

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
المدرسة الوطنية العليا للأشغال العمومية
فرنسيس جانشون

Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics
Francis Jeanson



Mémoire

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

Filière : Travaux Publics

Spécialité : Matériaux & Structures

Thème

**CONCEPTION ET ETUDE D'UN VIAUC
FERROVIAIRE
DU PK85+750.362 AU PK 86+587.062
sur le tronçon BOUCHEGOUF - SOUK AHRAS**

Présenté par :

- MANSOURI Anais
- OUTAYEB Manel

Encadré par :

- Mme MOUSTARI Nouara
- Mr BEKHOUCHE mohamed R

Promotion 2025/2026

© ENSTP-FJ - Garidi - Vieux Kouba

REMERCIEMENT

Avant tout, nous rendons grâce à Allah, le Tout-Puissant, pour nous avoir accordé la santé, la volonté, la patience et la persévérance nécessaires à l'accomplissement de ce travail.

*Nous adressons nos plus sincères remerciements à notre encadrante, Mme **MOUSTARI NOUARA**, pour son accompagnement précieux, sa disponibilité, ses conseils avisés ainsi que son soutien constant tout au long de la réalisation de ce mémoire. Sa compétence, son exigence scientifique et son engagement ont été d'une aide inestimable dans l'aboutissement de ce projet.*

Nous exprimons également notre profonde gratitude aux membres du jury pour l'honneur qu'ils nous font en acceptant d'évaluer ce travail et pour l'intérêt qu'ils lui portent.

*Nos remerciements s'adressent également à l'ensemble des enseignants et du personnel pédagogique de L'ENSTP, spécialement à monsieur **Mr Zourgui**, **Mme Bourebia.A** et **Mme Bourebiq .M** qui ont contribué à notre formation et à notre épanouissement académique durant toutes ces années d'études.*

Nous tenons à adresser une pensée particulière à nos parents et à nos familles pour leur amour, leur soutien indéfectible, leurs sacrifices et leurs encouragements constants. Leur confiance en nous a toujours été une source de motivation et de détermination.

Nous remercions également nos amis, collègues et toutes les personnes qui, de près ou de loin, ont participé à la réalisation de ce travail ou nous ont apporté leur aide et leur soutien.

Enfin, à tous ceux qui ont contribué, d'une manière ou d'une autre, à la réussite de ce mémoire, nous exprimons notre profonde reconnaissance et notre sincère gratitude.

Merci à tous.

DÉDICACE

*Avant toute chose, je rends grâce à **Allah**, le Tout-Puissant, pour m'avoir accordé la santé, la patience, la force et la détermination nécessaires pour accomplir ce travail et atteindre cette étape importante de mon parcours.*

*À ma **chère mère, Nora**,*

Pour ton amour infini, ta tendresse, tes prières et ton soutien inconditionnel. Merci d'avoir toujours cru en moi, de m'avoir encouragée dans les moments les plus difficiles et d'avoir été ma plus grande source de réconfort. Que ce travail soit le reflet de toute la gratitude, l'admiration et l'affection que je te porte.

*À mon **cher père, Abd El Malek**,*

Pour tous les sacrifices consentis, les valeurs que tu m'as transmises, ta confiance et ton soutien constant tout au long de mon parcours. Merci d'avoir toujours été présent et de m'avoir donné la force d'avancer avec détermination. Je te dédie ce travail avec un profond respect et une immense reconnaissance.

*À ma sœur **Célya** et à mon frère **Mohamed**,*

Pour votre présence, votre soutien et tous les moments de joie partagés. Je vous dédie ce travail avec toute mon affection.

*À ma binôme **Manel**,*

Je te remercie pour ton engagement, ta collaboration et les moments de travail partagés durant la réalisation de ce projet. Malgré les difficultés rencontrées, nous avons su avancer ensemble pour mener ce travail à son terme. Je te souhaite beaucoup de réussite pour la suite de ton parcours professionnel et personnel.

*À l'ensemble des **enseignants de l'ENSTP**,*

Recevez à travers ce travail l'expression de ma profonde gratitude pour les connaissances que vous m'avez transmises, votre disponibilité et votre accompagnement tout au long de ma formation. Grâce à votre enseignement, j'ai pu grandir tant sur le plan académique que professionnel.

*À mes **amis**,*

Merci pour les souvenirs, les moments de partage, les encouragements mutuels, les longues journées de travail et toutes ces expériences qui ont marqué ces années d'études. Votre présence a rendu ce parcours plus enrichissant et plus agréable.

Enfin, à toutes les personnes qui ont contribué, de près ou de loin, à l'aboutissement de ce mémoire.

Anaïs MANSOURI

DÉDICACE

*Avant tout, je rends grâce à **Allah**, le Tout-Puissant, pour m'avoir guidée, protégée et donné la force de surmonter chaque épreuve jusqu'à l'aboutissement de ce travail.*

À la petite fille que j'étais, celle qui n'a jamais cessé de croire en ses rêves. Aujourd'hui, je suis fière de ce que tu es devenue .

*À ma très chère maman, **Djamila**, mon ange gardien, celle qui m'a donnée la vie et avec qui j'ai tout commencé ,*

Ce travail est le fruit de tes sacrifices, de ta bienveillance et de ton amour infini. Tu as été la première à croire en moi et la principale raison de ma réussite. Aucun mot ne pourra exprimer toute ma gratitude et mon amour pour toi. Que Dieu te garde auprès de nous, te comble de bonheur et te récompense pour tout l'amour que tu m'as offert.

*À mon très cher papa, **Abderrahmane**,*

Merci pour ton soutien, tes conseils et tous les efforts que tu as consentis pour mon avenir. Aujourd'hui, je suis heureuse de pouvoir te dire : « Regarde papa, ta petite fille est devenue ingénieure, tout comme toi. »

*À mon frère **Zaki** , ma sœur **Narimene**, et mon chouchou **tayeb** merci pour votre amour, votre tendresse et votre présence qui ont illuminé ma vie .*

*À ma chère grand-mère, **Dhaouia**,*

Toi qui m'as élevée avec tant d'amour, de patience et de générosité. Merci pour tout ce que tu m'as donné et pour toutes les valeurs que tu m'as transmises. Une part de cette réussite te revient.

*À ma tante **Noura**, ma deuxième maman,*

celle qui m'a appris tant de choses et qui a toujours cru en moi. Merci pour ton amour, tes conseils, ton soutien et ta confiance. Ta présence dans ma vie est une véritable richesse. Je saurais jamais exprimer ma gratitude et mon amour pour toi .

*À ma très chère tante, **Farida**,*

Merci d'avoir toujours pris de mes nouvelles, d'avoir écouté mes histoires, mes joies et mes inquiétudes. Merci pour ton affection, ta bienveillance et tous ces compliments qui ont souvent illuminé mes journées. Merci de m'avoir tant gâtée par ton amour.

Que dieu te protège et te garde auprès de nous.

*À ma tante **Fatiha**, merci pour ton encouragements.*

*À ma binôme préférée **Anaïs**,*

Merci pour tous les moments partagés durant notre parcours à l'ENSTP. Entre travail, défis, réussites et souvenirs, cette aventure a été plus belle grâce à ta présence. Je te souhaite le meilleur pour la suite.

À tous mes amis rencontrés à l'ENSTP,

Merci pour votre amitié, votre soutien et tous les souvenirs inoubliables que nous avons construits ensemble. Vous avez rendu ce parcours plus agréable, et surtout gravé à jamais.

Enfin, à toutes les personnes qui ont contribué, de près ou de loin, à ma réussite, à mon épanouissement personnel et à l'aboutissement de ce travail, je dédie ce mémoire avec toute ma reconnaissance, mon respect et mon affection.

MANEL

ملخص

يتناول هذا العمل تصميم ودراسة الجسر العلوي السككي V11 مزدوج السكة، الواقع على المقطع بوشقوف – سوق أهراس – الدرعة عند النقطة الكيلومترية PK 86+168.71، ويُجز هذا المنشأ في إطار مشروع إنشاء الخط السككي الجديد الرابط بين بوشقوف والدرعة في شمال شرق الجزائر.

بعد دراسة عدة بدائل وإجراء تحليل متعدد المعايير، تم اعتماد حل يتمثل في جسر علوي مكوّن من عوارض خرسانية مسبقة الصنع ومسبقة الإجهاد بنظام الشد اللاحق، وذلك لكونه يحقق أفضل توازن بين المتطلبات التقنية والاقتصادية ومتطلبات التنفيذ.

تشمل هذه الدراسة تصميم البنية الفوقية للمنشأ، وحساب قوى الإجهاد المسبق، والتحقق من التسليح العادي، ودراسة تجهيزات الجسر، بالإضافة إلى تصميم البنية التحتية والتحقق من مقاومة المنشأ للتأثيرات الزلزالية.

وقد أُنجزت الحسابات باستعمال برنامجي MIDAS Civil وROBOT Structural Analysis، وذلك وفقاً للأنظمة والمعايير المعمول بها، ولا سيما BAEL 91 وBPEL 91 المعدل سنة 1999 و RPOA 2008.

الكلمات المفتاحية:

جسر علوي سككي، سكة مزدوجة، الخرسانة سابقة الإجهاد، الشد اللاحق، عوارض مسبقة الصنع، البنية الفوقية، البنية التحتية، التحقق الزلزالي.

RÉSUMÉ

Le présent travail porte sur la conception et l'étude du viaduc ferroviaire **V11** à double voie, situé sur le **tronçon Bouchegouf / Souk-Ahras / Dréa, au centrale PK 86+168.71**. Cet ouvrage s'inscrit dans le cadre du projet de réalisation de la nouvelle ligne ferroviaire reliant Bouchegouf à Dréa dans le nord-est de l'Algérie.

Après l'étude de plusieurs variantes et une analyse multicritère, le choix s'est porté sur un viaduc à poutres préfabriquées en béton précontraint par post-tension, offrant le meilleur compromis entre les exigences techniques, économiques et constructives.

L'étude comprend le dimensionnement de la superstructure, le calcul de la précontrainte, la vérification des armatures passives, l'étude des équipements ainsi que le dimensionnement de l'infrastructure et la vérification sismique de l'ouvrage.

Les calculs ont été réalisés à l'aide des logiciels **MIDAS Civil** et **ROBOT Structural Analysis**, conformément aux règlements en vigueur, notamment le **BAEL 91**, le **BPEL 91** révisé **99** et le **RPOA 2008**.

Mots-clés:

Viaduc ferroviaire, double voie, béton précontraint, post-tension, conception ,poutres préfabriquées, superstructure, infrastructure, vérification sismique.

ABSTRACT

This work focuses on the design and structural analysis of the **V11 double-track railway viaduct**, located on the **Bouchevouf / Souk-Ahras / Dréa** section at **PK 86+168.71**. This structure forms part of the project for the construction of the new railway line connecting **Bouchevouf** to **Dréa** in northeastern Algeria.

Following the evaluation of several design alternatives and a multi-criteria analysis, the selected solution consists of a **post-tensioned prestressed concrete viaduct with precast girders**, providing the optimum balance between technical, economic, and construction requirements.

The study includes the design of the superstructure, prestressing calculations, verification of passive reinforcement, analysis of bridge equipment, as well as the design of the substructure and the seismic verification of the structure.

The calculations were carried out using **MIDAS Civil** and **ROBOT Structural Analysis** software, in accordance with the applicable design standards and regulations, particularly **BAEL 91**, **BPEL 91 Revised 99**, and **RPOA 2008**.

Keywords:

Railway Viaduct, Double Track, Prestressed Concrete, Post-Tensioning, Precast Girders, Superstructure, Substructure, Seismic Verification.

SOMMAIRE

INTRODUCTION GENERALE.....	
INTRODUCTION GENERALE.....	1
CHAPITRE I. PRESENTATION DU PROJET	
I.1. INTRODUCTION :.....	2
I.2. PRESENTATION DU PROJET	2
I.2.1. Situation du projet	2
I.3. DONNÉES DU PROJETS	3
I.3.1. Données fonctionnelles	3
I.3.2. Données naturelles	4
CHAPITRE II. CONCEPTION ET PREDIMMENTIONNEMENT	
II.1. INTRODUCTION :.....	9
II.2. ELEMENTS PRINCIPAUX DE LA CONCEPTION :	9
II.3. PRESENTATION ET PRE DIMENSIONNEMENT DES VARIANTES :.....	10
II.3.1. Variante 1: « Pont a Poutres Précontrainte Post Tension ».....	10
II.3.2. Variante 2 : « Pont Mixte à Bi -poutres »	15
II.3.3. Variante 3 : « Pont voussoirs en béton précontraint construit par encorbellements successifs ».....	18
II.4. ANALYSE MULTICRITERES	21
II.4.1. L'exécution (/6 points):	21
II.4.2. L'entretien (/4 points)	21
II.4.3. Impact Visuel et Intégration Paysagère (/5 points)	22
CONCLUSION	26
CHAPITRE III. MATERIAUX ET HYPOTHESES DE CALCUL.....	
III.1. INTRODUCTION.....	27
III.2. NORMES ET REGLES DE CALCUL	27

III.3.	CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX.....	27
III.3.1.	Le béton.....	27
III.3.2.	Les aciers d'armatures du béton.....	30
CHAPITRE IV.	CHARHES ET SURCHARGES	
IV.1.	INTRODUCTION.....	33
IV.2.	EVALUATION DES CHARGES HORS TRAFIC.....	33
IV.2.1.	Charges permanentes.....	33
IV.2.2.	Charges thermiques	34
IV.2.3.	Action due au vent.....	35
IV.3.	EVALUATION DES CHARGES DUES AU TRAFIC	35
IV.3.1.	Présentation du trafic ferroviaire.....	35
IV.3.2.	Charges ferroviaires	35
IV.3.3.	Les actions dues à la traction et au freinage.....	37
IV.3.4.	Effort de lacet	39
IV.3.5.	Forces centrifuges	39
IV.3.6.	Action accidentelle.....	40
IV.3.7.	Effet dynamique	43
IV.4.	COMBINAISONS ET GROUPES DE CHARGES	47
IV.4.1.	Estimation des groupes de charges du traffic-ferroviaire.....	47
IV.4.2.	Combinaison de charges	48
IV.5.	ÉVALUATION DES EFFORTS	50
IV.5.1.	Logiciel de calcul	50
IV.5.2.	Modélisation.....	51
IV.5.3.	Définition des charges et surcharges	52
IV.5.4.	Résultats	52
IV.6.	CONCLUSION	54
CHAPITRE V.	ÉTUDE DE LA PRÉCONTRAINTÉ	

V.1.	INTRODUCTION.....	56
V.2.	ETUDE DE LA PRECONTRAINTE	56
V.2.1.	Tension à l'origine.....	56
V.2.2.	Calcul du nombre de câble la précontrainte :	57
V.2.3.	Détermination du nombre de câbles à l'about.....	59
V.2.4.	Vérification des contraintes.....	60
V.3.	TRACE DES CABLES DE PRECONTRAINTE.....	62
V.3.1.	Disposition des câbles à l'about	63
V.3.2.	Tracé des câbles en élévation	65
V.4.	CALCULS DES PERTES	67
V.4.1.	Pertes de tension Instantanées	68
V.4.2.	Pertes de tension par recul d'ancrage.....	71
V.4.3.	Analyse des résultats	73
V.4.4.2.	Justification des contraintes tangentielles à l'ELS	79
V.4.5.	Ferraillage passif longitudinal :	83
V.4.6.	Etude de la zone d'application de forces concentrées (zone d'about) :	85
V.5.	CONCLUSION	88
CHAPITRE VI.	ETUDE DU TABLIER.....	
VI.1.	INTRODUCTION.....	90
VI.2.	L'HOUDIS GÉNÉRAL	90
VI.2.1.	Détermination des moments fléchissants	91
VI.2.3.	Étude des entretoises	96
CHAPITRE VII.	ÉTUDE SISMIQUE ET EQUIPEMENT DE PONT	
VII.1.	INTRODUCTION.....	105
VII.2.	APPAREILS D'APPUIS	105
VII.2.1.	Choix de types d'appareils d'appuis	105
VII.2.2.	Dimmensionnement des appareils d'appuis	106

VII.3.	ÉVALUATION DE LA RAIDEUR TOTALE K.....	109
VII.4.	ÉTUDE SISMIQUE	110
VII.4.1.	Méthode de calcul	111
VII.4.2.	Spectre de réponse.....	111
VII.4.3.	Modes significatifs	114
VII.4.4.	Combinaison des réponses modale	115
VII.5.	VÉRIFICATIONS DES APPAREILS D'APPUIS SELON RPOA 2008	116
VII.5.1.	Résistance à la compression.....	116
VII.5.2.	Sécurité au flambement.....	117
VII.5.3.	Limitation de la distortion	118
VII.5.4.	Condition de non-glissement.....	119
VII.6.	DÉS D'APPUIS	120
VII.6.1.	Dimensionnement des dés d'appuis	121
VII.6.2.	Ferraillage du dé d'appuis	121
VII.7.	JOINT DE CHAUSSEES.....	123
VII.7.1.	Calcul du souffle	123
VII.7.2.	Type de joint.....	124
CHAPITRE VIII.	ÉTUDE DE L'INFRASTRUCTURE	
V.1.	INTRODUCTION :.....	125
V.2.	ETUDE DE LA PILE	125
V.2.1.	Ferraillage des éléments de la pile :	126
VIII.2.2.	Armatures transversales	130
VIII.2.3.	Vérifications pour la pile n°07	131
VIII.3.	Étude de la fondation.....	133
VIII.3.1.	Dimensions de la semelle	133
VIII.3.2.	Evaluations des efforts agissants sur la semelle	134
VIII.3.2.2.	Ferraillage de la semelle sous pile.....	135

VIII.3.3.	Étude des pieux	137
V.4.	ÉTUDE DE LA CULÉE	139
VIII.4.1.	Choix du type de culée	139
VIII.4.2.	Prédimensionnement de la culée	140
VIII.4.3.	Détermination des sollicitations appliquées à la culée	140
CONCLUSION GÉNÉRALE		125
CONCLUSION GÉNÉRALE		155
BIBLIOGRAPHIE		
ANNEXE A RESULTATS DU CALCUL NUMERIQUE		
ANNEXE B FERRAILLAGE		

LISTE DES FIGURES

Figure I-1: carte de localisation du projet	2
Figure I-2: tracé en plan	3
Figure I-3: Profile n long.....	4
Figure I-4: Profile en tavers	4
Figure I-5: Carte de zonage sismique.....	6
Figure I-6: emplacement du projet dans la cate du zonage sismique.....	7
Figure II-1 :Pont a poutres précontraintes par post tension.	11
Figure II-2: Conception longitudinale.....	11
Figure II-3: Pont mixte bi-poutre	15
Figure II-4: conception longitudinale	16
Figure II-5: conception transversale.....	16
Figure II-6: conception longitudinale.....	18
Figure II-7: Les dimensions des différents éléments constitutifs d'un caisson courant.....	19
Figure IV-1: Modèle de charges 71 et valeurs caractéristiques pour les charges verticales	35
Figure IV-2: Modèles de charges SW/0	36
Figure IV-3: Modèles de charges SW/2	36
Figure IV-4: situation du projet I - Charges équivalentes $QA1d$ et $qA1d$	41
Figure IV-5: Cas de Conception II - Charges équivalentes et q_{A2d}	42
Figure IV-6: Limites de la fréquence propre n_0 [Hz] du pont en fonction de L [m] [EN-1991-2].....	43
Figure IV-7: Limites de la flèche sous poids permanent [Livret201-fev1995].....	44
Figure IV-8: Organigramme vérificateur de la nécessité d'une analyse dynamique [UIC 776-1].	46
Figure IV-9: Estimation des groupes de charges du trafic ferroviaire.....	48
Figure IV-10: Valeur des coefficients de combinaison ψ pour les ponts.....	49
Figure IV-11: image representative du logiciel Midas civil 2022	51
Figure IV-12: Modèle de calcul.....	51
Figure IV-13: Effort tranchant max a l'ELS.....	53
Figure IV-14: Moment max a l'ELS	53
Figure IV-15: Momemt min a l'ELS.....	53
Figure IV-16: Effort tranchat max a l'ELS	54
Figure V-1: Limitation des contraintes des sections en B.P	63

Figure V-2: trajectoire des cables en plan dans une demi-poutre.....	64
Figure V-3: Tracé des câbles (coupe longitudinale).....	66
Figure V-4: Principe de la Pertes par recul d'ancrage.....	69
Figure V-5:Limitation des contraintes des sections en B.P.....	74
Figure V-6: Diagramme des contraintes à mi travée.....	84
Figure V-7: Zone de concentration des contraintes.....	85
Figure V-8: ferrailage de la poutre en section d'about et à mi travée.	88
Figure VI-1: Diagramme du moment fléchissant Myy extrême à l'ELU.....	92
Figure VI-2: Diagramme du moment fléchissant Myy extrême à l'ELS.....	92
Figure VI-3: Ferrailage de la dalle.....	95
Figure VI-4: Disposition des vérins de levage.	96
Figure VI-5:Cotations et distances entre les vérins.....	97
Figure VI-6: Modélisation du poids de la superstructure.....	97
Figure VI-7: Modélisation du poids de la superstructure.....	98
Figure VI-8: Diagramme du moment à l'ELU.....	98
Figure VI-9: Diagramme du moment à l'ELS.....	98
Figure VI-10: Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU.....	98
Figure VI-11: Diagramme de l'effort tranchant à l'ELS.....	99
Figure VI-12:Ferrailage de l'entretoise.....	103
Figure VII-1:Dimensions de l'appareil d'appui.....	108
Figure VII-2:Modèle de calcul multimodal.	111
Figure VII-3:Spectre de réponse élastique Sae (T) - composante horizontale. [MIDAS].	113
Figure VII-4: Spectre de réponse élastique Sae (T) - composante verticale [MIDAS].	114
Figure VII-5: Joint sismique type T.....	124
Figure VIII-1:Abaque de WALTHER.....	129
Figure VIII-2: Schéma illustratif du ferrailage de la pile (coupe transversale vue en plan).	131
Figure VIII-3: FERRAILLAGE SEMELLE.....	136
Figure VIII-4: Ferrailage de la semelle et des pieux.....	139
Figure VIII-5: les moments mxx sur le mur en retour.....	151
Figure VIII-6: les moments myy sur le mur en retour.....	151
Figure VIII-7:ferrailage des éléments de la culée.	153

LISTE DES TABLEAUX

Tableau II-1: Propriétés du pont conçu transversalement	12
Tableau II-2: Choix et dimensions de la pile retenue.	13
Tableau II-3: Tableau récapitulatifs de pré dimensionnement des culées	14
Tableau II-4: Conception des poutres principales	17
Tableau II-5: Conception des entretoises	18
Tableau II-6: Tableau récapitulatif du prédimensionnement de la variante 03	19
Tableau II-7: les différents types de voussoirs et leurs propriétés.....	21
Tableau II-8 :Devis quantitatif et estimatif de la variante 01	23
Tableau II-9:Devis estimatif et quantitatif de la variante 02	24
Tableau II-10:Devis estimatif et quantitatif de la variante 03	25
Tableau III-1:Caractéristiques du béton.	28
Tableau III-2: Contrainte admissibles	30
Tableau III-3: caractéristiques géométriques et mécaniques des câbles de précontrainte	31
Tableau IV-1: Estimation du poids du aux CCP.....	33
Tableau IV-2: Estimation du poids du aux CCP.....	34
Tableau IV-3: Poids total permanent du tablier.....	34
Tableau IV-5: résultats du calcul de la charge centrifuge.....	40
Tableau IV-6: Limites de la flèche sous poids permanent.....	44
Tableau IV-7:Définition des charges et surcharges	52
Tableau IV-8: Tableau récapitulatif des résultats.....	54
Tableau V-1: Données géométriques et mécaniques et résultats de logiciel	58
Tableau V-2: résultats de limitation des contraintes.....	64
Tableau V-3:Récapitulatif de calcul de l'angle de relevage	66
Tableau V-4:Résultats de calcul de α , f , R , β	67
Tableau V-5: Valeurs des pertes dues au frottement.....	68
Tableau V-6:Valeurs des pertes par recul d'ancrage.....	69
Tableau V-7: valeurs des pertes par deformation instantanee du beton	70
Tableau V-8:valeurs des pertes dues au retrait du beton	71
Tableau V-9:Valeurs des pertes dues au fluages	72
Tableau V-10:Valeurs des pertes par relaxation des cables	73
Tableau V-11:Pertes totales de précontrainte	73
Tableau V-12: Caractéristiques nettes des sections	75

Tableau V-13: Caractéristiques de chaque phase de verification	77
Tableau V-14: Vérification des contraintes normales Phases 1 et 2.....	78
Tableau V-15:Vérification des contraintes normales Phases 3 et 4.....	79
Tableau V-16: calcul des contraintes tangentiellles.....	81
Tableau V-17: Détermination l'angle β_u	82
Tableau V-18: justification de beton.....	83
Tableau V-19: Valeurs des prismes symétriques.	85
Tableau V-20: Vérification de la zone intermédiaire comprimée.....	86
Tableau V-21: Vérification de la zone intermédiaire comprimée.....	87
Tableau VI-1: Moments a l'ELU et l'ELS	92
Tableau VI-2: Moment à l'ELU /ELS.....	99
Tableau VII-1: Dimmensions de l'appareils d'appuis.....	108
Tableau VII-2: Raideurs longitudinales des appuis.....	109
Tableau VII-3: Modes propres.	114
Tableau VII-4: FERRAILLAGE des dès d'appuis	123
Tableau VIII-1: Evaluation des réactions et moments à la base de la pile la plus sollicitée... ..	126
Tableau VIII-2: résultats de l'abaque de WALTHER	129
Tableau VIII-3: Armatures obtenues.....	130
Tableau VIII-4: Distribution de la section d'armatures transversales en section creuse.....	131
Tableau VIII-5: Vérification de la condition de non-fragilité	132
Tableau VIII-6: Vérification du flambement pour la pile la plus élancée.....	132
Tableau VIII-7: Dimmensions du pieux.....	134
Tableau VIII-8: efforts appliqués sur la semelle	134
Tableau VIII-9: Effort revenant à chaque pieu.....	135
Tableau VIII-10: Résultats obtenus par l'abaque de Warner	137
Tableau VIII-11:: Prédimensionnement de la culée	140
Tableau VIII-12: K_h K_y K_{ad}	142
Tableau VIII-13: Détermination des sollicitations en statique.	143
Tableau VIII-14: Les actions transmises par le tablier.....	143
Tableau VIII-15: Combinaison des efforts à l'ELS	144
Tableau VIII-16: Combinaison des efforts à l'ELU.....	144
Tableau VIII-17: Sollicitations sur mur frontal.....	145

LISTE DES SYMBOLES

- **A** : coefficient d'accélération de la zone sismique.
- **Ap** : section des armatures de précontrainte.
- **B** : aire nominale de l'appareil d'appui.
- **Bj** : surface de la section au jour j .
- **Bt** : surface du béton tendu.
- **D** : somme de l'épaisseur d'une frette et de l'épaisseur d'une couche de caoutchouc.
- **d** : déplacement horizontal.
- **Ed** : épaisseur de la dalle.
- **Eij** : module de déformation instantanée du béton au jour j .
- **Ep** : module d'élasticité des armatures de précontrainte.
- **Es** : module d'élasticité de l'acier.
- **Fbc** : contrainte admissible de compression du béton à l'ELS.
- **Fbu** : contrainte admissible de compression du béton à l'ELU.
- **Fcj** : résistance caractéristique du béton à la compression au jour j .
- **Fpeg** : limite d'élasticité garantie des armatures de précontrainte.
- **Fprg** : limite de rupture garantie des armatures de précontrainte.
- **Ftj** : résistance caractéristique du béton à la traction au jour j .
- **G** : charge permanente.
- **g** : accélération de la pesanteur.
- **hc** : épaisseur totale du caoutchouc.
- **Hp** : hauteur de la poutre.
- **h** : hauteur totale de l'appareil d'appui.
- **I_o** : moment d'inertie propre de la section.

- **IG** : moment d'inertie par rapport au centre de gravité.
- **L** : longueur totale de l'élément.
- **MM** : moment fléchissant maximal à l'ELS.
- **Mm** : moment fléchissant sous charges permanentes à l'ELS.
- **Mu** : moment fléchissant ultime.
- **n** : nombre de poutres.
- **N** : effort normal de compression.
- **Nbt** : effort normal dans la partie tendue du béton.
- **Pc** : charge critique de flambement.
- **Pu** : valeur maximale des charges verticales à l'ELU.
- **S** : facteur de forme de l'appareil d'appui.
- **St** : espacement des armatures.
- **t** : épaisseur d'un feuillet de caoutchouc.
- **Tu** : effort tranchant ultime.
- **V** : distance entre le centre de gravité et la fibre supérieure.
- **V'** : distance entre le centre de gravité et la fibre inférieure.
- **VC** : voussoir courant.
- **VSP** : voussoir sur pile.
- **yj** : position du centre de gravité par rapport à l'axe de référence.
- **ΔLH -long** : déplacement longitudinal dû à la température, au retrait, au fluage, à la rotation et au freinage.
- **β** : angle de la surface du remblai par rapport à l'horizontale.
- **γ** : poids volumique des terres.
- **γ_s** : coefficient de sécurité de l'acier.
- **δ** : distorsion de l'appareil d'appui.

- Δ : axe de référence de l'inertie au niveau de la fibre inférieure.
- ρ : masse volumique.
- σ_{bc} : contrainte admissible de compression du béton.
- σ_{bt} : contrainte admissible de traction du béton.
- σ_M : contrainte moyenne de compression.
- σ_{sup} : contrainte dans la fibre supérieure la plus éloignée du centre de gravité.
- σ_{inf} : contrainte dans la fibre inférieure la plus éloignée du centre de gravité.
- σ_e : contrainte limite de traction des frettes.
- τ_u : contrainte tangentielle ultime dans le béton.
- φ : angle de frottement interne du remblai sans cohésion.
- Φ : diamètre de la gaine de précontrainte.
- v : largeur d'une voie ferrée.

LISTE DES ABRÉVIATIONS

- **BAEL 91** : Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé.
- **BPEL 91** : Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton précontraint.
- **CCP** : Complément des charges permanentes.
- **CCTP** : Cahier des clauses techniques particulières.
- **CP** : Charges permanentes.
- **DTR** : Document technique réglementaire.
- **HA** : Acier à haute adhérence.
- **NF** : Norme française.
- **RPOA** : Règlement parasismique applicable aux ouvrages d'art.
- **SETRA** : Service d'Études Techniques des Routes et Autoroutes.
- **SNCF** : Société Nationale des Chemins de Fer Français.

INTRODUCTION GENERALE

INTRODUCTION GENERALE

Le développement du transport ferroviaire constitue aujourd'hui un levier essentiel pour accompagner la croissance économique et renforcer l'aménagement du territoire en Algérie. Dans un contexte marqué par la valorisation des ressources naturelles et l'amélioration des échanges entre les différentes régions, le réseau ferroviaire apparaît comme une solution stratégique permettant de relier efficacement les zones de production aux centres logistiques et portuaires, tout en assurant une mobilité durable et performante.

C'est dans cette optique que plusieurs projets d'envergure ont été lancés, notamment la réalisation de la ligne minière de l'Est, destinée à connecter les régions minières du sud-est au port de Annaba afin de faciliter l'exportation des ressources. Implantée dans le nord-est de l'Algérie, la ligne ferroviaire étudiée s'étend sur une longueur totale de 121 km, suivant une orientation générale nord-sud. Le tracé prend naissance à Bouchegouf, puis traverse successivement les wilayas de Guelma, El Tarf et Souk Ahras, avant d'atteindre sa destination finale à Dréa. La répartition du linéaire indique environ 42,3 km dans la wilaya de Guelma, 2,1 km dans celle d'El Tarf et 76,6 km dans la wilaya de Souk Ahras.

La topographie accidentée de la région impose la réalisation d'un nombre important d'ouvrages d'art afin d'assurer la continuité de la ligne. Ainsi, sur les 121 km du tracé, 26,75 km correspondent à 56 ponts, tandis que 7,38 km sont constitués de 10 tunnels, soit un ratio ponts-tunnels de 28,20 %, ce qui traduit la complexité géographique du projet et l'importance des infrastructures nécessaires.

Dans ce contexte, le pont n°11 constitue l'un des ouvrages majeurs de cette ligne ferroviaire. Il est localisé autour du point kilométrique central PK86+168.712, avec un point de départ au PK85+760.612 et un point d'arrivée au PK86+576.812, pour une longueur totale d'environ 816,20 m. Le présent mémoire porte ainsi sur l'étude de ce viaduc ferroviaire à double voie, implanté entre Bouchegouf et Souk Ahras, conçu pour répondre aux contraintes techniques, géométriques et environnementales du site.

CHAPITRE I. PRESENTATION DU PROJET

I.1. INTRODUCTION :

Un viaduc est un type d'ouvrage d'art construit pour franchir des obstacles naturels ou artificiels tels que des vallées, des rivières ou des terrains accidentés. Il permet de maintenir la continuité d'une infrastructure tout en garantissant sécurité et stabilité.

La conception d'un viaduc repose sur l'analyse des contraintes du site, des charges prévues et des exigences techniques. Cette étude préalable est essentielle pour définir la solution la plus adaptée, alliant performance structurelle, durabilité et respect des normes.

I.2. PRESENTATION DU PROJET

I.2.1. Situation du projet

La nouvelle ligne ferroviaire est située dans le nord-est de l'Algérie et relie **Bouhegouf** à **Dréa** sur une longueur d'environ **121 km**. Elle traverse les wilayas de **Guelma**, **El Tarf** et **Souk-Ahras**.

La ligne est répartie comme suit :

- 42,3 km dans la wilaya de Guelma ;
- 2,1 km dans la wilaya d'El Tarf ;
- 76,6 km dans la wilaya de Souk-Ahras.

Le **viaduc ferroviaire V11** est situé au **PK 86+168.71**. Il s'étend du **PK 85+760.61** au **PK 86+576.81** et présente une longueur totale de **816,2 m**.



Figure I-1: carte de localisation du projet

I.3. DONNÉES DU PROJETS

La conception d'un viaduc doit répondre à plusieurs exigences afin d'assurer correctement sa fonction de franchissement et garantir un service fiable. Ces exigences se répartissent généralement en deux catégories principales : les données fonctionnelles, qui définissent les caractéristiques nécessaires au bon fonctionnement de l'ouvrage, et les données naturelles, qui regroupent les contraintes liées à l'environnement du site et influencent directement les choix de conception

I.3.1. Données fonctionnelles

Les données fonctionnelles regroupent toutes les informations nécessaires pour que le viaduc puisse franchir l'obstacle en toute sécurité. Elles concernent à la fois la configuration de la voie (tracé, profil en long et en travers) et les contraintes imposées par le terrain ou l'environnement du site.

I.3.1.1. Tracé en plan

Le pont n°11 est situé au point kilométrique central PK86+168.71, avec un point de départ à PK85+760.61 et un point de fin à PK86+576.81, pour une longueur totale de 853.3 mètres. Le pont est situé sur une courbe de rayon $R = 401.284$ m et $R = 1000$ m, une courbe de transition.

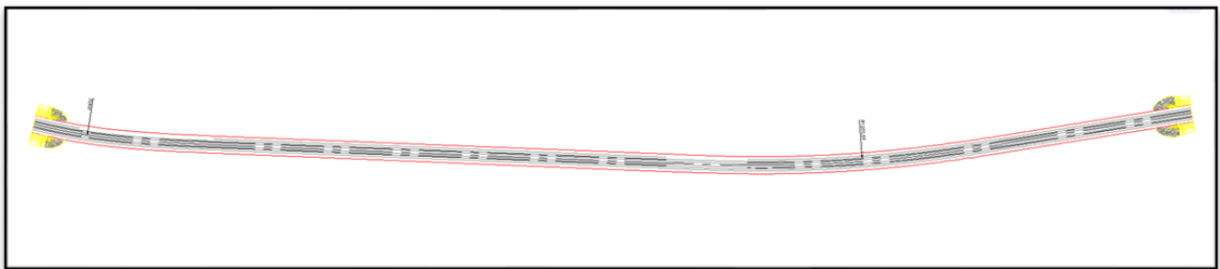


Figure I-2: tracé en plan

I.3.1.2. Profil en long

Le profil en long de l'ouvrage est défini par deux pentes longitudinales successives. La première pente est de 0,66 %, suivie d'une seconde pente de 1,123 %. Ces deux pentes sont raccordées par une courbe verticale parabolique.

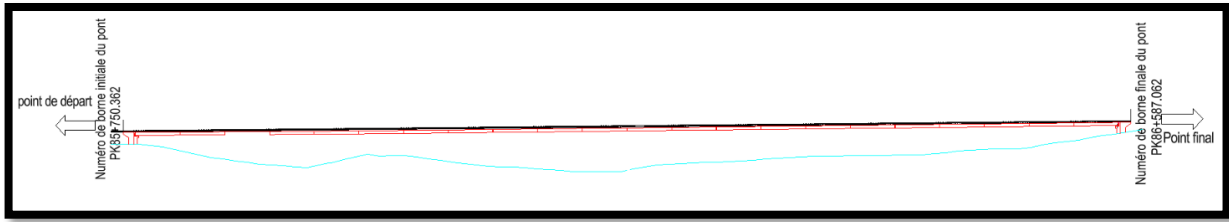


Figure I-3: Profile n long

I.3.1.3. Profil en travers

Il présente les caractéristiques suivantes :

- La largeur totale : 12.7 m
- Nombre des voies : 2
- Écartement des rails : 1.43 m
- Entraxe des deux voies : 4 m
- Pente transversale : 0.5%

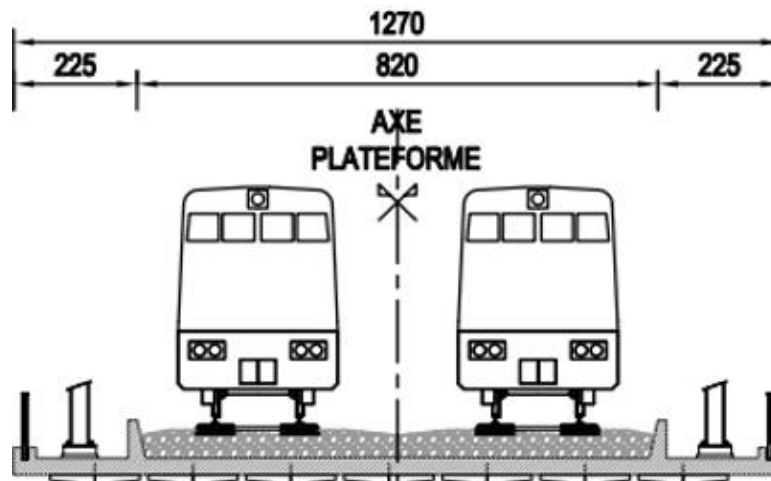


Figure I-4: Profile en tavers

I.3.2. Données naturelles

I.3.2.1. Température :

Le climat du nord de l'Algérie est de type méditerranéen, celui du centre est de type savane tropicale, tandis que le sud présente un climat désertique tropical, chaud et sec. La région côtière

du nord, avec un climat méditerranéen, se caractérise par des hivers doux et humides, et des étés chauds et secs. Les précipitations annuelles varient entre 400 et 1000 mm, et la température moyenne annuelle est de 17°C. Les mois d'avril, mai, juin, septembre et octobre sont modérés et agréables, la température minimale en janvier ne descend pas en dessous de 5°C, tandis que les températures maximales en juillet et août peuvent dépasser 30°C. La saison des pluies s'étend de novembre à mars, et la saison sèche de juin à septembre. Le centre présente un climat de savane tropicale. Certaines zones de hautes terres ont un climat continental, sec et peu pluvieux, avec des hivers froids et des étés chauds. En janvier, les températures minimales peuvent descendre en dessous de 0°C, et il neige parfois en montagne. Le sud, dans la région du Sahara, connaît un climat désertique extrême avec des précipitations rares et un ensoleillement intense. De mai à septembre, la chaleur est extrême, avec des températures maximales pouvant atteindre 55°C, et une grande différence de température entre le jour et la nuit. Les oasis désertiques, les plateaux et les zones de lacs salés dans le désert forment des microclimats. Le projet se situe principalement dans le nord et le centre de l'Algérie, avec un climat méditerranéen et de savane. Les variations de température globale respectent le chapitre 5 du Cahier des charges du projet de ligne ferroviaire de 121 km--lot technique : +30 °C / -30 °C.

I.3.2.2. Topographie :

D'après le levé topographique et les images satellitaires on peut dire que le projet est implanté dans une zone montagneuse

I.3.2.3. Sismicité du site :

- **Contexte sismique en Algérie**

L'Algérie est située dans une zone de forte activité sismique, due à la convergence des plaques tectoniques africaine et eurasiennne. Cette interaction cause des séismes de différentes intensités, surtout dans le nord du pays où se trouvent les principales failles actives. La prise en compte de l'action sismique est donc nécessaire dans la conception et le dimensionnement des ouvrages d'art, afin d'assurer leur stabilité, leur sécurité et leur durabilité par rapport aux sollicitations sismiques.

- **Classification des zones sismiques**

Le zonage sismique en Algérie vient du Règlement Parasismique applicable aux Ouvrages d'Art (RPOA). Le RPOA divise le pays en plusieurs zones selon le risque sismique, en d'autres termes l'intensité et la fréquence des séismes qui peuvent se produire. Cette division

aide à ajuster les règles de conception et de dimensionnement des ouvrages pour assurer une sécurité suffisante face aux actions sismiques.

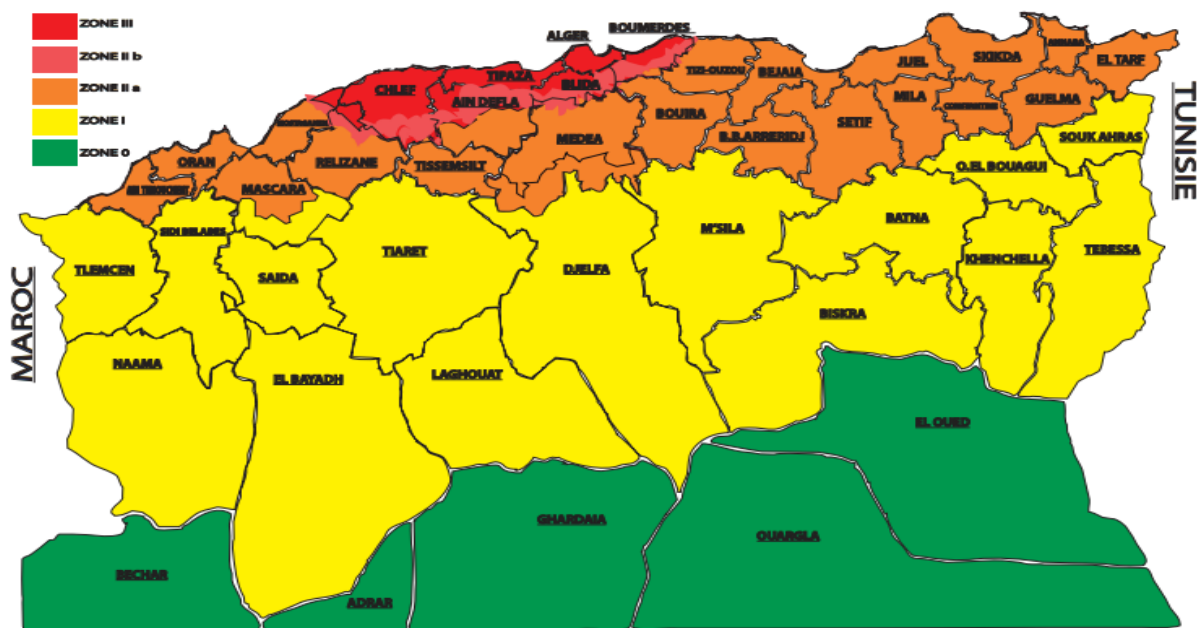


Figure I-5: Carte de zonage sismique

- **Zones sismiques en Algérie**

Selon le RPOA, le territoire algérien est réparti en quatre zones sismiques :

Zone 0 (sismicité négligeable)

- Activité sismique très faible à quasi inexistante.
- Correspond principalement aux régions sahariennes du sud du pays.

Zone I (faible sismicité)

- Séismes rares et de faible intensité.
- Concerne certaines régions des Hauts Plateaux.

Zone II (sismicité moyenne)

- Séismes modérés nécessitant la prise en compte de dispositions parasismiques adaptées.
- Englobe plusieurs régions du centre et de l'ouest du pays, notamment des villes comme Sétif et Tlemcen.

Zone III (forte sismicité)

- Activité sismique importante avec des séismes potentiellement destructeurs.
- Nécessite l'application de règles de conception et de dimensionnement renforcées.
- Couvre une grande partie de la bande côtière nord de l'Algérie, notamment Alger, Boumerdès, Béjaïa, Oran et leurs régions avoisinantes.

Cette classification constitue la base de l'évaluation de l'action sismique à prendre en compte lors de la conception des ouvrages d'art et des infrastructures.

• Données sismiques du projet

Le niveau de protection sismique à adopter pour un ouvrage dépend de sa localisation et de son importance vis-à-vis des objectifs de sécurité définis par le RPOA 2008. Dans le cadre de la présente étude, les hypothèses suivantes sont retenues :

- L'ouvrage s'inscrit dans le cadre des travaux de réalisation du tronçon Bouchegouf / Souk-Ahras / Dréa. La zone d'étude est classée en zone de sismicité moyenne (Zone IIa).

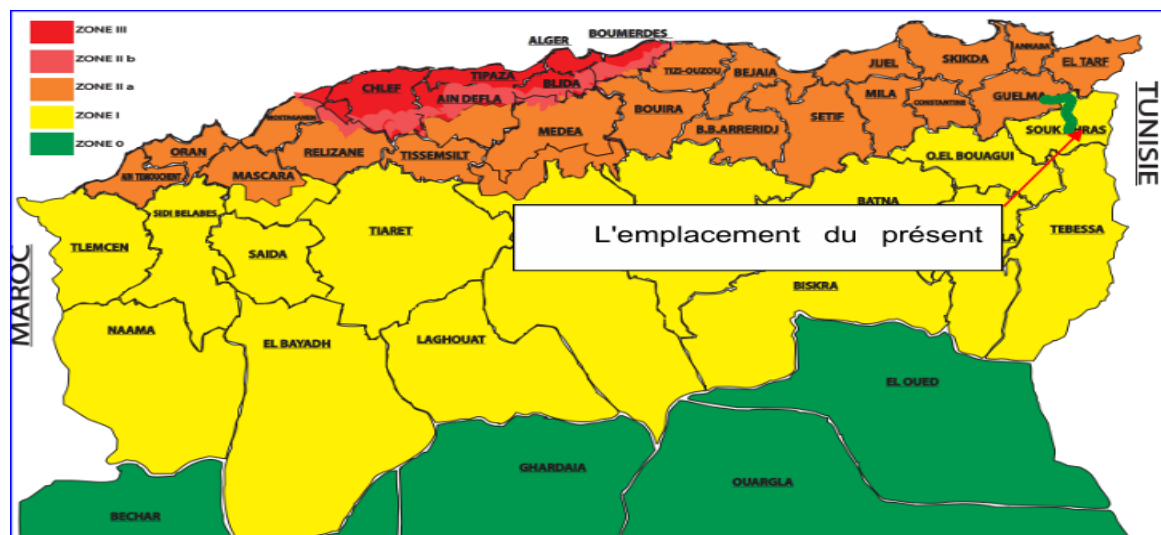


Figure I-6: emplacement du projet dans la carte du zonage sismique

- Les ponts ferroviaires sont considérés comme des ouvrages appartenant au groupe d'importance 1, correspondant aux ouvrages stratégiques.
- Le coefficient d'accélération de zone retenu est :

$$A = 0.25$$

Cette valeur correspond à un ouvrage du groupe 1 implanté en zone sismique IIa, conformément aux dispositions du RPOA 2008.

- D'après les résultats des essais géotechniques et les caractéristiques pressiométriques du sol, le site est classé en catégorie S2 (site ferme).

Ces paramètres servent de base à l'évaluation de l'action sismique et au dimensionnement parasismique de l'ouvrage.

CHAPITRE II. CONCEPTION ET PREDIMMENSIONNEMENT

II.1. INTRODUCTION :

La conception d'un pont s'inscrit dans une démarche globale qui vise à équilibrer les exigences techniques, les contraintes économiques et l'intégration environnementale. L'ingénieur doit alors concevoir une solution structurale qui est performante, fiable et conforme aux normes en vigueur, tout en s'assurant que le pont s'intègre bien dans le site.

Cette approche repose sur une analyse précise des paramètres qui influencent le projet. Cette approche prend en compte les caractéristiques de l'obstacle à franchir, les conditions du sol, le type de trafic prévu, ainsi que la forme du tracé et la disposition des appuis. Cette approche ajoute des aspects architecturaux et paysagers qui contribuent à la qualité de l'ouvrage.

Lorsque les solutions sont nombreuses, le processus de conception utilise une approche comparative. L'approche comparative permet d'évaluer chaque variante selon les critères techniques, économiques et esthétiques. Le processus de conception identifie la configuration la plus pertinente. Le processus de conception lance ensuite une étude approfondie sur la configuration la plus pertinente.

Ce chapitre décrit les principes de base de la conception des ponts. Il détaille la méthode employée pour choisir la solution optimale.

II.2. ELEMENTS PRINCIPAUX DE LA CONCEPTION :

Un pont est une structure constituée de plusieurs éléments qui dépendent les uns des autres. Le pont repose sur les éléments. Les éléments supportent les charges, assurent la stabilité et permettent la continuité du trafic. Chaque élément remplit un rôle dans le fonctionnement du pont.

Le tablier est l'élément qui porte la charge. Le tablier soutient la voie de circulation et transmet toutes les charges aux appuis, y compris le poids propre et les charges d'exploitation.

Les appuis, composés des piles et des culées, transmettent les efforts au sol. Le tablier est relié aux appuis par les appareils d'appui ; les appareils d'appui reprennent les charges verticales et laissent passer les déplacements horizontaux (dilatations, freinage, actions dynamiques).

Les fondations ancrent les appuis dans le sol. Les fondations assurent la stabilité de l'ouvrage selon les conditions géotechniques du site.

En géométrie, la travée se trouve entre deux appuis. La portée mesure la distance entre ces appuis. L'ouverture mesure la distance libre entre les parements. La longueur du pont désigne l'ensemble de l'ouvrage..

II.3. PRESENTATION ET PRE DIMENSIONNEMENT DES VARIANTES :

II.3.1.Variante 1: « Pont a Poutres Précontrainte Post Tension »

Les ponts à poutres précontraintes de type VIPP (Viaduc à travées indépendantes à poutres préfabriquées précontraintes par post-tension) font partie de la famille des ponts à poutres en béton sous chaussée. Ils se caractérisent par une solution structurelle adaptée aux portées moyennes, généralement comprises entre 30 et 50 m, et largement encadrées par les recommandations du guide de conception du SETRA.

Ce type d'ouvrage ressemble beaucoup aux ponts PRAD (précontraints par adhérence). La différence essentielle vient de la technologie de précontrainte employée : la post-tension des VIPP est effectuée sur chantier, après mise en place des éléments préfabriqués, alors que la pré-tension des PRAD est appliquée en usine sur des bancs de préfabrication.

Les ouvrages VIPP ont longtemps été employés grâce à la facilité de leur mise en œuvre et à leur adaptation aux travées indépendantes. Ils ont cependant une certaine massivité, due à l'épaisseur importante du tablier, effet particulièrement sensible pour les ouvrages de faible hauteur ou de grande largeur.

D'un point de vue structural, les poutres préfabriquées sont placées parallèlement et à intervalles réguliers. Elles sont reliées au niveau des appuis par des entretoises, la partie supérieure étant formée par un hourdis mince constituant la dalle de roulement. Chaque poutre possède une âme verticale reliant une table de compression supérieure à un talon inférieur, ce qui lui confère sa résistance globale.

Tous les calculs relatifs à cette solution sont réalisés conformément aux directives du SETRA, notamment le guide de conception des ponts à poutres VIPP.



Figure II-1 : Pont à poutres précontraintes par post tension.

II.3.1.1. Conception longitudinale

Dans le cas des ponts de type VIPP, la gamme de portées la plus adaptée se situe généralement entre 25 m et 50 m, ce qui permet un bon compromis entre performance structurelle et faisabilité constructive.

Ainsi, une variante composée de quatre travées égales de 35,2 m est retenue, conduisant à une longueur de poutre d'environ 35 m, pour une longueur totale de l'ouvrage de 807.3 m.

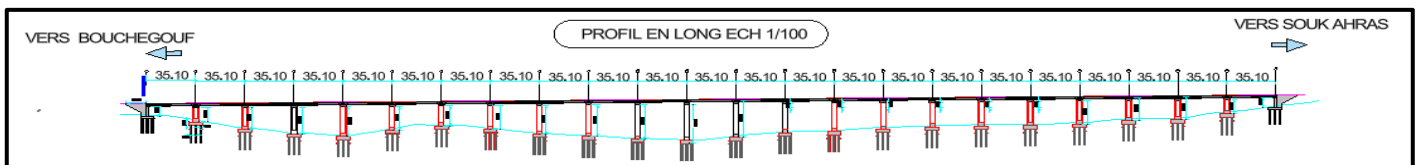


Figure II-2: Conception longitudinale

II.3.1.2. Conception transversale

Ci-dessous un tableau qui représente la conception de section transversale de la poutre :

Tableau II-1: Propriétés du pont conçu transversalement

Élément	Ratio usuel	Valeur retenue
L'entraxe entre les poutres	$0.9 \text{ m} \leq d \leq 1.5 \text{ m}$	1.28 m
Nombre des poutres	$N = (La / d) + 1$	N = 10 poutres
Hauteur de la poutre	$L/20 \leq ht \leq L/16$	ht = 2 m
Largeur de la table	, $b = 0.6 \text{ ht}$	b = 1.04 m
Épaisseur de la table	$12 \text{ cm} \leq et \leq 15 \text{ cm}$	et = 12 cm
Largeur de talon	$0.6 \text{ m} \leq b \text{ talon} \leq 0.9 \text{ m}$	b talon = 0.6 m
Épaisseur de l'âme	Mi-travée : $Ea \geq 14 + \phi$ ($\phi = 8 \text{ cm}$)	Ea = 25 cm
Épaisseur de talon	$10 \text{ cm} \leq e \text{ talon} \leq 20 \text{ cm}$	e talon = 0.2 m
Épaisseur de l'hourdis	$20 \text{ cm} \leq e \text{ hourdis} \leq 30 \text{ cm}$	e hourdis = 0.3 m
Entretoise d'about	—	$0.3 \times 1.5 \text{ m}^2$

II.3.1.3. Conception de l'infrastructure (pile/culée)

- Pré dimensionnement des piles / guide SETRA

Le tableau ci-après décrit notre choix des piles pour cette variante :

Tableau II-2: Choix et dimensions de la pile retenue.

Élément	Valeur / Description	Figure
Hauteur	22 Piles avec hauteurs différentes allant de 12.71 m a 33m	
Chevêtre	$4.2 \times 12.9 \times 1.65$ (m $\times$ m $\times$ m)	
Fondation	Type : profonde sur 12 pieux $\Phi = 1.20$ m	
Dimensions semelle	$13.2 \times 3 \times 9.6$ (m $\times$ m $\times$ m)	

- Pré dimensionnement des culées remblayées / guide SETRA

Tableau II-3: Tableau récapitulatifs de pré dimensionnement des culées

Éléments	Dimensions (m)	Figure
Mur frontal	H d = 9.10 H g = 9.02 Longueur = 9.7 Épaisseur = 1.45	
Mur en retour	Épaisseur = 0.6	
Mur garde-grève	Hauteur = 2.25 Épaisseur = 0.5	
Semelles	Largeur = 9.6 Longueur = 13.50 Hauteur = 3	
Pieux	Diamètre = 1.20 Entraxe = 3.6	

II.3.2. Variante 2 : « Pont Mixte à Bi -poutres »

Un pont mixte à bi-poutres associe deux poutres métalliques longitudinales à un tablier en béton. Les poutres d'acier assurent la reprise principale des efforts de flexion, le béton assurant la rigidité et la répartition des charges.

Des connecteurs, le plus souvent des goujons, assurent la coopération entre les deux matériaux, et en limitant les glissements à l'interface, permettent un comportement composite. Cette conception permet d'optimiser à la fois la résistance, la légèreté et la durabilité de l'ouvrage.

Ce type de structure est particulièrement adapté aux ponts de portée moyenne, car il peut être mis en œuvre rapidement et offre de bonnes performances sous les charges d'exploitation.



Figure II-3: Pont mixte bi-poutre

II.3.2.1. Portées et systèmes d'appui des ponts mixtes

Les ponts mixtes permettent de franchir des portées importantes, généralement de l'ordre de 80 à 90 m pour les travées indépendantes et pouvant atteindre 110 à 120 m dans le cas de structures continues. Au-delà de ces limites, d'autres solutions structurelles sont généralement plus pertinentes sur le plan économique.

Leur schéma statique repose le plus souvent sur des appuis intermédiaires et des appuis de rive. Toutefois, dans un contexte sismique, il est recommandé de mettre en place des appareils d'appui spécifiques afin de favoriser une meilleure dissipation des efforts et améliorer le comportement global de l'ouvrage face aux sollicitations dynamiques.

II.3.2.2. Conception longitudinale

Le choix s'est porté sur un pont mixte à bipoutres de hauteur constante, conformément aux recommandations de Calgaro et du guide SETRA relatif aux ponts mixtes acier-béton. Le

rapport entre les travées de rive et les travées principales varie entre 0,6 et 0,8, ce qui assure un bon équilibre structural.

L'ouvrage a une longueur totale de 806.78 m et se compose de 10 travées de 69.55 m chacune et 2 travées de rives de 55.64 m.

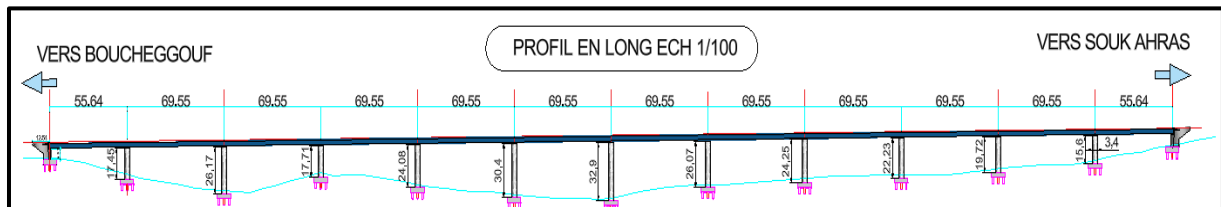


Figure II-4:conception longitudinale .

II.3.2.3. Conception transversale

Le tablier, large de 12,7 m, se trouve dans le cas des ouvrages larges. Une dalle d'épaisseur constante est de ce fait adoptée, selon les recommandations de Calgaro ; on a choisi la valeur de 25 cm.

La liaison acier-béton est réalisée par des goujons de 20 mm de diamètre et 220 mm de hauteur, qui garantissent un comportement composite satisfaisant.

En outre, on a choisi un encoffrement de 3,1m, ce qui conduit à un entraxe de 7.5 m entre les poutres, en accord avec les règles de proportionnement habituelles.

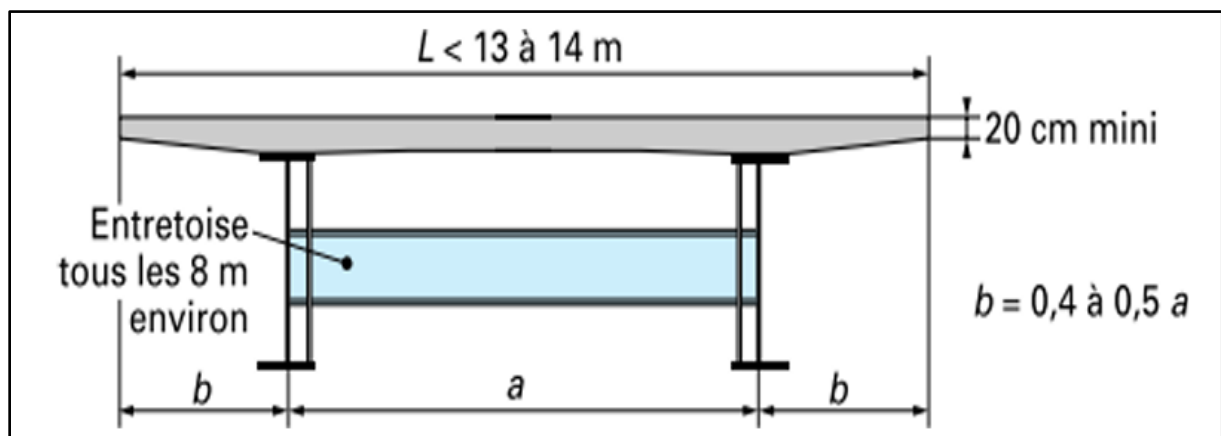


Figure II-5:conception transversale

II.3.2.4. Conception des poutres principales

Les poutres principales se composent d'éléments en acier de type profilés en I, assemblés par soudage en usine. Le dimensionnement préliminaire des différentes sections de la poutre est présenté dans le tableau ci-dessous.

Tableau II-4: Conception des poutres principales

Tableau III- 1 : Élément	Ratio usuel	Valeur (m)
Hauteur de poutre	$x/24 = 69.55/24$	2,9
Entraxe des poutres	$L=0.55LT$ (LT= largeur totale)	7,5
Largeur des semelles inférieures	$B_{inf}=(0.25+ \frac{x}{125} + \frac{LT}{40}) \times (0.92+ \frac{LT}{150})$	1
Largeur des semelles supérieures	$B_{sup}= B_{inf} - 0.1$	0,9
Épaisseur de la dalle au droit des poutres principale	$0.13+ \frac{LT-L}{26}$	0,37
Épaisseur de la dalle au centre du tablier	$0.12+L/50$	0,27
Épaisseur de semelle supérieure	$25mm \ll es \ll 150mm$	0,05
Épaisseur de la semelle inférieure	$25mm \ll es \ll 150mm$	0,06
Épaisseur d'âme	$14mm \ll ea \ll 35 mm$	0,03

II.3.2.5. Conception des entretoises

Les entretoises sont des poutres secondaires en I qui relient les deux poutres principales, elles assurent la rigidité transversale de la structure ainsi que la reprise des efforts qui lui sont associés. En phase de prédimensionnement, on peut retenir une section de type IPE 600, avec un espacement d'environ 8 m.

Les éléments de charpente sont en acier de nuance S355 N, qui possède une bonne résistance mécanique et une ténacité élevée, ce qui garantit un comportement satisfaisant face aux sollicitations et limite les risques de rupture fragile.

Tableau II-5: Conception des entretoises

Élément	Valeur (mm)
Hauteur de l'entretoise hpp	600
Largeur de la semelle bpp	200
Épaisseur de la semelle tpp	17
Épaisseur de l'âme (tw-pp)	11

II.3.3. Variante 3 : « Pont voussoirs en béton précontraint construit par encorbellements successifs »

Un pont à voussoirs, généralement construit en béton précontraint, est réalisé par construction progressive du tablier en encorbellement. L'idée est de concevoir des éléments successifs appelés voussoirs, que l'on ajoute chacun sur le précédent sans aucun cintre ou échafaudage au sol. Une fois chaque voussoir mis en place, les câbles de précontrainte sont tendus pour assurer la continuité et la solidarité de l'ensemble. Cette mise en tension forme une console autoportante qui peut supporter les phases suivantes de construction. Les voussoirs peuvent être fabriqués sur site ou préfabriqués, respectant les contraintes techniques et les moyens disponibles, ce qui permet une grande adaptabilité dans la mise en oeuvre de ce type d'ouvrage.

II.3.3.1. Conception longitudinale

Pour cette variante, le choix s'est porté sur un pont à voussoirs de hauteur variable. L'ouvrage comprend deux travées principales de 112.05m encadrées par deux travées de rive de 66.23 m, soit environ 59 % de la portée principale, assurant un bon équilibre structural.

La longueur totale du pont est de 806.7 m.

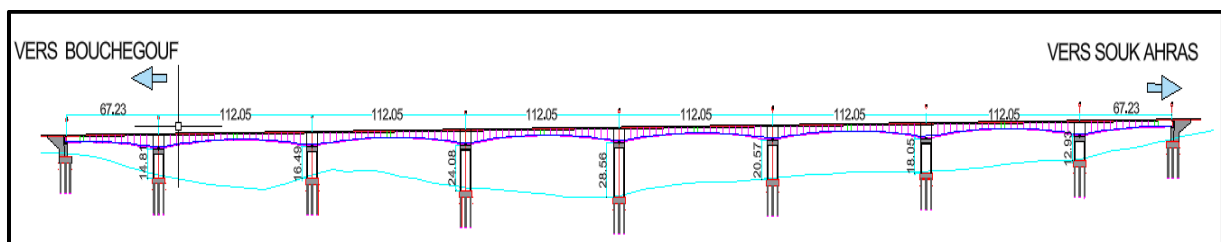


Figure II-6: conception longitudinale

II.3.3.2. Conception transversal

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

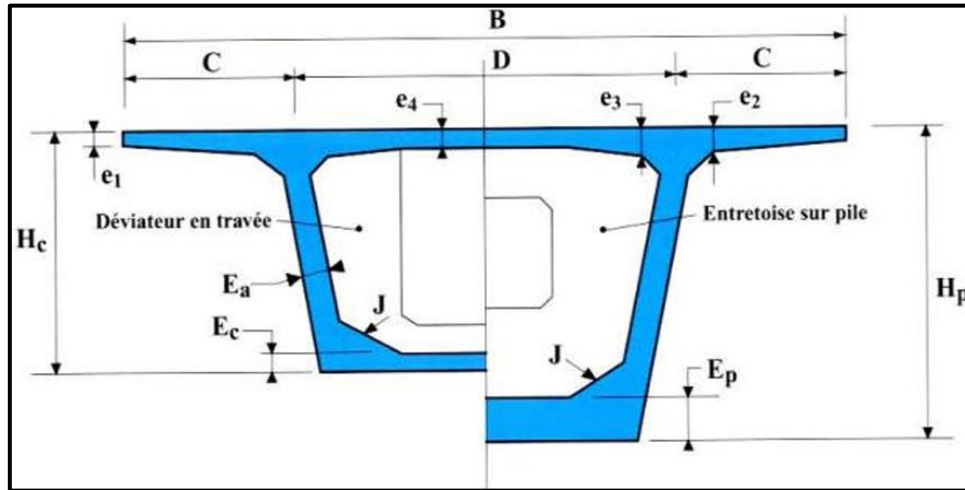


Figure II-7: Les dimensions des différents éléments constitutifs d'un caisson courant

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

Élément	Ratio usuel	Valeur retenue
Largeur du voussoir B	B	12.7 m
Largeur d'encorbellement C	$C = \frac{B}{4}$	3.175 m
Entraxe des âmes D	$D = B - 2C$	6.35 m
Hauteur du voussoir		
Sur pile h_p	$\frac{l}{h_p} = 14 + \frac{l}{45}$	6.8 m
Sur clef h_c	$\frac{l}{h_c} = 19 + \frac{l}{7}$	3.2 m
Hourdis supérieur		
e_1	$e_1 \geq 16 \text{ à } 18 \text{ cm}$	30 cm

e_2	$e_2 = \frac{C}{7} \text{ à } \frac{C}{8}$	45 cm
e_3	$e_3 = 0.10 + \frac{D}{25}$ avec $e_3 > e_2 - 10$ et $e_3 > 1.5e_4$	35cm
e_4	$\frac{D}{25} \geq e_4 \geq \frac{D}{30}$	25 cm
Épaisseur de l'âme Ea	$Ea_{min} = \frac{L}{275} + \frac{1.25B}{L} - 0.125$ $Ea \geq 0.26 + \frac{L}{500}$	60 cm
Inclinaison de l'âme β	$10^\circ \leq \beta \leq 30^\circ$	10°
Hourdis inférieur		
Sur culée E_c	$E_c \geq 18 \text{ à } 22 \text{ cm}$	37cm
Sur pile E_p	$35 \leq E_p \leq 80 \text{ cm}$	37 cm
Goussets supérieurs α	$30^\circ \leq \alpha \leq 45^\circ$	$40^\circ \text{ à } 45^\circ$
Goussets inférieurs α'	$40^\circ \leq \alpha' \leq 45^\circ$	$40^\circ \text{ à } 30^\circ$
Loi de variation	$H(x) = h_c + (h_p - h_c) \cdot \frac{4}{L^2} \cdot x$	

➤ **Découpage des voussoirs ;**

Le tablier comprend 3 types de voussoirs :

- Voussoirs courants : longueur constante entre 2,5 et 4 m.
- Voussoirs sur pile de longueur variable entre 7 et 10 m suivant les moyens de mise en oeuvre.
- Voussoirs de clavage de longueur minimale de l'ordre de 1,5 m, permettant de mettre en tension les câbles de précontrainte dans de bonnes condition.

Tableau II-7: les différents types de voussoirs et leurs propriétés

Type de voussoirs	Ratio usuel	Valeur retenue	Nombre de voussoirs	Partie à hauteur
Voussoirs courants	2.5 à 4 m	4,6 m	$11 \times 2 \times 7 = 154$	variable
Voussoirs sur piles	≥ 8 m	8 m	7	Constant
Voussoirs de clavage	1.5 à 3 m	2 m	8	Constant
Partie coulée sur cintre	—	3,6 m	$3 \times 2 = 6$	Constant

II.4. ANALYSE MULTICRITERES

L'analyse multicritères est une étape cruciale dans le choix de la solution de pont, puisqu'elle permet d'évaluer et de comparer plusieurs variantes selon divers paramètres techniques et fonctionnels. Les principaux critères retenus portent sur l'exécution, l'entretien, l'aspect économique et l'esthétique.

II.4.1.L'exécution (/6 points):

- Pont à poutres en béton précontraint :
Cette variante utilise des éléments préfabriqués, réduisant ainsi les opérations sur site au transport, au levage et à la mise en place des poutres.
- Pont mixte (bipoutres):
La mise en œuvre est simplifiée grâce à la préfabrication en atelier des éléments métalliques, ce qui permet une pose rapide et précise sur le terrain, tout en nécessitant un contrôle de fabrication et de montage.
- Pont en béton précontraint par encorbellements successifs :
Cette solution implique des moyens importants, notamment l'emploi d'un équipage mobile pour le coulage in situ des voussoirs. La construction se fait par étapes successives et nécessite un contrôle rigoureux de la stabilité du fléau.

II.4.2.L'entretien (/4 points)

- Pont à poutres en béton précontraint :

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

- Pont mixte (bipoutres):

Le pont mixte requiert un suivi régulier afin d'éviter les problèmes de corrosion atmosphérique, souvent résolus par l'application de revêtements protecteurs.

- Pont en béton précontraint par encorbellements successifs :

Le pont à poutres en béton précontraint requiert peu d'interventions, sauf pour l'entretien des équipements tels que les appareils d'appui et les dispositifs de dilatation.

II.4.3.Impact Visuel et Intégration Paysagère (/5 points)

Un pont doit s'intégrer dans l'environnement : son aspect esthétique y contribue.

- Les ponts à poutres en béton précontraint et mixtes ont une apparence assez conventionnelle, ce qui leur permet de s'intégrer facilement dans le paysage.
- Le pont en béton précontraint à encorbellements successifs, quant à lui, possède une structure plus élaborée, qui permet un aménagement architectural améliorant son intégration et valorisant son environnement immédiat.

Tableau II-8 :Devis quantitatif et estimatif de la variante 01

DEVIS ESTIMATIF VARIANTE N°01					
N°	DESIGNATIONS DES POSTES	U	Quantités	PRIX UNITAIRE (HT)	Montant
Poste 1 : Pieux					
1, 1	Réalisation des pieux Ø 1200mm verticaux en terrain non rocheux	M L	5760,00	80000,00	460800000,00
1, 2	Fourniture et mise en œuvre des tubes métalliques Ø 50/60 pour auscultation sonique	M L	17280,00	2500,00	43200000,00
1, 3	Essais d'auscultation sonique	U	288,00	16000,00	4608000,00
1, 4	Recepape des pieux	U	288,00	25000,00	7200000,00
1, 5	Essais statiques des pieux isolés sous compression axiale	U	1,00	1520000,00	1520000,00
TOTAL					517328000,00
Poste 2 : Béton					
2, 1	Béton de propreté de 10 cm pour fonds de fouilles	M 3	3152,00	12000,00	37824000,00
2, 3	Béton RN 27 pour semelles (piles,culées)	M 3	8645,00	27000,00	233415000,00
2, 4	Béton RN 27 pour piles	M 3	20075,00	27500,00	552062500,00
2, 5	Béton RN 27 pour culées	M 3	503,00	27500,00	13832500,00
2, 6	Béton RN 35 pour poutres en béton précontraint préfabriquées + hourdis + entretoises	M 3	8916,00	30000,00	267480000,00
TOTAL					1104614000,00
Poste 3 : Acier					
3, 1	Acier haute adhérence Fe E50 A pour infrastructure	T	4038,00	205000,00	827790000,00
3, 2	Acier haute adhérence Fe E50 A pour superstructure	T	1561,00	205000,00	320005000,00
3, 3	Acier de précontrainte par post-tension pour les poutres	T	401,00	300000,00	120300000,00
TOTAL					1268095000,00
TOTAL HORS TAXES				2890037000,00	
T V A 19 %				549107030,00	
TOTAL EN TTC				2429986505,00	
Deux milliards quatre cent vingt-neuf millions neuf cent quatre-vingt six mille cinq cent cinq DA					

Tableau II-9:Devis estimatif et quantitatif de la variante 02

DEVIS ESTIMATIF VARIANTE N°02					
N°	DESIGNATIONS DES POSTES	U	Quantites	PRIX UNITAIRE (HT)	Montant
Poste 1 : Pieux					
1, 1	Réalisation des pieux Ø 1200mm verticaux en terrain non rocheux	M L	3900,00	80000,00	3120,00
1, 2	Fourniture et mise en œuvre des tubes métalliques Ø 50/60 pour auscultation sonique	M L	11700,00	2500,00	156,00
1, 3	Essais d'auscultation sonique	U	156,00	78443,53	12237190,68
1, 4	Recepape des pieux	U	156,00	25000,00	3900000,00
1, 5	Essais statiques des pieux isolés sous compression axiale	U	1,00	1520000,00	1520000,00
TOTAL					17660466,68
Poste 2 : Béton					
2, 1	Béton de propreté de 10 cm pour fonds de fouilles	M 3	1 730,00	12000,00	20760000,00
2, 3	Béton RN 27 pour semelles (piles,culées)	M 3	1 680,00	27000,00	45360000,00
2, 4	Béton RN 27 pour piles	M 3	6 450,00	27500,00	177375000,00
2, 5	Béton RN 27 pour culées	M 3	1 620,00	27500,00	44550000,00
	Béton RN 35 pour la dalle	M 3	3 800,00	30000,00	114000000,00
TOTAL					402045000,00
Poste 3 : Acier					
3, 1	Acier haute adhérence Fe E50 A pour infrastructure	T	1400,00	205000,00	287000000,00
3, 2	Acier haute adhérence Fe E50 A pour superstructure	T	660,00	205000,00	135300000,00
3, 4	acier charpente métallique pour tablier	T	2500,00	480000,00	1200000000,00
TOTAL					1622300000,00
TOTAL HORS TAXES				2042005466,68	
T V A 19 %				387981038,67	
TOTAL EN TTC				3439144030,00	
trois milliards quatre cent trente-neuf millions cent quarante-quatre mille trente DA					

Tableau II-10:Devis estimatif et quantitatif de la variante 03

DEVIS ESTIMATIF/SENS VARIANTE N°03					
N°	DESIGNATIONS DES POSTES	U	Quantités	PRIX UNITAIRE (HT)	Montant
Poste 1 : Pieux					
1, 1	Réalisation des pieux Ø 1200mm verticaux en terrain non rocheux	M L	2 700,00	80000,00	216 000 000,00
1, 2	Fourniture et mise en œuvre des tubes métalliques Ø 50/60 pour auscultation sonique	M L	8 100,00	2500,00	20 250 000,00
1, 3	Essais d'auscultation sonique	U	108,00	78443,53	8 471 901,24
1, 4	Recepape des pieux	U	108,00	25000,00	2 700 000,00
1, 5	Essais statiques des pieux isolés sous compression axiale	U	1,00	1520000,00	1 520 000,00
TOTAL					248 941 901,24
Poste 2 : Béton					
2, 1	Béton de propreté de 10 cm pour fonds de fouilles	M 3	1 125,00	12000,00	13 500 000,00
2, 3	Béton RN 27 pour semelles (piles,culées)	M 3	3 000,00	27000,00	81 000 000,00
2, 4	Béton RN 27 pour piles	M 3	3 350,00	27500,00	92 125 000,00
2, 5	Béton RN 27 pour culées	M 3	640,00	27500,00	17 600 000,00
2, 6	Béton RN 35 pour voussoirs en béton précontraint	M 3	16 850,00	35000,00	589 750 000,00
TOTAL					793 975 000,00
Poste 3 : Acier					
3, 1	Acier haute adhérence Fe E50 A pour intras-structure	T	930,00	205000,00	190 650 000,00
3, 2	Acier haute adhérence Fe E50 A pour voussoirs en béton précontraint préfabriqués	T	2 530,00	205000,00	518 650 000,00
3, 3	Acier de précontraint par post-tension pour voussoirs préfabriqués	T	760,00	575000,00	437 000 000,00
TOTAL					1 146 300 000,00
TOTAL HORS TAXES				2 189 216 901,24	
T V A 19 %				415 951 211,24	
TOTAL EN TTC				2 605 168 113,00	
	Deux milliards six cent cinq millions cent soixante-huit mille cent douze treize DA				

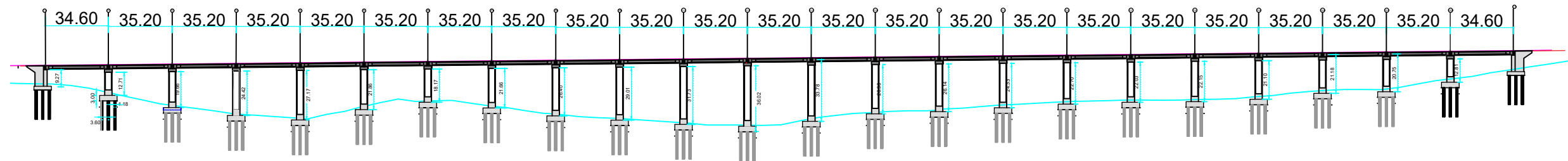
CONCLUSION

Après avoir prédimensionné les trois variantes et effectué une analyse multicritère, le choix s'est arrêté à la solution la plus avantageuse, à savoir le pont à poutres en béton précontraint par post-tension. Cette variante offre le meilleur compromis entre les critères techniques, économiques et constructifs. On la retiendra donc pour une étude détaillée dans les chapitres suivants de ce mémoire .

VERS BOUCHEGOUF

PROFIL EN LONG ECH 1/900

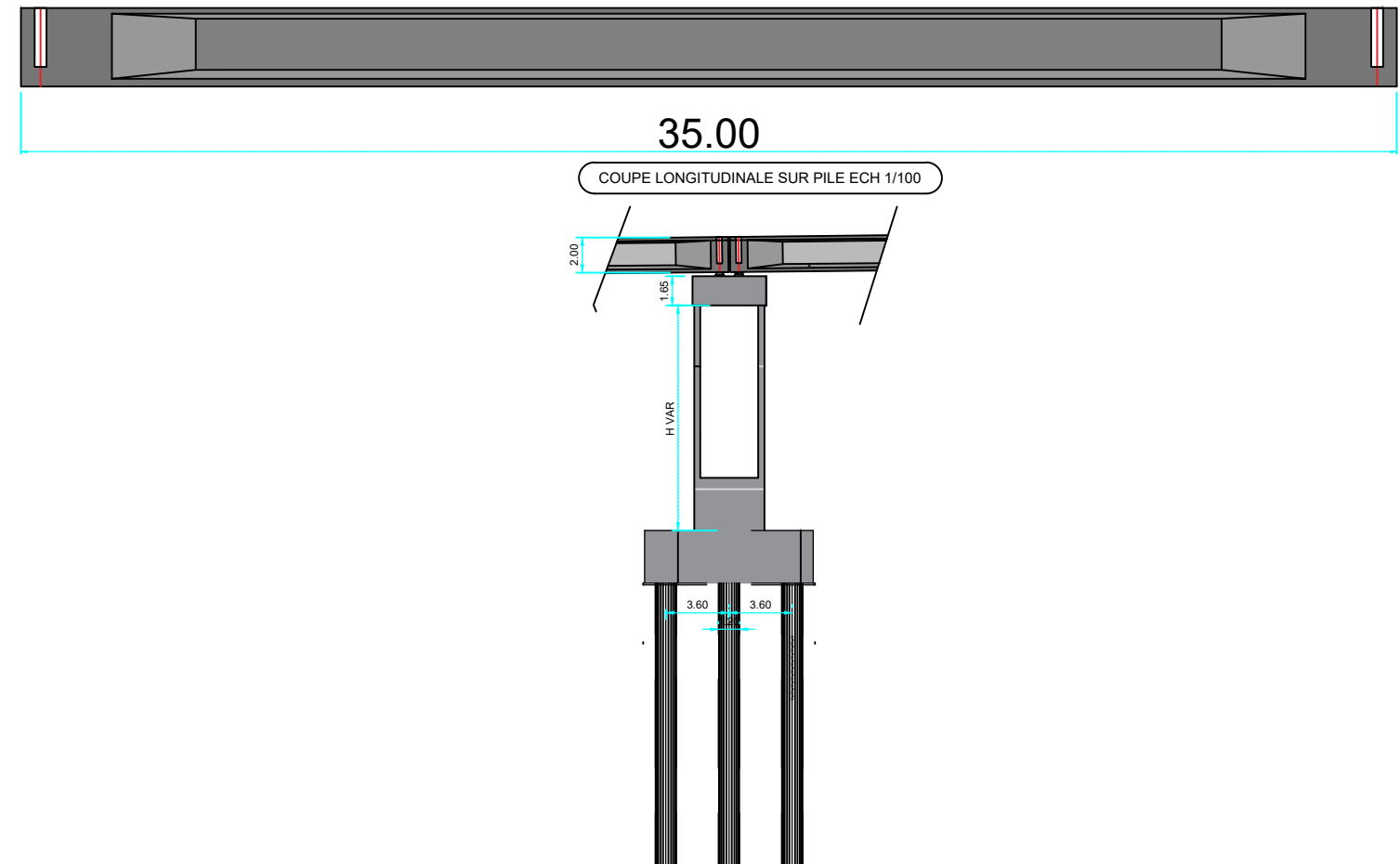
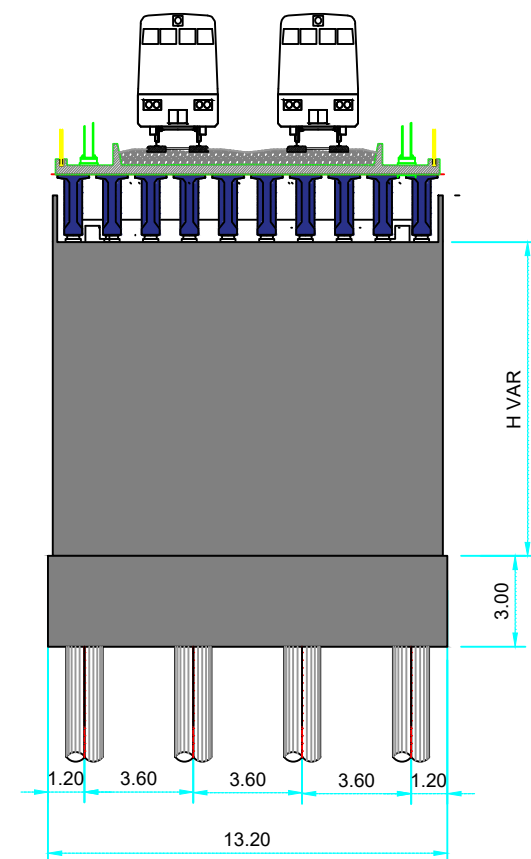
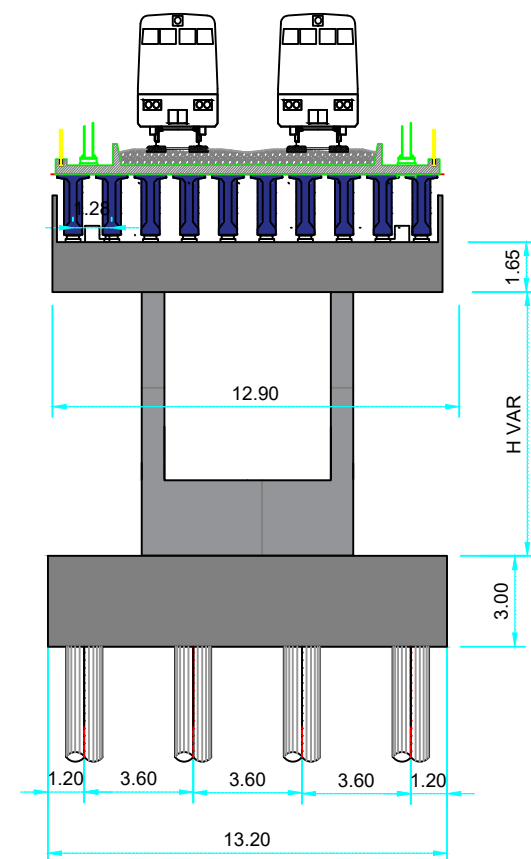
VERS SOUK AHRAS



COUPE TRANSVERSALE SUR PILE ECH 1/80

COUPE TRANSVERSALE SUR CULEE ECH 1/80

COUPE LONGITUDINALE DE LA POUTRE ECH 1/75



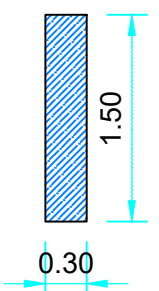
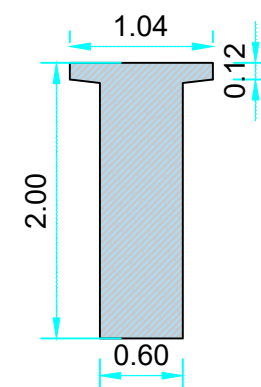
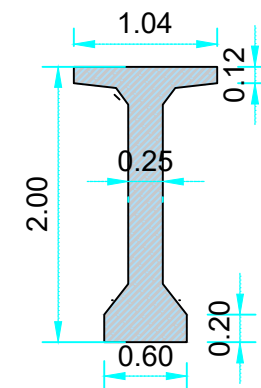
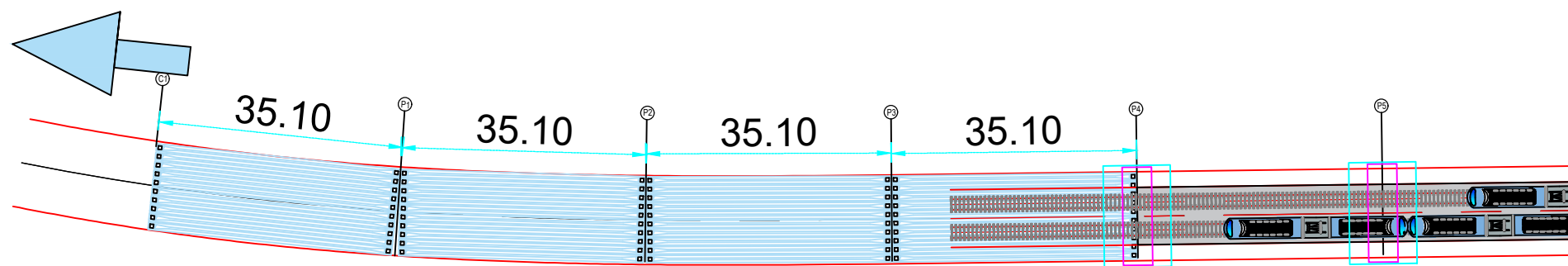
VERS
BOUCHEGOUF

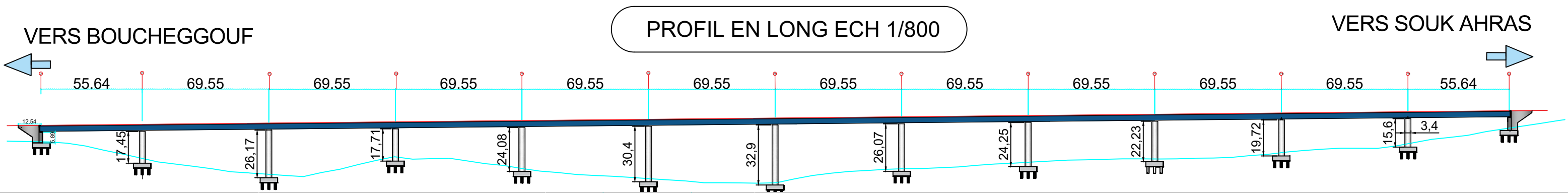
TRACE EN PLAN ECH 1/350

SECTION MEDIANE ECH 1/20

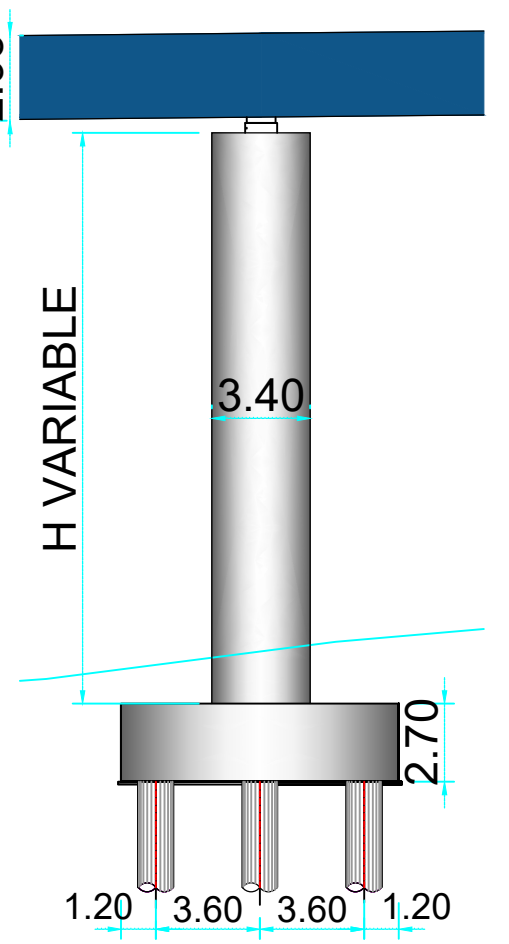
SECTION D'ABOUT ECH 1/20

ENTRETOISE ECH 1/20

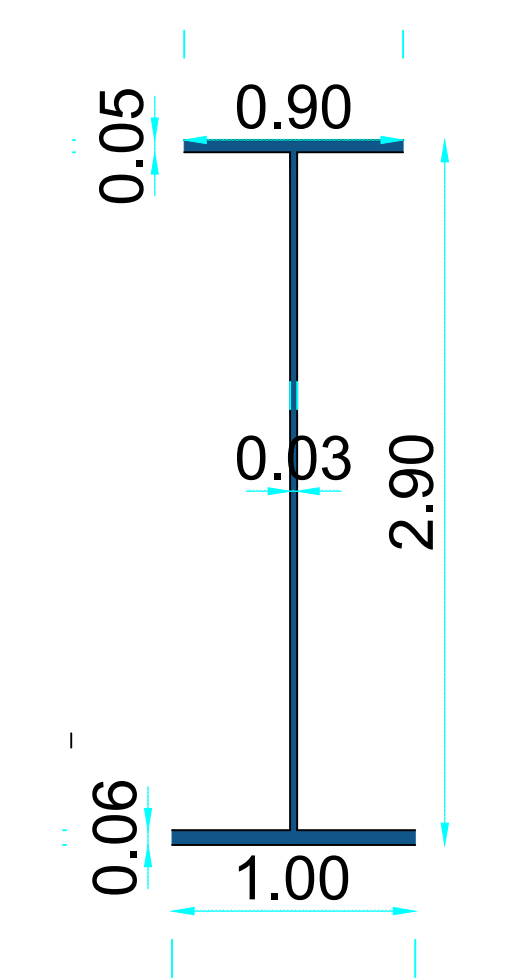




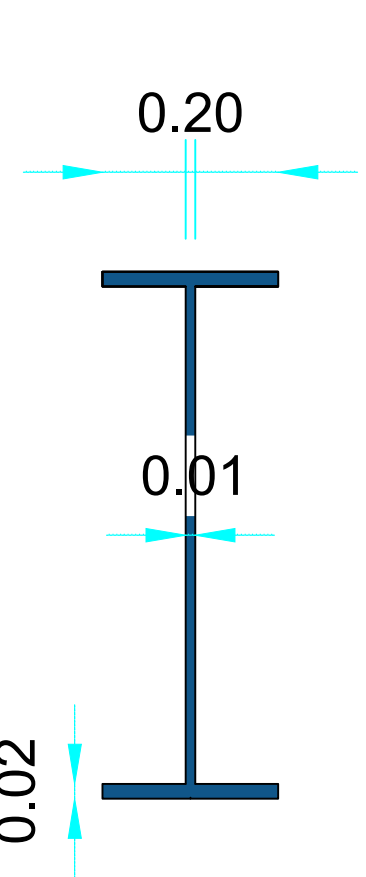
COUPE LONGITUDINALE
SUR PILE ECH 1/100



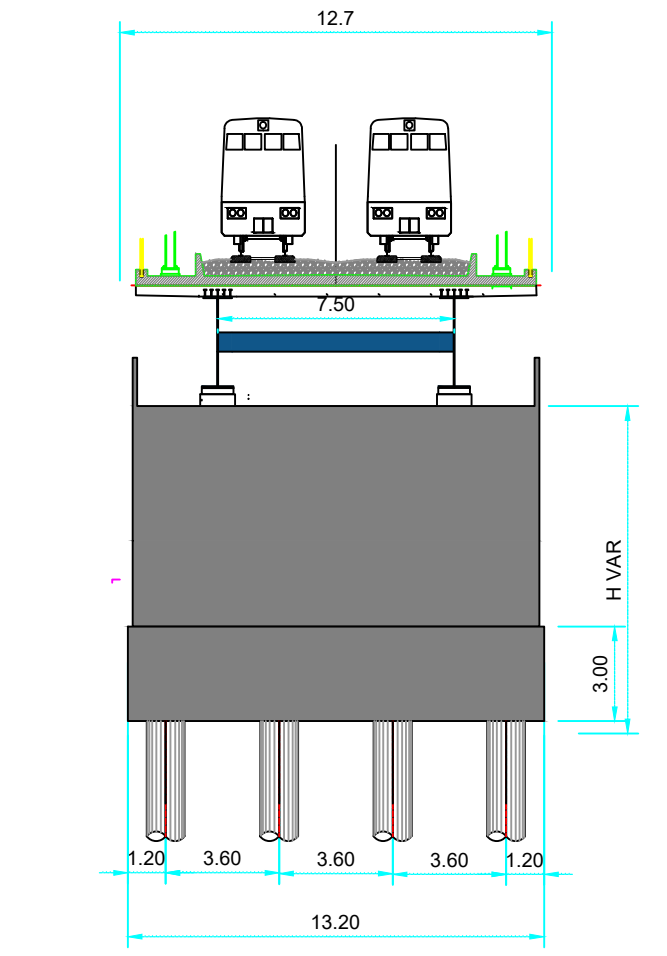
SECTION SUR PRS
ECH 1/10



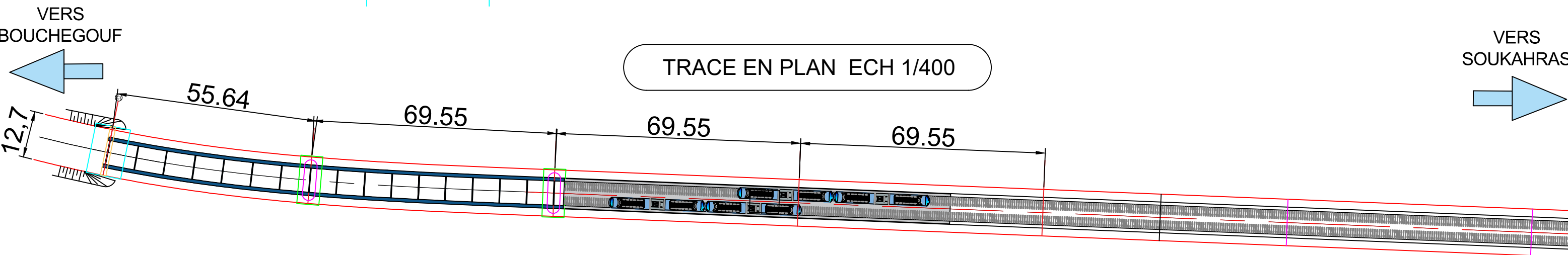
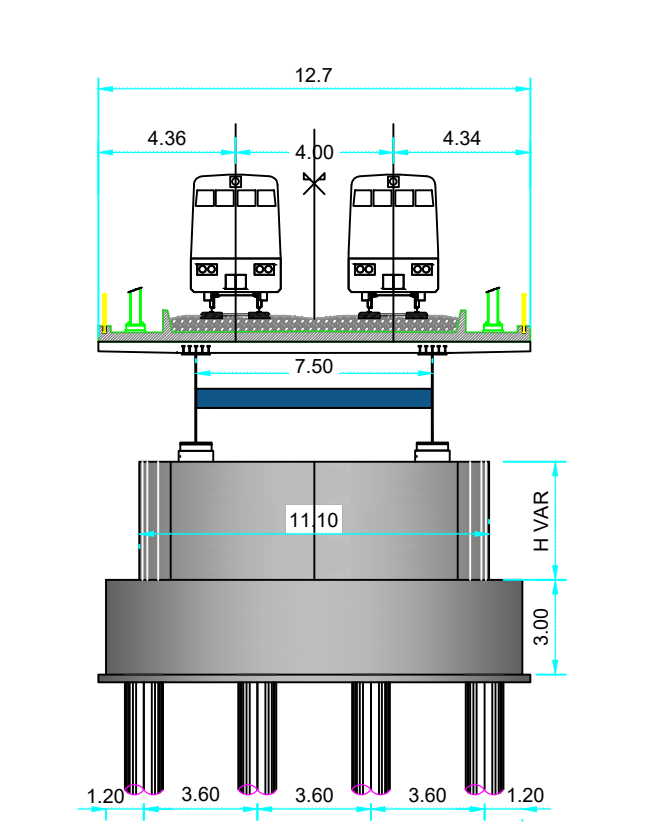
SECTION POUTRE
IPE 600 ECH 1/2



COUPE TRANSVERSALE SUR CULEE ECH 1/80



COUPE TRANSVERSALE SUR PILE ECH 1/80



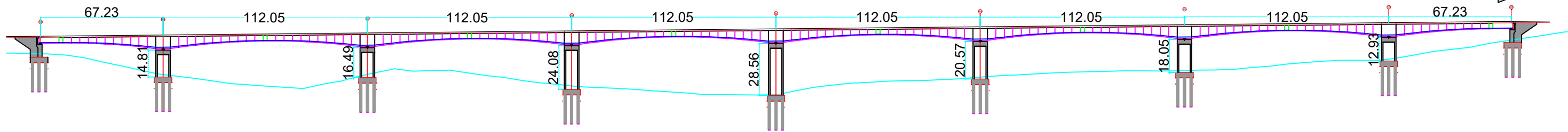
Adresse : Rue Sidi Garidi b.p. 32 Vieux Kouba -16051. Alger
Fax : (023) 70 19 38 Site web : www.enstp.edu.dz
Tel : (023) 70 19 04 E-mail : enstp@enstp.edu.dz

PROJET DE FIN D' ETUDE	Réalisé par	Encadré par	Département	Variante	Année universitaire
CONCEPTION ET ETUDE D'UN VIAUC FERROVIAIRE DU PK85+750.362 AU PK 86+587.062 sur le tronçon BOUCHEGGOUF - SOUK AHRAS	MANSOURI Anais OUTAYEB Manel	Mme. MOUSTARI Nouara Dr. BEKHOUCHE Mohamed R	DMS	VARIANTE 02: PONT MIXTE BI-POUTRE	2025 / 2026

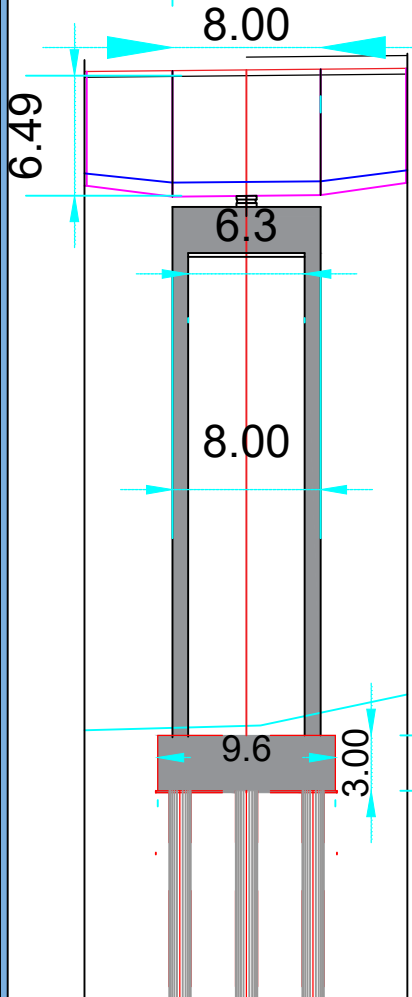
PROFIL EN LONG ECH 1/800

VERS BOUCHEGOUF

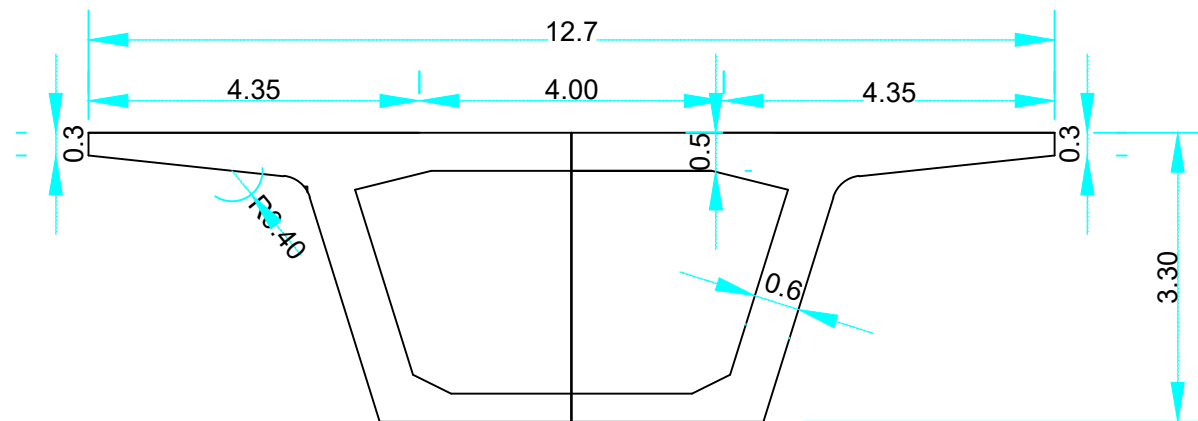
VERS SOUK AHRAS



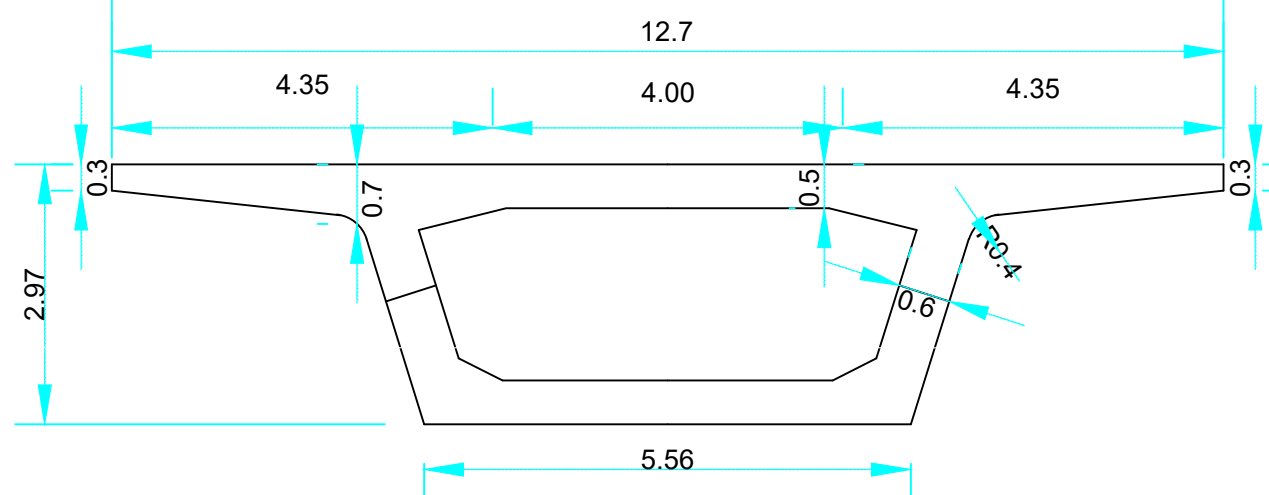
COUPE LONGITUDINLE
SUR PILE ECH 1/20



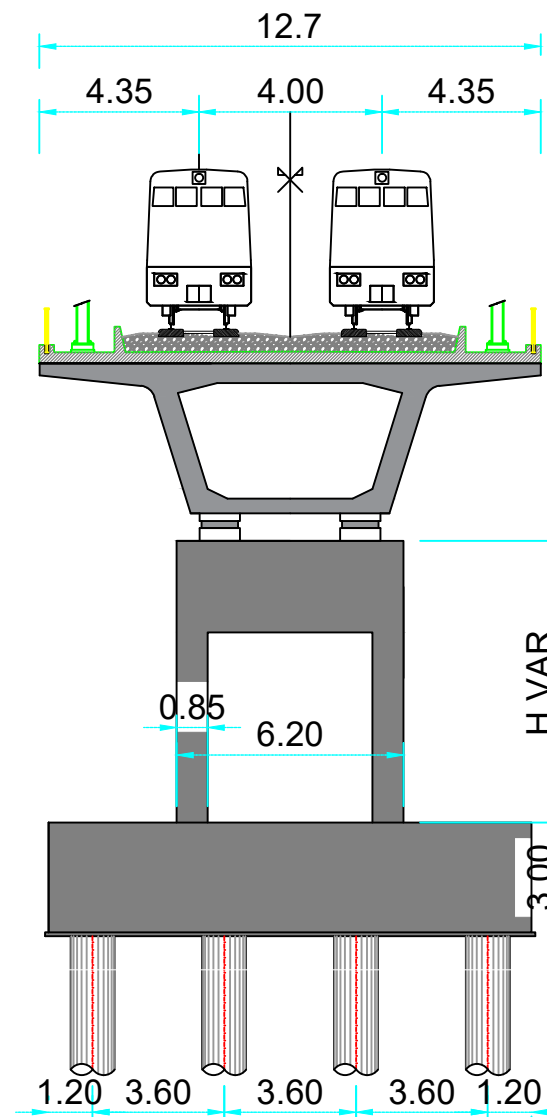
SECTION TRANSVERSAL VSP ECH 1/30



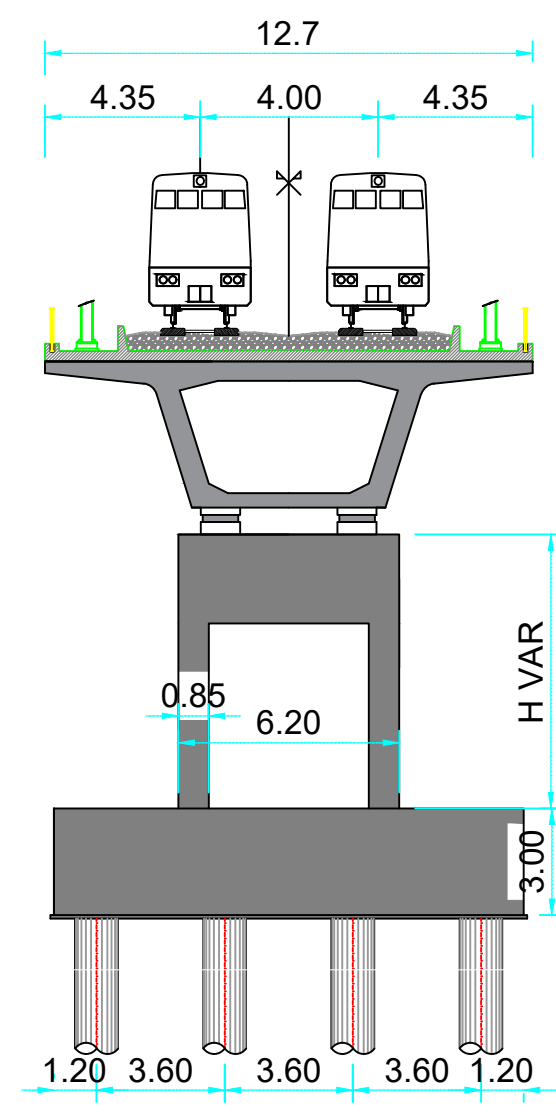
COUPE TRANSVERSALE VC ECH 1/30



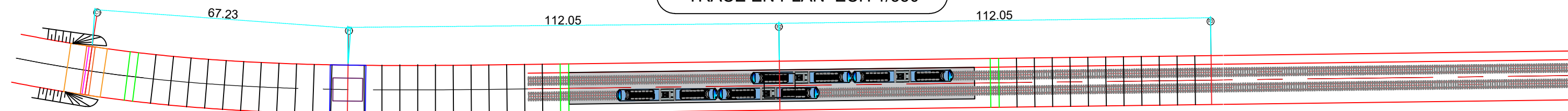
COUPE TRANSVERSALE
SUR PILE ECH 1/80



COUPE TRANSVERSALE
SUR PILE ECH 1/80



TRACE EN PLAN ECH 1/350



CHAPITRE III. MATERIAUX ET HY- POTHESES DE CALCUL

III.1. INTRODUCTION

Le présent chapitre a pour but de présenter tous les matériaux choisis pour la construction de l'ouvrage, en indiquant leurs caractéristiques mécaniques ainsi que les normes et règles de dimensionnement qui leur sont applicables.

III.2. NORMES ET REGLES DE CALCUL

- **BAEL 91 modifiées 99** : Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites.
- **BPEL 91 modifiées 99** : Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton précontraint suivant la méthode des états limites.
- **Eurocode 1** : Actions sur les structures – Partie relative aux charges de trafic sur les ponts.
- **Eurocode 2** : Calcul des structures en béton – Partie 2 : Ponts en béton.
- **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.
- **Fiche UIC 774-1** : Recommandations pour le dimensionnement à la fatigue des ponts-rails en béton armé et en béton précontraint.
- **Fiche UIC 774-2** : Répartition des charges d'essieux dans le cas des ponts-rails ballastés.
- **Fiche UIC 776-1** : Charges à prendre en considération dans le calcul des ponts-rails.
- **SNCF – Livret 2.01** : Conception et calcul des ouvrages en béton, métalliques et mixtes.
- **SETRA** : Guides techniques relatifs à la conception et au dimensionnement des ouvrages d'art

III.3. CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX

III.3.1. Le béton

III.3.1.1. Caractéristiques du béton.

Tableau III-1:Caractéristiques du béton.

Classe de résistance	Éléments concernés
C40/50	Poutres et hourdis
C30/37	Infrastructures
C30/37	Éléments non porteurs

III.3.1.2. Résistance à la compression

le béton est généralement caractérisé par sa résistance à la compression à 28 jours, correspondant à la valeur caractéristique requise. Elle est déterminée d'après des essais de compression simple effectués sur des éprouvettes normalisées.

- **Superstructure** : $f_{c28} = 40$ MPa
- **Infrastructure** : $f_{c28} = 30$ MPa

III.3.1.3. Déformation instantanée de béton

Selon les règles du BPEL, le module de déformation instantanée du béton, correspondant à des sollicitations de courte durée (inférieure à 24 h) à l'âge j , est donné par :

$$E_{ij} = 11000 \cdot f_{cj}^{1/3}$$

À l'âge de 28 jours :

- $E_{ij} = 37\,619,47$ MPa pour la superstructure
- $E_{ij} = 34\,179,56$ MPa pour l'infrastructure

III.3.1.4. Module de déformation différée

Les déformations différées du béton sont principalement liées au retrait et au fluage. Le module de déformation différée, associé à des sollicitations de longue durée (supérieures à 24 h), est défini à l'âge j par :

$$E_{vj} = 3700 \cdot f_{cj}^{1/3}$$

À 28 jours :

- $E_{v28} = 12\,653,82$ MPa pour la superstructure
- $E_{v28} = 11\,496,76$ MPa pour l'infrastructure

III.3.1.5. Déformation transversale du béton

Le module de cisaillement est donné par :

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

avec :

- E : module de Young
- ν : coefficient de Poisson

Valeurs usuelles :

- $\nu = 0,2$ pour le béton non fissuré
- $\nu = 0$ pour le béton fissuré

III.3.1.6. Contrainte de compression admissible

- **Contrainte de calcul du béton à l'ELU**

À l'état limite ultime (ELU), la contrainte de compression admissible du béton est évaluée à partir de la relation :

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

où :

- f_{cj} représente la résistance caractéristique du béton à l'âge considéré,
- θ est un coefficient tenant compte de la durée d'application des actions,
- γ_b désigne le coefficient partiel de sécurité du béton.
- **Coefficient partiel de sécurité γ_b**

Ce coefficient dépend du type de combinaison d'actions considérée :

- Combinaisons fondamentales (ou durables) : $\gamma_b = 1,50$

- Combinaisons accidentelles : $\gamma_b = 1,15$
- **Coefficient de durée d'application θ**

Le coefficient θ traduit l'influence du temps de sollicitation sur le comportement du béton :

- $\theta = 1,00$ pour une durée supérieure à 24 heures
- $\theta = 0,90$ pour une durée comprise entre 1 heure et 24 heures
- $\theta = 0,85$ pour une durée inférieure à 1 heure
- **Contrainte de calcul du béton à l'ELS**

À l'état limite de service (ELS), la contrainte de compression du béton est donnée par :

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

Tableau III-2: Contrainte admissibles

État limite	Contrainte	Paramètres	Superstructure (MPa)	Infrastructure (MPa)
ELU	f_{bu}	$\gamma_b = 1,5, \theta = 1$	22,67	17
ELU	f_{bu}	$\gamma_b = 1,15, \theta = 0,85$	34,78	26,09
ELS	σ_{bc}	$\sigma_{bc} = 0,6 f_{c28}$	24	18

III.3.2. Les aciers d'armatures du béton

Les aciers utilisés en béton précontraint se répartissent en deux catégories :

- **Aciers passifs** : destinés à reprendre les efforts tranchants et à limiter la fissuration,
- **Aciers actifs** : utilisés pour introduire la précontrainte dans le béton.

III.3.2.1. Aciers passif

Dans ce projet, un acier à haute adhérence de type **FeE500** est adopté. Il se caractérise par :

- une limite d'élasticité $f_e = 500$ MPa,

- un module d'élasticité $E = 2 \times 10^5$ MPa.

La contrainte de calcul à l'ELU est donnée par :

$$f_{su} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

avec :

- $\gamma_s = 1,15$ en combinaison fondamentale,
- $\gamma_s = 1,00$ en combinaison accidentelle.

On obtient ainsi :

- $f_{su} = 434,78$ MPa en situation fondamentale,
- $f_{su} = 500$ MPa en situation accidentelle.

À l'ELS, la contrainte admissible de traction dans des conditions de fissuration légèrement défavorables est limitée à :

$$\sigma_s = 400 \text{ MPa}$$

conformément au Fascicule 62 – Titre I (Section I).

III.3.2.2. Aciers actifs

Les caractéristiques géométriques et mécaniques des câbles de précontrainte utilisés sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau III-3: caractéristiques géométriques et mécaniques des câbles de précontrainte

Caractéristique	Symbole	Valeur
Type de torons	–	T15 super TBR
Limite élastique	F_{peg}	1660 MPa
Résistance à la rupture	F_{prg}	1860 MPa
Module d'élasticité	E	195 000 MPa
Section d'un toron	S_{T15s}	150 mm ²

Section du câble (12 torons)	S_{12T15s}	1800 mm ²
Contrainte initiale	σ_0	1488 MPa
Effort maximal (1 toron)	P_0	223,2 kN
Effort maximal (12 torons)	P_0	2678,4 kN
Diamètre de gaine	Φ_e	85 mm
Recul d'ancrage	g	6 mm
Coefficient de frottement angulaire	f	0,19 rad ⁻¹
Coefficient de frottement linéaire	φ	2 m ⁻¹
Relaxation à 1000 h	ρ_{1000}	2,50 %
Coefficient (TBR)	μ_0	0,43

CHAPITRE IV. CHARHES ET SUR- CHARGES

IV.1. INTRODUCTION

Les ponts ferroviaires doivent résister à d'importantes charges dynamiques et statiques provenant de la circulation des trains et des conditions environnementales. Leur durabilité, leur sécurité et leur bon fonctionnement exigent une analyse détaillée de ces forces.

Un pont subit deux sortes de charges : les charges hors trafic et les charges dues au trafic. Il faut bien estimer ces charges et les introduire dans un bon modèle de calcul pour déterminer avec précision les efforts internes et les déplacements.

IV.2. EVALUATION DES CHARGES HORS TRAFIC

IV.2.1. Charges permanentes

L'évaluation des charges permanentes est fondée sur l'adoption de valeurs normalisées correspondant aux charges usuelles, tirées des références techniques en vigueur. Ces valeurs sont résumées dans le tableau suivant et permettent de quantifier de façon cohérente le poids propre des différents éléments constitutifs de l'ouvrage ainsi que les charges fixes qui lui sont associées. Il est essentiel de les prendre en compte pour établir le modèle de calcul et analyser le comportement global de la structure.

Tableau IV-1: Estimation du poids du aux CCP

Eléments	Densité [KN/m ³]	Poids linéaires [KN/ml]	Poids ccp[KN] Tablier 35,2m
Rail UIC60		$1.5 \times 4 = 6$	211,2
Trottoir	25	$25 \times 0.205 \times 0.68 \times 2$ $= 6.97$	245,344
Corniches et garde corps	6	$6 \times 2 = 12$	422,4
Muret ballast	25	$5,625 \times 2 = 11,25$	396
Caténaires		2.4	84,48
Ballast	20	$20 \times 0.65 \times 8 = 104$	3660
Etanchéité	22	$0.04 \times 8.9 \times 22$ $= 7.832$	275,68

Tableau IV-2: Estimation du poids du aux CCP

Séction	Densité [KN/m ³]	Surface [m ²]	Poids linéaire [KN/ml]	Longueur [m]	Nombre	Poidspropre[KN] Tablier 35.2m
About	25	1.2571	31.42	4.665	10	1465,743
Courante	25	0.7311	18.2775	26.07	10	4764,944
Médiane	25	0.8694	21.735	4.265	10	926,997
Hourdis	25	3.81	95.25	35	1	3333,75
Entretoises	25	0.45	11.25	0.68	9	68,85
$\Sigma=10560,284$						

Tableau IV-3: Poids total permanent du tablier

GPP (KN)	10560,284
GCCP (KN)	5295,104
G (KN)	15855,388

IV.2.2. Charges thermiques

D'après le tableau 3.2 du R.C.P.R, notre ouvrage est de type 3 (tablier béton)

Les variations de température globale sont fixées à **+30 °C / -30 °C** conformément au cahier des charges.

Le gradient thermique est pris en compte selon l'EN 1991-1-5. Pour un tablier de type 3, la **méthode 1** est appliquée, en utilisant des gradients verticaux équivalents.

D'après les valeurs normatives :

- $\Delta T_{M,heat} = 15\text{ °C}$ et $k_{sur} = 0,6 \rightarrow \text{gradient} = 9\text{ °C}$
- $\Delta T_{M,cool} = 8\text{ °C}$ et $k_{sur} = 1 \rightarrow \text{gradient} = 8\text{ °C}$

Le coefficient de dilatation thermique du béton est pris égal à $\alpha = 10^{-5} / \text{°C}$.

Ces valeurs sont utilisées pour évaluer les effets thermiques dans le dimensionnement de l'ouvrage.

IV.2.3. Action due au vent

Il s'agit d'une pression horizontale statique appliquée sur la surface du tablier, avec une valeur de calcul de $2,00 \text{ kN/m}^2$.

IV.3. EVALUATION DES CHARGES DUES AU TRAFIC

IV.3.1. Présentation du trafic ferroviaire

Le trafic ferroviaire regroupe toutes les activités liées à la circulation des trains et des convois, en tenant compte de paramètres tels que les charges, l'espacement des essieux et les vitesses. Pour tester les charges maximales pouvant agir sur l'ouvrage, quatre schémas de charge ont été pris en compte :

- Schéma 71 : Trafic normal sur les lignes principales.
- Modèle SW/0 : pour les ponts continus(Ce n'est pas notre cas)
- Modèle SW/2 : pour charges lourdes.
- Modèle « Train à vide » : il permet d'évaluer l'impact des trains roulant à vide.

IV.3.2. Charges ferroviaires

D'après l'Eurocode 1 Partie 2 et le CODE UIC 776-1, on définit dans notre cas 3 schémas de charge UIC 71, SW/2 et train à vide.

IV.3.2.1. Modèle de charges 71

Le modèle de charges 71 permet de reproduire l'effet statique des charges verticales induites par le trafic ferroviaire normal. Dans la figure IV.1, on donne la disposition de ces charges ainsi que leurs valeurs caractéristiques.

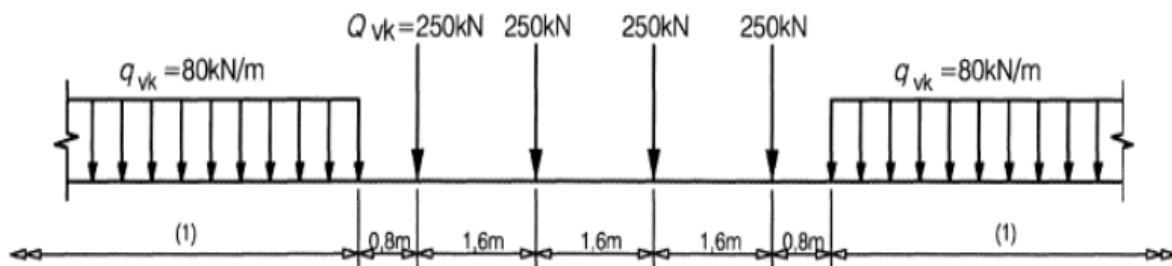


Figure IV-1: Modèle de charges 71 et valeurs caractéristiques pour les charges verticales

suivant le guide UIC 776-1, les charges verticales sont multipliées par un coefficient α . Ce dernier peut prendre les valeurs suivantes : 1.00, 0.91, 0.83, 0.75, 1.10, 1.21, 1.33 et 1.46. Il faut ajuster les charges du trafic ferroviaire.

Pour ce projet, on prendra $\alpha = 1$.

IV.3.2.2. Schéma des charges SW/0 et SW/2

D'après l'UIC776-1, paragraphe 2.3.3, le modèle de charge SW/0 représente l'action statique des charges verticales dues au trafic ferroviaire normal sur les poutres continues ; le modèle de charge SW/2 représente l'action statique des charges verticales provenant du trafic ferroviaire lourd. Il faut adopter la répartition de charges présentée sur la figure ci-dessous.

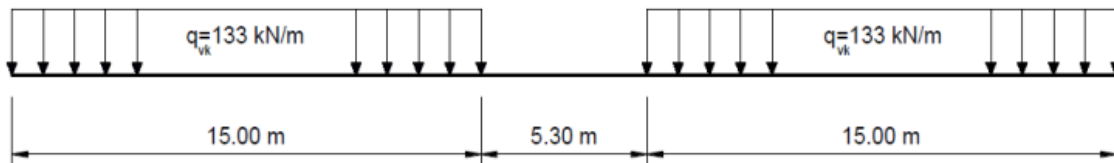


Figure IV-2: Modèles de charges SW/0

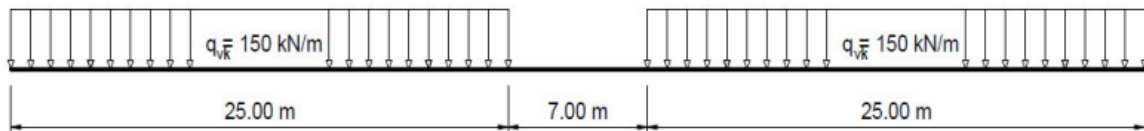


Figure IV-3: Modèles de charges SW/2

En raison de l'état statique adopté, l'ouvrage étudié est considéré comme un système de poutres isostatiques, qui ne transmettent aucun moment aux appuis. Dans ce contexte, et compte tenu des hypothèses de modélisation adoptées, seule l'analyse prend en compte le schéma de

chargement de type SW/2, jugé le plus représentatif du comportement réel de la structure dans ces conditions.

IV.3.2.3. Modèle de charges "Train à vide"

Dans le cadre de certaines vérifications particulières, il est nécessaire de recourir à un schéma de chargement complémentaire, désigné sous l'appellation de « train vide ». Ce modèle vise à représenter une situation spécifique de sollicitation en considérant uniquement des charges verticales uniformément réparties le long de la voie. La valeur caractéristique associée à ce cas de charge est fixée à 12,5 kN/m, permettant ainsi d'évaluer le comportement de la structure dans des conditions simplifiées, tout en restant représentatives de certaines phases d'exploitation.

On tient à préciser que le schéma de chargement dit « train à vide » est seulement réservé au dimensionnement des structures supportant une voie unique. Dans le cas présent, cette configuration n'étant pas retenue, ce modèle de charge n'est pas pris en compte dans l'analyse.

IV.3.3. Les actions dues à la traction et au freinage

Les efforts longitudinaux dus à la traction et au freinage des trains représentent des sollicitations spécifiques à intégrer dans l'analyse des ouvrages ferroviaires. Ces efforts s'appliquent sur la partie supérieure des rails et se propagent selon l'axe de la voie. Pour les calculs, ils sont modélisés comme des charges uniformément réparties sur une longueur d'influence propre à chaque élément structural. De plus, leur orientation dépend du sens de circulation sur la voie, ce qui nécessite de considérer les configurations les plus défavorables afin d'assurer une évaluation réaliste des impacts sur la structure.

IV.3.3.1. Force de traction

L'évaluation des efforts longitudinaux de traction est réalisée conformément aux recommandations du guide UIC 776-1, qui propose une expression reliant la force caractéristique à la longueur d'influence, tout en imposant une borne supérieure afin de limiter les sollicitations appliquées à la structure.

$$Q_{lak} = 33\text{kN/m} \times L_{a,b} \leq 1000 \text{ kN}$$

En considérant une travée de 35,2m, l'application directe de cette relation conduit à une valeur de 1158,3 kN, supérieure à la limite réglementaire fixée à 1000 kN. Cette non-conformité impose donc une adaptation du chargement afin de respecter les prescriptions normatives.

La force totale est ainsi plafonnée à la valeur maximale autorisée, puis répartie uniformément sur la longueur de la travée, ce qui conduit à une charge linéaire équivalente donnée par :

$$q = \frac{1000 \text{ kN}}{35,2 \text{ m}} = 28,41 \text{ kN/m}$$

En conséquence, la charge de traction adoptée pour le dimensionnement correspond à une charge uniformément répartie de 28,41 kN/m, appliquée sur l'ensemble du tablier. Cette approche permet d'assurer la conformité aux exigences du guide UIC 776-1 tout en garantissant une représentation réaliste des effets de traction dans le cadre des schémas de charge considérés, notamment les modèles 71 et SW/2.

IV.3.3.2. Force de freinage

L'évaluation des efforts longitudinaux de freinage est également conduite conformément aux recommandations du guide UIC 776-1, qui définit une relation reliant la force caractéristique à la longueur d'influence, tout en fixant une valeur maximale admissible.

$$Q_{lbk} = 20 \text{ kN/m} \times L_{a,b} \leq 6000 \text{ kN}$$

Dans le cas étudié, pour une longueur de travée de 35,2 m, l'application de cette expression conduit à une force de freinage de 704 kN, valeur inférieure à la limite réglementaire. La condition de vérification est donc satisfaite, ce qui permet de conserver la formulation initiale sans ajustement.

Par conséquent, la charge de freinage retenue pour le dimensionnement correspond à une charge uniformément répartie de 20 kN/m, appliquée selon les dispositions du schéma de charge modèle 71. Cette approche garantit une modélisation conforme aux prescriptions normatives tout en assurant une représentation réaliste des effets de freinage sur la structure.

Dans le cas du schéma de charge SW/2, l'évaluation des efforts longitudinaux de freinage repose sur une formulation spécifique, adaptée aux caractéristiques de ce modèle. La force de freinage est ainsi déterminée en fonction de la longueur d'influence considérée, conformément aux recommandations du guide UIC 776-1.

$$Q_{lbk} = 35 \text{ kN/m} \times L_{a,b}$$

$$Q_{lbk} = 1232 \text{ kN}$$

Pour une travée de 35,2m, l'application de cette relation conduit à une valeur globale de 1232kN. Dans le cadre du dimensionnement, cette action est modélisée sous forme d'une charge uniformément répartie équivalente de 35 kN/m, appliquée selon les dispositions propres au schéma SW/2.

Par ailleurs, il convient de noter que, d'après les prescriptions du guide UIC 776-1, les effets de traction et de freinage peuvent être négligés dans le cas du modèle de charge dit « train à vide », celui-ci correspondant à une situation simplifiée où seules les charges verticales sont prises en compte.

IV.3.4. Effort de lacet

L'effort de lacet représente une sollicitation horizontale transversale, liée aux mouvements d'oscillation des convois lors de leur circulation. Il est modélisé sous forme d'une force concentrée, appliquée au niveau supérieur des rails et orientée perpendiculairement à l'axe de la voie. Cette action est essentielle pour l'analyse du comportement latéral de l'ouvrage, notamment en termes de stabilité et de confort d'exploitation.

La valeur caractéristique de l'effort de lacet est fixée à $Q_{sk} = 100 \text{ kN}$. Selon les exigences réglementaires, cette valeur est augmentée par un facteur d'adaptation α , ce qui permet de considérer les conditions réelles de fonctionnement. Suite à l'application de ce coefficient, la valeur de calcul retenue pour l'analyse est à 100 kN.

IV.3.5. Forces centrifuges

Pour les infrastructures ferroviaires courbes, les trains produisent des forces centrifuges qui se dirigent vers l'extérieur de la voie. Selon les instructions du guide UIC 776-1, ces mesures sont mises en œuvre à une hauteur standard de 1,80 m au-dessus du plan de roulement et doivent obligatoirement être associées aux charges verticales de trafic pour refléter avec précision la situation réelle de sollicitation.

Le viaduc étudié présentant une courbure en plan, la prise en compte de ces efforts s'impose pour les modèles de charge considérés, notamment le schéma 71 et le modèle SW/2. L'intensité

des forces centrifuges est déterminée en fonction de la vitesse de circulation et du rayon de courbure, selon une relation traduisant l'équilibre dynamique du mouvement en courbe comme suit :

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

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

Dans ces expressions, les charges verticales Q_{vk} et q_{vk} correspondent respectivement aux valeurs concentrées et réparties des modèles de charge (LM71, SW/0, SW/2 et du train vide.), tandis que le coefficient de réduction f permet d'ajuster l'intensité des efforts en fonction des conditions d'exploitation et de la longueur d'influence de la zone courbe.

Pour les paramètres retenus :

vitesse de projet de 120 km/h, rayon de courbure de 400m et longueur d'influence de 35,1 m
 f : ce coefficient est évalué à 1.

Tableau IV-4: résultats du calcul de la charge centrifuge

Type de charge	V(km/h)	r(m)	f	Q_{vk} (KN)	q_{vk} (KN/m)	Q_{tk} (KN)	q_{tk} (KN/m)
LM71	120	400	1	250	80	70,87	70,87
SW/2	80	400	1	-	150	/	18,89
Train vide	80	400	1	-	12,5	/	1,57

Ces résultats traduisent l'importance des effets dynamiques en courbe et justifient leur intégration systématique dans les combinaisons de charges, afin d'assurer une évaluation réaliste du comportement de l'ouvrage sous trafic ferroviaire.

IV.3.6. Action accidentelle

IV.3.6.1. Déraillement

Un déraillement d'un train sur une voie ferroviaire est considéré comme un incident dans le cadre de la planification dimensionnelle. Dans ce contexte, il ne s'agit pas des combinaisons de charges habituelles, mais d'une situation exceptionnelle qui doit être considérée pour juger de la capacité de la structure à supporter des contraintes extrêmes. La intégration de cette garantie vise à assurer une sécurité adéquate, en contrôlant que la structure maintient une stabilité

générale et prévient toute possibilité d'effondrement, même dans des conditions opérationnelles altérées.

Lors de l'examen des incidents, le premier scénario envisagé porte sur un déraillement où le train reste confiné dans la zone ferroviaire, sur le tablier de la structure. Dans cette situation, le train déraillé est présumé être contenu soit par une voie voisine, soit par un dispositif latéral comme un mur de soutènement, réduisant de ce fait l'impact potentiel sur la structure.

Ce scénario ne vise pas nécessairement à éviter complètement les dommages, mais à empêcher un processus d'effondrement général. Autrement dit, des modifications localisées sont acceptables tant qu'elles n'affectent ni la stabilité générale de la structure ni la sécurité globale de l'infrastructure.

Dans ce contexte, les composants structurels qui pourraient être sollicités doivent être dimensionnés en prenant en compte une combinaison de charges accidentelles spécifiques, basée sur une amplification du modèle de charge ferroviaire standard. Cette demande implique l'application du modèle suivant :

$$\alpha \times 1,4 \times \text{LM71}$$

Cette méthode permet d'incorporer prudemment les impacts extrêmes liés au déraillement, tout en garantissant une conception solide et résiliente face à ce genre d'événement hors du commun. le calcul de la force de déraillement dans le cas I est le suivant :

$$Q_{A1d} = \alpha \times 1,4 \times Q_{vk} = 1 \times 1,4 \times 250 = 350 \text{ kN}$$

$$q_{A1d} = \alpha \times 1,4 \times q_{vk} = 1 \times 1,4 \times 80 = 112 \text{ kN/m}$$

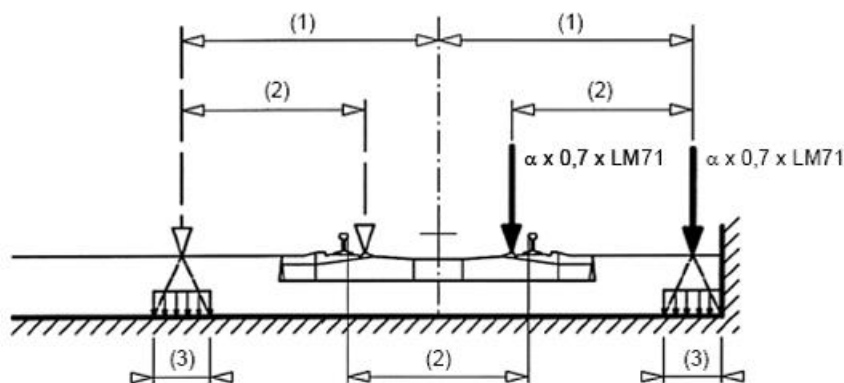


Figure IV-4: situation du projet I - Charges équivalentes Q_{A1d} et q_{A1d}

le scénario de conception II représente un cas accidentel qui se révèle plus défavorable, où le véhicule ferroviaire hors des rails se retrouve dans une situation instable, près du bord du tablier. Ce paramétrage entraîne des sollicitations particulièrement critiques, notamment en ce qui concerne le renversement et le déséquilibre général de la structure.

Dans ce cadre, le besoin essentiel est de garantir la stabilité générale du tablier, en s'assurant que la structure peut supporter les impacts découlant de cette disposition extrême des charges. À la différence de la situation I, l'accent ici est mis sur le comportement global de la structure plutôt que sur la simple solidité locale des composants.

Le modèle de ce scénario s'appuie sur l'utilisation d'une charge accidentelle accrue, distribuée sur une longueur restreinte à 20 m, dans le but de simuler fidèlement la concentration des efforts due à la position du train qui a déraillé. Cette opération est déterminée en fonction de la relation suivante :

$$\alpha \times 1,4 \times LM71$$

Cette méthode tient compte des scénarios les plus périlleux pouvant compromettre la stabilité de la structure, assurant ainsi un degré de sécurité approprié face à ce genre d'incident accidentel.

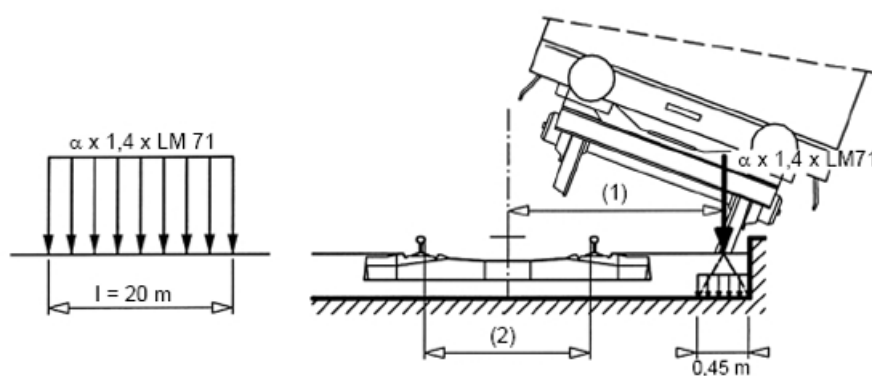


Figure IV-5: Cas de Conception II - Charges équivalentes et q_{A2d}

IV.3.7. Effet dynamique

Les impacts du trafic ferroviaire ont un caractère dynamique et doivent être considérés lors de la détermination des dimensions. On peut procéder soit par une analyse dynamique entière, soit par une méthode statique équivalente en appliquant un facteur de majoration pour intensifier les efforts.

La sélection de l'une ou l'autre de ces techniques est déterminée en fonction des spécificités de la structure et se réalise à l'aide du diagramme proposé par la norme EN 1991-2.

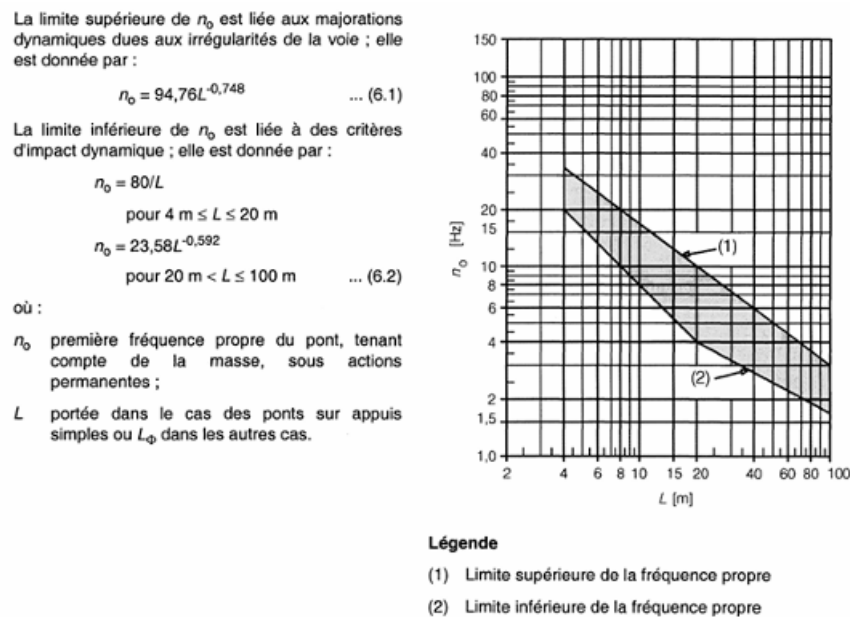


Figure IV-6: Limites de la fréquence propre n_0 [Hz] du pont en fonction de L [m] [EN-1991-2].

L'estimation de la fréquence propre permet de vérifier le comportement dynamique du pont.

Pour une travée de 35,2 m, on obtient :

- Limite supérieure de la fréquence propre : $n_0 = 94,76L^{-0,748}$; avec : $L = 35,2 \text{ m}$

On obtient **6,60 Hz**

- Limite inférieure de la fréquence propre: on a $20 \text{ m} < L < 100 \text{ m}$ donc : $n_0 = 23,58L^{-0,592}$

On obtient **2,86 Hz**

La fréquence propre réelle de l'ouvrage doit se situer entre ces deux valeurs.

Pour un pont isostatique, elle peut être estimée simplement par :

$$n_0 = \frac{17,75}{\sqrt{\delta_0}}$$

où δ_0 est la flèche à mi-portée (en mm) sous charges permanentes.

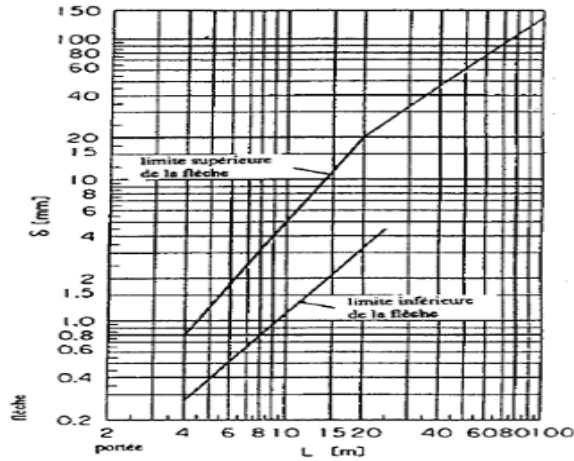


Figure IV-7: Limites de la flèche sous poids permanent [Livret201-fev1995].

Tableau IV-5: Limites de la flèche sous poids permanent.

Limite supérieure de la flèche δ_s	$4m \leq L \leq 20m$	$\delta_s = 0.049L^2$ (mm)
	$20m \leq L \leq 100m$	$\delta_s = 0.564L^{1.184}$ (mm)
Limite inférieure de la flèche δ_i	$4m \leq L \leq 25m$	$\delta_s = 0.035L^{1.5}$ (mm)
	$L > 25m$	Pas de limitation inférieure

Pour une travée de **35,2m**, la flèche à mi-portée sous charges permanentes est estimée par :

$$\delta_0 = 0,564 \times L^{1,184}$$

Ce qui donne : $\delta_0 \approx 38,23$ mm.

La fréquence propre est ensuite évaluée par :

$$n_0 = \frac{17,75}{\sqrt{\delta_0}}$$

On obtient ainsi : $n_0 \approx 2,87$ Hz.

La fréquence propre est dans les limites, et la vitesse est inférieure à 200 km/h. De plus, le pont est isostatique.

Donc, selon l'organigramme de l'EN 1991-2 présenté dans la figure :

- Pas besoin d'analyse dynamique détaillée.
- Pas de vérification à la résonance .

On fait une **analyse statique** avec les modèles LM71 et SW/2, puis on multiplie les résultats par le coefficient dynamique Φ .

IV.3.7.1. Coefficient dynamique Φ

Le coefficient dynamique Φ permet de majorer les effets des charges statiques (UIC71, SW/0, SW/2) afin de tenir compte des effets dynamiques du trafic.

Sa valeur, notée Φ_2 ou Φ_3 , dépend principalement de l'état d'entretien de la voie : plus la voie est dégradée, plus le coefficient est élevé.

- Pour les rails d'entretien prudent :

$$\Phi_2 = \frac{1.44}{\sqrt{L_\Phi} - 0.2} + 0.73$$

$$\text{Où } 1 \leq \Phi_2 \leq 1.67$$

- Pour les rails d'entretien standard :

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

$$\text{Où } 1 < \Phi_2 < 1.67$$

Pour le cas étudié, le calcul donne : $\Phi = \Phi_3 = 1,102$.

Ce coefficient sera utilisé pour majorer les effets obtenus par l'analyse statique.

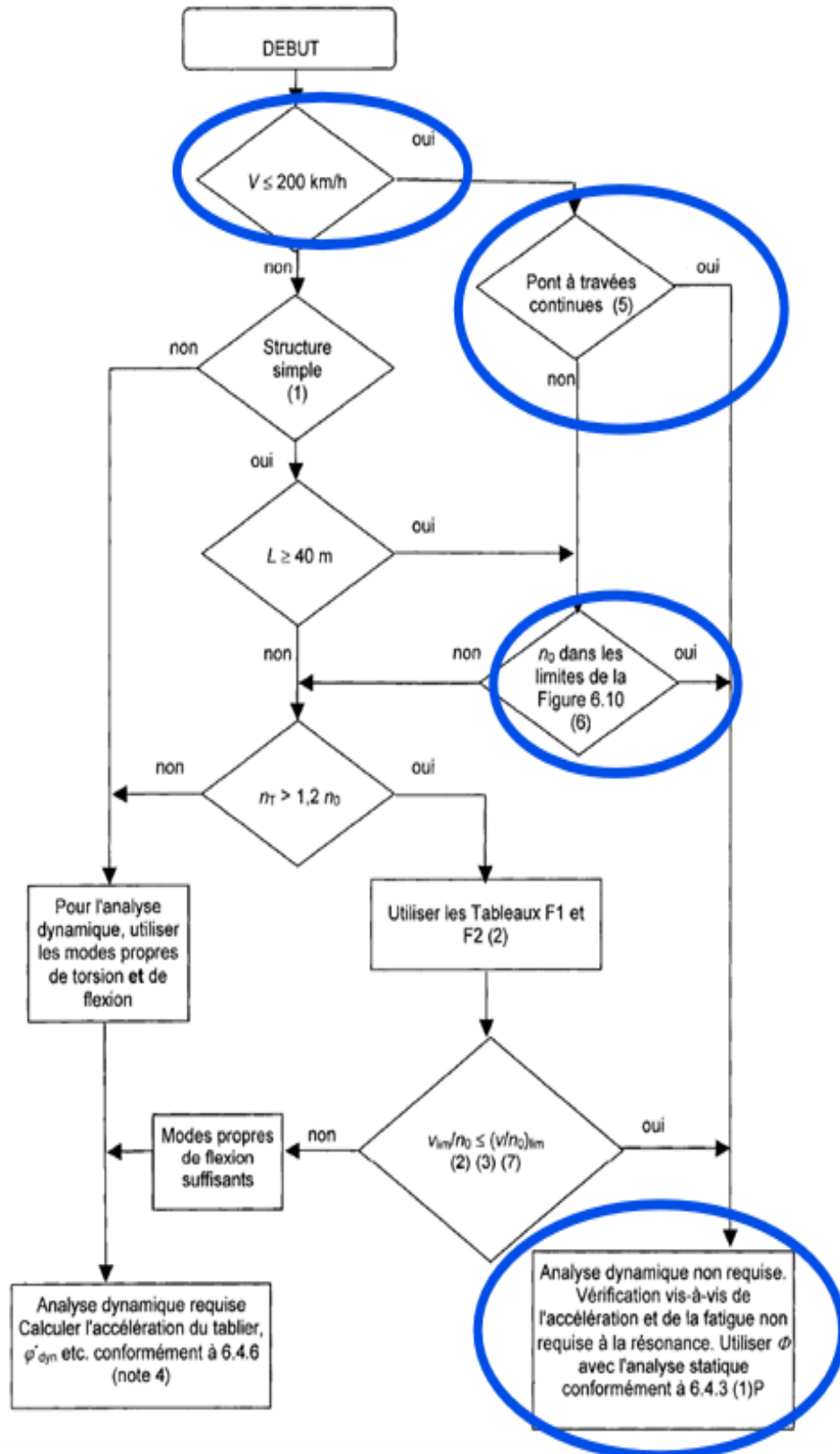


Figure IV-8: Organigramme vérificateur de la nécessité d'une analyse dynamique [UIC 776-1].

IV.4. COMBINAISONS ET GROUPES DE CHARGES

IV.4.1. Estimation des groupes de charges du trafic-ferroviaire

Les combinaisons d'actions, également appelées combinaisons de charges ou d'efforts, correspondent à des ensembles particuliers regroupant différents types de sollicitations agissant simultanément sur une structure. Elles jouent un rôle fondamental dans la conception des ouvrages, car elles permettent de vérifier que ceux-ci sont correctement dimensionnés pour supporter les diverses sollicitations susceptibles d'intervenir au cours de leur durée de service.

Ces combinaisons peuvent comprendre plusieurs catégories de charges, notamment :

- **Charges permanentes** : poids propre de la structure, poids des matériaux de construction ainsi que celui des équipements fixes ou installés de manière permanente.
- **Charges d'exploitation (ou variables)** : sollicitations résultant du trafic, du passage des véhicules, des équipements mobiles ou encore de la présence des usagers.
- **Actions climatiques** : efforts engendrés par le vent, la neige, les précipitations ainsi que les variations de température.
- **Actions accidentelles** : événements exceptionnels tels que les séismes, les incendies, les explosions ou les chocs.
- **Effets thermiques** : dilatations et contractions provoquées par les variations de température.

La définition de ces combinaisons est établie conformément aux normes de calcul en vigueur et aux règlements applicables au type d'ouvrage étudié. Elles sont élaborées afin de garantir la sécurité et la fiabilité de la structure face aux différentes conditions auxquelles elle peut être soumise durant sa vie utile.

Selon la norme UIC 776-1, la concomitance des différents systèmes de sollicitation, notamment les charges verticales, les efforts horizontaux, les effets dynamiques et les actions accidentelles, est prise en considération au moyen de groupes de charges définis dans un tableau. Chaque groupe représente une action caractéristique devant être étudiée séparément lorsqu'elle est associée à d'autres sollicitations que celles liées au trafic. Le tableau ci-après présente ces différents groupes de charges de manière détaillée.

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-9: Estimation des groupes de charges du trafic ferroviaire

IV.4.2. Combinaison de charges

Le calcul des ponts ferroviaires doit généralement être effectué en utilisant la méthode des coefficients partiels. Lors de l'application de cette méthode, il est essentiel de s'assurer qu'aucun des états limites pertinents n'est dépassé dans toutes les situations de calcul, conformément aux normes et règlements nationaux et internationaux applicables. Ces états-limites prennent en compte diverses situations, notamment :

- **État limite de service (ELS) :** L'état limite de service (ELS) correspond aux conditions à partir desquelles la performance de la structure devient insuffisante. C'est le seuil au-delà duquel la structure ne répond plus aux exigences de service. Les ELS sont répartis en trois catégories : rares, fréquents et quasi permanents, selon leur fréquence d'occurrence.
- **État limite ultime (ELU) :** Il correspond au seuil au-delà duquel la structure ne peut plus assurer sa sécurité globale. Il se divise en deux types : l'état limite de résistance et l'état limite de perte d'équilibre statique.

IV.4.2.1. Coefficient de combinaison des ponts ferroviaires

Selon le chapitre 3 de l'UIC 776-1, les coefficients de combinaison des charges mobiles des ponts ferroviaires sont donnés dans le tableau ci-dessous .

Ils servent à prendre en compte la simultanéité des charges de trafic dans les calculs de dimensionnement.

Effet			ψ_0	ψ_1	ψ_2
Principaux effets du trafic (groupe de charges)	gr11(LM71+SW/O)	Effet vertical maximal 1 et effet longitudinal maximal	0.80	0.80	0
	gr12(LM71+SW/O)	Effet vertical maximal 2 et effet horizontal maximal			
	gr13(Freinage/traction)	Effet longitudinal maximal			
	gr14(Centrifuge/oscillation)	Effet latéral maximal			
	gr15(Train vide)	Stabilité latérale du «train vide»			
	gr16(SW/2)	SW/2 et effet longitudinal maximal	0.80	0.70	0
	gr17(SW/2)	SW/2 et effet horizontal maximal			
	gr21(LM71+SW/O)	Effet vertical maximal 1 et effet longitudinal maximal			
	gr22(LM71+SW/O)	Effet vertical maximal 2 et effet horizontal maximal			
	gr23(Freinage/traction)	Effet longitudinal maximal			
	gr24(Centrifuge/oscillation)	Effet latéral maximal			
	gr26(SW/2)	SW/2 et effet longitudinal maximal			
	gr27(SW/2)	SW/2 et effet horizontal maximal	0.80	0.60	0
D'autres effets	Effet aérodynamique		0.80	0.50	0
	Charge de maintenance générale sur les passages piétons non publics		0.75	0.50	0
Charge du vent	Fw		0.60	0.60	0.50
Effet de température	Tk		0.8	—	0

Figure IV-10: Valeur des coefficients de combinaison ψ pour les ponts

IV.4.2.2. État limite ultime

- Situation durable ou transitoire : selon EN 1990

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

- Situation accidentelle :

$$\sum_{j \geq 1} G_{K,j} + A_d + P + (\psi_{1,1} \text{ ou } \psi_{2,1}) Q_{k,1} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

- Situation sismique :

$$\sum_{j \geq 1} G_{K,j} + P + \psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

IV.4.2.3. État limite de service

- Situation caractéristique :

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

- Situation fréquente :

$$\sum_{j \geq 1} G_{K,j} + P + \gamma_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

- Situation quasi permanente :

$$\sum_{j \geq 1} G_{K,j} + P + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

- Situation sismique :

$$\sum_{j \geq 1} G_{K,j} + E + P + (\psi_{1,1} \text{ ou } \psi_{2,1}) Q_{k,1} + \sum_{j \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

IV.5. ÉVALUATION DES EFFORTS

L'évaluation des efforts constitue une étape clé dans l'analyse du comportement du viaduc sous l'ensemble des sollicitations. La modélisation numérique permet de déterminer avec précision les efforts internes, notamment les moments fléchissants, les efforts tranchants ainsi que les déplacements.

Dans ce cadre, le logiciel Midas Civil 2022 est utilisé pour modéliser le tablier et obtenir les résultats nécessaires à l'analyse structurale de l'ouvrage.

IV.5.1. Logiciel de calcul

Midas Civil 2022 est un outil informatique spécialisé dans le calcul et la modélisation de structures en génie civil. Il est très utile pour les projets de ponts et d'infrastructures.

Ce logiciel permet de créer des modèles 3D très précis. Il permet aussi de faire des analyses statiques et dynamiques des constructions.

Les fonctionnalités de Midas Civil 2022 aident à concevoir, évaluer et optimiser les éléments structuraux qui supportent les charges. Beaucoup d'ingénieurs utilisent ce logiciel afin d'assurer la fiabilité et la durabilité des ouvrages.

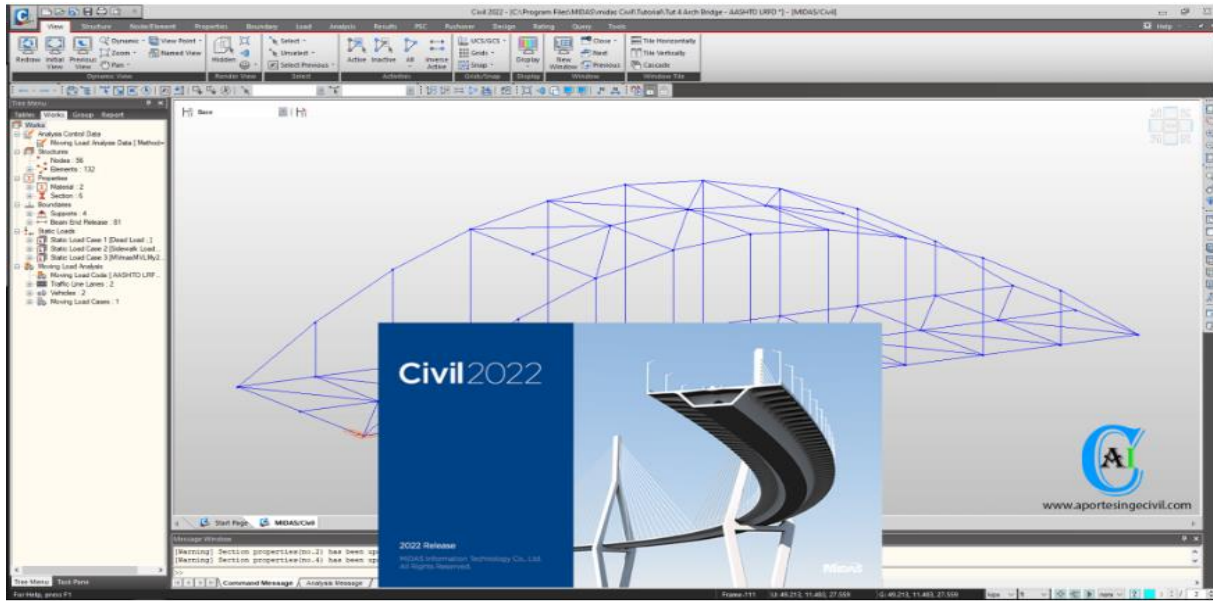


Figure IV-11: image representative du logiciel Midas civil 2022

IV.5.2. Modélisation

La modélisation est une phase indispensable de l'analyse, car elle offre la possibilité de rendre au mieux le comportement effectif de la structure face à diverses sollicitations.

Le pont isostatique analysé est constitué de 23 travées identiques et autonomes. Ainsi, l'analyse pourrait se limiter à une seule section, qui est représentative du comportement global de l'ensemble.

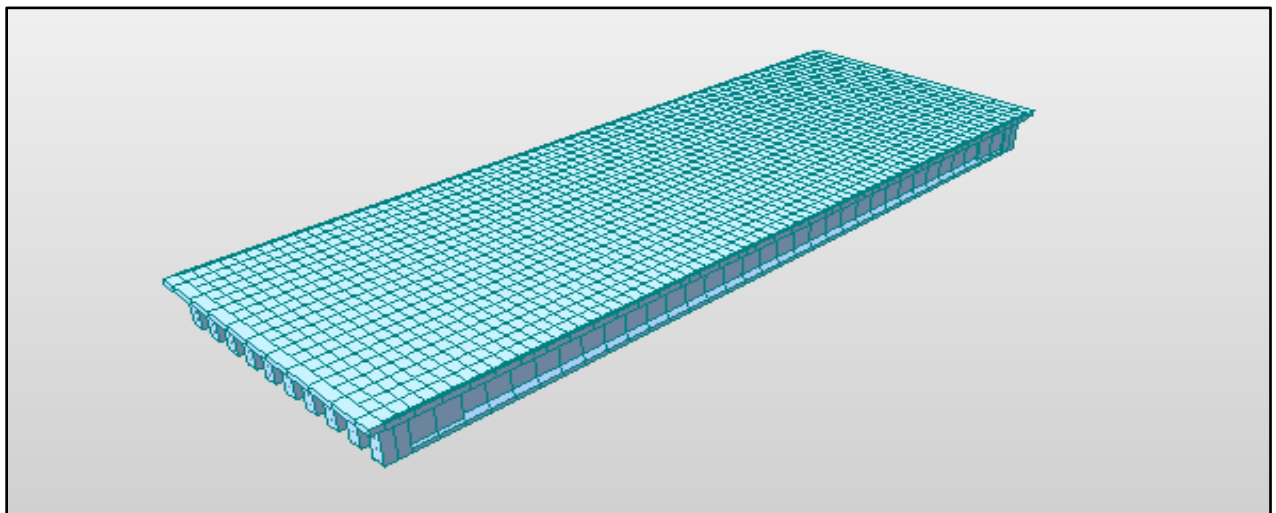


Figure IV-12: Modèle de calcul

IV.5.3. Définition des charges et surcharges

Le tableau suivant contient l'ensemble des charges et des surcharges prises en compte dans le modèle :

Tableau IV-6: Définition des charges et surcharges

Charges permanentes	Surcharges
Poids propre des éléments porteurs : Poutres, dalle et entretoises.	Modèle de charge UIC71
Équipements de pont (CCP) : ballast, rail, traverses, garde-corps, corniche, catenaire, mur-ret ballast, étanchéité	Modèle de charge SW/2

La valeur des charges, leur position transversale ainsi que leurs combinaisons sont déterminées conformément aux prescriptions de l'UIC 776-1.

IV.5.4. Résultats

Les résultats des sollicitations maximales, à savoir l'effort tranchant V et le moment fléchissant M , sont présentés ci-dessous sous forme de diagrammes.

Ils sont obtenus en considérant les combinaisons les plus défavorables aux états limites de service (ELS) et aux états limites ultimes (ELU). Les valeurs sont exprimées en kN pour l'effort tranchant et en kN·m pour le moment fléchissant.

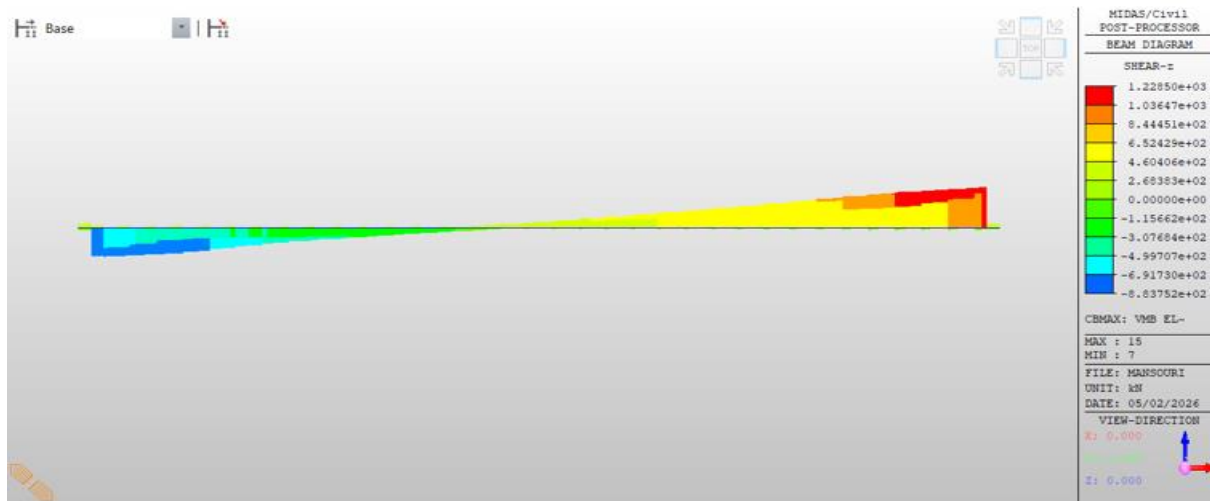


Figure IV-13: Effort tranchant max a l'ELS

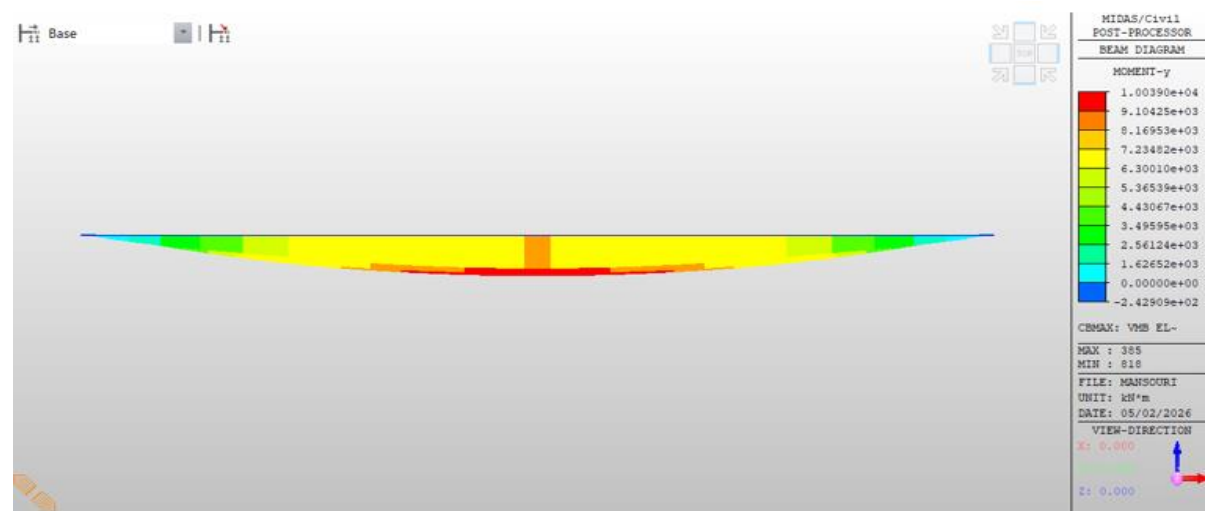


Figure IV-14: Moment max a l'ELS

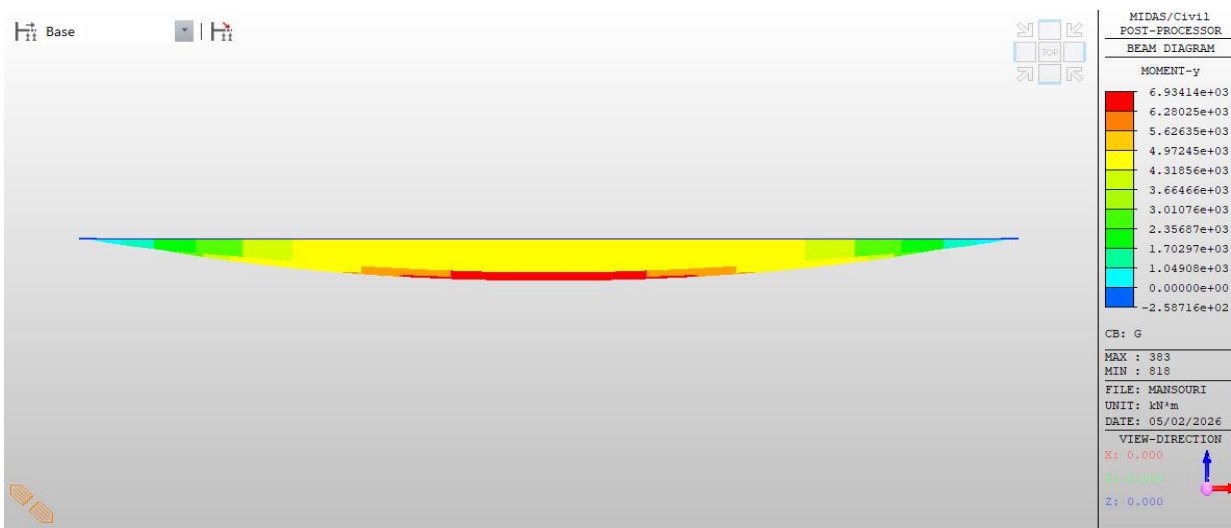


Figure IV-15: Momemt min a l'ELS

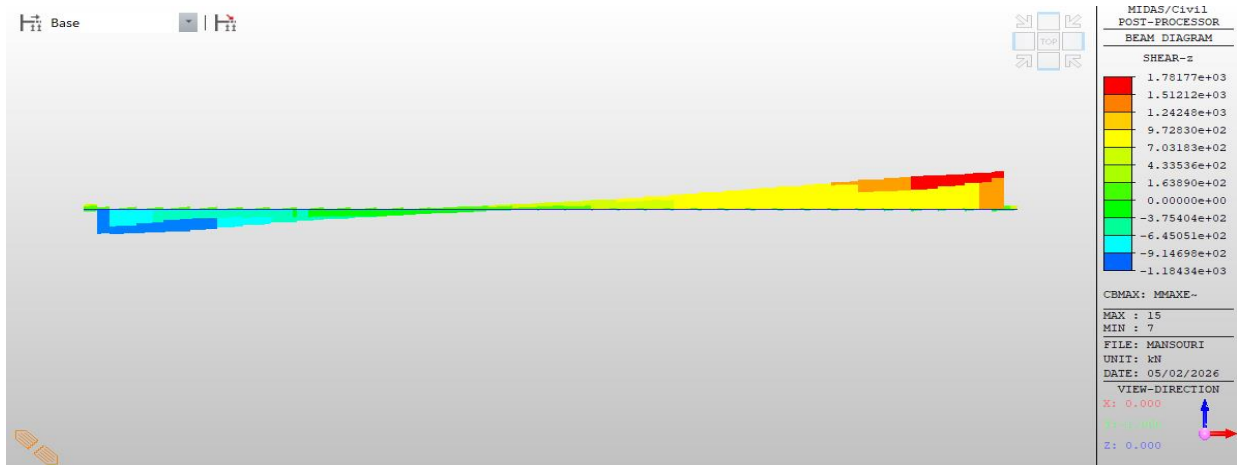


Figure IV-16: Effort tranchant max a l'ELS

Tableau IV-7: Tableau récapitulatif des résultats

		ELU	ELS
Momenz My(kN.m)	Max	14611.5	10039
	Min	9355.13	6929.73
Effort tranchant (kN)	Max	1781.77	1228.5
	Min	1201.2	889.77

IV.6. CONCLUSION

L'analyse des charges et des surcharges est essentielle pour garantir la stabilité et la durabilité du viaduc ferroviaire. La prise en compte des modèles de charge, des effets dynamiques et des combinaisons permet d'assurer la sécurité et le bon fonctionnement de l'ouvrage.

CHAPITRE V. ÉTUDE DE LA PRÉ- CONTRAINTE

V.1. INTRODUCTION

Ce chapitre est consacré à l'étude de la précontrainte, en présentant son principe ainsi que ses applications dans le domaine des ouvrages d'art. Il traite notamment du dimensionnement, du tracé des câbles, de l'évaluation des pertes de précontrainte (instantanées et différées) et de la vérification des contraintes normales et tangentiels.

La précontrainte consiste à introduire, de manière contrôlée, des efforts internes de compression dans une structure avant sa mise en charge, afin d'améliorer son comportement mécanique. Cette action permet de mobiliser plus efficacement les matériaux, en particulier le béton, dont la résistance en traction est limitée.

Cette technique présente plusieurs avantages, notamment une meilleure capacité portante, une réduction de la fissuration et une durabilité accrue des ouvrages. Elle est ainsi largement utilisée dans la réalisation de ponts et d'ouvrages fortement sollicités, bien que sa mise en œuvre nécessite une maîtrise rigoureuse des principes de calcul et d'exécution

V.2. ETUDE DE LA PRECONTRAINT

V.2.1. Tension à l'origine

Il s'agit de la force de précontrainte initiale appliquée au câble au moment de la mise en tension. Elle permet d'évaluer l'évolution des efforts le long des armatures et dans le temps.

La force initiale est déterminée par :

$$P_0 = \min (0.8f_{prg}A_p ; 0.9f_{peg}A_p)$$

Avec

$$f_{prg} = 1860 \text{ MPa},$$

$$f_{peg} = 1660 \text{ MPa}$$

et une section de câble :

$$A_p = 12 \times 150 = 1800 \text{ mm}^2$$

La force de précontrainte initiale est donnée par :

$$P_0 = \min (0.8 \times 1860 \times 1800 ; 0.9 \times 1660 \times 1800)$$

$$P_0 = \min (2.68 ; 2.69) \text{ MN}$$

On retient : $P_0 = 2.68 \text{ MN}$

La contrainte maximale est donnée par :

$$\sigma_0 = \frac{P_0}{A_p}$$

$$\sigma_0 = \frac{2.68 \times 10^6}{1800 \times 10^{-6}} = 1488 \text{ MPa}$$

V.2.2. Calcul du nombre de câble la précontrainte :

NB : Le calcul de la précontrainte est effectué à mi-travée, sur la section composite (poutre + dalle), dont les caractéristiques sont données dans le tableau IV.1.

La précontrainte minimale est définie par :

$$P_{\min} = \max (P_I ; P_{II})$$

où P_I et P_{II} correspondent respectivement aux cas de section sous-critique et surcritique. La valeur retenue est la plus défavorable.

Les moments extrêmes à l'état limite de service sont :

$$M_{\max} = 10039 \text{ kN.m,}$$

$$M_{\min} = 6929.73 \text{ kN.m,}$$

$$\text{d'où } \Delta M = 3109,27 \text{ kN.m.}$$

Le dimensionnement est réalisé en classe I, conformément au Livret 2.01 de la SNCF (article 2b.1) et aux règles du BPEL. Dans ces conditions :

En phase d'exécution, les contraintes de traction doivent rester inférieures à $0,7f_{tj}$,

Aucune contrainte de traction n'est admise sur l'ensemble de la section :

$$\sigma_{bt1} = \sigma_{bt2} = 0$$

Les valeurs de P_I et P_{II} sont alors déterminées pour les cas sous-critique et surcritique, la plus élevée correspondant à la précontrainte minimale à introduire.

$$P_I = \frac{\Delta M}{\rho h} \qquad P_{II} = \frac{M_{max}}{\rho v + v' - d'} \qquad P_{min} = \max(P_I, P_{II})$$

Ce tableau représente les caractéristiques des poutres :

Tableau V-1: Données géométriques et mécaniques et résultats de logiciel

Paramètre	Poutre + dalle	Poutre seule
B (m²)	1,12	0,7311
v' (m)	0,8919	0,9452
v (m)	1,4081	1,0548
IG (m⁴)	0,6618	0,3574
ρ	0,47	0,49

On obtient :

- **Section sous-critique :**

$$P_I = \frac{\Delta M}{\rho h}$$

$$P_I = 2,84 \text{ MN}$$

- **Section surcritique :**

$$P_{II} = \frac{M_{max}}{\rho v + v' - d'}$$

$$P_{II} = 6,26 \text{ MN}$$

Ainsi :

$$P_{min} = \max(P_I, P_{II})$$

$$P_{min} = 6,26 \text{ MN}$$

La section est donc **surcritique**.

Les pertes de précontrainte sont estimées à **30% de P_0** .

Le nombre de câbles nécessaires est donné par :

$$n \geq \frac{P_{min}}{(1 - 0.3)P_0}$$

Application numérique $\rightarrow n \approx 4$

On adopte donc :

4 câbles de précontrainte de type 12T15.

V.2.3. Détermination du nombre de câbles à l'about

Les câbles d'about sont mis en tension à 100 % de P_0 avant le coulage de la dalle. Les pertes instantanées sont estimées à 12 % de P_0 . Le calcul est effectué en considérant les caractéristiques de la section médiane de la poutre seule.

La vérification du nombre de câbles repose sur les deux conditions suivantes :

$$\sigma_{sup} = \frac{P}{A_n} + \frac{v}{I} (Pe_0 + M_g) \geq -0,7f_{tj}$$

$$\sigma_{inf} = \frac{P}{A_n} - \frac{v'}{I} (Pe_0 + M_g) \leq 0.6f_{cj}$$

Avec :

$$M_g = 2,634 \text{ MN.m} \text{ et } e_0 = -0,74 \text{ m}$$

Pour la fibre supérieure, on obtient :

$$\Rightarrow P \leq 13,29 \text{ MN}$$

Pour la fibre inférieure :

$$\Rightarrow P \leq 8,52 \text{ MN}$$

On retient :

$$P \leq 8,52 \text{ MN}$$

Le nombre de câbles est alors :

$$n \leq \frac{P}{P_0}$$

$$n \leq \frac{8,52}{2,68} = 3,18$$

On adopte donc :

3 câbles de 15T15S à l'about et 1 câble à l'extrados

V.2.4. Vérification des contraintes

V.2.4.1. Vérification des contraintes au 7ème jour

On tire les 3 câbles d'about à 50 % de P_0 et les pertes à la mise en tension sont estimées à 10 %.

Les vérifications sont données par :

$$\sigma_{sup} = \frac{P}{A_n} + \frac{v}{I}(Pe_0 + M_g) \geq -0,7f_{tj} = \sigma_{bt}$$

$$\sigma_{inf} = \frac{P}{A_n} - \frac{v'}{I}(Pe_0 + M_g) \leq 0,6f_{cj} = \sigma_{bc}$$

Avec :

$$P = 3 \times 0,9 \times 2,68 \times 0,5 = 3,62 \text{ MN}$$

Résistances du béton :

$$f_{c7} = \frac{7}{4,76 + 0,83 \times 7} \times 40 = 26,49 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0,6 \times 26,49 = 15,89 \text{ MPa}$$

$$f_{t7} = 0,6 + 0,06f_{c7} = 2,19 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bt} = -0,7 \times 2,19 = -1,53 \text{ MPa}$$

Moment :

$$M_g = 2,63 \text{ MN.m}$$

Application numérique :

$$\sigma_{sup} = 4,24 \geq -1,53 \text{ MPa Condition vérifiée}$$

$$\sigma_{inf} = 5,69 \leq 15,89 \text{ MPa Condition vérifiée}$$

Les deux vérifications étant satisfaites, la précontrainte adoptée est validée.

V.2.4.2. Vérification des contraintes au 28^{ème} jour

On tire les câbles d'about à 100 % de P_0 et les pertes à la mise en tension sont estimées à 10 %.

Avec :

$$P = 3 \times 0,9 \times 2,68 = 7,23 \text{ MN}$$

$$f_{c28} = 40 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0,6 \times 40 = 24 \text{ MPa}$$

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 3 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bt} = -0,7 \times 3 = -2,1 \text{ MPa}$$

$$M_g = 2,63 \text{ MN.m}$$

Application numérique :

$$\sigma_{sup} = \frac{P}{A_n} + \frac{v}{I} (P e_0 + M_g) \geq -0.7 f_{tj}$$

$$\sigma_{sup} = 1,1 \geq -2,1 \text{ MPa Condition vérifiée}$$

$$\sigma_{inf} = \frac{P}{A_n} + \frac{v'}{I} (P e_0 + M_g) \leq 0.6 f_{cj}$$

$$\sigma_{inf} = 19,18 \leq 24 \text{ MPa Condition vérifiée}$$

Les deux vérifications étant satisfaites, la précontrainte est validée.

V.2.4.3. Vérification des contraintes après coulage dalle

Cette vérification s'applique à la phase de mise en place des poutres sur leurs appuis définitifs, suivie du coulage des entretoises et de la dalle. Les pertes de précontrainte sont estimées à 15 %. La mise en tension concerne tout les câbles à 100 %, avec prise en compte des pertes.

Les caractéristiques de la section homogénéisée (poutre + dalle) sont utilisées avec les données suivantes :

Moment total sous poids propre et dalle : $M_g = 6,93 \text{ MN.m}$

$$P = 4 \times 0,85 \times 2,68 = 9,11 \text{ MN}$$

$$f_{c28} = 40 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0,6 \times 40 = 24 \text{ MPa}$$

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06f_{c28} = 3 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bt} = -0,7 \times 3 = -2,1 \text{ MPa}$$

Vérification des contraintes pour la fibre supérieure :

$$\sigma_{sup} = 3,11 \geq -2,1 \text{ MPa condition vérifiée}$$

Vérification des contraintes pour la fibre inférieure :

$$\sigma_{inf} = 16,31 \leq 24 \text{ MPa condition vérifiée}$$

Les deux conditions étant satisfaites, la précontrainte adoptée est validée pour cette phase de construction.

V.2.4.4. Vérification des contraintes en service

À ce stade, la structure porteuse (poutres, dalle et entretoises) est en place. Le quatrième câble est mis en tension à 100 % de P_0 , avec des pertes estimées à 30 %.

On considère :

Moment max de service : $M_{max} = 10,04 \text{ MN.m}$

Précontrainte : $P = 4 \times 0,7 \times 2,68 = 7,5 \text{ MN}$

On obtient :

$$\sigma_{sup} = 8,4 \geq -2,1 \text{ MPa condition vérifiée}$$

$$\sigma_{inf} = 4,22 \leq 24 \text{ MPa condition vérifiée}$$

L'ensemble des vérifications ayant été satisfaisant, le schéma de précontrainte retenu se compose de deux familles de câbles. La première, disposée à l'about, comprend trois câbles de type 12T15, tandis que la seconde est constituée d'un câble unique 12T15 placé à l'extrados. Le respect des contraintes normales dans toutes les phases étudiées permet de valider la mise en tension des câbles selon le phasage de construction adopté.

V.3. TRACE DES CABLES DE PRECONTRAINT

La disposition des câbles de précontrainte est définie de manière à maintenir les contraintes dans les limites admissibles tout en assurant une efficacité optimale. En zone de mi-travée, où le moment fléchissant est maximal, les câbles sont positionnés avec un excentrement important afin de mobiliser pleinement l'effet de la précontrainte.

V.3.1. Disposition des câbles à l'about

Les câbles de précontrainte sont disposés de façon à optimiser le comportement mécanique de la poutre : à l'about, leur implantation est organisée pour que la résultante des efforts passe par le centre de gravité de la section, éliminant ainsi tout moment parasite au niveau des appuis conformément aux recommandations du SETRA, tandis qu'en section médiane, zone la plus sollicitée, les câbles sont regroupés dans le talon avec un excentrement maximal afin d'optimiser l'efficacité de la précontrainte, la configuration retenue étant la plus performante parmi les dispositions possibles.



Figure V-1: Limitation des contraintes des sections en B.P

À l'extrémité de la poutre (section d'about), les conditions d'implantation des plaques d'ancrage doivent être respectées afin d'assurer une bonne diffusion des efforts dans le béton. Les plaques adoptées présentent des dimensions 240×200 mm (A $\times$ B), et leur disposition est définie en fonction des contraintes géométriques et mécaniques de la zone d'ancrage.

Donc : $x \geq 240 + 30$ (mm) et $y \geq 200 + 30$ (mm)

On obtient : $x \geq 270$ mm et $y \geq 230$ mm

Pour un béton de résistance $f_{c28} = 40$ MPa, on considère $a = 342$ mm, d'où l'entraxe minimal $X \geq 0,85a = 292,7$ mm, finalement arrondi et adopté à $X = 350$ mm pour des raisons de mise en œuvre et de sécurité.

Tableau V-2: résultats de limitation des contraintes

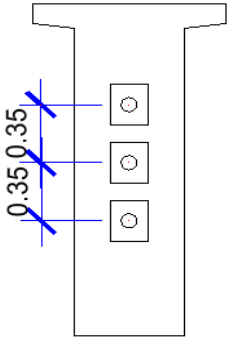
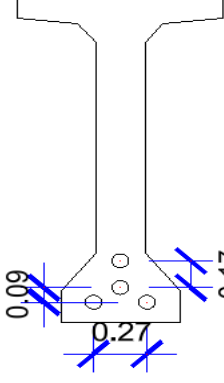
Cable	Section d'about	Yi (m)	Section médiane	Yi (m)
C1		0.491		0.13
C2		1.042		0.13
C3		1.586		0.16
C4		2		0.29

Tableau V-3 : Les coordonnées des câbles C1 et C2 en plan dans une demi poutre.

N° câble	Axe	0	1	5	9	13	14	17.5
C1	X (m)	0	1	5	9	13	14	17.5
	y (m)	0	0	0.025	0.073	0.123	0.135	0.135
C2	X (m)	0	1	5	9	13	14	17.5
	y (m)	0	0	-0.025	-0.073	-0.123	-0.135	-0.135

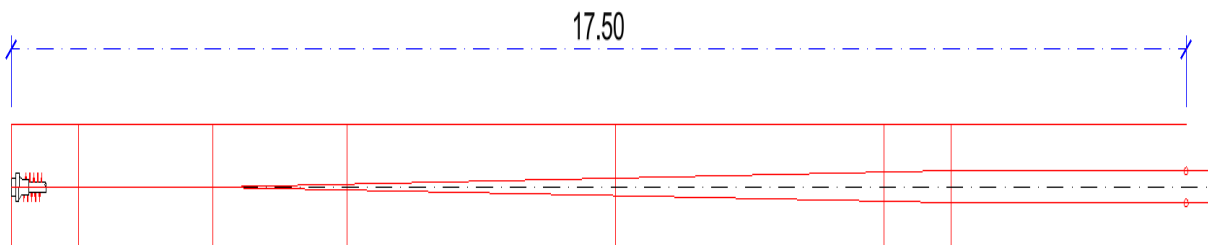


Figure V-2: trajectoire des câbles en plan dans une demi-poutre

V.3.2. Tracé des câbles en élévation

Le tracé des câbles est essentiellement déterminé par une forme parabolique, celle convenant au cas de charges permanentes uniformément réparties. Un alignement rectiligne d'environ un mètre est prévu également à proximité des extrémités afin d'assurer une transition correcte vers les zones d'ancrage et de faciliter la mise en oeuvre.

- **Angle de relevage α :**

L'angle de relevage est donné par la relation suivante :

$$\arcsin \left(\frac{V_M - \bar{V}}{P} \right) \leq \alpha \leq \arcsin \left(\frac{V_M + \bar{V}}{P} \right)$$

avec :

$$\begin{aligned}\bar{V} &= \bar{\tau} \times b_n \times 0.8h \\ \bar{\tau} &= \sqrt{0.4 \times f_{tj} \times (f_{tj} + \sigma_x)} \\ \sigma_x &= \frac{P}{B_n}\end{aligned}$$

où :

- B_n : surface nette de la section (dalle + about)
- b_n : largeur nette de la section (hourdis + about)
- n : nombre de gaines
- B_{gaine} : surface de la gaine
- φ : diamètre de la gaine

Tableau V-3:Récapitulatif de calcul de l'angle de relevage

Paramètre	Valeur	Unité
b_n	0,5575	m
B_n	1,61	m ²
P	7,5	MN
σ_x	4,66	MPa
$\bar{\tau}$	3,03	MPa
$\bar{V}$	3,11	MN

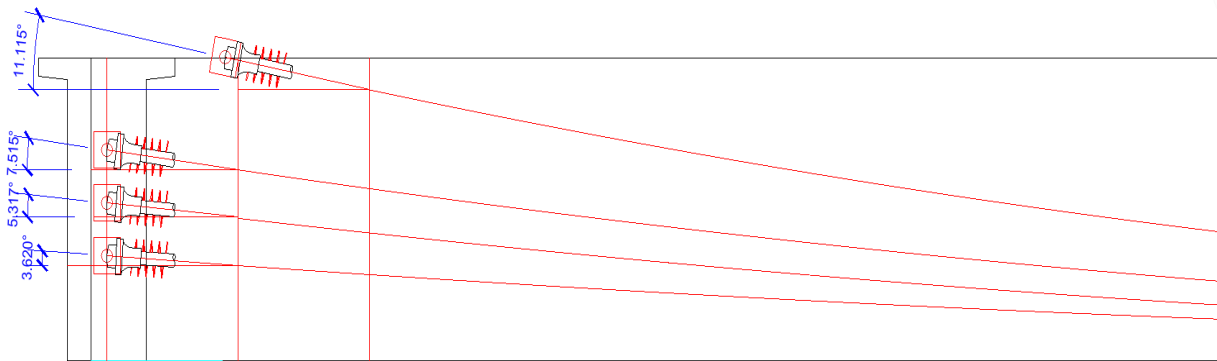


Figure V-3: Tracé des câbles (coupe longitudinale)

On obtient : $\alpha_1 = 3,62^\circ$ $\alpha_2 = 5,317^\circ$ $\alpha_3 = 7,515^\circ$ $\alpha_4 = 11,515^\circ$

- **Rayon de courbure :**

On admet qu'il est égal à :

$$\frac{1}{R} = 8 \times \frac{f}{L^2}$$

avec :

- f : flèche maximale (à mi-longueur)
- $L = 33m$
- **Angle de déviation :**

$$\beta(l) = 4 \times \frac{f}{l}$$

Tableau V-4: Résultats de calcul de α , f, R, β

N° câble	l (m)	α_{rel} (°)	Yi (m)			f (m)	R (m)	$\beta(l)$ rad
			x=0	1	17,5			
C1	33	3,620	0,542	0,48	0,127	0,50	272,25	0,061
C2	33	5,317	1,042	0,95	0,212	0,82	166,01	0,099
C3	33	7,515	1,542	1,43	0,381	1,04	130,89	0,126
C4	33	11,515		2,00	0,466	1,41	96,54	0,171

V.4. CALCULS DES PERTES

Les pertes de précontrainte correspondent à la différence entre la force appliquée par le vérin lors de la mise en tension et la force réellement effective dans l'armature à une section et un instant donnés. Leur évaluation est essentielle pour déterminer correctement les forces initiales et finales de précontrainte.

Elles se classent en deux catégories :

Pertes instantanées :

- Les pertes de tension par frottement.
- Les pertes de tension par recul d'ancrage.
- Les pertes de tension par déformation instantanée de béton.

Pertes différées :

- Retrait du béton
- Fluage du béton
- Relaxation des aciers

V.4.1. Pertes de tension Instantanées

V.4.1.1. Pertes par frottements

Les pertes de précontrainte dues au frottement entre le câble et la gaine lors de la mise en tension sont évaluées par une loi exponentielle tenant compte des effets de courbure et de déviation. La contrainte le long du câble est ainsi exprimée par :

$$\sigma_p(x) = \sigma_{p0} \times e^{-(f\alpha + \Phi x)}$$

où $\sigma_{p0} = 1488\text{MPa}$ représente la contrainte initiale à la mise en tension, $f = 0,18 \text{ rad}^{-1}$ est le coefficient de frottement en courbe, α désigne la somme des déviations angulaires du câble sur la distance x (en radians), $\Phi = 0,002 \text{ m}^{-1}$ le coefficient de frottement en ligne droite, et x la distance considérée le long du câble.

Tableau V-5: Valeurs des pertes dues au frottement.

N° câble	$x=l/2$ (m)	β (rad)	$f\beta + \Phi x$	$\Delta\sigma_\Phi$ (MPa)	$\Delta\sigma_\Phi$ Moy (MPa)	$\Delta\sigma_\Phi$ Moy (%)
C1	17,5	0,061	0,046	66,77	80,39	5,40%
C2	17,5	0,099	0,053	76,66		
C3	17,5	0,126	0,058	83,41		
C4	17,5	0,171	0,066	94,71		

V.4.1.2. Pertes dues au recul d'ancrage

Cette perte de tension est due au glissement de l'armature au niveau de l'ancrage, engendrant un recul de celui-ci après mise en tension. La variation de contrainte en un point d'abscisse $x < d$ est alors donnée par :

$$\Delta\sigma_g(x) = 2 \sigma_{p0} k (d - x)$$

avec d la longueur influencée par le recul d'ancrage, définie par :

$$d = \sqrt{\frac{E_p g}{\sigma_{p0} k}}$$

où $g = 6 \text{ mm}$ représente l'intensité du recul d'ancrage, E_p le module d'élasticité longitudinal de l'acier, et k une constante définie par :

$$k = f \times \frac{\beta}{l} + \varphi$$

avec f le coefficient de frottement, β la déviation angulaire totale et φ le coefficient de frottement linéique.

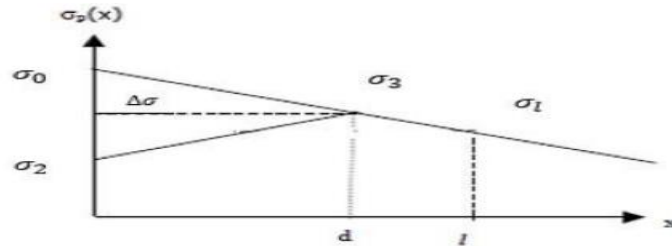


Figure V-4: Principe de la Pertes par recul d'ancrage.

Tableau V-6: Valeurs des pertes par recul d'ancrage

N° câble	l (m)	k (m ⁻¹)	d (m)
C1	17,5	0,0026	17,09
C2	17,5	0,0030	15,92
C3	17,5	0,0033	15,24
C4	17,5	0,0038	14,28

$\Delta\sigma_{p(l/2)}$	$\Delta\sigma_{p(0)}$
0	133,42 (MPa)
0	143,20 (MPa)
0	149,56 (MPa)
0	158,68 (MPa)

V.4.1.3. Perte dues au raccourcissement instantané de du béton :

Lorsqu'une poutre comporte plusieurs câbles de précontrainte, leur mise en tension est réalisée de manière successive. Chaque opération entraîne un raccourcissement instantané du béton, ce qui provoque une diminution de la tension dans les câbles déjà ancrés. Cette perte est évaluée à partir de la relation :

$$\sigma_e = \frac{1}{2} \frac{E_p}{E_{ij}} \sigma_{bi}$$

où σ_{bi} représente la contrainte de compression du béton sous l'effet de la précontrainte, exprimée par :

$$\sigma_{bi} = \frac{P}{B} + \frac{P e^2}{I_G} - \frac{M_p e}{I_G}$$

Dans ces expressions, P désigne l'effort effectif de précontrainte, déterminé par $P = n A_p (\sigma_{p0} - \Delta \sigma_{p moy})$, avec A_p la section d'un câble et n le nombre de câbles. Les paramètres E_p et E_{ij} correspondent respectivement aux modules d'élasticité de l'acier et du béton à court terme. L'excentricité moyenne des câbles est notée e , M_p représente le moment dû au poids propre, et I_G le moment d'inertie de la section considérée.

Les résultats obtenus pour ces pertes sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau V-7: valeurs des pertes par deformation instantanee du beton

M_g =	2,63	MN
E_{ij} =	37619,47	MPa
e =	0,79	m
B =	0,73	m ²
I_G =	0,35	m ⁴
n cable =	4	
σ_e	65,80	MPa
σ_e	4,41	%

V.4.2. Pertes de tension par recul d'ancrage.

V.4.2.1. Pertes dues au retrait de béton

Le retrait du béton débute dès les premières phases de durcissement, alors que la mise en tension des câbles n'intervient qu'après l'atteinte d'une résistance suffisante. Par conséquent, seuls les effets de retrait postérieurs à la mise en tension contribuent aux pertes de précontrainte.

Selon le BPEL, ces pertes sont évaluées par la relation :

$$\Delta\sigma_r = E_p \varepsilon_r (1 - r(t_0))$$

où $r(t_0)$ traduit l'évolution du retrait en fonction du temps et s'exprime par :

$$r(t_0) = \frac{t_0}{t_0 + 9 r_m} \text{ avec } r_m = \frac{\text{aire de la section nette}}{\text{périmètre de cette section}}$$

Dans ces expressions, $\varepsilon_r = 3 \times 10^{-4}$ représente le retrait total du béton, $E_p = 195 \times 10^3$ MPa le module d'élasticité de l'acier, et t_0 l'âge du béton au moment de la mise en tension.

Tableau V-8:valeurs des pertes dues au retrait du beton

$\Delta\sigma_r$	58,5	MPa
$\Delta\sigma_r$	3,96%	%

V.4.2.2. Pertes dues au fluage

Le fluage du béton correspond à une déformation différée sous l'effet d'une contrainte permanente. Les câbles étant solidaires du béton, ils subissent ce raccourcissement, ce qui entraîne une perte progressive de précontrainte.

Selon le BPEL 91, cette perte est évaluée par :

$$\Delta\sigma_{flu} = \frac{E_p}{E_{ij}} (\sigma_b + \sigma_M)$$

$$2,5 \sigma_b(x) = (\sigma_b + \sigma_M)$$

où $\sigma_b(x)$ correspond à la contrainte dans le béton au niveau du câble considéré. Celle-ci est déterminée par :

$$\sigma_{bi} = \frac{P}{B} + \frac{P e^2}{I_G} - \frac{M_p e}{I_G}$$

Dans cette expression, P désigne l'effort effectif de précontrainte, obtenu à partir de :

$$P = n P_0 (1 - \Delta p_i)$$

avec n le nombre de câbles, P_0 l'effort initial de précontrainte, et Δp_i les pertes relatives déjà subies. Les paramètres B , e et I_G représentent respectivement la surface de la section, l'excentricité des câbles et le moment d'inertie de la section, tandis que M_p correspond au moment dû aux charges permanentes.

Le module d'élasticité des armatures est pris égal à $E_p = 195\,000$ MPa, tandis que le module de déformation instantanée du béton à l'âge j est donné par :

$$E_{ij} = 11\,000 \sqrt[3]{f_{cj}}$$

Pour $f_{cj} = 40$ MPa, on obtient :

$$E_{ij} = 37\,619,47 \text{ MPa}$$

Tableau V-9: Valeurs des pertes dues au fluages

$\Delta\sigma_{flu}$	150,32	MPa
$\Delta\sigma_{flu}$	10.10	%

V.4.2.3. Pertes par relaxation des câbles

La relaxation correspond à une perte de précontrainte due à la diminution progressive de la tension dans les câbles au cours du temps.

La perte de contrainte par relaxation est donnée par :

$$\Delta\sigma_p = 0.06 \times \rho_{1000} \times \left(\frac{\sigma_{pi}(x)}{f_{prg}} - \mu_0 \right) \times \sigma_{pi}(x)$$

avec :

- $\rho_{1000} = 2.5\%$
- $\mu_0 = 0.43$ (armatures à très basse relaxation TBR – BPEL 91 révisé 99)

- $f_{prg} = 1860 \text{ MPa}$
- $\sigma_{pi}(x)$: contrainte initiale dans le câble à la section considérée

On pose également :

$$\mu(x) = \frac{\sigma_{pi}(x)}{f_{prg}}$$

Cette relation permet d'évaluer la perte de contrainte liée à la relaxation des aciers de précontrainte en fonction du niveau de sollicitation initial.

Tableau V-10: Valeurs des pertes par relaxation des cables

$\Delta\sigma_p$	58,41	MPa
$\Delta\sigma_p$	3,90%	%

V.4.3. Analyse des résultats

Les pertes instantanées au niveau de $L/2$ correspondent à la somme des pertes dues au frottement, au recul d'ancrage et au raccourcissement élastique :

$$\Delta\sigma_p(L/2) = \Delta\sigma_f + \Delta\sigma_{recul} + \Delta\sigma_{raccourcissement}$$

Les pertes différées à long terme sont obtenues par la combinaison du retrait, du fluage et d'une fraction de la relaxation des aciers :

$$\Delta\sigma_d = \Delta\sigma_{retrait} + \Delta\sigma_{fluage} + \frac{5}{6}\Delta\sigma_{relaxation}$$

Tableau V-11: Pertes totales de précontrainte

	MPa	%
$\Delta\sigma_{Inst}$	147,79	9,93
$\Delta\sigma_{Diff}$	257,49	17,30
$\Delta\sigma^\infty =$	405,28	27,24

Le pourcentage maximal des pertes atteint 27,24%, ce qui reste inférieur à la valeur estimative de 30 % retenue en début de chapitre. Cette concordance permet de confirmer la validité de l'hypothèse initiale concernant les pertes globales de précontrainte. Par ailleurs, le dimensionnement adopté, notamment le nombre de câbles, s'avère suffisant pour assurer les exigences de calcul et de sécurité de l'ouvrage.

V.4.3.1. Verification des contraintes

Afin de garantir la sécurité de la structure, il est nécessaire de vérifier les contraintes induites durant les différentes phases de construction ainsi qu'en service. À cet effet, les contraintes normales et de cisaillement doivent rester dans les limites admissibles fixées par les règlements en vigueur.

Les valeurs limites de calcul sont présentées dans la figure et le tableau ci-après.

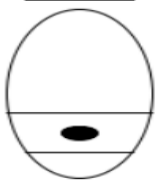
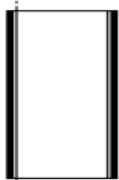
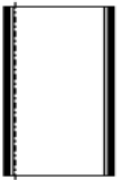
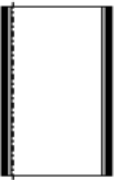
<i>Exécution</i>		<i>Service</i>		
		<i>c. Rares</i>	<i>c. Fréquente</i>	<i>c. Quasi perm.</i>
Classe I	$-0.7 f_{tj}$ $0.6 f_{cj}$	$0.6 f_{cj}$	$0.6 f_{cj}$	$0.5 f_{cj}$
				

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

V.4.3.2. Caractéristiques nettes des sections

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

Les caractéristiques des sections sont résumées dans le tableau V.12

Tableau V-12: Caractéristiques nettes des sections

Section	x=0.5		x=L/4		x=3L/8		x=L/2	
	Poutre seule	Poutre + Dalle	Poutre seule	Poutre + Dalle	Poutre seule	Poutre + Dalle	Poutre seule	Poutre + Dalle
H (m)	2,00	2,30	2,00	2,30	2,00	2,30	2,00	2,30
B_{nette} (m²)	1,24000	1,61000	0,86940	1,24440	0,71110	1,08610	0,71110	1,08610
v_n (m)	0,972	0,977	0,966	0,930	0,953	0,874	0,952	0,872
v'_n (m)	1,028	1,323	1,034	1,370	1,047	1,426	1,048	1,428
I_{nG} (m⁴)	0,374	0,742	0,356	0,695	0,357	0,654	0,357	0,654
ρ (%)	30,18	35,66	41,04	43,86	50,37	48,32	50,37	48,37

V.4.4. CALCUL JUSTIFICATIF DES POUTRES

V.4.4.1. Vis-à-vis des contraintes normales à l'ELS

À l'état limite de service, la précontrainte est représentée, sauf indication particulière du marché, par deux valeurs caractéristiques P1 et P2, définies comme suit :

$$P1 = 1,02 P0 - 0,8\Delta P$$

$$P2 = 0,98 P0 - 1,2\Delta P$$

$$P0 = 2,68 \text{ MN}$$

Cette vérification consiste à déterminer les contraintes développées dans le béton puis à les comparer aux contraintes admissibles réglementaires. Elle est réalisée pour chaque phase de construction ainsi qu'en phase de service afin de garantir la sécurité et le bon comportement de l'ouvrage.

On doit vérifier que :

$$\begin{cases} \sigma_{sup} = \frac{P}{A_n} + \frac{V}{I_n} (P \cdot e_p + M_g) \geq \overline{\sigma_{bt}} \\ \sigma_{inf} = \frac{P}{A_n} + \frac{\hat{V}}{I_n} (P \cdot e_p + M_g) \leq \overline{\sigma_{bc}} \end{cases}$$

Selon le Fascicule 62 – Titre I, section II et le BPEL 91 révisé 99 (paragraphe 6.1.22), les contraintes admissibles dans le béton sont définies comme suit :

- **En phase de construction :**

$$\sigma_{bt} = -0,7 f_{tj}$$

$$\sigma_{bc} = 0.6 f_{cj}$$

- **En phase d'exploitation :**

$$\sigma_{bt} = 0$$

$$\sigma_{bc} = 0.5 f_{c28}$$

Selon l'article 4.1.31 du BPEL, l'effort de précontrainte est évalué par :

- **En phase de construction :**

$$P = n \times A_p \times (1,02\sigma_{p0} - 0,8\Delta\sigma_p)$$

- **En phase d'exploitation :**

$$P = n \times A_p \times (0,98\sigma_{p0} - 1,2\Delta\sigma_p)$$

où :

- n : nombre de câbles ;
- A_p : section des armatures de précontrainte ;
- σ_{p0} : contrainte initiale dans les câbles ;
- $\Delta\sigma_p$: pertes de précontrainte.

Les résultats obtenus sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau V-13: Caractéristiques de chaque phase de verification

	N cables	% Mt	ΔP	P1	P2	dx=0	d x=L/4	d x=3L/8	d x=L/2
Phase 1	3	50	4,97	3,94	3,70	1,00	0,42	0,28	0,24
Phase 2	3	100	9,93	7,56	6,92	1,00	0,42	0,28	0,24
Phase 3	4	100	14,26	9,71	8,67	1,00	0,42	0,28	0,24
Phase 4	4	100	27,24	8,59	7,00	1,00	0,42	0,28	0,24

$$\sigma (y) = PB_n + Pe_0 + MI_n y$$

Avec :

P : Effort de précontrainte.

B_n : Surface nette de la section considérée.

I_n : Inertie nette de la section considérée.

e₀: Excentricité du câble de précontraint moyen.

M : Moment extérieur.

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

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau V-14: Vérification des contraintes normales Phases 1 et 2

		Phase 1				Phase 2			
		x=0	x=L/4	x=3L/8	x=L/2	x=0	x=L/4	x=3L/8	x=L/2
e (m)		0,03	0,61	0,77	0,81	0,03	0,61	0,77	0,81
MEls		0,00	1,98	2,47	2,63	0,00	1,98	2,47	2,63
P1 (MN)		3,94	3,94	3,94	3,94	7,56	7,56	7,56	7,56
P2 (MN)		3,70	3,70	3,70	3,70	6,92	6,92	6,92	6,92
σ_p (MPa)	σ_{sup}	0,00	5,36	6,59	7,02	0,00	5,36	6,59	7,02
	σ_{inf}	0,00	-5,73	-4,87	-7,72	0,00	-5,73	-7,24	-7,72
σ_{P1} (MPa)	σ_{sup}	2,89	-2,03	-2,57	-2,94	5,54	-3,89	-4,93	-5,64
	σ_{inf}	3,48	11,54	14,45	14,86	6,68	22,15	27,72	28,52
σ_{P2} (MPa)	σ_{sup}	2,71	-1,90	-2,41	-2,76	5,07	-3,56	-4,51	-5,16
	σ_{inf}	3,27	10,84	13,56	13,95	6,11	20,27	25,37	26,10
σ_{Max} (MPa)	σ_{sup}	2,89	3,33	4,02	4,08	5,54	1,47	1,66	1,38
	σ_{inf}	3,48	5,81	9,58	7,14	6,68	16,42	20,48	20,80
σ_{Min} (MPa)	σ_{sup}	2,71	3,46	4,17	4,26	5,07	1,80	2,07	1,86
	σ_{inf}	3,27	5,11	8,70	6,23	6,11	14,54	18,13	18,38

Tableau V-15: Vérification des contraintes normales Phases 3 et 4

		Phase 3				Phase 4			
		x=0	x=L/4	x=3L/8	x=L/2	x=0	x=L/4	x=3L/8	x=L/2
e (m)		0,32	0,95	1,15	1,19	0,32	0,95	1,15	1,19
MEls		0,00	2,10	2,67	6,9297	0	4,8161	5,8106	10,04
P1 (MN)		9,71	9,71	9,71	9,71	8,59	8,59	8,59	8,59
P2 (MN)		8,67	8,67	8,67	8,67	7,00	7,00	7,00	7,00
σ_p (MPa)	σ_{sup}	0,00	2,81	3,57	9,24	0,00	6,44	7,76	13,38
	σ_{inf}	0,00	-4,14	-5,83	-15,13	0,00	-9,49	-12,67	-21,92
σ_{P1} (MPa)	σ_{sup}	1,90	-4,54	-5,99	-6,43	1,68	-4,02	-5,30	-5,70
	σ_{inf}	11,61	25,98	33,29	34,11	10,28	23,00	29,48	30,20
σ_{P2} (MPa)	σ_{sup}	1,70	-0,06	-0,41	-5,75	4,04	-0,12	-0,77	-4,64
	σ_{inf}	10,37	23,19	29,73	30,46	8,37	18,73	24,00	24,59
σ_{Max} (MPa)	σ_{sup}	1,90	-1,73	-2,42	2,80	1,68	2,42	2,46	7,68
	σ_{inf}	11,61	21,84	27,46	18,98	10,28	13,51	16,81	8,29
σ_{Min} (MPa)	σ_{sup}	1,70	2,74	3,16	3,49	4,04	6,32	7,00	8,74
	σ_{inf}	10,37	19,06	23,90	15,33	8,37	9,24	11,34	2,68

Les contraintes maximales et minimales obtenues respectent les limitations réglementaires admissibles.

V.4.4.2. Justification des contraintes tangentielles à l'ELS

L'objectif de cette vérification est de s'assurer que la combinaison de l'effort tranchant, du moment fléchissant et de l'effort normal ne compromet pas la sécurité de l'ouvrage.

La vérification des contraintes tangentielles est réalisée pour la phase 4, correspondant au cas présentant l'effort tranchant maximal. Pour cela, les inégalités réglementaires suivantes doivent être vérifiées :

$$\begin{cases} \tau^2 \leq 0.4 \times f_{tj} \left(f_{tj} + \frac{2}{3} \sigma_x \right) = \bar{\tau}_1^2 \\ \tau^2 \leq \frac{2f_{tj}}{f_{cj}} (0.6f_{cj} - \sigma_x) \left(f_{tj} + \frac{2}{3} \sigma_x \right) = \bar{\tau}_2^2 \end{cases}$$

Si $\sigma_x < 0,4.f_{cj}$ on a $\bar{\tau}_1 < \bar{\tau}_2$, donc on vérifie juste que $\tau < \bar{\tau}_1$

τ : Contrainte tangentielle ;

σ_x : Contrainte normale longitudinale au centre de gravité.

Détermination de la contrainte normale « σ_x » :

$$\sigma_x = \frac{P}{B_n}, \text{ avec } P = \sum_{i=1}^4 P_i \cos \alpha_i$$

P : Effort de précontrainte.

B_n : Surface nette de la section considérée.

$$\alpha_1 = 3,62^\circ \quad \alpha_2 = 5,317^\circ \quad \alpha_3 = 7,515^\circ \quad \alpha_4 = 11,115^\circ$$

Détermination de la contrainte tangentielle :

$$\tau = \frac{V_{red} \cdot S_n(y)}{I_n \cdot b_n}, \text{ Avec : } V_{red} = V_{ser} - \sum P_i \sin \alpha_i$$

Avec :

- V_{red} : Effort tranchant réduit ;
- S_n : Moment statique nette par rapport à l'axe horizontal passant par le C.D.G de la section situé Au-dessus de l'axe neutre, (pour la 4ème phase on prend le moment statique on prend celle de la poutre + hourdis
- b_n : Largeur nette de la section ;
- I_n : Moment d'inertie nette de la section.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V-16: calcul des contraintes tangentielles

V_{ser} =	1,23	MPa
$\sum P \sin \alpha$	0,6	
V_{red} =	0,63	MPa
S_n =	0,48	m ³
I_n =	0,74	m ⁴
b_n =	0,56	m
σ_x	3,54	MPa

$\tau_1 = 2,54 \text{ MPa}$.

On obtient : $\tau = 0,73 \text{ MPa} \leq \tau_1 = 2,54 \text{ MPa}$. Donc Les contraintes tangentielles et normales sont vérifiées à ELS.

V.4.4.3. Justification de la poutre a l'ELU

Les vérifications à l'état limite ultime d'une poutre portent à la fois sur la résistance des armatures transversales et sur celle des bielles comprimées en béton.

La première étape consiste à déterminer l'angle β_u formé par les bielles de béton avec la fibre moyenne de la poutre. Cet angle est calculé à l'aide de la relation suivante :

$$\text{tg } 2\beta_u = \frac{2\tau_u}{\sigma_x - \sigma_y}, \text{ avec } \beta_u \geq 30^\circ$$

σ_x, σ_y : représentent les contraintes normales au niveau de G ; $\sigma_x = P/B_n$

τ_u : Contrainte tangentielle ultime, $\tau_u = \frac{V_{u \text{ red}} \cdot S_n(y)}{I_n \cdot b_n}$

Tableau V-17: Détermination l'angle β_u

Vult =	1,78	MPa	Bn	1,61	m ²
Vred =	1,18	MPa	σ_x	3,54	MPa
Sn =	0,48	m ³	τ_u	1,37	Mpa
In =	0,74	m ⁴	β_u	18,87	°
bn =	0,56	m			

La deuxième étape consiste à déterminer la section des armatures transversales A_t , nécessaire pour reprendre les efforts tranchants. Cette section est calculée à l'aide de la relation suivante :

$$\frac{A_t \times f_e}{b_n \times S_t \times \gamma} \geq \left[\tau_u - \frac{f_u}{3} \right] \times \text{tg } \beta_u$$

- A_t : Section totale des sections d'un cours d'armatures passives transversales.
- S_t : Espacement de deux cours de ces armatures, mesuré suivant la fibre moyenne de la poutre.
- f_e : Limite d'élasticité de l'acier.
- $\gamma_s = 1,15$: pour les justifications vis-à-vis des combinaisons fondamentales.
- b_n : Largeur nette de la section d'appui.

Minimum d'armature transversale :

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 2.73 \text{ cm}$$

On prend un cadre HA10 avec un espacement de 20 cm à mi- travée et 15 cm à l'appui.

V.4.4.4. Justification des bielles de béton

La vérification du béton consiste à s'assurer que la contrainte de compression dans les bielles de béton reste inférieure à la contrainte ultime admissible du matériau.

Cette condition revient à vérifier que la contrainte de cisaillement demeure dans les limites réglementaires de résistance du béton.

$$\tau_u \leq \frac{f_{c28}}{6}$$

Tableau V-18: justification de beton

$\tau_u =$	1,37	MPa
$f_{c28} =$	40,00	MPa

$$\tau_u = 1,37 \leq \frac{f_{c28}}{6} = 6.67 \text{ MPa}$$

Les bielles comprimées de béton sont bien vérifiées.

V.4.5. Ferrailage passif longitudinal :

Deux types d'armatures passives sont à prévoir dans les ouvrages en béton précontraint :

- Les armatures longitudinales de peau.
- Les armatures longitudinales dans les zones tendues.

V.4.5.1. Armatures longitudinales de peau :

Nn

Leur rôle est de répartir les effets du retrait et des variations de température. Elles sont disposées dans les zones périphériques de la poutre, parallèlement à la fibre moyenne.

L'aire minimale d'armatures de peau doit vérifier :

$$A_{s,min} \geq \max (3 \text{ cm}^2/\text{m}, 0.1\% \times A_n)$$

Avec :

$$A_n = 7111 \text{ cm}^2$$

(section nette à mi-travée)

$$A_{s,\min} = 0.001 \times 10490 = 7.11 \text{ cm}^2$$

On adopte donc **10 HA1à**, fournissant une section :

$$A_s = 7.11 \text{ cm}^2$$

Cette section est supérieure à l'armature minimale requise et satisfait ainsi les conditions réglementaires

V.4.5.2. Armatures des zones tendues

Dans les zones de la section où le béton est soumis à la traction, une section minimale d'armatures doit être prévue afin de limiter la fissuration et d'assurer un comportement satisfaisant de l'élément.

Cette section minimale A_s est déterminée conformément à l'article 6.1.32 4.1 des règles BPEL, à l'aide de la relation suivante :

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

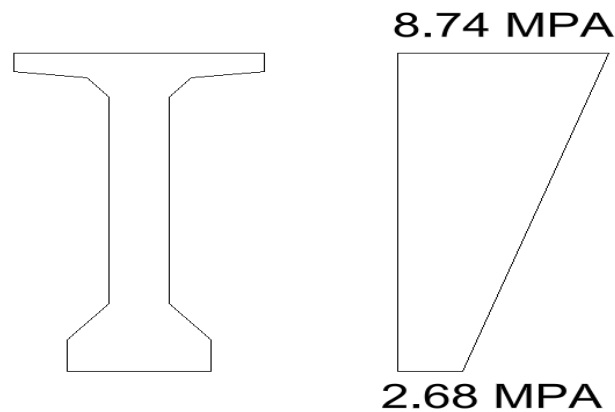


Figure V-6: Diagramme des contraintes à mi travée

La fibre inférieure étant entièrement comprimée, la section reste totalement en compression. Dans ce cas, seules des armatures passives de peau à caractère constructif seront disposées.

V.4.6. Etude de la zone d'application de forces concentrées (zone d'about) :

L'about d'une poutre est une zone fortement sollicitée, en raison de la transmission des réactions d'appui et de l'introduction des efforts de précontrainte au niveau des ancrages.

Les études expérimentales du BPEL ont mis en évidence l'existence de trois zones principales à l'aval des points d'application des forces de précontrainte :

- une zone de surface tendue ;
- une zone intermédiaire comprimée ;
- une zone d'éclatement tendue.

Ces zones nécessitent une attention particulière lors du dimensionnement des armatures afin d'assurer la bonne diffusion des efforts et d'éviter les fissurations locales.

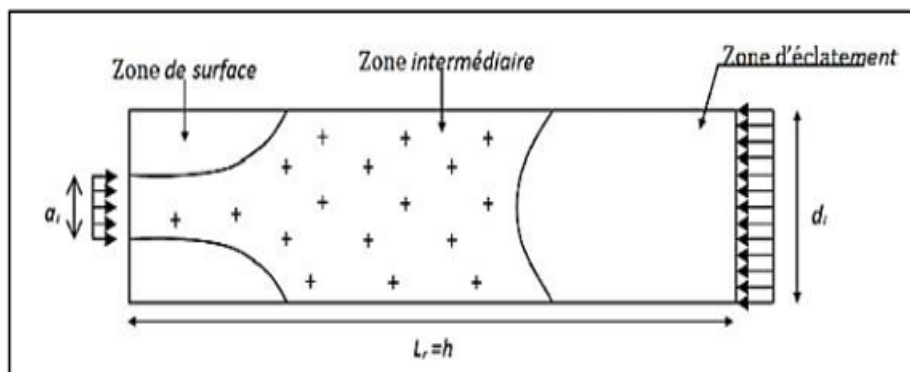


Figure V-7: Zone de concentration des contraintes.

V.4.5.1. Effet de surface :

À chaque ancrage est associé un prisme symétrique d_j , utilisé pour représenter la diffusion des efforts de précontrainte dans le béton au voisinage de la zone d'ancrage.

Tableau V-19: Valeurs des prismes symétriques.

d1 (m)	d2 (m)	d3 (m)	a (m)	f _t (MPa)	b(m)	f _c (MPa)
0,61	0,35	0,35	0,24	3	0,6m	40

Le ferrailage nécessaire dans la zone d'ancrage est déterminé à l'aide de la formule suivante :

$$A_s = 0.04 \frac{\text{Max } p_{j0}}{\sigma_{slim}}$$

Avec :

$$p_{j0} = \sigma_{p0} \times A_p$$

On obtient : $p_0 = 2,68 \text{ MN}$

$$\sigma_{slim} = \frac{2}{3} f_e = 333.33 \text{ MPa.}$$

$$\text{On a : } A_s = \frac{0.04 \times 2.68}{333.33} = 3.22 \text{ cm}^2$$

Donc on choisit un cadre de HA16 autour de chaque ancrage ($A_s = 4.02 \text{ cm}^2$).

V.4.5.2. Zone intermédiaire comprimée :

La contrainte moyenne de compression longitudinale doit vérifier la condition suivante :

$$\sigma_{cj} = \frac{p_{j0}}{b \times d_j} \leq \frac{2}{3} f_{cj}$$

Tableau V-20: Vérification de la zone intermédiaire comprimée.

σ_m (MPa)	Cnd	Obs
7,35	26,67	CV
12,76	26,67	CV
12,76	26,67	CV

V.4.5.3. Effet d'éclatement

Vérification des contraintes du béton

La contrainte de traction dans le béton doit vérifier la condition suivante :

$$\sigma_{tj} = 0.5 \left(1 - \frac{a_j}{d_j} \right) \times \frac{p_{j0}}{b \times d_j} \leq 1.25 f_{tj}$$

Avec :

- d_j : La hauteur du prisme symétrique associée au niveau j.
- a_j : Dimension moyenne dans le plan d'étalement des organes d'ancrage, $a_j = 0,24\text{m}$
- b : base du talon, $b = 0.6\text{m}$.

Tableau V-21: Vérification de la zone intermédiaire comprimée.

σ_t (MPa)	Cnd	Obs
2,22	3,75	CV
2,01	3,75	CV
2,01	3,75	CV

La section au niveau j est déterminée par la formule suivante :

$$A_{ej} = \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} 0.25 \left(1 - \frac{a_j}{d_j} \right) \times \frac{P_{j0}}{\frac{2}{3} \times f_e} \\ 0.15 \times \frac{\text{Max } P_{j0}}{\frac{2}{3} \times f_e} \end{array} \right.$$

On obtient :

$$A_{ej} = \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} 0.25 \left(1 - \frac{0.24}{0.36} \right) \times \frac{2.68}{\frac{2}{3} \times 500} \times 10^4 = 6.70 \text{ cm}^2 \\ 0.15 \times \frac{2.68}{\frac{2}{3} \times 500} \times 10^4 = 12.06 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

Donc : $A_{ej} = 12,06 \text{ cm}^2$

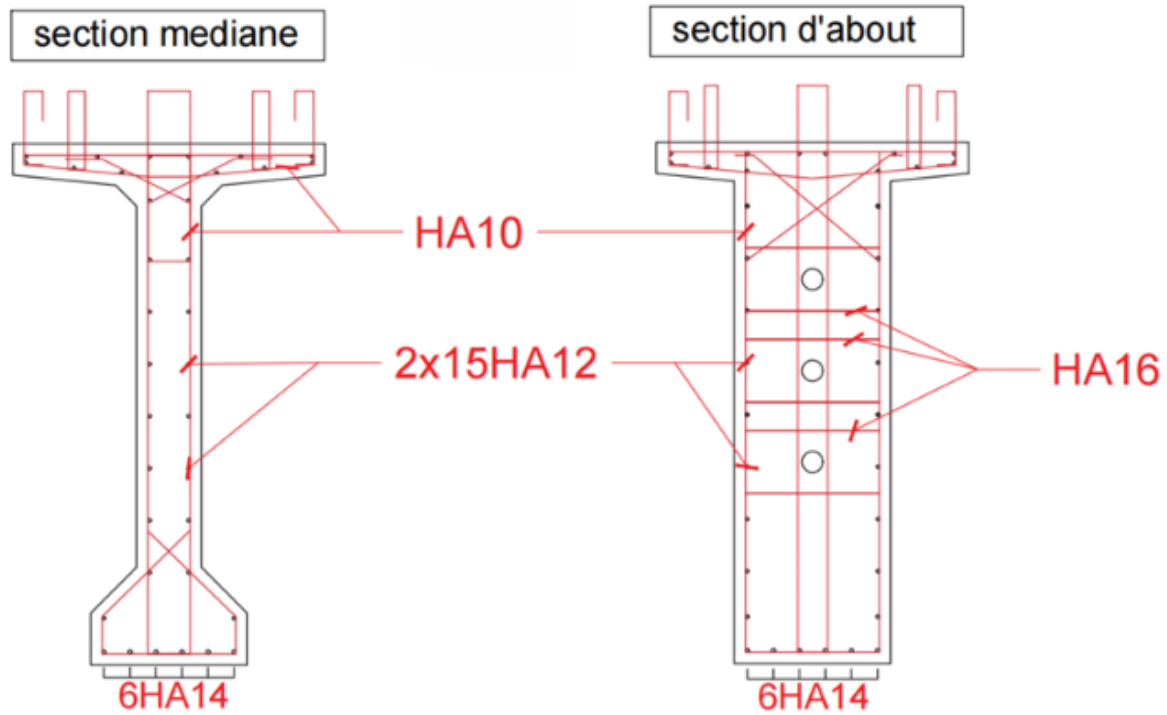


Figure V-8: ferrailage de la poutre en section d'about et à mi travée.

V.5. CONCLUSION

L'étude de la précontrainte a permis de vérifier que le câblage adopté satisfait les exigences relatives aux contraintes normales et tangentielles en zone courante.

Les poutres sont ensuite complétées par un hourdis assurant le support des différents équipements du tablier. L'étude de ces équipements sera abordée dans le chapitre suivant.

CHAPITRE VI. ETUDE DU TA- BLIER

VI.1. INTRODUCTION

L'étude d'un tablier de pont ne se limite pas au simple dimensionnement des éléments structuraux. Elle consiste à analyser de manière approfondie les sollicitations appliquées à l'ouvrage, les contraintes développées dans ses différentes parties ainsi que les exigences de résistance, de stabilité et de durabilité imposées par les conditions d'exploitation. Cette sorte de démarche se base d'une bonne connaissance des principes de l'ingénierie des structures tout en respectant les règles en termes légaux et de normes de calculs de dimensionnements.

Ce chapitre est consacré à l'analyse des principaux éléments en béton armé qui composent le tablier, à savoir l'hourdis général et les entretoises. Leur ferrailage est étudié dans les directions longitudinale et transversale conformément aux règles du BAEL. Les méthodes de calcul adoptées ainsi que les choix de conception retenus seront présentés afin de garantir à la fois la performance structurale de l'ouvrage et la bonne disposition des armatures pour une exécution efficace.

VI.2. L'HOUDIS GÉNÉRAL

L'hourdis se compose d'une dalle en béton armé coulée sur place, d'une épaisseur de 30 cm, dont la largeur prise suivant l'axe du pont est de 12,70 m. Il assure le support de l'ensemble des équipements de la superstructure ferroviaire, comprenant l'étanchéité, le ballast, les traverses, les rails, les caténaires ainsi que les différents dispositifs nécessaires au bon fonctionnement de l'ouvrage.

Étant donné son rôle structural, l'hourdis doit être étudié avec soin afin d'assurer sa résistance et sa durabilité face aux différentes sollicitations. L'analyse des efforts développés dans les directions transversale et longitudinale permet de déterminer les moments fléchissants et les efforts internes nécessaires au dimensionnement du ferrailage. Cette étude assure ainsi un comportement satisfaisant de la dalle face aux charges appliquées durant toute la durée de vie de l'ouvrage.

VI.2.1. Détermination des moments fléchissants

VI.2.1.1. Charges permanentes

Le bilan des charges appliquées sur la dalle en béton armé de section $1 \times 0,30\text{m}$ comprend les charges permanentes liées aux différents éléments de la superstructure ferroviaire et aux équipements du tablier. Les valeurs retenues sont les suivantes :

- Poids propre des rails : 6KN/ml
- Poids propre des garde-corps : 12KN/ml
- Poids propre des caténaires : $2,4\text{kN/ml}$
- Poids propre de la couche d'étanchéité : $7,83\text{KN/ml}$
- Poids propre du ballast : 104KN/ml
- Poids propre de l'hourdis : $95,25\text{KN/ml}$
- Charge du mur garde-ballast : $11,25\text{KN/ml}$

Ces charges sont prises en compte dans le calcul afin d'évaluer les sollicitations agissant sur la dalle et de dimensionner correctement le ferrailage de l'hourdis.

VI.2.1.2. Charges d'exploitations

Les surcharges d'exploitation représentent les efforts générés par le passage des convois ferroviaires sur l'ouvrage. Elles sont prises en compte conformément aux prescriptions de la norme UIC 776, afin d'assurer la sécurité et le bon comportement du tablier sous l'effet du trafic ferroviaire.

VI.2.1.3. Diagramme des moments fléchissants résultants

La dalle est étudiée en flexion simple dans les directions transversale et longitudinale. L'analyse est réalisée à l'aide du logiciel Autodesk Robot Structural Analysis 2025, qui permet de visualiser la répartition des charges et de déterminer les moments fléchissants, notamment dans la direction yy .

Afin de dimensionner correctement le ferrailage, les combinaisons de charges les plus défavorables sont recherchées aux états limites ultimes (ELU) et aux états limites de service (ELS).

Les moments obtenus servent ensuite de base pour le calcul des armatures, afin d'assurer la sécurité et la durabilité de la dalle.

- À l'état limite ultime : $1.35 + 1.8 G_{\text{ballast}} + 1.2 \times 1.10 \times 1.08 \text{ SW}/2 + 1.45 \times 1.10 \times 1.08$ UIC71
- À l'état limite de service : $G + 1.33 G_{\text{ballast}} + 1 \times 1.10 \times 1.08 \text{ SW}/2 + 1 \times 1.10 \times 1.08$ UIC71

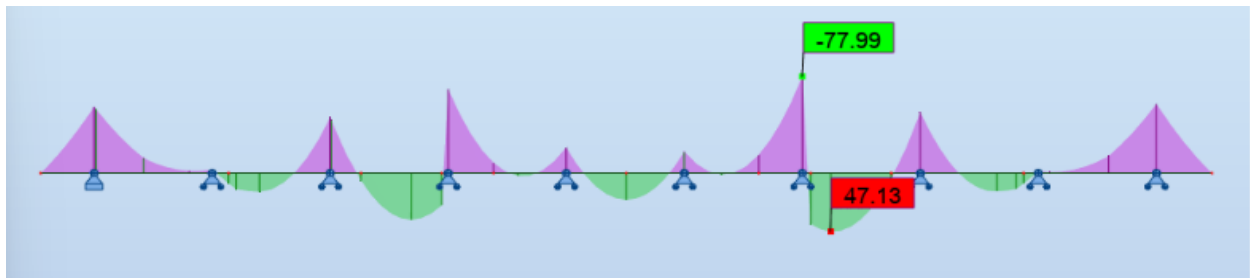


Figure VI-1: Diagramme du moment fléchissant M_{yy} extrême à l'ELU

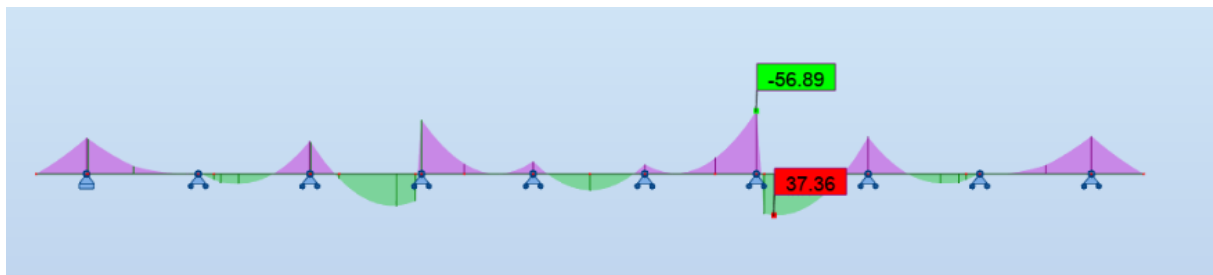


Figure VI-2: Diagramme du moment fléchissant M_{yy} extrême à l'ELS

Les valeurs des moments fléchissants transversaux M_{yy} , obtenues à partir des diagrammes précédents, sont récapitulées dans le tableau suivant :

Tableau VI-1: Moments a l'ELU et l'ELS

Moments fléchissant M_{yy} (kN.m)	A l'ELU	A l'ELS
Sur appui	-77.99	-56.89
A mi-travée	47.13	37.36

Les valeurs des moments obtenues seront introduites dans le logiciel « EXPERT » afin d'effectuer le dimensionnement du ferrailage de la dalle.

VI.2.2. Étude de la flexion

VI.2.2.1. Calcul du ferrailage transversal

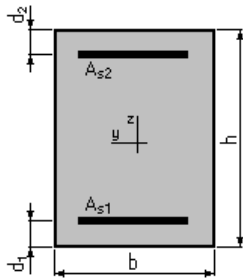
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 40,0$ (MPa)

Acier: $f_e = 500,0$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$$b = 100,0 \text{ (cm)}$$

$$h = 30,0 \text{ (cm)}$$

$$d1 = 5,0 \text{ (cm)}$$

$$d2 = 5,0 \text{ (cm)}$$

3. Moments appliqués:

Mmax (kN*m)

Mmin (kN*m)

Etat Limite Ultime (fondamental) 77,99 -47,13

Etat Limite de Service 56,89 -37,36

Etat Limite Ultime (Accidentel) 0,00 0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier :

Section théorique $As1 = 10,2 \text{ (cm}^2\text{)}$ Section théorique $As2 = 6,6 \text{ (cm}^2\text{)}$

Section minimum $As_{\min} = 4,0 \text{ (cm}^2\text{)}$

théorique $r = 0,67 \text{ (\%)}$

minimum $r_{\min} = 0,16 \text{ (\%)}$

Analyse par Cas:

Cas ELU **$M_{\max} = 77,99 \text{ (kN*m)}$** **$M_{\min} = -47,13 \text{ (kN*m)}$**

Coefficient de sécurité: $1,40$ Pivot: A

Position de l'axe neutre: $y = 3,1 \text{ (cm)}$

Bras de levier: $Z = 23,8 \text{ (cm)}$

Déformation du béton: $eb = 1,40 \text{ (‰)}$

Déformation de l'acier: $es = 10,00 \text{ (‰)}$

Contrainte de l'acier:

tendue: $ss = 434,8 \text{ (MPa)}$

Cas ELS **$M_{\max} = 56,89 \text{ (kN*m)}$** **$M_{\min} = -37,36 \text{ (kN*m)}$**

Coefficient de sécurité: $1,00$

Position de l'axe neutre: $y = 7,1 \text{ (cm)}$

Bras de levier: $Z = 22,6 \text{ (cm)}$

Contrainte maxi du béton: $sb = 2,3 \text{ (MPa)}$

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 24,0 \text{ (MPa)}$

Contrainte de l'acier:

tendue: $ss = 22,0 \text{ (MPa)}$

comprimée: $ss' = 22,8 \text{ (MPa)}$

Contrainte limite de l'acier:

$$ss_{lim} = 250,0 \text{ (MPa)}$$

Ainsi, le ferrailage retenu pour la dalle est le suivant :

- **Nappe inférieure** : 7HA14 avec un espacement de 15 cm
- **Nappe supérieure** : 7HA12 avec un espacement de 15 cm.

VI.2.2.2. Ferrailage longitudinal

Les armatures de construction sont prises égales au tiers de la section des armatures transversales.

Le ferrailage adopté est le suivant :

- **Nappe inférieure** : $A_s = 3.4 \text{ cm}^2 \rightarrow$ on adopte **3HA12** espacés de **20 cm**
- **Nappe supérieure** : $A_s = 2.2 \text{ cm}^2 \rightarrow$ on adopte **3HA12** espacés de **20 cm**.

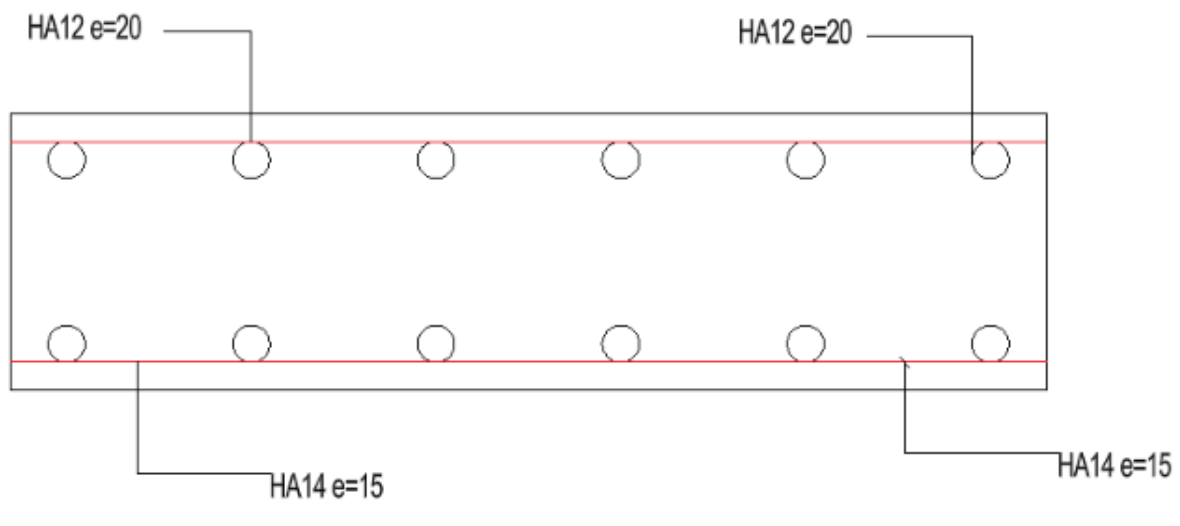


Figure VI-3: Ferrailage de la dalle

VI.2.3. Étude des entretoises

VI.2.3.1. Introduction

Les entretoises sont des poutres transversales coulées sur les appuis, et elles ont un rôle important dans le fonctionnement général du pont. Elles assurent une meilleure répartition des efforts entre les poutres principales, ce qui permet de limiter les concentrations de contraintes et d'améliorer le comportement de la structure.

Elles participent également à la rigidité et à la stabilité de l'ouvrage. De plus, les entretoises facilitent les opérations de vérinage du tablier et le remplacement des appareils d'appui pendant les travaux de maintenance.

L'étude des entretoises porte principalement sur :

l'analyse en flexion longitudinale ;

la vérification des efforts tranchants.

VI.2.3.2. Shématisation statique de l'entretoise d'about

Le remplacement des appareils d'appui est réalisé à vide, sans surcharge d'exploitation sur le tablier. Les vérins soulèvent donc uniquement les charges permanentes transmises aux entretoises par les poutres principales.

Le nombre de vérins dépend de la charge totale à reprendre. Toutefois, afin de réduire les moments fléchissants dans les entretoises, il est préférable de multiplier les points de levage. Cette disposition permet une meilleure répartition des efforts et limite les sollicitations localisées durant l'opération de vérinage.

Le schéma statique adopté est présenté dans la figure suivante :

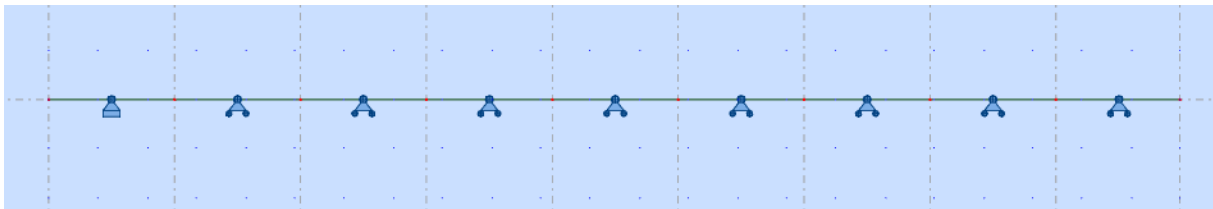


Figure VI-4: Disposition des vérins de levage.

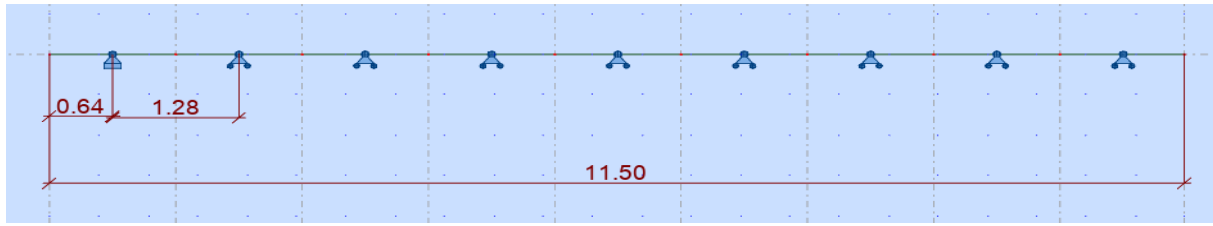


Figure VI-5: Cotations et distances entre les vérins

La charge de la superstructure transmise aux poutres est obtenue en retranchant le poids des entretoises au poids total du tablier :

$$P_{\text{superstructure}} = P_t - P_{\text{entretoise}}$$

$$P_{\text{superstructure}} = 1584\text{t}$$

La charge reprise par chaque poutre est alors :

$$P_{\text{poutre}} = \frac{P_{\text{superstructure}}}{2 \times N_{\text{poutres}}}$$

$$P_{\text{poutre}} = \frac{1584}{2 \times 10} = 79,2\text{t}$$

Le poids linéaire de l'entretoise est donné par :

$$G_{\text{entretoise}} = \frac{P_{\text{ent}}}{2 \times 11,5}$$

$$G_{\text{entretoise}} = \frac{68,85}{2 \times 11,5} = 2,99\text{t/m}$$

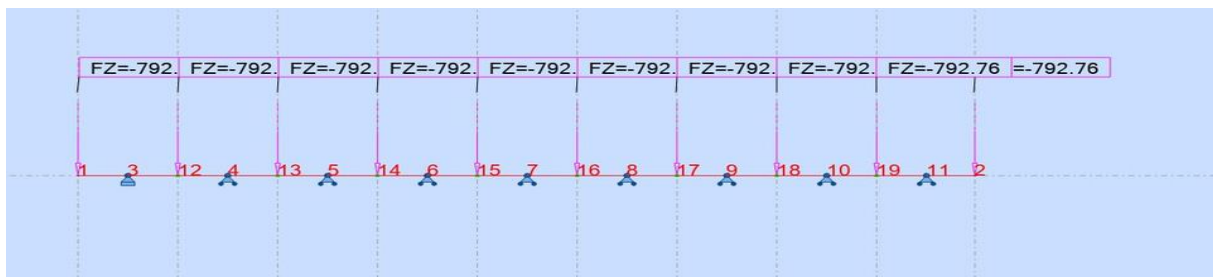


Figure VI-6: Modélisation du poids de la superstructure.

VI.2.3.3. Calcul des sollicitations

La figure ci-dessous présente les réactions d'appui obtenues à partir du calcul du système de vérinage .

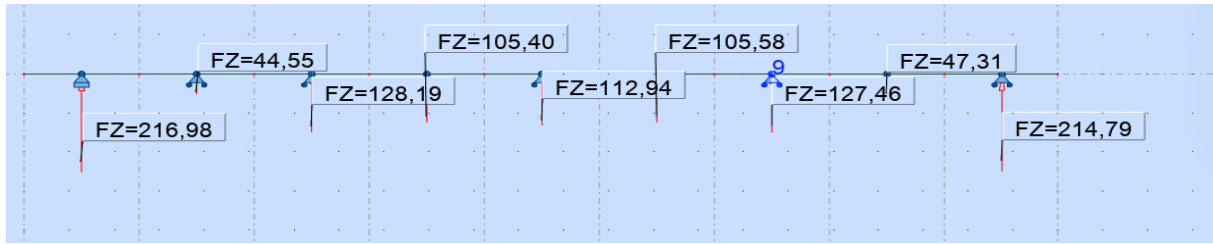


Figure VI-7: Modélisation du poids de la superstructure.

Après détermination des réactions d'appui, les diagrammes des efforts internes obtenus sont présentés dans les figures suivantes :



Figure VI-8: Diagramme du moment à l'ELU

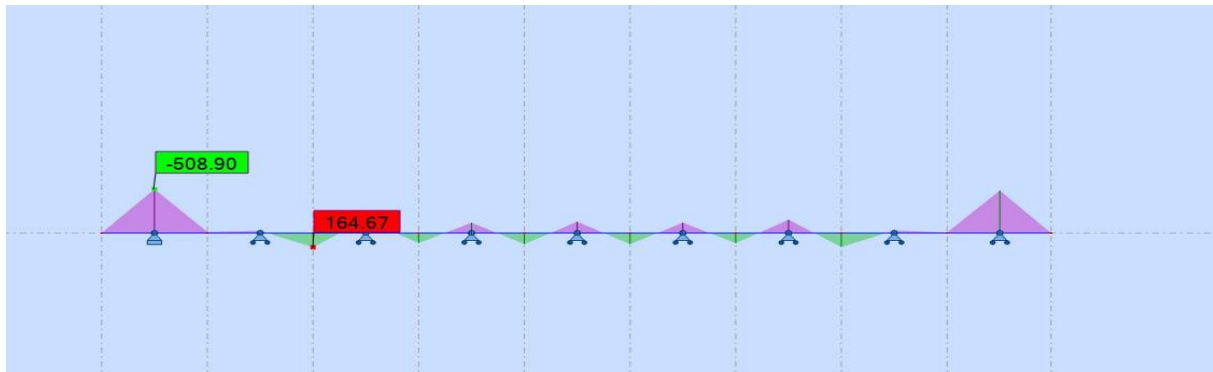


Figure VI-9: Diagramme du moment à l'ELS

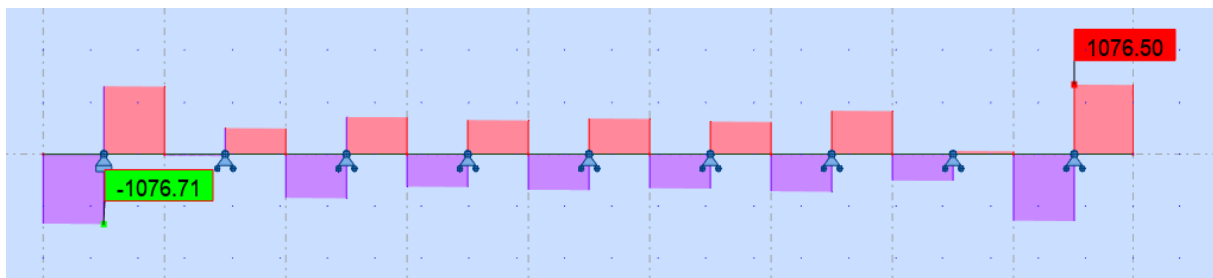


Figure VI-10: Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU

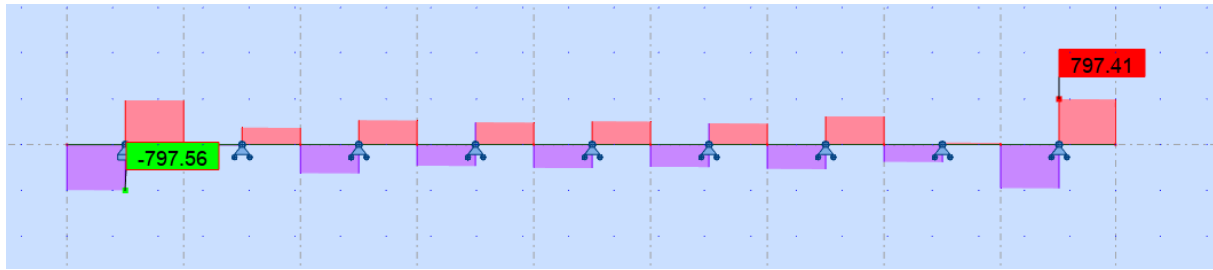


Figure VI-11: Diagramme de l'effort tranchant à l'ELS

VI.2.3.4. Ferrailage longitudinal

Tableau VI-2: Moment à l'ELU /ELS

		Sur appuis	A mis-travée
ELU	Mu (t.m)	67,8	22,23
ELS	Mser (t.m)	50,89	16,46

Le dimensionnement du ferrailage de l'entretoise est réalisé à l'aide du logiciel Robot Expert, à partir des efforts obtenus précédemment.

- **Ferrailage longitudinale**

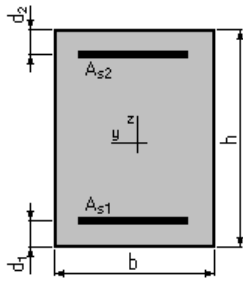
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 40,0$ (MPa)

Acier: $f_e = 500,0$ (MPa)

- Fissuration non préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$$b = 30,0 \text{ (cm)}$$

$$h = 150,0 \text{ (cm)}$$

$$d1 = 5,0 \text{ (cm)}$$

$$d2 = 5,0 \text{ (cm)}$$

3. Moments appliqués:

	Mmax (kN*m)	Mmin (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	0,00	0,00
Etat Limite de Service	16,46	-50,89
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique $As1 = 5,2 \text{ (cm}^2\text{)}$ Section théorique $As2 = 5,2 \text{ (cm}^2\text{)}$

Section minimum $As \text{ min} = 5,2 \text{ (cm}^2\text{)}$

théorique $r = 0,24 \text{ (\%)}$

minimum $r_{min} = 0,12 \text{ (\%)}$

Analyse par Cas:

Cas ELS Mmax = 16,46 (kN*m) Mmin = -50,89 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 7,00

Position de l'axe neutre: $y = 23,2 \text{ (cm)}$

Bras de levier: $Z = 137,3 \text{ (cm)}$

Contrainte maxi du béton: $s_b = 0,4$ (MPa)

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 24,0$ (MPa)

Contrainte de l'acier:

tendue: $s_s = 5,8$ (MPa)

comprimée: $s_s' = 5,8$ (MPa)

Contrainte limite de l'acier:

$s_{s \text{ lim}} = 500,0$ (MPa)

le ferrailage retenu pour l'entretoise est le suivant :

- **Nappe inférieure** : 4HA14 avec un espacement de 7.5cm
- **Nappe supérieure** : 4HA14 avec un espacement de 7.5 cm.

VI.2.3.5. Ferrailage transversal

Dans le cas d'une fissuration préjudiciable, la vérification au cisaillement doit satisfaire la condition suivante :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

La contrainte de cisaillement agissante est donnée par :

$$\tau_u = \frac{V_u}{d \times b_0} = \frac{1,076}{0,9 \times 1,5 \times 0,3} = 2,65 \text{ MPa}$$

La contrainte admissible du béton est calculée selon le BAEL par :

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \right) = \min \left(0,15 \times \frac{40}{1,15}; 4 \right) = 4 \text{ MPa}$$

La condition est donc vérifiée :

$$\tau_u = 2,65 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 4 \text{ MPa}$$

Les armatures droites sont alors jugées suffisantes.

$$\frac{A_t}{b_0 S_t} = \frac{\gamma_s \times (\tau_u - 0.3 f_{tj} k)}{0.9 f_e}$$

Selon le BAEL, l'espacement des armatures transversales doit vérifier :

$$S_t \leq \min (0,9d; 40 \text{ cm})$$

Ce qui conduit à :

$$S_t \leq 40 \text{ cm}$$

On adopte donc :

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

La section des armatures transversales obtenue est :

$$A_t = \frac{0,3 \times 0,15 \times 1,15 \times 2,65}{0,9 \times 500} = 3,048 \text{ cm}^2$$

Le pourcentage minimal d'armatures transversales doit satisfaire la condition suivante :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{3,048}{15} = 0,2032 \text{ cm}^2/\text{cm}$$

La valeur minimale exigée est :

$$0,4 \frac{b_0}{f_e} = 0,4 \times \frac{0,3}{500} = 2,4 \times 10^{-4} \text{ cm}$$

La condition est donc largement vérifiée.

Par conséquent, on adopte une section d'armatures transversales :

$$A_t = 3,048 \text{ cm}^2$$

soit des cadres **2HA14** espacés de **15 cm**.

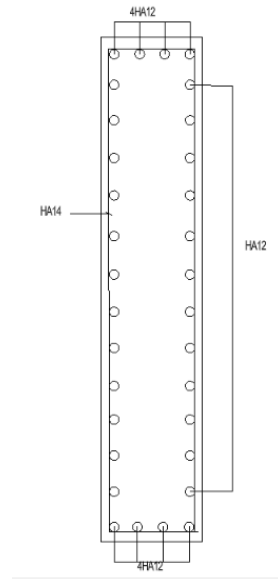


Figure VI-12:Ferraillage de l'entretroise.

CHAPITRE VII. ÉTUDE SIS- MIQUE ET EQUIPEMENT DE PONT

VII.1. INTRODUCTION

Les équipements comprennent divers dispositifs dont les caractéristiques, le fonctionnement et la conception sont variables, mais qui ont un rôle fondamental dans la durabilité et la fiabilité des ouvrages. Ils participent directement au bon fonctionnement structurel, tout en garantissant la sécurité et le confort des usagers.

Cette étude s'intéresse plus particulièrement aux équipements jugés essentiels, à savoir les dispositifs d'appui et les joints de chaussée.. Leur comportement est examiné dans des situations critiques, telles que les états limites ultimes ainsi que les sollicitations exceptionnelles, notamment sismiques. Cette analyse permet de garantir la stabilité globale de l'ouvrage et de renforcer sa résilience face aux conditions extrêmes d'exploitation.

VII.2. APPAREILS D'APPUIS

Les appareils d'appuis sont des éléments essentiels qui assurent la liaison entre le tablier et les appuis du pont. Ils transmettent les efforts verticaux et horizontaux et autorisent les déplacements et rotations de la structure dus aux variations de température, aux charges d'exploitation ou aux actions sismiques.

Cette flexibilité leur permet de réduire les contraintes internes et d'assurer la durabilité de l'ouvrage. Ainsi, les appareils d'appui contribuent de façon importante à la stabilité, à la sécurité et au confort des usagers en assurant un fonctionnement fiable de la structure.

VII.2.1. Choix de types d'appareils d'appuis

Selon le guide technique du SETRA relatif aux appareils d'appui en élastomère fretté, ces dispositifs, avec les appareils d'appui à pot, représentent la majorité des systèmes utilisés dans les ouvrages d'art grâce à leur fiabilité et à leur efficacité.

Dans le cas du présent ouvrage, le choix porte sur les appareils d'appui en élastomère fretté en raison de plusieurs avantages :

- simplicité de mise en œuvre et de contrôle ;
- bonne répartition des efforts horizontaux entre les appuis ;
- absence d'entretien particulier ;

- coût économique et solution durable.

Ce choix permet ainsi d'assurer un bon comportement structural tout en garantissant une solution fiable, pratique et adaptée aux contraintes du projet.

VII.2.2. Dimensionnement des appareils d'appuis

Les appareils d'appui de type B sont constitués de frettes métalliques alternées avec des feuillets d'élastomère de même épaisseur, assurant à la fois la résistance et la souplesse nécessaires au bon fonctionnement de l'ouvrage.

Afin d'améliorer leur durabilité et leur protection, ces appareils sont enrobés d'une couche d'élastomère d'au moins 4 mm sur les faces latérales, ainsi que d'une épaisseur nominale de 2,5 mm sur les faces supérieure et inférieure.

VII.2.2.1. Aire de l'appareil d'appuis

Les dimensions en plan de l'appareil d'appui sont déterminées en vérifiant les conditions de non-écrasement sous la réaction maximale à l'ELU.

$$\sigma_m = \frac{R_{\max}}{a \times b} \leq \sigma_{\text{adm}} = 20 \text{ MPa}$$

La réaction d'appui maximale considérée est :

$$R_{\max} = 2 \text{ MN}$$

Les dimensions a et b , respectivement parallèles et perpendiculaires à l'axe de l'ouvrage, doivent satisfaire la condition suivante :

$$a \times b \geq 1000 \text{ cm}^2$$

D'après les tableaux de dimensionnement en zones sismiques, les dimensions retenues sont :

- $a = 350 \text{ mm}$
- $b = 450 \text{ mm}$

Ces dimensions permettent de satisfaire les exigences de résistance et de bon fonctionnement de l'appareil d'appui.

VII.2.2.2. Calcul de l'épaisseur de l'appareil d'appui

L'épaisseur de l'appareil d'appui est déterminée en vérifiant la condition de non-flambement, donnée par :

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

avec b représentant le plus grand côté de l'appareil d'appui.

Pour $b = 450$ mm, on obtient :

$$45 \text{ mm} \leq T \leq 90 \text{ mm}$$

L'épaisseur totale de l'appareil d'appui doit donc être choisie dans cet intervalle afin d'assurer sa stabilité au flambement.

VII.2.2.3. Dimensionnement des frettes

La vérification des frettes consiste à s'assurer que leur épaisseur résiste aux contraintes de traction développées dans l'appareil d'appui.

La condition à vérifier est la suivante :

$$t_s > \frac{a}{\beta} \times \frac{\sigma_m}{\sigma_e}; t_s > 2 \text{ mm}$$

Le coefficient de forme est donné par :

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

avec :

- $G = 0,9$: module de calcul du caoutchouc ;
- $\sigma_e = 235$ MPa: contrainte admissible de l'acier.

La contrainte moyenne de compression vaut :

$$\sigma_m = \frac{N_{max}}{a \times b} = 12,7 \text{ MPa}$$

Le calcul conduit à :

- $\beta = 10,94$

Ainsi, l'épaisseur des frettes retenue est :

$$t_s = 3 \text{ mm}$$

Les dimensions finales de l'appareil d'appui sont récapitulées dans le tableau ci-dessous :

Tableau VII-1: Dimmensions de l'appareils d'appuis

Dimenons	a	b	ts	ti	e	n	T	Tb
Valeurs	35	45	3	10	5	6	60	78

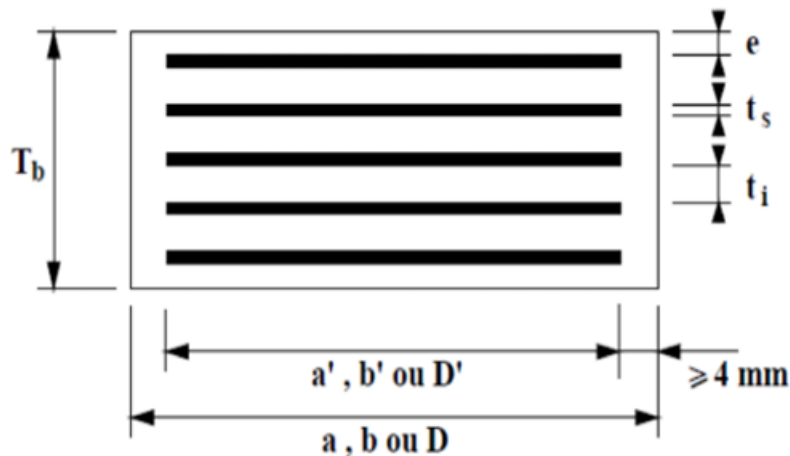


Figure VII-1:Dimensions de l'appareil d'appui

- **n** : Nombre de feuillets élémentaires d'élastomère.
- **ti** : Épaisseur nominale d'un feuillet élémentaire d'élastomère.
- **ts** : Épaisseur d'une frette métallique élémentaire.
- **T** : Épaisseur totale de l'élastomère, résultant de la superposition des feuillets.
- **Tb** : Épaisseur totale de l'appareil, incluant l'ensemble des couches d'élastomère, des frettes et des enrobages.
- **e** : Épaisseur de l'enrobage extérieur.

- **Enrobage des chants** : fixé à 4 mm, afin de garantir la protection latérale du dispositif contre les agressions extérieures.
-

VII.3. ÉVALUATION DE LA RAIDEUR TOTALE K

La raideur des appuis est déterminée à partir des caractéristiques mécaniques des appareils d'appui et des éléments porteurs.

Les paramètres utilisés sont :

- $G = 1,2$ MPa: module de cisaillement dynamique de l'élastomère ;
- $n_f = 3$: nombre de fûts composant la pile ;
- a , b et T : dimensions en plan et épaisseur de l'élastomère ;
- $E = 34\,180$ MPa: module de déformation instantané du béton correspondant à $f_{c28} = 30$ MPa.

Concernant la culée, celle-ci est supposée infiniment rigide. Sa raideur totale est donc assimilée à celle des appareils d'appui uniquement.

Tableau VII-2:Raideurs longitudinales des appuis.

Piles	Hint	Hext (m)	I (m ⁴)	kpile (MN/m)	k _{Ap-d'appui} (MN/m)	n _{A-Apps}	K _{-Apps}
P1	10,11	12,61	40,06	2048,57	3,15	20	6,3295888
P2	17,16	19,66	40,06	540,56	3,15	20	6,275497
P3	21,92	24,42	40,06	282,07	3,15	20	6,2094366
P4	18,67	21,17	40,06	432,95	3,15	20	6,2574401
P5	19,36	21,86	40,06	393,23	3,15	20	6,2483188
P6	15,67	18,17	40,06	684,75	3,15	20	6,2908753
P7	19,16	21,66	40,06	404,22	3,15	20	6,2510202
P8	23,9	26,4	40,06	223,25	3,15	20	6,173626
P9	26,51	29,01	40,06	168,25	3,15	20	6,1183195
P10	29,23	31,73	40,06	128,58	3,15	20	6,050447
P11	33,52	36,02	40,06	87,90	3,15	20	5,9214623

P12	31,28	33,78	40,06	106,57	3,15	20	5,9921898
P13	24,48	26,98	40,06	209,16	3,15	20	6,162146
P14	23,64	26,14	40,06	229,97	3,15	20	6,1786247
P15	21,83	24,33	40,06	285,21	3,15	20	6,2109428
P16	20,2	22,7	40,06	351,17	3,15	20	6,2364505
P17	19,53	22,03	40,06	384,20	3,15	20	6,2459853
P18	19,65	22,15	40,06	377,98	3,15	20	6,2443173
P19	18,6	21,1	40,06	437,27	3,15	20	6,2583344
P20	18,68	21,18	40,06	432,33	3,15	20	6,2573118
P21	18,25	20,75	40,06	459,77	3,15	20	6,2627213
P22	10,31	12,81	40,06	1954,11	3,15	20	6,3286436

VII.4. ÉTUDE SISMIQUE

La vérification sismique des ouvrages est une étape indispensable pour assurer leur stabilité et leur sûreté face aux sollicitations dynamiques dues aux séismes. L'objectif est d'assurer un comportement satisfaisant de la structure tout en limitant les risques de défaillance et les dommages pouvant affecter les usagers et l'ouvrage lui-même.

Le pont étudié fait partie du groupe 2 et est implanté en zone sismique IIa, correspondant à une sismicité moyenne, conformément aux prescriptions du RPOA 2008.. Le sol de fondation est classé de catégorie S2, caractérisant un site ferme. Le coefficient d'accélération de zone retenu est $A=0,25$, avec un taux d'amortissement de $\xi=5\%$ pour le béton armé. Le module de cisaillement dynamique de l'élastomère utilisé dans les appareils d'appui est pris égal à $G=1,2\text{MPa}$.

L'analyse du comportement dynamique de l'ouvrage est réalisée par la méthode spectrale, basée sur le mode fondamental de vibration, ou par la méthode du spectre de réponse lorsque la complexité structurale l'exige. Cette démarche permet d'évaluer correctement la réponse du pont aux sollicitations sismiques et d'assurer la durabilité ainsi que la fiabilité de l'ouvrage en situation exceptionnelle.

VII.4.1. Méthode de calcul

En général, on peut analyser un pont à l'aide de la méthode spectrale monomodale (mode fondamental) ou bien de la méthode du spectre de réponse (analyse dynamique linéaire).

La méthode spectrale monomodale n'est applicable que si certaines conditions sont remplies simultanément, notamment celle relative à la masse : en comparant la masse des piles à celle du tablier. On doit vérifier la relation suivante :

$$M_p < 0,43 M_t$$

Or, cette condition n'étant pas remplie pour notre ouvrage, la méthode monomodale n'est pas applicable.

L'analyse sismique est donc effectuée par la méthode du spectre de réponse.

VII.4.2. Spectre de réponse

Pour réaliser le calcul multimodal, il est nécessaire d'utiliser un logiciel de calcul adapté. Pour cela, on réutilise le modèle longitudinal de l'ouvrage en intégrant la modélisation des piles ainsi que des appareils d'appui.

Une analyse modale spectrale est ensuite appliquée afin d'évaluer correctement la réponse dynamique de la structure.

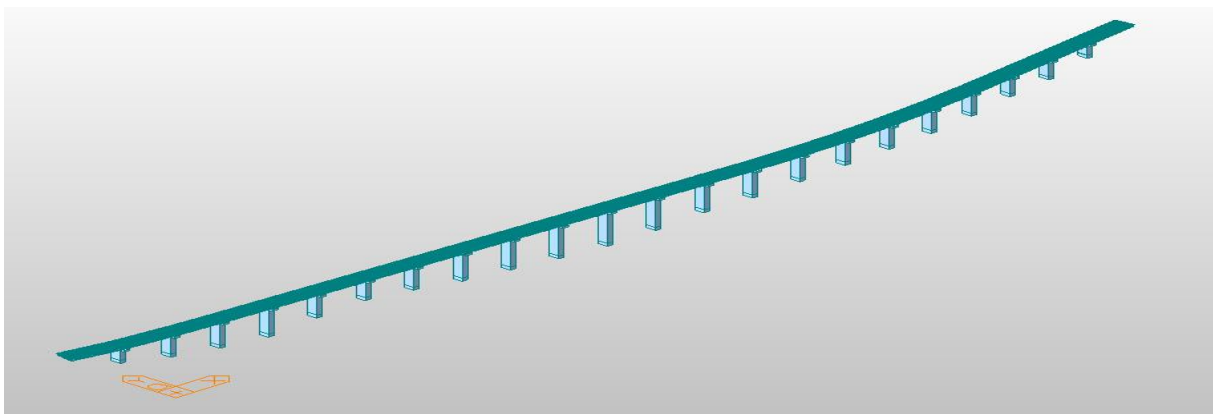


Figure VII-2:Modèle de calcul multimodal.

Le spectre de réponse élastique S_{ae} constitue généralement la donnée de base pour le calcul sismique.

Les spectres de réponse utilisés pour le calcul sont les suivants :

VII.4.2.1. Spectre de reponse pour la composante horizontale

Pour les deux directions, longitudinale et transversale, on utilise le spectre de réponse représenté ci-dessous.

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

$S_{ae}(T, \xi)$ représente l'accélération spectrale du spectre de calcul, dépendant de l'amortissement ξ et de la période propre T dans la direction considérée.

Les paramètres utilisés sont les suivants :

- A : coefficient d'accélération de zone, $A = 0,25$
- g : accélération de la pesanteur, $g = 9,81 \text{ m/s}^2$
- S : coefficient de site, $S = 1,1$ (sol de catégorie S2 selon le RPOA)
- T : période propre du mode considéré
- T_1, T_2 : périodes caractéristiques du site S2 :

$$(T_1, T_2) = (0,15 \text{ s} ; 0,40 \text{ s})$$

- η : facteur de correction lié à l'amortissement ξ avec $\xi = 5\%$ et $\eta = 1$

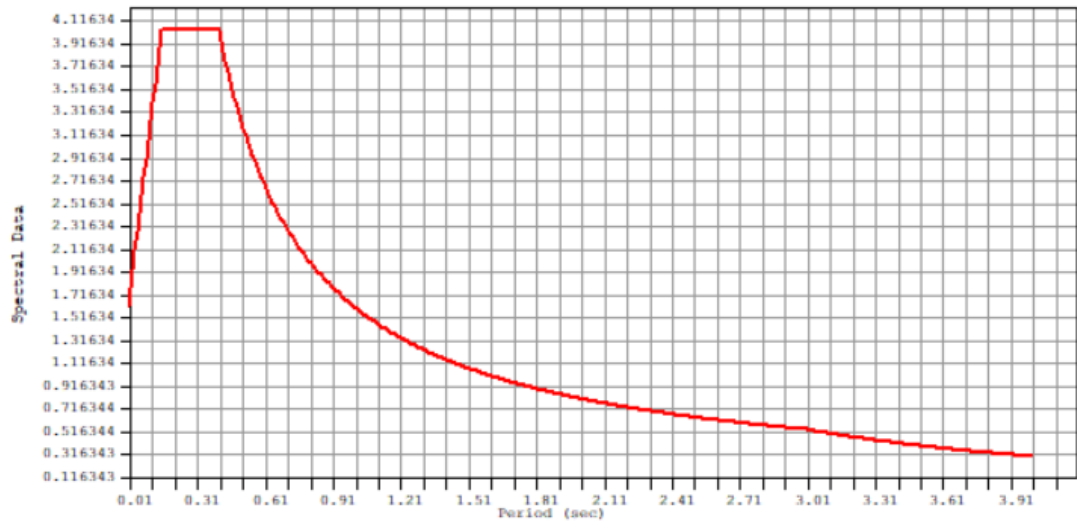


Figure VII-3: Spectre de réponse élastique Sae (T) - composante horizontale. [MIDAS].

VII.4.2.2. Spectre de réponse de la composante verticale

Pour la composante verticale du séisme, on utilise le spectre montré ci-dessous :

$$Sae(T, \xi) = \begin{cases} \alpha Ag \left(1 + \frac{T}{T_1} (2.5\eta - 1) \right) ; 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\alpha Ag \eta ; T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\alpha Ag \eta \left(\frac{T_2}{T} \right) ; T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\alpha Ag \eta \left(\frac{3T_2}{T^2} \right) ; T \geq 3.0s \end{cases}$$

- α : coefficient tenant compte de l'importance de la composante verticale de l'action sismique. Conformément au RPOA, pour une zone de sismicité IIa, on adopte :

$$\alpha = 0$$

- S : coefficient de site. Dans le cas de la composante verticale du séisme, il est pris égal à :

$$S = 1$$

Ces paramètres sont utilisés pour l'établissement du spectre de réponse vertical et l'évaluation des effets verticaux de l'action sismique sur l'ouvrage.

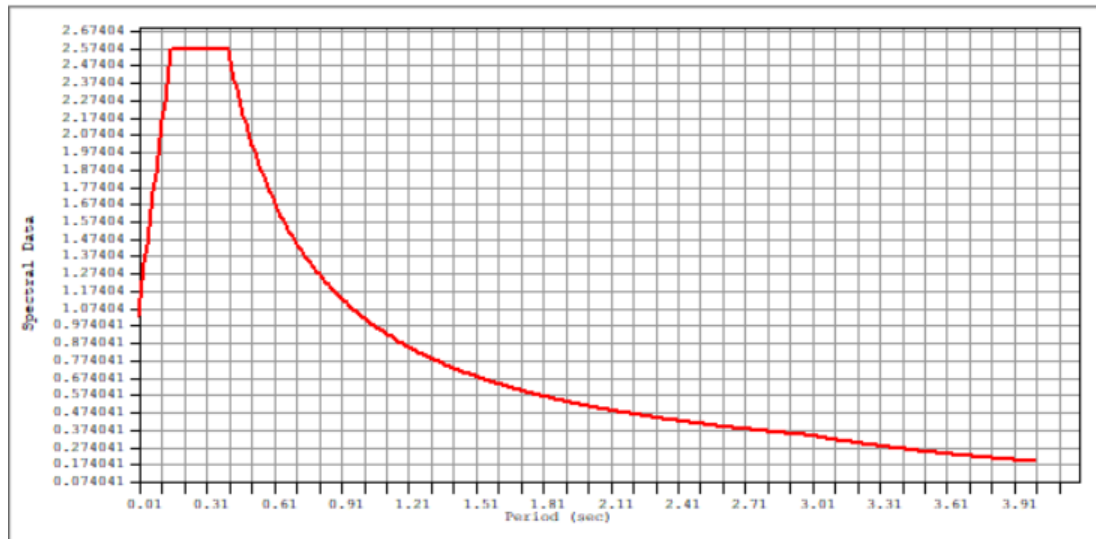


Figure VII-4: Spectre de réponse élastique Sae (T) - composante verticale [MIDAS].

VII.4.3. Modes significatifs

Tous les modes de vibration ayant une influence significative sur la réponse sismique de l'ouvrage doivent être pris en compte. En pratique, la somme des masses modales effectives doit atteindre au moins 90 % de la masse totale du pont. Ce seuil peut être réduit à 70 % si un mode résiduel est ajouté pour représenter l'effet des modes non retenus dans l'analyse. Ainsi, l'ensemble des modes considérés permet de décrire correctement le comportement dynamique de la structure.

La condition d'acceptation s'écrit donc :

$$\sum M_i \geq 0.90 M_T$$

Ou bien :

$$\sum M_i \geq 0.70 M_T$$

avec prise en compte du mode résiduel.

Tableau VII-3: Modes propres.

Mode	Periode(s)	Participation de masse (%)			Cumul de participation (%)		
		X	Y	Z	cumul X	cumul Y	cumul Z
1	0.978422	17.90	0.26	0.00	17.90	0.26	0.00
2	0.849951	0.30	12.86	0.01	18.20	13.13	0.01

3	0.831569	0.04	0.95	0.00	18.24	14.08	0.01
...	...	...	...	...	...	...	...
35	0.504611	0.06	0.00	0.00	65.21	57.19	0.23
36	0.503328	0.41	1.20	0.01	65.62	58.39	0.24
37	0.501445	1.03	0.01	0.02	66.65	58.40	0.26
...	...	...	...	...	...	...	...
97	0.247407	0.01	0.32	0.48	92.38	89.43	58.84
98	0.247015	0.99	0.01	0.46	93.37	89.44	59.3
99	0.242001	0.00	0.25	0.20	93.37	89.69	59.5
100	0.241685	0.23	0.33	0.50	93.6	90.02	59.7

VII.4.4. Combinaison des réponses modale

Dans une direction donnée, les sollicitations obtenues pour chaque mode de vibration (efforts, déplacements, contraintes, etc.) sont combinées à l'aide de la méthode de la Combinaison Quadratique Complète (CQC). Cette méthode, intégrée au logiciel de calcul, permet de prendre en compte l'influence des différents modes ainsi que leur corrélation.

$$E = \sqrt{\sum_i \sum_j E_i r_{ij} E_j}$$

où :

- E_i et E_j sont les sollicitations associées aux modes i et j ;
- r_{ij} est le coefficient de corrélation, calculé en fonction de l'amortissement et du rapport entre les périodes propres des modes considérés.

Cette méthode permet d'obtenir une estimation plus réaliste de la réponse sismique globale de la structure.

VII.4.5. Combinaison des composantes de l'action sismiques

Les effets des différentes composantes du mouvement d'ensemble sont combinés conformément à l'équation 4.15 du RPOA.

$$E = \begin{cases} E_1 = E_x \pm 0,3E_y \pm 0,3E_z \\ E_2 = E_y \pm 0,3E_x \pm 0,3E_z \\ E_3 = E_z \pm 0,3E_x \pm 0,3E_y \end{cases}$$

Les résultats des combinaisons obtenues sont récapitulés dans le tableau ci-dessous:

VII.5. VÉRIFICATIONS DES APPAREILS D'APPUIS SELON RPOA 2008

Sous les combinaisons sismiques, les appareils d'appui doivent être vérifiés vis-à-vis de la compression, du flambement, de la distorsion et du glissement.

La combinaison d'actions à considérer est la suivante :

$$G + P + E + 0.4 \Delta T + D + \Psi Q$$

où :

- G : charges permanentes ;
- P : effort de précontrainte ;
- E : action sismique ;
- ΔT : effet des variations de température ;
- D : effets différés (retrait et fluage) ;
- ΨQ : part des charges d'exploitation prise en compte dans la situation sismique.

Cette combinaison permet d'évaluer le comportement des appareils d'appui dans les conditions les plus défavorables sous l'action d'un séisme.

VII.5.1. Résistance à la compression

On vérifie la condition suivante :

$$\sigma_m \leq 20 \text{ MPa}$$

avec :

$$\sigma_m = \frac{N}{a \cdot b}$$

En remplaçant les valeurs numériques, on obtient :

$$\sigma_m = 12,7 \text{ MPa}$$

Donc :

$$12,7 \text{ MPa} < 20 \text{ MPa}$$

La condition est vérifiée.

VII.5.2. Sécurité au flambement

La vérification de stabilité au flambement de l'appareil d'appui consiste à s'assurer que la charge appliquée corrigée par le coefficient de sécurité reste inférieure à la charge critique.

La condition à vérifier est :

$$\gamma_s \cdot P_u \leq P_c$$

où :

- γ_s : coefficient de sécurité égal à 3 ;
- P_u : charge verticale maximale à l'ELU ;
- P_c : charge critique de flambement ,donnée par :

$$P_c = 4 \cdot G \cdot B \cdot S^2 \cdot \frac{d}{h}$$

avec :

- $S = 9,84$
- $d = 0,013 \text{ m}$

- $h = 0,078 \text{ m}$
- $B = 0,16 \text{ m}^2$

On obtient :

$$P_c = 9,16 \text{ MN}$$

La charge appliquée est :

$$\gamma_s \cdot P_u = 3 \times 2 = 6 \text{ MN}$$

Vérification :

$$6 \text{ MN} < 9,16 \text{ MN}$$

La condition est donc vérifiée, et l'appareil d'appui est stable vis-à-vis du flambement.

VII.5.3. Limitation de la distortion

La vérification de la distorsion de l'appareil d'appui consiste à s'assurer que la déformation relative reste inférieure à la valeur admissible :

$$\delta \leq \delta_c$$

avec :

$$\delta_c = 0.7 + 4(\delta_0 - 0.7)(0.25 - P) \text{ si } P \leq 0.25$$

$$1.4(1 - 2P) \text{ si } P > 0.25$$

- $\delta = \tan \gamma = \frac{d}{T_b}$: distorsion de l'appareil d'appui
- δ_c : distorsion critique admissible
- $P = \frac{P_u}{P_c}$

Calcul du coefficient P

$$P = 0,218 \leq 0,25$$

Calcul de δ_0

$$\delta_0 = \frac{c}{T_b} \text{ borné par } (0.7 < \delta_0 < 2)$$

Avec $c = 450$ mm et $T_b = 78$ mm, on obtient une valeur bornée :

$$\delta_0 = 2$$

Distorsion admissible

Pour $P \leq 0,25$:

$$\delta_c = 0,7 + 4(\delta_0 - 0,7)(0,25 - P)$$

$$\delta_c = 0,87$$

Déplacement horizontal total

$$d = d_{s\acute{e}isme} + d_{r+f} + 0,3d_t + 0,2d_{freinage}$$

$$d = 0,05 + 0,094 + 0,3 \times 0,0067 + 0,2 \times 0,005 = 0,147 \text{ m}$$

Distorsion réelle

$$\delta = \frac{d}{T_b} = \frac{0,147}{78 \times 10^{-3}} = 1,88$$

Vérification

$$\delta = 1,8 \geq \delta_c = 1,87$$

La condition n'est pas vérifiée ,on doit donc placer des dispositifs de non-distorsion (taquets d'arrêt).

VII.5.4. Condition de non-glissement

On vérifie l'inégalité suivante :

$$H \leq f \cdot N$$

avec :

- H : effort horizontal
- N : effort vertical de compression
- $f = 0,1 + \frac{0,6}{\sigma_m}$

Application numérique :

Effort normal

$$N = 2.663 \text{ MN}$$

Contrainte moyenne

$$\sigma_m = \frac{N}{a \cdot b} = \frac{6,613}{0,35 \times 0,45} = 16,9 \text{ MPa}$$

Donc :

$$f = 0,135$$

Effort horizontal

$$H = 0,365 \text{ MN}$$

Vérification

$$f \cdot N = 0,11 \times 2,663 = 0,3608 \text{ MN}$$

$$H = 0,365 > f \cdot N = 0,3608$$

La condition de non-glissement est pas vérifiée .

VII.6. DÉS D'APPUIS

Le dé d'appui est un élément en béton armé placé entre l'appareil d'appui et la pile ou la culée. Son rôle est de répartir les charges du tablier de manière uniforme sur l'infrastructure, évitant ainsi les concentrations de contraintes qui pourraient endommager le béton.

En outre, il assure le positionnement correct et la stabilité de l'appareil d'appui. Cela garantit que les forces entre le tablier et les appuis soient bien transmises.

Un dé d'appui bien conçu joue un rôle crucial dans la durabilité de l'ouvrage. Il limite l'apparition de fissures et de dégradations locales. De plus, il contribue à assurer la sécurité et le bon fonctionnement du pont sur le long terme.

VII.6.1. Dimensionnement des d s d'appuis

➤ Dimension en plan

Les bossages permettent d'adapter la géométrie entre le tablier et les appuis, en compensant les différences de niveau dues aux pentes longitudinales et transversales. Ils assurent ainsi un appui stable et régulier de l'appareil d'appui.

Dans le cas de notre ouvrage, une hauteur minimale de 10 cm est retenue afin de garantir une assise suffisante. Le débord du bossage est également pris égal à 10 cm pour assurer une bonne protection et stabilité de l'appareil d'appui.

D'après le guide SETRA (Piles et palées 73), les dimensions en plan sont :

- $A = a + 150 = 450 \text{ mm}$
- $B = b + 150 = 550 \text{ mm}$

La hauteur minimale du d  d'appui est donnée par :

$$H \geq \frac{2ab}{2(a+b)}$$

On obtient :

$$H \geq 197 \text{ mm}$$

Ainsi, les dimensions adoptées permettent de satisfaire les exigences de stabilité, de protection et de durabilité du dispositif d'appui.

VII.6.2. Ferrailage du d  d'appuis

Les bossages d'appui étant soumis principalement à la compression, les armatures sont déterminées selon les prescriptions du guide SETRA (P.P.73), afin de limiter la fissuration et assurer la reprise des efforts.

➤ Armatures horizontales :

Elles reprennent environ 12,5 % de la charge N :

$$A_h = \frac{0,125 N}{\sigma_s}$$

$$A_h = \frac{0,125 \times 2}{434,78} = 5,75 \text{ cm}^2$$

Armatures adoptées : **3HA16 = 6,03 cm²**

➤ **Armatures de chainage:**

Elles reprennent environ 25 % de la charge N :

$$A_c = \frac{0,25 N}{\sigma_s} \approx 11,5 \text{ cm}^2$$

Armatures adoptées : **6HA16 = 12,06 cm²**

➤ **Frette inférieure**

Elle est disposée entre $h/3$ et h et reprend environ 10 % de N :

$$A_i = \frac{0,1 N}{\sigma_s} = 4,6 \text{ cm}^2$$

Armatures adoptées : **4HA12 = 4,52 cm²**

➤ **Frette supérieure**

Placée près de la face supérieure et reprenant environ 4 % de N :

$$A_s = \frac{0,04 N}{\sigma_s} = 1,84 \text{ cm}^2$$

Armatures adoptées : **2HA12 = 2,26 cm²**

Les dispositions retenues respectent les exigences du guide SETRA et assurent la résistance, la limitation des fissures et la bonne durabilité des bossages d'appui.

Tableau VII-4: FERRAILLAGE des d s d'appuis

Type d'armature	S�ction d'acier (cm ²)	Ferraillage
Armatures horizontales A_h	5,75	3HA16
Armatures de chainage A_c	11,5	6HA16
Frette inférieure A_i	4,6	4HA12
Frette inférieure A_s	1,84	2HA12

VII.7. JOINT DE CHAUSSÉES

Le joint de chaussée est un élément essentiel des ouvrages d'art, garantissant la continuité de la circulation au niveau des interruptions du tablier.

Il absorbe les mouvements du tablier dus aux variations de température, aux charges de trafic ainsi qu'au comportement propre des matériaux, en particulier les phénomènes de dilatation et de contraction. Il prévoit donc les désordres structurels et assure aux usagers un passage confortable et sécurisé.

Le choix du type de joint dépend principalement de l'amplitude des déplacements à reprendre (capacité de souffle), ainsi du niveau et de la nature du trafic supporté par l'ouvrage.

VII.7.1. Calcul du souffle

Le souffle d'un joint correspond au déplacement relatif maximal entre deux éléments du tablier, mesuré entre leurs positions extrêmes. Dans le dimensionnement, seule la composante longitudinale est considérée.

Selon le RPOA 2008, le souffle total est déterminé par la combinaison suivante :

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

où :

- $W_S = 0,05$ m: souffle sismique
- $W_D = \varepsilon_{r+f} \cdot l_0 = 5,5 \times 10^{-4} \times 17 = 0,0094$ m: déformations différées (retrait + fluage)

- $W_T = \alpha \cdot l_0 \cdot \Delta T = 9,9 \times 10^{-6} \times 17 \times 35 = 0,0067$ m: souffle thermique

$$W = 0,00094 + 0,4 \times 0,0067 + \frac{0,05}{3}$$

Le souffle total du joint de chaussée est donc :

$$W = 0,029\text{mm}$$

Ce résultat permet de dimensionner correctement le joint afin d'assurer la continuité et la sécurité du tablier.

VII.7.2. Type de joint

Pour un souffle de 0,029m (29 mm), le choix le plus adapté est un joint d'expansion de type T de Freyssinet.

Ce joint est conçu pour absorber des déplacements longitudinaux jusqu'à environ 40 mm, ce qui le rend parfaitement adapté au mouvement calculé.

Il présente plusieurs avantages :

- bonne durabilité et fiabilité en exploitation ;
- mise en œuvre simple ;
- faible besoin en entretien ;
- protection efficace contre l'intrusion de ballast et de débris.

Ce type de joint assure ainsi la continuité de la circulation tout en garantissant la performance et la sécurité de l'ouvrage.

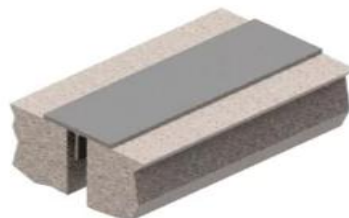


Figure VII-5: Joint sismique type T.

CHAPITRE VIII. ÉTUDE DE L'IN- FRASTRUCTURE

V.1. INTRODUCTION :

L'étude de l'infrastructure constitue une étape essentielle dans la conception d'un ouvrage d'art. Elle porte principalement sur les éléments enterrés assurant la transmission des charges du tablier vers les fondations implantées sur un terrain suffisamment résistant. Les appuis, qu'il s'agisse des piles ou des culées, sont définis selon des critères géométriques et mécaniques adaptés aux contraintes du franchissement et aux conditions de fonctionnement de l'ouvrage. Dans ce chapitre, une analyse détaillée des appuis et des fondations sera menée afin de vérifier leur capacité portante et d'assurer la stabilité ainsi que la pérennité de la structure.

V.2. ETUDE DE LA PILE

Les piles assurent la transmission des efforts du tablier vers les fondations, participant ainsi directement à la stabilité générale de l'ouvrage. Leur conception dépend de plusieurs paramètres, notamment le mode de construction du tablier, la hauteur de la brèche à franchir ainsi que le type de liaison adopté avec le tablier.

On distingue généralement deux catégories de piles : les piles de type poteau et les piles de type caisson. Dans le présent projet, le choix s'est porté sur des piles caissons (à une seule cellule), adaptées aux ouvrages de grande hauteur. Leur section rectangulaire creuse permet de réduire le volume de béton utilisé tout en conservant une rigidité suffisante, ce qui compense largement le coût supplémentaire lié au coffrage intérieur.

Tableau VIII-1: Evaluation des réactions et moments à la base de la pile la plus sollicitée.

Réactions	Combinaison (cas de charge)	Valeur
N_{max} (kN)	ELS	36 947.1
	ELU	49 656.3
	ELA	35 192.2
M_{ymax} (kN.m)	ELS	-14 365.7
	ELU	-20 156.4
	ELA	173 910.9
M_{xmax} (kN.m)	ELS	-25 402.4
	ELU	-26 037.1
	ELA	94 908.1

V.2.1. Ferrailage des éléments de la pile :

Pour les sections rectangulaires creuses, les armatures longitudinales sont généralement réparties sur deux nappes distinctes : une disposée au voisinage de la paroi extérieure et l'autre près de la paroi intérieure, afin d'assurer une reprise efficace des efforts dans l'ensemble de la section.

Le dimensionnement du ferrailage est réalisé à l'aide des abaques de Walther. Les piles étant sollicitées en flexion composée déviée, les efforts de calcul retenus correspondent aux sollicitations les plus défavorables obtenues à l'état limite accidentel (ELA). Dans le cadre de cette étude, le dimensionnement est effectué pour la pile 07, qui présente les conditions de sollicitation les plus contraignantes

$$M_{L,max} = 68,259 \text{ MN.m}$$

$$M_{T,max} = 68,259 \text{ MN.m}$$

$$N = 29,336 \text{ MN}$$

Les abaques de Walther permettent de déterminer le degré mécanique total d'armatures ω correspondant aux sollicitations appliquées à la section. Pour leur utilisation, il est nécessaire de calculer les paramètres adimensionnels caractérisant l'état de sollicitation de la pile :

$$m_x = \frac{M_x}{b h^2 \beta_w}$$

$$m_y = \frac{M_y}{b h^2 \beta_w}$$

$$n = \frac{N}{b h \beta_w}$$

$$\beta = \frac{e(b)}{2(b + h)}$$

et : $\omega = \frac{F_a}{b h} \times \frac{\sigma_s}{f_{c28}}$

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

- **Les dimensions de la section de la pile sont :**

- $b = 4 \text{ m}$

- $h = 7 \text{ m}$

On obtient :

$$\beta = 0,1818$$

La section est orientée de manière à satisfaire la condition exigée par la méthode de Walther :

$$\frac{t_y}{h} \leq \frac{t_x}{b}$$

avec :

$$\frac{t_y}{h} = \frac{0,60}{7} = 0,085$$

$$\frac{t_x}{b} = \frac{0,60}{4} = 0,150$$

soit :

$$0,085 \leq 0,150$$

La condition d'orientation de la section est donc vérifiée.

Où :

- t_x et t_y représentent les épaisseurs de la section respectivement dans les directions transversale et longitudinale ;
- b et h sont les dimensions principales de la section.

• Détermination des efforts relatifs

À la base de la pile, la section est soumise à une flexion composée oblique sous l'action d'un effort normal N et de deux moments de flexion M_x et M_y .

- m_x est le moment relatif suivant l'axe x ;
- m_y est le moment relatif suivant l'axe y ;
- n est l'effort normal relatif ;
- $f_{c28} = 30\text{MPa}$.

Application numérique :

$$m_y = \frac{173.9109}{4 \times 7^2 \times 30} = 0,029$$

$$m_x = \frac{94.9081}{7^2 \times 4 \times 30} = 0,017$$

$$n = \frac{36.9472}{4 \times 7 \times 30} = 0,043$$

Détermination du rapport des moments relatifs

Le rapport des moments relatifs est défini par :

$$\eta = \frac{m_y}{m_x}$$

D'où :

$$\eta = \frac{0,029}{0,017} = 1,70$$

La valeur obtenue est comprise entre les valeurs limites des abaques de Walther :

$$\eta_i = 0 \text{ et } \eta_s = \infty$$

Une interpolation entre les abaques correspondants sera donc réalisée afin de déterminer les paramètres nécessaires au dimensionnement de la section.

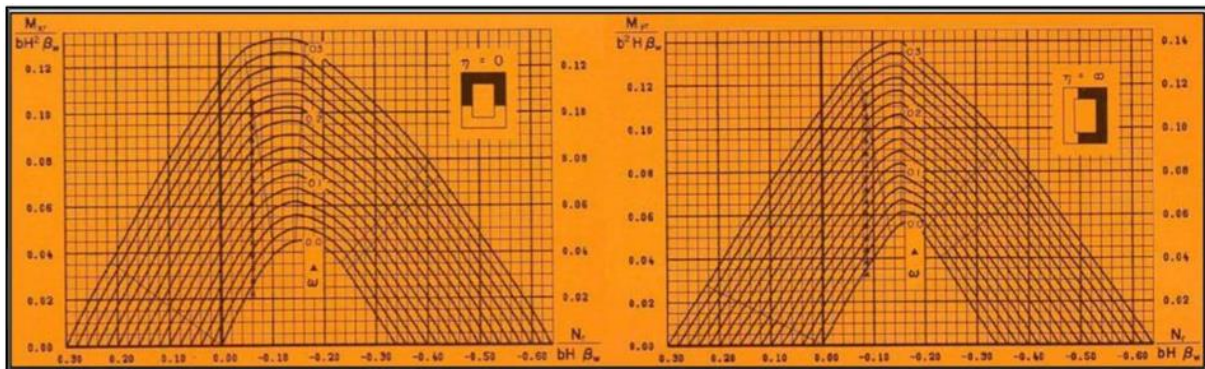


Figure VIII-1: Abaque de WALTHER

Les résultats obtenus de l'abaque :

Tableau VIII-2: résultats de l'abaque de WALTHER

Paramètre	Valeur
m_x	0.017
m_y	0.029
$\omega(\eta = 0)$	0.10
$\omega(\eta = \infty)$	0.13
β	0.1818

- Aire totale de l'armature passive :

$$F_a = \omega \times b \times h \times \frac{f_{c28}}{\sigma_s} = 0.10 \times 4 \times 7 \times \frac{30}{500} \times 10^4 = 1680 \text{ cm}^2$$

$$F_a = \omega \times b \times h \times \frac{f_{c28}}{\sigma_s} = 0.13 \times 4 \times 7 \times \frac{30}{500} \times 10^4 = 2184 \text{ cm}^2$$

On continue les calculs avec $F_a = 2184 \text{ cm}^2$

$$A_s(\text{Côté } b) = 0.2 \times F_a = 436.8 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{HA32 (2 nappes) } e = 15 \text{ cm}$$

$$A_s(\text{Côté } h) = 0.25 \times F_a = 611.52 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{HA32 (2 nappes) } e = 15 \text{ cm}$$

Tableau VIII-3: Armatures obtenues

Désignation	Valeur
$F_{a \text{ tot max}}$	2 184 cm ²
Fcôté b	436.8 cm ²
Fcôté h	611.52m ²

VIII.2.2. Armatures transversales

Les armatures transversales sont disposées de manière à assurer le maintien des barres longitudinales ou de leurs paquets, tout en empêchant leur flambement vers l'extérieur de la section.

Leur dimensionnement est défini par la relation suivante :

$$A_t = \frac{A_l \times f_{el}}{16 \times f_{et}} \times \frac{s_t(\text{mm})}{100}$$

(selon RPOA, article 7.2.2.2)

avec :

- A_l : section totale des armatures longitudinales,
- φ_l : diamètre maximal des armatures longitudinales,
- φ_t : diamètre des armatures transversales,
- d : hauteur utile de la section,

- f_{el}, f_{et} : valeurs caractéristiques des aciers longitudinal et transversal.

L'espacement des cadres transversaux est limité en zone critique par la condition :

$$s_t = \min (24\varphi_t ; 8\varphi_l ; 0.25d) < 20 \text{ cm}$$

Tableau VII.4 : Distribution de la section d'armatures transversales en section creuse

Tableau VIII-4: Distribution de la section d'armatures transversales en section creuse

Dimension	Coté b	Coté h
$A_l(\text{cm}^2)$	436.8	611.52
$s_t(\text{cm})$	20	20
$A_t(\text{cm}^2)$	54.6	76.44
$\varphi_t(\text{mm})$	16	16

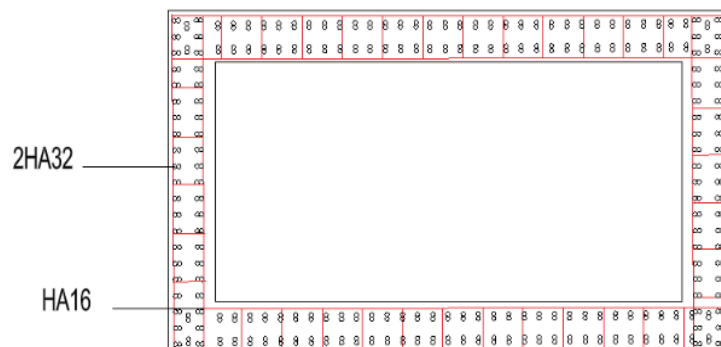


Figure VIII-2: Schéma illustratif du ferrailage de la pile (coupe transversale vue en plan).

VIII.2.3. Vérifications pour la pile n°11

VIII.2.3.1. Vérification de la condition de non-fragilité

Conformément aux prescriptions du BAEL, la section minimale d'armatures est déterminée par :

$$A_{smin} = 0.23 \times b \times h \times \frac{f_{tj}}{f_e}$$

Tableau VIII-5: Vérification de la condition de non-fragilité

P11	Valeurs
As côté b	436.8 cm ²
As côté h	611.52 cm ²
As min	309.12 cm ²
Vérification côté b	Vérifié
Vérification côté h	Vérifié

VIII.2.3.2. Vérification de la stabilité de la pile vis-à-vis de l'ELU de second ordre (ELUSF)

L'étude de stabilité repose sur le calcul de l'élancement mécanique :

$$\lambda = \frac{L_f}{i} \leq 70 \text{ avec } L_f = 2L_0$$

Le rayon de giration est donné par :

$$i_x = \sqrt{\frac{I_x}{B}}; i_y = \sqrt{\frac{I_y}{B}}$$

Tableau VIII-6: Vérification du flambement pour la pile la plus élancée

Pile 11	L_f	i_x	i_y	λ_x	λ_y	Obs
Valeurs	66	1,84	1,17	35,86	56,41	conforme

La vérification globale montre que la pile étudiée respecte les critères de non-fragilité, de résistance au cisaillement ainsi que de stabilité vis-à-vis du flambement.

VIII.3. Étude de la fondation

Les investigations géologiques et géotechniques réalisées sur le site préconisent le recours à des fondations profondes pour l'ensemble des appuis de l'ouvrage. La solution retenue est constituée de pieux forés de diamètre $\Phi = 1,20\text{m}$, capables de transmettre les sollicitations de la structure aux couches de terrain présentant les caractéristiques mécaniques requises. Afin d'assurer une répartition adéquate des charges, une fondation mixte composée d'une semelle de liaison reposant sur un groupe de pieux a été adoptée.

VIII.3.1. Dimensions de la semelle

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

- **Nombre de pieux :**

Le nombre de pieux nécessaire est déterminé à partir de la relation :

$$N_p = \frac{N_{max}}{Q_{adm}}$$

avec :

- N_{max} : effort normal maximal transmis à la fondation, poids propre de la semelle inclus ;
- Q_{adm} : charge admissible d'un pieu ;
- N_p : nombre de pieux requis.

Application numérique :

$$N_p = \frac{N_{max}}{Q_{adm}} = \frac{73182.00}{3917.6} = 18.33$$

Donc : $n = 20$ pieux

On adopte le nombre entier immédiatement supérieur afin de garantir la sécurité de l'ouvrage.

Tableau VIII-7:Dimensions du pieux

Elément	Dimension(m)
B	13.2
L	16.8
H	3

VIII.3.2.Evaluations des efforts agissants sur la semelle

Les efforts appliqués à la semelle sont obtenus à partir des réactions calculées au pied de la pile à l'aide du modèle de calcul développé sous Midas Civil. Pour le dimensionnement de la fondation, ces sollicitations sont majorées du poids propre de la semelle. Les efforts ainsi obtenus sont utilisés pour le calcul du ferrailage de la semelle.

Tableau VIII-8:efforts appliqués sur la semelle

Cas	N (kN)	H (kN)	M (kN·m)
ELS	71 832,2	10070	-25 402.4
ELU	79 593,7	9564,42	-26 037.1

VIII.3.2.1. Effort revenant a chaque pieu :

L'effort transmis à chaque pieu est déterminé en tenant compte de la répartition de l'effort normal ainsi que de l'influence du moment fléchissant appliqué à la semelle. La réaction maximale dans un pieu s'exprime par la relation suivante :

$$R = \frac{N}{n} \pm \frac{M y_i}{\sum y_i^2}$$

avec :

- R : réaction verticale dans le pieu considéré ;
- N : effort normal total transmis à la fondation ;
- M : moment fléchissant appliqué à la semelle ;
- n : nombre total de pieux, soit $n = 20$;

- y_i : distance entre l'axe de symétrie de la semelle et l'axe du pieu considéré ;
- $\sum y_i^2$: somme des carrés des distances des pieux à l'axe de symétrie.

Dans le cas étudié, la distance entre l'axe de la semelle et celui du pieu considéré est égale à :

$$y_i = 1,80 \text{ m}$$

Cette relation permet d'évaluer les réactions maximales et minimales dans les pieux afin de vérifier que les efforts transmis restent compatibles avec leur capacité portante admissible.

Tableau VIII-9: Effort revenant à chaque pieu

État	Rmin (kN)	Rmax (kN)
ELU	1610,5	7026,87
ELS	1552,8	6 348,58

VIII.3.2.2. Ferrailage de la semelle sous pile

Selon les dispositions du RPOA (article 7.6.1.2), le pourcentage minimal d'armatures longitudinales est de :

- $0.15\% B \leq \rho_g \leq 1.5\% B$ pour les éléments sollicités en traction ;
- $0.10\% B$ pour les éléments sollicités en compression.

Pour une section brute $B = 3 \times 1 = 2.5 \text{ m}^2$, l'aire minimale d'armatures longitudinales est donnée par :

$$\text{Fibre inf } A_{s,\min} = 0.0015 \times 3 \times 10^4 = 45 \text{ cm}^2$$

$$\text{Fibre sup } A_{s,\min} = 0.001 \times 3 \times 10^4 = 30 \text{ cm}^2$$

Le dimensionnement de la semelle est réalisé selon la méthode des bielles comprimées, applicable si les conditions géométriques sont vérifiées.

$$\begin{cases} \alpha \geq 45^\circ \\ h \geq \frac{L}{2} - \frac{b}{4} \end{cases}$$

Données géométriques :

- Entraxe entre deux files de pieux $L = 3,60 \text{ m}$.
- Largeur de la pile $b = \text{ m}$.
- Hauteur utile de la semelle $h = H - 0,10 = 2,9 \text{ m}$

Inclinaison des bielles :

$$\tan \alpha = 3.62 \Rightarrow \alpha = 74.57^\circ < 45^\circ$$

La méthode est donc valide.

Effort maximal (ELS) : $N_{max} = 6,3 \text{ MN}$

$$\sigma_s = \frac{2}{3} f_e = 333,33 \text{ MPa} \Rightarrow A_s = 52,15 \text{ cm}^2$$

Les armatures transversales placées dans les bandes axées sur les pieux telle que sa largeur L est égale :

$$l = h + \phi = 3,10 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{12,71 \text{ cm}^2}{ml} \leq A_{smin}$$

Alors :

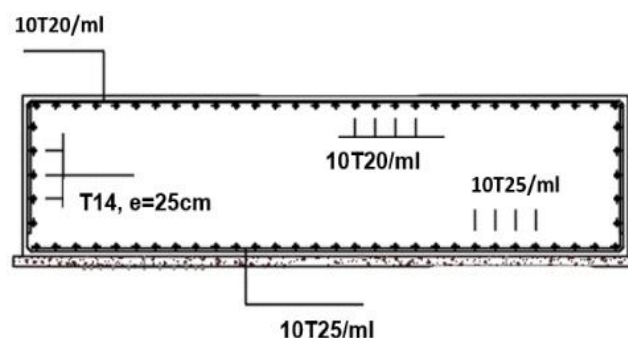


Figure VIII-3: FERRAILLAGE SEMELLE

VIII.3.3. Étude des pieux

VIII.3.3.1. Actions sur les pieux

Les efforts dans les pieux sont déterminés à l'aide de la méthode de Warner.

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

$$\overline{M} = -\frac{\chi_{\theta p}}{\chi_{\theta m}} \times \frac{\overline{P}}{\lambda}$$

Avec :

- Diamètre du pieu : $b = 1,20 \text{ m}$
- Module de réaction du sol : $C_u = 30 \text{ MN/m}^3$
- Moment d'inertie du pieu :

$$I = \frac{\pi b^4}{64} = 0,102 \text{ m}^4$$

- Longueur du pieu : $L = 20 \text{ m}$
- Nombre de pieux : $n=20$

Le coefficient de rigidité du pieu est :

$$\lambda = 0,225 \text{ m}^{-1}$$

d'où :

$$\lambda L = 0,225 \times 15 = 4,51$$

À partir des abaques de Warner, les coefficients $X\theta_p$ et $X\theta_m$ sont obtenus par interpolation :

Tableau VIII-10: Résultats obtenus par l'abaque de Warner

λL	1	1,5	2	3	4	6
$X\theta_p$	4,03	1,96	1,35	1,16	1,26	1,45
$X\theta_m$	6,76	2,55	1,62	1,48	1,54	1,65

$$X\theta_p = 1,37$$

$$X\theta_m = 1,57$$

Les sollicitations moyennes par pieu sont :

À l'ELU

$$\bar{P} = \frac{H_{max}}{n} = 503,5 \text{ kN}$$

$$\bar{M} = 1863,8 \text{ kN.m}$$

À l'ELS

$$\bar{P} = 478,20 \text{ kN}$$

$$\bar{M} = 1770,15 \text{ kN.m}$$

avec :

- $\bar{P}$: effort horizontal moyen transmis à un pieu ;
- $\bar{M}$: moment fléchissant appliqué à la tête du pieu ;
- $n = 8$: nombre total de pieu

VIII.3.3.2. Ferrailage des pieux

Le pieu est dimensionné comme un élément soumis à la flexion composée sous l'action simultanée de l'effort normal et du moment fléchissant.

Les sollicitations obtenues sous Robot Expert sont :

À l'ELU : $N = 1610,5 \text{ kN}$ et $M = 1863,8 \text{ kN.m}$

À l'ELS : $N = 1552,8 \text{ kN}$ et $M = 1770,15 \text{ kN.m}$

Le calcul conduit à une section **d'armatures longitudinales** :

$$A_s = 64.9 \text{ cm}^2$$

Le ferrailage adopté est :

14 HA25

répartis uniformément sur le pourtour du pieu.

Pour les armatures transversales, il est prévu :

- 1 cercle HA16 espacé de 15 cm
- Ce ferrailage assure la résistance du pieu aux sollicitations de flexion composée ainsi que le confinement du béton conformément aux prescriptions réglementaires

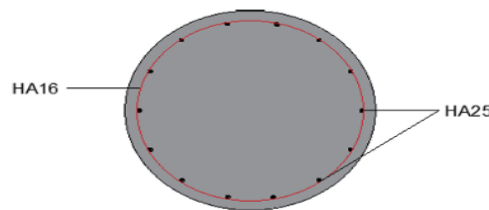


Figure VIII-4: Ferrailage de la semelle et des pieux.

V.4. ÉTUDE DE LA CULÉE

La culée constitue l'ouvrage d'extrémité assurant le transfert des charges du tablier vers le sol de fondation tout en garantissant la liaison entre le pont et les remblais d'accès. Son dimensionnement doit permettre de reprendre efficacement les sollicitations verticales et horizontales tout en assurant la stabilité générale de l'ouvrage.

VIII.4.1. Choix du type de culée

Le choix de la culée est effectué en tenant compte des caractéristiques géométriques de l'ouvrage, des conditions géotechniques du site et des exigences d'exploitation. La solution retenue permet d'assurer une bonne transmission des efforts tout en offrant une exécution adaptée aux contraintes du projet.

On distingue deux types de culées :

- Les culées remblayées.
- Les culées enterrées.

VIII.4.2. Prédimensionnement de la culée

Les dimensions préliminaires de la culée sont déterminées à partir des recommandations réglementaires et des critères usuels de conception, afin de garantir un comportement satisfaisant vis-à-vis des sollicitations appliquées.

Tableau VIII.5 : Prédimensionnement de la culée

Tableau VIII-11:Prédimensionnement de la culée

Éléments de la culée	Rôle	Dimensions
Mur de garde grève	Séparer physiquement le remblai de l'ouvrage	hm _{gg} = 2,48m ; em _{gg} = 0,5m ; lm _{gg} = 12,7 m
Sommier d'appui	Élément sur lequel repose l'about du tablier	l _{sa} = longueur tablier = 12,7 m ; e _{sa} = 3 m
Mur frontal	Transfert des charges verticales et support des remblais	hm _f = 9,03 m ; em _f = 2m ; lm _f = 12,7 m
Mur en retour	Support des corniches et des remblais	h _{mr} = 11,51 m ; em _r = 0,6 m ; l _{mr} = 9,1 m
La semelle	Supporte le poids propre de la culée et la charge provenant du tablier	L _s = 13,2 m ; e _s = 3 m ; l _s = 9,6 m

VIII.4.3. Détermination des sollicitations appliquées à la culée

L'analyse des charges agissant sur la culée comprend l'ensemble des actions permanentes et variables susceptibles d'influencer son comportement structurel. Les principales sollicitations prises en compte sont détaillées ci-après.

VIII.4.3.1. Poids propre

Le poids propre regroupe l'ensemble des charges liées aux éléments constitutifs de la culée. Ces actions permanentes participent directement aux efforts transmis aux fondations.

Il est calculé par : $P = \gamma_b \times V$

Avec :

γ_b : le poids volumique de béton pris égale à 25 KN/m³.

V : le volume de chaque élément.

VIII.4.3.2. Poids des terres

Les remblais situés en arrière de la culée génèrent des charges verticales qui contribuent aux sollicitations appliquées à la structure et doivent être intégrées dans les vérifications de stabilité.

VIII.4.3.3. Poussée des terres et des surcharges

La présence du remblai ainsi que des charges d'exploitation induit des poussées horizontales sur les parois de la culée. Ces actions sont déterminantes pour le dimensionnement des différents éléments constitutifs de l'ouvrage.

La formule du coefficient de poussée active est donnée par :

$$K_a = \frac{\cos^2(\varphi - \theta)}{\cos^2 \theta \left[1 + \sqrt{\frac{\sin \varphi \sin (\varphi - \beta - \theta)}{\cos \theta \cos \beta}} \right]^2}$$

On a:

- $\theta = 0^\circ$
- $\varphi = 30^\circ$ (angle de frottement interne du remblai)
- $\alpha = 0^\circ$ (talus horizontal)
- $\beta = 0^\circ$ (culée verticale)
- $\delta = 0^\circ$ (frottement sol-béton)

En remplaçant les valeurs :

$$K_a = \frac{\cos^2(30^\circ)}{\left[1 + \sqrt{\sin 30^\circ \times \sin 30^\circ} \right]^2}$$

$$K_a = \frac{(0.866)^2}{(1 + \sqrt{0.5 \times 0.5})^2}$$

$$K_a = \frac{0.75}{(1 + 0.5)^2}$$

$$K_a = \frac{0.75}{2.25}$$

$$K_a = 0.333$$

Ainsi :

$$K_a \approx 0.33$$

Le coefficient de poussée active statique retenu pour la culée est donc :

$$K_a = 0.33$$

Ce résultat correspond également à la formule simplifiée de Rankine :

$$K_a = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right)$$

qui donne :

$$K_a = \tan^2(30^\circ) = 0.333$$

Tableau VIII-12: Kh Ky Kad

désignation	cas	Kh	Kv	Kad
conditions normales	1	0	0	0,33
séisme verical vers le bas+séisme horizotal	2	0,25	0,08	0,50
séisme verical vers le haut +séisme horizotal	3	0,25	-0,08	0,54

VIII.4.4. Descente des charges

L'ensemble des actions appliquées à la culée est combiné afin d'évaluer les efforts transmis aux fondations et de déterminer les sollicitations de calcul utilisées pour le dimensionnement des différents éléments.

Tableau VIII-13: Détermination des sollicitations en statique.

Désignation	N (KN)	H (KN)	IFV(x/o)	IFH(y/o)	M _{FV/o}	M _{FH/o}
Semelle	9504,00	/	0,00	1,00	0,00	/
Mur F	8027,67	/	-1,30	6,51	-10435,97	/
Mur en R	336,77	/	3,11	8,51	1047,34	/
MGG	393,7	/	-0,7	11,10	-279,59	/
Poids des Terres Amot	0,00	/	3,11	8,51	0,00	/
Poussée des terres	/	1222,10	/	-3,60	/	-4399,54
Poussée Semelle	/	2059,52	/	-1,50	/	-3089,28
Poids Sur 30kN/m ²	215,00	/	2,40	/	516,00	/
Poussée Sur 30kN/m ²	/	481,97	/	-5,75	/	-2771,30

Tableau VIII-14: Les actions transmises par le tablier

Rg	5280,14	/	-1,30	/	-6864,18	/
R(UIC71)	1330,00	/	-1,30	/	-1729,00	/
R(SW2)	2493,75	/	-1,30	/	-3241,88	/
Hf+r	/	220,89	/	-12,03	/	-2657,35
HT°	/	159,04	/	-12,03	/	-1913,29
Frein SW2	/	111,99	/	-12,03	/	-1347,24
Frein UIC71	/	180,00	/	-12,03	/	-2165,40

Le tableau suivant résume les combinaisons des actions précédentes à l'ELS :

Tableau VIII-15:Combinaison des efforts à l'ELS

	N (KN)	H (KN)	M_H (KN.m)	M_v (KN.m)	ΔM (KN.m)
G	13780,25	1646,13	-6633,93	-17725,92	-39084,57
G+1.19UIC71	15363,95	1646,13	-6633,93	-19454,32	-26088,25
G+1.19SW2	16747,813	1646,13	-6633,93	-21583,16	-2827,1
G+1.19(SW2+UIC71)	18330,51	1646,13	-6633,93	-23640,67	-30274,6

Le tableau ci-après résume les combinaisons des actions précédentes à l'ELU :

Tableau VIII-16:Combinaison des efforts à l'ELU

	N (KN)	H (KN)	M_H (KN.m)	M_v (KN.m)	ΔM (KN.m)
1.35G	18603,34	2236,58	-9126,8	-23929,21	-33056
1.35G+1.6UIC71	21250,04	2236,58	-9126,8	-27369,92	-2649,72
1.35G+1.6SW2	23565,9	2236,58	-9126,8	-3038,55	-12165,35
1.35G+1.6(SW2+UIC71)	26212,6	2236,58	-9126,8	-33821,26	-42948,06

VIII.4.4.1. Ferrailage des éléments de la culée

Le dimensionnement des armatures est réalisé à partir des sollicitations obtenues, conformément aux prescriptions réglementaires applicables aux ouvrages d'art en béton armé.

1. Mur frontal

Le mur frontal assure la retenue principale du remblai et reprend les efforts résultant des poussées exercées sur la culée.

- **Étude du mur frontal-Voile**

Tableau VIII-17: Sollicitations sur mur frontal

Désignation	N (KN)	H (KN)	IFV(x/o)	IFH(y/o)	M _{FV/o}	M _{FH/o}
Mur F	8027,67	/	-1,30	6,51	-10435,97	/
MGG	393,7	/	-0,7	11,10	-279,59	/
Poussée des terres	/	1222,10	/	-3,60	/	-4399,54
Poussée Sur 30kN/m ²	/	481,97	/	-5,75	/	-2771,30
Rg	5280,14	/	-1,30	/	-6864,18	/
R(UIC71)	1330,00	/	-1,30	/	-1729,00	/
R(SW2)	2493,75	/	-1,30	/	-3241,88	/
Hf+r	/	220,89	/	-12,03	/	-2657,35
HT°	/	159,04	/	-12,03	/	-1913,29
Frein SW2	/	111,99	/	-12,03	/	-1347,24
FreinUIC71	/	180,00	/	-12,03	/	-2165,40

- **Ferraillage du mur frontal**

Le ferraillage du mur frontal est constitué d'armatures verticales et horizontales. Les armatures verticales sont déterminées en considérant le mur soumis à une flexion composée sous les combinaisons de charges les plus défavorables.

- **Sollicitations les plus défavorables**

À l'ELU:

$$M_{max} = 2960,95 \text{ kN.m/ml}$$

$$N_{cors} = 1785,29 \text{ kN/ml}$$

À l'ELS :

$$M_{max} = 2504,24 \text{ kN.m/ml}$$

$$N_{cors} = 1388,67 \text{ kN/ml}$$

Le calcul du ferrailage vertical a été réalisé à l'aide du logiciel **ROBOT Expert**, en considérant une section rectangulaire de dimensions **1,00 m × 2,8m** soumise à une flexion composée, sous le cas de chargement le plus défavorable.

➤ **Armatures verticales**

La section d'acier obtenue est :

$$A_s = 31,8 \text{ cm}^2$$

On adopte :

11T20/ml côté remblai, avec un espacement de **20 cm**.

➤ **Armatures de construction**

La section d'acier de construction est prise égale au tiers de la section principale :

$$A'_s = \frac{A_s}{3} = \frac{31,8}{3} = 10,6 \text{ cm}^2$$

On adopte :

8T14/ml côté tablier, avec un espacement de **20 cm**.

➤ **Armatures transversales**

$$A'_s = \frac{A_s}{4} = \frac{31,8}{4} = 7,95 \text{ cm}^2$$

Afin d'assurer le maintien des armatures longitudinales et de reprendre les efforts secondaires, on adopte :

6T14/ml, avec un espacement de **20 cm**.

2. Mur garde-grève

Le mur garde-grève est destiné à limiter l'accumulation de matériaux derrière la culée tout en participant à la reprise des poussées locales.

Il est dimensionné en **flexion simple** sous l'action des charges horizontales suivantes :

- La poussée des terres ;

- La poussée due à une charge locale située à l'arrière du mur garde-grève ;
- La force de freinage engendrée par les charges d'exploitation ferroviaires.

Ces différentes actions sont combinées afin de déterminer les sollicitations les plus défavorables pour le dimensionnement et le ferrailage du mur garde-grève.

➤ **Calcul des sollicitation**

Le moment d'encastrement total agissant sur le mur garde-grève, dû aux différentes forces horizontales appliquées, est obtenu par la combinaison des sollicitations suivantes :

➤ **Moment dû à la force de freinage**

L'effet du freinage de deux voies chargées est pris en compte à travers le moment d'encastrement donné par :

$$M_F = \frac{2 \times \mu \times P \times h}{0.25 + 2h}$$

avec :

- μ coefficient de pondération ,avec : $\mu = 1.6$ à ELU et 1.2 à ELS ;
- $P = \frac{250}{2} = 125$ kN: charge due au système ;
- $h = 2,48$ m: hauteur du mur.

En remplaçant les valeurs :

$$M_{F-ELS} = \frac{2 \times 1,2 \times 125 \times 2,48}{0.25 + 2 \times 2,48}$$

$$M_{F-ELS} = \frac{744}{5,21}$$

$$M_{F-ELS} = 142,8 \text{ kN} \cdot \text{m/ml}$$

$$M_{F-ELU} = \frac{2 \times 1,6 \times 125 \times 2,48}{0.25 + 2 \times 2,48}$$

$$M_{F-ELU} = \frac{992}{5,21}$$

$$M_{F-ELU} = 190,40 \text{ kN} \cdot \text{m/ml}$$

➤ **Calcul de la poussée des terres**

Avec :

- $K_a = 0.33$
- $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$
- $h = 2.48 \text{ m}$
- $L = 1 \text{ m}$

➤ **Poussée des terres**

$$P = \frac{1}{2} K_a \gamma h^2 L$$

$$P = \frac{1}{2} \times 0.33 \times 20 \times (2.48)^2 \times 1$$

$$P = 0.165 \times 20 \times 6.1504$$

$$P = 20.30 \text{ kN/ml}$$

➤ **Moment à l'encastrement**

$$M_T = P \times \frac{h}{3}$$

$$M_T = 20.30 \times \frac{2.48}{3}$$

$$M_T = 20.30 \times 0.8267$$

$$M_T = 16.79 \text{ kN} \cdot \text{m/ml}$$

$$M_{ser} = M_{pt} = 16.79 \text{ kN} \cdot \text{m/ml}$$

Le moment à l'état limite ultime est donné par :

$$M_u = 1.35 \times M_{ser}$$

$$M_u = 1.35 \times 16.79 = 22.67 \text{ kN.m/ml}$$

➤ **Poussée d'une charge locale située en arrière du mur**

Les prescriptions relatives aux ouvrages d'art imposent, à l'arrière d'une culée de pont-rail, une surcharge de **3,6 t/m²** correspondant à un essieu de **25 t**. Cette charge est supposée répartie sur

une largeur de **2,8 m** et diffusée suivant un angle de **45°** à travers une épaisseur de ballast de **0,60 m**.

La poussée horizontale équivalente est donnée par :

$$Q = q \times K_a \times h$$

Avec :

$$Q = 36 \times 0.33 \times 2.49 = 29,58 \text{ kN/ml}$$

Le moment à l'encastrement est alors :

$$M = \frac{Q \times h}{2}$$
$$M = \frac{29.58 \times 2.48}{2} = 36,7 \text{ kN.m/ml}$$

➤ **Combinaisons d'actions**

À l'ELU :

$$1.35 M_G + 1.45 M_Q$$
$$M_{ELU} = 266,29 \text{ kN.m}$$

À l'ELS :

$$M_G + M_Q$$
$$M_{ELS} = 196,47 \text{ kN.m}$$

➤ **Ferraillage du mur garde greve**

Le calcul du ferraillage a été effectué à l'aide du logiciel **ROBOT Expert** en considérant une section rectangulaire de dimensions **1,00 m × 0,5m**, soumise à une flexion simple.

➤ **Armatures principales**

La section d'acier requise est :

$$A_s = 19,4\text{cm}^2$$

On adopte **7T20/ml** côté remblai, avec un espacement de **12,5 cm**.

➤ **Armatures de construction**

La section d'acier de construction est prise égale à :

$$A'_s = \frac{A_s}{3} = 6,46 \text{ cm}^2$$

On adopte **7T12/ml** côté tablier, avec un espacement de **12,5 cm**.

➤ **Armatures transversales**

La section d'acier transversale est prise égale à :

$$A_t = \frac{A_s}{4} = 4,85 \text{ cm}^2$$

On adopte **7T10/ml**, avec un espacement de **10 cm**.

3. Murs en retour

Les murs en retour assurent le confinement latéral des remblais et contribuent à la stabilité d'ensemble de la culée. Leur dimensionnement est réalisé à partir des moments développés dans les deux directions principales.

➤ **Sollicitations du mur en retour**

Le mur en retour est supposé **encastré sur ses deux extrémités**. Il est soumis aux sollicitations suivantes :

- La poussée des terres ;
- La poussée due aux surcharges appliquées sur le remblai ;
- Le poids de la couche de couverture protectrice (CCP) ;
- Le poids propre du mur.

Ces différentes actions sont prises en compte dans le dimensionnement et le ferrailage du mur afin de garantir sa stabilité et sa résistance sous les conditions d'exploitation les plus défavorables.

➤ **Modélisation du mur en retour**

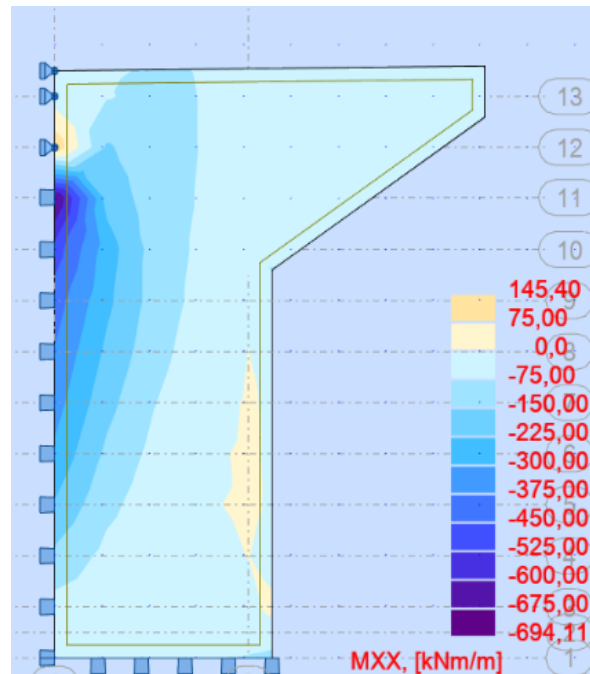


Figure VIII-5: les moments m_{xx} sur le mur en retour

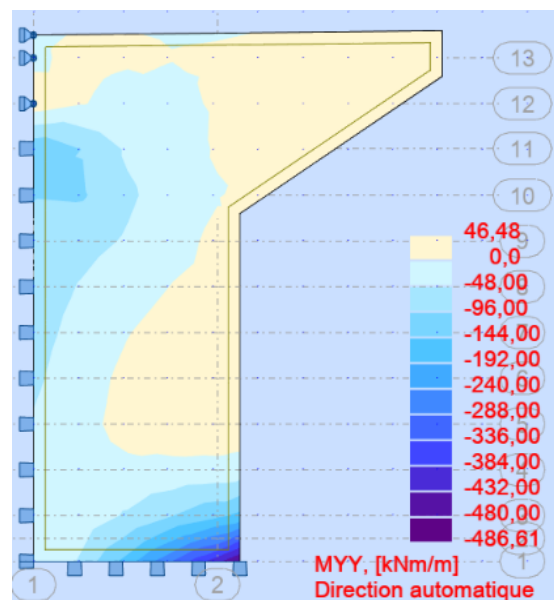


Figure VIII-6: les moments m_{yy} sur le mur en retour

Le ferrailage 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 est effectué en considérant une section rectangulaire de 1×0.6 m en flexion simple. Il est important de noter que :

➤ **Résultats à l'ELS**

$$M_{xx} = -450.00 \text{ kN.m/ml}$$

$$M_{yy} = -336.00 \text{ kN.m/ml}$$

➤ **Ferrailage horizontal**

Section d'acier

La section d'acier requise est :

$$A_s = 37,2 \text{ cm}^2$$

On adopte :

8HA25/ml $\Rightarrow A_s = 39,27 \text{ cm}^2$ côté remblai, avec un espacement de 20 cm.

➤ **Armatures de construction**

$$A'_s = \frac{A_s}{3} = 12,4 \text{ cm}^2$$

On adopte :

7HA16/ml $\Rightarrow A'_s = 14,07 \text{ cm}^2$ côté tablier, avec un espacement de 20 cm.

➤ **Ferrailage vertical**

La section d'acier requise est :

$$A_s = 27,3 \text{ cm}^2$$

On adopte :

9HA20/ml $\Rightarrow A_s = 28,27 \text{ cm}^2$ côté remblai, avec un espacement de 20 cm.

➤ **Armatures de construction**

$$A'_s = \frac{A_s}{3} = 9 \text{ cm}^2$$

On adopte :

6HA14/ml $\Rightarrow A'_s = 9,23\text{cm}^2$ côté tablier, avec un espacement de 20 cm.

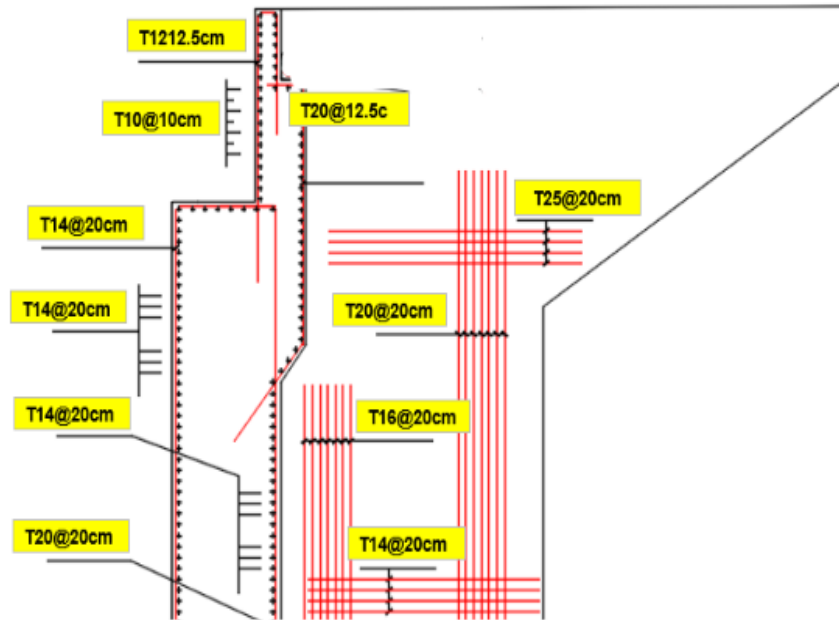


Figure VIII-7:ferrailage des éléments de la culée.

CONCLUSION GÉNÉRALE

CONCLUSION GÉNÉRALE

Le présent projet de fin d'études, intitulé « Conception et étude du viaduc ferroviaire V11 à double voie situé au PK 86+168.71 sur le tronçon Bouchegouf – Souk-Ahras – Dréa », constitue l'aboutissement de notre formation d'ingénieur en génie civil. Il nous a permis de mettre en pratique les connaissances acquises au cours de notre cursus dans le domaine de la conception, du calcul et du dimensionnement des ouvrages d'art ferroviaires.

Après l'étude et la comparaison de plusieurs variantes structurelles, le choix s'est porté sur une solution en poutres préfabriquées en béton précontraint par post-tension. Cette variante s'est révélée la plus adaptée aux contraintes du projet grâce à ses performances mécaniques, sa durabilité, sa facilité d'exécution ainsi que son efficacité économique.

L'étude réalisée a couvert l'ensemble des étapes nécessaires à la conception de l'ouvrage. Elle a notamment porté sur le dimensionnement de la superstructure, le calcul de la précontrainte, la vérification des armatures passives, l'étude des équipements, le dimensionnement des appuis et des fondations, ainsi que la vérification de la stabilité et du comportement sismique de l'ouvrage conformément aux règlements en vigueur.

La modélisation et les calculs numériques effectués à l'aide des logiciels MIDAS Civil et ROBOT Structural Analysis ont permis d'évaluer avec précision le comportement de la structure sous les différentes combinaisons de charges ferroviaires, permanentes, climatiques et sismiques. Les vérifications réalisées ont montré que l'ensemble des éléments de l'ouvrage satisfait aux exigences de résistance, de stabilité, de sécurité imposées par les règlements BAEL 91, BPEL 91 révisé 99 et RPOA 2008.

Au-delà des résultats techniques obtenus, ce projet nous a permis de développer une démarche d'ingénierie fondée sur l'analyse, la rigueur et l'esprit critique. Il représente une expérience enrichissante qui a consolidé nos compétences dans le domaine des ouvrages d'art et constitue une transition vers l'exercice de la profession d'ingénieur.

En définitive, cette étude a permis de proposer une solution technique fiable, conforme aux exigences réglementaires et adaptée aux conditions du projet. Nous espérons que ce travail pourra constituer une référence utile pour de futures études relatives à la conception et au dimensionnement des viaducs ferroviaires en béton précontraint.

BIBLIOGRAPHIE

- [1] **RPOA**, *Règles Parasismiques Applicables au domaine des Ouvrages d'Art*, Ministère des Travaux Publics, Algérie, 2008.
- [2] **SETRA**, *Ponts mixtes acier-béton – Guide de conception durable*, Service d'Études Techniques des Routes et Autoroutes, France, 2010.
- [3] **SETRA**, *Ponts à poutres préfabriquées précontraintes par post-tension (VIPP) – Guide technique*, France, 1996.
- [4] **SETRA**, *Guide de conception des ponts en béton précontraint construits par encorbellements successifs*, France, 2003.
- [5] **FREYSSINET**, *La précontrainte Freyssinet : le système de l'inventeur du béton précontraint*.
- [6] **UIC**, *Code UIC 776-2 : Charges à prendre en considération dans le calcul des ponts-rails*, 5e édition, août 2006.
- [7] **SNCF**, *Règles de conception et de calcul des ouvrages en béton, en métal ou mixtes*, Livret 2.01, France, février 1995.
- [8] *Formation Midas Civil M. GUERFI moussa [ENSTP]*.
- [9] **BPEL 91 révisé 99**, *Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton précontraint suivant la méthode des états limites*, 1999.
- [10] **THONIER Henry**, *Le Béton Précontraint aux États Limites*, École Nationale des Ponts et Chaussées (ENPC), France, 1985.
- [11] **UIC**, *Directives pour l'utilisation des appareils d'appui en caoutchouc dans les ponts-rails*.
- [12] **CALGARO Jean-Armand**, *Projet et construction des ponts*, École Nationale des Ponts et Chaussées (ENPC), France, 2000.
- [13] **ZERROUKI H.** et **SOUAYEB A.**, *Conception et étude d'un viaduc du PK 127+925 au PK 128+215 avec l'étude spécifique de l'interaction voie/structure sur le tronçon « Bouchegouf – Souk Ahras »*, Projet de Fin d'Études (PFE), École Nationale Supérieure des Travaux Publics (ENSTP), Promotion 2024
- [15] **SETRA**, *Appareils d'appui en élastomère fretté : utilisation pour les ponts, viaducs et structures similaires – Guide technique*, Ministère de l'Équipement, des Transports, du Logement, du Tourisme et de la Mer, France, juillet 2007.
- [16] **BELAOURA Dr.**, *Cours de Béton Précontraint*, École Nationale Supérieure des Travaux Publics (ENSTP), Alger.
- [17] **BELAOURA Dr.**, *Cours de Béton Armé*, École Nationale Supérieure des Travaux Publics (ENSTP), Alger.
- [18] **HEMAIDI ZOURGUI Nadjib Dr.**, *Cours de Ponts*, École Nationale Supérieure des Travaux Publics (ENSTP), Alger.
- [29] **MESSAOUDI Akila Dr.**, *Cours sur la théorie des plaques*, École Nationale Supérieure des Travaux Publics (ENSTP), Alger.

ANNEXE A RESULTATS DU CALCUL NUMERIQUE

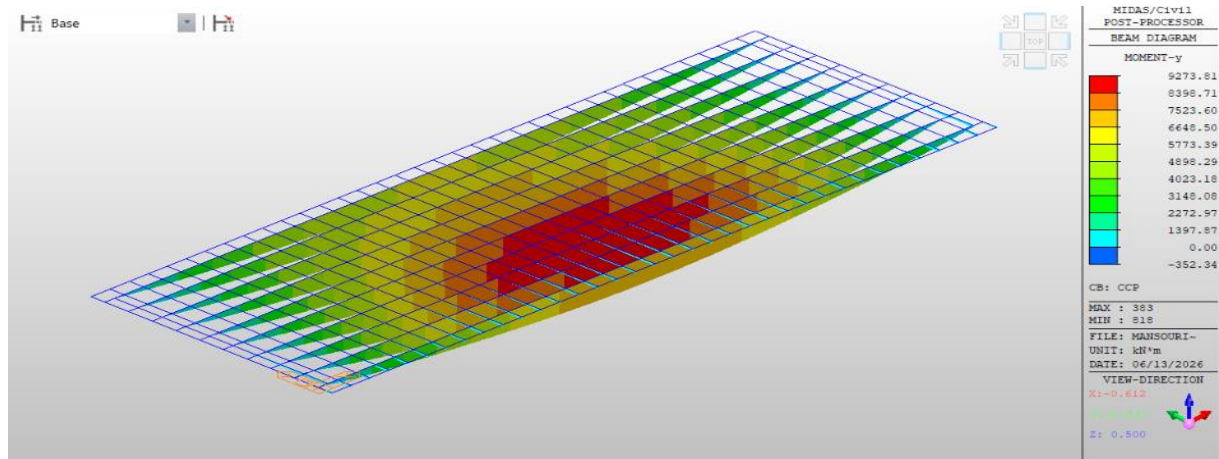


Figure A.1 Moment fléchissant longitudinal maximum sous G+CCP a ELU (KN.m)

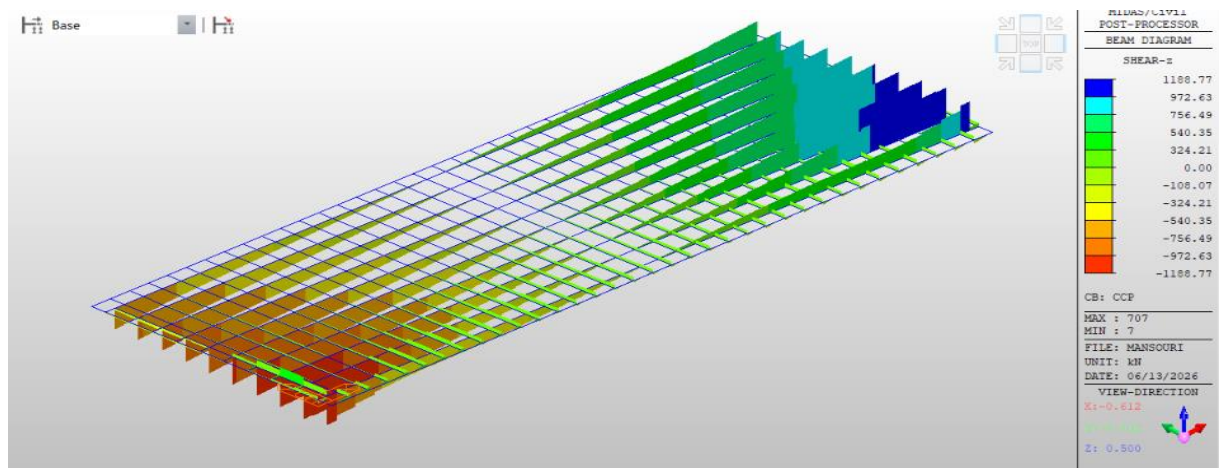


Figure A.2 : Effort tranchant maximum longitudinal sous SOUS G+CCP a ELU (KN).

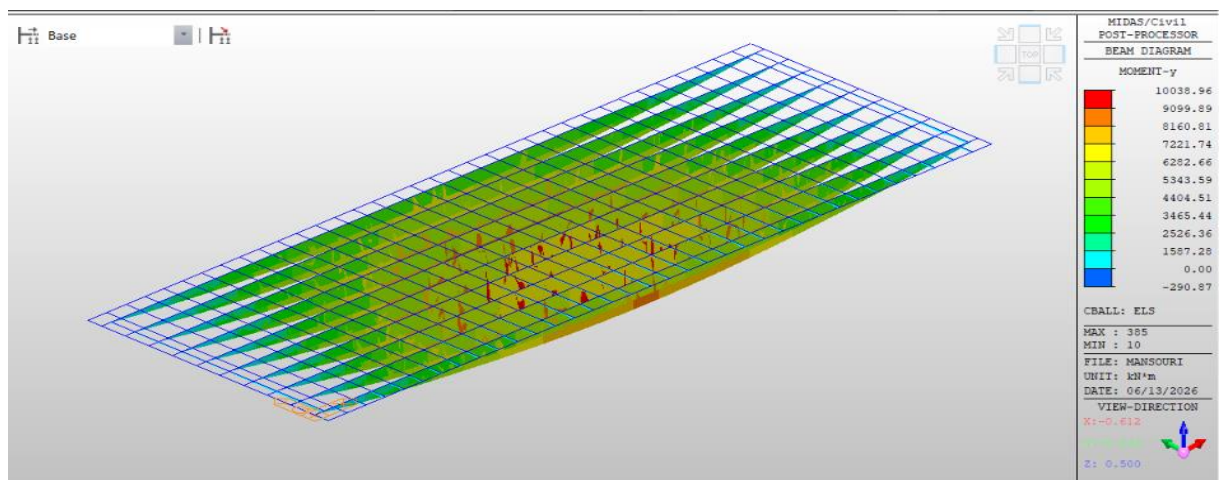


Figure A.3 :Moment fléchissant longitudinal maximum sous MVELS (KN.m)

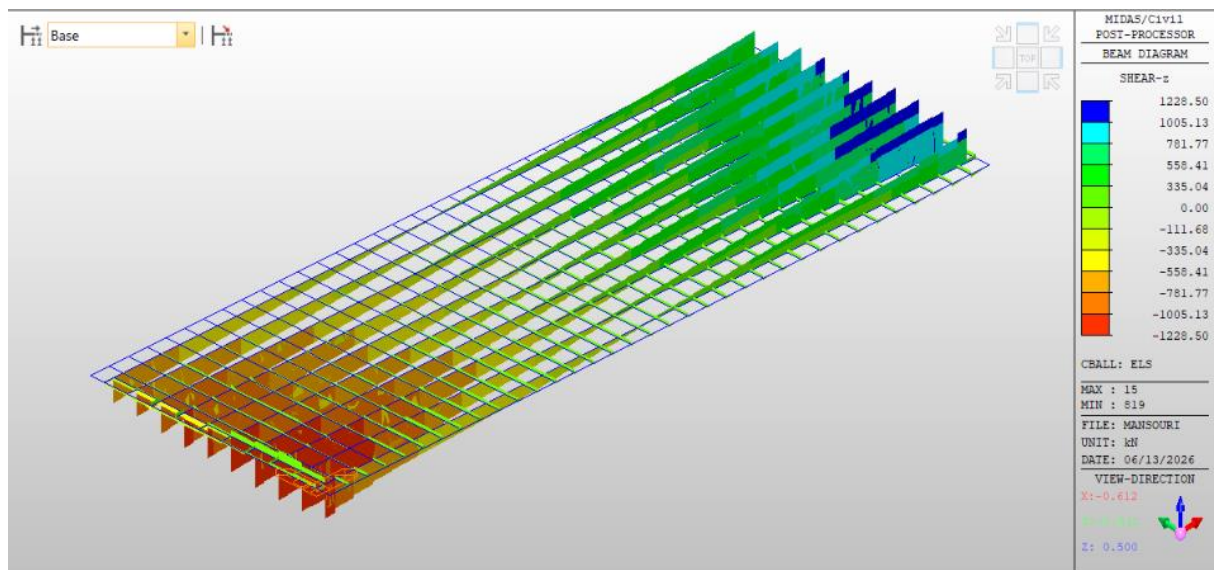


Figure A. 4: Effort tranchant maximum longitudinal sous SOUS MV ELS (KN).

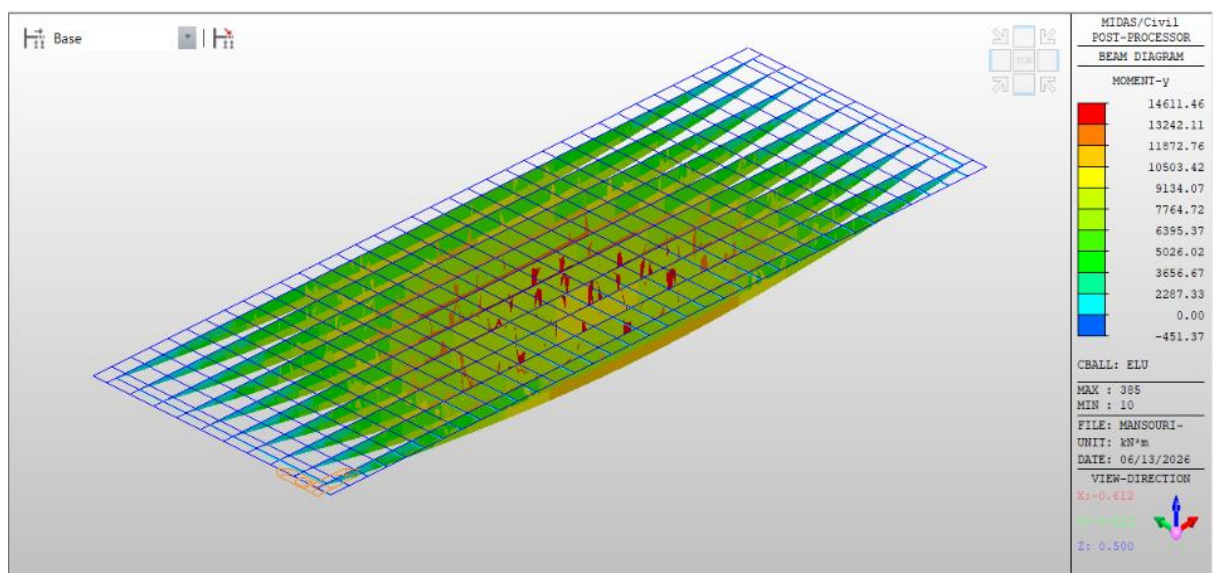


Figure A. 5 : Moment fléchissant longitudinal maximum sous MVELU (KN.m).

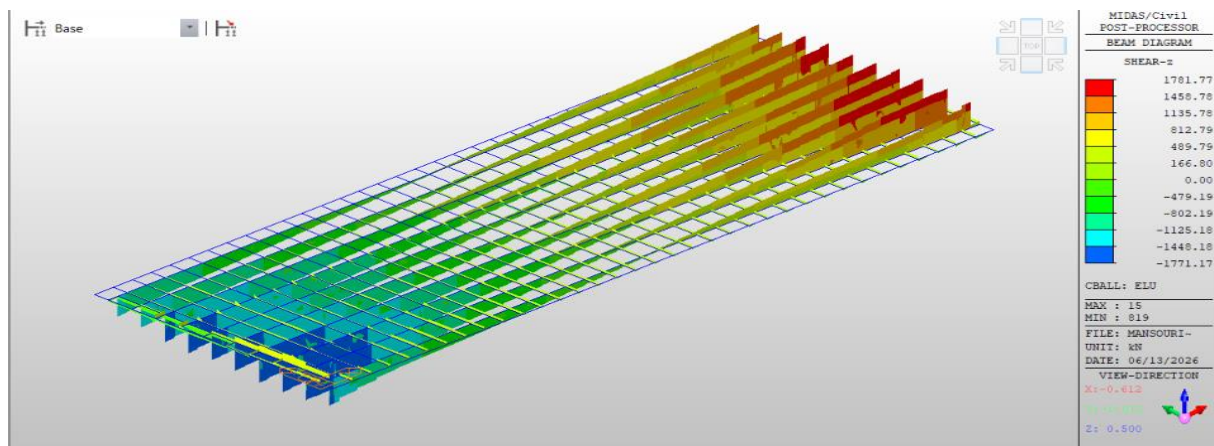


Figure A. 6 : Effort tranchant maximum longitudinal sous SOUS MV ELU (KN).

ANNEXE B FERRAILLAGE

Calcul de Section pieu

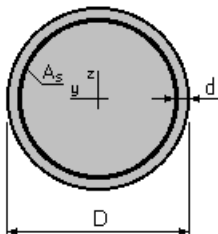
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 30,0$ (MPa)

Acier: $f_e = 500,0$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$$D = 120,0 \quad (\text{cm})$$

$$d = 10,0 \quad (\text{cm})$$

3. Efforts appliqués:

Cas NO	Type	N (kN)	My (kN*m)	Mz (kN*m)
1.	ELU	1610,50	1863,80	0,00

2. ELS 1552,80 0,00 0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique $A_s = 64,9 \text{ (cm}^2\text{)}$

Section minimum $A_{s \text{ min}} = 22,6 \text{ (cm}^2\text{)}$ Section maximum $A_{s \text{ max}} = 565,5 \text{ (cm}^2\text{)}$

théorique $r = 0,57 \text{ (\%)}$

minimum $r_{\text{min}} = 0,10 \text{ (\%)}$ maximum $r_{\text{max}} = 5,00 \text{ (\%)}$

Analyse par Cas:

Cas NO 1: Type ELU $N = 1610,50 \text{ (kN)}$ $M_y = 1863,80 \text{ (kN*m)}$ $M_z = 0,00 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité: 1,00 Pivot: B

Position de l'axe neutre: $y = 34,8 \text{ (cm)}$

Bras de levier: $Z = 93,2 \text{ (cm)}$

Déformation du béton: $\epsilon_b = 3,50 \text{ (\%)}_0$

Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 7,54 \text{ (\%)}_0$

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 434,8 \text{ (MPa)}$

comprimée: $\sigma_{s'} = 434,8 \text{ (MPa)}$

Cas NO 2: Type ELSN = 1552,80 (kN) $M_y = 0,00$ (kN*m) $M_z = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 11,80

Position de l'axe neutre: $y = + \infty$

Bras de levier: $Z = 49,8$ (cm)

Contrainte maxi du béton: $s_b = 1,3$ (MPa)

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 15,0$ (MPa)

Contrainte de l'acier:

 comprimée: $s_{s'} = 19,0$ (MPa)

Contrainte limite de l'acier:

$s_{s \text{ lim}} = 250,0$ (MPa)

Calcul de Section (Mur frontal)

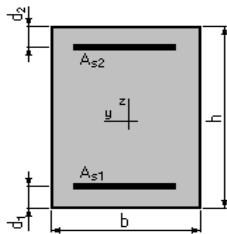
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 30,0$ (MPa)

Acier: $f_e = 500,0$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul en poutre
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$$b = 100,0 \quad (\text{cm})$$

$$h = 200,0 \quad (\text{cm})$$

$$d1 = 5,0 \quad (\text{cm})$$

$$d2 = 5,0 \quad (\text{cm})$$

3. Efforts appliqués:

Cas NO	Type	N (kN)	M (kN*m)
1.	ELU	1785,29	2960,95
2.	ELS	1388,67	2504,24

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique $A_{s1} = 31,8 \text{ (cm}^2\text{)}$ Section théorique $A_{s2} = 0,0 \text{ (cm}^2\text{)}$

Section minimum $A_{s \text{ min}} = 19,5 \text{ (cm}^2\text{)}$

théorique $r = 0,16 \text{ (\%)}$

minimum $r_{\text{min}} = 0,10 \text{ (\%)}$

Analyse par Cas:

Cas NO 1: Type ELU **N = 1785,29 (kN)** **M = 2960,95 (kN*m)**

Coefficient de sécurité: 1,77 Pivot: A

Position de l'axe neutre: $y = 33,4 \text{ (cm)}$

Bras de levier: $Z = 181,6 \text{ (cm)}$

Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 10,00 \text{ (‰)}$

Déformation du béton: $\epsilon_b = 2,07 \text{ (‰)}$

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 434,8$ (MPa)

Cas NO 2: Type ELSN = 1388,67 (kN) M = 2504,24 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,00

Position de l'axe neutre: $y = 59,6$ (cm)

Bras de levier: $Z = 175,1$ (cm)

Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 7,3$ (MPa)

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 18,0$ (MPa)

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 250,0$ (MPa)

Contrainte limite de l'acier: $\sigma_{s \text{ lim}} = 250,0$ (MPa)

Calcul de Section (Mur garde greve)

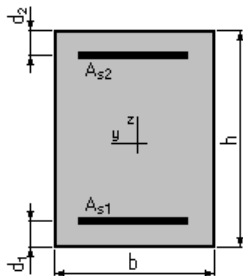
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 30,0$ (MPa)

Acier: $f_e = 500,0$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$$b = 100,0 \text{ (cm)}$$

$$h = 50,0 \text{ (cm)}$$

$$d1 = 5,0 \text{ (cm)}$$

$$d2 = 5,0 \text{ (cm)}$$

3. Moments appliqués:

	Mmax (kN*m)	Mmin (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	266,29	0,00
Etat Limite de Service	196,47	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	As1 = 19,4 (cm ²)	Section théorique	As2 = 0,0 (cm ²)
Section minimum	As min = 4,9 (cm ²)		
théorique	r = 0,43 (%)		
minimum	rmin = 0,11 (%)		

Analyse par Cas:

Cas ELU	Mmax = 266,29	(kN*m)	Mmin = 0,00	(kN*m)
Coefficient de sécurité:	1,35		Pivot: A	
Position de l'axe neutre:	y = 6,2	(cm)		
Bras de levier:	Z = 42,5	(cm)		
Déformation du béton:	eb = 1,60	(‰)		
Déformation de l'acier:	es = 10,00	(‰)		
Contrainte de l'acier:				
	tendue: ss = 434,8	(MPa)		

Cas ELS $M_{\max} = 196,47$ (kN*m) $M_{\min} = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,00

Position de l'axe neutre: $y = 13,5$ (cm)

Bras de levier: $Z = 40,5$ (cm)

Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 7,2$ (MPa)

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 18,0$ (MPa)

Contrainte de l'acier:

$\sigma_{ss} = 250,0$ (MPa)

Contrainte limite de l'acier:

$\sigma_{ss \text{ lim}} = 250,0$ (MPa)

Calcul de Section (Mur en retour verticale)

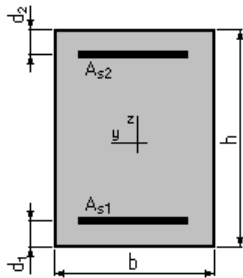
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 30,0$ (MPa)

Acier: $f_e = 500,0$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$$b = 100,0 \text{ (cm)}$$

$$h = 60,0 \text{ (cm)}$$

$$d1 = 5,0 \text{ (cm)}$$

$$d2 = 5,0 \text{ (cm)}$$

3. Moments appliqués:

Mmax (kN*m)

Mmin (kN*m)

Etat Limite Ultime (fondamental)	0,00	0,00
Etat Limite de Service	-336,00	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique $As1 = 0,0 \text{ (cm}^2\text{)}$ Section théorique $As2 = 27,3 \text{ (cm}^2\text{)}$

Section minimum $As \text{ min} = 0,0 \text{ (cm}^2\text{)}$

théorique $r = 0,50 \text{ (\%)}$

minimum $r_{min} = 0,11 \text{ (\%)}$

Analyse par Cas:

Cas ELS $M_{max} = -336,00 \text{ (kN*m)}$ $M_{min} = 0,00 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité: 1,00

Position de l'axe neutre: $y = 17,5 \text{ (cm)}$

Bras de levier: $Z = 49,2 \text{ (cm)}$

Contrainte maxi du béton: $s_b = 7,8 \text{ (MPa)}$

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 18,0 \text{ (MPa)}$

Contrainte de l'acier:

$s_{tendue} = 250,0 \text{ (MPa)}$

Contrainte limite de l'acier:

$s_{s \text{ lim}} = 250,0 \text{ (MPa)}$

Calcul de Section (Mur en retour horizontale)

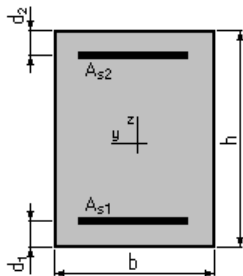
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 30,0$ (MPa)

Acier: $f_e = 500,0$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$$b = 100,0 \text{ (cm)}$$

$$h = 60,0 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 5,0 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 5,0 \text{ (cm)}$$

3. Moments appliqués:

	Mmax (kN*m)	Mmin (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	0,00	0,00
Etat Limite de Service	-450,00	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	As1 = 0,0 (cm2)	Section théorique	As2 = 37,2 (cm2)
Section minimum	As min = 0,0 (cm2)		
théorique	r = 0,68 (%)		
minimum	rmin = 0,11 (%)		

Analyse par Cas:

Cas ELS	Mmax = -450,00 (kN*m)	Mmin = 0,00 (kN*m)
Coefficient de sécurité:	1,00	
Position de l'axe neutre:	y = 19,8 (cm)	
Bras de levier:	Z = 48,4 (cm)	
Contrainte maxi du béton: sb	= 9,4 (MPa)	
Contrainte limite:	0,6 fcj = 18,0 (MPa)	
Contrainte de l'acier:		
	tendue: ss = 250,0 (MPa)	

Contrainte limite de l'acier:

$$\sigma_{s \text{ lim}} = 250,0 \text{ (MPa)}$$