

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

École Nationale Supérieure des Travaux Publics
Francis Jeanson



Mémoire

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

Filière : Travaux Publics

Spécialité : Routes et Ouvrages

Thème

**CONCEPTION ET ETUDE D'UN PONT RAIL
DU PK 123+154.75 AU PK 123+676.25 DE
LA LIGNE FERROVIAIRE EST
TRONCON SOUK AHRAS-BOUCHEGOUF**

Présenté par :

BENSAADA Abbes

BENAMMOUR Messaoud

Encadré par :

Dr. MOHAMED AMIEUR

Co-Encadré par :

Mr. YUSUF BABAKHOUYA

Promotion 2025 / 2026

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

ملخص

تركز هذه المذكرة على دراسة جسر سكك حديدية مزدوج المسار، يقع بين النقطة الكيلومترية 123+154.75 و النقطة 123+676.25 بولاية سوق أهراس، والذي يربط المنجمي بين بوشقوف وسوق أهراس.

يتكون هذا الجسر من 11 جزءاً متساوياً بطول 37.8 متراً و أجزاء 2 بطول 37.26 متراً. اعتمدنا في هذا التصميم على خيار يجمع بين المتطلبات التقنية والاقتصادية، وذلك بعد إجراء تحليل متعدد المعايير وقد تم اختيار جسر يعتمد على عوارض مسبقة الصنع من الخرسانة مسبقة الإجهاد بواسطة الشد اللاحق. تضمن هذا العمل دراسة الجزء العلوي من المنشأ، حسابات الإجهاد المسبق، تقييم التسليح السلبي، وكذا تجهيزات وعناصر المنشأ المختلفة. كما شملت الدراسة البنية التحتية، مروراً بالتحليل الزلزالي

تم إنجاز هذا العمل بالاعتماد على طريقة العناصر المحدودة باستخدام برنامج ROBOT STRUCTURAL

ANALYSIS,

واستناداً إلى القوانين المعتمدة في الجزائر مثل: BAEL91, BPEL91, RPOA, LIVRET 2.01 SNCF

الكلمات المفتاحية: جسر، جسر سكة حديدية، عارضة، تصميم، إجهاد سابق، بنية تحتية، حديد التسليح

RESUME

Cette étude porte sur un pont ferroviaire à double voie, situé entre les points kilométriques PK 123+154,75 et PK 123+676,25 dans la wilaya de Souk Ahras, assurant la liaison minière entre Bouchgouf et Souk Ahras.

L'ouvrage est constitué de 11 travées principales de 37,8 m de portée chacune ainsi que de 2 travées supplémentaires de 37.26 de portée. Le choix de la solution retenue résulte d'une analyse multicritère prenant en compte à la fois les exigences techniques et économiques. La variante adoptée est un pont à poutres préfabriquées en béton précontraint par post-tension. Le travail réalisé comprend l'étude du tablier, le calcul de la précontrainte, la vérification des armatures passives ainsi que l'étude des différents équipements et éléments constitutifs de l'ouvrage. L'étude a également porté sur l'infrastructure, incluant l'analyse sismique.

L'ensemble des calculs et analyses a été effectué selon la méthode des éléments finis à l'aide du logiciel STRUCTURAL ROBOT ANALYSIS, conformément aux règlements en vigueur en Algérie, notamment : SNCF 2.01 Livret RPOA, BPEL 91 et BAEL 91.

Mots-clés : Pont, pont ferroviaire, poutre, conception, précontrainte, infrastructure, armatures.

ABSTRACT

This study focuses on a double-track railway bridge located between chainages PK 123+154.75 and PK 123+676.25 in the Souk Ahras Province, providing the mining railway connection between Bouchgouf and Souk Ahras.

The structure consists of 11 main spans, each with a length of 37.8 m, in addition to 2 end spans of 37.26 m each. The selected solution resulted from a multi-criteria analysis that considered both technical and economic requirements. The adopted alternative is a bridge composed of precast prestressed concrete girders using post-tensioning technology.

The work carried out includes the design of the superstructure, prestressing calculations, verification of passive reinforcement, and the study of the various equipment and structural components of the bridge. The study also covered the substructure, including seismic analysis.

All calculations and analyses were performed using the finite element method with the STRUCTURAL ROBOT ANALYSIS software, in accordance with the regulations and standards applicable in Algeria, particularly SNCF 2.01 Livret RPOA, BPEL 91, and BAEL 91.

Key words: Rail Bridge, beam, design, prestressing, infrastructure, reinforcement

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, **Dr. MOHAMED AMIEUR**, 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 notre co-encadreur Mr. **YUSUF BABAKHOUYA**, pour son accompagnement constant, sa disponibilité et son engagement tout au long de ce travail. Son soutien précieux et ses conseils avisés ont été d'un grand aide et ce sans jamais ménager ses efforts.

Nous n'oublions pas d'adresser toute notre gratitude à **Mr RABAH**, qui nous a encadrés lors de notre stage de fin d'études. Nous le remercions chaleureusement pour son accueil, sa disponibilité et les moyens qu'il a mis à notre disposition afin d'assurer le bon déroulement du stage.

Je souhaite adresser mes remerciements les plus sincères au corps professoral et administratif membres de jury de l'école pour la richesse et la qualité de leur formation.

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.

DÉDICACE

Je dédie ce modeste travail :

À **Dieu Tout-Puissant**, qui m'a accordé la force, la santé et la patience nécessaires pour mener ce travail à son terme.

À mes très chers **parents**, pour leur amour, leurs sacrifices et leur soutien inconditionnel, qui ont été une source constante de motivation tout au long de mon parcours.

À mes chers **grands-pères et grands-mères**, pour leur affection, leurs prières et leur bienveillance.

Une pensée toute particulière à ma défunte grand-mère paternelle, **Mama Abouda**, qu'Allah lui accorde Sa miséricorde infinie et l'accueille dans Son vaste Paradis. Puisse son âme reposer en paix.

À ma très chère **fiancée**, pour son amour, son soutien indéfectible, sa patience et ses encouragements constants.

À mes chers **frères et sœurs : Selma, Ayoub, Imad et Wissem**, pour leur soutien, leur affection et leurs encouragements.

À toute ma **famille**, pour son affection, son soutien moral et ses encouragements qui m'ont accompagné tout au long de mon parcours.

À mes chers **oncles et tantes**, tant du côté paternel que maternel, ainsi qu'à tous mes **cousins et cousines**, pour leur bienveillance, leur affection et leurs encouragements.

À mes **encadrants**, pour leurs précieux conseils, leur disponibilité et leur accompagnement tout au long de la réalisation de ce travail.

À tous mes **amis**, pour leur amitié sincère, leur présence et leur soutien.

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

À **tous**, j'exprime ma profonde gratitude et ma sincère reconnaissance.

BENAMMOUR MESSAOUD

DÉDICACE

Avant tout, je remercie **Allah** le tout puissant de m'avoir donné le courage et la volonté pour réaliser ce travail.

À celle qui m'a fait venir au monde, celle qui s'est sacrifiée pour me voir grandir et réussir, à celle qu'aucune dédicace ne saurait exprimer l'affection et l'amour que je lui éprouve, à celle que je prie souvent allah pour qu'il la guérira et la protégera ,

À toi chère Maman

Au guide de ma vie, celui qui a répandu de la lumière sur mon chemin, celui qui s'est donné tant de mal pour me voir en arriver là où je suis, à celui qui je ne pourrai jamais révéler mon amour avec de simples mots ,

À toi cher papa

À ceux que j'aime et que j'adore tellement : Mes frères Bilel , Hassan, Youcef , Ayoub ,Yahia , la femme de mon frère et ma sœur Radia

À mes amis de l'E.N.S.T.P surtout : Djalil , Aymen , Walid ,Yacine, Mahmoud , Ayoub ,Islem, Lamis , Mouh , Amine , Yahia , Islem .

À mes amis de l'ENSTA : Belkacem , Louai ,Aymen , Mouhamed tayeb , Dayaa , Mouloud,

À la plus chère Sirine ,merci pour ton soutien, ta confiance et ta présence à chaque étape de cette aventure .

À mon binôme Messaoud

À mes chers amis :Ibrahim , Abdo , sifo ,wail , Ibrahim , Atmen, Oussama ,Hamza ,Saber . À tous ceux qui ont contribué de loin ou de près à la réalisation de ce mémoire d'étude. Enfin, à tous ceux qui m'aiment.

À vous...

BENSAADA ABBES

TABLE DES MATIÈRES

INTRODUCTION GÉNÉRALE	1
CHAPITRE I : PRÉSENTATION DU PROJET	2
I.1. INTRODUCTION	2
I.2. PRÉSENTATION DU PROJET	2
I.2.1. Situation du projet	2
I.2.2. Objectif du projet	2
I.3. LES DONNÉES DU PROJET	2
I.3.1. Les données fonctionnelles	2
I.3.1.1. Tracé en plan	2
I.3.1.2. Profil en long	3
I.3.1.3. Profil en travers	3
I.3.2. Données naturelles	3
I.3.2.1. Relief et géomorphologie	3
I.3.2.2. Sismicité du site	4
I.3.2.3. Géologie de la région	4
I.3.2.4. Eaux superficielles et eaux souterraines	5
I.3.2.5. Géotechnique	5
CHAPITRE II : CONCEPTION ET PRÉDIMENSIONNEMENT	6
II.1. INTRODUCTION	6
II.2. PRÉSENTATION ET PRÉDIMENSIONNEMENT DES VARIANTES	6
II.2.1. Variante 1 : Pont mixte bipoutres métalliques	6
II.2.1.1. Conception longitudinale	7
II.2.1.2. Conception transversale	7
II.2.1.3. Conception des poutres principales	8
II.2.1.4. Conception des entretoises	9
II.2.1.5. Conception de l'infrastructure (pile/culée)	9
II.2.1.6. La connexion entre la dalle et la charpente métallique	11
II.2.2. Variante 2 : Pont à poutres en béton précontraint (VIPP)	11
II.2.2.1. Conception longitudinale	12
II.2.2.2. Conception transversale	12
II.2.2.3. Conception de l'infrastructure (pile/culée)	14
II.2.3. Variante 3 : Pont à voussoirs en béton précontraint (encorbellements successifs)	15
II.2.3.1. Conception longitudinale	16
II.2.3.2. Conception transversale	16
II.2.3.3. Conception de l'infrastructure (pile/culée)	18
II.3. ANALYSE MULTICRITÈRES	19
II.3.1. Comparaison des méthodes de construction (6 points)	19
II.3.2. Exigences en matière d'entretien (4 points)	20
II.3.3. Impact visuel et intégration paysagère (5 points)	20

II.4. CONCLUSION	24
------------------------	----

CHAPITRE III : HYPOTHÈSES DE CALCUL..... 25

III.1. INTRODUCTION	25
---------------------------	----

III.2. NORMES ET RÈGLES DE CALCUL	25
---	----

III.3. CARACTÉRISTIQUES DES MATÉRIAUX UTILISÉS	25
--	----

III.3.1. Béton	25
----------------------	----

III.3.1.1. Résistance à la compression.....	26
---	----

III.3.1.2. Résistance à la traction.....	26
--	----

III.3.1.3. Module de déformation instantanée	27
--	----

III.3.1.4. Module de déformation différée	27
---	----

III.3.1.5. Contraintes admissibles à l'ELU	27
--	----

III.3.1.6. Contraintes admissibles à l'ELS.....	28
---	----

III.3.2. Les aciers	29
---------------------------	----

III.3.2.1. Aciers passifs	29
---------------------------------	----

III.3.2.2. Armatures actives.....	30
-----------------------------------	----

III.4. CLASSES DE VÉRIFICATION.....	30
-------------------------------------	----

CHAPITRE IV : ÉVALUATION DES CHARGES ET DES EFFORTS 31

IV.1. INTRODUCTION	31
--------------------------	----

IV.2. LES ACTIONS	31
-------------------------	----

IV.2.1. Actions permanentes	31
-----------------------------------	----

IV.3. SURCHARGES D'EXPLOITATION FERROVIAIRES	33
--	----

IV.3.1. Surcharges verticales.....	33
------------------------------------	----

IV.3.1.1. Modèle de charges UIC 71	33
--	----

IV.3.1.2. Modèle de charge SW.....	34
------------------------------------	----

IV.3.1.3. Modèle de charges "train à vide"	34
--	----

IV.3.2. Chargements verticaux.....	34
------------------------------------	----

IV.3.2.1. Pose de voie ballastée	35
--	----

IV.3.3. Effets dynamiques	36
---------------------------------	----

IV.3.3.1. Coefficients dynamiques	38
---	----

IV.3.4. Forces horizontales.....	39
----------------------------------	----

IV.3.4.1. Force de lacet.....	39
-------------------------------	----

IV.3.4.2. Efforts dus au freinage et au démarrage	39
---	----

IV.3.5. Autres actions variables	40
--	----

IV.3.5.1. Effet de la température.....	40
--	----

IV.3.5.2. Effet du vent	40
-------------------------------	----

IV.3.5.3. Actions accidentelles	41
---------------------------------------	----

IV.3.5.4. Charges sismiques	42
-----------------------------------	----

IV.4. GROUPE DES CHARGES	43
--------------------------------	----

IV.4.1. Les combinaisons des charges.....	43
---	----

IV.4.1.1. ELU d'équilibre statique	44
--	----

IV.4.1.2. ELU fondamental (résistance)	44
--	----

IV.4.1.3. ELS quasi-permanents	44
--------------------------------------	----

IV.4.1.4. ELS rares	45
---------------------------	----

IV.4.1.5. ELS fréquents	45
IV.5. ÉVALUATION DES EFFORTS.....	45
IV.5.1. Les diagrammes du moment maximal.....	46
IV.5.2. Les diagrammes de l'effort tranchant maximal	47
CHAPITRE V : ÉTUDE DE LA PRÉCONTRAINTÉ.....	48
V.1. INTRODUCTION.....	48
V.2. MODES DE RÉALISATION DE LA PRÉCONTRAINTÉ	48
V.2.1. Précontrainte par post-tension	48
V.3. DIMENSIONNEMENT DE LA PRÉCONTRAINTÉ	48
V.3.1. Le nombre de câbles	49
V.3.1.1. Détermination du nombre de câbles à mi-travée.....	49
V.3.1.2. Vérification de la borne supérieure	50
V.3.2. Pré-vérification de la précontrainte	51
V.3.3. Tracé des câbles.....	54
V.3.3.1. Disposition des câbles à l'about (ANNEXE C).....	54
V.3.3.2. Disposition des câbles à mi-travée.....	55
V.3.4. Détermination de l'angle de relevage.....	56
V.3.5. L'allure des câbles.....	57
V.3.5.1. Les caractéristiques géométriques nettes des sections	59
V.4. CALCUL DES PERTES	59
V.4.1. Pertes instantanées	59
V.4.1.1. Pertes par frottements.....	59
V.4.1.2. Pertes dues au recul d'ancrage.....	60
V.4.1.3. Pertes par déformation instantanée du béton	62
V.4.2. Pertes de tension différées	63
V.4.2.1. Pertes par retrait	63
V.4.2.2. Pertes dues à la relaxation de l'acier.....	63
V.4.2.3. Pertes dues au fluage du béton	64
V.4.3. Pertes totales de précontrainte	66
V.5. CALCUL JUSTIFICATIF DES POUTRES	66
V.5.1. Justification des contraintes tangentiels à l'ELS	66
V.5.2. Justification de la poutre à l'ELU	68
V.5.2.1. Armatures transversales	68
V.5.2.2. Justification des bielles de béton.....	69
V.5.2.3. Ferrailage passif longitudinal.....	69
V.5.3. Étude de la zone d'application de forces concentrées (zone d'about)	70
V.5.3.1. Effet de surface	70
V.5.3.2. Zone intermédiaire comprimée	71
V.5.3.3. Effet d'éclatement.....	72
CHAPITRE VI : ÉTUDE DU TABLIER.....	74
VI.1. INTRODUCTION	74
VI.2. L'HOUDIS GÉNÉRAL.....	74
VI.2.1. Modélisation de la dalle	74

VI.2.2. Flèches et contre-flèches à $t=0$	74
VI.2.2.1. Flèche due au poids propre	75
VI.2.2.2. Contre-flèche due à la précontrainte	75
VI.2.2.3. Flèche de construction	76
VI.2.2.4. Flèche maximale à l'ELS	76
VI.2.2.5. Vérification de la flèche totale à $t=0$	76
VI.2.2.6. Vérification de la flèche totale à $t=\infty$	76
VI.2.2.7. Calcul des rotations	77
VI.3. FERRAILLAGE SOUS FLEXION TRANSVERSALE	78
VI.3.1. Évaluation des efforts	78
VI.3.2. Ferrailage transversal de la dalle	79
VI.4. FERRAILLAGE SOUS FLEXION LONGITUDINALE	80
VI.4.1. Évaluation des efforts	80
VI.4.2. Ferrailage longitudinal de la dalle	81
VI.5. LES ENTRETOISES	83
VI.5.1. Principe de ferrailage	83
VI.5.2. Schématisation statique de l'entretoise d'about	83
VI.5.3. Ferrailage longitudinal	85
VI.5.4. Ferrailage transversal	87
CHAPITRE VII : ÉTUDE SISMIQUE	89
VII.1. INTRODUCTION	89
VII.2. CARACTÉRISTIQUES DE L'OUVRAGE RELATIVES À L'ÉTUDE	89
VII.3. ANALYSE SISMIQUE	89
VII.3.1. Analyse monomodale spectrale	89
VII.3.1.1. Mode total mis en mouvement par le mode fondamental	89
VII.3.1.2. Application numérique	90
VII.3.2. Méthode du spectre de réponse	90
VII.3.2.1. Domaine d'application	91
VII.3.3. Analyse modale et résultats de calcul	91
VII.3.4. Analyse spectrale et résultats de calcul	92
VII.3.4.1. Spectre de réponse de la composante horizontale	92
VII.3.5. Combinaison des composantes de l'action sismique	93
CHAPITRE VIII : ÉQUIPEMENTS DU PONT	95
VIII.1. INTRODUCTION	95
VIII.2. APPAREILS D'APPUI	95
VIII.2.1. Choix du type d'appareil d'appui	95
VIII.2.2. Dimensionnement des appareils d'appui	96
VIII.2.2.1. Dimensionnement en plan des appareils d'appui	96
VIII.2.2.2. Calcul de l'épaisseur de l'appareil d'appui	97
VIII.2.2.3. Dimensionnement des frettes	97
VIII.2.3. Vérification des appareils d'appui	98
VIII.2.3.1. La condition de non-cheminement	98
VIII.2.3.2. Résistance à la compression	98

VIII.2.3.3. Sécurité au flambement.....	98
VIII.2.3.4. Limitation de la distorsion	99
VIII.2.3.5. Condition de non-glissement.....	99
VIII.3. DÉS D'APPUIS.....	100
VIII.3.1. Dimensions des dés d'appui	100
VIII.3.2. Ferrailage des dés d'appui	101
VIII.3.2.1. Armatures de chaînage.....	101
VIII.3.2.2. Armatures de profondeur	101
VIII.3.2.3. Armatures de diffusion.....	101
VIII.4. JOINT DE BALLAST.....	101
VIII.4.1. Calcul du souffle des joints	102
VIII.4.2. Le joint garde-ballast.....	103
CHAPITRE IX : ÉTUDE DE L'INFRASTRUCTURE	104
IX.1. INTRODUCTION	104
IX.2. ÉTUDE DE LA PILE.....	105
IX.2.1. Évaluation des efforts agissant sur la pile	105
IX.2.2. Vérification du flambement des fûts	106
IX.2.3. Ferrailage des éléments de la pile	106
IX.2.3.1. Ferrailage des fûts.....	106
IX.2.3.2. Ferrailage du chevêtre	108
IX.2.4. Étude de fondation de la pile.....	111
IX.2.4.1. Étude de la semelle	111
IX.2.4.2. Évaluation des efforts	112
IX.2.4.3. Effort revenant à chaque pieu	112
IX.2.4.4. Ferrailage de la semelle	114
IX.2.5. Étude des pieux	116
IX.2.5.1. Actions sur les pieux.....	116
IX.2.5.2. Ferrailage des pieux.....	117
IX.3. ÉTUDE DE LA CULÉE	118
IX.3.1. Conception de la culée	118
IX.3.1.1. Éléments constituant une culée remblayée	119
IX.3.1.2. Le dimensionnement de la culée.....	119
IX.3.2. Évaluation des efforts agissant sur les culées.....	120
IX.3.2.1. Effort revenant à chaque pieu	121
IX.3.3. Mur frontal	122
IX.3.4. Mur garde-grève.....	124
IX.3.5. Mur en retour.....	126
IX.3.5.1. Le ferrailage horizontal	127
IX.3.5.2. Le ferrailage vertical.....	128
CONCLUSION GÉNÉRALE.....	129

LISTE DES FIGURES

Figure I.1 : Tracé en plan.....	2
Figure I.2 : Profil en long.....	3
Figure I.3 : Profil en travers.....	3
Figure I.4 : Carte de zonage sismique de l'Algérie	4
Figure II.1 : Coupe transversale d'un pont bipoutre mixte	7
Figure II.2 : Coupe transversale du tablier d'un pont bipoutre mixte	8
Figure II.3 : Morphologie générale d'un pont à poutres en béton précontraint.....	12
Figure II.4 : Conception transversale.....	16
Figure III.1 : Diagramme contrainte-déformation du béton à l'ELU	28
Figure III.2 : Diagramme contrainte-déformation du béton à l'ELS.....	28
Figure III.3 : Diagramme contrainte-déformation de l'acier à l'ELU	29
Figure IV.1 : Coupe sur les trois sections de la poutre	31
Figure IV.2 : Schéma de charge UIC 71	33
Figure IV.3 : Schéma de charge SW.....	34
Figure IV.4 : Schéma de modèle de charge « train à vide »	34
Figure IV.5 : Répartition d'une charge sur une bande a1	35
Figure IV.6 : Répartition d'une charge sur une bande a2.....	36
Figure IV.7 : Limite des fréquences propres N0 en [Hz] en fonction de la portée L	37
Figure IV.8 : Situation de calcul 1 – Charge équivalente QA1d et qA1	42
Figure IV.9 : Situation de calcul 2 – Charge équivalente qA2d	42
Figure IV.10 : Moment maximal à l'ELS $(G+\Phi(SW02+UIC71))+0,6T$	46
Figure IV.11 : Moment maximal à l'ELU $(1,35G+1,35\Phi(SW02+UIC71))+0,9T$	46
Figure IV.12 : Effort tranchant maximal à l'ELS $(G+\Phi(SW02+UIC71))+0,6T$	47
Figure IV.13 : Effort tranchant maximal à l'ELU $(1,35G+1,35\Phi(SW02+UIC71))+0,9T$	47
Figure V.1 : Dimensions des ancrages.....	54
Figure V.2 : Tracé des câbles.....	58
Figure V.3 : Zone de concentration des contraintes	70
Figure V.4 : Ferrailage de la poutre en section d'about et à mi-travée	73
Figure VI.1 : Modélisation de la dalle sur logiciel	74
Figure VI.2 : La flèche maximale dans la poutre due au poids propre	75
Figure VI.3 : La flèche maximale dans la poutre due à la précontrainte	75
Figure VI.4 : Flèche maximale à l'ELS.....	76
Figure VI.5 : Résultats de Mxx obtenus avec la combinaison à l'ELU	78
Figure VI.6 : Résultats de Mxx obtenus avec la combinaison à l'ELS	78
Figure VI.7 : Ferrailage transversal de la dalle.....	80
Figure VI.8 : Résultats de Myy obtenus avec la combinaison à l'ELU	80
Figure VI.9 : Résultats de Myy obtenus avec la combinaison à l'ELS	81
Figure VI.10 : Ferrailage longitudinal de la dalle.....	82

Figure VI.11 : Disposition des vérins de levage	83
Figure VI.12 : Cotations et distances entre les vérins	84
Figure VI.13 : Modélisation du poids de la superstructure	84
Figure VI.14 : Calcul des réactions	84
Figure VI.15 : Diagramme du moment à l'ELU	84
Figure VI.16 : Diagramme du moment à l'ELS	85
Figure VI.17 : Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU	85
Figure VI.18 : Diagramme de l'effort tranchant à l'ELS	85
Figure VI.19 : Ferrailage de l'entretoise	88
Figure VII.1 : Modèle de calcul multimodal	90
Figure VII.2 : Fréquence du sens longitudinal	91
Figure VII.3 : Fréquence du sens transversal	92
Figure VII.4 : Spectre de réponse élastique Sae(T) – composantes horizontales	93
Figure VIII.1 : Définition géométrique d'un appareil d'appui	95
Figure VIII.2 : Dimensions de l'appareil d'appui	97
Figure VIII.3 : Dimensions de l'appareil d'appui et des d'appui	100
Figure VIII.4 : Joint de ballast	102
Figure VIII.5 : Décomposition des souffles	103
Figure VIII.6 : Joint garde-ballast	103
Figure IX.1 : Modélisation de la pile	104
Figure IX.2 : Les efforts maximaux des fûts à l'ELA	106
Figure IX.3 : Disposition des armatures dans le fût	107
Figure IX.4 : Moment fléchissant à l'ELU	108
Figure IX.5 : Moment fléchissant à l'ELS	109
Figure IX.6 : L'effort tranchant à l'ELU	109
Figure IX.7 : L'effort tranchant à l'ELS	110
Figure IX.8 : Disposition des armatures du chevêtre	111
Figure IX.9 : Disposition des pieux	113
Figure IX.10 : Méthode des bielles	114
Figure IX.11 : Ferrailage de la semelle	116
Figure IX.12 : Ferrailage du pieu	118
Figure IX.13 : Culée remblayée	119
Figure IX.14 : Diagramme de poussée des terres sur le mur	124
Figure IX.15 : Les moments Mxx sur le mur en retour à l'ELS	126
Figure IX.16 : Les moments Myy sur le mur en retour à l'ELS	127
Figure IX.17 : Ferrailage des éléments de la culée	128

LISTE DES TABLEAUX

Tableau II.1 : Prédimensionnement des poutres	8
Tableau II.2 : Prédimensionnement des entretoises.....	9
Tableau II.3 : Choix et dimensions de la pile	10
Tableau II.4 : Tableau récapitulatif de prédimensionnement des culées	11
Tableau II.5 : Présentation des valeurs des dimensions du tablier	13
Tableau II.6 : Choix et dimensions de la pile	14
Tableau II.7 : Tableau récapitulatif de prédimensionnement des culées	15
Tableau II.8 : Prédimensionnement de la section transversale	17
Tableau II.9 : Choix et dimensions de la pile	18
Tableau II.10 : Tableau récapitulatif de prédimensionnement des culées	19
Tableau II.11 : Devis estimatif et quantitatif de la variante 01	21
Tableau II.12 : Devis estimatif et quantitatif de la variante 02.....	22
Tableau II.13 : Devis estimatif et quantitatif de la variante 03.....	23
Tableau III.1 : Récapitulatif des caractéristiques mécaniques du béton utilisé	27
Tableau III.2 : Contraintes admissibles	28
Tableau III.3 : Contraintes de traction des armatures	29
Tableau III.4 : Caractéristiques géométriques et mécaniques du système de précontrainte.....	30
Tableau IV.1 : Récapitulatif sur le poids et l'aire de chaque section de la poutre	32
Tableau IV.2 : Récapitulatif des compléments des charges permanentes	32
Tableau IV.3 : Récapitulatif de calcul des forces de démarrage–freinage	40
Tableau IV.4 : Les groupes de charges pour une voie chargée	43
Tableau IV.5 : Les groupes de charges pour deux voies chargées	43
Tableau IV.6 : Combinaisons des charges à l'ELU d'équilibre statique	44
Tableau IV.7 : Combinaisons des charges à l'ELU fondamental	44
Tableau IV.8 : Combinaisons des charges à l'ELS rares	45
Tableau IV.9 : Combinaisons des charges à l'ELS fréquents	45
Tableau V.1 : Caractéristiques des câbles précontraints choisis (ANNEXE C).....	48
Tableau V.2 : Vérification en phase 1	52
Tableau V.3 : Vérification en phase 2	52
Tableau V.4 : Vérification en phase 3	53
Tableau V.5 : Vérification en phase 4	53
Tableau V.6 : Vérification en phase 5	54
Tableau V.7 : Positions des câbles.....	56
Tableau V.8 : Angle de relevage.....	57
Tableau V.9 : Récapitulatif du tracé des câbles en $x=L/2$	58
Tableau V.10 : Caractéristiques géométriques nettes des sections.....	59
Tableau V.11 : Récapitulatif des pertes par frottement	60
Tableau V.12 : Valeurs dues au recul d'ancrage	61

Tableau V.13 : Pertes par déformations instantanées du béton	62
Tableau V.14 : Pertes instantanées totales	63
Tableau V.15 : Valeurs des pertes dues à la relaxation des aciers.....	64
Tableau V.16 : Valeurs des pertes dues au fluage du béton (1ère et 2ème famille).....	65
Tableau V.17 : Valeurs des pertes différées totales	65
Tableau V.18 : Valeurs des pertes totales de précontrainte	66
Tableau V.19 : Valeurs de la précontrainte	67
Tableau V.20 : Vérification de la contrainte tangentielle maximale	67
Tableau V.21 : Valeur de l'angle β_u	68
Tableau V.22 : Récapitulatif des paramètres à utiliser pour le calcul des armatures	68
Tableau V.23 : Valeurs des prismes symétriques	71
Tableau V.24 : Vérification de la zone intermédiaire comprimée.....	71
Tableau V.25 : Vérification des contraintes de béton.....	72
Tableau VI.1 : Récapitulatif des moments fléchissants M_{xx}	79
Tableau VI.2 : Moments appliqués	79
Tableau VI.3 : Récapitulatif des moments fléchissants M_{yy}	81
Tableau VI.4 : Moments appliqués	82
Tableau VI.5 : Moments appliqués	86
Tableau VII.1 : Le résultat de mode propre (ANNEXE D).....	91
Tableau VII.2 : Le résultat d'analyse spectrale (ANNEXE D)	94
Tableau VIII.1 : Dimensionnement en plan des appareils d'appui (ANNEXE C)	97
Tableau IX.1 : Combinaisons de charge (ANNEXE D).....	105
Tableau IX.2 : Ferrailage longitudinal du chevrete	110
Tableau IX.3 : Dimensions des éléments de la pile	111
Tableau IX.4 : Les charges appliquées sur la semelle	112
Tableau IX.5 : Les résultats des combinaisons d'action	112
Tableau IX.6 : Effort revenant à chaque pieu	113
Tableau IX.7 : La capacité portance du sol (ANNEXE A).....	114
Tableau IX.8 : Tableau de Warner.....	116
Tableau IX.9 : Les dimensions de la culée	119
Tableau IX.10 : Détermination des sollicitations en statique	120
Tableau IX.11 : Les actions transmises par le tablier	121
Tableau IX.12 : Combinaisons des efforts.....	121
Tableau IX.13 : Effort revenant à chaque pieu	121
Tableau IX.14 : La capacité portance du sol.....	122
Tableau IX.15 : Sollicitations sur mur frontal	122
Tableau IX.16 : Combinaisons des efforts.....	123

LISTE DES ABREVIATIONS

A: coefficient d'accélération de zone sismique

BAEL 91 : règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armée

BPEL 91 : règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton précontraint

CCP : complément des charges permanentes

CP : charges permanentes

EP : module de déformation longitudinal des armatures de précontraintes

σ_{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.

$\overline{\sigma_{bc}}$: Contrainte de compression admissible de béton

$\overline{\sigma_{bt}}$: Contrainte de traction admissible de 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

HA : Haute adhérence

St : Espacement des armatures

NF : Norme française

G : charge permanente

Hp : hauteur de la poutre

L : longueur totale de l'élément

MM : moment fléchissant maximal à l'état limite de service

Mm : moment fléchissant sous G à l'état limite de service

Mu : moment ultime

N : nombre de poutres

SNCF : règles définissant les charges à appliquer pour les ponts ferroviaires

RPOA : règle parasismique applicable au domaine des ouvrages d'art

SETRA : service d'étude technique des routes et autoroutes

Tu : effort tranchant ultime

V : distance séparant le centre de gravité à la fibre supérieure

V' : distance séparant le centre de gravité à la fibre inférieure

VSP : voussoir sur pile

σ_m : contrainte moyenne de compression

τ_u : contrainte tangentielle dans le béton

Φ : diamètre de la gaine de précontrainte

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

T_b : La hauteur totale de l'appareil d'appui

δ : La distorsion de l'appareil d'appui

PK : Point kilométrique.

ELA : Etat Limite Accidentel.

ELS : Etat Limite de Service.

ELU : Etat Limite Ultime.

INTRODUCTION GENERALE

La mise en place d'un réseau de transport performant, notamment ferroviaire, constitue une priorité pour l'Algérie afin de soutenir le développement économique et assurer une meilleure connexion entre les différentes régions du pays. Ce réseau permet de faciliter les échanges et de valoriser les ressources naturelles, en particulier les richesses minières.

Dans ce contexte, l'État a lancé un important programme de modernisation et d'extension du réseau ferroviaire, comprenant plus de 9 600 km de nouvelles voies. Une attention particulière est accordée à la ligne minière Est, qui relie les zones minières du sud-est algérien au port d'Annaba. Cette ligne, longue d'environ 422 km, traverse plusieurs wilayas et joue un rôle essentiel dans le transport et l'exportation des ressources minières.

Les conditions géographiques et le relief de la région nécessitent la réalisation d'ouvrages d'art importants, notamment des ponts ferroviaires capables de franchir les obstacles naturels tout en garantissant la sécurité, la durabilité et la performance de l'infrastructure.

Le présent mémoire porte sur l'étude d'un viaduc ferroviaire à double voie situé entre Bouchegouf et Souk Ahras, du PK 123+154.75 au PK 123+676.25. Cet ouvrage s'inscrit dans le cadre du développement de la ligne minière Est et vise à répondre aux contraintes techniques et environnementales du projet.

Pour ce travail, nous procéderons comme suit :

- 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.

CHAPITRE I : PRESENTATION DU PROJET

I.1. INTRODUCTION

Un pont est un ouvrage d'art en élévation, construit in situ, permettant à une infrastructure de transport (dite voie portée) de franchir un obstacle naturel ou artificiel, tel qu'un fleuve, une vallée, une route, une voie ferrée ou un canal. Cette voie peut être dédiée aux véhicules (pont routier), aux piétons (passerelle) ou aux trains (pont ferroviaire), entre autres.

L'étude des différentes typologies de ponts ne peut commencer qu'après une analyse approfondie des contraintes du site de franchissement. Cela permet au concepteur d'opter pour la solution technique la plus appropriée. ce chapitre présente ainsi les principales caractéristiques de l'ouvrage étudié

I.2. PRESENTATION DU PROJET

I.2.1. Situation Du Projet

Cet ouvrage se situe à 21 km au Nord-Ouest de la ville de Souk-Ahras , Le viaduc se situe entre les PK 123+154.75 et PK 123+676.25, la longueur du viaduc est de 521.5m.

I.2.2. Objectif du projet

L'objectif principal de ce projet de fin d'études est de réaliser un pont conçu pour franchir un obstacle naturel (oued).

I.3. LES DONNÉES 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 521.5 m , largeur de 12.7 m
- Début de l'ouvrage au PK 123+154.75
- Fin de l'ouvrage au PK 123+676.25

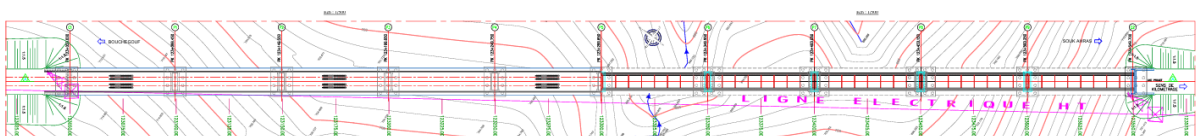


Figure I-1 : Tracé en plan

I.3.1.2 Profil en long

- Début de l'ouvrage au PK 123+154.75
- Fin de l'ouvrage au PK 123+676.25



Figure I.2 : Profil en long

I.3.1.3 Profil en travers

Largeur totale de 12,7 m

Nombre de voies 2

Pente transversale 1 %

Écartement des rails : 1.25 m

Entraxe des deux voies : 4 m

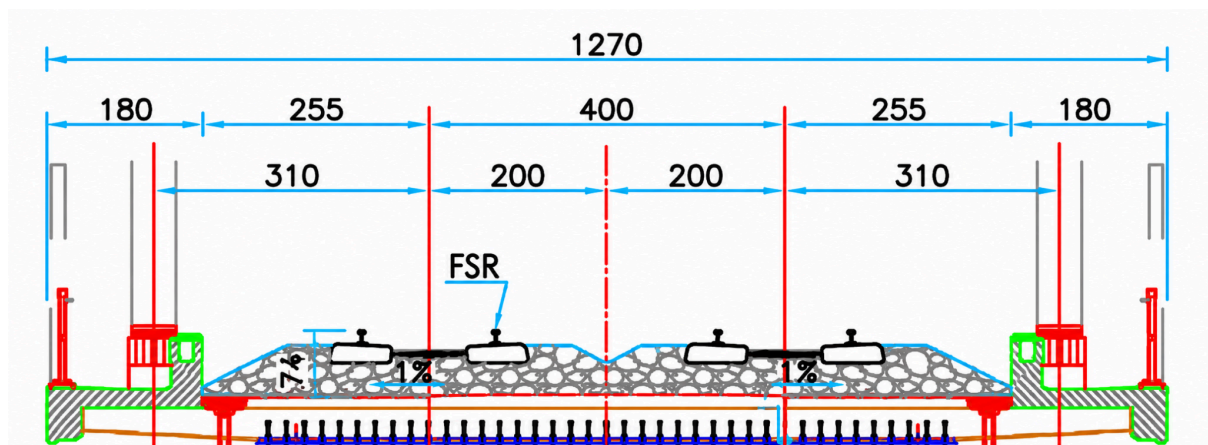


Figure I.3 : Profil en travers

I.3.2 Données naturelles

I.3.2.1 Relief et geomorphologie

D'après le levé topographique et les images satellitaires on peut dire que le projet est implanté dans une zone montagneuse avec un relief relativement accidenté, l'angle de pente bilatéral varie entre 15° et 23°.

La région de Bouchegouf, vers Souk Ahras, est formée par des argiles et des grès numidiens. Son relief, modelé par l'érosion et l'activité tectonique, abrite des failles et des plis, ainsi que des ressources naturelles telles que l'argile et les roches de construction

I.3.2.4 Eaux superficielles et eaux souterraines

Eaux de surface : Dans la zone projetée, les ravines sont bien développées. Il n'existe généralement pas d'eau de surface permanente, mais des ruissellements apparaissent pendant la période pluvieuse.

Eaux souterraines : À toutes les profondeurs atteintes lors de la prospection, des eaux souterraines ont été rencontrées. Le niveau de la nappe phréatique varie entre 2,8 m et 6,0 m.

I.3.2.5 Géotechnique

Les données géotechniques sont évidemment fondamentales dans l'étude d'un ouvrage. Non seulement elles déterminent le type de fondation des appuis, mais elles constituent l'un des éléments du choix de la solution pour le franchissement projeté.

Elles sont obtenues à partir d'une reconnaissance qui doit donner les informations désirées sur le terrain naturel, le niveau de la nappe et les niveaux possibles de fondation,

Elle doit donner également des indications quantitatives sur la nature des terrains rencontrés tel que :

- Paramètres mécaniques de résistance (pour les problèmes de capacité portante).
- Paramètres rhéologiques (pour les problèmes de tassement et de fluage).
- Compacité (pour les problèmes de terrassement).
- Perméabilité (pour les problèmes d'épuisement ou de bétonnage dans les fouilles).

Essais in situ :

Sur le site, le laboratoire chargé de l'étude a procédé à la réalisation des reconnaissances in situ suivantes :

- Essai de pénétration standard SPT.
- Essai de pressiomètre PMT.

Essais au laboratoire :

Divers essais mécaniques et chimiques ont pu être exécutés, selon la nature et la structure des sols, sur les échantillons prélevés au niveau du site, selon les modes opératoires en vigueur au laboratoire, en particulier :

- Densité sèche γ_d (t/m³).
- Essai à la compression simple RC (bar).
- limite d'atterberg

Les résultats des essais géotechnique sont donnés à l'**Annexe A**.

CHAPITRE II : CONCEPTION ET PRÉDIMENSIONNEMENT

II.1 INTRODUCTION

L'objectif de ce chapitre est de déterminer du point de vue technique, économique et esthétique le type d'ouvrage parmi les trois variantes proposées qui est capable de satisfaire le mieux possible toutes les conditions imposées et les contraintes existantes.

Le choix du type de pont repose sur plusieurs paramètres, notamment :

- La nature et l'ampleur de l'obstacle à franchir.
- Les propriétés géotechniques du terrain.
- L'usage prévu de l'ouvrage (route, rail, passage piéton).
- La disposition et l'emplacement des appuis.
- La géométrie du tracé (rectiligne, en biais, courbe).
- L'esthétique et l'intégration visuelle du pont dans son cadre environnant.

II.2 PRÉSENTATION ET PRÉ DIMENSIONNEMENT DES VARIANTES

Pour la conception du notre projet, on se limite aux variantes suivantes :

- Variante 1 : Pont Mixte bipoutres métalliques.
- Variante 2 : Pont à poutres précontraintes par post-tension.
- Variante 3 : Pont voussoir en béton précontraint construit par encorbellements successifs

II.2.1 Variante 1 : Pont Mixte bipoutres métalliques

Un pont mixte à bipoutres, c'est un pont qui utilise deux matériaux : l'acier et le béton. Concrètement, deux grandes poutres métalliques courent dans le sens de la longueur, et c'est sur elles que repose le tablier en béton.

L'idée derrière cette combinaison, c'est de tirer le meilleur des deux matériaux : l'acier est solide et flexible, le béton est rigide et stable. Ensemble, ils donnent un pont à la fois léger, résistant et moins coûteux qu'une structure entièrement métallique ou entièrement en béton.

Pour que les deux matériaux ne fassent qu'un et travaillent ensemble, on utilise des petites pièces métalliques appelées goudons, qui sont soudées sur les poutres et noyées dans le béton. Ça crée une liaison solide entre les deux.

Ce type de pont est couramment utilisé pour les infrastructures routières et ferroviaires, notamment pour les viaducs et les ponts de moyenne portée, grâce à sa rapidité d'exécution et sa durabilité face aux sollicitations du trafic.

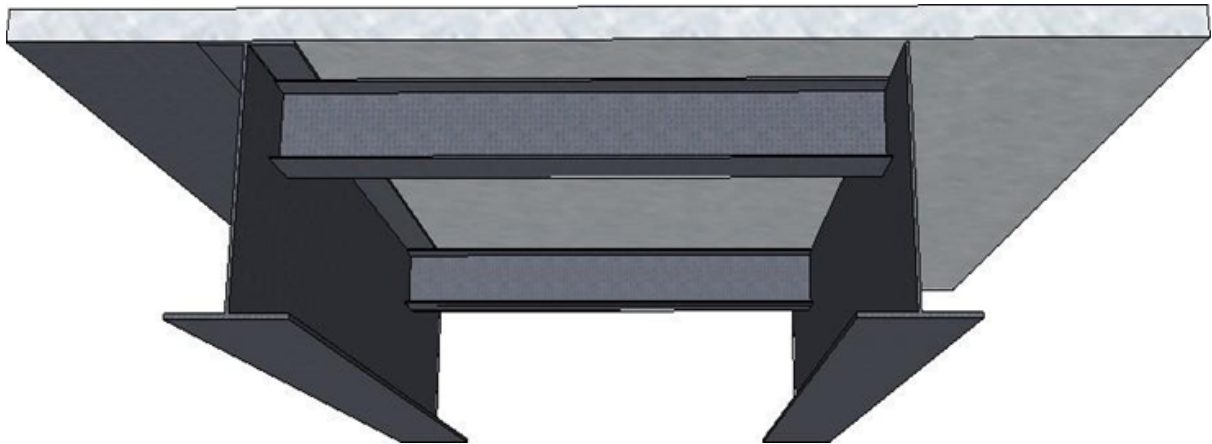


Figure II.1 : Coupe transversale d'un pont bipoutre mixte.

Les ponts mixtes sont conçus pour couvrir des portées allant jusqu'à 110 à 120 mètres pour les structures à travées continues, et environ 80 à 90 mètres pour les travées indépendantes. Au-delà de ces dimensions, d'autres solutions deviennent souvent plus avantageuses sur le plan économique.

II.2.1.1 Conception longitudinale

On propose pour cette variante un pont mixte bipoutre à hauteur variable à travées continues de sept travées principales d'une longueur de 58 m et deux travées de rives de 46,4 m de longueur

La longueur des travées de rive est comprise entre 0,6 et 0,8 fois la portée des travées intermédiaires.

II.2.1.2 Conception transversale

Le pont repose sur deux poutres principales espacées par 6.5 m entretoise entre elles par des entretoises chaque 7,25 m, une dalle en béton armé fixée sur les poutres principales par des goudjons.

Le tablier est de largeur égale à 12.7 m qui est assez large ($L > 12\text{m}$). une solution consiste à appuyer la dalle longitudinalement sur les deux poutres et transversalement sur des entretoises légères rapprochées (tous les 8 m environ), On opte pour : $a = 6,5\text{ m}$, $b = 3,1\text{ m}$

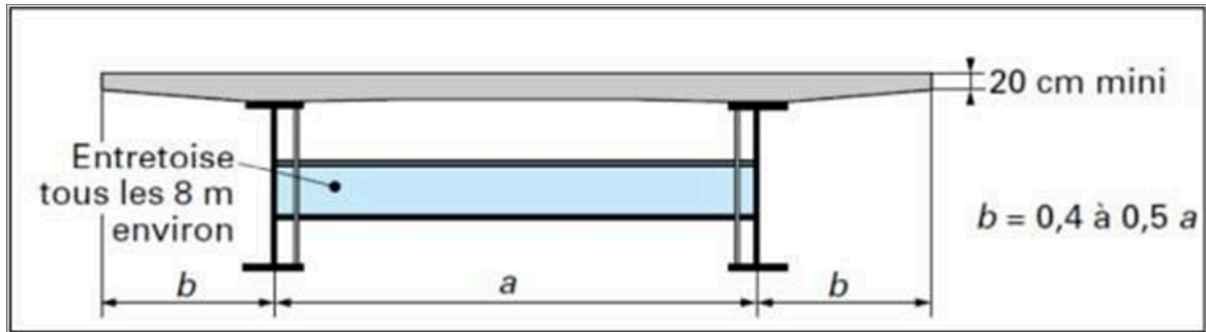


Figure II.2 : Coupe transversale du tablier d'un pont bipoutre mixte.

II.2.1.3 Conception des poutres principales

Tableau II.1 : Pré dimensionnement des poutres.

Element	Ratio usuel	Valeur (mm)
Epaisseur de la dalle en Béton armée au droit des poutres	$0.13+(LT-L/26)$	300
Epaisseur de la dalle en Béton armée au centre du tablier	$0.12+(L/50)$	250
Hauteur sur pile	$L/20 \leq H \leq L/16$	3625
Épaisseur de l'âme	$tw \geq 0.005 \times h_w$	30
Épaisseur semelle supérieure	$20\text{mm} \leq t_i \leq 150\text{mm}$	40
Largeur semelle inférieure	$500\text{mm} \leq b_i \leq 1200\text{mm}$	1170
Largeur semelle supérieure	$400 \text{ mm} \leq b_s \leq 1000 \text{ mm}$	970
Épaisseur de la semelle inf	$20 \leq t_s \leq 150$	50

II.2.1.4 Conception des entretoises

Les entretoises sont des poutres secondaires en I, relient deux poutres principales pour le soutènement de la dalle et assurent la stabilité des poutres principales. Dans cette variante l'espacement des entretoises de IPE 600 égal à 7,25 mètres, et leurs dimensions transversales sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau II.2 : Pré dimensionnement des entretoises.

Elément	Valeur retenue
Hauteur de l'entretoise H_{en}	600 mm
Largeur de la semelle b_{en}	220 mm
Epaisseur de la semelle t_{en}	20 mm
Epaisseur de l'âme t_{w-en}	10 mm

Choix de la nuance d'acier :

Les nuances des aciers de charpente sont de qualité S355 N, cette qualité désigne la ténacité de l'acier, c'est-à-dire sa capacité à absorber l'énergie des chocs sans risque de rupture fragile.

II.2.1.5. conception de l'infrastructure (pile/culée) :

- **Prédimensionnement des piles/ guide SETRA :**

Le rôle de pile est primordial dans le fonctionnement mécanique du tablier.

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

Tableau II.3 : Choix et dimensions de la pile

Elément		Valeur /Description	Figure
Hauteur (m)		H=VAR	
Largeur		3 m	
Longueur		10.17 m	
forme		Voile plein	
Fondation	Type	Profonde sur 12 pieux de 16 m avec $\Phi = 1.20$ m	
	Dimensions semelle	13×9,4×2 (m×m×m)	

- **Prédimensionnement des culées / guide SETRA :**

Tableau II.4 : Tableau récapitulatifs de pré dimensionnement des culées

Elements	Dimensions (m)		Figure
Mur frontal	Hauteur	HD =3,54 HG= 3,54	
	Longueur	12.70	
	Épaisseur	2.02	
Mur en retour	Épaisseur	0.70	
Mur garde grève	Hauteur	4,31	
	Épaisseur	0.54	
Semelles	Largeur	9,4	
	Longueur	13	
	Hauteur	2	
Pieux	Diamètre	1.20	
	Profondeur	23	

II.2.1.6 La connexion entre la dalle et la charpente métallique

La connexion entre les poutres métalliques et la dalle béton armé est assurée par des connecteurs de type goujons, de $d = 20 \text{ mm}$ ($16 \leq d \leq 22 \text{ mm}$) de diamètre et de hauteur de 200 mm ($h > 4d$).

II.2.2 Variante 2 :Pont à poutres en béton précontraint (VIPP)

Les ponts à poutres précontraintes du type VIPP (Viaduc à travées Indépendantes à poutres préfabriquées précontraintes par post-tension) représentent la solution la plus simple et la plus fréquente quand il y a plusieurs ouvrages de même typologie, grâce à leurs grands avantages et leur intérêt économique. Le tablier est constitué de poutres longitudinales sont le plus souvent parallèles et équidistantes et de hauteur constante, elles sont solidarisiées entre elles par des entretoises au niveau des appuis et un hourdi de faible épaisseur supportant la chaussée, Ce type de pont permet d'atteindre des portées importantes de 30 à 50 mètres

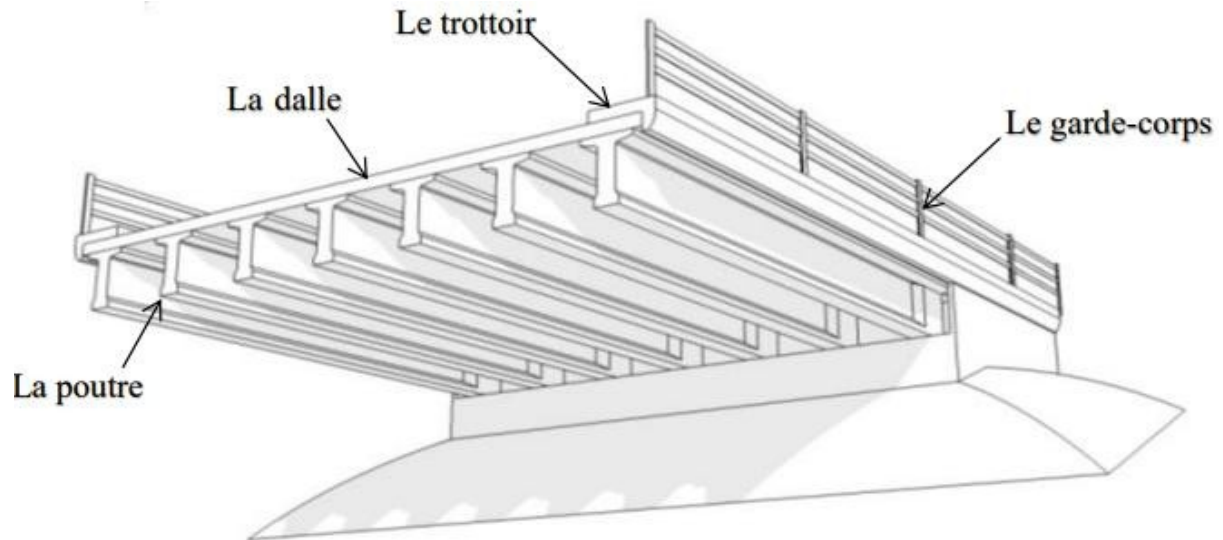


Figure II.3 : Morphologie générale d'un pont à poutres en béton précontraint.

II.2.2.1 Conception longitudinale

Pour bien implanter les appuis, on essaie d'éviter le point le plus bas du sol, et d'économiser les hauteurs des piles adjacentes

La gamme optimale des portées des poutres de type VIPP est comprise entre 30 et 50m. Donc on propose une variante de 11 travées principales d'une longueur de 37,8 m et deux travées de rives de 37,26 m de longueur pour avoir une longueur totale de l'ouvrage de 490,32 m.

II.2.2.2 Conception transversale

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

Tableau II.5 : Présentation des valeurs des dimensions du pont.

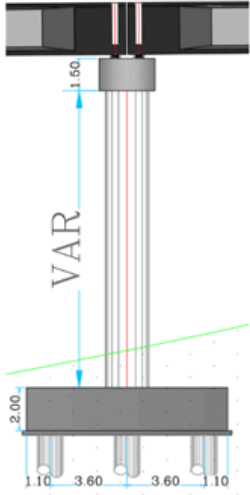
Elément	Ratio usuel	Valeur retenu
L'entraxe entre les poutres	$0.9 \text{ m} \leq \lambda \leq 1.5 \text{ m}$	1.44 m
Nombre des poutres	$N = \frac{La}{\lambda} + 1$	N = 9 poutres
La hauteur de la poutre	$L/20 \leq h_p \leq L/16$	ht = 2,40 m
La largeur de la table	Pour éviter le risque de déversement ($b \geq 1.05$)	b = 1.20 m
L'épaisseur de la table	$12 \text{ cm} \leq e_t \leq 15 \text{ cm}$	$e_t = 15 \text{ cm}$
La largeur de talon	$0.6 \text{ m} \leq b_{\text{talon}} \leq 0.9 \text{ m}$	$b_{\text{talon}} = 0,6 \text{ m}$
L'épaisseur de l'âme	Mi- travée : $Ea \geq 14 + \phi$ (cm) avec : $\phi = 8 \text{ cm}$	Ea = 25 cm
L'épaisseur de talon	$10 \text{ cm} \leq e_{\text{talon}} \leq 20 \text{ cm}$	0.25 m
Epaisseur de l'hourdis	$20 \text{ cm} \leq e_{\text{hourdis}} \leq 30 \text{ cm}$	0.3 m
Entretoise d'about	/	$0.3 \times 1.95 \text{ m}^2$

II.2.2.3. conception de l'infrastructure (pile/culée)

- **Pré dimensionnement des piles / guide SETRA :**

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

Tableau II.6 : Choix et dimensions de la pile.

Elements		Valeur / Description	Figure
Hauteur		H=VAR	
Chevêtre		2.6 x 12.70 x 1.5 (m x m x m)	
Section		Fûts	
		3 Fûts / Pile 2,5 m de diamètre	
Fondation	Type	Profonde sur 12 pieux $\Phi = 1.20$ m	
	Dimensions semelle	13x9,4x2 (m×m×m)	

● Pré dimensionnement des culées remblayées / guide SETRA

Tableau II.7 Tableau récapitulatifs de pré dimensionnement des culées

Eléments	Dimensions (m)		Figure
Mur frontal	Hauteur	H d = 6.14 H g = 5,2	
	Longueur	12.7	
	Épaisseur	1.5	
Mur en retour	Épaisseur	0.7	
Mur garde grève	Hauteur	2.91	
	Épaisseur	0.4	
Semelles	Largeur	9,4	
	Longueur	13	
	Hauteur	2	
Pieux	Diamètre	1.20	
	Profondeur	23	

II.2.3.Variante 3:Pont voussoir en béton précontraint construit par encorbellements successifs

La méthode de construction par encorbellement successif est très utile pour des portées moyennement grandes où on peut atteindre les 150 m. Elle est très avantageuse dans les sites urbains où on doit toujours assurer la fluidité du trafic des voies avoisinées .

Ce mode de construction consiste à exécuter l'essentiel du tablier d'un pont sans cintre ni échafaudages au sol, en opérant par tronçons successifs dénommés voussoirs, chacun de ces éléments étant construit en encorbellement par rapport à celui qui le précède. Après exécution d'un voussoir, les câbles de précontrainte qui aboutissent à ses extrémités sont mis en tension, ce qui permet de les plaquer contre les voussoirs précédents. Il devient donc économiquement intéressant de réaliser un tablier de hauteur variable décroissante de piles vers la clef.

II.2.3.1. Conception longitudinale

Pour cette troisième variante, on propose une coupe longitudinale composée de 4 travées principales de 96 m et deux travées de rives de 57,6 m pour avoir une longueur totale de l'ouvrage de 499,2 m.

Découpage du voussoir

Le découpage dépend du matériel de levage et manutention disponible, on peut atteindre généralement des longueurs de voussoirs courants entre 2,5 et 4 m, voire 5m.

Dans notre cas on opte pour des voussoirs courants de 4 m de longueur, des voussoirs sur pile de 6 m et des voussoirs de clavage de 2 m, ce qui nous donne :

- 110 voussoirs courants.
- 5 voussoirs sur pile.
- 2 voussoirs sur culée.
- 6 voussoirs de clavage.

II.2.3.2. Conception transversale

- **Choix du type de caisson**

Notre ouvrage est constitué d'un tablier de largeur de 12.7 m inférieur à 20m. Donc on peut choisir les voussoir mono caisson, c'est la solution idéale la plus économique et esthétique

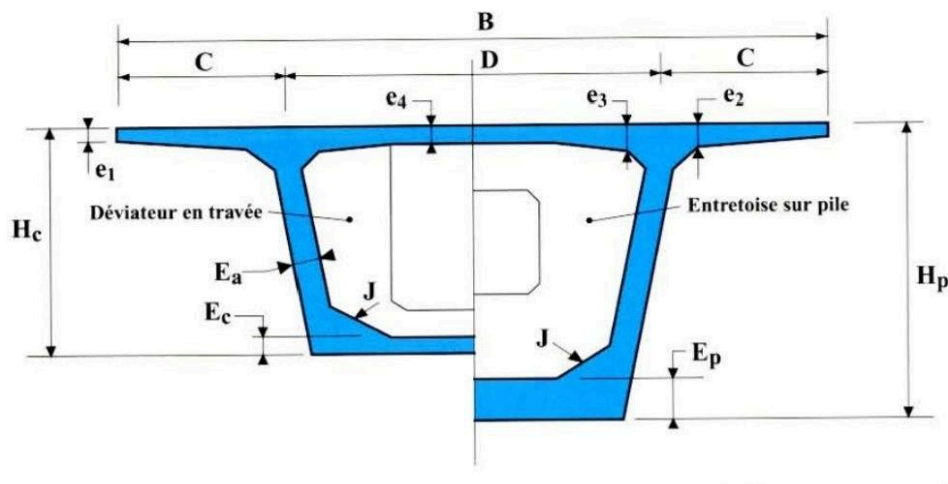


Figure II.4 : Conception transversale

- **Pré dimensionnement de la section transversale**

D'après le guide de conception de SETRA : Pont en béton précontraint construit par encorbellements successifs, on propose le dimensionnement de la section transversale de l'ouvrage :

Tableau II.8 Prédimensionnement de la section transversale

Elément	Ratio usuel	Valeur retenue
Hauteur du voussoir sur pile	$\frac{L}{14} \leq h_p \leq \frac{l}{12}$	7,5 m
Hauteur du voussoir à la clef	$\frac{L}{28} \leq h_c \leq \frac{l}{20}$	3,5 m
Largeur du voussoir	B	1270 cm
C	B/4	317,5 cm
D	B – 2C	635 cm
e1	$e1 \geq 16$ a 18cm	35 cm
e2	$C/8 \leq e2 \leq C/7$	55 cm
e3	$e3 \geq e2 - 10\text{cm}$ et $e3 \geq 1,5 e4$	55 cm
e4	$D/30 \leq e4 \leq D/25$	45 cm
Ea	$Ea \geq 0.26 + L/500$	45 cm
Ec	$Ec \geq 18$ à 22 cm	35 cm
Ep	$35 \text{ cm} \leq Ep \leq 80 \text{ cm}$	100 cm
Gousset supérieur	$30^\circ \leq \alpha \leq 45^\circ$	40°
Gousset inférieur	$40^\circ \leq \alpha \leq 45^\circ$	40°

II.2.3.3. conception de l'infrastructure (pile/culée)

- Pré dimensionnement des piles / guide SETRA :

Tableau II.9 Choix et dimensions de la pile.

Elément		Valeur / Description	Figure
Hauteur		H=VAR	
Chevêtre		6 x 5,5 x 2 (m x m x m)	
Section		Pille évidée	
		Largeur total 4 m Largeur vide 2,6 m Longueur total 5,5m Longueur vide 4,1m	
Fondation	Type	Profonde sur 12 pieux $\Phi = 1.20 \text{ m}$	
	Dimensions semelle	13×9,4×2 (m×m×m)	

- **Prédimensionnement des culées remblayées / guide SETRA :**

Tableau II.10 Tableaux récapitulatifs de prédimensionnement des culées

Eléments	Dimensions (m)		Figure
Mur frontal	Hauteur	Hd= 3,23 Hg =3,29	
	Longueur	12.7	
	Épaisseur	2.91	
Mur en retour	Épaisseur	0.7	
Mur garde grève	Hauteur	4,26	
	Épaisseur	0.46	
Semelles	Largeur	9,4	
	Longueur	13	
	Hauteur	2	
Pieux	Diamètre	1.20	
	Profondeur	23	

II.3. ANALYSE MULTICRITERES

L'analyse multicritères permet d'évaluer les différentes solutions envisageables pour la conception du pont en tenant compte de plusieurs paramètres essentiels. Parmi ces critères, on retrouve les aspects économiques, les contraintes techniques, les exigences d'entretien, l'esthétique ainsi que la complexité de mise en œuvre. L'objectif est de comparer les différentes variantes afin d'identifier la solution la plus adaptée aux besoins du projet.

II.3.1. Comparaison des Méthodes de Construction (6 points)

- **Pont en béton précontraint à encorbellements successifs**

Ce type de construction nécessite un matériel spécifique, notamment un équipage mobile permettant la mise en place progressive des voussoirs. Cette méthode requiert une gestion rigoureuse des phases de construction afin d'assurer la stabilité du tablier durant l'exécution

- **Pont mixte (bipoutres)**

L'assemblage de cette structure présente un avantage en termes de facilité d'installation et de précision, grâce à la préfabrication des poutres en usine. L'installation sur site reste relativement simple, réduisant ainsi les délais d'exécution

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

La mise en place de ce type de pont est optimisée grâce à l'utilisation de poutres préfabriquées. Cette solution ne nécessite pas d'équipements lourds, hormis pour le transport et la pose des éléments.

II.3.2. Exigences en Matière d'Entretien (4 points)

L'entretien des ouvrages est un critère clé influençant la durabilité du pont :

- **Le pont mixte** demande un suivi régulier pour éviter les problèmes de corrosion atmosphérique, souvent résolus par l'application de revêtements protecteurs.
- **Le pont à poutres en béton précontraint** requiert peu d'interventions, sauf pour l'entretien des équipements tels que les appareils d'appuis et les dispositifs de dilatation.
- **Le pont en béton précontraint à encorbellements successifs** nécessite un entretien limité aux équipements annexes, rendant cette solution peu contraignante sur le long terme.

II.3.3. Impact Visuel et Intégration Paysagère (5 points)

L'aspect esthétique d'un pont est un facteur influençant son intégration dans l'environnement :

- **Les ponts à poutres en béton précontraint et mixtes** présentent une apparence relativement conventionnelle, leur permettant de s'harmoniser facilement avec le paysage.
- À l'inverse, **le pont en béton précontraint à encorbellements successifs** possède une structure plus élaborée, offrant un design architectural qui améliore son intégration et valorise son environnement immédiat.

Tableau II.11 Devis estimatif et quantitatif de la variante 01

DEVIS ESTIMATIF VARIANTE N°01					
N°	DESIGNATIONS DES POSTES	U	Quantites	PRIX UNITAIRE (HT)	Montant
Poste 1 : Pieux					
1,1	Réalisation des pieux Ø 1200mm verticaux en terrain non rocheux	ML	3 000,00	55 000,00	165 000 000,00
1,2	Fourniture et mise en œuvre des tubes métalliques Ø 50/60 pour auscultation sonique	ML	9 000,00	2 500,00	22 500 000,00
1,3	Essais d'auscultation sonique	U	120,00	16 000,00	1 920 000,00
1,4	Recepape des pieux	U	120,00	3 700,00	444 000,00
1,5	Essais statiques des pieux isolés sous compression axiale	U	1,00	1 520 000,00	1 520 000,00
TOTAL (Poste 1)					191 384 000,00
Poste 2 : Béton					
2,1	Béton de propreté de 10 cm pour fonds de fouilles	M3	1 270,00	10 500,00	13 335 000,00
2,3	Béton RN 27 pour semelles (piles,culées)	M3	2 444,00	17 000,00	41 548 000,00
2,4	Béton RN 27 pour piles	M3	3 985,00	18 000,00	71 730 000,00
2,5	Béton RN 27 pour culées	M3	226,00	18 000,00	4 068 000,00
	Béton RN 35 pour la dalle	M3	1 775,00	25 000,00	44 375 000,00
TOTAL (Poste 2)					175 056 000,00
Poste 3 : Acier					
3,1	Acier haute adhérence Fe E50 A pour infrastructure	T	901,00	106 000,00	95 506 000,00
3,2	Acier haute adhérence Fe E50 A pour superstructure	T	315,00	106 000,00	33 390 000,00
3,4	acier charpente métallique pour tablier	T	865,00	80 000,00	415 200 000,00
TOTAL(Poste 3)					544 096 000,00
TOTAL HORS TAXES				910 536 000,00	
T V A 19 %				173 001 840,00	
TOTAL EN TTC				1 083 537 840,00	
Un milliard - quatre vingt trois millions - cinq cent trente-sept mille - huit cent quarante Dinars Algérien					

Tableau II.12 Devis estimatif et quantitatif de la variante 02

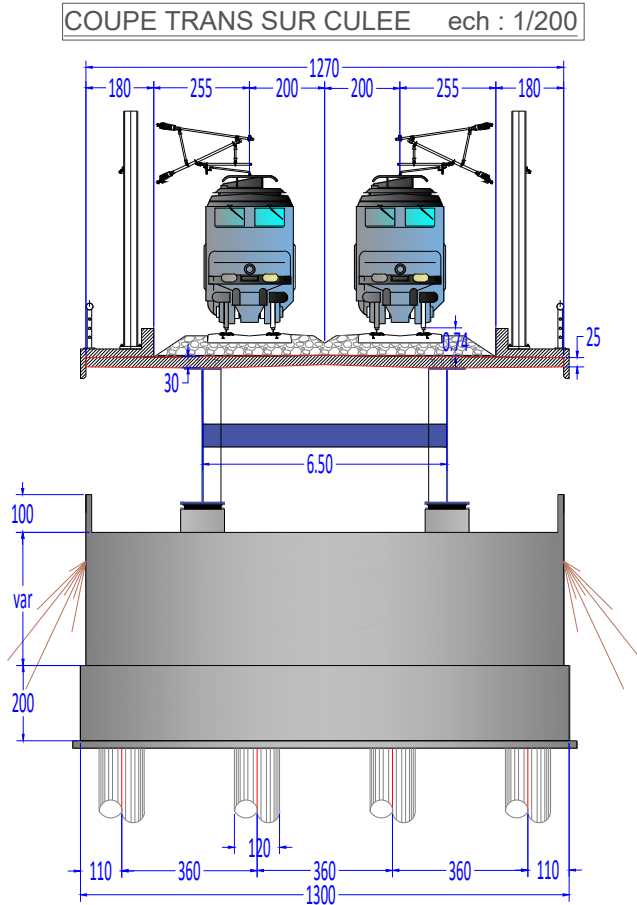
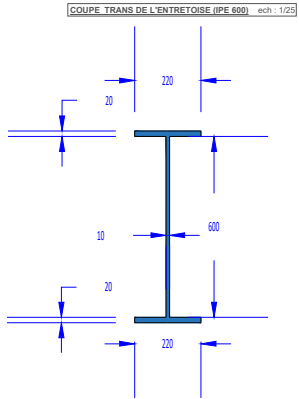
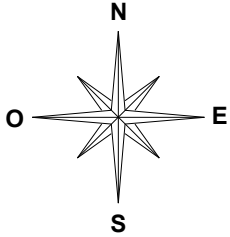
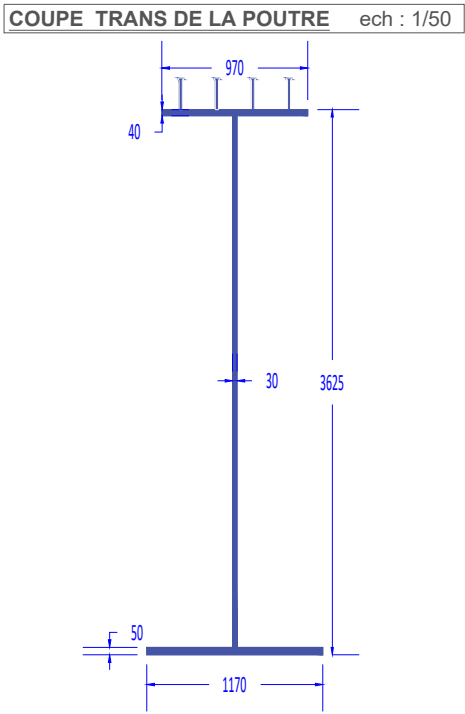
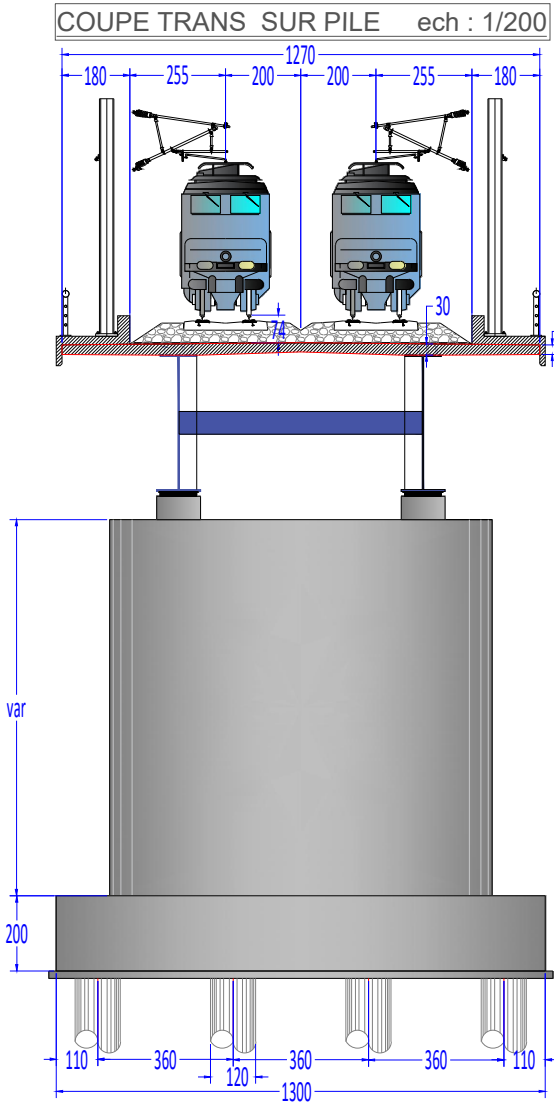
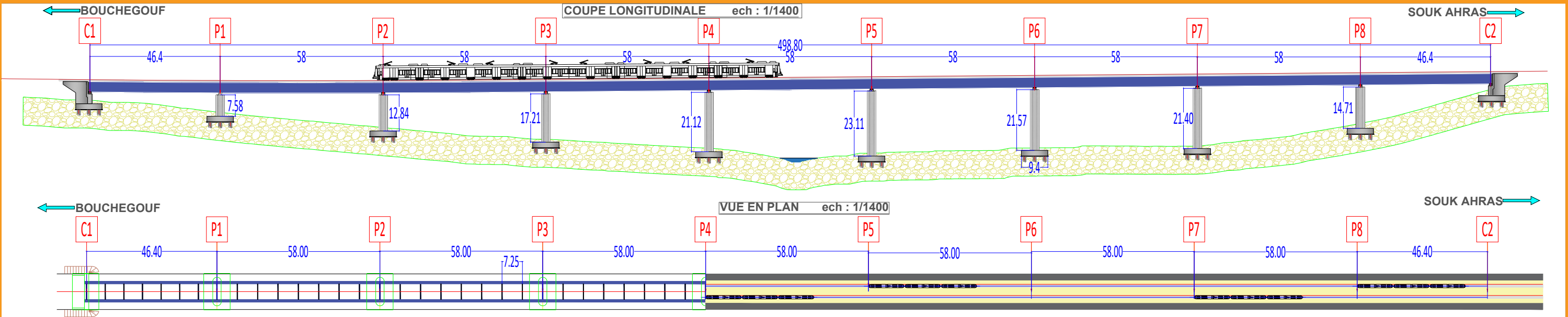
DEVIS ESTIMATIF VARIANTE N°02					
N°	DESIGNATIONS DES POSTES	U	Quantités	PRIX UNITAIRE (HT)	Montant
Poste 1 : Pieux					
1,1	Réalisation des pieux Ø 1200mm verticaux en terrain non rocheux	ML	4 200,00	50 000,00	210 000 000,00
1,2	Fourniture et mise en œuvre des tubes métalliques Ø 50/60 pour auscultation sonique	ML	12 600,00	1 200,00	15 120 000,00
1,3	Essais d'auscultation sonique	U	168,00	16 000,00	2 688 000,00
1,4	Receppe des pieux	U	168,00	3 700,00	621 600,00
1,5	Essais statiques des pieux isolés sous compression axiale	U	1,00	1 520 000,00	1 520 000,00
TOTAL (Poste 1)					229 949 600,00
Poste 2 : Béton					
2,1	Béton de propreté de 10 cm pour fonds de fouilles	M2	1 775,00	1 000,00	1 775 000,00
2,3	Béton RN 30 pour semelles (piles,culées)	M3	3 425,00	17 500,00	59 937 500,00
2,4	Béton RN 30 pour piles	M3	3 175,00	18 000,00	57 150 000,00
2,5	Béton RN 30 pour culées	M3	245,00	18 000,00	4 410 000,00
2,6	Béton RN 40 pour poutres en béton précontraint préfabriquées + hourdis + entretoises	M3	6 360,00	25 000,00	159 000 000,00
TOTAL (Poste 2)					282 272 500,00
Poste 3 : Acier					
3,1	Acier haute adhérence Fe E50 A pour infrastructure	T	890,00	106 000,00	94 340 000,00
3,2	Acier haute adhérence Fe E50 A pour superstructure	T	1 115,00	106 000,00	118 190 000,00
3,3	Acier de précontrainte par post-tension pour les poutres	T	265,00	380 000,00	100 700 000,00
TOTAL(Poste 3)					313 230 000,00
TOTAL HORS TAXES				825 452 100,00	
T V A 19 %				156 835 899,00	
TOTAL EN TTC				982 287 999,00	
Neuf cent quatre vingt deux millions - deux cent quatre vingt sept mille - neuf cent quatre-vingt-dix-neuf Dinars Algérien					

Tableau II.13 Devis estimatif et quantitatif de la variante 03

DEVIS ESTIMATIF VARIANTE N°03					
N°	DESIGNATIONS DES POSTES	U	Quantites	PRIX UNITAIRE (HT)	Montant
Poste 1 : Pieux					
1,1	Réalisation des pieux Ø 1200mm verticaux en terrain non rocheux	ML	2 142,00	55 000,00	117 810 000,00
1,2	Fourniture et mise en œuvre des tubes métalliques Ø 50/60 pour auscultation sonique	ML	6 426,00	2 500,00	16 065 000,00
1,3	Essais d'auscultation sonique	U	84,00	16 000,00	1 344 000,00
1,4	Recepape des pieux	U	84,00	3 700,00	310 800,00
1,5	Essais statiques des pieux isolés sous compression axiale	U	1,00	1 520 000,00	1 520 000,00
TOTAL (Poste 1)					137 049 800,00
Poste 2 : Béton					
2,1	Béton de propreté de 10 cm pour fonds de fouilles	M3	895,00	1 000,00	895 000,00
2,3	Béton RN 30pour semelles (piles,culées)	M3	1 720,00	17 500,00	30 100 000,00
2,4	Béton RN 30 pour piles	M3	1 240,00	18 000,00	22 320 000,00
2,5	Béton RN 30 pour culées	M3	290,00	18 000,00	5 220 000,00
2,6	Béton RN 40 pour voussoirs en béton précontraint	M3	8 675,00	40 000,00	347 000 000,00
TOTAL (Poste 2)					405 535 000,00
Poste 3 : Acier					
3,1	Acier haute adhérence Fe E50 A pour intrastructure	T	420,00	106 000,00	44 520 000,00
3,2	Acier haute adhérence Fe E50 A pour voussoirs en béton précontraint préfabriqués	T	1 305,00	106 000,00	138 330 000,00
3,3	Acier de précontraint par post-tension pour voussoirs préfabriqués	T	395,00	480 000,00	189 600 000,00
TOTAL(Poste 3)					372 450 000,00
TOTAL HORS TAXES				915 034 800,00	
T V A 19 %				173 856 612,00	
TOTAL EN TTC				1 088 891 412,00	
Un milliard - quatre vingt huit millions - huit cent quatre vingt onze mille- quatre cent douze Dinars Algérien					

II.4. CONCLUSION

Après le prédimensionnement des trois variantes et d'après l'analyse multicritères, on opte à la solution la plus avantageuse qui est le pont à poutres en béton précontraint par post-tension et qui serait retenue pour une étude détaillée dans la suite des chapitres de ce mémoire.



THEME :
CONCEPTION ET ETUDE DU VIADUC AU PK
123 DE LA LIGNE FERROVIAIRE EST
TRONCON SOUK AHRAS- BOUCHEGOUF

VARIANTE 01 :
Pont a Bi-poutres métalliques

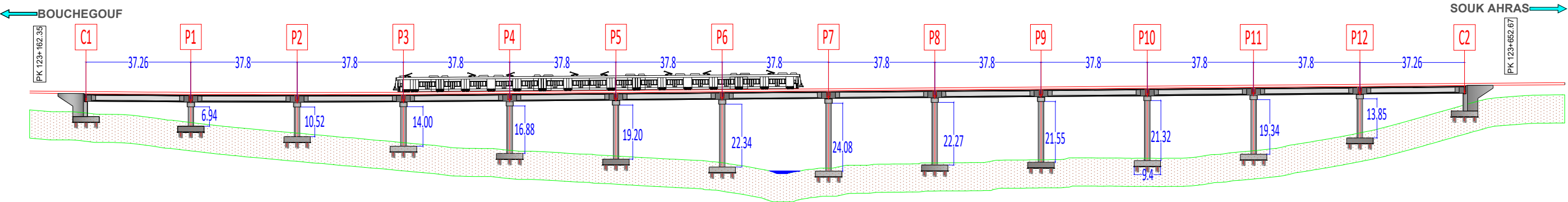
BENSAADA ABBES
BENAMMOUR MESSAOUD

2025/2026

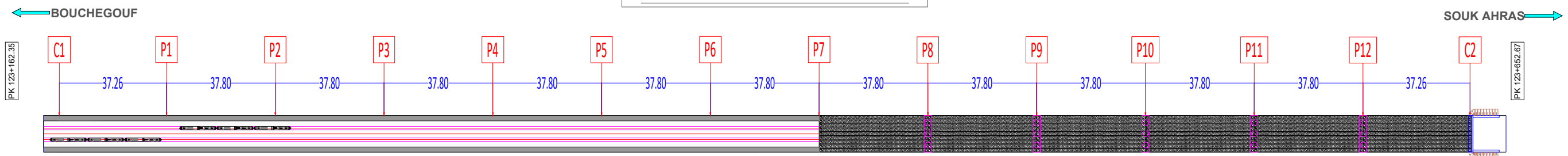
CHAPITRE II :
CONCEPTION ET
PRÉ-
DIMENSIONNEMENT



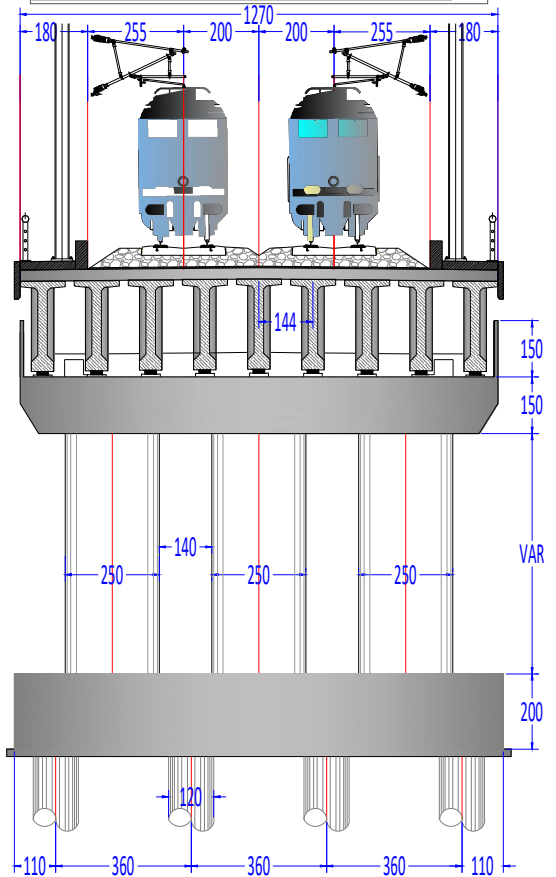
COUPE LONGITUDINALE ech : 1/1500



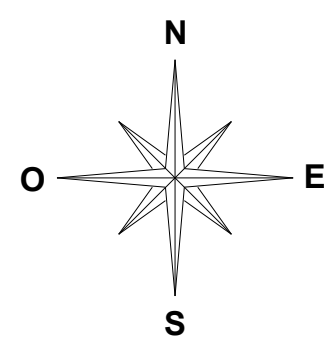
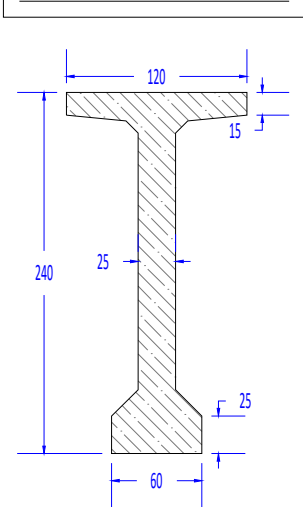
VUE EN PLAN ech : 1/1500



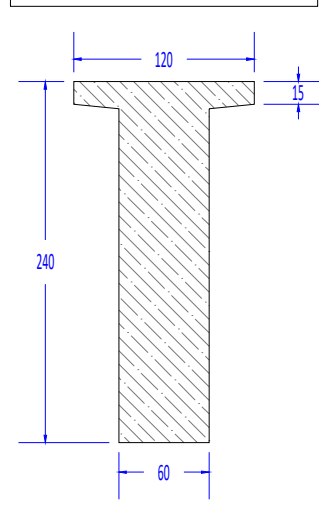
COUPE TRANS PILE ech : 1/200



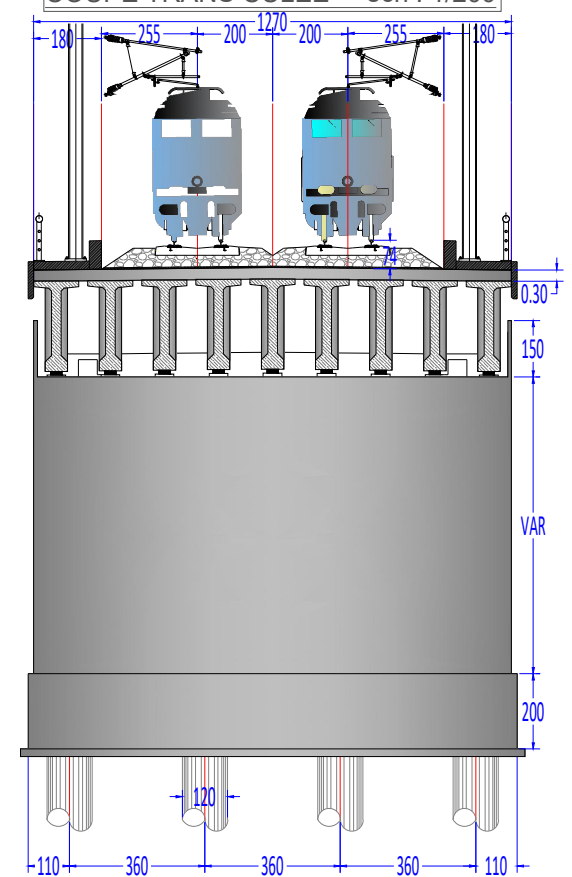
SECTION MEDIEN ech : 1/50



SECTION D'ABOUT ech : 1/50



COUPE TRANS CULEE ech : 1/200



THEME :
CONCEPTION ET ETUDE DU VIADUC AU PK
123 DE LA LIGNE FERROVIAIRE EST
TRONCON SOUK AHRAS- BOUCHEGOUF

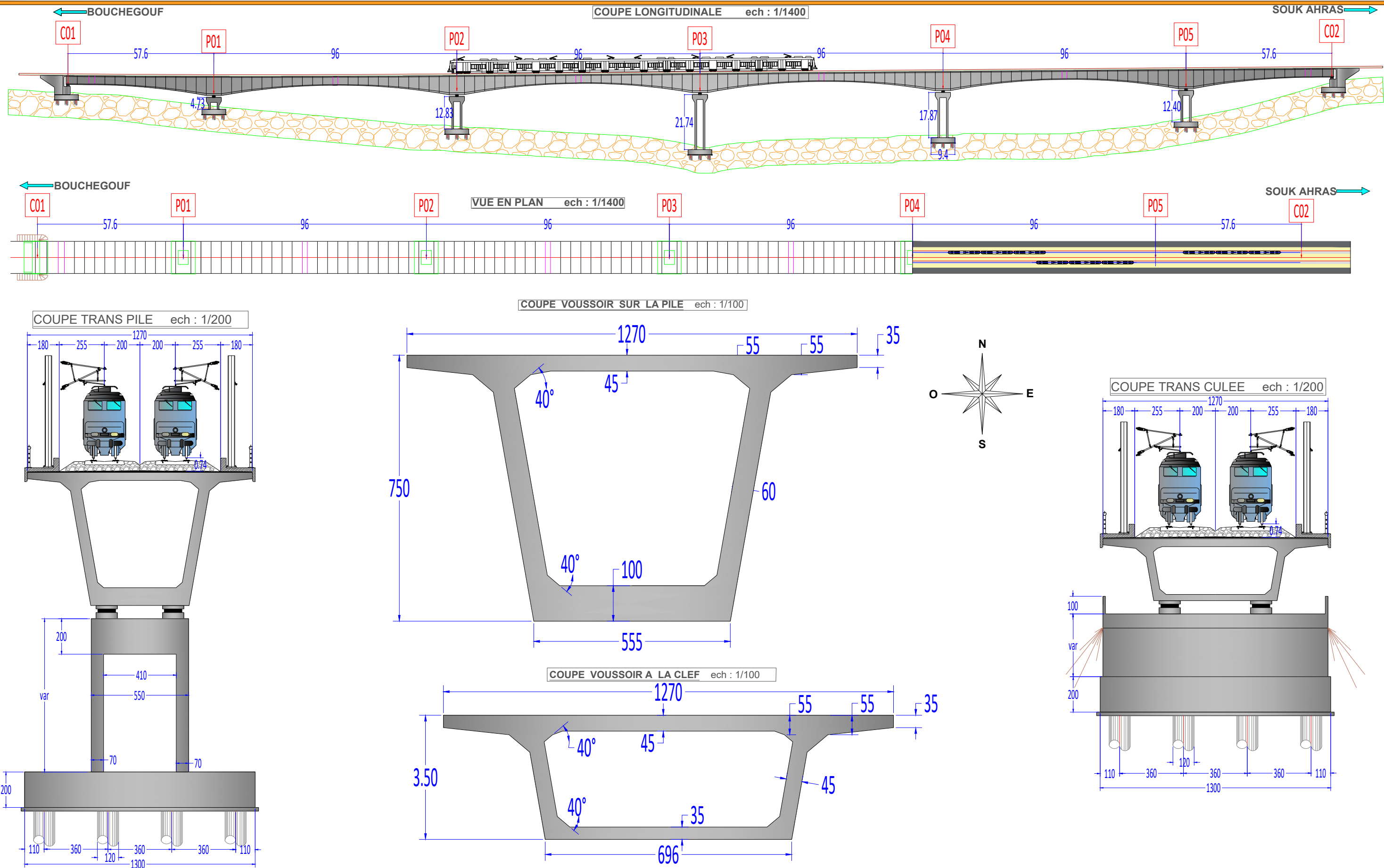
VARIANTE 02 :
PONT A POUTRES PREFABRIQUEES PAR
POST TENSION

BENSAADA ABBES
BENAMMOUR MESSAOUD

2025/2026

CHAPITRE II :
CONCEPTION ET
PRÉ-
DIMENSIONNEMENT





THEME :
CONCEPTION ET ETUDE DU VIADUC AU PK
123 DE LA LIGNE FERROVIAIRE EST
TRONCON SOUK AHRAS- BOUCHEGOUF

VARIANTE 03 :
PONT VOUSOIRS EN BETON PRECONTRAINTE
CONSTRUIT PAR ENCORBELLEMENT
SUCCESSIFS

BENSAADA ABBES
BENAMMOUR MESSAOUD

2025/2026

CHAPITRE II :
CONCEPTION ET
PRÉ-
DIMENSIONNEMENT



CHAPITRE III : HYPOTHÈSES DE CALCUL

III.1. INTRODUCTION

Il est nécessaire avant de commencer toute modélisation d'une structure, de définir les caractéristiques des matériaux, car leur définition permet de concevoir un pré dimensionnement et d'en assurer la vérification.

Dans le domaine des travaux publics, le choix de matériaux a une importance primordiale, lors de la conception et le calcul d'un pont, on donne ici les caractéristiques des différents matériaux qui ont été utilisés. On distingue trois matériaux de construction dans la construction de l'ouvrage :

- Le béton.
- L'acier actif ou de précontrainte.
- L'acier passif.

III.2. NORMES ET RÈGLES DE CALCUL

- **Règles B.A.E.L 91 modifié 99** : règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé, suivant la méthode des états limites.
- **Règles B.P.E.L.91** : règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton précontraint, suivant la méthode des états limites.
- **RPOA 2008** : règles parasismiques applicables au domaine des ouvrages d'art
- **Guides SETRA** : Service D'etudes Techniques de Routes et Autoroutes.
- **Livret 2.01 SNCF** : Règles de Conception Et de Calcul Des Ouvrages en Béton en Métal Et Mixtes.
- **RCPR** : Règlement Algérien sur les Charges et Surcharges des Ponts Routiers.

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, ainsi que pour les éléments d'infrastructure, 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

Dans la majorité des cas, un béton est défini par sa résistance à la compression à 28 jours, appelée "valeur caractéristique requise". Cette résistance est déterminée par des essais de compression simple réalisés sur des éprouvettes cylindriques.

- Pour la superstructure $f_{c28}=40$ MPa
- Pour l'infrastructure $f_{c28}=30$ MPa
- Pour un béton âgé de ' j ' ≤ 28 jours, on utilise les relations :

$$f_{cj} = \frac{j}{4,67+0,83j} f_{c28} \text{ pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa}$$

$$f_{cj} = \frac{j}{1,4+0,95j} f_{c28} \text{ pour } f_{c28} > 40 \text{ MPa}$$

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 :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 \times f_{cj}$$

Pour le béton de la superstructure : $f_{t28}=3$ MPa

Pour le béton de l'infrastructure : $f_{t28}=2,4$ MPa

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

Tableau III.1 : Récapitulatif des caractéristiques mécaniques du béton utilisé

	Type de ciment	Dosage en ciment (Kg/m3)	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

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

Il est calculé selon la formule suivante :

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

Pour le béton de la superstructure : $E_{ij} = 37619.4708$ MPa

Pour le béton de l'infrastructure : $E_{ij} = 34179.5576$ MPa

III.3.1.4. Module de déformation différé :

Les déformations du béton comprennent principalement le retrait et le fluage. Le module de déformation différée du béton, correspondant à des charges appliquées sur une durée prolongée (réglementairement supérieure à 24 heures), est évalué à l'âge de (j) jours de :

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}}$$

Pour le béton de la superstructure : $E_{vj} = 12653,822$ MPa

Pour le béton de l'infrastructure : $E_{vj} = 11496,760$ MPa

III.3.1.5 Contraintes admissibles à l'ELU

Pour le calcul à l'ELU on adopte le diagramme parabole-rectangle suivant :

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

Le coefficient θ :

est fixé à 1 lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'action considérée est supérieure à 24h, à 0.9 lorsque cette durée est comprise entre 1h et 24h, et à 0.85 lorsqu'elle est inférieure à 1h

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 :

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

Tableau III.2 Contraintes admissibles

Etat	Contraintes limits		Superstructure	Infrastructure
ELU	f_{bu} (MPa)	$\gamma_b = 1,5$	22.66	17
		$\gamma_b = 1,15$	29.56	22.17
ELS	σ_{bc} en (MPa)		24	18

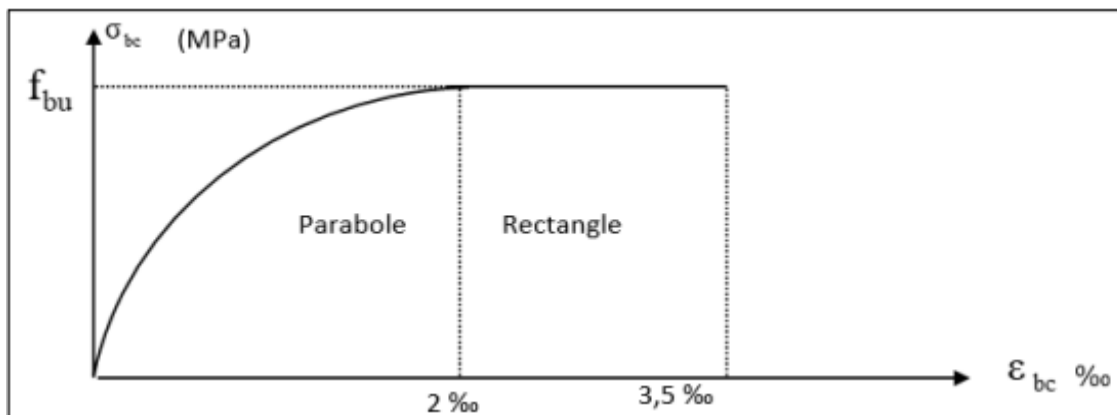


Figure III.1 : diagramme contrainte déformation du béton à l'ELU

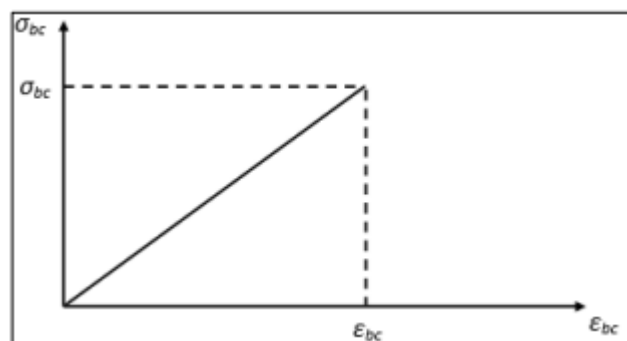


Figure III.2 : diagramme contrainte déformation du béton à l'ELS

III.3.2. Les aciers

Les armatures utilisées dans les ouvrages en béton précontraint sont de deux Natures différentes :

Les armatures actives : qui créent et maintiennent la précontrainte sur le béton.

Les armatures passives : nécessaires pour reprendre les efforts tranchants pour limiter la fissuration.

III.3.2.1. Aciers passifs

Dans ce projet, nous adopterons une nuance d'acier de type FeE500 à Haute Adhérence (HA), présentant les caractéristiques mécaniques suivantes :

- Limite d'élasticité : $f_e = 500$ MPa
- Module de déformation élastique : $E = 200$ GPa

Contraintes limites de traction des armatures (passives)

Tableau III.3 Contraintes de traction des armatures

Fissuration	Contrainte limite (MPa)		Superstructure	Infrastructure
Peu nuisible	$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$	S-Durable ou transitoire $\gamma_s = 1,15$	434.78	434.78
		S-Accidentelle $\gamma_s = 1$	500.00	500.00
Préjudiciable	$\sigma_{st} = \max \left(\frac{1}{2} \times f_e; 110 \sqrt{n \times f_{tj}} \right); n = 1.6$		250.00	250.00
Très préjudiciable	$\sigma_{st} = \max \left(0.4 \times f_e; 88 \sqrt{n \times f_{tj}} \right); n = 1.6$		200.00	200.00

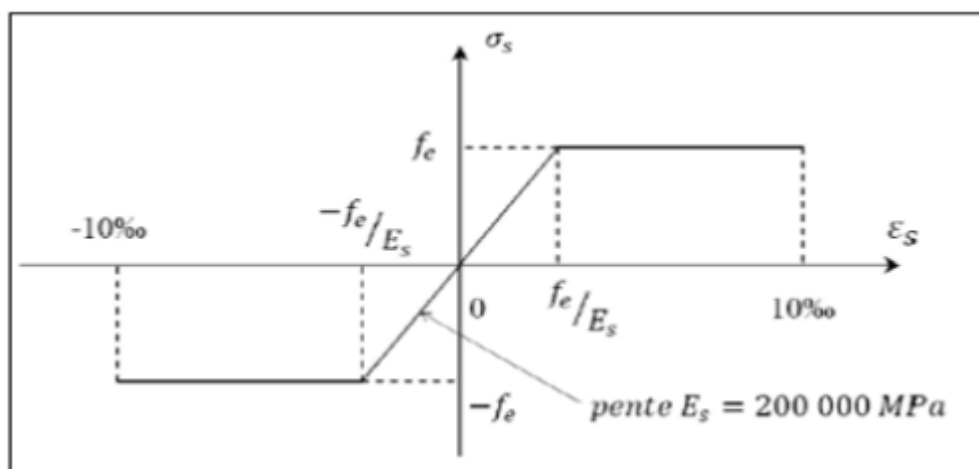


Figure III.3 : Diagramme contrainte-déformation d'acier à l'ELU

III.3.2.2. Armatures actives

On présente toutes les caractéristiques géométriques et mécaniques des câbles de précontrainte utilisés dans le tableau suivant :

Tableau III.4 : Caractéristiques géométriques et mécaniques du système de précontrainte.

Toron	T15S
Contrainte de rupture garantie	$f_{prg} = 1\,860 \text{ MPa.}$
Contrainte limite élastique	$f_{peg} = 1\,640 \text{ MPa.}$
Module d'élasticité	$E_p = 190 \text{ GPa}$
Section droite d'un toron	$A_{p\,1\text{toron}} = 150 \text{ mm}^2.$
Section d'un câble	$A_p = 1800 \text{ mm}^2.$
Contrainte maximale à l'origine	$\sigma_0 = 1488 \text{ MPa}$
Diamètre du gain	$\Phi = 80 \text{ mm.}$
Coefficient de relaxation des câbles à 1 000 heures	$\rho = 2.5 \text{ \%.}$
Coefficient de recul d'ancrage	$g = 5 \text{ mm}$
Coefficient de frottement par unité de déviation angulaire	$f = 0,18 \text{ rad}^{-1}$

III.4. CLASSES DE VÉRIFICATION

Selon le LIVRET 2.01 règles de conception et de calcul des ouvrages en béton, en métal ou mixtes, les ponts rail aux états-limites de service, en situation d'exploitation doivent être vérifiés en classe I dans les conditions définies à l'article 6.1 du chapitre 2b du livret.

Le calcul des contraintes normales est toujours effectué sur la section non fissurée. Il doit être vérifié que les contraintes du béton sont limitées aux valeurs admissibles.

CHAPITRE IV : ÉVALUATION DES CHARGES ET DES EFFORTS

IV.1 INTRODUCTION

Dans le chapitre qui suit, nous allons définir les différentes charges et surcharges appliquées à l'ouvrage, par la suite on va calculer les différentes sollicitations dues à ces charges

IV.2 LES ACTIONS

Les actions conformément aux exigences nationales et internationales correspondantes, les actions peuvent généralement être classées en fonction de la façon dont elles évoluent avec le temps :

- les actions permanentes sont celles qui sont constantes ou qui varient très peu avec le temps ou qui se modifient de façon seulement occasionnelle imposées.
- les actions variables, par ex. les actions du trafic ferroviaire, le vent, les effets de la température, etc.
- les actions accidentelles, par ex. l'impact de véhicules contre les appuis du pont ou contre le tablier, les charges de déraillement sur le tablier du pont, etc.

IV.2.1 Actions permanentes

Poids propre de la dalle :

$$P(\text{dalle}) = A \times \gamma_b$$

- A : l'aire de la dalle

- γ_b : poids volumique du béton

$$P(\text{dalle}) = 3,81 \times 25 = 95,25 \text{ KN/ml}$$

Poids propre de la poutre :

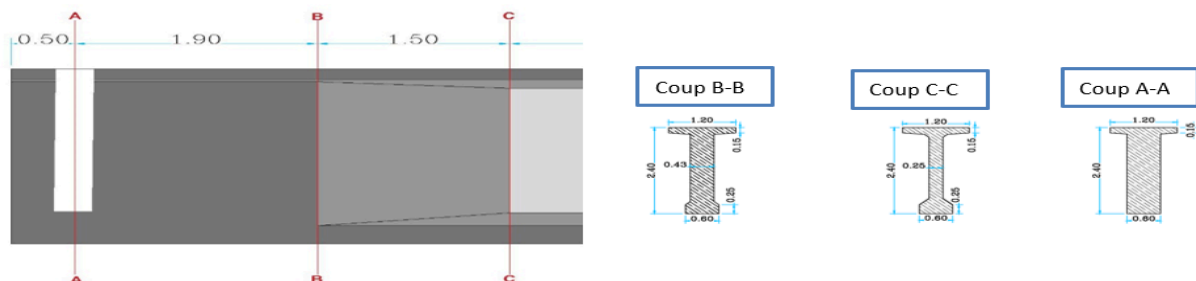


Figure IV.1 : Coupe sur les trois sections de la poutre

Tableau IV.1 : Récapitulatif sur le poids et l'aire de chaque section de la poutre.

Section	A-A	B-B	C-C
Ai (m ²)	1.5390	1.2027	0.8889
Li (m)	4.8	3	29.9
Pi (KN)	184.68	90.2025	664.45275

$$P(\text{poutre}) = (939.33525 / 37,7) \times 9 \Rightarrow P(\text{poutre}) = 224,2444 \text{ KN/ml}$$

Poids propre de l'entretoise :

$$P(\text{entretoise}) = V_i \times 25$$

– V_i : le volume de l'entretoise

- P_i : le poids propre de l'entretoise.

$$P(\text{entretoise}) = (25 \times 3.9195) / 37,7 \Rightarrow P(\text{entretoise}) = 2,5991 \text{ KN/m}$$

Poids propre du tablier :

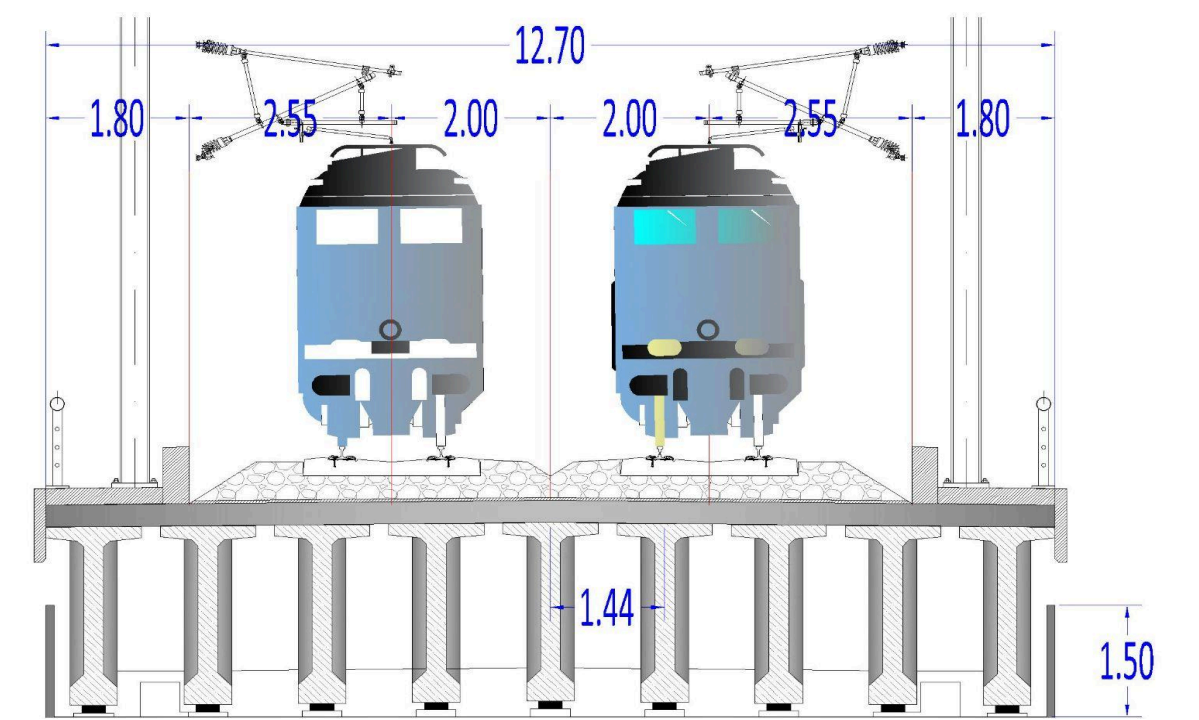
$$P(\text{tablier}) = P(\text{dalle}) + P(\text{poutre}) + P(\text{entretoise})$$

$$P(\text{tablier}) = 95.25 + 224,2444 + 2,5991$$

$$P(\text{tablier}) = 322.0936 \text{ KN /ml}$$

Calcul des compléments des charges permanentes

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



Éléments	Charges	Poids total (KN/ml)
Ballast	20 KN/m ³	91 KN/ml
Traverses	$(63 \times 2.75) / 37.7 = 4.6$ KN/ml	9.2 KN/ml
Rails UIC 60	0,6 KN/ml	2.4 KN/ml
Corniche	25 KN/m ³	2.62 KN/ml
Trottoir	25 KN/m ³	7.545KN/ml
Murette	25 KN/m ³	5.66 KN/ml
caténaire	4.8 KN/ml	4.8 KN/ml
Garde-corps	0,6 KN/ml	1.2 KN/ml
Étanchéité (4 cm)	22 KN/ m ³	8.008 KN/ml
	Somme CCP	148.283 KN/ml

IV.3. SURCHARGES D'EXPLOITATION FERROVIAIRES

IV.3.1. Surcharges verticales

IV.3.1.1. Modèle de charges UIC 71 $Q = 250$ KN $Q = 80$ KN/m

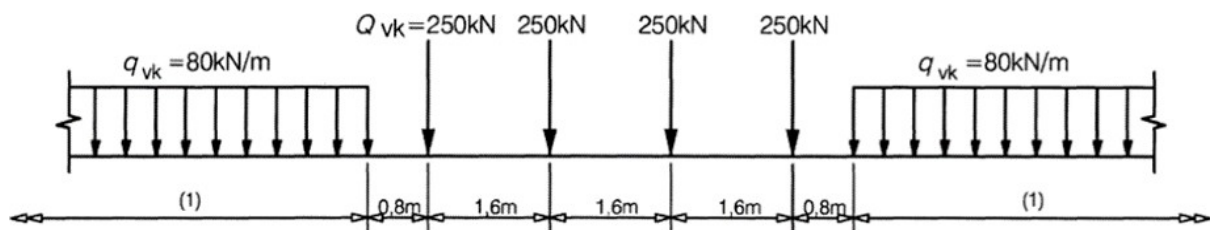


Figure IV.2 : Schema de charge UIC 71.

Les valeurs caractéristiques des modèles de charges 71 et SW/0 doivent être multipliées par un coefficient α sur les lignes où circule un trafic ferroviaire plus lourd ou plus léger que le trafic ferroviaire normal. Lorsqu'elles sont multipliées par le coefficient α , les charges sont appelées « charges verticales classifiées ». Ce coefficient α doit être choisi parmi les valeurs suivantes : 0,75-0,83-0,91-1,00-1,10-1,21-1,33-1,46

on prend $\alpha = 1$

IV.3.1.2. Modèle de charge SW

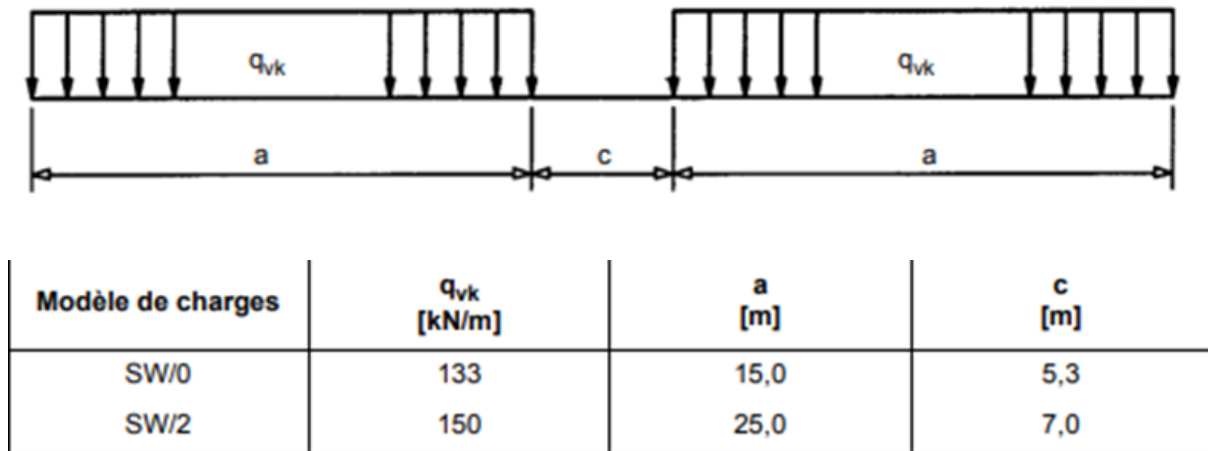


Figure IV.3 : Schéma de charge SW

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

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

Dans notre cas le pont n'est pas continu donc le modèle de charge SW/0 n'est pas pris en compte.

IV.3.1.3. Modèle de charges "train à vide"

Pour certaines vérifications spécifiques on utilise un modèle de charges particulier appelé "Train à vide". Ce modèle consiste en une charge verticale répartie de façon uniforme avec une valeur caractéristique de 12,5 kN/m.

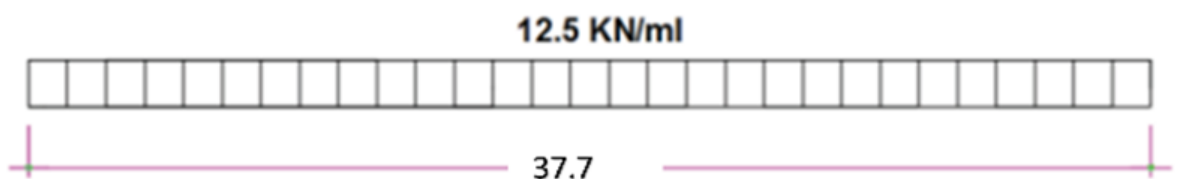


Figure IV.4 : Schéma de modèle de charge "train à vide"

IV.3.2. Chargements verticaux

Les chargements verticaux à prendre en compte systématiquement sont les trois :

UIC 71 + SW0

SW2

Train à vide

Tous les effets des chargements doivent être déterminés en considérant les charges et les forces positionnées de la façon la plus défavorable. Il ne faut pas tenir de celles qui ont un effet de déchargement sauf pour les schémas de charge SW et le train à vide (ces schémas ne devant pas être fractionnés, les effets de déchargement doivent être pris en compte).

NB : UIC 71 + SW0 : signifie qu'il faut retenir l'enveloppe des effets UIC 71 et de SW0

IV.3.2.1. Pose de voie ballastée

On tient compte de la répartition due au ballast et aux rails en considérant successivement Les deux répartitions suivantes, quel que soit le type de traverse retenu :

Le pont reçoit des charges ponctuelles de 250 kN qui se répartissent sur une bande longitudinale continue de largeur $a_1 = 2.25 + e/2$ où e est défini sur le schéma ci-dessous (e en m) :

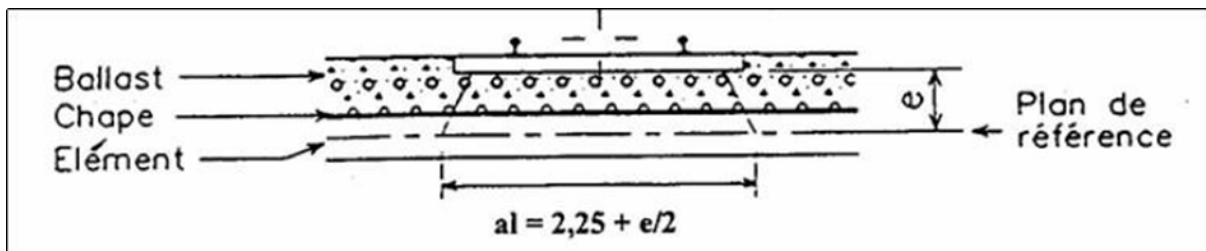


Figure IV.5 : Répartition d'une charge sur une bande a_1 .

La charge sur la bande est uniforme et égale à :

$$P = \frac{250}{1,6 \times a_1}$$

$$e = 0.5 \text{ m}$$

$$a_1 = 2.25 + 0.5/2 = 2.5 \text{ m}$$

$$P = \frac{250}{1,6 \times 2,5} = 62,5 \text{ kN/m}^2$$

La force d'essieu ponctuelle de 250 kN se répartit sur 2 bandes longitudinales continues de largeur $a_2 = 0.3 + e/2$ où e est défini, en mètre (m), dans la figure ci-dessous :

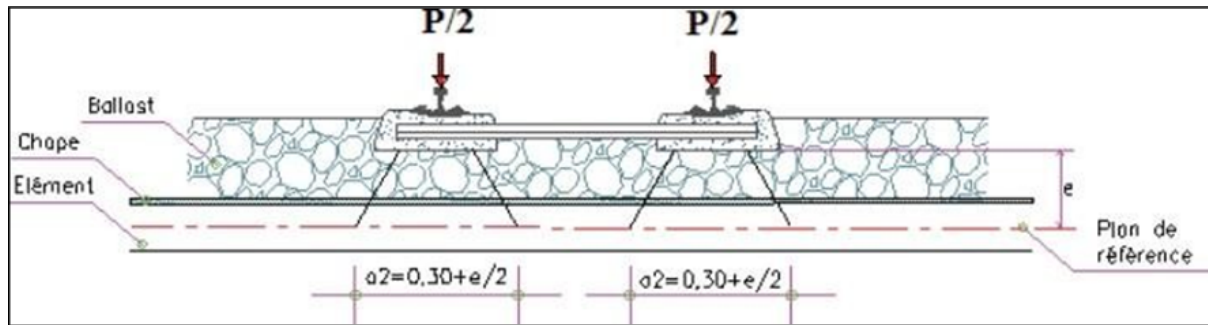


Figure IV.6 : Répartition de charge sur une bande a2.

La charge sur la bande est supposé uniforme et égale à :

$$P = \frac{250}{2 \times 1,6 \times a_2}$$

$$e = 0.5 \text{ m}$$

$$a_2 = 0.3 + 0.5/2 = 0.55 \text{ m} \Rightarrow P = \frac{250}{1,6 \times 2 \times 0,55} = 142,045 \text{ KN/m}^2$$

IV.3.3. Effets dynamiques

Le comportement dynamique de la structure est influencé par les facteurs suivants :

- La fréquence propre de la structure
- L'espacement des essieux
- La vitesse de franchissement
- L'amortissement de la structure
- L'espacement régulier des éléments d'appui de la voie et de ceux de l'ouvrage
(traverses, pièces de ponts)
- Les défauts verticaux de la voie
- Les défauts des roues

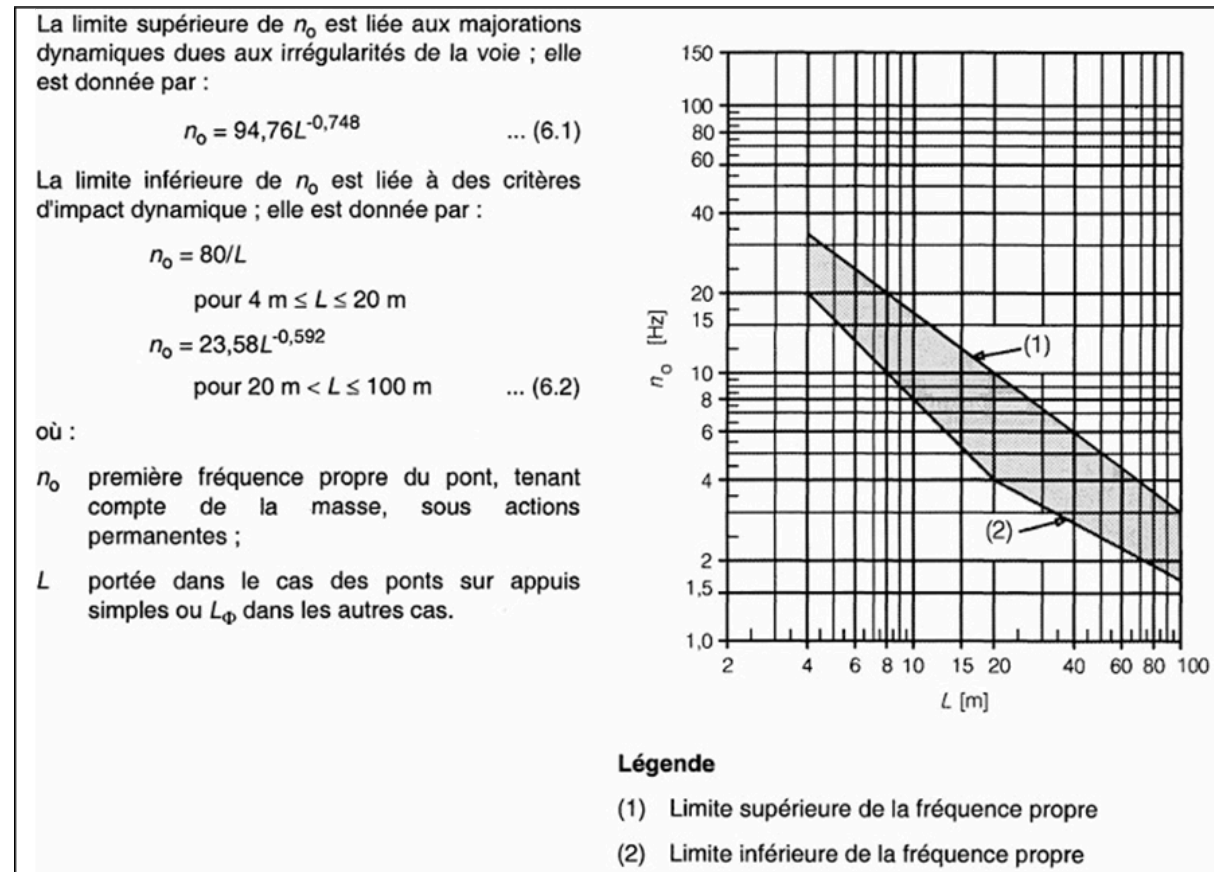


Figure IV.7 : Limite des fréquences propres N_0 en [Hz] en fonction de la portée L

$$n_{01} = 94,76 \times L^{-0,748}$$

Sachant que L (la longueur de la grande portée).

$$L = 37,7 \text{ m} ; \text{ alors : } n_{01} = 6,274 \text{ Hz}$$

Pour ($20 \text{ m} < L < 100 \text{ m}$) La limite inférieure de n_0 est liée à des critères d'impact dynamique, elle est donnée par :

$$n_{02} = 23,58 \times L^{-0,592} ; \text{ donc : } n_{02} = 2,75 \text{ Hz}$$

Ces effets dynamiques sont pris en compte, au moyen des coefficients ϕ_2 ou ϕ_3 , si les deux conditions correspondantes sur la flèche sous poids permanent et la vitesse sont toutes deux vérifiées.

IV.3.3.1. Coefficients dynamiques

Domaine d'application :

Les coefficient Φ_2 ou Φ_3 ne sont valables que pour des vitesses $V < 120$ KM/H et si la flèche sous poids permanent est situé entre les limites indiquées :

L = portée en (m)

Limites supérieures de la flèche δ_s :

$$4 \leq L \leq 20 \text{ (m)} \quad \delta_s = 0.049L^2 \text{ mm}$$

$$20 \leq L \leq 100 \text{ (m)} \quad \delta_s = 0.564L^{1,184} \text{ mm}$$

Limite inférieure de la flèche δ_i :

$$4 \leq L \leq 25 \text{ (m)} \quad \delta_i = 0.035L^{1,5} \text{ mm}$$

$L > 25 \text{ (m)}$ Pas de limitation inférieure.

Le coefficient dynamique ϕ qui augmente les effets de la charge statiques dans les modèles de charges UIC71, SW/0 et SW/2 est définit en tant que $\emptyset_2$, $\emptyset_3$.

En général, le coefficient dynamique ϕ est définit comme $\emptyset_1$ ou $\emptyset_2$, en fonction de la qualité de la maintenance de la voie selon les modalités suivantes :

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

Avec : $1.00 \leq \emptyset_2 \leq 1.67$ Pour un entretien de la voie soigné

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

Avec : $1.00 \leq \emptyset_3 \leq 2$ Pour un entretien de la voie courant.

Où : $L\emptyset$ est la longueur "caractéristique " (longueur associée à j en [m]).

$$L\emptyset = K.L_m$$

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

Dans notre cas : $L_m = \frac{1}{n} (2 \times L_{rive} + 11 \times L_{principale})$

Donc $L_m = \frac{1}{13} (2 \times 37,26 + 37,8 \times 11) = 37,72 \text{ m}$

Et $K = 1.5$ car $n \geq 5$

Donc : $L_0 = 1,5 \times 37,72 = 56,58 \text{ m}$

$$\phi_2 = \frac{1,44}{\sqrt{56,58} - 0,2} + 0,82 = 1,017$$

$$\phi_3 = \frac{2,16}{\sqrt{L_0} - 0,2} + 0,73 = 1,025$$

IV.3.4. Forces horizontales

IV.3.4.1. Force de lacet

L'effort de lacet doit être considéré comme une force concentrée agissant horizontalement, au niveau supérieur des rails, perpendiculairement à l'axe de la voie. Il doit être appliqué aussi bien sur les voies en alignement que sur les voies en courbe

La valeur caractéristique de l'effort de lacet doit être prise égale à $Q_{sk} = 100 \text{ KN}$.

IV.3.4.2. Effort dus 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 d'accélération (démarrage) :

$Q_{lak} = 33 \times L_{ab} \leq 1000 \text{ kN}$: pour le schéma de charges UIC 71 et les schémas de charges SW.

Et donc pour les chargements { UIC 71+ SW/0 , SW/2

Force de freinage :

$Q_{lbk} = 20 \times L \leq 6000 \text{ [kN]}$: pour Le modèle de charge UIC71+SW/0

$Q_{lbk} = 35 \times L$: pour Le modèle de charge SW/2

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

Tableau IV.3 : Récapitulatif de calcul des forces de démarrage – freinage.

	Schéma de charge	UIC 71	SW/0	SW/2
	L_{ab}	37.7	35.3	37.7
Force de démarrage	Q_{lak} [kN]	1000	1000	1000
Force de freinage	Q_{lbk} [kN]	754	706	1319.5

IV.3.5. Autres actions variables

IV.3.5.1. Effet de la température

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

En phase de construction : $\Delta\theta = \pm 12^\circ\text{C}$

En service : $\Delta\theta = \pm 7^\circ\text{C}$ $\Delta T = \alpha \cdot l_0 \cdot \Delta T$; avec : $l_0 = L/2$

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

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

IV.3.5.2. Effet de vente

Vent compatible avec les circulations : le vent souffle horizontalement dans une direction normale à l'axe longitudinal de la voie. Il se développe sur toute surface frappée normalement d'une pression de 2 KN/m^2

IV.3.5.3. Actions accidentelles

Action due au déraillement d'un train sur le pont

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

Deux situations de calcul doivent être considérées :

Cas 1 : déraillement de véhicules ferroviaires, les véhicules déraillés demeurant dans la zone de voie sur le tablier du pont, les véhicules étant retenus par le rail adjacent ou par un mur bordant,

Dans la situation de calcul I, il faut éviter l'effondrement d'une partie majeure de la structure. Un dommage local peut cependant être toléré. Les poutres concernées de la structure sont dimensionnées pour les charges accidentelles suivantes :

$\alpha \times 1.4 \times LM71$ (tant pour les charges ponctuelles que pour les charges uniformément réparties $QA1d$ et $qA1d$ à l'exclusion des facteurs dynamiques) parallèlement à la voie dans la position la plus défavorable dans une zone de largeur égale à 1,5 fois l'écartement de la voie de par et d'autre de l'axe de la voie.

Cas 2 : Déraillement de véhicules ferroviaires, les véhicules déraillés demeurant en équilibre sur le bord du pont en chargeant le bord de la superstructure (à l'exception des éléments non structuraux tels que les pistes pour piétons). Pour la détermination de la stabilité globale on prendra une longueur maximum totale de 20 m de

$qA2d = \alpha \times 1.4 \times LM71$ (à l'exclusion des facteurs dynamiques) en tant que charge verticale linéaire uniformément répartie agissant sur le bord de la structure considérée.

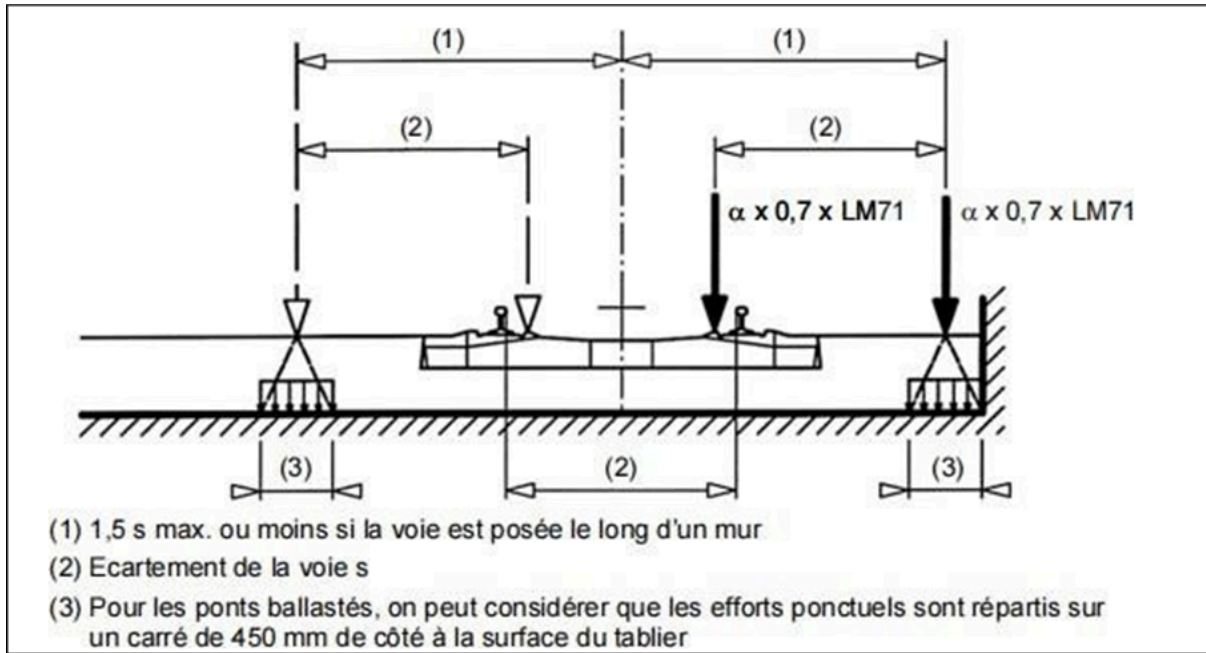


Figure IV.8 : Situation de calcul 1 - Charge équivalente QA1d et qA1

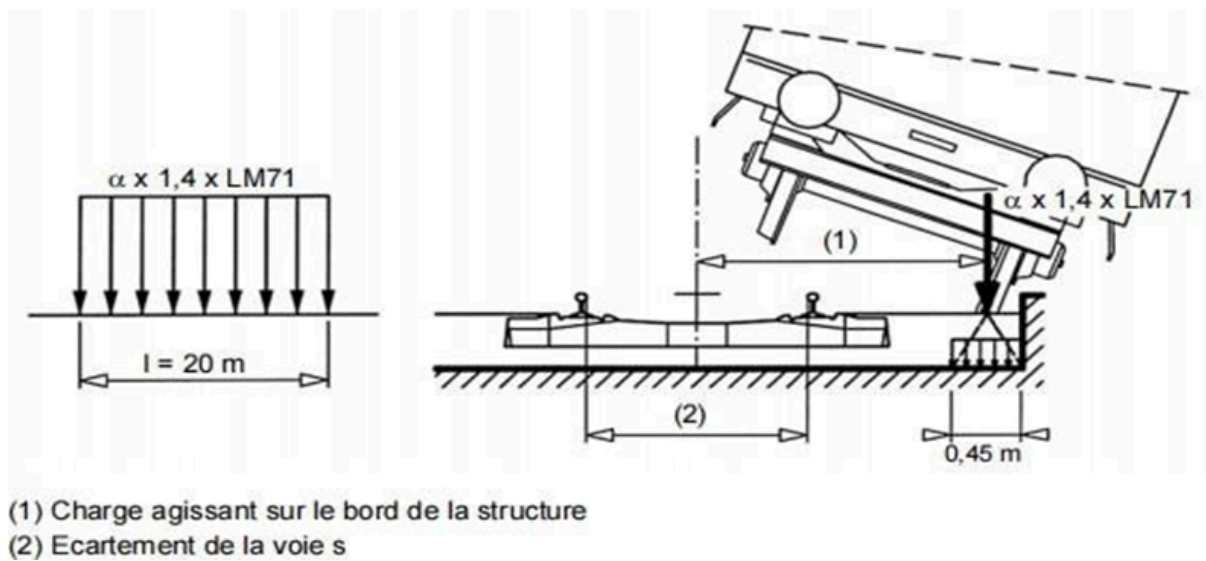


Figure IV.9 : Situation de calcul 2 - Charge équivalente qA2d

IV.3.5.4. Charges sismiques

On se référera aux règles énoncées dans règlement parasismique algérien des ouvrages d'art (R.P.O.A).

IV.4. GROUPE DES CHARGES

D'après le livret 2.01 de la S.N.C.F, la simultanéité des systèmes de chargement : charges verticales, forces horizontales, effets dynamiques, actions accidentelles est prise en compte par les groupes de charge définis par le tableau suivant. Il convient de considérer séparément chacun de ces groupes de charges comme définissant une action caractéristique, pour une combinaison avec des charges autres que celles du trafic.

Les tableaux ci-dessous présentent les différents cas de charges.

Tableau IV.4 : Les groupes des charges pour une voie chargée.

Groupe 1	UIC 71 + SW/0 + F & D
Groupe 2	UIC 71 + SW/0 + 0.5 (F & D)
Groupe 3	UIC 71 + SW/0 + F & D + lacet
Groupe 4	SW/2 + F & D
Groupe 5	Train à vide

Tableau IV.5 : Les groupes des charges pour deux voies chargées .

Groupe 11	V1	UIC 71 + SW/0 + F & D
	V2	UIC 71 + SW/0 + F & D
Groupe 12	V1	UIC 71 + SW/0 + 0.5 (F & D)
	V2	UIC 71 + SW/0 + 0.5 (F & D)
Groupe 13	V1	UIC 71 + SW/0 + F & D +LAC
	V2	UIC 71 + SW/0 + F & D +LAC
Groupe 14	V1	UIC 71 + SW/0 + 0.75 (F & D)
	V2	SW/2 +0.75 (F & D)

IV.4.1. Les combinaisons des charges

Les combinaisons de charges sont prises conformément à l'article 1.7 du livret 2.01

Le calcul des ponts ferroviaires doit généralement être vérifié à l'aide de la méthode à coefficient partiel. Lorsque cette méthode est utilisée, il faut vérifier qu'il n'y a aucun dépassement d'état limite approprié à toutes les situations de calcul conformément aux dispositions nationales et internationales appropriées.

IV.4.1.1. ELU d'équilibre statique

Tableau IV.6 : Combinaisons des charges à l'ELU d'équilibre statique.

Forme générale Voie chargée	$\gamma G1 + \gamma G2 + \gamma Q1 + \Sigma 1.5 \psi 0i Qi$
0	$0.9 G1 + 1.1 G2 + 1.50 W0$
1	$0.9 G1 + 1.1 G2 + 1.45 Gr2 / Gr3 + 1.2 AQS + 0.9Tk + 0.9 W1$
	$0.9 G1 + 1.1 G2 + 1.45 Gr1/1.35 Gr4 + 1.2 AQS + 0.9Tk$
	$0.9 G1 + 1.1 G2 + 1.50 Tk + 1.16 Gr1 + 1.2 AQS$
	$0.9 G1 + 1.1 G2 + 1.50 W1 + 1.00 Gr5 + 1.2 AQS$
2	$0.9 G1 + 1.1 G2 + 1.45 Gr12 + 1.2 AQS + 0.9Tk$
	$0.9 G1 + 1.1 G2 + 1.45 Gr11/1.35 Gr14 + 1.2 AQS + 0.9Tk$
	$0.9 G1 + 1.1 G2 + 1.50 Tk + 1.16 Gr11 + 1.2 AQS$

IV.4.1.2. ELU fondamental (résistance)

Tableau IV.7 : Combinaisons des charges à L'ELU fondamental.

Forme générale Voie chargée	$\gamma p Pk + 1.35 G_{max} + \gamma Q1 Q1 + \Sigma 1.5 \psi 0i Qi$
0	$1.35 G_{max} + 1.50 W0$
1	$1.35 G_{max} + 1.45 Gr2/ Gr3 + 1.2 AQS + 0.9Tk + 0.9 W1$
	$1.35 G_{max} + 1.45 Gr1/ 1.35 Gr4 + 1.2 AQS + 0.9Tk$
	$1.35 G_{max} + 1.50 Tk + 1.16 Gr1 + 1.2 AQS$
	$1.35 G_{max} + 1.50 W1 + 1.00 Gr5 + 1.2 AQS$
2	$1.35 G_{max} + 1.45 Gr12 + 1.2 AQS + 0.9Tk + 0.9 W1$
	$1.35 G_{max} + 1.45 Gr11/1.35 Gr14 + 1.2 AQS + 0.9Tk$
	$1.35 G_{max} + 1.5 Tk + 1.16 Gr11 + 1.2 AQS$

IV.4.1.3. ELS quasi-permanents

Forme générale : $PK + G_{max} + G_{min} + 0.5 Tk$

IV.4.1.4. ELS rares

Tableau IV.8 : Combinaisons des charges à ELS rares.

Forme générale Voie chargée	$P_k + G_{max} + G_{min} + Q_{k1} + \sum \psi_{0i} Q_i$
0	$G_{max} + G_{min} + W_0$
1	$G_{max} + G_{min} + Gr_2 \text{ ou } Gr_3 + 0.8 AQS + 0,6 T_k + 0,6 W_1$
	$G_{max} + G_{min} + Gr_1 \text{ ou } Gr_4 + 0.8 AQS + 0,6 T_k$
	$G_{max} + G_{min} + T_k + 0.8 Gr_1 + 0.8 AQS$
	$G_{max} + G_{min} + W_1 + Gr_5 + 0.8 AQS$
2	$G_{max} + G_{min} + Gr_{12} \text{ ou } Gr_{13} + 0.8 AQS + 0,6 T_k + 0,6 W_1$
	$G_{max} + G_{min} + Gr_{11} \text{ ou } Gr_{14} + 0.8 AQS + 0,6 T_k$
	$G_{max} + G_{min} + T_k + 0.8 Gr_{11} + 0.8 AQS$

IV.4.1.5. ELS fréquents

Tableau IV.9 : Combinaisons des charges à ELS fréquents.

Forme générale Voie chargé	$P_k + G_{max} + G_{min} + \psi_{11} Q_{k1} + 0.5 T_k$
0	$G_{max} + G_{min} + 0.6 T_k$
1	$G_{max} + G_{min} + 0.8 (Gr_1 \text{ ou } Gr_3 \text{ ou } Gr_4) + 0,5 T_k$
2	$G_{max} + G_{min} + 0.6 (Gr_{11} \text{ ou } Gr_{13} \text{ ou } Gr_{14}) + 0,5 T_k$

Les sollicitations d'où valeur combinaisons les plus défavorables :

ELU : $1.35G + 1.35\Phi (UIC\ 71 + SW/2) + 0,9T$

ELS : $G + \Phi (UIC\ 71 + SW/2) + 0,6T$

avec : $\Phi = 1,025$

IV.5. EVALUATION DES EFFORTS

La détermination des efforts et leurs répartitions a été faite par la méthode numérique en utilisant le logiciel Robot Structural Analysis Professional 2019.

IV.5.1. Les diagrammes du moment max

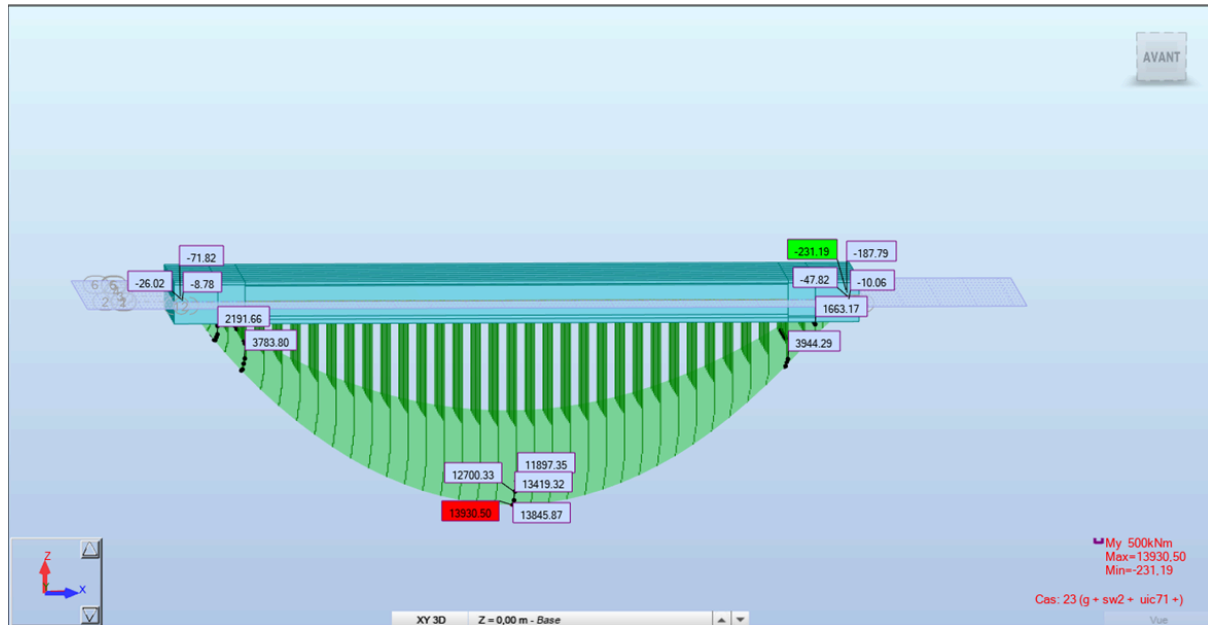


Figure IV.10 : Moment max à l'ELS (G+Φ(SW02+UIC 71)+0,6T)

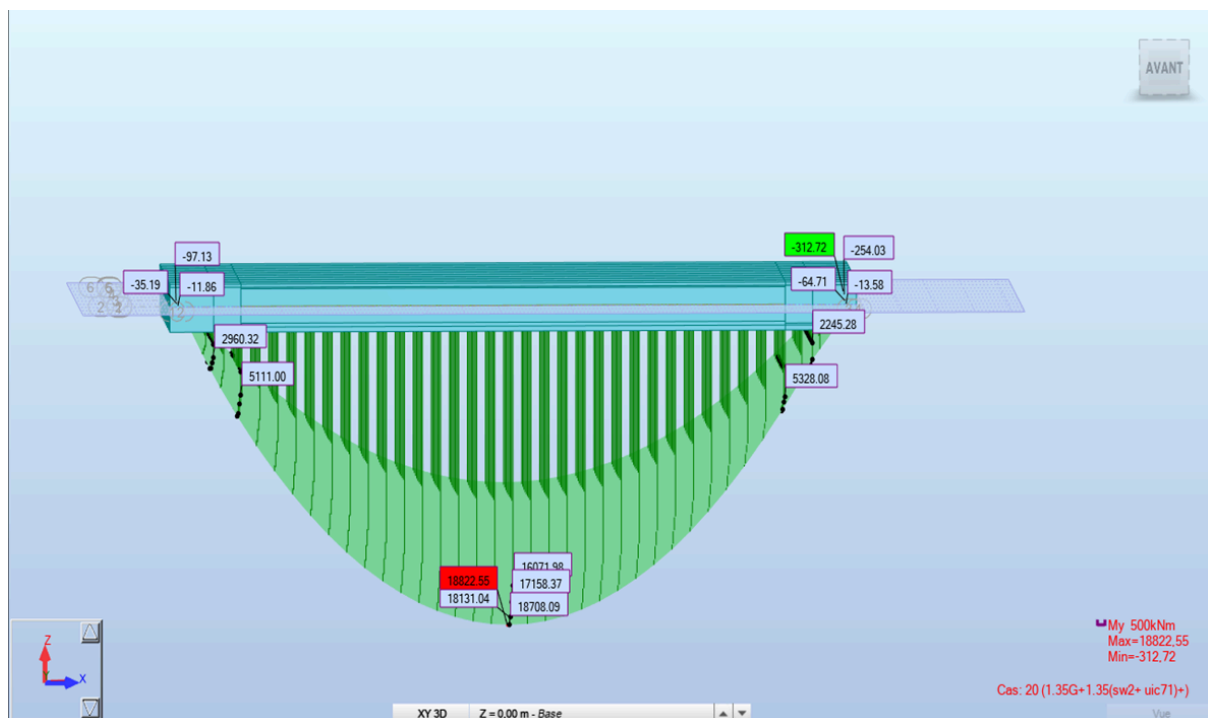


Figure IV.11 : Moment max à l'ELU (1,35G+1,35Φ(SW02+UIC 71)+0,9T)

IV.5.2. Les diagrammes d'effort tranchant max

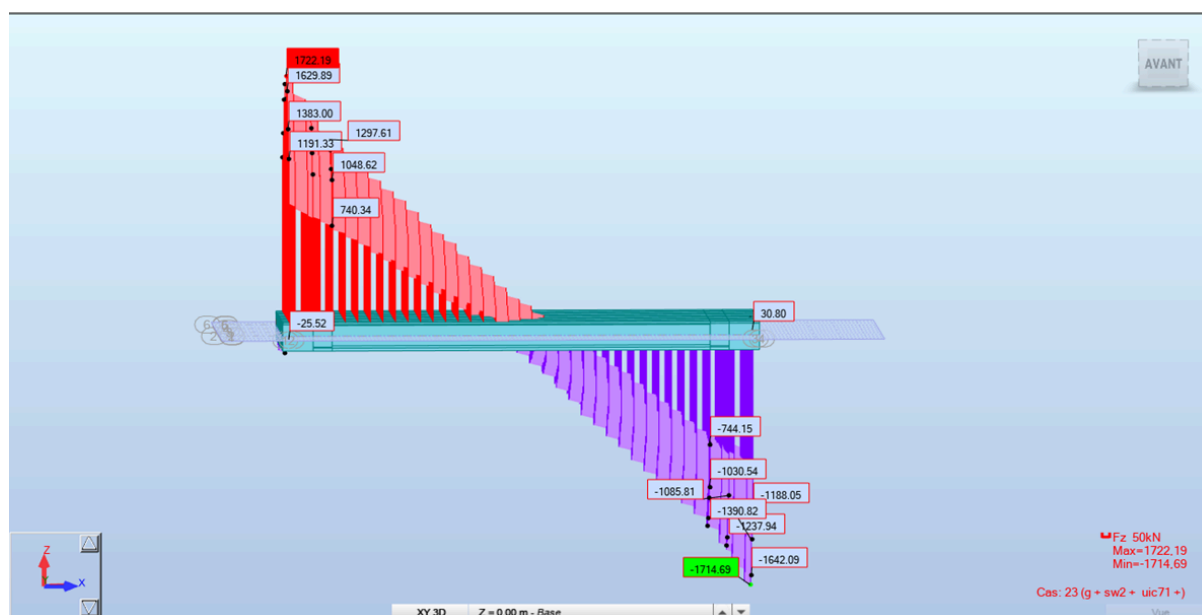


Figure IV.12 : Effort tranchant max à l'ELS ($G+\Phi(SW02+UIC\ 71)+0,6T$)

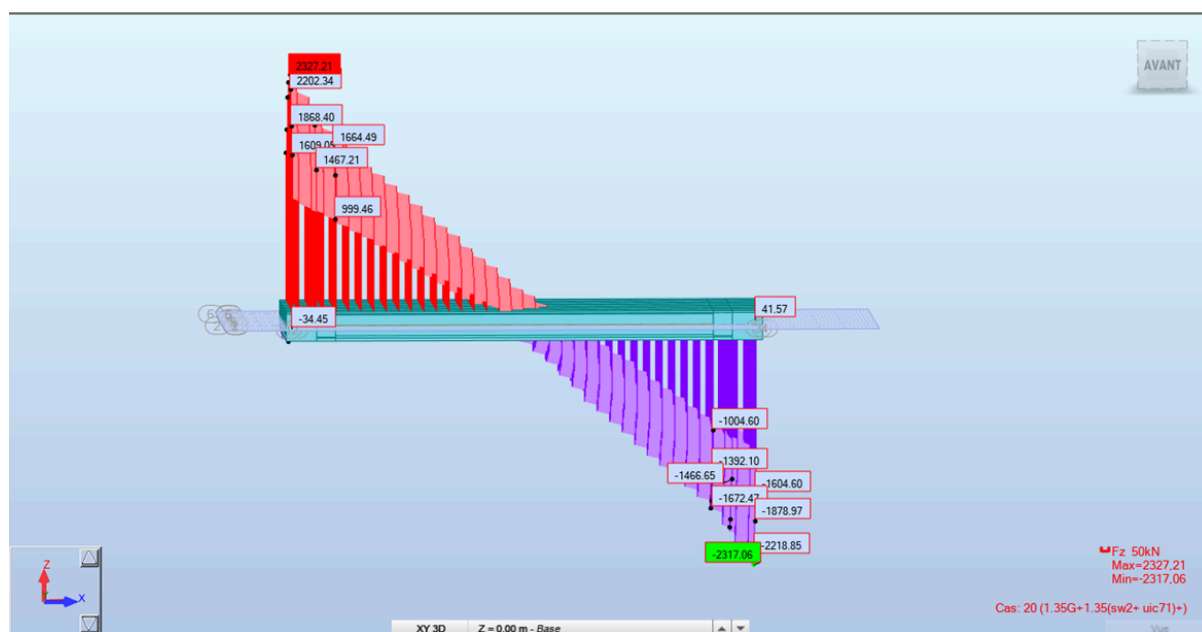


Figure IV.13 : Effort tranchant max à l'ELU ($1,35G+1,35\Phi(SW02+UIC\ 71)+0,9T$)

CHAPITRE V : ÉTUDE DE LA PRÉCONTRAINTÉ

V.1 INTRODUCTION

Ce chapitre a pour objectif d'aborder l'étude de la précontrainte, en présentant son principe ainsi que ses applications dans le domaine des ouvrages d'art. L'analyse portera sur le dimensionnement, la détermination du tracé des câbles, le calcul des pertes de précontrainte (instantanées et différées), ainsi que la vérification des contraintes normales et tangentielles.

V.2 MODES DE RÉALISATION DE PRÉCONTRAINTE

La précontrainte peut être mise en œuvre de deux manières principales : la pré-tension et la post-tension des armatures.

V.2.1 Précontrainte par post-tension

La précontrainte par post-tension est une technique qui consiste à mettre en tension les armatures, comme les câbles ou les torons, après le coulage du béton, une fois que celui-ci a atteint une résistance suffisante. Pour cela, les câbles sont placés à l'intérieur de gaines prévues dans la poutre et fixés à l'aide d'ancrages. Ils sont ensuite tendus grâce à des vérins hydrauliques afin de transmettre cette force au béton. Ce procédé permet d'obtenir un béton précontraint, capable de mieux résister aux sollicitations, tout en offrant une plus grande liberté dans la conception et la réalisation d'ouvrages, notamment pour des travées pouvant aller jusqu'à 50 m.

V.3 DIMENSIONNEMENT DE LA PRÉCONTRAINTE

La détermination de la force de précontrainte appliquée de manière permanente par un câble nécessite la prise en compte de deux phases successives, chacune influençant l'évolution de cette force au cours du temps.

Tableau V.1 : Caractéristiques des câbles précontraints choisis (ANNEXE C).

Données	Notation	Valeur	Unité
Nombre de torons par câble	/	12T15S	/
Diamètre nominale	Φ	15,7	mm
Section nominale (toron)	A_p (toron)	150	mm ²
Section nominale (Cable)	A_p (Cable)	1800	mm ²
Contrainte de rupture garantie	f_{prg}	1860	MPa

Contrainte limite élastique garantie	f_{peg}	1640	MPa
Module de la déformation élastique	E_p	190000	MPa
Valeur garantie de la perte par de Relaxation à 1000 heures	ρ	2,50	%
Coefficient de frottement en courbe	f	0.18	rad⁻¹
Coefficient de frottement angulaire	φ	0.002	m⁻¹
Coefficient de Recul d'ancrage	g	5	mm
La tension initiale appliquée	P_0	2678,4	KN
La contrainte maximale	σ_0	1488	MPa

V.3.1 Le nombre de câbles

V.3.1.1 Détermination du nombre de câbles à mi travée

On détermine la valeur de la précontrainte minimale **P_{min}** tant que :

$$\mathbf{P_{min} = \max (PI; PII)}$$

Tel que :

$$P_I = \frac{\Delta M + \frac{1}{V} \times \overline{\sigma_{bt1}} + \frac{1}{V} \times \overline{\sigma_{bt2}}}{\rho \times h} ; P_{II} = \frac{M_M + \frac{1}{V} \times \overline{\sigma_{bt2}}}{V' + \rho \times V - d'}$$

Le calcul de la précontrainte concerne la section médiane dont les caractéristiques sont représentées dans les tableaux (poutre + dalle).

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

$$M_{max} = 13,9305 \text{ MN.m (combinaison)}$$

$$M_{min} = 8,3641 \text{ MN.m (sous charge G)}$$

Alors :
$$\Delta M = M_{max} - M_{min}$$

$$\Delta M = 13,9305 - 8,3641 = 5,5663 \text{ MN.m}$$

Sachant que les ponts-rails doivent être vérifiés en classe I, conformément aux prescriptions du Livret 2.01 de la SNCF article 2b.1, dans les conditions définies par le BPEL .

Pour la classe I :

- En situation d'exploitation, aucune contrainte de traction n'est admise sur l'ensemble de la section. $\sigma_{bt} = 0 \text{ MPa}$

- En cas d'exécution, les contraintes de traction sont partout bornées à $-0.7f_{tj} = -0,7 \times 3 = 2,1 \text{ MPa}$

On obtient :

Pour la section sous-critique :

$$P_I = \frac{\Delta M}{\rho \times h} = \frac{5,5663}{0,4856 \times 2,7} = 4,25 \text{ MN}$$

Pour la section surcritique :

$$P_{II} = \frac{M_M}{V + \rho \times V - d} = \frac{13,9305}{1,6924 + 0,4856 \times 1,0076 - 0,27} = 7,29 \text{ MN}$$

$$P_{min} = \max\{4,25 \text{ MN}; 7,29 \text{ MN}\}$$

Donc : $P_{min} = 7,29 \text{ MN}$ la section est surcritique

Les pertes sont estimées à : $\Delta P = 30\%$ de P_0

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

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

$$n \geq \frac{7,29}{(1 - 0,3) \times 2,657}$$

$$n \geq 3,92$$

On prend : $n = 4$ câbles

Donc on choisit 4 câbles de 12T15S

V.3.1.2 Vérification de la borne supérieure :

La vérification de la borne supérieure de la précontrainte consiste à confirmer que le nombre de câbles obtenu précédemment n'est pas excessif, ceci est déterminé par la satisfaction de la condition suivante :

$$n \times P_0 \times (1 - \Delta P) \leq B_n \times \sigma_{bc} - \frac{\Delta M}{\rho \times h}$$

$$B_n : \text{aire nette} : B_n = B_{p+d} - \frac{n \times \pi \times \phi^2}{4}$$

σ_{bc} : contrainte de construction en compression (MPa)

$$\sigma_{bc} = 0,6 \times f_{c28}, \sigma_{bc} = 0,6 \times 40 = 24 \text{ MPa}$$

$$4 \times 2,657 \times (1 - 0,3) = 7,4396 \text{ MN} \leq 1,95 \times 24 - \frac{5,5663}{0,4856 \times 2,7} = 42,5545 \text{ MN}$$

(Condition vérifiée)

V.3.2 Pré-vérification de la précontrainte

Les vérifications sont pour les 5 phases, tel que :

Phase 1 : elle commence dès le septième jour, tel que la mise en tension est à 50 % et les pertes considérées sont de 5 % (document SETRA).

Phase 2 : Après 28 jours, tel que la mise en tension des câbles de l'intrados est de 100%, et les pertes considérées sont de 10%.

Phase 3 : Après le positionnement des poutres sur leurs appuis définitifs et le coulage de l'hourdis sur place. Les efforts pris sont celle de la deuxième phase avec le poids propre de l'hourdis couler sur place.

Phase 4 : Dans cette étape l'ouvrage est en service avec une mise en tension du 4eme câble à 100% et des pertes estimées de 20%.

Phase 5 : Après 28 jours de coulage de la dalle, tel que la mise en tension de câble de l'extrados est de 100%, et les pertes considérées sont de 30%.

Les tableaux suivants présentent les paramètres calculés pour vérifier les contraintes totales pour les cinq phases, tant que

Pour vérifier les contraintes on utilisera les formules suivantes :

$$f_{cj} = \frac{j}{4,76+0,83j} \times f_{c28}$$

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06f_{cj}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6f_{cj}$$

$$\sigma_{inf} = \frac{P}{B} + (P \times e_0 - M_g) \times \frac{V}{I} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0,6f_{cj}$$

$$\sigma_{sup} = \frac{P}{B} - (P \times e_0 - M_g) \times \frac{V}{I} \geq \overline{\sigma}_{bt} = -0,7f_{tj}$$

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

En classe I :

$$\overline{\sigma}_{bt} = -0,7f_{tj} \text{ en execution}$$

$$\overline{\sigma}_{bt} = 0 \text{ en service}$$

Les tableaux qui suivent résument les vérifications de chaque phase :

Tableau V.2 : Vérification en phase 1.

Jour 7	Vérification des contraintes au 7eme jour Câbles d'abouts tirés à 50%	
fc7 (MPa)	26,49	
ft7 (MPa)	2,19	
σ_{bc} (MPa)	15,89	
σ_{bt} (MPa)	-1,53	
On estime les pertes à 5%		Conditions
P (MPa)	3.79	
Mg (MPa)	3.80	
σ_{sup} (MPa)	$4,24 \geq \sigma_{bt}$	Verifiee
σ_{inf} (MPa)	$4,29 \leq \sigma_{bc}$	Verifiee

Tableau V.3 : Vérification en phase 2.

Jour 28	Vérification des contraintes au 28e jour Câbles d'abouts tirés à 100%	
fc28 (MPa)	40	
ft28 (MPa)	3	
σ_{bc} (MPa)	24	
σ_{bt} (MPa)	-2,1	
On estime les pertes à 10%		Conditions
P (MN)	7.17	
Mg (MN.m)	3.80	
σ_{sup} (MPa)	$1,86 \geq \sigma_{bt}$	Verifiee
σ_{inf} (MPa)	$15,13 \leq \sigma_{bc}$	Verifiee

Tableau V.4 : Vérification en phase 3.

Vérification des contraintes après coulage dalle		
fc28 (MPa)	40	
ft28 (MPa)	3	
σ_{bc} (MPa)	24	
σ_{bt} (MPa)	-2,1	
On estime les pertes à 15%		Conditions
P (MN)	6.78	
Mg (MN.m)	5,57	
σ_{sup} (MPa)	$5,36 \geq \sigma_{bt}$	Verifiee
σ_{inf} (MPa)	$10,19 \leq \sigma_{bc}$	Verifiee

Tableau V.5 : Vérification en phase 4.

Vérification des contraintes à vide (mise en tension du 4eme cable)		
fc28 (MPa)	40	
ft28 (MPa)	3	
σ_{bc} (MPa)	24	
σ_{bt} (MPa)	-2,1	
On estime les pertes à 20%		Conditions
P (MN)	8.50	
Mg (MN.m)	8,36	
σ_{sup} (MPa)	$3,00 \geq \sigma_{bt}$	Verifiee
σ_{inf} (MPa)	$12,21 \leq \sigma_{bc}$	Verifiee

Tableau V.6 : Vérification en phase 5.

Ouvrage en service pertes 30%		
fc28 (MPa)	40	
ft28 (MPa)	3	
σ_{bc} (MPa)	24	
σ_{bt} (MPa)	0	
On estime les pertes à 30%		Conditions
P (MN)	7.44	
Mg (MN.m)	13,93	
σ_{sup} (MPa)	$8,72 \geq \sigma_{bt}$	Verifiée
σ_{inf} (MPa)	$0,45 \leq \sigma_{bc}$	Verifiée

V.3.3 Tracé des câbles

V.3.3.1 Disposition des câbles à l'about (ANNEXE C)

Les ancrages doivent être disposés à une distance suffisante de la paroi et être séparés entre eux d'une valeur d'entraxe minimum. Ces distances sont obtenues à partir des dimensions a et b des montages d'essais.

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

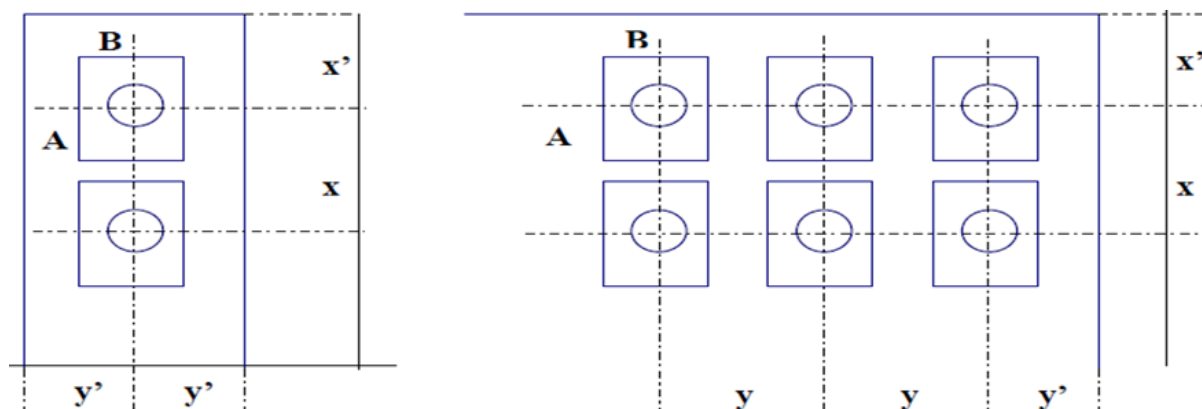


Figure V.1 : Dimensions des ancrages.

Les dimensions x doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$x \geq A + 30 \text{ (mm)}$$

$$x \geq 0,85 a$$

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

Notations :

A, B dimensions en plan de la tromplaque (A k B),

a, b côtés du spécimen d'essai (a k b),

x, y la distance d'axe en axe des ancrages de la structure dans les directions x et y,

x', y' la distance de l'ancrage au parement le plus proche dans les directions x et y, fcm la résistance moyenne à la compression mesurée sur cylindre avant tension. Pour un câble de 12C15 les dimensions adéquate de la plaque d'ancrage sont :

$$A \times B = 240 \times 200 \text{ mm}^2 \text{ (Tromplaque A nC15)}$$

Donc

$$x \geq 270 \text{ (mm)}$$

$$x \geq 0,85 \times 342 = 290,7 \text{ mm}$$

donc on choisir $x = 350 \text{ mm}$

V.3.3.2 Disposition des câbles à mi travée

En respectant la distance Φ autour de chaque paquet de précontrainte et les parois de la poutre, imposées par les documents techniques de SETRA, on adopte les distances suivantes : Sachant que le diamètre de la gaine $\Phi = 80 \text{ mm}$

$$d1 = \Phi + \frac{\Phi}{2}$$

$$d2 = d1 + \Phi$$

$$d3 = d2 + 2\Phi$$

$$d4 = d3 + \Phi$$

Tableau V.7 : Positions des câbles.

Cable section d'about	Xi(m)	Yi(m)	Cable section mediane	Yi(m)
C1	0	1,0618	C1	0,12
C2	0	1,4118	C2	0,20
C3	0	1,7618	C3	0,36
C4	4	2,4	C4	0,44

V.3.4. Détermination de l'angle de relevage

L'angle de relevage est donné par l'équation :

$$\text{Arcsin}\left(\frac{V_M - \bar{V}}{P}\right) \leq \alpha \leq \text{Arcsin}\left(\frac{V_m - \bar{V}}{P}\right)$$

Avec :

$$\bar{V} = \bar{\tau} \times b_n \times 0,8h ; \bar{\tau} = \left[0,4 \times f_{tj}(f_{tj} + \sigma_x)\right]^{\frac{1}{2}} ; \sigma_x = \frac{P}{B_n}$$

$$b_n = b_0 - n \times \phi$$

Tels que :

n= nombres des lits

b0= 0,6m pour la largeur du talon

VM : Effort tranchant en charge maximal sous combinaison à L'ELS

Vm : Effort tranchant à vide sous (G)

$\bar{V}$: effort tranchant limite que peut supporter la section d'about

$\bar{\tau}$: contrainte tangentielle limite en état limite de service

σ_x : contrainte normale au niveau de la fibre neutre

Tableau V.8 : Angle de relevage.

b0(m)	0,6
bn(m)	0,52
Bn(m²)	1,95
P(MN)	7,44
σx (MPa)	3,81
$\bar{\tau}$ (MPa)	2,86
$\bar{V}$ (MN)	3,21
V_M (MN)	1,72
V_m (MN)	0,958
α	$-11,55^\circ \leq \alpha \leq 34,10^\circ$

On prend $\alpha_1=5,57^\circ$, $\alpha_2=7,16^\circ$, $\alpha_3=8,28^\circ$, $\alpha_4=14,52^\circ$

V.3.5 L'allure des câbles

Le tracé d'un câble de précontrainte non rectiligne doit épouser la courbe du moment fléchissant. Il peut être approximé par une parabole de second degré, dont l'équation générale est :

$$y=ax^2+bx+c$$

Et dont la dérivée est :

$$y'=2ax+b$$

Représentant la tangente locale à la courbe, soit :

$$y'=\tan(\alpha)$$

Où α est l'angle d'inclinaison du câble

L'angle de déviation β sur une longueur l peut être calculé par l'équation :

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

Les câbles présentent un alignement droit sur une distance de 1m à partir de l'ancrage.

Tableau V.9 : Récapitulatifs du tracé des câbles en $x=L/2$

N° câble	l (m)	α (°)	Yi (m)			f (m)	R (m)	$\beta(l)$ rad
			x=0	1 m	18,85 m			
C1	35,7	5,57	1,0618	0,96	0,12	0,84	188,70	0,095
C2	35,7	7,16	1,4118	1,29	0,20	1,09	146,67	0,122
C3	35,7	8,28	1,7618	1,62	0,36	1,26	126,81	0,141
C4	27,7	14,52	/	2,1410	0,44	1,70	56,39	0,246

$$f=Y(1m)-Y(L/2)$$

application numérique :

$$f(C1)=0,96 -0,12=0,84m$$

$$\beta(C1) = 4 \times \frac{0,84}{35,7} = 0,095 \text{ rad}$$

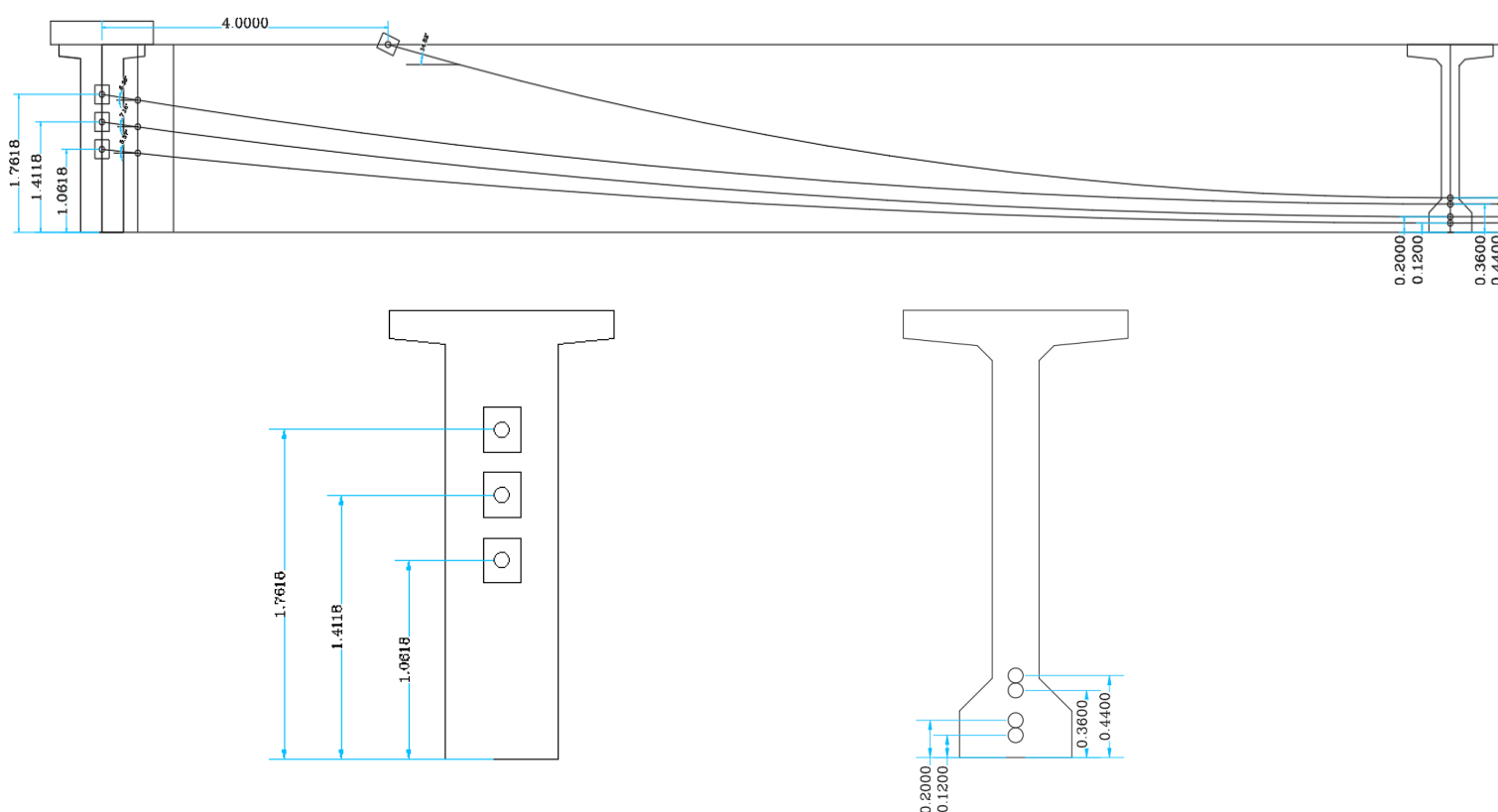


Figure V.2 : Tracé des câbles

V.3.5.1 Les caractéristiques géométriques nettes des sections

Tableau V.10 : Caractéristiques géométriques nettes des sections.

	Section d'about		Section médiane	
	Poutre	P + D	Poutre	P + D
h (m)	2,4	2,7	2,4	2,7
Bn(m²)	1,5390	1,9702	0,8889	1,3202
v' (m)	1,2719	1,5516	1,2764	1,6924
v (m)	1,1281	1,1484	1,1236	1,0076
IG (m⁴)	0,5244	0,6906	0,6965	0,8281
pn	0,3655	0,3876	0,4856	0,4856

V.4 CALCUL DES PERTES

Les pertes de précontrainte peuvent être rangées sous deux catégories :

Les pertes de tension instantanées : se produisant lors de la mise en tension des câbles de précontrainte :

- Pertes par frottements
- Pertes dues au recul d'ancrage
- Pertes par déformation instantanée du béton

Les pertes de tension différées : se produisant dans un temps plus ou moins long après la mise en tension :

- Pertes par retrait
- Pertes dues à la relaxation de l'acier
- Pertes dues au fluage du béton

V.4.1 Pertes instantanées

V.4.1.1 Pertes par frottements

Ce type de pertes se produit par frottement des câbles sur la gaine lors de la mise en tension. La tension appliquée σ_{p0} à l'origine diminue entre le point d'application et un point donné d'abscisse x , sa nouvelle valeur est donnée par la relation suivante :

$$\Delta\sigma_p(x) = \sigma_{p0}(1 - e^{-(f \times \beta + \varphi \times x)})$$

φ : coefficient de frottement par unité de longueur = 0.002 m^{-1}

f : coefficient de frottement d'un câble sur son conduit (en courbe) = 0.18 rad^{-1}

σ_{b0} : contrainte à l'origine correspondant à « P_0 » = 1488 MPa

β : l'angle de relevage du câble.

X : la distance de la section considérée (m).

Tableau V.11 : Récapitulatif des pertes par frottement.

Section	Câble	B rad	$\sigma_p(x)$ MPa	$\Delta\sigma_p(x)$ MPa	$\Delta\sigma_p(x)$ moy MPa	$\Delta\sigma_p(x)$ moy %	$\Delta\sigma_p(x)$ totale %
L/2	1	0,095	1408,75	79,25	85,42	5,74	6,43
	2	0,122	1401,9	86,10			
	3	0,141	1397,1	90,90			
	4	0,246	1381,98	106,02	106,02	7,12	

NB: Les pertes par frottements sont nuls à $x=0$

application numérique : en $x=L/2$

$$\Delta\sigma_p(x) = \sigma_{p0}(1 - e^{-(f \times \beta + \varphi \times x)}) = 1488(1 - e^{-(0,18 \times 0,095 + 0,002 \times 18,85)})$$

$$\Delta\sigma_p\left(\frac{L}{2} = 18,85\text{m}\right) = 1488(1 - e^{-(0,18 \times 0,095 + 0,002 \times 18,85)}) = 79,25 \text{ MPa}$$

V.4.1.2 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.

$$\text{On a : } \Delta\sigma_g(x) = 2 \times \sigma_{p0} \times k(d - x) ; \text{ avec : } k = f \times \frac{\beta}{l} + \varphi \text{ et } d = \sqrt{\frac{E_p \times g}{\sigma_{p0} \times k}}$$

d : la longueur de glissement du bloc d'ancrage

g : l'intensité du recul d'ancrage = 5 mm.

E_p : module d'élasticité de l'acier = 190 GPa

l : longueur de câble en m

f : coefficient de frottement d'un câble sur son conduit (en courbe) = 0.18 rad⁻¹

β : l'angle de relevage du câble

φ : coefficient de frottement par unité de longueur = 0.002 m⁻¹

Tableau V.12 : Valeurs dues au recul d'ancrage.

Section	N° câble	l (m)	k (m-1)	d (m)	Δσrecul (MPa)	Δσrecul %
0 L	C1	18,85	0,002	17,87	106,36	7,15
	C2	18,85	0,002	17,87	106,36	
	C3	18,85	0,002	17,87	106,36	
	C4	14,85	0,002	17,87	106,36	

NB: Les pertes dues au recul d'ancrage sont considérées nuls à mi travée.

application numérique : en x=0

$$k = f \times \frac{\beta}{l} + \varphi = 0,18 \times \frac{0}{35,7} + 0,002 = 0,002 \text{ m}^{-1}$$

$$d = \sqrt{\frac{E_p \times g}{\sigma_{p0} \times k}} = \sqrt{\frac{190 \times 10^3 \times 0,005}{1488 \times 0,002}} = 19,57 \text{ m}$$

$$\Delta\sigma_g(x) = 2 \times \sigma_{p0} \times k(d - x) = 2 \times 1488 \times 0,002(17,87 - 0) = 106,36 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma_g(0) = \frac{106,36}{1488} \times 100 = 7,15 \%$$

V.4.1.3 Pertes par déformation instantanée 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 :

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

Avec :

E_p : module d'élasticité des armatures = 190 GPa

E_{ij} : module de déformation instantané du béton au jour « j » ;

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} = 37619,47 \text{ MPa (à 28 jours)}$$

e : excentricité du câble de précontrainte.

$$\sigma_{bi} : \text{contrainte normale du béton} : \sigma_{bi} = \frac{P}{B} + \frac{P \times e^2}{I} - \frac{M_g \times e}{I}$$

P : La tension finale dans le câble après l'estimation des pertes.

$$P = P_0 \times n (1 - \Delta\sigma_{frott} - \Delta\sigma_{recul}, f)$$

Tableau V.13 : Pertes par déformations instantanées du béton.

section	MG	e(m)	Bn(m²)	IG(m⁴)	P(MN)	σ_{bi} MPa	$\Delta\sigma_{def}$ Mpa	σ_e %
0L	0,00	- 0,1399	1,5390	0,8071	7,40	4,8461	12,2378	0,82%
L/2	3,7973	1,0497	0,8889	0,6191	7,46	15,3871	38,8568	2,61%

On peut calculer les pertes instantanées totales :

Tableau V.14 : Pertes instantanées totales.

section	Δf_{rot}	Δr_{ecul}	Δd_{ef}	Δt_{ot}	totale(%)
0L	0	106,36	12,2778	118,6378	7,97
L/2	95,72	0	38,8568	134,5768	9,04

V.4.2 Pertes de tension différées

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

V.4.2.1 Pertes par retrait

La perte de tension par retrait données par la formule suivante :

$$\Delta \sigma_r = E_p \times \epsilon_r$$

Avec :

E_p : module d'élasticité de l'acier = 190 GPa

ϵ_r : le retrait final = 2×10^{-4}

$$\Delta \sigma_r = 2 \times 10^{-4} \times 190 \times 10^3 \Rightarrow \Delta \sigma_r = 38 \text{ MPa}$$

$$\Delta \sigma_r = \frac{38}{1488} \times 100 \Rightarrow \Delta \sigma_r = 2,55 \%$$

V.4.2.2 Pertes dues à la relaxation de l'acier

Étant donné la minime différence de coût entre ces types d'acier, l'économie relaxation à 1000 heures de l'ordre de 2.5%, est préférable. La perte finale de tension attribuable à la relaxation de l'acier est généralement exprimée par :

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

Avec :

$$\Delta\sigma_i(x) = \sigma_{p0} - \Delta\sigma_{pi}(x)$$

$\Delta\sigma_{pi}(x)$: La contrainte dans les armatures de précontrainte après les pertes instantanées (en MPa).

$f_{prg} = 1860 \text{ MPa}$: La contrainte limite garantie à la rupture

$\rho_{1000} = 2,50\%$: La relaxation de l'acier à 1000h.

μ_0 : Un coefficient qui tient en compte le taux en dessous duquel aucune relaxation n'est observée. Sa valeur est égale à 0,43 pour les aciers TBR de très basse relaxation.

Tableau V.15 : Valeurs des pertes dues à la relaxation des aciers.

section	famille	$\Delta\sigma_{p0}(\text{MPa})$	$\Delta\sigma_i(x) \text{ MPa}$	μ_o	$\Delta\sigma_p(\text{MPa})$	$\Delta\sigma_p(\%)$	$\Delta\sigma_{pt}(\%)$
0L	1	1488	1329,9392	0,43	56,5891	3,82	3,63
	2		1291,9885		51,2824	3,45	
L/2	1		1363,7260		62,0194	4,17	4,07
	2		1343,1259		58,8512	3,96	

V.4.2.3 Pertes dues au fluage du béton

Le fluage béton est défini comme l'augmentation progressive de la déformation du béton sous des contraintes de compression permanentes. Cette déformation entraîne un raccourcissement de l'élément, ce qui se traduit par une perte de tension dans l'armature active. Cette perte de tension augmente avec le temps de manière proportionnelle à la déformation de fluage.

La perte due au fluage du béton est évaluée comme suit :

$$\Delta\sigma_{fl} = 2,5 \sigma_{bi}(x) \times \frac{E_p}{E_{ij}}$$

Avec :

σ_{bi} : contrainte normale du béton, définie, en MPa, par :

$$\sigma_{bi} = \frac{P}{B} + \frac{P \times e^2}{I} - \frac{M_g \times e}{I}$$

Avec :

P : La tension finale dans le câble après l'estimation des pertes

Tableau V.16 : Valeurs des pertes dues au fluage du béton 1ere et 2eme famille)

section	famille	P(MN)	e(m)	B(m ²)	Mg(MN.m)	IG(m ⁴)	$\sigma_{bi}(MPa)$	$\Delta\sigma_{fl}(MPa)$	$\Delta\sigma_{fl}(\%)$	$\Delta\sigma_{flt}(\%)$
0L	1	5,5797	0,140	1,9702	0	1,3606	2,9122	36,77	2,47	1,63
	2	1,8599	0	1,9702	0	1,3606	0,9440	11,92	0,80	
L/2	1	5,5797	1,466	1,3202	8,364	1,0933	3,9774	50,22	3,38	1,69
	2	1,8599	1,252	1,3202	8,364	1,0933	-5,5042	-69,50	0	

On résume les résultats obtenus après le calcul des pertes différées permettant ainsi de déterminer leurs valeurs totales, l'ensemble est représenté dans le tableau ci-après.

Tableau V.17 : Valeurs des pertes différées totales.

Section	Retrait %	Fluage %	Relaxation %	Totale %
0L	2,55	1,63	3,63	7,21
L/2	2,55	1,69	4,07	7,63

V.4.3 Pertes totales de précontrainte

Tableau V.18 : Valeurs des pertes totales de précontrainte.

Section	$\Delta_{inst} (\%)$	$\Delta_{diff} (\%)$	$\Delta_{tot} (\%)$
0L	7,97	7,21	15,18
L/2	9,04	7,63	16,67

Remarque:

On remarque que les valeurs des pertes calculées sont inférieures à l'estimation des pertes de 30% au départ, ainsi reste valable. De plus, les résultats du calcul du nombre de câbles obtenus restent valables également.

V.5 CALCUL JUSTIFICATIF DES POUTRES

V.5.1 Justification des contraintes tangentielles a L'ELS

Étant donné l'effort tranchant engendré par le moment fléchissant et l'effort normal peut affaiblir la sécurité de la structure en provoquant des fissures, On doit vérifier que l'âme puisse résister à cet effort. La vérification des contraintes tangentielles se fait en classe I suivant la phase 5 comme suit :

$$\tau^2 \leq 0,4 \times f_{tj} \left(f_{tj} + \frac{2}{3} \sigma_x \right) = \tau_1^2$$

$$\tau^2 \leq \frac{2f_{tj}}{f_{cj}} (0,6f_{cj} - \sigma_x) \left(f_{tj} + \frac{2}{3} \sigma_x \right) = \tau_2^2$$

σ_x : La contrainte normale longitudinale , $\sigma_x = \frac{P}{B}$ avec $P = \sum P_i \times \cos(\alpha_i)$

τ : La contrainte tangentielle $\tau = \frac{V_{red} \times S}{b_n \times I}$

V_{red} : Effort tranchant réduit : $V_{red} = V_g - V_p$

V_g ; Effort tranchant dû au poids propre

V_p : Effort tranchant dû à la précontrainte totale, $V_p = \sum P_i \times \sin(\alpha_i)$

S : Moment statique de la section située au-dessus de l'axe neutre.

I: Moment d'inertie net de la section.

$$b_n = b_0 - n \times \phi$$

n= nombres des lits

b0= 0,6m pour la largeur du talon

Φ : diamètre de la gaine, $\Phi = 80\text{mm}$.

L'application des formules citées ci-avant permet d'obtenir les résultats représentés dans le tableau justifiant les contraintes tangentielles. On considère la section d'about et la phase 05 (le cas plus défavorable) pour tout qui suit :

Tableau V.19 : Valeurs de la précontrainte.

		Pcos α	Psin α
P1	2,20	2,19	0,21
P2	2,20	2,18	0,27
P3	2,20	2,18	0,32
P4	2,20	2,13	0,55
	Somme	8,68	1,36

Tableau V.20 : Vérification de la contrainte tangentielle Max.

Vser =	1,72	MN
Vred =	0,37	MN
Sn =	0,88	m³
In =	1,36	m4
bn =	0,52	m
Bn =	1,96	m²
$\bar{\tau}$ =	0,46	Mpa
σ_x =	4,44	MPa
$\bar{\tau}_1$ =	2,67	MPa

N.B : Comme $\sigma_x < 0,4f_{cj}$ on a $\bar{\tau}_1 < \bar{\tau}_2$ donc on doit vérifier seulement que : $\tau < \bar{\tau}_1$

Conclusion : Les contraintes de cisaillement sont bien vérifiées dans la section d'about.

V.5.2 Justification de la poutre à l'ELU :

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

σ_x et σ_y représentant les contraintes normales au niveau de G ; $\sigma_x = P/Bn$

β_u : l'angle que forme les bielles de béton avec la fibre moyenne de la poutre

$$\tau = \frac{V_{red} \times S}{b_n \times I}$$

$$V_{red,u} = V_{ult} - P \sin \alpha = 2,33 - 1,36 = 0,97 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{0,97 \times 0,88}{0,52 \times 1,3588} = 1,21 \text{ mpa}$$

Tableau V.21 : valeur de l'angle β_u .

σ_x	4,44	Mpa
Tu	1,21	Mpa
β_u	14,32	(°)

On prend $\beta_u = 30^\circ$

V.5.2.1 Armatures transversales

Tableau V.22 : Récapitulatif des paramètres à utiliser pour le calcul des A_t

Tu	1,21	Mpa
fe	500	Mpa
ft28	3	Mpa
bn	0,52	m
γ	1,15	

$$\frac{A_t \times f_e}{b_n \times S_t \times \gamma} \geq \left[\tau_u - \frac{f_{tj}}{3} \right] \times tg(\beta_n)$$

avec $S_t = 15 \text{ cm}$, $\frac{A_t}{S_t} \geq 0,0145 \text{ cm}$

$$\text{Donc : } A_t \geq 0,2182 \text{ cm}^2$$

On prend un cadre HA14 avec un espacement de 25 cm à mi- travée et 15 cm à l'appui.

V.5.2.2 Justification des bielles de béton

La justification relative au béton implique de s'assurer que la contrainte de compression des bielles de béton reste en deçà de la contrainte ultime de béton.

$$\tau_u = \frac{V_{red,u} \times S}{b_n \times I} \leq \frac{f_{c28}}{6}$$

$$\tau_u = 1,21 \text{ MPa} \leq \frac{f_{c28}}{6} = 6,67 \text{ MPa} \text{ Les bielles comprimées de béton sont bien vérifiées.}$$

V.5.2.3 Ferrailage passif longitudinal

Dans les ouvrages précontraints deux types d'armatures sont à prévoir :

Armatures de peau

Ces armatures sont essentiellement destinées à limiter les fissurations prématurées susceptibles de se produire avant la mise en précontrainte sous l'action des phénomènes tels que le retrait différentiel et le gradient thermique. La répartition des armatures de peau doit être régulière, et leur espacement adapté à la dimension des pièces. La section des armatures de peau disposées parallèlement à la fibre moyenne d'une poutre doit être d'au moins 3 cm^2 par mètre de longueur de parement mesuré perpendiculairement à leur direction, sans pouvoir être inférieure à 0,10% de la section du béton de la poutre. Ceci correspond à environ des barres HA 12 espacées environ de 20 cm.

Armatures longitudinales dans la zone tendue

Leur but est d'équilibrer les sollicitations de traction qui peuvent apparaître dans certaines sections. La formule suivante permet de déterminer la quantité d'acier nécessaire est pour équilibrer ces efforts :

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

Avec:

B_t : Aire de la section du béton en traction.

σ_{bt} : Valeur absolue de la contrainte maximale de traction.

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

f_{ij} : La résistance à la traction du béton.

f_e : La limite d'élasticité des armatures utilisées

On a des contraintes de compression dans la fibre inférieure, donc la section est entièrement comprimée, on va utiliser des armatures constructives.

On disposera 4 HA16 en nappe inférieure dans le talon.

V.5.3 Etude de la zone d'application de forces concentrées (zone d'about) :

L'about d'une poutre est soumis à une concentration d'efforts due à la transmission des réactions par l'appui et l'introduction des forces de précontrainte dans les zones d'ancrage. Selon les études expérimentales du BPEL ont mis en évidence, l'existence de trois zones à l'aval des points d'application des forces de précontraintes :

- Zone de surface tendue.
- Zone intermédiaire comprimée.
- Zone d'éclatement tendue

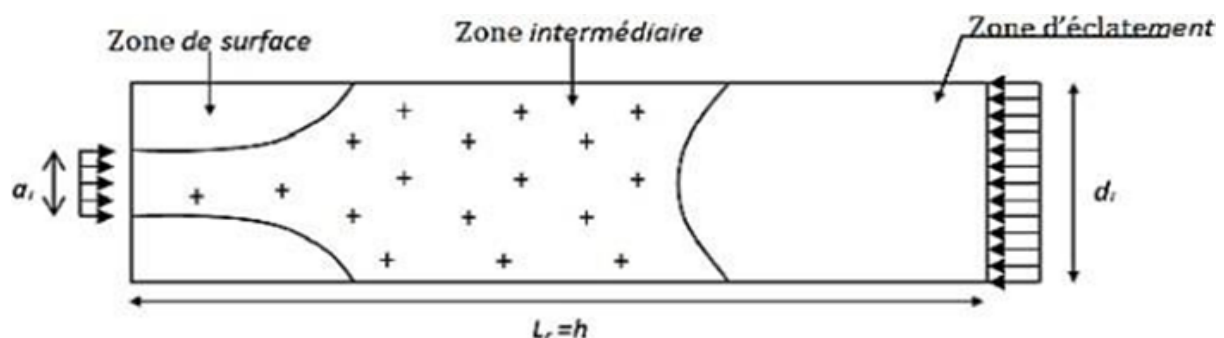


Figure V.3 : Zone de concentration des contraintes.

VI.5.3.1 Effet de surface

On associe à chaque ancrage un prisme symétrique d_j :

Tableau V.23 : Valeurs des prismes symétriques.

d ₁ =	0,64	m
d ₂ =	0,35	m
d ₃ =	0,35	m
F _t =	3	Mpa
b =	0,6	m
F _c =	40	Mpa

On détermine le ferrailage à disposer par la formule suivante :

$$A_s = 0,04 \times \frac{Max P_{j0}}{\sigma_{slim}}$$

Avec :

P_{j0} : La tension à l'origine , P_{j0}=2,42 MN

σ_{slim} : Contrainte de traction limite , $\sigma_{slim} = \frac{2}{3} \times f_e = \frac{2}{3} \times 500 = 333,33 \text{ MPa}$

Nous avons :

$$A_s = 0,04 \times \frac{2,42}{333,33} = 2,9 \text{ cm}^2$$

Donc on choisit un cadre de HA14 autour de chaque ancrage. ($A_s = 3,08 \text{ cm}^2$)

V.5.3.2 Zone intermédiaire comprimée

La contrainte moyenne de compression longitudinale doit vérifier :

$$\sigma_m = \frac{P_{j0}}{b \times d_j} \leq \frac{2}{3} f_{cj}$$

Tableau V.24 : Vérification de la zone intermédiaire comprimée.

σ _m (MPa)	Cnd	Obs
6,31	26,67	CV
11,51	26,67	CV
11,51	26,67	CV

V.5.3.3 Effet d'éclatement

Vérification des contraintes du béton

La contrainte de traction du béton doit vérifier :

$$\sigma_t = 0,5 \left(1 - \frac{a_i}{d_j}\right) \times \frac{P_{j0}}{b \times d_j} \leq 1,25 f_{tj}$$

Avec :

d_j : La hauteur du prisme symétrique associée au niveau j.

a_j : Dimension moyenne dans le plan d'étalement des organes d'ancrage, $a_j=0,24m$

b : La base du talon, $b=0,6 m$

Tableau V.25 : Vérification des contraintes de béton

σ_t (MPa)	Cnd	Obs
1,97	3,75	CV
1,81	3,75	CV
1,81	3,75	CV

La section au niveau j est obtenue par la formule suivant :

$$A_{0j} = \text{Max} \left\{ 0,25 \left(1 - \frac{a_i}{d_j}\right) \times \frac{P_{j0}}{\frac{2}{3} \times f_e} ; 0,15 \times \frac{\text{Max } P_{j0}}{\frac{2}{3} \times f_e} \right\}$$

On aura :

$$A_{0j} = \text{Max} \left\{ 0,25 \left(1 - \frac{0,24}{0,64}\right) \times \frac{2,42}{\frac{2}{3} \times 500} ; 0,15 \times \frac{2,42}{\frac{2}{3} \times 500} \right\}$$

$$A_{0j} = \text{Max} \{ 11,31 \text{ cm}^2 ; 10,89 \text{ cm}^2 \}$$

Donc : $A_{ej}=11,31 \text{ cm}^2$ On dispose 4 cadres HA14 autour de chaque plaque d'ancrage.

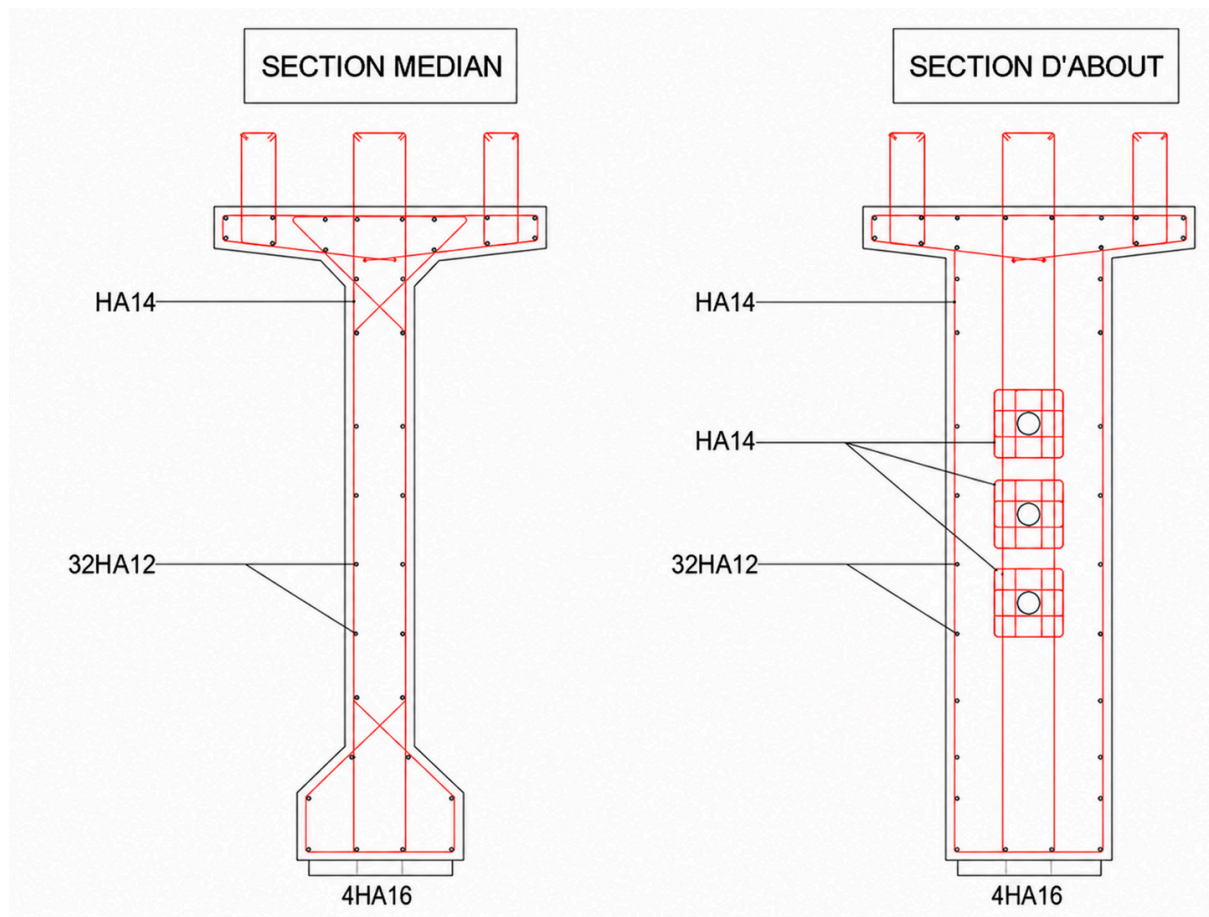


Figure V.4 : ferrailage de la poutre en section d'about et à mi travée

CHAPITRE VI : ÉTUDE DE TABLIER

VI.1.INTRODUCTION

Ce chapitre portera sur l'étude des éléments en béton armé (l'hourdis et l'entretoise), et leur ferrailage dans les deux sens (longitudinal et transversal) suivant les règles du BAEL.

VI.2. L'HOURLDIS GÉNÉRAL

L'hourdis est une dalle de béton armé qui fait office de revêtement pour le pont. Cette couche est conçue pour accueillir les couches supérieures (ballastage, étanchéité, etc.). Notre tablier est composé d'un hourdis en béton armé qui a été coulé sur site.

VI.2.1. Modélisation de la dalle

La dalle a été modélisée comme élément plaque (Shell) et les poutres comme éléments barres.

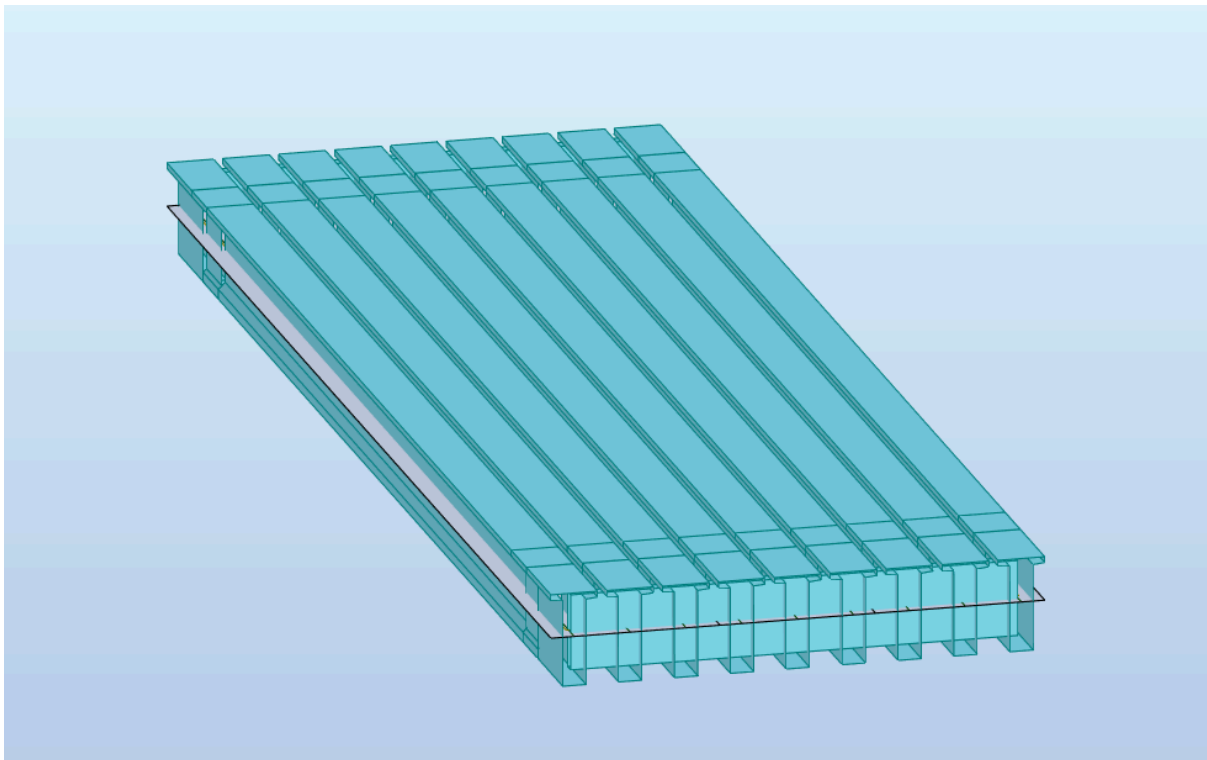


Figure VI.1 : Modélisation de la dalle sur logiciel.

VI.2.2. Flèches et contre flèches a $t=0$

Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2019 a été utilisé pour la détermination des différentes flèches.

VI.2.2.1. Flèche due au poids propre

La flèche max due au poids propre est donnée par la combinaison G

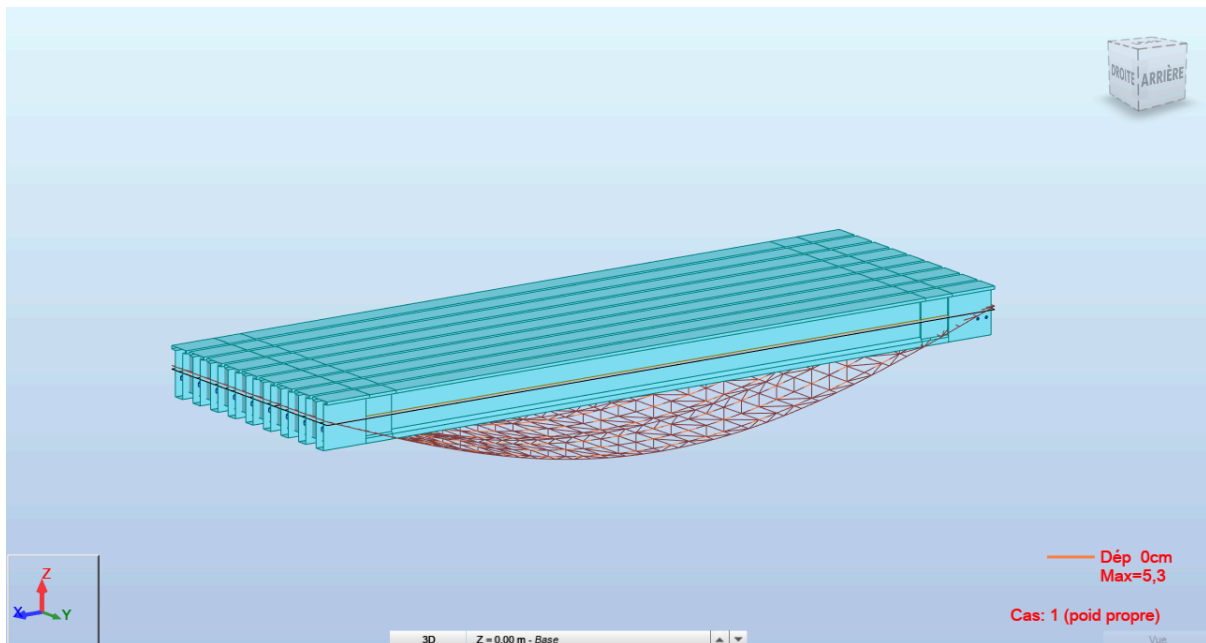


Figure VI.2 : La flèche maximale dans la poutre due au poids propre a $t=0$

La flèche maximale dans la poutre due au poids propre est de $f_G = 5,3$ cm

VI.2.2.2 Contre-Flèche due à la précontrainte

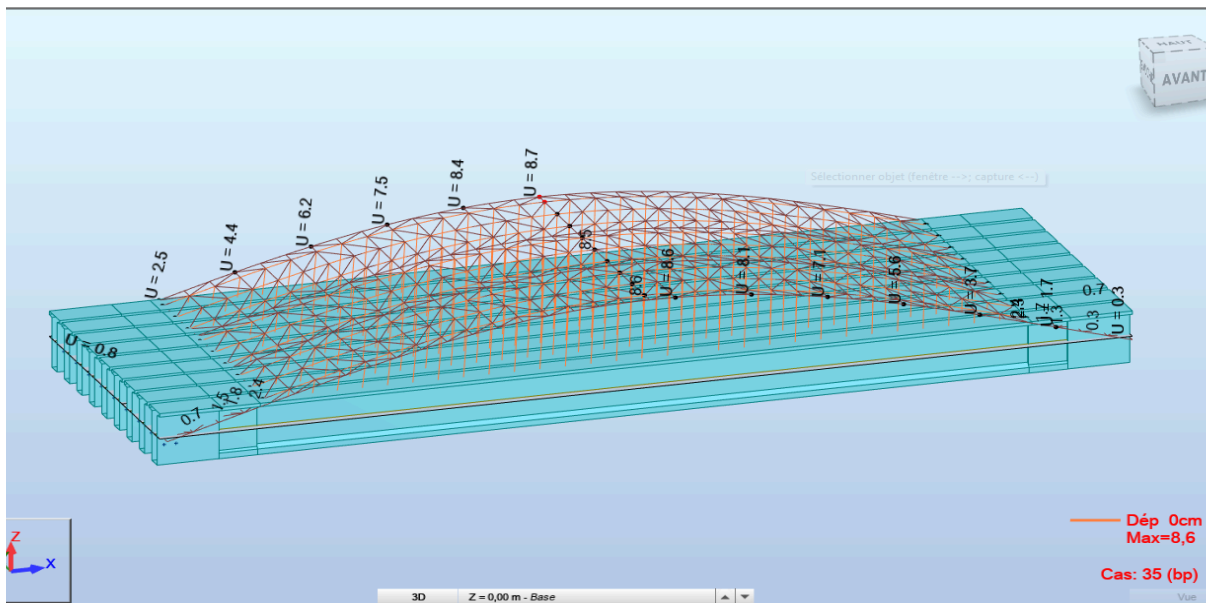


Figure VI.3 : la flèche maximale dans la poutre due à la précontrainte a $t=0$

La flèche maximale dans la poutre due à la précontrainte est de :

$$f_p = -8,7 \text{ cm}$$

VI.2.2.3. Flèche de construction

La flèche de construction est donnée par :

$$f_c = 3/4(|f_p| - f_G) = 3/4 (|-8,7| - 5,3) = 2,55 \text{ cm}$$

VI.2.2.4. Flèche maximale à l'ELS

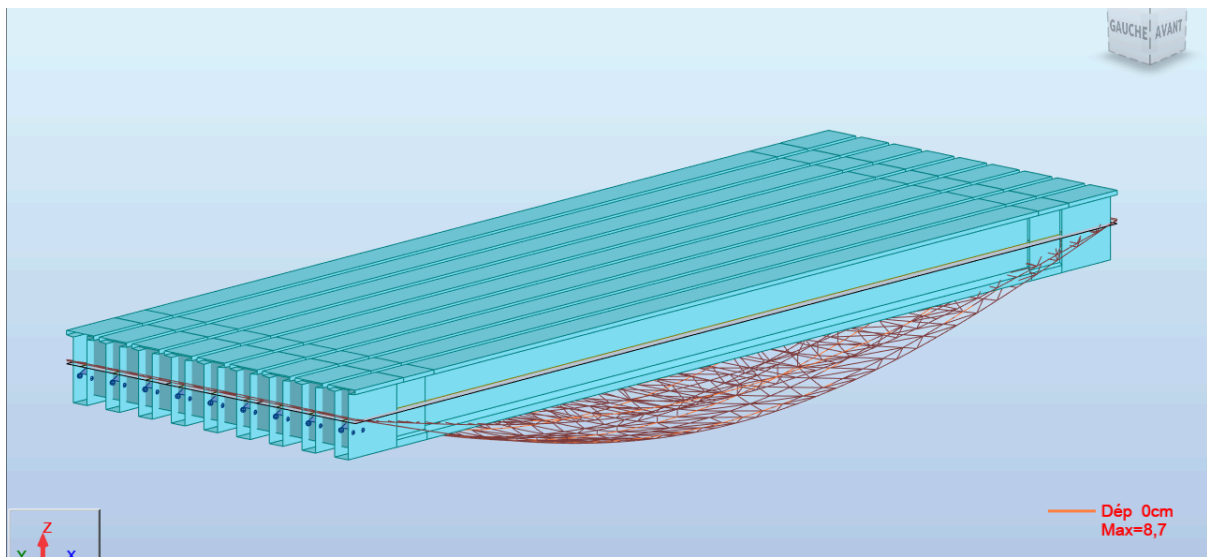


Figure VI.4 : flèche maximale à l'ELS a t=0.

La flèche maximale dans la poutre sous la combinaison à l'ELS : $G + \Phi(UIC 71 + SW/2) + 0,6T$ est de : $f_{ser} = 8,7 \text{ cm}$.

VI.2.2.5. Vérification de la flèche totale a t=0

$$f_t = f_c + f_p + f_{ser} = 2,55 - 8,7 + 8,7 \Rightarrow f_t = 2,55 \text{ cm}$$

$$f_{adm} = L/900 = (37,7 \cdot 100)/900 = 4,19 \text{ cm (reglement)}$$

$$f_t = 2,55 \text{ cm} < f_{adm} = 4,19 \text{ cm} \text{ donc Vérifiée}$$

VI.2.2.6. Vérification de la flèche totale a t=∞

Voir (l'ANNEXE B)

La flèche maximale dans la poutre due au poids propre est de $f_G = 15,8 \text{ cm}$

La flèche maximale dans la poutre due à la précontrainte est de : $f_p = -26$ cm

La flèche de construction est donnée par :

$$f_c = 3/4(|f_p| - f_G) = 3/4 (|-26|-15,8) = 7,65 \text{ cm}$$

La flèche maximale dans la poutre sous la combinaison à l'ELS : $G + \Phi(\text{UIC 71} + \text{SW}/2) + 0,6T$ est de : $f_{ser} = 26$ cm

$$f_t = f_c + f_p + f_{ser} = 7,65 - 26 + 26 \Rightarrow f_t = 7,65 \text{ cm}$$

$$f_{adm} = L/900 = (37,7 \times 100)/900 = 4,19 \text{ cm}$$

$$f_t = 7,65 \text{ cm} > f_{Adm} = 4.19 \text{ cm} \text{ donc pas vérifiée}$$

VI.2.2.7. Calcul des rotations

La rotation est donnée par la formulation suivante : $\theta = \frac{M \times L}{3 \times E_v \times I}$

M_g : moment provoquant la rotation (MN.m) ,

L : Longueur de la travée (m) , $L = 37,7$ m

I : Moment d'inertie de la section médiane (poutre+dalle) en m^4

$$I = 1,0933 \text{ m}^4$$

E_v : module de deformation differe (MPa) , $E_v = 12653,82$ MPa

Rotation due au poids propre

$$\theta_g = \frac{8,36405 \times 37,7}{3 \times 12653.82 \times 1,0933} = 0,0076 \text{ rad}$$

Rotation due aux charges de services

$$\theta_{ser} = \frac{13,9305 \times 37,7}{3 \times 12653.82 \times 1,0933} = 0,0126 \text{ rad}$$

VI.3. FERRAILLAGE SOUS FLEXION TRANSVERSAL

VI.3.1. Évaluation des efforts

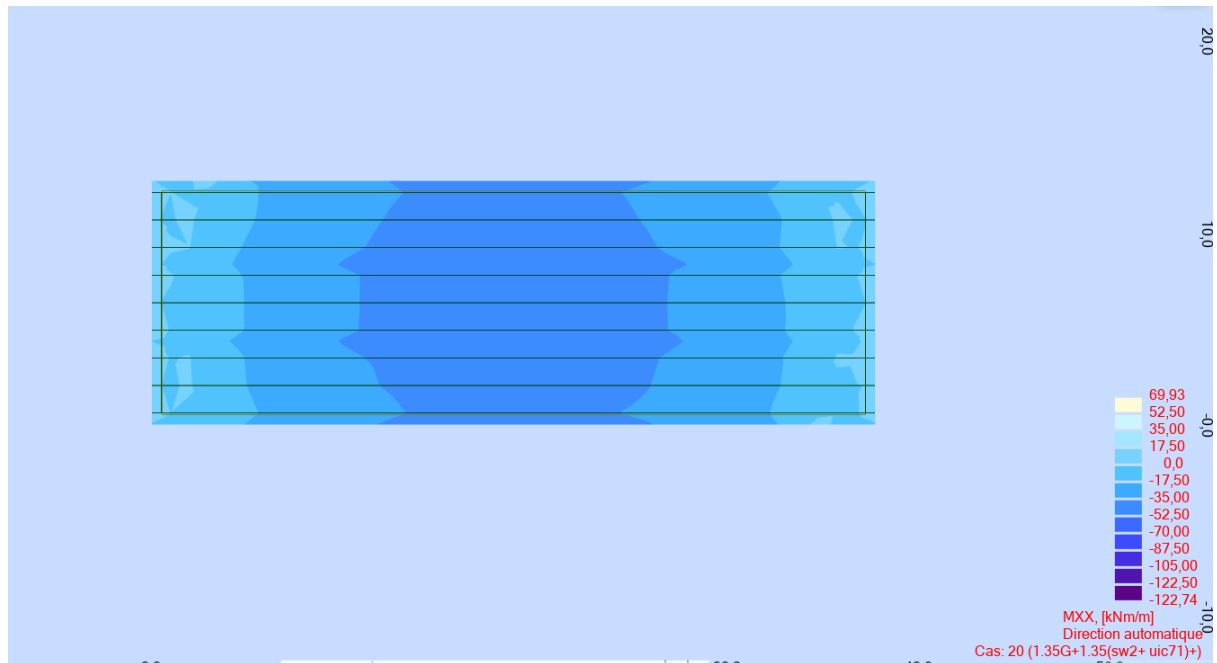


Figure VI.5 : Résultats de M_{xx} obtenus avec la combinaison à l'ELU : $1.35 G + 1.35\Phi(\text{UIC } 71 + \text{SW}/2) + 0.9T$.

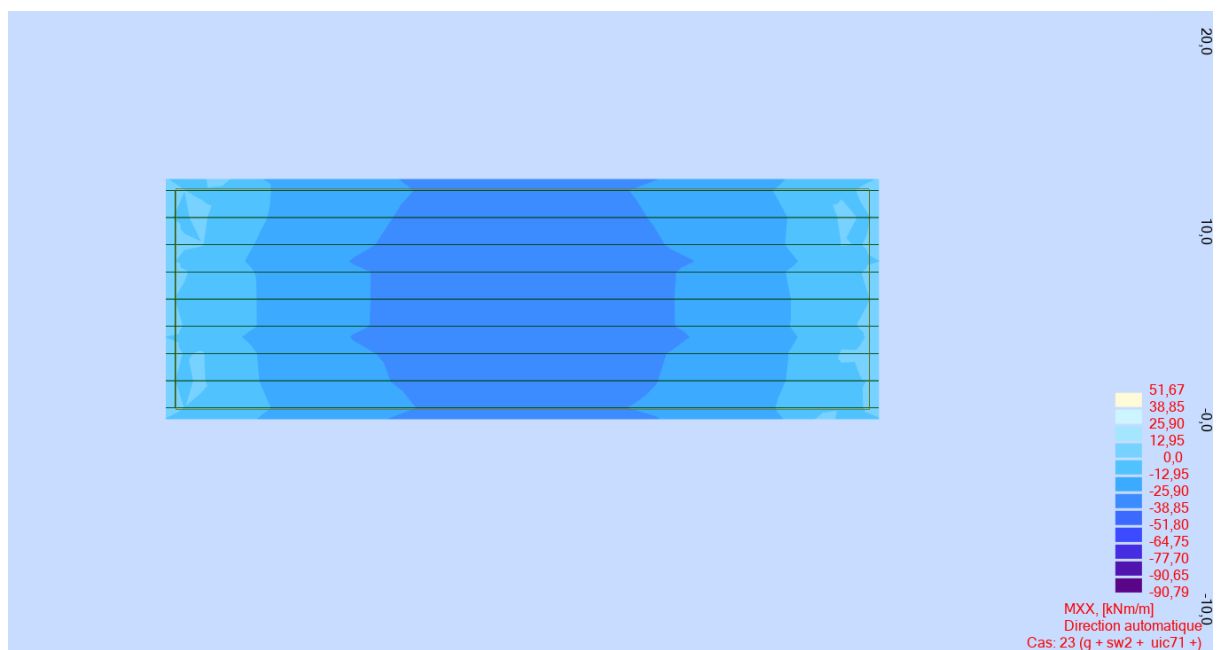


Figure VI.6 : Résultats de M_{xx} obtenus avec la combinaison à l'ELS : $G + \Phi(\text{UIC } 71 + \text{SW}/2) + 0.6T$.

Tableau VI.1 : Récapitulatif des moments fléchissants M_{xx} .

Moment fléchissant M_{xx}	ELU (KN.m)	ELS (KN.m)
Sur appui	69,93	51,67
A mi- travée	-122,74	-90,79

VI.3.2. Ferrailage transversal de la dalle

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

1. Hypothèses :

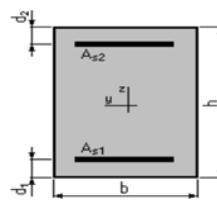
- Béton : $f_{c28} = 40$ MPa
- Acier : $f_e = 500$ MPa
- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Calcul suivant BAEL 91 mod 99

2. Section

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$h = 30 \text{ cm}$$

$$d_1 = 5 \text{ cm } d_2 = 5 \text{ cm}$$

**3. Moments appliqués****Tableau VI.2 : Moments appliqués.**

l'état	Mmax (KN.m)	Mmin (KN.m)
Etat Limite Ultime (Fondamental)	122,74	-69,93
Etat Limite de Service	90,79	-51,67
Etat limite ultime (Accidentel)	0	0

4. Résultats

Section d'acier $A_{s1} = 16,7 \text{ cm}^2$

Section d'acier $A_{s2}=9,2 \text{ cm}^2$

Ainsi le ferrailage transversal choisie sera :

6HA20 pour la nappe inférieure avec un espacement de 17,6 cm

6HA16 pour la nappe supérieure avec un espacement de 17,6 cm

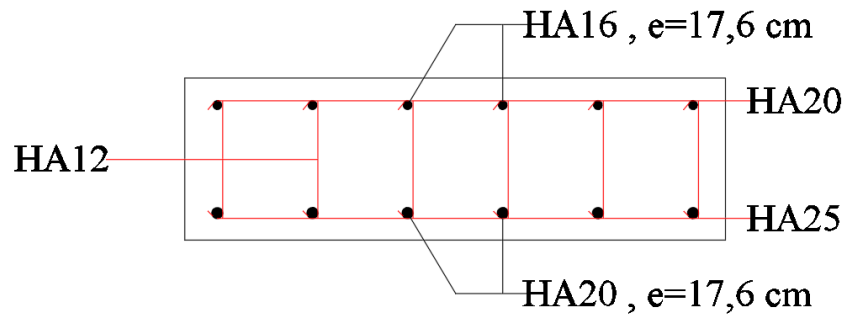


Figure VI.7 : ferrailage transversal de la dalle.

VI.4. FERRAILLAGE SOUS FLEXION LONGITUDINALE

VI.4.1. Évaluation des efforts

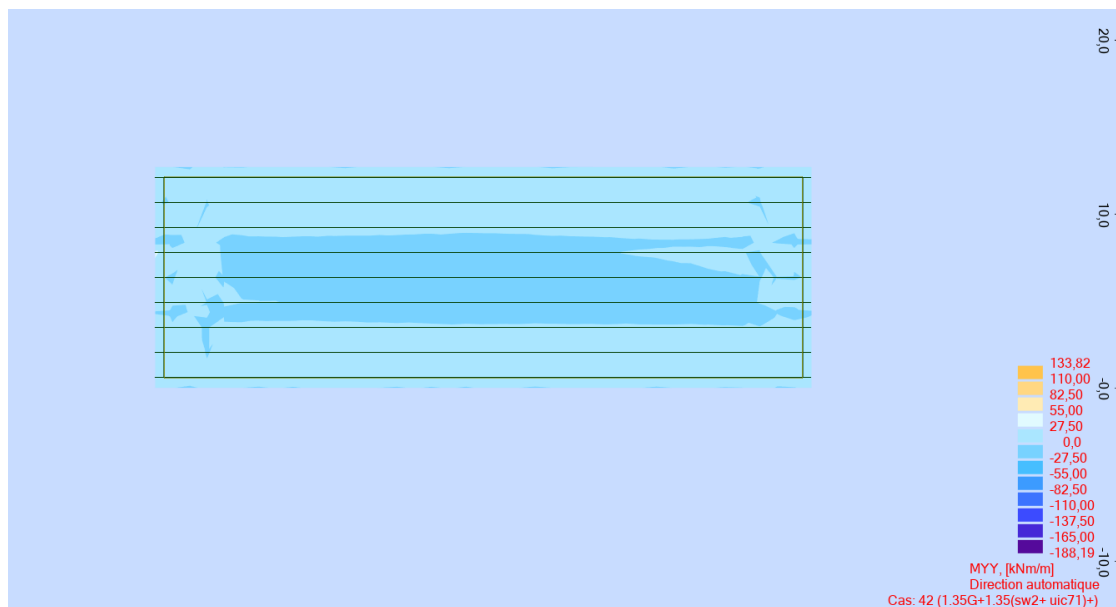


Figure VI.8 : Résultats de M_{yy} obtenus avec la combinaison à l'ELU : $1.35 G + 1.35\Phi(\text{UIC } 71 + \text{SW}/2)+0,9T$.

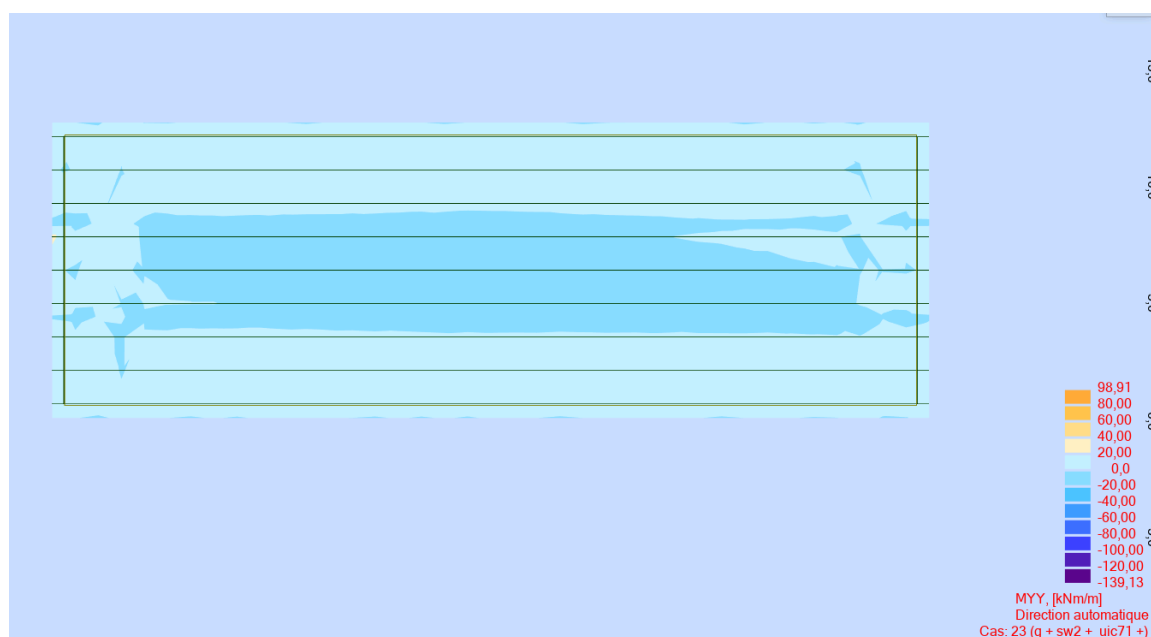


Figure VI.9 : Résultats de Myy obtenus avec la combinaison à l'ELS : $G + \Phi(\text{UIC } 71 + \text{SW}/2) + 0,6T$.

Tableau VI.3 : Récapitulatif des moments fléchissants Myy.

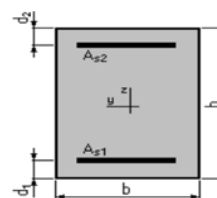
Moment fléchissant Myy	ELU (KN.m)	ELS (KN.m)
Sur appui	133,82	98,91
A mi- travée	-188,19	-139,13

VI.4.2. Ferrailage longitudinale de la dalle

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

5.Hypothèses

- Béton : $f_{c28} = 40 \text{ MPa}$
- Acier : $f_e = 500 \text{ MPa}$
- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Calcul suivant BAEL 91 mod 99



6. Section

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$h = 30 \text{ cm}$$

$$d1 = 5 \text{ cm } d2 = 5 \text{ cm}$$

7. Moments appliqués**Tableau VI.4 : Moments appliqués.**

l'état	Mmax (KN.m)	Mmin (KN.m)
Etat Limite Ultime (Fondamental)	188,19	-133,82
Etat Limite de Service	139,13	-98,91
Etat limite ultime (Accidentel)	0	0

8. Résultats

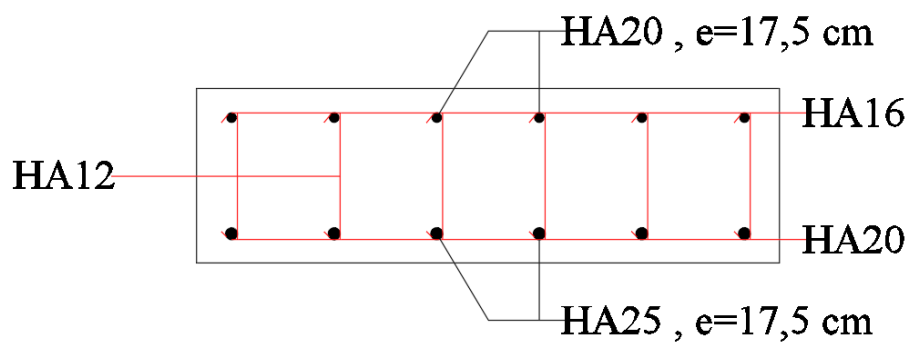
Section d'acier $As1 = 26,3 \text{ cm}^2$

Section d'acier $As2 = 18,3 \text{ cm}^2$

Ainsi le ferrailage transversal choisie sera :

6HA25 pour la nappe inférieure avec un espacement de 17,5 cm

6HA20 pour la nappe supérieure avec un espacement de 17,5 cm

**Figure VI.10 : Ferrailage longitudinale de la dalle**

VI.5. LES ENTRETOISES

Les entretoises sont des poutres transversales, elles jouent un rôle multifonctionnel dans les structures en répartissant les charges, rigidifier la structure dans les deux directions verticales et horizontales et surtout essentielles pour le processus de vérinage du tablier pour le changement des appareils d'appuis lors de la maintenance.

VI.5.1. Principe de ferrailage

Le ferrailage des entretoises sera dimensionné en se basant sur les efforts importants que ces dernières vont répartir aux appuis. Ces efforts dépendent du nombre et de la répartition des vérins, et qui dépendent d'eux mêmes de leur puissance et du poids du tablier à soulever.

VI.5.2. Schématisation statique de l'entretoise d'about

Le remplacement des appareils d'appui s'effectuera à vide, c'est-à-dire sans charge d'exploitation sur le tablier. Dans ce contexte, les vérins devront soulever uniquement la charge permanente du tablier, transmise aux entretoises par l'intermédiaire des poutres.

Le nombre de vérins à utiliser dépend avant tout de la charge totale à soulever. Toutefois, pour réduire les moments fléchissant agissant sur les entretoises, il est recommandé d'augmenter autant que possible le nombre de points de soulèvement. Plus les points de levage sont nombreux, plus la répartition de la charge est équilibrée, ce qui permet de limiter les sollicitations localisées et de préserver l'intégrité de la structure pendant l'opération.

On adopte le schéma statique donnée par la figure suivante :

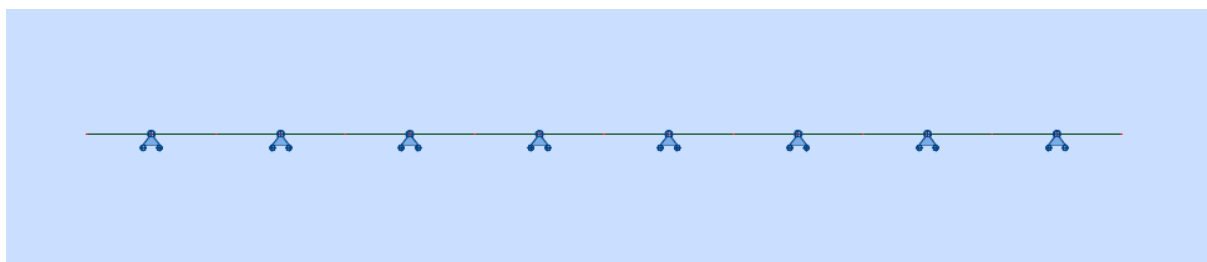


Figure VI.11: Disposition des vérins de levage.

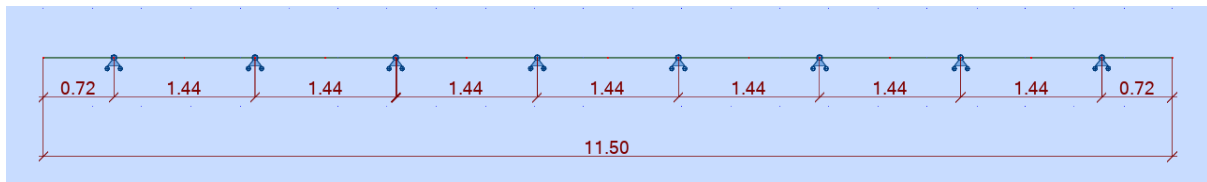


Figure VI.12: Cotations et distances entre les vérins

$P_{superstructure} : Pt - Pentretoise = 17733,1989 - 97,9875 = 17635,2114 \text{ KN}$

$$P_{poutre} = \frac{P_{superstructure}}{2 \times N_{poutre}} = \frac{17635,2114}{2 \times 9} = 979,734 \text{ KN}$$

$$G_{entretroise} = \frac{P_{entretroise}}{2 \times l} = \frac{97,9875}{2 \times 11,5} = 4,26 \text{ KN/ml}$$

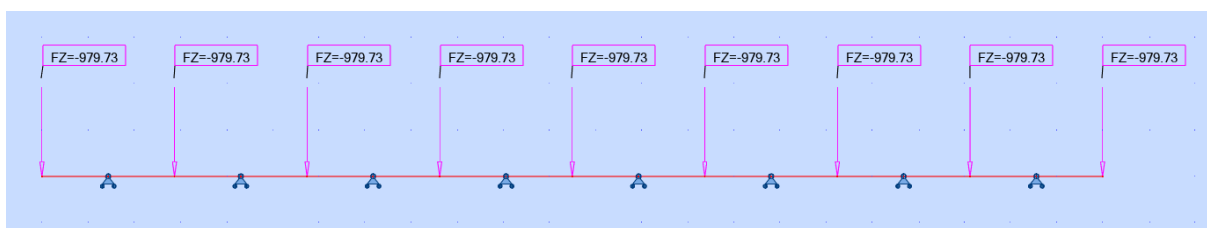


Figure VI.13: Modélisation du poids de la superstructure.

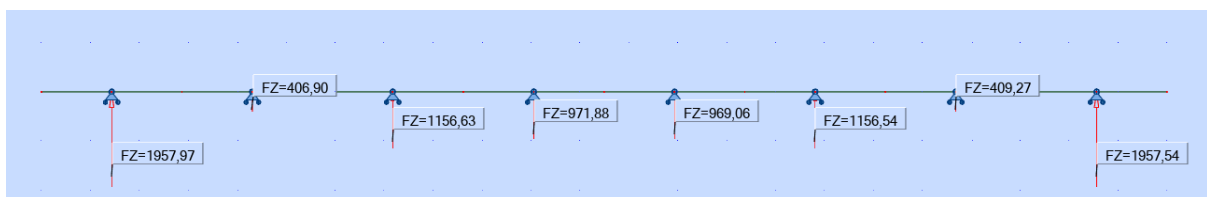


Figure VI.14: Calcul des réactions.

Après la détermination des réactions, on obtient les diagrammes des efforts donnés par les figures suivantes :

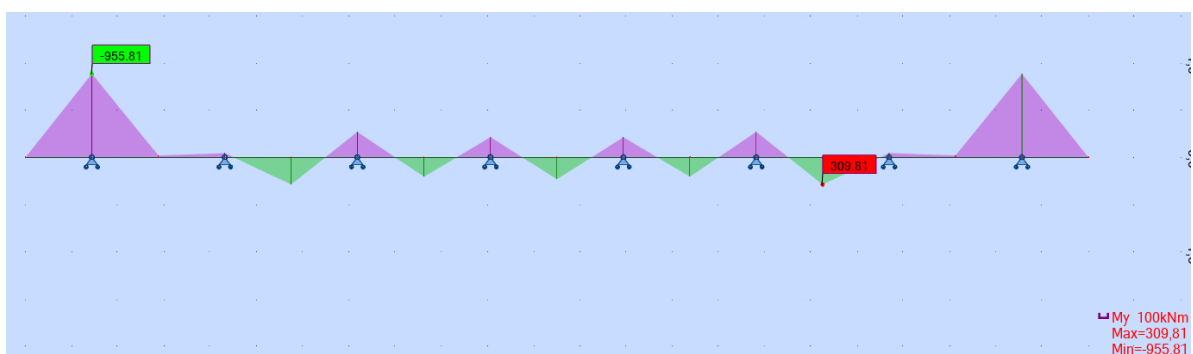


Figure VI.15: Diagramme du moment à l'ELU

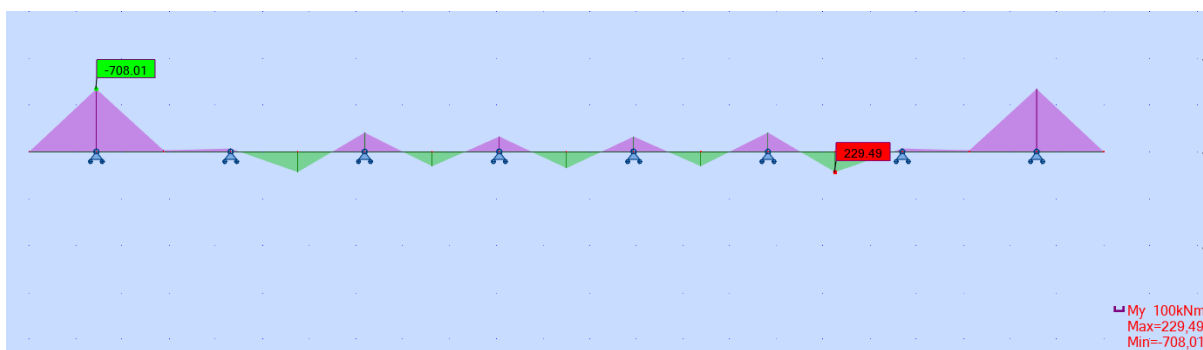


Figure VI.16: Diagramme du moment à l'ELS

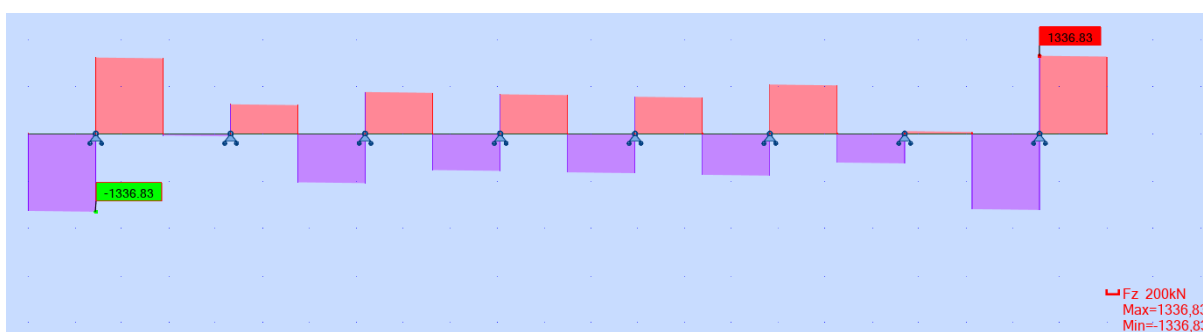


Figure VI.17: Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU

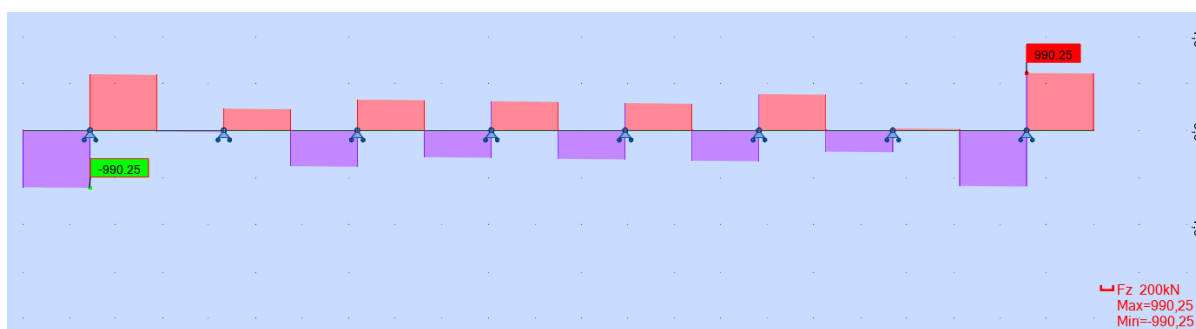


Figure VI.18: Diagramme de l'effort tranchant à l'ELS

VII.5.3.Ferraillage longitudinal

- Sur appui :

A L'ELU: $M_{ult} = -955,81 \text{ KN.m}$

A L'ELS: $M_{ser} = -708,01 \text{ KN.m}$

- A mi-travée

A L'ELU: $M_{ult} = 309,81 \text{ KN.m}$

A L'ELS: $M_{ser} = 229,49 \text{ KN.m}$

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

1. Hypothèses

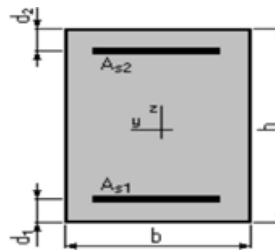
- Béton : $f_{c28} = 40 \text{ MPa}$
- Acier : $f_e = 500 \text{ MPa}$
- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Calcul suivant BAEL 91 mod 99

2. Section

$b = 30 \text{ cm}$

$h = 195 \text{ cm}$

$d_1 = 5 \text{ cm}$ $d_2 = 5 \text{ cm}$



3. Moments appliqués

Tableau VI.5 : Moments appliqués.

l'état	Mmax (KN.m)	Mmin (KN.m)
Etat Limite Ultime (Fondamental)	955,81	-309,81
Etat Limite de Service	708,01	-229,49
Etat limite ultime (Accidentel)	0	0

4. Résultats:

Section d'acier $A_{s1} = 16,1 \text{ cm}^2$

Section d'acier $A_{s2} = 6,7 \text{ cm}^2$

Ainsi le ferrailage transversal choisie sera :

4HA25 pour la nappe inférieure avec un espacement de 17,5 cm

4HA16 pour la nappe supérieure avec un espacement de 17,5 cm

VII.5.4.Ferraillage transversal

Sachant que le cas de fissuration est préjudiciable, on a :

$$\tau_u \leq \overline{\tau_u}$$

On note :

La formule suivante : $\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} = \frac{1,33683}{0,3 \times 0,9 \times 1,95} = 2,58 \text{ MPa}$

De plus :

on note : $\overline{\tau_u} = \min \left\{ \frac{0,15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right\} = \min \left\{ \frac{0,15 \times 40}{1,5}; 4 \text{ MPa} \right\} = 4 \text{ MPa}$

Ainsi : $\tau_u = 2,58 \text{ MPa} \leq \overline{\tau_u} = 4 \text{ MPa}$ alors la condition est vérifiée

On constate que les armatures droites sont suffisantes :

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

Selon le BAEL, l'espacement S_t est déterminé par la condition suivante :

$$S_t \leq \min (0.9d ; 40\text{cm})$$

On trouve que :

$$S_t \leq \min (157,95 \text{ cm}; 40 \text{ cm})$$

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

On prend:

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

Alors:

$$A_t = \frac{30 \times 15 \times 1,15 \times 2,58}{0,9 \times 500} = 2,97 \text{ cm}^2$$

Pourcentage minimal

Il est requis un seuil minimal en pourcentage pour la section d'acier par unité de longueur, défini comme suit :

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \frac{0.4 b_0}{f_e}$$

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{2,97}{15} = 0,198cm \geq \frac{0,4 \times 30}{500} = 0,024cm$$

Donc :

On prend **At = 2,97cm²** soit des cadres HA14 avec un espacement de 15cm.

Armateurs de peau

Aspeau $\geq 3 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ On prend HA12 , e=25 cm

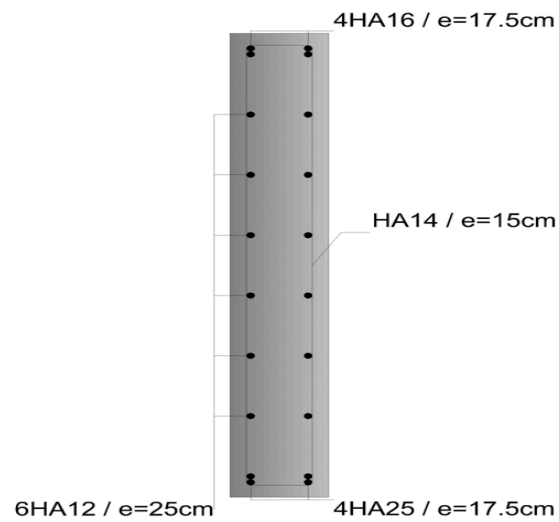


Figure VI.19 : Ferrailage de l'entretoise.

CHAPITRE VII : ETUDE SISMIQUE

VII.1.INTRODUCTION

Les séismes font partie des catastrophes naturelles qui ont exercé une grande fascination sur l'humanité. Ils sont responsables de la destruction de villes entières, causent la mort de millions de personnes et engendrent souvent des conséquences économiques désastreuses pour les pays touchés. Cela constitue un défi majeur pour les spécialistes du génie parasismique ainsi que pour les ingénieurs en travaux publics et en génie civil, qui doivent concevoir des ponts, des bâtiments et des barrages capables de résister aux forces destructrices générées par les tremblements de terre.

L'effet dynamique d'un séisme sur les ouvrages d'art peut être important dans certaines situations. Toutefois, notre ouvrage est situé en **Zone I (sismicité faible)**, où le risque sismique demeure relativement limité par rapport aux régions à forte activité sismique. Néanmoins, l'étude du comportement de l'ouvrage vis-à-vis des sollicitations sismiques reste nécessaire afin de vérifier sa sécurité et de garantir sa conformité aux exigences réglementaires en vigueur.

VII.2.CARACTÉRISTIQUES DE L'OUVRAGE RELATIVES À L'ÉTUDE SISMIQUE

D'après le RPOA 2008 les caractéristiques relatives à notre ouvrage sont comme suit :

- Le présent pont est de 1er groupe.
- Le sol est de catégorie S2 (site ferme).
- L'ouvrage est classé en zone I.
- L'accélération de zone A = 0.15.

VII.3.ANALYSE SISMIQUE

Pour l'étude sismique, le règlement R.P.O.A proposé deux (2) méthodes d'analyses :

- L'analyse monomodale
- L'analyse spectre de réponse

VII.3.1.Analyse monomodale spectrale

Nous allons passer par des conditions a vérifiées cette méthode pour notre ouvrage

VII.3.1.1.Mode totale mise en mouvement par le mode fondamental

La masse modale (masse totale mise en mouvement par le mode fondamental) doit être supérieure à 70% de la masse totale de la structure, y compris la masse des appuis en élévation autrement dit, la masse des piles MP doit être inférieur à 43% ($M_{\text{Pile}} \leq 0.43 M_{\text{Tablier}}$) de la masse du tablier (selon RPOA).

VII.3.1.2. Application numérique

La masse du tablier :

$$M_{\text{tablier}} = 230\,531,58 \text{ KN}$$

$$0.43 \times M_{\text{tablier}} = 99\,128,5794 \text{ KN}$$

La masse de la pile :

$$M_{\text{pile}} = M_{\text{chevêtre}} \times 3M_{\text{fut}}$$

$$M_{\text{pile}} = S_{\text{chevêtre}} \times L_{\text{chevêtre}} \times \gamma_b + 3 \times S_{\text{fut}} \times L_{\text{fut}} \times \gamma_b$$

$$M_{\text{pile}} = 31\,211,77 \text{ KN}$$

On : $M_{\text{pile}} = 31\,211,77 \text{ KN} \leq 0.43 \times M_{\text{tablier}} = 99\,128,5794 \text{ KN}$ donc la condition est vérifiée

VII.3.2. Méthode de spectre de réponse

Pour faire notre calcul multimodal, on a 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.

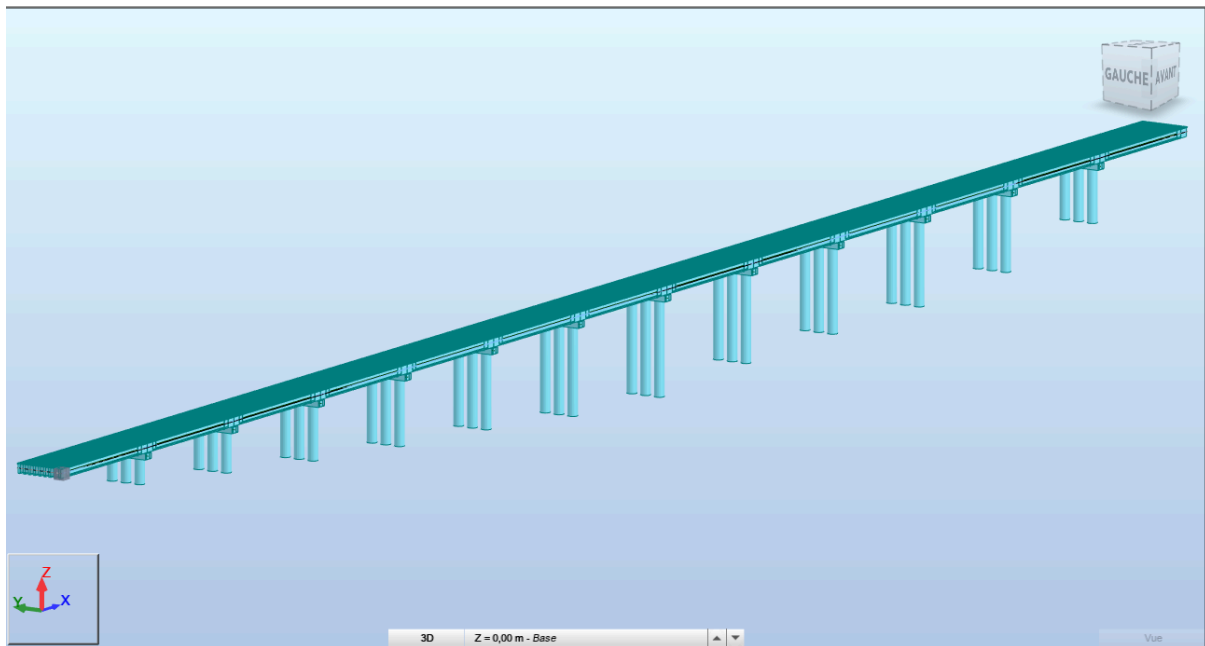


Figure VII.1 : Modèle de calcul multimodal

VII.3.2.1. Domaine d'application

L'analyse par spectre de réponse est une analyse élastique des réponses dynamiques maximales de tous les modes significatifs de la structure la méthode se base sur une calcul dynamique multimodale et tient compte de façon statique des déplacements .

VII.3.3. Analyse modale et résultats de calcul après

Tableau VII.1. Le résultat de mode propre (ANNEXE D)

Mode	Fréquence	Période	Participation modale UX(	Participation modale UY
1	0,61	1,64	44,21	0,00
2	0,67	1,49	1,97	0,00
3	0,72	1,39	17,00	0,00
4	0,76	1.32	0,63	0,01
5	0,79	1.26	0,00	9,88

on obtiendra :

Une période $T = 1.64s$ dans le sens longitudinal avec une participation de : **44,21%** de la masse modale. Modélisation dans cette figure

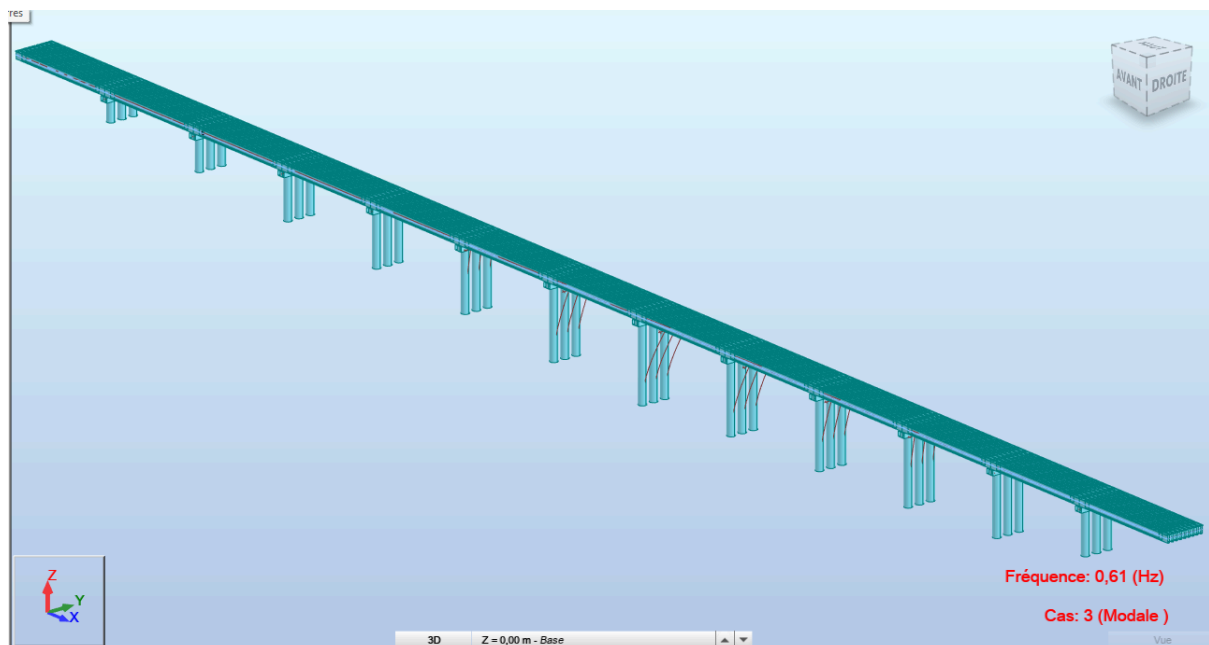


Figure VII.2. Fréquence de sens longitudinal.

Une période $T = 1,26 s$ dans le sens transversal avec une participation de **9,88 %** de la masse modale, Modélisation dans cette figure :

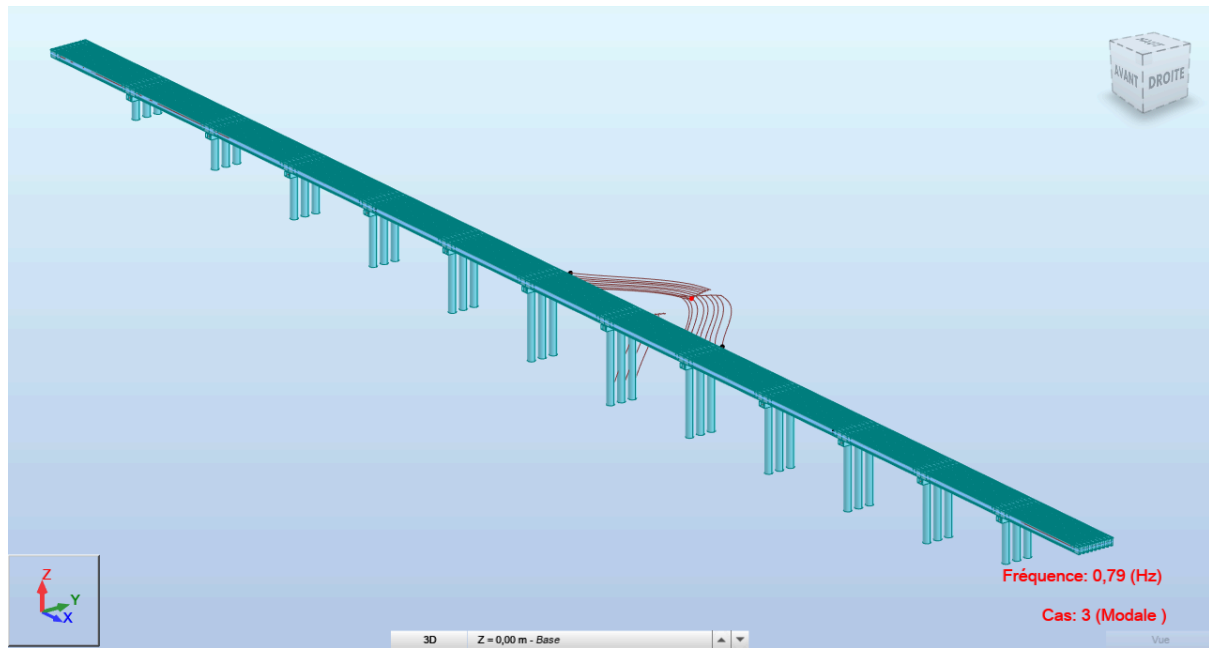


Figure VII.3. Fréquence de sens transversal.

VII.3.4. Analyse spectrale et résultats de calcul

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

VII.3.4.1. Spectre de réponse de la composante horizontale

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

Avec :

g : accélération de la pesanteur (=9,81m/s²)

T1, T2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site (T1, T2) = f (S2) = (0.15 ; 0.40)

S : coefficient de site

A : coefficient d'accélération de zone A= 0,15

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

ξ : taux d'amortissement ξ=5%

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

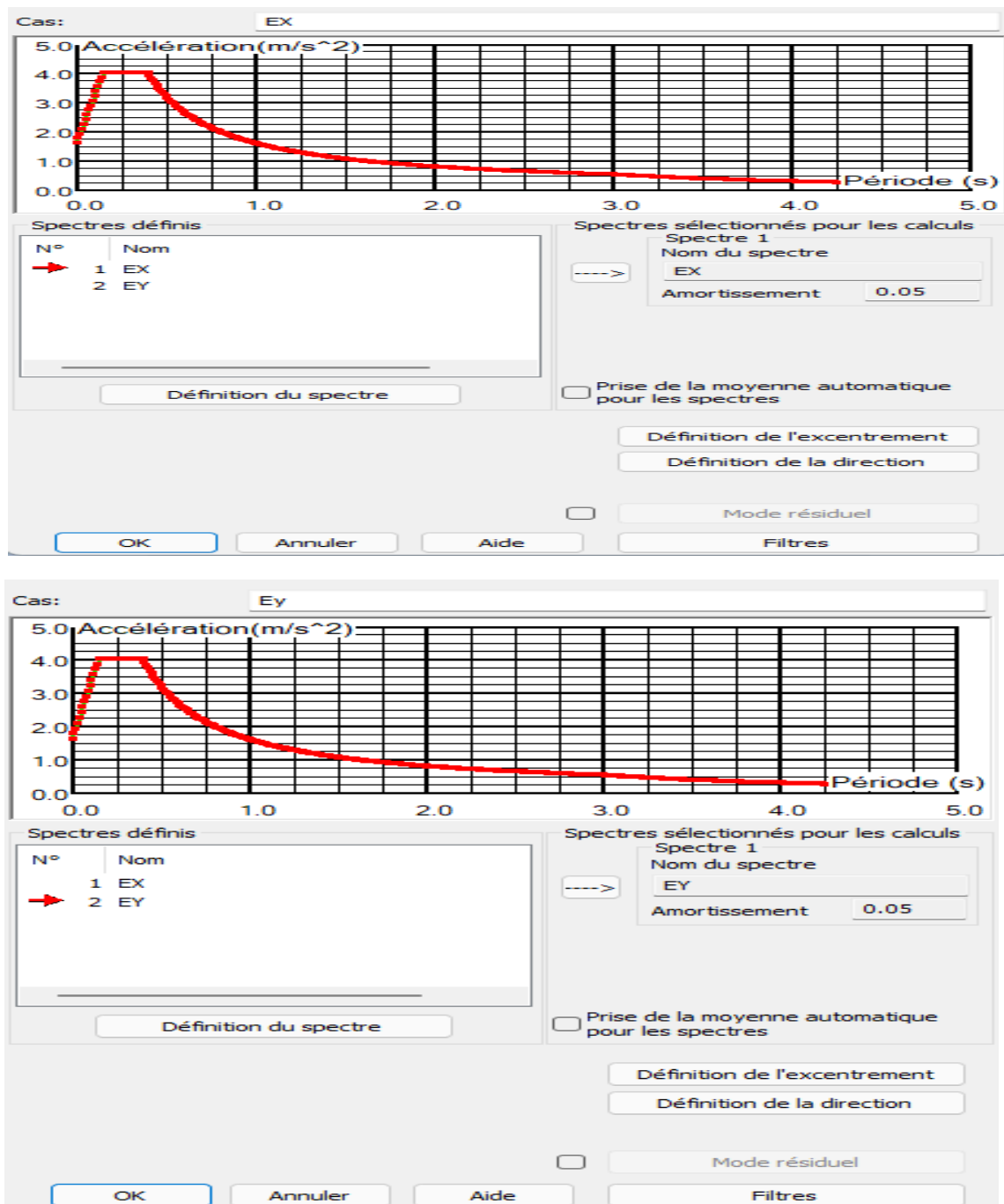


Figure VII.4 : Spectre de réponse élastique Sae (T) - composantes horizontaux

VII.3.5. Combinaison des composantes de l'action sismiques

Selon le RPOA, une combinaison des forces sismiques orthogonales est employée pour tenir compte de l'incertitude directionnelle du séisme. Cette combinaison nous donne l'effet probable de l'action sismique maximale dû à l'apparition simultanée des actions sismiques le long des axes horizontaux X et Y et de l'axe vertical Z :

$$E = \begin{cases} E_1 = E_x \pm 0,3E_y \pm 0,3E_z \\ E_2 = E_y \pm 0,3E_x \pm 0,3E_z \\ E_3 = E_z \pm 0,3E_x \pm 0,3E_y \end{cases}$$

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

Tableau VII.2. Le résultat d'analyse spectrale (ANNEXE D)

Sens de séisme	Déplacement maximal	Sollicitations à la base de La Pile
Longitudinal	10,1 cm	$F_x=2\,500,33\text{ KN}$ $F_y=873,76\text{ KN}$ $F_z=2\,475,48\text{ KN}$ $M_x=11\,385,32\text{ KN.m}$ $M_y=60\,207,69\text{ KN.m}$
Transversal	7,7 cm	$F_x=761,06\text{ KN}$ $F_y=2\,904,15\text{ KN}$ $F_z=8\,227,78\text{ KN}$ $M_x=37\,841,64\text{ KN.m}$ $M_y=18\,325,64\text{ KN.m}$

CHAPITRE VIII : EQUIPEMENTS DE PONT

VIII.1. INTRODUCTION

Les équipements du pont sont un ensemble de dispositifs de conception, ces composants garantissent le bon fonctionnement de l'ouvrage et assurent la sécurité des usagers. En effet, les équipements du pont jouent un rôle essentiel en permettant à celui-ci de remplir efficacement sa fonction principale. On va étudier les appareils d'appui du pont.

VIII.2. APPAREIL D'APPUI

Un appareil d'appui de pont est un dispositif de l'ouvrage placé entre le tablier et les appuis, dont le rôle est de transmettre les actions verticales dues aux différentes charges.

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

On utilise les appareils d'appui du type B, ils comportent $n+1$ frettes métalliques et n feuillets d'élastomère d'épaisseur constante, ils sont enrobés sur leur périphérie d'une épaisseur d'élastomère d'au moins 4 millimètres et sur les faces supérieures et inférieures d'un demi-feuillet $e = t_i / 2$

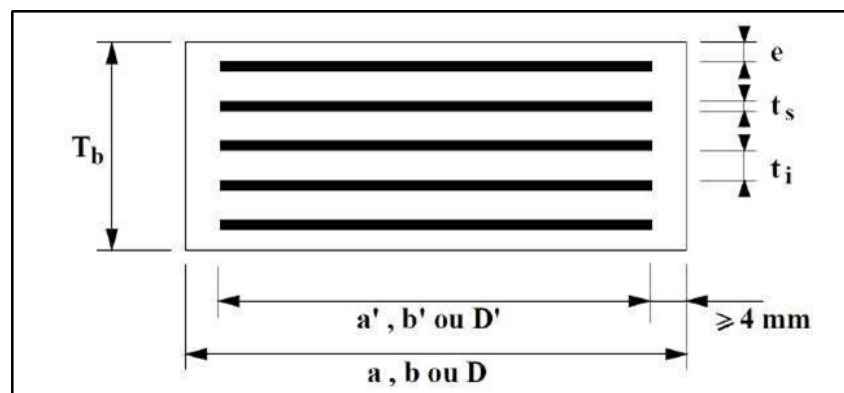


Figure VIII.1 : Définition géométrique d'un appareil d'appui

a (a') : dimension de l'élastomère (de frette) dans la direction longitudinale du pont.

b (b') : dimension de l'élastomère (de frette) dans la direction transversale ($a \leq b$).

t_i : épaisseur nominale d'un feuillet élémentaire d'élastomère.

t_s : épaisseur d'une frette élémentaire.

T_b : épaisseur nominale totale de l'appareil d'appui ; $T_b = n (t_i + t_s) + t_s + 2 e$.

T_e : épaisseur nominale totale d'élastomère ; $T_e = n t_i + 2 e$.

T_q : épaisseur initiale totale moyenne d'élastomère en cisaillement ; $T_q = n t_i + 2 e$.

n : nombre de feuillets élémentaires d'élastomère.

e : enrobage.

VIII.2.2. Dimensionnement des appareils d'appui

VIII.2.2.1. Dimensionnement en plan des appareils d'appui

La section est dimensionnée pour que la contrainte verticale soit comprise entre 3 MPa (Condition de non-cheminement) et 20 Mpa (Condition de non-écrasement). Sous sollicitation maximale en service.

$$3 \text{ MPa} \leq \frac{F_{zG \min}}{a \times b} \text{ et } \frac{F_z}{a \times b} \leq 20 \text{ MPa}$$

$F_{zG \min}$: Réaction verticale minimale sous charges permanentes .

F_z : Réaction d'appui maximale à l'ELU.

On a :

$$F_{zG \min} = 1,02335 \text{ MN}$$

$$F_z = 1,45585 \text{ MN}$$

Donc :

$$0.0727925 \text{ m}^2 \leq a \times b \leq 0,341117 \text{ m}^2$$

On prend :

$$B = a \times b = 0.200 \text{ m}^2$$

Et :

$$a = 400 \text{ mm}$$

$$b = 500 \text{ mm}$$

$$e = 5 \text{ mm} \times 2 \text{ d'enrobage}$$

Donc

$$a' = 390 \text{ mm}$$

$$b' = 490 \text{ mm}$$

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

Respectant la condition de non-flambement : $\frac{b}{10} \leq T \leq \frac{b}{5}$ (b : plus grand côté)

Donc: $50\text{mm} \leq T \leq 100\text{mm}$

VIII.2.2.3. Dimensionnement des frettes

On vérifie la contrainte de traction dans les frettes :

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

Avec:

$$\beta: (\text{Coefficient de forme}) = \frac{a \times b}{2 \times G(a + b)} \quad \sigma_m = \frac{N_{\max}}{a \times b} \quad \sigma_e = 235 \text{ kg/mm}^2$$

Et pour : $G=1,2 \text{ MPa}$ (Module de calcul du Caoutchouc selon RPOA)

On obtient :

$$\sigma_m = 7,28 \text{ MPa}, \beta = 9,26, t_s \geq 1,34 \text{ mm}$$

On prend: $t_s=4\text{mm}$

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

Tableau VIII.1 : Dimensionnement en plan des appareils d'appui (ANNEXE C).

a (mm)	b (mm)	A (cm ²)	A' (cm ²)	t _i (mm)	t _s (mm)	n	e (mm)	T _e (mm)	T _b (mm)
400	500	2000	1911	10	4	6	5	70	98

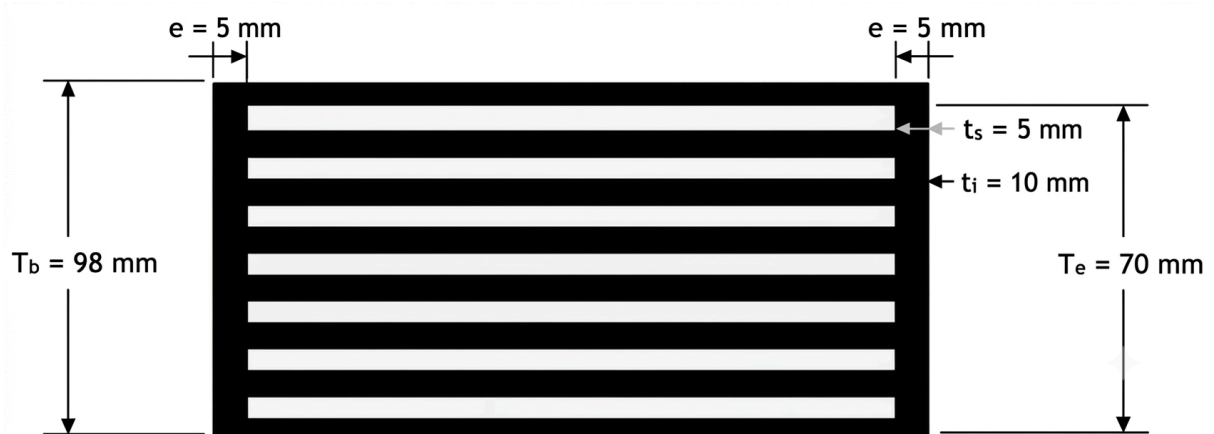


Figure VIII.2 : Dimensions de l'appareil d'appui.

VIII.2.3. Vérification des appareils d'appui**VIII.2.3.1. La condition de non-cheminement**

$$\sigma_{min} = \frac{F_{zGmin}}{a \times b} \Rightarrow \sigma_{min} = \frac{1,02335}{0,4 \times 0,5} = 5,12 \text{ MPa} \geq 3 \text{ MPa} \text{ alors la condition est vérifiée}$$

VIII.2.3.2. Résistance à la compression

$$\sigma_m = \frac{F_z}{a \times b} \Rightarrow \sigma_m = \frac{1,45585}{0,4 \times 0,5} = 7,28 \text{ MPa} \leq 20 \text{ MPa} \text{ alors la condition est vérifiée}$$

VIII.2.3.3. Sécurité au flambement

On doit vérifier : $\gamma_s \times P_u \leq P_c$

Avec :

γ_s : coefficient partiel de sécurité = 3

P_u : valeur maximale des charges verticales sous les combinaisons d'état limite ultime

P_c : La charge critique de l'appareil d'appui s'obtient par la formule :

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

Avec :

B : aire nominale en plan de l'appui ($B = a \times b$)

d : somme d'une épaisseur de frette et d'une épaisseur d'élastomère

h : hauteur totale de l'appareil d'appui.

G : module de cisaillement

S : facteur de forme (rapport de l'aire nominale en plan à la surface extérieure d'un feuillet).

$$P_c = \frac{4 \times 1,2 \times 0,2 \times 0,014 \times 11,11^2}{0,098} \Rightarrow P_c = 16,93 \text{ MN}$$

$$P_u = 1,45585 \text{ MN}$$

$\gamma_s \times P_u = 3 \times 1,45585 = 4,37 \text{ MN} \leq P_c = 16,93 \text{ MN}$ alors la condition est vérifiée

VIII.2.3.4. Limitation de la distorsion

La distorsion $\delta = \tan(\gamma)$, rapport du déplacement horizontal à la hauteur totale d'élastomère doit être limitée aux valeurs suivantes :

$$0,7 + 4(\delta_0 - 0,7)(0,25 - P) \text{ Si } P = \frac{P_u}{P_c} \leq 0,25$$

$$1,4(1 - 2P) \text{ Si } P = \frac{P_u}{P_c} > 0,25$$

tels que : $0,7 < \delta_0 < 2$: rapport entre le petit côté de l'appareil et la hauteur totale d'élastomère

$$P = \frac{1,45585}{16,93} = 0,086 \leq 0,25$$

$$\delta_0 = \frac{400}{98} = 4,08 \Rightarrow \text{on prend } \delta_0 = 2$$

$$\delta_c = 0,7 + 4(2 - 0,7)(0,25 - 0,086) = 1,55$$

$$\delta = \frac{\gamma}{T_b} \text{ avec } \gamma = G + P + E + 0,4\Delta T + D + \psi Q$$

$$\delta = \frac{38,999}{98} \Rightarrow \delta = 0,398$$

$\delta = 0,398 \leq \delta_c = 1,55$ alors la condition est vérifiée

VIII.2.3.5. 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, $f = 0,1 + 0,6/\sigma_m$

$$N = NG + NE + 0,4NT + 0,3NQ$$

$$N = 509,78 + 211,20 + 0,4 \times 649,85 + 0,3 \times 61,32 \Rightarrow N = 1017,316 \text{ KN}$$

$$H = HG + HE + 0,4HT + 0,3HQ$$

$$H = 0 + 140,81 + 0,4 \times 36,42 + 0,3 \times 27,37 \Rightarrow H = 163,59 \text{ KN}$$

$$\sigma_m = N/a \times b = 1017,316/0,4 \times 0,5 \Rightarrow \sigma_m = 5,09 \text{ MPa}$$

$$f = 0,1 + 0,6/5,09 \Rightarrow f = 0,22$$

$$H = 163,59 \text{ KN} < f \times N = 0,22 \times 1017,316 = 223,81 \text{ KN (condition vérifiée)}$$

VIII.3. DES D'APPUIS

Le dé d'appui permet de diffuser les charges localisées provenant directement du tablier qui peut provoquer des fissures.

VIII.3.1. Dimensions des dés d'appuis

Les dimensions seront choisies de façon à inclure les appareils d'appui, on choisit les dimensions suivantes :

$$a_1 = a + \frac{h}{2} \text{ et } b_1 = b + \frac{h}{2}$$

$$\text{avec : } h \geq \frac{a \times b}{a + b} = \frac{0,4 \times 0,5}{0,4 + 0,5} = 0,22 \text{ m soit : } h = 0,4 \text{ m}$$

$$a_1 = 0,4 + \frac{0,4}{2} \Rightarrow a_1 = 0,6 \text{ m}$$

$$b_1 = 0,5 + \frac{0,4}{2} \Rightarrow b_1 = 0,7 \text{ m}$$

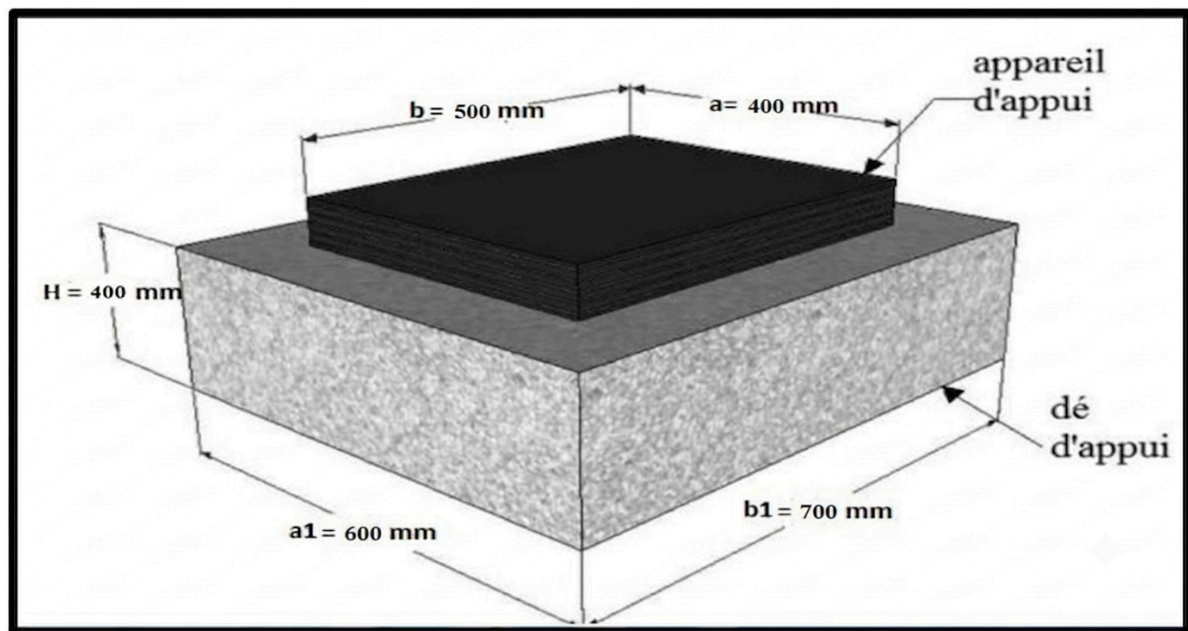


Figure VIII.3 : Dimension de l'appareille d'appui et dés d'appui.

VIII.3.2. Ferrailage de dés d'appuis**VIII.3.2.1. Armature de chainage**

La section calculée doit reprendre un effort de 0.25 Rmax

$$A_c = \frac{0,25 \times R_{max}}{\sigma_s} = \frac{0,25 \times 2,32721}{434,78} = 13,38 \text{ cm}^2 \text{ alors on choisit } 9HA14$$

VIII.3.2.2. Armatures de profondeur

Pour limiter la propagation d'éventuelles fissures, on dispose des armatures. La section calculée doit reprendre un effort de : 0.125 Rmax.

$$A_p = \frac{0,125 \times R_{max}}{\sigma_s} = \frac{0,125 \times 2,32721}{434,78} = 6,69 \text{ cm}^2 \text{ alors on choisit } 5HA14$$

VIII.3.2.3. Armature de diffusion**Ferrailage de surface (frettes sup)**

Ce sont des armatures capables de reprendre : 4% Rmax

$$A_s = \frac{0,04 \times R_{max}}{\sigma_s} = \frac{0,04 \times 2,32721}{434,78} = 2,14 \text{ cm}^2 \text{ alors on choisit } 5HA8$$

Ferrailage inférieur ou d'éclatement « frettes inf. »

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

$$A_i = \frac{0,1 \times R_{max}}{\sigma_s} = \frac{0,1 \times 2,32721}{434,78} = 5,35 \text{ cm}^2 \text{ alors on choisit } 11HA8$$

VIII.4. JOINT DE BALLAST

Le joint de ballast est un équipement placé à la coupure entre un ouvrage d'art et sa voie d'accès ou entre deux parties indépendantes d'un même ouvrage, donc il assure la continuité de l'ouvrage et il permet la dilatation du tablier. Cette dernière limite les effets des déformations sous les charges d'exploitation, le retrait, le fluage et l'effet de la température. Le joint de ballast doit satisfaire certaines exigences comme l'esthétique, la résistance, il doit aussi assurer la continuité de l'étanchéité.



Figure VIII.4 : joint de ballast

VIII.4.1. Calcul du souffle des joints

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.

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

$$W_D = (\epsilon_r + \epsilon_f) \times l_0 = (3,5 \times 10^{-4} + 2 \times 10^{-4}) \times \frac{36,7}{2} = 1,01 \text{ cm}$$

$$\text{WT : souffle thermique. } W_T = \alpha \times l_0 \times \Delta t = 9,9 \times 10^{-6} \times \frac{36,7}{2} \times 35 = 0,64 \text{ cm}$$

$$\text{WS : le souffle sismique. } W_s = 10,1 \text{ cm}$$

$$W = 0,4 \times 0,64 + \frac{10,1}{3} + 1,01 \Rightarrow W = 4,63 \text{ cm}$$

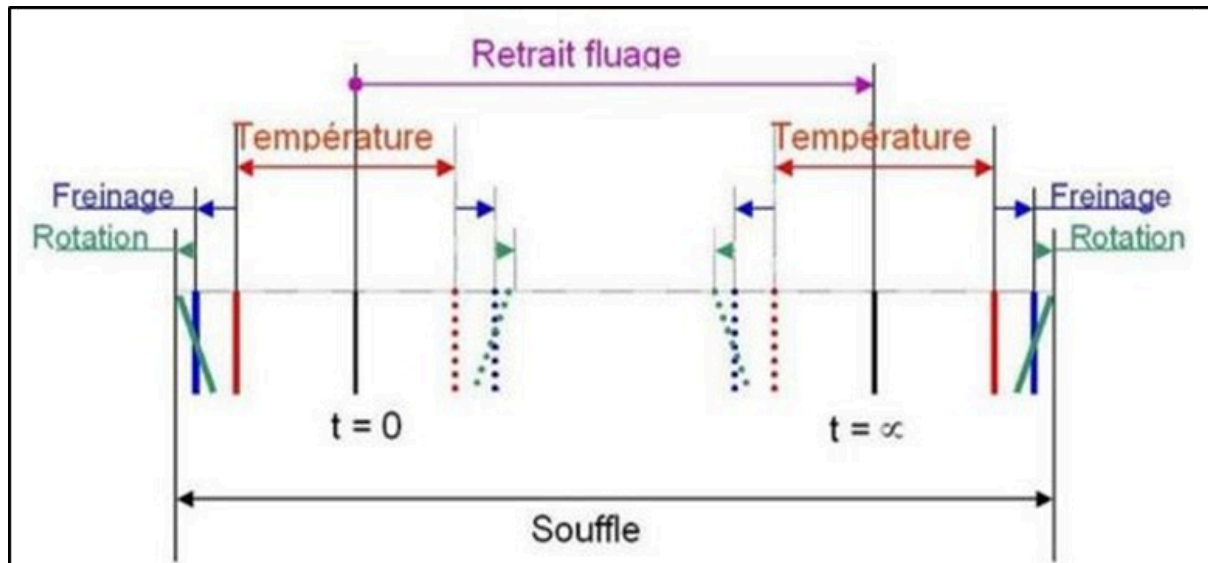


Figure VIII.5 : Décomposition des souffles

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

VIII.4.2. Le joint garde ballast

Le joint garde-ballast est un dispositif de dilatation utilisé sur les ouvrages ferroviaires de grande longueur. Il permet d'absorber des mouvements admissibles de l'ordre de 0 à 350 mm dans le sens longitudinal, et de ± 20 mm dans le sens vertical.

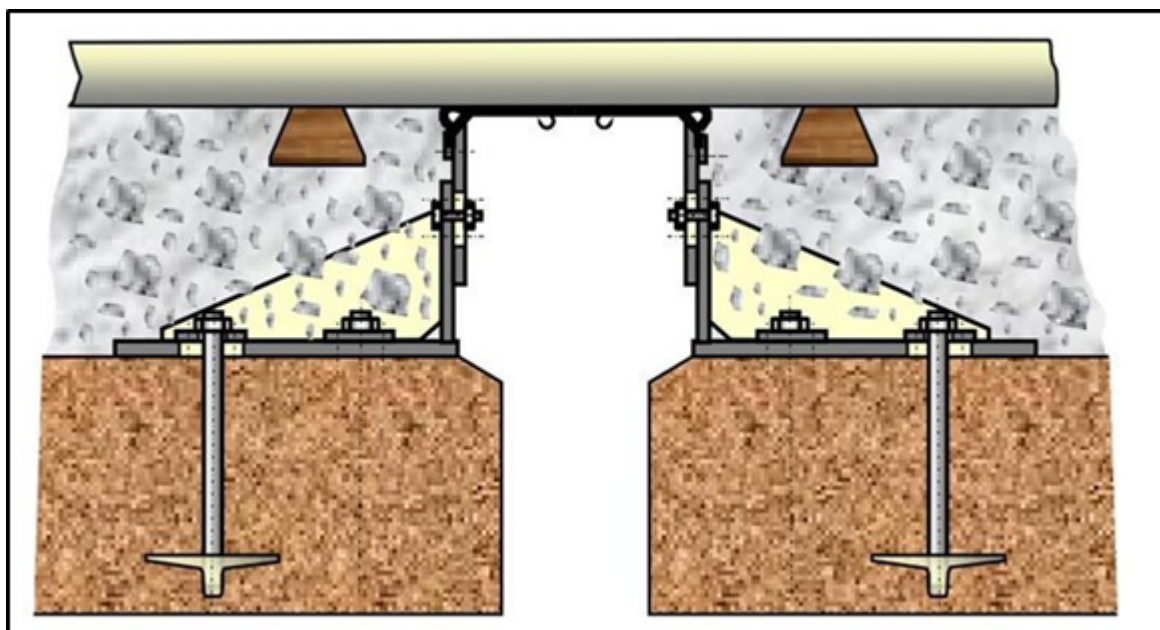


Figure VIII.6 : Joint garde ballast.

CHAPITRE IX : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

IX.1. INTRODUCTION

Avant de s'intéresser à la structure elle-même, il est indispensable de bien comprendre ce qui se passe en dessous : l'infrastructure d'un ouvrage, c'est littéralement ce qui le maintient debout. Son rôle premier est d'acheminer toutes les charges qu'elles soient permanentes ou variables jusqu'au sol, via les fondations. Sans cette base solide, rien de ce qui se trouve au-dessus ne pourrait tenir dans le temps.

Dans ce chapitre, nous allons parcourir les différentes étapes du dimensionnement des piles et des culées du pont ferroviaire étudié. Ces éléments sont en première ligne face aux efforts que génère le trafic ferroviaire : les vibrations, les chocs au freinage, les effets du vent, ou encore les mouvements du terrain. Les concevoir correctement n'est pas une simple formalité c'est une exigence de sécurité, de durabilité et de bon comportement structural sur le long terme.

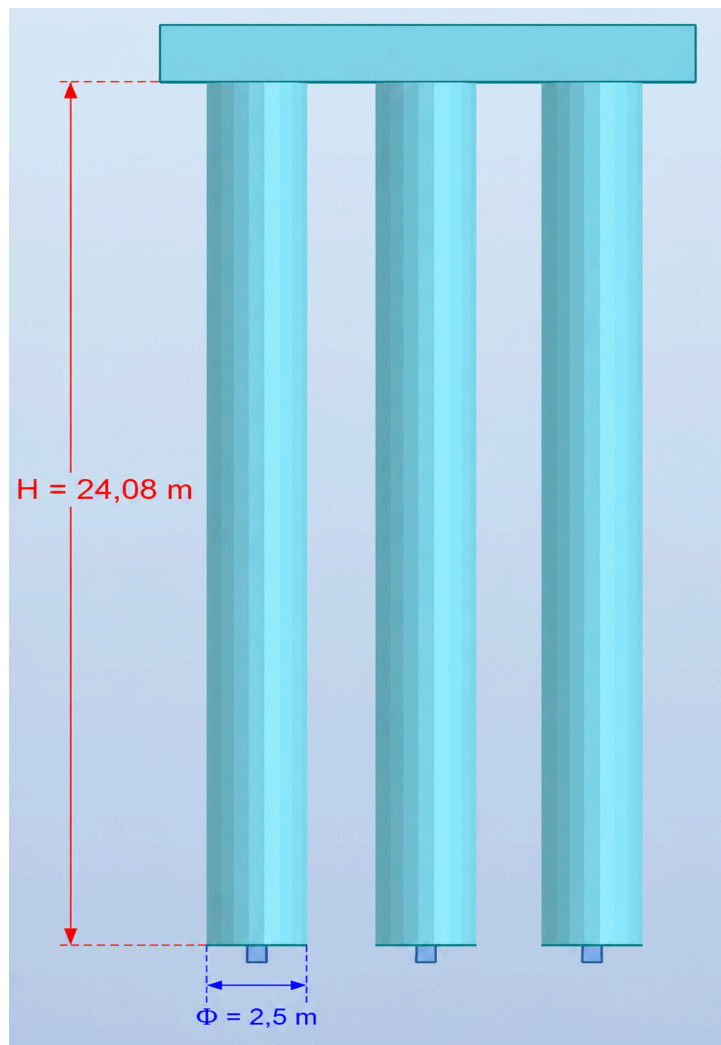


Figure IX.1 : Modélisation de la pile

IX.2. ETUDE DE LA PILE

La pile est un appui intermédiaire qui fait le lien entre le tablier et le sol. Elle a pour rôle principal de transmettre les charges de la structure jusqu'aux fondations, de façon stable et durable, quelle que soit la situation.

Elle est composée de trois parties :

- Le chevêtre, qui reçoit et répartit les charges venant du tablier,
- Le fût, qui transmet ces charges vers le bas.
- La semelle, qui assure la liaison avec les fondations, généralement des pieux.

La pile est soumise à deux types d'efforts :

- Des efforts verticaux : son propre poids, le poids du tablier et les surcharges liées au trafic ferroviaire,
- Des efforts horizontaux : le freinage des trains, la dilatation thermique, le retrait et le fluage du béton, ainsi que les séismes.

Au-delà de son rôle structurel, la pile contribue à la fiabilité et à la sécurité de l'ensemble de l'ouvrage. Bien dimensionnée, elle garantit un fonctionnement optimal du pont sur le long terme.

IX.2.1. Evaluation des Efforts Agissant sur la Pile

La pile est soumise à différentes charges permanentes et d'exploitation, qui se traduisent par des efforts verticaux, horizontaux et des moments. Pour son analyse structurelle, elle est modélisée comme une console encastrée à sa base.

L'étude portera sur la pile P07 ($\Phi=2,5$ m et $H=24,08$ m), qui est la plus haute de l'ouvrage et représente donc le cas le plus défavorable. Son dimensionnement vise à assurer la sécurité, la stabilité et la durabilité du pont ferroviaire.

Les combinaisons de charges à l'ELU, l'ELS et l'ELA ont été calculées à l'aide du logiciel Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2019.

Tableau IX.1 : Combinaisons de charge (ANNEXE D)

L'état	Combinaisons	N (KN)	My (KN.m)	Mz (KN.m)	V(KN)
ELU	1,35G+1,35 Φ (UIC71+SW2)+1,01(F&D)+0,9T	13929,66	3970,13	16,08	208,89
ELS	G+ Φ (UIC71+SW2)+0,75(F&D)+0,6T	10360,95	2749,48	11,46	144,94
ELA	G+E+0,4T+0,3Q	11244,36	18484,44	49,24	811,66

N : Effort normal.

My , Mz : moment de flexion.

Le ferrailage du fût va être établie selon la combinaison la plus défavorable : ELA .

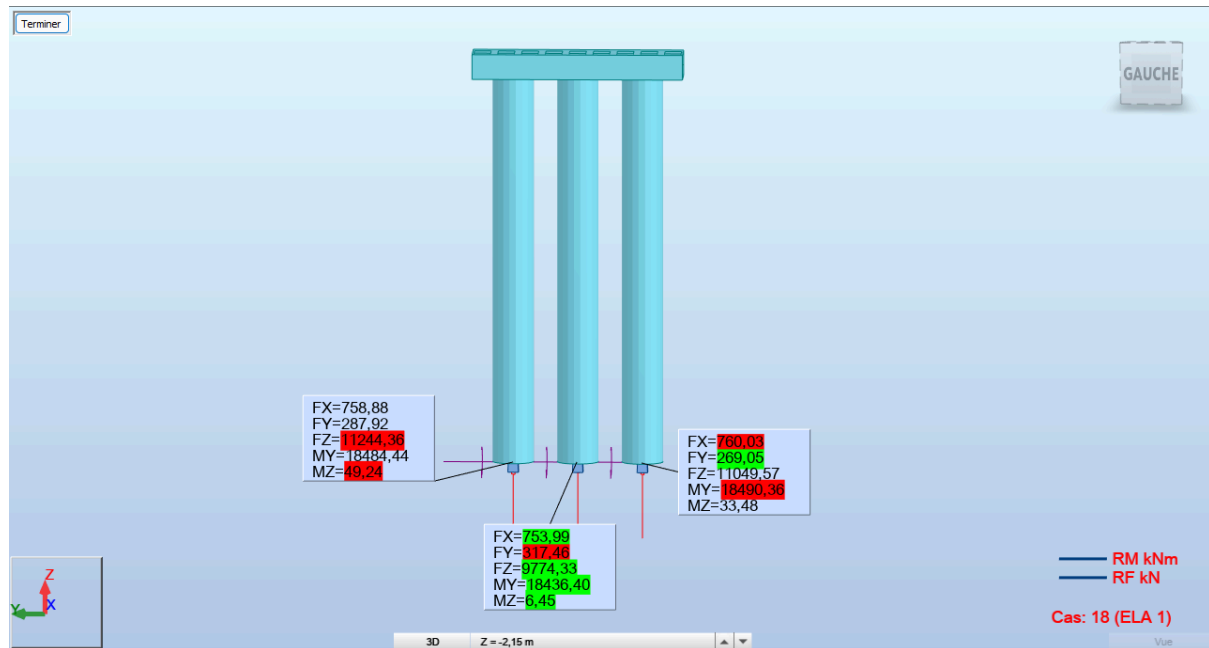


Figure IX.2 : Les efforts maximaux des fûts à l'ELA.

IX.2.2. Vérification du flambement des fûts

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

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

L_f : représente la longueur de flambement

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

$$i = i_x = i_y \Rightarrow i = \sqrt{\frac{I}{S}} = \sqrt{\frac{30,6796}{19,6350}} \Rightarrow i = 1,25 \text{ m}$$

$$L_f = 0,7L_0 = 0,7 \times 24,08 \Rightarrow L_f = 16,856 \text{ m}$$

$$\lambda = \frac{16,856}{1,25} = 13,48 \leq 70$$

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

IX.2.3. Ferrailage des éléments de la pile

IX.2.3.1. Ferrailage des fûts

Les fûts sont des éléments qui sont encastrés à la base dans la semelle, ils travaillent à la flexion déviée 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 : $D=2,5 \text{ m}$
- Hauteur : $H = 24,08 \text{ m}$
- Entraxe : $E = 3.9 \text{ m}$

En utilisant le logiciel **ROBOT EXPERT** pour le calcul de la section d'acier pour une section de béton ($D=2,5 \text{ m}$), on aura comme résultat :

Pour le ferrailage longitudinal

- Section nécessaire d'armature longitudinale : $160,2 \text{ cm}^2$
- Barres choisies : HA25 $\rightarrow$ section unitaire = $4,91 \text{ cm}^2$
- Nombre total de barres : 33 barres

Disposition des barres

Espacement entre barres : 23 cm

Pour le ferrailage transversal

- Barres utilisées : HA16

espacement zone courant : $\min\{12\Phi_l; b; 200 \text{ mm}\} S_t = 20 \text{ mm}$

espacement critique : $\min\{8\Phi_l; 0,5b; 200 \text{ mm}\} S_t = 10 \text{ mm}$

L'illustre ci-dessous représente la disposition des armatures :

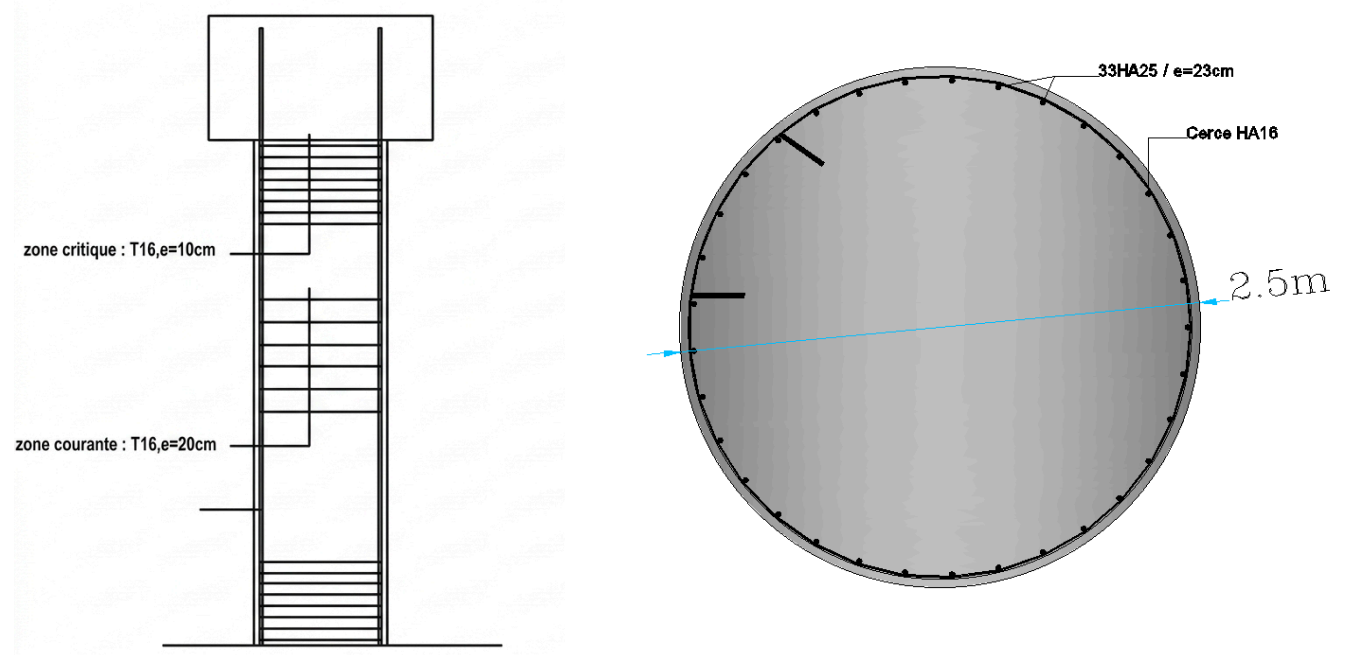


Figure IX.3 : Disposition des armatures dans le fût.

IX.2.3.2. Ferrailage du chevrete

L'étude du chevrete est faite à la flexion par logiciel Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2019.

Les sollicitations considérées sont :

- Poids de chevrete
- Poids de tablier.

Les fûts de pile jouent le rôle des appuis simples pour le chevrete

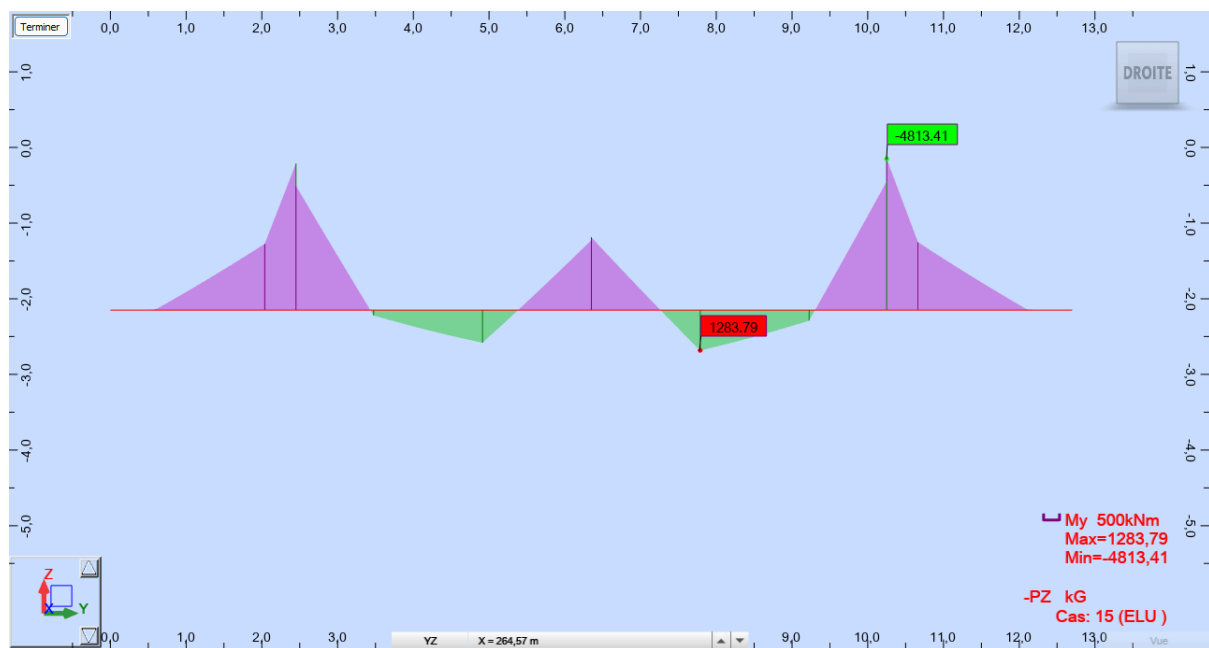


Figure IX.4 : Moment fléchissant à l'ELU.

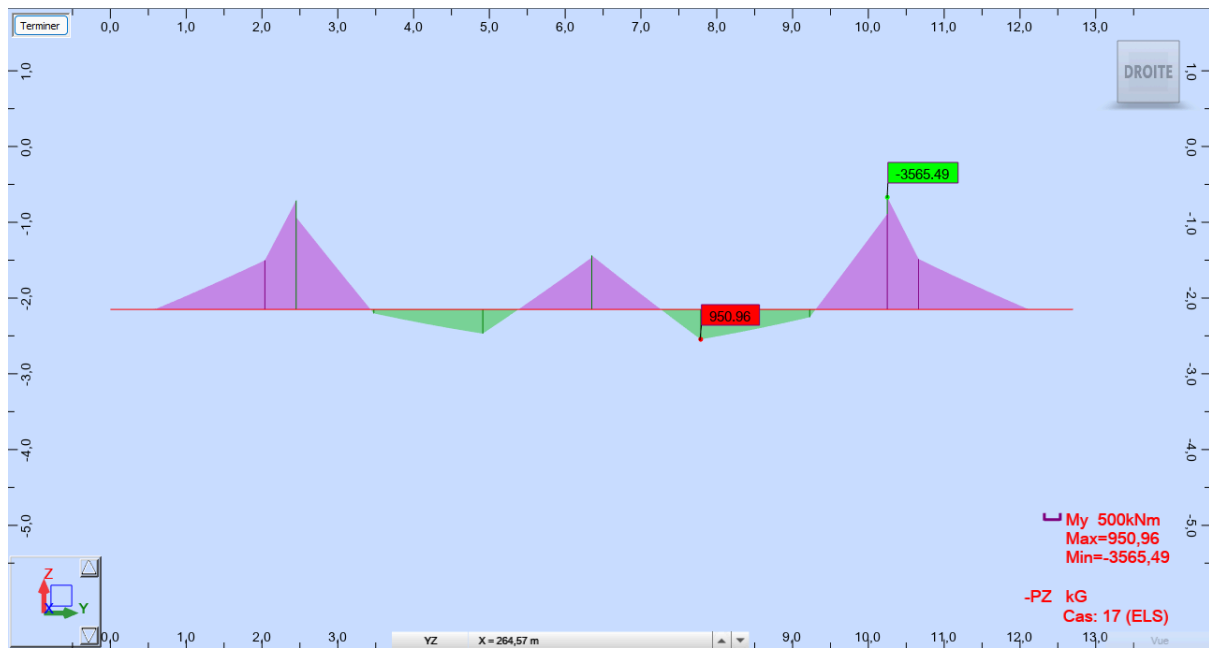


Figure IX.5 : Moment fléchissant à l'ELS.

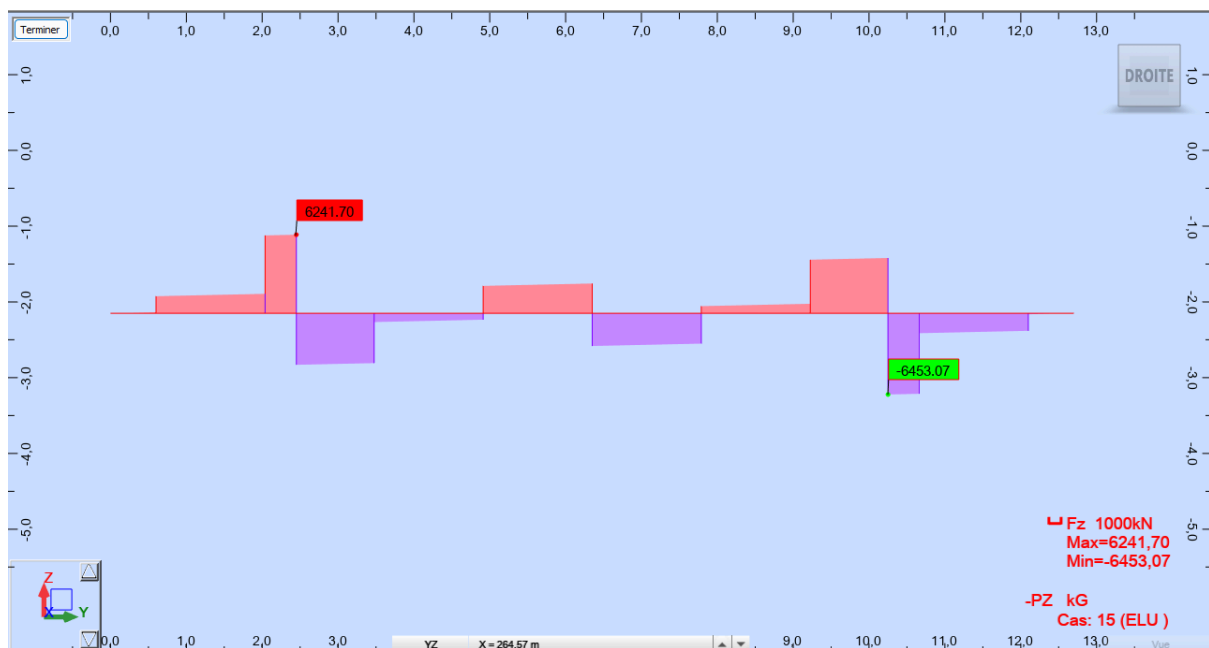


Figure IX.6 : L'effort tranchant à l'ELU.

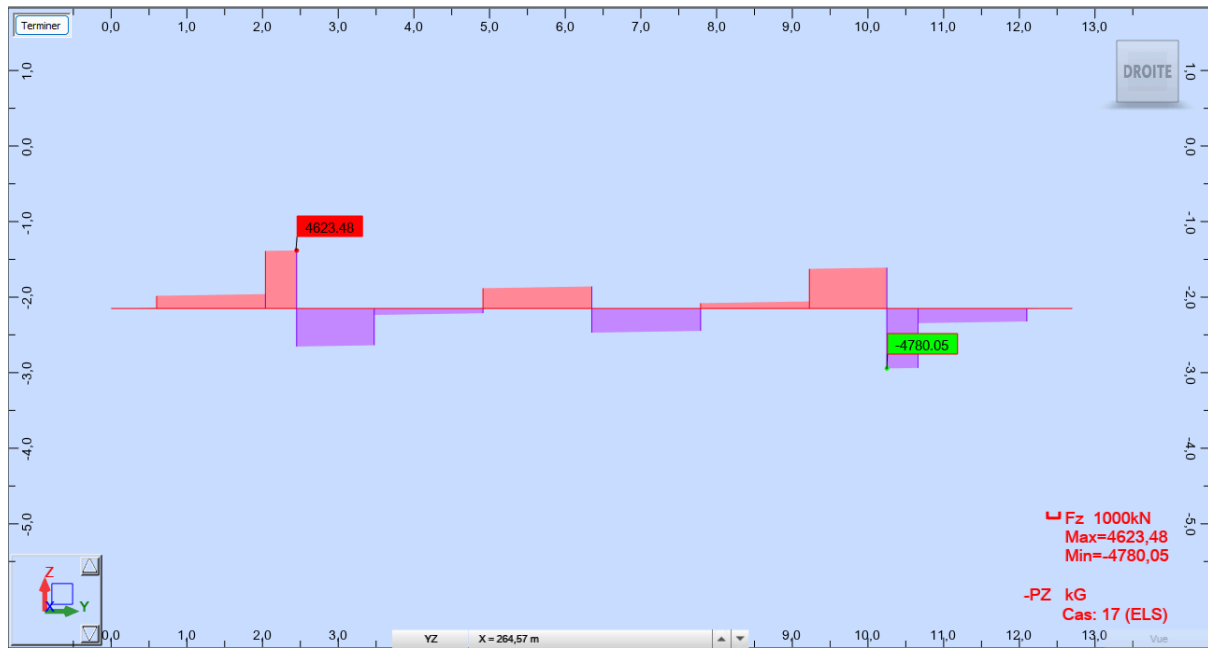


Figure IX.7 : L'effort tranchant à l'ELS.

Tableau IX.2: Ferrailage longitudinale du chevêtre (flexion simple)

Sollicitations	M ELS(KN.m)	M ELU(KN.m)	Tmax ELS(KN)	Tmax ELU(KN)	As(cm ²)	Armatures	e(cm)
Sur appui	-3565,49	-4813,41	4780,05	6453,07	107,4	22HA25	12
Mi-travée	950,96	1283,73			37,7	22HA16	12

Ferrailage transversale

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} \leq \bar{\tau} = \min \left\{ 0,15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\}$$

$$\tau_u = \frac{6,45307}{0,9 \times 1,5 \times 2,6} = 1,84 \text{ MPa} ; \bar{\tau} = \min \left\{ 0,15 \times \frac{30}{\gamma_b} = 3 \text{ MPa} ; 4 \text{ MPa} \right\} = 3 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1,84 \text{ MPa} \leq \bar{\tau} = 3 \text{ MPa} \Rightarrow \text{vérifiée}$$

$$\frac{A_t}{b \times S_t} \geq \frac{\gamma_s (\tau_u - 0,3 \times k \times f_{tj})}{0,9 f_e} \Rightarrow A_t \geq \frac{1,15 (1,84 - 0,3 \times 1 \times 2,4) \times 2,6 \times 0,10}{0,9 \times 500} = 7,44 \text{ cm}^2$$

Alors on prend 2 cadres de HA16. e=10 cm

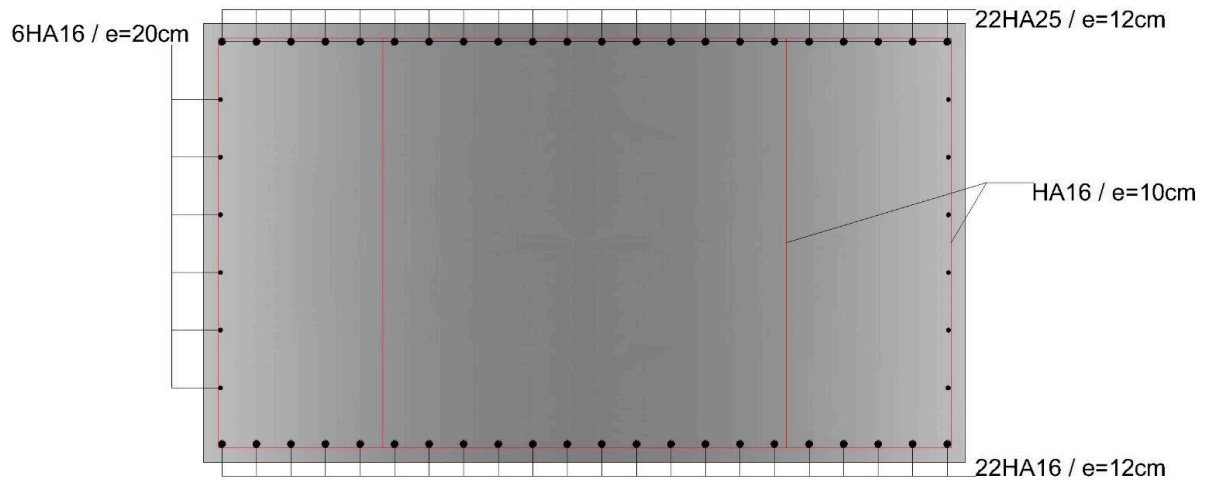


Figure IX.8 : Disposition des armatures du chevêtre.

IX.2.4. Etude de fondation de la pile

D'après le rapport géotechnique fourni par le laboratoire, le mode de fondation préconisé pour les appuis de notre ouvrage est de type profond : pieux de 16m de longueur et de 1.2m de diamètre.

IX.2.4.1. Etude de la semelle

Voici les dimensions de la semelle :

Tableau IX.3: Dimensions des éléments de la pile.

	H(m)	B(m)	L(m)
Semelle	2,00	9,40	13,00
Chevetre	1,50	2,60	12,70

	H(m)	N°	D(m)
Fûts	24,08	3	2,5

IX.2.4.2.Evaluation des efforts

Tableau IX. 4 : les charges appliquées sur la semelle.

Désignation	N(KN)	H(KN)	bras verticale	bras horizontal	Mfv/o	Mfh/o
Semelle	6110,00	/	0,00	1,00	0,00	/
Fûts	8865,18	/	0,00	14,04	0,00	/
Chevetre	1238,25	/	0,00	26,83	0,00	/
Hf+r	/	311,43	/	27,58	/	8589,12
HT°	/	196,20	/	27,58	/	5411,15
Rg	18041,20	/	0,00	/	0,00	/
R(UIC71)	3854,28	/	0,00	/	0,00	/
R(SW2)	5672,00	/	0,00	/	0,00	/
Frein UIC71	/	387,00	/	27,58	/	10673,46
Frein UIC71	/	677,25	/	27,58	/	18678,56

Tableau IX. 5: les résultats des combinaisons d'action.

	N(KN)	H(KN)	M(KN.m)
ELS: G+Φ(UIC71+SW/2)+0,75(F&D)+0,6T	43780,91	1227,33	25844,73
ELU:1,35G+1,35Φ(UIC71+SW/2)+1,35*0,75(F&D)+0,9T	59104,23	1674,56	35377,38

IX.2.4.3. Effort revenant à chaque pieux

$$R = \frac{N}{n} + \frac{My_i}{y_i^2}$$

Avec:

N: effort normal

Myi: moment maximal

n: nombre des pieux n=12

yi: distance entre l'axe de symétrie de la semelle et l'axe de symétrie de pieux considéré ,
yi=3,6 m

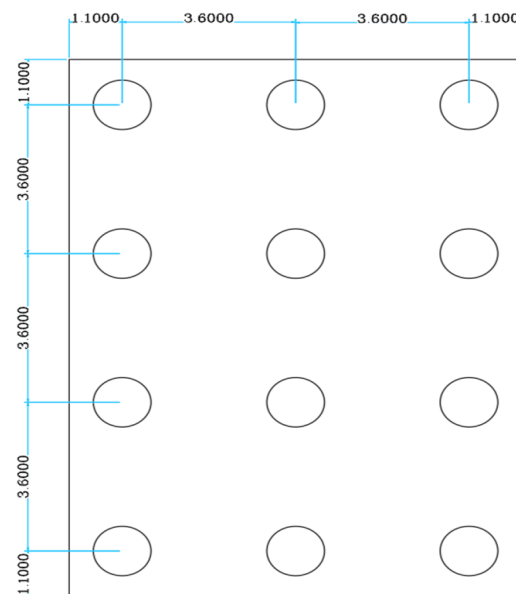


Figure IX.9 : disposition des pieux

Tableau IX,6: Effort revenant à chaque pieu.

	1ere file	2eme file	3eme file
	R1(KN)	R2(KN)	R3(KN)
ELS	2751,02	3648,41	2751,02
ELU	3696,97	4925,35	3696,97

	Rmax(KN)	Rmin(KN)
ELS	3648,41	2751,02
ELU	4925,35	3696,97

La portance d'un pieu de 16 m de diamètre de 1,20 m est égale à :

Tableau IX.7: la capacité portance du sol (ANNEXE A)

	qs(KN)
ELS	4423,00
ELU	6216,60

$$R_{\max}(\text{ELS}) = 3648,41 \text{ KN} < q_s(\text{ELS}) = 4423,00 \text{ KN}$$

$$R_{\max}(\text{ELU}) = 4925,35 \text{ KN} < q_s(\text{ELU}) = 6216,60 \text{ KN}$$

Donc pas risque de poinçonnement

IX.2.4.4. Ferrailage de la semelle

On applique la méthode des bielles sachant que cette méthode est valable si les deux conditions suivantes sont vérifiées

$$\alpha \geq 45^\circ \text{ et } h \geq \frac{L}{2} + \frac{b}{4}$$

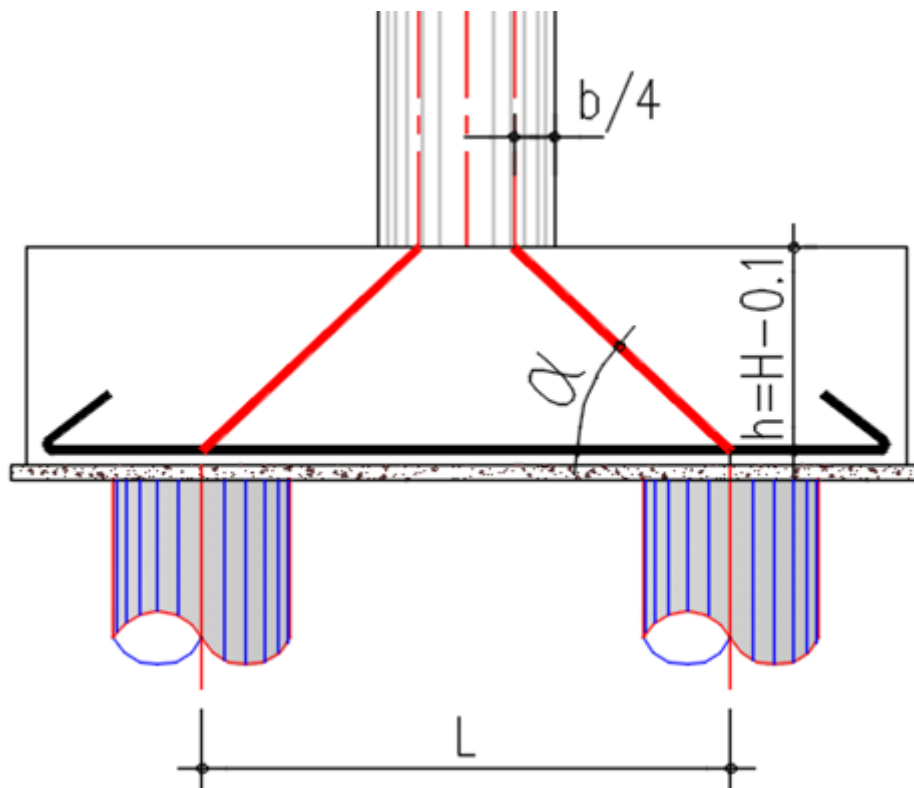


Figure IX.10 : méthode des bielles

Avec:

L : entraxe entre deux files de pieux, L = 3.6m

b : diamètre de fut , b = 2,5m.

h : hauteur utile de la semelle, h = H - 0.1 = 2 - 0,1 = 1,9 m

$$\frac{L}{2} + \frac{b}{4} = \frac{3,6}{2} + \frac{2,5}{4} = 1,175 \text{ m}$$

$$h \geq \frac{L}{2} + \frac{b}{4} \quad \text{donc condition vérifiée}$$

$$\tan(\alpha) = \frac{h}{\frac{L}{2} + \frac{b}{4}} \Rightarrow \alpha = 58,30^\circ$$

Armatures transversales inférieures

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

Avec :

N_{max}(ELU) = 4,93 MN

$$\overline{\sigma}_a = \frac{2}{3} f_e = \frac{2}{3} \times 500 \Rightarrow \overline{\sigma}_a = 333,33 \text{ MPa}$$

Alors : A_s = 91,38 cm²

Les armatures transversales placées dans les bandes axées sur les pieux telle que sa largeur L est égale a : h + Øpieux = 1,9 + 1.2 = 3,1 m.

Donc 91,38/3,1 = 29,48 cm²/ml, soit 7HA25 avec un espacement de 15 cm.

Armatures transversales supérieures

A_s = 29,48/3 = 9,83 cm²/ml, soit 7HA16 avec un espacement de 15 cm.

Armatures longitudinales inférieures

A_s = 29,48/2 = 14,74 cm²/ml, soit 5HA20 avec un espacement de 22,5 cm

Armatures longitudinales supérieures

A_s = 29,48/4 = 7,37 cm²/ml, soit 5HA16 avec un espacement de 22,5 cm.

Armatures latérales

A_s = 29,48/10 = 2,95 cm²/ml, soit 5HA12 avec un espacement de 22,5 cm

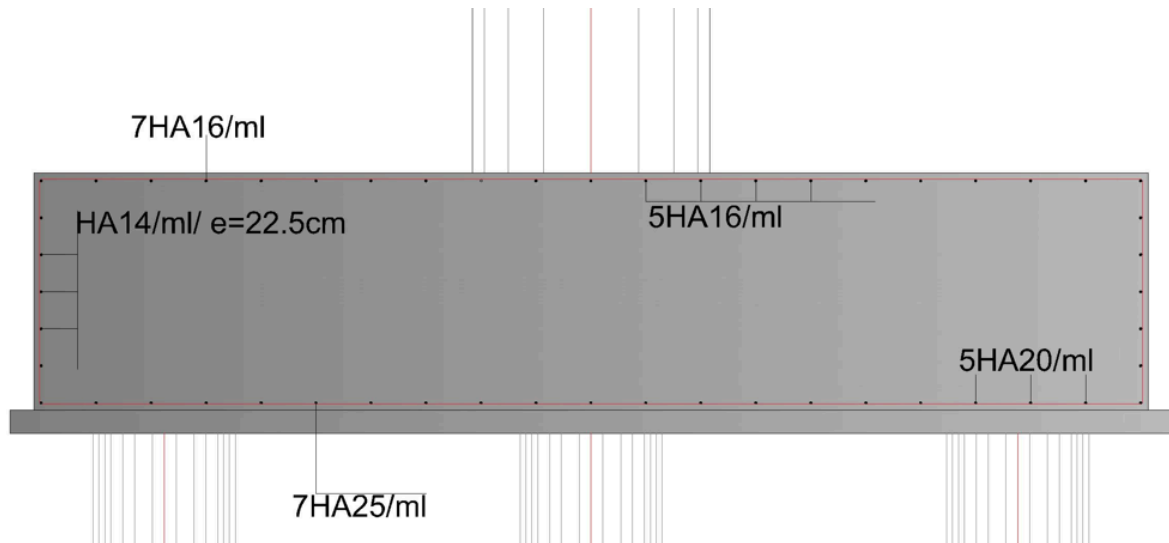


Figure IX.11: Ferrailage de la semelle

IX.2.5. Etude des pieux

IX.2.5.1. Actions sur les pieux

En utilisant la méthode warner on calcul :

$$\overline{M} = \frac{\chi_{\theta P}}{\chi_{\theta M}} \times \frac{\overline{P}}{\lambda} \quad \text{avec} \quad \lambda = \sqrt[4]{\frac{bC_u}{4EI}}$$

b : diamètre de pieux ; b = 1.2m.

Cu : module de réaction du sol ; Cu = 30 MN/m³

I : moment d'inertie de pieux ; I = 0.102 m⁴

L= longueur du pieux , L=16 m

On trouve $\lambda = 0.225$; pour L=16m on a : $\lambda \times L = 3,61$ m

A partir de tableau de Warner on définit les deux paramètres X θ_P et X θ_M

Tableau IX.8 : Tableau de warner

$\lambda \times L$	1	1,5	2	3	4	6
X θ_P	4,03	1,96	1,35	1,16	1,26	1,45
X θ_M	6,76	2,55	1,62	1,48	1,54	1,65

Par interpolation, on trouve :

$$\frac{3-4}{3-3,61} = \frac{1,16-1,26}{1,16-X\theta p} \Rightarrow X\theta p = 1,22 \text{ et } \frac{3-4}{3-3,61} = \frac{1,48-1,54}{1,48-X\theta m} \Rightarrow X\theta m = 1,52$$

donc : $X\theta p = 1.22$ et $X\theta m = 1.52$

On calcule le moment fléchissant :

ELU : $\bar{P} = H_{\max}/N_{\text{pieux}} = 1674,56/12 = 139,55 \text{ KN}$; $\bar{M} = 498,35 \text{ KN.m}$

ELS : $\bar{P} = H_{\max}/N_{\text{pieux}} = 1227,33/12 = 102,28 \text{ KN}$; $\bar{M} = 365,25 \text{ KN.m}$

Avec : $\bar{P}$: combinaisons des efforts horizontaux dans les trois états limites.

IX.2.5.2. Ferrailage des pieux

Le pieux est considéré comme une pièce soumise à la flexion composé.

Section d'acier :

Avec ROBOT EXPERT :

a L'ELU

$M = 498,35 \text{ KN.m}$, $N = 3696,97 \text{ KN}$

a L'ELS

$M = 365,25 \text{ KN.m}$, $N = 2751,02 \text{ KN}$

$A_s = 113.1 \text{ cm}^2$.

On prend : 24HA25 avec $S_t = 14 \text{ cm}$.

Armatures transversals

On prend 1 cercle de HA14 avec un espacement de 15cm dans la zone critique et 30cm dans la zone courante.

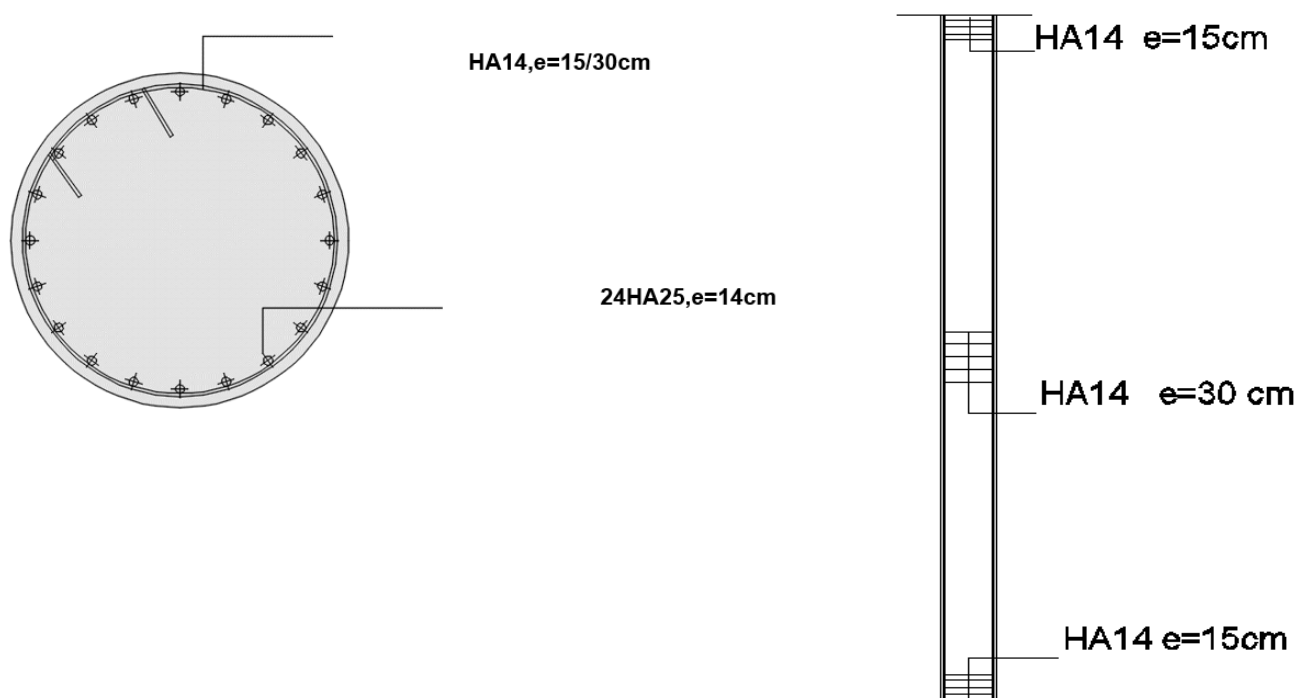


Figure IX.12: Ferrailage du pieu.

IX.3. ETUDE DE LA CULÉE

Les culées sont les appuis extrêmes de l'ouvrage destinées à supporter les réactions du tablier, elles constituent l'élément de raccordement de l'ouvrage au terrain, donc elle assure la jonction entre les chaussées situées sur le remblai d'accès et le tablier. La « culée remblayée » est constituée d'un ensemble de voiles en béton armé, qui assurent la stabilité de la culée.

IX.3.1. Conception de la culée

Choix du type de la culée

On distingue deux types de culées :

- Les culées remblayées.
- Les culées enterrées.

Le choix de la culée résulte d'une analyse globale de :

- La nature et le mode de construction du tablier.
- Les contraintes naturelles du site.
- Les contraintes fonctionnelles de l'ouvrage.

Les culées du présent ouvrage sont de type remblayé.

IX.3.1.1. Eléments constituant une culée remblayée

Pour notre cas la culée remblayée a les éléments principaux suivants :

- Mur garde grève (sépare le remblai de l'ouvrage).
- Mur-cache (pour la protection des appareils d'appui).
- Mur de front (transmis les charges verticales et soutient le remblai).
- Mur en retour (porte les corniches et soutient le remblai).
- La semelle (supporte le poids propre et les charges venantes du tablier).

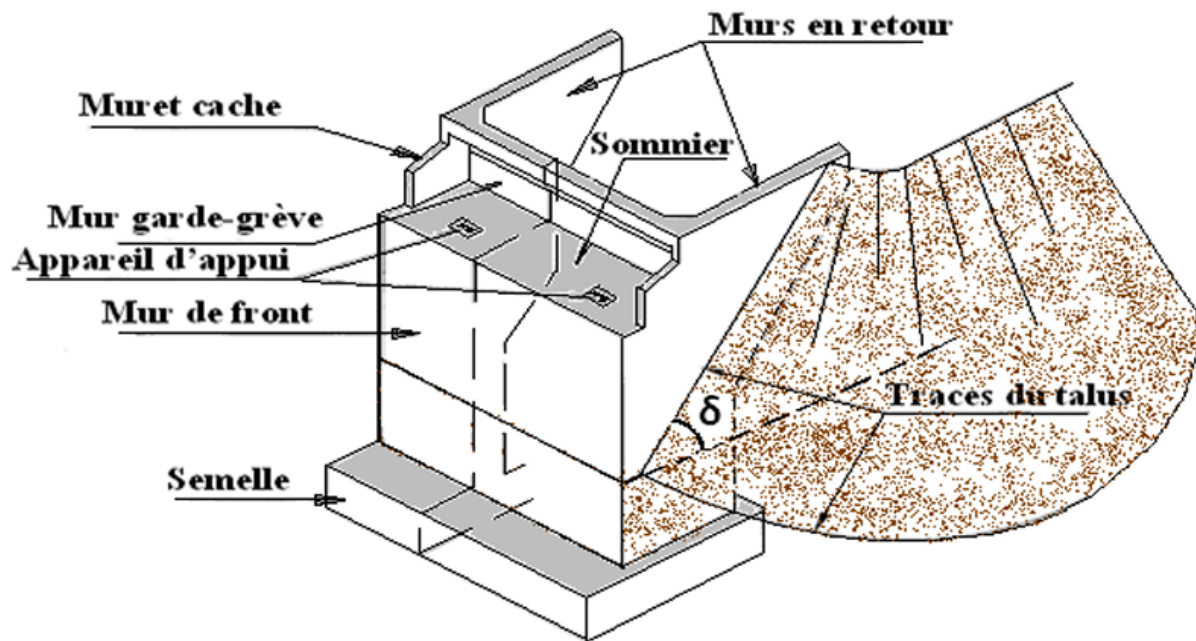


Figure IX. 13 : Culée remblayée.

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	2,00	13,00	9,40
Mur F	6,14	12,70	1,50
Mur en R	/	/	0,70
MGG	2,90	12,70	0,40

Remarque a : Dans le cas d'un pont ferroviaire, on utilise le remblai technique et non pas une dalle de transition.

Remarque b : Les vérifications de stabilité (conditions de renversement et de glissement) ne sont pas prises en compte, les fondations profondes qui sont les pieux dans notre cas, empêchent tout type d'instabilité.

IX.3.2. Evaluation des efforts agissants sur les culées

Les efforts agissants sur la culée sont des efforts horizontaux et verticaux dus au poids propre de la culée, la charge descendante du tablier, poids et poussée des terres, effet du séisme, du freinage et des déformations différées, qu'on va les traiter en détail.

Le calcul de la poussée statique et les charges d'inertie, effectué avec les hypothèses classiques, conduit à : $K_a = 0.28$; $\gamma_{\text{béton}} = 25 \text{ kN/m}^3$; $\gamma_{\text{sol}} = 18 \text{ kN/m}^3$.

Tableau IX.10 : Détermination des sollicitations en statique.

Désignation	N (KN)	H (KN)	IFV(x/o)	IFH(y/o)	MFV/o	MFH/o
Semelle	6110,00	/	0,00	1,00	0,00	/
Mur F	2916,03	/	0,25	5,07	722,56	/
Mur en R	1706,98	/	4,09	7,46	6983,66	/
MGG	368,63	/	0,80	9,5989	294,69	/
Poids des Terres	6758,24	/	2,85	4,54	19260,97	/
Poussée des terres	/	2348,78	/	-5,03	/	-11808,09
Poussée Semelle	/	393,12	/	-0,93	/	-366,90
Poids Sur 10kN/m^2	418,89	/	2,85	/	1193,94	/
Poussée Sur 10kN/m^2	/	350,63	/	-5,54	/	-1942,87

Tableau IX.11 : Les actions transmises par le tablier.

Rg (Tablier)	9020,60	/	-0,25	/	-2235,21	/
R(UIC71)	1927,14	/	-0,25	/	-477,53	/
R(SW2)	2836,00	/	-0,25	/	-702,73	/
Hr+f	/	311,43	/	-8,14	/	-2535,32
HT°	/	196,20	/	-8,14	/	-1597,25
Frein UIC71	/	774,00	/	-8,14	/	-6301,13
Frein SW2	/	1354,50	/	-8,14	/	-11026,96

Tableau IX.12 : Combinaisons des efforts

	N(KN)	H(KN)	Mh(KN.m)	Mv(KN.m)	Δ M(KN.m)
ELS G+UIC71+SW2+0,75(F&D)+0,6T	32062,52	5118,05	-30607,61	25050,25	-5567,36
ELU 1,35G+1,35(UIC71+SW2)+1,35*0,75 (F&D)+0,9T	43284,40	6927,03	-41464,03	33804,34	-7659,68

IX.3.2.1. Effort revenant à chaque pieux

$$R = \frac{N}{n} + \frac{My_i}{y_i^2}$$

Avec:

N: effort normal

Myi: moment maximal

n: nombre des pieux n=12

yi: distance entre l'axe de symétrie de la semelle et l'axe de symétrie de pieux considéré ,
yi=3,6 m

Tableau IX.13: Effort revenant à chaque pieu.

	1ere file	2eme file	3eme file
	R1(KN)	R2(KN)	R3(KN)
ELS	2865,19	2671,88	2865,19
ELU	3872,99	3607,03	3872,99

	Rmax(KN)	Rmin(KN)
ELS	2865,19	2671,88
ELU	3872,99	3607,03

La portance d'un pieu de 23 m de diamètre de 1,20 m est égale à :

Tableau IX.14: la capacité portance du sol .

	qs(KN)
ELS	5093,80
ELU	6874,00

$$R_{\max}(\text{ELS}) = 2865,19 \text{ KN} < q_s(\text{ELS}) = 5093,80 \text{ KN}$$

$$R_{\max}(\text{ELU}) = 3872,99 \text{ KN} < q_s(\text{ELU}) = 6874,00 \text{ KN}$$

Donc pas risque de poinçonnement

IX.3.3. Mur frontal

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

Tableau IX.15 : Sollicitations sur mur frontal.

Désignation	N (KN)	H (KN)	IFV(x/o)	IFH(y/o)	MFV/o	MFH/o
Mur F	2916,03	/	0	3,07	0	/
MGG	368,6319	/	0,55	7,60	203,9177	/
Poussée des terres	/	2348,778	/	-3,03	/	-7110,53
Poids Sur 10kN/m²	418,891	/	0	/	0	/

Poussée Sur 10kN/m²	/	287,3545	/	-4,541	/	-1304,88
Rg (Tablier)	9020,60	/	-0,25	/	-2255,15	/
R(UIC71)	1927,14	/	-0,25	/	-418,79	/
R(SW2)	2836,00	/	-0,25	/	-709,00	/
Hr+f	/	311,43	/	-6,14	/	-1912,47
HT°	/	196,20	/	-6,14	/	-1204,85
Frein UIC71	/	774,00	/	-6,14	/	-4753,13
Frein SW2	/	1354,50	/	-6,14	/	-8317,98

Tableau IX.16: Combinaisons des efforts

	N(KN)	H(KN)	Mh(KN.m)	Mv(KN.m)	Δ M(KN.m)
ELS G+UIC71+SW2+0,75(F&D)+0,6T	17487,30	4661,65	-20854,13	-3242,02	-24096,14
ELU 1,35G+1,35(UIC71+SW2)+1,35*0,75 (F&D)+0,9T	23607,85	6310,89	-28261,51	-4376,72	-32638,23

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 :

Sollicitations les plus défavorables

ELS : $M_{max} = -1897,33 \text{ kN.m/ml}$, $N_{cors} = 1376,95 \text{ kN/ml}$, $T_{max} = 367,06 \text{ kN/ml}$

ELU : $M_{max} = -2569,94 \text{ kN.m/ml}$, $N_{cors} = 1858,89 \text{ kN/ml}$, $T_{max} = 496,92 \text{ kN/ml}$

Le ferrailage vertical est effectué par ROBOT Expert en considérant une section rectangulaire (1×1.5) m en flexion composée, selon le cas de chargement le plus défavorable.

Section d'acier :

On utilise ROBOT EXPERT et on trouve : $A_s = 34.2 \text{ cm}^2$; donc : on opte pour 8HA25/ml / côté remblai, avec un espacement de 13 cm.

Armature de constructions :

$A_s' = A_s/3 = 34.2/3 = 11.4 \text{ cm}^2$; donc : on opte pour 8HA14/ml / côté tablier avec un espacement de 13 cm.

Armatures transversales :

On opte pour 8HA12/ml avec un espacement de 15 cm.

IX.3.4. Mur garde grève

Le mur garde grève est calculé en flexion simple sous l'effet des charges horizontales 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.

Calcul des sollicitations

Le moment d'encastrement total dû aux forces horizontales appliquées sur le mur garde grève est la combinaison des sollicitations suivantes :

Moment des poussées des terres :

$$M_p = \frac{P \times H}{3} \text{ Avec : } P = \frac{1}{2} \times K_a \times \gamma \times H^2 \times L$$

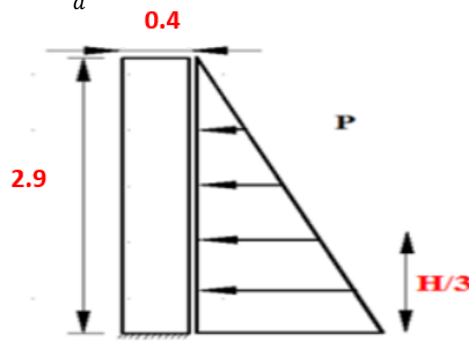


Figure IX.14 : Diagramme de poussée des terres sur le mur

Avec :

K_a : coefficient de poussée des terres, $K_a = 0.28$

γ : poids volumique du remblai, $\gamma = 18 \text{ KN/m}^3$.

h : hauteur du mur garde grève, $h = 2.9 \text{ m}$.

On fait le calcul par 1 ml.

On obtient $P = 21.19 \text{ KN/ml}$; $M_p = 20.49 \text{ KN.m/ml}$

Moments due à la force de freinage

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

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

$\mu = 1.6$ à ELU et 1.2 à ELS

P : charge d'une roue du convoi roulant, $P = 125$ kN.

H : Hauteur du mur. $H = 2.9$ m

On obtien :

$$M_{fELU} = 191,74 \text{ KN}, m; M_{fELS} = 143,80 \text{ KN}, m$$

Poussée d'une charge locale située en arrière du mur garde-grève

Les normes relatives aux a ouvrage d'art prescrivent une surcharge à l'arrière du culée d'un pont rail de 36 KN/m^2 pour un essieu de 250 KN elle est répartie sur une largeur de 2.8 m avec une diffusion de 45° sur une épaisseur de 60 cm de ballast.

$$Q = q \times Ka \times H = 36 \times 0.28 \times 2.9 \Rightarrow Q = 29,23 \text{ KN kN/ml}$$

$$M_p = (Q \times H) / 2 = (29,23 \times 2,9) / 2 \Rightarrow M_p = 42,38 \text{ KN.m/ml}$$

Combinaisons d'actions :

$$\text{A l'ELU : } M_u = 1,35 \text{ MG} + 1,45 \text{ MQ}$$

$$M_u = 1,35 (20,49) + 1,45 (143,80 + 42,38) \Rightarrow M_u = 297,6225 \text{ KN.m/ml}$$

$$\text{A l'ELS : } M_s = \text{MG} + 0,8 \text{ MQ}$$

$$M_s = 20,49 + 0,8 (143,80 + 42,38) \Rightarrow M_s = 169,434 \text{ KN.m/ml}$$

ferraillage

On utilise le ROBOT EXPERT en flexion simple en considérant une section rectangulaire de dimensions : $1 \text{ m} \times 0.4 \text{ m}$.

Section d'acier

On obtient $A_s = 21,9 \text{ cm}^2$ on opte pour 7HA20 /ml / coté remblai, avec un espacement de 15 cm

Armature de constructions

$As' = As/3 = 7,3 \text{ cm}^2$, donc : on opte pour 7HA12/ml / coté tablier avec un espacement de 15cm.

Armatures transversales

$At = As/4 = 5,475 \text{ cm}^2$, donc : on opte pour 8HA10/ml avec un espacement de 15 cm

IX.3.5. Mur en retour

Évaluation des efforts : pour calculer les sollicitations on utilise un modèle 3D par le logiciel Robot Structural Analysis .

Le mur en retour est supposé encastré 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.

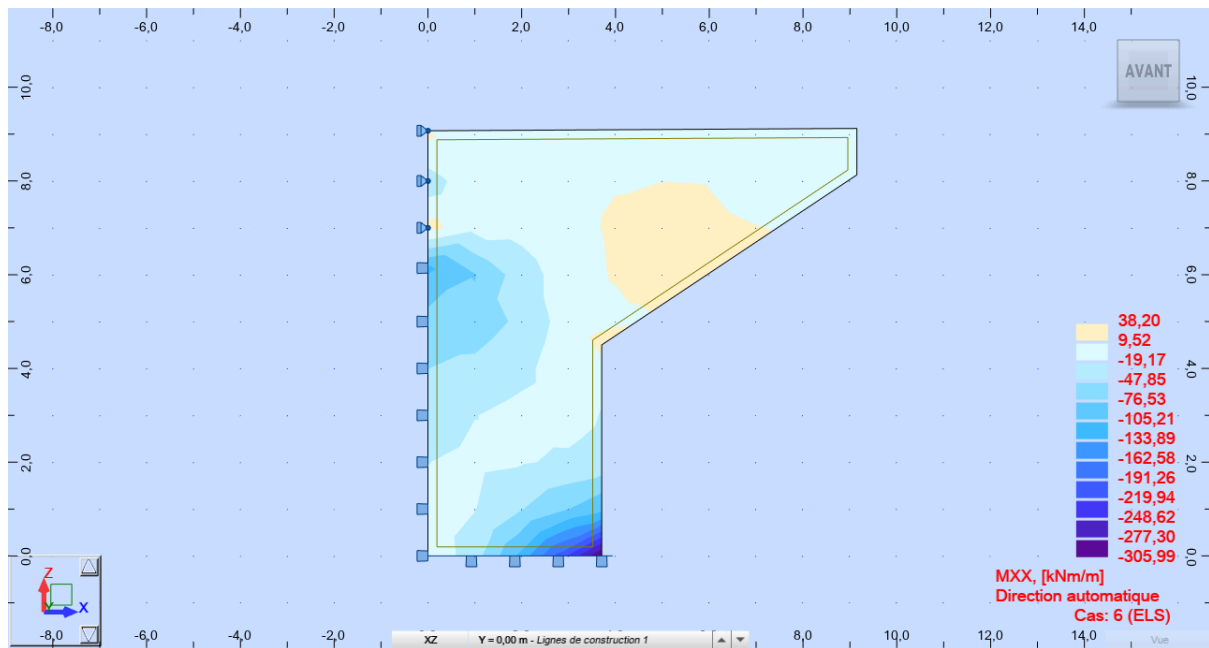


Figure IX.15: les moments M_{xx} sur le mur en retour à L'ELS.

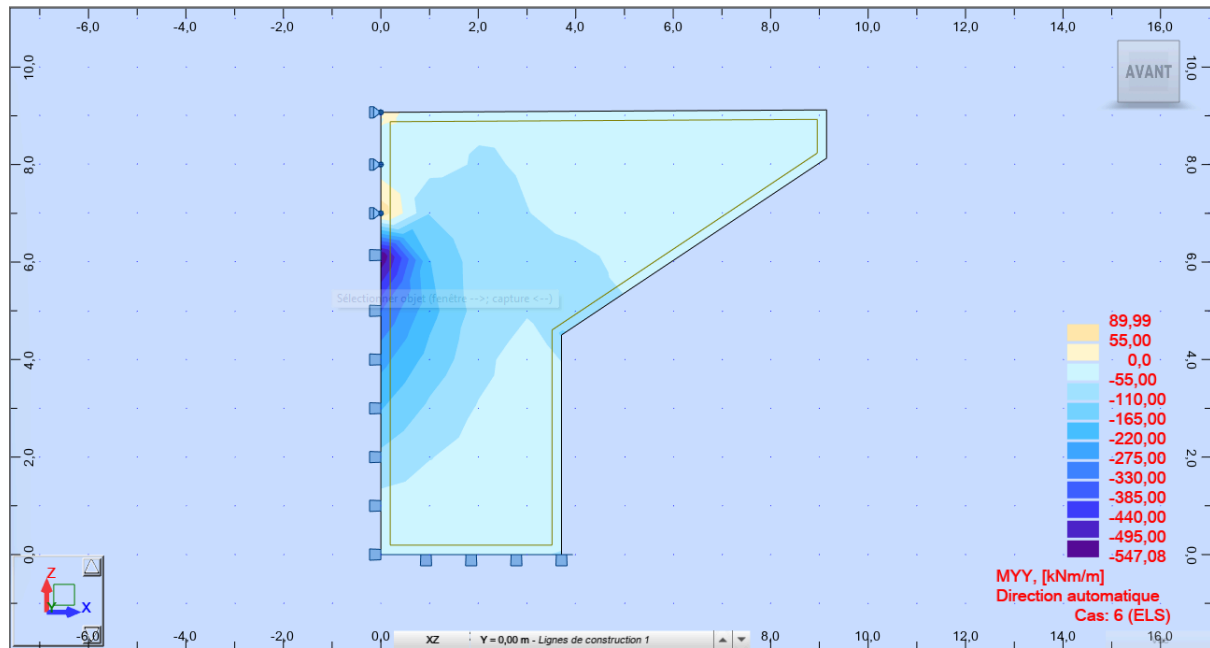


Figure IX.16: les moments Myy sur le mur en retour à L'ELS.

Le ferrailage du mur suivant les deux directions sur la zone intérieur (remblai) et extérieur est effectué par le logiciel ROBOT Expert en considérant une section rectangulaire (1×0.7) m. Sachant que :

A l'ELS :

$$M_{xx} = 305,99 \text{ KN.m/ml}$$

$$M_{yy} = 547,08 \text{ KN.m/ml}$$

IX.3.5.1. Le ferrailage horizontal

Section d'acier

On utilise ROBOT EXPERT et on trouve : $A_s = 20,7 \text{ cm}^2$; Donc : on opte pour 7HA20/ml / coté remblai, avec un espacement de 15 cm.

Armature de constructions

$A_s' = A_s/3 = 6,9 \text{ cm}^2$; Donc : on opte pour 7HA12/ml / coté tablier avec un espacement de 15 cm.

IX.3.5.2. Le ferrailage vertical

Section d'acier

Avec Robot expert $AS = 38 \text{ cm}^2$; Donc : on opte pour 8HA25/ml / côté remblai, avec un espacement de 13 cm.

Armature de constructions

$As' = AS/3 = 12,67 \text{ cm}^2$; Donc : on opte pour 8HA16/ml / coté tablier avec un espacement de 13 cm.

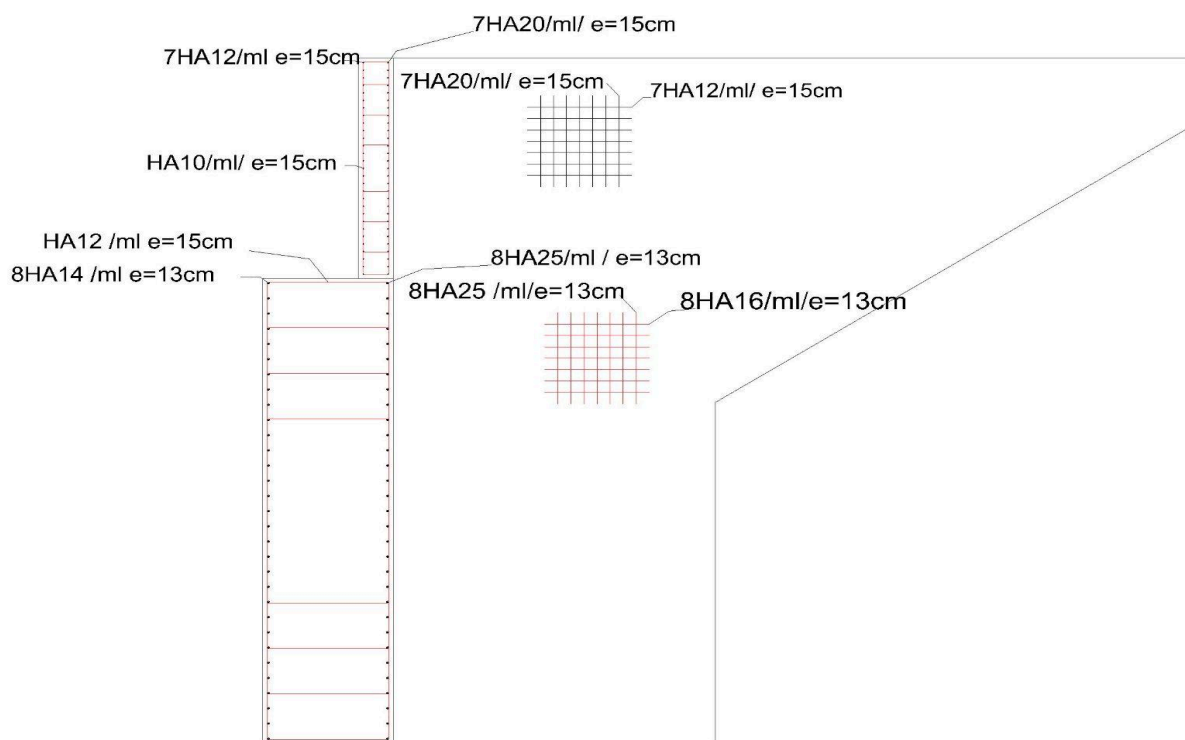


Figure IX.17 : ferrailage des éléments de la culée.

CONCLUSION GENERALE

Le projet de fin d'études est une étape importante dans la formation d'un ingénieur. Il m'a permis de travailler de manière autonome, de prendre des responsabilités et de mener un projet sérieux du début à la fin. C'est le résultat de trois années de formation à l'École Nationale Supérieure des Travaux Publics, où j'ai pu mettre en pratique ce que j'avais appris en cours.

Ce travail m'a aidé à renforcer mes compétences techniques, à mieux comprendre le comportement des structures, et à faire le lien entre la théorie et la modélisation sur logiciel.

Dans ce mémoire, j'ai suivi les différentes étapes de l'étude d'un pont ferroviaire. J'ai réalisé que ce type de projet touche à de nombreuses matières : résistance des matériaux, mécanique, béton armé, béton précontraint, et bien d'autres.

Plusieurs leçons importantes ressortent de ce travail. D'abord, le calcul de structures demande réflexion et bon sens. Il ne peut pas se faire sans l'aide d'un ingénieur expérimenté, qui connaît bien les normes, les méthodes de calcul, les matériaux, et qui tient compte des contraintes de budget et de chantier. Il est aussi essentiel que chaque élément de l'ouvrage soit bien dimensionné, pour ne pas mettre en danger la stabilité de la structure.

Pour les matériaux, le béton et l'acier restent les plus utilisés dans la construction de ponts. L'utilisation de la précontrainte demande beaucoup de rigueur dès l'étude, notamment pour bien évaluer les pertes dans le temps et maîtriser les câblages et les étapes de construction.

Enfin, ce mémoire représente pour moi ma première vraie étude d'un ouvrage d'art. J'espère que ce ne sera pas la dernière, et je la vois comme le début de ma vie professionnelle dans le génie civil.

BIBLIOGRAPHIE

- SETRA (Service d'Etude Techniques des Routes et Autoroutes), Février 1996. Ponts à poutres préfabriquées précontraintes par post tension (VIPP) - Guide de conception
- SETRA (Service d'Etude Techniques des Routes et Autoroutes), Mars 2013. Précontrainte Freyssinet - Agrément Technique Européen ETA-06/0226
- Document SETRA, Ponts courants en zone sismique, Ministère de l'équipement, des transports, du logement, du tourisme et de la mer (France), janvier 2000.
- Document SETRA, Appareils d'appui à pot de caoutchouc – Utilisation sur les ponts, viaducs et structures similaires, Ministère de l'Équipement, des Transports et du Logement (France), septembre 2000.
- DTR (Document Technique Règlementaire), Juin 2009. Règles Parasismiques applicables au domaine des Ouvrages d'Art RPOA 2008
- DTR C 2-4.7 (Document Technique Règlementaire), règlement neige et vent « R.N.V. 1999 »
- LIVRET 2.01, SNCF (1995). Règles de conception et de calcul des ouvrages en béton en métal ou mixtes. Paris
- UIC (Union Internationale des Chemin de Fer), Aout 2006. Charges à prendre en considération dans le calcul des ponts rails - Fiche technique CODE UIC 776-1
- Document CSTB, Règles BPEL 91 – Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton précontraint suivant la méthode des états limites, fascicule 62, titre 1^{er} du CCTG
- NF EN 1991-2 (2004). Eurocode 1 – Actions sur les structures – Partie 2 : Actions sur les ponts dues au trafic. AFNOR, Paris.
- EN (Norme Européenne) 1991-1-1 : 2002. Actions générales- poids volumiques, poids propres et charges d'exploitation. AFNOR 2003 ,41p
- Fascicule n° 62- Titre I – Section I, Avril 1999. Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites BAEL 91 révisé 99

ANNEXE

ANNEXE A : RESULTATS DES ESSAIS GEOTECHNIQUES

RAPPORT GEOTECHNIQUE :

RESULTATS DES ESSAIS IN SITU :

Par sondage carottés + sondage pressiométrique

Tableau A.1 : Caractéristiques de la couche de sol de la pile plus sollicité

N°	Nom	Couleur	Classe de sol	Zbase	pl*	qsl	kpmax	$\gamma R, d1 \times \gamma R, d2$
1	Argile		Argile, limons	-1,00	2524,00	59,46	1,15	1,265
2	Argile		Argile, limons	-2,00	1601,00	55,80	1,15	1,265
3	Argile		Argile, limons	-3,00	2029,00	57,56	1,15	1,265
4	Argile		Argile, limons	-4,00	1600,00	55,79	1,15	1,265
5	Argile		Argile, limons	-5,00	1781,00	56,57	1,15	1,265
6	Argile		Argile, limons	-6,00	2006,00	57,47	1,15	1,265
7	Argile		Argile, limons	-7,00	2524,00	59,46	1,15	1,265
8	Argile		Argile, limons	-8,00	1601,00	55,80	1,15	1,265
9	Argile		Argile, limons	-9,00	2029,00	57,56	1,15	1,265
10	Argile		Argile, limons	-10,00	1600,00	55,79	1,15	1,265
11	Argile		Argile, limons	-11,00	1781,00	56,57	1,15	1,265
12	Argile		Argile, limons	-12,00	2006,00	57,47	1,15	1,265
13	Argile		Argile, limons	-12,50	2006,00	57,47	1,15	1,265
14	Argilite		Sols intermédiaires, tendance argileuse	-14,00	3517,00	63,19	1,15	1,265
15	Argilite		Sols intermédiaires, tendance argileuse	-15,00	3563,00	63,36	1,15	1,265
16	Argilite		Sols intermédiaires, tendance argileuse	-16,00	4204,00	65,76	1,15	1,265
17	Argilite		Sols intermédiaires, tendance argileuse	-17,00	3789,00	64,21	1,15	1,265
18	Argilite		Sols intermédiaires, tendance argileuse	-18,00	4284,00	66,06	1,15	1,265
19	Argilite		Sols intermédiaires, tendance argileuse	-19,00	3410,00	62,79	1,15	1,265
20	Argilite		Sols intermédiaires, tendance argileuse	-20,00	3669,00	63,76	1,15	1,265
21	Argilite		Sols intermédiaires, tendance argileuse	-21,00	3889,00	64,58	1,15	1,265
22	Argilite		Sols intermédiaires, tendance argileuse	-22,00	4364,00	66,36	1,15	1,265
23	Argilite		Sols intermédiaires, tendance argileuse	-23,00	3450,00	62,94	1,15	1,265
24	Argilite		Sols intermédiaires, tendance argileuse	-24,00	4366,00	66,37	1,15	1,265
25	Argilite		Sols intermédiaires, tendance argileuse	-25,00	4449,00	66,68	1,15	1,265
26	Argilite		Sols intermédiaires, tendance argileuse	-26,00	3857,00	64,46	1,15	1,265
27	Argilite		Sols intermédiaires, tendance argileuse	-27,00	3507,00	63,15	1,15	1,265
28	Argilite		Sols intermédiaires, tendance argileuse	-28,00	3726,00	63,97	1,15	1,265
29	Argilite		Sols intermédiaires, tendance argileuse	-29,00	3606,00	63,52	1,15	1,265
30	Argilite		Sols intermédiaires, tendance argileuse	-30,00	3634,00	63,63	1,15	1,265
31	Argilite		Sols intermédiaires, tendance argileuse	-30,50	4221,00	65,83	1,15	1,265

ANNEXE A : RESULTATS DES ESSAIS GEOTECHNIQUES

Tableau A.2 : Caractéristiques de la couche de sol de la culée plus sollicité

N°	Nom	Couleur	Classe de sol	Zbase	pl*	qsl	kpmax	$\gamma R_{d1} \times \gamma R_{d2}$
1	Argile		Argile, limons	-1,00	2008,00	55,86	1,15	1,265
2	Argile		Argile, limons	-2,00	2345,00	56,36	1,15	1,265
3	Argile		Argile, limons	-3,00	2597,00	57,48	1,15	1,265
4	Argile		Argile, limons	-4,00	1659,00	58,78	1,15	1,265
5	Argilite		Sols intermédiaires, tendance argileuse	-5,00	1448,00	55,08	1,15	1,265
6	Argilite		Sols intermédiaires, tendance argileuse	-6,00	1611,00	55,84	1,15	1,265
7	Argilite		Sols intermédiaires, tendance argileuse	-7,00	1843,00	55,08	1,15	1,265
8	Argilite		Sols intermédiaires, tendance argileuse	-8,00	1427,00	55,84	1,15	1,265
9	Argilite		Sols intermédiaires, tendance argileuse	-9,00	1763,00	56,82	1,15	1,265
10	Argilite		Sols intermédiaires, tendance argileuse	-10,00	2597,00	54,98	1,15	1,265
11	Argilite		Sols intermédiaires, tendance argileuse	-11,00	1605,00	56,49	1,15	1,265
12	Argilite		Sols intermédiaires, tendance argileuse	-12,00	2387,00	59,73	1,15	1,265
13	Argilite		Sols intermédiaires, tendance argileuse	-13,00	2614,00	55,82	1,15	1,265
14	Argilite		Sols intermédiaires, tendance argileuse	-14,00	2996,00	58,94	1,15	1,265
15	Argilite		Sols intermédiaires, tendance argileuse	-15,00	3148,00	59,80	1,15	1,265
16	Argilite		Sols intermédiaires, tendance argileuse	-16,00	2952,00	61,23	1,15	1,265
17	Argilite		Sols intermédiaires, tendance argileuse	-17,00	3176,00	61,80	1,15	1,265
18	Argilite		Sols intermédiaires, tendance argileuse	-18,00	3325,00	61,07	1,15	1,265
19	Argilite		Sols intermédiaires, tendance argileuse	-19,00	3142,00	61,91	1,15	1,265
20	Argilite		Sols intermédiaires, tendance argileuse	-20,00	3413,00	62,47	1,15	1,265
21	Argilite		Sols intermédiaires, tendance argileuse	-21,00	3636,00	61,78	1,15	1,265
22	Argilite		Sols intermédiaires, tendance argileuse	-22,00	3216,00	62,80	1,15	1,265
23	Argilite		Sols intermédiaires, tendance argileuse	-23,00	3586,00	63,63	1,15	1,265
24	Argilite		Sols intermédiaires, tendance argileuse	-24,00	3480,00	62,06	1,15	1,265
25	Argilite		Sols intermédiaires, tendance argileuse	-25,00	3249,00	63,45	1,15	1,265
26	Argilite		Sols intermédiaires, tendance argileuse	-26,00	3432,00	63,05	1,15	1,265
27	Argilite		Sols intermédiaires, tendance argileuse	-27,00	4179,00	62,18	1,15	1,265
28	Argilite		Sols intermédiaires, tendance argileuse	-28,00	3704,00	62,87	1,15	1,265
29	Argilite		Sols intermédiaires, tendance argileuse	-29,00	3676,00	65,67	1,15	1,265
30	Argilite		Sols intermédiaires, tendance argileuse	-30,00	4188,00	63,89	1,15	1,265
31	Argilite		Sols intermédiaires, tendance argileuse	-30,50	3491,00	63,78	1,15	1,265

Figure A.1 : Résultat de calcul de la longueur du pieu de la pile la plus sollicité

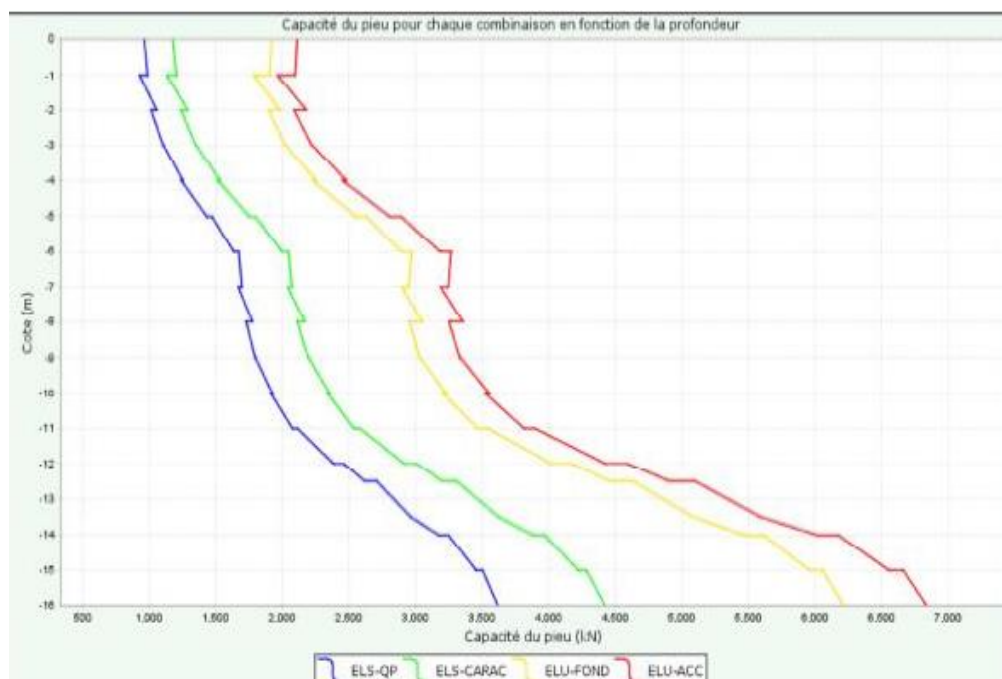


Tableau A.3 : Liste de la vérification des pieux de la pile la plus sollicité

Combinaison	Poids propre	Force verticale en tête du pieu	Portance du pieu	Unité	Résultat
ELU-FOUND	635.2	4579.01	6216.6	kN	OK
ELU-ACC	635.2	2544.78	6839.0	kN	OK
ELS-QP	470.5	1939.97	3617.7	kN	OK
ELS-CARA	470.5	3253.21	4423.0	kN	OK
SIS	470.5	3630.68	6839.0	kN	OK

Figure A.2 : Résultat de calcul de la longueur du pieu de la culé la plus sollicité

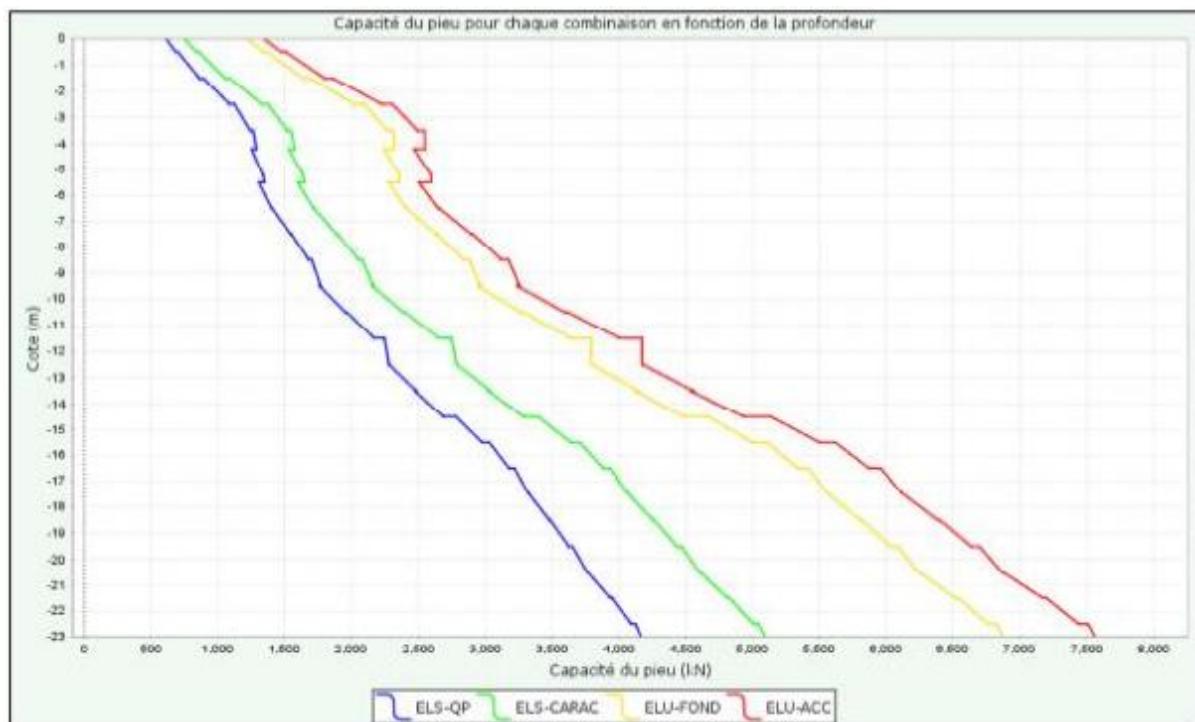


Tableau A.4 : Liste de la vérification des pieux de la culé la plus sollicité

Combinaison	Poids propre	Force verticale en tête du pieu	Portance du pieu	Unité	Résultat
ELU-FOUND	913.0	5691.9	6874.0	kN	OK
ELU-ACC	913.0	3563.7	7562.1	kN	OK
ELS-QP	676.3	2936.6	4165.8	kN	OK
ELS-CARA	676.3	4040.7	5093.8	kN	OK
SIS	676.3	5375.0	7562.1	kN	OK

ANNEXE A : RESULTATS DES ESSAIS GEOTECHNIQUES

RESULTATS D'ESSAI AU LABORATOIRE :

Tableau A.5 : Résultat de l'analyse granulométrique

N° de sondage	PK	Profondeur (m)	Symbole lithologique	Pourcentage de masse tamisée (%) (mm)						
				200 mm	20 mm	2 mm	0.2 mm	0.08 mm	0.02 mm	0.002 mm
SK123-1	PK123+215.1	1.80-2.00	ApS	100,0	100,0	98.9	95.3	90.2	67.9	36.0
		5.00-5.20	Ap	100,0	100,0	100	97.9	95.2	76.0	39.6
SK123-2	PK123+315.3	2.80-3.00	ApS	100,0	100,0	98.9	94.6	89.6	68.3	35.3
		5.80-6.00	ApG	100,0	100,0	84.0	81.2	78.5	64.4	38.9
		9.80-10.00	ApS	100,0	100,0	98.7	95.8	92.4	71.4	40.0
SK123-3	PK123+415.5	2.80-3.00	ApS	100,0	100,0	97.6	92.0	85.9	64.7	33.5
		9.80-10.00	Ap	100,0	100,0	100.0	97.4	94.0	75.6	41.7
		15.80-16.00	Argilite	100,0	100,0	100.0	98.0	95.7	78.1	44.3
SK123-4	PK123+515.7	1.80-2.00	ApS	100,0	100,0	91.6	85.4	82.0	60.7	33.7
		3.80-4.00	AtS	100,0	100,0	100,0	96.0	92.8	71.5	41.0
		5.80-6.00	ApS	100,0	100,0	100,0	93.8	86.3	61.1	26.7
		7.80-8.00	ApS	100,0	100,0	100,0	91.2	84.2	58.6	25.0
		9.80-10.00	ApS	100,0	100,0	95.3	89.8	83.6	58.8	25.6
SK123-5	PK123+615.9	12.80-13.00	ApS	100,0	100,0	93.9	88.6	81.4	55.5	23.6
		1.80-2.00	ApS	100,0	100,0	92.1	85.7	80.5	57.6	29.3
		4.30-4.50	ApS	100,0	100,0	95.6	90.2	85.5	64.7	33.5
		5.50-5.70	At	100,0	100,0	100,0	99.2	97.7	82.5	46.5

Tableau A.6 : Résultats des teneurs en eau/ limites d'atterberg

N° sondage	PK	Profondeur (m)	Symbole Lithologique	Limites d'atterberg				Classe UIC
				WL (%)	WP (%)	IP (%)	IC	
SK123-1	PK123+215.1	1.80-2.00	ApS	42.6	22.6	20.0	1.02	QS1
		3.80-4.00	Ap	44.6	23.2	21.4	0.96	QS1
		5.60-5.90	Ap	47.2	24.5	22.7	1.04	QS1
SK123-2	PK123+315.3	2.80-3.00	ApS	41.8	21.8	20.0	0.93	QS1
		5.80-6.00	ApG	53.8	26.0	27.8	1.06	QS1
		9.80-10.00	ApS	46.0	22.5	23.5	0.88	QS1
		14.80-15.00	Argilite	46.8	23.0	23.8	0.81	QS2
SK123-3	PK123+415.5	18.80-19.00	Argilite	46.4	23.5	22.9	1.01	QS2
		2.80-3.00	ApS	41.9	21.4	10.5	0.91	QS1
		4.80-5.00	Ap	42.9	22.1	20.8	0.90	QS1
		9.80-10.00	Ap	43.6	22.5	21.1	0.78	QS1
		10.80-11.00	Argilite	47.4	24.3	23.1	0.78	QS2
SK123-4	PK123+515.7	15.80-16.00	Argilite	43.4	23.0	20.4	0.81	QS2
		1.80-2.00	ApS	44.1	22.0	22.1	1.14	QS1
		3.80-4.00	AtS	50.3	24.5	25/8	0.93	QS1
N° sondage	PK	Profondeur (m)	Symbole Lithologique	Limites d'atterberg				Classe UIC
				WL (%)	WP (%)	IP (%)	IC	
		5.80-6.00	ApS	39.8	20.5	19.3	0.92	QS1
		7.80-8.00	ApS	41.4	21.2	20.2	1.07	QS1
		9.80-10.00	ApS	41.7	21.8	19.9	1.02	QS1
		12.80-13.00	ApS	41.3	21.5	19.8	0.97	QS1
SK123-5	PK123+615.9	1.80-2.00	ApS	41.7	21.5	20.2	1.13	QS1
		4.30-4.50	ApS	47.3	23.3	24.0	1.06	QS1
		5.50-5.70	At	52.4	25.0	27.4	1.18	QS1

Tableau A.7 : Résultats des essais mécaniques

N° sondage	PK	Profondeur (m)	Symbole lithologique	Pc (KPa)	Cc	Cg	Cisaillement rectiligne	
							Ccu (KPa)	Φ_{cu} (°)
SK123-1	PK123+215.1	1.80-2.00	ApS	210	0.171	0.039		
		5.60-5.90	Ap	260	0.196	0.025	56	22.2
SK123-2	PK123+315.3	2.80-3.00	ApS	195	0.163	0.026		
		9.80-10.00	ApS	210	0.183	0.048	46	20.0
		18.80-19.00	Argilite	-	-	-	52	21.1
SK123-3	PK123+415.5	2.80-3.00	ApS	250	0.177	0.020		
		4.80-5.00	Ap	-	-	-	50	17.8
		9.80-10.00	Ap	300	0.234	0.049	-	-
		10.80-11.00	Argilite	-	-	-	47	18.9
		15.80-16.00	Argilite	310	0.202	0.040	-	-
SK123-4	PK123+515.7	3.80-4.00	AtS	220	0.206	0.046	-	-
		5.80-6.00	ApS	-	-	-	60	22.2
		7.80-8.00	ApS	95	0.112	0.031	37	22.9
SK123-5	PK123+615.9	1.80-2.00	ApS	-	-	-	71	10.1
		4.30-4.50	ApS	260	0.083	0.014	67	22.7
		5.50-5.70	At	215	0.062	0.013	-	-

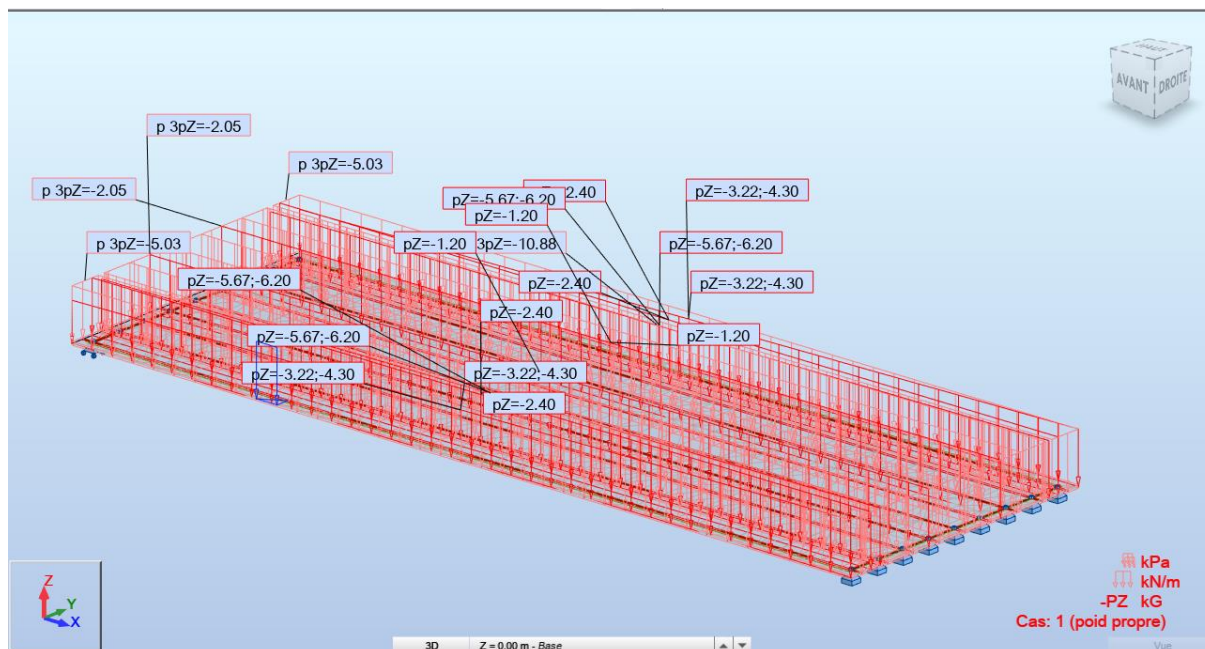


Figure B.1 : poids de Tablier (CP+CCP)

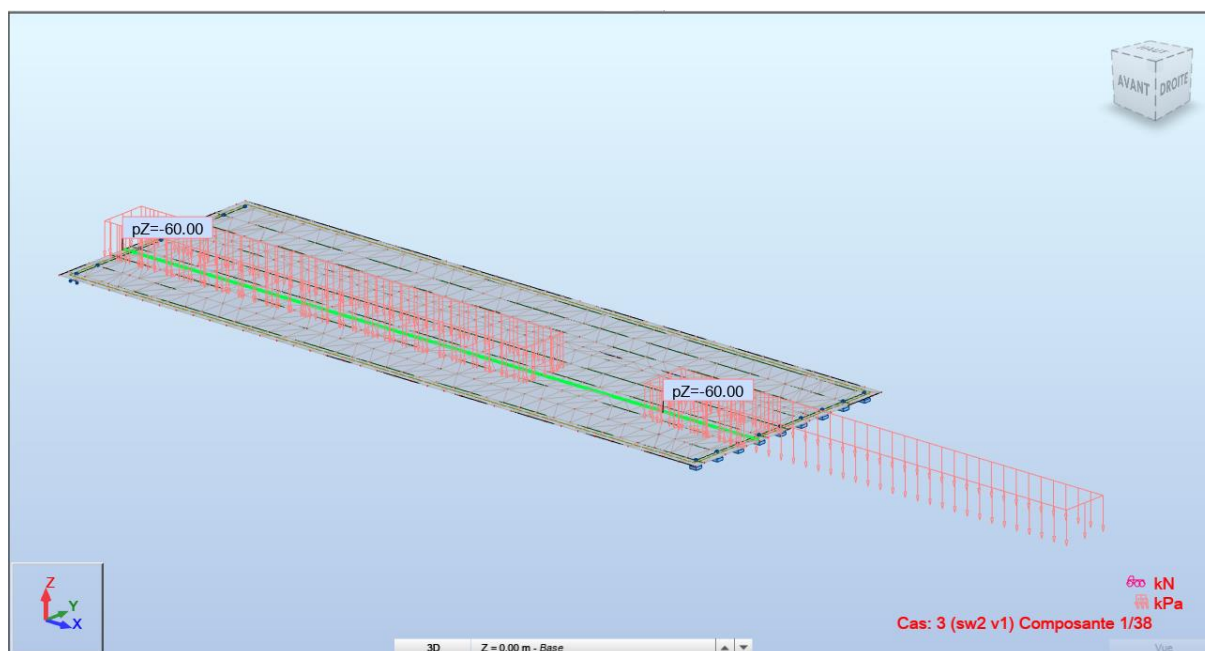


Figure B.2 : une surcharge roulante (SW/2)

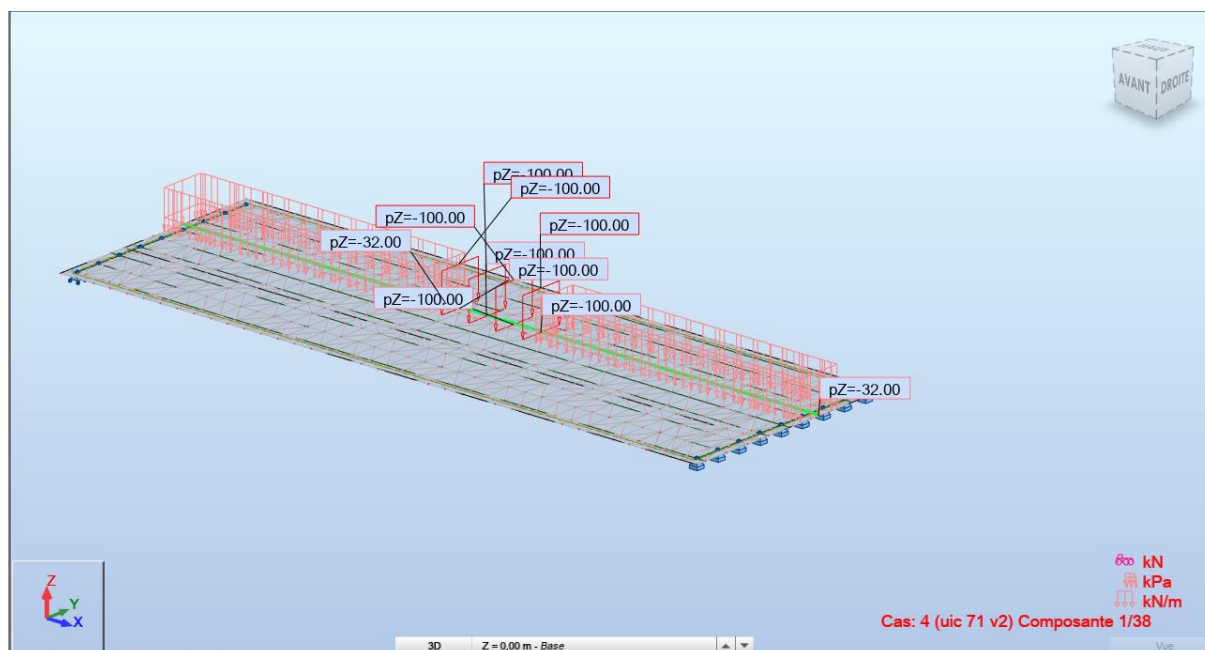


Figure B.3 : une surcharge roulante (UIC 71)

LES EFFORTS MAXIMAUX :

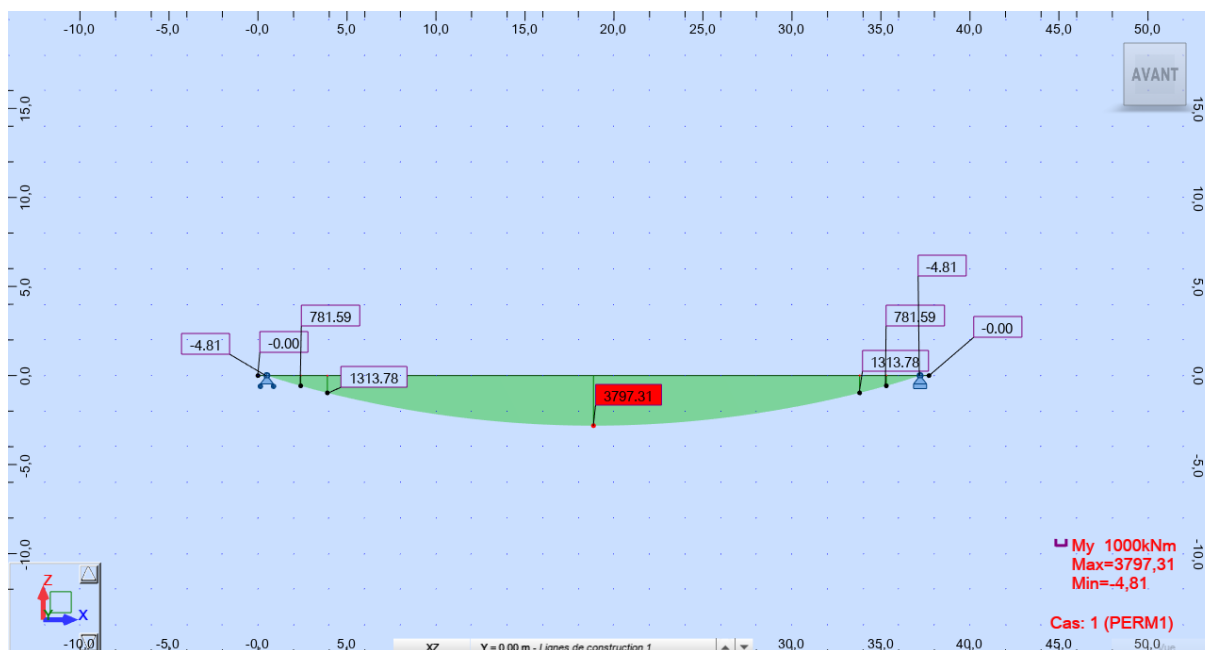


Figure B.4 : Diagramme du moment fléchissant maximum dans une poutre seule.

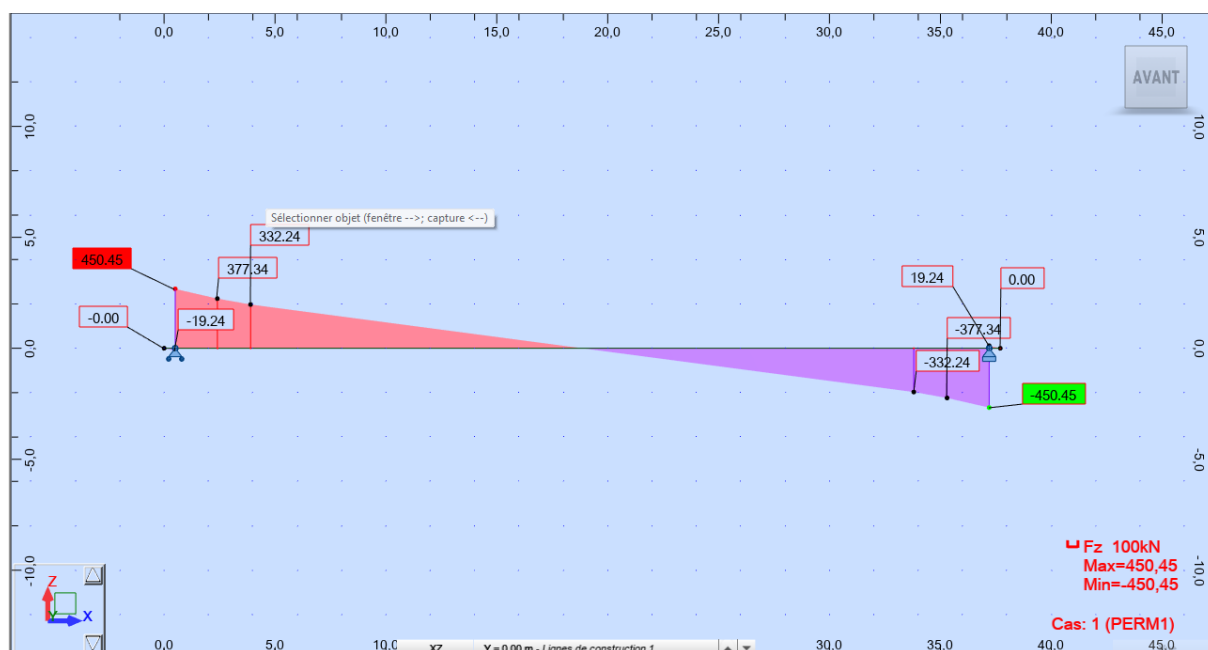


Figure B.5 : Diagramme de l'effort tranchant maximum dans une poutre seule.

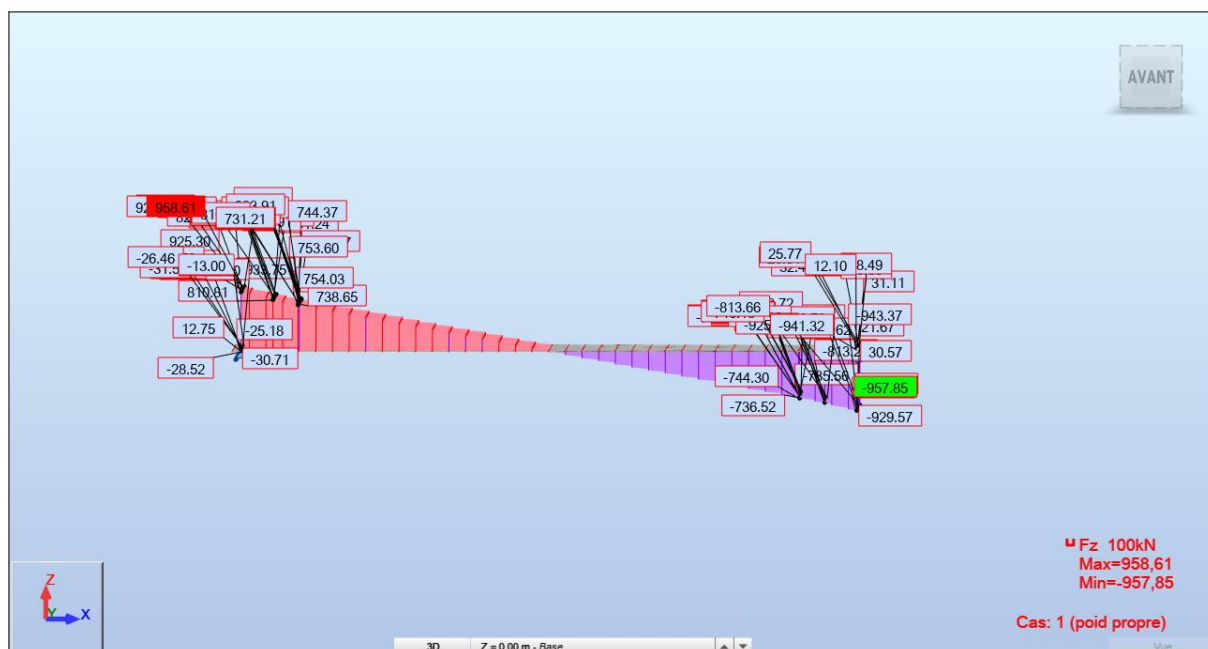


Figure B.6 : Diagramme de l'effort tranchant maximum sous les chargements (CP+CCP)

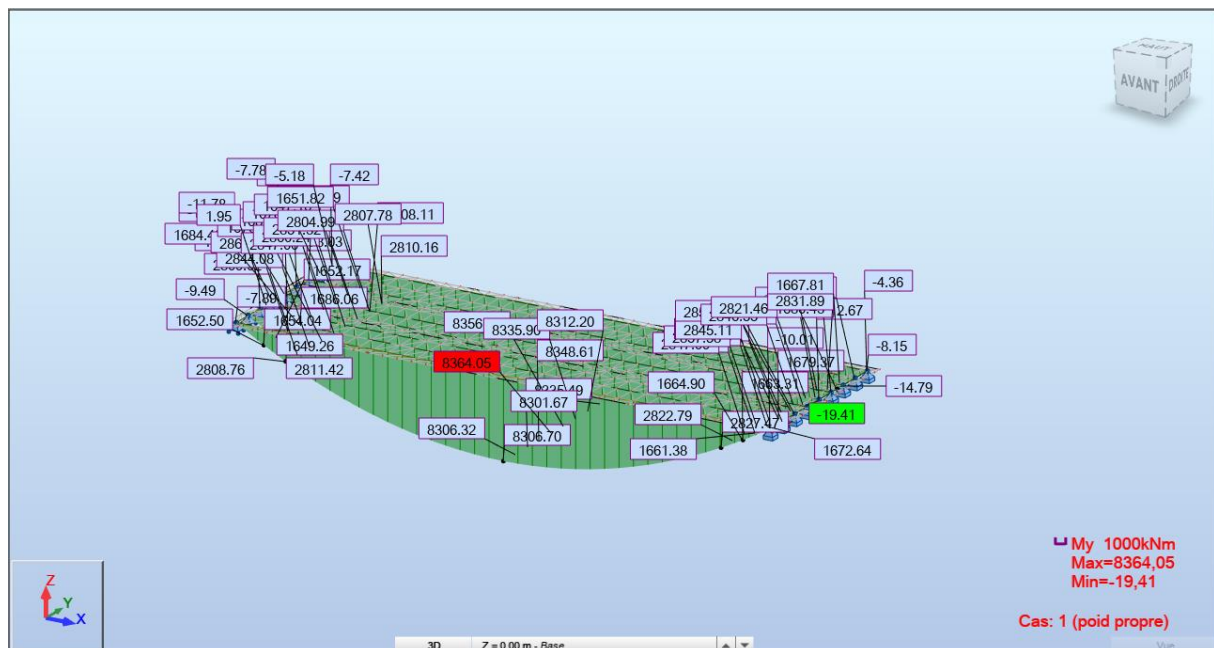


Figure B.7: Diagramme du moment fléchissant maximum sous les chargements (CP+CCP)

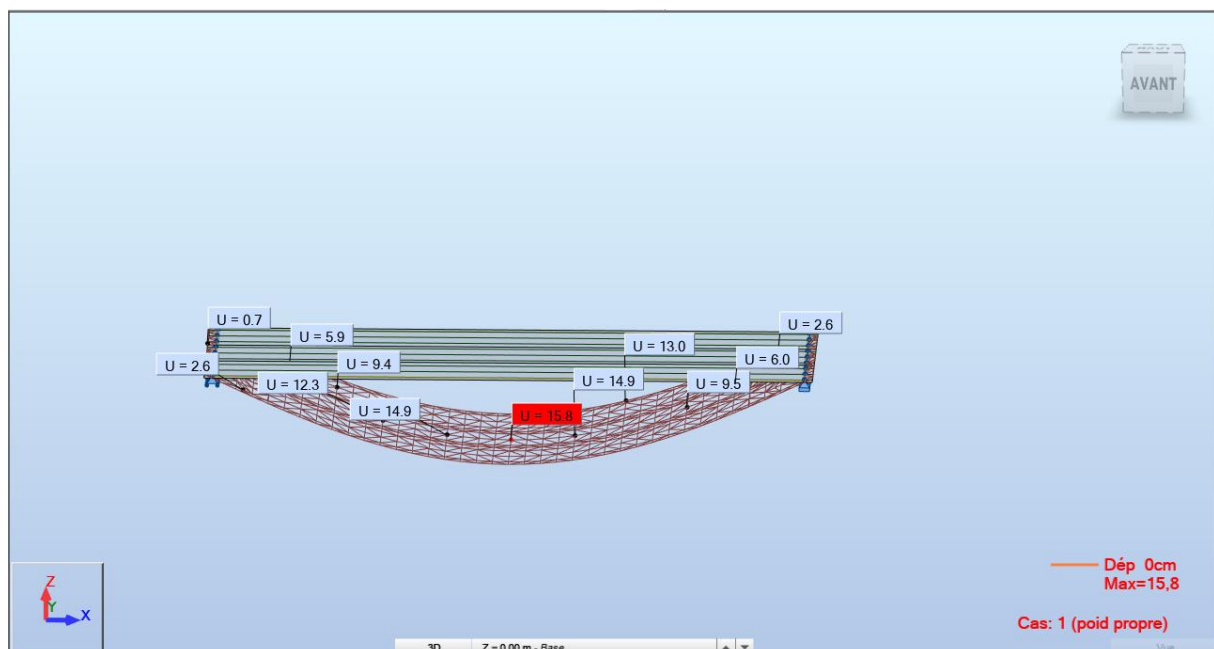


Figure B.8 : La flèche maximale dans la poutre due au poids propre a $t = \infty$

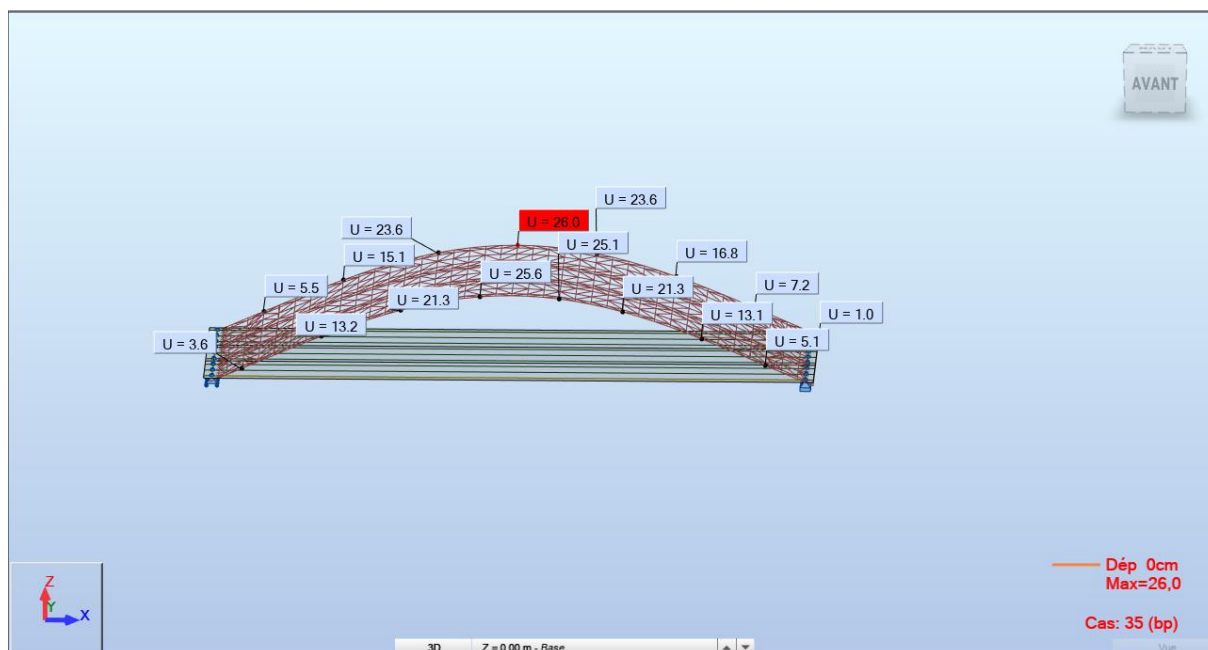


Figure B.9 : la flèche maximale dans la poutre due à la précontrainte a $t=\infty$

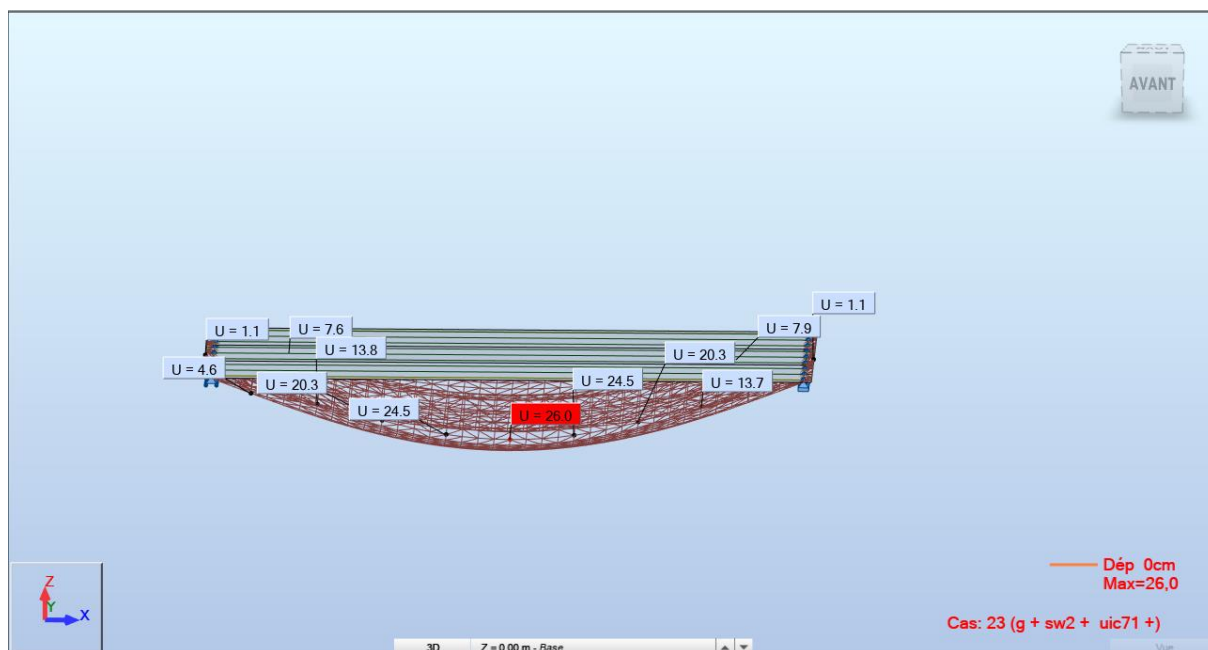


Figure B.10 : flèche maximale à l'ELS a $t=\infty$

Tableau C.1 : Freyssinet pour le renforcement de la zone d'about

Unités	Frettes croisées ou cadres équivalents (FeE 235)							(BS500) Aciers complémentaires (cadres)		
	Nombre de couches	Co (mm)	C (mm)	Diamètre d (mm)	Mandrin diamètre D (mm)	min Centre distance E (mm)	Dim. hors tout LO (mm)	Pas (mm)	Diamètre d (mm)	Nombre
3C15	3	100	75	8	31	90	200	110	8	3
4C15	3	100	75	8	46	90	230	115	12	3
7C15	3	120	90	12	74	130	310	120	12	4
9C15	3	120	110	12	74	140	360	125	14	4
12C15	3	120	120	14	83	160	410	140	16	4
13C15	3	140	125	14	88	170	430	130	16	4
19C15	3	160	125	16	117	200	520	180	20	4

Tableau C.2 : Caractéristiques géométriques d'appareil d'appui.

Appareil d'appui de type B avec e = demi-feuillet									
Enrobage par 2 demi feuillets, $T_a < a/3$ et $T_b_{max} < 300$ mm									
Dimensions		Epaisseur des feuillets en mm							
a	b	6	8	10	12	16	20		
100	150	x	x						
100	200	x	x						
150	200	x	x						
150	250	x	x						
150	300		x						
200	200		x						
200	250		x	x					
200	300		x	x					
200	350		x	x					
200	400		x	x					
250	250		x						
250	300		x	x					
250	350		x	x					
250	400		x	x					
300	300			x					
300	350			x	x				
300	400			x	x				
300	450			x	x				
300	500			x	x				
300	550			x	x				
300	600			x	x				
350	350			x					
350	400			x					
350	450			x					
350	500								
350	550								
350	600								
350	650								
350	700								
350	750								
350	800								
350	850								
350	900								

Tableau C.3 : Caractéristiques des câbles.

T_m	D	S	F_{pk}	M	$F_{p0,1\%}$	F_o	T_o
MPa	mm	mm ²	kN	kg/m	kN	kN	N/mm ²
1770	12.5	93	165	0.726	145	130.5	1416
1770	12.9	100	177	0.781	156	140.4	1416
1770	15.3	140	248	1.093	218	196.2	1416
1770	15.7	150	266	1.172	234	210.6	1416
1860	12.5	93	173	0.726	152	136.8	1488
1860	12.9	100	186	0.781	164	147.6	1488
1860	15.3	140	260	1.093	229	206.1	1488
1860	15.7	150	279	1.172	246	221.4	1488

D diamètre nominal
 F_{pk} valeur caractéristique de la charge maximale (égale à $f_{pk} \cdot A_p$ selon Eurocode 2 ou F_m selon prEN)
 $F_{p0,1\%}$ valeur caractéristique de la charge à la limite conventionnelle d'élasticité à 0,1%
 F_o force maximale indicative à la mise en tension sous l'ancrage : $F_o = \text{Min} \{ 0,8 F_{pk} ; 0,9 F_{p0,1\%} \}$
M masse nominale par mètre
S section nominale
 T_o contrainte à l'origine correspondante à F_o
 T_m contrainte à rupture

Tableau C.4 : Caractéristiques des plaques d'ancrages (01)

Classe de résistance (MPa)		1770	1770	1860	1860	1860	1860
Diamètre (mm)		15,3	15,7	12,5	12,9	15,3	15,7
Nombre de torons	1	196	211	137	148	206	221
	2	392	421	274	295	412	443
	3	589	632	410	443	618	664
	4	785	842	547	590	824	886
	5	981	1053	684	738	1031	1107
	6	1177	1264	821	886	1237	1328
	7	1373	1474	958	1033	1443	1550
	9	1766	1895	1231	1328	1855	1993
	12	2354	2527	1642	1771	2473	2657
	13	2551	2738	1778	1919	2679	2878
	19	3728	4001	2599	2804	3916	4207
	22	4316	4633	3010	3247	4534	4871
	25	4905	5265	3420	3690	5153	5535



9C15

12C15

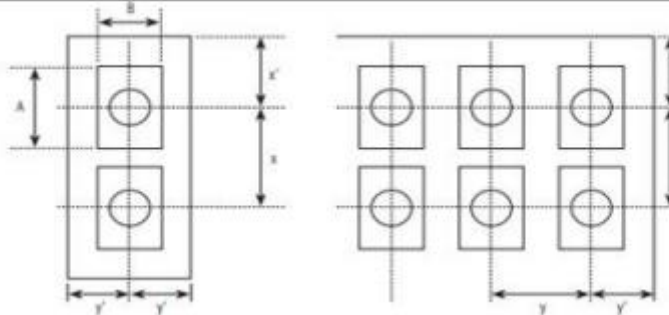
13C15

19C15

22C15

Tableau C.5 : Caractéristiques des plaques d'ancrages (01).

Unités	A (mm)	B (mm)	C (mm)	D (mm)	H (mm)	Øxn (mm)
3C15	150	110	120	85	50	M10x2
4C15	150	120	125	95	50	M10x2
7C15	180	150	186	110	55	M12x2
9C15	225	185	260	150	55	M12x4
12C15	240	200	165	150	65	M12x4
13C15	250	210	246	160	70	M12x4
19C15	300	250	256	185	80	M12x4
22C15	330	275	430	220	90	M12x4
25C15	360	300	400	230	95	M16x4
25CC15	350	290	360	220	95	M16x4
27C15	350	290	360	220	100	M16x4
31C15	385	320	346	230	105	M16x4
37C15	420	350	466	255	110	M16x4
55C15	510	420	516	300	145	M20x4

Tableau C.6 : Caractéristiques des plaques d'ancrages (02).


Les dimensions x et y doivent satisfaire les conditions suivantes :

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

Distances a et b

Unités	a • b (mm)		
	f_{cm} (MPa)		
	24	44	60
9C15	380	300	290
12C15	430	320	300
13C15	450	340	310
19C15	530	400	380
22C15	590	430	410
25C15	630	460	440

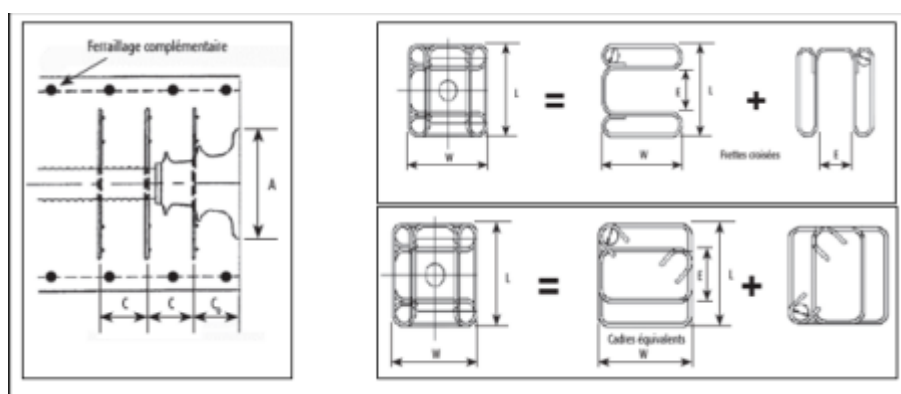


Figure C.1 : les types d'ancrage.

Tableau D.1 : Mode propre

Mode	Fréquence s [Hz]	Période[sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]
1	0,61	1,64	44,21	0	44,21	0
2	0,67	1,49	46,18	0	1,97	0
3	0,72	1,39	63,18	0	17	0
4	0,76	1,32	63,81	0,01	0,63	0,01
5	0,79	1,26	63,81	9,89	0	9,88
6	0,8	1,25	69,27	10,26	5,46	0,37
7	0,81	1,24	69,92	16,18	0,65	5,92
8	0,83	1,2	69,92	24,72	0	8,55
9	0,84	1,19	70,2	24,73	0,28	0
10	0,86	1,16	80,03	24,74	9,83	0,01
11	0,87	1,15	80,03	33,63	0	8,89
12	0,89	1,13	80,04	33,64	0,01	0
13	0,9	1,11	86,21	33,64	6,17	0
14	0,91	1,1	86,23	33,64	0,02	0
15	0,92	1,09	91,27	33,64	5,03	0
16	0,92	1,09	92,72	33,65	1,45	0
17	0,92	1,08	92,72	40,81	0	7,17
18	0,92	1,08	93,18	40,81	0,46	0
19	0,93	1,08	93,18	42,58	0	1,77
20	0,94	1,06	93,18	44,63	0	2,06
21	0,96	1,04	93,18	51,46	0	6,83
22	0,96	1,04	93,18	51,46	0	0
23	0,96	1,04	93,18	51,5	0	0,04
24	0,96	1,04	93,18	51,54	0	0,04
25	0,96	1,04	93,18	51,55	0	0
26	1	1	93,18	51,66	0	0,11
27	1,34	0,74	93,18	58,78	0	7,12
28	1,35	0,74	93,18	64,03	0	5,25
29	1,42	0,7	93,18	71,06	0	7,03
30	1,71	0,59	93,19	73,25	0	2,19
31	1,73	0,58	93,19	74,02	0	0,77
32	1,77	0,57	93,19	74,12	0	0,11
33	1,78	0,56	93,19	74,12	0	0
34	1,78	0,56	93,19	74,13	0	0
35	1,78	0,56	93,19	74,74	0	0,61
36	1,79	0,56	93,19	74,77	0	0,03
37	1,79	0,56	93,19	75,07	0	0,3
38	1,8	0,55	93,19	75,31	0	0,24
39	1,83	0,55	93,19	75,9	0	0,59
40	1,86	0,54	93,19	76,01	0	0,12
41	1,86	0,54	93,19	76,12	0	0,1
42	1,86	0,54	93,19	76,32	0	0,2
43	2,11	0,47	93,19	80,48	0	4,16
44	2,12	0,47	93,27	80,48	0,08	0,01
45	2,26	0,44	93,27	82,55	0	2,07
46	2,28	0,44	93,28	82,55	0	0
47	2,29	0,44	93,79	82,55	0,51	0
48	2,36	0,42	93,9	82,55	0,11	0
49	2,41	0,42	94,62	82,55	0,72	0
50	2,49	0,4	94,62	82,55	0	0

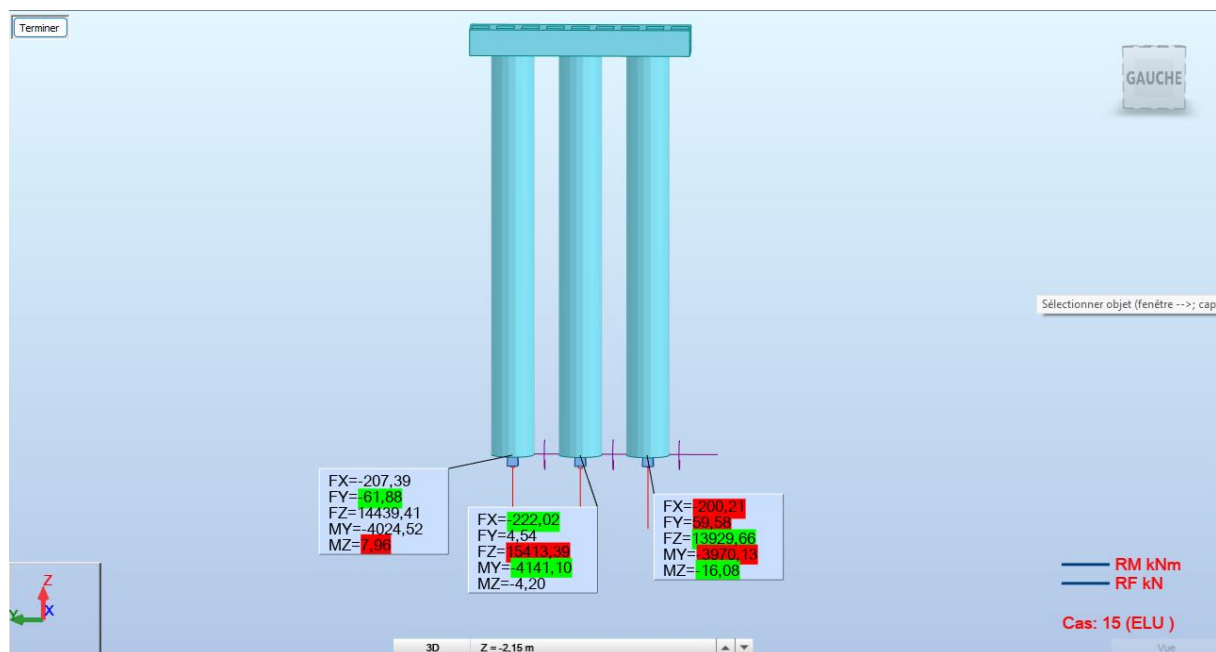


Figure D.1 : les efforts maximaux à la base des futs à L'ELU

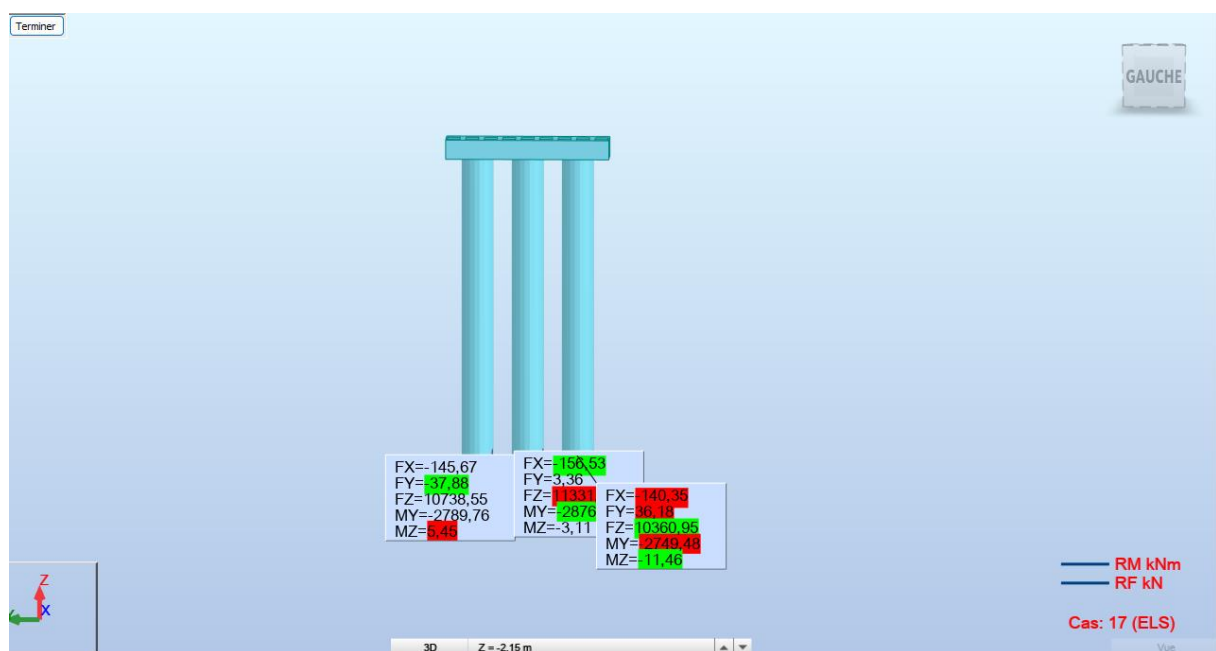


Figure D.2 : les efforts maximaux à la base des futs à L'ELS

CALCUL DE SECTION DE FERRAILLAGE DU FUT

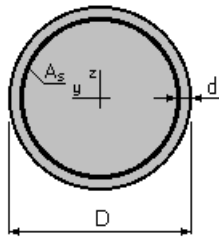
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 30,0$ (MPa)

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

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

2. Section:



$D = 250,0$ (cm)

$d = 5,0$ (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N°	Type	N (kN)	M_y (kN*m)	M_z (kN*m)
1.	ELA	11244,36	18484,44	49,24
2.	ELS	10360,95	2749,48	11,46
3.	ELU	13929,66	3970,13	16,08

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique $A_s = 160,2$ (cm²)

Section minimum $A_{s\ min} = 98,2$ (cm²)

théorique $\rho = 0,33$ (%)

minimum $\rho_{min} = 0,10$ (%)

Section maximum $A_{s\ max} = 2454,4$ (cm²)

maximum $\rho_{max} = 5,00$ (%)

Analyse par Cas:

Cas N° 1: Type ELA N = 11244,36 (kN) $M_y = 18484,44$ (kN*m) $M_z = 49,24$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,00 Pivot: A

Position de l'axe neutre: $y = 61,9$ (cm)

Bras de levier: $Z = 215,0$ (cm)

Déformation du béton: $\epsilon_b = 3,39$ (‰)

Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 10,00$ (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 500,0$ (MPa)

comprimée: $\sigma'_s = 500,0$ (MPa)

Cas N° 2: Type ELS **$N = 10360,95 \text{ (kN)}$ $M_y = 2749,48 \text{ (kN*m)}$ $M_z = 11,46 \text{ (kN*m)}$**

Coefficient de sécurité: 4,88
 Position de l'axe neutre: $y = 277,1 \text{ (cm)}$
 Bras de levier: $Z = 145,0 \text{ (cm)}$
 Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 3,7 \text{ (MPa)}$
 Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 18,0 \text{ (MPa)}$
 Contrainte de l'acier:
 comprimée: $\sigma_s' = 54,2 \text{ (MPa)}$
 Contrainte limite de l'acier:
 $\sigma_{s \text{ lim}} = 250,0 \text{ (MPa)}$

Cas N° 3: Type ELU **$N = 13929,66 \text{ (kN)}$ $M_y = 3970,13 \text{ (kN*m)}$ $M_z = 16,08 \text{ (kN*m)}$**

Coefficient de sécurité: 4,53 Pivot: B
 Position de l'axe neutre: $y = 221,8 \text{ (cm)}$
 Bras de levier: $Z = 145,5 \text{ (cm)}$
 Déformation du béton: $\varepsilon_b = 3,50 \text{ (‰)}$
 Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 0,36 \text{ (‰)}$
 Contrainte de l'acier:
 tendue: $\sigma_s = 71,7 \text{ (MPa)}$
 comprimée: $\sigma_s' = 434,8 \text{ (MPa)}$

CALCUL DU FERRAILLAGE DE LA NAPPE SUPERIEURE DU CHEVETRE

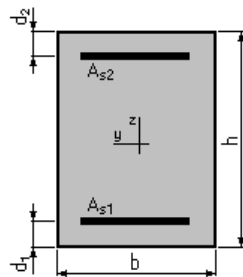
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 30,0$ (MPa)

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

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

2. Section:



$$b = 260,0 \text{ (cm)}$$

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

$$d_1 = 5,0 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 5,0 \text{ (cm)}$$

3. Moments appliqués:

	$M_{\max}$ (kN*m)	$M_{\min}$ (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	-4813,41	0,00
Etat Limite de Service	-3565,49	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 0,0$ (cm ²)	Section théorique	$A_{s2} = 107,4$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s \min} = 0,0$ (cm ²)		
théorique	$\rho = 0,28$ (%)		
minimum	$\rho_{\min} = 0,10$ (%)		

Analyse par Cas:

Cas ELU	$M_{\max} = -4813,41$ (kN*m)	$M_{\min} = 0,00$ (kN*m)
Coefficient de sécurité:	1,36	Pivot: A
Position de l'axe neutre:	$y = 13,2$ (cm)	
Bras de levier:	$Z = 139,7$ (cm)	
Déformation du béton:	$\varepsilon_b = 1,00$ (‰)	
Déformation de l'acier:	$\varepsilon_s = 10,00$ (‰)	

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 434,8$ (MPa)

Cas ELS $M_{\max} = -3565,49$ (kN*m) $M_{\min} = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,00

Position de l'axe neutre: $y = 36,6$ (cm)

Bras de levier: $Z = 132,8$ (cm)

Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 5,6$ (MPa)

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 18,0$ (MPa)

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 250,0$ (MPa)

Contrainte limite de l'acier:

$\sigma_{s \lim} = 250,0$ (MPa)

CALCUL DU FERRAILLAGE DE LA NAPPE INFÉRIEURE DU CHEVETRE

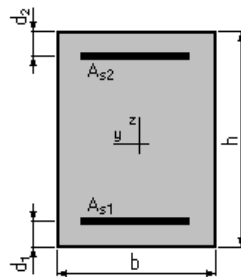
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 30,0$ (MPa)

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

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

2. Section:



$$b = 260,0 \text{ (cm)}$$

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

$$d_1 = 5,0 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 5,0 \text{ (cm)}$$

3. Moments appliqués:

	$M_{\max}$ (kN*m)	$M_{\min}$ (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	1283,73	0,00
Etat Limite de Service	950,96	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 37,7 \text{ (cm}^2\text{)}$	Section théorique	$A_{s2} = 0,0 \text{ (cm}^2\text{)}$
Section minimum	$A_{s \min} = 37,7 \text{ (cm}^2\text{)}$		
théorique	$\rho = 0,10 \text{ (\%)}\text{}$		
minimum	$\rho_{\min} = 0,10 \text{ (\%)}\text{}$		

Analyse par Cas:

Cas ELU	$M_{\max} = 1283,73 \text{ (kN*m)}$	$M_{\min} = 0,00 \text{ (kN*m)}$
Coefficient de sécurité:	1,83	Pivot: A
Position de l'axe neutre:	$y = 4,6 \text{ (cm)}$	
Bras de levier:	$Z = 143,1 \text{ (cm)}$	
Déformation du béton:	$\varepsilon_b = 0,33 \text{ (\%)}\text{}$	
Déformation de l'acier:	$\varepsilon_s = 10,00 \text{ (\%)}\text{}$	

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 434,8$ (MPa)

Cas ELS $M_{\max} = 950,96$ (kN*m) $M_{\min} = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,36

Position de l'axe neutre: $y = 23,0$ (cm)

Bras de levier: $Z = 137,3$ (cm)

Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 1,0$ (MPa)

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 18,0$ (MPa)

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 13,0$ (MPa)

Contrainte limite de l'acier:

$\sigma_{s \lim} = 250,0$ (MPa)

CALCUL DU FERRAILLAGE DES PIEUX

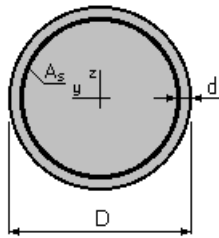
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 30,0$ (MPa)

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

- * Fissuration préjudiciable
- * Prise en compte des dispositions sismiques
- * Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$D = 120,0$ (cm)

$d = 5,0$ (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N°	Type	N (kN)	M_y (kN*m)	M_z (kN*m)
1.	ELU	3696,97	498,35	49,24
2.	ELS	2751,02	365,25	11,46
3.	ELU	0,00	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique $A_s = 113,1$ (cm²)

Section minimum $A_{s\ min} = 113,1$ (cm²)

théorique $\rho = 1,00$ (%)

minimum $\rho_{min} = 0,50$ (%)

Section maximum $A_{s\ max} = 565,5$ (cm²)

maximum $\rho_{max} = 5,00$ (%)

Analyse par Cas:

Cas N° 1: Type ELU **N = 3696,97 (kN)** **$M_y = 498,35$ (kN*m)** **$M_z = 49,24$ (kN*m)**

Coefficient de sécurité: 4,64 Pivot: B

Position de l'axe neutre: $y = 110,1$ (cm)

Bras de levier: $Z = 66,0$ (cm)

Déformation du béton: $\epsilon_b = 3,50$ (‰)

Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 0,15$ (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 29,4$ (MPa)

comprimée: $\sigma'_s = 434,8$ (MPa)

Cas N° 2: Type ELS **N = 2751,02 (kN)** **M_y = 365,25 (kN*m)** **M_z = 11,46 (kN*m)**

Coefficient de sécurité: 4,66
 Position de l'axe neutre: $y = 133,4$ (cm)
 Bras de levier: $Z = 67,1$ (cm)
 Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 3,9$ (MPa)
 Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 18,0$ (MPa)
 Contrainte de l'acier:
 comprimée: $\sigma_s' = 55,8$ (MPa)
 Contrainte limite de l'acier:
 $\sigma_{s \text{ lim}} = 250,0$ (MPa)

Cas N° 3: Type ELU **N = 0,00 (kN)** **M_y = 0,00 (kN*m)** **M_z = 0,00 (kN*m)**

Coefficient de sécurité: 100,00 Pivot:
 Position de l'axe neutre: $y = 133,4$ (cm)
 Bras de levier: $Z = 67,1$ (cm)
 Déformation du béton: $\varepsilon_b = 3864295554,78$ (‰)
 Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 0,00$ (‰)
 Contrainte de l'acier:
 comprimée: $\sigma_s' = 434,8$ (MPa)

CALCUL DE SECTION DE FERRAILLAGE DU MUR FRONTAL

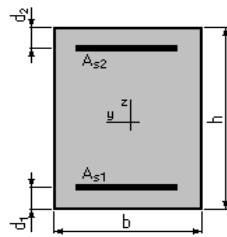
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 30,0$ (MPa)

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

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

2. Section:



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

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

$$d_1 = 5,0 \quad (\text{cm})$$

$$d_2 = 5,0 \quad (\text{cm})$$

3. Efforts appliqués:

Cas N°	Type	N (kN)	M (kN*m)
1.	ELS	1376,95	-1897,33
2.	ELU	1858,89	-2569,94

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 0,0$ (cm ²)	Section théorique	$A_{s2} = 34,2$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s\min} = 14,5$ (cm ²)		
théorique	$\rho = 0,24$ (%)		
minimum	$\rho_{\min} = 0,10$ (%)		

Analyse par Cas:

Cas N° 1: Type ELS N = 1376,95 (kN) M = -1897,33 (kN*m)

Coefficient de sécurité:	1,00
Position de l'axe neutre:	$y = 50,3$ (cm)
Bras de levier:	$Z = 128,2$ (cm)
Contrainte maxi du béton:	$\sigma_b = 8,9$ (MPa)
Contrainte limite:	$0,6 f_{cj} = 18,0$ (MPa)

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 250,0$ (MPa)
Contrainte limite de l'acier: $\sigma_{s\ lim} = 250,0$ (MPa)

Cas N° 2: Type ELU **N = 1858,89 (kN)** **M = -2569,94 (kN*m)**

Coefficient de sécurité: 1,41 Pivot: A
Position de l'axe neutre: y = 30,2 (cm)
Bras de levier: Z = 132,9 (cm)
Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 10,00$ (‰)
Déformation du béton: $\varepsilon_b = 2,63$ (‰)
Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 434,8$ (MPa)

CALCUL DE SECTION DE FERRAILLAGE DU MUR GARDE GREVE

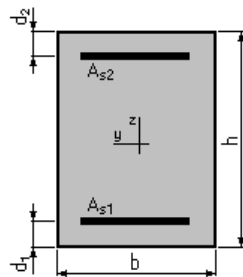
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 30,0$ (MPa)

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

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

2. Section:



$b = 100,0$ (cm)

$h = 40,0$ (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)	297,62	0,00
Etat Limite de Service	169,43	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 21,9$ (cm ²)	Section théorique	$A_{s2} = 0,0$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s\ min} = 4,1$ (cm ²)		
théorique	$\rho = 0,63$ (%)		
minimum	$\rho_{min} = 0,12$ (%)		

Analyse par Cas:

Cas ELU	$M_{max} = 297,62$	(kN*m)	$M_{min} = 0,00$	(kN*m)
Coefficient de sécurité:	1,03		Pivot: A	
Position de l'axe neutre:	$y = 7,0$	(cm)		
Bras de levier:	$Z = 32,2$	(cm)		
Déformation du béton:	$\epsilon_b = 2,50$	(‰)		
Déformation de l'acier:	$\epsilon_s = 10,00$	(‰)		
Contrainte de l'acier:				

tendue: $\sigma_s = 434,8$ (MPa)

Cas ELS $M_{\max} = 169,43$ (kN*m) $M_{\min} = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,00

Position de l'axe neutre: $y = 12,2$ (cm)

Bras de levier: $Z = 30,9$ (cm)

Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 9,0$ (MPa)

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 18,0$ (MPa)

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 250,0$ (MPa)

Contrainte limite de l'acier:

$\sigma_{s \lim} = 250,0$ (MPa)

CALCUL DE SECTION DE FERRAILLAGE HORIZONTALE DU MUR EN RETOUR

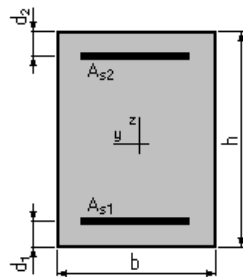
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 30,0$ (MPa)

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

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

2. Section:



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

$$h = 70,0 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 5,0 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 5,0 \text{ (cm)}$$

3. Moments appliqués:

	$M_{\max}$ (kN*m)	$M_{\min}$ (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	0,00	0,00
Etat Limite de Service	305,99	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 20,7 \text{ (cm}^2\text{)}$	Section théorique	$A_{s2} = 0,0 \text{ (cm}^2\text{)}$
Section minimum	$A_{s \min} = 6,7 \text{ (cm}^2\text{)}$		
théorique	$\rho = 0,32 \text{ (\%)} $		
minimum	$\rho_{\min} = 0,10 \text{ (\%)} $		

Analyse par Cas:

Cas ELS $M_{\max} = 305,99$ (kN*m) $M_{\min} = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,00

Position de l'axe neutre: $y = 17,2 \text{ (cm)}$

Bras de levier: $Z = 59,3 \text{ (cm)}$

Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 6,0 \text{ (MPa)}$

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 18,0 \text{ (MPa)}$

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 250,0 \text{ (MPa)}$

Contrainte limite de l'acier:

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

CALCUL DE SECTION DE FERRAILLAGE VERTICALE DU MUR EN RETOUR

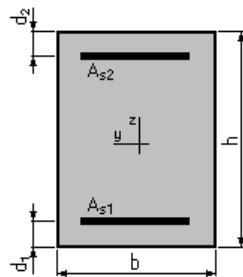
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 30,0$ (MPa)

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

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

2. Section:



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

$$h = 70,0 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 5,0 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 5,0 \text{ (cm)}$$

3. Moments appliqués:

	$M_{\max}$ (kN*m)	$M_{\min}$ (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	0,00	0,00
Etat Limite de Service	547,08	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 38,0$ (cm ²)	Section théorique	$A_{s2} = 0,0$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s \min} = 6,7$ (cm ²)		
théorique	$\rho = 0,58$ (%)		
minimum	$\rho_{\min} = 0,10$ (%)		

Analyse par Cas:

Cas ELS $M_{\max} = 547,08$ (kN*m) $M_{\min} = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,00

Position de l'axe neutre: $y = 22,1$ (cm)

Bras de levier: $Z = 57,6$ (cm)

Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 8,6$ (MPa)

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 18,0$ (MPa)

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 250,0 \text{ (MPa)}$

Contrainte limite de l'acier:

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