

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

المدرسة الوطنية العليا للأشغال العمومية
فرنسيس جاتسون

École Nationale Supérieure des Travaux Publics

Francis Jeanson



Mémoire

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

Filière : Travaux Publics

Spécialité : Matériaux & Structures

Thème

**CONCEPTION ET ETUDE D'UN VIADUC
FERROVIAIRE DU PK 15+270 AU PK
15+515.15 DU TRONÇON BOUGHEZOUL –
KSAR EL BOUKHARI**

Présenté par :

**ZAOUI MOHAMED YAZID
BENMILOUD WALID**

Encadré par :

Dr : MAHIEDDINE Abdellah

Co-encadré par :

Dr : ZITOUNI Abderrahman

Promotion 2025 /2026

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

المخلص

يهدف هذا المشروع إلى تصميم ودراسة جسر سكة حديدية مزدوج المسار يقع على خط السكة الحديدية الجلفة – بومدفع، بين قصر البخاري وبوغزول، على بعد حوالي 10 كلم من بلدية قصر البخاري. يمتد المنشأ من النقطة الكيلومترية PK 15+270 إلى PK 15+514.6 ، بطول إجمالي قدره 245 م.

يقع الجسر على مسار مستقيم ذي انحدار طولي قدره 1.6 %، ويهدف إلى ضمان عبور آمن ومستدام للخط الحديدي فوق واد، بما يضمن استمرارية حركة القطارات في أفضل ظروف الاستغلال.

بعد دراسة عدة حلول إنشائية وإجراء تحليل متعدد المعايير، تم اختيار حل يعتمد على عوارض خرسانية مسبقة الإجهاد مسبقة الصنع ومشدودة بطريقة الشد اللاحق، لما يوفره من مزايا تقنية واقتصادية. شملت الدراسة تصميم البنية الفوقية للمنشأ، وحسابات الإجهاد المسبق، ودراسة التسليح العادي، بالإضافة إلى مختلف تجهيزات المنشأ. كما تناولت الدراسة البنية التحتية والتحليل الزلزالي للتحقق من سلامة واستقرار المنشأ.

أُنجزت النمذجة والحسابات باستعمال طريقة العناصر المحدودة بواسطة برنامج Autodesk Robot Structural Analysis، بالاعتماد على القوانين والمعايير المعتمدة في الجزائر، لاسيما SNCF 2.01 ، و RPOA ، و BPEL 91 و BAEL 91.

الكلمات المفتاحية: جسر سكة حديدية، خرسانة مسبقة الإجهاد، عوارض مسبقة الصنع، تصميم إنشائي، تحليل زلزالي، بنية تحتية، حديد التسليح.

RÉSUMÉ

Ce projet de fin d'études porte sur la conception et l'étude d'un viaduc ferroviaire à double voie situé sur la ligne ferroviaire Djelfa – Boumedfaa, entre Ksar El Boukhari et Boughezoul, à environ 10 km de la commune de Ksar El Boukhari. L'ouvrage s'étend du PK 15+270 au PK 15+514.6 et présente une longueur totale de 245 m.

Le viaduc est implanté sur un tracé en alignement droit avec une pente longitudinale de 1,6 %. Il est destiné à assurer le franchissement d'une vallée profonde traversée par un oued, tout en garantissant la continuité et la sécurité du trafic ferroviaire.

Après l'étude de plusieurs variantes et la réalisation d'une analyse multicritère, une solution à base de poutres préfabriquées en béton précontraint par post-tension a été retenue pour répondre aux exigences techniques et économiques du projet. Cette étude comprend le dimensionnement de la superstructure, les calculs de précontrainte, l'évaluation du ferrailage passif ainsi que l'étude des différents équipements de l'ouvrage. Elle englobe également la conception de l'infrastructure et l'analyse sismique de l'ouvrage.

La modélisation et les calculs ont été réalisés à l'aide de la méthode des éléments finis en utilisant le logiciel Autodesk Robot Structural Analysis, conformément aux règlements en vigueur, notamment : SNCF 2.01, RPOA, BPEL 91 et BAEL 91.

Mots-clés : Viaduc ferroviaire, béton précontraint, poutres préfabriquées, conception, analyse sismique, infrastructure, ferrailage

ABSTRACT

This final-year project deals with the design and analysis of a double-track railway viaduct located on the Djelfa–Boumedfaa railway line, between Ksar El Boukhari and Boughezoul, approximately 10 km from the town of Ksar El Boukhari. The structure extends from PK 15+270 to PK 15+514.6 and has a total length of 245 m.

The viaduct is located on a straight railway alignment with a longitudinal gradient of 1.6%. It is intended to ensure the crossing of a deep valley traversed by a wadi while guaranteeing the continuity and safety of railway traffic.

Following the study of several alternatives and a multi-criteria analysis, a solution based on precast post-tensioned prestressed concrete girders was selected to satisfy the technical and economic requirements of the project. The study includes the design of the superstructure, prestressing calculations, evaluation of passive reinforcement, and the analysis of the various structural components and equipment. It also covers the design of the substructure and the seismic analysis of the viaduct.

The modelling and structural calculations were carried out using the finite element method with Autodesk Robot Structural Analysis software, in accordance with the applicable standards and regulations, particularly SNCF 2.01, RPOA, BPEL 91, and BAEL 91.

Keywords: Railway viaduct, prestressed concrete, precast girders, structural design, seismic analysis, substructure, reinforcement.

DEDICACE

A Dieu, Le Très-Haut, pour m'avoir accordé la force, la patience et la persévérance nécessaires pour mener à bien ce parcours et atteindre cet objectif tant rêvé.

À ma grande famille,

Pour son soutien constant, ses encouragements et sa présence tout au long de mon parcours.

À mon père,

pour sa patience, sa confiance et son soutien constant à chaque étape de mon parcours.

À ma mère,

pour sa force tranquille, sa patience et son dévouement sans faille. Ton soutien quotidien m'a accompagné et porté jusqu'à cette réussite, à laquelle tu contribues largement. Que Dieu te protège et t'accorde paix et bonheur.

À mes frères Hakim, Sofiane et Rezkallah,

pour leur joie, leur spontanéité et tous les moments simples partagés qui ont souvent allégé mon quotidien. Votre affection m'a beaucoup apporté, parfois plus que vous ne pouvez l'imaginer.

À mes amis,

De la faculté ou d'ailleurs, pour leur présence, leur soutien et les souvenirs construits ensemble. Une pensée particulière à **D.YOSRI, BENMILOUD Walid, Imad Lhant, AYOUB Laki, AKRAM Panda, AKRAM Khali, LOKMAN Chochi, CHIHEB Chochi, B.AHMED, B.Rayane, OUBOUCHOU Amine, FARES Zawali, ABLOUL Adel, AMARA Toufik**, pour leur fidélité et leur amitié précieuse.

ZAOUI Mohamed Yazid

DEDICACE

A Dieu, Le Très-Haut, pour m'avoir accordé la force, la patience et la persévérance nécessaires pour mener à bien ce parcours et atteindre cet objectif tant rêvé.

À mon père pour sa patience, sa confiance et son soutien constant à chaque étape de mon parcours.

À ma mère pour sa force tranquille, sa patience et son dévouement sans faille. Ton soutien quotidien m'a accompagné et porté jusqu'à cette réussite, à laquelle tu contribues largement. Que Dieu te protège et t'accorde paix et bonheur.

À mes frères pour leur joie, leur spontanéité et tous les moments simples partagés qui ont souvent allégé mon quotidien. Votre affection m'a beaucoup apporté, parfois plus que vous ne pouvez l'imaginer.

À mes amis De la faculté ou d'ailleurs, pour leur présence, leur soutien et les souvenirs construits ensemble. Une pensée particulière à **Grait Aymen, Zouaoui Abdeldjalil ZAOUI Mohamed yazid, Hamlaoui Yahia , Ais Mahmoud , Nouioua Yacine , Seddiki Islam , Bensaada Abbes , Nemouchi Yahia , Sedik , AYOUB Laki , AKRAM Geuttaf, CHIEB , B.Rayane** , pour leur fidélité et leur amitié précieuse.

BENMILOUD WALID

REMERCIEMENT

Nous tenons tout d'abord à remercier Dieu, le Tout-Puissant et Miséricordieux, qui nous a accordé la santé, la force et la détermination nécessaires pour mener à bien ce travail.

Nous exprimons notre profonde reconnaissance à notre encadreur, **Mr. MAHIEDDINE Abdellah** pour sa patience, sa disponibilité constante et son accompagnement précieux tout au long de cette période. Sa bienveillance et ses conseils ont été d'un grand soutien.

Nos sincères remerciements vont également à **Mr. ZITOUNI Abderrahman**, notre co-encadreur, pour sa confiance et son soutien généreux durant la réalisation de ce projet. Son implication a été déterminante pour la réussite de notre travail.

Nous souhaitons également remercier l'ensemble du corps **enseignant** en particulier **Dr. HEMAIDI ZOURGUI Nadjib**, pour tous ses grands efforts, ses orientations et sa patience, **le personnel administratif** ainsi que **les membres du jury**, pour la qualité de l'encadrement, la richesse de la formation dispensée et l'attention portée à l'évaluation de notre mémoire.

Un Grand Remerciant a Mr ZOUGGARI Mustapha et Mme BOUREBIA Mahdia et Mme BOUREBIA Amina pour leur encouragement et soutiens le long de notre formation au sein de l'école.

Enfin, nous exprimons toute notre reconnaissance à toutes celles et ceux qui, de près ou de loin, ont contribué à la réalisation de ce travail. Leur soutien et leurs encouragements nous ont été précieux.

SOMMAIRE

INTRODUCTION GENERALE	
CHAPITRE I : PRESENTAION DU PROJET	
I.1. INTRODUCTION	3
I.2. PRESENTATION DU PROJET	3
I.2.1. Situation du Projet.....	3
I.2.2. Objectif du projet	4
I.3. LES DONNEES DE PROJET	4
I.3.1. Les Données Fonctionnelles	4
I.3.1.1. Tracé en plan	4
I.3.1.2. Profil en long	4
I.3.1.3. Profil en travers	5
I.3.2. Les données naturelles	5
I.3.2.1. Topographie.....	5
I.3.2.2. Géotechnique.....	6
I.3.2.3. Sismicité de la zone d'étude.....	7
CHAPITRE II : CONCEPTION GENERALE	
II.1. INTRODUCTION	9
II.2. CHOIX DU TYPE D'OUVRAGE.....	9
II.3. PRESENTATIONS ET PRE-DIMENSIONNEMENT DES VARIANTS.....	9
II.3.1. VARIANTE N°01 : Pont à poutres en béton précontrainte post tension.....	9
II.3.1.1. Présentation générale de la variante.....	9
II.3.1.2. Avantages et inconvénients :	9
II.3.1.3. Conception de la variante.....	10
II.3.2. VARIANTE N°02 : Pont mixte (bipoutre métallique a entretoise).....	11
II.3.2.1. Présentation générale de la variante :	11
II.3.2.2. Les avantages et les inconvénients :	12
II.3.2.3. Conception de la variante.....	13
II.3.3 Variante 3 : « Pont voussoirs en béton précontraint construit par encorbellements successifs »	16
II.3.3.1. Présentation générale de la variante :	16
II.3.3.2. Avantages et inconvénients	16
II.3.3.3. Conception de la variante.....	17
II.3.3.4. Conception transversale	17
II.4. ANALYSE MULTICRITERES	19
II.4.1. L'exécution (/6 points).....	20
II.4.2. L'entretien (/4 points)	20
II.4.3. L'esthétique : (/5 points)	20

SOMMAIRE

II.4.4. L'économie : (/5 points)	20
II.5. CONCLUSION	21
CHAPITRE III : MATERIAUX ET HYPOTHESES DE CALCUL.....	
III.1. INTRODUCTION.....	23
III.2. NORMES ET REGLES DE CALCUL.....	23
III.3. CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX UTILISES	24
III.3.1. Béton	24
III.3.1.1. Résistance à la compression :	24
III.3.1.2. Résistance à la traction	24
III.3.1.3. Module de déformation instantanée	25
III.3.1.4 Module de déformation différé	25
III.3.1.5 Contraintes admissibles à l'ELU.....	26
III.3.1.6 Contraintes admissibles à l'ELS.....	26
III.3.2. Les aciers d'armatures du béton.....	26
III.3.2.1 Module d'élasticité	27
III.3.2.2 Contraintes limites de traction à l'ELU	27
III.3.2.3 Contraintes limites de traction à l'ELS	27
III.3.3. Les câbles de la précontrainte.....	27
CHAPITRE IV : EVALUATION DES CHARGES ET SURCHARGES	
IV.1. EVALUATION DES CHARGES ET SURCHARGES	30
IV.1.2.2. Forces horizontales	37
IV.1.2.3. Effet dynamique	39
IV-2.1. Combinaisons de charge	42
CHAPITRE V : ETUDE LONGITUDINALE	
V.1. INTRODUCTION	46
V.2. MODELISATION.....	46
V.2.1. Etapes de modélisation	46
V.2.2. Calcul des efforts.....	49
V.2.2.1. Calcul du moment flechissant.....	49
V.2.3. Les combinaisons de charges.....	50
V.2.3.1. Les combinaisons de charges les plus défavorables	50
V.3 CONCLUSION	51
CHAPITRES VI : ETUDE DE LA PRECONTRAINTES	
VI.1. INTRODUCTION.....	53
VI.2. HISTOIRE DE LA PRÉCONTRAINTES	53
VI.3. PRINCIPE DE LA PRÉCONTRAINTES.....	54
VI.4. Modes de réalisation de la précontrainte :	54

SOMMAIRE

VI.4.1. Précontrainte par pré-tension	55
VI.4.2. Précontrainte par post-tension.....	55
VI.5. DIMENSIONNEMENT DE LA PRECONTRAINTE	57
VI.5.1. Tension à l'origine.....	57
VI.5.2. Calcul du nombre de câbles de précontrainte	57
VI.5.3. Détermination du nombre de câbles à l'about.....	59
VI.5.4. Vérification des contraintes	61
VI.5.4.1. Différentes phases de calcul des contraintes	61
VI.6. TRACE DES CABLES DE PRECONTRAINTE	64
VI.6.1. Disposition des câbles à l'about.....	65
VI.6.2. Angles de relevage	67
VI.7. CALCUL DES PERTES.....	69
VI.7.1. Pertes instantanées	69
VI.7.1.1. Pertes dues au frottement du câble sur la gaine.....	69
VI.7.1.2. Pertes dues au recul d'ancrage	70
VI.7.1.3. Pertes dues au raccourcissement instantané du béton.....	71
VI.7.2. Pertes différées	72
VI.7.2.1. Pertes dues au retrait du béton.....	72
VI.7.2.2. Pertes dues au fluage du béton	72
VI.7.2.3. Pertes dues à la relaxation des aciers	73
VI.7. ANALYSE DES RESULTATS.....	74
VI.8.1. Vérification des contraintes	74
VI.8.2. Caractéristiques nettes des sections	75
VI.8.3. Justifications de la poutre à L'ELS.....	76
VI.8.4. Justification des contraintes tangentielles.....	78
VI.8.4.1. Justification de la poutre à l'ELU	80
VI.8.4.2. Justification du béton	81
VI.9. CONCLUSION.....	82
CHAPITRES VII : ETUDE DE TABLIER	
VII.1. INTRODUCTION	84
VII.2. L'HOUDIS GÉNÉRALE.....	84
VII.2.1. Modélisation de la dalle	84
VI.2.2.1. Flèche due au poids propre.....	86
VI.2.2.2 Contre-Flèche due à la précontrainte	86
VI.2.2.3. Flèche de construction	86
VI.2.2.4. Fleche maximale à l'ELS	86
VII.3. VERIFICATION DE LA FLECHE.....	86

SOMMAIRE

VII.4. DETERMINATION DES MOMENTS FLECHISSANTS.....	85
VII.4.1. Charges permanentes	85
VII.4.2. Diagrammes des moments fléchissant résultants.....	85
VII.4.3. Étude de la flexion	87
VII.4.3.1. Calcul du ferrailage transversal.....	87
VII.4.3.2. Ferrailage longitudinale.....	88
VII.4.4. Étude des entretoises	89
VII.4.4.1. Introduction	89
VII.4.4.2. Schématisation statique de l'entretoise d'about	89
VII.4.4.4. Ferrailage longitudinale.....	91
CHAPITRES VIII : ETUDE SISMIQUE ET EQUIPEMENTS DE PONT	
VIII.1. INTRODUCTION	94
VIII.2. APPAREILS D'APPUI	94
VIII.2.1. Choix du type d'appareil d'appui	94
VIII.2.2. Dimensionnement des appareils d'appuis	95
VIII.2.2.1. Aire de l'appareil d'appui	95
VIII.2.2.2. Calcul de l'épaisseur de l'appareil d'appui	96
VIII.2.2.3. Dimensionnement des frettes.....	96
VIII.3. ÉVALUATION DE LA RAIDEUR TOTALE K.....	97
VIII.4. ÉTUDE SISMIQUE	99
VIII.4.1. Méthode monomodale	99
VIII.4.1.2. Évaluation de l'effort sismique vertical	103
VIII.4.1.3. Combinaisons des composantes de l'action sismique	104
VIII.4.2. Analyse modale spectrale.....	104
VIII.4.2.1. Spectre de réponse de la composante horizontale.....	105
VIII.4.2.2. Spectre de réponse de la composante verticale.....	106
VIII.4.2.3. Modes significatifs	106
VIII.5. VÉRIFICATION DES APPAREILS D'APPUI	107
VIII.5.1. Résistance à la compression.....	107
VIII.5.2. Sécurité au flambement.....	107
VIII.5.3. Limitation de la distorsion	108
VIII.5.4. Condition de Non-glissement.....	109
VIII.6. DÉS D'APPUI.....	110
VIII.6.1. Dimensionnement des dés d'appuis	110
VIII.6.1.1. Ferrailage des dés d'appuis.....	110
VIII.7. LE JOINT GARDE-BALLAST	112
CHAPITRE IX: ETUDE INFRASTRUCTURE.....	

SOMMAIRE

IX.1. INTRODUCTION.....	115
IX.2. ETUDE DE LA PILE	115
IX.2.1. Descente de charges et modélisation de la pile.....	116
IX.2.2. Combinaisons Des Efforts	117
IX.2.3. Vérification du flambement des futs	117
IX.2.4. Ferrailage des éléments de la pile	118
IX.2.4.1. Ferrailage des futs.....	118
IX.2.4.2. Ferrailage du chevêtre.....	119
IX.2.5. Etude de fondation de la pile	121
IX.2.5.1 Dimensions de la semelle.....	121
IX.2.6. Dimensions des pieux.....	123
IX.2.6.1. Les efforts applique au pieux fore	123
IX.2.6.2. Profondeur des pieux	124
IX.2.6.4. Actions sur les pieux	124
IX.3. ETUDE DE LA CULÉE.....	126
IX.3.1. Conception de la culée.....	126
IX.3.1.1. Eléments constituant une culée remblayée	126
IX.3.1.2. Le dimensionnement de la culée	127
IX.3.2. Evaluation des efforts agissants sur les culées.....	127
IX.3.3. Dimensions des pieux.....	129
IX.3.3.1. Les efforts applique au pieu foré	129
IX.3.3.2. Actions sur les pieux	130
IX.3.3.3. Ferrailage des pieux	131
IX.3.4. Mur frontal	132
IX.3.5. Mur garde grève	134
IX.3.6. Mur en retour.....	135
IX.4. CONCLUSION.....	136
CONCLUSION GÉNÉRALE.....	

LISTE DES FIGURES

Figure I-1 : Localisation de l'ouvrage d'art.....	3
Figure I-2 : Tracé en plan.	4
Figure I-3 : Profil en long.....	5
Figure I-4 : Profil en travers	5
Figure I.5 : Carte de zonage sismique	7
Figure II-1 : Pont a poutres précontraintes post tension	9
Figure II.2 : Morphologie générale d'un pont mixte	12
Figure II.3 : Schéma transversal d'un pont bipoutre à entretoise	13
Figure II.4 : Profil général d'un IPE500	15
FigureII.6 : Les dimensions des différents éléments constitutifs d'un caisson courant.....	17
Figure IV-1 : Spectres de réponse de référence – composantes horizontale et verticale	34
Figure IV-2 Modèle de charges SW/0 et SW/2.	35
Figure IV -3 Modèle de Charges 71 et Valeurs Caracteristiques Pour les Charges Verticales	36
Figure IV-4 Le modèle de charge train à vide.....	36
Figure IV.5 – Diffusion de charge sur une bande longitudinale.	37
Figure IV-4 Figuration du premier cas.....	38
Figure IV-5 Figuration du deuxième cas.....	38
Figure IV-4 : Limite de la flèche sous poids permanent	40
Tableau IV-4 Limite supérieure et inférieure de la flèche.....	40
Figure IV-5 : Organigramme vérificateur de la nécessité d'une analyse dynamique	41
Figure V-1 Unités	
Figure V-2 Caractéristiques des matériaux.....	46
Figure V-3 Modèle de modélisation pour la dalle (coque)	47
Figure V-4 Modèle de modélisation pour la poutre	47
Figure V-5 : Définition des poutres et des appuis + la dalle.	47
Figure V-6 : Introduction du système de charge UIC 71	48
Figure V-7 Introduction du système de charge SW/2.....	48
Figure V-8 : Moment fléchissant dû au poids propre	49
Figure V-9 Diagramme du moment pour la position défavorable du UIC71.	49
Figure V-10 Diagramme du moment pour la position défavorable du SW/2.	50
Figure VI-1 : la précontrainte améliore le comportement des poutres en béton.....	54
Figure VI-2 : Précontrainte par pré-tension.....	55
Figure VI-3 : Précontrainte par post-tension.....	56
Figure VI-5 : Disposition des plaques d'ancrages	65
Figure VI-6 : Conditions de la disposition des cadres d'ancrages.....	65
Figure VI-7 : Disposition des câbles de précontraintes dans la section d'about	66
Figure VI-8: Conditions de la disposition des câbles de la précontrainte.....	66
Figure VI-9: Disposition des câbles de précontraintes dans la section médiane	67
Figure VI-10 : Tracé des câbles (coupe longitudinale).....	68

LISTE DES FIGURES

Figure VI-11: Pertes par recul d'ancrage.....	70
Figure VI-12: Principe de la Pertes par recul d'ancrage.....	70
Figure VI-13 : Limitation des contraintes des sections en B.P	74
Figure VI-14 Les sections de vérification.....	75
Figure VI-15 : Diagramme des contraintes à mi travée.....	80
Figures VI.16 : ferrailage de la poutre en section d'about et à mi travée.	82
Figures VI.17 : ferrailage de la poutre en section à mi travée.	82
Figures VII.1. : Modélisation de la dalle sur logiciel.....	84
Figures VII.7. : Ferrailage de la dalle (coupe longitudinale)	89
Figure VII-8 : Cotations et distances entre les vérins.....	90
Figure VII-9 : Modélisation du poids de la superstructure.	90
Figure VII-4 : Ferrailage de l'entretoise.	93
Figure VIII-1 : Définition géométrique d'un appareil d'appui.	96
Figure VIII-2 : Paramètres A, B	103
Figure VIII-3 : Modèle de calcul multimodal.....	104
Figure VIII-4 : Spectre de réponse élastique Sae (T) - composante horizontale. [MIDAS].	
Figure VIII-5 : Spectre de réponse élastique Sae (T) - composante verticale [MIDAS]......	106
Figure VIII-6 : Joint garde ballast.	112
Figure VIII-7 : Décomposition des souffles.....	113
Figure IX.1 : Disposition des armatures dans le fut.....	119
Figure IX-2 : Les moments max a l'ELU.....	119
Figure IX-3 : Les moments max a l'ELS	120
Figure IX.4. Disposition des armatures du chevrete.....	121
Figure IX.5. Schéma de la méthode des bielles.....	122
Figure IX.6. Ferrailage De La Semelle.	123
Figure IX.8 : Ferrailage Du Pieu.	126
Figure IX-9 : Ferrailage Du Pieu.	131
Figure IX-10 : les moments myy sur le mur garde grève.....	134
Figure IX-11 : les moments mxx sur le mur garde grève.....	134
Figure IX-12 : les moments myy sur le mur en retour.....	135
Figure IX-13 : les moments mxx sur le mur en retour.....	136
Figure IX-14 : ferrailage de mur en retour	
Figure IX-15: ferrailage de mur garde grève	136

LISTE DES TABLEAUX

Tableau I-1 : Résultats des mesures piézométriques	6
Tableau II.1 : Implantations des appuis de la variante 01	10
Tableau II.2 : Tableau récapitulatif du prédimensionnement de la variante 01.....	11
Tableau II.3 : Implantations des appuis de la variante 02	13
Tableau II.4 : Tableau récapitulatif du prédimensionnement de la variante 02.....	14
Tableau II.5 : Implantations des appuis de la variante 03	17
Tableau II.6 : Tableau récapitulatif du prédimensionnement de la variante 03.....	18
Tableau II.7 : Découpage des voussoirs	19
Tableau II.8 : Évaluation Multicritères des trois Variantes	21
Tableau III – 1 : Tableau récapitulatif des caractéristiques mécaniques du béton utilisé	25
Tableau III-2 Contraintes admissibles	26
Tableau I-2 Contraintes de traction a l ELS.....	27
Tableau I-3 Caractéristique du câble de la précontrainte	28
Tableau IV-1 Poids propre du tablier.....	30
Tableau IV.2 : Récapitulatif des compléments des charges permanentes.....	31
Tableau IV.3 : Matrice des 8 combinaisons critiques de la variation uniforme et du gradient thermique.....	33
Tableau IV-4 Valeurs caractéristiques des charges verticales pour les modelés de charges SW/0 et SW/2	36
Tableau IV.5. Récapitulatif de calcul des forces de démarrage-freinage.	38
Tableau IV.5– Les groupes de charges.	42
Tableau V-1 : Efforts dus aux Combinaisons des charges les plus défavorables	51
Tableau VI-1 : Caractéristiques des poutres.....	58
Tableau VI-2 : Caractéristiques du béton.....	60
Tableau VI-3 : Contraintes au 7ieme jour.....	61
Tableau VI-4 : Contraintes au 28ieme jour	62
Tableau VI-5 : Contraintes après le coulage de la dalle.....	62
Tableau VI-6 : Contraintes après la mise en service.....	63
Tableau VI-7 : Caractéristiques de la poutre dans les différentes phases	64
Tableau VI-8 Vérification des contraintes	64
Tableau VI-9 : Dimensions des cadres d’ancrages	65
Tableau VI-10 : Calcul de l’effort tranchant limite	68
Tableau VI-11: résultats des positions des câbles.	69
Tableau VI-12: Valeurs des pertes dues aux frottements.	70
Tableau VI-13.Valeurs des pertes dues au recul à l'ancrage.....	71
Tableau VI-14 : valeurs des pertes par déformation instantanee du béton.	72
Tableau VI-15 : pertes dues au fluage du béton	73
Tableau VI-16 : pertes dues à la relaxation des aciers.....	73
Tableau VI-17 : pertes totales	74
Tableau VI-18 : résultats de limitation des contraintes	75

LISTE DES TABLEAUX

Tableau VI-19 : Caractéristiques des sections.....	76
Tableau VI-20 : Caractéristiques de chaque phase de vérification.....	76
Tableau VI-21 Vérification des contraintes normales Phases 1 et 2.....	Error! Bookmark not defined.
Tableau VI-22 : Vérification des contraintes normales Phases 3 et 4.....	77
Tableau V.23 : Effort de précontrainte.....	78
Tableau VI-24 : calcul des contraintes tangentielles	79
Tableau VI-25 : calcul des armatures des zones tendues.....	79
Tableau VI-26 : Détermination l'angle β_u	80
Tableau VI-27 : justification de béton.....	81
Tableau VII-1 : Moments a l'ELU et l'ELS.....	86
Tableau VII-2 : Moments max et min.....	88
Tableau VII-3 : Moments a l'ELU et l'ELS.....	91
Tableau VII-3 : Moments max et min.....	92
Tableau VIII.1 : Caractéristiques géométriques de l'appareil d'appui en élastomère fretté ...	97
Tableau VIII-2 : Raideurs longitudinales des appuis.....	98
Tableau VIII-3 : Raideurs transversales des appuis.....	98
Tableau VIII-4 : Répartition des efforts longitudinaux sur chaque appui.....	102
Tableau VIII-5 : Combinaisons des efforts.	104
Tableau VIII.6 : Modes propres.	107
Tableau VIII-7 : Dimensionnement des dès d'appui.....	110
Tableau VIII-8 : ferrailage des dès d'appuis.....	111
Tableau VIII-9 : Détermination du souffle.....	113
Tableau IX-1: Evaluation des efforts statiques de la pile la plus sollicitée.....	116
Tableau IX-2 : Combinaison des efforts.	117
Tableau IX-3 : Ferrailage du chevêtre.....	120
Tableau IX-7 : Effort revenant à chaque pieu.	124
Tableau IX-8 : Tableau De Warner.....	125
Tableau IX- 9 : Les dimensions de la culée.	127
Tableau IX-11 : Les actions transmises par le tablier.	128
Tableau VII-12 : Combinaisons des efforts.	129
Tableau VII.13 : Les efforts applique au pieux fore	129
Tableau IX-14 : Tableau De Warner.....	130
Tableau IX-15 : Sollicitations sur mur frontal.	132
Tableau IX-16 : Les actions transmises par le tablier.	132
Tableau IX - 17 : Combinaisons des efforts	133
Tableau IX.18 : Sollicitations les plus défavorables	133
Tableau IX.19 : Les résultats des moments M_{xx} et M_{yy}	134
Tableau IX.20 : Les résultats des moments M_{xx} et M_{yy}	136

LISTE DES TABLEAUX

LISTE DES SYMBOLES

- **A** : coefficient d'accélération de zone sismique.
- **A_p** : section d'armature de précontrainte.
- **B_j** : surface de la section (j).
- **B_t** : surface de béton tendu.
- **Ed** : épaisseur de la dalle.
- **E_{ij}** : module de déformation instantanée au jour j.
- **EP** : module de déformation longitudinal des armatures de précontraintes.
- **Es** : module de déformation élastique.
- **F_{bc}** : contrainte admissible à la compression pour l'état limite de service.
- **F_{bu}** : contrainte admissible à la compression pour l'état limite ultime.
- **F_{cj}** : résistance caractéristique du béton en compression au jour j.
- **F_{peg}** : limite d'élasticité garantie.
- **F_{prg}** : limite de rupture garantie.
- **F_{tj}** : résistance caractéristique du béton à la traction au jour j.
- **σ_{bc}** : Contrainte de compression admissible du béton.
- **σ_{bt}** : Contrainte de traction admissible du béton.
- **σ_{Sup}** : Contrainte dans la fibre supérieure la plus éloignée du centre de gravité de la section.
- **σ_{Inf}** : Contrainte dans la fibre inférieure la plus éloignée du centre de gravité de la section.
- **σ_e** : Contrainte limite de traction des frettes
- **St** : Espacement des armatures.
- **g** : accélération gravitationnelle.
- **G** : charge permanente.
- **H_p** : hauteur de la poutre.
- **I₀** : moment d'inertie propre.
- **I_G** : moment d'inertie par rapport au centre de gravité.
- **L** : longueur totale de l'élément.
- **MM** : moment fléchissant maximal à l'état limite de service.
- **M_m** : moment fléchissant sous G à l'état limite de service.
- **M_u** : moment ultime.
- **N** : nombre de poutres.
- **N_{bt}** : effort normal dans la partie du béton tendu.
- **T_u** : effort tranchant ultime.
- **V** : distance séparant le centre de gravité à la fibre supérieure.

LISTE DES SYMBOLES

- V' : distance séparant le centre de gravité à la fibre inférieure.
- VC : voussoir courant.
- VSP : voussoir sur pile.
- y_j : position du centre de gravité par rapport à Δ .
- β : angle de la surface du remblai sur l'horizontal.
- γ : la masse volumique.
- γ : poids volumique des terres.
- Δ : axe de l'inertie au niveau de la fibre inférieure de la structure.
- σ_M : contrainte moyenne de compression.
- τ_u : contrainte tangentielle dans le béton.
- v : effort tranchant maximum à l'état limite ultime.
- Φ : diamètre de la gaine de précontrainte.
- ϕ : angle de frottement interne du remblai sans cohésion.
- v : largeur d'une voie.
- γ_s : Le coefficient de sécurité ; $\gamma_s = 3$.
- P_u : La valeur maximale des charges verticales à l'ELU.
- P_c : La charge critique de flambement.
- B : L'aire nominale de l'appui.
- D : La somme d'une épaisseur de frette et d'une épaisseur de caoutchouc.
- h : La hauteur totale de l'appareil d'appui (T
- S : Le facteur de forme.
- h_c : Epaisseur totale du caoutchouc.
- t : Epaisseur d'un feuillet de caoutchouc (t_i)
- δ : La distorsion de l'appareil d'appui.
- d : Déplacement horizontal.
- N : Effort de compression vertical.
- $\Delta LH\text{-long}$: déplacement longitudinal dû à la température, retrait et fluage, rotation, freinage.

LISTE DES ABREVIATION

- BAEL91 : règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en Béton armée.
- BPEL91 : 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.
- SNCF : Société nationale des chemins de fer.
- RPOA : règle parasismique applicable au domaine des ouvrages d'art.
- SETRA : service d'étude technique des routes et autoroutes.
- HA: Haute adhérence.
- NF: Norme française.

INTRODUCTION GENERALE

INTRODUCTION GENERALE

Le projet de fin d'études représente l'aboutissement de notre parcours de formation en ingénierie. Il constitue une occasion concrète de mettre en pratique l'ensemble des connaissances et compétences acquises au cours de ces cinq années d'études. Le choix du sujet se doit d'être cohérent avec notre spécialité professionnelle, tout en nous initiant aux principes fondamentaux de la conception et du dimensionnement des ouvrages.

Dans ce cadre, nous avons choisi de concevoir et d'étudier un viaduc ferroviaire situé dans la wilaya de Médéa, sur la ligne ferroviaire Djelfa – Boumedfaa, entre Ksar El Boukhari et Bougezoul. La longueur totale de l'ouvrage est de 245 mètres, s'étendant du PK 15+270 au PK 15+515, et destiné à franchir une vallée profonde avec un oued.

De manière générale, les viaducs sont des structures en élévation conçues pour franchir des obstacles naturels (tels que des vallées ou des cours d'eau) ou artificiels (comme des routes ou des voies ferrées). Ils assurent un rôle essentiel dans le réseau d'infrastructures ferroviaires en garantissant la continuité des circulations. Leur réalisation relève ainsi des ouvrages d'art, domaine central du génie civil. Le concepteur doit viser une solution techniquement réalisable, économiquement optimisée et conforme aux normes en vigueur. Cela implique de s'appuyer sur des règlements, des recommandations techniques, des références bibliographiques et, bien entendu, sur l'expérience professionnelle.

Ce mémoire s'inscrit dans le cadre du projet de conception et d'étude d'un viaduc ferroviaire, dont l'objectif est d'assurer un franchissement sécurisé et durable de la vallée. Le travail est structuré en plusieurs parties principales :

- La première partie présente l'ouvrage étudié et sa conception générale.
- La deuxième partie est consacrée à l'évaluation des charges permanentes et variables agissant sur la structure.
- La troisième partie aborde l'étude détaillée de la superstructure.
- La quatrième partie traite de l'analyse sismique ainsi que de la conception de l'infrastructure.
- Enfin, une conclusion générale vient synthétiser les résultats obtenus et les enseignements tirés de ce projet.

Ce projet nous a permis d'approfondir les aspects liés au dimensionnement des structures ferroviaires, à l'analyse des sollicitations dynamiques et à la conception parasismique des ouvrages d'art, en parfaite cohérence avec notre spécialité Routes et Ouvrages d'Art – option Tunnels.

CHAPITRE I : PRESENTAION DU PROJET

I.1. INTRODUCTION

Un pont est un ouvrage d'art construit sur site permettant à une infrastructure de transport, appelée voie portée, de franchir un obstacle naturel ou artificiel tel qu'un fleuve, une vallée, une route, une voie ferrée ou encore un canal. Cette voie peut être destinée à différents types d'utilisateurs : véhicules (pont routier), piétons (passerelle) ou trains (pont ferroviaire).

Avant d'entamer l'étude des différentes typologies de ponts, il est essentiel de réaliser une analyse approfondie des contraintes liées au site de franchissement. Cette analyse permet au concepteur de choisir la solution technique la plus adaptée aux conditions du projet.

Ainsi, ce chapitre présente les principales caractéristiques et les données générales relatives à l'ouvrage étudié.

I.2. PRESENTATION DU PROJET

I.2.1. Situation du Projet

Le projet concerne la réalisation de la nouvelle ligne ferroviaire électrifiée Boumedfaâ – Djelfa, sur un tronçon d'environ 280 km, notamment entre Ksar El Boukhari et Boughezoul au sud de la wilaya de Médéa.

Le tronçon commence à environ 7 km au sud de Ksar El Boukhari et se prolonge jusqu'à l'entrée sud de Boughezoul.

L'ouvrage PK15+270 est situé sur le territoire de la commune de Ksar El Boukhari. Il est destiné à franchir un oued afin d'assurer la continuité de la ligne ferroviaire.

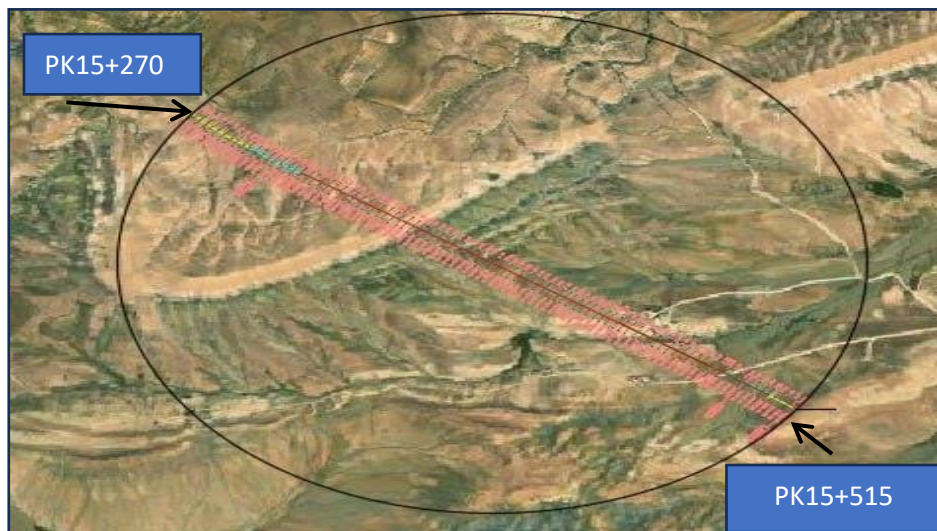


Figure I-1 : Localisation de l'ouvrage d'art.

I.2.2. Objectif du projet

L'ouvrage PK15+270 permet le franchissement d'un oued sur le tracé de la nouvelle ligne ferroviaire entre Ksar El Boukhari et Boughezoul, avec un gabarit suffisant pour assurer la continuité de la voie ferrée et la sécurité de l'infrastructure.

I.3. LES DONNEES DE PROJET

I.3.1. Les Données Fonctionnelles

Les données fonctionnelles se constituent de l'ensemble des caractéristiques permettant au pont d'assurer sa fonction d'ouvrage de franchissement, ces données se divisent en deux catégories :

- Données relatives à la voie portée (tracé en plan, profil en long, profil en travers).
- Données relatives à l'obstacle franchi. (Les gabarits à respecter et les ouvertures).

I.3.1.1. Tracé en plan

Les caractéristiques du tracé en plan de l'axe principal de l'ouvrage sont les suivantes :

- La longueur de l'ouvrage est de 245 m, pour une largeur de 12,7 m, implanté en alignement droit.
- Début de l'ouvrage au PK 15+270.
- Fin de l'ouvrage au PK 15+515.

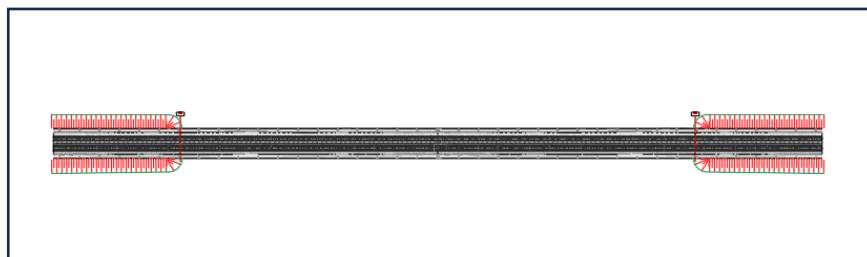


Figure I-0 2 : Tracé en plan.

I.3.1.2. Profil en long

Le profil en long de l'axe de roulement définit en élévation le tracé en plan.

L'ouvrage s'insère dans un alignement droit avec une pente longitudinale de $P = 1,6 \%$ (sens PK).

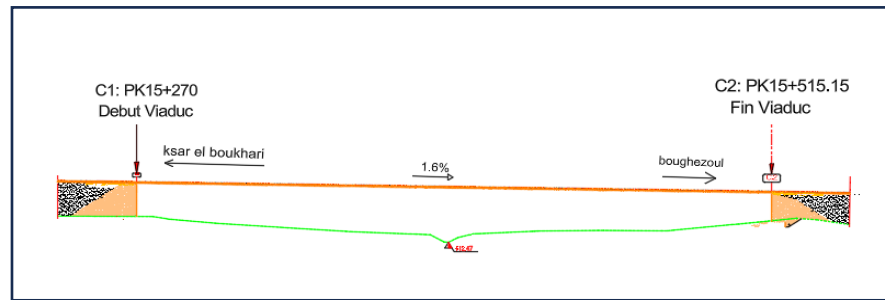


Figure I- 3 : Profil en long

I.3.1.3. Profil en travers

Les éléments qui définissent la géométrie et les équipements de la voie dans le sens transversal se caractérisent par :

- La largeur totale : 12.7 m
- Nombre de voies : 2
- Tablier en toit muni d'une pente de 1% de part et d'autre de l'axe du pont.
- Ecartement des rails : 1.44 m
- Entraxe des deux voies : 4 m
- Largeur de piste d'entretien : 0.85 m

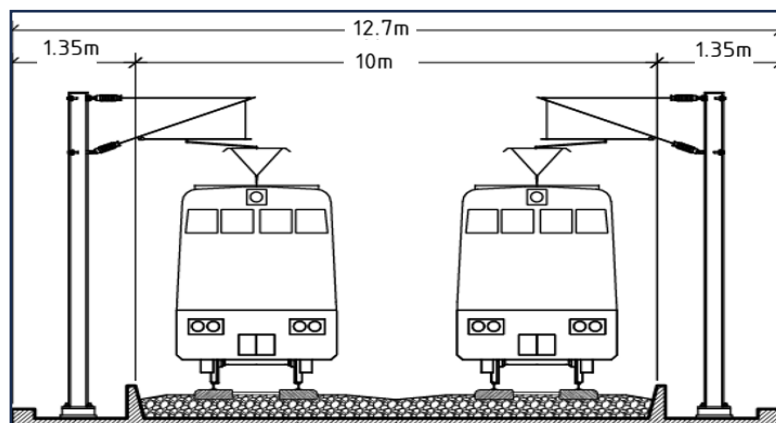


Figure I-4 : Profil en travers

I.3.2. Les données naturelles

I.3.2.1. Topographie

Le pont-rail est localisé dans la commune de Ksar El Boukhari, dans la wilaya de Médéa, dans une région de relief ondulé avec des pentes faibles à moyennes, et il permet le franchissement d'un oued. Le drainage des eaux superficielles se fait par quelques cours d'eau.

I.3.2.2. Géotechnique

1. Généralités :

Les caractéristiques géotechniques du site ont été déterminées à partir d'une campagne d'investigations réalisée par le Laboratoire Central des Travaux Publics (LCTP).

2. Contenu de la campagne :

Durant la phase d'EXE, plusieurs reconnaissances ont été effectuées :

Sondages carottés : Trois (03) sondages carottés verticaux (SC02/SC03/SC04) d'une profondeur de 25 ml, avec prélèvement des échantillons paraffinés

Essais pressiométriques : Neuf (09) sondages pressiométriques de 25 ml de profondeur, (SP04 au SP11) avec une mesure tous les 1.00 ml de profondeur.

Essais en laboratoire : Analyses sur les échantillons prélevés.

3. Mesures piézométriques :

Les mesures piézométriques sont présentées dans le tableau suivant, par rapport au terrain naturel actuel.

Tableau I-1 : Résultats des mesures piézométriques

Sondage		Niveau piézométrique par rapport au trrain naturel actuel (m)
N°	Profondeur	
SC02	25	-14.25
		-16.80
SC03	25	-04.42
		-07.75
SC04	25	-09.12
		-13.80

7

E.N.S.T.P



Figure I.5 : Carte de zonage sismique

→ **Synthèse de l'analyse :**

- ❖ **Zonage** : Le projet traverse deux zones distinctes de la Wilaya de Médéa, nécessitant une attention particulière pour les structures situées à Ksar El Boukhari (Zone IIa).
- ❖ **Conception** : Le calcul dynamique des ouvrages doit impérativement intégrer ces coefficients d'accélération pour garantir la stabilité face aux secousses sismiques.
- ❖ **Interaction Sol-Structure** : Les résultats des sondages (SC-02 à SC-04) montrent un substratum rocheux résistant (RC jusqu'à 42.6MPa), ce qui permet de classer le site comme ferme à rocheux, limitant ainsi l'amplification des ondes.

CHAPITRE II : CONCEPTION GENERALE

II.1. INTRODUCTION

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

II.2. CHOIX DU TYPE D'OUVRAGE

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

II.3. PRESENTATIONS ET PRE-DIMENTIONNEMENT DES VARIANTES

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

II.3.1.1. Présentation générale de la variante 01

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

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

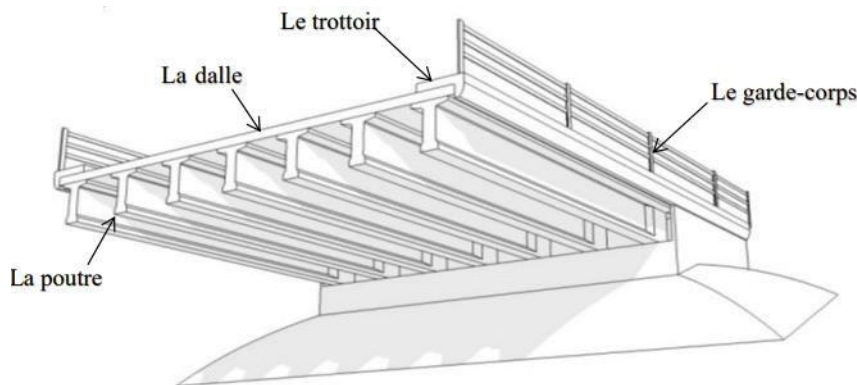


Figure II-1 : Pont a poutres précontraintes poste tension

II.3.1.2. Avantages et inconvénients :

❖ Les avantages :

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

❖ Les inconvénients :

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

II.3.1.3. Conception de la variante 01

a. Conception longitudinale

Le Pont VIPP que nous avons proposé présente une longueur totale de 245 mètres linéaires, donc il est composé de : 7 travées de 35 mètres chacune.

- Implantation des appuis :

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

Pile / Culée	PK
C1	15+270
P1	15+305
P2	15+340
P3	15+375
P4	15+410
P5	15+445
P6	15+480
C2	15+515.6

b. Conception transversale

Le tablier est constitué d'une couverture en béton armé et 9 poutres porteuse avec un entraxe entre elles de 1.43 mètre.

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

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

Elément		Symbole	Ration usuel	Valeur retenue
Longueur de poutre		L	$L = 25 \text{ à } 40 \text{ m}$	35 m
Hauteur de poutre		H_P	$L/20 < H_P < L/17$	2 m
Hauteur de dalle en BA		e	$e > 20 \text{ cm}$	0.3 m
Hauteur totale de tablier		H_T	$H_T = H_P + e$	2.3 m
Entraxe des poutres		λ	$0.8 < \lambda < 1.8 \text{ m}$	1.44 m
Nombre de poutres		N	$N = L/\lambda + 1$	9
Table de compression		B	$B > 0.6h$	1.2 m
Epaisseur de table de compression		e_t	$e_t \geq 10 \text{ cm}$	15 cm
Talon	Epaisseur	E_t	10 à 20 cm	20 cm
	Largeur	L_T	60 à 90 cm	60 cm
Epaisseur de l'âme à mi-travée		e_a	20 à 25 cm	25 cm

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

II.3.2.1. Présentation générale de la variante :

Ce type est pour une longueur de travée que ne dépasse pas 120 m donc sur toute la longueur de l'ouvrage on le décompose on 04 travées identiques de 61 m de longueur.



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

II.3.2.2. Les avantages et les inconvénients :

❖ Les avantages :

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

❖ Les inconvénients :

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

II.3.2.3. Conception de la variante 02

a. Conception longitudinale

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

Le Pont mixte que nous avons proposé est d'une longueur totale de 245 mètres linéaires. Il est composé de :

- cinq (5) travées de :60 m pour les travee principales et 32.30.

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

Pile / Culée	PK
C1	15+270.55
P1	15+302.85
P2	15+362.85
P3	15+422.85
P4	15+482.85
C2	15+515.15

b. Conception transversale

Une optimisation de la conception du tablier peut être obtenue en adoptant une structure reposant sur deux poutres longitudinales, reliées par des entretoises disposées tous les 7 mètres. Ces deux poutres principales seront espacées de 6.5 mètres, avec un débord de 3.1 mètres de chaque côté. Ci-dessous est présentée une représentation schématique du profil en travers d'un pont bipoutre avec entretoises.

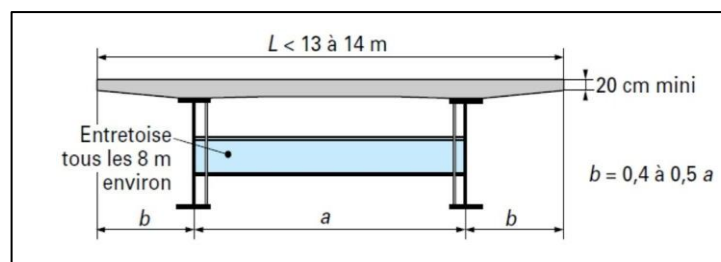


Figure II.3 : Schéma transversal d'un pont bipoutre à entretoise.

c. Conception des poutres principales

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

Donc on a choisi IPE 600 pour la zone courante et IPE 600 sur pile, Espacé de 8 mètres.

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

ELEMENT		Ratio usuel	Valeur retenue
Hauteur de poutre		$\frac{L}{16} < H < \frac{L}{18}$	3.5 m
Entraxe des poutres		$0,5L_T < L < 0,6L_T$	6.5 m
Largeur des semelles	Inferieure	$500 < b_i < 1200$	1 m
	Supérieure	$4000 < b_s < 1000$	1 m
Épaisseur de la dalle	Au droit des poutres principale	$0,13 + \left(L_T - \frac{L}{25}\right)$	0.35m
	Au centre du tablier	$0,12 + \left(\frac{L}{50}\right)$	0.3m
Epaisseur de semelle supérieure		$25mm \ll e_s \ll 150mm$	50 mm
Epaisseur de semelle inferieure		$25mm \ll e_s \ll 150mm$	60 mm
Epaisseur d'âme		$t_w > 0,005H$	40mm

d. Conception des entretoises :

La connexion transversale des poutres est assurée par des entretoises disposées à mi-hauteur des poutres principales, formant un portique. Ce dernier limite le déversement des poutres aussi bien lors du montage que pendant l'exploitation. Conformément aux directives du SETRA, plusieurs options sont envisageables, allant de l'IPE400 à l'IPE700 pour la zone courante et de PRS de hauteur comprise entre 600 et 1600 mm sur pile. Après analyse de ponts existants, nous avons opté pour un IPE500 pour la zone courante et IPE600 sur pile, avec un espacement de 7 mètres.

Les sections retenues sont illustrées dans le schéma suivant :

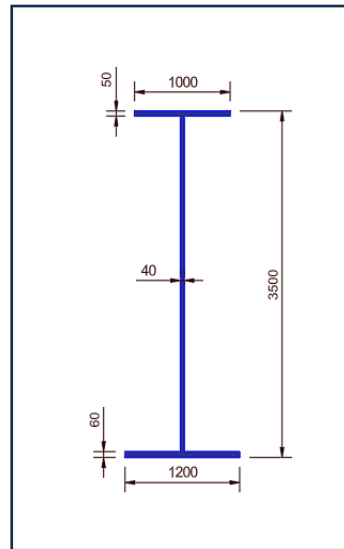


Figure II.4 : Profil général d'un IPE500

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

II.3.3.1. Présentation générale de la variante 3 :

Un pont à voussoirs est un type d'ouvrage, généralement en béton (ou plus rarement en pierre), construit selon une méthode spécifique dite en encorbellement. Cette technique consiste à réaliser le tablier progressivement, segment par segment, à l'aide d'éléments appelés voussoirs.

Chaque voussoir est mis en place en saillie par rapport au précédent, sans recours à des cintres ni à des échafaudages au sol. Après la mise en place d'un segment, les câbles de précontrainte ancrés à ses extrémités sont mis en tension afin d'assurer sa liaison avec les voussoirs déjà réalisés.

Ainsi, la structure se développe sous forme de consoles successives autoporteuses, qui servent de support à la poursuite de la construction du tablier.

Ces voussoirs peuvent être coulés in-situ ou préfabriqués, selon les moyens disponibles et les capacités de l'entreprise de réalisation.

II.3.3.2. Avantages et inconvénients

❖ Les avantages :

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

❖ Les inconvénients :

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

II.3.3.3. Conception de la variante

a. Conception longitudinale

Nous proposons pour cette variante un pont voussoir de hauteur variable avec une travée principale de 110 m et deux travées de rive de 66 m (60% de la travée principale), la longueur totale du pont sera donc de 245 m « PK 15+270 au PK 15+515 ». [1]

b. Conception transversale

➤ Implantation des appuis :

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

Pile / Culée	PK
C1	15+270
P1	15+336
P2	15+446
C2	15+514

II.3.3.4. Conception transversale

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

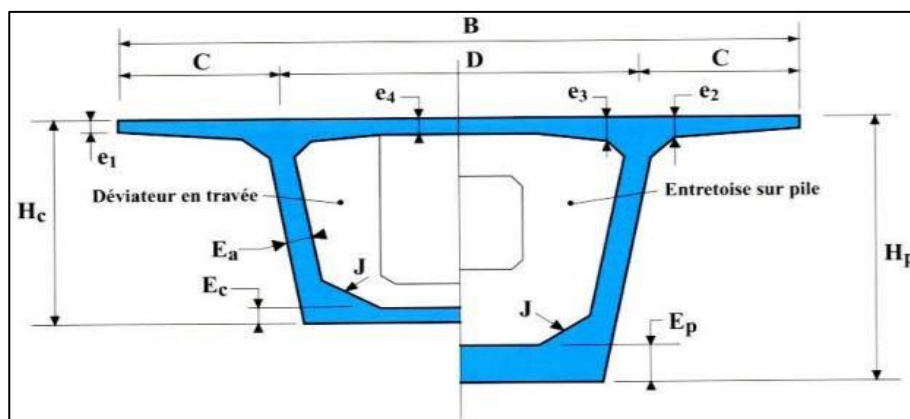


Figure II.6 : Les dimensions des différents éléments constitutifs d'un caisson courant

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

Elément		Ratio usuel	Valeur retenue
Largeur du voussoir		B	12.7 m
Largeur d'encorbellement		$C = B / 4$	3.175 m
Entraxe des âmes		$D = B - 2C$	6.35 m
Hauteur de voussoir	Sur pile	$\frac{L}{h_p} = 14 + \frac{L}{45}$	6.8 m
	Sur clef	$\frac{L}{h_p} = 19 + \frac{L}{7}$	3.2 m
Hourdis supérieure	e1	$e_1 \geq 16 \text{ à } 18 \text{ cm}$	25 cm
	e2	$e_2 = \frac{c}{7} \text{ à } \frac{c}{8}$	43 cm
	e3	$e_3 = 0,1 + \frac{D}{25}$ Avec $e_3 > e_2 - 10$	35 cm
	e4	$\frac{D}{25} \geq e_4 \geq \frac{D}{30}$	25 cm
Epaisseur de l'âme		$Ea \geq 0.26 + L/500$	50 cm
Inclinaison de l'âme		$10^\circ \leq \beta \leq 30^\circ$	10°
Hourdis inférieure	Sur culée	$Ec \geq 18 \text{ à } 22 \text{ cm}$	22 cm
	Sur pile	$Ep = 35 \text{ à } 80 \text{ cm}$	70 cm
Goussets supérieures		$30^\circ \leq \alpha \leq 45^\circ$	45°
Goussets inférieures		$40^\circ \leq \alpha' \leq 45^\circ$	45°
Loi de variation (parabolique)		$h(x) = h_p - 2 \times (h_p - h_c) \left(\frac{x}{l}\right) + (h_p - h_c) \left(\frac{x}{l}\right)^2$	

❖ Découpage des voussoirs

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

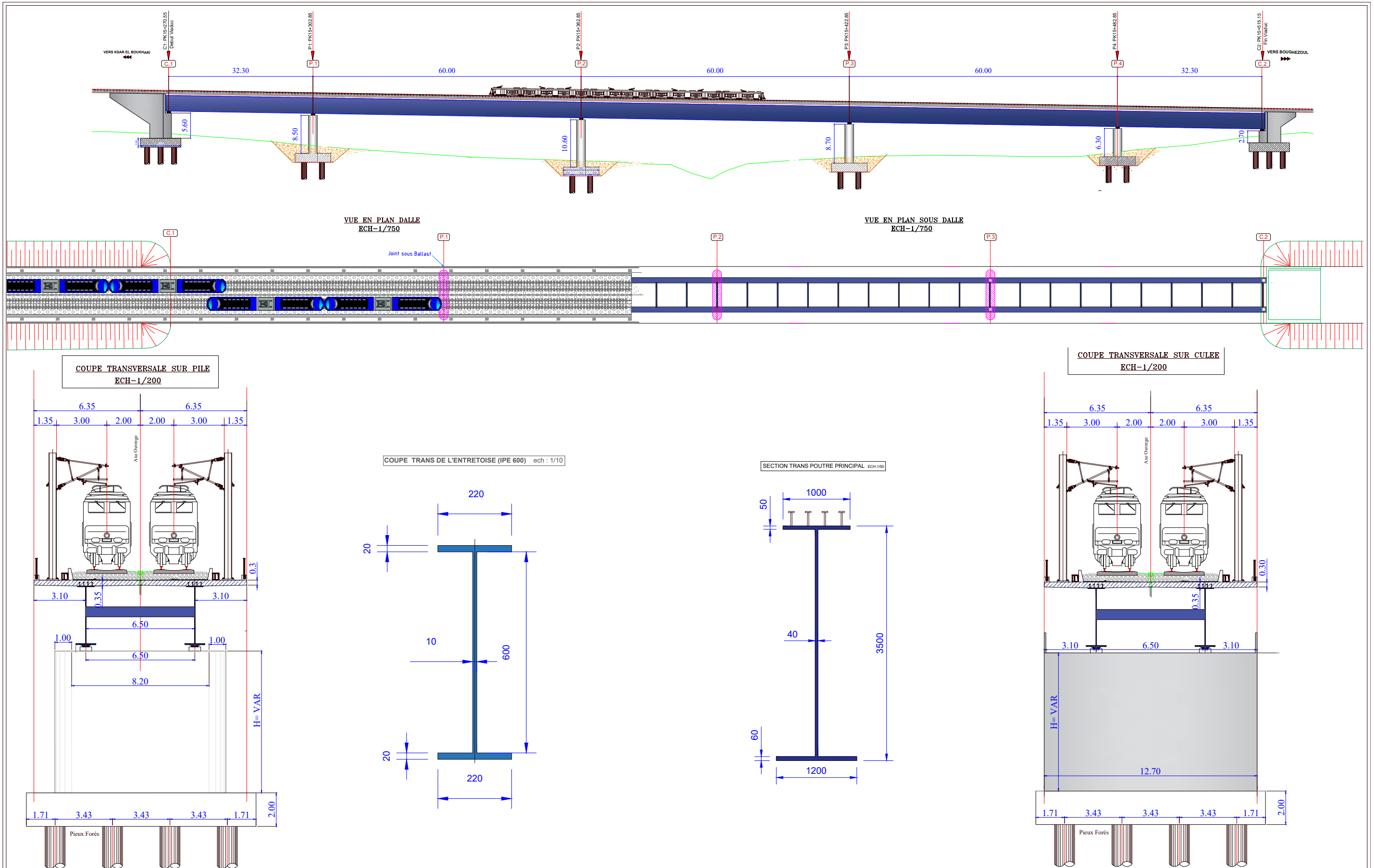
- ✓ **Voussoir courant** : la longueur des voussoirs courants est généralement constante et comprise entre 2,5 et 4 mètres. Dans des cas exceptionnels, elle peut atteindre environ 5 mètres, comme dans le choix adopté dans notre projet.
- ✓ **Voussoir sur pile** : leurs dimensions sont fixées par l'équipage mobile disponible sur site et ils sont compris entre 7 à 10 m.
- ✓ **Voussoir de clavage** : il faut qu'il permette aux opérateurs de tirer les câbles de précontraintes librement sans être très élancé, leur longueur minimale est d'environ 2 mètres.

Tableau II.7 : Découpage des voussoirs

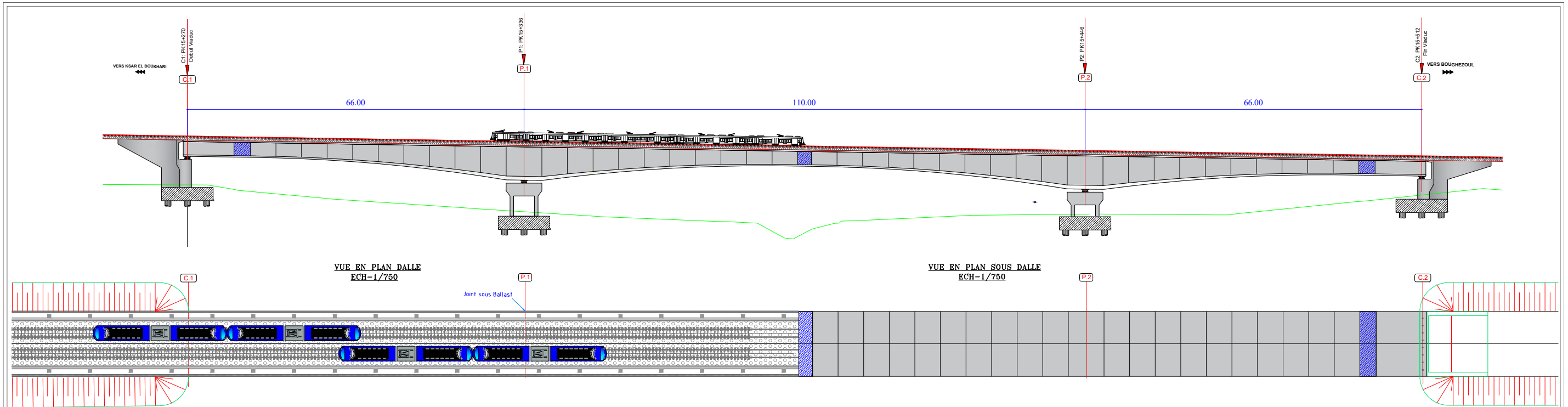
Type de voussoirs	Ratio usuel	Valeur retenue	Partie à hauteur	Nombre de voussoirs
Voussoirs courants	2.5 à 5 m	5 m	Variable	$10 \times 2 \times 2 = 40$
Voussoirs sur piles	Au moins 7 m	7 m	Constant	2
Voussoirs de clavage	1.5 à 3 m	2.7 m	Constant	3
Partie coulée sur cintre	/	3.5 m	Constant	$3.5 \times 6 = 21$

II.4. ANALYSE MULTICRITERES

L'analyse multicritères est un outil indispensable pour la prise de décision. Elle permet d'évaluer plusieurs options en fonction de critères définis à l'avance. Dans ce cadre, trois alternatives seront comparées en tenant compte de différentes dimensions essentielles, telles que l'esthétique, le coût, les exigences d'entretien, les aspects techniques liés à leur réalisation, ainsi que les délais d'exécution.



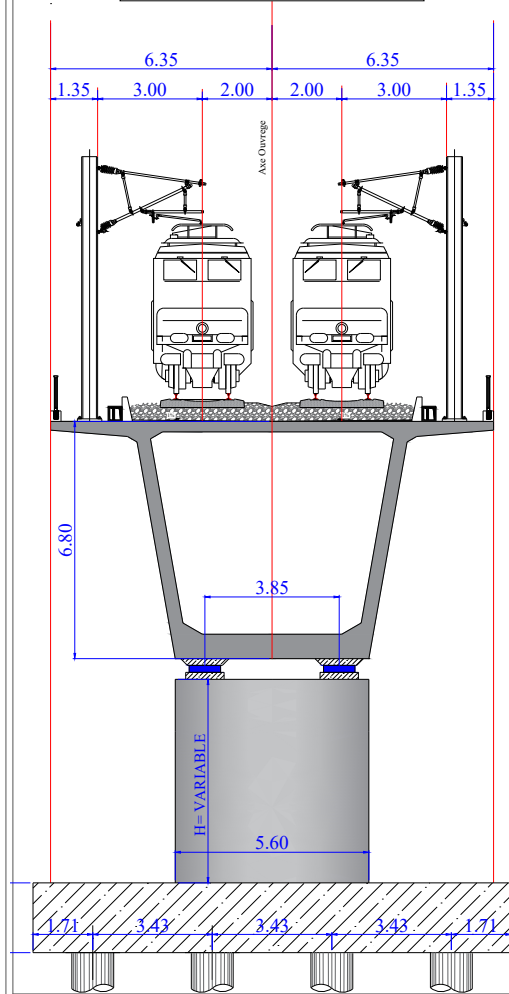
Réalisé par	Projet de Fin d'Etudes	Chapitre II	Variante N°2	Page	 المدرسة الوطنية العليا للدراسات Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics National School of Build and Ground works engineering
BENMILLOU WALID ZAOUI MOHAMED YAZID	CONCEPTION ET ETUDE D'UN VIADUC FERROVIAIRES DU PK 15+270 AU PK 15+515.15 DU TRONÇON FERROVIAIRES BOUGHEZOUZ-KSAR EL BOUKHARI	Conception et Pré-dimensionnement	PONT BIPOUTRES EN ACIER	1/1	



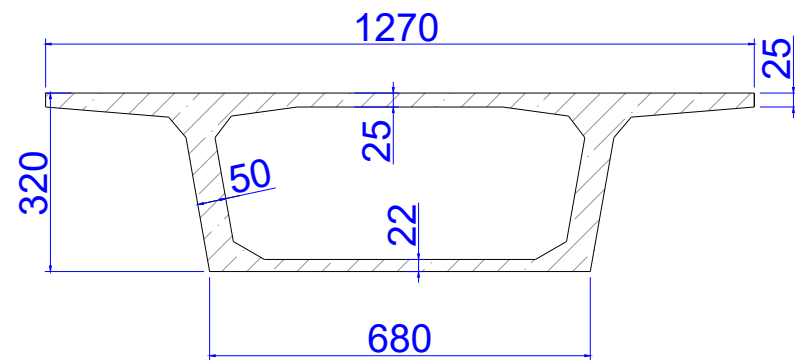
VUE EN PLAN DALLE
ECH=1/750

VUE EN PLAN SOUS DALLE
ECH=1/750

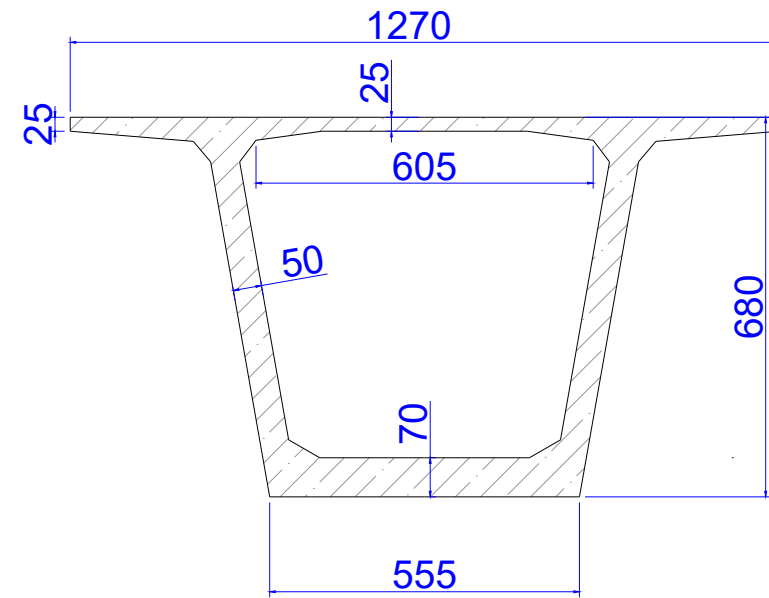
COUPE TRANSVERSALE SUR PILE
ECH=1/200



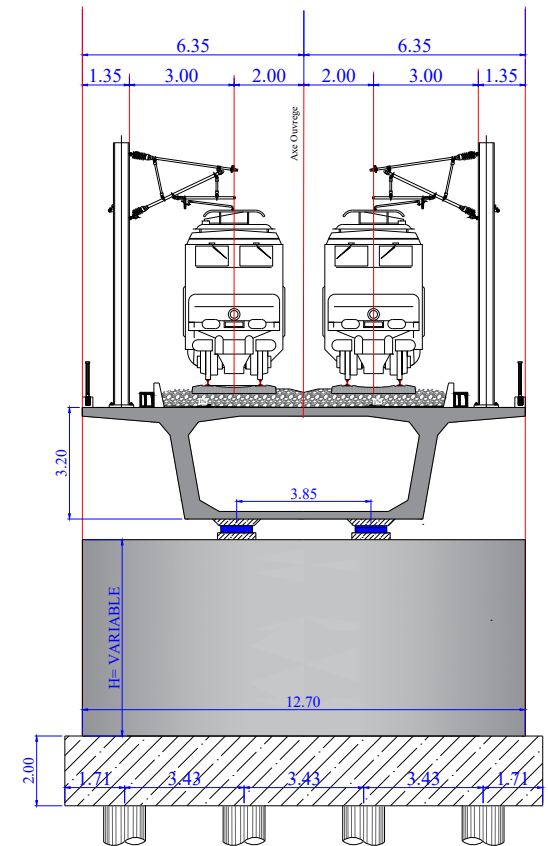
COUPE TRANSVERSALE SUR VSC Ech : 1/125



COUPE TRANSVERSALE SUR VSP Ech : 1/125



COUPE TRANSVERSALE SUR CULE
ECH=1/80



Réalisé par	Projet de Fin d'Etudes	Chapitre II	Variante N°3	Page	 المدرسة الوطنية العليا للأشغال العمومية Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics National School of Build and Ground works engineering
BENMILOUD WALID ZAOUI MOHAMED YAZID	CONCEPTION ET ETUDE D'UN VIADUC FERROVIAIRES DU PK 15+270 AU PK 15+514.6 DU TRONÇON FERROVIAIRES BOUGHEZOUZ-KSAR EL BOUKHARI	Conception et Pré-dimensionnement	PONT VOUSOIR A HAUTEUR VARIABLE	1/1	

II.4.1. L'exécution (/6 points)

❖ Pont à poutres en béton précontraint (post-tension)

La construction de ce type de pont ne nécessite pas de moyens exceptionnels, à l'exception de la préfabrication des poutres dans des moules spéciaux, ainsi que de leur transport et pose sur le chantier.

❖ Pont mixte (bi-poutres)

Dans notre projet, l'utilisation de bi-poutres facilite la pose des éléments. Cependant, un contrôle strict et une grande précision sont nécessaires lors de la fabrication en usine et du montage sur site.

❖ Pont en béton précontraint par encorbellements successifs

La construction de ce type de pont exige des moyens importants, notamment un équipement mobile pour le coulage des voussoirs en place, et surtout pour garantir la stabilité du fléau pendant le montage.

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

❖ Pont à poutres en béton précontraint (post-tension)

L'entretien de ce type de pont n'est généralement pas requis, sauf pour les équipements. Cela concerne notamment le vérinage du tablier pour remplacer les appareils d'appui, ou dans le cas de déplacement des poutres en raison des vibrations générées par le passage des trains.

❖ Pont mixte (bi-poutres)

Le principal point d'attention pour les ponts mixtes est la maintenance périodique contre la corrosion atmosphérique. Cependant, ce problème est réduit grâce à l'utilisation de peintures de protection résistantes à l'oxydation.

❖ Pont en béton précontraint par encorbellements successifs

L'entretien de ce type de pont n'est pas nécessaire, sauf pour les équipements.

II.4.3. L'esthétique : (/5 points)

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

II.4.4. L'économie : (/5 points)

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

Tableau II.8 : Évaluation Multicritères des trois Variantes

Critère		Variant 01	Variant 02	Variant 03
Réalisation		5/6	5/6	4/6
Esthétique		2/5	3/5	5/5
Entretien		4/4	3/4	2/4
Cout	S (m²)	3112	3112	3112
	PU(DA/m²)	245 040	280 045	315 051
	Prix total	762 564 480	871 500 040	980 438 712
Economie		5/5	3/5	2/5
Note totale		16/20	14/20	13/20

II.5. CONCLUSION

La meilleure conception est celle qui assure une construction simple et fiable, avec des moyens de mise en œuvre limités et une maintenance réduite. Dans ce cadre, la première variante (pont à poutres en béton précontraint) représente le choix optimal, car elle combine efficacité, facilité de réalisation et durabilité.

CHAPITRE III : MATERIAUX ET HYPOTHESES DE CALCUL

III.1. INTRODUCTION

En génie civil, la durabilité et la stabilité d'un ouvrage dépendent en grande partie d'un choix judicieux des matériaux. Cette décision, prise dès les premières étapes de la conception, influence directement les dimensions de la structure ainsi que sa capacité à résister efficacement aux différentes sollicitations mécaniques.

Avant toute phase de modélisation, il est indispensable d'analyser les propriétés mécaniques et physiques des matériaux envisagés. Cette étape permet de s'assurer que l'ouvrage sera en mesure de supporter les contraintes auxquelles il sera soumis tout au long de sa durée de vie.

Parmi les matériaux couramment utilisés, on distingue :

- Le béton, matériau principal des structures massives, reconnu pour sa résistance en compression
- L'acier de précontrainte (actif), employé afin d'améliorer les performances mécaniques de l'ouvrage
- L'acier d'armature (passif), destiné à compenser la faible résistance du béton en traction

Les ponts ferroviaires, en particulier, sont soumis à des charges répétées et parfois importantes, générées par le passage fréquent des trains. Ces sollicitations dynamiques accentuent les phénomènes de fatigue et peuvent mettre en évidence la vulnérabilité des matériaux si leur sélection n'est pas rigoureuse. Par conséquent, la prise en compte de ces effets s'avère essentielle dès la phase de conception.

III.2. NORMES ET REGLES DE CALCUL

- **BAEL 91 révisé 99** : règles techniques pour la conception et le calcul des ouvrages en béton armé.
- **RPOA 2008** : règlement applicable pour l'évaluation des actions sismiques
- **EUROCODE 1 – PARTIE 1-1** : concerne le poids propre, les charges d'exploitation et les actions permanentes sur les structures.
- **Eurocode 1 – Partie 2** : actions sur les ponts dues au trafic, utilisé pour le calcul des surcharges ferroviaires.

III.3. CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX UTILISES

III.3.1. Béton

Le béton constitue un matériau de choix dans la construction de ponts, notamment pour les éléments porteurs tels que les tabliers et les piles. Lorsqu'il est combiné à des armatures métalliques, on parle de béton armé, une solution qui permet d'allier la résistance à la compression du béton à la capacité de traction de l'acier. Ce type de matériau permet de réaliser des ouvrages solides, durables, et adaptables à diverses configurations, qu'ils soient coulés en place ou préfabriqués.

Dans le cadre du projet étudié, un béton de classe C30/37 est employé pour les pieux de fondation, avec un enrobage de 5 cm, Le béton de propreté, servant de couche de base, est quant à lui de classe C12/15.

Concernant la superstructure, c'est un béton de classe C40/50 qui est retenu, également avec un enrobage de 5 cm, afin de garantir une résistance optimale et une bonne durabilité face aux sollicitations mécaniques et environnementales.

III.3.1.1. Résistance à la compression :

La résistance à la compression correspondante à 28 jours est :

- $f_{c28}=40$ MPA pour la superstructure.
- $f_{c28}=30$ MPA pour l'infrastructure.

III.3.1.2. Résistance à la traction

Le béton est principalement apprécié pour sa forte résistance à la compression, tandis que sa capacité à résister à la traction reste limitée et est souvent écartée lors de la conception des structures en béton. En effet, la résistance en traction du béton ne représente généralement que 10 à 15 % de sa résistance en compression. Toutefois, cette valeur n'est pas fixe : elle peut fluctuer en fonction de plusieurs paramètres, notamment la composition du mélange, le temps de maturation du matériau, ainsi que son taux d'humidité.

La résistance à traction du béton est déterminée à l'aide de la formule suivante :

- **Pour le béton de l'infrastructure (C30/37) :**

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 \times f_{c28} = 0.6 + 0.06 \times 30 = 2.4 \text{ MPa}$$

- **Pour le béton de la superstructure (C40/50) :**

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 \times f_{c28} = 0.6 + 0.06 \times 40 = 3 \text{ MPa}$$

On représente les données et les résultats obtenu(e)s dans le tableau ci-dessous :

Tableau III – 1 : Tableau récapitulatif des caractéristiques mécaniques du béton utilisé

	Type de ciment	Dosage minimale (Kg/m ³)	Ft28 (MPa)	Fc28 (MPa)
Infrastructure	CPA 42.5	350	2.4	30
Superstructure	CPA 42.5	450	3	40

III.3.1.3. Module de déformation instantanée

Il est calculé selon la formule suivante :

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

- Pour le béton de l'infrastructure (C30/37) :

$$E_{ij} = 11000 \times \sqrt[3]{30} = 34179.5 \text{ MPa}$$

- Pour le béton de la superstructure (C40/50) :

$$E_{ij} = 11000 \times \sqrt[3]{40} = 37619.5 \text{ MPa}$$

III.3.1.4 Module de déformation différé

Pour les charges de longues durées, on considère le module de déformation différé 'E_{vij}', il est donné par la formule suivante :

$$E_{vij} = 3700(\sqrt[3]{f_{c28}})$$

- Pour le béton de la superstructure (C40/50)

$$E_{vij} = 3700 \times \sqrt[3]{40} = 12653.82 \text{ MPa}$$

- Pour le béton de l'infrastructure (C30/37) :

$$E_{vij} = 3700 \times \sqrt[3]{30} = 11496.76 \text{ MPa}$$

III.3.1.5 Contraintes admissibles à l'ELU

$$F_{bij} = 0,85 \frac{f_{c28}}{\gamma_b \cdot \theta}$$

Le coefficient θ :

- **0,85** : lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'actions est inférieure à 1 heure
- **0,90** : lorsque cette durée est comprise entre 1 heure et 24 heures
- **1,00** : lorsque la durée dépasse 24 heures.

Le coefficient γ_b :

- **1.15** pour les situations accidentelles
- **1.5** pour les situations durables ou transitoires

III.3.1.6 Contraintes admissibles à l'ELS

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

$$\sigma_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28}$$

Tableau III-2 Contraintes admissibles

Etat	Contraintes limites		Superstructure	Infrastructure
ELU	F_{bij} (MPa)	1.5	22.66	17
		1.15	29.56	22.17
ELS	σ_{bc} (MPa)		24	18

III.3.2. Les aciers d'armatures du béton

Les armatures passives utilisées dans notre ouvrage sont des aciers courants à haute adhérence, de classe FeE500. Ces aciers sont caractérisés par une limite d'élasticité élevée, ce qui leur permet de résister efficacement aux efforts de traction dans le béton armé.

- **FeE500** : pour les sollicitations tangentes et sismiques
- **FeE400** : pour la flexion transversale et pour la diffusion de la précontrainte

Ces armatures sont conformes aux normes en vigueur et offrent une bonne compatibilité avec le béton, grâce à leur surface nervurée qui assure une excellente adhérence mécanique. Leur utilisation garantit une meilleure sécurité structurale et une durabilité accrue des ouvrages.

[SNTF article 7.2.4.2.7.4]

III.3.2.1 Module d'élasticité

Le module d'élasticité des aciers est pris égale à $E_s = 2 \times 10^5$ MPa

III.3.2.2 Contraintes limites de traction a l ELU

$$\bar{\sigma} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

- $\gamma_s = 1$ pour les situations accidentelles
- $\gamma_s = 1.5$ pour les situations durables

III.3.2.3 Contraintes limites de traction a l ELS

Tableau I-3 Contraintes de traction a l ELS

σ_{st}			
Fissuration	Peu nuisible	Préjudiciable	Très préjudiciable
Limite réglementaire	Fe	$\text{Min} \left[\left(\frac{2}{3} f_e \right), \left(110 \sqrt{n - f_{tj}} \right) \right]$	$\text{Min} \left[(0,5 f_e), \left(90 \sqrt{n f_{tj}} \right) \right]$

- Pour les barres de haute adhérence on prend le coefficient de fissuration $n = 1.6$

III.3.3. Les câbles de la précontrainte

Pour cet ouvrage, le système adopté pour la précontrainte est le système de Freyssinet, On utilisera les armatures Y1860 S7 - 15.2

Tableau I-3 Caractéristique du câble de la précontrainte

Désignation de l'acier	Désignation symbolique	Y1860S7
	Désignation numérique	1.1366
Diamètre	15.2 mm	
Resistance a la traction F_{prj}	1770 (Mpa)	
Limite d'élasticité $F_{p_{0.2}}$	1593 (Mpa)	
Aire de la section transversale	139 mm ²	
Masse linéique	1.086 kg /m	
Valeur caractéristique de la force maximale	259	

CHAPITRE IV : EVALUATION DES CHARGES ET SURCHARGES

IV.1. EVALUATION DES CHARGES ET SURCHARGES

Les ponts sont soumis à deux catégories d'actions :

- Actions dues au Traffic
- Actions hors Traffic

IV.1.1. Évaluation des sollicitations indépendantes du trafic

IV.1.1.2. Charges permanentes

Les charges permanentes correspondent aux charges quasi constantes dans le temps, telles que :

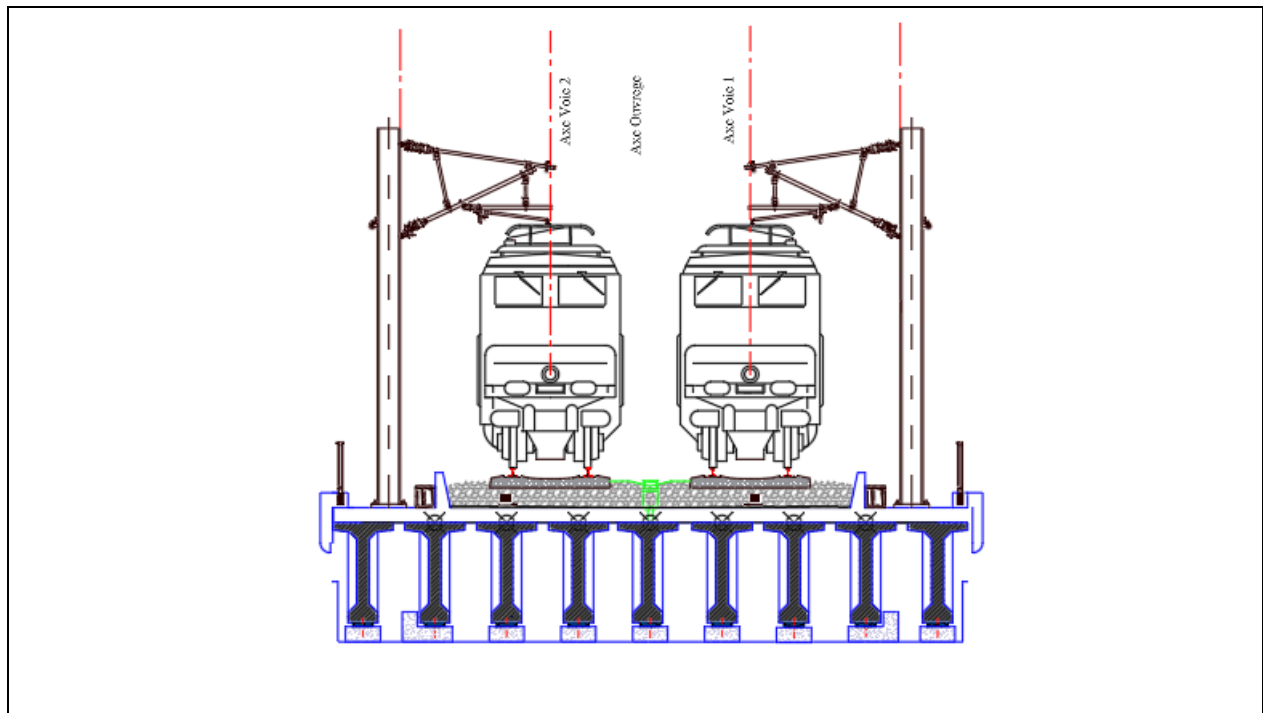
- Le poids propre du tablier
 - Le poids des équipements du pont (CCP)
- ❖ Le poids propre du tablier est calculé sur une **longueur de 35 m**.

Tableau IV-1 Poids propre du tablier

Section	Densité (KN/m ³)	Surface (m ²)	Poids linéaire (KN/ml)	Longueur (M)	Nombre de poutres	Poids propre du tablier
About	25	1.3	32.5	3	9	877.5
Intermédiaire	25	1.02	25.5	2	9	459
Mi-travée	25	0.79	19.75	30	9	5332.5
Hourdis	25	3.81	95.25	35		3333.75
Entretoise	25	1.45	36.25	0.6	9	195.75
$\Sigma = 10198.5 \text{ KN}$						

❖ Le calcul du poids des équipements du pont (CCP) se fait sur une longueur de 35 m.

Tableau IV.2 : Récapitulatif des compléments des charges permanentes.



Élément	Densité (KN/ml)	Poids linéaire (KN/ml)	Poids CCP (KN)
Rail UIC 60		1.2×2	84
Travers mono bloc		4.2×2	294
Garde-corps		3.25×2	227.5
Corniche	25	$25 \times 0.25 \times 2$	437.5
Ballast	20	$0.5 \times 8 \times 20$	2800
Catenaire		2.4×2	168
Étanchéité	22	$0.04 \times 8 \times 22$	246.4
Mur garde ballast	25	$0.15 \times 25 \times 2$	262.5
$\Sigma = 4519.9 \text{ KN}$			

IV.1.1.3. Charges thermiques

a. Variation uniforme Δt

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

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

Dans cette amplitude de température, une part de température rapidement variable est prise égale à $\pm 10^\circ \text{C}$ et la détermination des sollicitations dues à des variations rapides doit être effectuée avec le module de déformation instantanée des matériaux et de sol. [6]

➤ Donc :

$$\Delta T^+ = + 25^\circ\text{C} \quad \text{et} \quad \Delta T^- = - 40^\circ\text{C}$$

b. Gradient thermique

L'analyse des effets thermiques sur l'ouvrage de **Ksar El Boukhari** intègre l'étude du gradient de température, conformément aux prescriptions du **RCPR** (Tableau 3.2). En raison de sa conception en béton (armé ou précontraint), le tablier est répertorié comme une structure de **Type 3**.

Le gradient thermique traduit la distribution non linéaire des températures dans l'épaisseur du tablier, induisant des courbures et des contraintes internes. Les valeurs de calcul retenues pour le projet sont :

- **En phase d'exploitation ($\pm 7^\circ\text{C}$)** : Cette valeur rend compte des variations thermiques résiduelles après la mise en place du complexe d'étanchéité et du ballast, ces derniers jouant un rôle de tampon thermique pour la dalle supérieure.
- **En phase de construction ($\pm 12^\circ\text{C}$)** : Cette valeur, plus pénalisante, est imposée par l'exposition directe de l'intrados et de l'extrados du béton aux rayonnements solaires et aux amplitudes thermiques journalières de la région de Médéa, particulièrement marquées avant la pose des équipements.

c. Simultanéité des composantes thermiques

Conformément à la norme **NF EN 1991-1-5**, les effets de la variation uniforme de température (Δt) et du gradient thermique ($\Delta \theta$) ne sont pas indépendants. Pour le calcul des sollicitations extrêmes sur le tablier au **PK 15**, il convient de considérer leur occurrence simultanée en appliquant des coefficients de pondération

Le règlement préconise l'utilisation des deux combinaisons fondamentales suivantes :

1. **Prédominance du gradient** : $\omega_m \cdot \Delta \theta + \Delta t$
2. **Prédominance de la variation uniforme** : $\Delta \theta + \omega_n \cdot \Delta t$

Avec les coefficients de combinaison fixés par la norme :

- $\omega_n = 0.35$
- $\omega_m = 0.75$

➤ **combinaisons d'actions**

L'application de ces formules conduit à l'examen de **8 combinaisons critiques**, permettant de couvrir l'ensemble des scénarios climatiques possibles à Ksar El Boukhari (échauffement ou refroidissement) :

Tableau IV.3 : Matrice des 8 combinaisons critiques de la variation uniforme et du gradient thermique.

cas	Combinaison de calcul
1	$0,35. \Delta t^+ + \Delta \theta^+$
2	$\Delta t^+ + 0.75. \Delta \theta^+$
3	$0,35. \Delta t^+ + \Delta \theta^-$
4	$\Delta t^+ + 0.75. \Delta \theta^-$
5	$0,35. \Delta t^- + \Delta \theta^+$
6	$\Delta t^- + 0.75. \Delta \theta^+$
7	$0,35. \Delta t^- + \Delta \theta^-$
8	$\Delta t^- + 0.75. \Delta \theta^-$

IV.1.1.4. Actions dues au vent

Les efforts engendrés sont introduits dans les calculs comme des pressions horizontales statiques appliquées aux surfaces frappées. Leur intensité, assimilée à une valeur caractéristique, vaut :

- **2.00 kN/m²** pour les ouvrages en service;
- **1.25 kN/m²** pour les ouvrages en cours de construction.

IV.1.1.5. Action sismique

La prise en compte de l'action sismique est conforme aux « Règles Parasismiques Applicables au Domaine des Ouvrages d'Art - RPOA 2008 », considérant les paramètres Associés aux ouvrages du groupe 1 – Ponts stratégiques.

L'action sismique est définie par un spectre de réponse horizontal valable pour les deux composantes horizontales du mouvement et un spectre de réponse vertical valable pour la composante verticale du mouvement.

Pour la définition des spectres, on a considéré les paramètres suivants :

- Zone sismique : **IIa**
- Groupe : **Groupe 1**
- Coefficient d'accélération de zone : **$A = 0.25$**
- Classification des sites : **Catégorie S2**
- Taux d'amortissement $\xi = 5 \%$ (béton armé)
- Facteur de correction de l'amortissement : **$\eta = 1.00$**

La figure suivante illustre les spectres de réponse de référence utilisés :

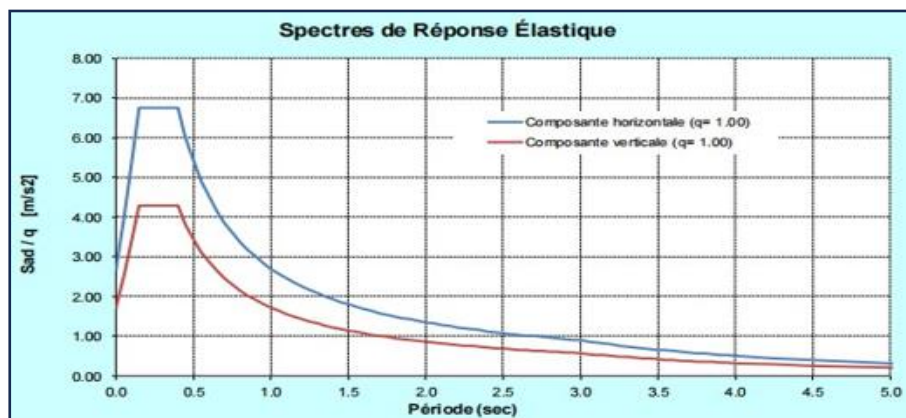


Figure IV-1 : Spectres de réponse de référence – composantes horizontale et verticale

Pour le calcul des masses, on a pris en compte les valeurs moyennes des charges permanentes et 30% des charges d'exploitation ferroviaires.

La combinaison des effets des différents composants du mouvement d'ensemble est effectuée conformément à l'article 4.3.2.5 du RPOA.

Il faut souligner que, selon l'article 6.2 du RPOA, les efforts dus aux actions de freinage sur l'ouvrage ne sont pas à prendre en compte lors des vérifications sous actions sismiques.

IV.1.2. Évaluation des actions dues au trafic

IV.1.2.1. Présentation du trafic ferroviaire

Le trafic ferroviaire englobe l'ensemble des sollicitations mécaniques induites par la circulation des convois. Le calcul des structures repose sur la détermination des charges maximales, tenant compte de la masse des véhicules, de la configuration des essieux et des effets dynamiques liés à la vitesse.

Pour modéliser ces sollicitations, quatre modèles de charges conventionnels sont définis :

- **Modèle « Train à vide »** : Permet d'évaluer les effets minimaux (stabilité, soulèvement) lorsque l'ouvrage ne supporte aucune charge utile.
- **Modèle 71 (LM71)** : Représente le trafic ferroviaire normal sur les lignes principales du réseau.
- **Modèle SW/0** : Simule les charges sur les ponts continus. Note : Ce modèle n'est pas retenu pour la présente étude.
- **Modèle SW/2** : Conçu spécifiquement pour simuler l'impact des trafics lourds.

IV.1.2.2. Charges ferroviaires

a. Schéma des charges SW/0 et SW/2

Les modèles de charges **SW** (Single Wagon) permettent de simuler l'action statique induite par le trafic ferroviaire sur les structures. Ils sont modélisés par des blocs de charges verticales uniformément réparties (q_{vk}), définis par une longueur de chargement (a) et un espacement libre (C).

Le choix entre les deux modèles dépend de la catégorie de la ligne et de l'intensité du trafic prévu :

- **Modèle SW/0** : Représente l'effet d'un trafic standard (voyageurs ou fret léger). Il est utilisé pour le dimensionnement des infrastructures soumises à une exploitation normale.
- **Modèle SW/2** : Destiné aux lignes à forte sollicitation, il simule des charges plus lourdes et des zones d'influence plus étendues, caractéristiques des trains de fret massif ou des convois exceptionnels.

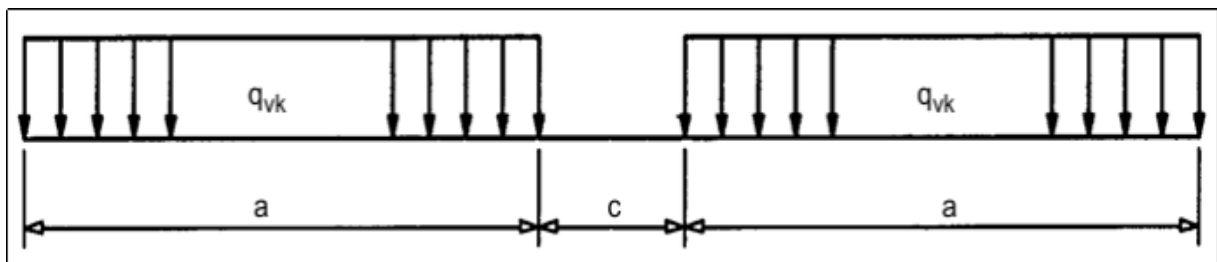


Figure IV-2 Modèle de charges SW/0 et SW/2.

Tableau IV-4 Valeurs caractéristiques des charges verticales pour les modèles de charges SW/0 et SW/2

Modèle de charge	q_{vk} (KN/ml)	a (m)	c (m)
SW/0	133	15.0	5.3
SW/2	150	25.0	7.0

b. Modèle de charges 71

Le modèle de charges 71 représente l'effet statique d'un chargement vertical résultant du trafic ferroviaire normal. La disposition et les valeurs caractéristiques des charges verticales y sont définies comme indiqué à la Figure IV.4 :

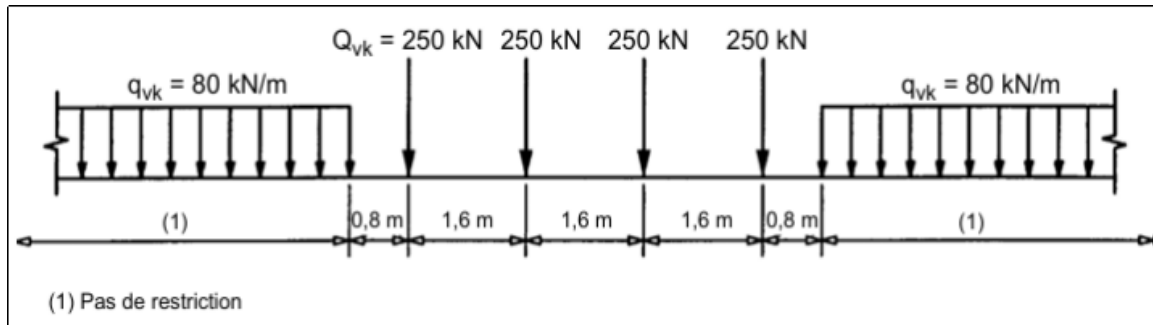


Figure IV -3 Modele de Charges 71 et Valeurs Caracteristiques Pour les Charges Verticales

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

- Le coefficient prend l'une des valeurs suivantes :

0.75 ; 0.83 ; 0.91 ; 1.00 ; 1.10 ; 1.21 ; 1.33 ; 1.46

- On prend $\alpha = 1.10$

C. Modèle de charges **Train à vide**

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

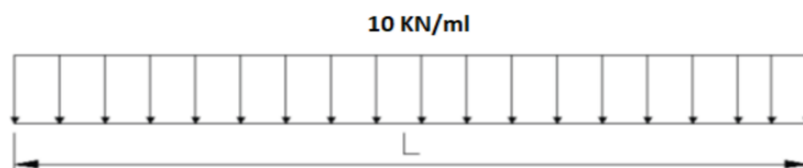


Figure IV-4 Le modèle de charge train à vide

IV.1.2.3. Pose de voie ballastée

La diffusion des charges sur une voie ballastée s'effectue par la répartition de la charge d'essieu à travers les rails et le ballast. cette charge est modélisée par une pression uniforme répartie sur une largeur longitudinale dépendant de l'épaisseur du ballast (e), permettant ainsi de dimensionner les couches inférieures.

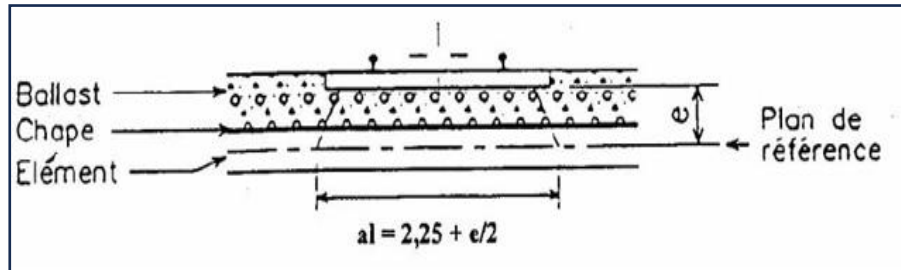


Figure IV.5 – Diffusion de charge sur une bande longitudinale.

IV.1.2.2. Forces horizontales

a) Effort de lacet:

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

La valeur caractéristique de l'effort de lacet est fixée à **$Q_{sk} = 100 \text{ KN}$** . Elle n'est pas multipliée par le coefficient Φ .

Cette force caractéristique doit être multipliée par le coefficient α .

- Alors la valeur de calcul est : **$Q_{sk} = 110 \text{ KN}$**

b) Effort dû au freinage et au démarrage

Les forces de freinage et de démarrage agissent au niveau supérieur des rails suivant l'axe longitudinal de la voie.

Les valeurs caractéristiques sont les suivantes :

➤ Force de démarrage :

$$Q_{lak} = 33 \text{ (kN/m)} \times L(\text{m}) \leq 1\,000 \text{ kN} : \text{pour les schémas de charges LM71 et SW.}$$

➤ Force de freinage :

$$Q_{lbk} = 20 \text{ (kN/m)} \times L(\text{m}) \leq 6\,000 \text{ kN, pour les schémas de charges LM 71 et SW/0.}$$

$$Q_{lbk} = 35 \text{ (kN/m)} \times L(\text{m}), \text{ pour le modèle de charge SW/2.}$$

Avec : L : longueur de la partie d'ouvrage chargée.

Tableau IV.5. Récapitulatif de calcul des forces de démarrage-freinage.

	Schéma de charge	LM71	SW/0	SW/2
	L_{ab}	$70 > 35$	$35.3 > 35$	$57 > 35$
Force de démarrage	Q_{lak} (KN)	1 000	1 000	1 000
Force de freinage	Q_{lbk} (KN)	700	700	1 225

c) Déraillement

- Déraillement sur ou sous les ponts

Les ouvrages ferroviaires doivent être dimensionnés de manière à limiter les conséquences d'un éventuel déraillement. Il est essentiel, en particulier, d'éviter tout risque de basculement ou de ruine globale de la structure.

- Déraillement sur les ponts

Deux cas sont à considérer pour le dimensionnement :

- **Cas 1** : déraillement d'une locomotive ou de wagons lourds, les véhicules restant dans l'emprise de la voie sans chuter du tablier, mais en se retrouvant en équilibre instable près d'un bord du pont.

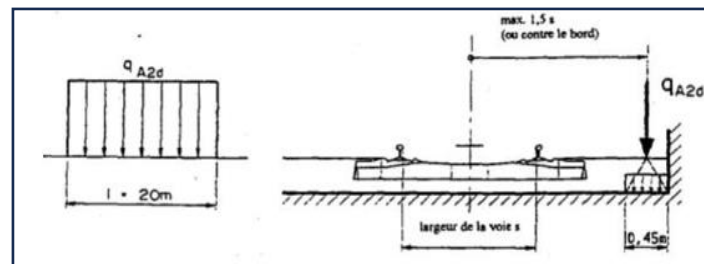


Figure IV-4 Figuration du premier cas

- **Cas 2** : Les véhicules déraillés restent en équilibre sur le bord du tablier, exerçant des charges sur la partie périphérique de la superstructure, à l'exception des éléments non porteurs comme les cheminements piétons.

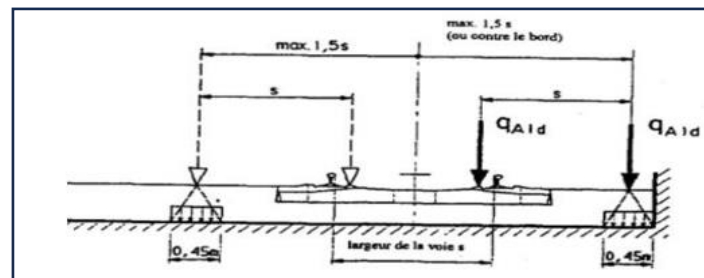


Figure IV-5 Figuration du deuxième cas.

d) Forces centrifuges

Selon Eurocode 1 – EN 1991-2, lorsque la voie ferrée est en courbe sur tout ou partie de la longueur d'un pont, il convient de prendre en compte les forces centrifuges ainsi que le dévers de la voie. Ces forces agissent horizontalement, perpendiculairement à l'axe de la voie, à une hauteur de 1,80 m au-dessus de la surface de roulement.

La valeur caractéristique de la force centrifuge dépend notamment de la vitesse de circulation et du rayon de courbure.

Dans le cas du présent projet, la voie étant en alignement droit sur toute la longueur du pont (rayon de courbure infini), les forces centrifuges sont nulles et ne sont donc pas prises en compte dans le dimensionnement de l'ouvrage.

IV.1.2.3. Effet dynamique

Les sollicitations et les déformations d'un pont ferroviaire, déterminées par une analyse statique, peuvent être modifiées par des effets dynamiques liés au passage des trains. La vitesse de circulation engendre une mise en charge rapide, produisant un effet d'impact amplifié par l'inertie de la structure, généralement non pris en compte dans les calculs statiques.

Les irrégularités de la voie ou des roues induisent également des variations des charges par essieu, influençant la réponse globale de l'ouvrage. Par ailleurs, la succession des essieux constitue une excitation dynamique pouvant solliciter la structure de manière répétée.

Lorsque la fréquence de cette excitation se rapproche de la fréquence propre du tablier, un phénomène de résonance peut apparaître, entraînant une amplification des vibrations, susceptible d'affecter le comportement et la durabilité de l'ouvrage.

❖ Les facteurs suivants influent le plus sur le comportement dynamique

Plusieurs facteurs influencent la réponse dynamique d'un pont ferroviaire sous l'effet du trafic :

- La vitesse de circulation des trains sur l'ouvrage,
- L'amortissement propre de la structure,
- La fréquence naturelle de l'ouvrage (ou sa flèche sous charges permanentes),
- La régularité de l'espacement des éléments porteurs tels que les traverses, entretoises ou pièces de pont,
- L'intervalle entre les essieux des véhicules,
- Les irrégularités verticales de la voie

➤ Domaine d'application

Le coefficient dynamique ϕ est introduit afin de tenir compte de l'amplification des effets dynamiques ainsi que des vibrations induites dans la structure. Toutefois, il ne prend pas en considération les phénomènes de résonance.

Son utilisation est limitée aux cas où la vitesse des trains est inférieure à 220 km/h, et reste conditionnée par le respect des limites de flèche sous charges permanentes, telles que définies dans la figure suivante.

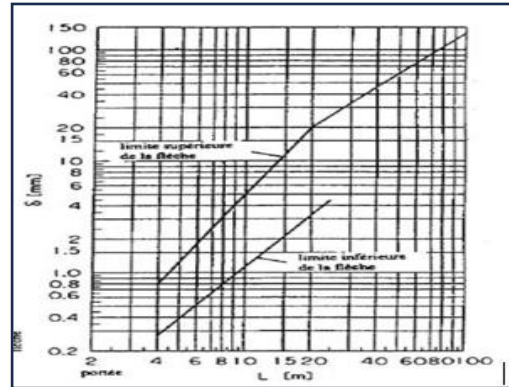


Figure IV-4 : Limite de la flèche sous poids permanent

Tableau IV-4 Limite supérieure et inférieure de la flèche

Limite supérieure de la flèche δ_s	$4m \leq L \leq 20m$	$\delta_s = 0,049L^2 \text{ (mm)}$
	$20m \leq L \leq 100m$	$\delta_s = 0.564 L^{1,184} \text{ (mm)} \approx 40mm$
Limite inférieure de la flèche δ_i	$4m \leq L \leq 25m$	$\delta_s = 0.035 L^{1,5} \text{ (mm)}$
	$L > 25m$	Pas de limitation inférieure

➤ Coefficient dynamique

Le coefficient dynamique ϕ est utilisé pour majorer les effets des charges statiques associées aux modèles de charge UIC71, SW/0 et SW/2.

En pratique, la valeur de ce coefficient est déterminée en fonction de l'état d'entretien de la voie. Ainsi, selon le niveau de maintenance, on adopte soit le coefficient ϕ_2 , soit le coefficient ϕ_3 , conformément aux critères définis.

1. Pour une voie soigneusement entretenue

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

Avec $1 < \phi_2 < 1,67$

2. Pour une voie normalement entretenue

$$\phi_3 = \frac{2.16}{\sqrt{L_\phi - 0.2}} + 0.73$$

Avec $1 < \phi_3 < 2$

L_ϕ = la longueur caractéristique en mètre

Pour notre cas :

$$L_\phi = 35m$$

Les valeurs obtenues sont :

$$\phi_2 = 1.064, \phi_3 = 1.096$$

Avant d'entreprendre l'étude des effets dynamiques sur notre ouvrage, il est essentiel de déterminer au préalable s'il convient de réaliser une analyse statique ou une analyse dynamique. Cette décision s'appuie sur l'organigramme présenté dans la figure suivante :

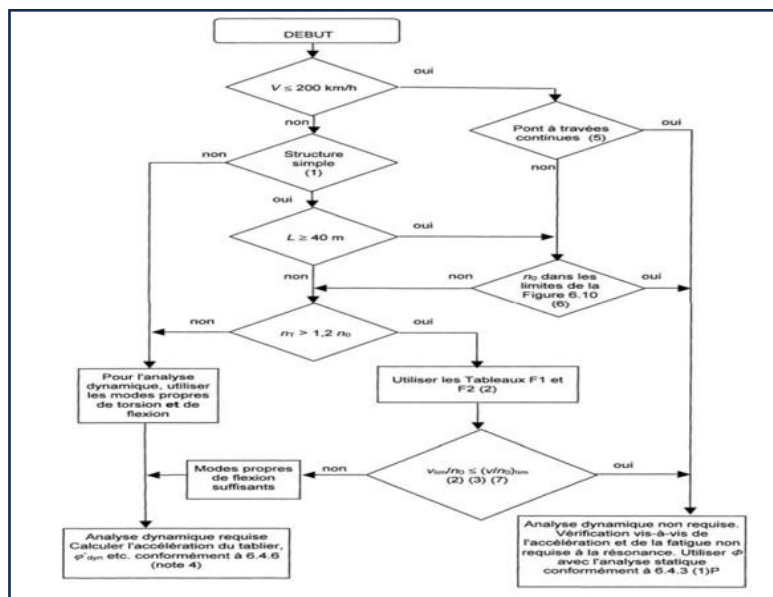


Figure IV-5 : Organigramme vérificateur de la nécessité d'une analyse dynamique

IV-2. GROUPES DES CHARGES

Après avoir défini les actions élémentaires dues aux circulations pour une voie, on procède à leurs assemblages. Les actions résultantes sont appelées groupes de charges. Ils tiennent compte d'une simultanéité des diverses charges élémentaires sur une voie et deux voies. Chacun de ces groupes de charges, qui s'excluent l'un à l'autre doit être considéré comme définissant une action d'exploitation pour les combinaisons avec les autres charges que de circulation ferroviaire.

Tableau IV.5– Les groupes de charges.

		LM 71 ⁽¹⁾ +SW/0 ^{(1).(2)}	SW/2 ^{(1).(3)}	Train à Vide(T)	Freinage(F) Démarrage ⁽¹⁾ (D)	Force Centrifuge ⁽¹⁾ (C)	Lacet ⁽¹⁾ (L)
1V	Gr11	1	0	0	1 ⁽⁵⁾	0.5 ⁽⁵⁾	0.5 ⁽⁵⁾
	Gr 12	1	0	0	0.5 ⁽⁵⁾	1 ⁽⁵⁾	1 ⁽⁵⁾
	Gr 13	1 ⁽⁴⁾	0	0	1	0.5 ⁽⁵⁾	0.5 ⁽⁵⁾
	Gr 14	1 ⁽⁴⁾	0	0	0.5 ⁽⁵⁾	1	1
	Gr 15	0	0	1	0	1 ⁽⁵⁾	1 ⁽⁵⁾
	Gr16	0	1	0	1 ⁽⁵⁾	0.5 ⁽⁵⁾	0.5 ⁽⁵⁾
	Gr17	0	1	0	0.5 ⁽⁵⁾	1 ⁽⁵⁾	1 ⁽⁵⁾
2V	Gr 21	V1	1	0	1 ⁽⁵⁾	0.5 ⁽⁵⁾	0.5 ⁽⁵⁾
		V2	1	0	1 ⁽⁵⁾	0.5 ⁽⁵⁾	0.5 ⁽⁵⁾
	Gr 22	V1	1	0	0.5 ⁽⁵⁾	1 ⁽⁵⁾	1 ⁽⁵⁾
		V2	1	0	0.5 ⁽⁵⁾	1 ⁽⁵⁾	1 ⁽⁵⁾
	Gr 23	V1	1 ⁽⁴⁾	0	0	0.5 ⁽⁵⁾	0.5 ⁽⁵⁾
		V2	1 ⁽⁴⁾	0	0	0.5 ⁽⁵⁾	0.5 ⁽⁵⁾
	Gr 24	V1	1 ⁽⁴⁾	0	0	0.5 ⁽⁵⁾	1
		V2	1 ⁽⁴⁾	0	0	0.5 ⁽⁵⁾	1
	Gr 26	V1	0	1	0	1 ⁽⁵⁾	0.5 ⁽⁵⁾
		V2	1	0	0	1 ⁽⁵⁾	0.5 ⁽⁵⁾
	Gr 27	V1	0	1	0	0.5 ⁽⁵⁾	1 ⁽⁵⁾
		V2	1	0	0	0.5 ⁽⁵⁾	1 ⁽⁵⁾

[1] Tous les coefficients appropriés (α , f , $\emptyset$...) doivent être prise en compte.

[2] SW/0 ne doit être prise en compte que pour les ponts à travées continues.

[3] SW/2 ne doit être prise en compte que si cela est stipulé pour la ligne considérée.

[4] Le coefficient peut être réduit à 0.5 si l'effet est favorable ; Il ne peut être égal à zéro.

[5] Dans les cas favorables. ces valeurs non dominantes peuvent être prises égales à zéro.

IV-2.1. Combinaisons de charge

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.

Selon la NF EN 1990 mars 2003, les combinaisons des actions sont calculées suivant les formules suivantes :

A. État limite ultime (ELU) :

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i \geq 2} \gamma_{Q,i} \Psi_{0,i} Q_{k,i}$$

B. Etat limite de service (ELS) :

- **Combinaison caractéristique :**

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + Q_{k,1} + \sum_{i \geq 2} \Psi_{0,i} Q_{k,i}$$

- **Combinaison fréquente :**

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \Psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i \geq 2} \Psi_{2,i} Q_{k,i}$$

- **Combinaison quasi-permanente :**

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \sum_{i \geq 2} \Psi_{2,i} Q_{k,i}$$

C. Situation de projets accidentels :

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + A_d + (\Psi_{1,1} \text{ ou } \Psi_{2,1}) Q_{k,1} + \sum_{i \geq 2} \Psi_{2,i} Q_{k,i}$$

Ou :

$G_{k,j}$: Valeur caractéristique de l'action permanente j

$Q_{k,1}$: Valeur caractéristique de l'action i variable dominante

$Q_{k,i}$: Valeur caractéristique de l'action i variable d'accompagnement

A_d : Valeur de calcul d'une action sismique

$\gamma_{G,j}$: Coefficient partiel pour l'action permanente j

$\gamma_{Q,1}$: Coefficient partiel pour actions variables, tenant aussi compte d'incertitude du modèle et de variation dimensionnelle

$\psi_{0,i}$: Coefficient définissant la valeur de combinaison d'une action variable i

$\psi_{1,i}$: Coefficient définissant la valeur fréquente d'une action variable i

$\psi_{2,i}$: Coefficient définissant la valeur quasi-permanente d'une action variable i

CHAPITRE V : ETUDE LONGITUDINALE

V.1. INTRODUCTION

L'analyse structurale sera effectuée par modélisation numérique sur le logiciel **Robot Structural Analysis 2026**, en intégrant les différentes combinaisons de charges et d'actions sollicitant le tablier. Cette section vise à déterminer les moments fléchissants et les efforts tranchants nécessaires au dimensionnement des câbles de précontrainte ainsi qu'au ferrailage des poutres et de la dalle.

V.2. MODELISATION

L'élaboration du modèle numérique repose sur une géométrie rigoureusement rectiligne, l'ouvrage ne présentant aucune courbure en plan. Cette configuration permet une distribution directe des efforts dans l'axe de la structure.

La structure est modélisée sous la forme d'une travée unique isostatique en béton précontraint. Les poutres sont représentées par des éléments de type « poutre », reposant sur un appui simple à une extrémité et sur un appui double à l'autre. La dalle est, quant à elle, modélisée comme un élément de type « panneau ».

V.2.1. Etapes de modélisation

1ère étape : Définition des :

- Caractéristiques des matériaux.
- Unités et systèmes métriques utilisés.
- Normes et règlements.

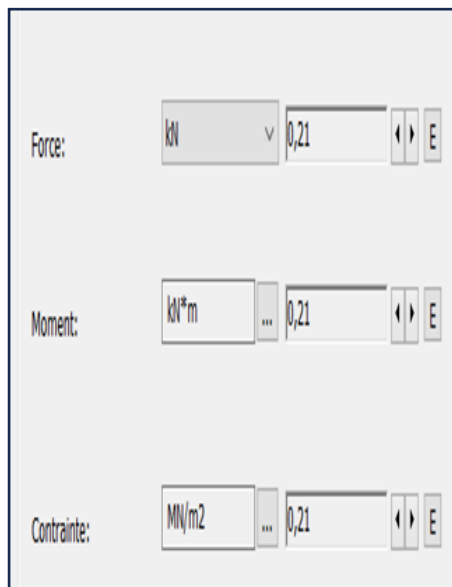


Figure V-1 Unités

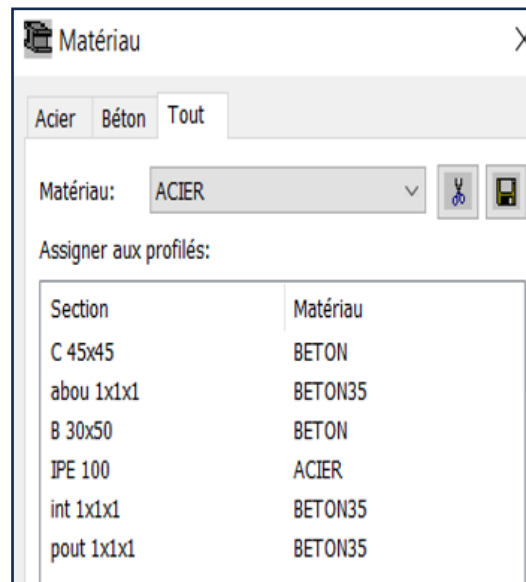


Figure V-2 Caractéristiques des matériaux

Figure V-3 Modèle de modélisation pour la dalle (coque)

Figure V-4 Modèle de modélisation pour la poutre

❖ 2ème étape : Définition de la structure :

- Définition de la grille du système d'axe.
- Définition des poutres.
- Définition de l'hourdis général.
- Définition des conditions d'appuis.

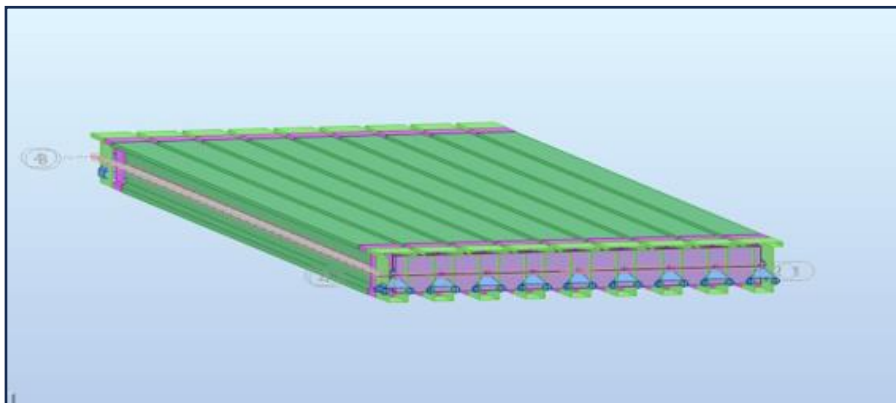


Figure V-5 : Définition des poutres et des appuis + la dalle.

❖ 3ème étape : Introduction des charges et surcharges

The screenshot shows the 'Charges roulantes' window with the 'Convois symétriques' tab selected. The 'Sélection du convoi' panel on the right shows 'Norme (catalogue)' and 'Nom du convoi' set to '71 linear'. The main table lists four uniform surface loads (Type de charge: surfacique uniforme) with the following parameters:

	Type de charge	P	X	S	DX	DY
1	surfacique uniforme	P=60	X=0	S=0	DX=3.2	DY=2.6
2	surfacique uniforme	P=60	X=-3.2	S=0	DX=3.2	DY=2.6
3	surfacique uniforme	P=30.76	X=-17.5	S=0	DX=14.3	DY=2.6
4	surfacique uniforme	P=30.76	X=3.2	S=0	DX=14.3	DY=2.6

The 'Dimensions du convoi' section shows b= 2.6, d1= 0, and d2= 0. The 'Unités' section shows 'longueur - (m)' and 'force - (kN)'. Buttons for 'Ajouter', 'Fermer', and 'Aide' are at the bottom right.

Figure V-6 : Introduction du système de charge UIC 71

The screenshot shows the 'Charges roulantes' window with the 'Convois arbitraires' tab selected. The 'Sélection du convoi' panel on the right shows 'Norme (catalogue)' and 'Nom du convoi' set to 'SW/2 linear'. The main table lists two uniform surface loads (Type de charge: surfacique uniforme) with the following parameters:

	Type de charge	P	X	S	DX	DY
1	surfacique uniforme	P=57.7	X=-28.5	S=0	DX=25	DY=2.6
2	surfacique uniforme	P=57.7	X=3.5	S=0	DX=25	DY=2.6
*						

The 'Dimensions du convoi' section shows b= 2.6, d1= 0.8, and d2= 0.8. The 'Unités' section shows 'longueur - (m)' and 'force - (kN)'. Buttons for 'Ajouter', 'Fermer', and 'Aide' are at the bottom right.

Figure V-7 Introduction du système de charge SW/2

- ❖ 4ème étape : Définition des combinaisons de calcul et des coefficients de pondération.
- ❖ 5ème étape : Lancement de calculs.
- ❖ 6ème étape : Affichage des résultats.

V.2.2. Calcul des efforts

V.2.2.1. Calcul du moment flechissant

a. Moment fléchissant dû au poids propre du tablier :

Le moment au milieu de la poutre dû au poids propre est $M = 6934.8 \text{ kN.m}$.

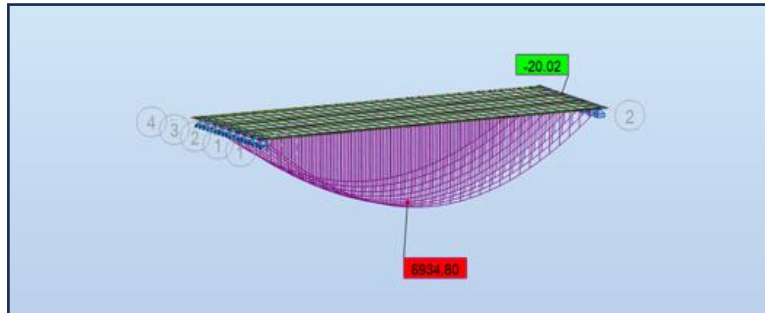


Figure V-8 : Moment fléchissant dû au poids propre

b. Moment dû à la surcharge d'exploitation :

• Passage du système UIC71 sur une voie :

Le moment dû au passage du système UIC71 est $M = 2500.66 \text{ kN.m}$

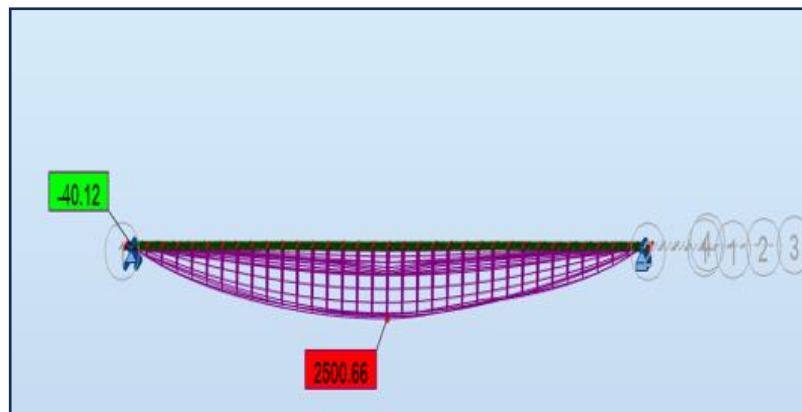


Figure V-9 Diagramme du moment pour la position défavorable du UIC71.

- **Passage du système SW/2 :**

Le moment dû au passage du système **SW/2+** est **M = 3216.35 kN.m**.

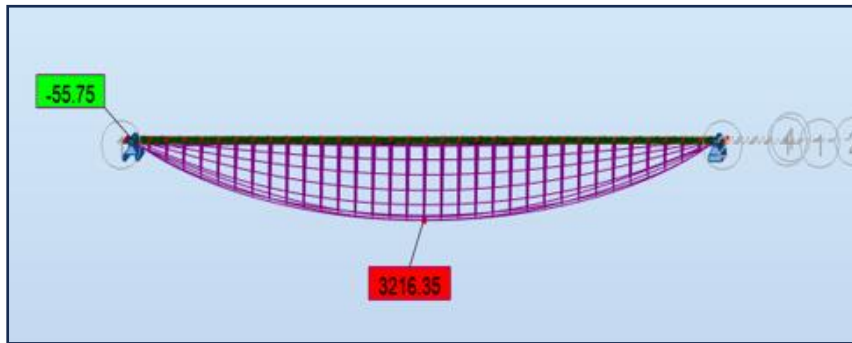


Figure V-10 Diagramme du moment pour la position défavorable du SW/2.

V.2.3. Les combinaisons de charges

- ❖ **A L'ELU :**

- ✓ Deux voix chargées :

1, 35. G max + 1, 35 $\gamma_{ballast}$ G ballast + 1, 45. ϕ . α (UIC71(1) + SW/2)

1, 35. G max + 1, 35 $\gamma_{ballast}$ G ballast + 1, 45. ϕ . α (SW/2)

1, 35. G max + 1, 35 $\gamma_{ballast}$ G ballast + 1, 45. ϕ . α (UIC71(1) + UIC72 (2))

1, 35. G max + 1, 35 $\gamma_{ballast}$ G ballast + 1, 45. ϕ . α (UIC71)

- ❖ **A L'ELS :**

- ✓ Deux voix chargées :

G max + $\gamma_{ballast}$ G ballast + ϕ . α (UIC71 + SW/2)

G max + $\gamma_{ballast}$ G ballast + ϕ . α (UIC71)

G max + $\gamma_{ballast}$ G ballast + ϕ . α (SW/2)

G max + $\gamma_{ballast}$ G ballast + ϕ . α (UIC71 (1) +UIC71 (2))

Avec :

$\gamma_{ballast} = 1, 33$

$\phi = 1, 096$ et $\alpha = 1, 1$

V.2.3.1. Les combinaisons de charges les plus défavorables

- ❖ **Etat limite ultime de résistance (ELU) :**

Deux voies chargées :

1, 35. G max + 1, 35 $\gamma_{ballast}$ G ballast + 1, 45. ϕ . α (UIC71(1) + SW/2)

❖ **Etat limite de service (ELS) :**

Deux voies chargées :

$$G_{\max} + \gamma_{\text{ballast}} G_{\text{ballast}} + \varphi \cdot \alpha \text{ (SW/2+UIC71)}$$

Les résultats sont présentés en **Annexe B** :

Tableau V-1 : Efforts dus aux Combinaisons des charges les plus défavorables

	M (KN.m)	T (KN)
ELU	17471.61	2265.54
ELS	12495.01	1616.33

V.3 CONCLUSION

Dans ce chapitre, nous avons identifié et analysé l'ensemble des actions appliquées au tablier, ainsi que les combinaisons de charges aux états limites ultimes (elu) et de service (els), indispensables au dimensionnement des sollicitations.

L'utilisation d'un logiciel de calcul nous a permis de déterminer les enveloppes des moments fléchissants et des efforts tranchants correspondant aux différentes combinaisons étudiées.

Ces résultats ont permis de mettre en évidence les situations les plus défavorables, constituant ainsi une base essentielle pour l'étape suivante, à savoir le calcul et le dimensionnement de la précontrainte.

CHAPITRES VI : ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

VI.1. INTRODUCTION

La précontrainte constitue une technique de construction consistant à introduire, de manière contrôlée, des efforts internes dans un élément structural avant l'application des charges extérieures. Cette opération a pour effet de générer des contraintes de compression au sein du matériau, permettant ainsi de compenser, en partie ou en totalité, les efforts de traction induits en service.

Grâce à ce principe, la précontrainte améliore significativement le comportement mécanique des structures, notamment en augmentant leur résistance, en limitant l'apparition et l'ouverture des fissures, et en renforçant leur durabilité. Cette méthode est largement adoptée dans la conception et la réalisation d'ouvrages d'art, tels que les ponts, ainsi que dans les bâtiments soumis à des sollicitations importantes.

Néanmoins, la conception et la mise en œuvre des structures précontraintes exigent une maîtrise rigoureuse des principes de calcul et des techniques d'exécution, afin d'assurer la sécurité, la performance et la pérennité de l'ouvrage.

VI.2. HISTOIRE DE LA PRÉCONTRAINTÉ

L'histoire de la précontrainte remonte à la fin du XIX^e siècle, période durant laquelle les ingénieurs ont cherché à améliorer les performances mécaniques et la durabilité du béton armé. Cependant, ce n'est qu'au début du XX^e siècle que cette technique connaît un véritable développement, grâce aux travaux de pionniers du domaine.

En 1896, l'ingénieur français François Hennebique met au point un procédé de construction en béton armé intégrant des armatures en acier. Bien que novatrice, cette méthode présentait encore certaines limites, notamment face aux fortes charges et aux grandes portées.

Les bases de la précontrainte moderne sont établies dans les années 1920 et 1930 par Eugène Freyssinet. Ses recherches introduisent le principe de mise en tension de câbles en acier avant ou après le durcissement du béton, permettant de générer des efforts de compression internes. Cette innovation améliore significativement la capacité portante et le comportement des structures.

Les contributions de Freyssinet constituent un tournant majeur dans le domaine du génie civil, favorisant le développement et la généralisation de la précontrainte dans les ouvrages d'art, notamment les ponts, ainsi que dans les bâtiments et infrastructures de grande envergure.

Au fil du temps, la technique a connu des évolutions importantes, avec l'introduction de matériaux plus performants, l'amélioration des procédés d'exécution et le développement de méthodes de calcul plus précises. Les systèmes d'ancrage et de mise en tension ont également été optimisés afin d'assurer une meilleure fiabilité et sécurité.

Aujourd'hui, la précontrainte occupe une place essentielle dans la conception des structures modernes. Elle permet la réalisation d'ouvrages plus élancés, plus économiques en matériaux et plus performants, contribuant ainsi à repousser les limites de l'ingénierie contemporaine.

VI.3. PRINCIPE DE LA PRÉCONTRAINTE

Le principe de la précontrainte peut être illustré par l'exemple d'un câble tendu entre deux appuis : plus la tension appliquée est importante, plus le système gagne en rigidité et en capacité portante. Ce même concept est transposé au béton dans le cadre de la précontrainte.

Il s'agit d'une technique de génie civil consistant à introduire, de manière anticipée, des efforts de compression à l'intérieur d'un élément structural, avant l'application des charges d'exploitation. L'objectif est de préparer la structure à résister aux sollicitations futures en améliorant son comportement mécanique dès sa mise en service.

Cette compression est généralement obtenue par la mise en tension de câbles en acier intégrés dans le béton, à l'aide d'équipements spécifiques. Une fois tendus, ces câbles transmettent leurs efforts au béton, induisant ainsi un état de compression interne. Ce mécanisme permet de compenser les contraintes de traction, auxquelles le béton est particulièrement vulnérable.

Ainsi, la précontrainte permet d'optimiser les performances de la structure en augmentant sa résistance, en limitant les déformations et en réduisant les risques de fissuration. Elle contribue également à améliorer la durabilité globale de l'ouvrage, tout en assurant un comportement plus fiable sous l'effet des charges extérieures.

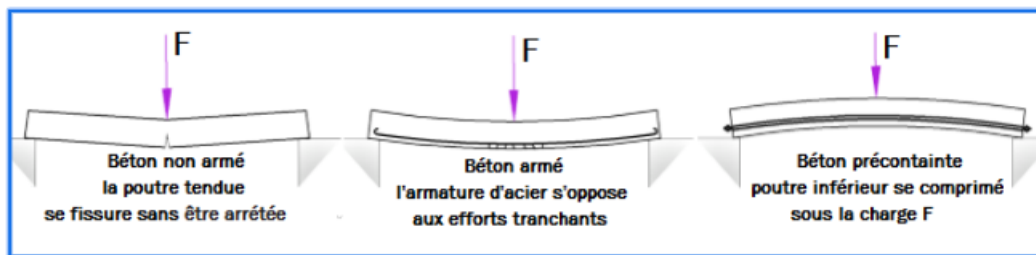


Figure VI-1 : la précontrainte améliore le comportement des poutres en béton

La précontrainte consiste à mettre en tension des câbles, barres ou tendons avant que la structure ne supporte les charges extérieures. Cette tension est ensuite transférée au béton, créant une compression interne.

Ce procédé améliore la capacité portante de l'ouvrage et limite les déformations ainsi que l'apparition de fissures. Il augmente aussi la durabilité et la rigidité des structures en béton.

Enfin, la précontrainte permet d'exploiter efficacement les aciers à haute résistance, tout en contrôlant leurs déformations dans les structures en béton armé.

VI.4. Modes de réalisation de la précontrainte :

Lors de la conception et de l'exécution des structures en béton précontraint, la précontrainte ne doit pas être considérée comme une simple opération de calcul ou de mise en œuvre d'armatures. Elle constitue une technique de préchargement maîtrisé, adaptée aux caractéristiques de chaque ouvrage, visant à améliorer son comportement sous charges d'exploitation, à limiter la fissuration et à assurer sa durabilité tout en réduisant les besoins en maintenance.

Deux procédés principaux permettent de mettre en œuvre la précontrainte : la pré-tension et la post-tension.

- La pré-tension consiste à tendre les armatures avant le coulage du béton. Après durcissement de celui-ci, le relâchement des armatures entraîne un transfert des efforts de précontrainte au béton par adhérence.
- La post-tension est réalisée après la prise du béton. Les câbles, disposés à l'intérieur de gaines intégrées à la structure, sont mis en tension une fois le béton durci, puis ancrés, assurant ainsi l'introduction des efforts de précontrainte.

VI.4.1. Précontrainte par pré-tension

Dans ce procédé, les armatures (tendons en acier) sont mises en tension avant le coulage du béton. Elles sont ancrées à une extrémité puis tendues à l'autre, avant de réaliser le bétonnage autour des câbles. Une fois le béton durci et adhérent aux tendons, la tension est relâchée, ce qui transmet une compression au béton.

Cette compression initiale améliore la résistance de l'élément avant toute sollicitation extérieure. Les éléments précontraints par pré-tension sont généralement fabriqués en usine, ce qui permet un meilleur contrôle de qualité, puis transportés sur le chantier. Cette technique est adaptée à la réalisation de poutres pouvant atteindre environ 25 mètres de portée.

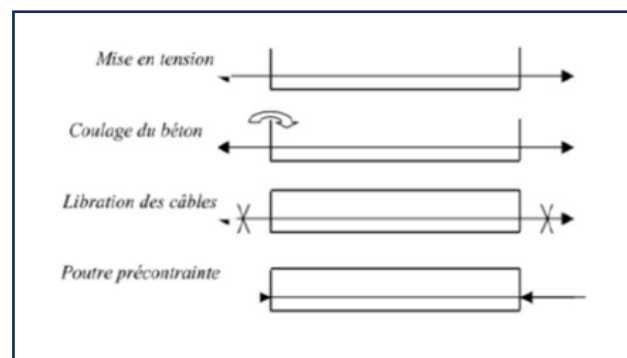


Figure VI-2 : Précontrainte par pré-tension

VI.4.2. Précontrainte par post-tension

La précontrainte par post-tension consiste à tendre les armatures (câbles ou torons) après le coulage du béton, lorsque celui-ci a atteint une résistance suffisante. Une fois le béton durci, les câbles sont placés dans

À l'aide de vérins hydrauliques, les câbles sont ensuite mis en tension puis bloqués au niveau des ancrages, ce qui permet de transmettre l'effort de précontrainte au béton et de transformer l'élément en béton précontraint.

Ce procédé est généralement exécuté sur chantier et offre une grande flexibilité de conception et d'exécution, notamment pour des travées pouvant atteindre environ 50 mètres de portée.

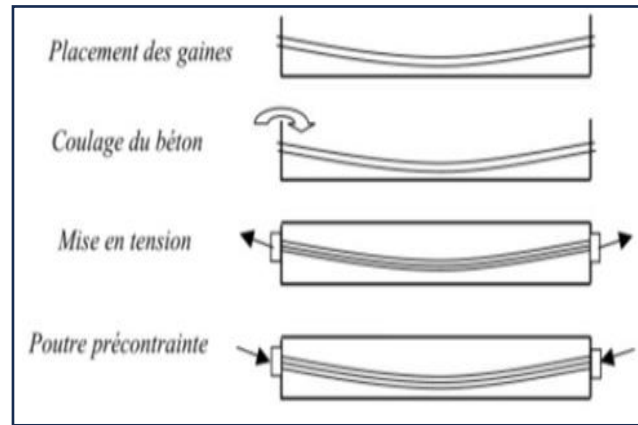


Figure VI-3 : Précontrainte par post-tension

Le contrôle de la tension peut être réalisé soit à l'aide d'un manomètre, soit de manière plus précise en mesurant directement l'allongement des câbles. Ce calcul doit également intégrer les différentes pertes de tension pouvant apparaître.

Après la mise en tension des armatures, les gaines sont injectées avec un coulis de ciment afin de remplir complètement l'espace entre les câbles et les gaines. Cette opération est essentielle, car elle assure la protection des armatures contre la corrosion et contribue directement à la durabilité de la structure. Une qualité d'injection optimale doit donc être garantie.

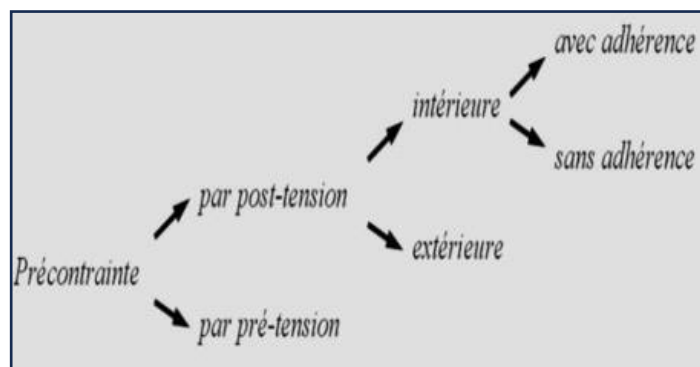


Figure VI-4 : Types de précontrainte.

On distingue également deux types de précontrainte par post-tension, en fonction de la position des câbles par rapport à la section en béton :

- ✓ **La précontrainte intérieure**
- ✓ **La précontrainte extérieure**

Par ailleurs, la précontrainte intérieure peut être réalisée avec adhérence (les câbles sont scellés au béton par injection de coulis) ou sans adhérence (les câbles restent libres dans leurs gaines).

VI.5. DIMENSIONNEMENT DE LA PRECONTRAINTE**VI.5.1. Tension à l'origine**

La tension à l'origine correspond à la contrainte initiale appliquée au béton immédiatement après la mise en tension des armatures de précontrainte. Elle sert de référence pour analyser l'évolution des efforts de précontrainte, aussi bien le long des câbles que dans le temps. Son évaluation s'effectue selon la relation suivante :

- **Toron** : T15.3 classe Y1770 S7 - 15.3.
- **Câbles de précontrainte de type FREYSSINET** : 15T15.
- **Contrainte limite de rupture garantie** : $f_{prg} = 1770 \text{ MPa}$
- **Contrainte limite d'élasticité garantie** : $f_{peg} = 1593 \text{ MPa}$
- **Section utile d'un câble 15T15** : $A_p = 21 \times 10^{-4} \text{ m}^2$
- **Diamètre de la gaine** : $\phi_{gaine} = 80 \times 10^{-3} \text{ m}$

On a :

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

$$P_0 = \min [(0.8 \times 1770 \times 21 \times 10^{-4}) ; (0.9 \times 1593 \times 21 \times 10^{-4})] = 2.97 \text{ MN}$$

Alors :

$$P_0 = 2.97 \text{ MN}$$

La contrainte maximale :

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

$$\sigma_0 = \frac{2.9738}{21 \times 10^{-4}} = 1416 \text{ MPA}$$

VI.5.2. Calcul du nombre de câbles de précontrainte

Les moments max et min obtenus à l'état limite de service (ELS) sont les suivants:

$$M_{\max} = 12.495 \text{ MN.m}$$

$$M_{\min} = 6.93 \text{ MN.m}$$

$$\Delta M = 5.565 \text{ MN.m}$$

On calcule les valeurs de PI et PII correspondant respectivement à la section sous-critique et sur-critique ; la valeur la plus grande est la précontrainte minimale qui doit être introduite dans la section.

On a:

$$P_I = \frac{\Delta M + \frac{l}{v'} \cdot \overline{\sigma_{bt1}} + \frac{l}{v} \cdot \overline{\sigma_{bt2}}}{\rho \cdot h} \quad P_{MIN} = \sup(P_I, P_{II}) \quad P_{II} = \frac{M_M + \frac{l}{v'} \cdot \overline{\sigma_{bt2}}}{v' + \rho \cdot v - d}$$

Sachant que les ponts rails doivent être vérifiés en classe II, conformément aux prescriptions du Livret 2.01 de la SNCF (article 2b.1), dans les conditions définies par le BAEL/BPEL :

- ❖ En situation d'exploitation, les contraintes de traction sont limitées à **0,7 ftj** sous l'effet des combinaisons rares de charges, pour l'ensemble de la section faisant intervenir les convois UIC 71 et SW0.
- ❖ En situation d'exécution et en situation transitoire, les contraintes de traction à considérer sous l'effet des combinaisons de charges les plus défavorables sont celles de la classe II, limitées à **0,7 ftj** dans la section d'enrobage et à **1,5 ftj** ailleurs.

Ainsi, les contraintes de traction admissibles sont :

- ❖ En exploitation : $\sigma_t \leq 0,7 \text{ ftj}$
- ❖ En exécution et en situation transitoire :
 - ✓ $\sigma_t \leq 0,7 \text{ ftj}$ dans la section d'enrobage
 - ✓ $\sigma_t \leq 1,5 \text{ ftj}$ ailleurs.

Ce tableau représente les caractéristiques des poutres :

Tableau VI-1 : Caractéristiques des poutres.

	About		Médiane	
	Poutre seul	Poutre+ dalle	Poutre seul	Poutre+ dalle
B (m²)	1.3	1.73	0.786	1.215
v' (m)	1.07	1.34	1.102	1.4723
v (m)	0.93	0.96	0.898	0.8277
I_G (m⁴)	0.47	0.86	0.382	0.6899
i² (m²)	0.36	0.5	0.49	0.57
ρ	0.36	0.39	0.49	0.47

Avec :

$$\rho = \frac{I}{Bv'v}$$

On obtient :

- **Pour la section sous-critique :**

$$P_I = \frac{\Delta M}{\rho \cdot h} = \frac{5,57}{0,47 \times 2,3} = 5.19 \text{ MN}$$

- **Pour la section sur critique :**

$$P_{II} = \frac{M_{max}}{\rho \cdot v + v' - d'} = \frac{12.495}{0.47 \times 0.83 + 1.47 - 0.3} = 8.02 \text{ MN}$$

Alors :

Pmin= 8.02 MN (La section est sur critique)

Les pertes sont estimées à : **30% de P0**

Le nombre de câbles de précontrainte à prévoir est déterminé selon la formule suivante :

$$n > \frac{P_{min}}{(1 - 0,3) \cdot P_0} > \frac{8.02}{(1 - 0,3) \cdot 2,97} \geq 3,857$$

Donc on prend

N = 4 câbles

Nous choisissons 4 câbles de 15T15.

VI.5.3. Détermination du nombre de câbles à l'about

Les câbles d'about sont mis en tension à 100 % de **P₀** avant le coulage de la dalle en place. Les pertes instantanées sont estimées à 12 % de **P₀**.

L'étude est menée en considérant les caractéristiques nettes de la section médiane (poutre seule). La détermination du nombre de câbles à l'about repose sur la vérification de deux inégalités, conformément à l'expression suivante.

$$\sigma_{sup} = \frac{P}{B_n} - \frac{v}{I_n} (Pe_0 + Mg) \leq 0,6 f_{tj} = \bar{\sigma}_{bc}$$

$$\sigma_{inf} = \frac{P}{B_n} - \frac{v'}{I_n} (Pe_0 + Mg) \leq 0,6 f_{cj} = \bar{\sigma}_{bc}$$

On a :

$$E0 = - (V' - d') = -0.802 \text{ m}$$

Mg= 2.85 MN.m (Moment de la poutre seule)

Ce tableau représente les caractéristiques du béton :

Tableau VI-2 : Caractéristiques du béton

Caractéristiques du béton		
Fc.sup =	40	MPa
Fc.inf =	30	MPa
Ft28 =	3	MPa
σbc =	24	MPa
σbt =	-4,5	MPa

On obtient :

$$P \leq 8.99$$

$$P \leq 18.27$$

On prend : **Pmin** = 8.99 MN

Alors :

$$N \leq \frac{P_{min}}{P_0} \Rightarrow N \leq \frac{8.99}{2.97} \leq 3.02$$

Nous aurons 3 câbles de 15T15 à la section d'about.

VI.5.4. Vérification des contraintes**VI.5.4.1. Différentes phases de calcul des contraintes****➤ Contraintes au 7^e jour :**

On tire les 3 câbles de la section médiane à 50% de P0 et on estime les pertes à la mise en tension à 5%. On considère les caractéristiques géométriques de la poutre en section médiane (poutre seule).

$$P = 3 \times 0.5 \times 0.95 \times 2.97 = 4.230 \text{ MN}$$

A. Première phase :

Après 7 jours :

Tableau VI-3 : Contraintes au 7^{ieme} jour

f_{c7}	26,49	MPa
f_{t7}	2,19	MPa
$\overline{\sigma_{bt_2}}$	-1,53	MPa
$\overline{\sigma_{bt_1}}$	-3,28	MPa
$\overline{\sigma_{bc}}$	15,89	MPa
ΔP	5	%
n cable	3	

➤ Les contraintes après 28 jours :

On tire les 3 câbles de la section médiane à 100% de P0 et on estime les pertes à la mise en tension à 10%. On considère les caractéristiques géométriques de la poutre en section médiane (poutre seule)

$$P = 3 \times 0.90 \times 2.97 = 8.02 \text{ MN}$$

A. Deuxième phase :

Après 28 jours :

Tableau VI-4 : Contraintes au 28ieme jour

f_{c28}	40	MPa
f_{t28}	3	MPa
$\overline{\sigma_{bt_2}}$	-2,1	MPa
$\overline{\sigma_{bt_1}}$	-4,5	MPa
$\overline{\sigma_{bc}}$	24	MPa
ΔP	10	%
n cable	3	

➤ Les contraintes après le coulage de la dalle :

Dans cette phase, la structure portante est posée (poutres + dalle + entretoises). Le 4eme câble est mis en tension à 100% également en considérant des pertes de 15%.

On considère les caractéristiques géométriques de la poutre en section médiane (poutre +dalle)

$$P = 4 \times 0.85 \times 2.97 = 10.10 \text{ MN}$$

$$M_g = 4.55 \text{ MN.m (Moment de la poutre dalle)}$$

B. Troisième phase :

Tableau VI-5 : Contraintes après le coulage de la dalle

f_{c28}	40	MPa
f_{t28}	3	MPa
$\overline{\sigma_{bt_2}}$	-2,1	MPa
$\overline{\sigma_{bt_1}}$	-4,5	MPa
$\overline{\sigma_{bc}}$	24	MPa
ΔP	15	%
n cable	4	

➤ **Les contraintes après la mise en service :**

Les mêmes conditions comme la phase précédente sauf que l'ouvrage est en exploitation, on considère ainsi le moment max à l'ELS. Les pertes considérées sont égales à 30%.

On considère les caractéristiques géométriques de la poutre en section médiane (poutre + dale)

On a :

$$P = 4 \times 0.70 \times 2.97 = 8.32 \text{ MN}$$

$$M_{\max} = 12.495 \text{ MN.m}$$

C. Quatrième phase :

Tableau VI-6 : Contraintes après la mise en service

f_{c28}	40	MPa
f_{t28}	3	MPa
$\overline{\sigma_{bt2}}$	-3	MPa
$\overline{\sigma_{bt1}}$	-4,5	MPa
$\overline{\sigma_{bc}}$	24	MPa
ΔP	30	%
n cable	4	

En utilisant les formules suivantes :

$$\sigma_{\text{INF}} = \frac{P}{B_n} + (P \cdot e_0 - M) \cdot \frac{v'}{I_n}$$

$$\sigma_{\text{SUP}} = \frac{P}{B_n} - (P \cdot e_0 - M) \cdot \frac{v'}{I_n}$$

$$E_0 = -(V' \cdot d')$$

$$D' = 0.13h$$

Et sachant que :

Tableau VI-7 : Caractéristiques de la poutre dans les différentes phases

	I_g (m⁴)	B (m²)	v (m)	v' (m)
Phase 1	0.382	0.786	0.898	1.102
Phase 2	0.382	0.786	0.898	1.102
Phase 3	0.6899	1.215	0.8277	1.4723
Phase 4	0.6899	1.215	0.8277	1.4723

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI-8 Vérification des contraintes

Phase	e₀ (m)	M (MN.m)	P (MN)	σ_{sup} (MPa)	σ_{inf} (MPa)	Obs
Phase 1	0,80	2,85	4,23	4,11	6,95	Vérifié
Phase 2	0,80	2,85	8,02	1,82	20,49	Vérifié
Phase 3	1,17	4,55	10,10	-0,43	23,86	Vérifié
Phase 4	1,17	12,545	8,32	10,14	0,98	Vérifié

On constate que toutes les contraintes normales sont vérifiées, la mise en tension des câbles se fera donc comme selon les phases mentionnées ci-dessus.

VI.6. TRACE DES CABLES DE PRECONTRAINTE

Les câbles de précontrainte doivent être disposés de façon à ce que les efforts qu'ils génèrent restent en permanence inférieurs aux valeurs admissibles. À mi-travée, où le moment fléchissant atteint son maximum, les armatures de précontrainte doivent être exploitées au maximum de leur efficacité. Leur tracé est donc défini avec précision afin d'optimiser l'excentricité entre la zone centrale de la travée et les appuis, assurant ainsi le meilleur rendement du système de précontrainte.

VI.6.1. Disposition des câbles à l'about

Les câbles de précontrainte sont disposés de manière à ce que la résultante des efforts passe par le centre de gravité de la section d'about. En d'autres termes, le centre de poussée de la précontrainte doit coïncider avec le centre de gravité afin d'éviter l'apparition de moments parasites au niveau de l'appui. La configuration des câbles dans cette zone est définie en se référant aux recommandations du SETRA, qui précisent les dispositions à respecter pour assurer une exécution conforme et sécurisée.

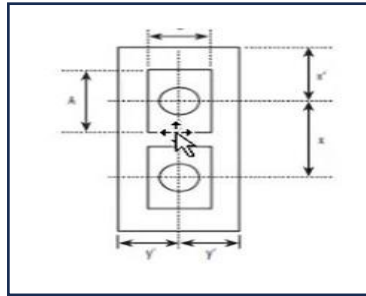


Figure VI-5 : Disposition des plaques d'ancrages

Les dimensions x et y doivent satisfaire les conditions suivantes :

- $x \geq A + 30 \text{ (mm)}$
- $y \geq B + 30 \text{ (mm)}$
- $x \cdot y \geq a \cdot b$
- $x \geq 0,85 a$
- $y \geq 0,85 b$
- $x' \geq 0,5 x + \text{enrobage de béton} - 10 \text{ (mm)}$
- $y' \geq 0,5 y + \text{enrobage de béton} - 10 \text{ (mm)}$

Figure VI-6 : Conditions de la disposition des cadres d'ancrages

Pour la disposition des cadres d'ancrages il faut satisfaire les conditions suivantes :

Ce tableau suivant représente les dimensions (a , b) des cadres d'ancrages

Tableau VI-9 : Dimensions des cadres d'ancrages

Unités	$f_{c28} = 24 \text{ MPa}$	$f_{c28} = 44 \text{ MPa}$	$f_{c28} = 60 \text{ MPa}$
9c15	380	300	280
12c15	430	320	300
13c15	450	340	310
19c15	530	400	380
22c15	550	430	410
25c15	630	460	410

Par interpolation et en respectant les conditions ci-dessus on opte :

$$A = 0.27m \quad ; \quad B = 0.22m \quad ; \quad X = 0.35m$$

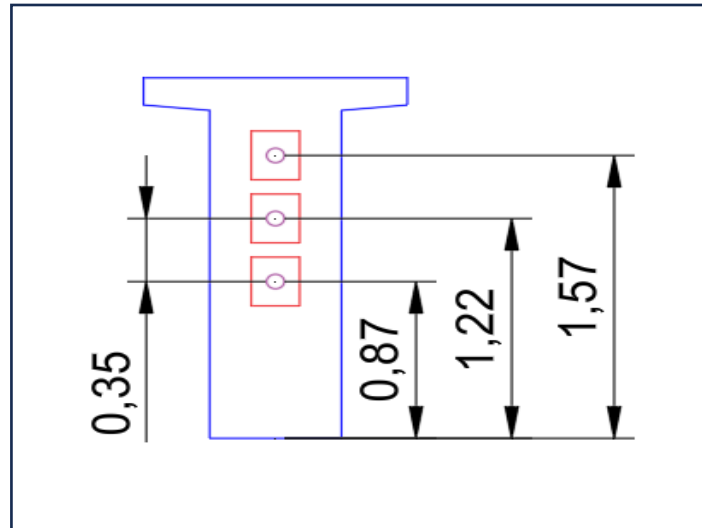


Figure VI-7 : Disposition des câbles de précontraintes dans la section d'about

Pour la disposition des câbles de la précontrainte dans la section médiane il faut respecter les conditions suivantes :

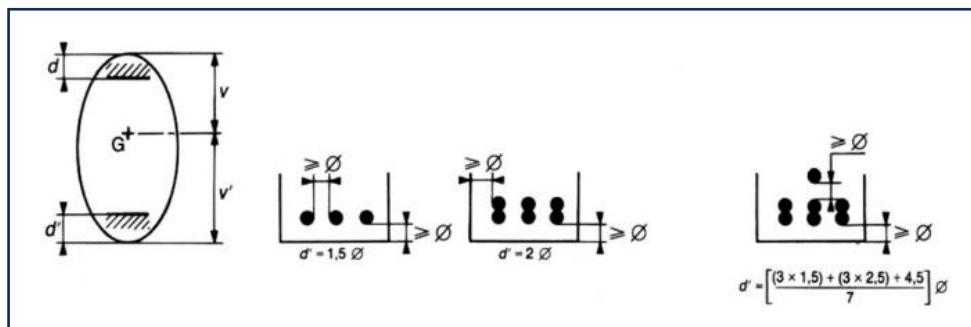


Figure VI-8: Conditions de la disposition des câbles de la précontrainte

Pour :

$$\varphi = 0.08m$$

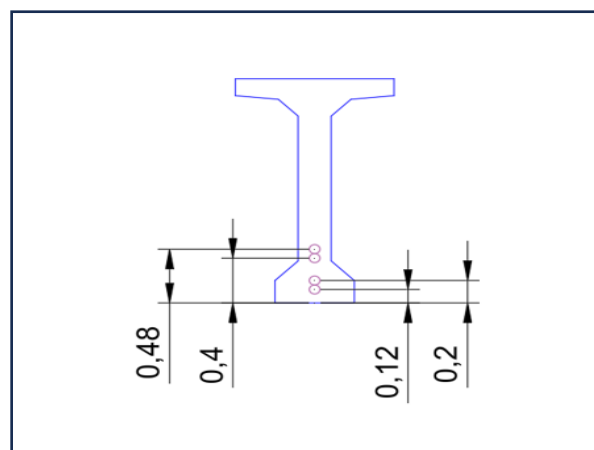


Figure VI-9: Disposition des câbles de précontraintes dans la section médiane**VI.6.2. Angles de relevage**

Les efforts de cisaillement sont généralement importants à proximité des appuis. Afin de les réduire, les câbles de précontrainte sont relevés de façon à engendrer des composantes verticales qui participent à la diminution de l'effort tranchant dans ces zones sensibles. Le tracé des câbles est ainsi choisi de manière à atténuer au mieux ces sollicitations. L'angle de relevage du câble, noté α , est alors déterminé à partir de la relation suivante :

$$\text{ArC sin} \left(\frac{v_M - \bar{v}}{P} \right) \leq \alpha \leq \text{ArC sin} \left(\frac{v_m + \bar{v}}{P} \right)$$

Avec :

- $V_{\max}$: Effort tranchant max à l'appui sous G+SW/2+UIC71.
- $V_{\min}$: Effort tranchant min à l'appui sous le poids propre de la poutre seule.
- $\bar{V}$: Effort tranchant limite que peut supporter la section d'about.

$$\bar{V} = \bar{T} \times b_n \times 0,8h$$

- $\bar{T}$: Contrainte tangentielle limite à ELS.

$$\bar{T} = [0,4 \times f_{tj} \times (f_{tj} + \sigma_x)]^{1/2} ; \quad \sigma_x = \frac{P}{B_n}$$

On a aussi :

$$B_n = B_{(P+D)} - n \left(\pi \times \frac{\phi^2}{4} \right) ; \quad b_n = b - (n \times k \times \phi)$$

- $m = 1$: nombre de gaines par lit.
- $k = 0.5$: pour post tension avec injection de colis de ciment.
- $\Phi = 80\text{mm}$: diamètre de la gaine.

On obtient les résultats suivants :

$$P = 0.7 \times 4 \times 2.97 = 8.32 \text{ MN}$$

$$B = 1.71 \text{ m}^2$$

$$B_0 = 0.6\text{m}$$

Le tableau ci-dessous représente les calculs obtenus :

Tableau VI-10 : Calcul de l'effort tranchant limite

bn	0,52	m
Bn	1,71	m2
P	8,32	MN
σ_x	4,87	MPa
$\bar{T}$	3,07	MPa
$\bar{V}$	2,94	MPa

On aura :

$$\text{ArC sin}\left(\frac{1.64 - 2.94}{8.32}\right) \leq \alpha \leq \text{ArC sin}\left(\frac{0.856 + 2.94}{P}\right)$$

$$-8.99^\circ \leq \alpha \leq 27.16^\circ$$

La valeur optimale théorique du l'angle de relevage est donnée comme suit :

$$\alpha_{opt} = \text{arc sin}\left(\frac{v_{max} + v_{min}}{2P}\right)$$

On adopte pour les 3 câbles de la première famille respectivement les angles suivants :

$$\alpha c1 = 4.77^\circ \quad ; \quad \alpha c2 = 6.48^\circ \quad ; \quad \alpha c3 = 7.68^\circ$$

On adopte pour le câble de la deuxième famille l'angle :

$$\alpha c4 = 10.47^\circ$$



Figure VI-10 : Tracé des câbles (coupe longitudinale).

Tableau VI-11: résultats des positions des câbles.

N° CABLE	L (M)	A _{REL} (°)	YI (M)			F (M)	R (M)	B(L) RAD
			X=0	1	17.5			
C1	33	4.77	0.87	0.79	0.12	0.67	204.22	0.081
C2	33	6.48	1.22	1.11	0.2	0.91	150.18	0.110
C3	33	7.68	1.582	1.45	0.4	1.05	130.00	0.127
C4	31	10.47	2	1.82	0.48	1.34	89.97	0.172

VI.7. CALCUL DES PERTES

De manière générale, les pertes de précontrainte correspondent à l'écart entre la force initialement appliquée par le vérin lors de la mise en tension et la force effectivement transmise à un point donné de l'armature à un instant considéré, cette dernière étant toujours inférieure.

Ainsi, la détermination des valeurs initiales et finales de la force de précontrainte nécessite une estimation rigoureuse de l'ensemble des pertes. Pour faciliter leur évaluation, celles-ci sont classées en deux grandes catégories :

- Les pertes instantanées
 - Pertes dues au frottement.
 - Pertes dues au recul d'ancrage.
 - Pertes dues au raccourcissement instantané du béton.
- Les pertes différées
 - Pertes dues au retrait du béton.
 - Pertes dues au fluage.
 - Pertes dues à la relaxation des aciers.

VI.7.1. Pertes instantanées

VI.7.1.1. Pertes dues au frottement du câble sur la gaine

Selon le BPEL, les pertes de précontrainte dues au frottement entre le câble et la gaine sont évaluées à l'aide de la loi suivante :

$$\sigma_{\varphi}(x) = \sigma_{p_0} \cdot (1 - e^{-(f \cdot \beta + \varphi \cdot x)})$$

Tant φ que β représente le coefficient de frottement du câble dans les courbes, tel que : $\varphi = 0.18$. Et est la perte relative de tension par mètre, telle que $\beta = 0.002 - 1$ Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI-12: Valeurs des pertes dues aux frottements.

N° CABLE	X=L/2 (M)	B (RAD)	FB+ ΦX	$\Delta\Sigma\Phi$ (MPA)	$\Delta\Sigma\Phi_{\text{MOY}}$ (MPA)	$\Delta\Sigma\Phi_{\text{MOY}}$ (%)
C1	17.5	0.081	0.050	68.44	78.49	5.54%
C2	17.5	0.110	0.055	75.48		
C3	17.5	0.127	0.058	79.59		
C4	17.5	0.172	0.066	90.45		

VI.7.1.2. Pertes dues au recul d'ancrage

Cette perte de tension résulte du glissement de l'armature par rapport à son ancrage, du tassement ou de la déformation de l'ancrage. Son influence diminue à partir de l'ancrage jusqu'à s'annuler à une distance « d » à partir de laquelle la tension demeure inchangée.

En assimilant les branches d'exponentielle à des droites, la perte par recule d'ancrage peut être évaluée à partir de l'aire d'un triangle.

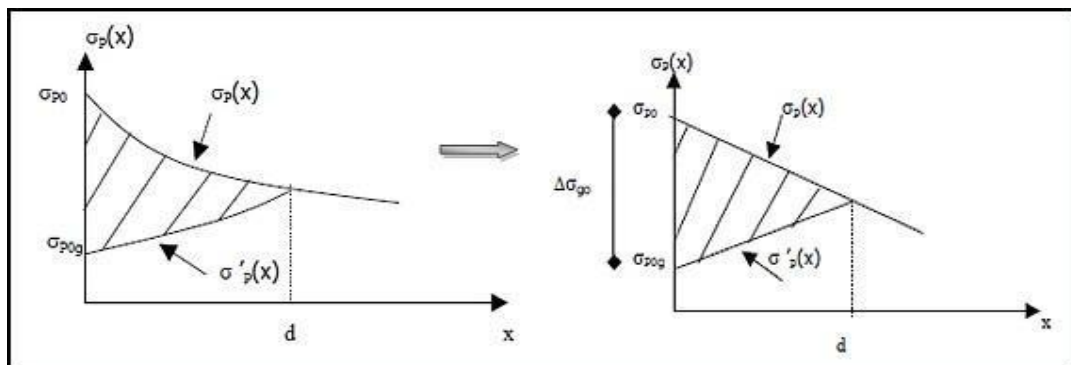


Figure VI-11: Pertes par recul d'ancrage

La tension sous vérin vaut σ_0 et après blocage des clavettes et glissement à l'ancrage σ_2 ; le glissement à l'ancrage se répercute jusqu'à l'abscisse « d » de tension σ_3 .

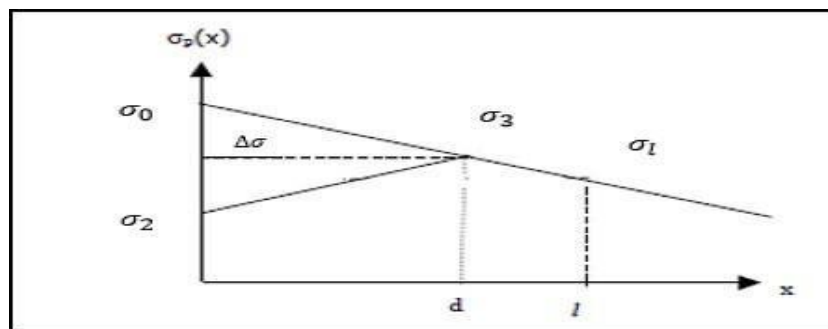


Figure VI-12: Principe de la Pertes par recul d'ancrage.

Les pertes par recul d'ancrage sont définies par la loi suivante :

$$\Delta\sigma g(x) = 2 \cdot \sigma_{Po} - k(d - x)$$

Avec K et d définie comme suit :

$$k = f \cdot \frac{B}{l} + \varphi \quad \text{et} \quad d = \sqrt{\frac{E_p \cdot g}{\sigma_{Po} \cdot k}}$$

Les valeurs sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau VI-13. Valeurs des pertes dues au recul à l'ancrage

N° CABL E	L (M)	K (M ⁻¹)	D (M)	$\Delta\Sigma P(L/2)$	$\Delta\Sigma P(0)$
C1	17.5	0.0028	16.86	0	135.20 (MPA)
C2	17.5	0.0031	16.04	0	142.16 (MPA)
C3	17.5	0.0033	15.61	0	146.09 (MPA)
C4	17.5	0.0038	14.61	0	156.06 (MPA)

VI.7.1.3. Pertes dues au raccourcissement instantané du béton

Lorsqu'une poutre présente plusieurs câbles à la mise en tension, ces câbles sont tirés l'un après l'autre. A chaque mise en tension d'un câble, il en résulte un raccourcissement du béton qui entraîne une perte de tension dans les câbles tendus et ancrés précédemment. Ces pertes sont exprimées comme suit :

$$\sigma_e = \frac{1}{2} \cdot \frac{E_{s11}}{E_{ij}} \cdot \sigma_{bi}$$

Avec :

σ_{bi} : contrainte parabole du béton

30le du béton,

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

P : Effort de précontrainte, $P = n \cdot A_p \cdot (\sigma_{p0} - \Delta\sigma_{\phi Moy})$;

A_p : Section du câble de précontrainte s ;

E_p : Module d'élasticité de l'acier ;

E_{ij} : Module de déformation longitudinale instantanée du béton ;

e : Excentricité moyenne des câbles ;

M_p : Moment du au poids propre de la poutre ;

I_G : moment d'inertie de la section médiane de la poutre seule.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI-14 : valeurs des pertes par déformation instantanée du béton.

MG	2.85	MN
EIJ	37619.5	MPa
e	0.8	m
B	0.79	m ²
IG	0.38	m ⁴

σ_{bi}	27.19	MPa
σ_e	68.66	MPa
σ_e	4.85%	%

Avec : nombre de cable = 4

VI.7.2. Pertes différées

VI.7.2.1. Pertes dues au retrait du béton

Les pertes finales due au retrait du béton sont données par :

$$\Delta\sigma_r \approx E_p \cdot \varepsilon_r$$

Tel que :

ε_r est le retrait total du béton, ça valeur est de : $3 \cdot 10^{-4}$

$E_p = 190\,000$ MPa

$$\Delta\sigma_r = 4.03\%$$

VI.7.2.2. Pertes dues au fluage du béton

Les pertes dues au fluage sont définies par l'équation suivante :

$$\Delta\sigma_{fl} = 2,5\sigma_b(x) \cdot \frac{E_p}{E_{ij}} \quad ; \quad \sigma_{bi} = \frac{P}{B} + \frac{P \cdot e^2}{I_G} - \frac{M_p \cdot e}{I_G}$$

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

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI-15 : pertes dues au fluage du béton

M_p	6.93 MN.m
I_g	0.6899 m ⁴
B	1.2150 m ²
v'	1.472 m
E₀	1.17 m
E_{ij}	37619.47 MPa
E_p	190 000 MPa
P	8.91MN

σ_b	13.31Mpa
Δσ_{fl}	168.01 MPa
Δσ_{fl}	11.87%

VI.7.2.3. Pertes dues à la relaxation des aciers

L'évaluation de la relaxation finale d'une armature tendue à sa tension initiale est donnée par la relation suivante :

$$\Delta\sigma_p = \frac{6}{100} \cdot \rho_{1000} \cdot \left(\frac{\sigma_i}{f_{prg}} - \mu_0 \right) \cdot \sigma_i$$

Avec : $\mu_0 = 0.43$ pour les aciers utilisés

$$\rho_{1000} = 2.5\%$$

Tableau VI-16 : pertes dues à la relaxation des aciers

Δσ_{relax}	39.02 MPa
Δσ_{relax}	2.76 %

VI.8. ANALYSE DES RESULTATS

Les pertes instantanées sont définies par :

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

Et les pertes différées sont représentées par :

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

Tableau VI-17 : pertes totales

	MPa	%
$\Delta\Sigma_{INST}$	147.15	10.39
$\Delta\Sigma_{DIFF}$	270.53	18.19
$\Delta\Sigma_{\infty} =$	404.68	28.58

Le pourcentage maximal des pertes est de 28.58% qui est inférieur à la valeur des pertes citée au début de ce chapitre. Donc l'estimation des pertes à 30% est vérifiée après les calculs, ainsi que le nombre de câbles pris est suffisant.

VI.8.1. Vérification des contraintes

Afin d'assurer la sécurité de la structure, il est indispensable de vérifier les contraintes qui s'y appliquent aussi bien durant les phases de construction qu'en phase de service. À ce titre, les contraintes normales et de cisaillement doivent impérativement respecter les limites prescrites par la réglementation en vigueur.

Les contraintes limites de calcul sont regroupées dans la figure et le tableau au-dessous :

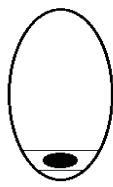
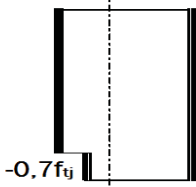
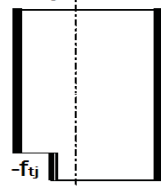
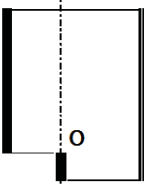
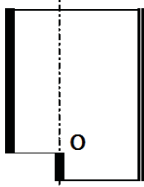
Classe	Exécution	Service		
Classe II		<u>Rares</u>	<u>Fréquente</u>	<u>Quasi perm</u>
	$-1.5 f_{tj}$ $0.6 f_{cj}$  $-0.7 f_{tj}$	$-1.5 f_{tj}$ $0.6 f_{cj}$  $-f_{tj}$	$-1.5 f_{tj}$ $0.6 f_{cj}$  0	$-1.5 f_{tj}$ $0.5 f_{cj}$  0

Figure VI-13 : Limitation des contraintes des sections en B.P

Tableau VI-18 : résultats de limitation des contraintes

J = 7 JRS	σ_{bcj}	15.89	MPA	EXÉ / Q.R / Q.F
	$\sigma_{bt1}(\text{SUP})$	-3.28	MPA	EXÉCUTION
	$\sigma_{bt2}(\text{INF})$	-1.53	MPA	
	$\sigma_{bt1}(\text{SUP})$	-3.28	MPA	Q.RARES
	$\sigma_{bt2}(\text{INF})$	-2.19	MPA	
J ≥ 28 JRS	σ_{bcj}	24	MPA	EXÉ / Q.R / Q.F
	$\sigma_{bt1}(\text{SUP})$	4.5	MPA	EXÉCUTION
	$\sigma_{bt2}(\text{INF})$	-2.1	MPA	
	$\sigma_{bt1}(\text{SUP})$	-4.5	MPA	Q.RARES
	$\sigma_{bt2}(\text{INF})$	-3	MPA	

VI.8.2. Caractéristiques nettes des sections

Pour la vérification des contraintes normales, trois sections caractéristiques sont retenues : L/4, 3L/8 et L/2. En revanche, la vérification des contraintes tangentielles est effectuée au niveau de la section située à $x = 0.5$

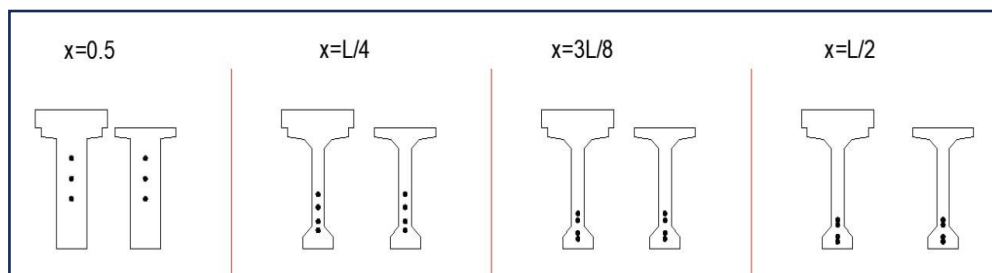


Figure VI-14 Les sections de vérification.

Tableau VI-19 : Caractéristiques des sections

	X = 0		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)	1.300	1.730	0.786	1.215	0.786	1.215	0.786	1.215
v_n (m)	0.816	0.962	0.898	0.828	0.898	0.828	0.898	0.828
v'_n (m)	1.070	1.340	1.102	1.472	1.102	1.472	1.102	1.472
I_{nG} (m⁴)	0.470	0.860	0.382	0.690	0.382	0.690	0.382	0.690
ρ (%)	41.41	38.56	49.11	46.60	49.11	46.60	49.11	46.60

VI.8.3. Justifications de la poutre à L'ELS

La précontrainte enfin est, sauf prescription contraire du marché, représentée, pour les justifications aux ELS, par deux valeurs caractéristiques P1 et P2 avec :

$$P1 = 1,02 P0 - 0,8 \Delta P \quad ; \quad P2 = 0,98 P0 - 1,2 \Delta P$$

Avec : **P0 = 2,97 MN**

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI-20 : Caractéristiques de chaque phase de vérification

	N CABLES	% MT	ΔP	P1	P2	DX=0.5	D X=L/4	D X=3L/8	D X=L/2
PHASE 1	3	50	5.20	4.36	4.09	1.22	0.47	0.30	0.24
PHASE 2	3	100	10.39	8.35	7.62	1.22	0.47	0.30	0.24
PHASE 3	4	100	21.12	10.11	8.63	1.22	0.58	0.37	0.30
PHASE 4	4	100	28.58	9.40	7.57	1.22	0.58	0.37	0.30

$$\sigma(y) = P \cdot B_n + P \cdot e_0 + M \ln y$$

Tableau VI-21 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)		-0.15	0.63	0.80	0.86	-0.15	0.63	0.80	0.86
M_{ELS}		0.00	2.00	2.60	2.85	0	2.00	2.60	2.85
P1 (MN)		4.36	4.36	4.36	4.36	8.35	8.35	8.35	8.35
P2 (MN)		4.09	4.09	4.09	4.09	7.62	7.62	7.62	7.62
σ_{MAX} (MPa)	σ_{SUP}	4.49	3.79	3.44	3.41	8.60	2.96	1.00	0.40
	σ_{INF}	1.86	7.70	10.08	8.16	3.57	20.02	22.42	23.16
σ_{MIN} (MPa)	σ_{SUP}	4.21	3.85	3.61	3.62	7.85	3.11	1.45	0.95
	σ_{INF}	1.75	6.85	9.11	7.15	3.26	17.78	19.82	20.42

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 VI-22 : 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)		0.12	0.89	1.10	1.17	0.12	0.89	1.10	1.17
M_{ELS}		0.00	3.33	4.25	4.55	0	9.18	11.5	12.5
P1 (MN)		10.11	10.11	10.11	10.11	9.40	9.40	9.40	9.40
P2 (MN)		8.63	8.63	8.63	8.63	7.57	7.57	7.57	7.57
σ_{MAX} (MPa)	σ_{SUP}	4.49	1.49	0.08	-0.44	4.17	8.66	9.13	9.51
	σ_{INF}	7.73	20.47	22.98	23.90	7.19	6.10	5.26	4.58
σ_{MIN} (MPa)	σ_{SUP}	3.83	4.27	4.53	0.42	5.68	11.50	12.74	10.58
	σ_{INF}	6.60	16.44	18.29	18.99	5.79	1.10	-0.55	-1.51

Détermination de la contrainte tangentielle :

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

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 VI-24 : calcul des contraintes tangentielles

V ser	$\sum P \sin \alpha$	Vred	S_n	I_n	B_n	σ_x
1.62	1.08	0.53	0.64	0.86	0.52	4.86

$$\tau_1 = 3,07 \text{ MPa.}$$

On constate que $\tau = 0,76 \text{ MPa} \leq \tau_1 = 3,07 \text{ MPa}$.

Donc Les contraintes tangentielles et normales sont vérifiées à ELS.

➤ Armatures des zones tendues

Dans les zones de la section où le béton est soumis à des contraintes de traction, il est nécessaire de prévoir une section minimale d'armatures A_s , déterminée conformément à l'équation suivante (art. 6.1.32 4.1 des règles BPEL).

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

Tableau VI-25 : calcul des armatures des zones tendues

$B_t =$	0.154	m ²
$\sigma_{Bt} =$	1.51	MPa
$N_{Bt} =$	0.12	MN

$$A_s = 6.32 \text{ cm}^2$$

Nous retiendrons donc 6 HA 12

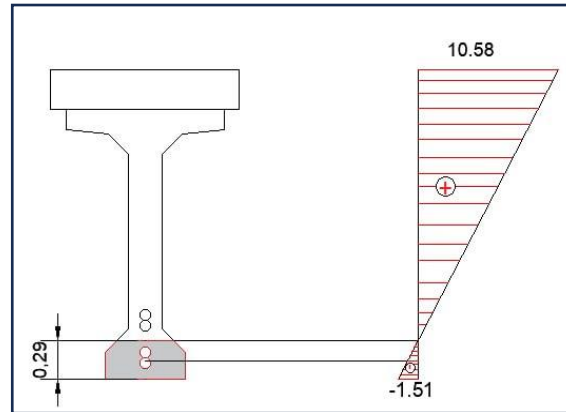


Figure VI-15 : Diagramme des contraintes à mi travée.

VI.8.4.1. Justification de la poutre à l'ELU

Les vérifications des éléments de la poutre vis-à-vis de l'état limite ultime (ELU) consistent à contrôler, d'une part, la résistance des armatures transversales et, d'autre part, celle des bielles comprimées du béton.

La première étape de cette vérification consiste à déterminer l'angle β_u formé par les bielles comprimées du béton avec la fibre moyenne de la poutre. Cet angle est donné par la relation suivante :

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

σ_x, σ_y : représentent les contraintes normales au niveau de G : $\sigma_x = \frac{P}{B_n}$

τ_u : contrainte tangentielle ultime, $\tau_u = \frac{v_{u-} \cdot S_n(y)}{I_n \cdot b_n}$

Tableau VI-26 : Détermination l'angle β_u

V_{ULT}	2.27	MPA	B_N	1.73	M^2
V_{RED}	1.18	MPA	σ_x	4.86	MPA
S_N	0.64	m^3	τ_u	1.69	MPA
I_N	0.86	m^4	β_u	17.41	$^\circ$
B_N	0.52	m			

On prend : $\beta_u = 30^\circ$

La deuxième étape consiste à déterminer la section des armatures transversale A_t , donnée par :

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b_n \cdot S_t \cdot \gamma} \geq \left[\tau_u - \frac{f_{tj}}{3} \right] tg B_u$$

Avec :

- 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.

$$\frac{A_t}{s_t} \geq 0.389 \text{ cm}$$

Nous retiendrons donc 2 HA 16 avec un espacement de 10 cm.

VI.8.4.2. Justification du béton

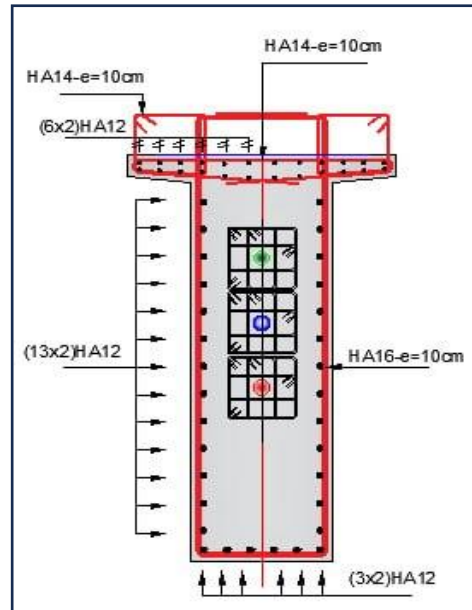
La justification du béton consiste à vérifier que la contrainte de compression dans les bielles comprimées reste inférieure à la contrainte ultime admissible du béton. Cette condition se traduit par la vérification de la contrainte de cisaillement suivante :

$$\tau_u \leq \frac{f_{c28}}{6} = \frac{40}{6} = 6.6 \text{ MPA}$$

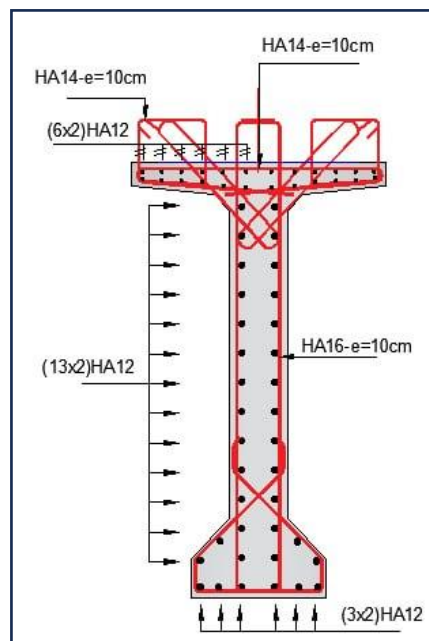
Tableau VI-27 : justification de béton.

Tu	1.69	MPA
FC28	40.00	MPA

1.69 < 6.6 Ce qui est vérifié



Figures VI.16 : ferrailage de la poutre en section d'about et à mi travée.



Figures VI.17 : ferrailage de la poutre en section à mi travée.

VI.9. CONCLUSION

L'étude de la précontrainte a permis de vérifier que le tracé de câblage adopté satisfait les exigences relatives aux contraintes normales et tangentielles dans les zones courantes de la poutre.

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.

CHAPITRES VII : ETUDE DE TABLIER

VII.1. INTRODUCTION

L'étude du tablier d'un pont consiste à analyser les efforts et contraintes auxquels il est soumis, afin de garantir sa résistance et sa durabilité dans le respect des normes en vigueur.

Dans ce chapitre, nous étudierons les éléments en béton armé du tablier, notamment l'hourdis et les entretoises, en déterminant leur ferrailage dans les directions longitudinale et transversale selon le BAEL. Les méthodes d'analyse utilisées ainsi que les choix de conception adoptés seront également présentés.

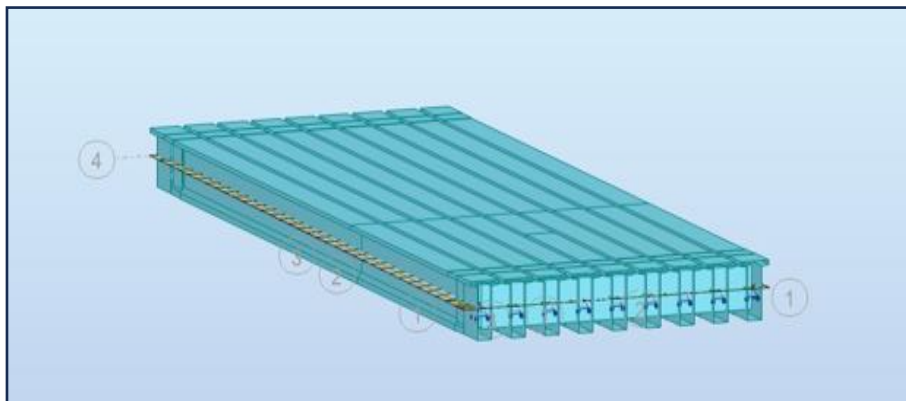
VII.2. L'HOUDIS GÉNÉRALE

L'hourdis est constitué d'une dalle en béton armé coulée en place, d'une épaisseur de 30 cm et d'une largeur de 12,70 m suivant l'axe du pont. Elle supporte l'ensemble des éléments de la superstructure, tels que l'étanchéité, le ballast, les traverses, les rails et les équipements d'exploitation.

Afin d'assurer sa résistance et sa durabilité, une analyse des sollicitations dans les directions transversale et longitudinale est nécessaire. Celle-ci permet de déterminer les moments fléchissants servant au dimensionnement du ferrailage, garantissant ainsi la sécurité de la structure.

VII.2.1. Modélisation de la dalle

La dalle est modélisée par des éléments de type plaque (Shell), tandis que les poutres sont représentées par des éléments de type barres



Figures VII.1. : Modélisation de la dalle sur logiciel

VII.4. DETERMINATION DES MOMENTS FLECHISSANTS

VII.4.1. Charges permanentes

Les charges permanentes appliquées à la dalle en béton armé de section $1 \times 0,30$ m sont récapitulées comme suit :

- Poids propre des rails : 2,40 kN/ml
- Poids propre des garde-corps : 2,00 kN/ml
- Poids propre des caténaires : 4,80 kN/ml
- Poids propre des traverses : 8,40 kN/ml
- Poids propre de la couche d'étanchéité : 7,04 kN/ml
- Poids propre du ballast : 80,00 kN/ml
- Poids propre total de l'hourdis : 64,00 kN/ml
- Poids propre du mur garde-ballast : 7,50 kN/ml

VII.4.2. Diagrammes des moments fléchissant résultants

La dalle est étudiée en flexion simple dans les deux directions, transversale et longitudinale. L'analyse des sollicitations a été effectuée à l'aide du logiciel Autodesk Robot Structural Analysis Professional, qui permet de visualiser la répartition des charges à travers la cartographie des panneaux et de déterminer les moments fléchissants suivant la direction yy .

Dans le but de dimensionner correctement le ferrailage de la dalle, les combinaisons de charges les plus défavorables ont été considérées aussi bien à l'État Limite Ultime (ELU) qu'à l'État Limite de Service (ELS). Les moments fléchissants obtenus constituent ainsi la base du calcul des armatures nécessaires afin d'assurer la résistance, la stabilité et la durabilité de l'ouvrage.

- **À l'état limite ultime :**

$$1,35 \cdot G_{\max} + 1,35 \cdot \gamma_{\text{ballast}} G_{\text{ballast}} + 1,45 \cdot \varphi \cdot \alpha (UIC71(1) + UIC71(2))$$

- **À l'état limite de service :**

$$G_{\max} + \gamma_{\text{ballast}} G_{\text{ballast}} + \varphi \cdot \alpha (UIC71(1) + UIC71(2))$$

On récapitule les valeurs des moments fléchissant transversaux ' M_{yy} ' obtenus des diagrammes ci-avant dans le tableau suivant :

Les résultats sont présentés en **Annexe B**.

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

Moments fléchissant		A l'ELU	A l'ELS
M _{yy} (KN.m)	Sur appui	-22.77	-15.91
	A mi-travée	14.71	10.24

Ces valeurs des moments seront saisies dans le logiciel 'EXPERT' afin de procéder au calcul du dimensionnement du ferrailage de la dalle.

A. Flèche due au poids propre

La flèche maximale due au poids propre est déterminée à partir de la combinaison des charges permanentes (G) (ANNEXE B)

La flèche maximale dans la poutre due au poids propre est de $f_G = 1.8$ cm

B. Contre-Flèche due à la précontrainte

La flèche maximale dans la poutre due à la précontrainte est de : $f_p = -4.5$ cm

C. Flèche de construction

La flèche de construction est donnée par :

$$f_c = \frac{3}{4}(|f_p| - |f_g|) = \frac{3}{4}(4.5 - 1.8) = -2.025 \text{ cm}$$

D. Flèche maximale à l'ELS

La flèche maximale dans la poutre sous la combinaison à l'ELS : G + UIC 71 + SW/2 est de :

$$f_{SER} = 10.8 \text{ cm}$$

VII.4.2.1. VERIFICATION DE LA FLECHE

Selon le BAEL, la flèche admissible est égale à $L/800$, où L est la portée de la travée. Ainsi, on obtient :

$$f_{adm} = \frac{35}{800} = 4.375 \text{ cm.}$$

$$f_t = f_c + f_p + f_{SER} = 4.275 \text{ cm}$$

$$f_t = 4.275 \text{ cm} < f_{adm} = 4.375 \text{ cm} \rightarrow \text{Vérifiée}$$

VII.4.3. Étude de la flexion**VII.4.3.1. Calcul du ferrailage transversal****1) Hypothèses de calcul :**

Le dimensionnement du ferrailage transversal de la dalle est effectué conformément aux dispositions du BAEL 91, en adoptant les hypothèses suivantes :

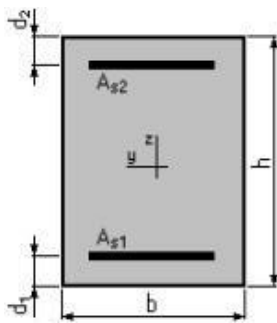
- Résistance caractéristique du béton à 28 jours :

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

- Limite d'élasticité de l'acier :

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

- Fissuration considérée comme préjudiciable ;
- Prise en compte des armatures comprimées dans le calcul ;
- Absence de dispositions parasismiques particulières ;
- Vérifications et dimensionnement réalisés conformément aux règles du BAEL 91.

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 :

Tableau VII-2 : Moments max et min

	Mmax (KN.m)	Mmin (kN.m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	14,71	-22,77
Etat Limite de Service	10,24	-15,91
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4) Résultats

Le calcul du ferrailage transversal a conduit aux résultats suivants :

- Section d'acier théorique en traction :

$$A_{s1} = 7.00 \text{ cm}^2$$

- Section d'acier théorique en compression :

$$A_{s2} = 7.00 \text{ cm}^2$$

- Section minimale d'armatures :

$$A_{s,min} = 7.00 \text{ cm}^2$$

- Taux de ferrailage théorique :

$$\rho = 0.28\%$$

- Taux de ferrailage minimal :

$$\rho_{min} = 0,28\%$$

Ainsi : On opte pour :

- ✓ **7HA12** pour la nappe inférieure avec un espacement de 15cm
- ✓ **7HA12** pour la nappe supérieure avec un espacement de 15cm

VII.4.3.2. Ferrailage longitudinale

On prend les armatures de construction identiques à la section des armatures transversales calculées.

- **Nappe inférieure :**

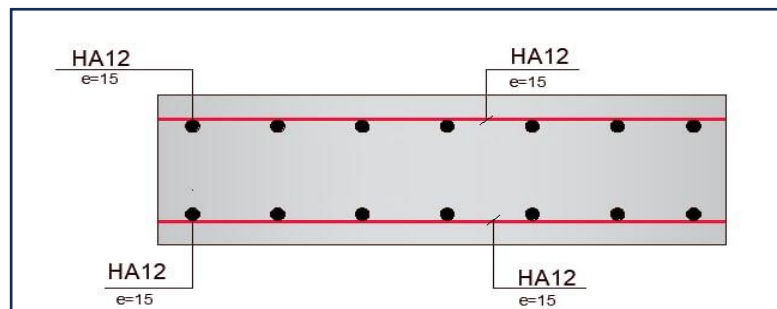
$$A_s = 7,00 \text{ cm}^2$$

On adopte un ferrailage constitué de 7HA12 espacés de 15 cm

- **Nappe supérieure :**

$$A_s = 7,00 \text{ cm}^2$$

On adopte un ferrailage constitué de 7HA12 espacés de 15 cm



Figures VII.7. : Ferrailage de la dalle (coupe longitudinale)

VII.4.4. Étude des entretoises

VII.4.4.1. Introduction

Les entretoises sont des poutres transversales coulées sur appuis, jouant un rôle important dans la structure du pont. Elles permettent une bonne répartition des charges entre les poutres afin d'éviter les concentrations de contraintes.

Elles contribuent également à augmenter la rigidité et la stabilité globale de l'ouvrage face aux différentes sollicitations.

En outre, les entretoises facilitent les opérations de vérinage du tablier ainsi que le remplacement des appareils d'appui pendant les travaux de maintenance.

- ❖ L'étude des entretoises comprend principalement :

- L'analyse en flexion longitudinale.

- La vérification des efforts tranchants.

VII.4.4.2. Schématisation statique de l'entretoise d'about

Le remplacement des appareils d'appui sera réalisé à vide, c'est-à-dire sans charges d'exploitation appliquées sur le tablier. Ainsi, les vérins soulèveront uniquement les charges permanentes transmises aux entretoises par les poutres.

Le nombre de vérins dépend principalement de la charge totale à reprendre. Cependant, afin de réduire les moments fléchissants dans les entretoises, il est préférable de multiplier les points de levage. Une répartition plus importante des points de soulèvement permet de mieux répartir les charges et de diminuer les sollicitations locales, assurant ainsi la sécurité de la structure durant l'opération.

Le schéma statique adopté est représenté par la figure suivante :

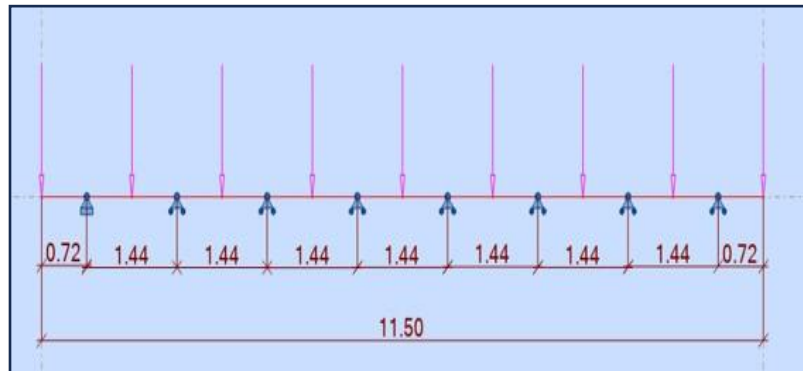


Figure VII-8 : Cotations et distances entre les vérins.

$P_{\text{superstructure}} : P_t - P_{\text{entretoise}} = 15711.15 - 195.75 = 15515.4 \text{ KN}$

$$P_p = \frac{P_{\text{SUPER}}}{2 \cdot N_p} = \frac{15515.4}{2 \cdot 9} = 863.04 \text{ KN}$$

$$G_{\text{entretoise}} = \frac{P_{\text{entretoise}}}{2 \times 11,5} = 10,86 \text{ KN}$$



Figure VII-9 : Modélisation du poids de la superstructure.

VII.4.3.4. Ferrailage longitudinale

Tableau VII-3 : Moments a l'ELU et l'ELS

Position de la section	ELU: M_u (KN · m)	ELS: M_{ser} (KN · m)
SUR APPUI	-841.46	-623.30
A MI-TRAVÉE	272.45	201.82

En utilisant le logiciel Robot expert pour calculer le ferrailage de l'entretoise :

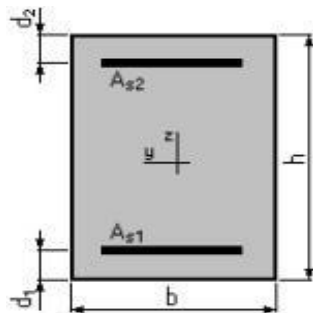
1. Hypothèses :

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

2. Section:



- $b = 30,0$ (cm)
- $h = 150,0$ (cm)
- $d_1 = 5,0$ (cm)
- $d_2 = 5,0$ (cm)

3. Moments appliqués :

Tableau VII-3 : Moments max et min

	Mmax (KN.m)	Mmin (kN.m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	272.45	-841.46
Etat Limite de Service	0,00	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats :

- Sections d'Acier :
- Section théorique $A_{s1} = 12.2 \text{ (cm}^2\text{)}$
- Section théorique $A_{s2} = 13.8 \text{ (cm}^2\text{)}$
- Section minimum $A_{s \text{ min}} = 12.2 \text{ (cm}^2\text{)}$
- Théorique $\rho = 0,28 \text{ (\%)}$
- Minimum $\rho_{\text{ min}} = 0,28 \text{ (\%)}$

On adopte le ferrailage de l'entretoise suivant :

8HA14 pour la nappe inférieure avec un espacement de 20cm

4HA16+4HA14 pour la nappe supérieure avec un espacement de 20cm

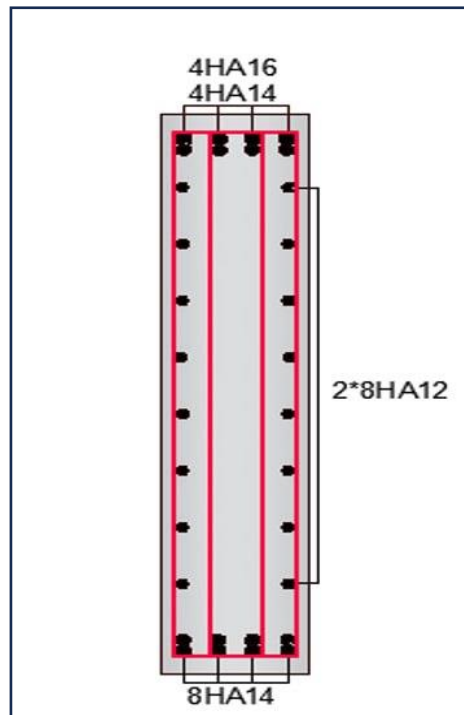


Figure VII-4 : Ferrailage de l'entretoise.

CHAPITRES VIII : ETUDE SISMIQUE ET EQUIPEMENTS DE PONT

VIII.1. INTRODUCTION

Les équipements d'un ouvrage, malgré la diversité de leurs caractéristiques, de leur conception et de leur mode de fonctionnement, occupent une place essentielle dans la durabilité et la fiabilité de la structure. Ils contribuent non seulement au bon comportement de l'ouvrage, mais également à assurer la sécurité et le confort des usagers, qui demeurent les principaux bénéficiaires de ces dispositifs.

Dans ce contexte, une attention particulière sera portée aux équipements indispensables de l'ouvrage, notamment les appareils d'appui et les joints de chaussée. Leur comportement sera étudié sous différentes sollicitations critiques, telles que les états limites ultimes ainsi que les actions exceptionnelles d'origine sismique. Cette analyse a pour objectif de garantir l'intégrité et la pérennité de l'ouvrage tout en plaçant la sécurité des usagers et des intervenants au centre des préoccupations.

VIII.2. APPAREILS D'APPUI

Les appareils d'appui constituent des éléments fondamentaux de la structure, assurant la liaison entre le tablier et les appuis. Leur fonction ne se limite pas uniquement à la transmission des efforts mécaniques ; ils permettent également de reprendre les charges verticales et horizontales tout en autorisant les déplacements et rotations nécessaires au bon comportement de l'ouvrage.

Grâce à leur capacité de déformation, ces dispositifs absorbent les mouvements engendrés par les variations thermiques, les charges d'exploitation ou encore les actions sismiques. Cette souplesse contribue à limiter les contraintes internes au sein de la structure et à améliorer sa durabilité dans le temps.

En assurant la stabilité et le bon fonctionnement de l'ouvrage, les appareils d'appui participent également à la sécurité et au confort des usagers, notamment en réduisant les vibrations et en garantissant une circulation plus fiable. Leur rôle revêt ainsi une importance à la fois structurelle et fonctionnelle, puisqu'ils contribuent à préserver l'intégrité de l'infrastructure tout en assurant la protection des utilisateurs.

VIII.2.1. Choix du type d'appareil d'appui

D'après le guide technique « Appareils d'appui en élastomère fretté » publié par le SETRA, les appareils d'appui en élastomère fretté (AAEF), associés aux appareils d'appui à pot (AAP), représentent la grande majorité des dispositifs d'appui utilisés dans les ouvrages d'art, notamment les ponts. Cette large utilisation témoigne de leur efficacité, de leur fiabilité et de leur bon comportement en service.

Dans le cadre du présent ouvrage, le choix s'est porté sur les appareils d'appui en élastomère fretté en raison des nombreux avantages qu'ils présentent, tant sur le plan technique qu'économique :

- Leur mise en œuvre est simple, avec des opérations de réglage et de contrôle relativement aisées sur chantier.
- Ils permettent une meilleure répartition des efforts horizontaux entre les différents appuis, assurant ainsi un comportement plus homogène de la structure.
- Leur exploitation ne nécessite pratiquement aucun entretien particulier, ce qui constitue un avantage important pour la durabilité et la gestion de l'ouvrage.
- Leur coût demeure relativement économique tout en garantissant un niveau élevé de sécurité et de performance.

Ainsi, le recours aux appareils d'appui en élastomère fretté répond à la nécessité d'assurer un fonctionnement fiable et durable de l'ouvrage, tout en prenant en considération les contraintes techniques, économiques et d'exploitation du projet.

VIII.2.2. Dimensionnement des appareils d'appuis

Les appareils d'appui de type B se distinguent par une composition soigneusement étudiée, alliant performance technique et durabilité. Ils sont constitués de « **n+1** » frettes métalliques intercalées avec « **n** » feuillets d'élastomère de même épaisseur, assurant ainsi une répartition homogène des efforts et une flexibilité contrôlée.

Pour garantir leur résistance dans le temps et leur bon comportement en service, ces appareils sont enrobés sur leur périphérie d'une couche d'élastomère d'au moins 4 mm, tandis que les faces supérieures et inférieures sont protégées par une épaisseur nominale de 2,5 mm.

VIII.2.2.1. Aire de l'appareil d'appui

Les dimensions en plan de l'appareil d'appui sont déterminées à partir de la vérification des conditions de non-cheminement et de non-écrasement, en considérant la contrainte normale engendrée par la réaction d'appui maximale à l'état limite ultime (ELU).

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

- **R_{max}** : Représente la réaction d'appui maximale à l'État Limite Ultime (ELU) d'une valeur de **2.601 MN**
- **σ_m** : Désigne la contrainte de compression exercée sous l'effet de cette réaction maximale.
- **a** : Côté parallèle à l'axe longitudinal de l'ouvrage.
- **b** : Côté perpendiculaire à l'axe longitudinal de l'ouvrage.

Donc :

On a : $a \cdot b \geq 1300.5 \text{ cm}^2$

A partir de l'annexe 3 et du tableau de dimensions en zones sismiques et en plans courantes on prendra : **a=400mm** et **b=450mm**

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

En respectant la condition de non-flambement : $\frac{b}{5} \leq T \leq \frac{b}{10}$ (b le plus grand coté)

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

VIII.2.2.3. Dimensionnement des frettes

On vérifie la contrainte de traction dans les frettes :

$$t_s > \frac{a}{B} \cdot \frac{\sigma_m}{\sigma_e}$$

$$t_s > 2\text{mm}$$

Avec :

$$B(\text{Coefficient de forme}) = \frac{a \times b}{2 \times G \times (a + b)}$$

$$\sigma_e = 235 \text{ kg/mm}^2$$

Et pour : $G=0.9$ (Module de calcul du Caoutchou)

On obtient :

$$\sigma_m = 14.45 \text{ MPa}, \beta = 11.76$$

Donc :

On prend **Ts= 3mm**

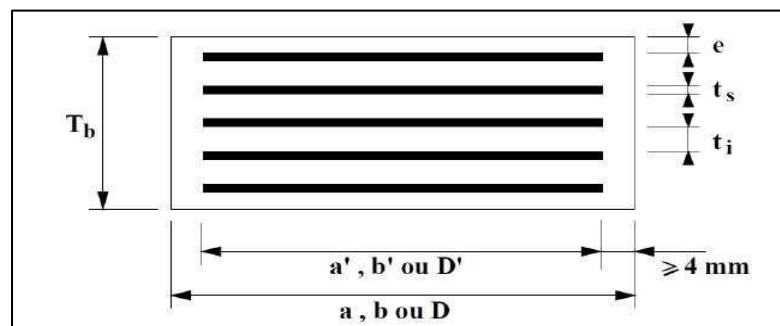


Figure VIII-1 : Définition géométrique d'un appareil d'appui.

Tableau VIII.1 : Caractéristiques géométriques de l'appareil d'appui en élastomère fretté

Dimensions	a	b	ts	ti	e	n	T	Tb
Valeurs	400 (mm)	450 (mm)	3 (mm)	10 (mm)	5 (mm)	6	60 (mm)	78 (mm)

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

- **n** : nombre de feuillets élémentaires en élastomère.
- **t_i** : épaisseur nominale d'un feuillet élémentaire en élastomère.
- **t_s** : épaisseur d'une frette métallique élémentaire.
- **T** : épaisseur totale de l'élastomère, obtenue par superposition des différents feuillets.
- **Tb** : épaisseur totale de l'appareil d'appui, comprenant l'ensemble des couches d'élastomère, les frettes métalliques ainsi que les enrobages.
- **e** : épaisseur de l'enrobage extérieur.

VIII.3. ÉVALUATION DE LA RAIDEUR TOTALE K

Les raideurs des différents appuis sont calculées comme suite :

$$k_{A-app} = \frac{G \times a \times b}{T} \quad ; \quad k_{Pile} = n_f \times \frac{3 \times E \times I}{h^3} \quad ; \quad k_{Appui} = \frac{1}{\frac{1}{k_{A-app}} + \frac{1}{k_{Pile}}}$$

- **G** : module de cisaillement de l'élastomère en régime dynamique, pris égal à $G = 1,2 \text{ MPa}$.
- **nf**: nombre de fûts constituant la pile ($nf = 3$).
- **a, b, T** : dimensions caractéristiques de l'appareil d'appui en plan (a, b) et son épaisseur totale d'élastomère (T).
- **E** : module d'élasticité instantané du béton, déterminé à partir de $f_{c28} = 30 \text{ MPa}$, soit $E = 34\,180 \text{ MPa}$.

En ce qui concerne la culée, elle est considérée comme infiniment rigide donc sa rigidité totale est celle de ses appareils d'appui.

Tableau VIII-2 : Raideurs longitudinales des appuis.

Appui	H(m)	I (m ⁴)	Kpile (MN/m)	KA-app	nA-app	Kappui (MN/m)
C1/C2	/	/	INFINI	3.60	9	32.40
P1	7.16	0.785	657.87	3.60	18	58.99
P2	9.88	0.785	250.38	3.60	18	51.48
P3	9.67	0.785	267.05	3.60	18	52.15
P4	8.5	0.785	393.21	3.60	18	55.63
P5	6.75	0.785	785.18	3.60	18	59.86
P6	6.03	0.785	1 101.35	3.60	18	61.20

Donc : $K_{long} = \sum K_{appui} = 404.10 \text{ (MN/m)}$

Tableau VIII-3 : Raideurs transversales des appuis.

Appui	H(m)	I (m ⁴)	Kpile (MN/m)	KA-app	nA-app	Kappui (MN/m)
C1/C2	/	/	INFINI	3.60	9	32.40
P1	7.16	0.785	31 130.76	3.60	18	64.67
P2	9.88	0.785	11 848.35	3.60	18	64.45
P3	9.67	0.785	12 637.16	3.60	18	64.47
P4	8.5	0.785	18 606.81	3.60	18	64.58
P5	6.75	0.785	37 155.02	3.60	18	64.69
P6	6.03	0.785	52 116.69	3.60	18	64.72

Donc ; $K_{trans} = \sum K_{appui} = 419.98 \text{ (MN/m)}$

VIII.4. ÉTUDE SISMIQUE

L'analyse du comportement des ouvrages sous actions sismiques constitue une étape essentielle du dimensionnement, visant à garantir leur sécurité et leur capacité de résistance en cas de séisme. Elle a pour objectif de limiter le risque de défaillance structurelle, tout en assurant la protection des usagers et la continuité fonctionnelle de l'ouvrage. Cette démarche s'inscrit ainsi dans une logique de sécurité, de durabilité et de responsabilité vis-à-vis des enjeux humains et techniques.

Conformément aux prescriptions du **RPOA 2008**, les paramètres sismiques relatifs à l'ouvrage étudié sont définis comme suit :

- Le pont est classé en **groupe 1**, correspondant aux ouvrages d'importance élevée nécessitant un niveau de sécurité renforcé.
- Le site d'implantation est de catégorie de sol **S2**, caractérisant un sol relativement ferme, influençant favorablement la réponse sismique.
- L'ouvrage se situe en zone sismique **IIa**, correspondant à une sismicité moyenne.
- Le coefficient d'accélération de zone est fixé à **A = 0,25**, selon le tableau 3.1 du règlement.
- Le taux d'amortissement des matériaux des appuis est pris égal à $\xi = 5 \%$, valeur usuelle pour les analyses dynamiques des structures en béton armé.
- Le module de cisaillement dynamique de l'élastomère des appareils d'appui est pris égal à $G = 1,2 \text{ MPa}$, traduisant sa capacité à dissiper une partie de l'énergie vibratoire.

Sur le plan méthodologique, l'étude dynamique du pont sous sollicitation sismique est généralement menée à l'aide de la méthode spectrale modale, basée sur le mode fondamental de vibration, ou par l'analyse par spectre de réponse, particulièrement adaptée aux structures plus complexes.

Au-delà des exigences normatives, cette étude vise à concevoir des ouvrages capables de résister aux actions exceptionnelles, en intégrant pleinement la notion de sécurité et de protection des personnes, tout en assurant la pérennité de l'infrastructure.

VIII.4.1. Méthode monomodale

La méthode monomodale est utilisée lorsque le comportement dynamique de l'ouvrage peut être représenté de manière satisfaisante par un modèle à un seul degré de liberté. Dans ce cas, seule la forme modale fondamentale est considérée, en supposant que la masse vibrante est essentiellement concentrée dans ce mode principal. Cette approche simplifiée permet une analyse efficace et rapide, sous réserve que ses hypothèses de validité soient respectées.

Toutefois, avant d'adopter cette méthode pour l'ouvrage étudié, il est nécessaire de vérifier que les conditions d'application sont bien satisfaites. Cette étape de validation constitue une phase essentielle de l'étude, garantissant la fiabilité des résultats obtenus.

Au-delà de l'aspect purement technique, cette vérification traduit une démarche de rigueur et de responsabilité dans le choix des hypothèses de calcul, afin d'assurer une conception fiable de l'ouvrage et de contribuer à la sécurité des usagers.

❖ Masse modale

Pour que l'approche monomodale soit considérée comme valide, la masse modale correspondant à la masse totale mobilisée par le mode fondamental doit représenter au minimum 70 % de la masse totale de la structure. Cette masse totale comprend à la fois le tablier ainsi que les éléments en élévation, notamment les fûts et les chevêtres des appuis.

En pratique, cette condition peut être exprimée de manière simplifiée par le critère suivant : La masse des piles (M_p) doit rester inférieure à 43 % de la masse du tablier (M_t), soit :

$$M_p < 0,43 M_t$$

Cette vérification permet de s'assurer que le comportement dynamique de l'ouvrage est essentiellement gouverné par le tablier, et que le mode fondamental de vibration représente correctement la réponse sismique globale de la structure.

- $M_t = G \times \text{Nombre de travées} = 14\,718.4 \times 7 = 103\,028.8 \text{ KN}$
- $M_{\text{piles}} = M_{\text{fut}} + M_{\text{chevêtre}} = 3\,767.22 + 10\,972.8 = 14\,740.02 \text{ KN}$

On a:

$$0.43 \times M_t = 44\,302.384 \text{ KN} > M_p = 14\,740.02 \text{ KN} \dots \text{ (Condition vérifiée)}$$

❖ Courbure du pont

Le pont est de configuration droite, sans courbure en plan. Par conséquent, l'axe longitudinal de l'ouvrage est rectiligne et ne présente aucun angle de déviation. Cette disposition satisfait pleinement les exigences de régularité géométrique... **(condition vérifiée)**.

VIII.4.1.1. Évaluation de l'effort sismique longitudinal

Dans la direction longitudinale des ponts à tracé rectiligne, les déplacements horizontaux du tablier restent généralement faibles par rapport aux déformations des têtes de piles induites par l'action sismique. Ainsi, la réponse dynamique de l'ouvrage est essentiellement gouvernée par la flexibilité des appuis verticaux, qui joue un rôle déterminant dans son comportement global sous séisme.

On applique au tablier une force horizontale statique équivalente F donnée par :

$$\mathbf{F} = \mathbf{M} \times \mathbf{Sae}(\mathbf{T}, \xi)$$

Où :

- $\mathbf{M}$: la masse de système qui égale à la masse totale de tablier seul car il repose sur des appareils d'appui en élastomère frettée : $M = 1471.84t$
- $Sa(T)$: accélération spectrale de spectre de calcul correspondant à la période fondamentale.

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

- g : accélération de la pesanteur $g = 9.81 \text{ m/s}^2$
- T_1, T_2 : périodes caractéristiques du site
- S : coefficient de site
- A : coefficient donné dans le tableau 3.1
- η : facteur de correction d'amortissement

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}}$$

- ξ : taux d'amortissement défini en 4.2.4

Pour :

- $A=0.25$
- $S=1.1$
- $T_1=0.15$ et $T_2=0.4$
- $T = 2\pi \sqrt{\frac{M}{K}} = 0.803s$

❖ **Force sismique longitudinale:**

On a : $T_2 = 0.4s < T = 0.803s < 3.00s$

Donc $S_{ae}(T, \xi) = 2.689 \text{ m/s}^2$

$FL = M \times S_{ae}(T, \xi) = 27704.36 \text{ KN}$

❖ **Le déplacement de tablier par rapport au sol :**

$$d = \frac{T^2}{4 \times \pi^2} \times s_a$$

Donc : $d=0.069\text{m}$

❖ **La force répartie sur chaque appui :**

La force F est répartie sur chaque appui (i) au prorata des raideurs :

$$F_i = \frac{k_i}{k} \times F$$

Tableau VIII-4 : Répartition des efforts longitudinaux sur chaque appui

Piles	Kappui (MN/m)	KT (MN/m)	F (KN)	Fappui (KN)
C1	32.40	404.10	27 704.4	2221.3
P1	58.99	404.10	27 704.4	4044.2
P2	51.48	404.10	27 704.4	3529.2
P3	52.15	404.10	27 704.4	3575.0
P4	55.63	404.10	27 704.4	3814.0
P5	59.86	404.10	27 704.4	4103.8
P6	61.20	404.10	27 704.4	4195.7
C2	32.40	404.10	27 704.4	2221.3

VIII.4.1.2. Évaluation de l'effort sismique vertical

L'action sismique verticale est évaluée pour chaque travée à l'aide de la relation suivante :

$$R_i = a \times b \times \mu \times L$$

Avec :

- L : Longueur de la travée
- μ = Masse linéique du tablier = 294368 kg/m

Zone sismique	IA			IB			II			III		
Importance	B	C	D	B	C	D	B	C	D	B	C	D
Site S0	1,75	2,63	3,50	2,63	3,50	4,38	4,38	5,25	6,13	6,13	7,00	7,88
Site S1	1,75	2,63	3,50	2,63	3,50	4,38	4,38	5,25	6,13	6,13	7,00	7,88
Site S2	1,58	2,36	3,15	2,36	3,15	3,94	3,94	4,73	5,51	5,51	6,30	7,09
Site S3	1,40	2,10	2,80	2,10	2,80	3,50	3,50	4,20	4,90	4,90	5,60	6,30

Tableau 4-6 : Paramètre a

Le paramètre b quantifie la réaction d'appui pour un ouvrage " normalisé " : travée centrale, masse linéique et spectre unitaires ($L=1$, $\mu=1$, $R(T)=1$ pour toute période T). Les valeurs obtenues sont présentées au Tableau 4-7 pour différents types d'ouvrages (Figure 4-10).

1 travée	2 travées				3 travées			4 travées			
b = 0,41	Ψ	R_1	R_2	R_3	Ψ	R_1	R_2	Ψ	R_1	R_2	R_3
	0,5	0,22	0,57	0,33	0,5	0,22	0,45	0,5	0,19	0,38	0,71
	0,6	0,24	0,49	0,31	0,6	0,24	0,48	0,6	0,25	0,42	0,62
	0,7	0,29	0,52	0,28	0,7	0,26	0,58	0,7	0,29	0,57	0,54
	0,8	0,33	0,63	0,25	0,8	0,26	0,69	0,8	0,27	0,70	0,64
	0,9	0,34	0,78	0,25	0,9	0,24	0,75	0,9	0,22	0,69	0,82
	1,0	0,31	0,89	0,31	1,0	0,25	0,75	1,0	0,24	0,64	0,90

Figure VIII-2 : Paramètres A, B

A, B sont des paramètres tirés de la figure ci-dessous :

Dans le cas de notre ouvrage :

- Le coefficient A :
A=4.38
- Les coefficients B :
B= 0.24 pour les culées
B= 0.64 pour les piles P1 et P6
B= 0.9 pour la pile P2 et P5
B= 0.9 pour la pile P3 et P4
- En remplaçant dans l'équation :
R culée = 9742.40KN
R (P1 et P6) = 25979.742 KN
R (P2 et P5) = 36534.012 KN
R (P3 et P4) = 36534.012 KN

VIII.4.1.3. Combinaisons des composantes de l'action sismique

Conformément à l'équation 4.15 du RPOA, les effets des différentes composantes du mouvement sismique sont combinés selon les relations suivantes :

$$E_1 = \pm E_x \pm 0.3E_y \pm 0.3E_z$$

$$E_2 = \pm E_y \pm 0.3E_x \pm 0.3E_z$$

$$E_3 = \pm E_z \pm 0.3E_x \pm 0.3E_y$$

Les résultats des combinaisons sont représentés dans le tableau ci-dessous :

Tableau VIII-5 : Combinaisons des efforts.

Appui	EX(KN)	EY(KN)	EZ(KN)	E1(KN)	E2(KN)	E3(KN)
C1	2212.63	2,636.20	1547.198	3,467.65	3,764.15	3,001.85
P1	4028.45	5,690.62	4125.862	6,973.39	8,136.91	7,041.58
P2	3731.22	5,707.03	5801.993	7,183.93	8,566.99	8,633.47
P3	3561.15	5,714.10	5801.993	7,015.98	8,523.04	8,584.57
P4	3799.16	5,703.82	5801.993	7,250.90	8,584.17	8,652.89
P5	4087.88	5,686.31	5801.993	7,534.37	8,653.27	8,734.25
P6	4179.35	5,678.46	4125.862	7,120.65	8,170.02	7,083.21
C2	2212.63	2,636.20	1547.198	3,467.65	3,764.15	3,001.85

VIII.4.2. Analyse modale spectrale

Pour faire notre calcul multimodal, on est besoin d'un logiciel de calcul. Pour cela, on réutilisera le modèle longitudinal, en modélisant les piles et les appareils d'appuis et en appliquant une analyse modale spectrale.

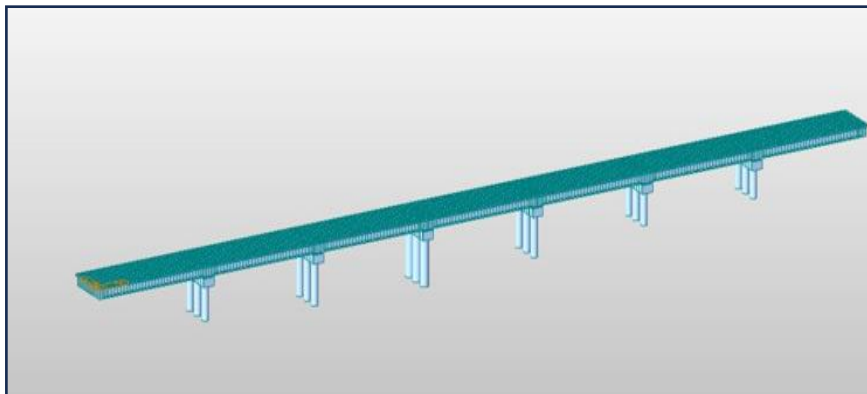


Figure VIII-3 : Modèle de calcul multimodal.

Le spectre de réponse élastique **S_{ae}** constitue généralement la donnée de base pour le calcul sismique. Les spectres de réponses utilisées pour le calcul sont :

VIII.4.2.1. Spectre de réponse de la composante horizontale

Pour les directions longitudinale et transversale de l'ouvrage, l'évaluation de l'action sismique horizontale est effectuée à l'aide du spectre de réponse présenté ci-après. Ce spectre permet de représenter l'évolution de l'accélération sismique en fonction de la période propre de la structure et sert de base au calcul des efforts dynamiques appliqués au pont.

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

S_{ae} (T, ξ) : accélération spectrale du spectre de calcul correspondant à l'amortissement ξ et à la période **T** du mode propre considéré dans la direction considérée.

A : coefficient d'accélération de zone. **A = 0.2**

g : accélération de la pesanteur **g = 9.81 m/s²**

S : coefficient du site **S = f(S2) = 1.1** (RPOA, tableau 3.3).

T : période du mode propre considéré dans la direction considérée.

T1, T2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site (RPOA, tableau 3.3) :

$$(T1, T2) = f(S2) = (0.15 ; 0.40)$$

η : facteur de correction de l'amortissement : $\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} = 1$

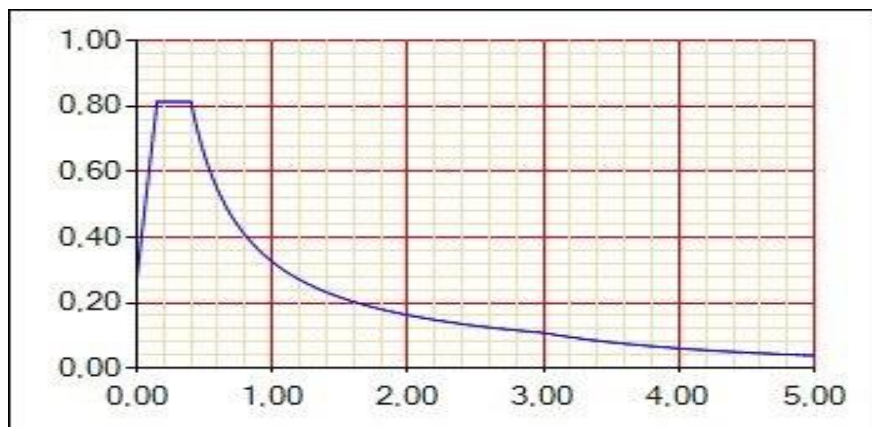


Figure VIII-4 : Spectre de réponse élastique Sae (T) - composante horizontale. [MIDAS].

VIII.4.2.2. Spectre de réponse de la composante verticale

Pour la composante verticale du séisme, le calcul est réalisé à l'aide du spectre de réponse présenté ci-dessous. Ce spectre permet d'évaluer les effets des accélérations verticales sur les différents éléments du pont.

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

α : coefficient qui tient en compte l'importance de la composante verticale en zone de forte sismicité **α (zone II a) = 0**

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

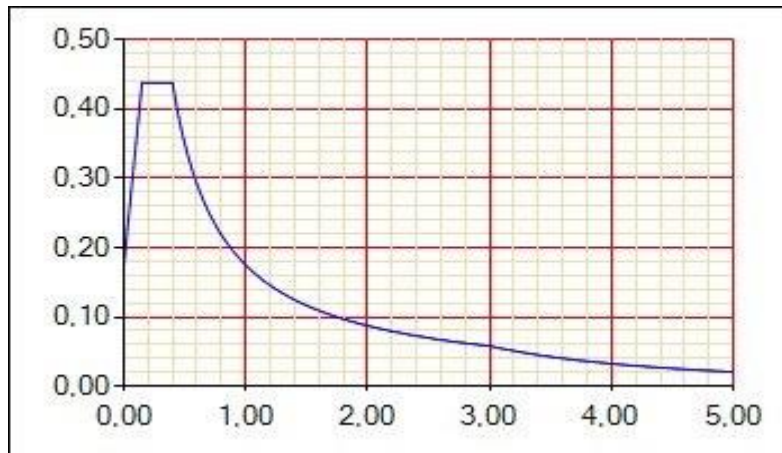


Figure VIII-5 : Spectre de réponse élastique $S_{ae}(T)$ - composante verticale [MIDAS].

VIII.4.2.3. Modes significatifs

Tous les modes qui ont une contribution importante à la réponse structurale totale doivent être pris en compte. Autrement dit, on tient en compte les modes pour lesquels la somme des masses modales effectives $\Sigma(M_i)c$ atteint au moins 90% de la masse totale du pont MT (ou 70% à condition de considérer le mode résiduel qui tient compte des modes négligés).

Tableau VIII.6 : Modes propres.

..	Période (s)	Participation de masse (%)			Cumul de participation (%)		
		UX	UY	UZ	Cumul X	Cumul Y	Cumul Z
1	0.718	0	21.33	0	0	21.33	0
2	0.709	0	11.33	0	0	32.56	0
3	0.686	0	4.19	0	0	36.75	0
4	0.674	0	6.82	0	0	43.57	0
...	...	...	...	...	...	...	...
7	0.542	37.27	0	0.2	37.27	56.52	0.2
8	0.517	13.42	0	0.09	50.69	56.52	0.29
9	0.451	0	7.51	0	50.69	56.52	0.29
...		...		...	...	...	...
97	0.046	0	0.03	0	98.20	98.56	63.24
98	0.043	0	0	7.48	98.20	98.56	70.73
99	0.042	0.01	0	0.09	98.21	98.56	70.81

VIII.5. VÉRIFICATION DES APPAREILS D'APPUI

VIII.5.1. Résistance à la compression

On vérifie que :

$$\sigma_m \leq 20 \text{ MPa}$$

Avec :

$$\sigma_m = \frac{N}{a \times b}$$

En remplaçant :

$$\sigma_m = \frac{2.601}{400 \times 450} \times 10^6 = 14.45 \text{ MPa} < 20 \text{ MPa} \dots \text{(Condition vérifié)}$$

VIII.5.2. Sécurité au flambement

On doit vérifier que :

$$\gamma_s \times Pu \leq Pc$$

Avec :

γ_s : Coefficient de sécurité

P_u : La valeur maximale des charges verticales à l'ELU

P_c : la charge critique du flambement

B : l'aire nominale de l'appui

D : la somme d'une épaisseur de frette et d'une épaisseur de caoutchouc

H : la hauteur totale de l'appareil d'appui

On calcule P_c :

$$P_c = 4 \times G \times B \times S^2 \times \frac{d}{h}$$

Avec :

$$S = \frac{a \times b}{2 \times t(a+b)}$$

$$S = 10.59, d = 0.013\text{m}, h = 0.078\text{m}, B = 0.18 \text{ m}^2$$

Alors:

$$P_c = 12.11 \text{ MN}$$

$$\gamma_s \times P_u = 3 \times 2.601 \text{ MN} = 7.803 \text{ MN}$$

$$\rightarrow \gamma_s \times P_u = 7.803 \text{ MN} < P_c = 12.11 \text{ MN} \dots \text{(Condition vérifié)}$$

VIII.5.3. Limitation de la distorsion

On doit vérifier :

$$\delta = \tan \gamma < \delta_c$$

Avec :

$$\delta_c \leq 0.7 + 4(\delta_0 - 0.7)(0.25 - P) \quad \text{si } P \leq 0.25$$

$$\delta_c \leq 1.4(1 - 2P) \quad \text{si } P > 0.25$$

$$P = \frac{P_u}{P_c}$$

$$\delta_0 = \frac{c}{T_b}, \text{ borné par } (0.7 < \delta_0 < 2)$$

c : le plus petit côté pour un appui rectangulaire

δ : la distorsion de l'appareil d'appui

d : déplacement horizontal

❖ Application numérique:

$$T_b = 78 \text{ mm}$$

$$P = 0.215 \leq 0.25$$

$$\delta_0 = \frac{400}{78} = 5.128 \rightarrow \text{On prend } \delta_0 = 2$$

$$\bullet \text{ Alors: } \delta_c = 0.7 + 4(2 - 0.7)(0.25 - 0.215) = 0.882$$

On a :

$$d = D_{\text{seisme}} + D_{r+f} + 0.4 D_t + 0.2 D_{\text{freinage}} = 0.069 + 0.0096 + 0.4 \times 0.0052 + 0.2 \times 0.0133$$

$$d = 0.083 \text{ m}$$

On calcule :

$$\delta = \frac{d}{T_b} = \frac{0.083}{0.078} = 1.064$$

$$\rightarrow \text{On déduit : } \delta_c = 0.882 \leq \delta = 1.064.. \text{ (Condition non vérifiée)}$$

NB : On doit placer des dispositifs de non-distorsion (taquets d'arrêt).

VIII.5.4. Condition de Non-glissement

On vérifie l'inégalité suivante : $H < f \times N$

Avec :

H : effort horizontal.

N : effort de compression vertical.

f : est le coefficient de frottement, $f = 0.1 + \frac{0.6}{\sigma_m}$

❖ Application numérique**➤ Cas de pile :**

$$N = R_G + R_{\text{seisme max pile}} + 0.2 \times R_{\text{surchage max pile}} = 0.466 + 0.485 + 0.2 \times 0.117$$

$$N = 0.97 \text{ MN}$$

$$\sigma_m = \frac{N}{a \times b} = \frac{0.97}{0.40 \times 0.45} = 5.41 \text{ MPA} \rightarrow f = 0.21$$

$$H = H_s \text{ pile} + 0.4 H_T + H_{r+f} + 0.2 \times H_{\text{freinage max}} = 0.419 + 0.4 \times 0.09 + 0.013 + 0.2 \times 0.065$$

$$H = 0.481 \text{ MN}$$

$$\text{Donc } H = 0.481 > f \times N = 0.21 \text{ (condition non vérifiée)}$$

➤ **Cas de la culée :**

$$N = RG + R_{\text{seisme max culée}} + 0.2 \times R_{\text{surchage max culée}} = 0.466 + 0.334 + 0.2 \times 0.194$$

$$N = 0.838 \text{ MN}$$

$$\sigma_m = \frac{N}{a \times b} = \frac{0.838}{0.40 \times 0.45} = 4.65 \text{ MPA} \rightarrow f = 0.23$$

$$H = H_{\text{s culée}} + 0.4 HT + H_r + f + 0.2 \times H_{\text{freinage max}} = 0.385 + 0.4 \times 0.09 + 0.013 + 0.2 \times 0.068$$

$$H = 0.447 \text{ MN}$$

Donc $H = 0.447 > f \times N = 0.19$ (**condition non vérifiée**)

NB : Le néoprène doit être équipé d'un système anti-cheminement car la condition de glissement n'est pas vérifiée.

VIII.6. DÉS D'APPUI

Le dé d'appui est un élément intermédiaire qui permet de transmettre et de répartir les charges concentrées provenant du tablier vers l'élément porteur, généralement le chevêtre. Il contribue également à assurer le bon positionnement et le dévers du tablier.

Leur dimensionnement et leur vérification sont réalisés conformément aux recommandations du guide SETRA « Piles et palées 73 ».

VIII.6.1. Dimensionnement des dés d'appuis

Tableau VIII-7 : Dimensionnement des dés d'appui.

Distorsion	Appui d'une poutre
a₁ (cm)	50
b₁ (cm)	55
h(cm)	20

VIII.6.1.1. Ferrailage des dés d'appuis

Les différentes sections d'armatures sont évaluées suivant le guide SETRA (P.P.73).

➤ **Armatures de chaînage**

La section d'armatures de chaînage peut être déterminée par des règles analogues à la méthode des bielles ou à la méthode de reprise des efforts d'équilibre général.

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

$$A_c = \frac{0,25 \times R_{max}}{\sigma_a} = \frac{0,25 \times 2.601 \times 10^4}{(500/1.15)} = 14.95 \text{ cm}^2$$

➤ **Armatures horizontales**

Pour limiter la propagation d'éventuelles fissures, l'ensemble des armatures horizontales placées sous le chainage, devra reprendre un effort égal à 12,5% de la même descend de charge diamètre conseillé est : 8Ø ou 10Ø.

$$A_h = \frac{0,125 \times R_{max}}{\sigma_a} = \frac{0,125 \times 2.601 \times 10^4}{(500/1.15)} = 7.47 \text{ cm}^2$$

➤ **Armatures de surface et d'éclatement**

Frette supérieure : Elle est placée la plus près possible de la surface supérieure de l'appui, il s'agit d'armatures croisées est capable de reprendre un effort égal à 4% de R.

$$A_s = \frac{0,04 \times R_{max}}{\sigma_a} = \frac{0,04 \times 2.601 \times 10^4}{(500/1.15)} = 2.39 \text{ cm}^2$$

Frette inférieure : Une frette inférieure d'éclatement, disposé à une profondeur entre h/3 et h à partir de la face supérieure de l'appui.

$$A_i = \frac{0,1 \times R_{max}}{\sigma_a} = \frac{0,1 \times 2.601 \times 10^4}{(500/1.15)} = 5.98 \text{ cm}^2$$

Tableau VIII-8 : ferrailage des d's d'appuis.

Type d'armature	Section d'acier (cm ²)	Ferrailage
A_c : Armatures de chainage	14.95	12HA14
A_h : Armatures horizontales	7.47	11HA10
A_s : Frette supérieure	2.39	4HA10
A_i : Frette inférieure	5.98	9HA10

D'après freyssinet joints pour ouvrages ferroviaires, On choisit un Joint garde-ballast.

VIII.7. LE JOINT GARDE-BALLAST

Le joint garde-ballast est un dispositif de dilatation spécialement conçu pour les ouvrages ferroviaires. Il a pour fonction d'absorber les déplacements relatifs entre les différentes parties de l'ouvrage dus aux variations de température, au retrait et au fluage du béton, ainsi qu'aux effets des charges d'exploitation.

Ce dispositif permet de garantir la continuité de la voie ferrée tout en assurant le bon fonctionnement de l'ouvrage. Selon ses caractéristiques, il peut admettre des déplacements longitudinaux allant de 0 à 350 mm et des déplacements verticaux de l'ordre de ± 20 mm.

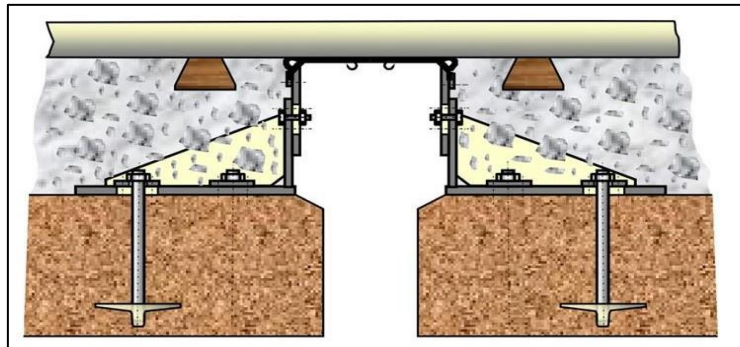


Figure VIII-6 : Joint garde ballast.

Le souffle d'un joint est le déplacement relatif maximal prévisible des deux éléments en regard, mesuré entre leurs deux positions extrêmes. On ne s'intéresse qu'à la composante longitudinale de ce déplacement. Selon RPOA 2008, le dimensionnement est fait selon la combinaison suivante :

$$w = 0,4 \times w_T + \frac{w_s}{3} + w_D$$

W : souffle total du joint.

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

W_T : souffle thermique.

W_s : le souffle sismique.

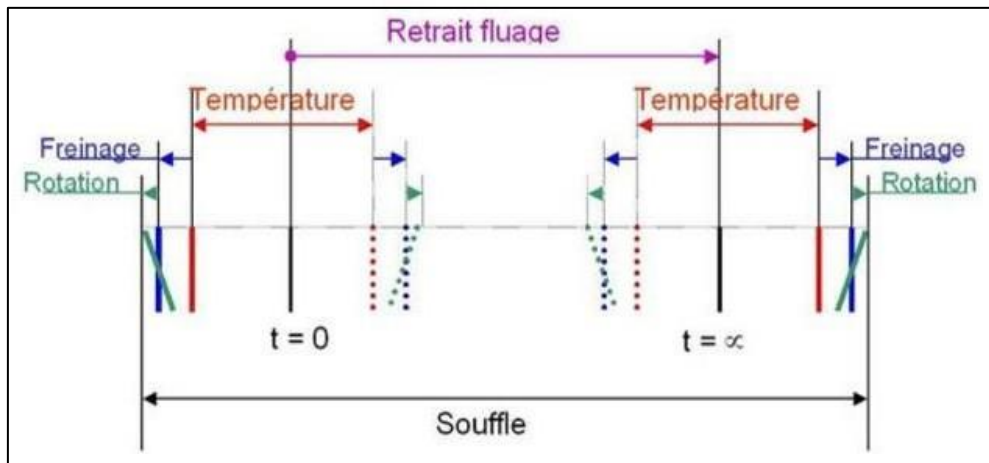


Figure VIII-7 : Décomposition des souffles.

Tableau VIII-9 : Détermination du souffle.

W_D (mm)	9.4
W_T (mm)	0.97
W_S (mm)	68
W (mm)	32.5

CHAPITRE IX: ETUDE INFRASTRUCTURE

IX.1. INTRODUCTION

L'étude de l'infrastructure représente une phase décisive dans la conception d'un ouvrage d'art, car elle constitue le garant ultime de sa stabilité et de sa pérennité. Sa fonction première est de canaliser et de transmettre en toute sécurité l'ensemble des sollicitations, qu'elles soient permanentes ou variables, de la superstructure vers le sol de fondation. Cette interface est donc au cœur de l'équilibre global du projet.

Ce présent chapitre est consacré au calcul et au dimensionnement des éléments d'appui de notre pont ferroviaire, à savoir les piles et les culées. Ces structures névralgiques sont appelées à reprendre des descentes de charges complexes, incluant le trafic ferroviaire, les efforts de freinage, ainsi que les aléas climatiques et géotechniques. L'objectif final est de concevoir une infrastructure répondant rigoureusement aux normes de sécurité, de résistance et de durabilité.

IX.2. ETUDE DE LA PILE

En tant qu'appui intermédiaire, la pile joue le rôle d'interface cruciale entre la superstructure (le tablier) et le sol d'assise. Sa vocation première est de canaliser la descente des charges, qu'elles soient statiques ou dynamiques, et de les transmettre aux fondations de manière stable et pérenne, indépendamment des conditions d'exploitation.

Morphologiquement, la pile s'articule autour de trois entités fonctionnelles :

- **Le chevêtre** : élément supérieur assurant la réception et la répartition des charges issues du tablier.
- **Le fût (ou les fûts)** : corps principal de l'appui, chargé de transiter les efforts verticalement.
- **La semelle** : base de la pile, garantissant l'ancrage et la liaison avec les fondations profondes (pieux).

Mécaniquement, cet ouvrage est soumis à un spectre complexe de sollicitations :

- **Des actions verticales** : incluant le poids propre des éléments, les réactions du tablier, ainsi que les surcharges liées au trafic ferroviaire.
- **Des actions horizontales** : induites par le freinage et l'accélération des convois, les variations thermiques, le comportement rhéologique du béton (retrait et fluage), et les éventuelles secousses sismiques.

Au-delà de son aspect purement calculatoire, le dimensionnement rigoureux de la pile est la condition sine qua non pour garantir l'intégrité globale du viaduc, assurant ainsi la sécurité des circulations ferroviaires sur le long terme.

IX.2.1. Descente de charges et modélisation de la pile

Vertical est médiane est continuellement sollicité par la transmission du poids propre et des actions liées au trafic, se traduisant par un système d'efforts multidirectionnels (forces verticales, poussées horizontales et moments). Afin d'analyser son comportement mécanique, la pile est assimilée à un modèle de console libre en tête et encastree à la base. Notre choix de calcul s'est porté sur la pile la plus élancée du viaduc, représentant le cas le plus critique du projet. L'objectif final de cette évaluation est de s'assurer de la fiabilité, de la stabilité globale et de la longue durée de vie de l'ouvrage ferroviaire

Pour :

- $/XV/o(x/o)$: Bras de levier de la force verticale appliquée en un point (o), selon la direction x.
- $/XH/O/a(y/a,o)$: Bras de levier de la force horizontale appliquée au point O, avec des composantes selon l'axe y, ou en un point donné (a, o).

Tableau IX-1: Evaluation des efforts statiques de la pile la plus sollicité.

Désig	N (KN)	H (KN)	$/XV/o(x/o)$	$/XH/O/a(y/a,o)$	$M_{FV/o}$	$M_{FH/o}$
Fûts	2278,44	/	0,00	4,84	0,00	0,00
Chevetre	1828,80	/	0,00	10,57	0,00	0,00
G Tablier	15711,15	/	0,00	11,47	0,00	0,00
Hf+r	/	227,21	/	11,47	0,00	2606,04
HT°	/	163,59	/	11,47	0,00	1876,35
Somme	19818,39	390,8	/	/	0,00	4482,35
Uic71	2597,62	700	0,00	11,47	0,00	8029,00
Sw/2	4092,00	1225	0,00	11,47	0,00	14050,75

IX.2.2. Combinaisons Des Efforts

Les combinaisons prises en considération sont définies dans le chapitre V, le tableau ci-dessous résume les sollicitations maximales à l'ELU, l'ELS et l'ELA.

Tableau IX-2 : Combinaison des efforts.

Cas	Combinaisons	N (MN)	H (MN)	M (KN.m)
ELS	G +1.2 (UIC71+SW/2) +0.6 Δt	33.32	2,58	25,84
ELU	1.35G+1,75 (UIC71+SW/2) + 0.9 Δt	45,85	2.64	26.40
ELA	G+E+0.3Q+0.6 Δt	24.91	3.26	95.59

IX.2.3. Vérification du flambement des futs

La condition de flambement à vérifier est donnée par la formule suivante :

$$\lambda = \frac{LC}{i} \leq 70$$

Lc : représente la longueur de flambement

i : Rayon de giration de la barre autour de l'axe de flambement.

Ce qui nous donne : $\lambda = \frac{0.7 \times 9.67}{0.29} = 23.34 \leq 70$

➤ Donc on constate qu'il n'y a pas un risque de flambement.

IX.2.4. Ferrailage des éléments de la pile

IX.2.4.1. Ferrailage des futs

Les fûts sont des éléments qui sont encastrés à la base dans la semelle, ils travaillent à la flexion composée. Ils sont sollicités essentiellement aux : charges permanentes, poids propres de la superstructure et les efforts sismiques.

Les colonnes présentent les dimensions suivantes :

- Diamètre des colonnes : $D=2.50$ m
- Hauteur : $H = 9.67$ m
- Entraxe : $E = 4.17$ m

La pile se compose de trois futs donc les résultats calculés ci-dessus doivent être répartis sur le nombre de futs. Avec **Nfuts=3**.

Les résultats utilisés dans le ferrailage sont à **ELA** (cas plus sollicitée) trouvés par le modèle dans le logiciel **MIDAS CIVIL**.

En utilisant le logiciel **ROBOT EXPERT** pour le calcul de la section d'acier pour une section de béton ($D=2.5$ m), on aura comme résultat :

❖ Pour le ferrailage longitudinal

- Section nécessaire d'armature longitudinale : 527.5 cm^2
- Barres choisies : **66HA32**
- Espacement entre les armateurs : $e=10$ cm

❖ Pour le ferrailage transversal

- Barres utilisées : **2HA16 (cadre)**

❖ Disposition selon zones sismiques (RPOA) :

- Zone courante : Espacement = 20 cm
- Zone critique : Espacement = 10 cm

L'illustration ci-dessous représente la disposition des armatures :

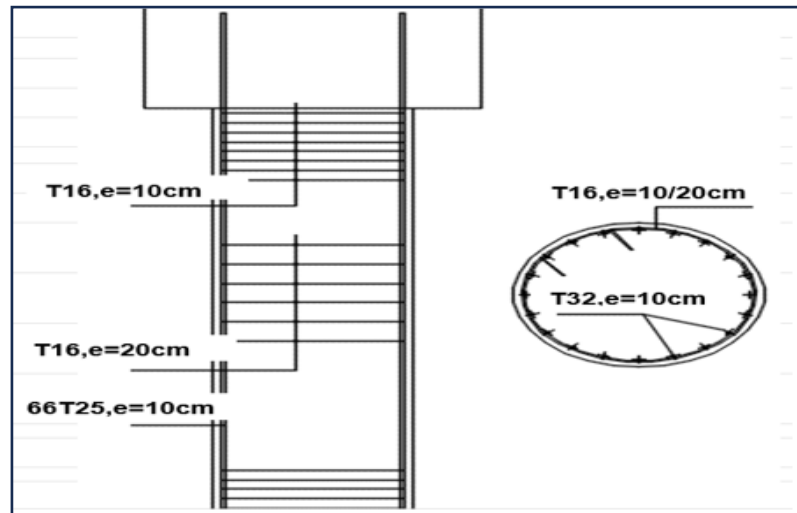


Figure IX.1 : Disposition des armatures dans le fut.

IX.2.4.2. Ferrailage du chevêtre

Le chevêtre est généralement sollicité par deux sollicitations, une flexion longitudinale et une torsion.

- **Dimensionnement à la flexion**

La modélisation du chevêtre est faite à l'aide du logiciel **ROBOT**. Les résultats de la modélisation obtenue à l'ELS et à l'ELU sont présentés sur la figure ci-dessous :

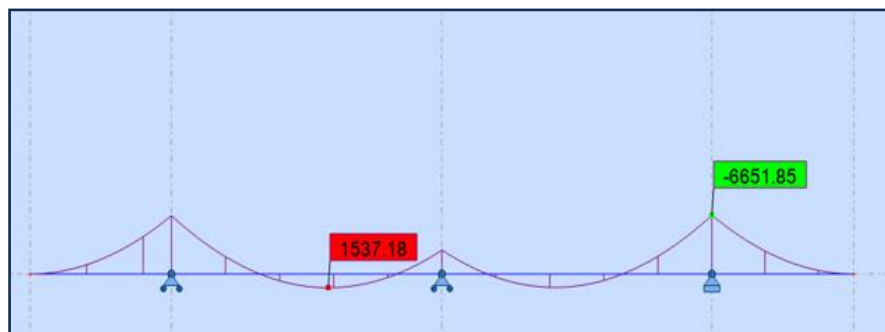


Figure IX-2 : Les moments max à l'ELU.

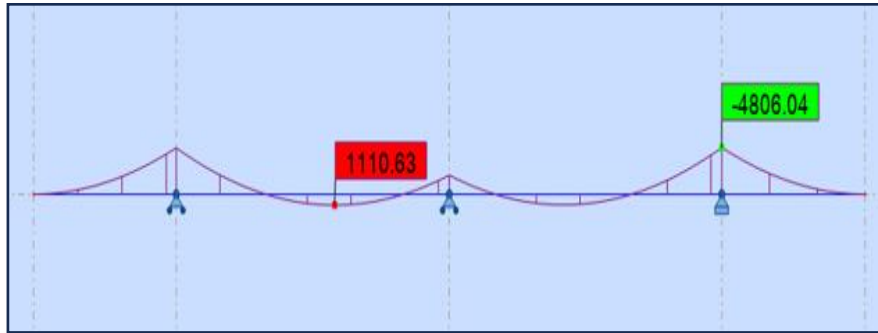


Figure IX-3 : Les moments max a l'ELS

- **Ferraillage du chevetre :**

Pour:

$H = 1.8\text{m}$; $B = 3.2\text{m}$; $L = 12.7\text{m}$

Tableau IX-3 : Ferraillage du chevetre.

Sollicitations	Mmax ELS (KN. m)	Mmax ELU (KN. m)	As cm ²	Armatures	e (cm)
Sur appui	4808.04	6651.85	89.2	19	17
Mi-travée	1110.63	1537,18	56	19	17

➤ **Pour le ferraillage de torsion**

On opte pour 6 HA 14 avec um espacement de 20 cm.

➤ **Pour le ferraillage transversal**

- Barres utilisées : **2HA16 (cadre)**

Disposition selon zones sismiques (RPOA) :

- Zone courante: Espacement = 20 cm
- Zone critique : Espacement = 10 cm

L'illustre ci-dessous représente la disposition des armatures :

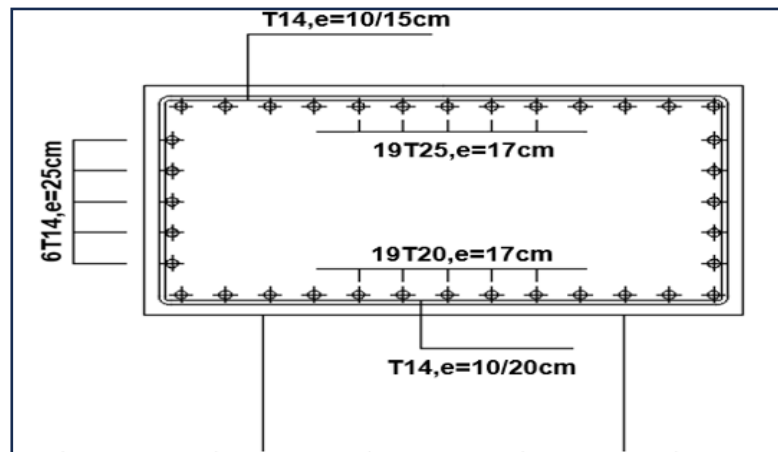


Figure IX.4. Disposition des armatures du chevêtre.

IX.2.5. Etude de fondation de la pile

D'après le rapport géotechnique fournit par le laboratoire, le mode de fondation préconisé pour les appuis de notre ouvrage est de type profond : pieux de 25m de longueur et de 1.2m de diamètre.

IX.2.5.1 Dimensions de la semelle

- $B = 8 \text{ m}$
- $L = 13.7 \text{ m}$
- $H = 2 \text{ m}$

❖ Ferrailage du la semelle

On applique la méthode des bielles sachant que cette méthode est valable si les deux conditions suivantes sont vérifiées :

- $\alpha \geq 45^\circ$
- $h \geq \frac{L}{2} - \frac{B}{4}$

Avec :

L : entraxe entre deux files de pieux, $L = 3.6\text{m}$

B : diamètre de fut , $b = 1.2\text{m}$.

h: hauteur utile de la semelle, $h = H - 0.1 = 1.5\text{m}$

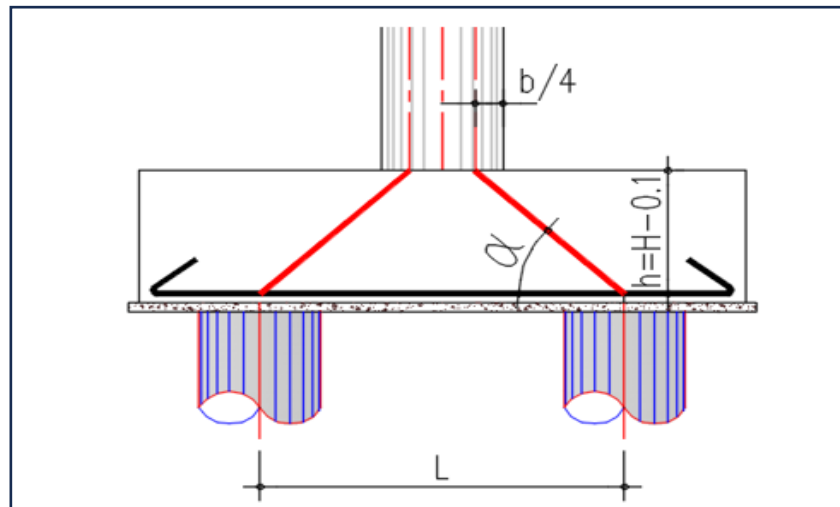


Figure IX.5. Schéma de la méthode des bielles

Avec : $\alpha = 53^\circ$

$h = 1.9 > 1.5 \dots$ (Condition vérifiée)

❖ Armatures transversales inférieures

$$A_s = \frac{N_1}{\bar{\sigma}_a} \times \frac{\left(\frac{L}{2} - \frac{b}{4}\right)}{h}$$

Avec :

- $N_{\max} \text{ (ELS)} = 5.78 \text{ MN}$
- $\bar{\sigma}_a = \frac{2}{3} \cdot f_e = 333.33 \text{ MPA}$

Donc :

$$A_s = 136.92 \text{ cm}^2$$

Les armatures transversales placées dans les bandes axées sur les pieux telle que sa largeur L est égale à : $h + \varnothing \text{ pieux} = 1.9 + 1.2 = 3.1 \text{ m}$.

Donc : $\frac{136.92}{3.10} = 44.16 \text{ cm}^2/\text{ml}$ soit 16HA20 ; $e = 7 \text{ cm}$

❖ Amateures transversales supérieures :

$$AS = 44.16/3 = 14.72 \text{ cm}^2/\text{ml}, \text{ soit } 8\text{HA16} \text{ avec un espacement de } 12 \text{ cm}.$$

❖ **Amateurs longitudinal inferieur :**

$AS = 44.16/2 = 22.08 \text{ cm}^2/\text{ml}$, soit 8HA20 avec un espacement de 12 cm.

❖ **Amateurs transversales inferieur :**

$AS = 44.16/4 = 11.04 \text{ cm}^2/\text{ml}$, soit 8HA24 avec un espacement de 12 cm.

❖ **Amateurs latérales :**

$AS = 44.16/10 = 4.41 \text{ cm}^2/\text{ml}$, soit HA14 avec un espacement de 25 cm.

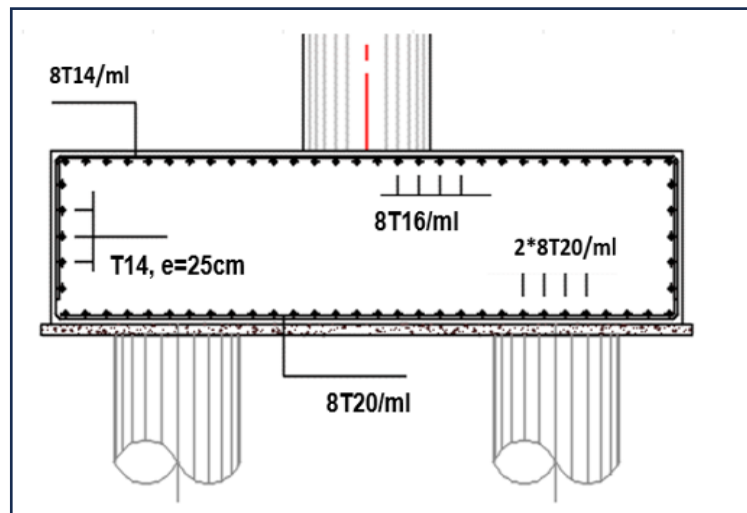


Figure IX.6. Ferrailage De La Semelle.

IX.2.6. Dimensions des pieux

IX.2.6.1. Les efforts applique au pieux fore

$$R_n = \frac{N}{n} + \frac{M_{y_i}}{y_i^2}$$

N : effort normal.

M_{y_i} : moment maximal.

n : nombre des pieux = 8

y_i : distance entre l'axe de symétrie de la semelle et l'axe de symétrie de pieux considéré.

$y_i = 1.8 \text{ m}$.

Tableau IX-7 : Effort revenant à chaque pieu.

						1ère file	2ème file
	N	H	MH	MV	ΔM	R ₁	R ₂
G	25298,39	325,36	4382,57	0,00	4382,57	2888,39	3436,21
ELS	33325,93	2253,04	30348,51	0,00	30348,51	2268,96	6062,52
ELU	45859,66	2302,06	31008,79	0,00	31008,79	3794,41	7670,51
ELA	24910,00	32600,00	32000,00	0,00	91590,00	-2610,63	8838,13

IX.2.6.2. Profondeur des pieux

❖ Résultat obtenu selon le rapport géotechnique : (ANNEXE A)

- Diamètre de pieux : $d = 1.2\text{m}$.
- Longueur des pieux : $L=12\text{m}$

IX.2.6.4. Actions sur les pieux

En utilisant la méthode Warner on calcul :

$$\bar{M} = -\frac{\chi_{\theta P}}{\chi_{\theta M}} \times \frac{\bar{P}}{\lambda}$$

Avec : $\lambda = 4 \sqrt{\frac{bc_u}{4EI}}$

- b : diamètre de pieux ; $b = 1.2\text{m}$.
- C_u : module de réaction du sol ; $C_u = 30 \text{ MN/m}^3$
- I : moment d'inertie de pieux ; $I = 0.102 \text{ m}^4$
- L = longueur du pieux

On trouve $\lambda = 0.225$; pour $L=12\text{m}$ on a : $\lambda \times L = 2.7$

A partir de tableau de Warner on définit les deux paramètres $X_{\theta p}$ et $X_{\theta m}$.

Tableau IX-8 : Tableau De Warner

$\lambda \times L$	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

Par interpolation :

$$X_{\theta p} = 1.22 \quad \text{et} \quad X_{\theta m} = 1.60$$

On calcule le moment fléchissant :

$$M_{ELS} = 952.40 \text{ KN.m}$$

$$M_{ELU} = 973.12 \text{ KN.m}$$

IX.2.6.5. Ferrailage des pieux

Le pieux est considéré comme une pièce soumise à la flexion composée.

Avec Robot expert

- **A L ELU**

$$M = 952.40 \text{ KN.m} , N = 6760.70 \text{ KN}$$

- **A L ELS**

$$M = 973.12 \text{ KN.m} , N = 6062.52 \text{ KN}$$

$$\rightarrow A_{smin} = 113.1 \text{ cm}^2.$$

On prend 24HA25 Avec Escapement $e=15\text{cm}$

❖ Armatures transversals :

On prend 1 cercle de HA14 avec un espacement de 15cm dans la zone citrique et 30cm dans la zone courante

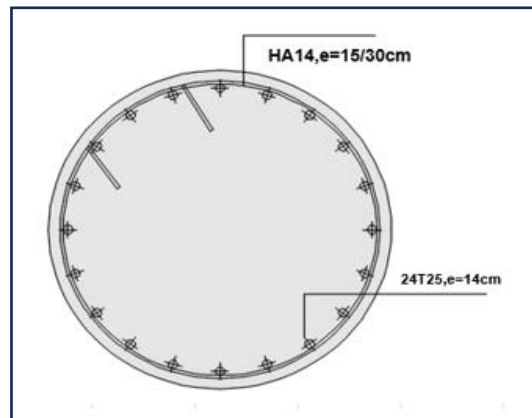


Figure IX.8 : Ferrailage Du Pieu.

IX.3. ETUDE DE LA CULÉE

La culée constitue un élément essentiel de la structure du pont. Située aux extrémités de l'ouvrage, elle assure l'appui du tablier et joue un rôle important dans la transmission des charges vers les fondations. Sa fonction principale est de garantir la liaison entre le pont et le terrain naturel, afin d'assurer la continuité entre la chaussée portée par l'ouvrage et celle de la voie d'accès.

IX.3.1. Conception de la culée

IX.3.1.1. Eléments constituant une culée remblayée

Dans notre cas, la culée adoptée est une culée remblayée composée des éléments principaux suivants :

- **Le mur garde-grève** : il assure la séparation entre le remblai et l'ouvrage.
- **Le sommier d'appui** : élément sur lequel repose l'extrémité du tablier.
- **Le mur cache** : destiné à protéger les appareils d'appui.
- **Le mur de front** : il transmet les charges verticales et assure le soutènement du remblai.
- **Les murs en retour** : ils soutiennent le remblai latéral et supportent les corniches.
- **La semelle** : elle transmet aux fondations le poids propre de la culée ainsi que les charges provenant du tablier.

❖ Choix du type de culée

On distingue généralement deux types de culées :

- Les culées remblayées.
- Les culées enterrées.

Le choix du type de culée dépend de plusieurs critères, notamment :

- La nature et le mode de construction du tablier.
- Les caractéristiques et contraintes du site.
- Les exigences fonctionnelles et techniques de l'ouvrage.

Les culées du présent ouvrage sont de type remblayé.

IX.3.1.2. Le dimensionnement de la culée

Tableau IX- 9 : Les dimensions de la culée.

	H(m)	Long(m)	Ep(m)/L
Semelle	2	13.70	9.00
Mur F	6	12.70	1.55
Mur en R			0.80
MGG	2.75	12.70	0.30

IX.3.2. Evaluation des efforts agissants sur les culées

Les culées sont soumises à différents efforts verticaux et horizontaux provenant des charges permanentes et des actions d'exploitation. Ces sollicitations résultent principalement du poids propre de la culée, des charges transmises par le tablier, du poids et de la poussée des terres, au freinage et aux déformations différées du béton. L'ensemble de ces actions sera étudié en détail dans les sections suivantes.

Pour l'évaluation des charges due au trafic ferroviaire sur la culée, nous avons appliqué les prescriptions de l'article **1.3.1.6** du règlement **SNCF 2.01**. La surcharge du train a été simplifiée en un chargement vertical équivalent de 150 kN/ml, diffusé sous un angle de 2 pour 1, à partir de 0,70 m de profondeur. Cette méthode réglementaire permet de substituer les charges complexes des essieux (UIC 71 ou SW) par une pression uniforme constante, simplifiant ainsi le calcul des efforts de renversement.

Le calcul de la poussée des terres et des forces d'inertie est effectué selon les hypothèses classiques, en adoptant les paramètres suivants :

- $K_a = 0.33$: coefficient de poussée active des terres.
- $\gamma_{\text{béton}} = 25 \text{ kN/m}^3$: poids volumique du béton.

- $\gamma_{sol} = 18 \text{ kN/m}^3$: poids volumique du sol.

IX.3.3. Descente des charges

Les résultats des calculs relatifs à la partie inférieure de la semelle sont récapitulés dans le

Désignation	N (KN)	H (KN)	IFV(x/o)	IFH(y/o)	MFV/o	MFH/o
Semelle	6165.00	/	0.00	1.00	0.00	/
Mur F	2952.75	/	-1.75	2.99	-5167.31	/
Mur en R	1047.20	/	2.58	7.45	2701.78	/
MGG	261.94	/	0.63	7.03	163.71	/
Poids des Terres	9650.34	/	1.77	4.49	17081.10	/
Poussée des terres	/	2495.27	/	-4.90	/	-12226.83
Poussée Semelle	/	1595.01	/	-1.00	/	-1595.01
Surcharge horizontale	/	866.25	/	5.3	/	-5500.69
Surcharge vertical	1550.00	/	/	2.63	4068.75	/

tableau suivant :

Pois tablier	7359.20	/	-1.87	/	-13090.00	/
Hf+r	/	227.21	/	-8.30	/	-1885.80
HT°	/	163.59	/	-8.30	/	-1357.78
Frein SW2	/	1225.00	/	-8.30	/	-10167.50
Frein uic71	/	700.00	/	-8.30	/	-5810.00

Tableau IX-10 : Détermination des sollicitations en statique.

Tableau IX-11 : Les actions transmises par le tablier.

	N (KN)	H (KN)	MH (KN.m)	MV (KN.m)	ΔM (KN.m)
G	27255.03	4481.07	-1554.30	-13821.84	-15376.15
ELS	29115.03	7830.57	3328.20	-39595.57	-36267.47
ELU	39506.79	10934.14	5022.00	-56246.32	-51224.31

Tableau IX-12 : Combinaisons des efforts.**IX.3.3. Dimensions des pieux****IX.3.3.1. Les efforts applique au pieu foré**

$$R_n = \frac{N}{n} + \frac{M_{y_i}}{y_i^2}$$

N : effort normal.

M_{y_i} : moment maximal.

n : nombre des pieux = 12

y_i : distance entre l'axe de symétrie de la semelle et l'axe de symétrie de pieux considéré.

$y_i = 3$ m.

Tableau IX.13 : Les efforts applique au pieux fore

	R1(KN)	R2(KN)	R3(KN)
G	1630.58	2271.25	2911.93
ELS	1781.09	2426.25	3937.40
ELU	1157.89	3292.23	5426.58

❖ Résultat obtenu selon le rapport géotechnique :

- Diamètre de pieux : $d = 1.2\text{m}$.
- Longueur des pieux : $L=12\text{m}$

IX.3.3.2. Actions sur les pieux

En utilisant la méthode Warner on calcul :

$$\overline{M} = -\frac{\chi_{\theta P}}{\chi_{\theta M}} \times \frac{\bar{P}}{\lambda}$$

Avec : $\lambda = 4\sqrt{\frac{bc_u}{4EI}}$

- b : diamètre de pieux ; $b = 1.2\text{m}$.
- C_u : module de réaction du sol ; $C_u = 30 \text{ MN/m}^3$
- I : moment d'inertie de pieux ; $I = 0.102 \text{ m}^4$
- L = longueur du pieux

On trouve $\lambda = 0.225$; pour $L=12\text{m}$ on a : $\lambda \times L = 2.7$

A partir de tableau de Warner on définit les deux paramètres $X_{\theta p}$ et $X_{\theta m}$.

Tableau IX-14 : Tableau De Warner

$\lambda \times L$	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

Par interpolation :

$$X_{\theta p} = 1.22 \quad \text{et} \quad X_{\theta m} = 1.60$$

On calcule le moment fléchissant :

$$M_{ELS}=952.40 \text{ KN.m}$$

$$M_{ELU}=973.12 \text{ KN.m}$$

IX.3.3.3. Ferrailage des pieux

Le pieux est considéré comme une pièce soumise à la flexion composé.

Avec Robot expert

- **A L ELU**

$$M=952.40 \text{ KN.m} , N=6760.70\text{KN}$$

- **A L ELS**

$$M= 973.12 \text{ KN.m} , N= 6062.52\text{KN}$$

$$\rightarrow A_{smin} = 113.1\text{cm}^2.$$

On prend 24HA25 Avec Escapement $e=15\text{cm}$

❖ **Armatures transversales :**

On prend 1 cercle de HA14 avec un espacement de 15cm dans la zone citrique et 30cm dans la zone courante

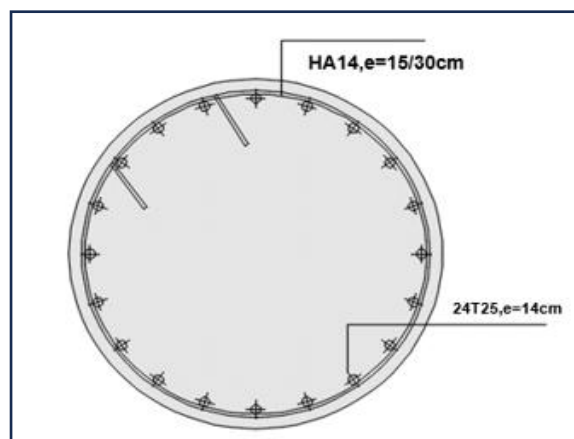


Figure IX-9 : Ferrailage Du Pieu.

IX.3.4. Mur frontal

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

Tableau IX-15 : Sollicitations sur mur frontal.

Désig	N (KN)	H (KN)	IFV(x/o)	IFH(y/o)	M _{FV/o}	M _{FH/o}
Mur F	2952.75	/	-0.11	0.00	-324.8025	/
MGG	261.94	/	0.625	5.19	163.71094	/
Poussée des terres	/	2255.27	/	-2.50	/	-5638.18
Surcharge horizontal	/	594.00	/	-3	/	-1782

Tableau IX-16 : Les actions transmises par le tablier.

Tableau IX - 17 : Combinaisons des efforts

	N (KN)	H (KN)	MH (KN.m)	MV (KN.m)	ΔM (KN.m)
G	10574.69	3174.63	-7590.33	-1081.09	-8671.42
ELS	10574.69	6197.43	-23588.73	-1081.09	-24669.82
ELU	14275.83	8694.00	-33577.94	-1459.47	-35037.41

Le ferrailage du mur frontal est composé d'armature verticale et horizontale. Les armatures verticales sont déterminées en considérant le mur sollicité par une flexion composée selon les cas suivant :

Tableau IX.18 : Sollicitations les plus défavorables

État limite	Moment maximal (KN·m/ml)		Effort normal (N cors) (KN/ml)		Effort tranchant maximal (KN/ml)	
ELU	3156,52		1286,11		783,24	
	0	/	-0.13	/	-920.00	/
ELS	2222,51		952,67		558,32	
	227.21	/	-6.00	/	-1363.23	
HT°	/	163.59	/	-6.00	/	-981.53
Frein SW2	/	1225.00	/	-6.00	/	-7350.00
Frein Bc	/	700.00	/	-6.00	/	-4200.00

Le ferrailage vertical est effectué par **ROBOT Expert** en considérant une section rectangulaire (1×1.55) m en flexion composée, selon le cas de chargement le plus défavorable.

❖ Section d'acier :

Avec Robot expert $AS = 36.9 \text{ cm}^2$; donc : on opte pour 8HA25/ml / coté remblai, avec un espacement de 12.5 cm.

❖ Armature de constructions:

$AS' = AS/3 = 12.3\text{cm}^2$; donc : on opte pour 8HA14/ml / coté tablier avec un espacement de 12.5 cm.

❖ **Armatures transversales :**

On opte pour 5HA14/ml avec un espacement de 20 cm.

IX.3.5. Mur garde grève

Evaluation des efforts : pour calculer les sollicitations on utilise un modèle 3D par le logiciel Robot Structural Analyse.

Le mur garde grève est supposé encastrer sur ces trois côtés, il est sollicité par les charges suivantes :

- Poussée des terres.
- Poussée d'une charge locale située en arrière du mur garde grève.
- Force de freinage dû à la charge d'exploitation.

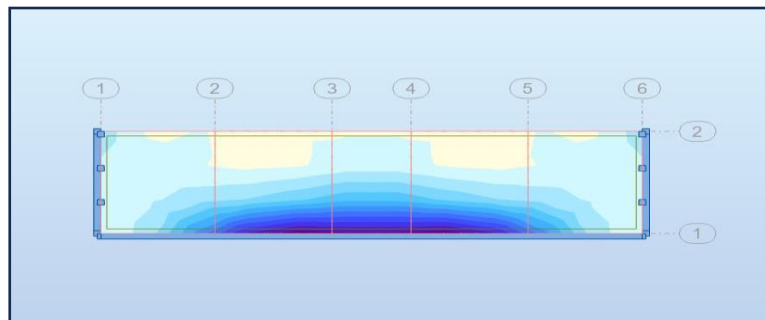


Figure IX-10 : les moments myy sur le mur garde grève.

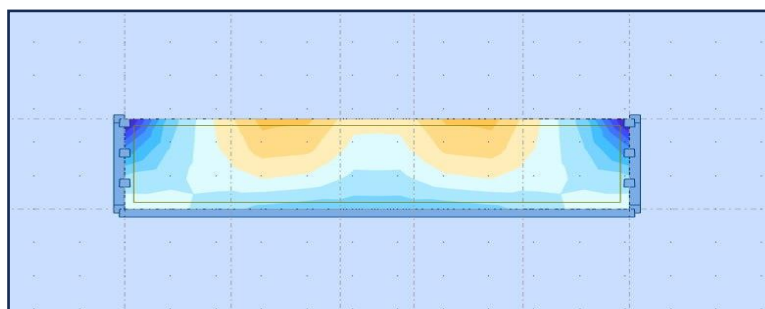


Figure IX-11 : les moments mxx sur le mur garde grève.

Tableau IX.19 : Les résultats des moments Mxx et Myy.

	MXX (KN.m/ml)	MYY(KN.m/ml)
--	----------------------	---------------------

ELU	67.55	91.01
ELS	47.28	64

1. Le ferrailage horizontal

Avec Robot expert $AS = 6.1 \text{ cm}^2$; Donc : on opte pour 8HA10/ml / , avec un espacement de 12.5 cm.

2. Le ferrailage vertical

Avec Robot expert $AS = 8.9 \text{ cm}^2$; Donc : on opte pour 8HA12/ml / , avec un espacement de 12.5 cm.

IX.3.6. Mur en retour

Evaluation des efforts : pour calculer les sollicitations on utilise un modèle 3D par le logiciel Robot Structural Analysis.

Le mur en retour est supposé encastrer sur ces deux côtés, il est sollicité par les charges suivantes :

- Poussée des terres.
- Poussée des surcharges de remblais.
- Poids de CCP.
- Poids propre du mur.

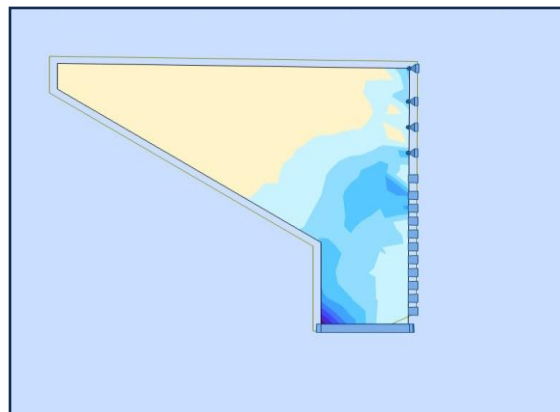
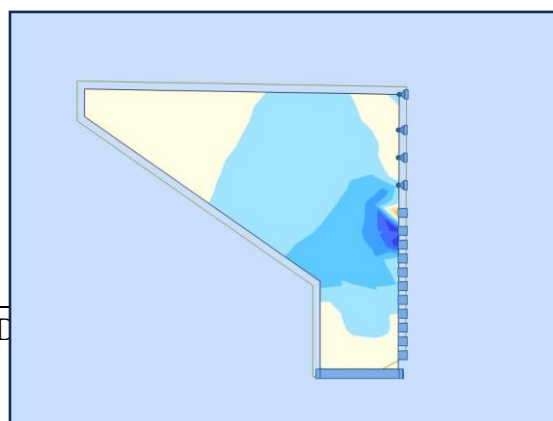


Figure IX-12 : les moments myy sur le mur en retour.



	MXX (KN.m/ml)	MYY(KN.m/ml)
ELU	1480	900
ELS	1164	640

Figure IX-13 : les moments mxx sur le mur en retour.

Tableau IX.20 : Les résultats des moments Mxx et Myy.

1. Le ferrailage horizontal

Avec Robot expert AS = 34.60 cm² ; Donc : on opte pour 8HA25/ml /, avec un espacement de 20 cm.

2. Le ferrailage vertical

Avec Robot expert AS = 29.4 cm² ; Donc : on opte pour 6HA25/ml /, avec un espacement de 20 cm.

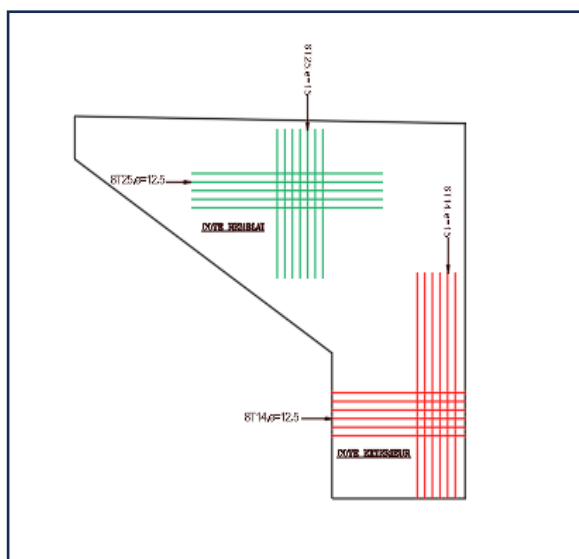


Figure IX-14 : ferrailage de mur en retour

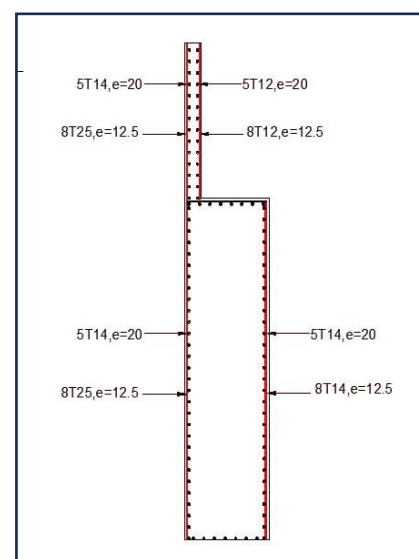


Figure IX-15: ferrailage de mur garde grève

IX.4. CONCLUSION

L'étude de l'infrastructure abordée dans ce chapitre traite le dimensionnement, ainsi la stabilité de la pile et de la culée tout en vérifiant le ferrailage de ses éléments, qui lui permettrait d'avoir un fonctionnement adéquat, d'où l'ouvrage peut-être exploité en toute sécurité.

CONCLUSION GENERALE

CONCLUSION GÉNÉRALE

La réalisation de ce projet de fin d'études, intitulé « Conception et étude d'un viaduc ferroviaire du PK 15+270 au PK 15+515 entre les gares ferroviaires d'El Boughezoul et de Ksar El Boukhari », constitue l'aboutissement de notre formation d'ingénieur à l'École Nationale Supérieure des Travaux Publics. Ce travail nous a permis de consolider nos connaissances théoriques et de les mettre en pratique à travers l'étude d'un ouvrage d'art réel, en mobilisant les différentes compétences acquises dans les domaines de la conception, du dimensionnement, de la modélisation et du calcul des structures.

Le choix d'un viaduc ferroviaire en béton précontraint répond aux exigences techniques, fonctionnelles et économiques du projet. Ce type d'ouvrage présente de nombreux avantages, notamment sa capacité à franchir des obstacles importants tout en garantissant la sécurité, la stabilité et la durabilité de l'infrastructure ferroviaire. À travers cette étude, nous avons abordé l'ensemble des étapes nécessaires à la conception du viaduc, depuis l'analyse des données de base et des charges appliquées jusqu'au dimensionnement du tablier, des appuis, des fondations et des équipements, en tenant compte des exigences réglementaires et des différentes combinaisons d'actions.

L'étude a également permis d'évaluer le comportement de l'ouvrage sous diverses sollicitations, notamment les charges ferroviaires, les effets climatiques et les actions sismiques. La modélisation numérique réalisée à l'aide de logiciels spécialisés a constitué un outil essentiel pour la vérification de la résistance, de la stabilité et du bon fonctionnement de la structure dans les différentes situations de calcul.

Par ailleurs, ce projet nous a permis de développer notre maîtrise des outils informatiques de calcul et de conception, de mieux appréhender les normes et règlements en vigueur et d'acquérir une méthodologie de travail rigoureuse indispensable à la pratique du métier d'ingénieur. Les recherches documentaires, l'exploitation des références techniques ainsi que les échanges avec les encadreurs ont largement contribué à l'enrichissement de notre démarche.

En définitive, ce projet représente une synthèse des connaissances acquises tout au long de notre cursus universitaire et constitue une expérience enrichissante nous préparant à notre future carrière professionnelle. Nous espérons que ce travail répond aux objectifs fixés et qu'il pourra servir de référence pour de futures études relatives à la conception et au dimensionnement des viaducs ferroviaires.

BIBLIOGRAPHIE

- [1]RPOA, Règles Parasismiques Applicables au domaine des Ouvrages d'Art, Algérie 2008
- [2]Document SETRA, Ponts mixtes acier – béton, Guide de conception durable, France, SETRA, 2010.
- [3]Document SETRA, Pont à Poutres préfabriqués précontrainte par poste tension VIPP, France, SETRA, 1996.
- [4]Document SETRA, Guide de conception, ponts en béton précontrainte construits par encorbellements successifs, SETRA 2003
- [5]La précontrainte FREYSSINET, le système de l'inventeur du béton précontrainte.
- [6]CODE UIC, Charges à prendre en considération dans le calcul des ponts-rails / 5e Edition Août 2006.
- [7]Document SNCF, Règles de conception et de calcul des ouvrages en béton, en métal ou mixtes, France, Livret 2.01. Février 1995.
- [8]Béton précontraint, par Robert CHAUSSIN Ingénieur en Chef des Ponts et Chaussées Professeur de Béton précontraint à l'École Nationale des Ponts et Chaussées et au Centre des Hautes Études de la Construction Direction Technique des Ouvrages d'Art au Laboratoire Central des Ponts et Chaussées
- [9]BPEL, Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton précontraint suivant la méthode des états limites, BPEL 91 révisé 99, 1999.
- [10] HENRY THONIER, Le Béton Précontraint aux Etats Limites, ENPC France, 1985 [15] Code UIC, directives pour l'utilisation des appareils d'appui en caoutchouc dans les ponts rails [16] Jean-Armand CALGARO, projet et construction des ponts, ENPC France, 2000.
- [11] CONCEPTION ET ETUDE D'UN PONT RAIL DU PK 12+670AUPK 12+845 EL GOURZI –TOUGGOURT /BISKRA PRESENTE par : ARABAbdelbari et LEHMILSalim / promotion 2020 DMS.
- [12] Conception des ponts : Anne BERNARD Gély, Jean-Armand CALGARO, presses de l'école nationale des ponts et chaussés.
- [13] Document SETRA, Appareils d'appui en élastomère fretté, utilisation pour les ponts, viaducs et structures similaires, guide technique, Ministère de l'équipement, des transports, du logement, du tourisme et de la mer (France), juillet 2007.

Logiciels utilisés : Auto-CAD 2026, ROBOT, Expert ROBOT 2010

ANNEXE A
RESULTATS DES ESSAIS
GEOTECHNIQUES

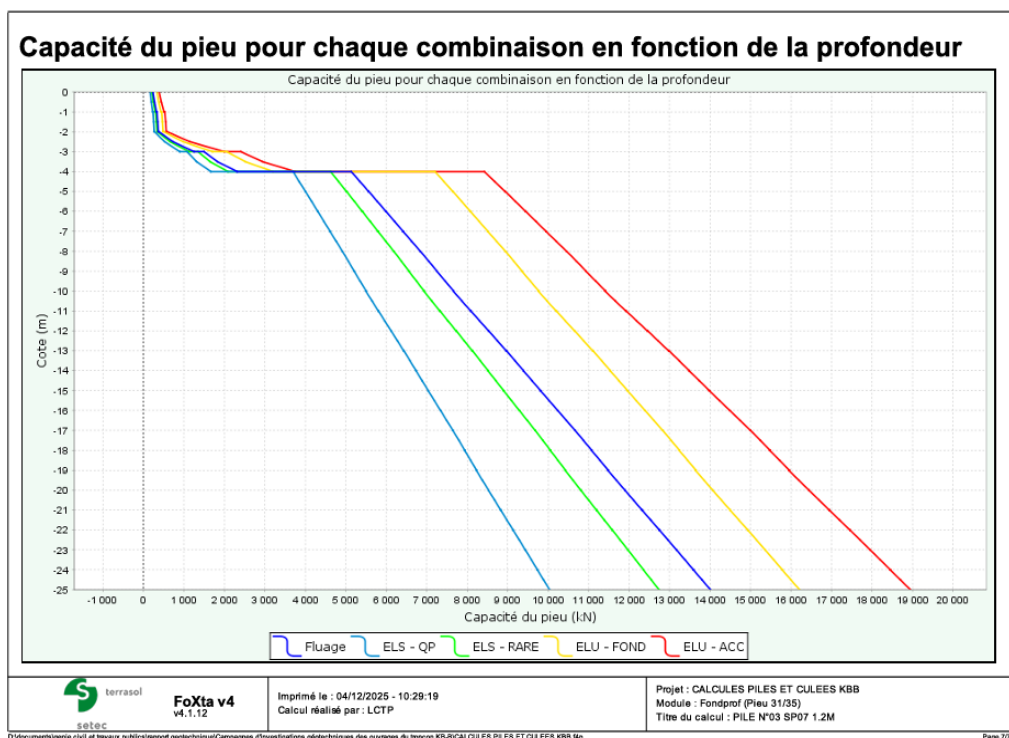


Figure A-1 : Capacité des pieux pour chaque combinaison P03.

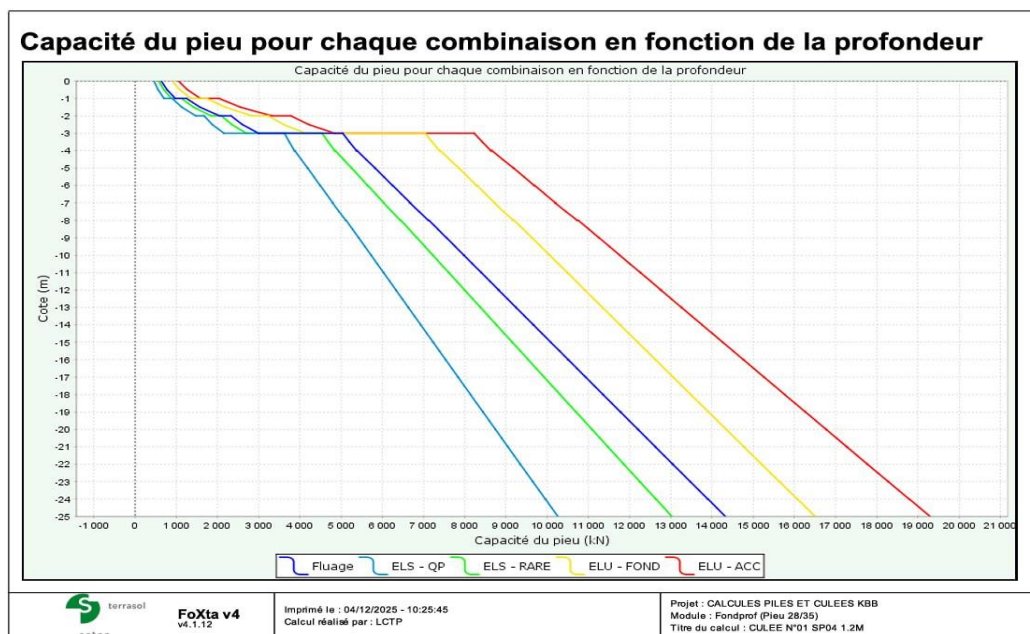


Figure A-2 : Capacité des pieux pour chaque combinaison C01.

Tableau A.1 : Résultats des essais de laboratoire réalisés sur les échantillons des sondages carottés 02

Sondage N°		SC-02			
Profondeur (m)		03.40-03.90	11.00-11.65	16.50-17.00	24.00-24.50
Teneur en eau	W (%)	10.7	05.5	/	/
Densité humide	γ_h (g/cm ³)	2.24	2.38	/	/
Densité sèche	γ_d (g/cm ³)	2.02	2.26	2.26	2.36
Granulométrie par tamisage (% passants)	% < 5 (mm)	100	N R	/	/
	% < 2 (mm)	100		/	/
	% < 0.2 (mm)	100		/	/
	% < 0.063 (mm)	99.6		/	/
Limite d'Atterberg	WL %	52	N R	/	/
	Wp %	26		/	/
	Ip %	26		/	/
Résistance à la compression (RC)	RC (MPa)	/	/	N R	37.0
Cisaillement direct (CD)	C' (KPa)	/	N R	/	/
	Φ' (°)			/	/
Compressibilité à l'odomètre	PC (bars)	N R	/	/	/
	Cc (%)		/	/	/
	Cg (%)		/	/	/
Analyse chimique des sols	(%) Gypse	0.4	0.6	/	/
	Dont la teneur en Sulfates SO_4^{2-} (mg/kg)	Traces	Traces	/	/
	(%) Chlorures (NaCl)	0.35	0.41	/	/
	(%) Carbonates (Ca CO ₃)	26.90	38.20	/	/
	(%) Insolubles	11.84	16.80	/	/

Tableau A.2 : Résultats des essais de laboratoire réalisés sur les échantillons des sondages carottés 03

Sondage N°		SC-03			
Profondeur (m)		02.50-03.00	11.00-11.50	17.50-18.00	23.00-23.40
Teneur en eau	W (%)		/	/	/
Densité humide	γ_h (g/cm ³)		/	/	/
Densité sèche	γ_d (g/cm ³)				
Granulométrie par tamisage (% passants)	% < 5 (mm)		/	/	/
	% < 2 (mm)		/	/	/
	% < 0.2 (mm)		/	/	/
	% < 0.063 (mm)		/	/	/
Limite d'Atterberg	WL %		/	/	/
	Wp %		/	/	/
	Ip %		/	/	/
Résistance à la compression (RC)	RC (MPa)	/	12.4	N R	18.2
Cisaillement direct (CD)	C' (KPa)		/	/	/
	Φ' (°)		/	/	/
Compressibilité à l'odomètre	PC (bars)		/	/	/
	Cc (%)		/	/	/
	Cg (%)		/	/	/
Analyse chimique des sols	(%) Gypse		/		
	Dont la teneur en Sulfates SO_4^{2-} (mg/kg)		/		
	(%) Chlorures (NaCl)		/		
	(%) Carbonates (Ca CO ₃)		/		
	(%) Insolubles		/		

Tableau A.3 : Résultats des essais de laboratoire réalisés sur les échantillons des sondages carottés 04

Sondage N°		SC-04			
Profondeur (m)		07.00-07.40	13.70-14.00	16.70-17.00	21.60-22.00
Teneur en eau	W (%)	/	/	/	
Densité humide	γ_h (g/cm ³)	/	/	/	
Densité sèche	γ_d (g/cm ³)	2.35	2.41	2.56	
Granulométrie par tamisage (% passants)	% < 5 (mm)	/	/	/	
	% < 2 (mm)	/	/	/	
	% < 0.2 (mm)	/	/	/	
	% < 0.063 (mm)	/	/	/	
Limite d'Atterberg	WL %	/	/	/	
	Wp %	/	/	/	
	Ip %	/	/	/	
Résistance à la compression (RC)	RC (MPa)	16.2	42.6	03.7	/
Cisaillement direct (CD)	C' (KPa)	/	/	/	/
	Φ' (°)	/	/	/	/
Compressibilité à l'odmètre	PC (bars)	/	/	/	
	Cc (%)	/	/	/	
	Cg (%)	/	/	/	
Analyse chimique des sols	(%) Gypse	0.01	/	0.02	
	Dont la teneur en Sulfates SO_4^{2-} (mg/kg)	Traces	/	Traces	
	(%) Chlorures (NaCl)	0.12	/	0.18	
	(%) Carbonates (Ca CO ₃)	21.70	/	19.10	
	(%) Insolubles	9.55	/	8.40	

Tableau A.4 : Programme des essais in situ de viaduc PK15

Appui de l'ouvrage N°	PK	Sondage carotté	Sondage préssiométrique	Coordonnées UTM WGS 84 31S		Observation
				X (m)	Y (m)	
/	15029,00	SC01	SP01	476745.665	3962961.914	Annulé par le client
/	15063,55	/	SP02	476773.882	3962941.974	Annulé par le client
/	15098,65	/	SP03	476802.547	3962921.717	Annulé par le client
Culée C1	15133,75	SC02	SP04	476831.212	3962901.460	Réalisé
Pile P01	15168,85	/	SP05	476859.877	3962881.203	Réalisé
Pile P02	15203,95	/	SP06	476888.541	3962860.946	Réalisé
Pile P03	15239,05	SC03	SP07	476917.206	3962840.689	Réalisé
Pile P04	15274,15	/	SP08	476945.871	3962820.432	Réalisé
Pile P05	15309,25	/	SP09	476974.536	3962800.176	Réalisé
Pile P06	15344,35	SC04	SP10	477003.200	3962779.919	Réalisé
Culée C2	15379,45	/	SP11	477031.865	3962759.662	Réalisé
/	15414,55	/	SP12	477060.530	3962739.405	Annulé par le client
/	15449,65	SC05	SP13	477089.195	3962719.148	Annulé par le client
/	15484,75	/	SP14	477117.860	3962698.891	Annulé par le client
/	15519,85	/	SP15	477146.524	3962678.634	Réalisé
/	15554,95	SC06	SP16	477175.167	3962658.346	Annulé par le client
/	15590,05	/	SP17	477203.725	3962637.939	Annulé par le client
/	15624,60	/	SP18	477231.690	3962617.644	Annulé par le client

Tableau A-5 : Résultats de calculs des fondations profondes par le logiciel Foxta.

CULEE / PILE N°	Diamètre du pieu (m)	Longueur du pieu (m)	Charge nominale (Tonnes)
C01	1.20	15	723.47
		20	874.50
		25	1026.10
P01	1.20	15	775.15
		20	926.68
		25	1079.10
P02	1.20	15	757.71
		20	907.68
		25	1058.60
P03	1.20	15	703.53
		20	852.46
		25	1003.50
P04	1.20	15	724.50
		20	874.73
		25	1025.20
P05	1.20	15	743.62
		20	894.19
		25	1045.30
P06	1.20	15	776.37
		20	926.56
		25	1077.40
C02	1.20	15	724.76
		20	875.05
		25	1025.90

Tableau A-10 : Classification des ponts

Groupe de pont	Importance
Groupe 1	Pont stratégique
Groupe 2	Pont important
Groupe 3	Pont d'importance moyenne

Tableau A-11 : Coefficient d'accélération de la zone sismique

Groupe de pont	Zone sismique			
	I	IIA	IIB	III
1	0.15	0.25	0.30	0.40
2	0.12	0.20	0.25	0.30
3	0.10	0.15	0.20	0.25

ANNEXE B
RESULTATS DU CALCUL
NUMERIQUE

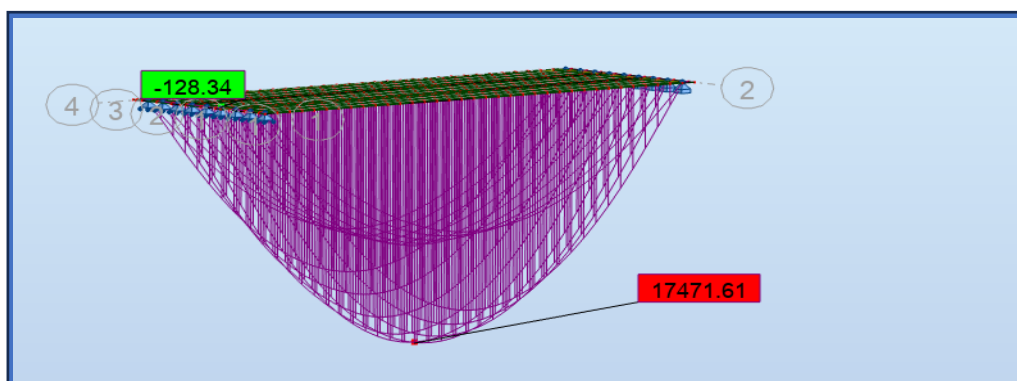


Figure B-1 : Moment maximale à L'ELU

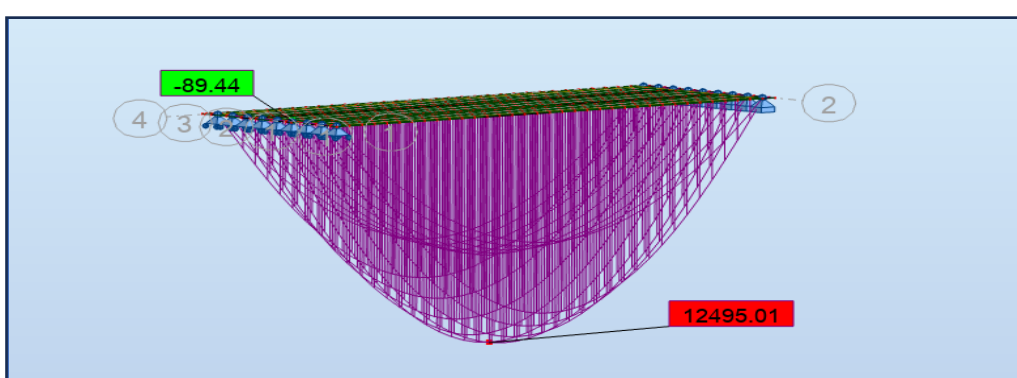


Figure B-2 : Moment maximale à L'ELS

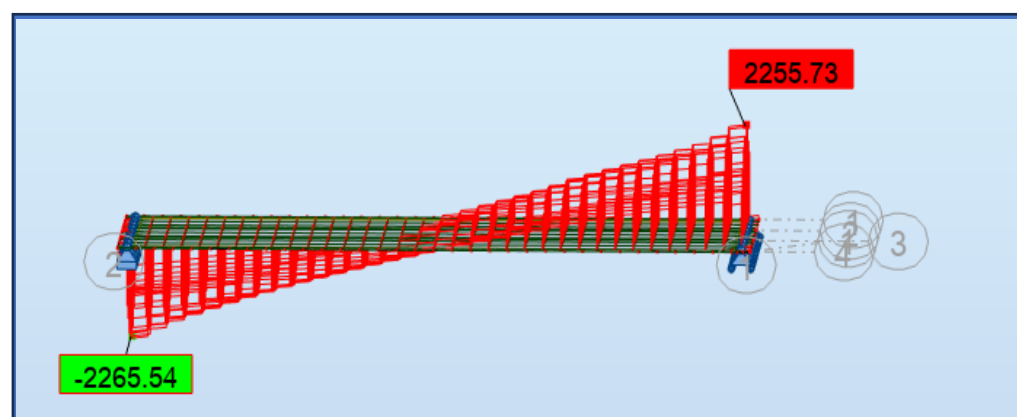


Figure B-3 : Effort tranchant max à L'ELU

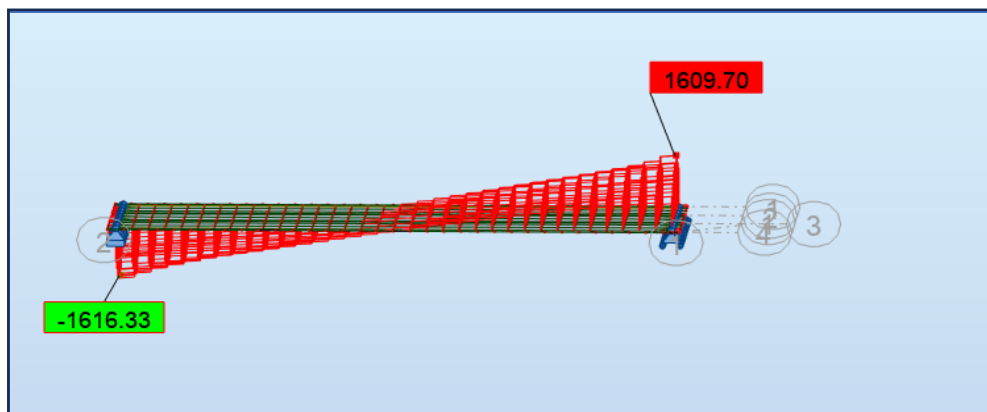


Figure B-4 : Effort tranchant max à L'ELS

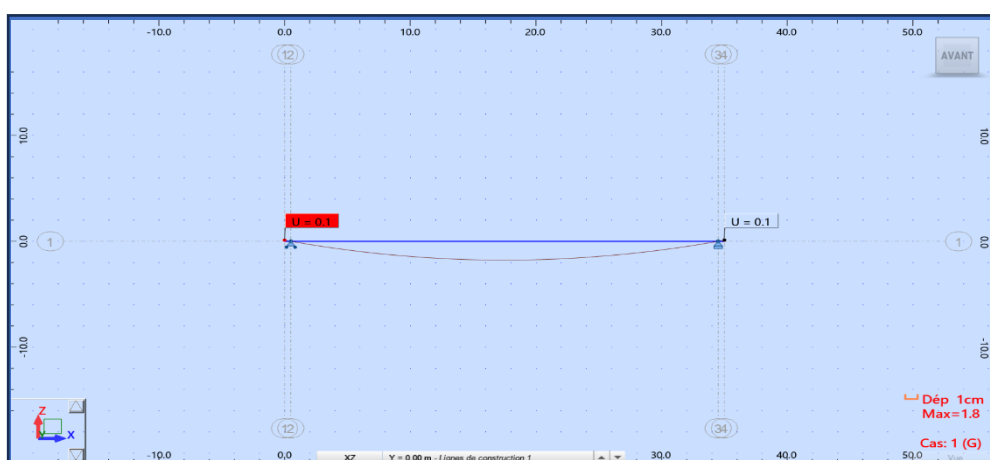


Figure B-5 : La flèche maximale dans la poutre due au poids propre.

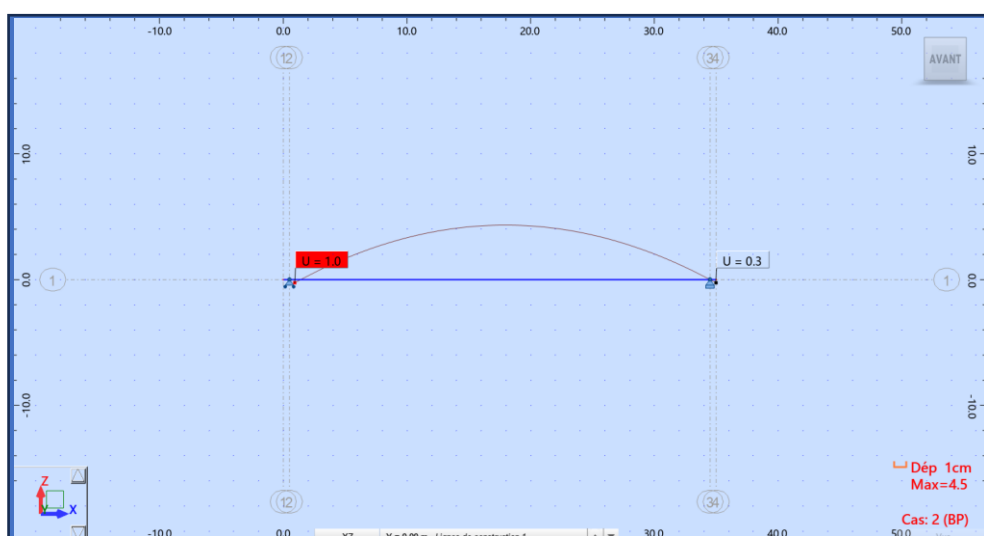


Figure B-6 : la flèche maximale dans la poutre due à la précontrainte

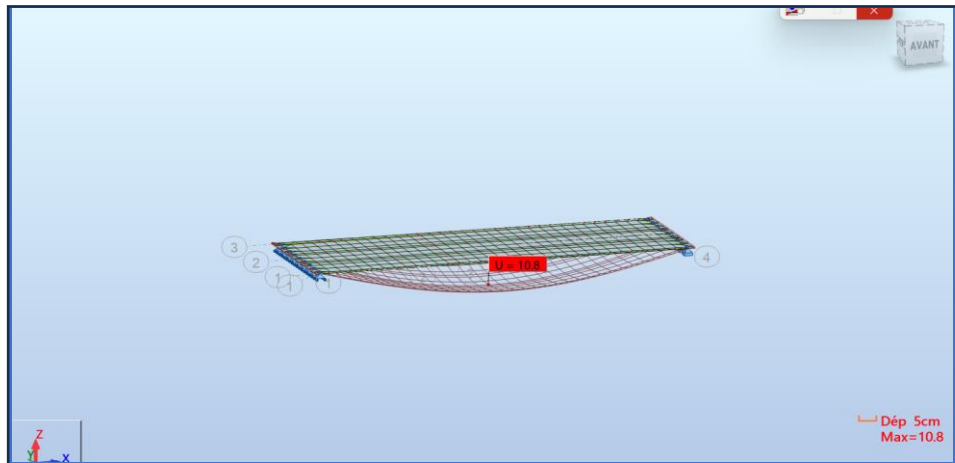


Figure B-7 : flèche maximale à l'ELS.

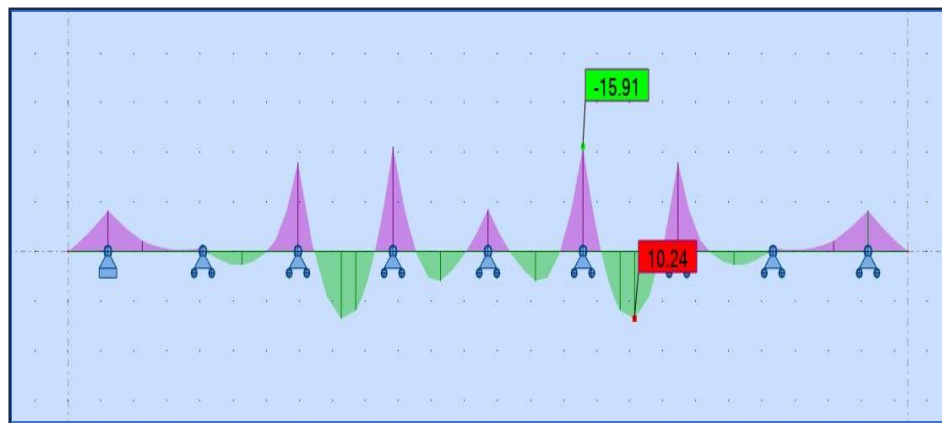


Figure B-8 : Diagramme du moment fléchissant Myy extrême à l'ELS

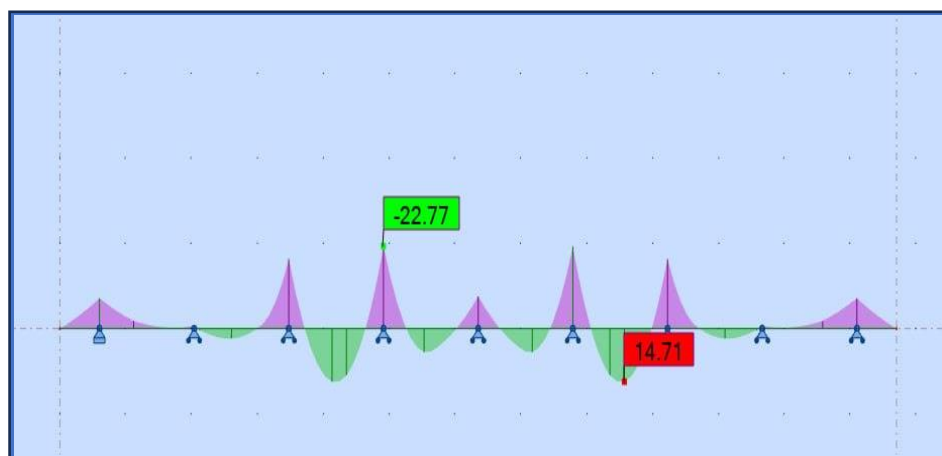


Figure B-9 : Diagramme du moment fléchissant Myy extrême à l'ELU

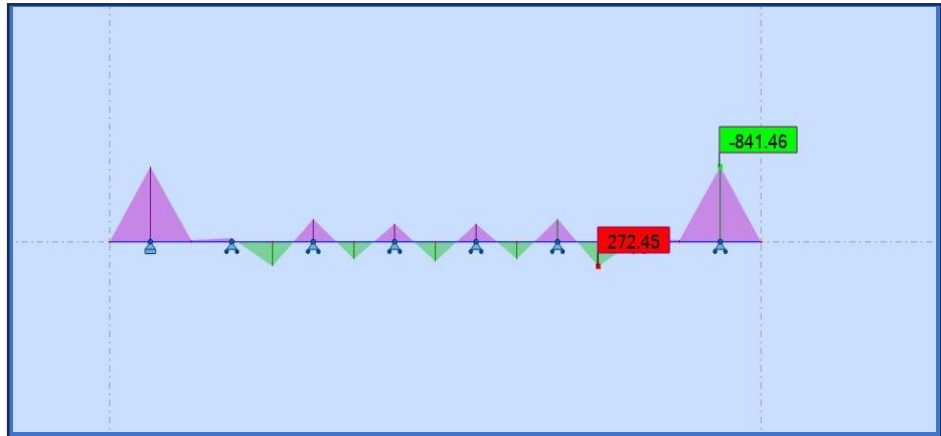


Figure B-10 : Diagramme du moment à l'ELU

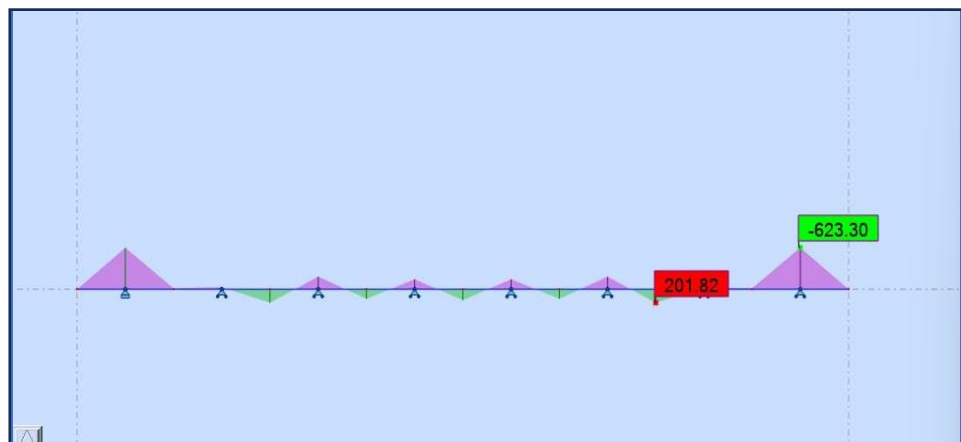


Figure B-11 : Diagramme du moment à l'ELS

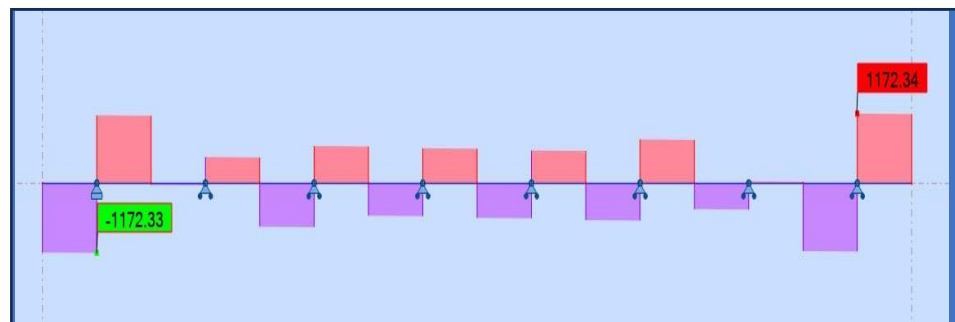


Figure B-12 : Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU

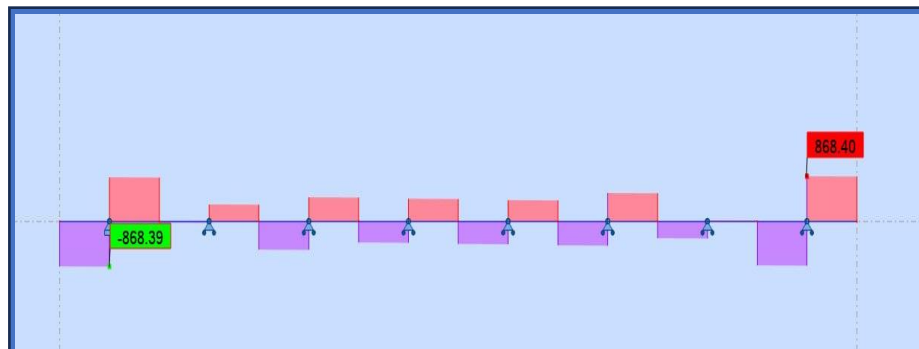


Figure B-13 : Diagramme de l'effort tranchant à l'ELS

ANNEXE C

FERRAILLAGE

CALCULE DES PIEUX

Calcul de Section en Flexion Déviée Composée

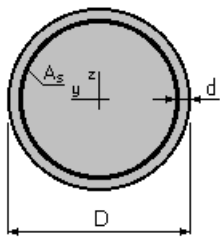
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 30,0$ (MPa)

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

- Fissuration non préjudiciable
- Prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91

2. Section:



$$D = 120,0 \quad (\text{cm})$$

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

3. Efforts appliqués:

Cas N ^O	Type	N (kN)	M _y (kN*m)	M _z (kN*m)
1.	ELS	6760,00	952,40	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_s = 113,1 \text{ (cm}^2\text{)}$	
Section minimum $\max = 565,5 \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{s \text{ min}} = 113,1 \text{ (cm}^2\text{)}$	Section maximum A_s
théorique $r = 1,00 \text{ (%)}$		
minimum $r_{\min} = 0,50 \text{ (%)}$		maximum $r_{\max} = 5,00 \text{ (%)}$

Analyse par Cas:

Cas N° 1: Type ELS $N = 6760,00 \text{ (kN)}$ $M_y = 952,40 \text{ (kN*m)}$ $M_z = 0,00 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité: 1,84

Position de l'axe neutre: $y = 129,2 \text{ (cm)}$

Bras de levier: $Z = 67,7 \text{ (cm)}$

Contrainte maxi du béton: $s_b = 9,7 \text{ (MPa)}$

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 18,0 \text{ (MPa)}$

Contrainte de l'acier:

comprimée: $s_s' = 139,3 \text{ (MPa)}$

Contrainte limite de l'acier:

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

CALCULE DE CHEVETRE

Calcul de Section en Flexion Simple

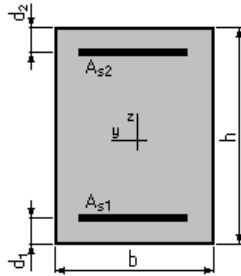
1. Hypotheses:

Béton: $f_{c28} = 25,0 \text{ (MPa)}$

Acier: $f_e = 500,0 \text{ (MPa)}$

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

2. Section:



$$b = 320,0 \text{ (cm)}$$

$$h = 180,0 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 5,0 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 5,0 \text{ (cm)}$$

3. Moments appliqués:

	$M_{\max}$ (kN*m)	$M_{\min}$ (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	-6651,85	1537,00
Etat Limite de Service	0,00	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 56,0 \text{ (cm}^2\text{)}$	Section théorique	$A_{s2} = 89,5 \text{ (cm}^2\text{)}$
Section minimum	$A_{s \min} = 56,0 \text{ (cm}^2\text{)}$		
théorique	$r = 0,26 \text{ (\%)} $		
minimum	$r_{\min} = 0,10 \text{ (\%)} $		

Analyse par Cas:

Cas ELU	$M_{\max} = -6651,85$	(kN*m)	$M_{\min} = 1537,00$	(kN*m)
Coefficient de sécurité:	1,00	Pivot:	A	
Position de l'axe neutre:	$y = 9,8$	(cm)		
Bras de levier:	$Z = 171,1$	(cm)		
Déformation du béton:	$\epsilon_b = 0,60$	(‰)		
Déformation de l'acier:	$\epsilon_s = 10,00$	(‰)		
Contrainte de l'acier:				
tendue:	$s_s = 434,8$	(MPa)		
comprimée:	$s_s' = 15,7$	(MPa)		

Calcul de Section en Flexion Simple MGG HOZ

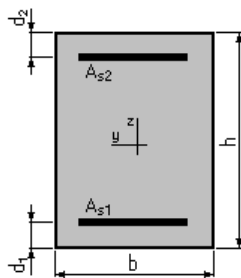
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 25,0$ (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

2. Section:



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

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

$$d_1 = 5,0 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 5,0 \text{ (cm)}$$

3. Moments appliqués:

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	67,55	0,00
Etat Limite de Service	47,28	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique $A_{s1} = 6,5$ (cm²)

Section théorique $A_{s2} = 0,0$ (cm²)

Section minimum $A_{s \text{ min}} = 2,8$ (cm²)

théorique $r = 0,26$ (%)

minimum $r_{min} = 0,11$ (%)

Analyse par Cas:

Cas ELU $M_{\max} = 67,55 \text{ (kN*m)}$ $M_{\min} = 0,00 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité: 1,00 Pivot: A

Position de l'axe neutre: $y = 2,5 \text{ (cm)}$

Bras de levier: $Z = 24,0 \text{ (cm)}$

Déformation du béton: $\epsilon_b = 1,10 \text{ (‰)}$

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

Contrainte de l'acier:

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

Cas ELS $M_{\max} = 47,28 \text{ (kN*m)}$ $M_{\min} = 0,00 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité: 1,57

Position de l'axe neutre: $y = 6,1 \text{ (cm)}$

Bras de levier: $Z = 23,0 \text{ (cm)}$

Contrainte maxi du béton: $s_b = 6,8 \text{ (MPa)}$

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 15,0 \text{ (MPa)}$

Contrainte de l'acier:

tendue: $s_s = 317,9 \text{ (MPa)}$

Contrainte limite de l'acier:

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

Calcul de Section en Flexion Simple MGG VERTICAL

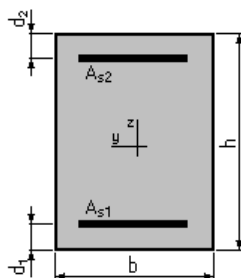
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 25,0 \text{ (MPa)}$

Acier: $f_e = 500,0 \text{ (MPa)}$

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

2. Section:



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

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

$d_1 = 5,0 \text{ (cm)}$

$d_2 = 5,0 \text{ (cm)}$

3. Moments appliqués:

	$M_{\max}$ (kN*m)	$M_{\min}$ (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	91,00	0,00
Etat Limite de Service	64,00	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 8,9 \text{ (cm}^2\text{)}$	Section théorique	$A_{s2} = 0,0 \text{ (cm}^2\text{)}$
Section minimum	$A_{s \min} = 2,8 \text{ (cm}^2\text{)}$		
théorique	$r = 0,35 \text{ (\%)}$		
minimum	$r_{\min} = 0,11 \text{ (\%)}$		

Analyse par Cas:

Cas ELU $M_{\max} = 91,00 \text{ (kN*m)}$ $M_{\min} = 0,00 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité: 1,00 Pivot: A

Position de l'axe neutre: $y = 3,4 \text{ (cm)}$

Bras de levier: $Z = 23,6 \text{ (cm)}$

Déformation du béton: $\epsilon_b = 1,57 \text{ (\%)}_0$

Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 10,00 \text{ (\%)}_0$

Contrainte de l'acier:

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

Cas ELS $M_{\max} = 64,00 \text{ (kN*m)}$ $M_{\min} = 0,00 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité: 1,57

Position de l'axe neutre: $y = 6,9 \text{ (cm)}$

Bras de levier: $Z = 22,7 \text{ (cm)}$

Contrainte maxi du béton: $s_b = 8,1 \text{ (MPa)}$

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 15,0 \text{ (MPa)}$

Contrainte de l'acier:

tendue: $s_s = 318,6 \text{ (MPa)}$

Contrainte limite de l'acier:

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

Calcul de Section en Flexion Simple Mur en routeur Horizontal

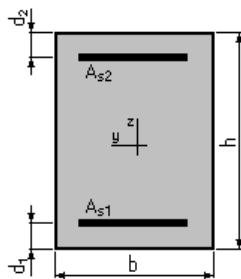
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 25,0 \text{ (MPa)}$

Acier: $f_e = 500,0 \text{ (MPa)}$

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

2. Section:



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

$$h = 80,0 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 5,0 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 5,0 \text{ (cm)}$$

3. Moments appliqués:

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	0,00	0,00
Etat Limite de Service	1164,00	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 34,6 \text{ (cm}^2\text{)}$	Section théorique	$A_{s2} = 0,0 \text{ (cm}^2\text{)}$
Section minimum	$A_{s \text{ min}} = 7,5 \text{ (cm}^2\text{)}$		
théorique	$r = 0,46 \text{ (\%)}$		
minimum	$r_{\text{min}} = 0,10 \text{ (\%)}$		

Analyse par Cas:

$$\text{Cas ELS} \quad M_{\text{max}} = 1164,00 \text{ (kN*m)} \quad M_{\text{min}} = 0,00 \text{ (kN*m)}$$

Coefficient de sécurité: 1,00
 Position de l'axe neutre: $y = 23,2$ (cm)
 Bras de levier: $Z = 67,3$ (cm)
 Contrainte maxi du béton: $s_b = 14,9$ (MPa)
 Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 15,0$ (MPa)
 Contrainte de l'acier:
 tendue: $s_s = 500,0$ (MPa)
 Contrainte limite de l'acier:
 $s_{s \text{ lim}} = 500,0$ (MPa)

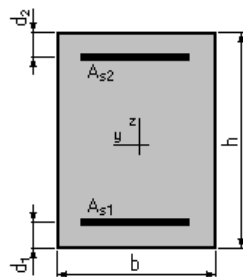
Calcul de Section en Flexion Simple MR VERTICAL

1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 25,0$ (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

2. Section:



$b = 100,0$ (cm)
 $h = 80,0$ (cm)
 $d_1 = 5,0$ (cm)
 $d_2 = 5,0$ (cm)

3. Moments appliqués:

	$M_{\max}$ (kN*m)	$M_{\min}$ (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	900,00	0,00
Etat Limite de Service	640,00	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 29,4 \text{ (cm}^2\text{)}$	Section théorique	$A_{s2} = 0,0 \text{ (cm}^2\text{)}$
Section minimum	$A_{s \text{ min}} = 7,5 \text{ (cm}^2\text{)}$		
théorique	$r = 0,39 \text{ (\%)}$		
minimum	$r_{\text{min}} = 0,10 \text{ (\%)}$		

Analyse par Cas:

Cas ELU $M_{\text{max}} = 900,00 \text{ (kN*m)}$ $M_{\text{min}} = 0,00 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité: 1,00 Pivot: A

Position de l'axe neutre: $y = 11,3 \text{ (cm)}$

Bras de levier: $Z = 70,5 \text{ (cm)}$

Déformation du béton: $\epsilon_b = 1,77 \text{ (\%)}_0$

Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 10,00 \text{ (\%)}_0$

Contrainte de l'acier:

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

Cas ELS $M_{\text{max}} = 640,00 \text{ (kN*m)}$ $M_{\text{min}} = 0,00 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité: 1,55

Position de l'axe neutre: $y = 21,7 \text{ (cm)}$

Bras de levier: $Z = 67,8 \text{ (cm)}$

Contrainte maxi du béton: $s_b = 8,7 \text{ (MPa)}$

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 15,0 \text{ (MPa)}$

Contrainte de l'acier:

tendue: $s_s = 321,6 \text{ (MPa)}$

Contrainte limite de l'acier:

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

