colonnes des tableaux.

- **lib.colors**: Le module colors est utilisé pour définir la couleur de fond des en-têtes de tableau (colors.whitesmoke) et la couleur des bordures (colors.grey) dans TableStyle.

VIII.6.3.2. Détermination Automatique des Paramètres Sismiques

Le programme détermine automatiquement la **Zone RPOA** et propose une valeur pour le **Coefficient d'Accélération A** en fonction de la Wilaya et du Groupe de Pont sélectionnés, conformément aux Tableaux 3.1 et Annexe B du RPOA 2008. Ces valeurs restent modifiables par l'utilisateur.

Cette fonctionnalité est assurée par la méthode **update_A_coeff_from_ui** qui s'appuie sur les dictionnaires **WILAYA_SEISMIC_ZONES** et **ZONE_A_COEFF_MAP.**

```
WILAYA_SEISMIC_ZONES = {
    "Adrar": "0", "Aïn Defla": "III", "Aïn Témouchent": "IIa", "Alger": "III", "Annaba": "IIb",
    "Batna": "IIa", "Béchar": "0", "Béjaïa": "IIb", "Béni Abbès": "0",
    "Biskra": "I", "Blida": "III", "Bordj Badji Mokhtar": "0",
    "Bordj Bou Arréridj": "IIa", "Bouira": "IIa", "Boumerdès": "III", "Chlef": "III",
    "Constantine": "IIb", "Djanet": "0",
    "Djelfa": "I", "El Bayadh": "I", "El M'Ghair": "I",
    "El Meniaa": "0",
    "El Oued": "0", "El Tarf": "IIa", "Ghardaïa": "0", "Guelma": "IIb",
    "Illizi": "0", "In Guezzam": "0",
    "In Salah": "0",
    "Jijel": "IIa", "Khenchela": "I", "Laghouat": "I",
    "Mascara": "IIa", "Médéa": "IIb", "Mila": "IIa", "Mostaganem": "III",
    "M'Sila": "IIa", "Naâma": "I", "Oran": "IIa",
    "Ouargla": "0", "Ouled Djellal": "I",
    "Oum El Bouaghi": "IIa", "Relizane": "III", "Saïda": "I", "Sétif": "IIa",
    "Sidi Bel Abbès": "I", "Skikda": "IIa", "Souk Ahras": "I", "Tamanrasset": "0",
    "Tébessa": "I", "Tiaret": "I", "Timimoun": "0",
    "Tindouf": "0", "Tipaza": "IIb", "Tissemsilt": "IIa", "Tizi Ouzou": "IIb",
    "Tlemcen": "I", "Touggourt": "0",
}
WILAYAS_LIST = sorted(WILAYA_SEISMIC_ZONES.keys())

ZONE_A_COEFF_MAP = {
  'III': {'1': 0.40, '2': 0.30, '3': 0.25},
  'IIb': {'1': 0.30, '2': 0.25, '3': 0.20},
  'IIa': {'1': 0.25, '2': 0.20, '3': 0.15},
  'I':   {'1': 0.15, '2': 0.12, '3': 0.10},
  '0':   {'1': 0.00, '2': 0.00, '3': 0.00},
}
```

```python
def update_A_coeff_from_ui(self):
    try:
        wilaya = self.comboWilaya.currentText()
        zone_str = WILAYA_SEISMIC_ZONES.get(wilaya, "0")
        self.labelZone.setText(zone_str if zone_str else "N/A")

        checked_button = self.groupesGroup.checkedButton()
        if not checked_button:
            self.aCoeffEdit.setText("0.000")
            return

        groupe_id = self.groupesGroup.id(checked_button)
        groupe_id_str = str(groupe_id)

        a_val = ZONE_A_COEFF_MAP.get(zone_str, {}).get(groupe_id_str, 0.0)
        self.aCoeffEdit.setText(f"{a_val:.3f}")
    except Exception as e:
        self.statusBar.showMessage(f"Erreur interne (update_A_coeff): {e}", 5000)
        print(f"Erreur dans update_A_coeff_from_ui: {e}\n{traceback.format_exc()}")
```

VIII.6.3.3. Calcul des Spectres de Réponse

Le cœur du programme réside dans sa capacité à calculer trois types de spectres :

- **Spectre Élastique Horizontal (Sae) :** Calculé selon l'équation 3.1 du RPOA 2008 (p.19), avec une interprétation pour assurer la continuité à la période T1.
- **Spectre Élastique Vertical (Sae,v) :** Calculé selon l'équation 3.2 du RPOA 2008 (p.20), utilisant les périodes T1v, T2v du Tableau 3.4, un Ssite=1 et un facteur α (0.7 ou 1.0 selon la zone sismique).
- **Spectre de Dimensionnement (Sad) :** Calculé sur la base de la Figure 3.4 du RPOA 2008 (p.21). Ce spectre est obtenu en divisant le spectre élastique horizontal par le coefficient de comportement q et en appliquant des modifications aux branches descendantes.

Pour tous les spectres, le calcul du facteur d'amortissement $\eta = \sqrt{7 / (2 + \xi)}$ est effectué, où ξ est le taux d'amortissement en pourcentage.

La méthode principale **calculerSpectreComplet** orchestre le calcul. Elle appelle **_generate_spectrum_data** qui, à son tour, utilise **calculate_single_sa** pour chaque point du spectre.

```
    def _generate_spectrum_data(self, common_params_for_type):
        if common_params_for_type is None:
            return [], []

        try:
            precision_val = self._parse_float_input(self.precisionEdit, "Pas calcul T", strictly_positive=True)
            max_T_calc = self._parse_float_input(self.maxTEdit, "Période T max", strictly_positive=True)
        except ValueError:
            return [], []

    periodes_T_gen = sorted(list(set(p for p in periodes_T_gen if p <= max_T_calc)))


    valeurs_Sa_gen = []
    for t_val in periodes_T_gen:
        sa_calc = self.calculate_single_sa(t_val, common_params_for_type)
        valeurs_Sa_gen.append(sa_calc)
    return periodes_T_gen, valeurs_Sa_gen


def calculerSpectreComplet(self):
    try:
        self.statusBar.showMessage("Calcul du spectre actif en cours...")
        QApplication.processEvents()

        common_params = self.get_common_params()
        if common_params is None:
            self.statusBar.showMessage("Erreur de paramètres pour le calcul. Vérifiez les saisies.", 5000)
            self.figure.clear()
            self.canvas.draw()
            self.periodes_T, self.valeurs_Sa = [], []
            return

        A_coeff_val, site_cat_key, xi_val, current_rpoa_zone_for_alpha, spectre_type_id, q_val = common_params

        self.periodes_T, self.valeurs_Sa = self._generate_spectrum_data(common_params)
        valeurs_Sa_plot = [val / G_APPROX_PLOT for val in self.valeurs_Sa] if self.valeurs_Sa else []
```

VIII.6.3.4. Affichage Graphique Interactif

Les spectres calculés (Sa/g en fonction de T) sont affichés sur un graphique **Matplotlib** intégré. Le graphique inclut :

- Un titre dynamique reflétant les paramètres clés du calcul.
- Des axes étiquetés (Période T (s) et Accélération Spectrale Sa/g).
- Une grille pour faciliter la lecture des valeurs.
- Une légende. Les graduations des axes sont ajustées dynamiquement pour une meilleure lisibilité.

Cette partie du code, située à l'intérieur de **calculerSpectreComplet**, utilise **Matplotlib** pour dessiner le graphique.

```
    valeurs_Sa_plot = [val / G_APPROX_PLOT for val in self.valeurs_Sa] if self.valeurs_Sa else []


    if not self.periodes_T and spectre_type_id is not None:
        self.figure.clear()
        self.canvas.draw()
        return

    self.figure.clear()
    ax = self.figure.add_subplot(111)
    plot_title_base = "Spectre RPOA 2008"
    spec_details = ""
    if spectre_type_id == 0: spec_details = "Élastique Horizontal (Sae)"
    elif spectre_type_id == 1: spec_details = "Élastique Vertical (Sae,v)"
    else: spec_details = f"Dimensionnement (Sad, q={q_val:.2f})"

    full_title = (f"{plot_title_base} - {spec_details}\n"
                  f"Wilaya: {self.comboWilaya.currentText()} (Zone {current_rpoa_zone_for_alpha}, Grp {self.groupesGroup.id(self.groupesGroup.checkedButton())}), "
                  f"Site {site_cat_key}, ξ={xi_val}%")
    ax.set_title(full_title, fontsize=10)
    ax.set_xlabel("Période T (s)")
    ax.set_ylabel(f"Accélération Spectrale Sa/g (g≈{G_APPROX_PLOT}m/s²)")
    ax.grid(True, linestyle=':', alpha=0.6)
    ax.plot(self.periodes_T, valeurs_Sa_plot, color='mediumblue', linewidth=1.5, label=f"Sa/g ({spec_details.split('(')[0].strip()})")
    ax.legend(loc='upper right')

    max_T_calc = 4.0
    try:
        max_T_calc = self._parse_float_input(self.maxTEdit, "Période T max", strictly_positive=True)
    except ValueError:
        pass

    # MODIFICATION: Utilisation de MultipleLocator pour les graduations
    x_tick_step = 0.2
    y_tick_step = 0.05

    if self.periodes_T and valeurs_Sa_plot:
        current_max_T_plot = max(self.periodes_T) if self.periodes_T else max_T_calc
        ax.set_xlim(0, current_max_T_plot)
        ax.xaxis.set_major_locator(MultipleLocator(x_tick_step))

        y_max_val_plot = max(valeurs_Sa_plot) if valeurs_Sa_plot else 0.0
        y_max_final_plot = y_tick_step * 2
        if y_max_val_plot > 0:
            y_max_final_plot = math.ceil(y_max_val_plot / y_tick_step) * y_tick_step
            if y_max_final_plot <= y_max_val_plot:
                y_max_final_plot += y_tick_step
        if y_max_final_plot < y_tick_step : y_max_final_plot = y_tick_step

        ax.set_ylim(0, y_max_final_plot)
        ax.yaxis.set_major_locator(MultipleLocator(y_tick_step))

    else:
        ax.set_xlim(0, max_T_calc)
        ax.xaxis.set_major_locator(MultipleLocator(x_tick_step))

        default_y_max_plot = y_tick_step * 4
        ax.set_ylim(0, default_y_max_plot)
        ax.yaxis.set_major_locator(MultipleLocator(y_tick_step))
    # FIN DE MODIFICATION

    self.canvas.draw()
    self.statusBar.showMessage("Calcul du spectre actif terminé et affiché.", 5000)
    self.display_specific_sa()
```

3.5. Calcul d'une Accélération Spectrale Spécifique

L'utilisateur peut obtenir la valeur de l'accélération spectrale (Sa en m/s²) pour une période Tspec spécifique pour le type de spectre actuellement sélectionné. Ceci est utile pour obtenir rapidement une valeur précise sans avoir à la lire sur le graphique ou à la chercher dans les données exportées.

La méthode **display_specific_sa** est déclenchée par le bouton "Calculer Sa".

```
def display_specific_sa(self):
    try:
        T_spec = self._parse_float_input(self.specificTEdit, "Période spécifique T_spec", non_negative=True)
        common_params = self.get_common_params()
        if common_params is None:
            self.specificSaLabel.setText("Sa @ T<sub>spec</sub> = Erreur Param. (m/s²)")
            return

        sa_at_T_spec = self.calculate_single_sa(T_spec, common_params)
        self.specificSaLabel.setText(f"Sa @ {T_spec:.3f}s = {sa_at_T_spec:.4f} m/s²")
        self.statusBar.showMessage(f"Sa calculée pour T={T_spec:.3f}s.", 3000)
```

3.6. Exportation des Données et Graphiques

Les méthodes **exporterTXT** et **exporterPNG** gèrent la sauvegarde des résultats.

Le programme permet d'exporter les résultats :

- **Export TXT (exporterTXT) :** Les données du spectre actif (liste de couples Période T, Sa/g) peuvent être sauvegardées dans un fichier .txt. Le fichier inclut un en-tête avec les paramètres du calcul.

```
def exporterTXT(self):
    if not self.periodes_T or not self.valeurs_Sa:
        QMessageBox.warning(self, "Exportation", "Aucune donnée de spectre actif à exporter. Veuillez d'abord calculer un spectre.")
        return

    export_header_info = "Spectre RPOA 2008"
    try:
        common_params = self.get_common_params()
        if common_params:
            _, site_cat_key, xi_val, current_rpoa_zone_for_alpha, spectre_type_id, q_val = common_params
            spec_details_txt = ""
            if spectre_type_id == 0: spec_details_txt = "Elastique Horizontal (Sae)"
            elif spectre_type_id == 1: spec_details_txt = "Elastique Vertical (Sae,v)"
            else: spec_details_txt = f"Dimensionnement (Sad, q={q_val:.2f})"
            export_header_info = (f"Spectre RPOA 2008 - {spec_details_txt} - Wilaya: {self.comboWilaya.currentText()} "
                                  f"(Zone {current_rpoa_zone_for_alpha}, Grp {self.groupesGroup.id(self.groupesGroup.checkedButton())}), "
                                  f"Site {site_cat_key}, Amortissement xi={xi_val}%")
        elif self.figure.axes and hasattr(self.figure.axes[0], 'get_title') and self.figure.axes[0].get_title():
            export_header_info = self.figure.axes[0].get_title().replace('\n', ' ').replace("ξ=", "xi=")
    except Exception:
        if self.figure.axes and hasattr(self.figure.axes[0], 'get_title') and self.figure.axes[0].get_title():
            export_header_info = self.figure.axes[0].get_title().replace('\n', ' ').replace("ξ=", "xi=")


    filename, _ = QFileDialog.getSaveFileName(self, "Exporter Spectre Actif en TXT", "spectre_rpoa2008_actif_Sa_g.txt", "Fichiers Texte (*.txt)")
    if filename:
        try:
            with open(filename, 'w', encoding='utf-8') as f:
                # MODIFICATION: En-tête et valeurs exportées en Sa/g
                f.write(f"# {export_header_info}\n")
                f.write(f"# Période T (s)\tAccélération Spectrale Sa/g (g≈{G_APPROX_PLOT})\n")
                for t, sa_ms2 in zip(self.periodes_T, self.valeurs_Sa):
                    sa_g_val = sa_ms2 / G_APPROX_PLOT # Conversion en Sa/g
                    f.write(f"{t:.5f}\t{sa_g_val:.6f}\n")
                # FIN DE MODIFICATION
            self.statusBar.showMessage(f"Spectre actif exporté (Sa/g) vers {filename}", 5000)
        except Exception as e:
            QMessageBox.critical(self, "Erreur Exportation TXT", f"Impossible d'exporter: {e}\n{traceback.format_exc()}")
```

- **Export PNG (exporterPNG) :** Le graphique du spectre actif peut être sauvegardé sous forme d'image .png en haute résolution (300 DPI), utile pour l'intégration dans des rapports.

```python
def exporterPNG(self):
    if not self.figure.get_axes() or not self.periodes_T :
        QMessageBox.warning(self, "Exportation", "Aucun graphique actif à exporter. Veuillez d'abord calculer et afficher un spectre.")
        return
    filename, _ = QFileDialog.getSaveFileName(self, "Exporter Graphique Actif en PNG", "spectre_rpoa2008_actif_Sag.png", "Images PNG (*.png)")
    if filename:
        try:
            self.figure.savefig(filename, dpi=300, bbox_inches='tight')
            self.statusBar.showMessage(f"Graphique actif exporté vers {filename}", 5000)
        except Exception as e:
            QMessageBox.critical(self, "Erreur Exportation PNG", f"Impossible d'exporter: {e}")
```

3.7. Génération d'un Rapport PDF Complet (genererRapportPDFComplet)

Une fonctionnalité majeure est la capacité à générer un rapport PDF complet et professionnel. Ce rapport, généré avec **ReportLab**, inclut :

- Une page de titre avec la date de génération.
- Une section récapitulative des paramètres d'entrée généraux (Wilaya, Groupe, Site, Amortissement, etc.) et des paramètres dérivés (Zone RPOA, Coeff. A, η).
- Pour chacun des trois types de spectres (Sae Horizontal, Sae Vertical, Sad) :
    - Un titre de section.
    - Les paramètres spécifiques à ce spectre (ex: coefficient q pour Sad, coefficient α pour Sae,v).
    - Le graphique du spectre (Sa/g vs T).
    - Un tableau extrait des valeurs numériques du spectre (T, Sa/g). Le rapport utilise une mise en page soignée avec des styles, des tableaux et des images intégrées.

```python
        story.append(Spacer(1, 0.5*cm))

        if self.specificSaLabel.text() != "Sa @ T<sub>spec</sub> = N/A (m/s²)": ···

        temp_figure_report = Figure(figsize=(7, 4.5))
        temp_canvas_report = FigureCanvas(temp_figure_report)

        spectrum_types_for_report = [ ···

        report_x_tick_step = 0.2
        report_y_tick_step = 0.05

        for i, (spec_id_report, spec_name_report) in enumerate(spectrum_types_for_report): ···

        doc.build(story)
        self.statusBar.showMessage(f"Rapport PDF complet généré et sauvegardé: {filename}", 7000)
```

```python
def genererRapportPDFComplet(self):
    filename, _ = QFileDialog.getSaveFileName(self, "Enregistrer le Rapport PDF Complet", "Rapport_Spectres_RPOA2008.pdf", "Fichiers PDF (*.pdf)")
    if not filename: ...

    original_spectre_id_ui = self.spectresGroup.checkedId()

    try:
        self.statusBar.showMessage("Génération du rapport PDF complet en cours...", 0)
        QApplication.processEvents()

        doc = SimpleDocTemplate(filename, pagesize=(21*cm, 29.7*cm), ...
        styles = getSampleStyleSheet()
        story = []

        small_italic_style = ParagraphStyle('SmallItalic', parent=styles['Italic'], fontSize=8, leading=10)

        title_style = styles['h1']
        title_style.alignment = TA_CENTER
        story.append(Paragraph("Rapport de Calcul Sismique RPOA 2008", title_style))
        story.append(Spacer(1, 0.3*cm))
        now = QDateTime.currentDateTime().toString("dd/MM/yyyy hh:mm:ss")
        date_style = ParagraphStyle('DateStyle', parent=styles['Normal'], alignment=TA_CENTER, fontSize=9)
        story.append(Paragraph(f"Généré le: {now} par Calculateur RPOA v1.5.8", date_style))
        story.append(Spacer(1, 0.7*cm))

        story.append(Paragraph("1. Paramètres d'Entrée Généraux et Dérivés", styles['h2']))

        parsed_params = self.get_common_params(specific_spectre_id=original_spectre_id_ui)
        if parsed_params is None: ...
        base_A_coeff, base_site_cat, base_xi, base_rpoa_zone, _, q_val_from_ui_for_sad_only = parsed_params

        input_data = [...
        site_params_display = SITE_PARAMS_RPOA2008.get(base_site_cat)
        input_data.append(["Paramètres de Site (S1-S4):", f"T1={site_params_display['T1']}s, T2={site_params_display['T2']}s, S={site_params_display['S']}"])
        eta_val = calculate_eta(base_xi)
        input_data.append(["Facteur d'amortissement η:", f"{eta_val:.4f}"])

        param_table = Table(input_data, colWidths=[5.5*cm, 11.5*cm])
        param_table.setStyle(TableStyle([...
        story.append(param_table)
        story.append(Spacer(1, 0.5*cm))
```

3.. Fenêtre d'Aide (show_help_dialog)

La méthode **show_help_dialog** crée une instance de la **classe HelpDialog** et l'affiche.

Une fenêtre d'aide est accessible via le bouton "Aide". Elle fournit :

- Une description générale de l'application.
- Des explications détaillées sur chaque paramètre d'entrée.
- Les formules RPOA 2008 utilisées pour les calculs des différents spectres, telles qu'interprétées et implémentées dans le programme (notamment l'ajustement pour la continuité du Sae horizontal à T1).
- Un avertissement sur l'utilisation de l'outil à des fins d'illustration et la nécessité de se référer aux documents officiels.

```
class HelpDialog(QDialog):
    def __init__(self, parent=None):
        super().__init__(parent)
        self.setWindowTitle("Aide - Calculateur RPOA 2008")
        self.setMinimumSize(650, 550)
        layout = QVBoxLayout(self)

        text_edit = QTextEdit()
        text_edit.setReadOnly(True)
        help_text = """...
        text_edit.setHtml(help_text)
        layout.addWidget(text_edit)

        button_box = QDialogButtonBox(QDialogButtonBox.StandardButton.Close)
        button_box.accepted.connect(self.accept)
        button_box.rejected.connect(self.reject)
        layout.addWidget(button_box)
```

4. Fonctions de Calcul Principales (Brève Description)

Le programme s'appuie sur plusieurs fonctions clés pour effectuer les calculs sismiques :

- **calculate_eta(xi_percent) :** Calcule le facteur de correction d'amortissement η basé sur le pourcentage d'amortissement ξ. Formule : $\eta = \sqrt{(7 / (2 + \xi))}$
- **calculate_sae_rpoa2008(T, A_coeff, site_class_key, xi_percent) :** Calcule l'accélération spectrale élastique horizontale Sae(T) en m/s². Elle utilise les paramètres du site (T1, T2, S) issus de SITE_PARAMS_RPOA2008, le coefficient A, et le facteur η. Les équations sont appliquées par morceaux en fonction de la position de T par rapport à T1 et T2, et pour T > 3.0s, conformément à l'équation 3.1 du RPOA (avec l'ajustement pour la branche $0 \leq T \leq T1$ pour assurer la continuité).
- **calculate_sae_vertical_rpoa2008(T, A_coeff, site_class_key, xi_percent, current_rpoa_zone) :** Calcule l'accélération spectrale élastique verticale Sae,v(T) en m/s². Similaire à calculate_sae_rpoa2008, mais utilise les périodes T1v, T2v spécifiques au spectre vertical (issues de site_data_vertical), un coefficient de site S=1, et un facteur α qui dépend de la zone sismique RPOA (1.0 pour zone III, 0.7 pour les autres zones actives, 0.0 pour zone 0).
- **calculate_sad_rpoa2008(T, A_coeff, site_class_key, q_factor, xi_percent) :** Calcule l'accélération spectrale de dimensionnement Sad(T) en m/s². Elle est dérivée du spectre élastique horizontal Sae en le divisant par le coefficient de comportement q_factor. La forme du spectre Sad suit la Figure 3.4 du RPOA 2008, avec des exposants différents pour les branches descendantes ((T2/T)2/3 et (3.0/T)5/3). La période T2 utilisée est celle du spectre élastique horizontal.

Ces fonctions sont appelées par la méthode **_generate_spectrum_data** pour créer l'ensemble des points (T, Sa) pour chaque spectre. Les valeurs Sa sont ensuite divisées par une approximation de g (G_APPROX_PLOT = 9.81 m/s²) pour l'affichage et l'exportation en Sa/g.

```python
def calculate_sad_rpoa2008(T, A_coeff, site_class_key, q_factor, xi_percent):
    params_horiz = SITE_PARAMS_RPOA2008.get(site_class_key)
    if not params_horiz or q_factor <= 0 or A_coeff is None or A_coeff < 0: return 0.0

    T2_site_elast, S_coeff = params_horiz['T2'], params_horiz['S']
    eta = calculate_eta(xi_percent)

    sad_factor = 0.0
    base_val_for_q_norm_by_A_g = (2.5 * eta * S_coeff) / q_factor

    if T < 0: return 0.0
    if T >= 0 and T <= T2_site_elast:
        sad_factor = base_val_for_q_norm_by_A_g
    elif T > T2_site_elast and T <= 3.0:
        if T2_site_elast == 0 : sad_factor = base_val_for_q_norm_by_A_g
        elif T == 0: sad_factor = base_val_for_q_norm_by_A_g
        else: sad_factor = base_val_for_q_norm_by_A_g * ((T2_site_elast / T)**(2/3))
    elif T > 3.0:
        if T2_site_elast == 0 or T == 0 : sad_factor = base_val_for_q_norm_by_A_g
        else:
            val_at_3s_factor = base_val_for_q_norm_by_A_g * ((T2_site_elast / 3.0)**(2/3))
            sad_factor = val_at_3s_factor * ((3.0/T)**(5/3))
    return A_coeff * G_ACCEL * sad_factor
```

5. Conclusion

En conclusion, ce chapitre a présenté le code Python d'une application de bureau pour le calcul des spectres sismiques selon le RPOA 2008. Développé avec PyQt6 et Matplotlib, le logiciel offre une interface conviviale pour saisir les données, effectuer les calculs, visualiser les courbes et exporter les résultats, conformément aux spécifications du règlement.

CHAPITRE IX :
ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

IX.1. INTRODUCTION

L'analyse de l'infrastructure d'un ouvrage constitue une étape essentielle dans la conception d'un projet de pont. Elle porte principalement sur les éléments enterrés, chargés de transmettre les efforts du tablier vers les fondations reposant sur un sol stable. Les appuis, qu'il s'agisse de piles ou de culées, sont définis par leurs caractéristiques géométriques et mécaniques, en fonction des exigences spécifiques du franchissement. Ce chapitre sera donc consacré à une étude approfondie des appuis et des fondations, indispensable pour assurer la stabilité et la pérennité de l'ouvrage**.**

IX.2. ETUDE DE LA PILE

Les piles remplissent un rôle fondamental en assurant la transmission des charges permanentes et des surcharges jusqu'au sol de fondation, contribuant ainsi à la résistance globale de l'ouvrage. Leur conception repose sur plusieurs paramètres essentiels, tels que :

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

On distingue principalement deux types de piles : les piles de type caisson et celles de type poteau.

Dans notre projet, le choix s'est porté sur les piles caissons, en raison de leur grande hauteur et de leur section rectangulaire évidée. Cette configuration permet une optimisation des matériaux, l'économie réalisée compensant largement le coût supplémentaire lié au coffrage intérieur. [5]

Tableau IX.1 : Caractéristiques des piles

Piles	P1	P2	P3
Hauteurs (m)	14.30	19.10	12.90
Position (PK)	21+816.45	21+923.94	21+1032.16

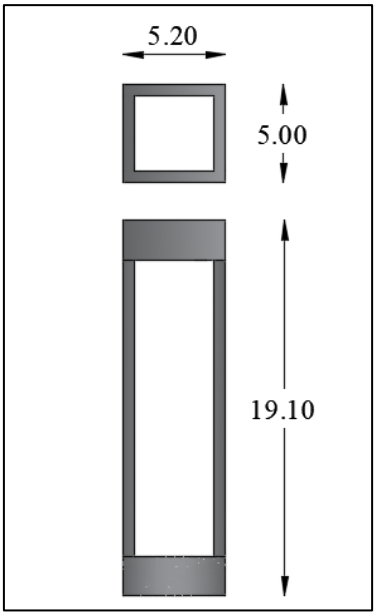


Figure IX.1 : Dimensions de la pile la plus élancé

IX.2.1. Évaluation des efforts agissant sur la pile

Les piles sont soumises à des sollicitations résultant des charges permanentes et d'exploitation. Ces sollicitations se traduisent par des efforts verticaux, des forces horizontales ainsi que des moments fléchissant et de torsion.

Les combinaisons de charges prises en compte sont définies au chapitre IV. Les tableaux ci-dessous présentent les sollicitations maximales aux différents états limites : service (E.L.S.), ultimes (E.L.U.) et accidentels (E.L.A.).

IX.2.1.1. Évaluation des efforts horizontaux

Pour évaluer les forces horizontales induites par le retrait et le fluage agissant sur les appuis, il est nécessaire de connaître la rigidité des appareils d'appui. Dans notre cas, le choix s'est porté sur des appareils d'appui à pot, fonctionnant principalement par frottement. Il est donc indispensable de déterminer leurs rigidités équivalentes. Les rigidités dans les directions libres peuvent être estimées de manière similaire à celles des appareils en élastomère fretté, à condition de bien vérifier la hauteur de la partie élastomérique intégrée dans l'appareil à pot. Ainsi, un dimensionnement précis des appareils d'appui frettés est requis.

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 constitués de n feuillets d'élastomère, de même épaisseur, intercalés entre n+1 frettes métalliques. L'ensemble est enrobé d'une couche d'élastomère d'au moins 4 mm sur la périphérie, et de 2,5 mm sur les faces supérieure et inférieure, afin d'assurer la protection et le bon fonctionnement de l'appui. [15]

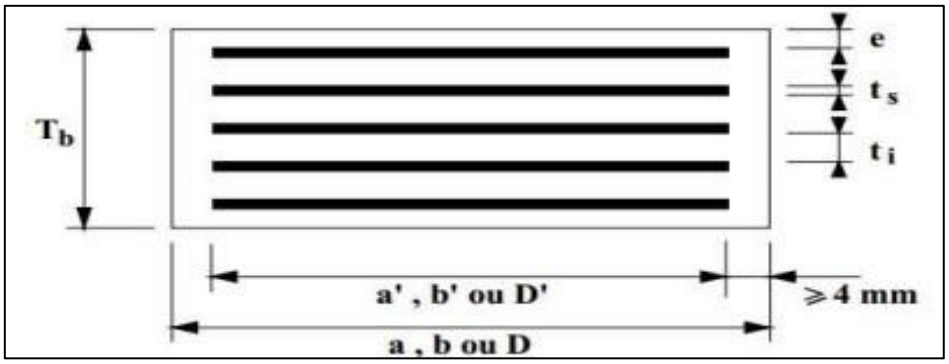


Figure IX.2 : Définition géométrique d'un appareil d'appui

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 de justifications complémentaires, la contrainte moyenne de compression appliquée sur la surface « A » de l'appareil d'appui doit se situer entre 20 et 25 MPa.

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

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.

d. Dimensionnement des frettes :

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

$$t_s \geq 2mm \quad et \quad t_s \geq \frac{a \times \sigma_m}{\beta \times \sigma_e}$$

Tel que :

$$\sigma_m = \frac{N_{max}}{a'b'} \quad ; \quad \beta = \frac{a \times b}{2t_i(a+b)}$$

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

- **Pour les culées :**

$N_{max} = \frac{R_{max}}{\text{nbr appereil d'appuis}} = 6.264$ MN

$a'b' \geq 2505.6\ cm^2$ On prend : $(a \times b) = 550 \times 550\ mm^2$

$55 \leq T \leq 110$ (mm)

$\sigma_m = 20.71$ MPa ; $\beta = 8.594$ → $t_s \geq 5.64$ mm On prend : $t_s = 6$ mm

Donc, on prend :

- 5 feuilles d'élastomère : ti = 16 mm.
- 6 frettes métalliques de : ts = 6 mm.
- Enrobage des chants : 4 mm.
- 2 Feuilles d'élastomère extérieures d'épaisseur : e = ti/2 = 8 mm
- Dimensions : 550 × 550 × 136 mm³

- **Pour les piles :**

$N_{max} = \frac{R_{max}}{\text{nbr appereil d'appuis}} = 20.649$ MN

$a'b' \geq 8259.6\ cm^2$ On prend : $(a \times b) = 950 \times 950\ mm^2$

$95 \leq T \leq 190$ (mm)

$\sigma_m = 22.88$ MPa ; $\beta = 11.875$ → $t_s \geq 7.79$ mm On prend : $t_s = 8$ mm

Donc, on prend :

- 6 feuilles d'élastomère : ti = 20 mm
- 7 frettes métalliques de : ts = 8 mm
- Enrobage des chants : 4 mm.
- 2 Feuilles d'élastomère extérieures d'épaisseur : e = ti/2 = 10 mm
- Dimensions : 950 × 950 × 200 mm³

IX.2.2. Evaluation des raideurs statiques et dynamiques des appuis

Les raideurs des différents appuis se calculent comme suit :

$$K_{AA} = n \times G \times \frac{a\,b}{T} \quad ; \quad K_{pile} = n_f \times \frac{12\,E\,I}{h^3} ; \quad K_{APP} = \frac{1}{\frac{1}{K_{pile}} + \frac{1}{K_{AA}}}$$

n : le nombre d'appareils d'appuis par élément porteur.

G : module de cisaillement de l'appareil d'appui (G = 1.2 MPa).

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

n_f : le nombre de fûts de la pile,

E : le module de déformation instantanée du béton ($f_{c28} = 35\,MPa$; $E = 35981.73\,MPa$).

I : inertie longitudinale d'un fût.

h : hauteur du fût de pile.

Tableau IX.2 : Evaluation les déplacements et les efforts horizontaux des appuis

APPUIE	xi (m)	$\|X_i\|$ (m)	K_i (MN/m)	V_{xr} (m)	V_{xf} (m)	H_r (MN)	H_f (MN)
C0	0	99.50	4.54	0.0199	0.0299	0.09	0.14
P1	67	32.50	5658.23	0.0065	0.0098	36.78	55.18
P2	175	75.50	2374.59	0.0151	0.0226	35.85	53.78
P3	283	183.50	21.60	0.0367	0.0550	0.79	1.19
C1	350	250.50	4.54	0.0501	0.0751	0.23	0.34

IX.2.3. Les efforts agissant sur la pile 02

Tableau IX.3 : Les efforts agissants sur la pile 02

Cas	N (KN)	$H_{Longitudinal}$ (KN)	$H_{transversal}$ (KN)	My (KN.m)	Mx (KN.m)
ELU	-86253.05	-3574.57	-15700.10	-207679.10	-98801.50
ELS	-62927.12	-2537.15	-11110.84	-152229.62	-67903.02
ELA	-88351.91	4694.01	16730.07	414630.70	239612.31

IX.2.4. 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 : $l_f = 0.5 \times l_0$

i : rayon de giration de la section de la pile la plus haute : $i_x = \sqrt{\frac{I_x}{S}}$; $i_y = \sqrt{\frac{I_y}{S}}$

$\lambda_x = \frac{l_f}{i_x}$ $\lambda_x = 5.07 < 70$ → Pas de risque de flambement autour de x-x (transversal).

$\lambda_y = \frac{l_f}{i_y}$ $\lambda_y = 5.24 < 70$ → Pas de risque de flambement autour de y-y (transversal).

IX.2.4.1. Ferraillage de la pile en phase service

a. Sous moment de flexion oblique

Dans une section rectangulaire creuse, les armatures sont généralement disposées en deux couches : une près de la surface extérieure et l'autre près de la surface intérieure. Leur dimensionnement s'effectue à l'aide des abaques de WALTHER, qui simplifient la répartition réelle en supposant une distribution linéaire des armatures au centre de la paroi, selon une répartition symétrique et variable. $\beta = \frac{b}{2(b+h)}$

Application numérique :

$b = 5\ m$ $h = 5.2\ m$ → $\beta = 0.245$

La section est constamment orientée de façon à répondre à la condition suivante :

$\frac{t_y}{h} \leq \frac{t_x}{b}$ $0.115 \leq 0.12$, 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 $0.6\ m$.

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 :

$\eta = \frac{m_y}{m_x}$

η : rapport des moments relatifs

$\boldsymbol{m_x}$; $\boldsymbol{m_y}$; $\boldsymbol{n}$: efforts intérieurs relatifs.

$$\boldsymbol{m_x = \frac{M_x}{b\ h^2\ f_{c28}}} \quad ; \boldsymbol{m_y = \frac{M_y}{b^2\ h\ f_{c28}}} \quad ; \quad \boldsymbol{n = \frac{N}{b\ h\ f_{c28}}}$$

Application numérique :

$$m_x = \frac{239.61231}{5 \times 5.2^2 \times 35} = 0.051$$

$$m_y = \frac{414.6317}{5^2 \times 5.2 \times 35} = 0.091$$

$$n = \frac{88.35191}{5.2 \times 5 \times 35} = 0.097$$

$$\eta = 1.78$$

Le rapport donne $\boldsymbol{\eta = 1.78}$ et compris entre les valeurs $\boldsymbol{\eta_i = 0}$ et $\boldsymbol{\eta_s = \infty}$ réaliser l'interpolation.

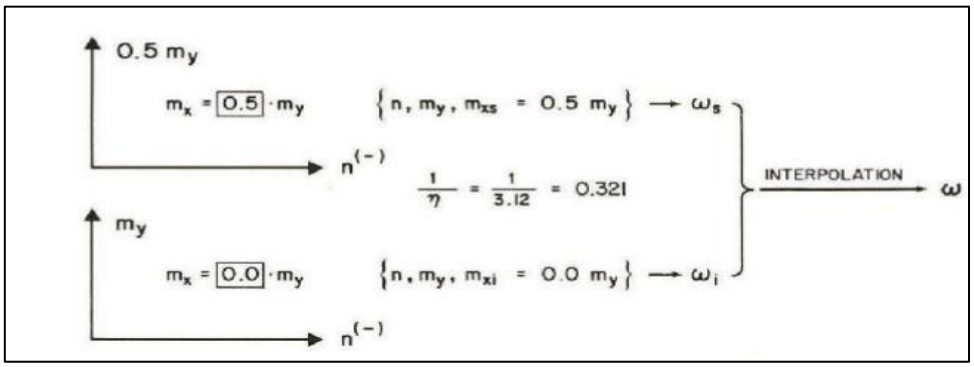
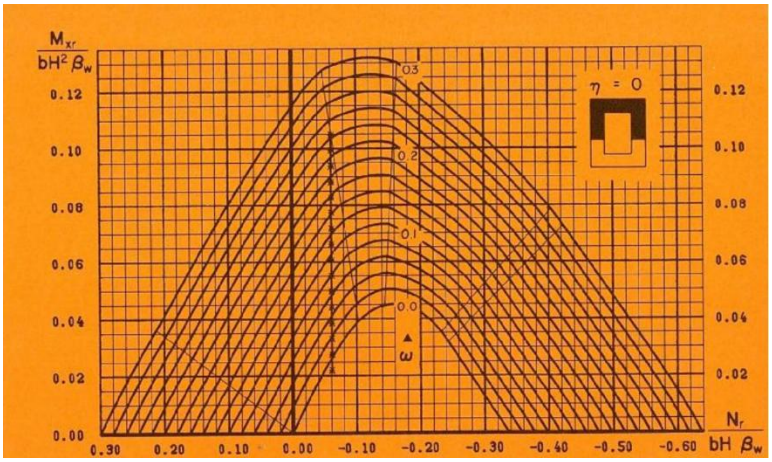


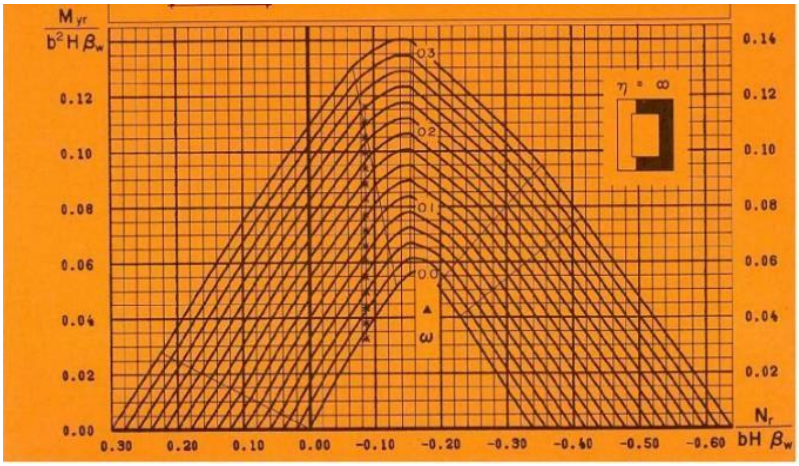
Figure IX.3 : Interpolation de degré mécanique d'armature totale « w »

A partir les abaques de WALTHER ci-dessous on obtient degré mécanique d'armature totale « w » :



$\rightarrow \omega_i = 0.037$

Figure IX.4 : Abaque de WALTHER pour ηi = 0



$\rightarrow \omega_i = 0.15$

Figure IX.5 : Abaque de WALTHER pour ηi = ∞

Aire total de l'armature passive :

$$\boldsymbol{F_a = \frac{\omega \times b \times h \times f_{c28}}{\sigma_e} = \frac{0.15 \times 5 \times 5.2 \times 35 \times 10^4}{500} = 2730\ cm^2}$$

$$\boldsymbol{F_a = \frac{\omega \times b \times h \times f_{c28}}{\sigma_e} = \frac{0.037 \times 5 \times 5.2 \times 35 \times 10^4}{500} = 673.4\ cm^2}$$

En continue les calcule avec $\boldsymbol{Fa = 2730\ cm^2}$

$A_{s(\text{Côté b})} = 0.245 \times F_a = 668.85\ cm^2 \rightarrow$ HA32 (2 nappes) e = 15 cm

$A_{s(\text{Côté h})} = 0.255 \times F_a = 696.15\ cm^2 \rightarrow$ HA32 (2 nappes) e = 15 cm

$A_{smin} = 0.23 \times h \times b \frac{f_{tj}}{f_e} = 322.92\ cm^2 \leq A_s \rightarrow$ C. N. F Vérifier.

b. Armature transversale

Section minimale des armatures transversales :

Pour qu'une barre d'acier principale (ou un groupe de barres) de taille (A_t) soit bien maintenue par une armature transversale (une autre barre d'acier qui l'entoure), une certaine condition doit être respectée concernant la taille de cette armature transversale, notée (A_t).

$$\boldsymbol{A_t = \frac{A_l\, f_{el}}{16\ f_{et}} \times \frac{S_t}{100}}$$

S_t : espacement des armature transversales.

Espacements des armatures :

L'espacement maximum des armatures selon R.P.O.A (article 7.2.1.2) :

$$s_t = min(12\emptyset_l\ , b\ , 200\ ) = min(\ 12\ \times 3.2\ , 500, 20) = 20\ cm$$

Tableau IX.4 : Ferraillage de la pile

Dimensions	Côté b	Côté h
A_l (cm²)	668.85	696.15
Φ_l (mm)	HA 32 / e = 13 cm	HA 32 / e = 13 cm
A_t (cm²)	83.61	87.02
Φ_t (mm)	HA 16 / e = 20 cm	HA16 / e = 20 cm

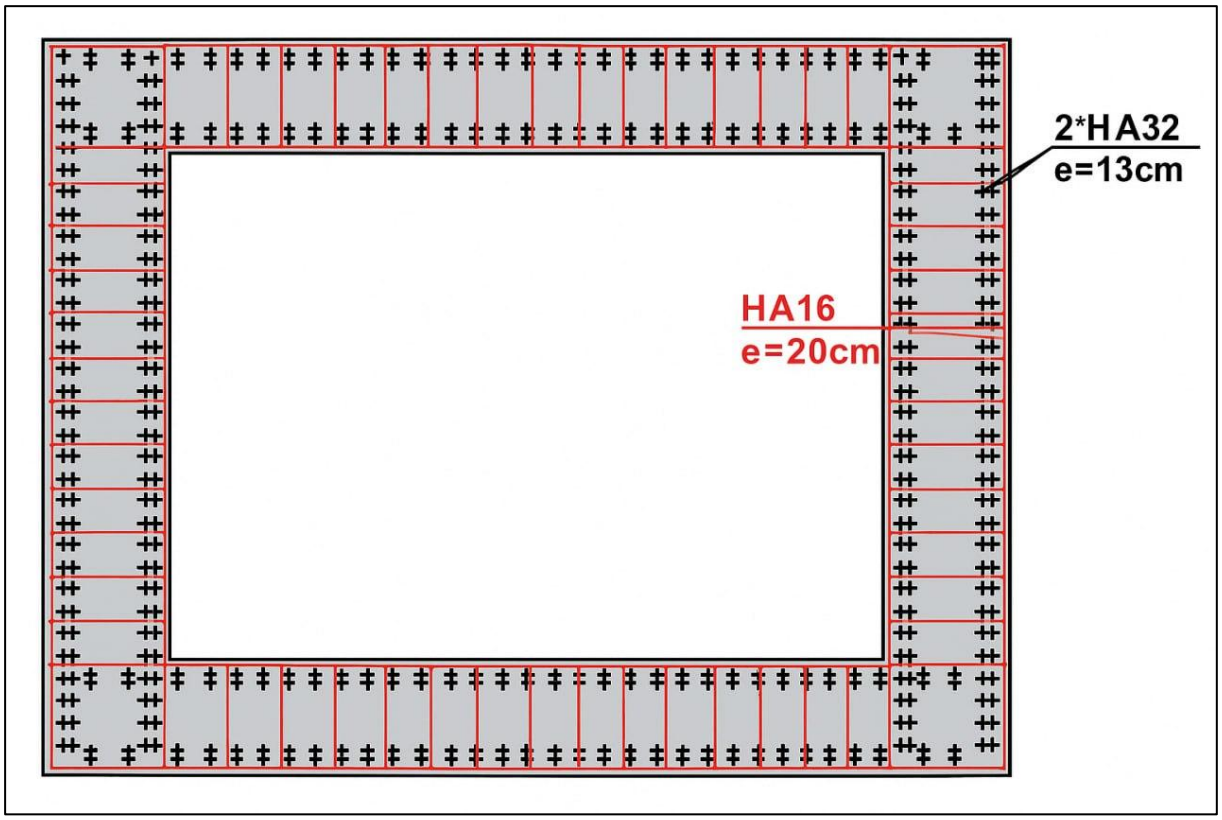


Figure IX.6 : Schéma illustratif du ferraillage de la pile

IX.3. ETUDE DE LA CULEE

La culée est un élément essentiel de l'infrastructure d'un pont. Elle assure non seulement le rôle d'appui terminal du tablier, mais garantit également la liaison entre la chaussée du pont et celle de la route, assurant ainsi une transition continue entre l'ouvrage et le terrain naturel.

IX.3.1. Choix du type de la culée

- **Les culées enterrées :** sont des éléments de pont entièrement dissimulés dans le remblai d'accès. Leur unique fonction est de servir de point d'appui au tablier.
- **Culée remblayée :** Constituées d'un ensemble de murs ou de voiles en béton armé, elles assurent à la fois l'appui et le soutien des remblais.
- **Culée creuse :** Elles prennent la forme d'une boîte renversée.

Étant donné les caractéristiques naturelles du site, nous optons pour une **culée remblayée**.

IX.3.2. Prédimensionnement de la culée

Tableau IX.5 : Prédimensionnement de la culée

Eléments de la culée	Rôle	Dimensions
Mur de garde grève	Séparer physiquement le remblai de l'ouvrage	h_{mgg} = 3.42 m ; e_{mgg} = 0.5 m l_{mgg} = 12.7 m
Sommier d'appui	Elément sur lequel repose l'about du tablier	$l_{sa} = l_{langeur\ tablier}$ = 12.7 m e_{sa} = 2,5 m
Mur frontal	Transfert des charges verticales et support des remblais.	h_{mf} = 4,10 m ; e_{mf} = 3 m l_{mf} = 12,7 m
Mur en retour	Support des corniches et des remblais.	h_{mr} = 7.52 m ; e_{mr} = 0,5 m $l_{mr} = 8$ m
La console	Pour visiter et entretenir correctement ces parties d'ouvrage	h_{mca} = 0.87 m ; e_{mca} = 0,7m l_{mca} = 12,7 m
La semelle	Supporte le poids propre de la culée et la charge provenant du tablier.	L_s = 13,2 m ; e_s = 2 m l_s = 9,6 m

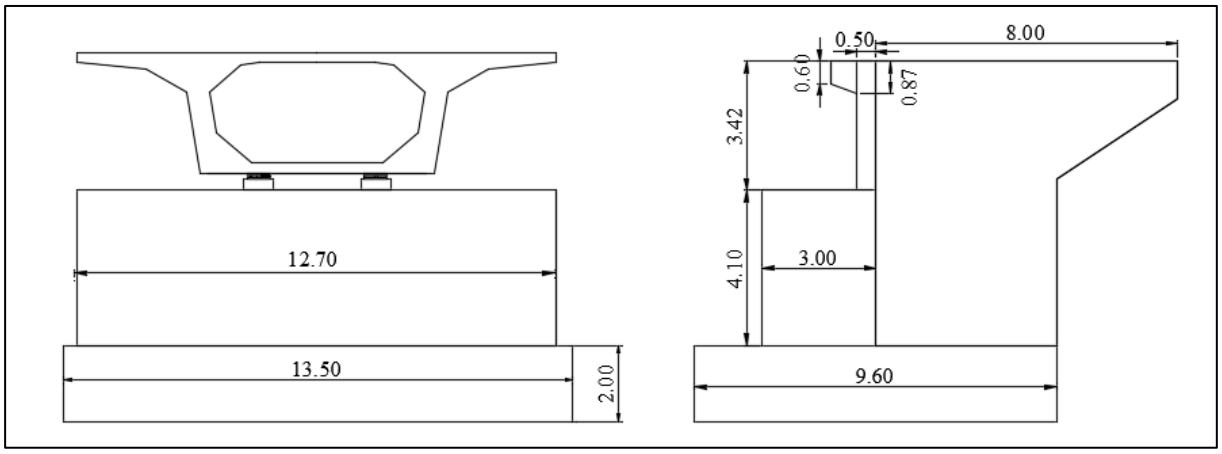


Figure IX.7 : Dimensions de la culée

IX.3.3. Evaluation des efforts sollicitant la culée

IX.3.3.1. 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.

IX.3.3.2. Poids des terres

De la même manière se calcule le poids des terres sur la semelle.

IX.3.3.3. 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 β (Culée 01) = 0°

δ : Angle de frottement (sol – béton) $\delta = 0°$

On trouve les coefficients de poussées statique : $K_a = 0.33$

IX.3.4. Descente des charges

Les résultats des calculs relatifs à la partie inférieure de la semelle sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau IX.6 : Evaluation 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	12,30	3905,25	/	/	1,50	5862,64	/
Mur en R	42.71	1067.75	/	/	-2,59	-2765,47	/
MGG	1.71	542.93	/	/	0,25	135,73	/
Poids des terre	41,77	9969,66	/	/	-2,40	-23927,19	/
P3	/	/	1315.83	0,96	/	/	2280,28
Surcharge	93,60	936,00	/	/	-4,00	-3744,00	/
Q2	/	/	290.35	1,00	/	/	119,88
La console	0,49	155,58	/	/	0,85	132,24	/
Des d'appui	0,505	23.48	/	/	1,94	45.56	/
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	-4,70	/	/	-4685,9
	Réaction max du tablier						
ELU	/	12528.4	1,63	-4,7	1,94	24 305,1	-7,661
ELS	/	9187	1,13	-4,7	1,94	17 822,78	-5,311

IX.3.4.1. Ferraillage des éléments de la culée

1. Mur frontal :

Pour le ferraillage du mur frontal, nous calculons les efforts en considérant qu'il est encastré dans la semelle. Le tableau suivant présente les détails de ces calculs :

Tableau IX.7 : 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	12,30	3905,25	/	/	1,50	5862,64	/
MGG	1.71	542.93	/	/	0,25	135,73	/
La console	0,49	155,58	/	/	0,85	132,24	/
DES d'APPUI	0,505	23.48	/	/	1,94	45.56	/
Poids joint ballast	/	12,70	/	/	0,85	10,80	/
Q2	/	/	290.35	4.05	/	/	1175.92
P2	/	/	1731.82	3.79	/	/	6563.60
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 = 1471.77 KN/ml M = 3120.41 KN*m /ml

ELS : N = 1089.61 KN/ml M = 2163.15 KN*m /ml

Calcul de la section d'acier :

Le logiciel ROBOT-Expert calcule le ferraillage vertical en utilisent une section rectangulaire de 1 x 3 mètres soumise à une flexion composée, le tout basé sur le cas de chargement le plus défavorable.

Résultats :

- **Section d'acier :**

As = 48.3cm², donc : on opte pour 10HA25/ml (**As = 49.09 cm²)** / coté remblai, avec un espacement de 12.5 cm.

- **Armature de construction :**

A′s = As /3 =16.1 cm², donc : on opte pour 10HA16/ml (**A′s = 20.11 cm²)** / coté tablier avec un espacement de 12.5 cm.

- **Armatures transversales :**

At = As /4 =12.08 cm², donc : on opte pour 10 HA14/ml (**At = 15.39 cm²)** avec un espacement de 10 cm.

2. Mur garde-grève :

Le mur garde-grève est dimensionné en flexion simple. Pour ce faire, les efforts appliqués sont calculés en considérant que le mur est encastré dans le mur frontal. Les détails de ces calculs sont présentés dans le tableau ci-dessous.

Tableau IX.8 : 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	1.71	542.93	/	/	0,25	135,73	/
Joint ballast	/	12,70	/	/	0,85	10,80	/
P1	/	/	451.6	1.14	/	/	514.83
Moment freinage	/	/	/	/	/	/	458,78
Q1	/	/	132.05	1.71	/	/	225.81
MP	/	/	/	/	/	/	38.98

Tel que :

a. Moment dû à la force de freinage :

Nous prenons en compte l'effet de freinage de deux voies chargées, dont le moment d'encastrement est fourni 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 = 250/2 = 125 KN

h : hauteur du mur, h = 3.42 m.

Résultats : MF = 120.59 KN.m/ml

b. Moment dû à la poussée des terres :

En tenant compte de la présence de la chaussée le moment à l'encastrement à pour expression :

$$MT = P \times \frac{h}{3} \qquad avec\ P = \frac{1}{2} \times K_{ah} \times \gamma \times h^2 \times L$$

k_{ah} : coefficient de poussée des terres, ka = 0.33

γ : poids volumique du remblai, γ = 20 KN/m3

h : hauteur du mur garde grève, h = 3,42 m

L : longueur du remblai, (L = 12.7 m) on fait le calcul par 1 ml

Résultats : MT = 44.01 KN.m /ml

c. Moment dû à une charge locale située en arrière du mur garde grève :

Il a été confirmé que la sollicitation totale sur le mur garde-grève, résultant des trains de type LM71 (combinant la poussée des charges et le freinage), s'est avérée plus critique que celle générée par les configurations SW/0, SW/2 ou les engins de compactage. En raison de l'incertitude concernant la transmission des efforts, la charge de 250 kN du LM71 est modifiée et appliquée comme une charge uniforme répartie sur une surface rectangulaire de 0,25 x 0,25 m².

Le moment fléchissant à l'encastrement dû à la surcharge LM71 a pour expression :

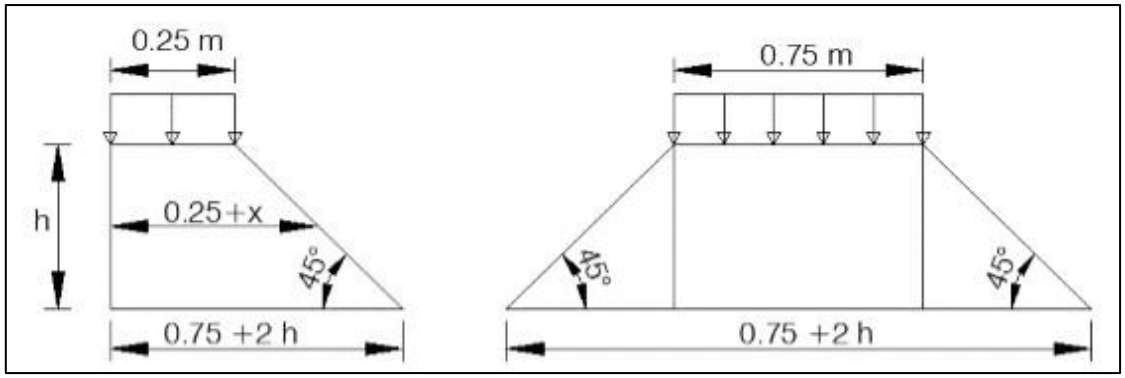


Figure IX.8 : Poussée de la charge locale située en arrière du mur G.G

$$Mp = \frac{12K}{0.25 + 2h} \times \int_0^x \frac{h-x}{0{,}25+x}\, dx, \text{ avec : } K=Kad\times\delta\times\gamma$$

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= 33.03 KN.m**

Résultats :

- Sollicitations les plus défavorables :

ELS : M = 197.63 KN*m /ml

➢ **Section d'acier :**

As = 19.5 cm², donc : on opte pour 7HA20/ml (**As = 21.99 cm²)** / coté remblai, avec un espacement de 12.5 cm.

➢ **Armature de construction :**

A's = **As /3 = 6.5 cm²,** donc : on opte pour 7HA12/ml **(A's = 7.92 cm²)** / coté tablier avec un espacement de 12.5 cm.

➢ **Armatures transversales :**

At = **As /4 = 4.88 cm²**, donc : on opte pour 7HA10/ml **(At = 5.5 cm²)** avec un espacement de 10 cm.

3. Mur en retour :

Le mur en retour est conçu pour soutenir les terres du remblai d'accès au pont. Il est soumis aux charges suivantes :

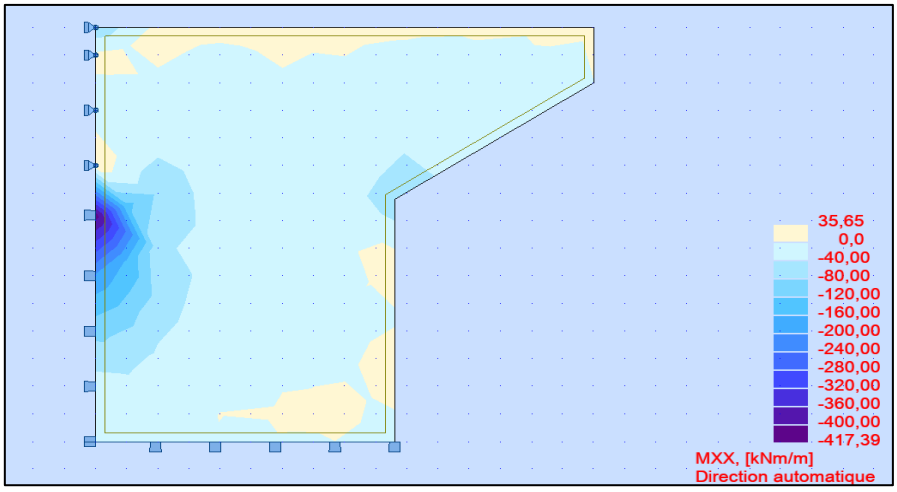


Figure IX.9 : Les moments Mxx sur le mur en retour avec logiciel Robot

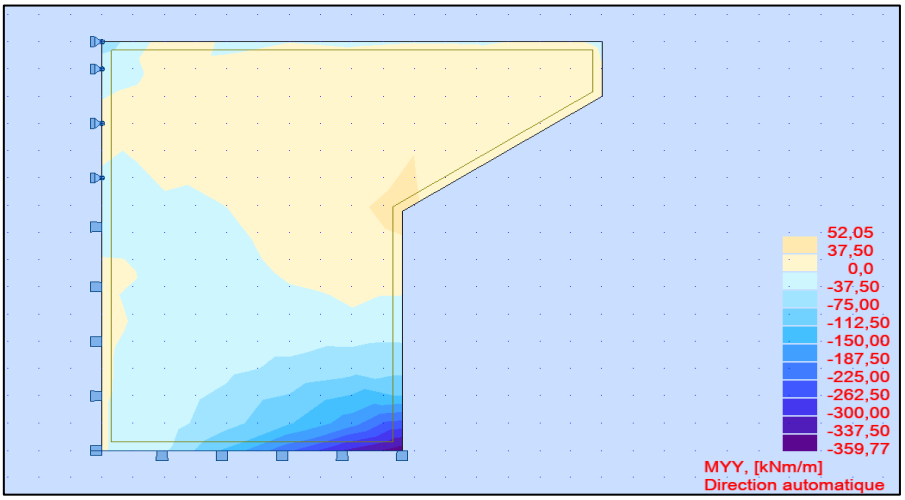


Figure IX.10 : Les moments Myy sur le mur en retour avec logiciel Robot

Le ferraillage du mur est calculé dans les deux directions, pour le côté intérieur (remblai) et le côté extérieur, à l'aide du logiciel ROBOT Expert. Ce calcul se base sur une section rectangulaire de 1 x0.5 m en flexion simple. Il est important de noter que :

Résultats à l'ELS :

$\boldsymbol{M_{xx}}$ = -320.56 KN.m/ml

$\boldsymbol{M_{YY}}$ = -225.5 KN.m/ml

Le ferraillage horizontal :

As = 32.5 cm², donc : on opte pour 7HA25/ml (**As = 34.36 cm²)** / coté remblai, avec un espacement de 20 cm.

Armature de construction :

A′s = **As /3 = 10.84 cm2,** donc : on opte pour 6HA16/ml (**A′s = 12.06 cm²)** / coté tablier avec un espacement de 20 cm.

Le ferraillage vertical :

As = 16.4 cm², donc : on opte pour 9HA16/ml (**As = 18.10 cm²)** / coté remblai, avec un espacement de 20 cm.

Armature de construction :

A′s = **As /3 = 5.47 cm²,** donc : on opte pour 6 HA12/ml (**A′s = 6.79 cm²)** / coté tablier avec un espacement de 20 cm.

La console :

La console sert à faciliter la visite et l'entretien approprié de ces parties de l'ouvrage par les employés. Les détails des calculs se trouvent dans le tableau ci-après.

Tableau IX.9 : 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

$$\tau u = 0.03\ (2+ \delta)\ fcj \quad = 3.57$$

$$\tau u = 4\ MPa.$$

Dans la première expression, fcj est plafonnée à 35 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 :

$Z = 0.7 \times d\ (1 + 0.1 \times \delta)$ et $Z = 2.4 \times a\ (0.4 + 0.1 \times \delta)$ ou δ plafonné à 4

Armatures réparties :

L´aire totale ΣAr de la section de ces armatures est donnée par la formule :

$\Sigma Ar = \lambda * A$

$\lambda = 1/4 \times (\delta + 12\ \tau u/fcj - 1)$ avec un minimum de 0.1 et ou δ plafonné à 4.

Application Numérique :

Selon tableau Mu= 43.47 KN*m/ml Vu= 71.04 KN/ml

Donc a = 43.47 / 71.04 = 0.611

Selon figure dimension de la culée d = 0.87 m

Alors : δ = 0.87 / 0.611 = 1.42

τu = 0.03 (2+ 1.42) 35 = 3.59 MPa

τu = Min {3.59 MPa, 4 MPa} donc τu = 3.59 MPa

Pour les armatures supérieures tendues :

Z = Min {0.7 × (1+0.1*1.42) = 0.799 m et 2.4 × 0.62 (0.4 + 0.1 × 1.42) = 0.82 m}

Donc : Z= 0.799 m

As = 43.47/(0.799 × (500/1.15)) = 1.25 cm² et comme $A_{s\,min} = 7.85\ cm^2$ on opte pour 11HA10/ml (A_s= 8.64 cm^2), avec un espacement de 10 cm.

Pour les armatures réparties :

λ = 1/ 4 × (1.42 + 12 × 3.59/ 35 - 1) = 0.412 avec un min de 0.1

On trouve : Ar = 0.515 cm^2 on opte pour 5HA8/ml (A_s = 2.5 cm^2), avec un espacement de 25 cm.

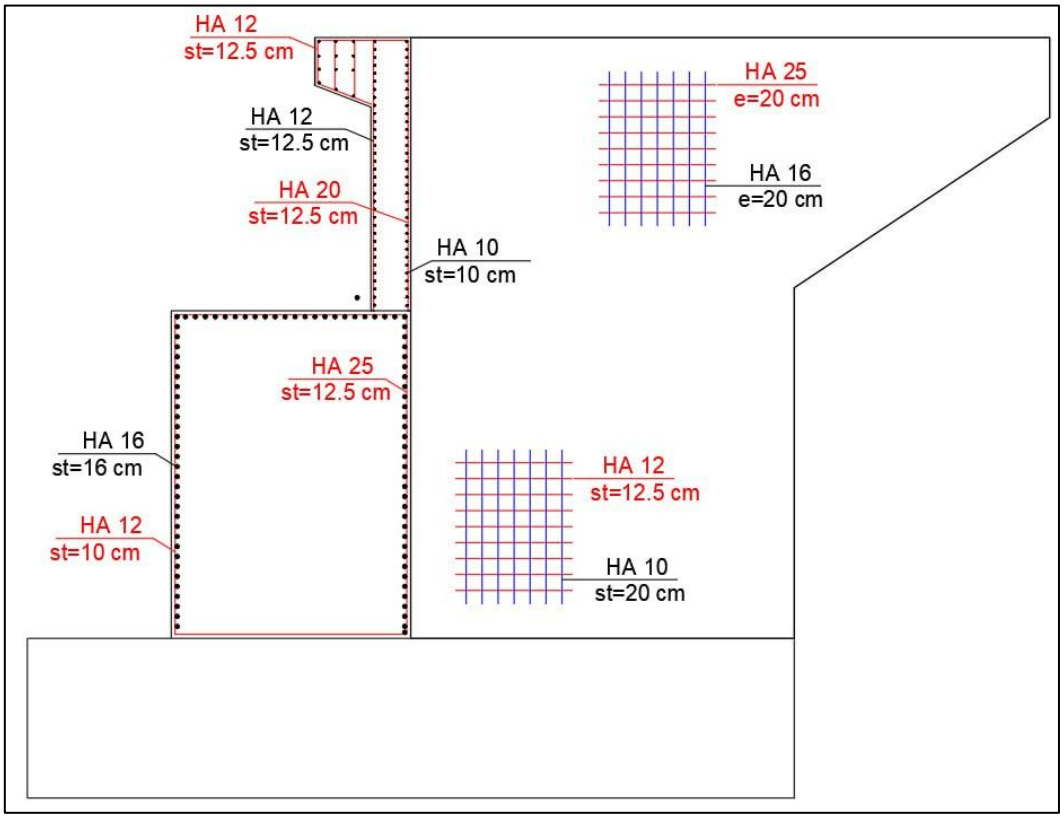


Figure IX.11 : Ferraillage de la culée

IX.4. ETUDE DE FONDATION

Les rapports géologique et géotechnique préconisent, pour les appuis de l'ouvrage, des fondations profondes constituées de pieux forés de diamètre Φ=1,2 m et de portance admissible Qadm. En conséquence, une fondation mixte, associant ces pieux à une semelle de liaison, a été retenue."

IX.4.1. Nombre des pieux

$$\boldsymbol{n_p = \frac{N_{max}}{Q_{adm}}}$$

$\boldsymbol{N_{max}}$: : l'effort normal transmis par la semelle « Avec le poids propre de la semelle ».

$\boldsymbol{Q_{adm}}$: est la portance d'un pieu.

Application numérique :

Le nombre des pieux de la semelle sous Pile 2 est :

$Q_{adm} = 3907\ kN \quad ; \quad N_{max} = 91399.25\ KN \quad \rightarrow \quad n_p = 24\ pieux$

IX.4.2. Etude de la semelle

La semelle sur pieux distribue les charges structurales (forces axiales et moments) au sol via les pieux. Pour une transmission efficace des moments, ces derniers, notamment s'ils sont forés, doivent être mécaniquement encastrés dans la semelle.

IX.4.2.1. Les dimensions de la semelle

a. La largeur :

$$\boldsymbol{B = (N-1) \times S + 2\emptyset}$$

N : Nombres des files des pieux

S : la distance entre deux files

b. La longueur :

$$\boldsymbol{L = (N-1) \times S + 2\emptyset}$$

c. La hauteur :

$$\boldsymbol{Ht \geq \frac{L}{2.5}}$$

Tableau IX.10 : Caractéristique de la semelle

Position	Sous pile 2
$\boldsymbol{N\ (m)}$	4 côté B / 6 côté L
$\boldsymbol{B\ (m)}$	13.2
$\boldsymbol{L\ (m)}$	20.4
$\boldsymbol{Ht\ (m)}$	2.5

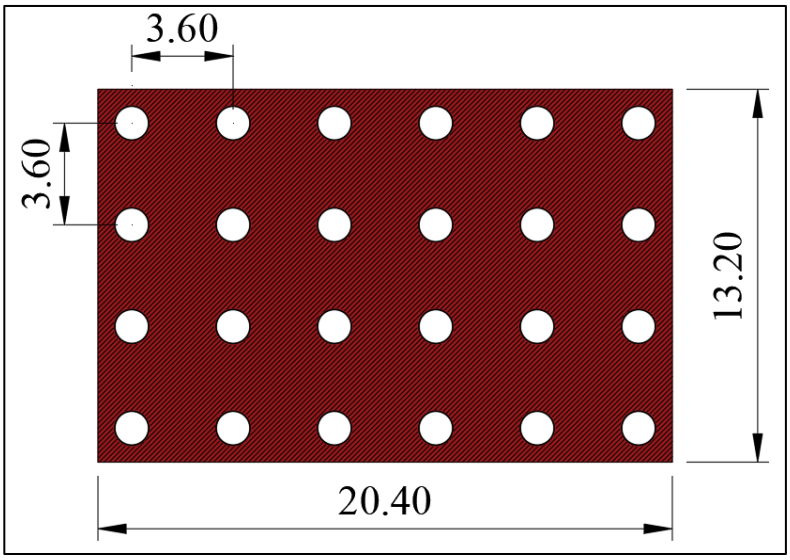


Figure IX.12 : Vue en plan de la semelle

IX.4.3. Modélisation de la semelle sous pile

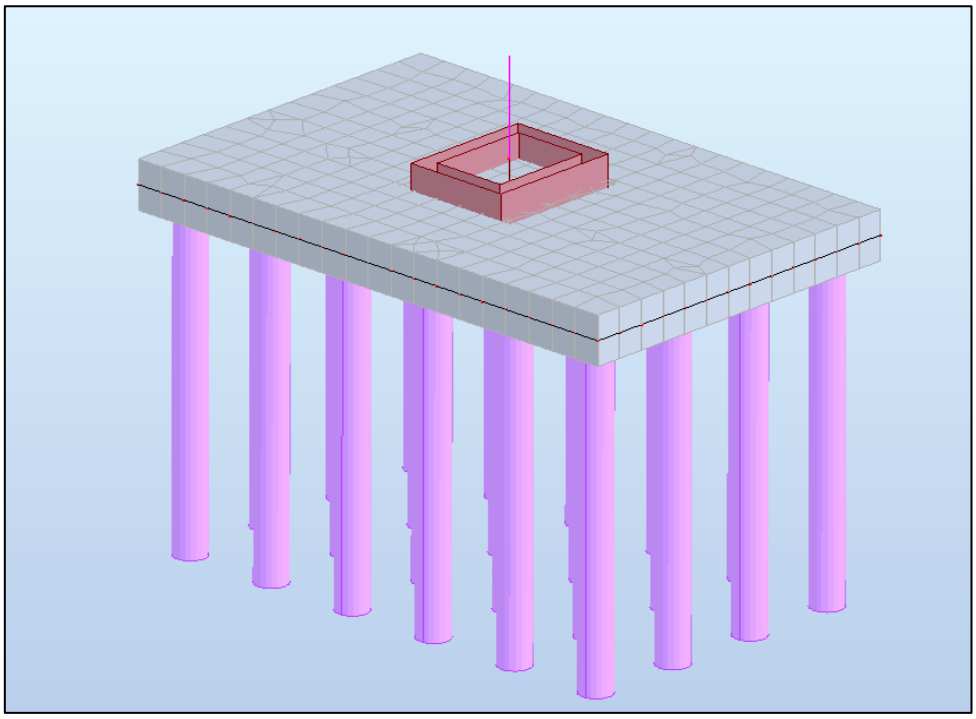


Figure IX.13 : Modèle de fondation

IX.4.4. Ferraillage de la semelle sous pile

Selon le RPOA (article 7.6.1.2) le pourcentage minimum des armatures sollicitées est de

$\mathbf{0.15\ \%}\ B < \rho g < \mathbf{1.5\ \%}\ B$ en traction.

$\mathbf{0.10\ \%}B$ en compression.

$B = 0.0015 \times 2.5 \times 1 = 37.5\ cm^2$

Les sollicitations résultantes :

Tableau IX.11 : Evaluation des efforts dans la semelle

Type de sollicitation	Myy (KN.m)		Mxx (KN.m)	
	Inf	Sup	Inf	Sup
ELU	11426.75	-5527.38	11442.57	-5520.91
ELS	11274.68	-4373.34	9156.28	-4429.1
ELA	14412.94	-5555.24	11733.22	-5626.56
A_S (cm²)	172.4	64.1	138.5	65

IX.4.4.1. Dans le sens Y

Armatures longitudinales inférieures :

As = 172.4 cm² (22 HA 32) $avec$ e = 12 cm

Armatures longitudinales supérieures :

As = 64.1 cm² (14 HA 25) $avec$ e = 12 cm

Armatures latérales :

$A = As/10$ = 17.24 cm² (16 HA 12) $avec$ e = 20 cm

IX.4.4.2. Dans le sens X

Armatures longitudinales inférieures :

As = 138.5 cm² (18 HA 32) $avec$ e = 12.5 cm

Armatures longitudinales supérieures :

As = 65 cm² (14 HA 25) $avec$ e = 12.5 cm

Armatures latérales :

$A = As$ /10 = 13.85 cm² (13 HA 12) $avec$ e = 20 cm

IX.4.5. Ferraillage des pieux

Les sollicitations résultantes :

Tableau IX.12 : Evaluation des efforts dans les pieux

Type de sollicitation	N(KN/Pieu)	My (KN. m)	Mx (KN. m)
ELU	-8065.23	0.21	-16.31
ELS	-6777.05	-0.01	-12.72
ELA	11236.37	19.84	10.9

Le calcul du ferraillage a été réalisé à l'aide du logiciel ROBOT Expert. Cette analyse prend en compte une section circulaire d'un diamètre de 1,2 m, soumise à une flexion composée déviée. Les résultats obtenus sont les suivants :

$A_S = 273\ cm^2$ On prend (33 HA 32) e = 12 cm

Pour les armatures transversales Selon R.P.O.A article 7.6.2.2 :

- Des cerces HA16, espacées de 10 cm, sont mises en œuvre dans la zone critique. Cette zone se définit comme suit :
- Sur une profondeur de 2d (deux fois le diamètre caractéristique) à partir de la tête du pieu ;
- Ainsi que sur une longueur de 2d de part et d'autre de chaque interface entre deux couches de sol présentant une différence marquée de raideur au cisaillement (rapport des modules de cisaillement supérieur à 6).

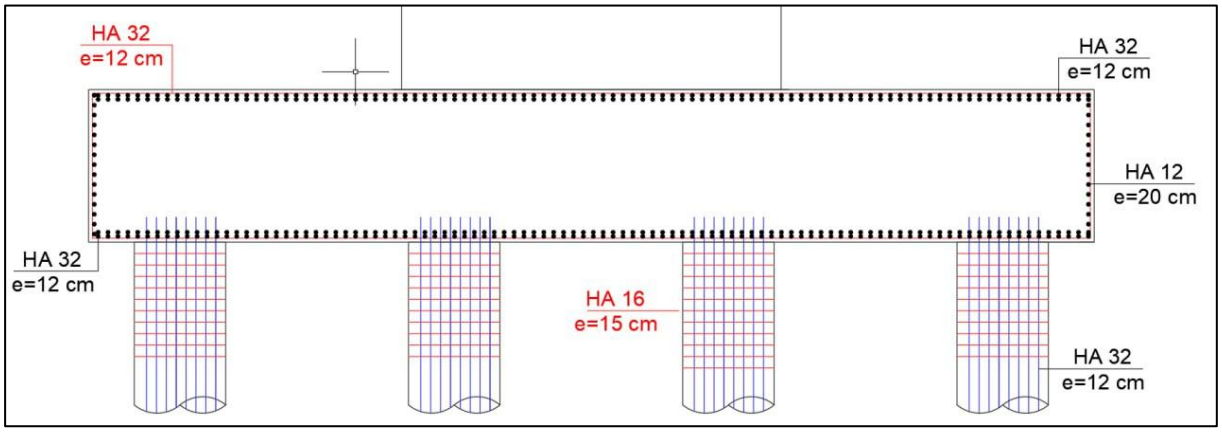


Figure IX.14 : Ferraillage de la semelle et les pieux

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 lorsqu'un rail soudé continu (LRS) est utilisé sur une voie ferrée. Contrairement aux rails conventionnels, les RSC sont des rails continus, donc chaque déplacement qui se produit sur les ponts et les rails est influencé par l'autre en raison de la charge du train (direction verticale et longitudinale) et des changements de température. En raison de ces effets de suivi, des problèmes de sécurité tels que le flambage ou la rupture peuvent se produire. Par conséquent, lors de l'utilisation de RSC, il est nécessaire de considérer le type de voie du train ou la voie (rail de ballast, rail de dalle en béton, etc.). De nombreux paramètres influencent l'interaction rail-structure. Dans la plupart des cas, les effets des changements de température, de l'accélération/freinage et de la courbure due à la charge verticale jouent un rôle important.

X.3. CRITERES A SATISFAIRE

Les critères qui doivent être satisfaits dans le cas de calculs faits avec un programme informatique sont les suivants [18] :

- **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 de 72 N/mm² ($\sigma rail \leq 72$ 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 de 92 N/mm² ($\sigma rail \leq 92$ N/ mm²).
  - Le déplacement horizontal relatif maximum admissible entre le tablier et le rail dû au freinage/démarrage est de 4 mm ($\delta rel \leq 4$ mm).

- Le déplacement horizontal absolu maximum admissible du tablier dû au freinage/démarrage est de 5 mm ($\delta abs \leq 5$ 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 de 8 mm ($\delta(\theta H) \leq 8$ mm).

- **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 de 4 mm ($\delta rel \leq 4$ mm).
  - Le déplacement horizontal absolu maximum admissible du tablier dû au freinage/démarrage est 5 mm ($\delta abs \leq 5$ mm).
  - Là où la voie est sans appareil de dilatation, le déplacement maximum admissible entre l'arête supérieure d'about de 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 de 8 mm ($\delta(\theta H) \leq 8$ mm).
  - Là où la voie est équipée d'un appareil de dilatation, 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.

X.4. ACTIONS A CONSIDERER

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.
- 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 ; 774-3 12 R
- 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. Par ailleurs chaque cas de charge fait l'objet d'un point à suivre.

X.4.1. Effort dû aux variations de température

L'action thermique influence fortement la contrainte axiale dans les rails, mais dans la zone centrale de la voie sans joint (LRS) sur le pont, aucun déplacement du rail n'est observé, car le ballast y limite l'expansion. Selon l'UIC, seules les extrémités de la LRS subissent des dilatations thermiques.

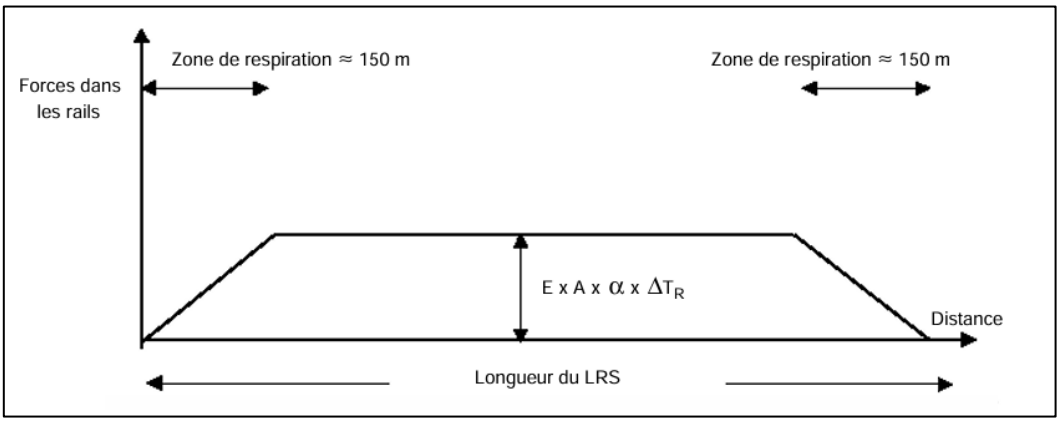


Figure X.1 : Principe de fonctionnement d'un long rail soudé sous les effets thermiques

Tel que :

α : Coefficient de dilatation thermique.

ΔT_R : variation de température du rail à partir de la température de référence ou de pose.

E : Module d'élasticité de l'acier (210 000 N/mm²).

A : Section de deux rails pour la voie.

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.

X.4.2. Efforts dus au freinage - démarrage

Les forces de démarrage et de freinage (FR) à appliquer au niveau supérieur du rail sont considérées réparties uniformément sur la longueur d'application Lf et ont les valeurs caractéristiques suivantes :

- Pour le démarrage : qlak = 33 kN/m par voie avec L x qlak ≤ 1 000 kN pour les projets basés sur les schémas de charges 71 et SW/0.

$$Qlak = 33\ KN/m * Lab\ [m] \leq 1000\ [KN]$$

$$Qlak = 33 * 300 = 9900\ KN > 1000\ KN\ (ne\ vérifier\ pas)$$

Alors la valeur de calcul est : **Qlak** = 1000 / 300 = **3.33 KN/m**

- Pour le freinage : qlbk = 20 kN/m par voie avec L x qlbk ≤ 6 000 kN pour les projets basés sur les schémas de charges 71 et SW/0.

$$Qlbk = 20\ [KN/m] * Lab\ [m] \leq 6000\ [KN]$$

$$Qlbk = 20 * 300 = 6000\ KN \leq 6000\ KN\ (vérifier)$$

Alors la valeur de calcul est : **Qlbk = 20 KN/m**

qlbk = 35 kN/m par voie pour les ponts conçus avec le convoi de charges SW/2.

Nota : Ces valeurs caractéristiques sont appliquées à tous les types de voie, voie avec longs rails soudés ou à joints, voie avec ou sans appareil de dilatation.

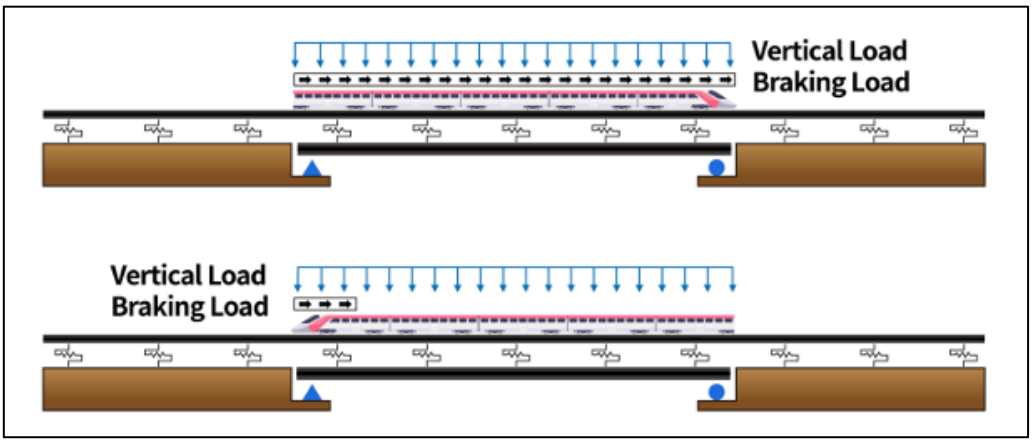


Figure X.2 : Actions des forces de freinage et d'accélération sur le pont [MIDAS.COM]

X.4.3. Efforts dus à la flexion du tablier

Les charges verticales d'exploitation génèrent une flexion du tablier et donc une rotation des sections d'extrémité, avec un déplacement de l'arête supérieure d'about du tablier.

Les charges peuvent être appliquées sur le tablier, sur la plate-forme aux deux extrémités du tablier, ou à une extrémité seulement et les phénomènes de rotation et de déplacement s'appliquent sous convois de charge théoriques comme sous trains réels, spécialisés.

Ces effets sont à considérer pour chacun des appuis d'extrémité du tablier, et ont une incidence différente suivant que le tablier est du type à poutres par dessous ou à poutres latérales.

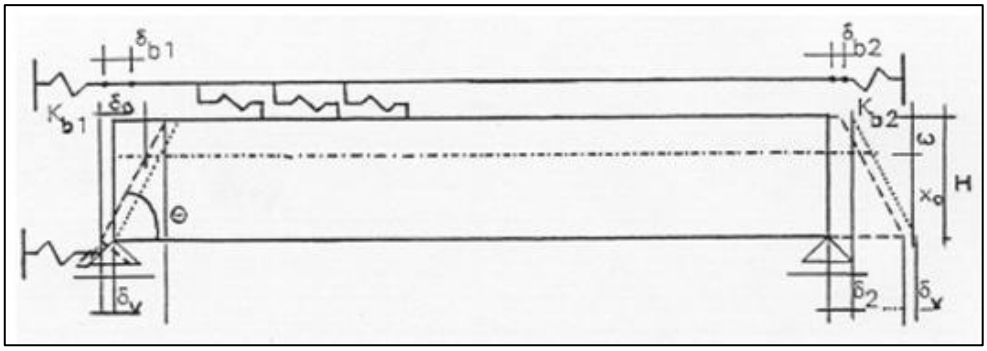


Figure X.3 : Effet de la flexion des tabliers sur les sections d'about (UIC 774-3)

X.5. RESULTATS

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.

La longueur du train est de 300 m, et le modèle adopté correspond à la configuration de la figure X.4, avec une plate-forme de 300 m de part et d'autre du pont.

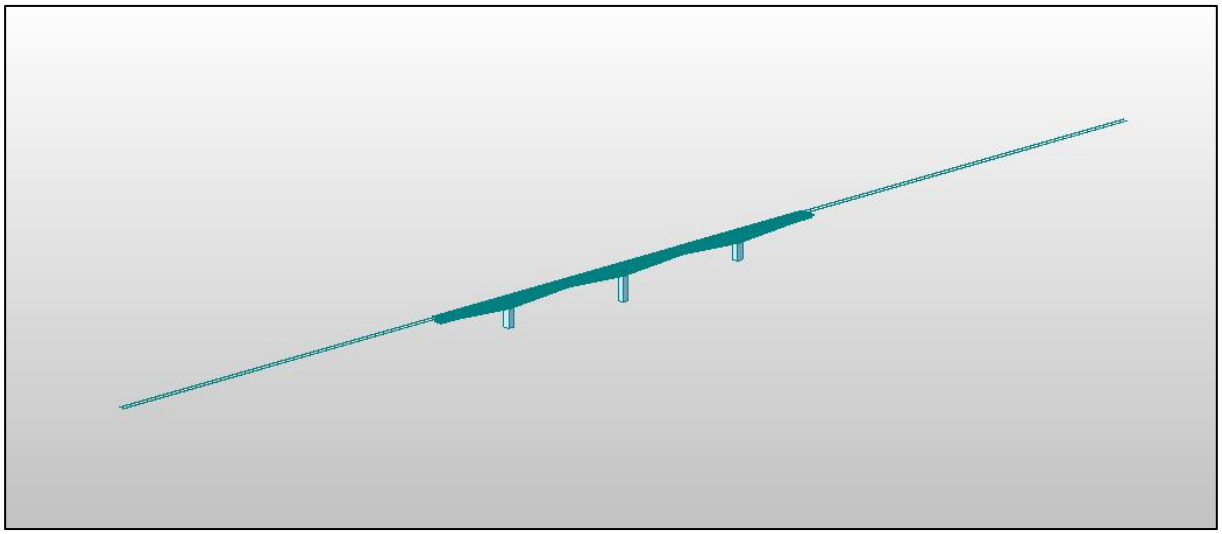


Figure X.4 : Modèle de l'analyse IRS

X.5.1. Dans le cas de tabliers avec longs rails soudés continus

On commence par vérifier les contraintes supplémentaires maximales admissibles de compression et de traction dans le rail, dues aux différentes actions appliquées :

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-dessous. Voici les sollicitations les plus défavorables observées :

Contraintes supplémentaires maximales de compression : 19.28 MPa

Contraintes supplémentaires maximales de Traction : 19.28 MPa

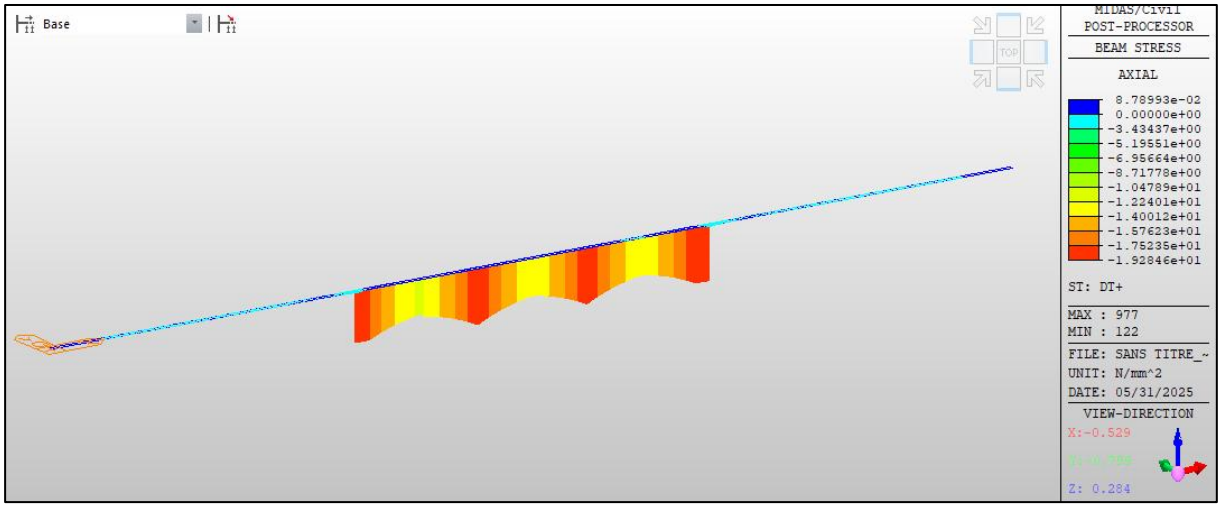


Figure X.5 : Contrainte axiale maximale de compression dans le rail due au ΔTR+

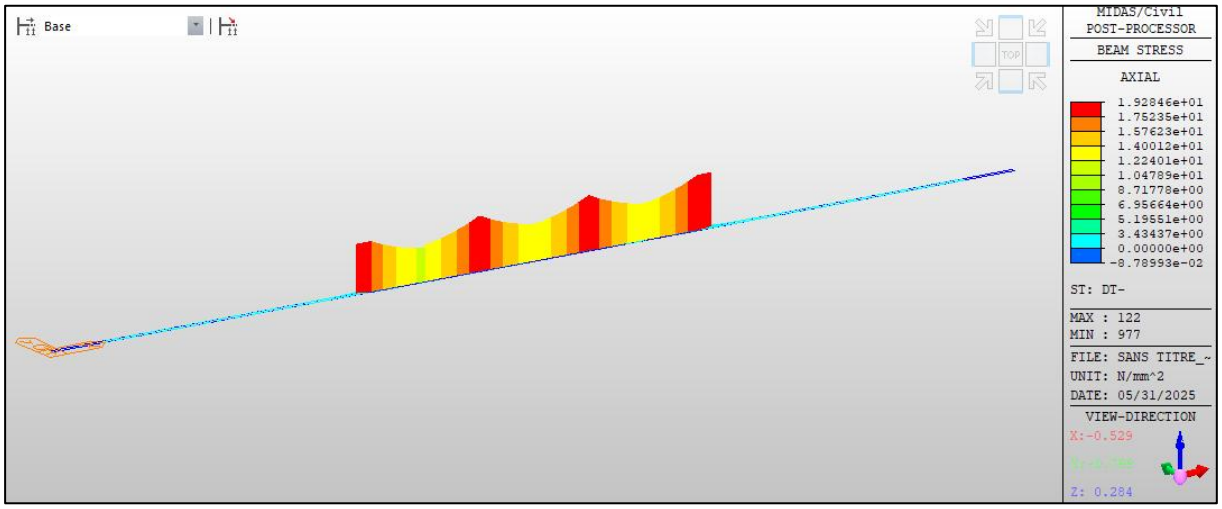


Figure X.6 : Contrainte axiale maximale de compression dans le rail due au ΔTR-

b. Freinage /démarrage :

Les résultats liés aux effets de freinage et de démarrage sont illustrés dans la figure ci-dessous. Les sollicitations les plus défavorables observées sont les suivantes :

Contraintes supplémentaires maximales de compression : 7.70 MPa

Contraintes supplémentaires maximales de traction : 14.79 MPa

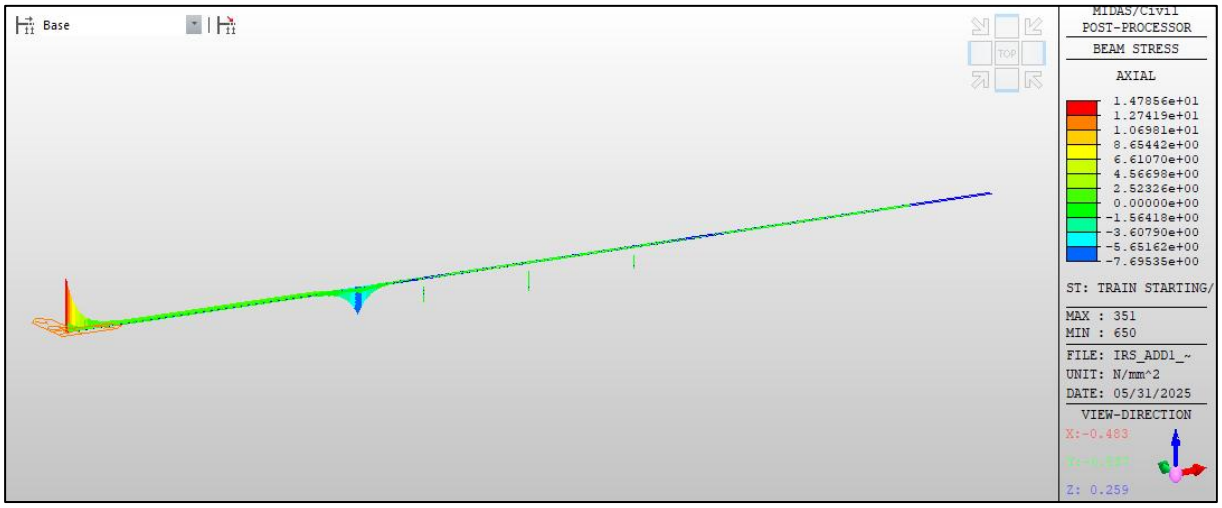


Figure X.7 : Contrainte axiale maximale dans le rail due au freinage /démarrage

c. La rotation d'about du tablier :

Les résultats de la rotation d'about du tablier sont présentés dans la figure ci-dessous. Voici les sollicitations les plus défavorables observées :

Contraintes supplémentaires maximales de compression : 0.01 MPa

Contraintes supplémentaires maximales de Traction : 0.01 MPa

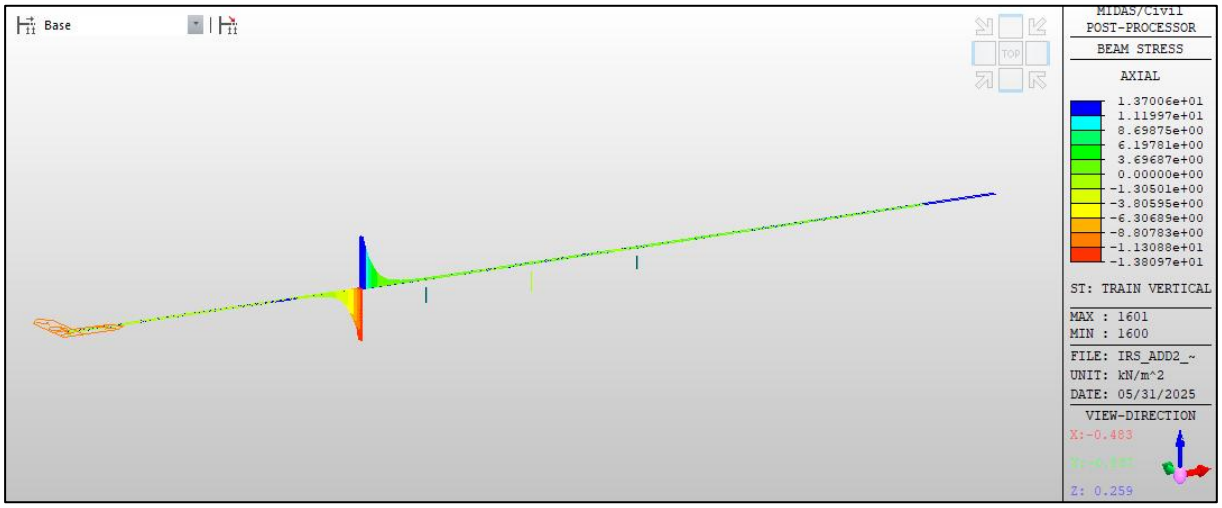


Figure X.8 : Contrainte axiale maximale dans le rail due au charge verticale

Conformément à l'article 1.5.1 du CODE UIC 774-3, le calcul des contraintes globales dans le rail doit intégrer la combinaison des effets des trois actions dans chaque élément :

$$\sum \sigma_{rail} = \sigma_{rail}(\Delta T) + \sigma_{rail}(\text{freinage/démarrage}) + \sigma_{rail}(\text{flexion})$$

➢ **Contrainte globales combinées du la première position**

Contraintes supplémentaires maximales de compression dans le rail :

$$\mathbf{26.99\ MPa \leq 72\ MPa} \quad (\textbf{vérifie})$$

Contraintes supplémentaires maximales de traction dans le rail :

$$\mathbf{34.08\ MPa \leq 92\ MPa} \quad (\textbf{vérifie})$$

2. La deuxième position

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 liés aux effets de freinage et de démarrage sont illustrés dans la figure ci-dessous. Les sollicitations les plus défavorables observées sont les suivantes :

Contraintes supplémentaires maximales de compression : 7.72 MPa.

Contraintes supplémentaires maximales de traction : 7.72 MPa.

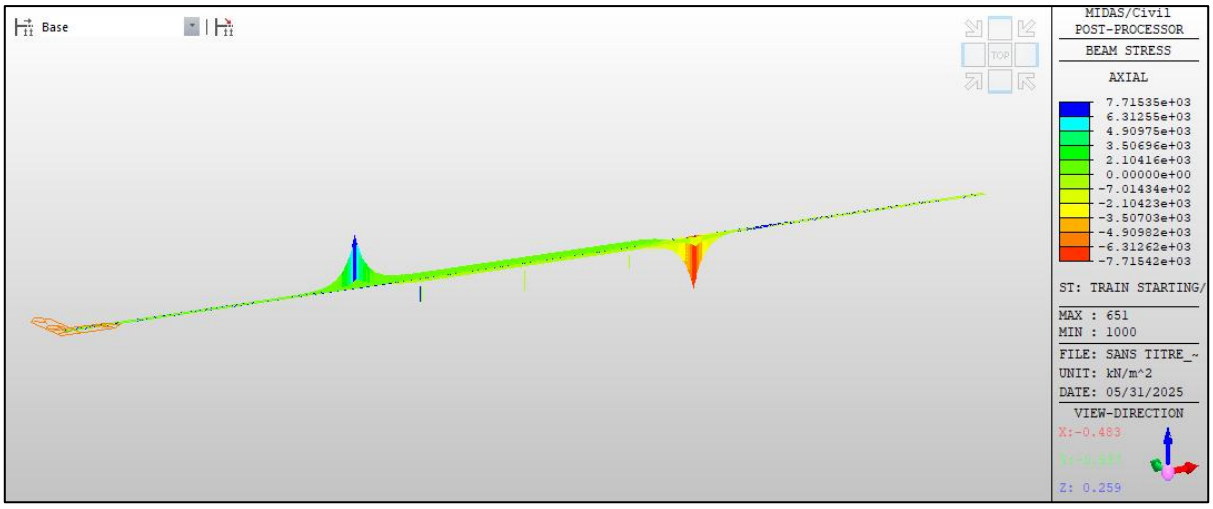


Figure X.9 : Contrainte axiale maximale dans le rail due au Freinage /démarrage

c. La rotation d'about du tablier :

Les résultats de la rotation d'about du tablier sont présentés dans la figure ci-dessous. Voici les sollicitations les plus défavorables observées :

Contraintes supplémentaires maximales de compression : 0.026 MPa.

Contraintes supplémentaires maximales de Traction : 0.027 MPa.

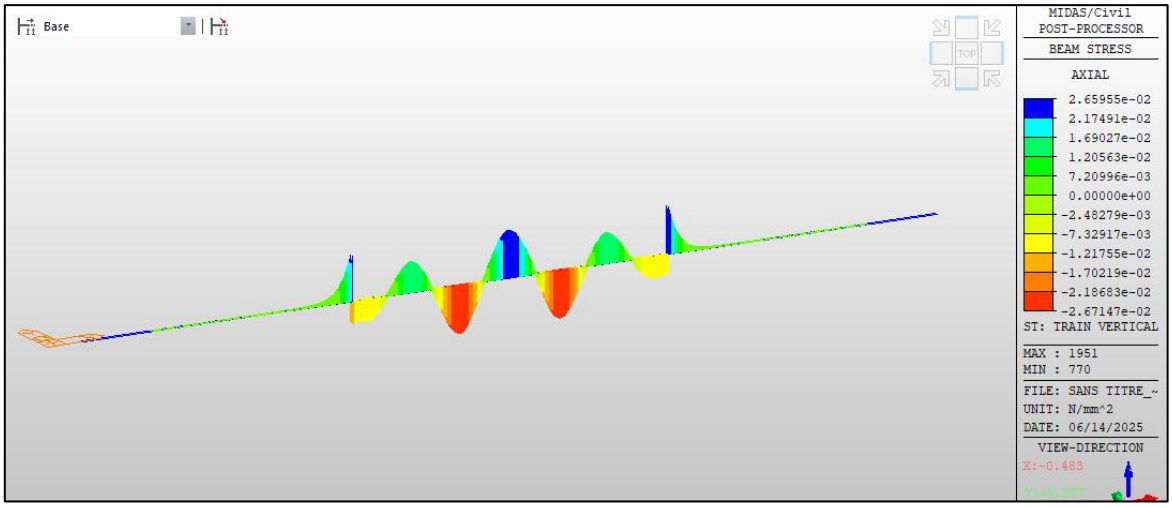


Figure X.10 : Contrainte axiale maximale dans le rail due au charge verticale

- **Contrainte globales combinées du la deuxième position**

Contraintes supplémentaires maximales de compression dans le rail :

$$\mathbf{27.026\ MPa \leq 72\ MPa} \qquad \textbf{(vérifie)}$$

Contraintes supplémentaires maximales de traction dans le rail :

$$\mathbf{27.027\ MPa \leq 92\ MPa} \qquad \textbf{(vérifie)}$$

3. La troisième position

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 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 : 14.79 MPa.

Contraintes supplémentaires maximales de traction : 7.70 MPa.

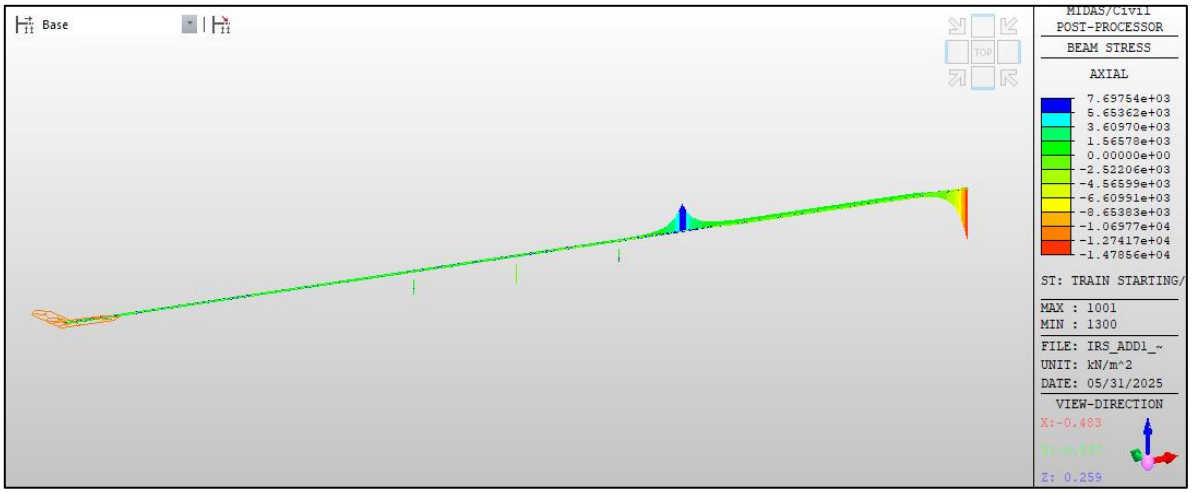


Figure X.11 : Contrainte axiale maximale dans le rail due au Freinage /démarrage

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 : 0.01 MPa.

Contraintes supplémentaires maximales de Traction : 0.01 MPa.

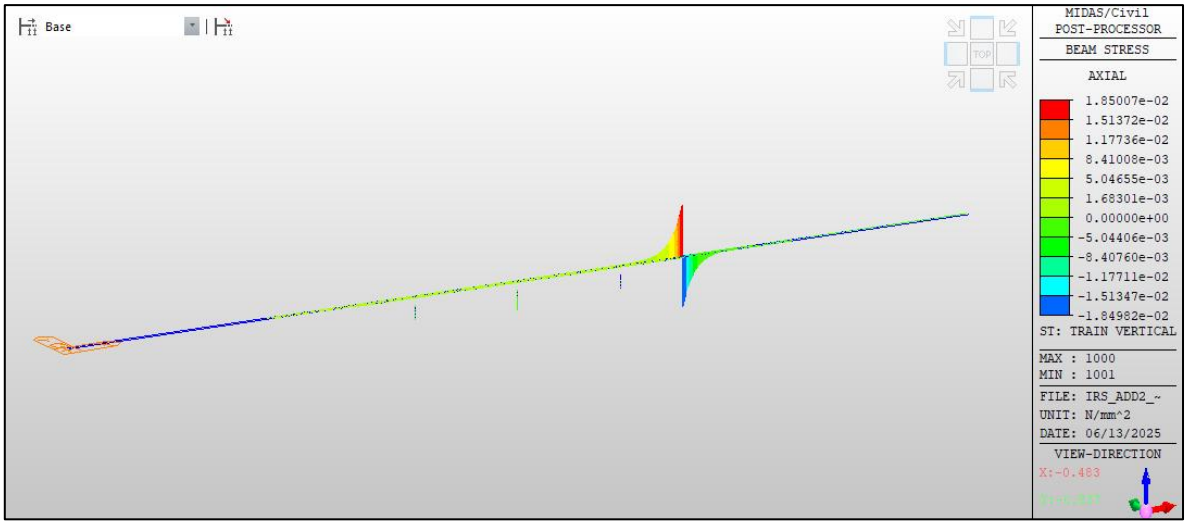


Figure X.12 : Contrainte axiale maximale dans le rail due au charge verticale

- **Contrainte globales combinées du la troisième position**

Contraintes supplémentaires maximales de compression dans le rail :

$$\mathbf{34.08\ MPa \leq 72\ MPa} \quad \textbf{(vérifie)}$$

Contraintes supplémentaires maximales de traction dans le rail :

$$\mathbf{26.99\ MPa \leq 92\ MPa} \quad \textbf{(vérifie)}$$

Ensuite on passe à 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-dessous. Le déplacement horizontal absolu maximum du tablier est : 0.67 mm

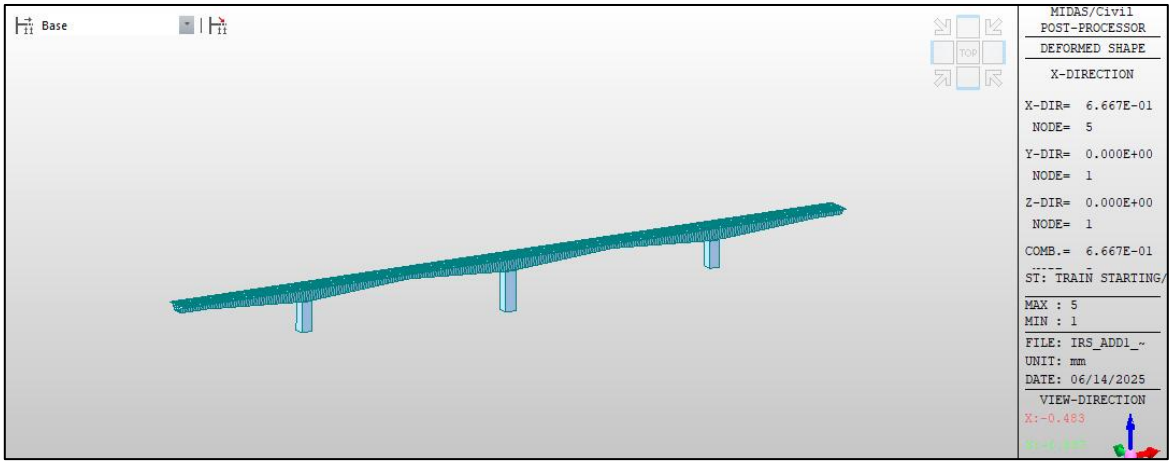


Figure X.13 : Le déplacement horizontal absolu maximum du tablier sous freinage / démarrage de la première position

b. La rotation d'about du tablier :

Les résultats liés à la rotation d'about du tablier sont illustrés dans la figure ci-dessous. Le déplacement horizontal absolu maximum du tablier est : 0.30 mm

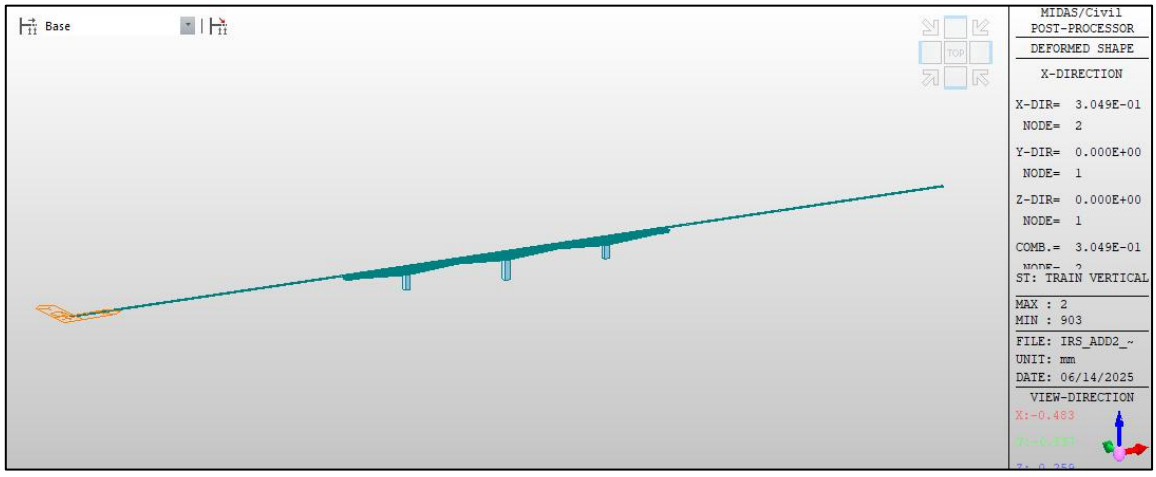


Figure X.14 : Le déplacement horizontal absolu maximum du tablier sous charges verticales de la première position

Déplacement horizontal absolu combiné du la première position :

Le déplacement horizontal absolu combiné maximum du tablier est :

0.97 mm ≤ 5mm (Vérifie)

2. La deuxième position

a. Freinage /démarrage :

Les résultats liés aux effets de freinage et de démarrage sont illustrés dans la figure ci-dessous. Le déplacement horizontal absolu maximum du tablier est : 0.96 mm

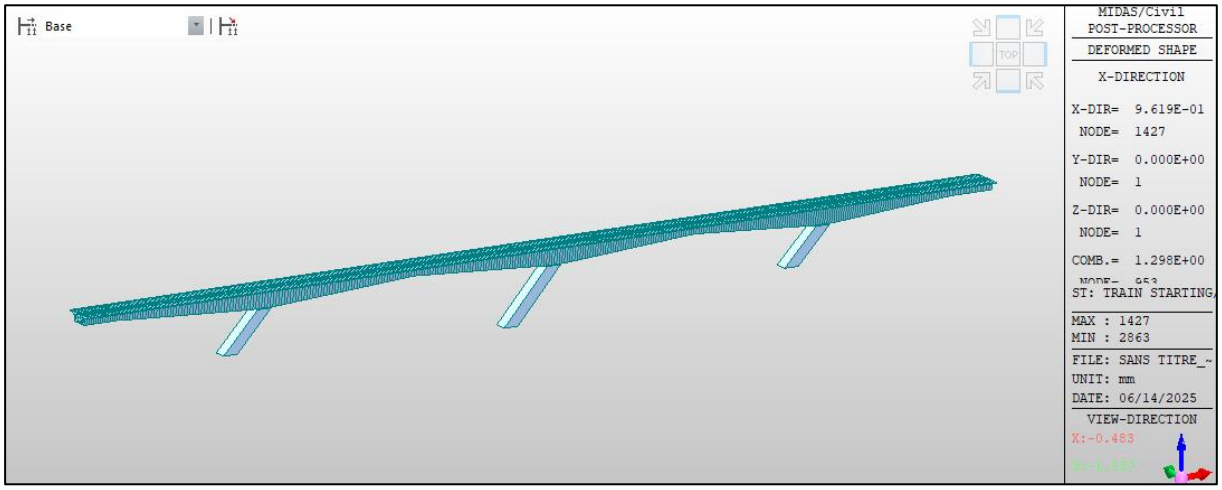


Figure X.15 : Le déplacement horizontal absolu maximum du tablier sous freinage / démarrage de la deuxième position

b. La rotation d'about du tablier :

Les résultats liés à la rotation d'about du tablier sont illustrés dans la figure ci-dessous. Le déplacement horizontal absolu maximum du tablier est : 2.26 mm

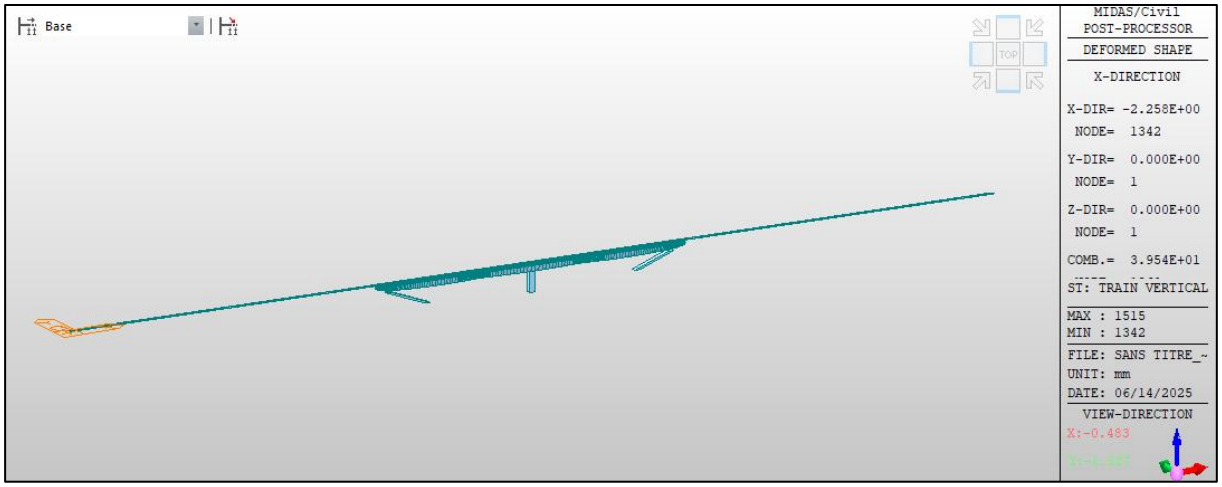


Figure X.16 : Le déplacement horizontal absolu maximum du tablier sous charges verticales de la deuxième position

Déplacement horizontal absolu combiné du la première position :

Le déplacement horizontal absolu combiné maximum du tablier est :

3.22 mm ≤ 5mm (Vérifie)

3. La troisième position

a. Freinage /démarrage :

Les résultats liés aux effets de freinage et de démarrage sont illustrés dans la figure ci-dessous. Le déplacement horizontal absolu maximum du tablier est : 0.03 mm

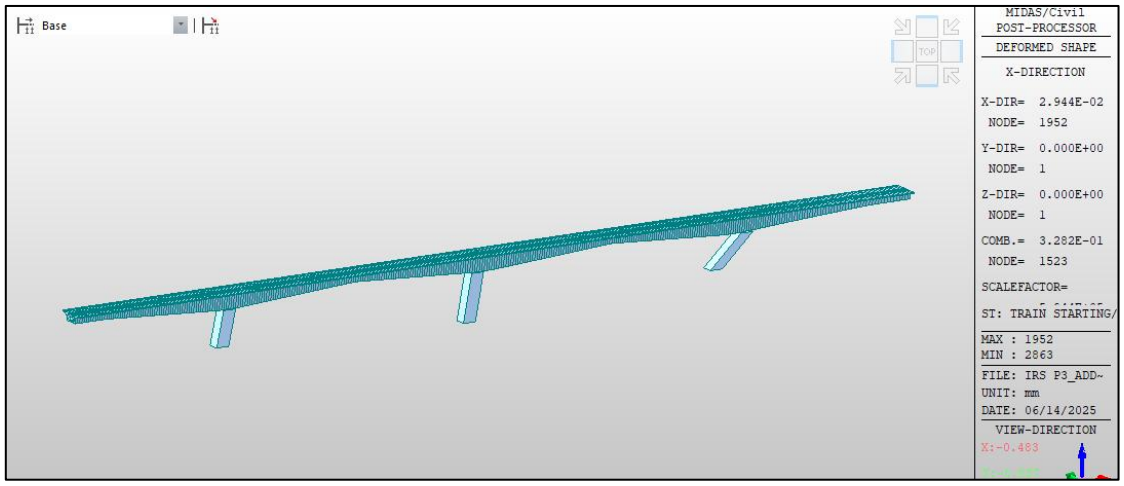


Figure X.17 : Le déplacement horizontal absolu maximum du tablier sous freinage / démarrage de la troisième position

b. La rotation d'about du tablier :

Les résultats liés à la rotation d'about du tablier sont illustrés dans la figure ci-dessous. Le déplacement horizontal absolu maximum du tablier est : 1.05 mm

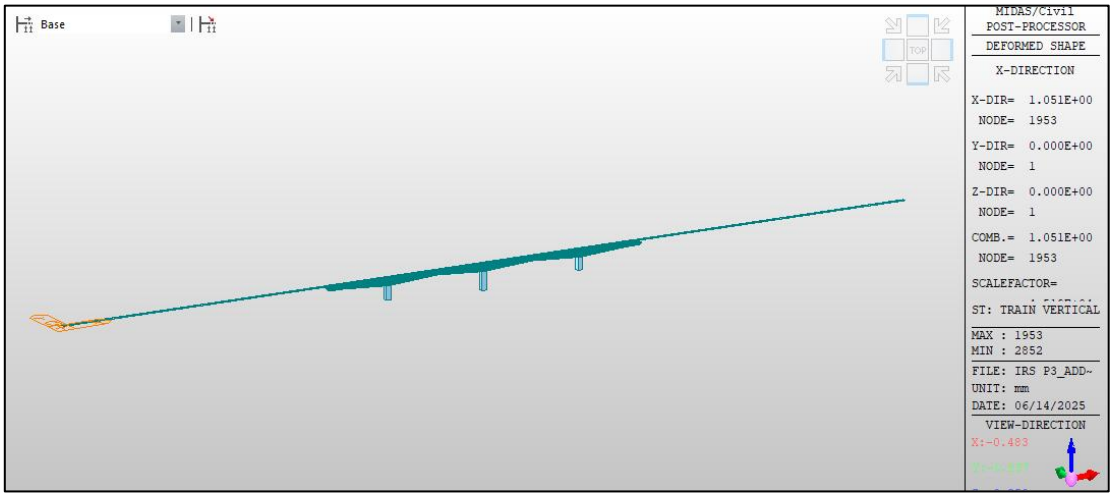


Figure X.18 : Le déplacement horizontal absolu maximum du tablier sous charges verticales de la troisième position

Déplacement horizontal absolu combiné du la première position :

Le déplacement horizontal absolu combiné maximum du tablier est :

$$\textbf{1.08 mm} \leq \textbf{5mm} \quad \textbf{(Vérifie)}$$

Le critère du déplacement horizontal absolu maximum admissible du tablier dû au freinage / démarrage est vérifié dans les trois positions du train.

CONCLUSION GENERALE

CONCLUSION GENERALE

Au terme de ce projet de fin d'études, qui marque l'aboutissement de notre formation d'ingénieur à l'École Nationale Supérieure des Travaux Publics, nous avons appliqué nos connaissances à la conception détaillée d'un pont ferroviaire stratégique pour la ligne minière Annaba-Djebel Onk.

Le choix d'un pont-caisson en béton précontraint, construit par encorbellements successifs, fut une réponse adaptée aux contraintes du site. L'importante complexité géométrique et mécanique de l'ouvrage a exigé la mise en œuvre d'une méthodologie de calcul particulièrement rigoureuse. Celle-ci a reposé sur l'alliance entre des outils de modélisation par éléments finis reconnus, comme MIDAS CIVIL et Robot Structural Analysis, et le développement de solutions sur mesure via l'intégration de la programmation. Cette approche hybride s'est avérée cruciale, notamment pour le calcul sismique où des scripts spécifiques ont permis d'affiner l'analyse dynamique. Cette synergie a non seulement permis d'automatiser des tâches d'analyse complexes mais aussi d'étudier avec une grande précision le comportement de la structure à chaque étape, de la construction à la mise en service.

Cette étude nous a permis de nous confronter à la réalité du métier d'ingénieur en ouvrages d'art, en approfondissant notre maîtrise des règlements de calcul (BAEL, BPEL, RPOA, Eurocodes, Fiches UIC) et en consolidant nos compétences techniques.

En définitive, ce projet fut une expérience formatrice et une immersion dans le monde professionnel. Nous espérons que ce travail servira de référence utile et marquera le point de départ de notre contribution au développement des grands ouvrages qui façonneront le paysage de demain.

BIBLIOGRAPHIE

[1] 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.

[2] Document SETRA, Pont à Poutres préfabriqués précontrainte par poste tension VIPP, France, SETRA, 1996.

[3] CALGARO, J.A & BERNARD-GELY.A. Conception des ponts. Ecole nationale des ponts et chaussées de Paris (France), 1994.

[4] Document SETRA, Eurocodes 3 et 4, Application aux ponts-routes mixtes acier-béton, Guide méthodologique, Ministère de l'équipement, des transports, du logement, du tourisme et de la mer (France), 2010.

[5] Document SETRA, Ponts courants en zone sismique, Ministère de l'équipement, des transports, du logement, du tourisme et de la mer (France), janvier 2000.

[6] RCPR, Règles Définissant Les Charges a Appliqué Pour Le Calcul Et Les Epreuves Des Ponts Routes, Algérie, 2009.

[7] RPOA, Règles Parasismiques Applicables au domaine des Ouvrages d'Art, Algérie, 2008.

[8] 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.

[9] THONIER. H, Le Béton Précontraint aux Etats Limites, ENPC, Ecole nationale des ponts et chaussées de Paris (France), 1985.

[10] FREYSSINET, pour la précontrainte, est détenteur de l'Agrément Technique Européen (ATE) sous certificat 1683-CPD-0004.

[11] 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.

[12] Code UIC 776 -R1 charges à prendre en considération dans le calcul des pont rails.

[13] Document SETRA, appareils d'appui à pot Utilisation sur les ponts, viaducs et structures similaires septembre 2007.

[14] FREYSSINET, pour les appuis mécaniques-FR-V01

[15] Document SETRA, appareils d'appui en élastomère fretté Utilisation sur les ponts, viaducs et structures similaires septembre 2007.

[16] FASCICULE N° 62 - Titre V, règles techniques de conception et de calcul des fondations des ouvrages de génie civil.

[17] Document SETRA, Agrément technique Européen UTA-06/0228

[18] Code UIC, interaction voie / ouvrage d'art.774-R.

ANNEXE A :
DIAGRAMMES DES EFFORTS INTERNES

ANNEXE A : DIAGRAMME DES EFFORTS INTERNES

Diagrammes des efforts internes du fléau en phase de construction

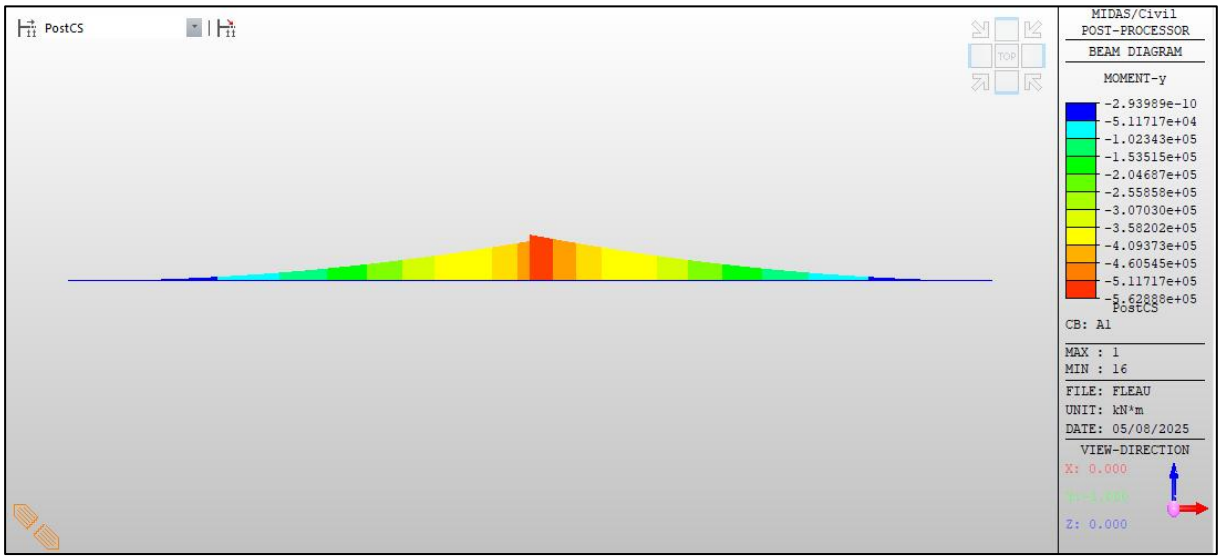


Figure A.1 : Moment fléchissant dans la phase de construction sous la combinaison A1 (KN.m)

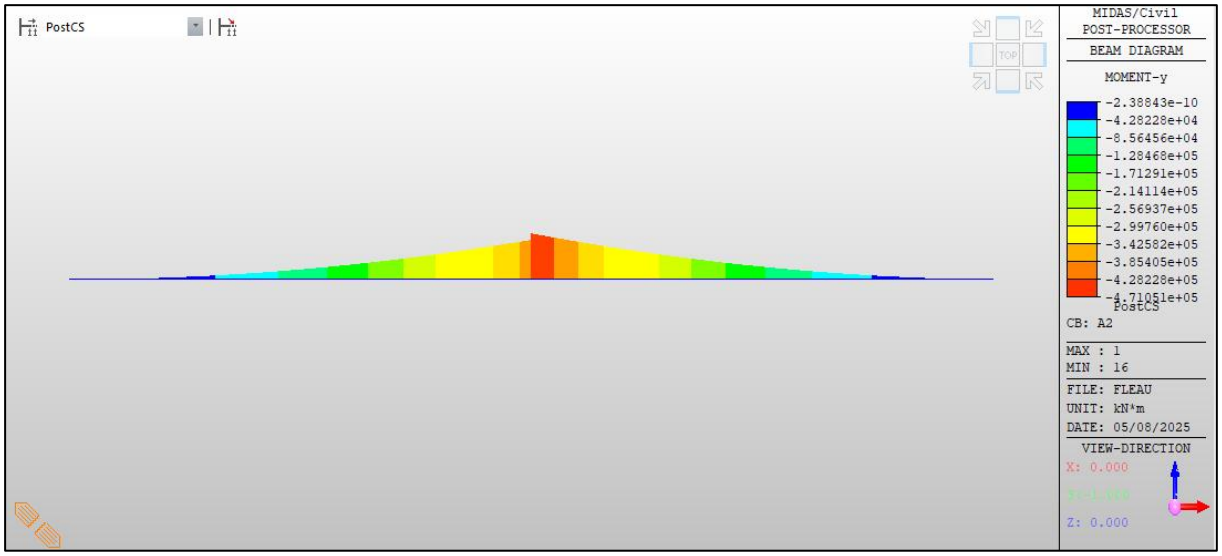


Figure A.2 : Moment fléchissant dans la phase de construction sous la combinaison A2 (KN.m)

ANNEXE A : DIAGRAMME DES EFFORTS INTERNES

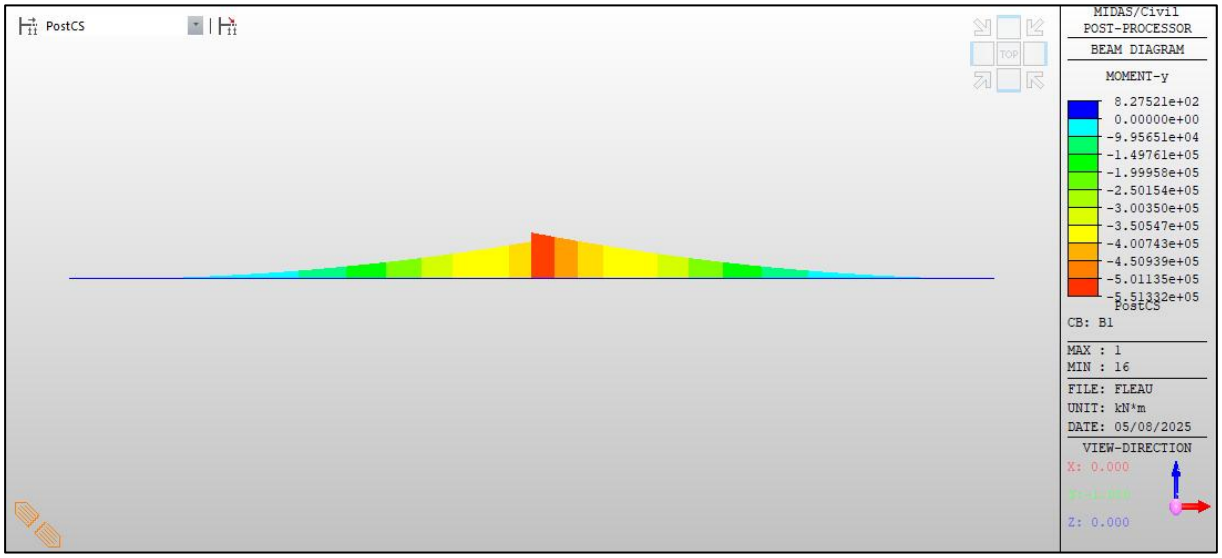


Figure A.3 : Moment fléchissant dans la phase de construction sous la combinaison B1 (KN.m)

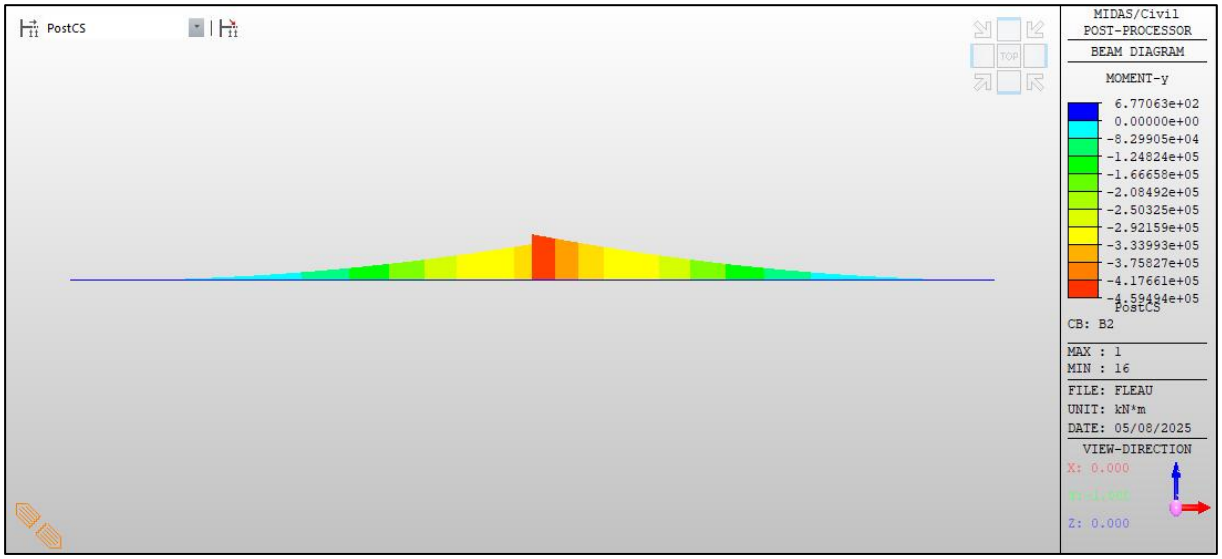


Figure A.4 : Moment fléchissant dans la phase de construction sous la combinaison B2 (KN.m)

ANNEXE A : DIAGRAMME DES EFFORTS INTERNES

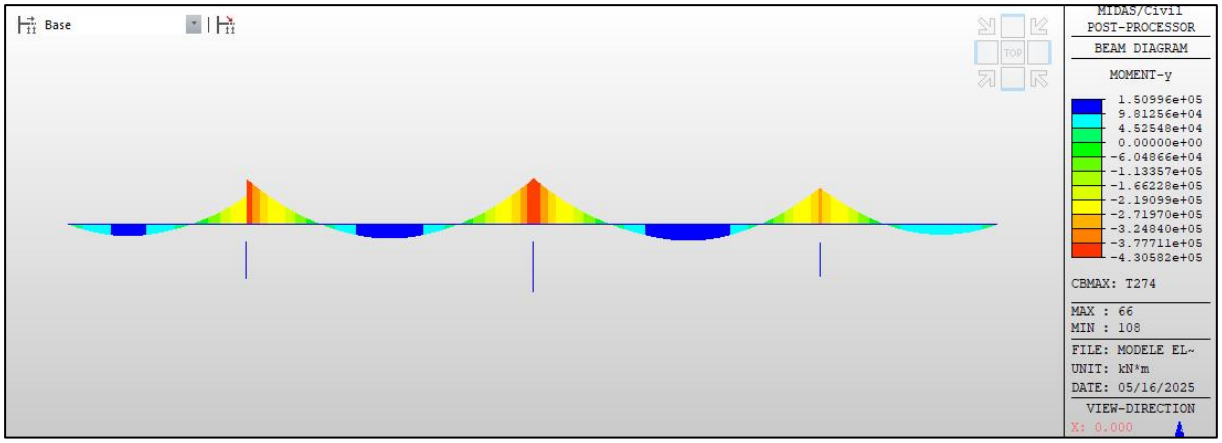


Figure A.5 : Moment fléchissant longitudinal maximum du travée principale (KN.m)

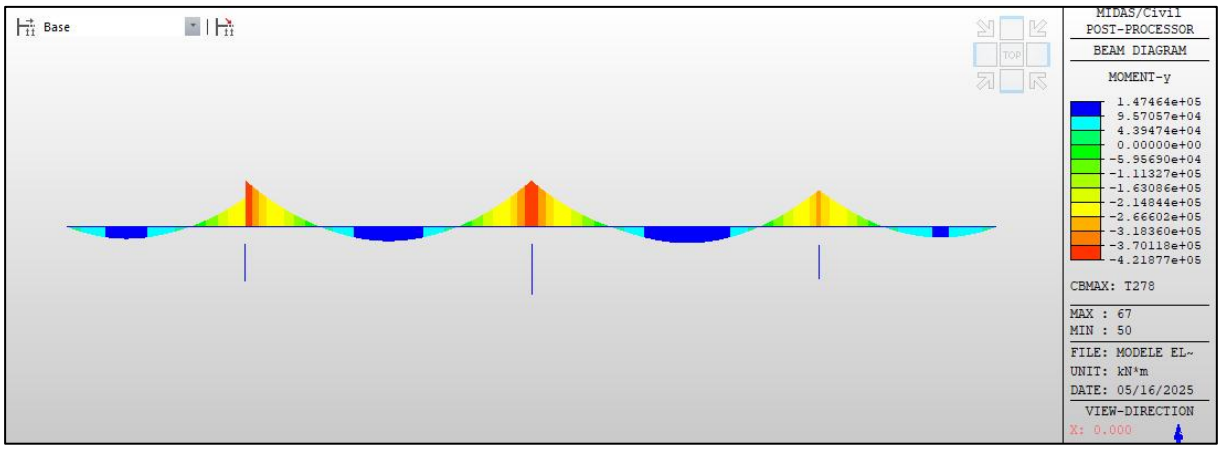


Figure A.6 : Moment fléchissant longitudinal maximum du travée de rive (KN.m)

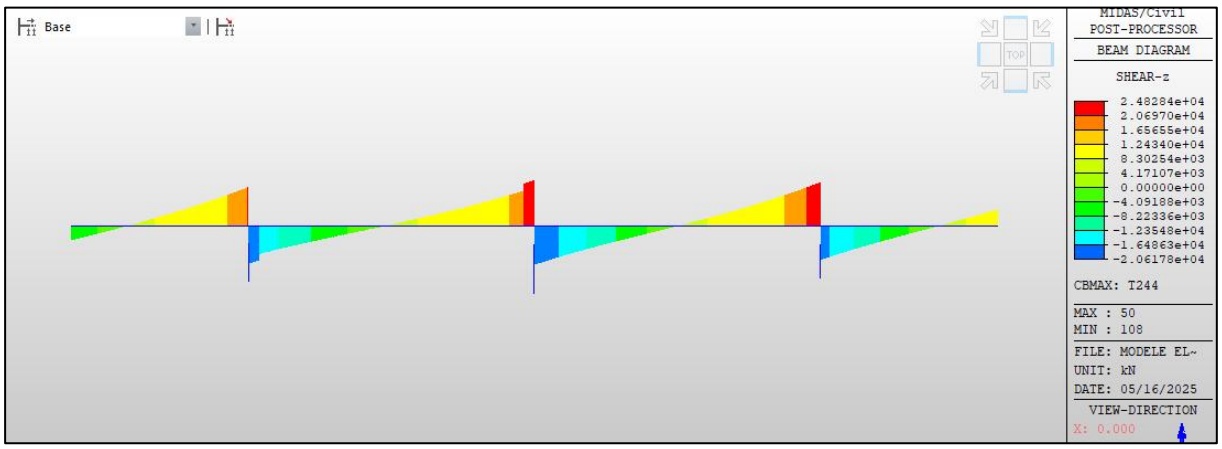


Figure A.7 : Effort tranchant maximum longitudinal à ELS (KN)

ANNEXE A : DIAGRAMME DES EFFORTS INTERNES

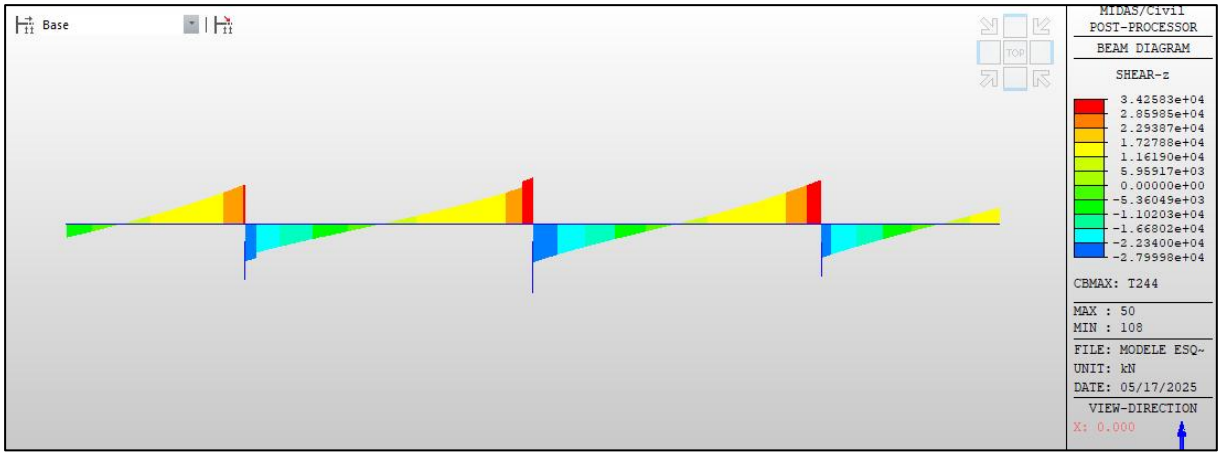


Figure A.8 : Effort tranchant maximum longitudinal à ELU (KN)

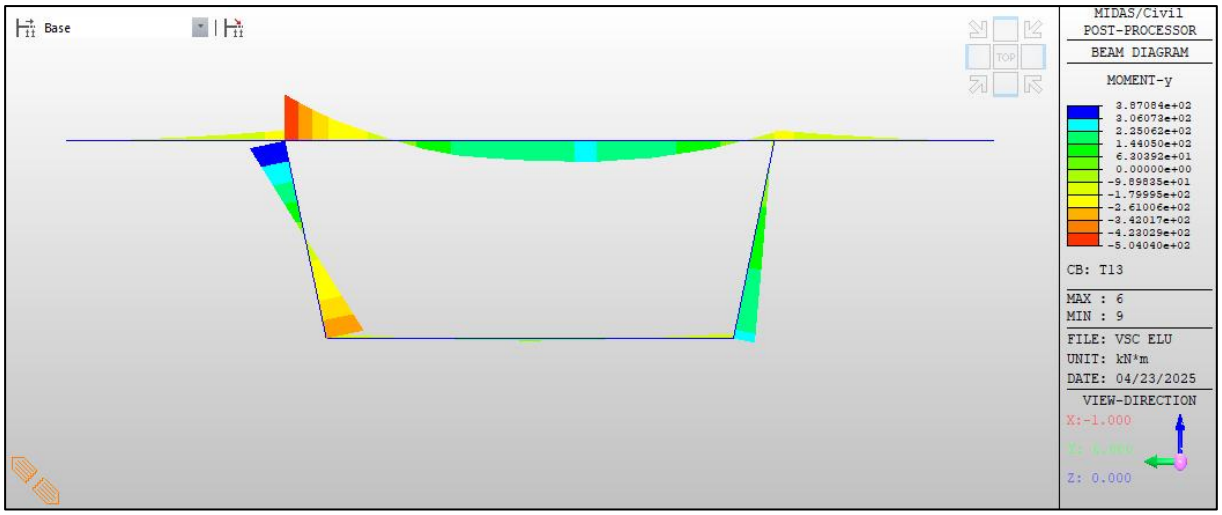


Figure A.9 : Moment fléchissant transversale du VSC a ELU (KN.m)

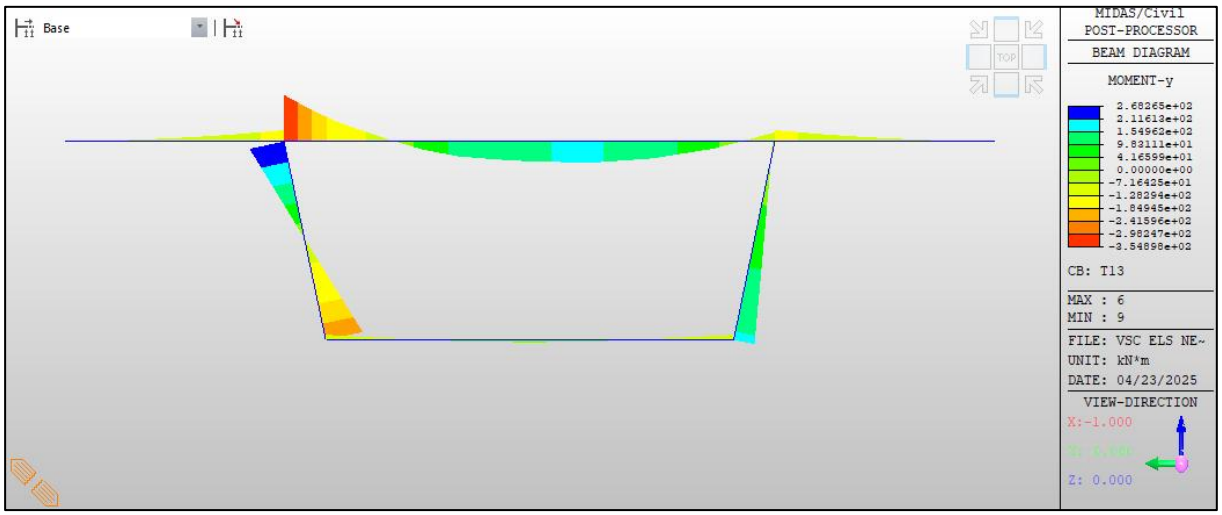


Figure A.10 : Moment fléchissant transversale du VSC a ELS (KN.m)

ANNEXE A : DIAGRAMME DES EFFORTS INTERNES

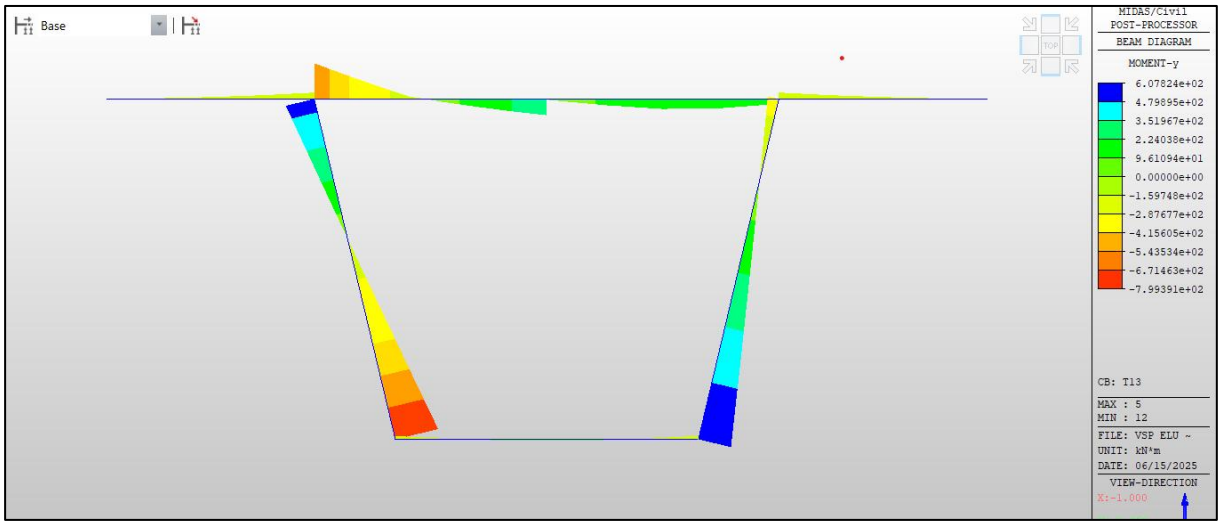


Figure A.11 : Moment fléchissant transversale du VSP a ELU (KN.m)

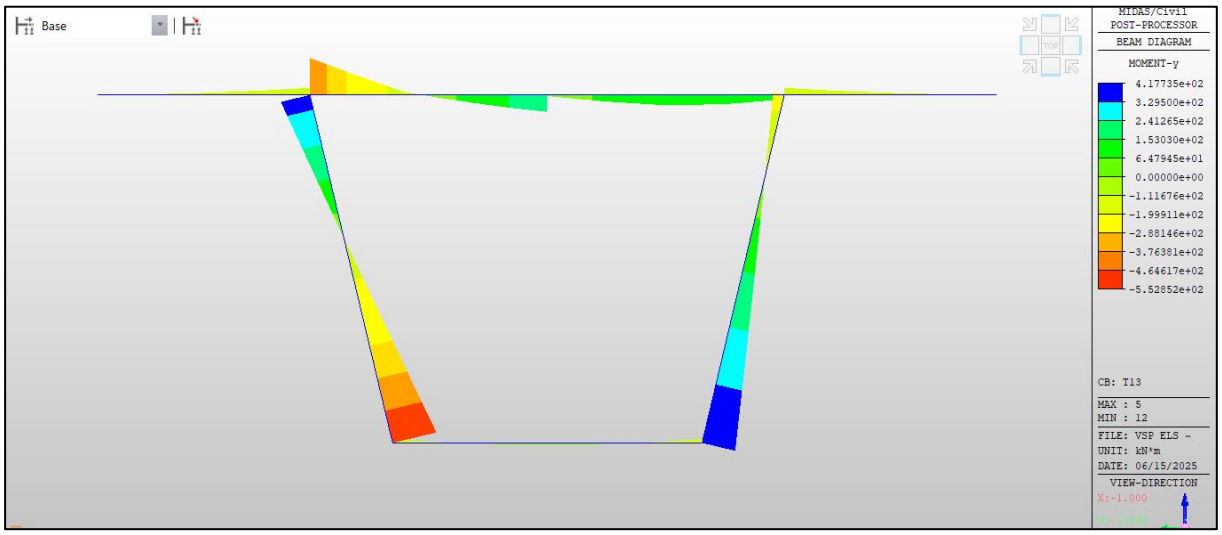
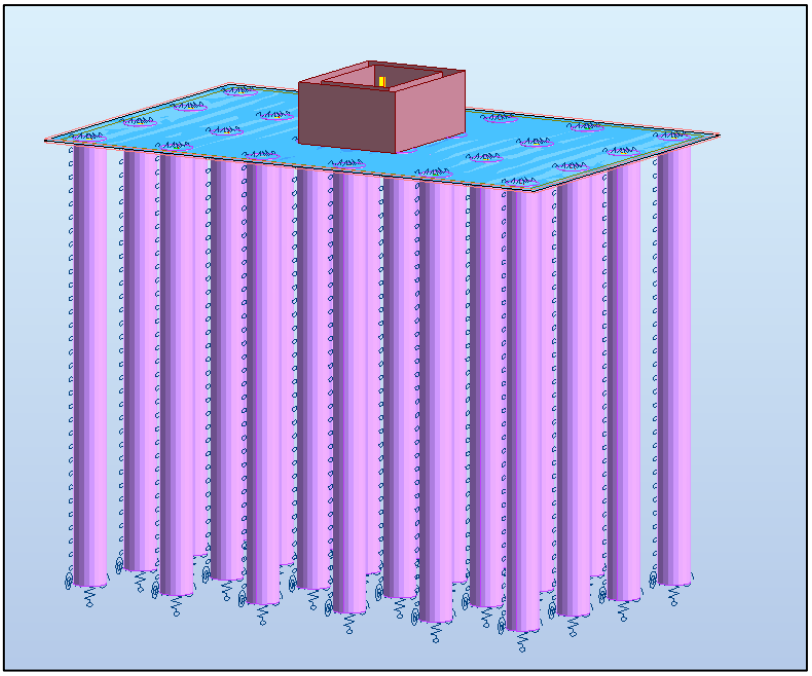
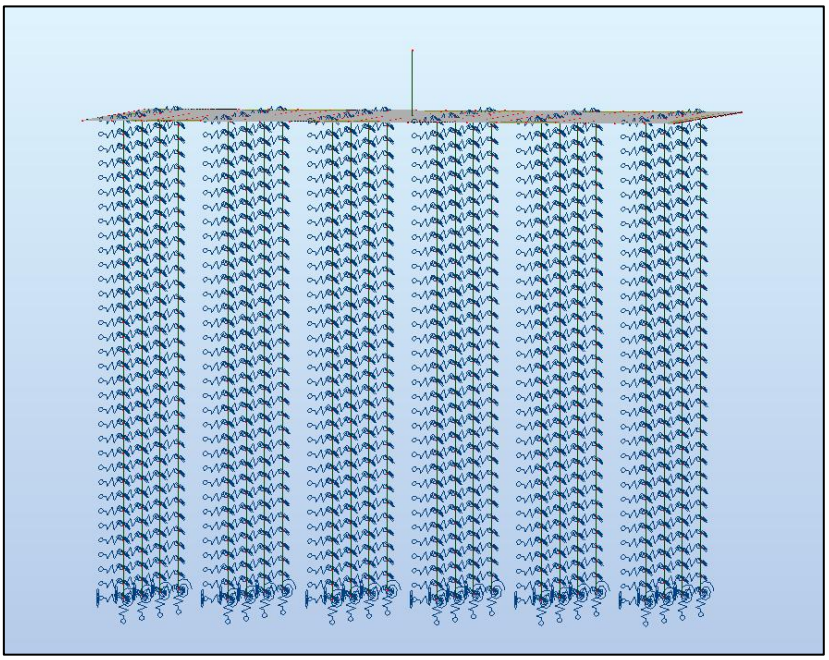


Figure A.12 : Moment fléchissant transversale du VSP a ELS (KN.m)

ANNEXE A : DIAGRAMME DES EFFORTS INTERNES





	FX [kN]	FY [kN]	FZ [kN]	MX [kNm]	MY [kNm]	MZ [kNm]
MAX	29,18	62,88	6554,77	0,00	12,67	0,00
Noeud	735	511	42	513	42	15
Cas	4 (C)	4 (C)	4 (C)	4 (C)	4 (C)	4 (C)
MIN	-13,53	-15,34	-0,00	-28,60	-0,00	-0,00
Noeud	820	820	880	54	470	14
Cas	4 (C)	4 (C)	4 (C)	4 (C)	4 (C)	4 (C)

Figure X.19 : Sollicitations des pieux obtenus par Robot

ANNEXE B :
TABLEAUX DE CALCUL

Tableau B.1 : Estimation du nombre de câbles de continuité pour la trave principale

	M (KN.m)	H	v'	v	I	S	e	P (MN)	N	N retenus
Fin VSP	-394339.8	6.11	3.42	2.69	82.73	15.73	3.27	-82.02035	-25.78648	0
Fin V01	-314849.7	5.91	3.32	2.59	76.08	15.07	3.17	-67.12334	-21.10299	0
Fin V02	-242299.9	5.53	3.1	2.43	65.23	14.49	2.95	-55.04103	-17.30442	0
Fin V03	-176358.8	5.18	2.93	2.25	54.95	13.99	2.78	-42.79984	-13.45589	0
Fin V04	-116743	4.86	2.78	2.08	46.53	13.55	2.63	-30.20335	-9.495668	0
Fin V05	-63135.55	4.57	2.63	1.94	39.7	13.08	2.48	-17.3733	-5.462014	0
Fin V06	-14414.74	4.3	2.5	1.8	33.7	12.69	2.35	-4.224404	-1.328116	0
Fin V07	28943.32	4.07	2.38	1.69	29.08	12.32	2.23	8.9836974	2.8243959	4
Fin V08	67171.28	3.86	2.28	1.58	25.17	12.03	2.13	22.040266	6.9292669	8
Fin V09	100545.86	3.68	2.19	1.49	22.16	11.77	2.04	34.67452	10.901366	12
Fin V10	129423.95	3.53	2.11	1.42	19.78	11.53	1.96	46.672144	14.673314	16
Fin V11	155440.73	3.4	2.05	1.35	17.81	11.33	1.9	58.287435	18.32506	20
Fin V12	176383.56	3.31	2.01	1.3	16.44	11.21	1.86	68.111603	21.413693	22
Fin V13	190428.72	3.25	1.98	1.27	15.6	11.16	1.83	75.090646	23.607843	24
Fin V14	195376.95	3.21	1.95	1.26	15.13	11.11	1.8	78.201532	24.585878	26
axe VSC	198630.32	3.2	1.95	1.25	14.9	11.1	1.8	79.823124	25.095692	26

Tableau B.2 : Estimation du nombre de câbles de continuité pour la trave de rive

	M (KN.m)	H	v'	v	I	S	e	P (MN)	N	N retenus
Fin V01	-214371.9	5.91	3.32	2.59	76.08	15.07	3.17	-45.70231	-14.36841	0
Fin V02	-151834.7	5.53	3.1	2.43	65.23	14.49	2.95	-34.49088	-10.84363	0
Fin V03	-95967.2	5.18	2.93	2.25	54.95	13.99	2.78	-23.28991	-7.322145	0
Fin V04	-46326.86	4.86	2.78	2.08	46.53	13.55	2.63	-11.98553	-3.768145	0
Fin V05	-2479.2	4.57	2.63	1.94	39.7	13.08	2.48	-0.682213	-0.214482	2
Fin V06	35816.79	4.3	2.5	1.8	33.7	12.69	2.35	10.49652	3.3000142	4
Fin V07	68716.79	4.07	2.38	1.69	29.08	12.32	2.23	21.328958	6.7056379	8
Fin V08	96289.56	3.86	2.28	1.58	25.17	12.03	2.13	31.594567	9.9330556	10
Fin V09	118392.51	3.68	2.19	1.49	22.16	11.77	2.04	40.829164	12.836332	14
Fin V10	133951.72	3.53	2.11	1.42	19.78	11.53	1.96	48.304923	15.186646	16
Fin V11	142792.23	3.4	2.05	1.35	17.81	11.33	1.9	53.544478	16.833916	18
Fin V12	144452.94	3.31	2.01	1.3	16.44	11.21	1.86	55.781397	17.537184	18
Fin V13	138835.97	3.25	1.98	1.27	15.6	11.16	1.83	54.746378	17.211783	18
Fin V14	125870.01	3.21	1.95	1.26	15.13	11.11	1.8	50.3807	15.839252	16
Fin VSC	115145.97	3.2	1.95	1.25	14.9	11.1	1.8	46.273454	14.54797	16
Fin VSC 1	94542.95	3.2	1.95	1.25	14.9	11.1	1.8	37.993765	11.944908	12
Fin VSC 2	68490.56	3.2	1.95	1.25	14.9	11.1	1.8	27.524149	8.6533518	10
Fin VSC 3	36979.07	3.2	1.95	1.25	14.9	11.1	1.8	14.860696	4.6720731	6
Fin VSC 4	0	3.2	1.95	1.25	14.9	11.1	1.8	0	0	2

ANNEXE B : TABLEAUX DE CALCUL

Tableau B.3 : Pertes par frottements

X	Câbles	L	β	α	Axe VSP	Fin VSP	Fin V1	Fin V2	Fin V3	Fin V4	Fin V5	Fin V6	Fin V7	Fin V8	Fin V9	Fin V10	Fin V11	Fin V12	Fin V13	Fin V14
4	C0	4	0	0	17.75	0.00														
7.5	C1	3.5	0	0	33.11	15.54	0.00													
11	C2	3.5	0	0.17	96.43	79.63	64.76	0.00												
11	C2	3.5	0	0.17	96.43	79.63	64.76	0.00												
14.5	C3	3.5	0.142	0.17	149.52	133.36	119.07	64.76	0.00											
14.5	C3	3.5	0.142	0.17	149.52	133.36	119.07	64.76	0.00											
18	C4	3.5	0.142	0.17	163.50	147.51	133.36	119.07	64.76	0.00										
21.5	C5	3.5	0.278	0.17	212.51	197.11	183.48	169.71	155.80	64.76	0.00									
21.5	C5	3.5	0.278	0.17	212.51	197.11	183.48	169.71	155.80	64.76	0.00									
25	C6	3.5	0.211	0.17	208.80	193.36	179.69	165.88	151.93	137.83	64.76	0.00								
28.5	C7	3.5	0.142	0.278	232.00	216.84	203.42	189.86	176.16	162.31	148.32	95.18	0.00							
32	C8	3.5	0	0.278	209.31	193.88	180.22	166.41	152.46	138.37	124.12	109.72	95.18	0.00						
32	C8	3.5	0	0.278	209.31	193.88	180.22	166.41	152.46	138.37	124.12	109.72	95.18	0.00						
35.5	C9	3.5	0.142	0.278	258.10	243.25	230.11	216.84	203.42	189.86	176.16	162.31	148.32	95.18	0.00					
39	C10	3.5	0.142	0.278	270.95	256.25	243.25	230.11	216.84	203.42	189.86	176.16	162.31	148.32	95.18	0.00				
42.5	C11	3.5	0.278	0.278	315.98	301.83	289.31	276.65	263.87	250.95	237.89	224.69	211.36	197.88	184.27	95.18	0.00			
46	C12	3.5	0.278	0.278	328.22	314.22	301.83	289.31	276.65	263.87	250.95	237.89	224.69	211.36	197.88	184.27	95.18	0.00		
49.5	C13	3.5	0.211	0.278	324.85	310.81	298.38	285.82	273.14	260.31	247.35	234.26	221.02	207.65	194.14	180.48	166.68	95.18	0.00	
53	C14	3.5	0.211	0.278	337.00	323.10	310.81	298.38	285.82	273.14	260.31	247.35	234.26	221.02	207.65	194.14	180.48	166.68	95.18	0.00
Moyenne					201.36	185.82	182.51	169.04	168.61	165.23	151.99	159.73	154.70	135.18	146.52	130.81	110.58	87.28	47.59	0.00
EN %					13.53	12.49	12.27	11.36	11.33	11.10	10.21	10.73	10.40	9.08	9.85	8.79	7.43	5.87	3.20	0.00

ANNEXE B : TABLEAUX DE CALCUL

Tableau B.4 : Pertes par recul d'ancrage

X	Câbles	L	θ	k	d	Axe VSP	Fin VSP	Fin V1	Fin V2	Fin V3	Fin V4	Fin V5	Fin V6	Fin V7	Fin V8	Fin V9	Fin V10	Fin V11	Fin V12	Fin V13	Fin V14
4	C0	4	0	0.003	9.23	77.14	112.86														
7.5	C1	3.5	0	0.003	9.23	17.19	48.43	84.15													
11	C2	3.5	0.17	0.013	6.95	0.00	0.00	29.34	158.86												
11	C2	3.5	0.17	0.013	6.95	0.00	0.00	29.34	158.86												
14.5	C3	3.5	0.17	0.013	4.70	0.00	0.00	0.00	37.38	166.90											
14.5	C3	3.5	0.17	0.013	4.70	0.00	0.00	0.00	37.38	166.90											
18	C4	3.5	0.17	0.013	4.70	0.00	0.00	0.00	0.00	37.38	166.90										
21.5	C5	3.5	0.17	0.013	4.26	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	39.52	169.05									
21.5	C5	3.5	0.17	0.013	4.26	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	39.52	169.05									
25	C6	3.5	0.17	0.013	4.43	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	38.69	168.21								
28.5	C7	3.5	0.278	0.019	3.92	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	12.64	203.00							
32	C8	3.5	0.278	0.019	4.85	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	11.23	201.58						
32	C8	3.5	0.278	0.019	4.85	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	11.23	201.58						
35.5	C9	3.5	0.278	0.019	3.92	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	12.64	203.00					
39	C10	3.5	0.278	0.019	3.92	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	12.64	203.00				
42.5	C11	3.5	0.278	0.019	3.75	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	12.93	203.28			
46	C12	3.5	0.278	0.019	3.75	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	12.93	203.28		
49.5	C13	3.5	0.278	0.019	3.81	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	12.82	203.17	
53	C14	3.5	0.278	0.019	3.81	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	12.82	203.17
Moyenne						4.96	8.49	7.93	23.09	24.75	18.92	31.40	18.09	25.05	51.98	35.94	43.18	54.05	72.03	108.00	203.17
EN %						0.33	0.57	0.53	1.55	1.66	1.27	2.11	1.22	1.68	3.49	2.42	2.90	3.63	4.84	7.26	13.65

Tableau B.4 : Pertes par non-simultanéités de mise en tension des câbles

	N° câbles	υ (m)	dmoy (m)	emoy (m)	I (m^4)	S (m^2)	M (MN.m)	$\Delta\sigma_f + \Delta\sigma_g$	P (MN)	σ_b(MPa)	$\Delta\sigma_e$ (MPa)	$\Delta\sigma_e$ (%)
axe VSP	38	2.94	0.287	2.653	100.75	16.47	460.87	13.87	3.65	5.99	14.53	0.98
fin VSP	36	2.69	0.266	2.424	82.73	15.73	389.58	13.06	3.69	6.45	15.64	1.05
Fin V1	34	2.59	0.244	2.346	76.08	15.07	332.60	12.80	3.70	7.18	17.42	1.17
Fin V2	30	2.43	0.23	2.2	65.23	14.49	280.55	12.91	3.69	6.41	15.53	1.04
Fin V3	26	2.25	0.211	2.039	54.95	13.99	233.34	12.99	3.69	5.46	13.24	0.89
Fin V4	24	2.08	0.2	1.88	46.53	13.55	190.84	12.38	3.72	5.65	13.69	0.92
Fin V5	20	1.94	0.17	1.77	39.7	13.08	152.96	12.32	3.72	4.73	11.48	0.77
Fin V6	18	1.8	0.15	1.65	33.7	12.69	119.56	11.95	3.73	4.87	11.82	0.79
Fin V7	16	1.69	0.15	1.54	29.08	12.32	90.54	12.08	3.73	4.91	11.91	0.80
Fin V8	12	1.58	0.15	1.43	25.17	12.03	65.78	12.58	3.71	3.58	8.67	0.58
Fin V9	10	1.49	0.15	1.34	22.16	11.77	45.17	12.26	3.72	3.45	8.35	0.56
Fin V10	8	1.42	0.15	1.27	19.78	11.53	28.58	11.69	3.75	3.21	7.78	0.52
Fin V11	6	1.35	0.15	1.2	17.81	11.33	15.89	11.06	3.77	2.76	6.68	0.45
Fin V12	4	1.3	0.15	1.15	16.44	11.21	6.98	10.71	3.79	2.08	5.05	0.34
Fin V13	2	1.27	0.15	1.12	15.6	11.16	1.72	10.46	3.80	1.17	2.83	0.19
Fin V14	0	1.26	0.15	1.11	15.13	11.11	0.00	13.65	3.66	0.00	0.00	0.00

Tableau B.5 : Pertes par retrait

Zone climatique	ε_r	Ep	$\Delta\sigma_r$ (MPa)	$\Delta\sigma_r$ (%)
A	0.0002	190000	38	2.55

Tableau B.6 : Pertes par fluage

	N cables	υ (m)	dmoy (m)	emoy (m)	I (m^4)	S (m^2)	M (MN.m)	P (MN)	$\Delta\sigma_{fl}$ (MPa)	$\Delta\sigma_{fl}$ (%)
Axe VSP	38	2.94	0.287	2.653	100.75	16.47	460.87	3.65	72.63	4.88
Fin VSP	36	2.69	0.266	2.424	82.73	15.73	389.58	3.69	78.22	5.26
Fin V1	34	2.59	0.244	2.346	76.08	15.07	332.60	3.70	87.10	5.85
Fin V2	30	2.43	0.23	2.2	65.23	14.49	280.55	3.69	77.67	5.22
Fin V3	26	2.25	0.211	2.039	54.95	13.99	233.34	3.69	66.18	4.45
Fin V4	24	2.08	0.2	1.88	46.53	13.55	190.84	3.72	68.46	4.60
Fin V5	20	1.94	0.17	1.77	39.7	13.08	152.96	3.72	57.41	3.86
Fin V6	18	1.8	0.15	1.65	33.7	12.69	119.56	3.73	59.09	3.97
Fin V7	16	1.69	0.15	1.54	29.08	12.32	90.54	3.73	59.57	4.00
Fin V8	12	1.58	0.15	1.43	25.17	12.03	65.78	3.71	43.35	2.91
Fin V9	10	1.49	0.15	1.34	22.16	11.77	45.17	3.72	41.77	2.81
Fin V10	8	1.42	0.15	1.27	19.78	11.53	28.58	3.75	38.88	2.61
Fin V11	6	1.35	0.15	1.2	17.81	11.33	15.89	3.77	33.42	2.25
Fin V12	4	1.3	0.15	1.15	16.44	11.21	6.98	3.79	25.24	1.70
Fin V13	2	1.27	0.15	1.12	15.6	11.16	1.72	3.80	14.16	0.95
Fin V14	0	1.26	0.15	1.11	15.13	11.11	0.00	3.66	0.00	0.00

Tableau B.7 : Pertes par relaxation

	N câbles	σ_{pi}	u	u_0	$\Delta\sigma_{rel}$ (MPa)	$\Delta\sigma_{rel}$ (%)
Axe VSP	38	1267.15	0.68	0.43	47.76	3.21
Fin VSP	36	1278.04	0.69	0.43	49.29	3.31
Fin V1	34	1280.13	0.69	0.43	49.59	3.33
Fin V2	30	1280.34	0.69	0.43	49.62	3.33
Fin V3	26	1281.41	0.69	0.43	49.77	3.34
Fin V4	24	1290.16	0.69	0.43	51.02	3.43
Fin V5	20	1293.13	0.70	0.43	51.45	3.46
Fin V6	18	1298.37	0.70	0.43	52.20	3.51
Fin V7	16	1296.33	0.70	0.43	51.91	3.49
Fin V8	12	1292.18	0.69	0.43	51.31	3.45
Fin V9	10	1297.19	0.70	0.43	52.03	3.50
Fin V10	8	1306.23	0.70	0.43	53.35	3.59
Fin V11	6	1316.68	0.71	0.43	54.88	3.69
Fin V12	4	1323.63	0.71	0.43	55.92	3.76
Fin V13	2	1329.58	0.71	0.43	56.81	3.82
Fin V14	0	1284.83	0.69	0.43	50.26	3.38

Tableau B.8 : Pertes totales

	$\Delta\sigma_f$	$\Delta\sigma_g$	$\Delta\sigma_{rac}$	Totale instantanés	$\Delta\sigma_r$	$\Delta\sigma_{fl}$	$\Delta\sigma_{rel}$	Totale différés	Total (%)
Axe VSP	13.53	0.33	0.98	14.84	2.55	4.88	3.21	9.83	24.67
Fin VSP	12.49	0.57	1.05	14.11	2.55	5.26	3.31	10.24	24.35
Fin V1	12.27	0.53	1.17	13.97	2.55	5.85	3.33	10.76	24.73
Fin V2	11.36	1.55	1.04	13.96	2.55	5.22	3.33	10.23	24.19
Fin V3	11.33	1.66	0.89	13.88	2.55	4.45	3.34	9.60	23.48
Fin V4	11.10	1.27	0.92	13.30	2.55	4.60	3.43	9.81	23.11
Fin V5	10.21	2.11	0.77	13.10	2.55	3.86	3.46	9.22	22.32
Fin V6	10.73	1.22	0.79	12.74	2.55	3.97	3.51	9.37	22.11
Fin V7	10.40	1.68	0.80	12.88	2.55	4.00	3.49	9.37	22.26
Fin V8	9.08	3.49	0.58	13.16	2.55	2.91	3.45	8.43	21.59
Fin V9	9.85	2.42	0.56	12.82	2.55	2.81	3.50	8.39	21.21
Fin V10	8.79	2.90	0.52	12.22	2.55	2.61	3.59	8.31	20.53
Fin V11	7.43	3.63	0.45	11.51	2.55	2.25	3.69	8.11	19.62
Fin V12	5.87	4.84	0.34	11.05	2.55	1.70	3.76	7.72	18.77
Fin V13	3.20	7.26	0.19	10.65	2.55	0.95	3.82	7.16	17.81
Fin V14	0.00	13.65	0.00	13.65	2.55	0.00	3.38	5.93	19.58

Tableau B.9 : Vérification des contraintes de travée principale en phase de service (à vide)

	v' (m)	v (m)	I (m4)	S (m²)	Nf	Nc	P F (MN)	P C (MN)	ef (m)	ec (m)	M (MN.m)	σ_{sup} (MPa)	σ_{inf} (MPa)	verf sup	verf inf
Fin V 05	2.63	1.94	39.70	13.08	20.00	0.00	63.60	0.00	2.48	0.00	-70.88	-3.46	4.70	vérifier	vérifier
Fin V 06	2.50	1.80	33.70	12.69	18.00	0.00	57.24	0.00	2.35	0.00	-35.48	-1.90	2.63	vérifier	vérifier
Fin V 07	2.38	1.69	29.08	12.32	16.00	4.00	50.88	12.72	2.23	0.00	-4.50	0.77	1.40	vérifier	vérifier
Fin V 08	2.28	1.58	25.17	12.03	12.00	6.00	38.16	19.08	2.13	1.43	22.19	1.27	2.05	vérifier	vérifier
Fin V 09	2.19	1.49	22.16	11.77	10.00	10.00	31.80	31.80	2.04	1.34	44.67	2.84	2.50	vérifier	vérifier
Fin V 10	2.11	1.42	19.78	11.53	8.00	12.00	25.44	38.16	1.96	1.27	63.03	4.36	1.76	vérifier	vérifier
Fin V 11	2.05	1.35	17.81	11.33	6.00	16.00	19.08	50.88	1.90	1.20	77.33	5.72	2.62	vérifier	vérifier
Fin V 12	2.01	1.30	16.44	11.21	4.00	18.00	12.72	57.24	1.86	1.15	87.61	6.83	2.44	vérifier	vérifier
Fin V 13	1.98	1.27	15.60	11.16	2.00	18.00	6.36	57.24	1.83	1.12	93.91	7.55	1.35	vérifier	vérifier
Fin V 14	1.95	1.26	15.13	11.11	0.00	20.00	0.00	63.60	1.80	1.11	95.72	7.82	2.49	vérifier	vérifier
Axe VSC	1.95	1.25	14.90	11.10	0.00	20.00	0.00	63.60	1.80	1.10	95.77	7.90	2.35	vérifier	vérifier
Fin V 14	1.95	1.26	15.13	11.11	0.00	20.00	0.00	63.60	1.80	1.11	95.72	7.82	2.49	vérifier	vérifier
Fin V 13	1.98	1.27	15.60	11.16	2.00	18.00	6.36	57.24	1.83	1.12	93.91	7.55	1.35	vérifier	vérifier
Fin V 12	2.01	1.30	16.44	11.21	4.00	18.00	12.72	57.24	1.86	1.15	87.61	6.83	2.44	vérifier	vérifier
Fin V 11	2.05	1.35	17.81	11.33	6.00	16.00	19.08	50.88	1.90	1.20	77.33	5.72	2.62	vérifier	vérifier
Fin V 10	2.11	1.42	19.78	11.53	8.00	12.00	25.44	38.16	1.96	1.27	63.03	4.36	1.76	vérifier	vérifier
Fin V 09	2.19	1.49	22.16	11.77	10.00	10.00	31.80	31.80	2.04	1.34	44.67	2.84	2.50	vérifier	vérifier
Fin V 08	2.28	1.58	25.17	12.03	12.00	6.00	38.16	19.08	2.13	1.43	22.19	1.27	2.05	vérifier	vérifier
Fin V 07	2.38	1.69	29.08	12.32	16.00	4.00	50.88	12.72	2.23	0.00	-4.50	0.77	1.40	vérifier	vérifier
Fin V 06	2.50	1.80	33.70	12.69	18.00	0.00	57.24	0.00	2.35	0.00	-35.48	-1.90	2.63	vérifier	vérifier

Tableau B.10 : Vérification des contraintes de travée de rive en phase de service (à vide)

	v' (m)	v (m)	I (m^4)	S (m^2)	Nf	Nc	P F (MN)	P C (MN)	ef (m)	ec (m)	M (MN.m)	σ_{sup} (Mpa)	σ_{inf} (MPa)	verf sup	verf inf
Fin VSC 1	1.95	1.25	14.90	11.10	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	vérifier	vérifier
Fin VSC 2	1.95	1.25	14.90	11.10	0.00	4.00	0.00	12.72	0.00	1.10	19.37	1.85	0.70	vérifier	vérifier
Fin VSC 3	1.95	1.25	14.90	11.10	0.00	8.00	0.00	25.44	0.00	1.10	35.82	3.32	1.63	vérifier	vérifier
Fin VSC 4	1.95	1.25	14.90	11.10	0.00	10.00	0.00	31.80	0.00	1.10	49.35	4.74	1.66	vérifier	vérifier
Fin VSC	1.95	1.25	14.90	11.10	0.00	12.00	0.00	38.16	0.00	1.10	59.96	5.79	1.93	vérifier	vérifier
Fin V14	1.95	1.26	15.13	11.11	0.00	12.00	0.00	38.16	0.00	1.11	65.41	6.41	1.51	vérifier	vérifier
Fin V13	1.98	1.27	15.60	11.16	2.00	14.00	6.36	44.52	0.00	1.12	71.83	6.78	2.20	vérifier	vérifier
Fin V12	2.01	1.30	16.44	11.21	4.00	14.00	12.72	44.52	1.86	1.15	74.27	6.79	2.15	vérifier	vérifier
Fin V11	2.05	1.35	17.81	11.33	6.00	14.00	19.08	44.52	1.90	1.20	72.69	6.15	2.47	vérifier	vérifier
Fin V10	2.11	1.42	19.78	11.53	8.00	12.00	25.44	38.16	1.96	1.27	67.05	5.29	1.98	vérifier	vérifier
Fin V09	2.19	1.49	22.16	11.77	10.00	10.00	31.80	31.80	2.04	1.34	57.28	4.15	1.72	vérifier	vérifier
Fin V08	2.28	1.58	25.17	12.03	12.00	8.00	38.16	25.44	2.13	1.43	43.32	2.74	1.68	vérifier	vérifier
Fin V07	2.38	1.69	29.08	12.32	16.00	6.00	50.88	19.08	2.23	1.54	25.05	1.19	1.80	vérifier	vérifier
Fin V06	2.50	1.80	33.70	12.69	18.00	4.00	57.24	12.72	2.35	1.65	2.37	-0.38	2.00	vérifier	vérifier
Fin V05	2.63	1.94	39.70	13.08	20.00	2.00	63.60	6.36	2.48	1.79	-24.84	-1.91	2.26	vérifier	vérifier
Fin V04	2.78	2.08	46.53	13.55	24.00	0.00	76.32	0.00	2.63	1.93	-56.74	-3.39	2.54	vérifier	vérifier

Tableau B.11 : Vérification des contraintes de travée principale en phase de service (à charge)

	v' (m)	v (m)	I (m^4)	S (m^2)	Nf	Nc	P F (MN)	P C (MN)	ef (m)	ec (m)	M (MN.m)	σ_{sup} (MPa)	σ_{inf} (MPa)	verf sup	verf inf
Fin V 05	2.63	1.94	39.70	13.08	20.00	0.00	63.60	0.00	2.48	0.00	-42.52	-2.08	2.82	vérifier	vérifier
Fin V 06	2.50	1.80	33.70	12.69	18.00	0.00	57.24	0.00	2.35	0.00	-6.36	-0.34	0.34	vérifier	vérifier
Fin V 07	2.38	1.69	29.08	12.32	16.00	4.00	50.88	12.72	2.23	0.00	25.81	2.53	-0.47	vérifier	vérifier
Fin V 08	2.28	1.58	25.17	12.03	12.00	6.00	38.16	19.08	2.13	1.43	54.17	3.27	-0.10	vérifier	vérifier
Fin V 09	2.19	1.49	22.16	11.77	10.00	10.00	31.80	31.80	2.04	1.34	78.94	5.14	0.26	vérifier	vérifier
Fin V 10	2.11	1.42	19.78	11.53	8.00	12.00	25.44	38.16	1.96	1.27	100.35	7.03	-0.42	vérifier	vérifier
Fin V 11	2.05	1.35	17.81	11.33	6.00	16.00	19.08	50.88	1.90	1.20	119.54	8.92	0.06	vérifier	vérifier
Fin V 12	2.01	1.30	16.44	11.21	4.00	18.00	12.72	57.24	1.86	1.15	134.81	10.56	-0.35	vérifier	vérifier
Fin V 13	1.98	1.27	15.60	11.16	2.00	18.00	6.36	57.24	1.83	1.12	145.05	11.72	-1.46	vérifier	vérifier
Fin V 14	1.95	1.26	15.13	11.11	0.00	20.00	0.00	63.60	1.80	1.11	148.65	12.22	-0.78	vérifier	vérifier
Axe VSC	1.95	1.25	14.90	11.10	0.00	20.00	0.00	63.60	1.80	1.10	150.99	12.53	-1.07	vérifier	vérifier
Fin V 14	1.95	1.26	15.13	11.11	0.00	20.00	0.00	63.60	1.80	1.11	148.65	12.22	-0.78	vérifier	vérifier
Fin V 13	1.98	1.27	15.60	11.16	2.00	18.00	6.36	57.24	1.83	1.12	145.05	11.72	-1.46	vérifier	vérifier
Fin V 12	2.01	1.30	16.44	11.21	4.00	18.00	12.72	57.24	1.86	1.15	134.81	10.56	-0.35	vérifier	vérifier
Fin V 11	2.05	1.35	17.81	11.33	6.00	16.00	19.08	50.88	1.90	1.20	119.54	8.92	0.06	vérifier	vérifier
Fin V 10	2.11	1.42	19.78	11.53	8.00	12.00	25.44	38.16	1.96	1.27	100.35	7.03	-0.42	vérifier	vérifier
Fin V 09	2.19	1.49	22.16	11.77	10.00	10.00	31.80	31.80	2.04	1.34	78.94	5.14	0.26	vérifier	vérifier
Fin V 08	2.28	1.58	25.17	12.03	12.00	6.00	38.16	19.08	2.13	1.43	54.17	3.27	-0.10	vérifier	vérifier
Fin V 07	2.38	1.69	29.08	12.32	16.00	4.00	50.88	12.72	2.23	0.00	25.81	2.53	-0.47	vérifier	vérifier
Fin V 06	2.50	1.80	33.70	12.69	18.00	0.00	57.24	0.00	2.35	0.00	-6.36	-0.34	0.34	vérifier	vérifier

Tableau B.12 : Vérification des contraintes de travée de rive en phase de service (à charge)

	v' (m)	v (m)	I (m^4)	S (m^2)	Nf	Nc	P F (MN)	P C (MN)	ef (m)	ec (m)	M (MN.m)	σ_{sup} (MPa)	σ_{inf} (MPa)	verf sup	verf inf
Fin VSC 1	1.95	1.25	14.90	11.10	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	vérifier	vérifier
Fin VSC 2	1.95	1.25	14.90	11.10	0.00	4.00	0.00	12.72	0.00	1.10	27.40	2.90	0.02	vérifier	vérifier
Fin VSC 3	1.95	1.25	14.90	11.10	0.00	8.00	0.00	25.44	0.00	1.10	50.83	5.28	0.37	vérifier	vérifier
Fin VSC 4	1.95	1.25	14.90	11.10	0.00	10.00	0.00	31.80	0.00	1.10	70.30	7.49	-0.10	vérifier	vérifier
Fin VSC	1.95	1.25	14.90	11.10	0.00	12.00	0.00	38.16	0.00	1.10	85.80	9.17	-0.24	vérifier	vérifier
Fin V14	1.95	1.26	15.13	11.11	0.00	12.00	0.00	38.16	0.00	1.11	93.95	10.08	-0.86	vérifier	vérifier
Fin V13	1.98	1.27	15.60	11.16	2.00	14.00	6.36	44.52	1.83	1.12	104.00	10.86	-0.42	vérifier	vérifier
Fin V12	2.01	1.30	16.44	11.21	4.00	14.00	12.72	44.52	1.86	1.15	108.70	11.00	-0.58	vérifier	vérifier
Fin V11	2.05	1.35	17.81	11.33	6.00	14.00	19.08	44.52	1.90	1.20	108.12	10.22	-0.22	vérifier	vérifier
Fin V10	2.11	1.42	19.78	11.53	8.00	12.00	25.44	38.16	1.96	1.27	102.31	9.05	-0.56	vérifier	vérifier
Fin V09	2.19	1.49	22.16	11.77	10.00	10.00	31.80	31.80	2.04	1.34	91.61	7.54	-0.59	vérifier	vérifier
Fin V08	2.28	1.58	25.17	12.03	12.00	8.00	38.16	25.44	2.13	1.43	76.06	5.71	-0.38	vérifier	vérifier
Fin V07	2.38	1.69	29.08	12.32	16.00	6.00	50.88	19.08	2.23	1.54	56.47	3.77	-0.03	vérifier	vérifier
Fin V06	2.50	1.80	33.70	12.69	18.00	4.00	57.24	12.72	2.35	1.65	32.93	1.89	0.36	vérifier	vérifier
Fin V05	2.63	1.94	39.70	13.08	20.00	2.00	63.60	6.36	2.48	1.79	5.39	0.09	0.78	vérifier	vérifier
Fin V04	2.78	2.08	46.53	13.55	24.00	0.00	76.32	0.00	2.63	1.93	-26.24	-1.57	1.17	vérifier	vérifier

Tableau B.13 : Les modes propres

Mode No	Period	TRAN-X		TRAN-Y		TRAN-Z		ROTN-X		ROTN-Y		ROTN-Z	
	(sec)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)
1	0.881007	0	0	63.78	63.78	0	0	3.31	3.31	0	0	0.03	0.03
2	0.790085	0.48	0.48	0	63.78	1.79	1.79	0	3.31	0.06	0.06	0	0.03
3	0.718885	0	0.48	0.09	63.88	0	1.79	0	3.31	0	0.06	34.05	34.09
4	0.607746	3.69	4.17	0	63.88	11.02	12.82	0	3.31	0.8	0.87	0	34.09
5	0.551899	37.75	41.91	0	63.88	0	12.82	0	3.31	22.51	23.37	0	34.09
6	0.474387	0	41.91	23.24	87.11	0	12.82	1.55	4.87	0	23.37	0	34.09
7	0.443225	2.8	44.71	0	87.11	42.82	55.64	0	4.87	1.74	25.11	0	34.09
8	0.43043	0	44.71	0	87.11	0	55.64	0.01	4.87	0	25.11	49.1	83.19
9	0.358817	30.13	74.84	0	87.11	0.96	56.6	0	4.87	35.41	60.52	0	83.19
10	0.324702	0	74.84	4.49	91.6	0	56.6	0.07	4.94	0	60.52	0.02	83.21
11	0.268516	11.16	86	0	91.6	0.71	57.31	0	4.94	3.64	64.16	0	83.21
12	0.253175	8.55	94.55	0	91.6	0.61	57.92	0	4.94	0.69	64.86	0	83.21
13	0.23669	0	94.55	0	91.6	0	57.92	0	4.94	0	64.86	2.39	85.59
14	0.18997	0.16	94.71	0	91.6	1.15	59.06	0	4.94	0.07	64.93	0	85.59
15	0.179538	0	94.71	0.07	91.67	0	59.06	0.58	5.52	0	64.93	0	85.59
16	0.163602	0.01	94.72	0	91.67	0.44	59.5	0	5.52	1.81	66.73	0	85.59
17	0.14778	0.12	94.84	0	91.67	0.27	59.76	0	5.52	1.67	68.4	0	85.59
18	0.144994	0	94.84	0	91.67	0	59.76	0	5.53	0	68.4	2.08	87.68
19	0.141166	0.6	95.44	0	91.67	5.23	64.99	0	5.53	1.49	69.89	0	87.68
20	0.136331	0.18	95.63	0	91.67	8.1	73.09	0	5.53	0.45	70.34	0	87.68

ANNEXE C :
FERRAILLAGE DES ELEMENTS

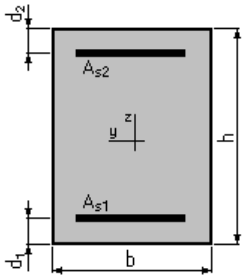
Calcul de Section en Flexion Simple
Ferraillage VSP S1 hourdis supérieure

1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 45,0 (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 = 105,0 (cm)

d_1 = 4,0 (cm)

d_2 = 4,0 (cm)

3. Moments appliqués:

	$\mathbf{M_{max}}$ (kN*m)	$\mathbf{M_{min}}$ (kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	-646,58	0,00
Etat **L**imite de **S**ervice	-453,25	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} = 19,1 (cm2)
Section minimum	$A_{s\ min}$ = 0,0 (cm2)		
théorique	ρ = 0,19 (%)		
minimum	ρ_{min} = 0,13 (%)		

Analyse par Cas:

Cas ELU M_{max} **= -646,58 (kN*m)** M_{min} **= 0,00 (kN*m)**

Coefficient de sécurité: 1,28 Pivot: A

Position de l'axe neutre: y = 4,1 (cm)

Bras de levier: Z = 99,4 (cm)

Déformation du béton: ε_b = 0,42 (‰)

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

Contrainte de l'acier:

tendue: σ_s = 434,8 (MPa)

Cas ELS M_{max} **= -453,25 (kN*m)** M_{min} **= 0,00 (kN*m)**

Coefficient de sécurité: 1,00

Position de l'axe neutre: y = 21,4 (cm)

Bras de levier: Z = 93,9 (cm)

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

Contrainte limite: 0,6 fcj = 27,0 (MPa)

Contrainte de l'acier:

comprimée: σ_s' = 31,1 (MPa)

Contrainte limite de l'acier:

$\sigma_{s\,lim}$ = 252,8 (MPa)

Calcul de Section en Flexion Simple

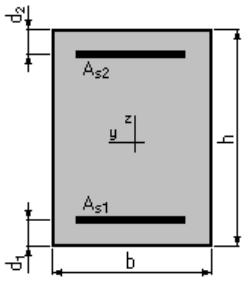
Ferraillage VSP S2 hourdis supérieure

1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 45,0 (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 = 35,0 (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)	-339,00	0,00
Etat **L**imite de **S**ervice	-236,92	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} = 35,4 (cm2)
Section minimum	$A_{s\ min}$ = 0,0 (cm2)		
théorique	ρ = 1,14 (%)		
minimum	ρ_{min} = 0,16 (%)		

Analyse par Cas:

Cas ELU M_{max} = -339,00 (kN*m) M_{min} = 0,00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,27 Pivot: A

Position de l'axe neutre: y = 7,6 (cm)

Bras de levier: Z = 28,0 (cm)

Déformation du béton: ε_b = 3,26 (‰)

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

Contrainte de l'acier:

tendue: σ_s = 434,8 (MPa)

Cas ELS M_{max} = -236,92 (kN*m) M_{min} = 0,00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,00

Position de l'axe neutre: y = 13,6 (cm)

Bras de levier: Z = 26,5 (cm)

Contrainte maxi du béton: σ_b = 13,2 (MPa)

Contrainte limite: 0,6 fcj = 27,0 (MPa)

Contrainte de l'acier:

tendue: σ_s = 252,8 (MPa)

Contrainte limite de l'acier:

$\sigma_{s\,lim}$ = 252,8 (MPa)

Calcul de Section en Flexion Simple

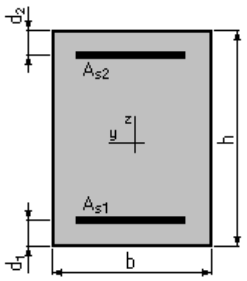
Ferraillage VSP S3 hourdis supérieure

1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 45,0 (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:

	$\mathbf{M_{max}}$ (kN*m)	$\mathbf{M_{min}}$ (kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	294,42	0,00
Etat **L**imite de **S**ervice	207,23	0,00
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 47,9 (cm2) Section théorique A_{s2} = 0,0 (cm2)

Section minimum $A_{s\ min}$ = 3,6 (cm2)

théorique ρ = 2,28 (%)

minimum ρ_{min} = 0,17 (%)

Analyse par Cas:

Cas ELU M_{max} = 294,42 (kN*m) M_{min} = 0,00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,20 Pivot: B

Position de l'axe neutre: y = 10,3 (cm)

Bras de levier: Z = 16,9 (cm)

Déformation du béton: ε_b = 3,38 (‰)

Déformation de l'acier: ε_s = 3,51 (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue: σ_s = 434,8 (MPa)

Cas ELS M_{max} = 207,23 (kN*m) M_{min} = 0,00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,00

Position de l'axe neutre: y = 11,6 (cm)

Bras de levier: Z = 17,1 (cm)

Contrainte maxi du béton: σ_b = 20,8 (MPa)

Contrainte limite: 0,6 fcj = 27,0 (MPa)

Contrainte de l'acier:

tendue: σ_s = 252,8 (MPa)

Contrainte limite de l'acier:

$\sigma_{s\ lim}$ = 252,8 (MPa)

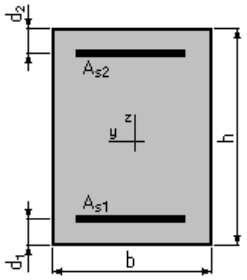
Calcul de Section en Flexion Simple
Ferraillage VSP hourdis inférieure (I1)

1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 45,0 (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)	-62,87	0,00
Etat **L**imite de **S**ervice	-46,57	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} = 9,1 (cm2)
Section minimum	$A_{s\ min}$ = 0,0 (cm2)		
théorique	ρ = 0,14 (%)		
minimum	ρ_{min} = 0,14 (%)		

Analyse par Cas:

Cas ELU M_{max} = -62,87 (kN*m) M_{min} = 0,00 (kN*m)

Coefficient de sécurité:	4,09	Pivot: A
Position de l'axe neutre:	y = 2,0	(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} **= -46,57 (kN*m)** M_{min} **= 0,00 (kN*m)**

Coefficient de sécurité: 3,05

Position de l'axe neutre: y = 12,1 (cm)

Bras de levier: Z = 62,0 (cm)

Contrainte maxi du béton: σ_b = 0,5 (MPa)

Contrainte limite: 0,6 fcj = 27,0 (MPa)

Contrainte de l'acier:

comprimée: σ_s' = 7,1 (MPa)

Contrainte limite de l'acier:

$\sigma_{s\ lim}$ = 252,8 (MPa)

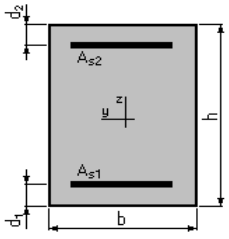
Calcul de Section en Flexion Composée
Ferraillage de l'âme section A1

1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 45,0 (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 = 60,0 (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	-504,08	-529,83
2.	ELS	-358,93	-366,77

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 0,0 (cm2) Section théorique A_{s2} = 35,6 (cm2)

Section minimum $A_{s\,min}$ = 7,9 (cm2)

théorique ρ = 0,63 (%)

minimum ρ_{min} = 0,14 (%)

Analyse par Cas:

Cas N^{O} 1: Type ELU N = -504,08 (kN) M = -529,83 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,25 Pivot: A

Position de l'axe neutre: y = 4,5 (cm)

Bras de levier: Z = 54,2 (cm)

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

Déformation du béton: ε_b = 0,88 (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue: σ_s = 434,8 (MPa)

Cas N^{O} 2: Type ELS N = -358,93 (kN) M = -366,77 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,00

Position de l'axe neutre: y = 16,0 (cm)

Bras de levier: Z = 50,7 (cm)

Contrainte maxi du béton: σ_b = 6,7 (MPa)

Contrainte limite: 0,6 fcj = 27,0 (MPa)

Contrainte de l'acier:

tendue: σ_s = 252,8 (MPa)

Contrainte limite de l'acier: $\sigma_{s\,lim}$ = 252,8 (MPa)

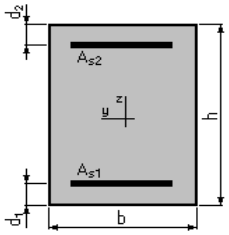
Calcul de Section en Flexion Composée
Ferraillage de l'âme section A2

1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 45,0 (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 = 60,0 (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	-526,97	-233,69
2.	ELS	-375,90	-162,40

4. Résultats:

Sections d'Acier:

ANNEXE C : FERRAILLAGE DES ELEMENTS

Section théorique A_{s1} = 0,0 (cm2) Section théorique A_{s2} = 19,7 (cm2)

Section minimum $A_{s\,min}$ = 7,9 (cm2)

théorique ρ = 0,35 (%)

minimum ρ_{min} = 0,14 (%)

Analyse par Cas:

Cas N^{O} 1: Type ELU N = -526,97 (kN) M = -233,69 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,22 Pivot: A

Position de l'axe neutre: y = 1,1 (cm)

Bras de levier: Z = 55,6 (cm)

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

Déformation du béton: ε_b = 0,19 (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue: σ_s = 434,8 (MPa)

Cas N^{O} 2: Type ELS N = -375,90 (kN) M = -162,40 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,00

Position de l'axe neutre: y = 8,3 (cm)

Bras de levier: Z = 53,2 (cm)

Contrainte maxi du béton: σ_b = 2,9 (MPa)

Contrainte limite: 0,6 fcj = 27,0 (MPa)

Contrainte de l'acier:

tendue: σ_s = 252,8 (MPa)

Contrainte limite de l'acier: $\sigma_{s\,lim}$ = 252,8 (MPa)

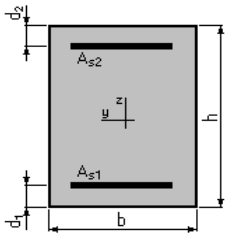
Calcul de Section en Flexion Composée
Ferraillage de l'âme section A3

1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 45,0 (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 = 60,0 (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	-603,30	799,39
2.	ELS	-432,43	552,85

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 52,3 (cm2) Section théorique A_{s2} = 0,0 (cm2)

Section minimum $A_{s\,min}$ = 7,9 (cm2)

théorique ρ = 0,93 (%)

minimum ρ_{min} = 0,14 (%)

Analyse par Cas:

Cas N^{O} 1: Type ELU N = -603,30 (kN) M = 799,39 (kN*m)

Coefficient de sécurité:	1,25	Pivot: A
Position de l'axe neutre:	y = 7,5	(cm)
Bras de levier:	Z = 53,0	(cm)
Déformation de l'acier:	ε_s = 10,00	(‰)
Déformation du béton:	ε_b = 1,55	(‰)
Contrainte de l'acier:		
tendue:	σ_s = 434,8	(MPa)

Cas N^{O} 2: Type ELS N = -432,43 (kN) M = 552,85 (kN*m)

Coefficient de sécurité:	1,00
Position de l'axe neutre:	y = 19,6 (cm)
Bras de levier:	Z = 49,5 (cm)
Contrainte maxi du béton:	σ_b = 9,1 (MPa)
Contrainte limite:	0,6 fcj = 27,0 (MPa)
Contrainte de l'acier:	
tendue:	σ_s = 252,8 (MPa)
Contrainte limite de l'acier:	$\sigma_{s\,lim}$ = 252,8 (MPa)

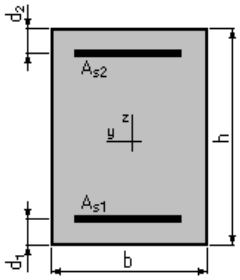
Calcul de Section en Flexion Simple
Ferraillage VSC S1 hourdis supérieure

1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 45,0 (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 = 105,0 (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)	-504,00	0,00
Etat **L**imite de **S**ervice	-354,90	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} = 14,8 (cm2)
Section minimum	$A_{s\ min}$ = 0,0 (cm2)		
théorique	ρ = 0,15 (%)		
minimum	ρ_{min} = 0,13 (%)		

Analyse par Cas:

Cas ELU M_{max} = -504,00 (kN*m) M_{min} = 0,00 (kN*m)

Coefficient de sécurité:	1,28	Pivot: A
Position de l'axe neutre:	y = 3,2	(cm)
Bras de levier:	Z = 99,7	(cm)
Déformation du béton:	ε_b = 0,33	(‰)
Déformation de l'acier:	ε_s = 10,00	(‰)

Contrainte de l'acier:

tendue: σ_s = 434,8 (MPa)

Cas ELS M_{max} **= -354,90 (kN*m)** M_{min} **= 0,00 (kN*m)**

Coefficient de sécurité: 1,00

Position de l'axe neutre: y = 19,1 (cm)

Bras de levier: Z = 94,6 (cm)

Contrainte maxi du béton: σ_b = 1,8 (MPa)

Contrainte limite: 0,6 fcj = 27,0 (MPa)

Contrainte de l'acier:

comprimée: σ_s' = 24,9 (MPa)

Contrainte limite de l'acier:

$\sigma_{s\ lim}$ = 252,8 (MPa)

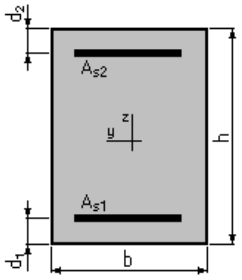
Calcul de Section en Flexion Simple
Ferraillage VSC S2 hourdis supérieure

1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 45,0 (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 = 35,0 (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)	-222,18	0,00
Etat **L**imite de **S**ervice	-156,17	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} = 22,8 (cm2)

Section minimum $A_{s\ min}$ = 0,0 (cm2)

théorique ρ = 0,73 (%)

minimum ρ_{min} = 0,16 (%)

Analyse par Cas:

Cas ELU M_{max} = -222,18 (kN*m) M_{min} = 0,00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,29 Pivot: A

Position de l'axe neutre: y = 4,9 (cm)

Bras de levier: Z = 29,1 (cm)

Déformation du béton: ε_b = 1,88 (‰)

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

Contrainte de l'acier:

tendue: σ_s = 434,8 (MPa)

Cas ELS M_{max} = -156,17 (kN*m) M_{min} = 0,00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,00

Position de l'axe neutre: y = 11,5 (cm)

Bras de levier: Z = 27,2 (cm)

Contrainte maxi du béton: σ_b = 10,0 (MPa)

Contrainte limite: 0,6 fcj = 27,0 (MPa)

Contrainte de l'acier:

tendue: σ_s = 252,8 (MPa)

Contrainte limite de l'acier:

$\sigma_{s\ lim}$ = 252,8 (MPa)

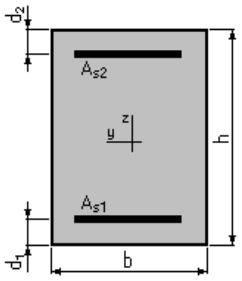
Calcul de Section en Flexion Simple
Ferraillage VSC S3 hourdis supérieure

1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 45,0 (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)	212,92	0,00
Etat **L**imite de **S**ervice	151,07	0,00
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 34,1 (cm2) Section théorique A_{s2} = 0,0 (cm2)

Section minimum $A_{s\ min}$ = 3,6 (cm2)

théorique ρ = 1,62 (%)

minimum ρ_{min} = 0,17 (%)

Analyse par Cas:

Cas ELU M_{max} = 212,92 (kN*m) M_{min} = 0,00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,26 Pivot: B

Position de l'axe neutre: y = 7,3 (cm)

Bras de levier: Z = 18,1 (cm)

Déformation du béton: ε_b = 3,38 (‰)

Déformation de l'acier: ε_s = 6,29 (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue: σ_s = 434,8 (MPa)

Cas ELS M_{max} = 151,07 (kN*m) M_{min} = 0,00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,00

Position de l'axe neutre: y = 10,4 (cm)

Bras de levier: Z = 17,5 (cm)

Contrainte maxi du béton: σ_b = 16,6 (MPa)

Contrainte limite: 0,6 fcj = 27,0 (MPa)

Contrainte de l'acier:

tendue: σ_s = 252,8 (MPa)

Contrainte limite de l'acier:

$\sigma_{s\,lim}$ = 252,8 (MPa)

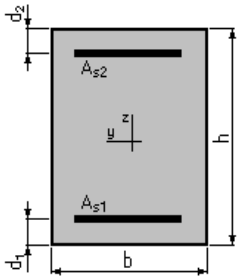
Calcul de Section en Flexion Simple
Ferraillage VSP hourdis inférieure (I1)

1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 45,0 (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)	-52,36	0,00
Etat **L**imite de **S**ervice	-38,78	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} = 6,4 (cm2)
Section minimum	$A_{s\ min}$ = 0,0 (cm2)		
théorique	ρ = 0,25 (%)		
minimum	ρ_{min} = 0,16 (%)		

Analyse par Cas:

Cas ELU M_{max} = -52,36 (kN*m) M_{min} = 0,00 (kN*m)

Coefficient de sécurité:	1,35	Pivot: A
Position de l'axe neutre:	y = 1,4	(cm)
Bras de levier:	Z = 25,5	(cm)
Déformation du béton:	ε_b = 0,56	(‰)
Déformation de l'acier:	ε_s = 10,00	(‰)

Contrainte de l'acier:

tendue: σ_s = 434,8 (MPa)

Cas ELS **M_{max} = -38,78 (kN*m)** **M_{min} = 0,00 (kN*m)**

Coefficient de sécurité: 1,00

Position de l'axe neutre: y = 6,2 (cm)

Bras de levier: Z = 23,9 (cm)

Contrainte maxi du béton: σ_b = 2,4 (MPa)

Contrainte limite: 0,6 fcj = 27,0 (MPa)

Contrainte de l'acier:

comprimée: σ_s' = 26,2 (MPa)

Contrainte limite de l'acier:

$\sigma_{s\ lim}$ = 252,8 (MPa)

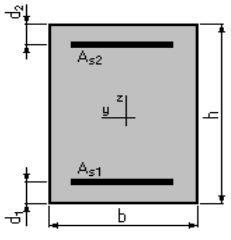
Calcul de Section en Flexion Composée
Ferraillage de l'âme section A1

1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 45,0 (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 = 60,0 (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	-477,86	-387,08
2.	ELS	-340,66	-268,26

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 0,0 (cm2) Section théorique A_{s2} = 27,3 (cm2)

Section minimum $A_{s\,min}$ = 7,9 (cm2)

théorique ρ = 0,49 (%)

minimum ρ_{min} = 0,14 (%)

Analyse par Cas:

Cas N^{O} 1: Type ELU N = -477,86 (kN) M = -387,08 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,24 Pivot: A

Position de l'axe neutre: y = 2,9 (cm)

Bras de levier: Z = 54,8 (cm)

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

Déformation du béton: ε_b = 0,55 (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue: σ_s = 434,8 (MPa)

Cas N^{O} 2: Type ELS N = -340,66 (kN) M = -268,26 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,00

Position de l'axe neutre: y = 13,3 (cm)

Bras de levier: Z = 51,6 (cm)

Contrainte maxi du béton: σ_b = 5,2 (MPa)

Contrainte limite: 0,6 fcj = 27,0 (MPa)

Contrainte de l'acier:

tendue: σ_s = 252,8 (MPa)

Contrainte limite de l'acier: $\sigma_{s\,lim}$ = 252,8 (MPa)

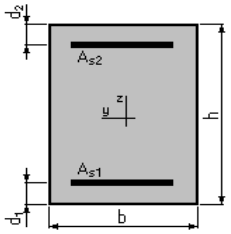
Calcul de Section en Flexion Composée
Ferraillage de l'âme section A2

1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 45,0 (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 = 60,0 (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	-484,96	-243,37
2.	ELS	-345,92	-168,84

4. Résultats:

Sections d'Acier:

ANNEXE C : FERRAILLAGE DES ELEMENTS

Section théorique A_{s1} = 0,0 (cm2) Section théorique A_{s2} = 19,6 (cm2)

Section minimum $A_{s\,min}$ = 7,9 (cm2)

théorique ρ = 0,35 (%)

minimum ρ_{min} = 0,14 (%)

Analyse par Cas:

Cas N^{O} 1: Type ELU N = -484,96 (kN) M = -243,37 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,22 Pivot: A

Position de l'axe neutre: y = 1,3 (cm)

Bras de levier: Z = 55,5 (cm)

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

Déformation du béton: ε_b = 0,23 (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue: σ_s = 434,8 (MPa)

Cas N^{O} 2: Type ELS N = -345,92 (kN) M = -168,84 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,00

Position de l'axe neutre: y = 9,1 (cm)

Bras de levier: Z = 53,0 (cm)

Contrainte maxi du béton: σ_b = 3,3 (MPa)

Contrainte limite: 0,6 fcj = 27,0 (MPa)

Contrainte de l'acier:

tendue: σ_s = 252,8 (MPa)

Contrainte limite de l'acier: $\sigma_{s\,lim}$ = 252,8 (MPa)

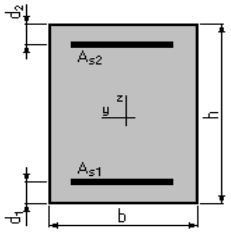
Calcul de Section en Flexion Composée
Ferraillage de l'âme section A3

1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 45,0 (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 = 60,0 (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	-517,04	415,43
2.	ELS	-369,69	287,37

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 29,3 (cm2) Section théorique A_{s2} = 0,0 (cm2)

Section minimum $A_{s\,min}$ = 7,9 (cm2)

théorique ρ = 0,52 (%)

minimum ρ_{min} = 0,14 (%)

Analyse par Cas:

Cas N^{O} 1: Type ELU N = -517,04 (kN) M = 415,43 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,24 Pivot: A
Position de l'axe neutre: y = 3,1 (cm)
Bras de levier: Z = 54,8 (cm)
Déformation de l'acier: ε_s = 10,00 (‰)
Déformation du béton: ε_b = 0,59 (‰)
Contrainte de l'acier:

tendue: σ_s = 434,8 (MPa)

Cas N^{O} 2: Type ELS N = -369,69 (kN) M = 287,37 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,00
Position de l'axe neutre: y = 13,7 (cm)
Bras de levier: Z = 51,4 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 5,4 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 27,0 (MPa)

Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 252,8 (MPa)
Contrainte limite de l'acier: $\sigma_{s\,lim}$ = 252,8 (MPa)

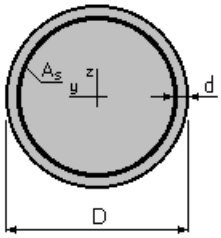
Calcul ferraillage de Section pieux en Flexion Déviée Composée

1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 35,0 (MPa) Acier: fe = 500,0 (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



D = 120,0 (cm)

d = 5,0 (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N^{O}	Type	**N** (kN)	$\mathbf{M_y}$ (kN*m)	$\mathbf{M_z}$ (kN*m)
1.	ELS	-6777,05	0,01	12,72

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_s = 273,0 (cm2)

Section minimum $A_{s\,min}$ = 22,6 (cm2) Section maximum $A_{s\,max}$ = 565,5 (cm2)

théorique ρ = 2,41 (%)

minimum ρ_{min} = 0,10 (%) maximum ρ_{max} = 5,00 (%)

Analyse par Cas:

Cas N^{O} 1: Type ELS N = -6777,05 (kN) M_y = 0,01 (kN*m) M_z = 12,72 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,00

Position de l'axe neutre: y = -7836,5 (cm)

Bras de levier: Z = 55,0 (cm)

Contrainte maxi du béton: σ_b = 0,0 (MPa)

Contrainte limite: 0,6 fcj = 21,0 (MPa)

Contrainte de l'acier:

tendue: σ_s = 250,0 (MPa)

Contrainte limite de l'acier:

$\sigma_{s\,lim}$ = 250,0 (MPa)