

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 OUVRAGE D'ART AU
PK00+559.75 DANS LE CADRE DU PROJET DE
DEDOUBLEMENT DE LA RN16 ENTRE SOUK AHRAS ET
MECHROUHA.**

Présenté par :

- ❖ BOUROUBA Meriem
- ❖ BOUCHIREB Khedidja

Encadré par :

- ❖ Mr. GUERFI Moussa
- ❖ Mr. BLAOURA Mebarek

Promotion 2025 / 2026

REMERCIEMENTS



Tout d'abord, nous exprimons notre profonde gratitude envers **Allah le plus puissant** pour nous avoir donné la force, la volonté et le courage nécessaires à l'accomplissement de ce mémoire.

Nos plus sincères remerciements vont à nos très chers parents pour leur soutien inconditionnel, leurs encouragements constants et les nombreux sacrifices qu'ils ont consentis tout au long de notre parcours.

Nous tenons à adresser nos vifs remerciements à **Mr. GUERFI Moussa**, notre encadrant, pour ses précieux conseils, son orientation judicieuse, sa disponibilité, sa patience et l'attention qu'il nous a portée durant toutes les étapes de ce travail.

Nous remercions également chaleureusement notre co-encadreur **Mr. BELAOURA Mebarek** pour son accompagnement, ses remarques pertinentes et ses conseils avisés, qui ont grandement contribué à améliorer la qualité de ce mémoire.

Nous remercions également **Mr. ZOURGUI** pour son aide précieuse.

Nous tenons aussi à remercier **M. DJABOUB** pour son aide précieuse lors de la modélisation avec le logiciel MIDAS.

Nos remerciements s'adressent aussi à l'ensemble des enseignants de l'E.N.S.T.P qui nous ont transmis leur savoir et nous ont initiés au domaine des Travaux Publics. Nous sommes honorés d'avoir été leurs étudiants.

Sans oublier de remercier l'administration de l'école et les responsables de la bibliothèque pour leur aide précieuse dans la recherche documentaire. Un remerciement tout particulier à **Mme RACHIDA**, qui mérite toute notre reconnaissance et notre estime pour sa gentillesse et son soutien constant. Nos remerciements vont également à **Mr. MUSTAPHA** et

Mme AMINA pour leur assistance précieuse.

Les membres de l'honorable jury, qui ont manifesté un grand intérêt en présidant et en examinant ce modeste travail.

Enfin, à tous ceux qui ont contribué, de près ou de loin, à l'élaboration de ce projet.

Merci à toutes et à tous.

إهداء

الحمد لله على لذة الإنجاز والحمد لله عند البدء والختام.

{وَأَخِرُ دَعْوَاهُمْ أَنْ الْحَمْدُ لِلَّهِ رَبِّ الْعَالَمِينَ}

لم تكن الرحلة سهلة، لكنني وصلت، والحمد لله الذي يسّر البدايات وبلغنا النهايات.

وبكل حب أهدي ثمرة تخرجي ونجاحي:

إلى النور الذي أنار دربي والسراج الذي لا ينطفئ نوره أبدًا، والذي بذل جهد السنين من أجل أن أعتلي سلالم النجاح إلى من أحمل اسمه بكل فخر إلى من حصد الأشواك في دربي ليُمهد لي طريق العلم طالما عاهدته بهذا النجاح ها أنا أتممت وعدي وأهديته إليك "حبيبي وقوتي أبي الغالي".

إلى من جعل الله الجنة تحت أقدامها، واحتضني قلبها قبل يديها وسهلت لي الشدائد بدعائها، إلى القلب الحنون إلى سر قوتي وسماي جنتي "أمي الغالية".

إلى أخواتي، سندي في كل خطوة، والداعمين لي في كل ضعف، والفرحين بي في كل نجاح

"بسمة، شيرين وكنزة".

إلى رفيقة الدرب "خديجة"، من كانت لي أختًا في كل الظروف شاركتني التعب والضحك والمذاكرة والنجاح، لك مني كل الامتنان... فهذا التخرج لنا معًا.

إلى صديقتي وصندوق أسراري ونصف فرحتي "خيرة"، لا كلمات تكفي لوصف امتنان قلبي لك، كنت دائمًا الأوفى، وها أنا أشاركك ثمرة هذا الإنجاز بكل فخر.

إلى من جمعني بهن الجامعة "شيماء، أسماء، هبة، خديجة، صباح، رانيا، ياسمين، هند، زهية،

سيليا"، صحبتكم كانت دعمًا لا يُنسى ورفقة لا تُعوّض.

إلى صديقات الطفولة "هديل، إكرام، مروة وأحلام"، ذكرياتكن رافقتني في كل خطوة، فشكرًا على البدايات الجميلة.

إلى كل من دعا لي، أو تمنى لي الخير والنجاح... شكرًا من القلب، فبدعائكم اكتملت الرحلة.

مريم

إهداء

لم تكن الرحلة قصيرة ولم يكن الطريق محفوفًا بالتسهيلات فالحمد لله الذي بنوره تستنير الطرقات وبفضله تتساقط عوائق الترح، وتثمر المحاولات الحمد لله عدد ما خط بالقلم وعدد ما نطق بالحروف وعدد ما تردد صدى العلم في أروقة الزمن.

ومن منبر الامتنان الذي يفيض من قلبي أقدم أسمى آيات الشكر والعرفان لرب لطيف كريم، سدد خطاي، وكان رفيقي في اللحظات التي كادت تنهكني.

أهدي هذا النجاح لنفسي الطموحة أولاً ابتدأت بطموح وانتهت بنجاح ثم إلى كل من سعى معي لإتمام مسيرتي الجامعية دمتم سنداً لا ينتهي.

وبكل حب أهدي ثمرة نجاحي وتخرجي

إلى من أكرمني الله به وجعله من بين صفوة الرجال أبا لي وزادني به شرفاً وعلوًا واعتزازًا.

(أبي الحبيب)

إلى أنيسة العُمر وحبيبة الروح وأعظم نعم الله علي، من أضاءت بالحب دربي وأنارت باللطف والود طريقي وكانت لي سحابةً ماطراً بالحب والبذل والعطاء.

(أمي الحبيبة)

إلى ذلك الذي كان يسير معي إلى أن أصل إلى وجهتي ويحيطني بدعواته من فارق الحياة تاركاً فينا حزناً لا ينتهي.

(جدي الغالي رحمه الله)

إلى ضلعي الثابت وملهمي إلى من شددت عضدي به، إلى من كان داعماً لي منذ الطفولة.

(أخي هشام)

إلى العين الثانية حبيب القلب والروح من سقى الفؤاد بطيب كلماته.

(أخي سيدعلي)

إلى وحيدتي وصغيرتي وسر فرحتي ونبض الحياة.

(أختي سارة)

إلى أحن وأنقى قلبين في الدنيا، الحضن الدافئ والدعاء الصادق (جدي جوهرة ومسعودة)

إلى شريكة دربي ومن ساندتني في مسيرتي من كانت بمثابة الأخت دمت ناجحة ومتألقة ومبدعة دائماً (بوروبة مريم) إلى صديقة المواقف لا السنين رفيقة الطفولة ومنيع الإيجابية صديقة العمر (يعقوبي إكرام) لأتمنى لك كل التوفيق في مسيرتك الدراسية.

إلى زميلاتي في مقاعد الدراسة من تقاسمنا الحزن والفرح (خديجة، نورهان، منال، إيناس، صباح، رانيا، مروة). وأخيراً أسأل الله أن يبارك هذا المنجز وأن يجعله لي ولمن أحب سبباً في الخير والتوفيق فله الحمد أولاً وآخراً، وظاهراً وباطناً، وهو نعم المولى ونعم النصير.

ختاماً بداية النجاح تنطلق من هاته النقطة ولقوله تعالى "وَأَنْ لَيْسَ لِلْإِنْسَانِ إِلَّا مَا سَعَى."

خديجة

ملخص

يتناول هذا العمل تصميم ودراسة جسر سيتم إنجازه في إطار مشروع ازدواجية الطريق الوطني رقم 16 الرابط بين ولاية سوق أهراس والمشروحة، يقع هذا الجسر عند النقطة الكيلومترية 559,77+00.

لقد بدأنا دراستنا بعرض عام للمشروع والبيانات المختلفة المتعلقة به، ثم انتقلنا إلى مرحلة التصميم العام، حيث قمنا باقتراح ثلاثة إختيارات مختلفة للمنشأ. وبعد إجراء مقارنة أولية في الأبعاد، اخترنا الخيار الأول، والمتمثل في جسر ذو عوارض مسبقة الصنع من الخرسانة سابقة الإجهاد بواسطة الشد اللاحق، وذلك لإجراء دراسة مفصلة، بعد ذلك، قمنا بتحديد خصائص المواد المستخدمة في الحسابات، وتقييم الأحمال الدائمة والأحمال المتغيرة المؤثرة على المنشأ، تم تخصيص الفصل التالي لدراسة الطابق العلوي، حيث تطرقنا إلى الجهود الطولية والعرضية، الشد المسبق، وكذلك تجهيزات الجسر، أما الفصل الأخير، فقد خُصص لدراسة البنية التحتية، لا سيما المتكأ و الأعمدة والركائز ، تم إنجاز عملية النمذجة باستعمال برنامج ميداس سيفيل، أما رسومات المقاطع فقد تم إعدادها بواسطة برنامج أوتوكاد، وتم تصميم تسليح الخرسانة باستخدام برنامج روبروكسبار 2010.

الكلمات المفتاحية: جسر علوي، الشد المسبق، العوارض، الدراسة الزلزالية، البنية التحتية.

Abstract

The present work focuses on the design and study of a viaduct that will be constructed as part of the duplication project of National Road No. 16, connecting the wilaya of SOUK AHRAS to MECHROUHA. The viaduct is located at PK 00+559.755.

We began our study with a general presentation of the project and the various related data. Then, we proceeded with a general design phase, in which we proposed three different alternatives for the structure. After a comparative preliminary sizing, we selected the first option—a bridge with prefabricated beams in post-tensioned prestressed concrete—for a detailed study. Next, we defined the characteristics of the materials used in the calculations, followed by an evaluation of the permanent loads and live loads applied to the structure. The following chapter was devoted to the deck, including the study of longitudinal and transverse stresses, prestressing, and the equipment of the bridge. The final chapter focused on the study of the substructure, in particular the piers and the abutment. The modeling was carried out using MIDAS CIVIL, section drawings were produced using AUTOCAD, and the reinforcement detailing was done using ROBOT EXPERT 2010.

Keywords: Viaduct, prestressing, beams, seismic study, infrastructure.

Résumé

Le présent travail porte sur la conception et l'étude d'un viaduc qui sera réalisé dans le cadre du projet de dédoublement de la RN16, reliant la wilaya de SOUK AHRAS à MECHROUHA. Le viaduc est situé au PK 00+559.755.

Nous avons entamé notre étude par la présentation générale du projet ainsi que des différentes données qui s'y rapportent. Par la suite, nous avons procédé à une conception générale, dans laquelle nous avons proposé trois variantes de l'ouvrage. Après un pré-dimensionnement comparatif, nous avons retenu la première variante, à savoir : un pont à poutres préfabriquées en béton précontraint par post-tension, pour une étude détaillée. Nous avons ensuite défini les caractéristiques des matériaux utilisés dans les calculs, puis évalué les différentes charges permanentes et les surcharges appliquées sur l'ouvrage. Le chapitre suivant a été consacré au tablier, avec l'étude des sollicitations longitudinales et transversales, de la précontrainte, ainsi que des équipements de l'ouvrage, le dernier chapitre traite de l'étude de l'infrastructure, notamment les piles et la culée, La modélisation a été réalisée à l'aide du logiciel MIDAS CIVIL, les dessins des sections ont été réalisés avec AUTOCAD, et le ferrailage avec ROBOT EXPERT 2010.

Mots-clés : Viaduc, précontrainte, poutres, étude sismique, infrastructure.

SOMMAIRE

INTRODUCTION GENERALE	1
CHAPITRE I : PRESENTATION DE PROJET	2
I.1. INTRODUCTION.....	3
I.2. PRESENTATION DU PROJET	3
I.2.1. Situation du projet	3
I.3. LES DONNEES DE PROJET	3
I.3.1. Les Données Fonctionnelles.....	3
I.3.2. Les Données Naturelles.....	5
I.3.3. Géotechnique.....	6
I.4. CONCLUSION	8
CHAPITRE II : CONCEPTION ET PREDIMENSIONNEMENT	9
II.1. INTRODUCTION	10
II.2. Proposition des variantes	10
II.2.2. Variante 02 : « Pont voussoirs en béton précontraint construit par encorbellements successifs coulé en place »	12
II.2.3. Variante 03 : « Pont Mixte Bipoutre »	13
II.3. ANALYSE MULTICRITERE	15
II.3.1. Comparaison entre les 3 techniques de construction	15
II.3.2. Devis estimatif	16
II.3.3. Analyse des variantes.....	17
II.4. CONCLUSION.....	17
CHAPITRE III : CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX	21
III.1. INTRODUCTION	22
III.2. NORMES ET REGLES DE CALCUL	22
III.3. CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX	22
III.3.1. Béton.....	22
III.3.2. Armature passive	24
III.3.3. Armature active (précontrainte).....	24
III.4. CONCLUSION	25
CHAPITRE IV : CHARGES ET SOLLICITATIONS	26
IV.1. INTRODUCTION	27

IV.2. EVALUATION DES CHARGES	27
IV.2.1. Actions Permanentes.....	27
IV.2.2. Action Thermique	28
IV.2.3. Evaluation des actions dues au trafic.....	29
IV.3. CONCLUSION.....	34

CHAPITRE V : CALCUL DU TABLIER..... 35

V.1. INTRODUCTION.....	36
V.2. CALCUL LONGITUDINAL.....	36
V.2.1. Calcul des éléments de réduction dus aux charges	36
V.2.2. Calcul des éléments de réduction dus aux surcharges.....	37
V.3. CALCUL TRANSVERSAL	44
V.3.1. Détermination des paramètres de calcul	44
V.3.2. Répartition transversale des moments fléchissant.....	46
V.3.3. Combinaisons des Charges.....	48
V.4. CALCUL AUTOMATIQUE (Modélisation)	48
V.5. RESULTATS	49
V.6. ETUDE COMPARATIVE.....	50
V.7. CONCLUSION	50

CHAPITRE VI : ETUDE DE LA PRECONTRAINTE..... 51

VI.1. INTRODUCTION.....	52
VI.2. CALCUL DE LA PRECONTRAINTE.....	52
VI.3. DIMENSIONNEMENT DE LA PRECONTRAINTE.....	53
VI.3.1. Valeur Minimale de la Précontrainte en Service	53
VI.3.2. Détermination du nombre de câbles.....	53
VI.3.3. Vérification de la borne supérieure de la précontrainte.....	54
VI.3.4. Nombre de câbles à l'about.....	54
VI.3.5. Pré-vérification de la précontrainte	54
VI.4. TRACE DES CABLES DE PRECONTRAINTE.....	56
VI.4.1. Position des Câbles.....	56
VI.4.2. Tracé des Câbles.....	57
VI.5. CALCUL DES PERTES	58
VI.5.1. PERTES DE TENSION INSTANTANÉES	58

VI.5.2. LES PERTES DE TENSION DIFFEREEES	60
VI.5.3. Récapitulation.....	62
VI.6. VERIFICATION DES CONTRAINTES	62
VI.6.1. Sections de Vérification	62
VI.6.2. Limitation des contraintes	63
VI.6.3. Justification de la poutre à l'ELS	63
VI.6.4. Justification de la poutre a ELU	65
VI.7. FERRAILLAGE PASSIF DE LA POUTRE.....	66
VI.7.1. Armateurs passives des zones tendus	66
VI.7.2. Les armatures de peau	67
VI.7.3. Cadres de talon	67
VI.7.4. Armatures supérieures de la table de compression.....	68
VI.8. CONCLUSION	68

CHAPITRE VII : ETUDE DE TABLIER..... 69

VII.1. INTRODUCTION	70
VII.2. VERIFICATION DE LA FLECHE.....	70
VII.2.1. Flèche due au Poids Propre.....	70
VII.2.2. Contre-Flèche de Précontrainte.....	70
VII.2.3. Flèche due à la Construction.....	71
VII.2.4. Flèche Maximale à l'ELS	71
VII.2.5. Flèche totale	71
VII.3. ETUDE DE L'ENTRETOISE.....	72
VII.3.1. Principe de ferrailage	72
VII.3.2. Evaluation des efforts.....	72
VII.3.3. Ferrailage de l'Entretoise.....	74
VII.4. ETUDE DE L'HOURLDIS	74
VII.4.1. Géométrie de l'Hourdis :.....	74
VII.4.2. Evaluation des efforts :	75
VII.4.3. Ferrailage de la dalle.....	76
VII.4.4. Vérification du poinçonnement :.....	77
VII.5. Conclusion	77

CHAPITRE VIII : ETUDE SISMIQUE ET EQUIPEMENTS DU PONT..... 78

VIII.1. INTRODUCTION	79
VIII.2. APPAREIL D'APPUI	79
VIII.2.1. Choix de type d'appareil d'appui	79
VIII.2.2. Dimensionnement des appareils d'appui de type B.....	79
VIII.2.3. Déplacements dus à la variation linéaire	80
VIII.3. EVALUATION DE LA RAIDEUR TOTAL K.....	81
VIII.4. ETUDE SISMIQUE	82
VIII.4.1. Méthode Monomodale.....	82
VIII.4.2. La méthode multimodale spectrale.....	85
VIII.5. VERIFICATION DES APPAREILS D'APPUI SELON RPOA 2008	87
VIII.5.1. Résistance à la Compression	87
VIII.5.2. Sécurité au Flambement	88
VIII.5.3. Limitation de la Distorsion	88
VIII.5.4. Condition de Non-Glissement	88
VIII.6. Les plaques de fixation	89
VIII.7. DES D'APPUI :	89
VIII.7.1. Dimensionnement des Dés d'Appui	90
VIII.7.2. Ferrailage de Dé d'Appui	90
VIII.8. PLOT PARASISMIQUE	91
VIII.9. JOINT DE CHAUSSEE	91
VIII.9.1. Calcul de souffle	92
VIII.9.2. Type de joint	92
VIII.10. CONCLUSION	92
CHAPITRE IX : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE	93
IX.1. INTRODUCTION.....	94
IX.2. ETUDE DE LA PILE	94
IX.2.1. Conception de la Pile.....	94
IX.2.2. Evaluation des Efforts Agissant sur la Pile	95
IX.2.3. Ferrailage des Eléments de la Pile.....	96
IX.2.4. Etude de Fondation de la Pile.....	101
IX.2.5. Etude des Pieux	104
IX.3. ETUDE DE LA CULEE.....	106

IX.3.1. Conception des Culées	106
IX.3.2. Vérification de la Stabilité de la Culée.....	107
IX.3.3. Ferrailage des Eléments de la Culée	109
IX.4. Conclusion.....	115
CONCLUSION GENERALE.....	116
BIBLIOGRAPHIE	116
ANNEXE A :	120
ANNEXE B :	128
ANNEXE C:	137
ANNEXE D :	144
ANNEXE E :	167

LISTE DES FIGURES

Figure I-1 : Situation du projet [Google maps].	3
Figure I-2 : Tracé en plan	4
Figure I-3 : Profil en long.	4
Figure I-4 : Profil en travers de l'ouvrage.	4
Figure I-5 : La zone de projet [Google Earth].	5
Figure I-6 : Carte de zonage sismique de l'Algérie [RPOA 2008].	5
Figure I-7 : Températures de SOUK AHRAS [meteoblue.com].	6
Figure II-1 : Morphologie générale d'un pont à poutres en béton précontraint	10
Figure II-2 : Notation des dimensions.	11
Figure II-3 : Notations des dimensions	12
Figure II-4 : Notations des dimensions.	14
Figure II-5 : Profil en travers d'un bipoutre à pièces de pont	14
Figure III-1 : Limitation des contraintes des sections en B.P.	22
Figure IV-1 : Largeur chargeable et largeur roulable.	29
Figure IV-2 : Système de charge Bc.	30
Figure IV-3 : Système de charge Bt.	31
Figure IV-4 : Système de charge Br.	32
Figure IV-5 : La dispositions de la charge MC120.	32
Figure IV-6 : Système de charge D240.	33
Figure V-1 : Schéma longitudinal de la poutre uniformément chargée par la charge Q.	36
Figure V-2 : Surcharge A(l) uniformément répartie.	37
Figure V-3 : Répartition de la charge Bc pour le calcul de l'effort tranchant.	38
Figure V-4 : Positionnement de la résultante des charges Bc selon Barré.	38
Figure V-5 : Répartition de la charge Bt pour le calcul de l'effort tranchant.	39
Figure V-6 : Positionnement de la résultante des charges Bt selon Barré.	39
Figure V-7 : Répartition de la charge Br pour le calcul de l'effort tranchant.	40
Figure V-8 : Surcharge Br à $x = L/2$.	40
Figure V-9 : Positionnement de la charge Mc120 pour le calcul de l'effort tranchant.	41
Figure V-10 : Positionnement de la charge Mc120 pour un moment max.	41
Figure V-11 : Positionnement de la charge D240 pour le calcul de l'effort tranchant.	42
Figure V-12 : Positionnement de la charge D240 pour un moment max.	42

Figure V-13 : Surcharges sur le premier trottoir.....	43
Figure V-14 : Position active des poutres.....	44
Figure V-15 : Section équivalente.....	46
Figure V-16 : Modèle de calcul.....	48
Figure V-17 : Moment maximal à l'ELU (1.35G + 1.35D240).....	49
Figure V-18 : Moment maximal à l'ELS (G + D240).....	49
Figure VI-1 : Disposition constructive des câbles de précontrainte.....	56
Figure VI-2 : Les sections de vérification.....	62
Figure VI-3 : Diagramme des contraintes et ferrailage à mi- travée.....	67
Figure VI-4 : Ferrailage de la poutre.....	68
Figure VII-1 : Flèche de la poutre due au poids propre.....	70
Figure VII-2 : Contre flèche max de la poutre due à la mise en tension de la précontrainte.	70
Figure VII-3 : Flèche max de la poutre à l'ELS.....	71
Figure VII-4 : Position des vérins.....	72
Figure VII-5 : Moment max de l'entretoise à l'ELU.....	73
Figure VII-6 : Moment max de l'entretoise à l'ELS.....	73
Figure VII-7 : Effort tranchant max de l'entretoise à l'ELU.....	73
Figure VII-8 : Ferrailage de l'entretoise.....	74
Figure VII-9 : Modélisation de la dalle.....	75
Figure VII-10 : Moment max de la dalle à l'ELU.....	75
Figure VII-11 : Moment max de la dalle à l'ELS.....	76
Figure VII-12 : Ferrailage de la dalle.....	76
Figure VIII-1 : Modèle de calcul multimodal.....	85
Figure VIII-2 : Spectre de réponse élastique (composante horizontale).....	86
Figure VIII-3 : Spectre de réponse élastique (composante verticale).....	86
Figure VIII-4 : Exemple des déformations (Mode 05).....	87
Figure VIII-5 : Les plaques de fixation.....	89
Figure VIII-6 : Les dimensions en plan du dé d'appui.....	90
Figure VIII-7 : Ferrailage de dé d'appui.....	91
Figure VIII-8 : La gamme des joints CIPEC[Freyssinet].....	92
Figure IX-1 : Prédimensionnement de la pile.....	94

Figure IX-2 : Ferrailage de fût.....	97
Figure IX-3 : Modélisation du chevêtre.	97
Figure IX-4 : Moment fléchissant maximal sous la combinaison 1.35G+1.6A(l)+1.6St....	97
Figure IX-5 : Moment fléchissant maximal sous la combinaison G+1.2A(l)+St.....	98
Figure IX-6 : Effort tranchant maximal sous la combinaison 1.35G+1.6A(l))+1.6St.	98
Figure IX-7 : Effort tranchant maximal sous la combinaison G+1.2A(l)+St.....	98
Figure IX-8 : Ferrailage du chevêtre (Coupe Transversale).	99
Figure IX-9 : Ferrailage de la semelle.	104
Figure IX-10 : Ferrailage des pieux.....	106
Figure IX-11 : Dimensions de la culée.	107
Figure IX-12 : Sollicitations Mxx sur le mur en retour à l'ELS.....	113
Figure IX-13 : Sollicitations Myy sur le mur en retour à l'ELS.....	113
Figure IX-14 : Ferrailage de la culée.....	115

LISTE DES TABLEAUX

Tableau I-1 : Coefficient d'accélération de zone A [RPOA 2008].	6
Tableau II-1 : Récapitulation du prédimensionnement de la variante 1.	11
Tableau II-2 : Récapitulation de découpage des voussoirs.	12
Tableau II-3 : Les dimensions des différentes composantes du VSP et du VSC.	13
Tableau II-4 : : Prédimensionnement des poutres métalliques selon CALGARO et SETRA.	15
Tableau II-5 : Prédimensionnement des pièces de pont selon CALGARO.	15
Tableau II-6 : Avantages et inconvénients des 3 variantes.	16
Tableau II-7 : Cout estimatif des différentes variantes.	16
Tableau III-1: Caractéristiques de béton.	22
Tableau III-2 : Contraintes admissibles à la compression de béton.	23
Tableau III-3 : Modules de déformation du béton utilisé.	23
Tableau III-4: Contraintes admissibles de traction des armatures passives.	24
Tableau IV-1 : Poids propre d'une poutre.	27
Tableau IV-2 : Estimation du poids dû aux CCP.	28
Tableau IV-3 : Poids total du tablier.	28
Tableau IV-4 : Coefficients a_1 .	29
Tableau IV-5 : Valeurs de v_0 .	29
Tableau IV-6 : Valeurs de $A(L)$ pour une travée chargée.	30
Tableau IV-7 : Valeurs de $A(L)$ pour deux travées chargées.	30
Tableau IV-8 : Valeurs de $A(L)$ pour ouvrage complètement chargé.	30
Tableau IV-9 : Valeurs de b_c .	31
Tableau IV-10 : Valeur de B_c .	31
Tableau IV-11 : Valeurs de b_t .	31
Tableau IV-12 : Valeurs de B_t .	31
Tableau IV-13 : Coefficients de majoration dynamique.	33
Tableau IV-14 : Les valeurs de freinage de charge A (une travée chargée).	34
Tableau IV-15 : Les valeurs de freinage de charge A (deux travées chargées).	34
Tableau IV-16 : Les valeurs de freinage de charge A (Ouvrage complètement chargée).	34
Tableau V-1 : Calcul des sollicitations des charges permanentes.	36
Tableau V-2 : Calcul des sollicitations de la charge A(l) pour une travée.	37

Tableau V-3 : Calcul des sollicitations de la charge A(l) pour deux travées.	37
Tableau V-4 : Calcul des sollicitations de la charge A(l) pour ouvrage complètement chargé.	37
Tableau V-5 : Effort tranchant sous charge Bc.	38
Tableau V-6 : Moment fléchissant sous charge Bc.	39
Tableau V-7 : Effort tranchant sous charge Bt.	39
Tableau V-8 : Moment fléchissant sous charge Bt.	40
Tableau V-9 : Effort tranchant sous charge Br.	40
Tableau V-10 : Moment fléchissant sous charge Br.	41
Tableau V-11 : Effort tranchant sous charge Mc120.	41
Tableau V-12 : Moment fléchissant sous charge Mc120.	42
Tableau V-13 : Effort tranchant sous charge D240.	42
Tableau V-14 : Moment fléchissant sous charge D240.	43
Tableau V-15 : Moment fléchissant et effort tranchant Sous surcharge sur trottoir St.	43
Tableau V-16 : Tableau Récapitulatif des efforts tranchants et moments fléchissant dus aux charges et surcharges.	43
Tableau V-17 : La position des poutres.	44
Tableau V-18 : Combinaisons de charge à l'ELS et à l'ELU.	48
Tableau V-19 : Tableau comparatif des résultats manuels et automatiques de moment.	50
Tableau VI-1 : Données de l'ouvrage.	52
Tableau VI-2 : Les caractéristiques de la poutre.	52
Tableau VI-3 : Caractéristiques de béton.	52
Tableau VI-4 : Caractéristiques des câbles 12T15.	52
Tableau VI-5 : Résultats Logiciel.	53
Tableau VI-6 : Calcul de PMIN.	53
Tableau VI-7 : Détermination du nombre de câble.	54
Tableau VI-8 : Détermination du nombre de câbles à l'about.	54
Tableau VI-9 : Caractéristiques de chaque phase de vérification des contraintes.	55
Tableau VI-10 : Résultats de vérification des contraintes.	56
Tableau VI-11 : Position des câbles.	57
Tableau VI-12 : Récapitulatif de calcul de l'angle de relevage.	57
Tableau VI-13 : Résultats de calcul de α , f, R, β	58

Tableau VI-14 : Valeurs des pertes dues au frottement.	59
Tableau VI-15 : Pertes dues au recul d’ancrage.	59
Tableau VI-16 : Valeurs des pertes par déformation instantanée de béton.....	60
Tableau VI-17 : Valeurs des pertes par retrait de béton.....	61
Tableau VI-18 : Valeurs des pertes par fluage de béton.	61
Tableau VI-19 : Valeurs des pertes par relaxation.	62
Tableau VI-20 : Valeurs des pertes totales.....	62
Tableau VI-21 : Sections de vérifications.....	62
Tableau VI-22 : Limitation des contraintes.	63
Tableau VI-23 : Caractéristiques de chaque phase de vérification.....	63
Tableau VI-24 : Vérification des contraintes normales	63
Tableau VI-25 : Effort de précontrainte.....	65
Tableau VI-26 : Contrainte tangentielle.	65
Tableau VI-27 : Détermination de l’angle β_u	65
Tableau VI-28 : Paramètres de calcul des armateurs passives des zones tendus.	66
Tableau VII-1 : Résultats de calcul de ferrailage de l’entretoise.....	74
Tableau VII-2 : Moments max de l’hourdis à l’ELU et à l’ELS.	76
Tableau VII-3 : Résultats de calcul de ferrailage de la dalle.....	76
Tableau VII-4 : Vérification du poinçonnement.....	77
Tableau VIII-1 : Les dimensions de l’appareil d’appui.....	80
Tableau VIII-2 : Raideurs longitudinales des appuis.....	81
Tableau VIII-3 : Raideurs transversales des appuis.....	82
Tableau VIII-4 : : Répartition des efforts et des déplacements longitudinaux sur chaque appui.	84
Tableau VIII-5 : Répartition des efforts et des déplacement transversaux sur chaque appui	Erreur ! Signet non défini.
Tableau VIII-6 : Modes propres.	87
Tableau IX-1 : Implantation et hauteur des piles.....	94
Tableau IX-2 : Evaluation des efforts statiques de la pile la plus sollicitée.	95
Tableau IX-3 : réactions et moments dus au séisme à la base de chaque fut.	95
Tableau IX-4 : Combinaisons des efforts à la base de chaque fût.....	96
Tableau IX-5 : Ferrailage des fûts de la pile.....	96

Tableau IX-6 : Ferrailage de chevêtre.	98
Tableau IX-7 : Vérification de flambement de la pile la plus haute.	100
Tableau IX-8 : Vérification des effets de second ordre.	101
Tableau IX-9 : Dimensions de la semelle de la pile.	101
Tableau IX-10 : Combinaisons des efforts.	102
Tableau IX-11 : Effort revenant à chaque pieu.	102
Tableau IX-12 : VIII.2.4.3. Ferrailage de la semelle.	103
Tableau IX-13 : Tableau de Warner.	105
Tableau IX-14 : Résultats des efforts tranchant et moment fléchissant.	105
Tableau IX-15 : dimensions des éléments de la culée.	107
Tableau IX-16 : évaluation des efforts dus au poids propre.	108
Tableau IX-17 : évaluation des efforts dus au tablier.	108
Tableau IX-18 : Combinaisons des efforts maximales	109
Tableau IX-19 : Effort revenant à chaque pieu.	109
Tableau IX-20 : Efforts statiques agissants sur le mur frontal.	109
Tableau IX-21 : Efforts dus au tablier agissant sur mur frontal.	110
Tableau IX-22 : Efforts agissants sur la dalle de transition.	111
Tableau IX-23 : Combinaisons des efforts agissants sur la dalle de transition	111
Tableau IX-24 : Combinaisons des actions agissants sur le mur garde grève.	112
Tableau IX-25 : Valeurs de M_p/K	112

LISTE DES ABREVIATIONS

AAEF : Appareils d'Appui en Elastomère Fretté.

BA : Béton Armé. **BAEL** : Béton armé aux Etats limites.

BPEL : Béton précontrainte aux Etats limites.

CCP : Complément des charges permanentes.

ELA : Etats Limites Accidentelles.

ELS : Etats Limites de Service.

ELU : Etats Limites Ultimes.

Ep : Module d'Elasticité des câbles de Précontrainte.

Es : Module d'Elasticité de l'acier.

fc28 : Résistance caractéristique de béton à la Compression à 28 jours.

fe : Limite d'Elasticité de l'acier.

fpeg : Contrainte Elastique Garantie de Précontrainte.

fprg : Contrainte de Rupture Garantie de Précontrainte.

ft28 : Résistance caractéristique de béton à la Traction à 28 jours.

HA : Haute Adhérence.

PK : Point Kilométrique.

RCPR : Règles définissant les Charges à appliquer pour le calcul et les épreuves des Ponts Routes.

RN : Route Nationale.

RPOA : Règles Parasismiques applicables au domaine des Ouvrages d'Art.

St : Espacement des armatures Transversales.

SETRA : Service d'études techniques des routes et autoroutes.

VIPP : Viaduc à travées Indépendantes à Poutres Préfabriquées précontraintes par post tension.

σ_{bc} : Contrainte de Compression admissible de Béton.

σ_{bt} : Contrainte de Traction admissible de Béton.

σ_{inf} : Contrainte dans la fibre Inférieure la plus éloignée du centre de gravité de la section.

σ_s : Contrainte limite de l'acier.

σ_{sup} : Contrainte dans la fibre Supérieure la plus éloignée du centre de gravité de la section.

ΔP : Pertes de tension dans les câbles de Précontrainte.

12T15 : 12 Torons de 15 mm de diamètre (chaque toron a 7 fils).



INTRODUCTION GENERALE



INTRODUCTION GENERALE

Dans le cadre de notre formation à l'École Nationale Supérieure des Travaux Publics, nous avons réalisé un mémoire de fin d'études portant sur la conception et l'étude approfondie d'un pont.

Un pont est un ouvrage d'art conçu pour permettre le franchissement d'un obstacle, qu'il soit naturel (comme une vallée, un oued ou une rivière), artificiel (tel qu'un barrage), ou encore une autre voie de circulation. La conception et l'étude d'un pont exigent une attention particulière en raison de son importance esthétique, de ses implications socio-économiques, et parfois même de son rôle stratégique.

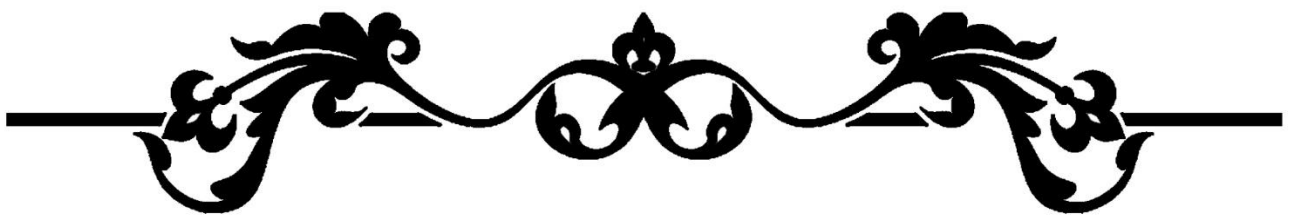
Le concepteur doit être en mesure de réaliser un ouvrage techniquement faisable tout en maîtrisant les coûts. Cela n'est possible qu'en s'appuyant sur des normes, des guides techniques, des ouvrages spécialisés, les recommandations d'experts, et surtout sur sa propre expérience.

L'étude doit par ailleurs être complète, rigoureuse, précise et cohérente, afin de garantir un dimensionnement capable de résister aux charges liées au trafic, aux incidents pouvant survenir lors de l'exploitation, ainsi qu'aux aléas naturels.

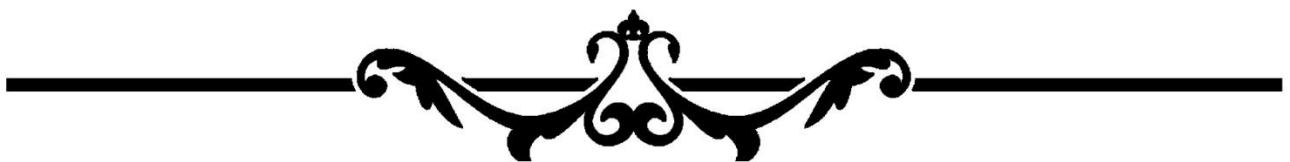
L'objectif de ce mémoire de fin d'études, dans le cadre du cycle de formation d'ingénieur d'État en travaux publics, est la conception et l'étude du viaduc, d'une longueur de 240 mètres, reliant SOUK AHRAS à MECHROUHA.

Pour faciliter la lecture et l'organisation du mémoire, nous l'avons structuré en plusieurs parties :

- La première partie est consacrée à la présentation de l'ouvrage étudié ainsi qu'à sa conception.
- La deuxième partie porte sur l'évaluation des différentes charges et surcharges appliquées à l'ouvrage.
- La partie suivante détaille l'étude approfondie de la superstructure.
- La dernière partie est dédiée à l'étude sismique et à celle de l'infrastructure.
- Enfin, une conclusion générale met en lumière les principaux enseignements tirés de ce travail.



CHAPITRE I :
PRESENTATION DE PROJET



I.1. INTRODUCTION

Pour bien atteindre ses objectifs de franchissement et de service, la conception d'un pont doit satisfaire un certain nombre d'exigences fonctionnelles (données de tracé routier) et naturelles (données de son environnement), et les concilier avec celles du maître d'ouvrage.

I.2. PRESENTATION DU PROJET

I.2.1. Situation du projet

Le présent projet de fin d'études a pour objectif de réaliser les études techniques détaillées en vue de la construction d'un pont situé sur la RN 16 reliant Mechrouha à Souk Ahras entre le PK 00+559.75 et le PK 00 + 792.57 d'une longueur d'environ 240 m.



Figure I-1 : Situation du projet [Google maps].

I.3. LES DONNEES DE PROJET

I.3.1. Les Données Fonctionnelles

Notre pont est un ouvrage droit, franchit une pente très accidentée sur une longueur totale d'environ 240m et il a une déclivité longitudinale de 7%. Il est conçu afin d'éviter les grands remblais exigés par la ligne rouge à cause du terrain vallonné de cette région.

I.3.1.1. Tracé en plan

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

- Début de l'ouvrage au PK 00+559.75.
- Fin de l'ouvrage au PK 00 + 792.57.
- L'ouvrage présente une courbe de rayon 467.9394 m.

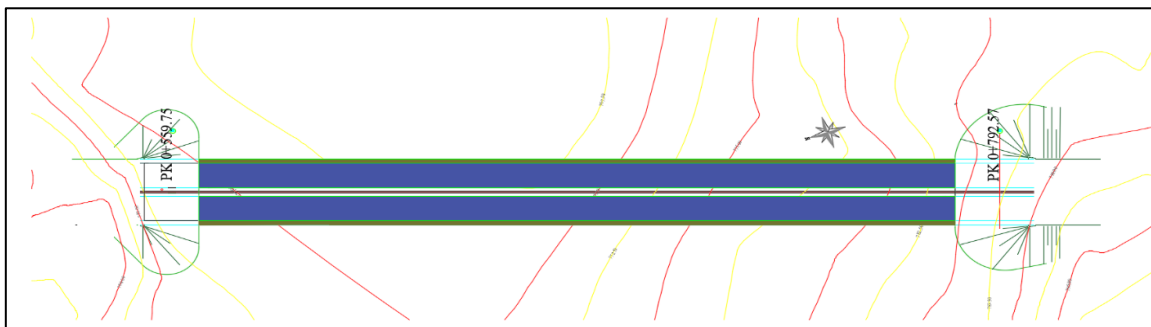


Figure I-2 : Tracé en plan

I.3.1.2. Profil en long

Longitudinalement, le tracé de la voie routière présente les caractéristiques suivantes :

- Début de l'ouvrage au PK 00+559.75.
- Fin de l'ouvrage au PK 00 + 792.57.
- Alignement droit avec une pente de 6,91 %.

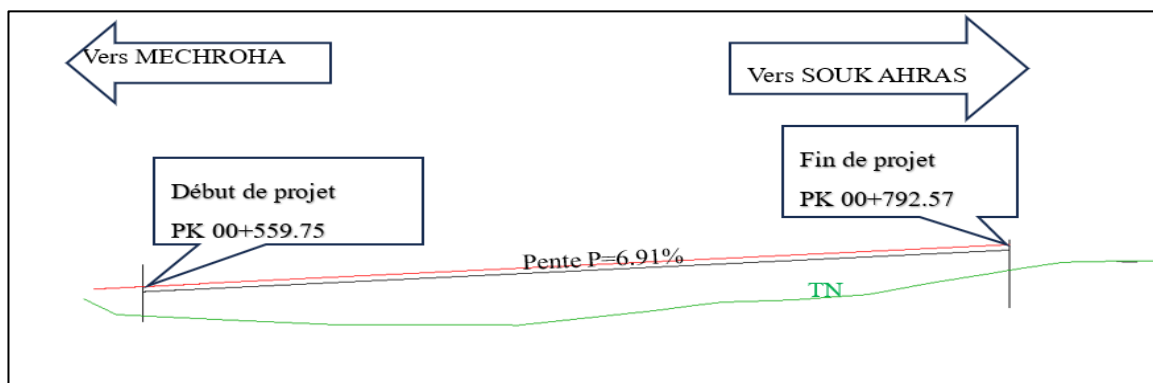


Figure I-3 : Profil en long.

I.3.1.3. Profil en travers

Le profil en travers de notre projet est composé de deux tabliers jumelés, chaque tablier est caractérisé par :

- Une largeur totale de 10.60 m.
- Deux voies de circulation de 3.5 m de largeur.
- Deux trottoirs l'un de 1.3 m et l'autre de 1.1m.
- Un dévers de 2.5%.

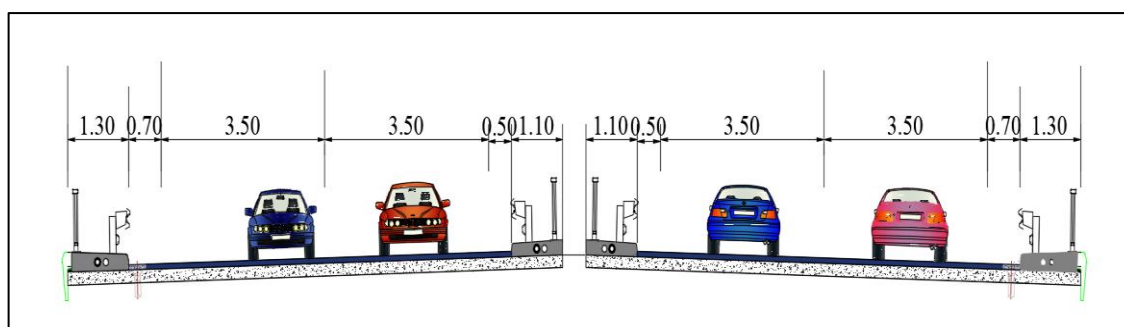


Figure I-4 : Profil en travers de l'ouvrage.

CHAPITRE I : PRESENTATION DE PROJET

I.3.2. Les Données Naturelles

I.3.2.1. Topographie

D'après le levé topographique et les photos satellitaires, on trouve que le projet est implanté dans une zone montagneuse.

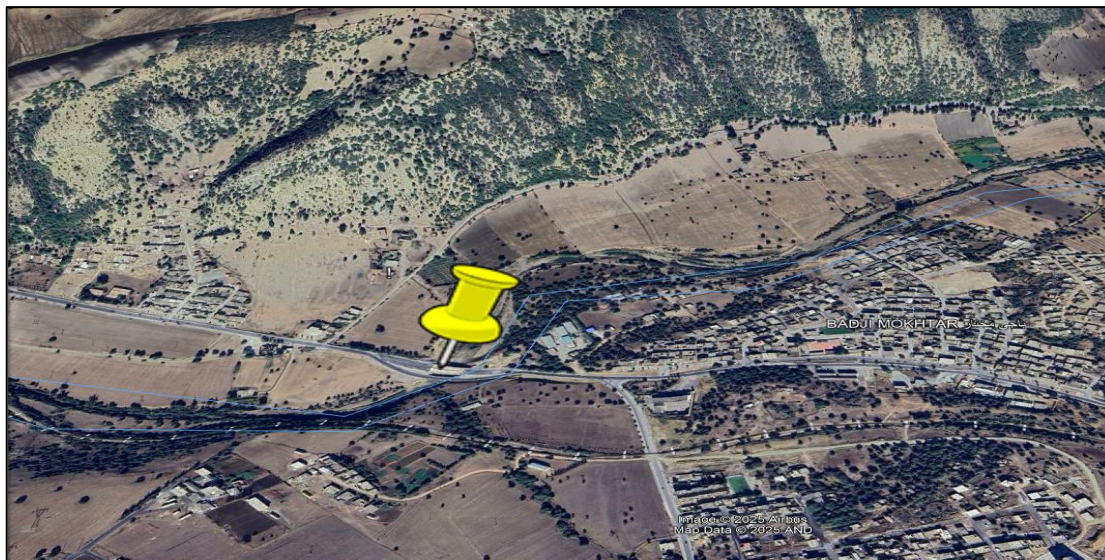


Figure I-5 : La zone de projet [Google Earth].

I.3.2.2. Sismicité du site

L'ouvrage d'art est situé dans la wilaya de SOUK AHRAS, selon RPOA 2008 nous sommes dans une zone de sismicité faible (zone I).

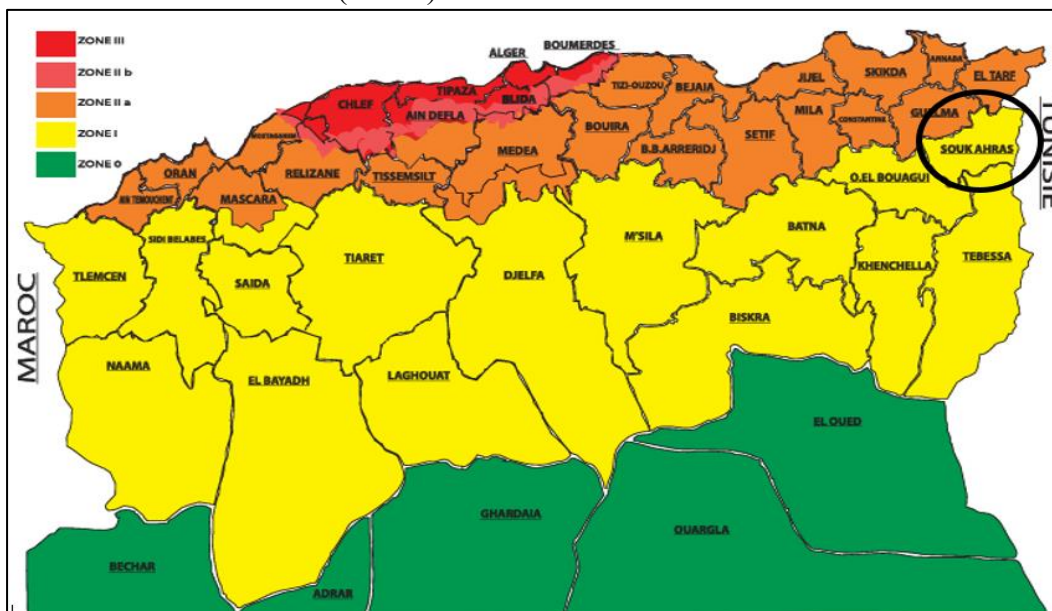


Figure I-6 : Carte de zonage sismique de l'Algérie [RPOA 2008].

Notre ouvrage fait partie d'une route express de grande circulation donc nous pouvons le mettre en groupe d'importance 2 : pont important.

CHAPITRE I : PRESENTATION DE PROJET

Le coefficient d'accélération de la zone A est défini en fonction de la zone sismique et de l'importance du pont :

Tableau I-II-1 : Coefficient d'accélération de zone A [RPOA 2008].

Groupe de pont	Zone sismique			
	I	IIa	IIb	III
1	0.15	0.25	0.30	0.40
2	0.12	0.2	0.25	0.30
3	0.10	0.15	0.2	0.25

Alors $A=0.12$.

I.3.2.3. Température

Les effets de la température sont bien évidemment pris en compte dans le calcul des constructions, elle a son effet au niveau des joints et des appareils d'appui.

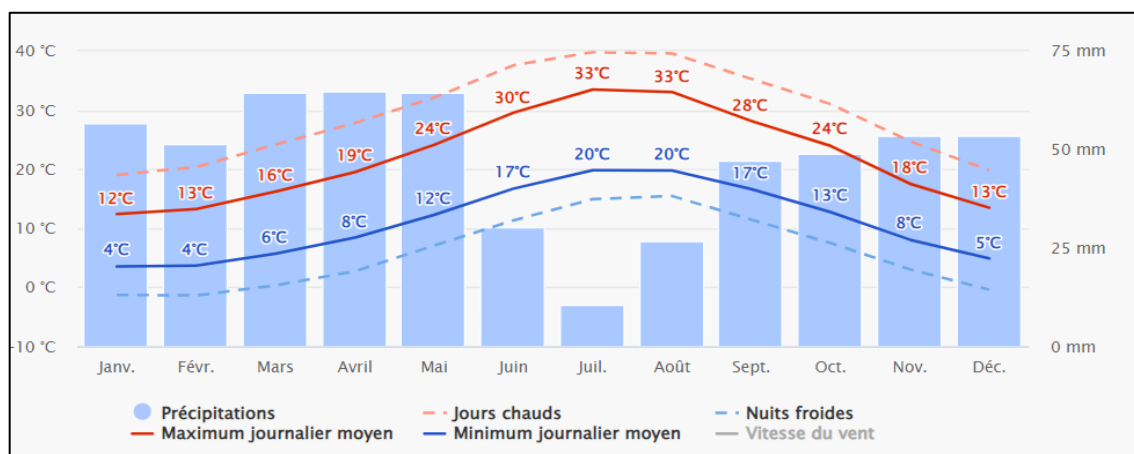


Figure I-II-7 : Températures de SOUK AHRAS [meteoblue.com].

I.3.2.4. Vent

Les efforts exercés sur les structures par le vent sont fixés par le RCPR avec une surcharge répartie de :

- 2,00 KN/m² pour les ouvrages en service.
- 1,25 KN/m² pour les ouvrages en cours de construction.

I.3.3. Géotechnique

L'étude de sol a pour but de déterminer la composition, l'agencement et l'épaisseur des différentes couches du sol, ainsi que leurs propriétés physiques, mécaniques et chimiques. Elle permet d'adapter le projet aux conditions géotechniques du site, notamment en ce qui concerne le type et l'ancrage des fondations, le dimensionnement des structures et l'anticipation des risques potentiels tels que l'instabilité, l'agressivité chimique ou les phénomènes de gonflement.

Les principaux paramètres étudiés sont :

- La résistance mécanique, essentielle pour évaluer la capacité portante du sol.
- Les caractéristiques rhéologiques, influençant le tassement et le fluage.
- La compacité, déterminante pour les travaux de terrassement.
- La perméabilité, impactant l'assèchement des fouilles et le bétonnage.

I.3.3.1. Essais in situ

Sur le site, le département géotechnique de la société TAGHASTE Engineering a réalisé les reconnaissances in situ suivantes :

Deux (02) sondages carottés de reconnaissance géologique, les sols mis en évidence sont représentés en annexe par des figures qui schématisent les coupes lithologiques. Les échantillons prélevés seront soumis aux différents essais d'identifications.

- Des essais au SPT chaque 2m de profondeur exécutée au niveau des sondages carottés
- Quatre (04) essais pressiométrique réalisés au voisinage des sondages carottés.

I.3.3.2. Essais de laboratoire

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

- Essais Physiques (Analyse Granulo-Sédimentométrique et teneur en eau).
- Essais Mécaniques (paramètres de cisaillement tels que C_{UU} et angle de frottement interne φ_{UU} , les essais œdométrique, coefficient de gonflement C_g).
- Essais chimiques (taux carbonates le PH ...).

I.3.3.3. Essais pressiométriques de Ménard

Ces essais ont permis de mesurer les paramètres suivants :

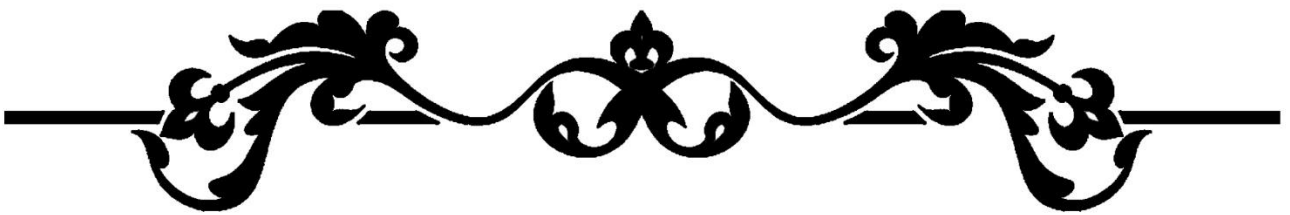
- Module pressiométriques E_m .
- Pression de fluage P_f .
- Pression limite P_l .

I.3.3.4. Conclusions et recommandations

- Le sol analysé est principalement fin et dense, avec un état humide.
- Il possède des caractéristiques mécaniques convenables, incluant une cohésion et un angle de frottement moyens.
- L'analyse chimique révèle une agressivité modérée envers les bétons en infrastructure.
- L'utilisation d'un ciment spécial (HTS) est recommandée, avec un dosage de 400 kg/m³.
- La fondation des ouvrages doit être profonde, constituée d'une semelle sur pieux.
- Les pieux doivent être ancrés à 20 m de profondeur avec un diamètre de 1.2m.

I.4. CONCLUSION

La conception d'un pont vise à trouver une solution économique tout en respectant des exigences essentielles. Celles-ci se divisent en exigences fonctionnelles, garantissant son rôle de franchissement, en exigences naturelles, tenant compte de l'environnement. Ce chapitre met en avant ces aspects fondamentaux pour préparer la conception et le prédimensionnement, en recherchant une solution optimisée alliant performance et intégration environnementale.



CHAPITRE II :
CONCEPTION ET
PREDIMENSIONNEMENT



II.1. INTRODUCTION

La construction de l'ouvrage est intimement liée aux caractéristiques du tracé routier dans lequel il s'inscrit, ce qui nécessite une bonne coordination entre les projeteurs du tracé et ceux des ouvrages dès le premier stade des études d'avant-projet.

L'objectif de la conception est l'optimisation technique et économique de l'ouvrage de franchissement projeté, en prenant en compte les contraintes naturelles et fonctionnelles, ainsi que les exigences esthétiques et de durabilité.

Après le recueil des données relatives à l'ouvrage et au site, il convient de définir les solutions qui apparaissent comme les meilleures, puis d'en retenir une seule, répondant au mieux aux exigences imposées. Cette solution sera ensuite étudiée en détail.

II.2. PROPOSITION DES VARIANTES

Les contraintes budgétaires ne nous permettent pas d'opter pour un pont exceptionnel, tel qu'un pont haubané ou suspendu. Il convient donc de limiter notre choix aux trois variantes suivantes :

- Pont à poutres préfabriquées précontraintes par post-tension (VIPP) ;
- Pont mixte bipoutre continu avec une section à hauteur constante ;
- Pont en béton précontraint construit par encorbellements successifs.

II.2.1.1. Variante 01 : « Pont à poutres précontraintes du type VIPP »

Les ouvrages à poutres préfabriquées de type VIPP (Viaduc à travées Indépendantes à Poutres Préfabriquées, précontraintes par post-tension) sont des structures précontraintes relativement simples. Leur bonne conception doit néanmoins respecter certaines règles, tant sur le plan technique que sur le plan esthétique.

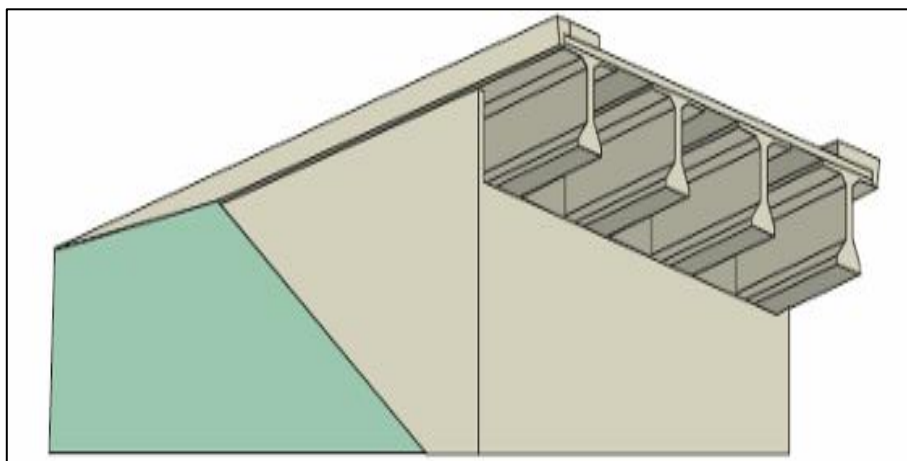


Figure II-1 : Morphologie générale d'un pont à poutres en béton précontraint

II.2.1.2. Conception longitudinale

Le domaine d'emploi d'une telle structure correspond à des portées optimales de 30 à 40 m. Dans cette variante, nous proposons un pont composé de 6 travées isostatiques à poutres précontraintes de 40 m de longueur, pour une longueur totale de tablier de 240 m.

II.2.1.3. Conception transversale

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

Tableau II-1 : Récapitulation du prédimensionnement de la variante 1.

Elément	Ration usuel	Valeur retenu	
Longueur totale de la poutre	25 – 40	40.00 m	
La hauteur totale du tablier	$L/20 < h_t < L/17$	2.20 m	
Épaisseur de la dalle	$0.20 \leq e \leq 0.30$	0.2 m	
Hauteur de la poutre	$h_p = h_t - e$	2.00 m	
Entraxe des poutres	$1.4 \text{ m} < \lambda < 2 \text{ m}$	1.88 m	
Nombre des poutres	$N = L_a / \lambda + 1$	6 poutres	
La largeur de la table de compression	$b \geq 0,6 \times h_p$	1.20 m	
Épaisseur de la table de compression	$12 \text{ cm} \leq e_1 \leq 15 \text{ cm}$	15cm	
La largeur du talon	$60 \text{ cm} \leq b_t \leq 90 \text{ cm}$	60 cm	
Épaisseur du talon	$10 \text{ cm} \leq e_t \leq 20 \text{ cm}$	20 cm	
Inclinaison de gousset supérieure	/	45°	
Inclinaison gousset de talon	$45^\circ \leq \alpha \leq 56^\circ$	45°	
Épaisseur de l'âme b_0 à mi- travée	/	0.25 m	
Épaisseur de l'âme b_0 en zone d'about	/	0.6 m	
Entretoise d'about	Épaisseur	25 à 30 cm	0.3 m
	Hauteur	$h_p - 0.5$ à 0.8 m	1.4 m

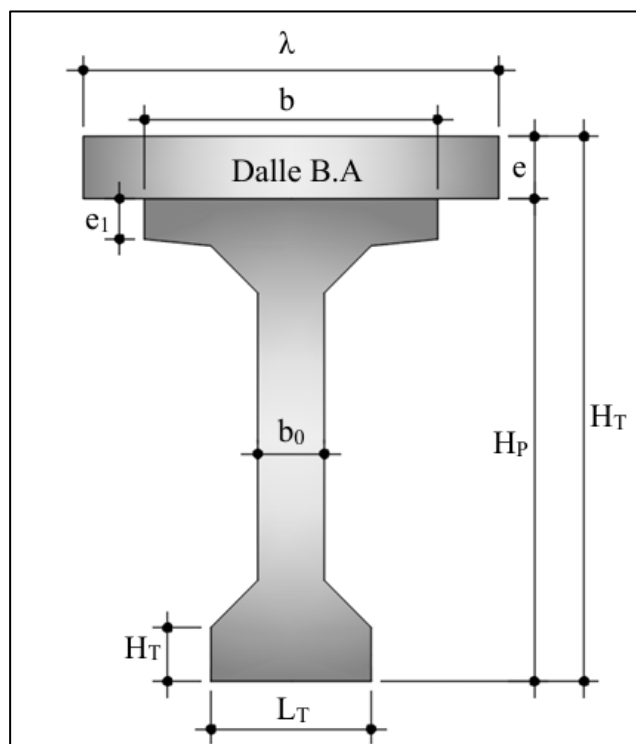


Figure II-2 : Notation des dimensions.

II.2.2. Variante 02 : « Pont voussoirs en béton précontraint construit par encorbellements successifs coulé en place »

Cette technique consiste à construire un pont par éléments successifs appelés voussoirs. Chaque voussoir est réalisé en encorbellement par rapport au précédent, selon la méthode d'exécution choisie. Ces voussoirs peuvent être coulés in situ ou préfabriqués, en fonction des moyens disponibles et des capacités de l'entreprise de réalisation. Après l'exécution d'un voussoir, les câbles de précontrainte ancrés à ses extrémités sont mis en tension, ce qui permet de le plaquer contre les voussoirs précédents et de constituer ainsi une console autoporteuse pouvant servir d'appui pour les étapes suivantes.

II.2.2.1. Conception longitudinale

- **Implantation des appuis**

On propose pour cette variante à projeter un pont voussoirs de hauteur variable composé d'une travée principale de 109 m et de deux (2) travées de rive de 65 m. Donc la longueur totale du pont égale à 240 m.

- **Découpage des voussoirs**

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

Tableau II-2 : Récapitulation de découpage des voussoirs.

Type de voussoirs	Ratio usuel	Valeur retenu	Nombre des voussoirs
Voussoirs sur piles	7 à 10 m.	8 m	2
Voussoirs de clavages	1.5 à 3 m.	2 m	3
Voussoirs courants	2.5 à 4 m, voire 5 m	4.5 m	44
Partie coulée sur cintre	$\geq 0.05L$	3.375	8

En utilisant le découpage précédent on obtient un nombre total de 75 voussoirs.

II.2.2.2. Conception transversale

La solution la plus économique est celle d'un **caisson à section fermée**

Son prédimensionnement est montré dans le tableau ci-dessous qui est basé sur le guide SETRA 2003 (ponts en béton précontraint construits par encorbellements successifs).

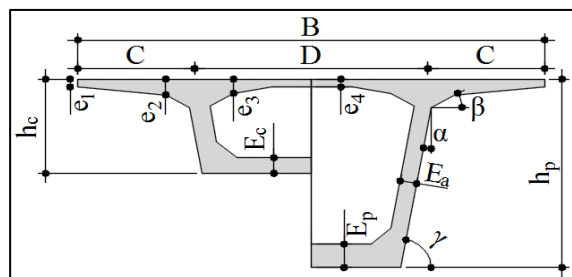


Figure II-3 : Notations des dimensions

Tableau II-3 : Les dimensions des différentes composantes du VSP et du VSC.

Elément		Ration usuel	Valeur retenue
Largeur du voussoir		B	10.6 m
Largeur d'encorbellement		C=B/4	2.65 m
Entraxe des âmes		D=B-2C	5.3 m
Epaisseur de l'hourdis supérieur	e ₁	e ₁ ≥ 16 à 18 cm	25 cm
	e ₂	C/7 ≤ e ₂ ≤ C/8	35 cm
	e ₃	e ₃ = 10 + D/25 Avec (e ₃ > e ₂ - 10 et e ₃ > 1.5 e ₄)	30cm
	e ₄	D/30 ≤ e ₄ ≤ D/25	20 cm
Gousset supérieur		30° ≤ β ≤ 45°	30°
Gousset inférieur		(Jusqu'à 10°) 40° ≤ γ ≤ 45°	40°
Inclinaison de l'âme		10% ≤ α ≤ 30%	22.22% (10°)
Epaisseur de l'âme		E _a ≥ 0.26 + L/500	50cm
Loi de variation (parabolique)		$Y(x) = y_p - 2(y_p - y_c) \cdot \left(\frac{X}{L}\right) + (y_p - y_c) \cdot \left(\frac{X}{L}\right)^2$	
Hauteur du voussoir	Sur pile	$\frac{L}{hp} = 14 + \frac{L}{45}$	6.6
	Sur clef	$\frac{L}{hc} = 19 + \frac{L}{7}$	3.2
Epaisseur de l'hourdis inf	Sur pile	35 ≤ E _p ≤ 80 cm	60 cm
	Sur clef	E _c ≥ 18 à 22 cm	30cm

II.2.3. Variante 03 : « Pont Mixte Bipoutre »

Les ouvrages mixtes acier-béton à poutres sont constitués de profilés métalliques continus (travaillant à la flexion longitudinale), solidarisés par des entretoises (servant à maintenir l'écartement des poutres et à résister aux moments de torsion), supportant une dalle pleine en béton armé, connectée aux semelles supérieures par des connecteurs. La gamme usuelle des portées des ouvrages mixtes à poutres varie de 30 m à 110 m pour les travées continues, et de 25 m à 90 m pour les travées indépendantes.

II.2.3.1. Conception longitudinale

Dans cette variante, on propose un pont mixte bipoutre à travées continues, constitué de profilés à hauteur constante. L'implantation des culées donne une longueur totale de 232 m. Ainsi, deux travées principales de 73 m (X) et deux travées de rives de 43 m (0,6X) sont projetées.

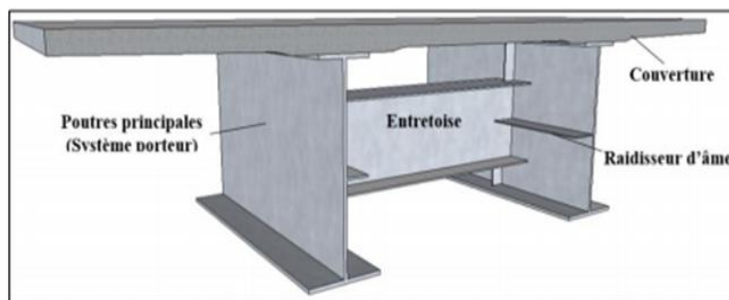


Figure II-4 : Notations des dimensions.

II.2.3.2. Conception transversale

Le tablier a une largeur de 10.6 m, et lorsque cette largeur est inférieure à 13 à 14 m, on peut appuyer la dalle sur les deux poutres seulement, reliées entre elles par des éléments de connexion structurel appelés entretoises (tous les 8 m environ).

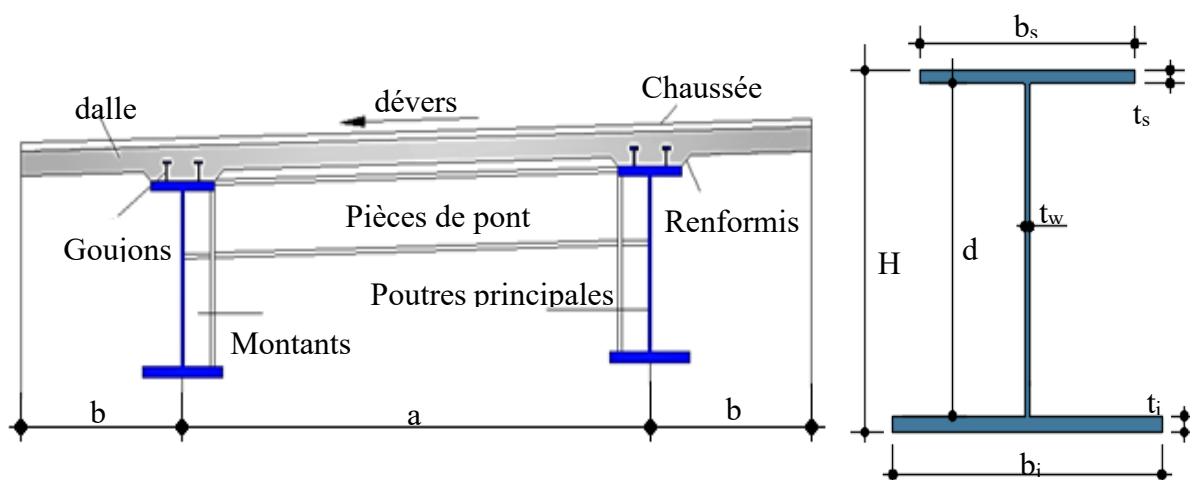


Figure II-5 : Profil en travers d'un bipoutre à pièces de pont

$0.5L \leq a \leq 0.55 L$, on opte pour : $a = 6 \text{ m}$, $b = 2.5 \text{ m}$.

II.2.3.3. La connexion entre la dalle et la charpente métallique

La connexion entre la dalle et la charpente métallique est assurée par des connecteurs de type goujons de diamètre $d = 20 \text{ mm}$ ($16 \leq d \leq 22 \text{ mm}$), et la hauteur $h = 150 \text{ mm}$ ($h > 4d$), disposés en 3 files espacés transversalement de $e_t = 200 \text{ mm}$ ($e_t > 2.5d$) et longitudinalement de $e_L = 200 \text{ mm}$ ($5d < e_L < 80 \text{ cm}$)

II.2.3.4. Conception des poutres principales

La poutre est de forme I, comportant une âme et deux semelles. La nuance d'acier est de qualité S355 N. Son prédimensionnement est détaillé dans le tableau ci-dessous : Les poutres principales sont des profilés en acier reconstitués avec profil en I soudés en usine. La nuance d'acier est 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. Les dimensions optées sont résumées dans le tableau ci-après :

Tableau II-4 : : Prédimensionnement des poutres métalliques selon CALGARO et SETRA.

Élément	Ratios usuels	Valeur retenue (mm)	Notation des dimensions
Épaisseur de la dalle en Béton armé	240 à 260 mm	250	
Hauteur de la poutre constante (HP)	$HP = \frac{L}{28}$	2600	
Épaisseur de l'âme (tw)	$tw \geq 0.005 \times d$	20	
Largeur semelle inférieure (bi)	$400 \text{ mm} \leq bi \leq 1300 \text{ mm}$	700	
Largeur semelle supérieure (bs)	$400 \text{ mm} \leq bs \leq 1300 \text{ mm}$	500	
Épaisseur semelle inférieure (ti)	$ti \geq bi / 30$	35	
Épaisseur de la semelle supérieure (ts)	$ts \geq bs / 30$	25	

II.2.3.5. Conception des entretoises

Les entretoises sont des poutres secondaires en I, relient deux poutres principales, ont comme rôle, de rigidifier la charpente et de reprendre les efforts transversaux. Au stade du prédimensionnement, on pourra prévoir un IPE600 avec un espacement de 6m, et leurs dimensions transversales sont résumées dans le tableau-ci dessous :

Tableau II-5 : Prédimensionnement des pièces de pont selon CALGARO.

Éléments	IPE600 (mm)	Notation des dimensions
Hauteur principales	600	
Épaisseur de l'âme	11	
Épaisseur semelle inférieure	17	
Épaisseur de la semelle supérieure	17	
Largeur semelle inférieure	200	
Largeur semelle supérieure	200	

II.3. ANALYSE MULTICRITERE

II.3.1. Comparaison entre les 3 techniques de construction

On compare les trois modes de réalisation selon des critères techniques (étude et réalisation), économiques (matériaux, matériels, personnels, délai et entretien) et selon des critères d'esthétiques (élancement, nombre d'appuis, qualité des parements ...).

Tableau II-6 : Avantages et inconvénients des 3 variantes.

VAR	Avantages	Inconvénients
Variante 01 : Pont à poutres précontraintes de type VIPP	<ul style="list-style-type: none"> - Optimisation de la préfabrication des poutres pour améliorer la qualité des parements et le respect des tolérances dimensionnelles. - Production des poutres en parallèle à la réalisation des fondations, permettant une réduction des délais d'exécution de l'ouvrage. - Réutilisation efficace des coffrages. - Conception de coffrages optimisée pour une meilleure mise en œuvre des matériaux. 	<ul style="list-style-type: none"> - La multiplication du nombre des appuis qui nuit l'esthétique et le coût total de l'ouvrage. - La difficulté de franchir en courbe. - L'utilisation des fondations profondes à cause de poids propre important. - Le grand nombre des appareils d'appuis et de joints de chaussée. - Coffrage compliqué et limité au marché.
Variante 02 : Pont voussoirs en béton précontraint	<ul style="list-style-type: none"> - On peut atteindre des portées plus grandes, donc moins de piles. - Accélérer la construction en multipliant le nombre des bases de départ. - Franchir des vallées très profondes Réduction et meilleure utilisation des coffrages. - La facilité de franchir en courbe. 	<ul style="list-style-type: none"> - Le poids est très important. - L'exécution nécessite une main d'œuvre qualifiée notamment la pose des gaines et la mise en tension des câbles de précontraintes. - Le procédé est lent à cause du nombre important des voussoirs (ils sont très courts par rapport à la longueur de l'ouvrage). - La difficulté de coulage sur place.
Variante 3 : Pont mixte	<ul style="list-style-type: none"> - La possibilité de franchir des grandes portées. - La diminution du nombre des poutres, donc la légèreté. - La rapidité de l'exécution. - Ouvrage présente un aspect esthétique et architectural. 	<ul style="list-style-type: none"> - Nécessite une main d'œuvre qualifiée (pour les soudures). - Difficulté d'exécution. - Entretien périodique. - Sensibilité au gradient thermique. - Coût très élevé relativement aux deux premières variantes.

II.3.2. Devis estimatif

Tableau II-7 : Cout estimatif des différentes variantes.

Le cout globale		
Pont à poutre par post tension	Pont mixte	Pont en voussoir
2544×350000 =890 400 000DA	2 459,2×420000 =1 032 864 000DA	2544×400000 =1 017 600 000DA

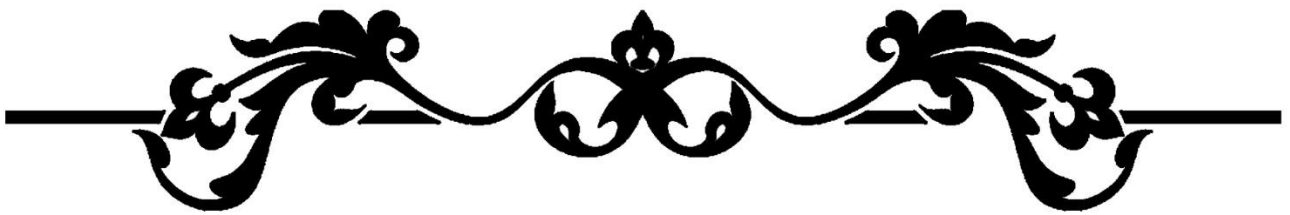
II.3.3. Analyse des variantes

La pratique courante de la conception des ouvrages d'art est fortement orientée par la phase de construction. Traditionnellement, la conception des ouvrages consiste à retenir un dimensionnement qui permet d'atteindre des critères de construction le plus favorable tout en respectant des exigences prescrites pour une durée de fonctionnement donnée.

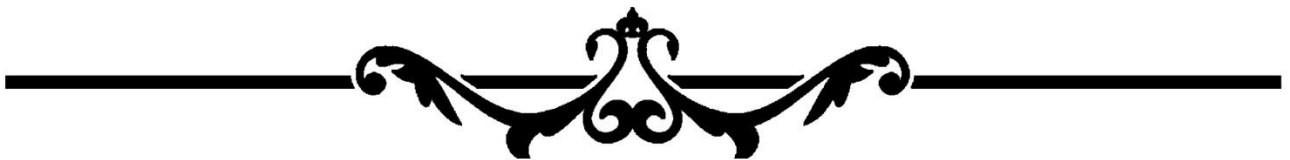
- **Variante 01 (pont à poutres) :** En constate que ce type de pont présente un aspect esthétique peu favorable. De l'autre côté, cette variante engendre beaucoup d'avantages de point de vue technico-économique telles que la maîtrise de la préfabrication des poutres, la simplicité et la rapidité d'exécution, ce qui réduit les délais de réalisation et le coût global du projet.
- **Variante 02 (pont voussoirs) :** Les deux points défavorables pour cette variante sont l'économie et l'exécution. Le projet à réaliser exige une unité de préfabrication in situ. D'autre part l'exécution sollicite de disposer du personnel qualifié et du matériel adéquat. Ainsi cette méthode devient intéressante pour des brèches profondes.
- **Variante 03 (pont mixte bipoutre) :** L'économie et l'entretien sont les deux points sensibles de cette variante. Pour l'économie, l'utilisation des poutres métalliques présente un aspect financier défavorable comparativement aux poutres précontraintes ainsi leur transport. Présence d'un milieu favorable pour la corrosion de l'acier, ce qui nécessite un entretien périodique.

II.4. CONCLUSION

Après le prédimensionnement des trois variantes et d'après l'analyse multicritère, nous avons opté pour la solution la plus avantageuse : **le pont à poutres en béton précontraint par post-tension**, qui sera retenue pour une étude détaillée dans les chapitres suivants de ce mémoire.



CHAPITRE III :
CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX



III.1. INTRODUCTION

Le choix des matériaux de construction conditionne en grande partie la conception du pont. Nous présentons ici les caractéristiques du béton, ainsi que des aciers actifs et passifs, en lien direct avec notre calcul.

III.2. NORMES ET REGLES DE CALCUL

Le calcul de l'infrastructure et la superstructure du viaduc sera effectué conformément aux normes européennes et Règlements Algériens. Ci-dessous sont listées des normes qui sont à prendre en compte dans le projet de fin d'étude.

- **Règles B.A.E.L.91 modifiées 99** : règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé, suivant la méthode des états limites.
- **Règles B.P.E.L.91 modifiées 99** : Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé, suivant la méthode des états limites
- **RCPR** : règles définissant les charges à appliquer pour le calcul et les éprouves des ponts routes.
- **RPOA 2008** : règles parasismiques applicables au domaine des ouvrages d'art.
- **Guide SETRA** (service d'étude technique des routes et autoroutes).

III.3. CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX

Dans ce chapitre, nous présentons les principales caractéristiques des matériaux structuraux utilisés pour le calcul numérique de l'ouvrage. Toutes les spécifications techniques sont basées sur les normes européennes et algériennes (BAEL, BPEL, NFA 35-016 et EN 206).

III.3.1. Béton

III.3.1.1. Classe et résistance du béton

Tableau III-1 : Caractéristiques de béton.

	Superstructure		Infrastructure
	Poutre	Dalle	
f_{c28} (MPa)	40	30	30
f_{t28} (MPa)	3	2.4	2.4
Type de ciment	CEM II		CEM II
Densité de BA (KN/m ³)	25		25

Lorsque l'âge du béton est inférieur à 28 jours, la formule utilisée est la suivante :

$$f_{cj} = \frac{j}{4.76+0.83j} \times f_{c28} \quad \text{si } f_{c28} \leq 40 \text{ MPA}$$

$$f_{cj} = \frac{j}{1.4+0.95j} \times f_{c28} \quad \text{si } f_{c28} > 40 \text{ MPA}$$

III.3.1.2. Contraintes admissibles à la compression

La contrainte admissible dans les poutres est calculée avec les formules du BPEL selon la classe de l'ouvrage :

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{cj}}{\theta \times \gamma_b} \quad (\text{MPa}) \quad \text{à L'ELU}$$

$$f_{bc} = 0.6 \times f_{c28} \quad (\text{MPa}) \quad \text{à L'ELS}$$

Le coefficient θ est fixé à :

$$\left\{ \begin{array}{l} \theta = 1.0 \text{ lorsque la durée } t > 24\text{h} \\ \theta = 0.9 \text{ lorsque la durée } 1\text{h} < t < 24\text{h} \\ \theta = 0.85 \text{ lorsque la durée } t < 1\text{h} \end{array} \right\}$$

Le coefficient de sécurité (γ_b)

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Combinaisons fondamentales } \gamma_b = 1,50 \\ \text{Combinaisons accidentelles (séisme) } \gamma_b = 1,30 \\ \text{Combinaisons accidentelles (hors séisme) } \gamma_b = 1,15 \end{array} \right\}$$

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

Etat	Contrainte limite		Superstructure		Infrastructure
			Poutre	Dalle	
ELU	f_{bu} (MPa)	$\gamma_b=1.5$	19.83	17	17
		$\gamma_b=1.15$	25.86	22.17	22.17
ELS	f_{bu} / σ_{bc}		21	18	18

III.3.1.3. Déformation longitudinale du béton

- Module de déformation instantanée (courte durée < 24h) : $E_{ij}=11000 \times \sqrt[3]{F_{cj}}$
- Module de déformation différée (longue durée) : $E_{ij} = 3700 \times \sqrt[3]{F_{cj}}$

III.3.1.4. Déformation transversale du béton

Selon la loi de Hooke : $G = \frac{E}{2(1+\nu)}$

ν étant le coefficient de poisson représenté par le rapport entre la déformation latérale et déformation longitudinal, tel que : $\left\{ \begin{array}{l} \nu = 0.2 \text{ à L'ELS} \\ \nu = 0 \text{ à L'ELU} \end{array} \right\}$

Tableau III-3 : Modules de déformation du béton utilisé.

Superstructure				Infrastructure	
Poutre		Dalle			
E_{i28} (MPa)	E_{v28} (MPa)	E_{i28} (MPa)	E_{v28} (MPa)	E_{i28} (MPa)	E_{i28} (MPa)
35981.73	11993.91	34179.55	11393.18	34179.55	11393.18

III.3.2. Armature passive

L'armature passive désigne l'ensemble des éléments incorporés dans un matériau pour augmenter sa résistance à la traction.

III.3.2.1. Caractéristiques mécaniques des aciers

L'acier utilisé pour le ferrailage des éléments structuraux dans notre ouvrage a les caractéristiques suivantes :

- Nuance d'acier : FeE500.
- Limite d'élasticité : $f_e = 500$ MPA
- Adhérence d'acier : Haute Adhérence (HA).
- Module de déformation élastique : 200 GPa

III.3.2.2. Contrainte limite de traction des aciers

Tableau III-4 : Contraintes admissibles de traction des armatures passives.

Fissuration	Contrainte limite (MPa)		Superstructure	Infrastructure
Peu nuisible	$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$	S-Durable ou transitoire : $\gamma_s = 1.15$	434.78	434.78
		S-Accidentelle : $\gamma_s = 1$	500	500
Préjudiciable	$\sigma_s = \max \left\{ \frac{1}{2} \times f_e ; 110 \sqrt{n \times f_{tj}} ; n = 1.6 \right\}$		250	250
Très Préjudiciable	$\sigma_s = \max \left\{ 0.4 \times f_e ; 88 \sqrt{n \times f_{tj}} ; n = 1.6 \right\}$		200	200

III.3.3. Armature active (précontrainte)

Les armatures actives (ou armatures de précontrainte) sont des armatures en acier à haute résistance que l'on utilise pour les constructions en béton précontraint par pré-tension ou post-tension. Les armatures de précontraintes sont constituées de torons 12T15 (12 torons de 15,2mm de diamètre), classe 1860.

III.3.3.1. Caractéristiques mécaniques de l'acier des torons

- Contrainte de rupture garantie : $f_{prg} = 1860$ MPa.
- Contrainte élastique garantie : $f_{peg} = 1573$ MPa.
- Module d'élasticité : $E_p = 190\,000$ MPa.
- Section droite d'un toron : $A_p / 1 \text{ toron} = 150$ mm²
- Section d'un câble : $A_p = 1800$ mm²
- Diamètre de la gaine : $\Phi = 80$ mm.
- Coefficient de relaxation des câbles à 1 000 heures : $\rho = 2,5\%$.
- Coefficient du recul d'ancrage : $g = 6$ mm.
- $\sigma_{p0} = \min (0,8 f_{prg} ; 0,9 f_{peg}) = 1416$ MPa.

III.3.3.2. Classe de justification de la précontrainte

Classe II la plus courante. Elle admet les contraintes de traction dans le béton, mais pas la formation des fissures.

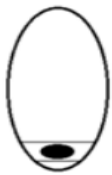
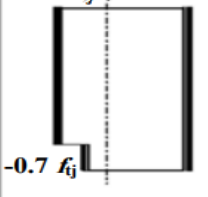
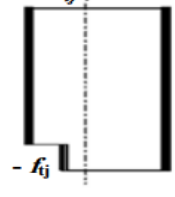
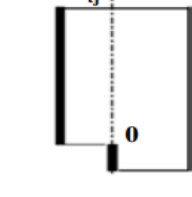
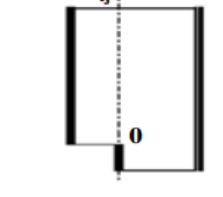
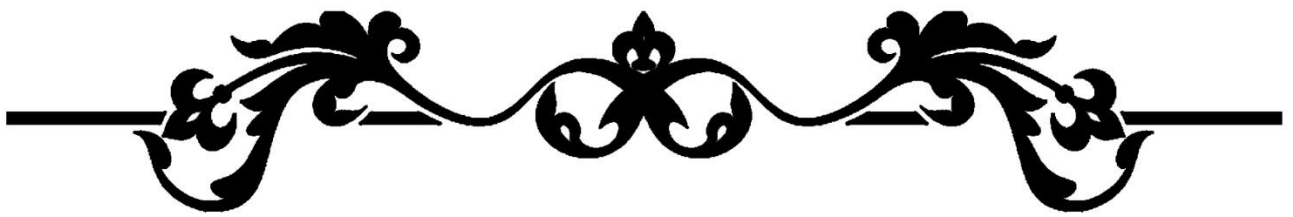
Classe	Exécution	Service		
		Rares	Fréquente	Q-Perm
Classe II 	$-1.5 f_{tj}$ 0.6  $-0.7 f_{tj}$	$-1.5 f_{tj}$ 0.6  $- f_{tj}$	$-1.5 f_{tj}$ 0.6  0	$-1.5 f_{tj}$ 0.5  0

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

III.4. CONCLUSION

En nous basant sur les éléments traités dans ce chapitre, nous procéderons aux calculs des sollicitations nécessaires à l'étude, en intégrant au fur et à mesure d'éventuelles autres caractéristiques.



CHAPITRE IV :
CHARGES ET SOLLICITATIONS



IV.1. INTRODUCTION

En phase d'exploitation, l'ouvrage est soumis à plusieurs chargements dus au poids propre et à d'autres systèmes de chargement. Le chapitre suivant portera sur la détermination des différentes charges et surcharges pouvant être appliquées à notre ouvrage.

IV.2. EVALUATION DES CHARGES

IV.2.1. Actions Permanentes

IV.2.1.1. Les charges permanentes C_p

- **Poids de la poutre :**

$$P_p = \sum L_i \times \rho_i \times S_i$$

Tel que : L_i : Longueur de la section.

ρ_i : Poids volumique de matériau ($\rho_{\text{béton}} = 25 \text{ KN/m}^3$).

S_i : Aire de la section.

Tableau IV-1 : Poids propre d'une poutre.

Tronçon	S (m ²)	L (m)	P_p (KN/m)	P_p (KN)
T1	1.2975	2×2	32.44	129.75
T2	0.9140	2.2×2	22.85	100.54
T3	0.7678	15.80×2	19.20	606.56
Total		40	148.98	836.85

Le poids total des poutres d'une seule travée :

$$P_p = 836.85 \times 6 = 5021.10 \text{ KN}$$

Le poids total des poutres par mètre linéaire :

$$P_p = \frac{5021.1}{40} = 125.53 \text{ KN/ml}$$

- **Poids de la dalle :**

$$P_{\text{Dalle}} = \rho_i \times V_{\text{Dalle}}$$

Tel que : V_{dalle} : Volume de la dalle sur 1 ml.

$$P_{\text{Dalle}} = 25 \times (0.2 \times 10.6 \times 1) = 53 \text{ KN/ml}$$

- **Poids des entretoises :**

$$P_e = \rho_e \times S_e \times e_e$$

Tel que : ρ_e : Poids volumique du béton.

S_e : section de l'entretoise.

e_e : épaisseur de l'entretoise.

CHAPITRES IV : CHARGES ET SOLLICITATIONS

On a 5 entretoises du coté et d'autre alors :

$$P_e = 2 \times 5 \times 25 \times 1.694 \times 0.3$$

$$P_e = 127.05 \text{ KN}$$

IV.2.1.2. Les compléments des charges permanentes (CCP) :

Tableau IV-2 : Estimation du poids dû aux CCP.

Eléments		Densité (KN/m ³)	Surface (m ²)	Poids linéaire (KN/ml)
Corniches		25.00	0.093	2.32
Revêtements		24.00	0.656	15.74
Trottoirs	Td(L=1.3m)	25.00	0.35	8.75
	Tg(L=1.1m)	25.00	0.25	6.25
Barrière de sécurité		-	-	2
Garde-corps		-	-	2
Total		-	-	41

Tableau IV-3 : Poids total du tablier.

Type de charge	Eléments	Poids linéaire (KN/ml)	Poids total (KN)
Charges permanentes (CP)	Poutre	125.53	5109
	Dalle	53	2120
	Entretoises	/	127.05
Complément des charges permanentes (CCP)	Les trottoirs	15	600
	Revêtement	15.74	629.76
	Barrière de sécurité	2	80
	Corniche	4.64	185.6
	Garde-corps	2	80
Poids total d'une travée		221	8841.9
G (6 travées)		53007.13	

IV.2.2. Action Thermique

Le gradient thermique résulte d'un échauffement ou d'un refroidissement unilatéral de courte durée de la structure porteuse est $\Delta\theta = \pm 7^\circ\text{C}$ (RCPR ; tableau 3.2).

Pour une zone proche et moyen sud de l'Algérie (climat tempéré), la variation uniforme des températures est entre $+25^\circ\text{C}$ et -40°C , La valeur de calcul est prise égale à $\Delta T = 20^\circ$.

IV.2.3. Evaluation des actions dues au trafic

IV.2.3.1. Système de charge à considérer

D’après le R.C.P.R les surcharges considérées sont ;

- Charges Civiles : A(L) ; B (B_c, B_t, B_r)
- Charges militaires : M_{c120}
- Charges exceptionnelles : D₂₄₀

IV.2.3.2. Caractéristiques du pont

- Largeur roulable : 8.2 m.
- Largeur chargeable : 7.2 m.
- Surlargeurs : 0.5 m
- Nombre de voies : $N = \text{ent} \left(\frac{L_c}{3} \right) = 2$
- Largeur d’une voie : $v = \frac{L_c}{2} = 3.6 \text{ m}$
- Classe de ponts : $L_R \geq 7 \text{ m}$ donc (Pont de 1ère classe).

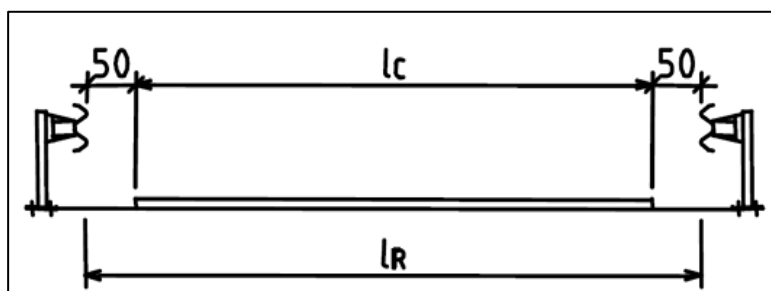


Figure IV-1 : Largeur chargeable et largeur roulable.

IV.2.3.3. Sy:

$$A(l) = 2.3 + \frac{360}{l+12} \text{ (KN/m}^2\text{)}; A_1 = \max \left\{ \begin{matrix} a_1 \cdot A(l) \\ 4 - 0.002l \end{matrix} \right. \text{ (KN/m}^2\text{)}; A_2 = a_2 \cdot A_1 \text{ (KN/m}^2\text{)}$$

l : la longueur chargée du tablier (m).

En fonction de la classe du pont et du nombre de voies chargées, la valeur $A(l)$ est multipliée par les coefficients a_1 du tableau IV-4 ci-dessous :

Tableau IV-4 : Coefficients a_1 .

Classe de pont	Nombre de voies				
	1	2	3	4	>5
Première	1	1	0.9	0.75	0.7

La charge $A_1(l)$ obtenue est multipliée par un coefficient $a_2 = v_0/v$, v étant la largeur d’une voie, et v_0 est donnée dans le tableau suivant :

Tableau IV-5 : Valeurs de v_0 .

Classe de pont	v_0
Première classe	3.5m

CHAPITRES IV : CHARGES ET SOLLICITATIONS

$$\text{Donc } \begin{cases} a_1 = 1 \\ a_2 = \frac{v_0}{v} = \frac{3.5}{3.6} = 0.97 \end{cases}$$

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivant :

Tableau IV-6 : Valeurs de A(L) pour une travée chargée.

N des voies	L(m)	A(l)(KN/m ²)	a ₁	a ₂	A(l)×a ₁ ×a ₂ (kN/m ²)	L _v (m)	A(l)(kN/ml)
1	40	9.22	1	0.97	8.94	3.6	32.18
2	40	9.22	1	0.97	8.94	7.2	64.36

Tableau IV-7 : Valeurs de A(L) pour deux travées chargées.

N des voies	L(m)	A(l)(KN/m ²)	a ₁	a ₂	A(l)×a ₁ ×a ₂ (kN/m ²)	L _v (m)	A(l)(kN/ml)
1	80	6.21	1	0.97	6.03	3.6	21.70
2	80	6.21	1	0.97	6.03	7.2	43.41

Tableau IV-8 : Valeurs de A(L) pour ouvrage complètement chargé.

N des voies	L(m)	A(l)(KN/m ²)	a ₁	a ₂	A(l)×a ₁ ×a ₂ (kN/m ²)	L _v (m)	A(l)(kN/ml)
1	240	3.73	1	0.97	3.62	3.6	13.02
2	240	3.73	1	0.97	3.62	7.2	26.04

IV.2.3.4. Système de charge B

Il comporte lui-même trois systèmes à appliquer séparément, et indépendant l'un de l'autre.

- **Système de charges B_c [Article 4.5.3 RCPR]**

Le système B_c se compose de camions types (300 KN) comme le montre la figure IV-2

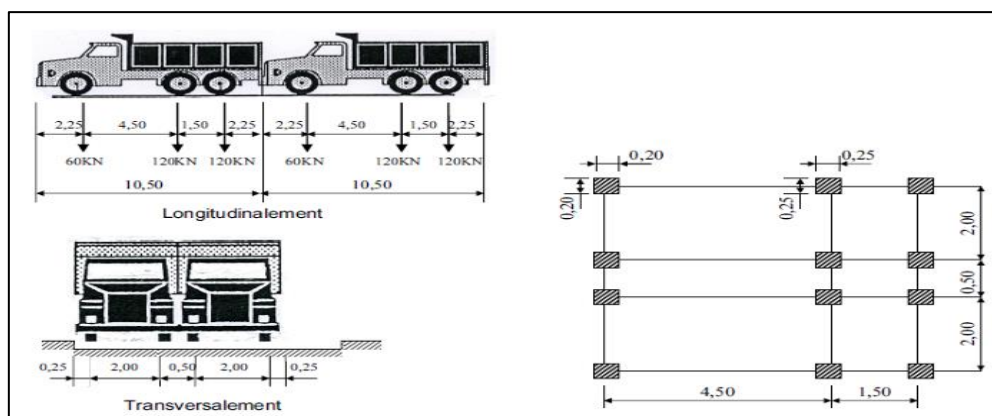


Figure IV-2 : Système de charge B_c.

Que ce soit le nombre des voies chargées, on a 2 camions longitudinalement, donc :

$$B_c = 2 \times N \times 300 \times bc$$

Avec : N : nombre de voies

bc : coefficient qui dépend de la classe de pont.

CHAPITRES IV : CHARGES ET SOLLICITATIONS

Donc les valeurs à prendre en calcul sont :

Tableau IV-9 : Valeurs de b_c .

Classe du pont	Nombre de voies chargées				
	1	2	3	4	5
1	1.2	1.1	0.95	0.8	0.7

Tableau IV-10 : Valeur de B_c .

Nombre des voies	B_c (KN)	b_c	$B_c \times b_c$ (KN)
1	600	1.2	720
2	1200	1.1	1320

- **Système de charges B_t [Article 4.5.3 RCPR]**

Le système B_t se compose de groupes de 2 essieux dits « essieux tandems » (160 KN), et répond aux caractéristiques montrées dans la figure IV-3

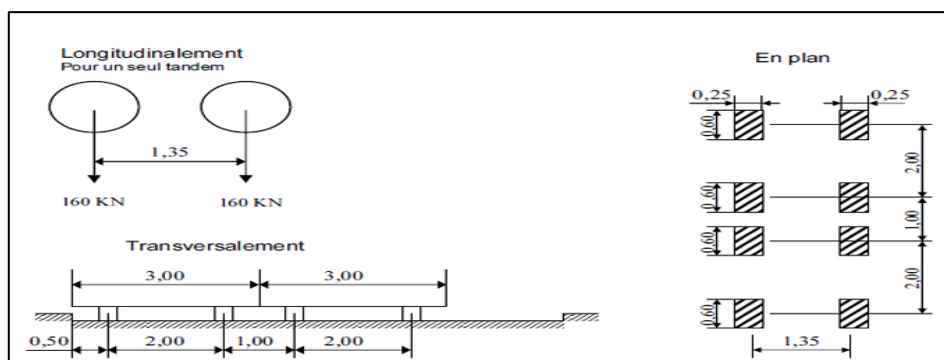


Figure IV-3 : Système de charge B_t .

$$B_t = 2 \times N \times 160 \times b_t$$

Avec : N : nombre de voies

b_t : coefficient qui dépend de la classe de pont.

Donc les valeurs à prendre en compte sont :

Tableau IV-11 : Valeurs de b_t .

Classe de pont	b_t
Première classe	1.2

Tableau IV-12 : Valeurs de B_t .

Nombre des voies	B_t (KN)	b_t	$B_t \times b_t$ (KN)
1	320	1.2	384
2	640	1.2	768

- **Système de charges Br [Article 4.5.3 RCPR]**

Le système Br se compose d'une roue isolée (100 KN).

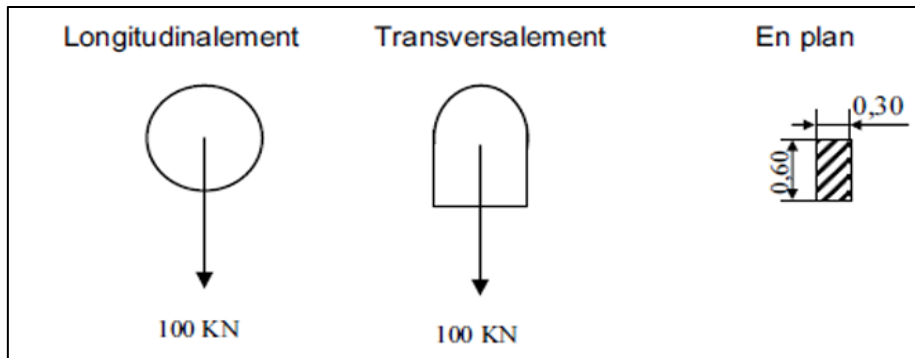


Figure IV-4 : Système de charge Br.

IV.2.3.5. Charges militaires $M_c 120$

- Poids total : 1 100 KN.
- Longueur de chenille : 6.10 m.
- Largeur de chenille : 1.00 m.
- Dans le sens transversal : un seul convoi quelle que soit la largeur de la chaussée.
- Dans le sens longitudinal : le nombre de véhicules n'est pas limité avec une distance libre d'au moins 30.5 m entre deux véhicules consécutifs.
- Le rectangle d'impact de chaque chenille est supposé uniformément chargé.

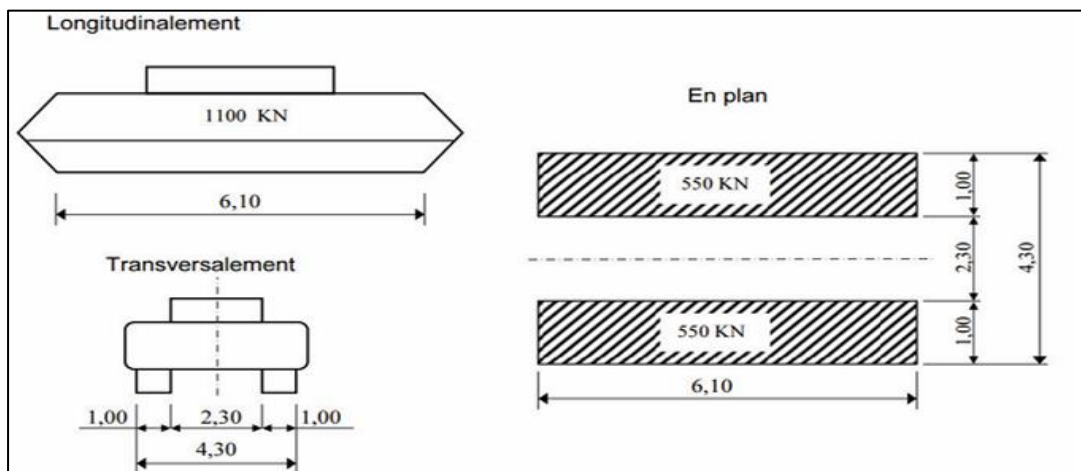


Figure IV-5 : La dispositions de la charge MC120.

IV.2.3.6. Surcharge de convoi exceptionnelle D_{240}

Le convoi D240 comporte une remorque supportant 2400 KN, dont le poids est supposé uniformément répartis. Il circule seul longitudinalement et transversalement quelque soient la largeur et la longueur du pont.

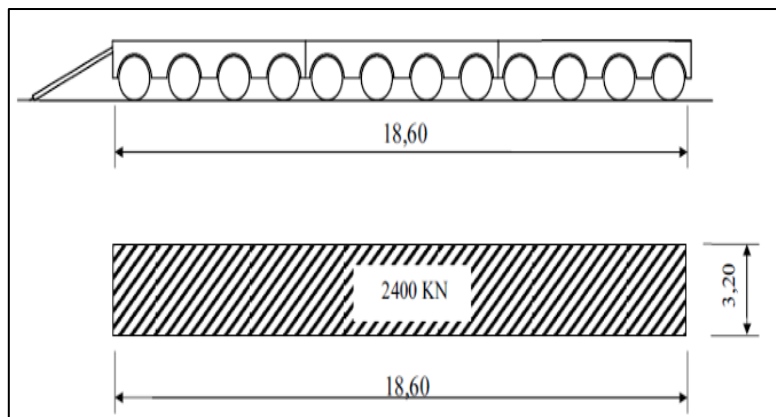


Figure IV-6 : Système de charge D240.

IV.2.3.7. Charges sur trottoirs

Nous appliquons pour les trottoirs une charge uniforme de 1,5 KN/m² réservée exclusivement à la circulation des piétons et des cyclistes de façon à produire l’effet maximal envisagé, cette valeur n’est pas majorée par un coefficient de majoration.

Dans notre cas les deux trottoirs pourraient être chargés.

- Pour le premier trottoir : $q = 1.5 \times 1.3 = 1.95 \text{ KN/ml}$.
- Pour le deuxième trottoir : $q = 1.5 \times 1.1 = 1.65 \text{ KN/ml}$.

IV.2.3.8. Coefficient de majoration dynamique

Les charges du système B et Mc sont multipliées par un coefficient de majoration dynamique suivant :

$$\delta = 1 + \frac{0,4}{1 + 0,2L} + \frac{0,6}{1 + 4 \frac{G}{S}}$$

Dans laquelle :

L : représente la longueur de l’élément exprimée en mètres,

G : sa charge permanente (Poids propre + CPP)

S : sa surcharge maximale.

Tableau IV-13 : Coefficients de majoration dynamique.

Système de charge	L (m)	G (KN)	S (KN)	δ
Bc une voie	40,00	8841.9	720.00	1.056
Bc deux voies			1 320.00	1.066
Bt une voie			384.00	1.051
Bt deux voies			768.00	1.057
Br			100.00	1.046
Mc120			1 100.00	1.418

IV.2.3.9. Efforts de freinage

Les charges des chaussées des systèmes de charge A et Bc sont susceptibles de développer des efforts de freinage. Ces efforts s'exercent sur la surface de la chaussée, dans un sens ou dans l'autre de la circulation. Dans le cas courant, la résultante de ces efforts peut être supposée centrée sur l'axe longitudinal de la chaussée.

- **Système de charge Bc**

En ce qui concerne la charge Bc, un seul camion est supposé freiner. L'effet développé est égal à son poids 300 KN. Les coefficients b_c s'appliquent aux efforts de freinage développés par le système B_c, donc : $F = 1.2 \times 300 = 360 \text{ KN}$

- **Système de charge A**

L'effort de freinage qui correspond au système de charge A est donné (en KN) par :

$$F = \frac{A \times S}{20 + 0.0035 \times S}$$

S : La surface chargée en (m²).

Tableau IV-14 : Les valeurs de freinage de charge A (une travée chargée).

Nbr des voies	S (m ²)	A(l) (KN/m ²)	F(KN)
1	144	8.94	62.78
2	288	8.94	122.56

Tableau IV-15 : Les valeurs de freinage de charge A (deux travées chargées).

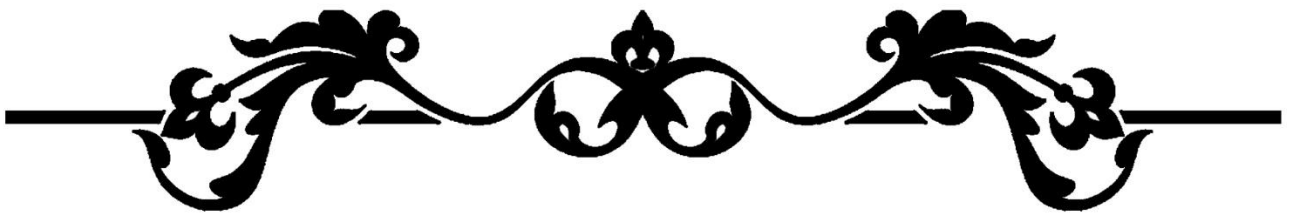
Nbr des voies	S (m ²)	A(l) (KN/m ²)	F(KN)
1	288	6.03	82.66
2	576	6.03	157.76

Tableau IV-16 : Les valeurs de freinage de charge A (Ouvrage complètement chargée).

Nbr des voies	S (m ²)	A(l) (KN/m ²)	F(KN)
1	864	3.62	135.84
2	1728	3.62	240.15

IV.3. CONCLUSION

Ce chapitre traite de l'évaluation des différentes charges et surcharges routières impactant l'ouvrage selon le RCPR, afin de déterminer les sollicitations les plus réalistes pour notre ouvrage.



CHAPITRE V :
CALCUL DU TABLIER



V.1. INTRODUCTION

Dans ce chapitre, l'analyse portera sur une travée représentative du tablier à poutres, toutes les travées étant considérées comme identiques et structurellement indépendantes.

Nous procéderons à l'étude de la répartition des charges ainsi qu'au calcul des efforts internes, notamment les moments fléchissant et les efforts tranchants.

L'influence des différentes phases de construction, notamment la préfabrication, sera également prise en compte, afin de garantir la sécurité, la stabilité et la conformité de l'ouvrage aux exigences réglementaires.

V.2. CALCUL LONGITUDINAL

V.2.1. Calcul des éléments de réduction dus aux charges

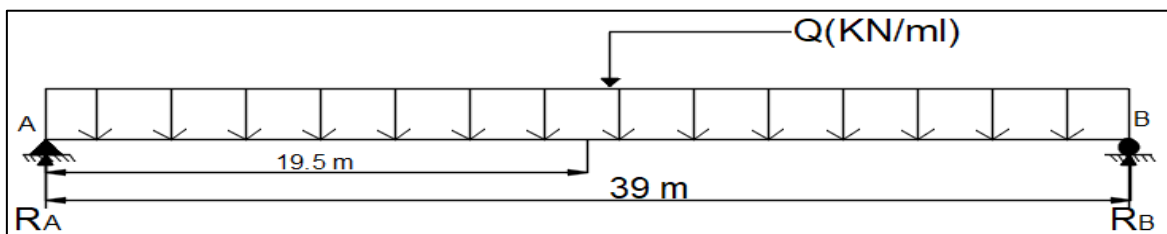


Figure V-1 : Schéma longitudinal de la poutre uniformément chargée par la charge Q.

- Réaction R_A et R_B :

$$R_A = R_B = Q \times \frac{L}{2}$$

- Calcul du moment fléchissant M :

$$M(X) = R_A \cdot x - \frac{Q \cdot x^2}{2}$$

- Calcul de l'effort tranchant :

$$T(X) = R_A - Q \cdot x$$

Les résultats pour une seule poutre sont inscrits dans le tableau suivant pour $L = 39$ m :

Tableau V-1 : Calcul des sollicitations des charges permanentes.

	Q(KN/ml)	$R_A = R_B$ (KN)	M_{max} (KN.ml) à $x = \frac{L}{2}$	Effort tranchant (KN) à $x=0$
Poutre seule	20.725	418.43	3681.20	404.14
Dalle	9.4	172.243	1679.364	172.243
C.C.P	6.84	133.30	1300.5	116.805
G	221.00	4309.5	42017.63	4309.5

V.2.2. Calcul des éléments de réduction dus aux surcharges

V.2.2.1. Surcharge de type A(L)

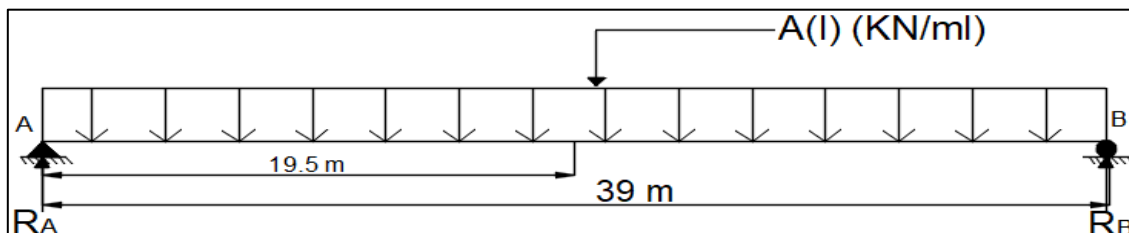


Figure V-2 : Surcharge A(l) uniformément répartie.

Les réactions, l’effort tranchant et le moment fléchissant pour les surcharges de type A(l) se calculent comme suit :

$$\begin{cases} T(X) = R_A = R_B = A(l) \times \frac{L}{2} & \text{Pour } x = 0 \\ M(X) = A(l) \cdot \frac{l^2}{8} & \text{Pour } x = \frac{L}{2} \end{cases}$$

Les résultats sont inscrits dans le tableau suivant pour l = 39 m :

Tableau V-2 : Calcul des sollicitations de la charge A(l) pour une travée.

Nombre de voies	A(l) (KN/ml)	M _{max} (KN.m) à x = $\frac{L}{2}$	Effort tranchant (KN) à x=0
Une voie chargée	32.18	6118.22	627.51
Deux voies chargées	64.36	12236.44	1255.02

Tableau V-3 : Calcul des sollicitations de la charge A(l) pour deux travées.

Nombre de voies	A(l) (KN/ml)	M _{max} (KN.m) à x = $\frac{L}{2}$	Effort tranchant (KN) à x=0
Une voie chargée	21.70	4151.71	423.15
Deux voies chargées	43.41	8253.32	846.49

Tableau V-4 : Calcul des sollicitations de la charge A(l) pour ouvrage complètement chargé.

Nombre de voies	A(l) (KN/ml)	M _{max} (KN.m) à x = $\frac{L}{2}$	Effort tranchant (KN) à x=0
Une voie chargée	13.02	2457.42	253.89
Deux voies chargées	26.04	4950.85	507.78

V.2.2.2. Système de charges Bc

- L’effort tranchant

L’effort tranchant est maximal lorsque l’essieu le plus lourd est sur l’appui.

$$\Sigma F_v = 0 \rightarrow R_A + R_B = 600 \text{ KN.}$$

$$\Sigma M/A=0 \rightarrow 39 \times R_A = (120 \times 1.5) + (60 \times 6) + (120 \times 10.5) + (120 \times 12) + (60 \times 16.5).$$

CHAPITRES V : CALCUL DU TABLIER

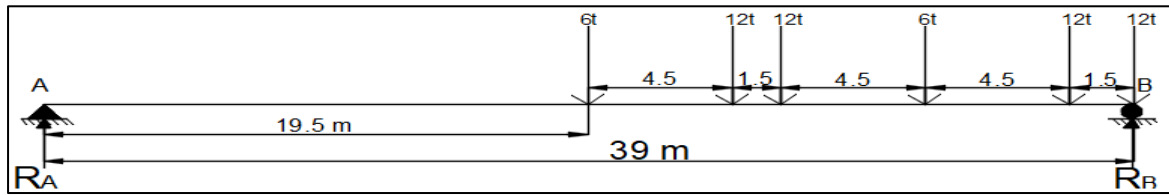


Figure V-3 : Répartition de la charge Bc pour le calcul de l'effort tranchant.

Donc $\begin{cases} R_A = 108.46 \text{ KN} \\ R_B = 491.54 \text{ KN} \end{cases}$

D'où $T_0 = R_B = 491.54 \text{ KN}$.

L'effort tranchant T_{\max} se calcule comme suite :

$$T_{\max} = T_0 \times N_v \times bc \times \delta_{Bc}$$

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau V-5 : Effort tranchant sous charge Bc.

Nombre de voies chargées	1	2
T_{\max} (KN)	621.21	1148.6

- **Moment fléchissant : « théorème de Barré »**

Au passage d'un convoi, le moment fléchissant est maximal au droit d'un essieu sachant que cet essieu soit symétrique avec la résultante des charges de convoi par rapport à l'axe central de la poutre.

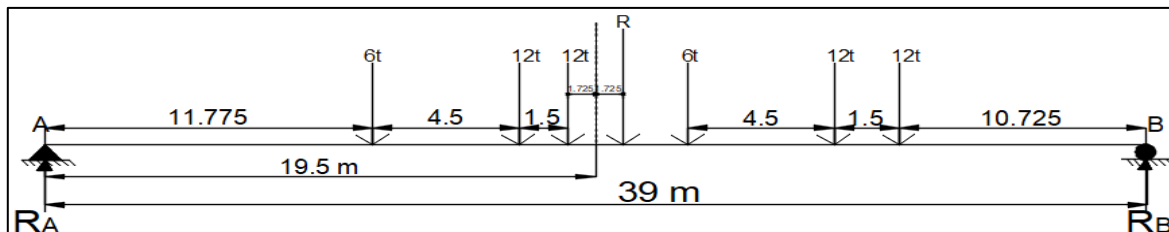


Figure V-4 : Positionnement de la résultante des charges Bc selon Barré.

On détermine la position de la résultante des charges de convoi sachant que $R = 60t$:

$$X_R = \frac{(120 \times 1.5) + (60 \times 6) + (120 \times 10.5) + (120 \times 12) + (60 \times 16.5)}{600} = 7.05 \text{ m}$$

$$\begin{cases} d = 10.5 - 7.05 = 3.45 \text{ m} \\ d' = \frac{3.45}{2} = 1.725 \text{ m} \end{cases}$$

Calcul des réactions R_A et R_B :

Pour $x = L/2$:

$$\Sigma F_v = 0 \rightarrow R_A + R_B = 600 \text{ KN}$$

$$\Sigma M_A = 0 \rightarrow 39 \times R_B = (60 \times 11.775) + (120 \times 16.275) + (120 \times 17.775) + (60 \times 22.275) + (120 \times 26.775) + (120 \times 28.275)$$

CHAPITRES V : CALCUL DU TABLIER

Donc :
$$\begin{cases} R_A = 273.46 \text{ KN} \\ R_B = 326.54 \text{ KN} \end{cases}$$

D'où: $M/S = R_B (21.225) - (120 \times 10.5) - (120 \times 9) - (60 \times 4.5) = 4320.81 \text{ KN.ml.}$

Le moment M_{\max} se calcule comme suit :

$$M_{\max} = M/S \times N_v \times b_c \times \delta_{Bc}.$$

Tableau V-6 : Moment fléchissant sous charge Bc.

Nombre de voies chargées	1	2
M_{\max} (KN.ml)	5464.96	10104.64

Les valeurs de coefficient de majoration dynamique sont déjà calculées au chapitre précédent (voir Tableau V-13).

V.2.2.3. Système de charge B_t

- L'effort tranchant :

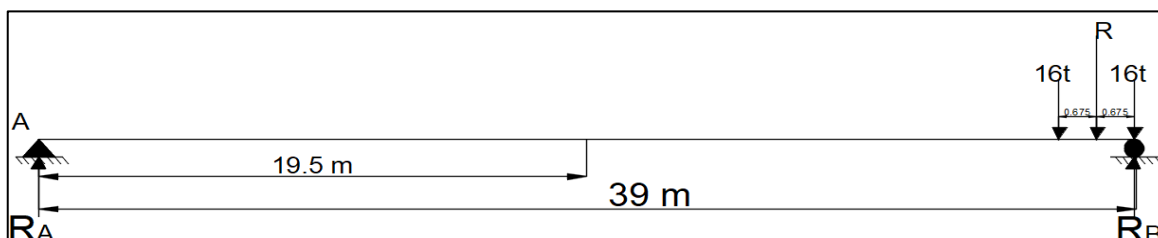


Figure V-5 : Répartition de la charge B_t pour le calcul de l'effort tranchant.

$$\Sigma F_v = 0 \rightarrow R_A + R_B = 320 \text{ KN.}$$

$$\Sigma M/B=0 \rightarrow 39 \times R_A = 160 \times 1.35$$

Donc :
$$\begin{cases} R_A = 5.54 \text{ KN} \\ R_B = 314.46 \text{ KN} \end{cases}$$

$$T_0 = R_B = 314.46 \text{ KN}$$

Si N_t est le nombre de tandems, alors : $T_{\max} = T_0 \times N_t \times b_t \times \delta_{Bt}$

Tableau V-7 : Effort tranchant sous charge B_t.

Nombre de tandem	1	2
T_{\max}	396.22	796.21

- Moment fléchissant : « théorème de Barré » :

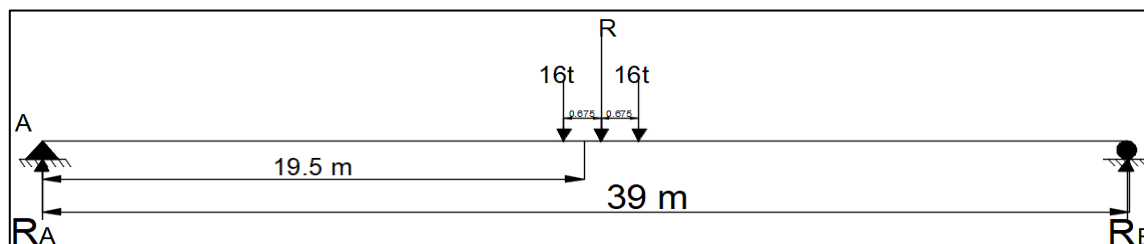


Figure V-6 : Positionnement de la résultante des charges B_t selon Barré.

CHAPITRES V : CALCUL DU TABLIER

On détermine la position de la résultante des charges de convoi, sachant que $R = 320 \text{ KN}$:

$$x_R = \frac{16 \times 1.35}{32} = 0.675 \text{ m} \rightarrow d = \frac{0.675}{2} = 0.3375 \text{ m}$$

$$\Sigma F_v = 0 \rightarrow R_A + R_B = 320 \text{ KN.}$$

$$\Sigma M/B=0 \rightarrow 39 \times R_A = 160 \times 19.837 + 160 \times 18.487$$

$$\text{Donc : } \begin{cases} R_A = 157.23 \text{ KN} \\ R_B = 162.77 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{D'où: } M_s = R_A \times 19.1625 = 3012.92 \text{ KN.ml.}$$

Le moment M_{\max} se calcule comme suit :

$$M_{\max} = M_0 \times N_t \times b_t \times \delta_{Bt}.$$

Tableau V-8 : Moment fléchissant sous charge Bt.

Nombre de tandems	1	2
M_{\max} (KN.ml)	3796.28	7628.71

V.2.2.4. Système de chargement Br

- L'effort tranchant

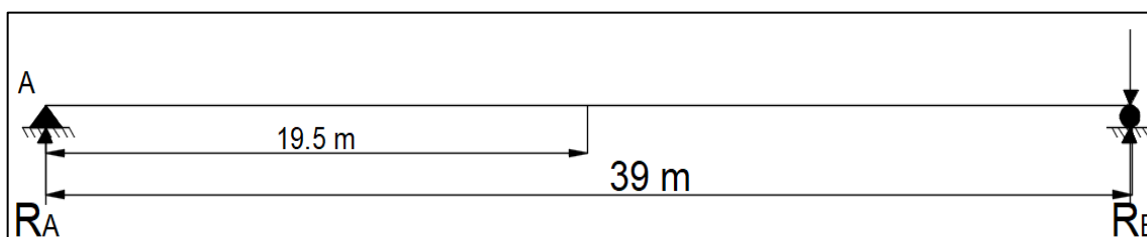


Figure V-7 : Répartition de la charge Br pour le calcul de l'effort tranchant.

L'effort tranchant est maximal lorsque la roue est sur l'appui.

$$\text{Donc : } T_0 = R_B = 100 \text{ KN}$$

L'effort tranchant T_{\max} se calcule comme suit : $T_{\max} = T_0 \times \delta_{Br}$

Tableau V-9 : Effort tranchant sous charge Br.

Système de charge	B_r
T_{\max}	104.60

- Moment fléchissant

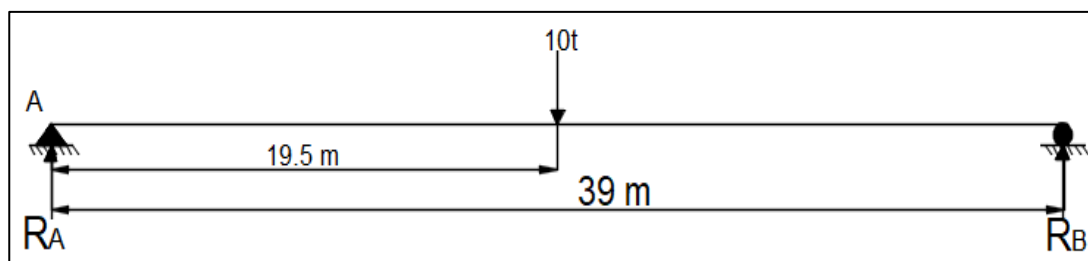


Figure V-8 : Surcharge Br à $x = L/2$.

CHAPITRES V : CALCUL DU TABLIER

Le moment fléchissant est maximal lorsque la roue est à mi-portée, donc par symétrie :

Donc :
$$\begin{cases} R_A = 273.46 \text{ KN} \\ R_B = 326.54 \text{ KN} \end{cases}$$

D'où :
$$M_0 = M \left(\frac{L}{2} \right) = 50 \times 19.5 = 975 \text{ KN.m}$$

Le moment max se calcule comme suit : $M_{\max} = M_0 \times \delta_{Br}$

Tableau V-10 : Moment fléchissant sous charge Br.

Système de charge	B_r
M_{\max}	1019.85

V.2.2.5. Surcharge de type Mc 120

- Surcharge de type Mc 120

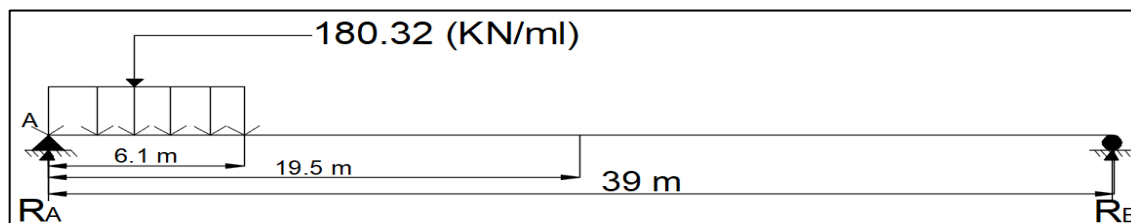


Figure V-9 : Positionnement de la charge Mc120 pour le calcul de l'effort tranchant.

$\Sigma F_v = 0 \rightarrow R_A + R_B = 1100 \text{ KN.}$

$\Sigma M/A=0 \rightarrow 39 \times R_B = 1100 \times 3.05$

Donc :
$$\begin{cases} R_A = 1013.97 \text{ KN} \\ R_B = 86.025 \text{ KN} \end{cases}$$

L'effort tranchant T_{\max} se calcule comme suit : $T_{\max} = R_A \times \delta_{Mc120}$

Tableau V-11 : Effort tranchant sous charge Mc120.

Système de charge	M_{c120}
T_{\max}	1074.81

- Moment fléchissant

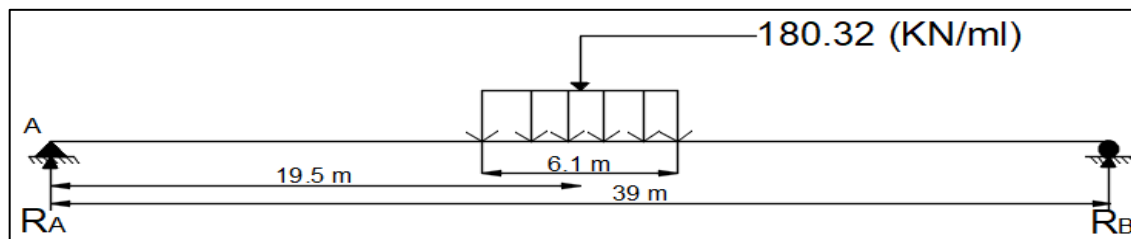


Figure V-10 : Positionnement de la charge Mc120 pour un moment max.

$\Sigma F_v = 0 \rightarrow R_A + R_B = 1100 \text{ KN.}$

$\Sigma M/A=0 \rightarrow 39 \times R_B = 1100 \times 19.5$

CHAPITRES V : CALCUL DU TABLIER

Donc :
$$\begin{cases} R_A = 550 \text{ KN} \\ R_B = 550 \text{ KN} \end{cases}$$

$$M_0 = M(L/2) = 550 \times 19.5 - 180.32 \times \frac{3.05^2}{2} = 9886.28 \text{ KN.m}$$

$$M_{\max} = M_0 \times \delta_{Mc120}$$

Tableau V-12 : Moment fléchissant sous charge Mc120.

Système de charge	Mc120
Mmax	10479.46

V.2.2.6. Surcharge de type D240

- L'effort tranchant :

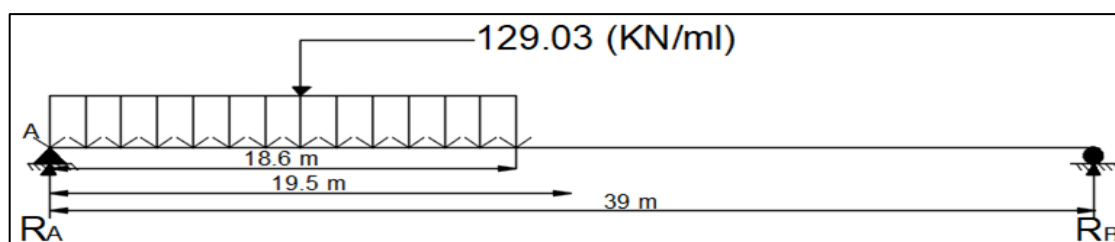


Figure V-11 : Positionnement de la charge D240 pour le calcul de l'effort tranchant.

$$\Sigma F_v = 0 \rightarrow R_A + R_B = 2400 \text{ KN.}$$

$$\Sigma M/A = 0 \rightarrow 39 \times R_B = 9.3 \times 2400$$

Donc :
$$\begin{cases} R_A = 1827.7 \text{ KN} \\ R_B = 572.30 \text{ KN} \end{cases}$$

$$T_{\max} = R_A = 1827.7 \text{ KN.}$$

Tableau V-13 : Effort tranchant sous charge D240.

Système de charge	D240
Tmax	1827.7

- Moment fléchissant

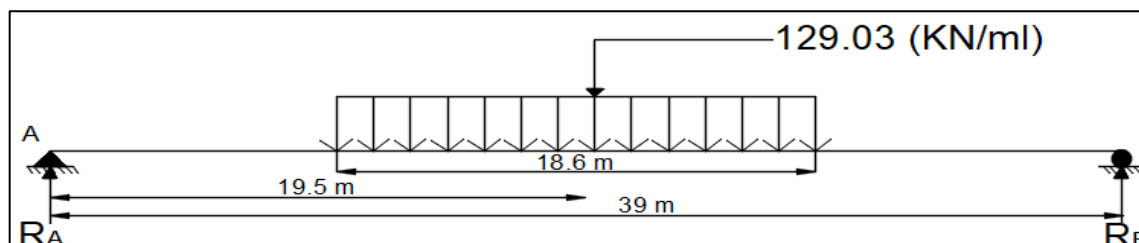


Figure V-12 : Positionnement de la charge D240 pour un moment max.

$$\Sigma F_v = 0 \rightarrow R_A + R_B = 2400 \text{ KN.}$$

$$\Sigma M/A = 0 \rightarrow 39 \times R_B = 19.5 \times 2400$$

Donc :
$$\begin{cases} R_A = 1200 \text{ KN} \\ R_B = 1200 \text{ KN} \end{cases}$$

CHAPITRES V : CALCUL DU TABLIER

$$M(L/2) = 1200 \times 19.5 - 129.03 \times \frac{9.3^2}{2}$$

$$M_{\max} = 17820.09 \text{ KN.ml.}$$

Tableau V-14 : Moment fléchissant sous charge D240.

Système de charge	D240
M_{\max}	17820.09

V.2.2.7. Surcharges sur trottoir St

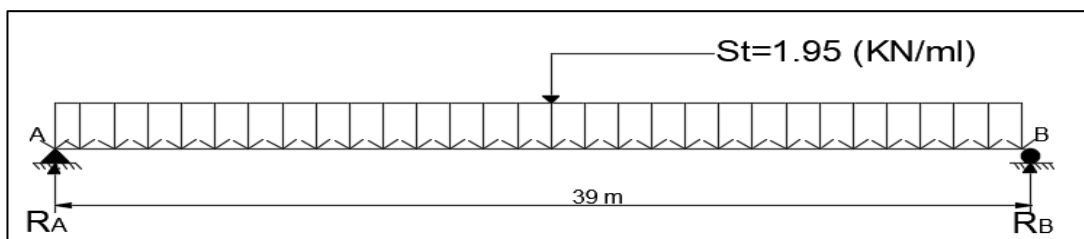


Figure V-13 : Surcharges sur le premier trottoir.

Tableau V-15 : Moment fléchissant et effort tranchant Sous surcharge sur trottoir St.

St	Q(KN/ml)	$T_{\max} (x=0) \text{ (KN)}$	$M_{\max} (x = 0.5L) \text{ (KN.m)}$
Trottoirs chargé 1 (1.3 m)	1.95	38.025	370.74
Trottoirs chargé 2 (1.1 m)	1.65	32.175	313.71

Tableau V-16 : Tableau Récapitulatif des efforts tranchants et moments fléchissant dus aux charges et surcharges.

		$T_{\max} \text{ (KN)}$	$M_{\max} \text{ (KN.ml)}$	$M_{\max} \text{ par poutre (KN.m)}$
G		4309.5	42017.625	7002.94
A(l)	01 voies chargée	627.51	6118.22	1019.70
	02 voies chargées	1255.02	12236.44	2039.40
Bc	01 voie chargée	621.21	5464.96	910.83
	02 voies chargées	1148.60	10104.64	1684.11
B _T	01 tandem	396.22	3796.28	632.71
	02 tandems	796.21	7628.71	1271.45
B _r		104.60	1019.85	169.97
Convoi Mc 120		1074.81	10479.46	1746.58
Convoi D 240		1827.70	17820.09	2970.02
Surcharges sur trottoir	Trottoir 1	38.025	370.74	61.79
	Trottoir 2	32.175	313.71	52.29

V.3. CALCUL TRANSVERSAL

V.3.1. Détermination des paramètres de calcul

V.3.1.1. Largeur active b

La largeur active du pont est telle que $2b = n \times b_1$,

n : le nombre des poutres (n = 6).

b_1 : l'entraxe des poutres ($b_1 = 1.88$).

$2b = 6 \times 1.88 = 11.28$ m, alors $b = 5.64$.

V.3.1.2. Position active des poutres

Tableau V-17 : La position des poutres.

Position	X0	X1	X2	X3	X4
Valeurs (m)	0.00	1.41	2.82	4.24	5.64

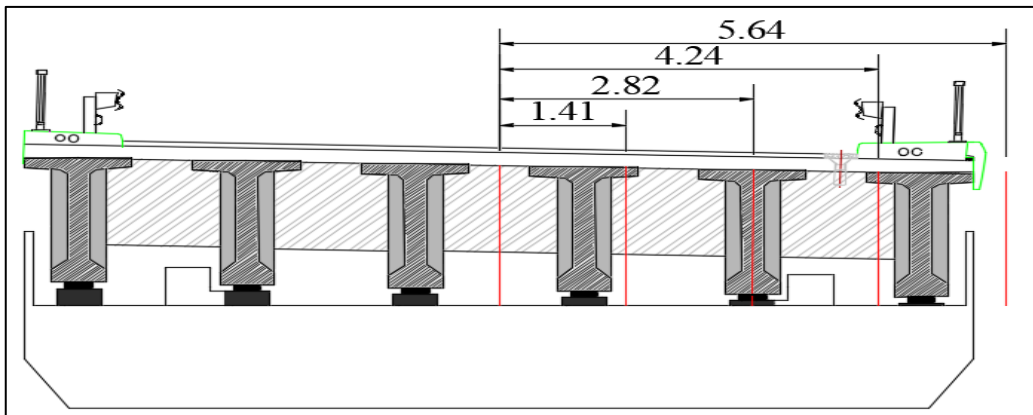


Figure V-14 : Position active des poutres.

V.3.1.3. Rigidité flexionnelle de la poutre ρ_P

$$\rho_P = \frac{E \times I_P}{b_1}$$

I_P : Moment d'inertie de la poutre

Comme la poutre est à inertie variable, l'inertie à prendre en compte pour le calcul est donné par la formule suivante :

$$I_P = I_0 + \frac{8}{3\pi} (I_m - I_0)$$

I_0 : moment d'inertie de la section d'about avec hourdis = 0.7874 m^4 .

I_m : moment d'inertie de la section a mi-travée = 0.3738 m^4 .

$$I_P = 0.7874 + \frac{8}{3\pi} (0.3738 - 0.7874) = 0.4363 \text{ m}^4.$$

Donc :

$$\rho_P = \frac{E \times 0.4363}{1.88} = 0.232 \times E$$

V.3.1.4. Rigidité flexionnelle de la dalle

$$\rho_E = \rho_D = \frac{E \times I_D}{l_1}$$

Avec : I_D : Moment d'inertie de la dalle, $I_D = \frac{d^3 \times l_1}{12}$

l_1 : Distance entraxe des entretoises (on prend $l_1 = 100$ cm).

d : Epaisseur de la dalle (20 cm).

$$\text{Donc : } I_D = \frac{0.2^3 \times 1}{12} = 6.67 \times 10^{-4}$$

$$\rho_E = \rho_D = 6.67 \times 10^{-4} E$$

V.3.1.5. Paramètre d'entretoisement θ :

Il caractérise la souplesse de l'entretoisement, Plus il est grand, plus l'entretoisement est souple, il est donné par la formule suivante :

$$\theta = \frac{b}{L} \sqrt[4]{\frac{\rho_P}{\rho_D}}$$

b : demi-largeur active du pont 5.64 m.

L : la portée de travée 39 m.

Alors : $\theta = 0.62$

V.3.1.6. Rigidité torsionnelle de l'entretoise

$$C_E = 2 \times G \times I_E$$

G : module de cisaillement ($G = \frac{E}{2(1+\nu)} = 0.417 E$)

E : module de déformation longitudinal du béton (module de Young).

ν : coefficient de poisson égal à 0.2.

$$I_E = I_D = 6.67 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$\text{Alors : } C_E = 2 \times 0.417 E \times 6.67 \times 10^{-4} = 5.55 \times 10^{-4}$$

- **Rigidité torsionnelle de la dalle par unité de longueur γ_E :**

$$\gamma_E = \frac{C_E}{l_1} \rightarrow \gamma_E = 5.55 \times 10^{-4} E$$

V.3.1.7. Rigidité torsionnelle de la poutre

$$C_P = \frac{G}{3} \left(\sum h_i b_i^3 + \frac{b_1 d^3}{2} \right)$$

• Calcul de la section simplifiée :

$$S_1 = 2329 \text{ cm}^4 \quad h_1 = S_1 / 120$$

$$d = \frac{\text{La section de la table de compression}}{\text{La largeur de la table de compression}} = \frac{2329}{120} = 19.40.$$

$$d' = \frac{\text{La section du talon}}{\text{La largeur du talon}} = \frac{1944}{60} = 32.4 \text{ cm.}$$

$$h = 200 - d - d' = 148.2 \text{ cm.}$$

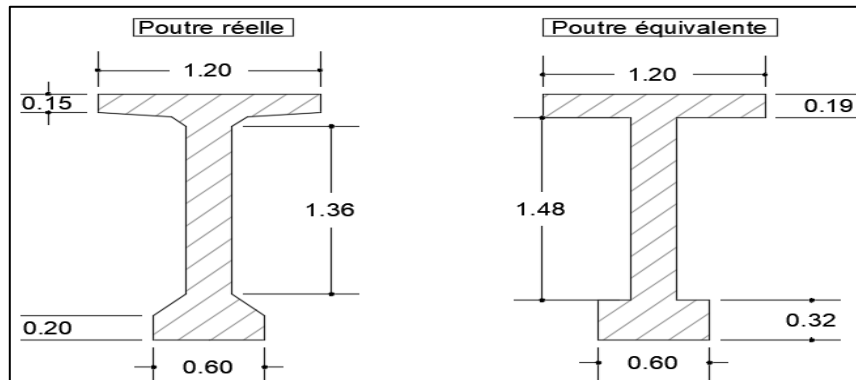


Figure V-15 : Section équivalente.

$$C_P = \frac{0.416 E}{3} \left(\frac{1.88 \times 0.2^3}{2} + 0.32 \times 0.6 + 0.19 \times 1.2 + 1.48 \times 0.25 \right)$$

$$C_P = 0.1658 E$$

• Rigidité torsionnelle de la poutre par unité de longueur γ_P :

$$\gamma_P = \frac{C_P}{b_1}$$

$$\text{Alors : } \gamma_P = \frac{0.1658 E}{1.88} = 0.088 E$$

V.3.1.8. Paramètre de torsion α :

L'effet de la torsion est caractérisé par le paramètre de torsion α dont la valeur est comprise entre 0 et 1.

$$\alpha = \frac{\gamma_P + \gamma_D}{\sqrt[2]{\rho_P \times \rho_D}}$$

$$\text{Donc : } \alpha = \frac{0.088 E + 5.55 \times 10^{-4} E}{\sqrt[2]{0.232 E \times 6.67 \times 10^{-4} E}} = 0.18$$

V.3.2. Répartition transversale des moments fléchissant

V.3.2.1. Coefficient de répartition transversal K_α

Le calcul de K_α à partir de relations analytiques peut s'avérer complexe, notamment lorsque la valeur de α varie. Pour simplifier ce processus, **Massonnet** a proposé une relation d'interpolation empirique, basée sur des études numériques approfondies :

$$K_{\alpha} = K_0 + (K_1 - K_0)\sqrt{\alpha}$$

Cependant, lorsque α appartient à l'intervalle $0 < \alpha < 1$, cette approximation peut ne pas être suffisamment précise. Il est alors recommandé d'utiliser les formules plus rigoureuses développées par **Sattler**.

$$0.3 < \theta < 1 \quad K_{\alpha} = K_0 + (K_1 + K_0)\alpha^{\beta} \quad \text{Où : } \beta = 1 - e^{\left(\frac{0.065 - \theta}{0.665}\right)}$$

D'après le calcul qu'on a fait : $\theta = 0.62$ et $\alpha = 0.18$ Alors : $K_{\alpha} = K_0 + 0.38 (K_1 + K_0)$

D'après les tableaux de « Guyon Massonnet », on doit faire une interpolation entre la valeur $\theta = 0.6$ et $\theta = 0.65$ pour trouver les valeurs correspondantes à $\theta = 0.62$, soit :

$$K_0(0.62) = \frac{0.62 - 0.6}{0.65 - 0.6} \times (K_0(0.65) - K_0(0.6)) + K_0(0.6)$$

$$K_1(0.62) = \frac{0.62 - 0.6}{0.65 - 0.6} \times (K_1(0.65) - K_1(0.6)) + K_1(0.6)$$

Les Tableaux représentatifs sont inclus en **ANNEXE B**.

V.3.2.2. Calcul de $K_{\alpha \text{ moy}}$

Une fois que les lignes d'influence ont été tracées, il est nécessaire de positionner les surcharges selon RCPR.

- **Surcharges surfaciques :**

Les surfaces sont calculées à partir de l'AutoCAD et le coefficient $K_{\alpha \text{ moy}}$ sera déterminé comme suite : $K_{\alpha \text{ moy}} = \frac{S}{L}$

S : les surfaces situées entre les ordonnées d'impact et la ligne d'influence.

L : la largeur des voies.

- **Surcharges ponctuelles :**

La valeur sera extraite directement de graphe, puis on calcule la valeur moyenne des charges comme suit : $K_{\alpha \text{ moy}} = \frac{\sum K_{\alpha}}{n}$

Avec n : nombre de charges.

Les valeurs de K_{α} pour chaque poutre sont données dans un tableau en **ANNEXE B**.

V.3.2.3. Valeurs des moments fléchissant réels

Les moments longitudinaux dû aux chaque chargements étant calculés, et divisés par le nombre de poutres, pour donner les moments équitablement répartis, qui sont à leur tour multipliés par le coefficient de répartition transversale, pour donner le moment réel supporté par chaque poutre :

$$M_{\text{réel}} = K_{\alpha \text{ moy}} \times M_0$$

Les moments fléchissant réels se trouvent dans **l'ANNEXE B**.

CHAPITRES V : CALCUL DU TABLIER

V.3.3. Combinaisons des Charges

Pour déterminer la poutre la plus sollicitée, on utilise d'après le RCPR (art 6.2.2), les combinaisons de charges dans les deux états limites (ELU & ELS). On résume les résultats dans le tableau suivant :

Tableau V-18 : Combinaisons de charge à l'ELS et à l'ELU.

Combinaisons		Poutre 1	Poutre 2	Poutre 3
ELS	G + 1.2 AL + St	10 005.09	9 652.45	9 212.17
	G + 1.2 Bc + St	9 610.61	9 865.53	9 704.65
	G + 1.2 Bt + St	9 045.64	9 024.24	8 811.03
	G+Mc120	9 182.67	9 959.08	9 281.35
	G+D240	10 321.46	10 922.41	10 112.54
ELU	1.35G + 1.6 (AL + St)	13 320.86	13 017.08	12 446.43
	1.35G + 1.6 (Bc + St)	12 947.21	13 301.19	13 103.06
	1.35G + 1.6 (Bt + St)	12 893.92	12 579.47	11 911.56
	1,35G+1,35Mc120	12 396.61	12 634.75	12 529.83
	1,35G+1,35D240	13 933.97	14 745.25	13 651.93

V.4. CALCUL AUTOMATIQUE (MODELISATION)

Pour modéliser le tablier de notre ouvrage, on utilise le logiciel Midas Civil qui offre une gamme complète pour la modélisation géométrique, l'analyse statique et dynamique ainsi que la conception et l'optimisation des structures.

Étant donné que l'ouvrage isostatique avec six travées indépendantes, on étudiera une seule travée (une dalle de 20 cm d'épaisseur avec 06 poutres de longueur de 40m). La valeur et la position transversale des charges appliquées ainsi que leurs combinaisons sont faites selon les indications de RCPR.

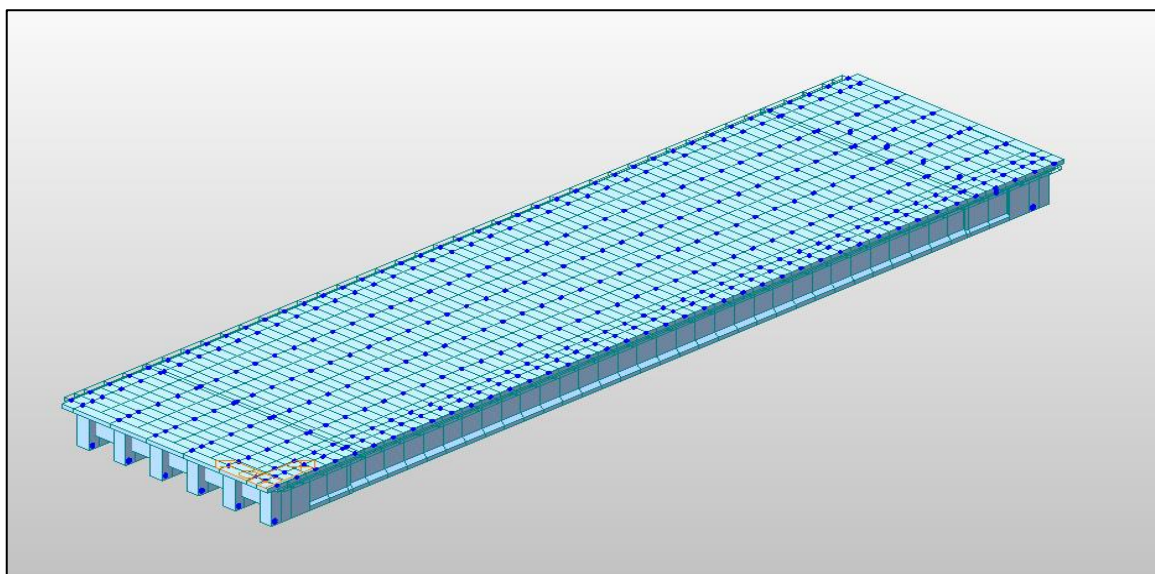


Figure V-16 : Modèle de calcul.

V.5. RESULTATS

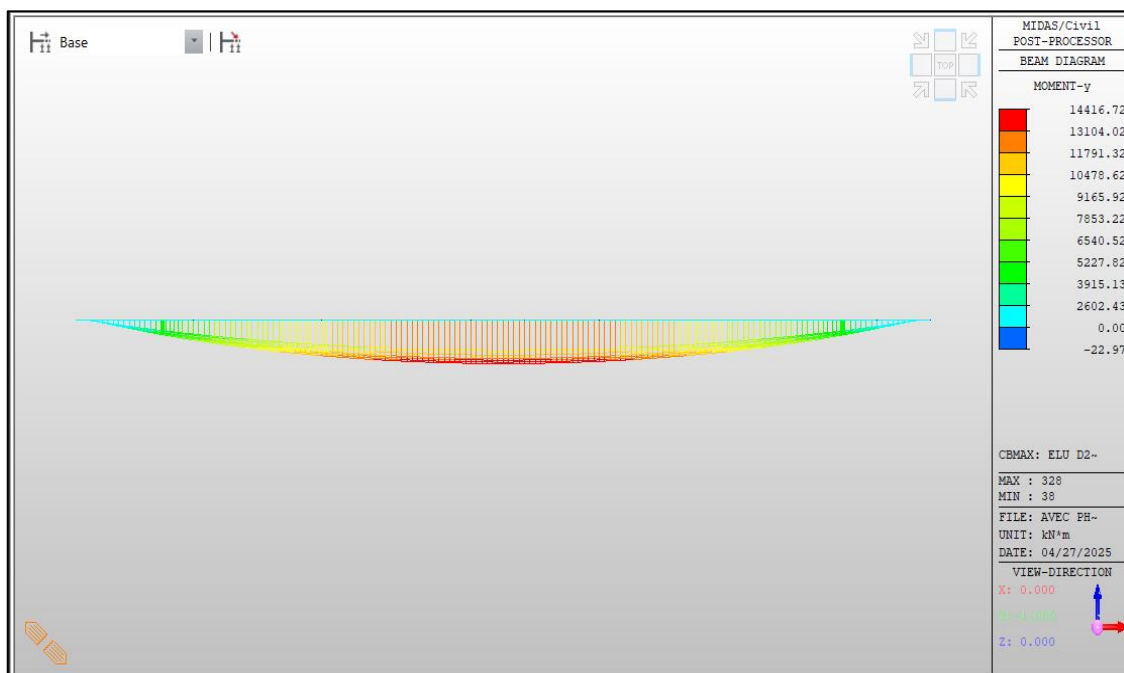


Figure V-17 : Moment maximal à l'ELU (1.35G + 1.35D240).

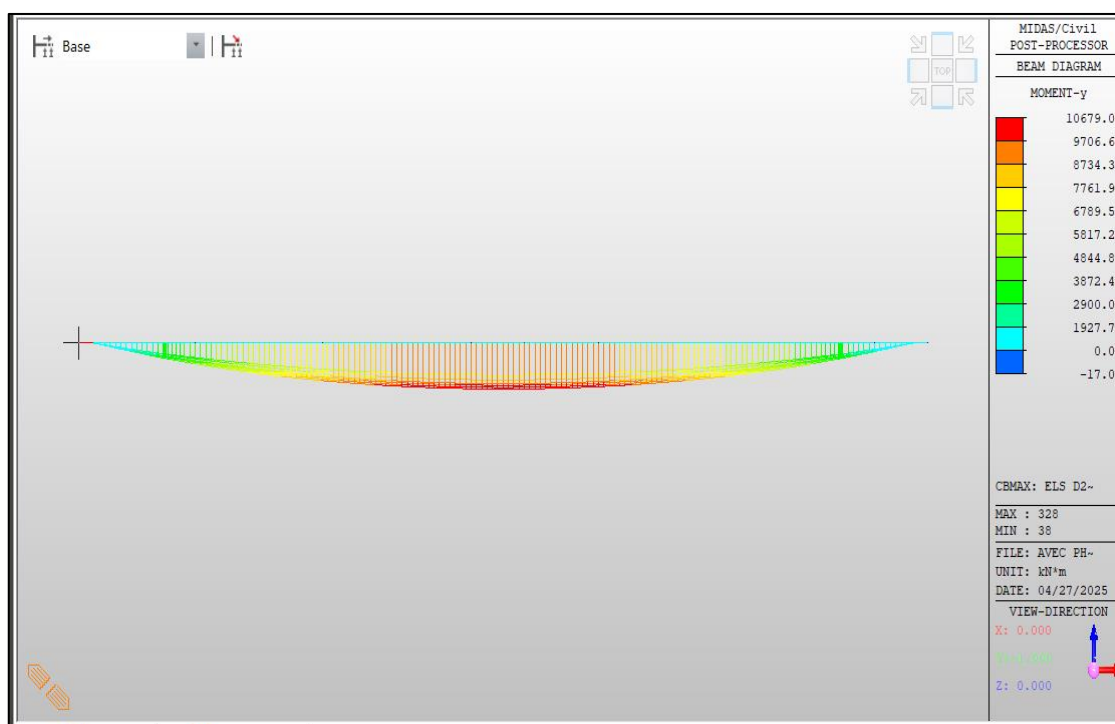


Figure V-18 : Moment maximal à l'ELS (G + D240).

Les autres résultats du calcul par se trouvent en ANNEXE C.

CHAPITRES V : CALCUL DU TABLIER

V.6. ETUDE COMPARATIVE

Les résultats de calcul manuel et calcul automatique sont inclus dans le tableau ci-dessous :

Tableau V-19 : Tableau comparatif des résultats manuels et automatiques de moment.

Combinations		Manuel (KN.m)	Automatique (KN.m)	Erreur(%)
ELS	G + 1.2 AL + St	10 005.09	9779.86	2.25
	G + 1.2 Bc + St	9 865.53	9097.86	7.78
	G + 1.2 Bt + St	9 045.64	8713.18	3.67
	G+Mc120	9 959.08	9473.01	4.88
	G+D240	10 922.41	10679.05	2.23
ELU	1.35G +1.6 (AL + St)	13 320.86	13219.01	0.76
	1.35G + 1.6 (Bc + St)	13 301.19	12416.37	6.65
	1.35G + 1.6 (Bt + St)	12 893.92	12816.14	0.60
	1,35G+1,35Mc120	12 634.75	11762.79	6.90
	1,35G+1,35D240	14 745.25	14416.72	2.23

V.7. CONCLUSION

D'après le calcul qu'on a fait, on conclut que la poutre la plus sollicitée c'est la poutre 2 sous les combinaisons les plus défavorables à l'ELU (1.35G + 1.35D240) et à l'ELS (G + D240).



CHAPITRE VI :
ETUDE DE LA PRECONTRAINTE



VI.1. INTRODUCTION

La précontrainte consiste à appliquer une compression permanente au béton afin de compenser les efforts de traction que la structure subira en service. Cette technique permet de réaliser des ouvrages résistants, tels que les ponts, ou des éléments minces de grande portée, comme les poutres et les dalles.

Ce chapitre présente les différentes étapes de l'étude de la précontrainte pour un pont à poutres, utilisant la technique de la post-tension.

VI.2. CALCUL DE LA PRECONTRAINTE

Tableau VI-1 : Données de l'ouvrage.

H	H(P+D)	L	L _{portée}	N _{poutre}	e _{dalle}	Enrobage	λ	L _{TC}	b _{about}
2.00	2.20	40.00	39.00	6	0.20	0.03	1.88	1.2	0.60

Tableau VI-2 : Les caractéristiques de la poutre.

	About		Médiane	
	Poutre seule	Poutre+ dalle	Poutre seule	Poutre+ dalle
B (m ²)	1.30	1.67	0.77	1.14
v' (m)	1.07	1.30	1.09	1.42
v (m)	0.93	0.90	0.91	0.78
I _G (m ⁴)	0.48	0.79	0.37	0.63
ρ	0.37	0.40	0.49	0.50

B : l'aire de la section.

v', v : la distance entre les fibres extrêmes et le centre de gravité (v + v' = h).

I_G : le moment d'inertie.

ρ : le rendement géométrique $\rho = I_G / (B \times v' \times v)$

Tableau VI-3 : Caractéristiques de béton.

f _{c28}	f _{t28}	σ _{bc}	σ _{bt}
40	3	24	-4.5

Tableau VI-4 : Caractéristiques des câbles 12T15.

Câble	N torons	A _{p1Toron} m ²	A _p m ²	f _{prg} MPA	F _{p0} MPA	f _{peg} MPA	D _{gaine} m
T15	12	0.0001	0.0017	1860	206 .1	1674	0.08
F rd ⁻¹	Φ m ⁻¹	g mm	μ ₀	ρ _{1100h}	E _p MPa	f _e MPa	σ _s MPa
0.18	0.002	6	0.43	2.5%	190 000	500	434.78

VI.3. DIMENSIONNEMENT DE LA PRECONTRAINTE

VI.3.1. Valeur Minimale de la Précontrainte en Service

L'effort du précontraint minimum qui doit être respecté durant toute la vie de l'ouvrage est :

$$P_{\min} = \sup (PI, PII)$$

$$PI = \frac{\Delta M + \frac{1}{v'} \overline{\sigma_{bt1}} + \frac{1}{v} \overline{\sigma_{bt2}}}{\rho \times h}, \text{ section sous-critique.}$$

$$PII = \frac{M_M + \frac{1}{v'} \overline{\sigma_{bt2}}}{v' + \rho \times v - d'}, \text{ section sur critique.}$$

M_{gp} : moment de poids propre.

M_M : Moment sous (G + D240)

M_m : Moment sous charge permanentes (G)

$$\Delta M = M_M - M_m.$$

$\overline{\sigma_{bt1}}$, $\overline{\sigma_{bt2}}$: sont des contraintes limites de traction.

$\overline{\sigma_{bc}}$: est la contrainte limite de compression.

d' : l'enrobage des câbles de précontrainte, estimé forfaitairement à 0.1h.

Tableau VI-5 : Résultats Logiciel.

M_{gp} (MN.m)	M_M (MN.m)	M_m (MN.m)	V_M (MN)	V_m (MN)
3.68	10.67	6.61	1.29	0.71

Tableau VI-6 : Calcul de PMIN.

$\overline{\sigma_{bt1}}$	-4.50	PI (MN)	-0.39
$\overline{\sigma_{bt2}}$	-3 .00	PII (MN)	5.87
d' (m)	0.22	Pmin (MN)	5.87

$PI < PII \longrightarrow$ Section sur-critique.

$$P_{\min} = \sup (PI, PII) = 5.87 \text{ MN}$$

VI.3.2. Détermination du nombre de câbles

Le nombre de câble est donné par la relation suivante :

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

n : nombre de câbles.

ΔP_0 : Pertes de tension estimée à 25%.

P_0 : effort de précontrainte limite qu'un câble 1T15 peut créer

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

Tableau VI-7 : Détermination du nombre de câble.

ΔP_0	25%	Donc le choix se porte sur n = 4 câbles de type 12T15.
T_0 (MPa)	1488	
P_0 (MN)	2.50	
$n \geq$	3.13	

VI.3.3. Vérification de la borne supérieure de la précontrainte

Pour éviter le surplus de câbles, il faut vérifier que P_0 n'est pas excessif. Ceci se traduit par la vérification de l'inégalité suivante :

$$n \times P_0 \leq B \times \sigma_{bc} - \frac{M_M - M_m}{\rho \times h}$$

$$n \times P_0 = 10 \text{ MN}$$

$$B \times \sigma_{bc} - \frac{M_M - M_m}{\rho \times h} = 20.40 \text{ MN}$$

$$10.2 \text{ MN} \leq 20.40 \text{ MN} \rightarrow \text{Vérifiée}$$

VI.3.4. Nombre de câbles à l'about

Pour déterminer le nombre de câbles à l'about, nous devons vérifier les contraintes sur les deux fibres supérieure et inférieure.

$$\sigma_{sup} = \frac{P}{B} - \frac{\vartheta}{I_g} (P \times e_0 - M_g) \geq -1.5 f_{tj} = \overline{\sigma_{bt}}$$

$$\sigma_{inf} = \frac{P}{B} + \frac{\vartheta'}{I_g} (P \times e_0 - M_g) \leq 0.6 f_{cj} = \overline{\sigma_{bc}}$$

Tableau VI-8 : Détermination du nombre de câbles à l'about.

Si $P \leq 9.08$	Donc $n \leq 4.13$
Si $P \leq 16.55$	Donc $n \leq 7.52$

Alors, on fait une extension de tous les câbles vers l'about.

On prend donc quatre câbles à l'about (n=4) de **12T15**.

VI.3.5. Pré-vérification de la précontrainte

Afin de faciliter les opérations de mise en tension, il est préconisé d'installer les quatre câbles de précontrainte directement dans l'about. Une vérification des contraintes est ensuite effectuée pour s'assurer de leur conformité. Cette vérification, réalisée à la section médiane ($x = L/2$), se déroule en quatre phases distinctes :

- **Première phase : 7 jours après le coulage du béton de la poutre**
 - La mise en tension est effectuée à 50 % de la force de précontrainte.
 - Les pertes de précontrainte sont estimées à 10 %.

CHAPITRES VI : ETUDE DE PRECONTRAINTE

- Cette phase permet une première évaluation des contraintes induites dans la section avant que le béton n'atteigne sa résistance définitive.
- **Deuxième phase : 28 jours après le coulage**
 - La mise en tension est portée à 100 % de la force de précontrainte.
 - Les pertes totales estimées sont de 15 %.
 - Cette phase correspond à l'état où le béton a atteint sa résistance caractéristique, permettant la précontrainte complète.
- **Troisième phase : après coulage de la dalle et mise en place définitive.**
 - À ce stade, les poutres sont mises en place sur leurs appuis définitifs.
 - L'hourdis est coulé sur place.
 - Les efforts pris en compte incluent : Les efforts résiduels de la deuxième phase, le poids propre de l'hourdis coulé en place et les pertes de précontrainte sont estimées à 20 %.
- **Quatrième phase : en service**
 - La mise en tension est déjà réalisée à **100 %**.
 - Le moment fléchissant est maximal, correspondant aux conditions de service.
 - Les pertes finales de précontrainte sont estimées à **25 %**.
 - Cette phase permet de vérifier que les contraintes restent dans les limites admissibles à long terme.

Tableau VI-9 : Caractéristiques de chaque phase de vérification des contraintes.

Première phase : Après 7 jours		Phase 02 : après 28 jours	
f_{c7}	26.49	f_{c28}	40.00
f_{t7}	2.19	f_{t28}	3.00
$\overline{\sigma}_{bt2}$	-1.53	$\overline{\sigma}_{bt2}$	-2.10
$\overline{\sigma}_{bt1}$	-3.28	$\overline{\sigma}_{bt1}$	-4.50
$\overline{\sigma}_{bc7}$	15.89	$\overline{\sigma}_{bc2}$	24.00
ΔP	10	ΔP	15
n câbles	4	n câbles	4
Phase 03 : après coulage de la dalle		Phase 04 : en service	
f_{c28}	40.00	f_{c28}	40.00
f_{t28}	3.00	f_{t28}	3.00
$\overline{\sigma}_{bt2}$	-2.1	$\overline{\sigma}_{bt2}$	-3.00
$\overline{\sigma}_{bt1}$	-4.50	$\overline{\sigma}_{bt1}$	-4.50
$\overline{\sigma}_{bc2}$	24.00	$\overline{\sigma}_{bc2}$	24.00
ΔP	20	ΔP	25
n câbles	4	n câbles	4

Avec :

- $f_{cj} = \frac{j}{4.76+0.83j} \times f_{c28}$ si $f_{c28} \leq 40$ MPA selon BAEL99.

CHAPITRES VI : ETUDE DE PRECONTRAINTE

- $\overline{\sigma_{bcj}} = 0.6 \times f_{cj}$ En construction.
- $\overline{\sigma_{bt1}} = -1.5 \times f_{tj}$ Hors section d'enrobage - en construction.
- $\overline{\sigma_{bt2}} = -0.7 \times f_{tj}$ Section d'enrobage -en construction.

Les résultats de vérifications des contraintes sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI-10 : Résultats de vérification des contraintes.

Phases	E ₀ (m)	M(MN.m)	P(MN.m)	σ _{sup} (MPA)	σ _{inf} (MPA)	Obs
Phase 1	0.87	3.68	4.50	5.32	6.50	C.V
Phase 2	0.87	3.68	8.80	2.06	21.78	C.V
Phase 3	1.20	5.45	8.00	1.89	16.28	C.V
Phase 4	1.20	10.67	7.50	8.61	2.81	C.V

Avec :

En service (combinaisons rares) : $\sigma_{bt1} = -1.5f_{tj} \leq \sigma_{sup} \leq 0.6f_{cj} = \sigma_{bc}$ Fibre supérieure.

$$\sigma_{bt2} = -f_{tj} \leq \sigma_{inf} \leq 0.6f_{cj} = \sigma_{bc} \quad \text{Fibre inférieure.}$$

En réalisation : $\sigma_{bt1} = -1.5f_{tj} \leq \sigma_{sup} \leq 0.6f_{cj} = \sigma_{bc}$ Fibre supérieure.

$$\sigma_{bt2} = -0.7f_{tj} \leq \sigma_{inf} \leq 0.6f_{cj} = \sigma_{bc} \quad \text{Fibre inférieure.}$$

Et :

$$\sigma_{sup} = \frac{P}{B} - \frac{g}{I_g} (P \times e_0 - M_g)$$

$$\sigma_{inf} = \frac{P}{B} + \frac{g'}{I_g} (P \times e_0 - M_g)$$

VI.4. TRACE DES CABLES DE PRECONTRAINTE

VI.4.1. Position des Câbles

Afin d'assurer une répartition équilibrée des efforts, les câbles de précontrainte sont positionnés de manière à aligner leur résultante avec le centre de gravité de la section d'about. Cette disposition permet d'éviter les moments parasites dus au décentrage, assurant un comportement homogène et une durabilité accrue de la structure au niveau des appuis.

En section médiane, la section la plus sollicitée, les câbles sont regroupés dans le talon à un excentrement maximum selon l'un des dispositions montrées dans la figure ci-dessous :

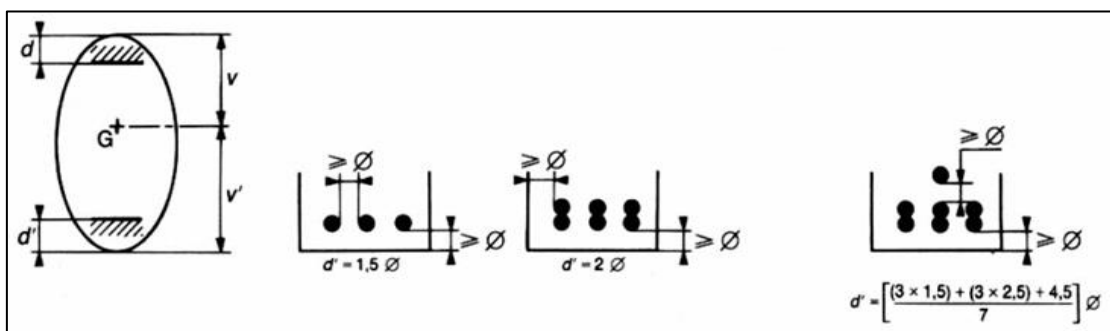


Figure VI-1 : Disposition constructive des câbles de précontrainte.

CHAPITRES VI : ETUDE DE PRECONTRAINTE

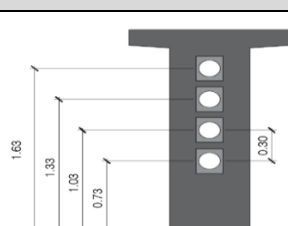
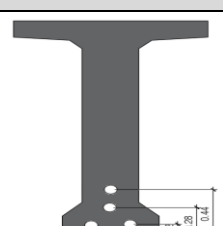
Pour $x = 0$ (section d'about), on respecte les conditions imposées par l'emplacement plaques d'ancrage. On opte pour des plaques d'ancrages $A \times B = 240 \times 200\text{mm}^2$;

$$f_{c28}=40\text{MPa} \longrightarrow a=342\text{mm}$$

$$x \geq 0.85a \longrightarrow x=300\text{mm}$$

La position finale des câbles est illustrée dans le tableau suivant :

Tableau VI-11 : Position des câbles.

Câble	Yi (m)	Section d'about	Câble	Yi (m)	Section médiane
C1	0.73		C1	0.12	
C2	1.03		C2	0.12	
C3	1.33		C3	0.28	
C4	1.63		C4	0.44	

VI.4.2. Tracé des Câbles

Les câbles présentent une géométrie principalement parabolique, car les charges permanentes sont généralement uniformément réparties (suivie le diagramme des moments).

- **Angle de relevage α** : à $x = 0$ Angle de relevage est donné par la formule suivante :

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

Avec :

\bar{V} : effort tranchant limite que peut supporter la section d'about ; $\bar{V} = \bar{\tau} \times b_n \times 0.8h$

$\bar{\tau}$: contrainte tangentielle limitée en état limite de service ; $\bar{\tau} = \sqrt{0.4 \times f_{tj} \times (f_{tj} + \sigma_x)}$

σ_x : contrainte normale au niveau de la fibre neutre ; $\sigma_x = \frac{P}{B_n}$

B_n : surface nette de la section d'about + dalle ; $B_n = B - n \times B_{\text{Gaine}}$

n : nombre de gaines.

B_{Gaine} : surface de la gaine.

b_n : largeur nette de la section d'about + hourdis ; $b_n = b_0 - n_{\text{lit}} \times 0.5\Phi$

b_0 : largeur brute.

n_{lit} : nombre de lits.

Φ : diamètre de la gaine.

Tableau VI-12 : Récapitulatif de calcul de l'angle de relevage.

b_n	B_n	P	σ_x	$\bar{\tau}$	\bar{V}
0.52	1.65	7.00	4.54	3.01	2.75

$$-11.26 \leq \alpha \leq 27.49$$

- **Rayon de courbure** : On admet qu'il est égal à :

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

f: est la flèche maximale (mesurée à mi- longueur) entre la parabole et la corde qui relie les deux points à l'extrémité de la parabole.

l: est la distance mesurée horizontalement entre les extrémités de la parabole $l = 38$ m.

- **L'angle de déviation β** :

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

Tableau VI-13 : Résultats de calcul de α , f, R, β .

Câble	α (°)	Yi(m)			F(m)	R(m)	β (Rad)
		X = 0 m	X=1m	X=L/2			
C1	8.83	0.73	0.57	0.12	0.45	397.00	0.048
C2	5.99	1.03	0.93	0.12	0.81	224.20	0.085
C3	6.00	1.33	1.22	0.28	0.94	191.03	0.099
C4	7.05	1.63	1.51	0.44	1.07	169.27	0.112

VI.5. CALCUL DES PERTES

Les contraintes de la précontrainte appliquées à une structure sont variables selon les diverses sections et en fonction du temps. Ces variations qui vont généralement dans le sens d'une réduction des forces sont dénommées pertes de précontrainte. On les classe en deux familles :

- **Les pertes instantanées** : se produisent dans un temps relativement court au moment de la mise en tension et de la mise en précontrainte, et qui résultent de la technologie ou des propriétés des matériaux. Elles sont appelées aussi pertes à la mise en œuvre.
- **Les pertes différées** : se produisent pendant un temps plus ou moins long après que la structure ait été précontrainte et qui proviennent de l'évolution dans le temps des caractères des matériaux lorsqu'ils sont soumis à des actions permanentes. Pertes de Tension Instantanées.

VI.5.1. PERTES DE TENSION INSTANTANEEES

VI.5.1.1. Pertes de tension par frottement :

Ce type de perte 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 :

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

σ_{p0} : la tension à l'origine ($\sigma_{p0} = 1\,488$ MPa).

CHAPITRES VI : ETUDE DE PRECONTRAINTE

f : coefficient de frottement en courbe ($f = 0.18 \text{ rd}^{-1}$).

β : somme des déviations angulaires arithmétiques du câble sur une distance x (rd).

Φ : Coefficient de frottement en ligne, ($\Phi = 0.002 \text{ m}^{-1}$)

x : La distance de la section considérée (m).

Tableau VI-14 : Valeurs des pertes dues au frottement.

N° câble	x=l/2 (m)	β (rad)	$f\beta + \Phi x$	$\Delta\sigma_\phi$ (MPa)	$\Delta\sigma_{\phi\text{Moy}}$ (MPa)	$\Delta\sigma_{\phi\text{Moy}}$ (%)
C1	20	0.048	0.049	70.61	80.31	4.71
C2	20	0.085	0.055	79.99		
C3	20	0.099	0.058	83.71		
C4	20	0.112	0.060	86.94		

VI.5.1.2. Pertes dues au recul d'ancrage

La perte de tension, qui peut résulter du glissement de l'armature par rapport à son ancrage, du tassement ou de la déformation de l'ancrage, appelée « perte par recul d'ancrage ». Son influence diminue à partir de l'ancrage jusqu'à s'annuler à une distance « d ».

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

d : longueur sur laquelle s'effectue le recul d'ancrage, $d = \sqrt{\frac{E_p \times g}{\sigma_{p0} \times k}}$.

k : constant $k = f \times \frac{\beta}{l} + \Phi$.

g : intensité de recul d'ancrage (2-6 mm).

E_p : Module de déformation longitudinale de l'acier.

Tableau VI-15 : Pertes dues au recul d'ancrage.

N câble	L(m)	K(m ⁻¹)	d(m)	$\Delta\sigma_g$ (L/2) (MPa)	$\Delta\sigma_g$ (0) (MPa)	$\Delta\sigma_g$ (L/2) (%)
C1	20	0.0024	17.53	16.25	130.10	1.81
C2		0.0028	16.70	27.52	136.54	
C3		0.0029	16.36	32.16	139.39	
C4		0.0030	16.19	36.25	140.87	

VI.5.1.3. Perte dues au raccourcissement instantané de du béton

La perte de tension qui résulte des déformations instantanées du béton dues à l'action des armatures de précontrainte et aux autres actions permanentes peut être assimilée à une perte moyenne affectant chacune des armatures et égale dans une section donnée

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

CHAPITRES VI : ETUDE DE PRECONTRAINTE

Avec : n : nombre de gaines ;

$$\sigma_{bi} : \text{contrainte parabole du béton, } \sigma_{bi} = \frac{p}{B} + \frac{p+e^2}{I_g} - \frac{e \times M_p}{I_g} ;$$

A_p : section du câble de précontrainte ;

E_p : module d'élasticité de l'acier ; $E_p = 1.9 \times 10^5$ MPa ;

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

e : excentricité moyenne des câbles ;

M_p : moment du au poids propre de la poutre ;

I_g : moment d'inertie de section médiane seule.

P : effort de précontrainte, $P = n \times A_p (\sigma_{po} - \Delta\sigma_{recul} - \Delta\sigma_{frot})$;

n : Nombre de câble de précontrainte.

σ_{frot} : Pertes dues aux frottements des câbles avec la gaine (en MPa).

σ_{recul} : Pertes dues au recul d'ancrage (en MPa).

A titre de simplification ($n - 1 \cong n$), le BPEL retient la relation suivante :

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

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI-16 : Valeurs des pertes par déformation instantanée de béton.

Désignation	Valeur à $X=L/2$
P (MN)	9.27
B (m ²)	0.77
e (m)	0.85
M_{gp} (MN.m)	3.68
I_g m ⁴	0.37
σ_{bi} (MPa)	21.52
$\Delta\sigma_e$ (MPa)	54.34
$\Delta\sigma_e$ (%)	3.16

VI.5.2. LES PERTES DE TENSION DIFFEREES

Elles résultent des déformations ou des contraintes appliquées aux matériaux constitutifs. Elles se produisent simultanément et pendant un certain temps de la vie des ouvrages.

VI.5.2.1. Pertes par retrait

Le retrait du béton est un phénomène de réduction de volume du béton au cours de son durcissement et de son séchage. Ce retrait tire légèrement sur les câbles ou fils de précontrainte, ce qui réduit la tension initiale qu'on leur avait appliquée.

$$\Delta\sigma_r = E_p \times \varepsilon_r [1 - r(t)]$$

Avec : $r(t)$: la loi d'évolution du retrait en fonction du temps, en général négligeable devant ;

ε_r : le retrait final = 3×10^{-4} .

La perte finale par retrait est :

$$\Delta\sigma_r = E_p \times \varepsilon_r$$

Tableau VI-17 : Valeurs des pertes par retrait de béton.

$\Delta\sigma_r$ (MPa)	57
$\Delta\sigma_r$ %	3.83

VI.5.2.2. Pertes par fluage

Le fluage est la déformation lente et progressive du béton sous charge constante. Dans le cas de la précontrainte, cela se traduit par un relâchement progressif des efforts appliqués par les câbles.

La perte de tension par fluage données par la formule suivant lorsque $(\sigma_{Max}) \leq 1,5\sigma_b$:

$$\Delta\sigma_{fl} = \frac{E_p}{E_{ij}} \times (\sigma_b) \times 2.5$$

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

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI-18 : Valeurs des pertes par fluage de béton.

Coefficient	Valeur à $X = L / 2$
P (MN)	7.00
B(m ²)	1.14
e(m)	1.18
M _m (MN.m)	6.61
σ_b (MPa)	9.18
$\Delta\sigma_{fl}$ (MPa)	115.96
$\Delta\sigma_{fl}$ %	7.79

VI.5.2.3. Pertes par relaxation

La relaxation peut être définie comme étant le relâchement de tension dans les armatures de précontrainte à longueur constante. C'est un phénomène qui dépend de la température, du temps et de la contrainte dans les aciers.

La loi d'évolution de la relaxation dans le temps est assez compliqué, on prendra en considération celle stabilisée, Elle est définie par :

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

Avec : ρ_{1000} (%) : relaxation garantie à 1000 h = 2.5%.

CHAPITRES VI : ETUDE DE PRECONTRAINTE

μ_0 : coefficient valant 0,43 pour les armatures à très basse relaxation.

Tableau VI-19 : Valeurs des pertes par relaxation.

$\Delta\sigma\rho(\text{MPa})$	55.94
$\Delta\sigma\rho\%$	3.76

VI.5.3. Récapitulation

Tableau VI-20 : Valeurs des pertes totales.

	$\Delta\sigma_{inst}$	$\Delta\sigma_{def}$	Total
MPa	154.21	219.58	373.79
%	9.68	14.57	24.25

On aura un pourcentage total de pertes égal à :

$$\Delta\sigma_{tot} = \Delta\sigma_{\varphi} + \Delta\sigma_p + \Delta\sigma_e + \Delta\sigma_{fl} + \frac{5}{6}\Delta\sigma_{\rho} + \Delta\sigma_r = 24.25\%$$

On remarque que le pourcentage des pertes à long terme (24.25%) ne dépasse pas celui des pertes estimées (25%).

VI.6. VERIFICATION DES CONTRAINTES

VI.6.1. Sections de Vérification

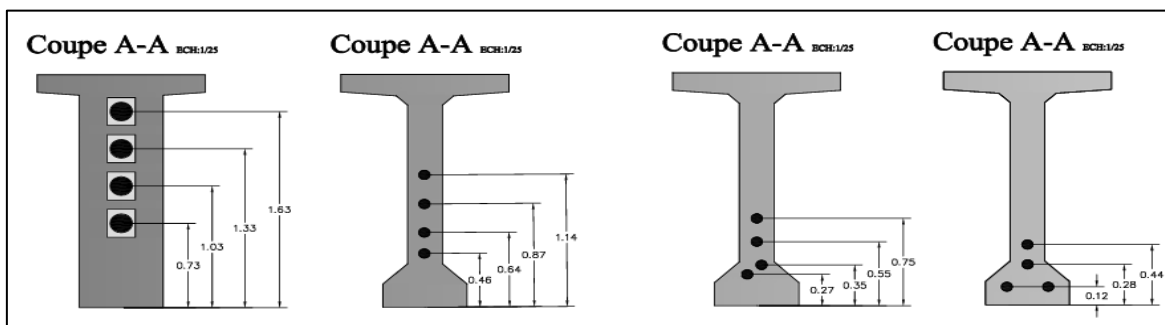


Figure VI-2 : Les sections de vérification.

Tableau VI-21 : Sections de vérifications.

	X=0.5		X=L/4		X=3L/8		X=L/2	
	Poutre seul	Poutre+dalle	Poutre seul	Poutre+dalle	Poutre seul	Poutre+dalle	Poutre seul	Poutre+dalle
$B_{net}(\text{m}^2)$	1.28	1.65	0.75	1.12	0.75	1.12	0.75	1.12
$v'(\text{m})$	1.07	1.30	1.44	1.42	1.11	1.44	1.11	1.42
$v(\text{m})$	0.93	0.90	0.56	0.78	0.89	0.76	0.89	0.78
$I_G(\text{m}^4)$	0.47	0.78	0.37	0.61	0.36	0.61	0.36	0.63
ρ	37.25	40.60	60.32	49.01	48.78	49.60	48.54	50.95

VI.6.2. Limitation des contraintes

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

Tableau VI-22 : Limitation des contraintes.

Les contraintes admissibles	j = 7 jours	j ≥ 28 jours	Cas
$\overline{\sigma_{bc}}$	15.89	24.00	Exécution / Q.Rares / Q.Fréquente
$\overline{\sigma_{bt1}}$	-3.28	-4.50	/
$\overline{\sigma_{bt2}}$	-1.53	-2.10	Exécution
$\overline{\sigma_{bt2}}$	-2.19	3.00	Q.Rares

VI.6.3. Justification de la poutre à l'ELS

L'effort de précontrainte P est représenté par 2 valeurs caractéristiques P1 et P2 qui sont données par les formules suivantes :

- Valeur caractéristique maximale : $P1 = 1.02 P0 - 0.8 \Delta P$.
- Valeur caractéristique minimale : $P2 = 0.98 P0 - 1.2 \Delta P$.

Tableau VI-23 : Caractéristiques de chaque phase de vérification.

	N cables	% Mt	ΔP	P1	P2	dx=0	dx=L/4	dx=3L/8	dx=L/2
Phase 1	4	50	4.84	4.91	4.61	1.15	0.47	0.30	0.17
Phase 2	4	100	9.68	9.42	8.64	1.15	0.47	0.30	0.17
Phase 3	4	100	17.10	8.83	7.75	1.15	0.47	0.30	0.17
Phase 4	4	100	24.52	8.24	6.86	1.15	0.47	0.30	0.17

VI.6.3.1. Justification des contraintes normales

Les conditions à vérifier sont :

$$\overline{\sigma_{bt1}} \leq \sigma_{sup} \leq \overline{\sigma_{bc}} \qquad \overline{\sigma_{bt2}} \leq \sigma_{inf} \leq \overline{\sigma_{bc}}$$

$$\sigma_{sup} = \frac{P}{B} - \frac{g'}{I_g} (P \times e_0 - M) \qquad \sigma_{inf} = \frac{P}{B} + \frac{g'}{I_g} (P \times e_0 - M)$$

P : effort de la précontrainte.

e₀ : excentricité du câble de précontrainte moyen.

M : moment extérieur.

Les résultats de calcul et de vérification sont donnés dans le tableau ci-dessous :

Tableau VI-24 : Vérification des contraintes normales

Phase	Section	e ₀ (m)	M _{ELS} (MN.m)	σ _{Max}		σ _{Min}	
				σ _{sup}	σ _{inf}	σ _{sup}	σ _{inf}
Phase 1	x=0	-0.077	0.00	7.05	1.23	6.70	-1.09
	x=L/4	0.969	2.67	4.92	16.41	4.98	5.81

CHAPITRES VI : ETUDE DE PRECONTRAINTE

	x=3L/8	0.810	3.34	5.11	18.23	5.49	7.93
	x=L/2	0.935	3.68	5.06	18.40	5.64	5.27
Phase 2	x=0	-0.077	0.00	13.66	4.62	11.67	-1.96
	x=L/4	0.969	2.67	3.97	17.26	5.90	16.46
	x=3L/8	0.810	3.34	2.62	21.10	3.48	20.29
	x=L/2	0.935	3.68	2.13	22.03	3.21	21.56
Phase 3	x=0	0.16	0.00	3.75	7.65	3.29	2.71
	x=L/4	0.95	3.97	2.18	18.19	3.47	14.82
	x=3L/8	1.14	4.46	1.85	21.14	5.01	17.25
	x=L/2	1.25	5.45	1.02	20.30	1.72	17.31
Phase 4	x=0	0.16	0.00	3.50	7.14	5.98	1.88
	x=L/4	0.95	7.76	5.22	7.53	6.90	1.56
	x=3L/8	1.14	9.70	6.69	6.65	11.05	0.02
	x=L/2	1.25	10.67	7.83	6.43	6.72	-2.01

VI.6.3.2. Justification des contraintes tangentielles

Le but de cette justification est de vérifier que les effets d'un effort tranchant cumulé aux effets du moment fléchissant et de l'effort normal ne compromettent pas la sécurité de l'ouvrage, la vérification des contraintes tangentielles sera calculer pour la phase 4, qui présente un effort tranchant maximale, on doit vérifier pour cela les inégalités suivantes :

$$\tau^2 \leq 0.4 \times f_{tj} \times (f_{tj} + \sigma_x) = \bar{\tau}_1^2$$

$$\tau^2 \leq 2 \times \frac{f_{tj}}{f_{cj}} \times (0.6f_{cj} - \sigma_x) \times (f_{tj} + \sigma_x) = \bar{\tau}_2^2$$

Si $\sigma_x < 0.4f_{cj}$ on a $\bar{\tau}_1 < \bar{\tau}_2$ donc il suffit juste de vérifier $\tau < \bar{\tau}_1$

$$\tau : \text{contrainte tangentielle, } \tau = \frac{V_{red}}{I_n} \times \frac{S_n}{b_n}$$

$$\sigma_x : \text{contrainte normale, } \tau_x = \frac{P}{B_n}$$

P : effort de précontrainte.

B_n : surface nette considéré

S_n : moment statique nette par rapport a l'axe horizontal passant par le centre de gravité de la section situe au-dessus de l'axe neutre.

I_n : moment d'inertie nette de la section.

b_n : largeur nette de la section.

Tableau VI-25 : Effort de précontrainte.

		Pcosa	Psina
P1	1.86	1.83	0.28
P2	1.86	1.84	0.19
P3	1.86	1.84	0.19
P4	1.86	1.84	0.23
Somme		7.42	0.91

Tableau VI-26 : Contrainte tangentielle.

B _n (m ²)	σ _x (MPa)	τ _l (MPa)	V _{ser} (MN)	V _{red} (MN)	S _n (m ³)	I _n (m ⁴)	b _n (m)	τ(MPa)
1.65	4.55	3.01	1.29	1.06	0.6	0.78	0.52	1.56

On constat que $\tau = 1.56 \text{ MPa} < 3.01 \text{ MPa}$. Donc les contraintes tangentielles sont vérifiées.

VI.6.4. Justification de la poutre a ELU

VI.6.4.1. Vérification de la non-rupture des armateurs transversales

- La première étape :

On détermine d’abord l’angle β_u que forme les bielles de béton avec la fibre moyenne de la poutre, cet angle est donné par :

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

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

τ_u : contrainte tangentielle ultime, $\tau_u = \frac{V_{u \text{ red}} \times S_n}{I_n \times b_n}$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI-27 : Détermination de l’angle β_u .

V _u (MN)	1.75	B _n (m ²)	1.65
V _{u red} (MN)	1.52	σ _x (MPa)	4.55
S _n (y) (m ³)	0.60	τ _u (MPa)	2.23
I _n (m ⁴)	0.78	β _u (°)	22.25
b _n (m)	0.52	On prend : β _u = 30°	

• **La deuxième étape :**

On détermine la section des armateurs transversale donnée A_t par :

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

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

B_n : largeur nette de la section d'appui.

f_e : limite d'élasticité de l'acier.

S_t : espacement des deux cours de ces armateurs, mesures suivant la fibre moyenne de la poutre.

γ_s : 1.15, pour les justifications vis-à-vis des combinaisons fondamentales

Donc $\frac{A_t}{S_t} \geq 8.36 \text{ cm}$

VI.6.4.2. Vérification de non-écrasement des bielles de béton

La justification concernant le béton consiste à vérifier que la contrainte de compression des bielles de béton demeure inférieure la contrainte ultime du béton. Cette vérification se traduit par le fait que la contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = 2.24 \text{ MPA} \leq \frac{f_{c28}}{4 \times \gamma_b} = 6.67 \text{ MPA} \rightarrow \text{Donc la condition est vérifiée.}$$

VI.7. FERRAILLAGE PASSIF DE LA POUTRE

VI.7.1. Armateurs passives des zones tendus

Le but des armatures longitudinales dans la zone tendue est d'équilibrer les sollicitations de traction qui peuvent apparaitre dans certaines sections.

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

B_t : Aire de la section de béton tendu.

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

N_{Bt} : Résultante des contraintes de traction.

Tableau VI-28 : Paramètres de calcul des armateurs passives des zones tendus.

$B_t \text{ (m}^2\text{)}$	$\sigma_{Bt} \text{ (MPa)}$	$N_{Bt} \text{ (MN)}$
0.21	2.01	0.23

Donc $A_s = 9.21 \text{ cm}^2$, on prend $6\text{HA}14 = 9.23 \text{ cm}^2$.

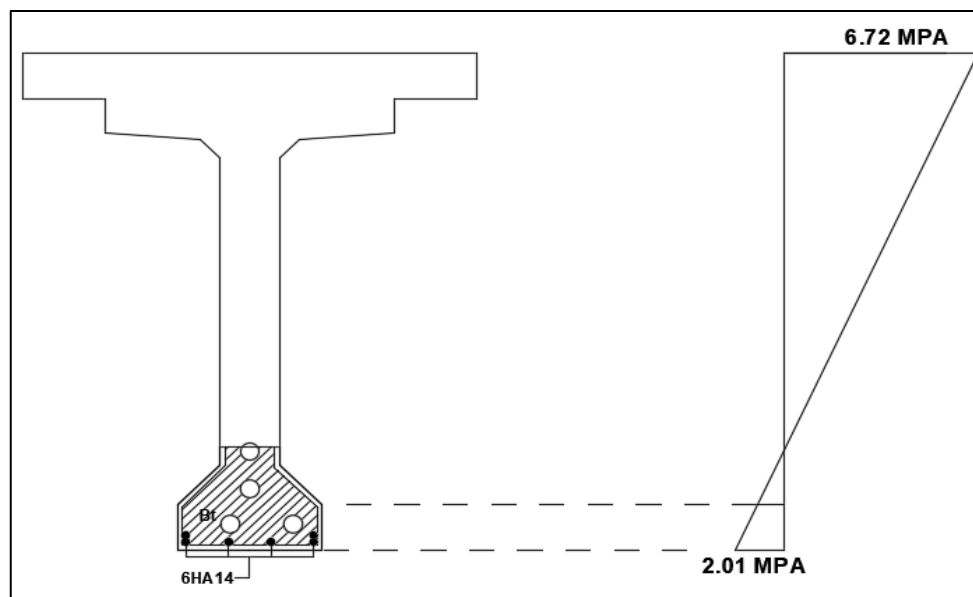


Figure VI-3 : Diagramme des contraintes et ferrailage à mi- travée.

VI.7.2. Les armatures de peau

- **Transversales :**

Le ferrailage transversal comporte les étriers d'âme, les cadres de talon et les armatures de couture de l'âme sur la table de compression. Ils sont disposés parallèlement à la section transversale d'une poutre et doivent être d'au moins 3 cm² par mètre de largeur de parement. Ceci correspond à un cadre HA12 de section égale à 2.26 cm².

- **Longitudinales :**

$$A_s = \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{3\text{cm}^2}{\text{ml}} \times \text{périmètre de la poutre} \\ 0.1\% \times \text{section nette de la poutre} \end{array} \right.$$

$$\text{Section médiane} \rightarrow A_s = \max \left\{ \begin{array}{l} 3 \times 6.74 = 20.22\text{cm}^2 \\ 0.1\% \times 7678 = 7.68\text{cm}^2 \end{array} \right.$$

$$\text{Section d'about} \rightarrow A_s = \max \left\{ \begin{array}{l} 3 \times 6.35 = 19.05\text{cm}^2 \\ 0.1\% \times 12975 = 12.97\text{cm}^2 \end{array} \right.$$

Pour les deux sections on prend 20HA12 de 20 cm répartis sur le porteur espacé et soit un HA10 façonnée en forme de V pour les goussets.

VI.7.3. Cadres de talon

Ces cadres sont destinés à assurer la couture du talon sur l'âme et doivent être efficaces, donc ancrées, au niveau de la jonction âme-talon ce qui peut être obtenu en croisant les aciers dans l'âme. On choisit un cadre HA12.

L'espacement :

- La zone d'about : $St=15$ cm
- La zone médiane : $St=20$ cm

VI.7.4. Armatures supérieures de la table de compression

Ces armatures sont destinées à équilibrer le glissement à la naissance de la membrure supérieure sur l'âme. Elles assurent également la résistance à la flexion transversale de la table de compression. On choisit un cadre et deux étriers de HA10.

Le ferrailage des différentes sections de la poutre sont montrés dans la figure ci-dessous :

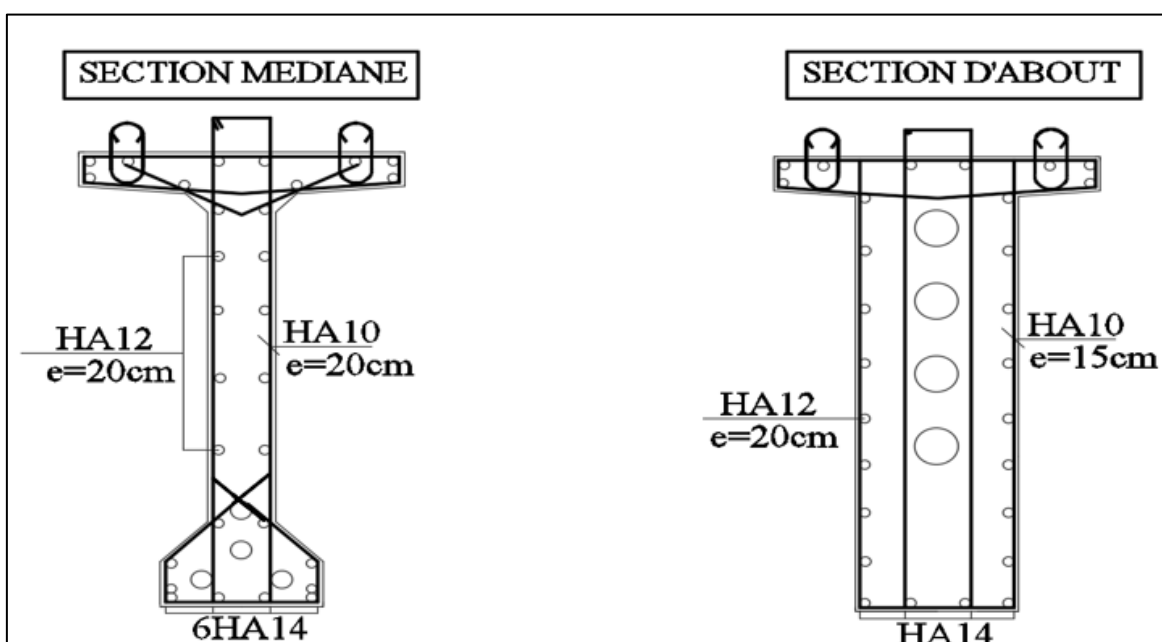
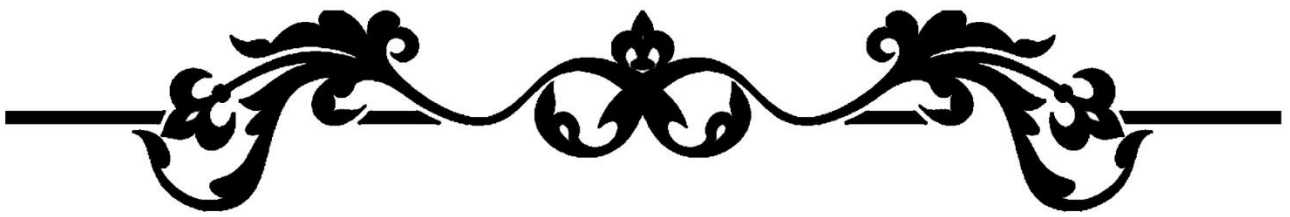


Figure VI-4 : Ferrailage de la poutre.

VI.8. CONCLUSION

La maîtrise du précontraint est un élément clé dans l'étude des ponts à poutres précontraintes. Elle consiste notamment en le dimensionnement, le tracé des câbles et la justification de l'ouvrage à toutes les phases, de l'exécution jusqu'au service.



CHAPITRE VII :
ETUDE DE TABLIER



VII.1. INTRODUCTION

La dalle se caractérise par une faible épaisseur par rapport à ses autres dimensions. Elle reçoit des charges agissant perpendiculairement à sa surface. Son rôle est de porter la couche de roulement (le revêtement et la chape d'étanchéité), ainsi que les surcharges dues à la circulation, puis de transmettre ces charges aux poutres principales du tablier. Dans ce chapitre, nous étudierons la dalle en détail, en présentant les dispositifs utilisés, les modèles adoptés, leurs dimensions, et nous effectuerons les vérifications nécessaires, le cas échéant.

VII.2. VERIFICATION DE LA FLECHE

Une poutre isostatique simplement appuyée peut se déformer sous l'effet de son propre poids et de la force de précontrainte. Dans cette partie, nous allons calculer ces flèches à l'aide du logiciel **Midas Civil**.

VII.2.1. Flèche due au Poids Propre

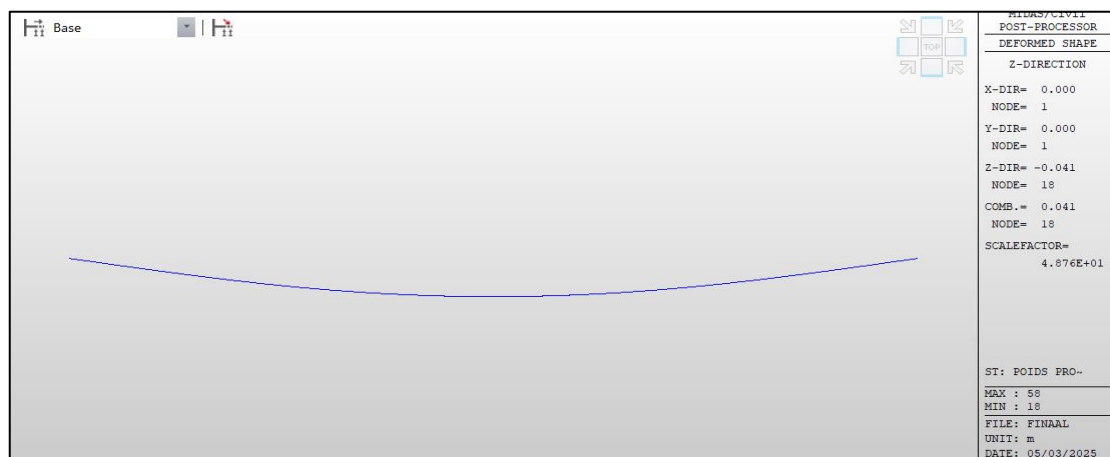


Figure VII-1 : Flèche de la poutre due au poids propre.

On remarque que la flèche maximale de la poutre due au poids propre vaut 4.1 cm.

VII.2.2. Contre-Flèche de Précontrainte

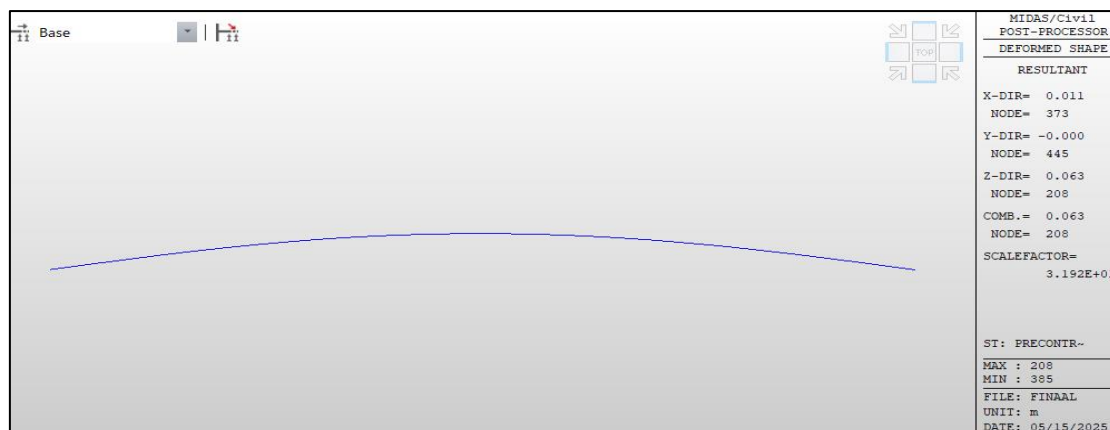


Figure VII-2 : Contre flèche max de la poutre due à la mise en tension de la précontrainte.

CHAPITRES VII : ETUDE DE TABLIER

D'après ce diagramme, on constate que la contre flèche maximale de la poutre due à la mise en tension des câbles de précontrainte (la mise en tension à 100 % pour les quatre câbles) est égale à 6.3 cm.

VII.2.3. Flèche due à la Construction

La flèche de construction est donnée par la formule suivante :

$$f_c = \frac{2}{4} (|f_p| - |f_G|) = \frac{3}{4} (6.3 - 4.1)$$
$$f_c = 1.65 \text{ cm}$$

VII.2.4. Flèche Maximale à l'ELS

La flèche maximale à l'ELS est donnée par le diagramme suivant :

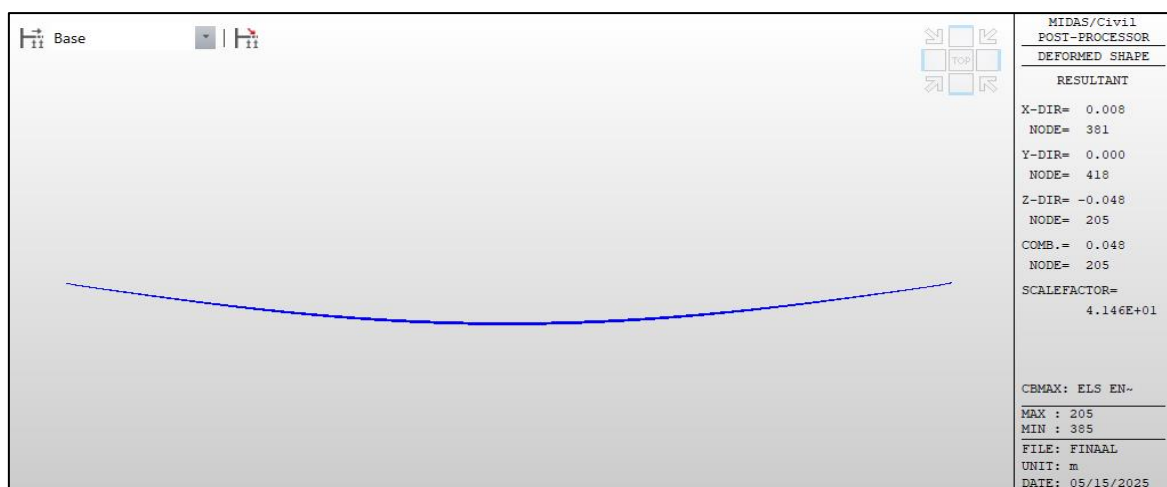


Figure VII-3 : Flèche max de la poutre à l'ELS.

D'après le diagramme ci-dessus on constate que la flèche maximale de la poutre à ELS est égale à 4.8 cm.

VII.2.5. Flèche totale

La flèche réelle maximale du tablier en service est égale à :

$$f_t = f_c + f_{ELS} = 6.45 \text{ cm}$$

La flèche admissible est égale à :

$$f_{adm} = \frac{L}{500} = 8 \text{ cm}$$

Donc La flèche calculée due au poids propre, précontraint et aux surcharges $f_t = 6.45 \text{ cm}$ est inférieur à la flèche admissible :

$$f_t = 6.45 \text{ cm} < f_{adm} = 8 \text{ cm}$$

Donc on conclut que la condition de la flèche limite à l'ELS est vérifiée.

VII.3. ETUDE DE L'ENTRETOISE

VII.3.1. Principe de ferrailage

Les entretoises assurent principalement l'encastrement des poutres en torsion et participent à la solidarité de la section transversale. Toutefois, leur rôle devient encore plus important lors des opérations de vérinage, généralement nécessaires pour le remplacement des appareils d'appui.

Dans ces situations, les efforts sont transférés vers les appuis à travers les entretoises, ce qui peut engendrer des sollicitations importantes. Ces efforts dépendent principalement du nombre et de la position des vérins utilisés. D'où l'importance d'étudier soigneusement leur emplacement, afin d'éviter la génération d'efforts imprévus lors du vérinage du tablier.

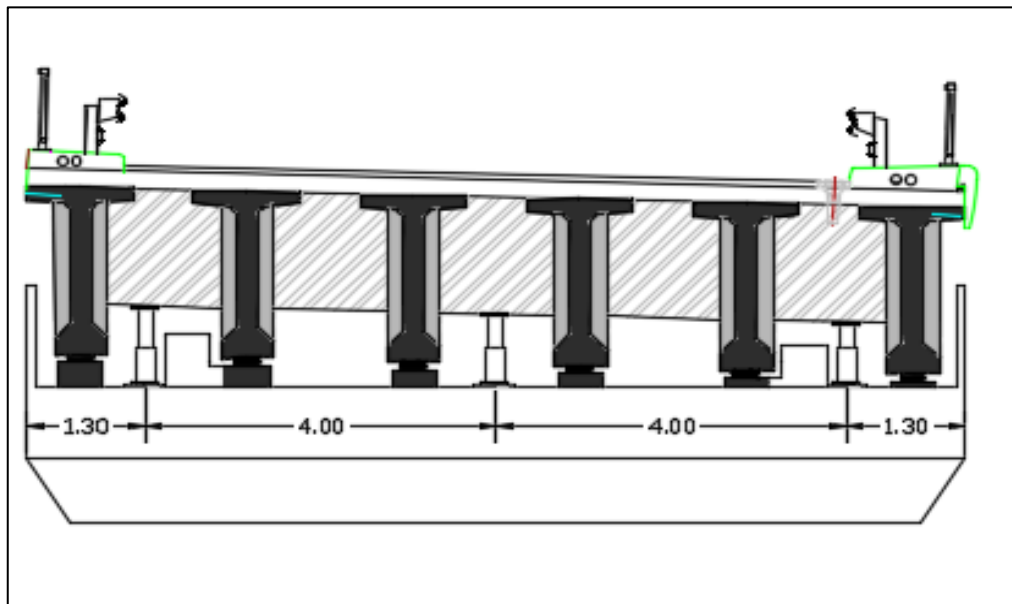


Figure VII-4 : Position des vérins.

VII.3.2. Evaluation des efforts

L'entretoise sera assimilée à une poutre contenue de 9.4 m de longueur, reposant sur trois appuis, et supportant son poids propre (charge uniformément répartie) et le poids des poutres, de la dalle et de complément de charges permanentes (charges concentrées, obtenues à partir des réactions sous charges permanentes sans prendre en compte le poids des entretoises).

Le poids de la superstructure est transmis à l'entretoise, qui supporte également les réactions dues à la charge G

$$R_G = 4083.3 \text{ KN}$$

Donc le poids de la superstructure revient à l'entretoise est 408.33 KN/ml.

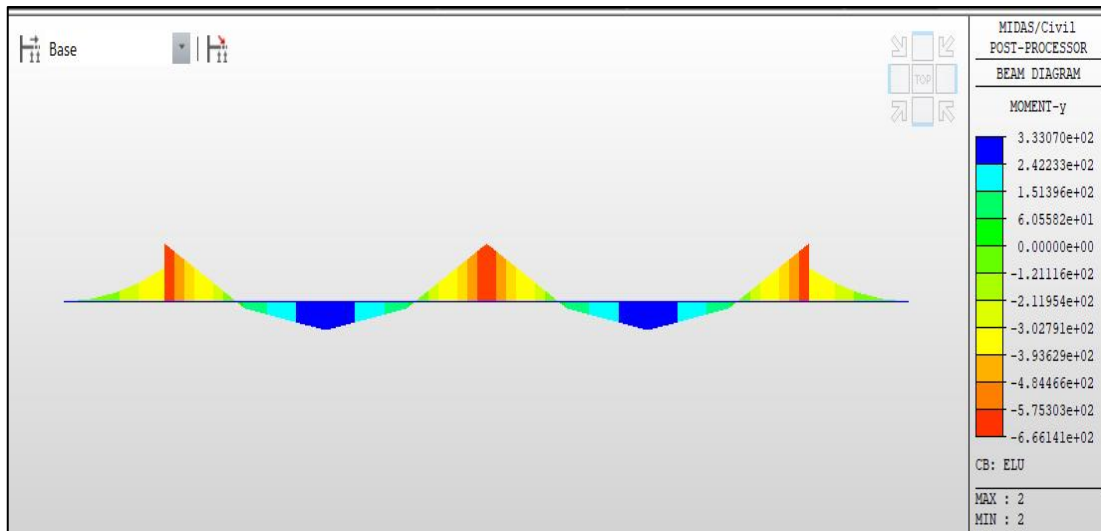


Figure VII-5 : Moment max de l'entretoise à l'ELU.

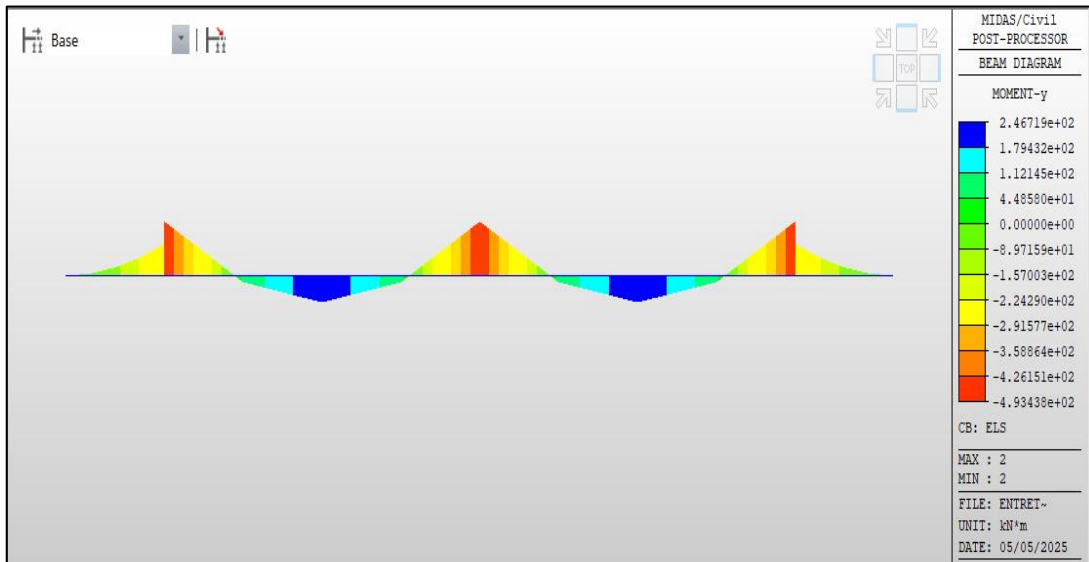


Figure VII-6 : Moment max de l'entretoise à l'ELS.

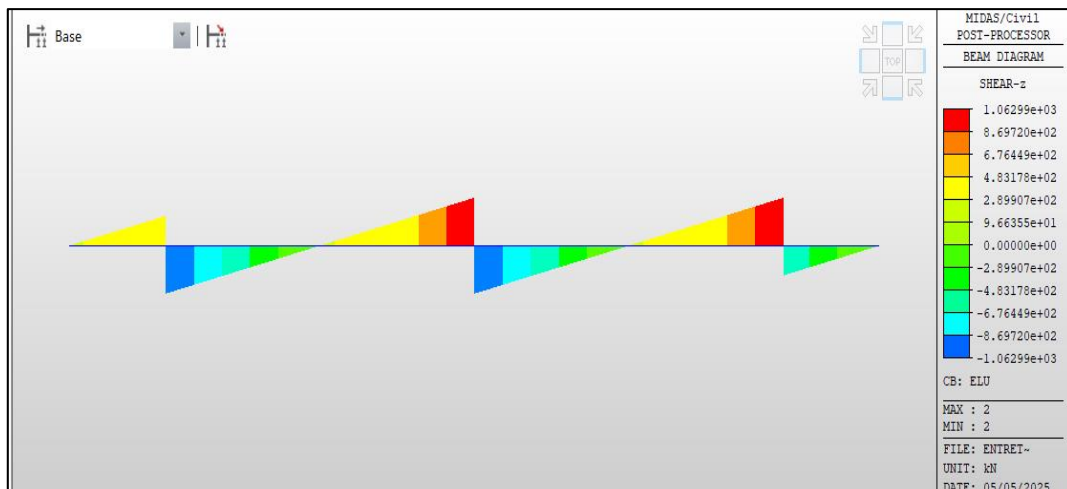


Figure VII-7 : Effort tranchant max de l'entretoise à l'ELU.

VII.3.3. Ferrailage de l'Entretoise

Le ferrailage est constitué d'armatures longitudinales de flexion et d'armatures verticales pour reprendre les efforts tranchants. Des armatures de peau sont également réparties sur toute la hauteur des voiles. Les résultats du calcul sont résumés dans le tableau ci-dessous (voir Annexe D) et illustrés dans la figure ci-contre.

Tableau VII-1 : Résultats de calcul de ferrailage de l'entretoise.

Armateurs	As (cm ²)	Ø (mm)	e (cm)
Longitudinales supérieures	16.2	2× (3 HA20)	15
Longitudinales inférieures	7.9	2× (3 HA16)	15
Armatures transversales	2.3	2 HA12	13
Armatures de peau	≥3cm ² /ml	HA12	15

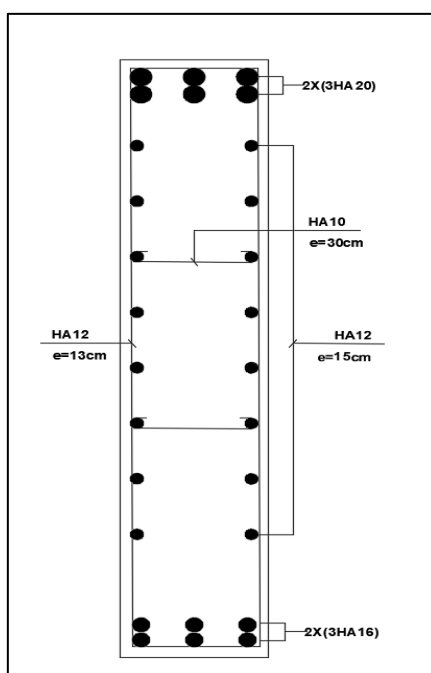


Figure VII-8 : Ferrailage de l'entretoise.

VII.4. ETUDE DE L'HOURLDIS

Étant donné que notre tablier est dépourvu d'entretoises intermédiaires, l'hourdis joue le rôle de ces dernières en assurant la répartition transversale des efforts dans le tablier.

VII.4.1. Géométrie de l'Hourdis :

L'hourdis présente les dimensions suivantes :

- L'épaisseur : 20 cm.
- La largeur : 10.6 m.
- La longueur : le long de l'ouvrage.

VII.4.2. Evaluation des efforts :

On a modélisé la dalle dans MIDAS en utilisant des éléments plaque, ce qui permet d'avoir un bon comportement bidimensionnel. Après l'analyse, on a utilisé l'option "plate forces/moments" pour extraire les moments, Ces moments nous ont servi pour le ferrailage de la dalle.

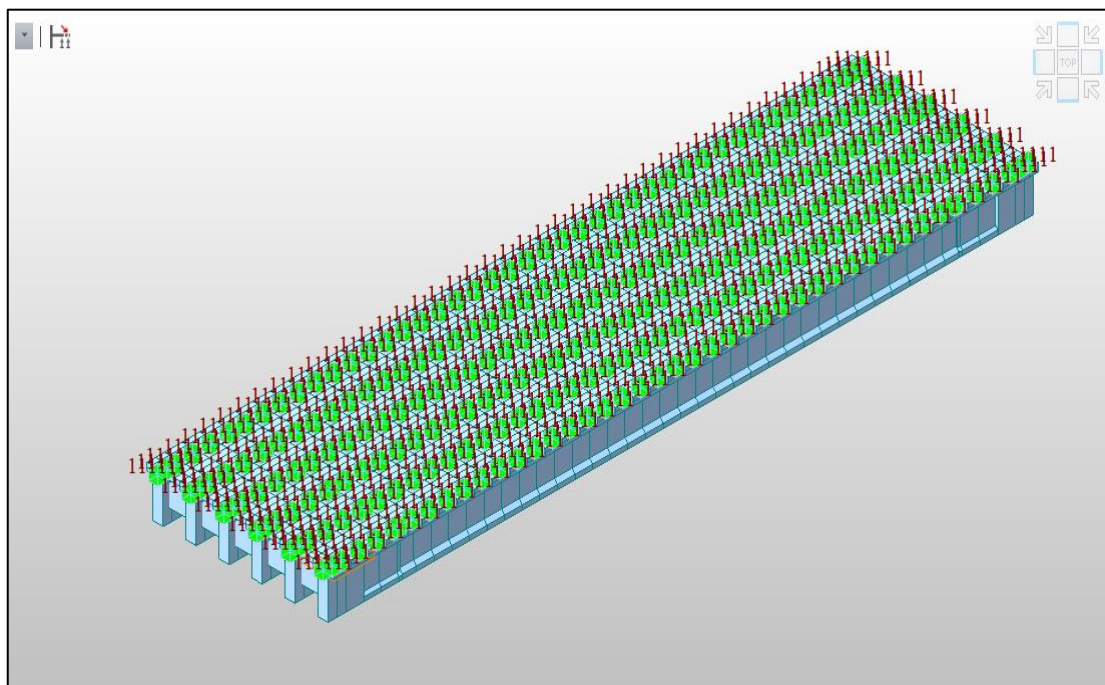


Figure VII-9 : Modélisation de la dalle.

Les résultats obtenus sont donnés ci-dessous sous forme de cartographies. Nous nous considérons que les efforts obtenus sous les combinaisons les plus défavorables à l'état limite de service (ELS) et à l'état limite ultime (ELU).

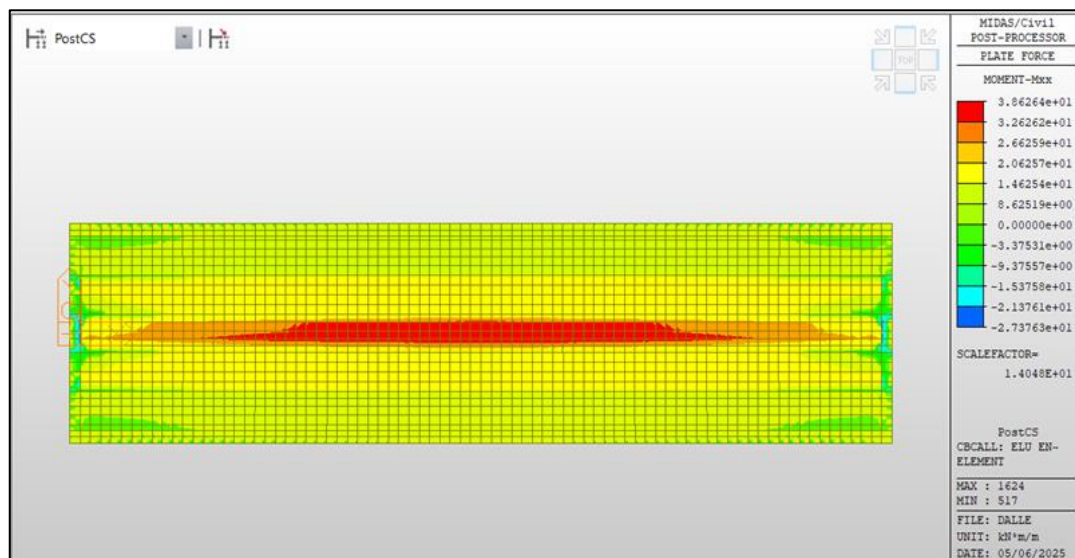


Figure VII-10 : Moment max de la dalle à l'ELU.

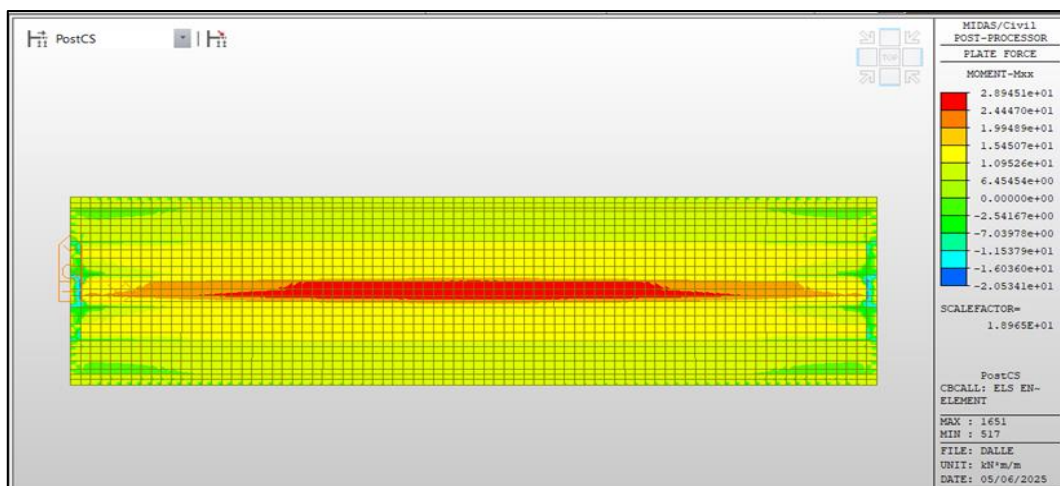


Figure VII-11 : Moment max de la dalle à l’ELS.

On récapitule les valeurs des moments fléchissant obtenus des diagrammes ci-avant dans le tableau suivant :

Tableau VII-2 : Moments max de l’hourdis à l’ELU et à l’ELS.

Moment fléchissant	ELU	ELS
Fibres supérieurs	27.37	20.53
Fibres inférieurs	38.62	28.94

VII.4.3. Ferrailage de la dalle

Les résultats de calcul de ferrailage présentés dans le tableau ci-dessous sont détaillés à (l’Annexe D).

Tableau VII-3 : Résultats de calcul de ferrailage de la dalle.

Nappe	Armatures transversales			Armatures longitudinale		
	As (cm ²)	Ø (mm)	e (cm)	As (cm ²)	Ø (mm)	e (cm)
Supérieur	7.3	HA12	20	2.43	HA12	15
Inférieur	9.5	HA14	20	3.17	HA12	15

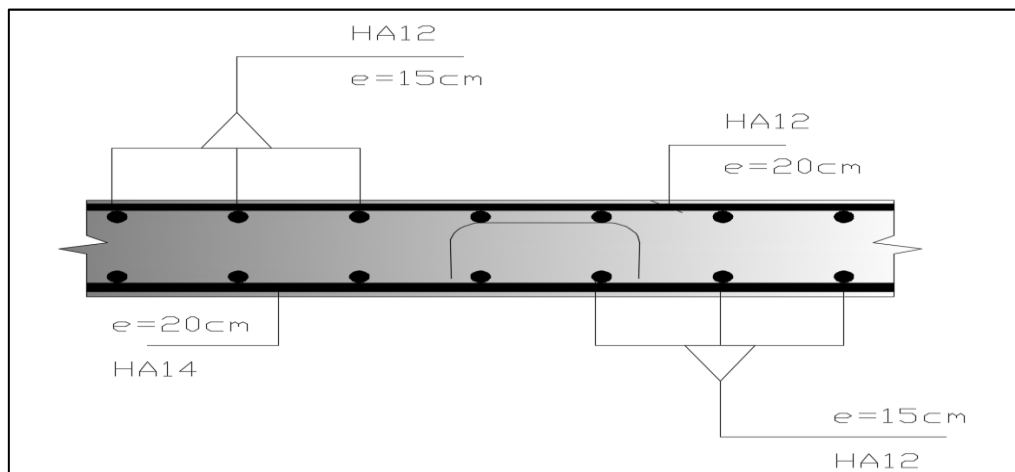


Figure VII-12 : Ferrailage de la dalle.

CHAPITRES VII : ETUDE DE TABLIER

VII.4.4. Vérification du poinçonnement :

Pour éviter d'avoir la rupture par poinçonnement il faut vérifier la condition recommandée par le BAEL :

$$Q_u \leq 0.045 \times U_c \times h_d \times f_{c28}$$

Avec : Q_u : charge concentrée à l'ELU ; $Q_u = 1.6P$.

h_d : épaisseur de la dalle ; $h_d=0.2m$.

U_c : Périmètre du rectangle d'impact au niveau du feuillet moyen de la dalle.

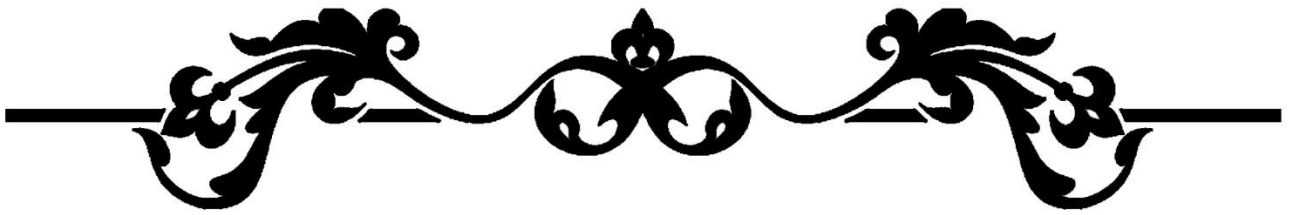
Tableau VII-4 : Vérification du poinçonnement.

Roue	Q_u (MN)	U_c	$0.045 \times U_c \times h_d \times f_{c28}$ (MN)	Condition
Bc	0.096	1.8	0.486	Vérifier
Bt	0.128	2.5	0.675	Vérifier
Br	0.16	2.6	0.702	Vérifier

Donc il n'y a pas de risque de poinçonnement.

VII.5. CONCLUSION

L'évaluation des valeurs de déformation, ainsi que le bon dimensionnement et la vérification de l'hourdis, sont nécessaires au bon fonctionnement du pont. C'est ce que nous avons effectué dans ce chapitre. Le chapitre suivant portera sur l'étude sismique de l'infrastructure et les vérifications associées.



CHAPITRE VIII :
ETUDE SISMIQUE ET
EQUIPEMENTS DU PONT



VIII.1. INTRODUCTION

Ce chapitre est consacré à l'analyse des équipements indispensables, tels que les appareils d'appui et les joints de chaussée, en se basant sur les états limites ultime et accidentel (séisme), afin de mieux comprendre la réponse réelle de l'ouvrage.

VIII.2. APPAREIL D'APPUI

Les appareils d'appui sont des éléments structurels assurant la liaison entre le tablier et les appuis, en transmettant les efforts verticaux et horizontaux. Ils permettent une certaine liberté de mouvement, réduisant ainsi les contraintes internes de la structure. En assurant une répartition optimale des charges, ils contribuent à la stabilité et à la durabilité de l'ouvrage.

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

Le guide technique « Appareils d'appui en élastomère fretté » publié par le SETRA indique que ces dispositifs (AAEF), ainsi que les appareils d'appui à pot (AAP), représentent 90 % des systèmes d'appui utilisés dans les ponts. Pour l'ouvrage étudié, nous avons choisi d'utiliser des appareils d'appui en élastomère fretté pour les raisons suivantes :

- Facilité d'installation, de réglage et de contrôle, Aucune exigence d'entretien.
- Capacité à répartir les efforts horizontaux entre plusieurs appuis.

VIII.2.2. Dimensionnement des appareils d'appui de type B

Les appareils d'appui de type B sont constitués de « n+1 » frettes métalliques et de « n » feuillets d'élastomère de même épaisseur. Leur périphérie est recouverte d'une couche d'élastomère d'une épaisseur minimale de 4 mm, tandis que les faces supérieure et inférieure sont dotées d'une couche d'élastomère de 2.5 mm d'épaisseur nominale.

VIII.2.2.1. Aire l'appareil d'appui

Les dimensions en plan de l'appareil d'appui sont définies en vérifiant que la condition de non-glissement et de non-écrasement est respectée, en tenant compte de la contrainte normale sous la réaction maximale à l'état limite ultime (ELU).

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

a : côté parallèle à l'axe longitudinale de l'ouvrage.

b : côté perpendiculaire à l'axe longitudinale de l'ouvrage.

R_{max} : réaction d'appui maximale à l'ELU. ($R_{max} = 1.75 \text{ MN}$)

σ_m : contrainte de compression sous réaction R_{max} .

Donc : $a \times b \geq 865 \text{ cm}^2$, on prendra : $a = 350 \text{ mm}$ et $b = 450 \text{ mm}$

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

CHAPITRES VII : Etude sismique et équipements du pont

VIII.2.2.3. Dimensionnement des frettes

On vérifie la contrainte de traction dans les frettes : $\begin{cases} t_s > \frac{a}{\beta} \times \frac{\sigma_m}{\sigma_e} \\ t_s \geq 2\text{mm} \end{cases}$

$$\text{Avec : } \begin{cases} \beta = \frac{a \times b}{2 \times G \times (a+b)} = 8.20 \\ \sigma_m = \frac{R_{\max}}{a \times b} = 11.11 \text{ MPA} \end{cases}$$

- $G = 0.9 \text{ MPa}$ (cas statique).
- σ_e : contrainte limite de traction des frettes ($\sigma_e = 235 \text{ MPa}$).

Donc : $t_s = 2.04 \text{ mm}$

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

Tableau VIII-1 : Les dimensions de l'appareil d'appui.

Dimension	Valeur(mm)
a	350
b	450
t _i	10
t _s	3
n	4
e	5
T _b	65
T	50

Avec : T : épaisseur totale de l'élastomère.

T_b : épaisseur totale de l'appareil.

n : nombre de feuillet élémentaire d'élastomère.

t_i : épaisseur nominale d'un feuillet élémentaire élastomère.

t_s : épaisseur d'une frette élémentaire.

e : enrobage extérieure.

Enrobage des chants : 4 mm

VIII.2.3. Déplacements dus à la variation linéaire

- **Déplacement du aux freinages A(l) :**

$$\Delta L_{A(l)} = \frac{T \times F(AI)}{n \times G \times a \times b} = 0.0027 \text{ m}$$

Avec :

n : nombres d'appareil d'appui par éléments porteur dans notre cas n = 12.

T : épaisseur totale du caoutchouc de l'appareil T=50 mm

CHAPITRES VII : Etude sismique et équipements du pont

G : module de cisaillement de l'appareil $G = 1.2$ MPa.

$a \times b$: les dimensions en plan de l'appareil.

$F(AI)$: l'effort de Freinage $A(I) \rightarrow F(AI) = 122.93$ KN

- **Déplacement du aux freinages Bc :**

$$\Delta L_{Bc} = \frac{T \times F(Bc)}{n \times G \times a \times b} = 0.0079 \text{ m}$$

Avec : $F(Bc)$: l'effort de Freinage $Bc \rightarrow F(Bc) = 360$ KN

- **Déplacement du a la température :**

$$\Delta L_T = 0.0068 \text{ m}$$

- **Déplacement du aux retrait et fluage :**

$$\Delta L_{r+f} = (\varepsilon_r + \varepsilon_f) \times L_0 = 0.0107 \text{ m}$$

ε_r : coefficient du au retrait $\varepsilon_r = 2 \times 10^{-3}$.

ε_f : coefficient du au fluage $\varepsilon_f = 3.5 \times 10^{-3}$.

L_0 : la moitié de la portée.

VIII.3. EVALUATION DE LA RAIDEUR TOTAL K

Les raideurs des différents appuis sont calculées comme suite :

$$K_{A\text{-app}} = \frac{G \times a \times b}{T}, \quad K_{\text{pile}} = \frac{3 \times E \times I}{h^3} \times n_f, \quad K_{\text{Appui}} = \frac{1}{\frac{1}{K_{A\text{-app}}} + \frac{1}{K_{\text{pile}}}}$$

Avec : G : module de cisaillement d'élastomère en cas dynamique ($G = 1.2$ MPa).

n_f : nombre des fûts composants la pile ($n_f = 3$).

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

E : module de déformation instantané de béton, $f_{c28} = 30$ MPa $\rightarrow E = 34179.55$ MPa

NB : En ce qui concerne la culée, qui est considérée comme infiniment rigide, la rigidité totale sera égale directement à la rigidité des appareils d'appuis ($K_{A\text{-app}}$).

Tableau VIII-2 : Raideurs longitudinales des appuis.

Appui	h(m)	I (m ⁴)	K_{pile} (MN/m)	$K_{A\text{-app}}$ (MN/m)	$n_{A\text{-app}}$	K_{Appui} (MN/m)
C1/C2	/	/	INF	3.78	6	22.68
P1	13	0.79	120.97	3.78	12	32.99
P2	16.6	0.79	58.1	3.78	12	25.47
P3	17.75	0.79	47.53	3.78	12	23.21
P4	14.1	0.79	49.81	3.78	12	30.68
P5	13.8	0.79	101.13	3.78	12	31.31

Donc : $K_{\text{long}} = \sum K_{\text{Appui}} = 189.03$ MN/m.

CHAPITRES VII : Etude sismique et équipements du pont

Tableau VIII-3 : Raideurs transversales des appuis.

Appui	h(m)	I (m ⁴)	K _{pile} (MN/m)	K _{A-app} (MN/m)	n _{A-app}	K _{Appui} (MN/m)
C1/C2	/	/	INF	3.78	6	22.68
P1	13	80.81	4151.16	3.78	12	44.87
E	16.6	80.81	1993.77	3.78	12	44.35
P3	17.75	80.81	1630.81	3.78	12	44.13
P4	14.1	80.81	3253.43	3.78	12	44.74
P5	13.8	80.81	3470.26	3.78	12	44.77

Donc : $K_{trans} = \sum K_{Appui} = 268.22 \text{ MN/m}$

VIII.4. ETUDE SISMIQUE

La vérification des ouvrages vis-à-vis des actions sismiques a pour objectif d'assurer un risque de défaillance suffisamment faible en cas de séisme potentiel. Selon le RPOA 2008, les caractéristiques de l'ouvrage à considérer sont les suivantes :

Le pont est classé dans le groupe 2 (pont important).

Le site d'implantation est de catégorie S2 (sol ferme).

L'ouvrage est situé en zone sismique I (faible sismicité).

Le coefficient d'accélération de la zone est $A = 0,12$ (référence : RPOA, Tableau 3.1).

Le taux d'amortissement du matériau des appuis (béton armé) est de $\xi = 5 \%$.

Le module de cisaillement dynamique de l'élastomère est $G = 1.2 \text{ MPa}$.

De manière générale, l'analyse du comportement sismique d'un pont s'effectue soit par la méthode spectrale monomodale (prise en compte du mode fondamental), soit par la méthode du spectre de réponse.

VIII.4.1. Méthode Monomodale

C'est une méthode simplifiée où les mouvements de la structure sont à tout instants proportionnels à une déformée privilégiée, appelée mode fondamental. Les caractéristiques du mode fondamental dans chaque direction sont déterminées à l'aide d'une analyse modale dans la direction considérée à condition de remplacer, pour le calcul des efforts, la masse du mode fondamental par la masse totale du modèle.

L'application de la méthode monomodale est gouvernée par la vérification des critères suivants :

- **Masse modale :**

La masse modale (masse totale mise en mouvement par le mode fondamentale) doit être supérieure à 70% de la masse totale de la structure, y compris la masse des appuis en élévation (fût et cheville), autrement dit, cela revient à vérifier la masse des piles est inférieure à 43% de la masse de tablier ($M_p < 0.43 \text{ Mt}$).

CHAPITRES VII : Étude sismique et équipements du pont

$$M_t = G \times \text{nombre de travées} = 53007.13 \text{ KN.}$$

$$0.43 M_t = 22793.066 \text{ KN}$$

$$M_p = M_{\text{chevêtre}} + M_{\text{fût}} = 11372.75 \text{ KN}$$

Alors $M_p < 0.43 M_t$ (condition vérifiée).

- **Angle de biais :**

L'ouvrage étudié est droit (**condition vérifiée**).

- **Courbure de pont :**

La courbure (angle balayé en plan par la tangente à l'axe) est inférieure à 30 grades et les raideurs longitudinale et transversale totales des appuis ne varient pas de plus de 10% par rapport aux valeurs calculées sans courbure.

L'ouvrage étudié ne présentent pas de courbure (**Condition vérifiée**).

- **Symétrie transversale :**

La distance entre le centre de masse de tablier et le centre élastique (centre des raideurs) des appuis n'excède pas 5 % de la longueur total de tablier.

$$\text{La position de centre des raideurs est : } X_R = \sum \frac{K_i \times x_i}{K_T} = 119.13 \text{ m}$$

$$|119.13 - 119.45| = 0.25 \text{ m} \ll 0.05 \times 240 = 12 \text{ m (condition vérifiée).}$$

VIII.4.1.1. Evaluation de l'effort sismique longitudinal

Dans la direction longitudinale des ponts sensiblement rectiligne, la déformation de tablier dans le plan horizontal est négligeable par rapport au déplacement de la tête des piles sous l'effet des actions sismiques. On applique au tablier une force horizontale statique équivalente F donnée par :

$$F = M \times S_{ae}(T, \xi)$$

Où : M : la masse de système qui égale à la masse totale de tablier seul car il repose sur des appareils d'appui en élastomère frettée : $M = 53007.13 \text{ t}$

$S_a(T)$: accélération spectrale de spectre de calcul correspondant à la période fondamentale.

$$S_{ae}(T, \xi) = \begin{cases} AgS(1 + \frac{T}{T_1}(2,5\eta - 1)) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta AgS & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta AgS \left(\frac{T_2}{T}\right) & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2,5\eta AgS \left(\frac{3T_2}{T}\right) & T \geq 3s \end{cases}$$

g : accélération de pesanteur ($g = 9.8 \text{ m/s}^2$).

A : coefficient d'accélération ($A = 0.12$).

η : facteur de correction d'amortissement, $\eta = \sqrt{7/(2+\xi)} = 1$.

CHAPITRES VII : Etude sismique et équipements du pont

S : coefficient de site (S = 1.1).

T_1, T_2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site, $(T_1, T_2) = (0.15, 0.4)$.

T : période fondamentale de l'ouvrage, $T = 2\pi \times \sqrt{\frac{M}{K}} = 1.05$ s.

Force sismique longitudinale :

On a $T_2 \leq T = 1.05$ s ≤ 3 s Donc : $S_{ae}(T, \xi) = 2.5\eta AgS (T_2/T) = 1.23$ m/s²

$$F_L = M \times S_{ae}(T, \xi) = 65237 \text{ KN}$$

Le déplacement de tablier par rapport au sol :

$$d_{L\text{-tablier}} = \frac{T^2}{4 \times \pi^2} \times S_{ae}(T, \xi) = 3.5 \text{ cm}$$

La force repartie sur chaque appui :

La force F est repartie sur chaque appui (i) au prorata des raideur $F_{i-L} = \frac{K_{i-L}}{K_L} F_L$.

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

Appui	C1	C2	P1	P2	P3	P4	P5
$F_L(\text{KN})$	782.726	782.726	1138.546	879.132	800.977	1058.871	1080.722
$d_L(\text{m})$	0.046	0.048	0.010	0.010	0.017	0.010	0.010

VIII.4.1.2. Evaluation de l'effort sismique transversal

Selon les caractéristiques spécifiques du pont, la méthode monomodale peut être appliquée à l'aide de deux approches distinctes pour le modèle :

- Un modèle avec tablier rigide,
- Un modèle avec tablier flexible.

Force sismique transversale :

On a $T_2 \leq T = 0.98$ s ≤ 3 s

Donc $S_{ae}(T, \xi) = 2.5\eta SA_g (T_2, T) = 1.32$ m/s²

$$F_T = M \times S_{ae}(T, \xi) = 69969.41 \text{ KN.}$$

Tableau VIII-5 : Répartition des efforts et des déplacement transversaux sur chaque appui

Appui	C1	C2	P1	P2	P3	P4	P5
$F_L(\text{KN})$	554.44	1170,49	1156.96	1151.26	1167.01	1168.01	554.44
$d_T(\text{m})$	0.034	0.032	0.0047	0.0047	0.010	0.0054	0.0046

CHAPITRES VII : Etude sismique et équipements du pont

VIII.4.1.3. Evaluation de l'effort sismique vertical

Notre ouvrage est situé dans la zone sismique I (faible sismicité), selon RPOA l'effet vertical de séisme est négligeable.

VIII.4.2. La méthode multimodale spectrale

Cette analyse prend en compte tous les modes de vibration qui ont une contribution sur la réponse de la structure à une excitation sismique. Elle est basée sur un calcul dynamique multimodal spectral et tient compte de façon statique des déplacements différentiels. La réponse globale est obtenue par des combinaisons statistiques des contributions modales maximales.

VIII.4.2.1. Modélisation

Pour pouvoir effectuer l'analyse sismique multimodale et définir les modes propres et les périodes de l'ouvrage on doit faire la modélisation de toute la structure, pour cela on utilise le logiciel MIDAS CIVIL.

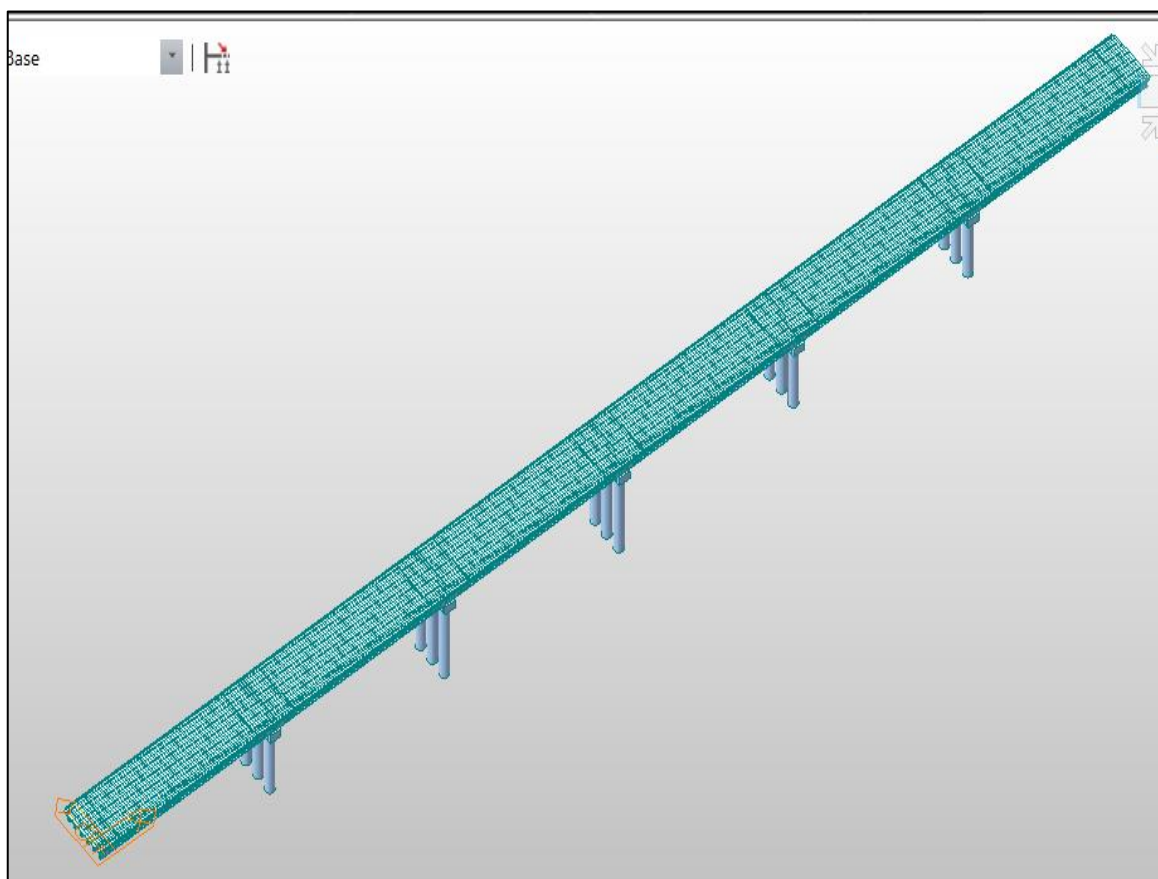


Figure VIII-1 : Modèle de calcul multimodal.

CHAPITRES VII : Etude sismique et équipements du pont

VIII.4.2.2. Spectre de réponse de composante horizontale

Pour les deux directions longitudinale et transversale, on utilise le spectre donné en VII.4.1.1, où T est la période de mode propre considéré dans la direction considérée.

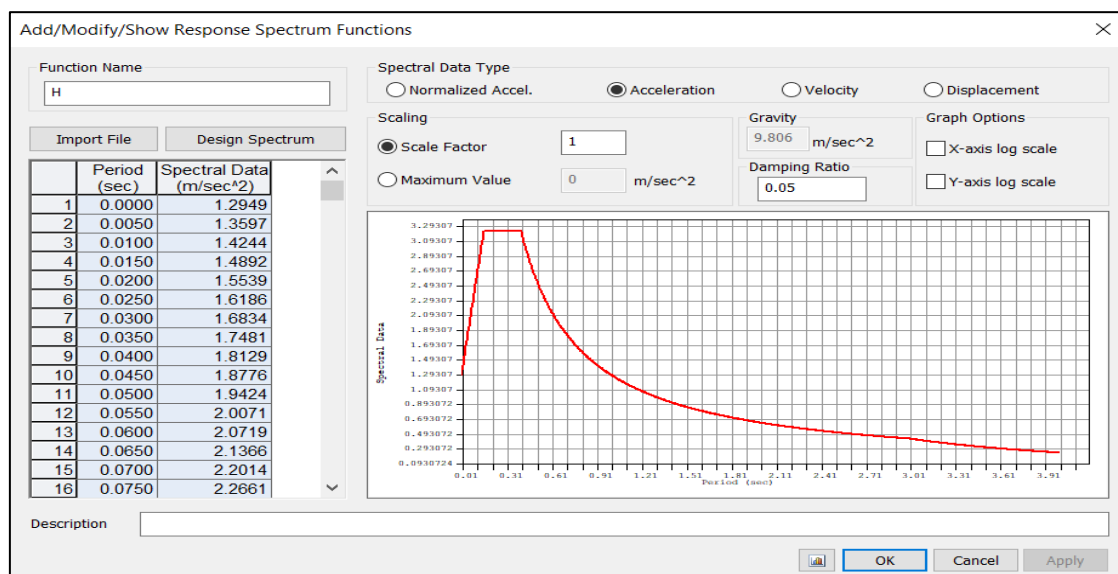


Figure VIII-2 : Spectre de réponse élastique (composante horizontale).

VIII.4.2.3. Spectre de réponse de composante verticale

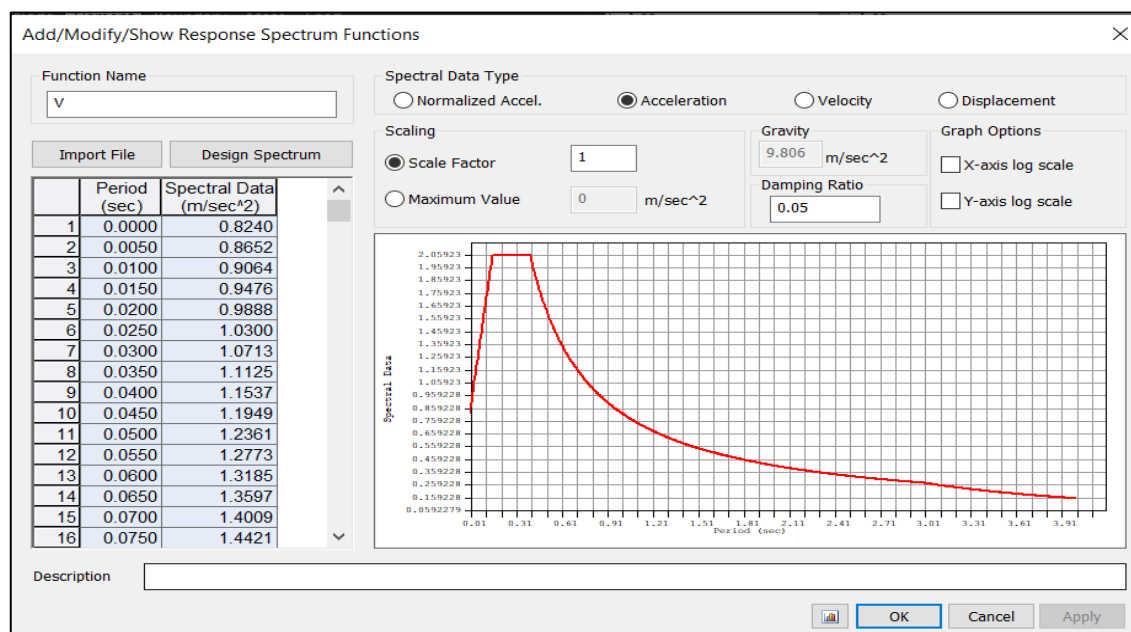


Figure VIII-3 : Spectre de réponse élastique (composante verticale).

VIII.4.2.4. Modes significatifs

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

CHAPITRES VII : Etude sismique et équipements du pont

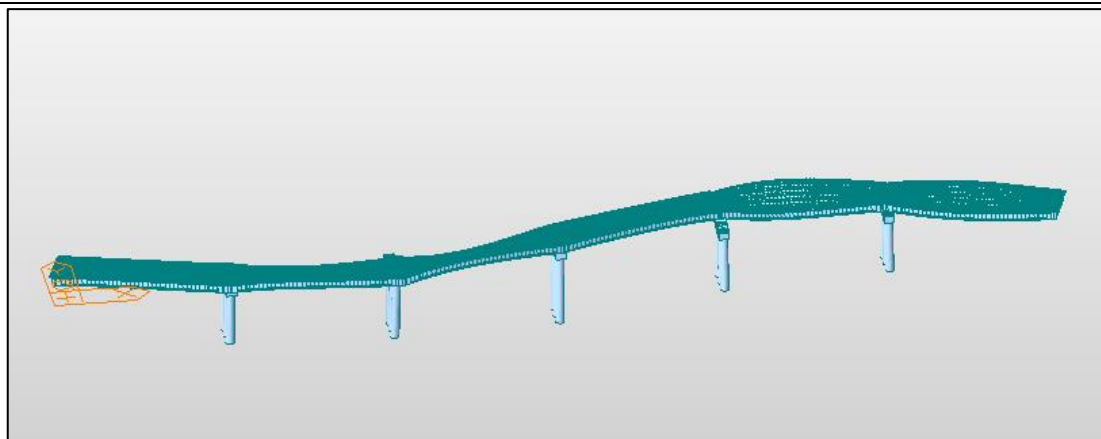


Figure VIII-4 : Exemple des déformations (Mode 05).

Les résultats de calcul des modes propres sont donnés ci-dessous (le reste des modes sont présentées en ANNEXE E :

Tableau VIII-6 : Modes propres.

Modes	période	Participation de masse (%)			Cumul de participation (%)		
		U _X	U _Y	U _Z	Cumul x	Cumul y	Cumul z
1	1,37	87,00	0,00	0,06	87,00	0,00	0,06
2	1,31	0,00	80,30	0,00	87,00	80,30	0,06
3	1,27	0,01	2,49	0,00	87,00	82,78	0,06
4	1,06	0,00	0,55	0,00	87,00	83,34	0,06
...
40	0,15	0,00	0,00	0,00	99,77	99,95	58,29

VIII.4.2.5. Combinaison des réponses modales

Selon les réglementations parasismiques (RPOA), une méthode est prescrite pour tenir compte de l'incertitude liée à la direction d'où proviendra un séisme. Cette méthode consiste à combiner les forces sismiques calculées suivant deux axes horizontaux perpendiculaires X et Y, ainsi que de l'axe vertical Z. Tous les résultats sont donnés à l'ANNEXE E.

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

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

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

VIII.5. VERIFICATION DES APPAREILS D'APPUI SELON RPOA 2008

VIII.5.1. Resistance à la Compression

On vérifie que $\sigma_m = \frac{N}{a \times b} \leq 20 \text{ MPA}$

Application numérique :

$N = 1.75 \text{ MN}$ donc $\sigma_m = 11.11 \text{ MPa} \leq 20 \text{ MPa} \rightarrow$ **condition vérifiée.**

CHAPITRES VII : Étude sismique et équipements du pont

VIII.5.2. Sécurité au Flambement

On vérifie que : $\gamma_s \times P_u \leq P_c$

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 donnée par la formule suivante : $P_c = \frac{4 \times G \times B \times S^2 \times d}{h}$

B : l'aire nominale de l'appui.

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

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

S : le facteur de forme, $S = \frac{a \times b}{2t \times (a+b)} = 9.84$

t : épaisseur d'un feuillet de caoutchouc.

Application numérique :

$S = 9.84$, $P_c = 10.99$ MN, $P_u = 1.75$ MN

Donc $\gamma_s \times P_u = 5.19 \leq P_c = 10.99 \rightarrow$ **condition vérifiée.**

VIII.5.3. Limitation de la Distorsion

On vérifie que : $\delta = \tan \gamma < \delta_c = \begin{cases} 0.7 + 4(\delta_0 - 0.7)(0.25 - P) & \text{si } P \leq 0.25 \\ 1.4(1 - 2P) & \text{si } P > 0.25 \end{cases}$

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

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

c : le plus petit côté pour un appui rectangulaire ($c = 350$ mm).

δ : la distorsion de l'appareil d'appui.

d : déplacement horizontal.

Application numérique :

$T_b = 65$ mm

$P = 0.159 \leq 0.25$

$\delta_0 = 4.61$, on prend $\delta_0 = 2 \rightarrow \delta_c = 1.17$

$\delta = \tan \gamma = 0.991 < \delta_c = 1.17 \rightarrow$ **condition vérifiée.**

VIII.5.4. Condition de Non-Glissement

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

Avec : H : effort horizontal. N : effort de compression vertical.

CHAPITRES VII : Etude sismique et équipements du pont

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

Application numérique :

Cas de pile :

$$N = R_G + R_{\text{seisme max pile}} + 0.2 \times R_{\text{surcharge max pile}} = 0.84 \text{ MN}$$

$$\sigma_m = \frac{N}{a \times b} = 5.33 \text{ MPA donc } f = 0.21$$

$$H = H_{s \text{ pile}} + 0.4 H_T + H_{r+f} + H_{\text{freinage max}} = 0.44 \text{ MN}$$

$$\text{Donc } H = 0.44 > f \times N = 0.18 \text{ (condition non verifie)}$$

Cas de la culée :

$$N = R_G + R_{\text{seisme max pile}} + 0.2 \times R_{\text{surcharge max pile}} = 1.16 \text{ MN}$$

$$\sigma_m = \frac{N}{a \times b} = 7.35 \text{ MPA donc } f = 0.18$$

$$H = H_{s \text{ pile}} + 0.4 H_T + H_{r+f} + H_{\text{freinage max}} = 0.58 \text{ MN}$$

$$\text{Donc } H = 0.58 > f \times N = 0.21 \text{ (condition non verifie)}$$

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

VIII.6. LES PLAQUES DE FIXATION

Les plaques de fixation en acier assurent la position de l'appareil d'appui sur les dés d'appui d'une part et d'autre part sur le talon des poutres et aussi elles empêchent leur glissement.

Généralement leur épaisseur est de l'ordre de 25mm avec une section supérieure à 5cm dans chaque côté par rapport à la section de l'appareil d'appui.

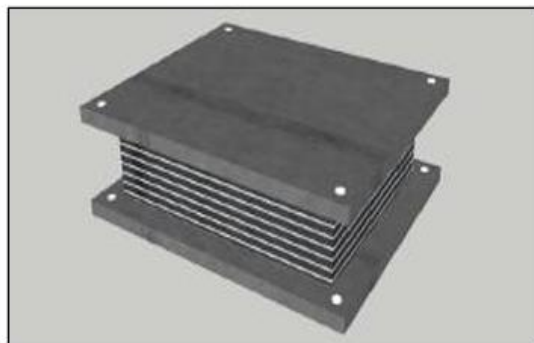


Figure VIII-5 : Les plaques de fixation.

VIII.7. DES D'APPUI :

Le dé d'appui est un élément en béton armé servant de support à l'appareil d'appui. Il a pour rôle principal de répartir les charges ponctuelles transmises par le tablier, afin d'éviter la concentration des efforts susceptibles de provoquer des fissures. Il permet également de compenser le dévers éventuel du tablier, assurant ainsi une assise stable et conforme.

VIII.7.1. Dimensionnement des Dés d'Appui

- **Dimensions en plan :**

D'après le guide SETRA (Piles et palées 73), Les bossages présenteront par rapport à l'appareil d'appui un débord minimal de 5 cm. mais puisqu'on a choisi une hauteur des bossages de 10 cm minimum, alors ce débord est à porter à 10 cm. Donc :

$$A = a + 150 = 500 \text{ mm}$$

$$B = b + 150 = 600 \text{ mm}$$

La hauteur de dé d'appui présente une hauteur minimum de $H \geq \frac{2 \times a \times b}{2 \times (a+b)}$

Donc $H \geq 272.72 \text{ mm}$.

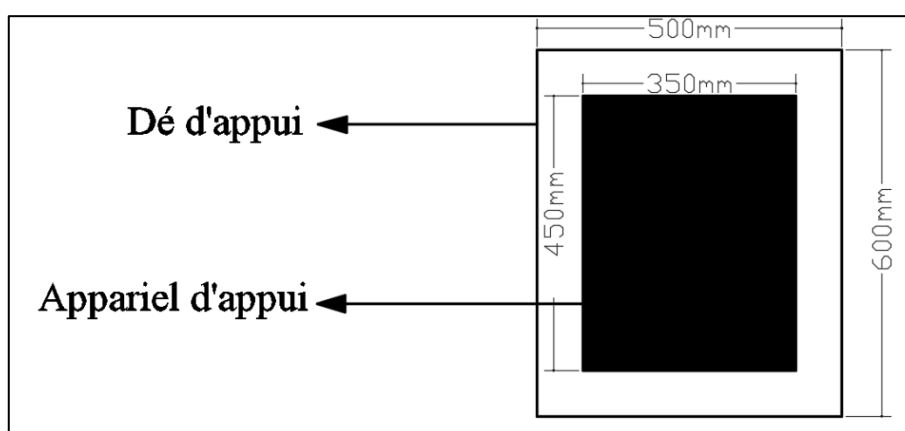


Figure VIII-6 : Les dimensions en plan du dé d'appui.

VIII.7.2. Ferrailage de Dé d'Appui

Les bossages d'appui sont des pièces soumises à la compression, les différentes sections d'armateurs sont évaluées selon le guide SETRA (P.P.73).

- **Armatures de chaînage :**

Ces armatures de chaînage sont généralement disposées en une seule nappe. La section d'armature calculée doit être dimensionnée pour reprendre un effort axial égal à 25 % de l'effort maximal N_{\max} :

$$A_c = \frac{0.25 \times N}{\sigma_s} = \frac{0.25 \times 1.75}{434.78} = 10.06 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{On prend : } 4\text{HA}20 = 12.56 \text{ cm}^2$$

- **Armatures horizontales :**

Dans le but de limiter la propagation de fissures éventuelles, les armatures horizontales disposées sous le chaînage doivent être dimensionnées de manière à reprendre un effort représentant 12,5 % de la charge transmise par la descente de charges correspondante.

$$A_h = \frac{0.125 \times N}{\sigma_s} = \frac{0.125 \times 1.75}{434.78} = 5.03 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{On prend : } 4\text{HA}14 = 6.15 \text{ cm}^2$$

CHAPITRES VII : Etude sismique et équipements du pont

- **Frette supérieure :**

Elle est placée la plus près possible de la face supérieure de l'appui, il s'agit d'armatures croisées. Ces armatures sont capables de reprendre 4% de N.

$$A_h = \frac{0.04 \times N}{\sigma_s} = \frac{0.04 \times 1.75}{434.78} = 1.61 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{On prend : } 2\text{HA}12 = 2.26 \text{ cm}^2.$$

- **Frette inférieure :**

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

$$A_h = \frac{0.1 \times N}{\sigma_s} = \frac{0.1 \times 1.75}{434.78} = 4.02 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{On prend : } 2\text{HA}16 = 4.02 \text{ cm}^2.$$

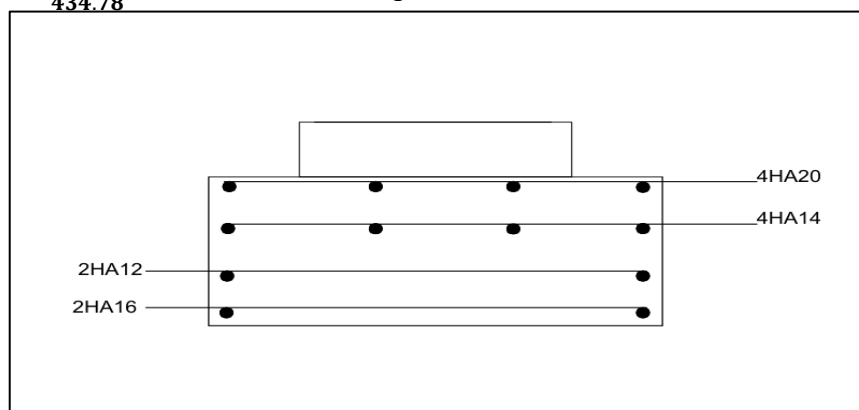


Figure VIII-7 : Ferrailage de dé d'appui.

VIII.8. PLOT PARASISMIQUE

Les plots parasismiques sont des éléments en béton armé utilisés pour empêcher le déplacement du tablier sous l'effet du séisme transversale.

Pour notre ouvrage on a choisi deux plots parasismiques avec les dimensions suivants :

- Une hauteur est de 55 cm.
- Des dimensions en plan (65×65) cm^2 .
- Un espacement de 5 cm par rapport à la poutre.

VIII.9. JOINT DE CHAUSSEE

Un joint de chaussée est un dispositif conçu pour assurer la continuité de la circulation au niveau d'une interruption du tablier, tout en permettant à ce dernier de se dilater librement. Il prévient ainsi les variations longitudinales brusques de dimensions, causées par les changements de température, les sollicitations dues au trafic, ainsi que les propriétés spécifiques des matériaux utilisés.

Le choix du type de joint dépend de plusieurs facteurs, notamment la capacité d'ouverture (ou d'amplitude de mouvement) requise et l'intensité du trafic que l'ouvrage doit supporter.

CHAPITRES VII : Etude sismique et équipements du pont

VIII.9.1. Calcul de souffle

Le souffle d'un joint correspond au déplacement relatif maximal anticipé entre deux éléments adjacents, mesuré entre leurs positions extrêmes. Seule la composante longitudinale de ce déplacement est prise en compte dans l'analyse.

Conformément aux prescriptions du **RPOA 2008**, le dimensionnement du joint est effectué sur la base de la combinaison suivante :

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

W : souffle total du joint.

W_D : souffle des déformations différées (retrait + fluage) = $L \times (\epsilon_f + \epsilon_r)$.

W_T : souffle thermique = $L \times \epsilon_T$.

W_s : souffle sismique.

L : longueur de dilatation (entre les joints de chaussé 40 m).

ϵ_T : coefficient de la température = 0.0002.

ϵ_f : coefficient de fluage = 3×10^{-4} .

ϵ_r : coefficient de retrait = 2×10^{-4}

W_D	W_T	W_s	W
0.0107m	0.0068m.	0.035 m.	0.024m

VIII.9.2. Type de joint

Le choix du type de joint se fasse suivant le tableau suivant :

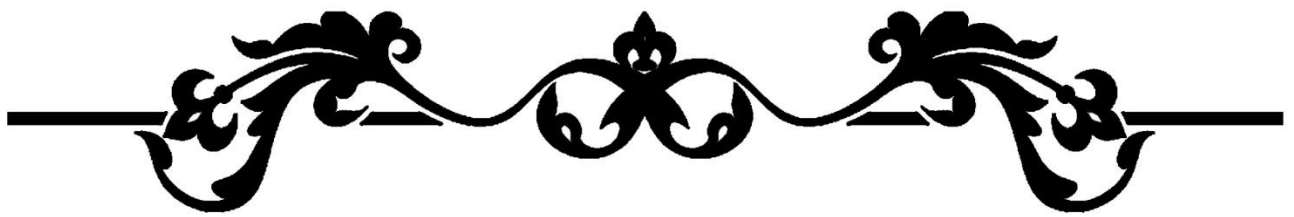
Souffle	$S < 50$	$50 \leq S \leq 60$	$60 \leq S \leq 80$	$80 \leq S \leq 110$	$110 \leq S \leq 160$	$160 \leq S \leq 230$	$230 \leq S \leq 250$	$S > 250$
WP	-	-	-	-	-	-	WP250	WP*
Wd	-	Wd60	Wd80	Wd110	Wd160	Wd230	-	-
WOSd	-	WOSd50	WOSd75	WOSd100	-	-	-	-
WR	-	WR50	WR75	-	-	-	-	-
JEP	JEP3	JEP5	JEP8	-	-	-	-	-

Figure VIII-8 : La gamme des joints CIPEC[Freyssinet].

Pour notre cas on opte pour un joint de faible souffle JEP3.

VIII.10. CONCLUSION

Les équipements d'un pont jouent un rôle fondamental dans sa conception, son dimensionnement et sa pérennité. Ils assurent le bon fonctionnement de l'ouvrage pour les usagers, notamment après un séisme, en garantissant la continuité du service et la sécurité.



CHAPITRE IX :
ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE



IX.1. INTRODUCTION

L'étude de l'infrastructure d'un pont (pile, culée, Fondation) présente un intérêt particulier dans l'ensemble de l'étude du pont car elle influe sur le choix des techniques utilisées et par conséquent sur le coût général de l'ouvrage. Cette étude consiste à dimensionner et ferrailer tous les éléments de l'infrastructure et à vérifier la stabilité globale de la structure.

IX.2. ETUDE DE LA PILE

Une pile est un appui intermédiaire supportant le tablier de l'ouvrage elle se compose d'un chevêtre en béton armé sur lequel repose le tablier par l'intermédiaire des appareils d'appui, de fûts de forme circulaire permettant la transmission des charges aux fondations et d'une semelle liant les pieux. La pile est soumise à des charges horizontales telles que le séisme, le freinage, la dilatation thermique, le retrait et le fluage, et des charges verticales telles que son poids propre et le poids de tablier et ses surcharges.

IX.2.1. Conception de la Pile

La conception des piles dépend du type et de la méthode de construction du tablier, du mode d'exécution des fondations, ainsi que de certaines contraintes naturelles ou fonctionnelles spécifiques au site. Pour notre ouvrage, nous avons opté pour des piles à trois fûts circulaires surmontées par un chevêtre.

Tableau IX-1 : Implantation et hauteur des piles.

	Position	Hauteur de fût (m)	Hauteur totale (m)
Pile 01	PK 00+560	13.00	14.65
Pile 02	PK 00+599.44	16.60	18.25
Pile03	PK 00+639.44	17.75	19.40
Pile 04	PK 00+679.44	14.10	15.75
Pile 05	PK 00+719.44	13.80	15.45

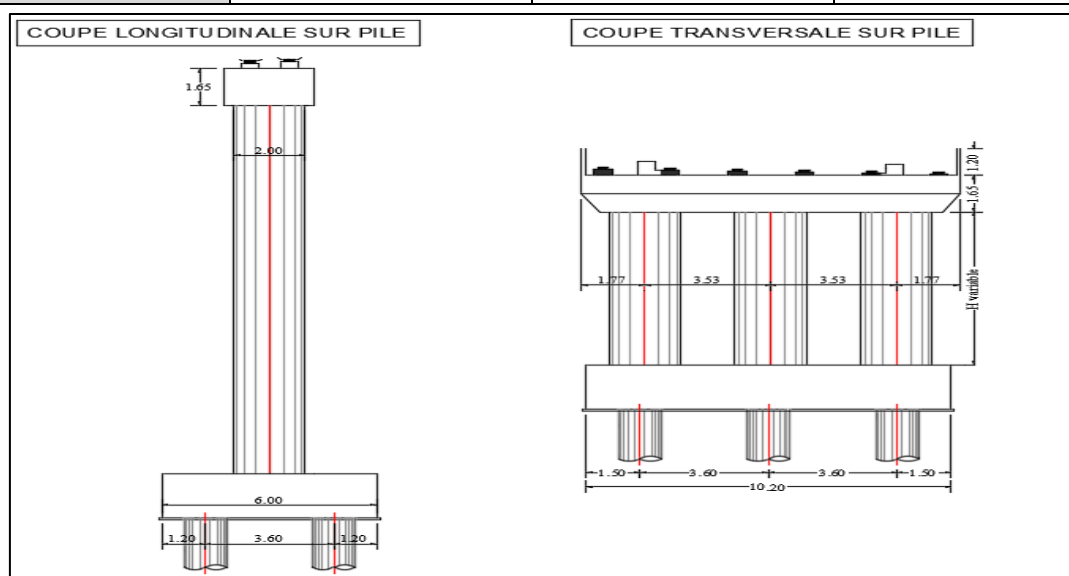


Figure IX-1 : Prédimensionnement de la pile.

IX.2.2. Evaluation des Efforts Agissant sur la Pile

Les charges permanentes et d'exploitations génèrent des sollicitations sur la pile qui se résument dans des forces horizontales, verticales et des moments. Elle sera considérée comme une console encastrée dans sa base.

IX.2.2.1. Efforts statiques

La pile plus sollicité (pile 03).

Tableau IX-2 : Evaluation des efforts statiques de la pile la plus sollicité.

Sollicitations	Charge	Pile 03
Vertical (KN)	G (chevêtre)	1051.88
	G (fût)	4182.25
	G (Tablier)	8841.89
	A(l)	1739.65
	Bc	1257.43
	Bt	796.21
	Mc 120	1156.06
	D240	2181.54
Horizontal Longitudinal (KN)	Freinage Bc	180.00
	Freinage A(l)	78.88
	Température	170.27
	Fluage + Retrait	270.27
Moment Longitudinal (KN.m)	Freinage Bc	3852.00
	Freinage A(l)	1688.03
	Température	3643.78
	Retrait + fluage	5783.78

IX.2.2.2. Efforts sismiques

Conformément à l'étude sismique réalisée au chapitre précédent, les réactions à la base de chaque fût sont calculées et données à l'Annexe E. On donne ci-dessous les cas les plus défavorables :

Tableau IX-3 : réactions et moments dus au séisme à la base de chaque fut.

Réactions	Pile 03
R_V (KN)	18678.50
R_L (KN)	1426.05
R_T (KN)	3966.21
M_L (KN.m)	17943.50
M_V (KN.m)	40603.30

IX.2.2.3. Combinaisons des efforts

Les combinaisons les plus défavorables sont les suivantes :

$$\text{ELS: } G + 1.2 A(L) + St + 0.6\Delta T + D$$

$$\text{ELU: } 1.35G + 1.6 A(L) + 1.6 St + 0.9\Delta T + D$$

$$\text{ELA } (\Psi Q = 0) : G + E + 0.4\Delta T + D$$

Tableau IX-4 : Combinaisons des efforts à la base de chaque fût.

Réactions	Combinaisons	Pile 03
R _V (KN)	ELS	5808.48
	ELU	7852.048
	ELA	6872.44
R _L (KN)	ELS	43.91
	ELU	61.18
	ELA	413.60
R _T (KN)	ELA	147.44
M _L (KN.m)	ELS	2760.21
	ELU	3862.76
	ELA	2774.40
M _T (KN.m)	ELA	4170.10

IX.2.3. Ferrailage des Eléments de la Pile

IX.2.3.1. Ferrailage des fûts

Les résultats de ferrailage sont les suivants (voir ANNEXE D) :

Tableau IX-5 : Ferrailage des fûts de la pile.

Armature	Efforts	ELU	ELS	ELA	As(cm ²)	Armatures	e (cm)
Longitudinale	R _V (KN)	7852.048	5808.48	6872.44	314.20	40HA32	15
	M _L (KN.m)	3862.76	2760.21	2774.40			
	M _T (KN.m)	0.00	0.00	4170.10			
Transversale	R _L (KN)	61.18	43.91	413.60	4.00	2HA16	25
	R _T (KN)	0.00	0.00	413.60			25

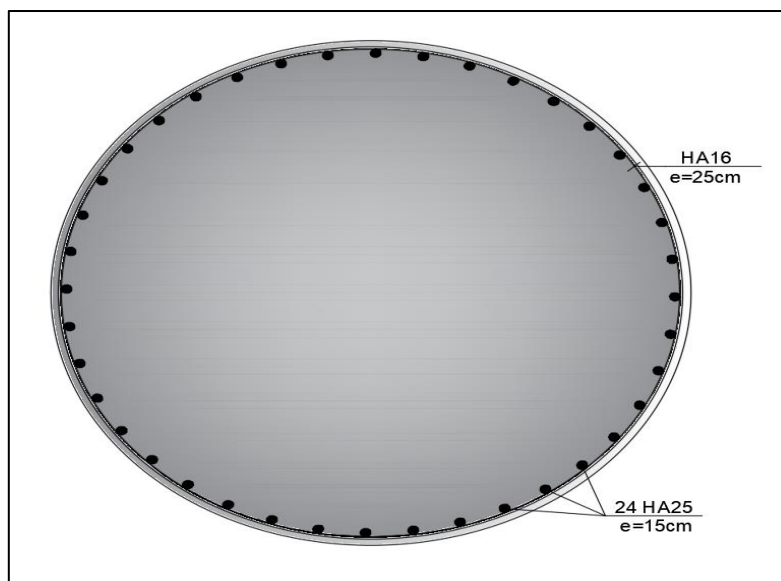


Figure IX-2 : Ferrailage de fût.

IX.2.3.2. Étude du Chevêtre

Le chevêtre étudié est appuyé sur trois fûts, il est présenté par le schéma statique ci-dessous (La modélisation du chevêtre est faite à l'aide du logiciel Robot Structural Analysis 2019) :

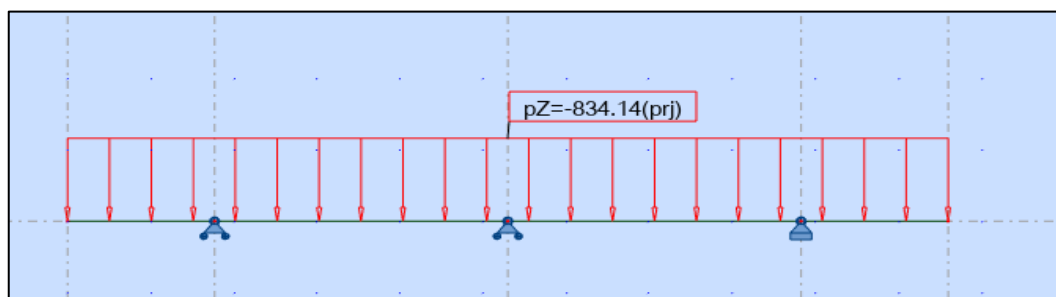


Figure IX-3 : Modélisation du chevêtre.

IX.2.3.3. Dimensionnement à la flexion

Les résultats du moment fléchissant obtenus à l'ELS et à l'ELU pour la combinaison la plus défavorable :

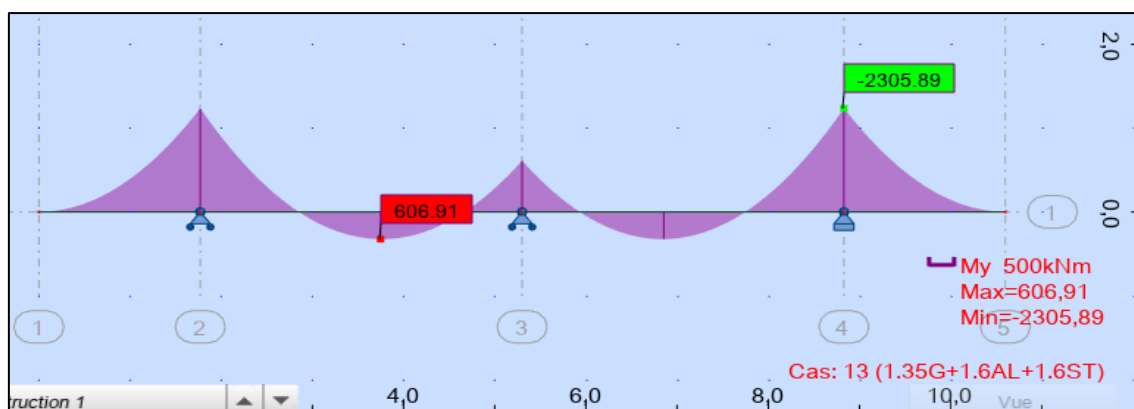


Figure IX-4 : Moment fléchissant maximal sous la combinaison 1.35G+1.6A(l)+1.6St.

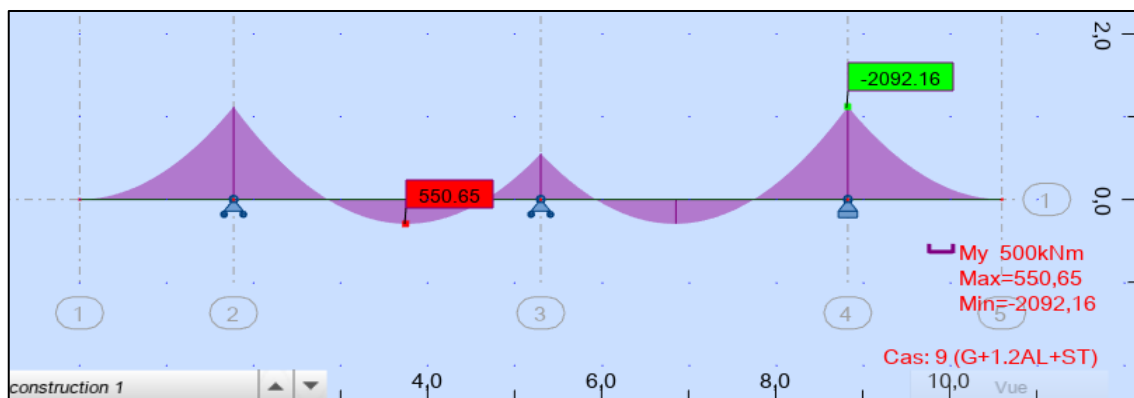


Figure IX-5 : Moment fléchissant maximal sous la combinaison $G+1.2A(l)+St$.

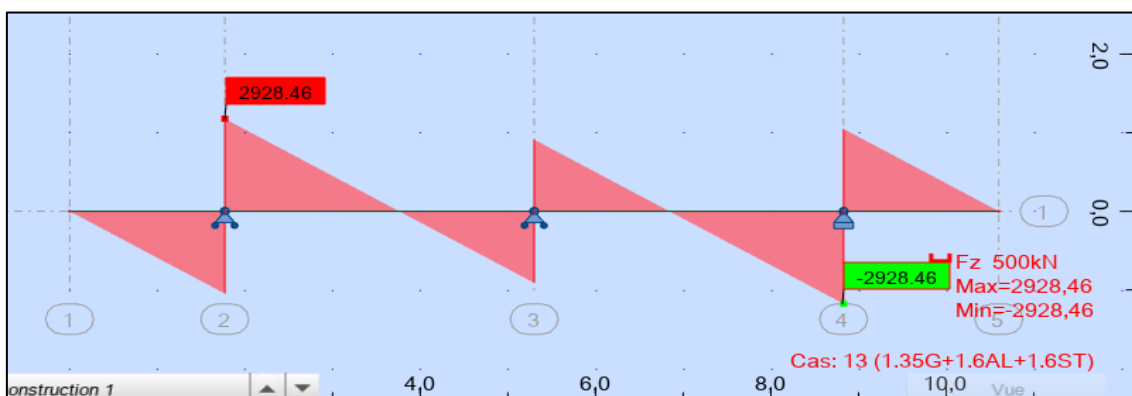


Figure IX-6 : Effort tranchant maximal sous la combinaison $1.35G+1.6A(l)+1.6St$.

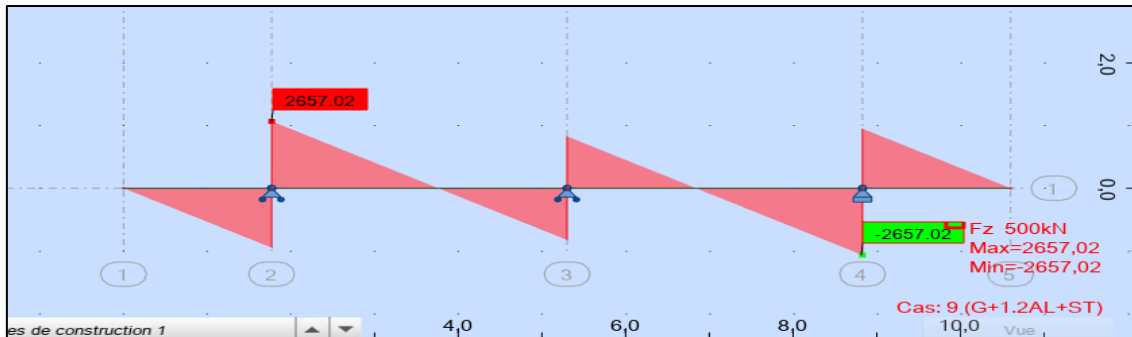


Figure IX-7 : Effort tranchant maximal sous la combinaison $G+1.2A(l)+St$.

Tableau IX-6 : Ferrailage de chevlre.

Armature		Effort max	ELU	ELS	As	Armatures	e (cm)
Longitudinale	Nappe Sup	Moment (KN.m)	2305.89	2092.16	55.3	12 HA25	20
	Nappe inf	Moment (KN.m)	606.91	550.65	40	12HA20	20
Transversale		Effort tranchant (KN)	2928.46	2657.02	3.08	2HA14	15/10

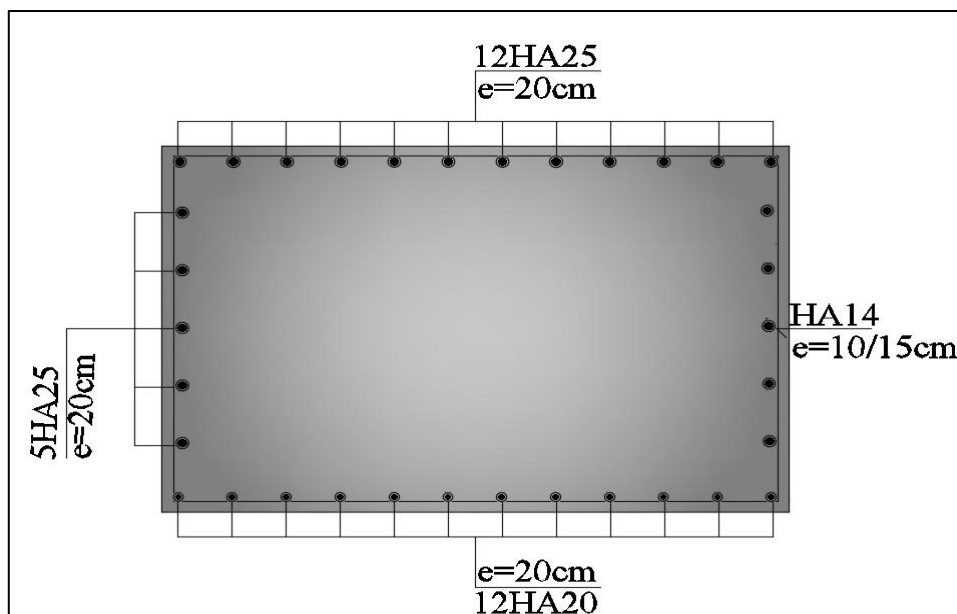


Figure IX-8 : Ferrailage du chevêtre (Coupe Transversale).

IX.2.3.4. Dimensionnement à la torsion :

Le moment de torsion au niveau du chevêtre est dû à l'application des charges excentrées par rapport au plan de symétrie en phase de construction et en phase de service. On considère une section rectangulaire ayant la hauteur de chevêtre et dont la largeur est limitée par :

$$L_t = L_c \quad \text{si } L_c \leq \varnothing + H_c$$

$$L_t = \varnothing + H_c \quad \text{si } L_c > \varnothing + H_c$$

La contrainte tangente de torsion est donnée par :

$$\tau_b = \frac{C}{2 \times \Omega \times b_n}$$

Avec : C : Moment de torsion maximal par ml ;

$$C = \max (C_1 ; C_2) = R_i \times e.$$

$$\Omega : \text{Aire de la torsion ; } \Omega = (H_c - b_n) \times (L_t - b_n).$$

$$b_n : \text{l'épaisseur de la paroi de la section creuse équivalente, } b_n = \frac{h_c}{6}.$$

La section de ferrailage donnée par la relation suivante :

$$A_s = \frac{1}{\bar{\sigma}_a} \times \frac{C \times P}{2\Omega} ; C = \max (C_1 ; C_2)$$

C1 : le moment de torsion en phase de construction, $C_1 = P_G \times e$

C2 : le moment de torsion en service, $C_2 = P_{D240} \times e$

P : périmètre du chevêtre.

$$\bar{\sigma}_a : \text{Contrainte admissible de l'acier ; } \bar{\sigma}_a = \frac{2}{3} f_e$$

Application Numérique :

Nous avons : $L_c=2.50\text{m}$; $H_c=1.65\text{m}$; $\varnothing=2.00\text{m}$.

On a : $L_c \leq \varnothing + H_c$ Donc : $L_t=L_c=2.50\text{m}$.

$b_n=0.28\text{m}$ $\Omega=3.03\text{m}^2$

$P=7.75\text{m}$ $\bar{\sigma}_a: 333.33\text{MPa}$

$C_1=130.22\text{KN.m/ml}$

$C_2=96.43\text{KN.m/ml}$

$A_s=4.95\text{cm}^2$

On opte pour 5 HA 12 avec un espacement de 25 cm.

IX.2.3.5. Vérification des contraintes tangentielles

La condition à vérifier est : $\tau_b^2 + \tau_v^2 \leq \tau_{Lim}^2$

$$\tau_v = \frac{V_U}{b_0 \times d} = 0.79\text{MPa} \quad (b_0=L_c; d=0.9h_c)$$

$$\tau_b = \frac{C}{2\Omega b_n} = 0.08\text{MPa.}$$

$$\tau_{Lim} = \min \left\{ 0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{MPa} \right\} = \min \{ 4; 5\text{MPa} \} = 4\text{MPa.}$$

$$\tau_b^2 + \tau_v^2 = 0.63\text{MPa} \leq \tau_{Lim}^2 = 16\text{MPa} \rightarrow \text{Donc condition vérifier.}$$

IX.2.3.6. Vérification de la stabilité de la pile vis-à-vis l'ELUSF

- **Calcul de l'élanement mécanique λ :**

L'élanement λ doit être inférieure à 70 pour que la vérification au flambement soit satisfaisante.

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

L_f : longueur de flambement de la pile la plus haute, $L_f = 0.7 L_0$.

L_0 : la hauteur de fût.

i : rayon de giration de la section $i_x = \sqrt{\frac{I_x}{s}}$ (transversale), $i_y = \sqrt{\frac{I_y}{s}}$ (longitudinale) .

Tableau IX-7 : Vérification de flambement de la pile la plus haute.

Appui	L_f	i_x	i_y	λ_x	λ_y
Pile 03	12.42	0.553	0.553	22.45	22.45

Donc pas de risque de flambement.

• **Vérification des effets de second ordre**

Il faut vérifier la condition :

$$\frac{l_f}{h} \leq \max \left[15\text{cm}, \left(\frac{20e_1}{h} \right) \right]$$

Avec :

$\frac{l_f}{h}$: Élancement géométrique.

l_f : longueur de flambement, $l_f=0.707l_0$.

e_0 : excentricité structurale, $e_0 = \frac{M_u}{N_u}$.

e_a : excentricité d'imperfection géométrique, $e_a = \max \left(\frac{l_0}{250}; 2\text{cm} \right)$.

e_1 : excentricité totale du 1^{er} ordre , $e_1= e_0+ e_a$.

Tableau IX-8 : Vérification des effets de second ordre.

l_f	h	e_0	e_a	e_1
13.71m	2.00m	0.49m	7.76cm	56.76cm

D'où :

$$\frac{l_f}{h} = 6.85 \leq \max \left[15\text{cm}, \left(\frac{20e_1}{h} \right) \right] = 15 \rightarrow \text{Donc la justification à l'E.L.U.S.F n'est pas imposée.}$$

IX.2.4. Etude de Fondation de la Pile

IX.2.4.1. Choix du type de fondation

D'après le rapport géotechnique fournit par le laboratoire, le mode de fondation préconisé pour les appuis de notre ouvrage est de type profond : pieux de 20 m de longueur et de 1.2m de diamètre.

IX.2.4.2. Etude de la semelle

La semelle a le rôle de transmettre les différentes charges au sol par l'intermédiaire des pieux.

Tableau IX-9 : Dimensions de la semelle de la pile.

Longueur	10.20 m
Largeur	6.00 m
Epaisseur	2.00 m

• **Calcul des sollicitations**

Le tableau suivant résume les sollicitations obtenues lors des combinaisons des charges citées dans l'ANNEXE E.

Tableau IX-10 : Combinaisons des efforts.

	Combinaisons	N(KN)	M(KN.m)
ELS	G + 1.2 A(L) + St + 0.6ΔT + D	18318,99	9580.54
ELU	1.35G + 1.6 A(L) + 1.6 St + 0.9ΔT + D	21206.50	13014.81
ELA	G + E + 0.4ΔT+D	15876.3	11457.47

• **Nombre des pieux**

Le nombre de pieux à utiliser se déduit de la formule suivante :

$$n_p = \frac{N_{max}}{Q_p}$$

Avec : n_p : le nombre des pieux.

N_{max} : l'effort normal maximal à l'ELS.

Q_p : la capacité portante de pieux donnée par le rapport géotechnique à l'ELS.

• **Application numérique :**

$$n_p = \frac{18319}{16350} = 1.12$$

Donc, on prend 6 pieux de 20m de profondeur.

• **Effort revenant à chaque pieux**

Effort revenant à chaque pieux Admettant les hypothèses suivantes :

- Déformation pieu semelle proportionnelle à la charge.
- Semelle infiniment rigide.
- Pieux identiques.

$$N_i = \frac{N}{n} \pm \frac{M}{\sum y^2}$$

Avec : N_i : Effort normal maximal / minimal.

n : Nombre de pieu.

M : Moment maximal.

y : Distance entre l'axe de symétrie de la semelle et l'axe de symétrie du pieu considéré.

Tableau IX-11 : Effort revenant à chaque pieu

Etat	N_{min} (KN)	N_{max} (KN)	Q_p
ELS	1871.03	3539.44	16350
ELU	2516.85	4785.98	12850
ELA	4120.62	1079.87	14390

$N_{max} < Q_p \rightarrow$ Pas de poinçonnement.

$N_{min} > 0 \rightarrow$ Pas de soulèvement.

- **Calcul du nombre de files des pieux**

Pour le choix de l'entraxe et le nombre de files de pieux, il est préférable de faire un espacement grand de $e_p = 3\emptyset = 3,6$ m car un espacement faible présente des inconvénients tant à l'exécution que sur le plan mécanique. Et pour le nombre de files, on opte pour une distribution de 2 files de 3 pieux.

- **Vérification des distances entre axes des pieux**

Pour des raisons d'effet de groupe et d'exécution, la distance entre axe de pieux doit vérifier la condition suivante : $e_p > 0,75 \times 2\emptyset$.

$$e_p = 3,6\text{m} > 1.8 \text{ m (Condition vérifiée).}$$

- **L'effet du groupe des pieux**

Puis que on utilise un espacement de $3\emptyset$ il n'y a pas d'interaction entre les pieux voisin et par conséquent on compte la totalité de la capacité de pieux (100%).

IX.2.4.3. Ferrailage de la semelle

Pour son ferrailage on utilise la méthode des bielles, conditionnée par :

$$\begin{cases} \alpha \geq 45^\circ \\ h \geq \frac{L}{2} - \frac{b}{4} \end{cases}$$

Avec : L : entraxe des deux files de pieux. (L = 3.6 m).

b : diamètre de fut, b = 2.00 m.

h : hauteur utile de la semelle (h = H - 0.1 = 1.9 m).

$$\text{On a: } \begin{cases} \tan(\alpha) = \frac{h}{\frac{L-b}{2}} \rightarrow \alpha = 55.62^\circ \geq 45^\circ \\ h = 1.9\text{m} \geq \frac{L}{2} - \frac{b}{4} = 1.3\text{m} \end{cases} \rightarrow \text{Donc les deux conditions sont vérifiées.}$$

$$A_s = \frac{N_{\max}}{\bar{\sigma}_s} \times \frac{\frac{L}{2} - \frac{b}{4}}{h}$$

Tableau IX-12 : VIII.2.4.3. Ferrailage de la semelle.

	N_i (KN)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	A_s (cm ²)
ELS	3539.44	333.33	72.65
ELA	1079.87	500	14.76

- **Armatures transversales inférieure :**

Les armatures transversales placées dans les bandes axées sur les pieux telle que sa largeur L est égale a : $h + \emptyset_{\text{pieux}} = 1.9 + 1.2 = 3.1\text{m}$.

$$A_{\text{inf}}^t = \frac{A_s}{3.1} = 23.43\text{cm}^2/\text{ml} , \text{ soit } 5\text{HA}25 \text{ avec un espacement de } 20 \text{ cm.}$$

- **Armatures transversales supérieures :**

$$A_{sup}^t = \frac{A_{inf}^t}{3} = 7.81 \text{ cm}^2/\text{ml} , \text{ soit } 5\text{HA}14 \text{ avec un espacement de } 20 \text{ cm.}$$

- **Armatures longitudinales inférieures :**

$$A_{inf}^l = \frac{A_{inf}^t}{3} = 7.81 \text{ cm}^2/\text{ml} , \text{ soit } 5\text{HA}14 \text{ avec un espacement de } 20 \text{ cm.}$$

- **Armatures longitudinales supérieures :**

$$A_{sup}^l = \frac{A_{inf}^t}{4} = 5.85 \text{ cm}^2/\text{ml} , \text{ soit } 5\text{HA}12 \text{ avec un espacement de } 20\text{cm.}$$

- **Armatures latérales**

$$A_s = 23.43/10 = 3.34 \text{ cm}^2/\text{ml}, \text{ soit } 5\text{HA}12 \text{ avec un espacement de } 20\text{cm.}$$

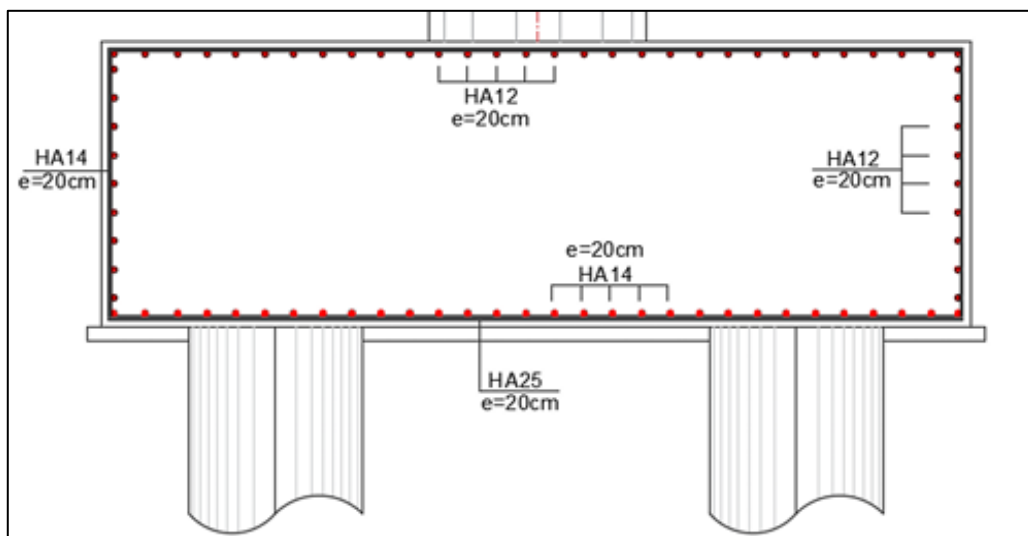


Figure IX-9 : Ferrailage de la semelle.

IX.2.5. Etude des Pieux

IX.2.5.1. Actions sur les pieux

Le pieu est soumis à un moment fléchissant en différents points, ce moment est déterminé par la méthode WARNER, le pieu étant encasté en tête, ce qui implique la seule déformation qui peut se produire est le déplacement avec rotation nulle. Le moment en fonction de la profondeur est calculé par la formule :

$$\bar{M} = -\frac{\chi_{\theta p}}{\chi_{\theta M}} \times \frac{\bar{P}}{\lambda}$$

Avec :

\bar{M} : Moment en tête du pieu.

\bar{P} : Effort tranchant maximale en tête de pieu.

$\chi_{\theta p}, \chi_{\theta M}$: Donnés par les abaques de WARNER en fonction de $\lambda \times L$.

L : la profondeur de la pieu, L = 20 m.

$$\lambda : \text{Coefficient d'amortissement, } \lambda = \sqrt[4]{\frac{b \times C_U}{4EI}}$$

C_U : module de réaction du sol, $C_U = 30 \text{ MN/m}^3$.

b : diamètre des pieux, b = 1.2m.

E : module d'élasticité du béton, E = 33000 MPa.

I : moment d'inertie du pieu, I = 0,101 m⁴.

On aura donc : $\lambda=0.221$,

d'où : $\lambda \times L=4.42$

À partir du tableau de WARNER, on tire les valeurs de $\chi_{\theta p}, \chi_{\theta M}$:

Tableau IX-13 : Tableau de Warner.

$\lambda \times L$	1	1,5	2	3	4	6
$\chi_{\theta p}$	4.03	1.96	1.35	1.16	1.26	1.45
$\chi_{\theta M}$	6.76	2.55	1.62	1.48	1.54	1.65

Par interpolation, on trouve : $\lambda \times L=4.42 \begin{cases} \chi_{\theta p} = 1.30 \\ \chi_{\theta M} = 1.56 \end{cases}$

Tableau IX-14 : Résultats des efforts tranchant et moment fléchissant.

	\bar{P}	\bar{M}
ELU	101.36	381.98
ELS	74.61	281.19
ELA	148.17	558.71

IX.2.5.2. Ferrailage des pieux

Le pieu est considéré comme une pièce soumise à la flexion composée. La section d'acier est calculée à l'aide du logiciel ROBOT EXPERT 2010 dont les notes de calcul se trouvent en Annexe D.

Section d'acier : $A_s = 113,10 \text{ cm}^2$; donc On prend : 24 HA25 avec $S_t=12.5\text{cm}$.

Armature transversale : On prend 1 cercle de HA14 avec un espacement de 15cm dans la zone critique et 30cm dans la zone courante.

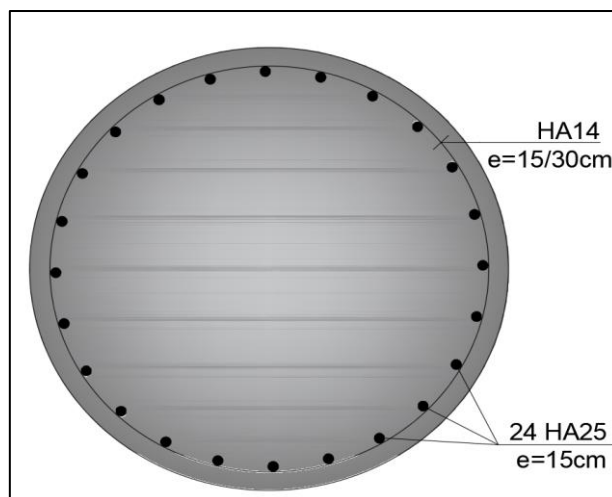


Figure IX-10 : Ferrailage des pieux.

IX.3. ETUDE DE LA CULEE

La culée est un composant essentiel de la structure globale d'un pont. Elle constitue l'appui terminal du tablier, mais sa fonction principale est de relier l'ouvrage au terrain naturel, assurant ainsi une transition fluide et continue entre la chaussée de la route et celle supportée par le pont.

IX.3.1. Conception des Culées

IX.3.1.1. Choix de type de culée

On distingue plusieurs types de culées selon leur conception et leur interaction avec le sol environnant :

- La culée remblayée
- La culée enterrée
- La culée creuse

Suite à l'analyse des données géotechniques du site, la solution retenue est celle d'une culée remblayée, jugée la plus adaptée aux conditions locales.

La culée remblayée comprend plusieurs éléments essentiels :

Mur garde-grève : Protège l'about du tablier et supporte le joint de chaussée et la dalle de transition via un corbeau.

Mur frontal : Voile en béton armé recevant l'about du tablier et les appareils d'appui.

Corbeau : Supporte la dalle de transition et assure le transfert des charges.

Murs en retour : Retiennent les terres du remblai d'accès au pont.

Dalle de transition : Assure une liaison souple-rigide confortable entre la chaussée et le tablier, en limitant les tassements différentiels.

IX.3.1.2. Prédimensionnement de la culée

Les dimensions sont résumées dans le tableau ci-dessous :

Tableau IX-15 : dimensions des éléments de la culée.

Elément de la culée	Dimension
Mur garde grève	H=2.74m L=10m e=0.3m
Mur en retour	e=0.3m
La dalle de transition	H=4m L=9.4m e=0.3m
Mur frontal	H=8m L=10.6m e=1.4m
La semelle	H=9.6m L=10.6m e=2m

IX.3.2. Vérification de la Stabilité de la Culée

La stabilité de la culée sera vérifiée dans des conditions normales. Les efforts qui s'exercent sur celle-ci comprennent des actions horizontales et verticales, résultant du poids propre de la culée, des charges verticales transmises par le tablier, du poids des terres, des effets de freinage ainsi que de la poussée exercée par les terres.

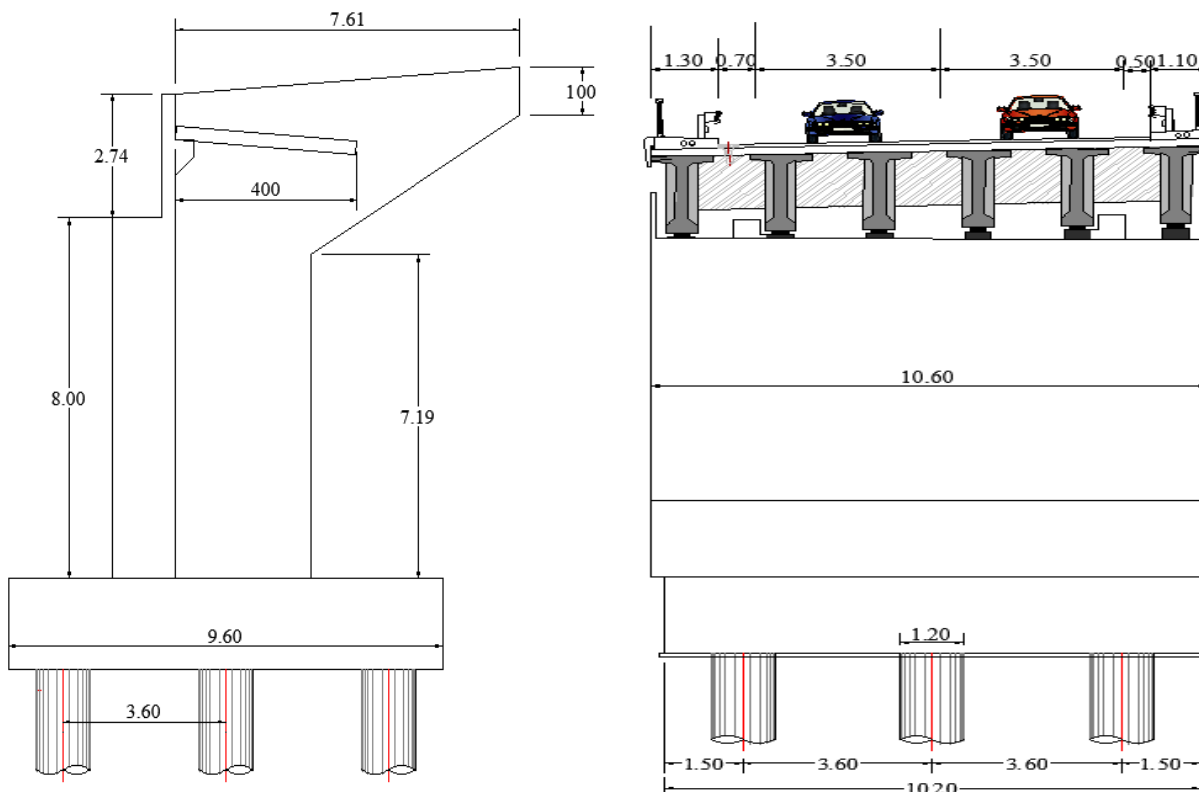


Figure IX-11 : Dimensions de la culée.

IX.3.2.1. Evaluation des efforts agissants sur la culée

Tableau IX-16 : évaluation des efforts dus au poids propre.

Désignation	N (KN)	H (KN)	IFV(x/o)	IFH(y/o)	M _{FV/o}	M _{FH/o}
Semelle	5088	/	0	1	0	/
Mur F	2968	/	-1.80	6.00	- 5345.37	/
DDT	141.00	/	0.90	11.71	127.46	/
Mur en R	1428.51	/	1.25	8.51	1785.64	/
Corbeau	56.40	/	-0.92	11.43	-52.06	/
MGG	205.50	/	-1.25	11.37	-257.08	/
Poids des Terres Amant	3629.34	/	0.40	6.76	1462.62	/
Poids des T sur DDT	310	/	0.90	11.71	280.24	/
Poussée des terres	0	4531.30	/	-4.25	/	-19242.94
Poussée Semelle	0	881.50	/	-1	/	-881.50
Poussée DDT	0	2.51	/	-7.80	/	-19.60
Poids Sur 10kN/m ²	376	/	2.30	/	864.80	/
Poussée Sur 10kN/m ²	/	395.19	/	-6.37	/	-2517.39

Tableau IX-17 : évaluation des efforts dus au tablier.

Désignation	N (KN)	H (KN)	IFV(x/o)	IFH(y/o)	M _{FV/o}	M _{FH/o}
R _g	4420.95	/	-2	/	-8841.89	/
R(Al)	1291.23	/	-2	/	-2582.46	/
R _{bc}	1152.79	/	-2	/	-2305.58	/
R _{Mc120}	1092.38	/	-2	/	-2184.75	/
R _{D240}	1858.46	/	-2	/	-3716.92	/
R _{ST}	60	/	-2	/	-120	/
H _{f+r}	/	121.62	/	-10	/	-1216.22
HT°	/	76.62	/	-10	/	-766.22
Frein Al	/	122.93	/	-10	/	-1229.28
Frein Bc	/	180	/	-10	/	-1800

IX.3.2.2. Combinaisons des efforts

Le tableau ci-dessous résume les sollicitations maximales à l'ELU et à l'ELS :

Tableau IX-18 : Combinaisons des efforts maximales

	Combinaisons	N(KN)	M(KN.m)
ELU	1.35G+0.9T+1.6(Bc+S _T)	26574.85	-56043.54
ELS	G+0.6T+1.2Bc+S _T	19691.04	-40248.94

IX.3.2.3. Actions sur les pieux

$$R = \frac{N}{n} \pm \frac{M_{yi}}{y_i^2}$$

N : effort normal.

M_{yi} : moment maximal.

n : nombre des pieux = 9

y_i : distance entre l'axe de symétrie de la semelle et l'axe de symétrie de pieux considéré.

y_i = 3.6 m.

Tableau IX-19 : Effort revenant à chaque pieu.

Etat	R _{min} (KN)	R _{max} (KN)	Q _p (KN)
ELU	692.69	5550.22	12850
ELS	434.34	4053.38	12350

R_{max-ELS} = 4053.38 KN < 12350 KN.

R_{max-ELU} = 5550.22 KN < 12850 KN → Donc pas de risque de poinçonnement.

R_{min} > 0 → Donc pas de risque de soulèvement.

IX.3.3. Ferrailage des Eléments de la Culée

IX.3.3.1. Ferrailage de mur frontal

Le mur frontal est un élément encastré dans la semelle, soumis à un effort de flexion composé.

Tableau IX-20 : Efforts statiques agissants sur le mur frontal.

Désignation	N (KN)	H (KN)	IFV(x/o)	IFH(y/o)	M _{FV/o}	M _{FH/o}
Mur F	2968	/	0	4	0	/
DDT	141	/	0.9	9.72	126.9	/
					0	/
Corbeau	56.4	/	0.877	9.43	49.46	/
MGG	205.5	/	0.549	9.37	112.81	/

CHAPITRES IX : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

Poids des T sur DDT	309.99	/	0.9	9.72	278.99	/
Poussée des terres	0	3631.37	/	-3.58	/	-13000.32
Poussée Sur 10kN/m ²	/	375.68	/	-5.37	/	-2017.43

Tableau IX-21 : Efforts dus au tablier agissant sur mur frontal.

Désignation	N (KN)	H (KN)	IFV(x/o)	IFH(y/o)	M _{FV/o}	M _{FH/o}
Rg	4420,95	/	-0.2	/	-884.19	/
R(Al)	1291,23	/	-0.2	/	-258.25	/
Rbc	1152,79	/	-0.2	/	-230.56	/
RMc120	1092,38	/	-0.2	/	-218.48	/
RD240	1858,46	/	-0.2	/	-371.69	/
RST	60	/	-0.2	/	-12	/
Hf+r	/	121,62	/	-8	/	-972.97
HT°	/	76,62	/	-8	/	-612.97
Frein Al	/	122,93	/	-8	/	-983.42
Frein Bc	/	180	/	-8	/	-1440

- **Les sollicitations plus défavorables**

- ELU : $M_{\max} = -2817.51 \text{ KN.m/ml}$ $N_{\text{cors}} = 1031.84 \text{ KN/ml}$
- ELU : $T_{\max} = 710.76 \text{ KN/ml}$ $N_{\text{cors}} = 1031.84 \text{ KN/ml}$
- ELS : $M_{\max} = -1611.13 \text{ KN.m/ml}$ $N_{\text{cors}} = 764.32 \text{ KN/ml}$

Le ferrailage vertical est effectué par robot Expert en considérant une section rectangulaire (1×1.40) m². (Voir ANNEXE D)

- **Armatures principales :**

$A_s = 39.3 \text{ cm}^2$, soit 9HA25/ml avec un espacement de 20cm.

- **Armatures de construction :**

$A_s' = A_s/3 = 13.1 \text{ cm}^2$, soit 5HA20/ml avec un espacement de 20cm.

- **Armatures transversales :**

$A_s'' = A_s/4 = 9.825 \text{ cm}^2$, soit 4HA20 avec un espacement de 20cm.

IX.3.3.2. Ferrailage de la dalle de transition

La dalle de transition est considérée comme une dalle rectangulaire simplement appuyée. Elle est sollicitée par son propre poids, les surcharges ainsi que le poids des remblais situés au-dessus.

Tableau IX-22 : Efforts agissants sur la dalle de transition.

Type de charge	Q (kN/ml)	M (KN.m/ml)	V (kN)
Poids propre	7.5	15	15
Revêtement	1.92	3.84	3.84
Remblai	18.18	36.36	36.36
Surcharges	10	20	20

Tableau IX-23 : Combinaisons des efforts agissants sur la dalle de transition

Cas	Combinaisons	M(KN.m/ml)
ELU	1.35MG + 1.6 MQ	106.52
ELS	MG + 1.2 MQ	79.2

- **Armatures principales :**

$A_s = 14.3 \text{ cm}^2$, soit 5HA20/ml avec un espacement de 20cm.

- **Armatures de construction :**

$A_{s'} = A_s/3 = 4.77 \text{ cm}^2$, soit 4HA14/ml avec un espacement de 20cm.

- **Armatures transversales :**

$A_{s''} = A_s/4 = 3.58 \text{ cm}^2$, soit 4HA12 avec un espacement de 20cm.

IX.3.3.3. Ferrailage de mur garde grève

Le mur garde-grève est dimensionné en flexion simple en prenant en compte les charges horizontales suivantes :

- La poussée des terres,
- La poussée d'une charge localisée à l'arrière du mur,
- La force de freinage générée par la charge Bc.
- **Moment dû à la poussée des terres :**

$$M_p = p \times \frac{H}{3}$$

Où H représente la hauteur de mur garde grève.

$$P = \frac{1}{2} \times K_{ah} \times \gamma \times H^2 \times L$$

On trouve : $P = 22.3 \text{ KN/ml}$,

$$M_p = 20.37 \text{ KN.m/ml}$$

$$M_{ELU} = 27.49 \text{ KN.m/ml},$$

$$M_{ELS} = 20.37 \text{ KN.m/ml}$$

- **Moment dû à la force de freinage du camion Bc : « cas d'une roue » :**

$$M_F = \frac{2\mu \times P \times H}{0.25 + 2 \times H}$$

Avec : μ : coefficient de pondération, $\mu=1.6$ à l'ELU et $\mu= 1.2$ à l'ELS.

P: 60KN.

$$M_{F-ELU} = 91.81 \text{ KN.m/ml}$$

$$M_{F-ELS} = 68.86 \text{ KN.m/ml}$$

- **Poussée d'une charge locale située en arrière de mur garde grève :**

$$M_p = \frac{12K}{0.75 + 2 \times H} \times \int_0^H \frac{H - x}{(0.25 + x)}$$

Avec : H : hauteur de mur garde grève.

$$K = K_a \times b_c \times \gamma \times \delta$$

Avec : γ : coefficient de pondération, $\gamma = 1.6$ à l'ELU et $\gamma = 1.2$ à l'ELS.

b_c : coefficient de pondération de système Bc.

δ : coefficient de majoration dynamique pour une surcharge sur remblai.

On a : H = 2.74 m, par interpolation on trouve : $M_p/K = 9.01 \text{ t.m/ml}$.

Donc : $K_u = 0.67$, $K_s = 0.5$

$$M_{P-ELU} = 60.28 \text{ KN.m/ml}$$

$$M_{P-ELS} = 45.21 \text{ KN.m/ml}$$

Tableau IX-24 : Combinaisons des actions agissant sur le mur garde grève.

Cas	Combinaisons	M(KN.m/ml)
ELU	$1.35 \times M_G + 1.6 \times M_Q$	179.59
ELS	$M_G + 1.2 M_Q$	134.44

- **Armatures principales :**

$A_s = 18.7 \text{ cm}^2$, soit 6HA20/ml avec un espacement de 20cm.

- **Armatures de construction :**

$A_s' = A_s/3 = 6.23 \text{ cm}^2$, soit 4HA12/ml avec un espacement de 20cm.

- **Armatures** **Tableau IX-25 : Valeurs de M_p/K transversales :**

H(m)	0.5	0.75	1	1.5	2	2.5	3
$M_p/K \text{ (t.m/ml)}$	2.23	3.4	4.41	6.11	7.45	8.56	9.49

$A_s'' = A_s/4 = 4.68 \text{ cm}^2$, soit 4HA10 avec un espacement de 20cm.

IX.3.3.4. Ferrailage de mur en retour

Le mur en retour est supposé encastré sur ces deux cotés (côté de la semelle et coté de mur frontal). Pour le calcul des sollicitations on utilise un modèle 3D à l'aide de logiciel ROBOT.

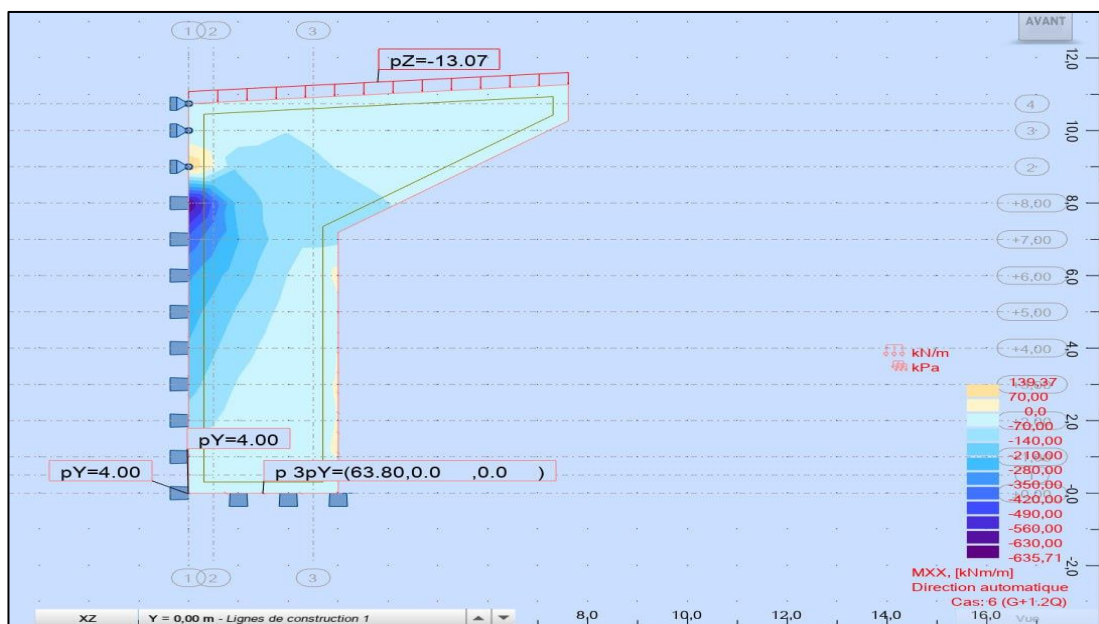


Figure IX-12 : Sollicitations Mxx sur le mur en retour à l'ELS.

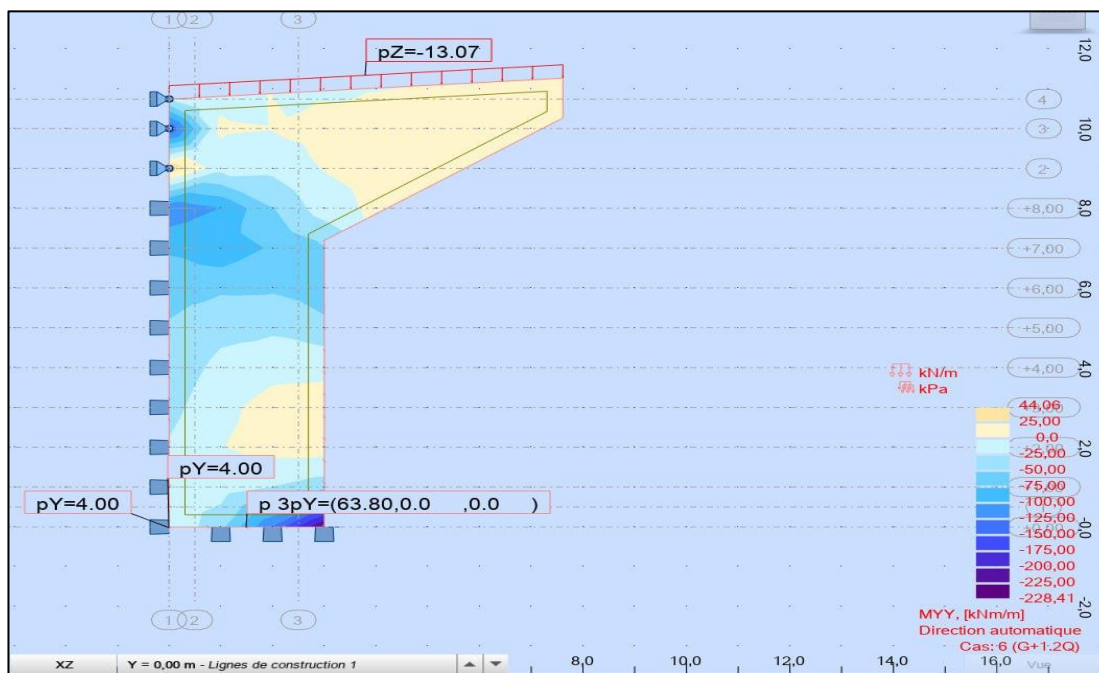


Figure IX-13 : Sollicitations Myy sur le mur en retour à l'ELS.

Le ferrailage dans les deux directions, pour la face intérieure en contact avec le remblai, est déterminé à l'aide du logiciel Robot, en se basant sur la flexion simple à l'État Limite de Service (ELS).

- **Résultats à ELS :**

$$M_{xx} = 490 \text{ KN.m} \quad M_{yy} = 150 \text{ KN.m}$$

- **Ferraillage horizontal :**

$A_s = 40.7 \text{ cm}^2$ soit (2HA25+ 4HA 32) /ml avec un espacement de 20 cm.

- **Armatures de construction :**

$A_{s'} = A_s/3 = 13.56 \text{ cm}^2$ soit 7HA16 /ml avec un espacement de 20 cm.

- **Ferraillage vertical :**

$A_s = 11.8 \text{ cm}^2$ soit (1HA20+ 2HA 25) /ml avec un espacement de 20 cm.

- **Armatures de construction :**

$A_{s'} = A_s/3 = 3.93 \text{ cm}^2$ soit 3HA14 /ml avec un espacement de 20 cm.

IX.3.3.5. Ferraillage du corbeau d'appui de la dalle de transition

Le corbeau c'est un appui pour la dalle de transition, il est soumis à sa réaction.

- **Réaction due au poids des charges permanentes :**

La réaction due au poids des charges permanentes est donnée par la formule suivante :

$$R_{cp} = \frac{q_{cp} \times L}{2}$$

Avec : $q_{cp} = q_{remblais} + q_{revetement} + q_{p-dalle-de-transition}$

L : longueur de la dalle de transition ; L=4 m

Donc $R_{cp} = 55.2 \text{ KN/ml}$

- ❖ **Réaction des surcharges sur remblai :**

La réaction due aux surcharges sur remblai est donnée par la formule suivante :

$$R_{sur} = \frac{q_{sur} \times L}{2}$$

Avec : $q_{sur} = 10 \text{ KN/ml}$

L : longueur de la dalle de transition ; L=4 m

Donc $R_{cp} = 20 \text{ KN/ml}$

Donc les réactions maximales sollicitant le corbeau d'appui à l'ELU et à l'ELS sont :

$$R_{ser} = R_G + 1.2R_Q = 79.2 \text{ KN/ml}$$

$$R_{ult} = 1.35R_G + 1.6R_Q = 106.52 \text{ KN/ml}$$

- **Armatures principales :**

$A_s = 10.4 \text{ cm}^2$, soit 4 HA20/ml avec un espacement de 20cm.

CHAPITRES IX : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

- **Armatures de construction :**

$As' = As/3 = 3.47 \text{ cm}^2$, soit 4HA12/ml avec un espacement de 20cm.

- **Armatures transversales :**

$As'' = As/4 = 2.6 \text{ cm}^2$, soit 4HA10 avec un espacement de 20cm.

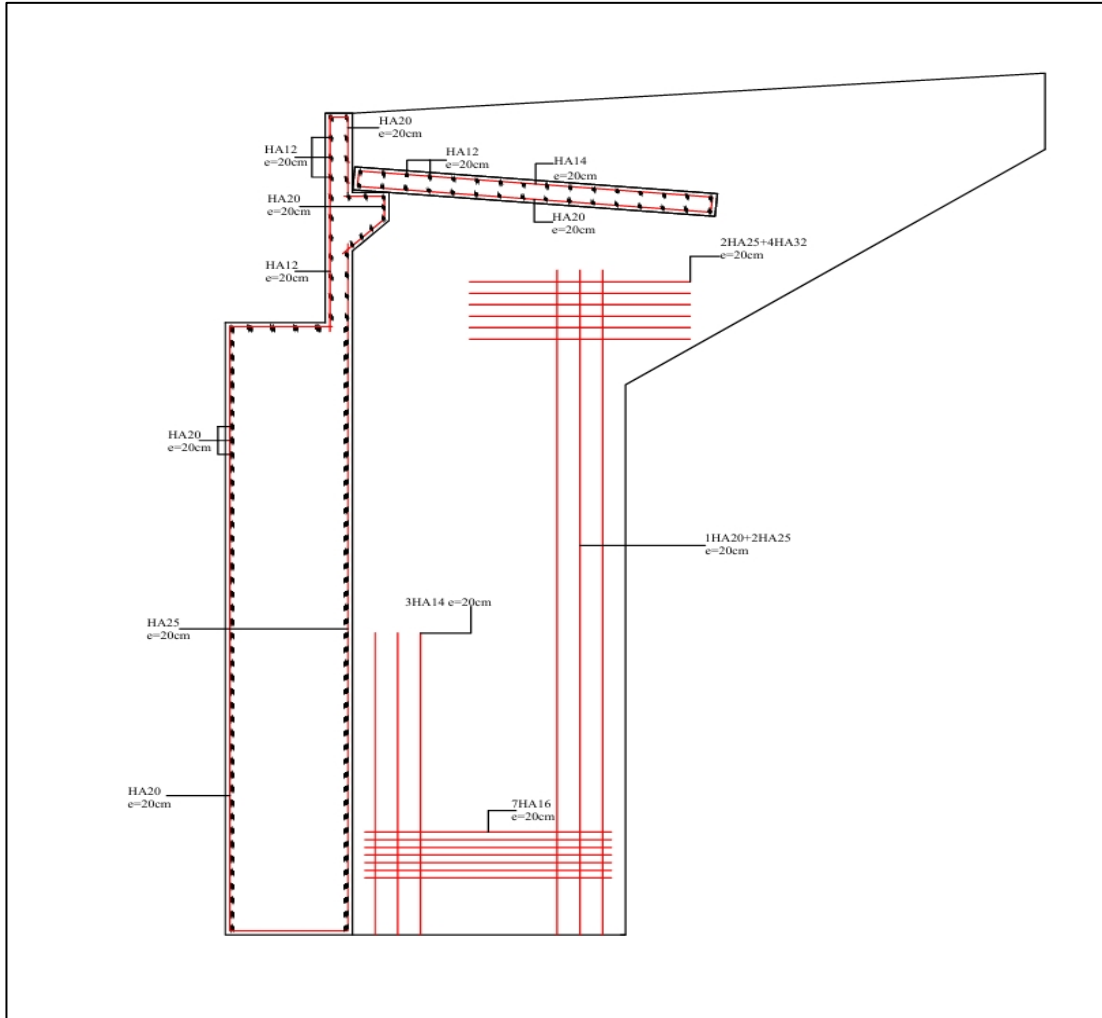
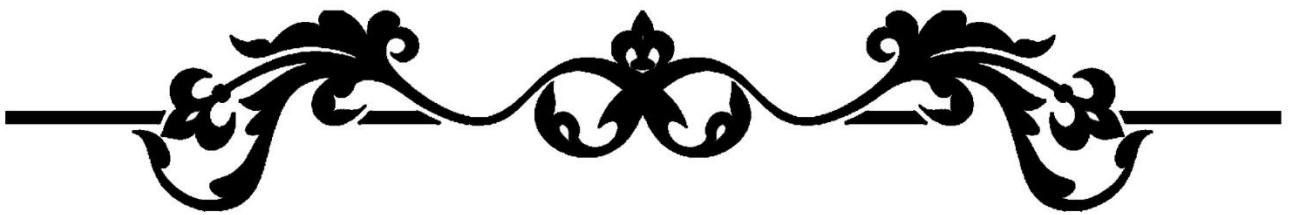


Figure IX-14 : Ferrailage de la culée

IX.4. CONCLUSION

Ce chapitre est consacré à l'étude de l'infrastructure. Il aborde le dimensionnement et la vérification de la stabilité de la pile et de la culée, ainsi que le calcul du ferrailage de leurs éléments, dans le but de garantir la sécurité et la durabilité de l'ouvrage.



CONCLUSION GENERALE



CONCLUSION GENERALE

Notre projet de fin d'étude consiste à faire la conception et l'étude d'un pont à poutres, qui est basé sur les règles fondamentales de : la mécanique des sols, la résistance des matériaux, du béton armé et du béton précontraint ; ainsi que l'effet de séisme.

Ce travail nous a permis d'approfondir et de compléter nos connaissances acquises tout au long de notre formation au sein de l'ENSTP.

Ce projet de fin d'études nous a permis d'avoir une idée sur le calcul des ouvrages en béton précontraint et d'améliorer nos connaissances, nous a permis aussi de bien visualiser les différentes phases d'exécution d'un ouvrage d'art, d'appliquer tous les règlements (BAEL et RPOA...etc...). Et par la suite de pouvoir utiliser les logiciels du domaine tels que l'AUTOCAD, MIDAS, ROBOT, ainsi que le Microsoft Office.

En général, l'étude d'un pont mobilise la maîtrise de plusieurs disciplines fondamentales des sciences de l'ingénieur, telles que la résistance des matériaux, la mécanique des milieux continus, la mécanique des sols, les techniques de précontrainte, ainsi que le calcul numérique.

C'est une expérience qui nous mettra dans peu de temps dans le monde professionnel avec beaucoup de confiance.

BIBLIOGRAPHIE

Règlements et cours :

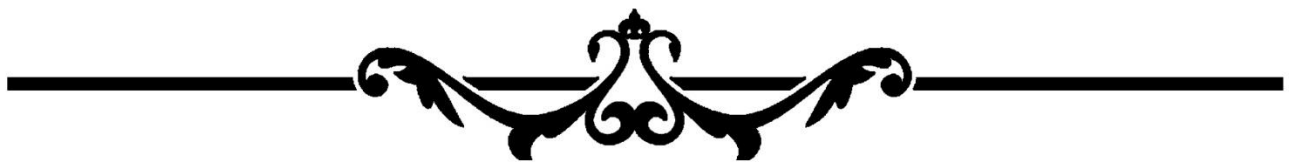
- BAEL, Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites, BAEL 91 révisé 99, 1999.
- BPEL, Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton précontraint suivant la méthode des états limites, BPEL 91 révisé 99, 1999.
- Document SETRA, Ponts en béton précontraint construits par encorbellements successifs. Ministère de l'équipement, des transports, du logement, du tourisme et de la mer (France), juin 2003.
- Document SETRA, Ponts mixtes acier-béton bipoutres, Guide de conception, SETRA, France, 1990.
- Règles définissant les Charges à appliquer pour le Calcul et les épreuves des Ponts Routes (RCPR), Algérie, ministère des Travaux publics ,2009.
- RPOA, Règles Parasismiques Applicables au domaine des Ouvrages d'Art, Algérie, Ministère des Travaux publics, 2008.
- Document SETRA, Appareils d'appui en élastomère fretté, utilisation pour les ponts viaducs et structures similaires, guide technique, ministère de l'Équipement, des transports, du logement, du tourisme et de la mer (France), juillet 2007.
- Service d'étude technique des routes et autoroutes (SETRA), appuis des tabliers PP73.
- Freyssinet sustainable technology, joint de chaussée CIPEC. 1 bis, rue du Petit Clamart 78140 Vélizy-Villacoublay – France, juin 2010.
- Eurocodes 3 et 4.
- Robert CHAUSSIN (1992), Béton Précontraint, ENPC, Direction Technique des Ouvrages d'Art au Laboratoire Central des Ponts et Chaussées (France).
- Mr. ZOURGUI HEMAIDI.NADJIB. Cours de pont, application de la méthode de Guyon MASSONNET pour les ponts à poutre, ENSTP 2023.
- BELAOURA. Cours de Béton Précontraint, ENSTP 2023.
- BELAOURA. Cours de Béton Armé, ENSTP 2023.
- BENREDHOUANE. Cours de Béton Armé, ENSTP 2023.

Anciens projets de fin d'étude :

- CHAMI NADJIB IBRAHIM ; Conception et étude du viaduc v02/01 du pk 2+204.65 au pk 2+524.35 relevant de la liaison autoroutière m'sila – 4ème rocade.
- CHAMI SAID ; Conception et étude du viaduc v18 du pk 32+700 au pk 33+500 relevant de la pénétrante de Tizi ousou.
- BELGACEM Nassim CHENITI Billel ; Conception et étude d'un pont sur la déviation de la ville d'Azazga wilaya de Tizi-ousou.
- Arar Karim Ghellaf Mounir ; Conception et étude d'un pont a poutres à la Wilaya d'AIN DEFLA de PK33+297.140 au PK33+503.186



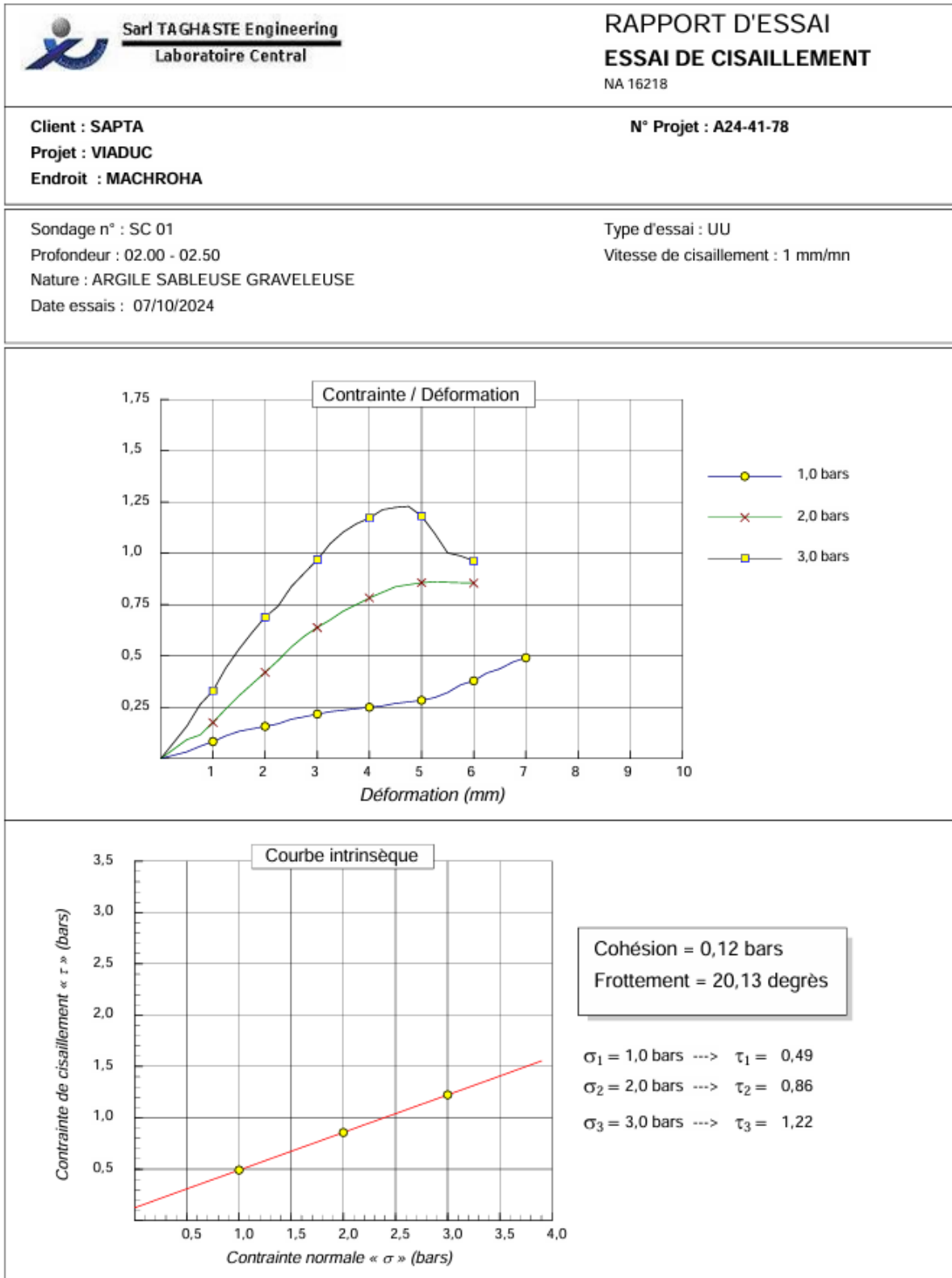
ANNEXE A :
RESULTATS DES ESSAIS
GEOTECHNIQUES



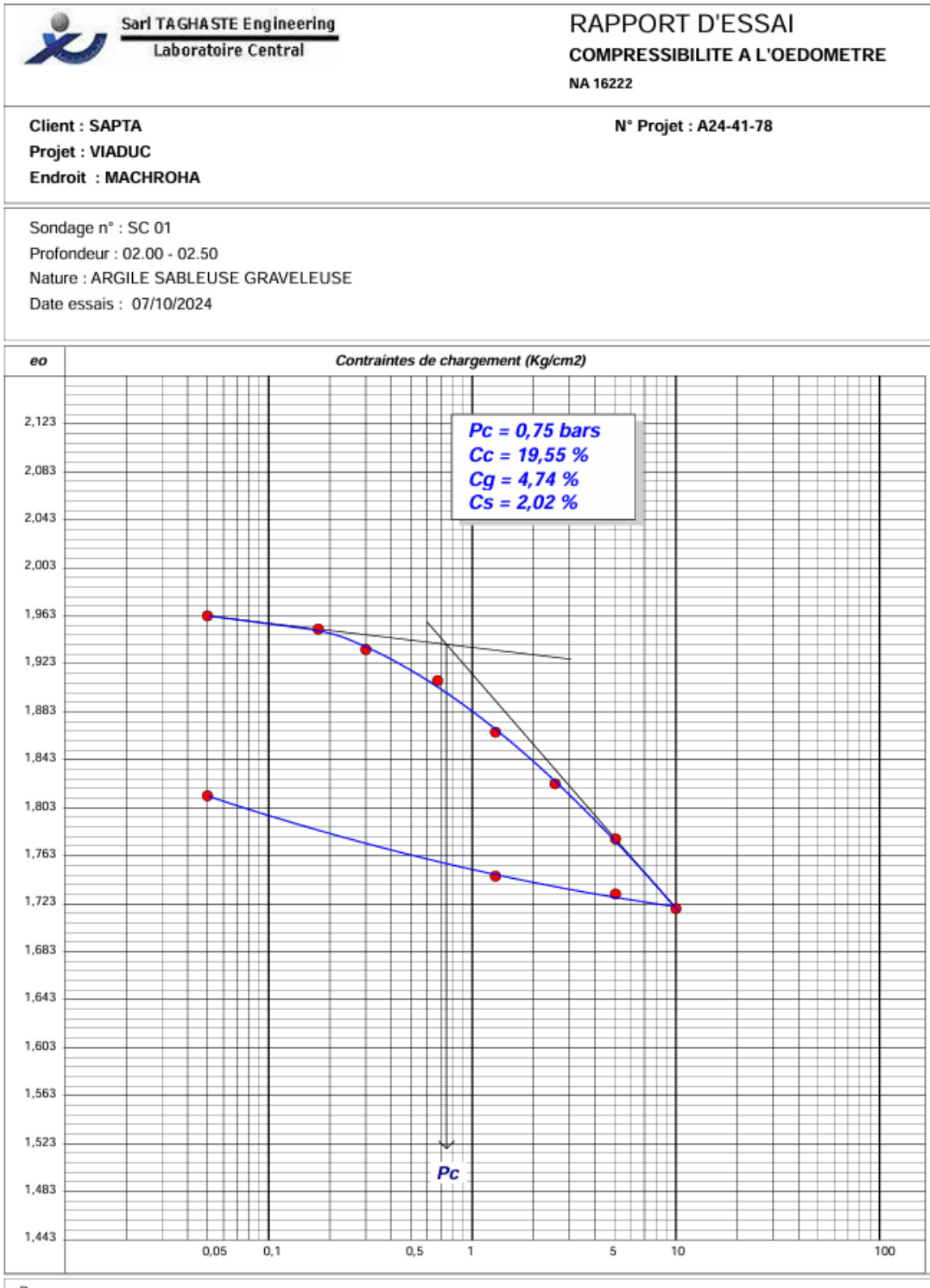
I.1. TABLEAUX RCAPITULATIF DES ESSAIS

Sondage-puit		S01	S01	S01
Profondeur de prélèvement (m)		2.00-2.50	10.80-11.30	22.50-23.00
Nature apparente des échantillons		ARGILE SABLEUSE GRAVELEUS E A MARNEUSE MARRON A JAUNATRE	MARNE GRISE D'ASPECT SCHISTEUX ARGILEUSE PAR ENDROITS	MARNE GRISE D'ASPECT SCHISTEUX ARGILEUSE PAR ENDROITS
Densité sèche γ_d : (t/m ³)		1.74	1.62	1.68
Teneur en eau naturelle : w (%)		15.60	20.60	15.35
Degré de saturation : Sr (%)		76	83	68
Poids spécifique : γ_h (t/m ³)		2.01	1.95	1.94
Granulométrie (%) de passant	2mm	95.07	96.67	96.83
	0.08mm	61.40	77.00	77.93
Limite d'Atterberg	WL	48	42	41
	IP	24	20	19
Indice de consistance : IC		>1	>1	>1
Indice de groupe Ig		12.13	14.52	14.01
Caractéristique Oedométrique	Pc :(Kg/cm ²)	0.75	0.67	0.96
	Cc (%)	19.55	16.85	17.67
	Cg (%)	4.24	4.17	3.96
Cisaillement rectiligne ou tri- axiale	W (%)	15.60	20.60	15.35
	C _{uu} Kg/cm ²)	0.12	0.16	0.18
	ϕ_{uu} (°)	20.13	18.11	17.28
Teneur en sulfates (mg/kg)		2211	2148	1754
(%) de CaCO ₃		24.0	46.0	40.0
Teneur en chlorures (%)		Trace	Trace	Trace

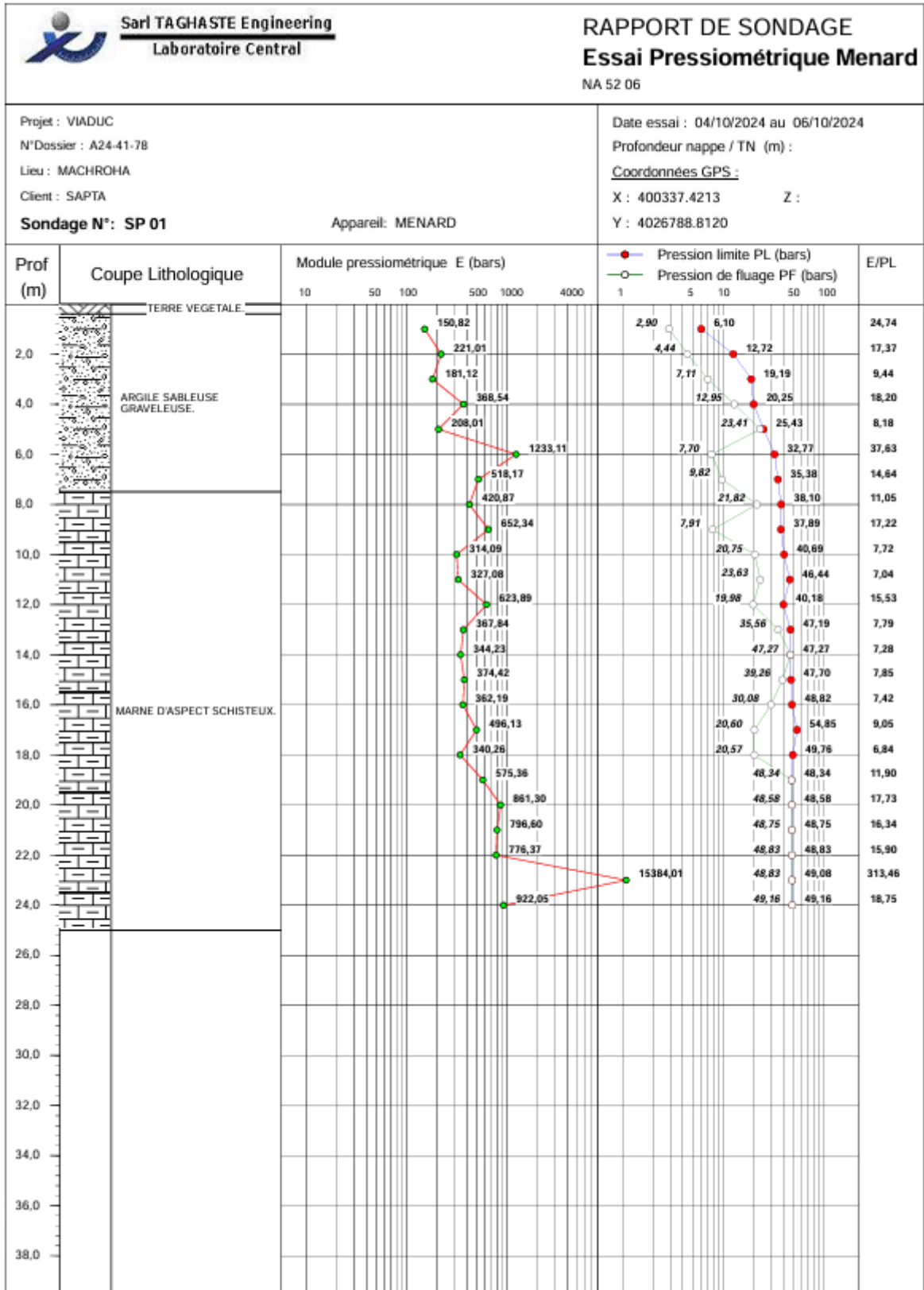
I.4. EXEMPLE D'UN RAPPORT D'ESSAI DE CISAILLEMENT

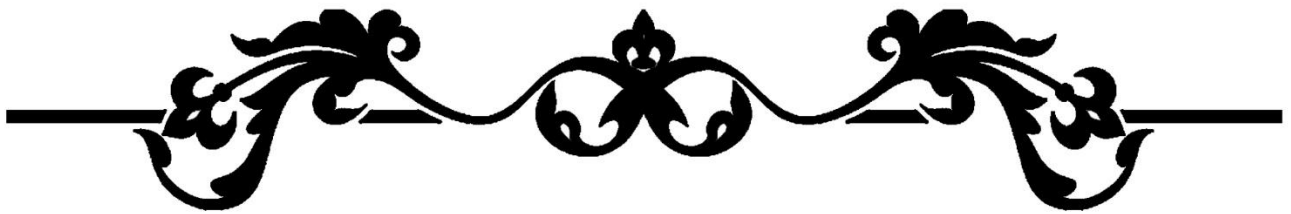


I.5. EXEMPLE D'UN RAPPORT D'ESSAI DE CISAILLEMENT COMPRESSIBILITE A L'OEDOMETRE



I.6. EXEMPLE D'UN RAPPORT DE SONDAGE ESSAI PRESSIOMETRIQUE MENARD





ANNEXE B :

**REPARTITION TRANSVERSALE
DUE AUX SURCHARGES**



1. CALCUL TRANSVERSAL DU TABLIER (GUYON-MASSONNET)

Théta=0.60		Alfa=0=> K0							
e \ y	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0.335	0.697	1.044	1.331	1.459	1.331	1.044	0.696	0.334
b/4	-0.181	0.215	0.611	0.997	1.331	1.523	1.485	1.317	1.115
b/2	-0.524	-0.162	0.211	0.611	1.044	1.485	1.857	2.077	2.235
3b/4	-0.781	-0.480	-0.161	0.215	0.696	1.317	2.077	2.910	3.712
b	-1.011	-0.780	-0.524	-0.180	0.334	1.115	2.235	3.712	5.448

Théta=0.65		Alfa=0=> K0							
e \ y	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0.177	0.622	1.052	1.412	1.575	1.412	1.052	0.622	0.177
b/4	-0.273	0.162	0.601	1.034	1.412	1.614	1.518	1.256	0.952
b/2	-0.520	-0.169	0.197	0.601	1.052	1.518	1.894	2.066	2.154
3b/4	-0.669	-0.430	-0.169	0.162	0.622	1.256	2.066	2.966	3.820
b	-0.788	-0.669	-0.520	-0.273	0.177	0.952	2.154	3.820	5.833

Théta=0.62		Alfa=0=> K0							
e \ y	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0.271	0.667	1.047	1.363	1.505	1.363	1.047	0.667	0.271
b/4	-0.217	0.194	0.607	1.012	1.363	1.559	1.498	1.293	1.050
b/2	-0.522	-0.164	0.205	0.607	1.047	1.498	1.872	2.073	2.203
3b/4	-0.736	-0.460	-0.164	0.194	0.667	1.293	2.073	2.933	3.755
b	-0.922	-0.736	-0.522	-0.217	0.271	1.050	2.203	3.755	5.602

Théta=0.60		Alfa=1=> K1							
e \ y	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0.787	0.883	0.999	1.121	1.187	1.121	0.999	0.883	0.787
b/4	0.579	0.676	0.799	0.954	1.121	1.236	1.220	1.151	1.079
b/2	0.434	0.524	0.641	0.799	0.999	1.220	1.399	1.458	1.468
3b/4	0.336	0.417	0.524	0.676	0.883	1.151	1.458	1.751	1.960
b	0.262	0.336	0.434	0.579	0.787	1.079	1.468	1.960	2.531

Théta=0.65		Alfa=1=> K1							
e \ y	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0.748	0.858	0.996	1.146	1.231	1.146	0.996	0.858	0.748
b/4	0.528	0.633	0.770	0.949	1.146	1.281	1.251	1.156	1.064
b/2	0.382	0.473	0.596	0.770	0.996	1.251	1.455	1.507	1.500
3b/4	0.286	0.364	0.473	0.633	0.858	1.156	1.507	1.841	2.065
b	0.217	0.286	0.382	0.528	0.748	1.064	1.500	2.065	2.734

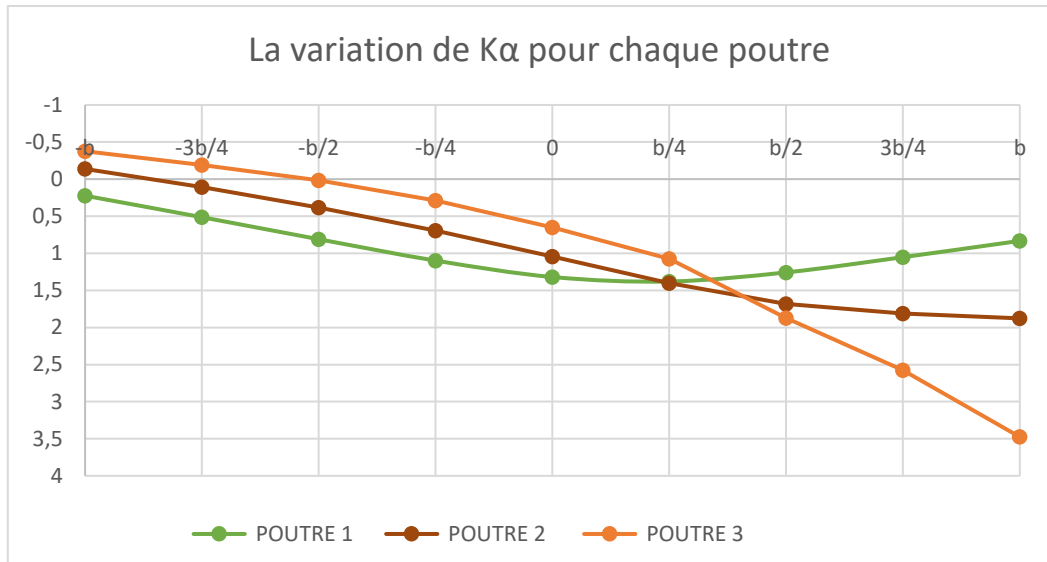
θ=0.62		α=1=> K1							
e \ y	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0.772	0.873	0.998	1.131	1.205	1.131	0.998	0.873	0.772
b/4	0.559	0.658	0.787	0.952	1.131	1.254	1.233	1.153	1.073
b/2	0.455	0.503	0.623	0.787	0.998	1.233	1.422	1.477	1.481
3b/4	0.316	0.396	0.503	0.658	0.873	1.153	1.477	1.787	2.002
b	0.244	0.316	0.413	0.559	0.630	-0.005	1.481	1.176	2.612

2. TABLEAU DES VALEURS DE COEFFICIENT $K\alpha$:

$K\alpha$		$\alpha=0.18=> K\alpha$							
e \ y	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0.461	0.745	1.029	1.275	1.391	1.275	1.029	0.745	0.461
b/4	0.077	0.370	0.676	0.989	1.275	1.443	1.397	1.239	1.058
b/2	-0.150	0.089	0.364	0.676	1.029	1.397	1.701	1.847	1.929
3b/4	-0.336	-0.134	0.089	0.370	0.745	1.239	1.847	2.497	3.089
b	-0.478	-0.336	-0.166	0.077	0.408	0.648	1.929	2.775	4.466

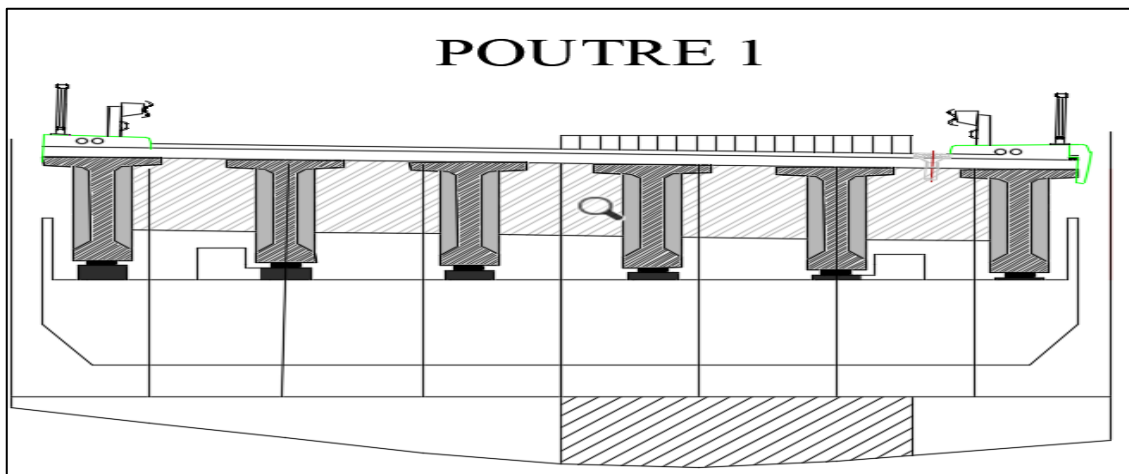
3. COEFFICIENT $K\alpha$ POUR CHAQUE POUTRE

θ=0.62		α=0.18=> $K\alpha$							
e \ y	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
POUTRE 1 y =	0,224	0,513	0,810	1,098	1,320	1,380	1,258	1,052	0,832
POUTRE 2 y =	-0,137	0,106	0,383	0,695	1,044	1,400	1,683	1,811	1,877
POUTRE 3 y =	-0,376	-0,191	0,018	0,289	0,651	1,074	1,870	2,576	3,475

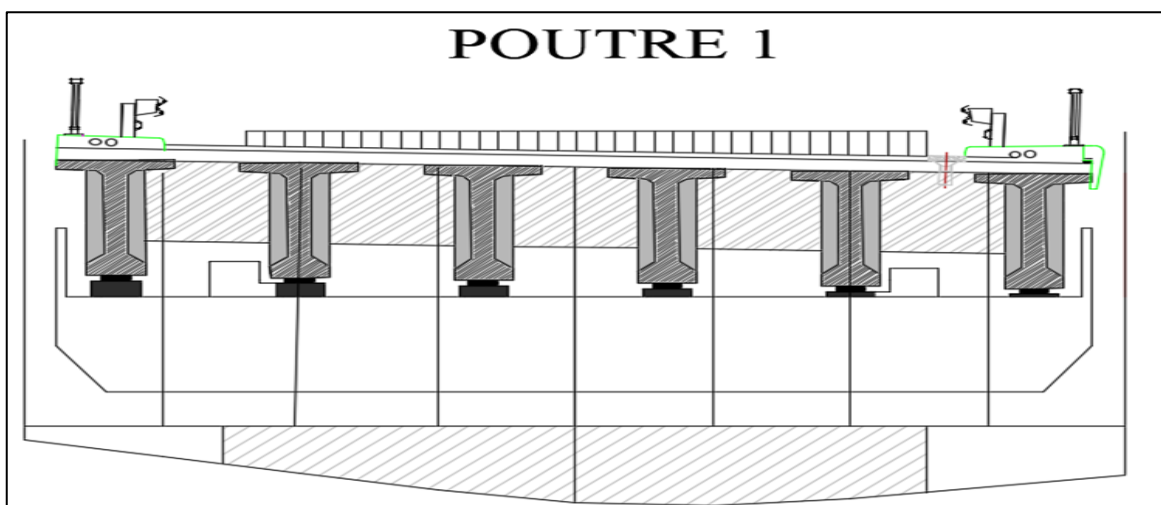


3.1. Surcharge A(l)

- La première poutre



Surface de la surcharge A(L) Pour une voie.

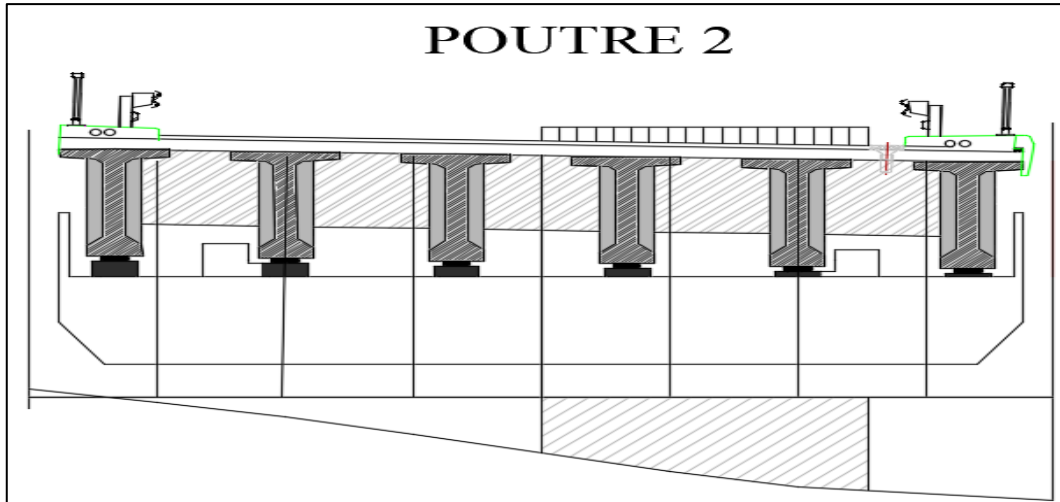


Surface de la surcharge A(L) Pour deux voies.

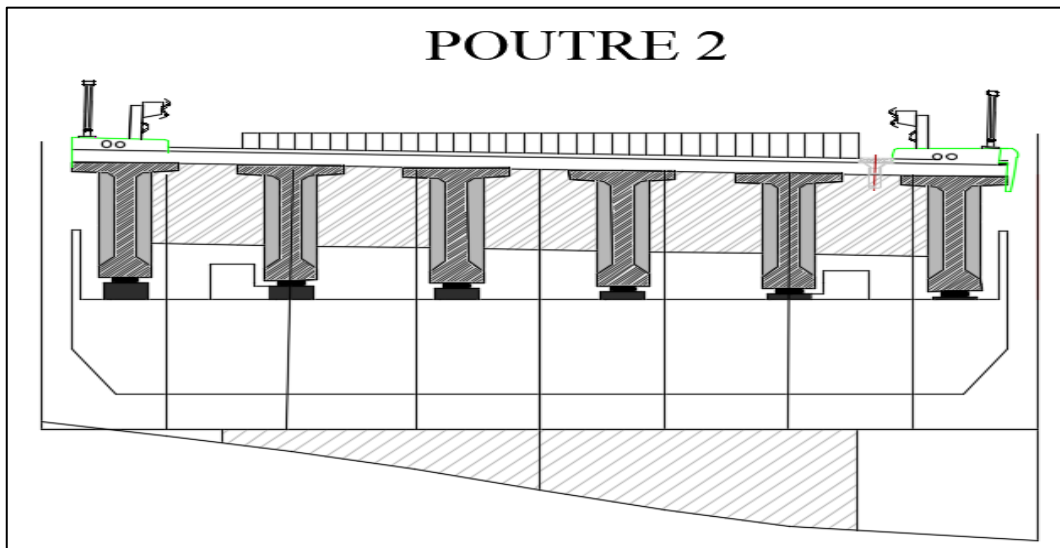
- Valeur de $K_{\alpha \text{ moy}}$ pour poutre 1

Poutre 1		Surface (S)	Largeur de voie (L)	$K_{\alpha \text{ moy}}$
A(L)	Une voie	4.699	3.6	1.305
	Deux voies	8.317	7.2	1.155

- La deuxième poutre :



Surface de la surcharge A(L) Pour une voie.

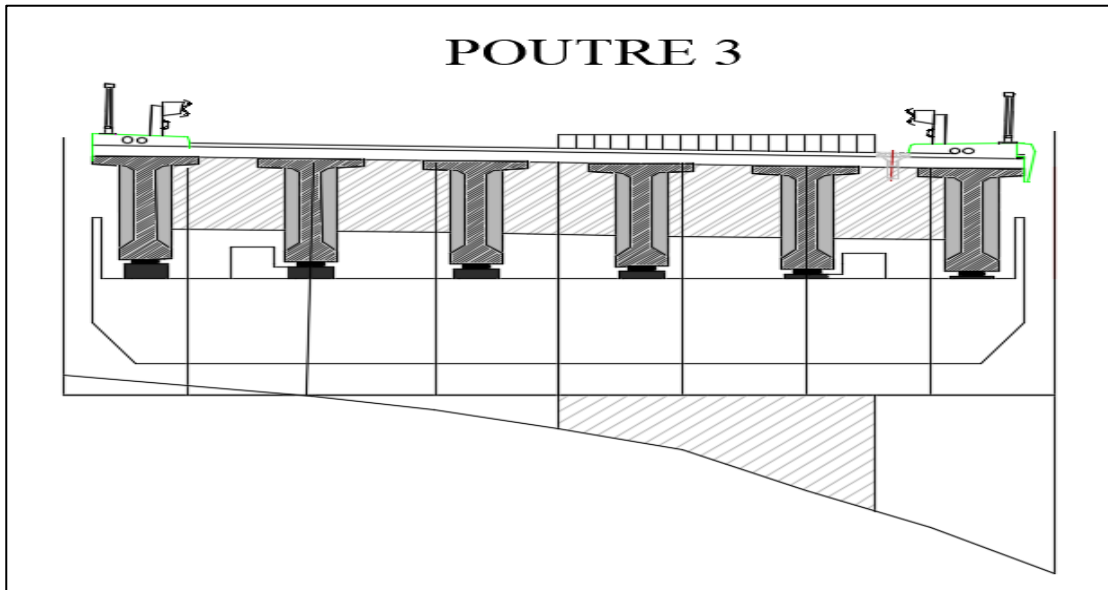


Surface de la surcharge A(L) Pour deux voies.

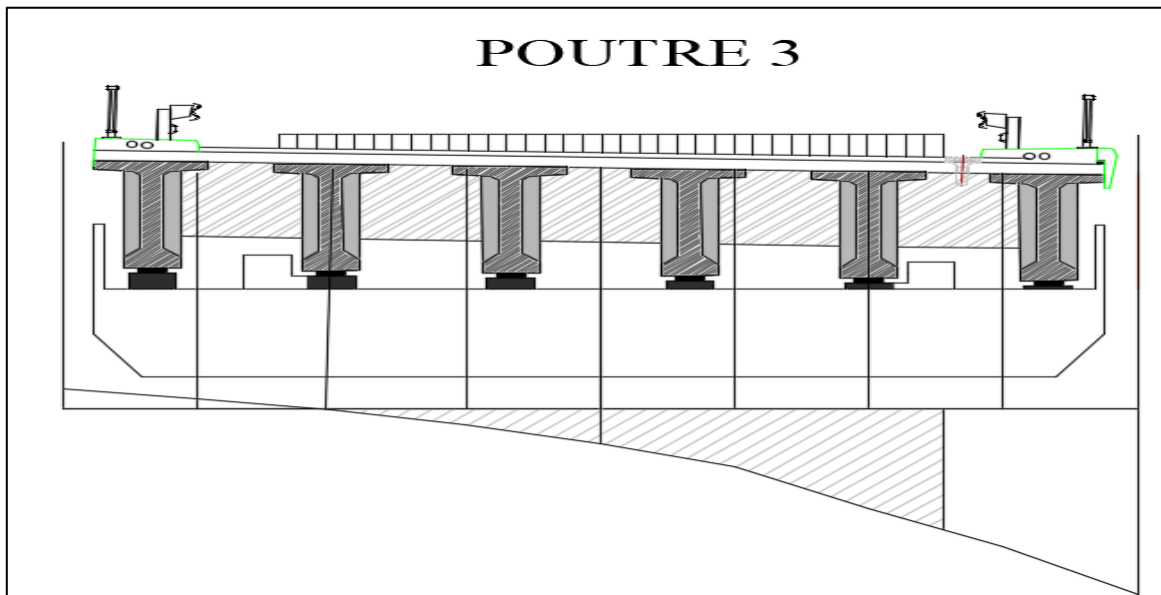
- Valeur de $K_{\alpha \text{ moy}}$ pour poutre 2

Poutre 1		Surface (S)	Largeur de voie (L)	$K_{\alpha \text{ moy}}$
A(L)	Une voie	5.237	3.6	1.305
	Deux voies	7.462	7.2	1.036

- La troisième poutre :



Surface de la surcharge A(L) Pour une voie.

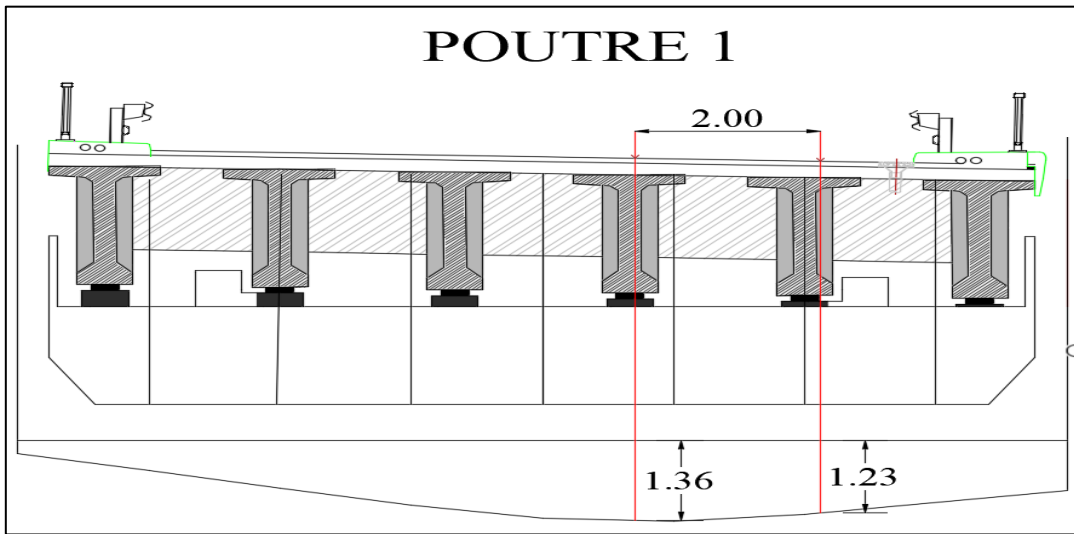


Surface de la surcharge A(L) Pour deux voies.

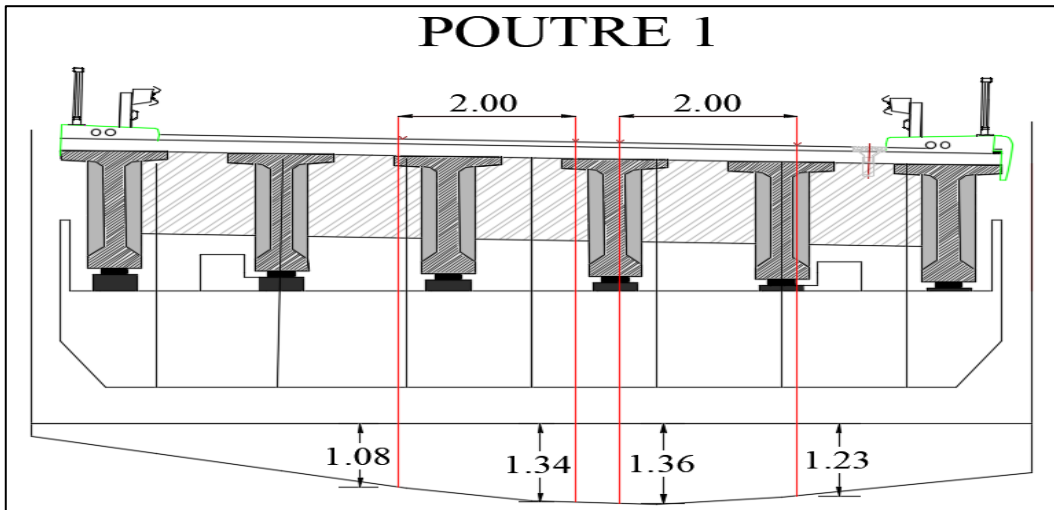
- Valeur de $K_{\alpha \text{ moy}}$ pour poutre 3

Poutre 1		Surface (S)	Largeur de voie (L)	$K_{\alpha \text{ moy}}$
A(L)	Une voie	4.903	3.6	1.305
	Deux voies	5.983	7.2	0.831

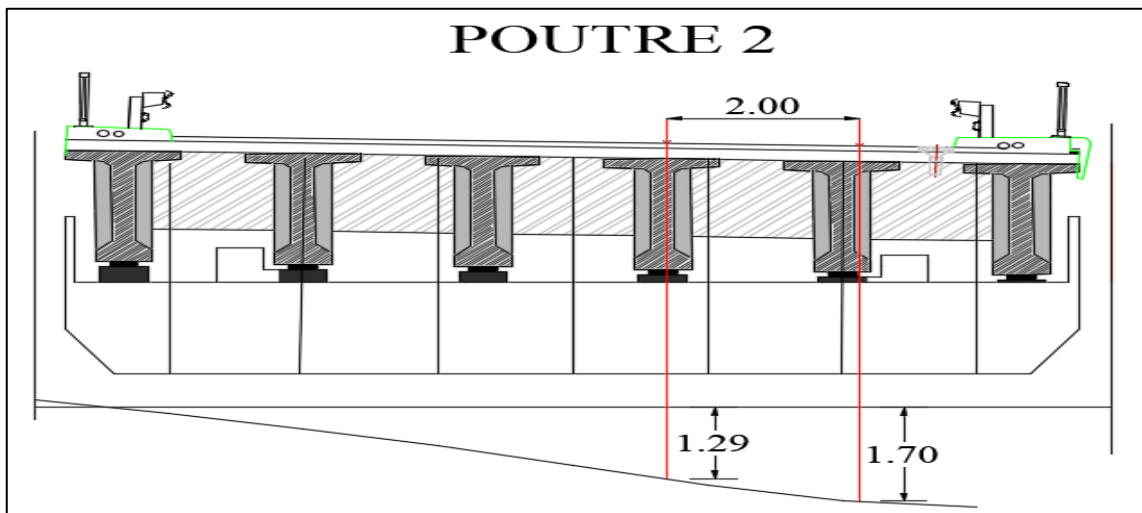
- Surcharge Bc



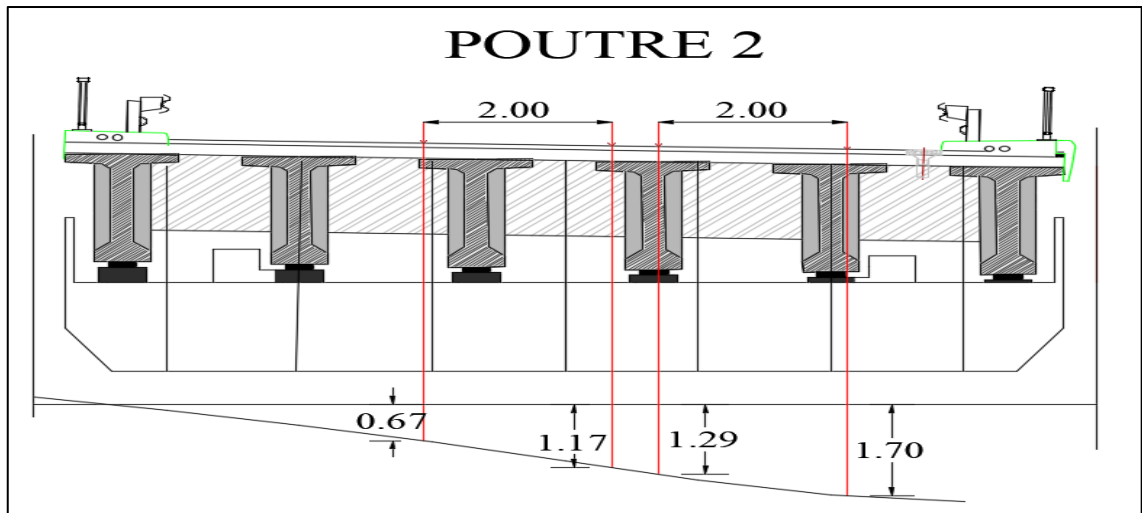
Ligne d'influence pour la poutre 1 sous surcharge Bc pour une voie.



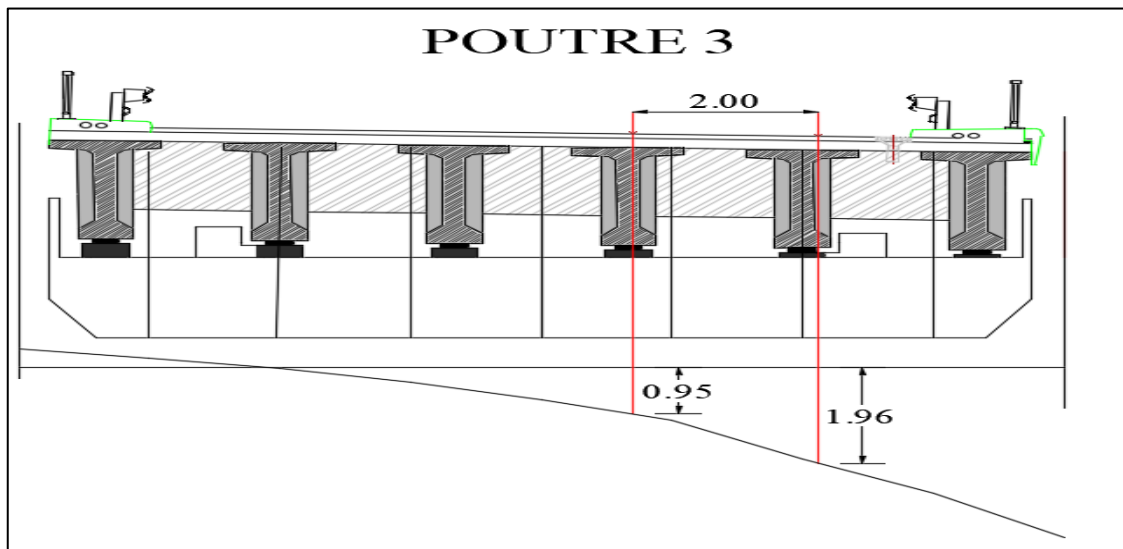
Ligne d'influence pour la poutre 1 sous surcharge Bc pour deux voies.



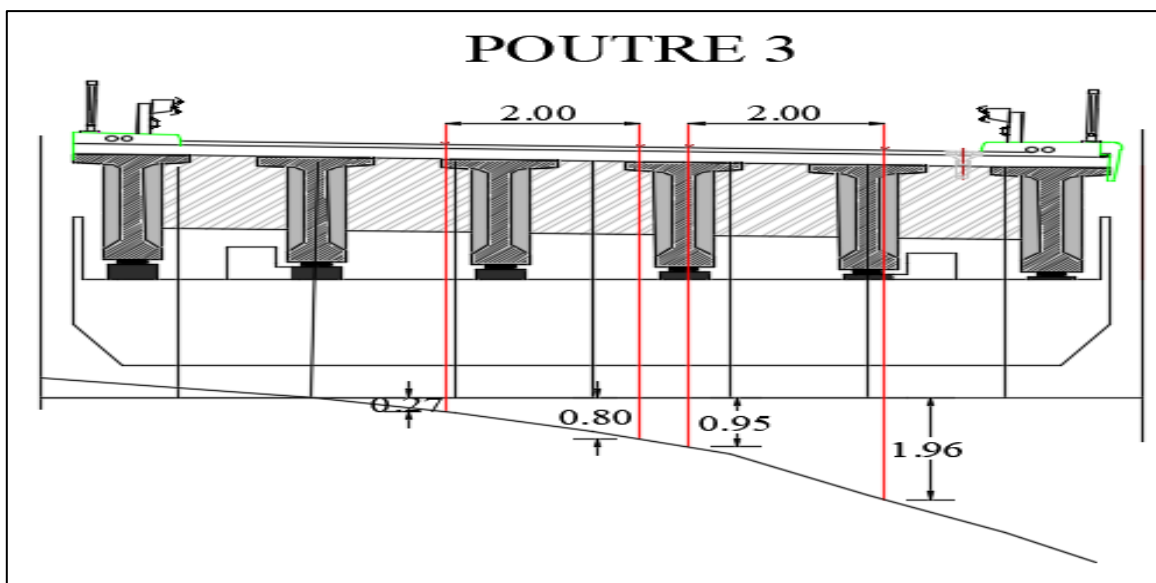
Ligne d'influence pour la poutre 2 sous surcharge Bc pour une voie.



Ligne d'influence pour la poutre 2 sous surcharge Bc pour deux.



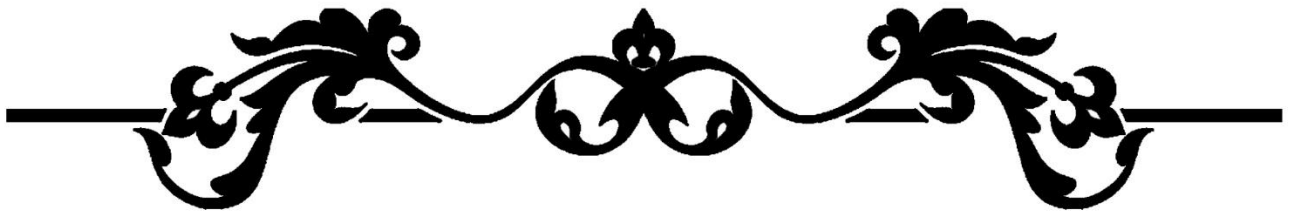
Ligne d'influence pour la poutre 3 sous surcharge Bc pour une voie.



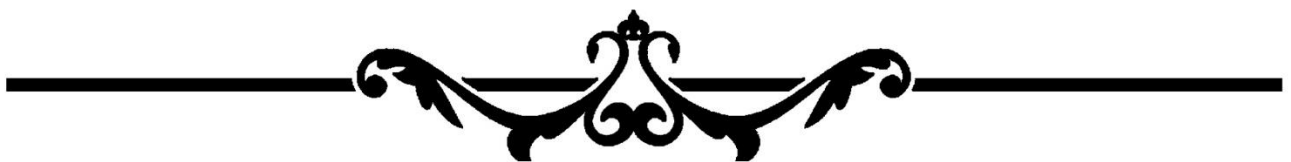
Ligne d'influence pour la poutre 3 sous surcharge Bc pour deux.

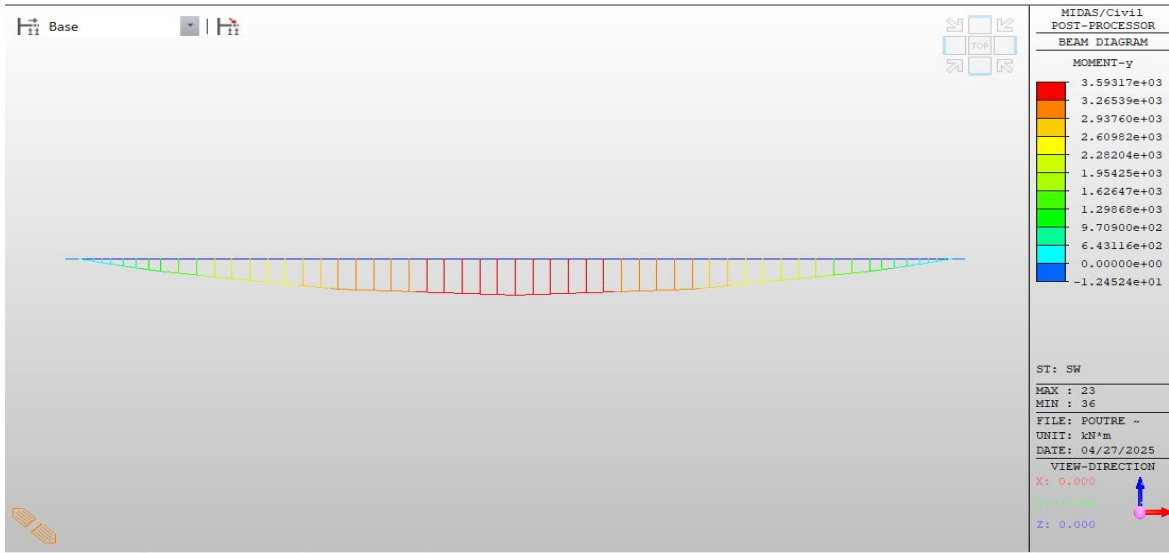
On résume les valeurs de $K\alpha$ moy pour chaque poutre dans le tableau ci-dessous :

Valeur de K	Poutre 1	Poutre 2	Poutre 3	$K_{\alpha moy}$ Poutre 1	$K_{\alpha moy}$ Poutre 2	$K_{\alpha moy}$ Poutre 3
Pour une voie						
K_1	1.23	1.7	1.96	1.30	1.50	1.46
K_2	1.36	1.29	0.95			
Pour deux voie						
K_1	1.23	1.7	1.96	1.25	1.21	1.00
K_2	1.36	1.29	0.95			
K_3	1.34	1.17	0.8			
K_4	1.08	0.67	0.27			

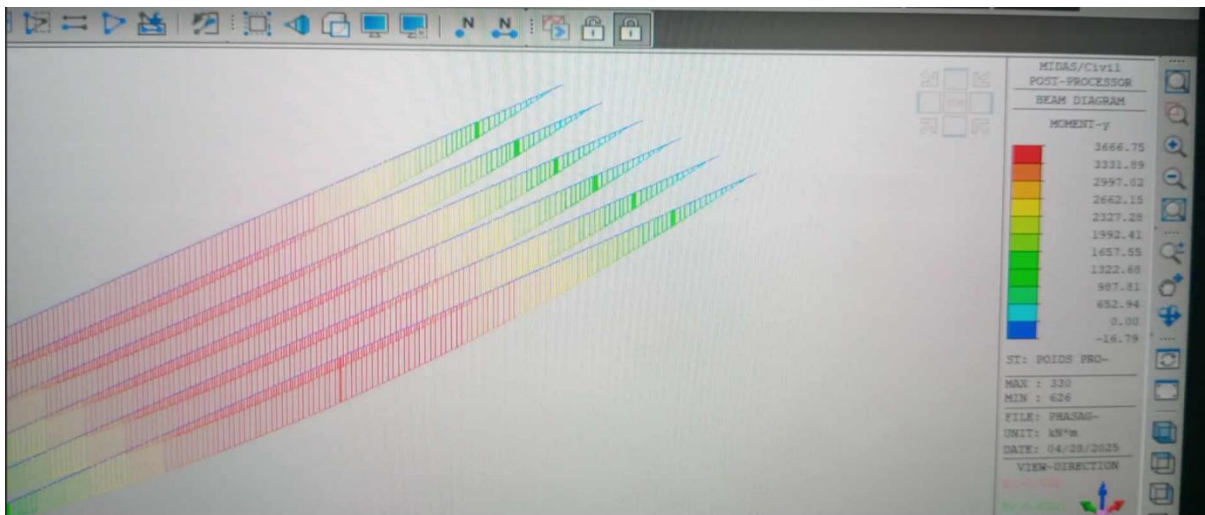


**ANNEXE C:
RESULTATS DU CALCUL
NUMERIQUE**

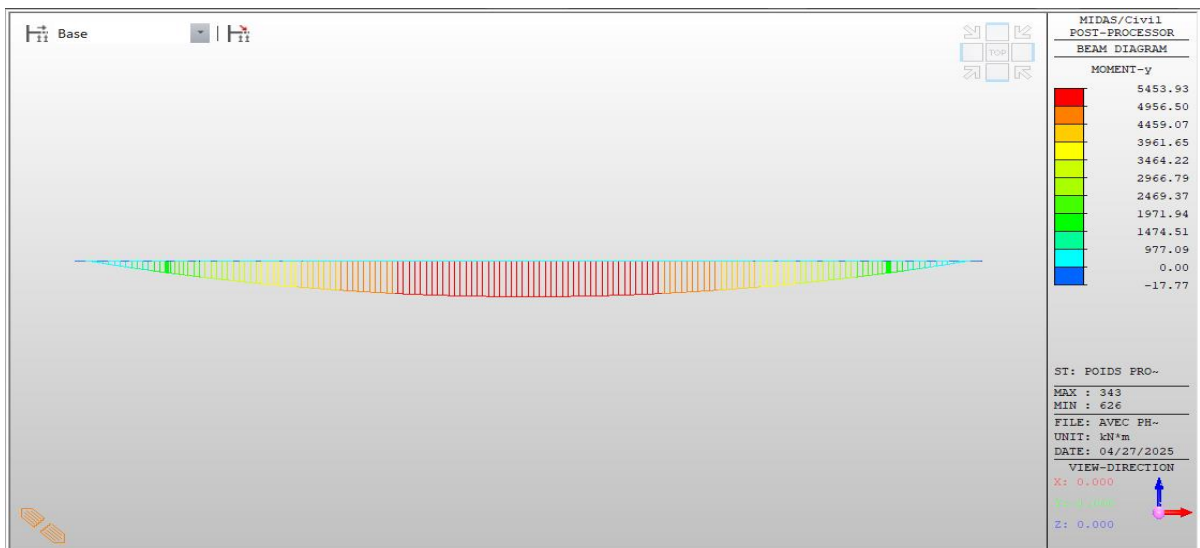




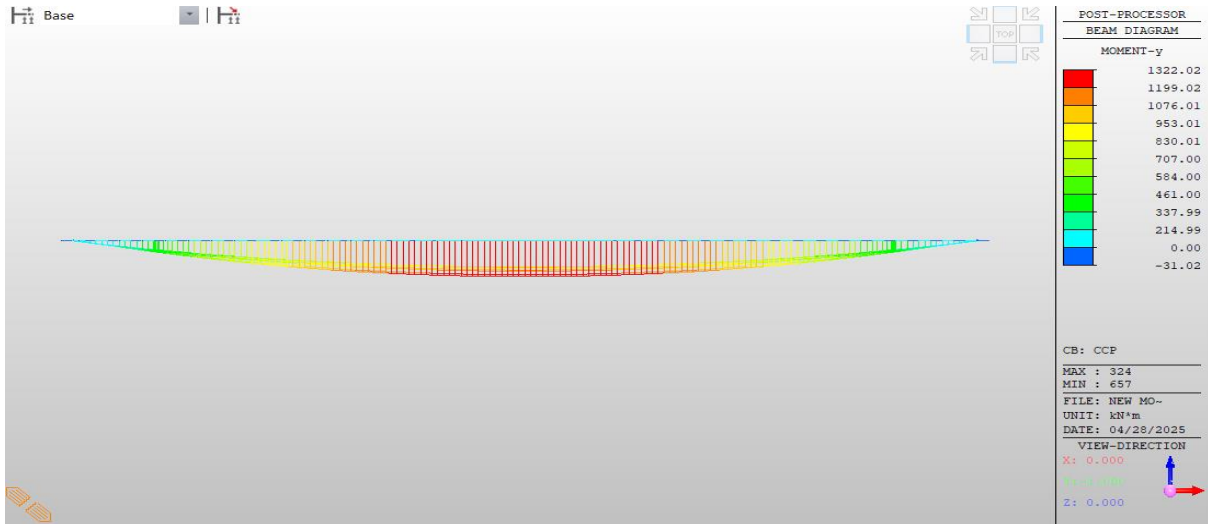
Moment fléchissant sous poids propre d'une seule poutre.



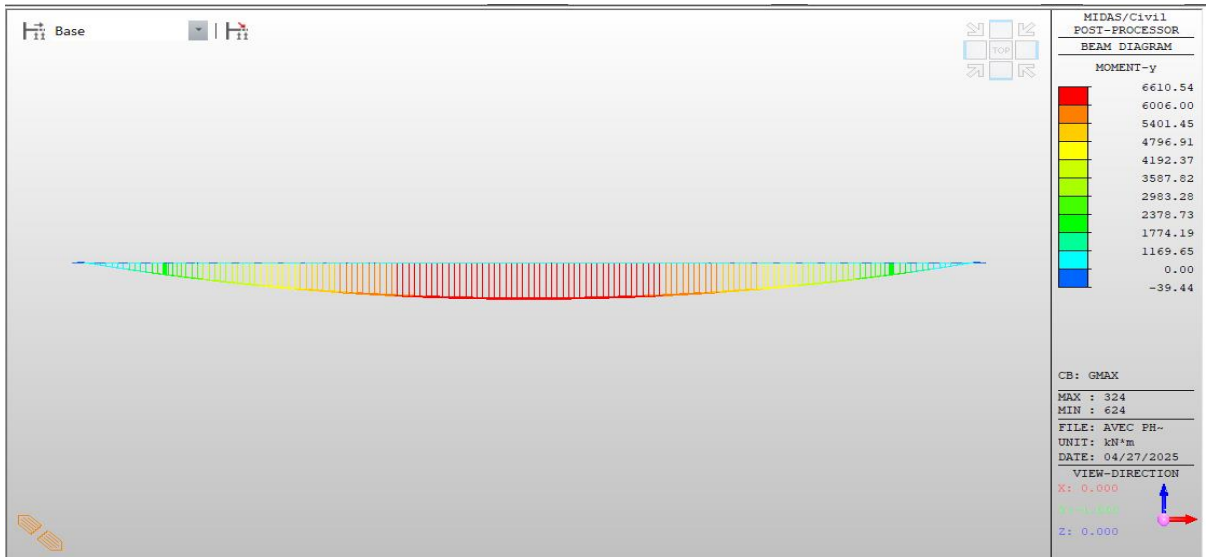
Moment fléchissant de la dalle.



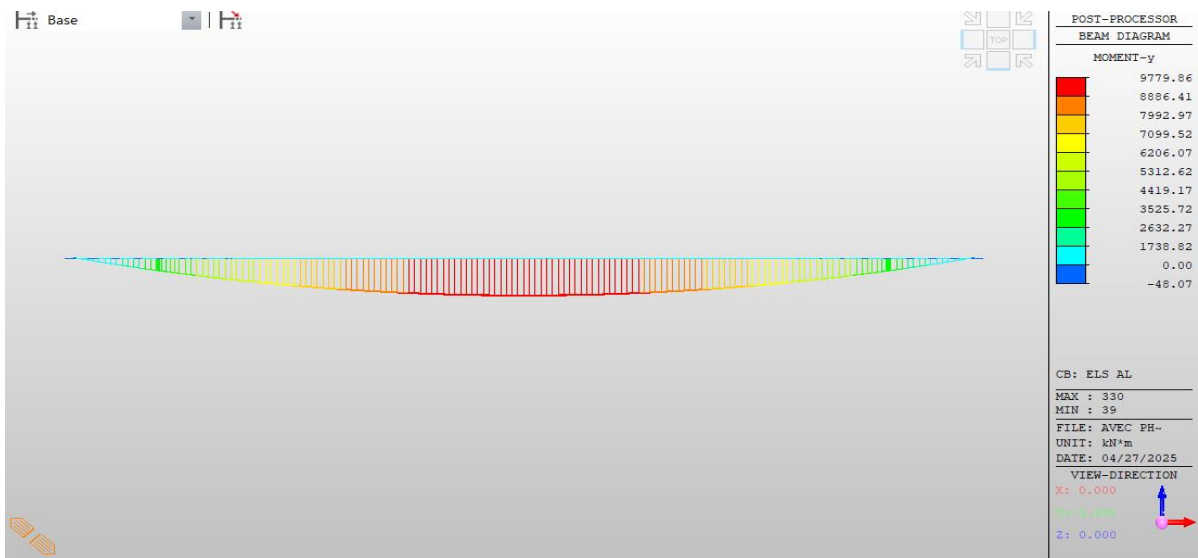
Moment fléchissant d'une poutre + dalle.



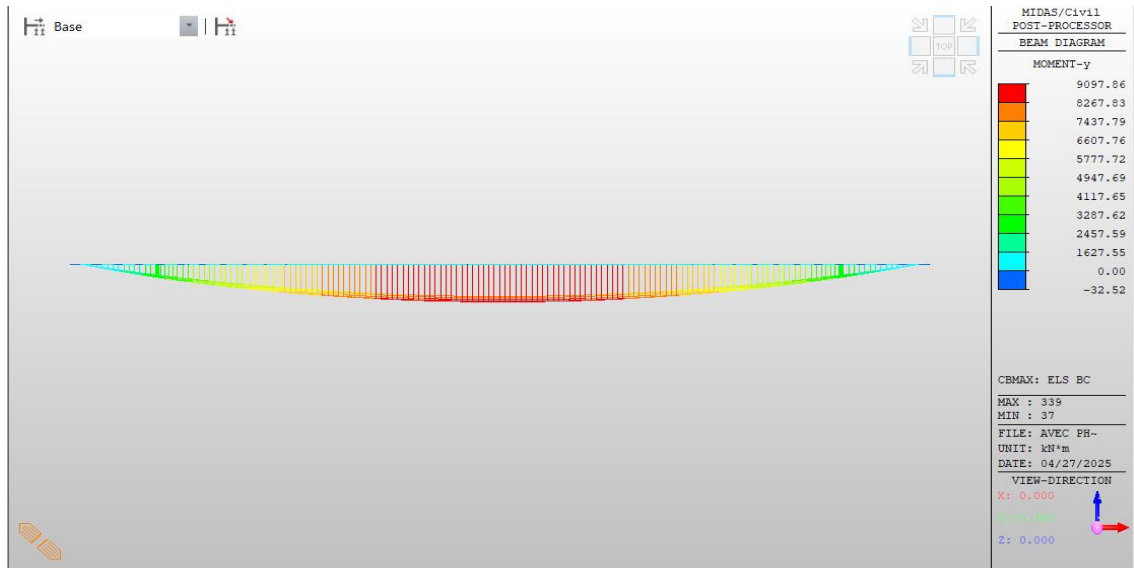
Moment fléchissant sous CCP.



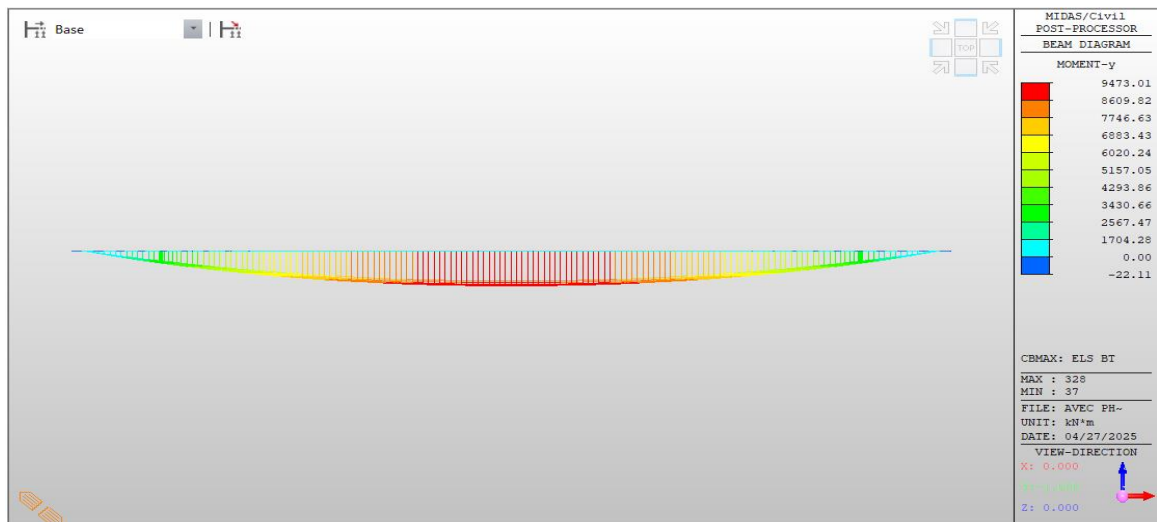
Moment fléchissant sous CP+CCP (G).



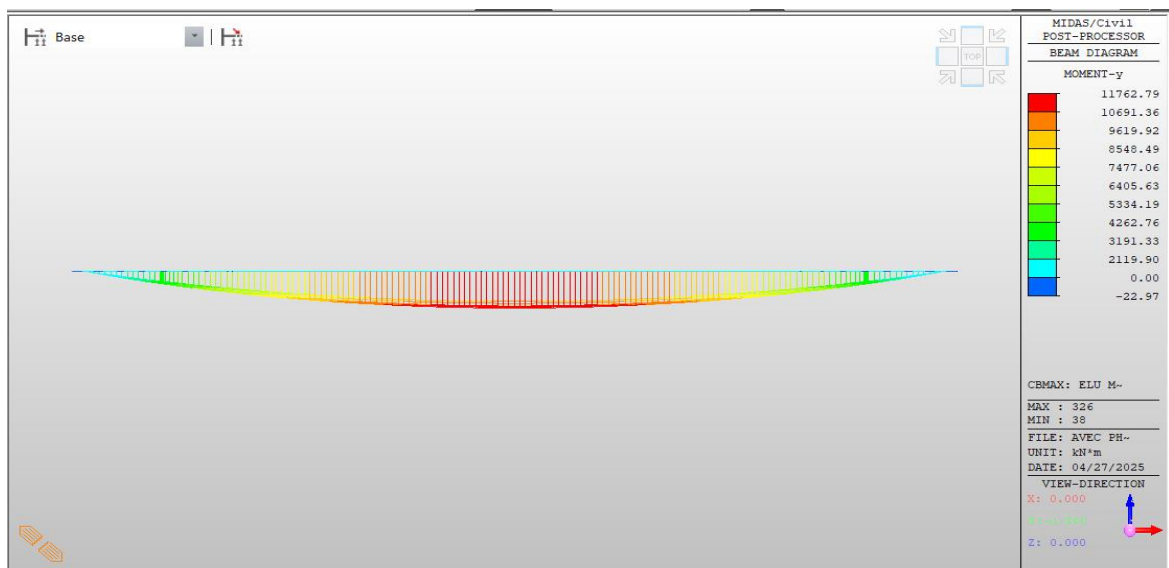
ELS: G +1.2 AL + ST.



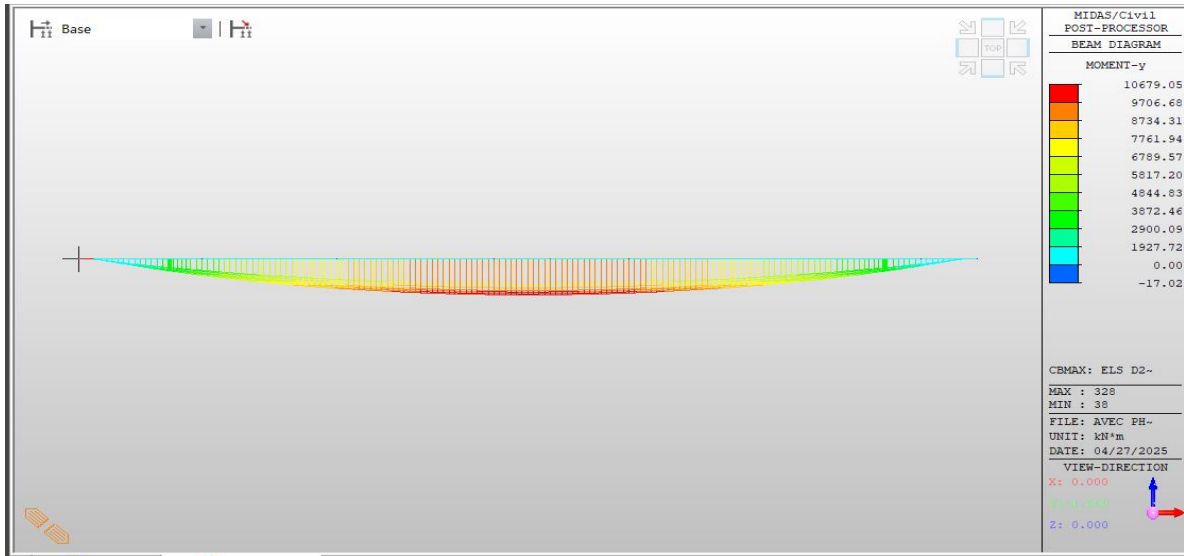
ELS: G + 1.2 BC + ST.



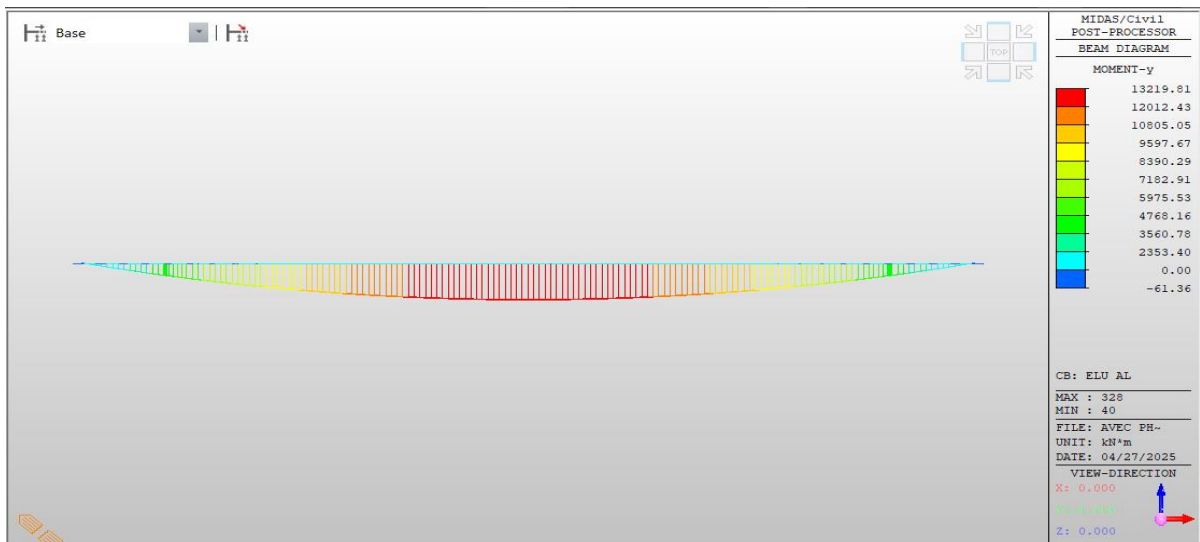
ELS: G + 1.2 BT + ST.



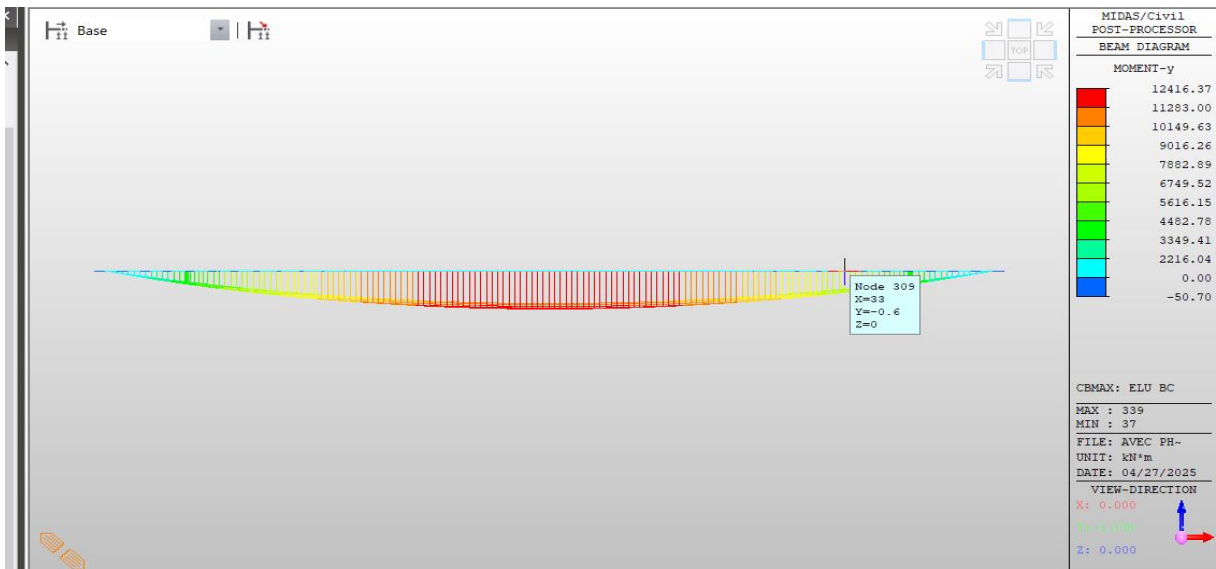
ELS: G+MC120



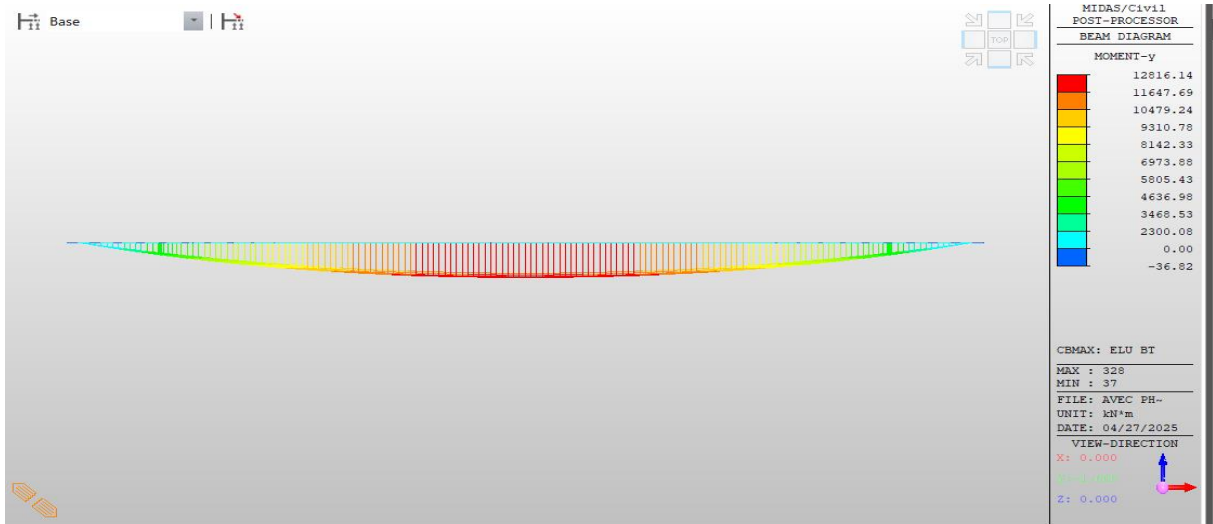
ELS: G+D240



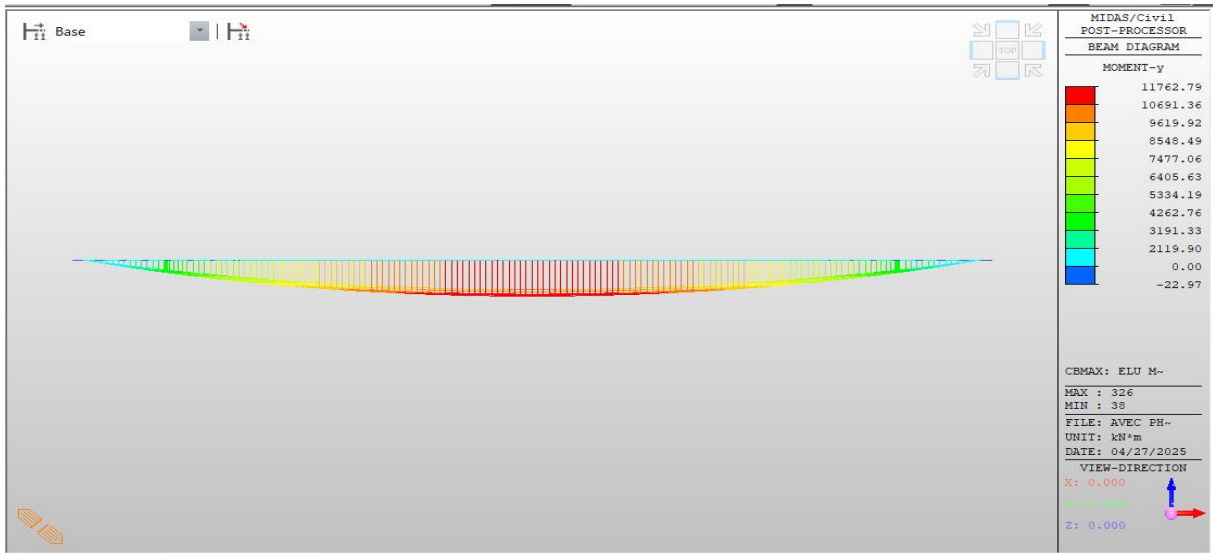
ELU: 1.35 G + 1.6AL + 1.6ST



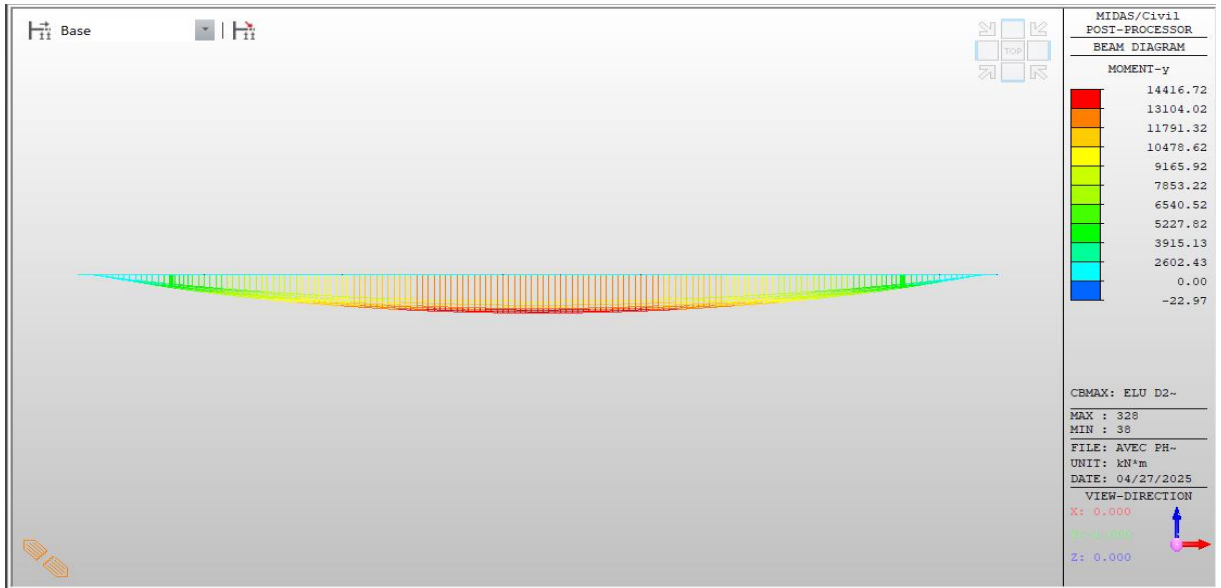
ELU: 1.35 G + 1.6 Bc + 1.6 St



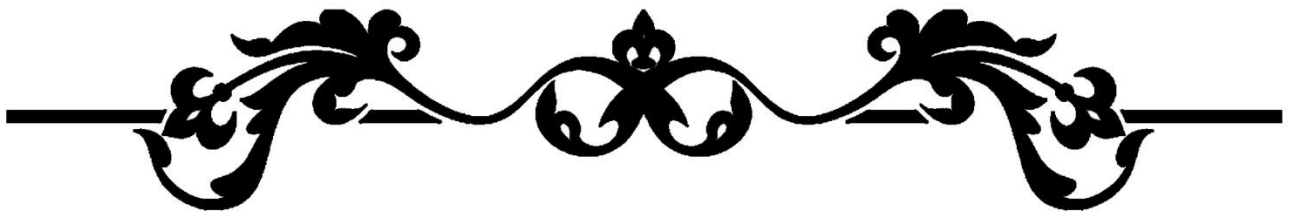
ELU: 1.35 G +1.6 Bt + 1.6 St



ELU: 1.35 G+ 1.35MC120



ELU: 1.35 G+ 1.35D240



ANNEXE D :
FERRAILLAGE



Ferraillage de l'entretoise

La nappe supérieure (calcul de section en flexion simple)

1. Hypothèses :

Béton : $f_{c28} = 35,0$ (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

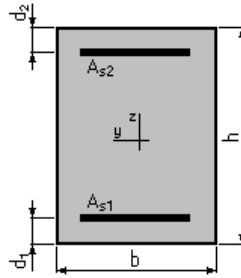
2. Section :

$b = 30,0$ (cm)

$h = 140,0$ (cm)

$d_1 = 5,0$ (cm)

$d_2 = 5,0$ (cm)



3. Résultats :

Sections d'Acier :

Section théorique $A_{s1} = 16,2$ (cm²) Section théorique $A_{s2} = 0,0$ (cm²)

Section minimum $A_{s \min} = 4,4$ (cm²)

Théorique $\rho = 0,40$ (%)

Minimum $\rho_{\min} = 0,11$ (%)

4. Moments appliqués :

	M_{\max} (kN*m)	M_{\min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	666,14	0,00
Etat Limite de Service	493,43	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

Analyse par Cas :

Cas ELU $M_{\max} = 666,14$ (kN*m) $M_{\min} = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité : 1,36 Pivot : A

Position de l'axe neutre : $y = 14,8$ (cm)

Bras de levier : $Z = 129,1$ (cm)

Déformation du béton : $\epsilon_b = 1,23$ (‰)

Déformation de l'acier : $\epsilon_s = 10,00$ (‰)

Contrainte de l'acier : Tendue : $\sigma_s = 434,8$ (MPa)

Cas ELS $M_{\max} = 493,43$ (kN*m) $M_{\min} = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité : 1,00

Position de l'axe neutre : $y = 39,4$ (cm)

Bras de levier : $Z = 121,9$ (cm)
 Contrainte maxi du béton : $\sigma_b = 6,9$ (MPa)
 Contrainte limite : $0,6 f_{cj} = 21,0$ (MPa)
 Contrainte de l'acier : tendue : $\sigma_s = 250,0$ (MPa)
 Contrainte limite de l'acier : $\sigma_{s \text{ lim}} = 250,0$ (MPa)

La nappe inférieure (Calcul de Section en Flexion Simple)

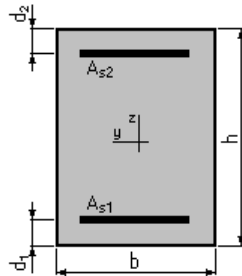
1. Hypothèses :

Béton : $f_{c28} = 35,0$ (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 :

$b = 30,0$ (cm)
 $h = 140,0$ (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)	330,07	0,00
Etat Limite de Service	246,70	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats :

Sections d'Acier :

Section théorique : $A_{s1} = 7,9$ (cm²) Section théorique : $A_{s2} = 0,0$ (cm²)

Section minimum : $A_{s \text{ min}} = 4,4$ (cm²)

Théorique $\rho = 0,19$ (%)

Minimum $\rho_{\min} = 0,11$ (%)

Analyse par Cas :

Cas ELU $M_{\max} = 330,07$ (kN*m) $M_{\min} = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité : 1,37 Pivot : A

Position de l'axe neutre : $y = 7,2$ (cm)

Bras de levier : $Z = 132,1$ (cm)

Déformation du béton : $\epsilon_b = 0,56$ (‰)

Déformation de l'acier : $\epsilon_s = 10,00$ (‰)

Contrainte de l'acier : tendue : $\sigma_s = 434,8$ (MPa)

Cas ELS $M_{\max} = 246,70$ (kN*m) $M_{\min} = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité : 1,00

Position de l'axe neutre : $y = 28,9$ (cm)

Bras de levier : $Z = 125,4$ (cm)

Contrainte maxi du béton : $\sigma_b = 2,4$ (MPa)

Contrainte limite : $0,6 f_{cj} = 21,0$ (MPa)

Contrainte de l'acier : tendue : $\sigma_s = 31,8$ (MPa)

Contrainte limite de l'acier : $\sigma_{s \text{ Lim}} = 250,0$ (MPa)

Amateures transversale (Calcul de Section à l'effort tranchant)

1. Hypothèses :

Béton : $f_{c28} = 35,0$ (MPa)

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

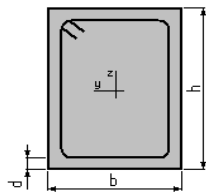
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Fissuration préjudiciable
- Reprise de bétonnage
- Calcul en poutre

2. Section :

$b = 30,0$ (cm)

$h = 140,0$ (cm)

$d = 5,0$ (cm)



3. Efforts tranchants appliqués :

V : effort tranchant

N : effort de compression

Cas	N	Type	V (kN)	N (kN)
1-		ELU	1063,00	0,00

4. Résultats :

Contrainte tangente maximale $t_u = 2,6$ (MPa)

Contrainte tangente limite $t_{u, \text{lim}} = 3,5$ (MPa)

Armatures transversales

Inclinaison des armatures : $\alpha = 90$ (deg) Longueur de la travée : $L = 3,5$ (m)

Armatures d'effort tranchant : Section $A_t = 2,3$ (cm²)

Cadres : 2 Ø 12

Espacement : $S_t = 11,2$ (cm)

Répartition des armatures d'âmes à mi-portée : $6 + 11 \cdot 11 + 1 \cdot 13 + 1 \cdot 20$ (cm)

Espacement maximum: $S_{t,max} = 40,0$ (cm)

Ferraillage de l'hourdis

Calcul de Section en Flexion Simple

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

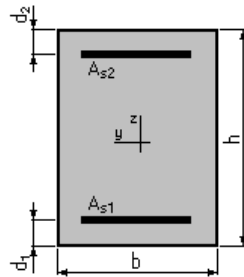
2. Section :

$b = 100,0$ (cm)

$h = 20,0$ (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)	38,62	-27,37
Etat Limite de Service	28,94	-20,53
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats :

Sections d'Acier :

Section théorique $A_{s1} = 9,5$ (cm²) Section théorique $A_{s2} = 7,3$ (cm²)

Section minimum $A_{s \min} = 2,4$ (cm²)

Théorique $\rho = 0,99$ (%)

Minimum $\rho_{\min} = 0,16$ (%)

Analyse par Cas :

Cas ELU $M_{max} = 38,62$ (kN*m) $M_{min} = -27,37$ (kN*m)

Coefficient de sécurité : 1,44 Pivot : A

Position de l'axe neutre : $y = 3,8$ (cm)

Bras de levier : $Z = 13,5$ (cm)

Déformation du béton: $\epsilon_b = 3,36$ (‰)

Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 10,00$ (‰)

Contrainte de l'acier : tendue : $\sigma_s = 434,8$ (MPa)

Cas ELS $M_{max} = 28,94$ (kN*m) $M_{min} = -20,53$ (kN*m)

Coefficient de sécurité : 1,00

Position de l'axe neutre : $y = 5,1$ (cm)

Bras de levier : $Z = 13,3$ (cm)

Contrainte maxi du béton : $s_b = 7,1$ (MPa)

Contrainte limite : $0,6 f_{cj} = 18,0$ (MPa)

Contrainte de l'acier : tendue : $\sigma_s = 245,7$ (MPa)

Contrainte limite de l'acier : $\sigma_s \text{ lim} = 250,0$ (MPa)

Ferrailage des futs

Calcul de Section en Flexion Déviée Composée

1. Hypothèse :

Béton : $f_{c28} = 30,0$ (MPa)

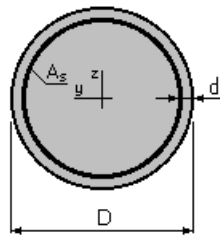
Acier : $f_e = 500,0$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section :

$D = 200,0$ (cm)

$d = 5,0$ (cm)



3. Efforts appliqués :

Cas N	Type	N (kN)	M_y (kN*m)	M_z (kN*m)
1.	ELU	7852,05	3862,76	0,00
2.	ELS	5808,48	2760,21	0,00
3.	ELA	6872,44	2774,40	4170,10

4. Résultats :

Sections d'Acier :

Section théorique $A_s = 314,2$ (cm²)

Section minimum $A_{s \text{ min}} = 314,2$ (cm²) Section maximum $A_{s \text{ max}} = 1570,8$ (cm²)

Théorique $\rho = 1,00$ (%)

Minimum $\rho_{min} = 0,50$ (%)

maximum $\rho_{max} = 5,00$ (%)

Analyse par cas :

Cas N 1 : Type ELU $N = 7852,05$ (kN) $M_y = 3862,76$ (kN*m) $M_z = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité : 4,18 Pivot : B

Position de l'axe neutre : $y = 138,4$ (cm)

Bras de levier : $Z = 131,1$ (cm)

Déformation du béton : $\epsilon_b = 3,50$ (‰)

Déformation de l'acier : $\epsilon_s = 1,42$ (‰)

Contrainte de l'acier :

Tendue : $\sigma_s = 284,1$ (MPa)

Comprimée : $\sigma_s' = 434,8$ (MPa)

Cas N 2 : Type ELS $N = 5808,48$ (kN) $M_y = 2760,21$ (kN*m) $M_z = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité : 3,89

Position de l'axe neutre : $y = 147,8$ (cm)

Bras de levier : $Z = 135,6$ (cm)

Contrainte maxi du béton : $\sigma_b = 4,4$ (MPa)

Contrainte limite : $0,6 f_{cj} = 18,0$ (MPa)

Contrainte de l'acier :

Tendue : $\sigma_s = 15,1$ (MPa)

Comprimée : $\sigma_s' = 63,3$ (MPa)

Contrainte limite de l'acier :

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

Cas N 3 : Type ELA $N = 6872,44$ (kN) $M_y = 2774,40$ (kN*m) $M_z = 4170,10$ (kN*m)

Coefficient de sécurité : 4,32 Pivot : B

Position de l'axe neutre : $y = 111,8$ (cm)

Bras de levier : $Z = 142,6$ (cm)

Déformation du béton : $\epsilon_b = 3,50$ (‰)

Déformation de l'acier : $\epsilon_s = 2,59$ (‰)

Contrainte de l'acier :

Tendue : $\sigma_s = 500,0$ (MPa)

Comprimée : $\sigma_s' = 500,0$ (MPa)

Armateurs transversaux

Calcul de Section dans la zone critique à l'effort Tranchant

1. Hypothèses :

Béton : $f_{c28} = 30,0$ (MPa)

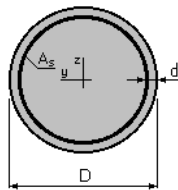
Acier : $f_e = 500,0$ (MPa)

- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99.
- Prise en compte des dispositions sismiques.
- Fissuration préjudiciable.
- Pas de reprise de bétonnage.
- Calcul en poutre dans la zone critique.

2. Section :

$D = 200,0$ (cm)

$d = 5,0$ (cm)



3. Efforts tranchants appliqués :

V: effort tranchant

N: effort de compression

Cas N	Type	V (kN)	N (kN)
1.	ELU	413,60	413,60
2.	ELU	0,00	0,00

4. Résultats :

Contrainte tangente maximale $\tau_u = 0,1$ (MPa)

Contrainte tangente limite $\tau_{u,lim} = 3,0$ (MPa)

Armatures transversales

Inclinaison des armatures : $\alpha = 90$ (deg) Longueur de la travée : $L = 3,5$ (m)

Armatures d'effort tranchant : Section $A_t = 4,0$ (cm²)

Cadres : 2 HA 16

Espacement : $St = 25,1$ (cm) Répartition des armatures d'âmes à mi-portée :

Espacement maximum: $St_{max} = 40,0$ (cm) $13 + 6 \cdot 25$ (cm)

Calcul de Section dans la zone courante à l'effort Tranchant

1. Hypothèses :

Béton : $f_{c28} = 30,0$ (MPa)

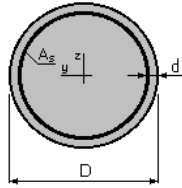
Acier : $f_e = 500,0$ (MPa)

- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99.
- Prise en compte des dispositions sismiques.
- Fissuration préjudiciable.
- Pas de reprise de bétonnage.
- Calcul en poutre dans la zone courante.

2. Section :

$D = 200,0$ (cm)

$d = 5,0$ (cm)



3. Efforts tranchants appliqués :

V : effort tranchant

N : effort de compression

Cas N	Type	V (kN)	N (kN)
1.	ELU	413,60	413,60
2.	ELU	0,00	0,00

4. Résultats :

Contrainte tangente maximale $\tau_u = 0,1$ (MPa)

Contrainte tangente limite $\tau_{u, \text{lim}} = 3,0$ (MPa)

Armatures transversales

Inclinaison des armatures : $\alpha = 90$ (deg) Longueur de la travée : $L = 3,5$ (m)

Armatures d'effort tranchant : Section $A_t = 4,0$ (cm²)

Cadres : 2HA16

Espacement : $S_t = 40,0$ (cm) Répartition des armatures d'âmes à mi-portée :

Espacement maximum: $S_{t, \text{max}} = 40,0$ (cm) $20 + 3 \cdot 40$ (cm)

Ferraillage de chevêtre

1. Hypothèse :

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.

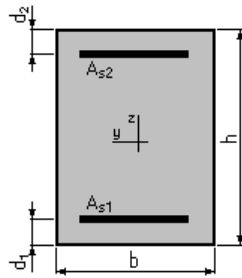
2. Section :

$$b = 250,0 \text{ (cm)}$$

$$h = 165,0 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 5,0 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 5,0 \text{ (cm)}$$



3. Moments appliqués :

	M_{\max} (kN*m)	M_{\min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	606,91	-2305,89
Etat Limite de Service	550,65	-2092,16
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats :

Sections d'Acier :

$$\text{Section théorique } A_{s1} = 40,0 \text{ (cm}^2\text{)} \quad \text{Section théorique } A_{s2} = 55,3 \text{ (cm}^2\text{)}$$

$$\text{Section minimum } A_{s \text{ min}} = 40,0 \text{ (cm}^2\text{)}$$

$$\text{Théorique } \rho = 0,24 \text{ (\%)} \quad \rho_{\min} = 0,10 \text{ (\%)}$$

$$\text{Minimum } \rho_{\min} = 0,10 \text{ (\%)}$$

Analyse par cas :

$$\text{Cas ELU } M_{\max} = 606,91 \text{ (kN*m)} \quad M_{\min} = -2305,89 \text{ (kN*m)}$$

$$\text{Coefficient de sécurité : } 1,64 \quad \text{Pivot : A}$$

$$\text{Position de l'axe neutre : } y = 6,8 \text{ (cm)}$$

$$\text{Bras de levier : } Z = 157,3 \text{ (cm)}$$

$$\text{Déformation du béton : } \epsilon_b = 0,44 \text{ (\%)} \quad \epsilon_s = 10,00 \text{ (\%)}$$

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

Contrainte de l'acier :

$$\text{Tendue : } \sigma_s = 434,8 \text{ (MPa)}$$

$$\text{Comprimée : } \sigma_s' = 23,5 \text{ (MPa)}$$

$$\text{Cas ELS } M_{\max} = 550,65 \text{ (kN*m)} \quad M_{\min} = -2092,16 \text{ (kN*m)}$$

$$\text{Coefficient de sécurité : } 1,00$$

$$\text{Position de l'axe neutre : } y = 27,7 \text{ (cm)}$$

$$\text{Bras de levier : } Z = 150,8 \text{ (cm)}$$

$$\text{Contrainte maxi du béton : } \sigma_b = 1,7 \text{ (MPa)}$$

$$\text{Contrainte limite : } 0,6 f_{cj} = 18,0 \text{ (MPa)}$$

Contrainte de l'acier :

Tendue : $\sigma_s = 23,9$ (MPa)

Comprimée : $\sigma_s' = 23,7$ (MPa)

Contrainte limite de l'acier :

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

Ferrailage de chevêtre

Armatures transversales (Calcul de Section à l'effort Tranchant)

1. Hypothèses :

Béton : $f_{c28} = 30,0$ (MPa)

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

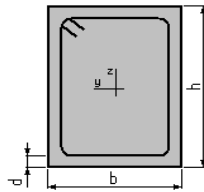
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Fissuration préjudiciable
- Pas de reprise de bétonnage
- Calcul en poutre

2. Section :

$$b = 250,0 \text{ (cm)}$$

$$h = 165,0 \text{ (cm)}$$

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



3. Efforts tranchants appliqués :

V: effort tranchant

N: effort de compression

Cas N	Type	V (kN)	N (kN)
1.	ELU	2657,02	0,00

4. Résultats :

Contrainte tangente maximale $\tau_u = 0,7$ (MPa)

Contrainte tangente limite $\tau_{u, \text{lim}} = 3,0$ (MPa)

Armatures transversales

Inclinaison des armatures : $\alpha = 90$ (deg) Longueur de la travée : $L = 3,5$ (m)

Armatures d'effort tranchant : Section $A_t = 3,1$ (cm²)

Cadres : 2 HA14

Espacement : $S_t = 40,0$ (cm)

Répartition des armatures d'âmes à mi-portée :

Espacement maximum: $S_{t, \text{max}} = 40,0$ (cm) $20 + 3 \cdot 40$ (cm)

Ferrailage des pieux

Calcul de Section en Flexion Déviée Composée

1. Hypothèse :

Béton : $f_{c28} = 30,0$ (MPa)

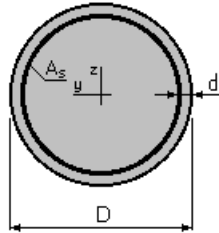
Acier : $f_e = 500,0$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section :

$D = 120,0$ (cm)

$d = 10,0$ (cm)



3. Efforts appliqués :

Cas N	Type	N (kN)	M_y (kN*m)	M_z (kN*m)
1.	ELU	101,36	381,98	0,00
2.	ELS	74,61	281,19	0,00
3.	ELA	148,17	0,00	0,00

4. Résultats :

Sections d'Acier :

Section théorique $A_s = 113,1$ (cm²)

Section minimum $A_{s \min} = 113,1$ (cm²) Section maximum $A_{s \max} = 565,5$ (cm²)

Théorique $\rho = 1,00$ (%)

Minimum $\rho_{\min} = 0,50$ (%)

maximum $\rho_{\max} = 5,00$ (%)

Analyse par cas :

Cas N 1 : Type ELU N = 101,36 (kN) $M_y = 381,98$ (kN*m) $M_z = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité : 6,28

Pivot : B

Position de l'axe neutre : $y = 31,0$ (cm)

Bras de levier : $Z = 95,0$ (cm)

Déformation du béton : $\epsilon_b = 3,50$ (‰)

Déformation de l'acier : $\epsilon_s = 8,87$ (‰)

Contrainte de l'acier :

Tendue : $\sigma_s = 434,8$ (MPa)

Comprimée : $\sigma'_s = 434,8$ (MPa)

Cas N2 : Type ELS $N = 74,61 \text{ (kN)}$ $M_y = 281,19 \text{ (kN*m)}$ $M_z = 0,00 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité : 3,51

Position de l'axe neutre : $y = 38,2 \text{ (cm)}$

Bras de levier : $Z = 93,7 \text{ (cm)}$

Contrainte maxi du béton $\sigma_b = 1,4 \text{ (MPa)}$

Contrainte limite : $0,6 f_{cj} = 18,0 \text{ (MPa)}$

Contrainte de l'acier :

Tendue : $\sigma_s = 16,2 \text{ (MPa)}$

Comprimée : $\sigma_s' = 17,9 \text{ (MPa)}$

Contrainte limite de l'acier :

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

Cas N 3 : Type ELA $N = 148,17 \text{ (kN)}$ $M_y = 0,00 \text{ (kN*m)}$ $M_z = 0,00 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité : 188,81 Pivot : C

Position de l'axe neutre : $y = + \text{infini}$

Bras de levier : $Z = 49,8 \text{ (cm)}$

Déformation du béton : $\epsilon_b = 2,00 \text{ (‰)}$

Déformation de l'acier : $\sigma_s = 0,00 \text{ (‰)}$

Contrainte de l'acier :

Comprimée : $\sigma_s' = 400,0 \text{ (MPa)}$

Calcul de Section dans la zone critique à l'effort Tranchant

1. Hypothèses :

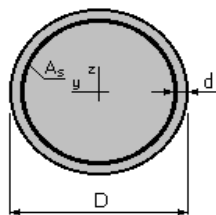
Béton : $f_{c28} = 30,0 \text{ (MPa)}$ Acier : $f_e = 500,0 \text{ (MPa)}$

- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99
- Prise en compte des dispositions sismiques
- Fissuration préjudiciable
- Pas de reprise de bétonnage
- Calcul en poutre dans la zone critique

2. Section :

$D = 120,0 \text{ (cm)}$

$d = 10,0 \text{ (cm)}$



3. Efforts tranchants appliqués :

V : effort tranchant

N : effort de compression

Cas N	Type	V (kN)	N (kN)
1.	ELU	101,36	0,00
2.	ELA	148,17	0,00

4. Résultats :

Contrainte tangente maximale $\tau_u = 0,2$ (MPa)

Contrainte tangente limite $\tau_{u,lim} = 3,0$ (MPa)

Armatures transversales

Inclinaison des armatures : $\alpha = 90$ (deg) Longueur de la travée : $L = 3,5$ (m)

Armatures d'effort tranchant : Section $A_t = 1,5$ (cm²)

Cadres : 1 HA14

Espacement : $S_t = 16,0$ (cm)

Répartition des armatures d'âmes à mi-portée :

Espacement maximum: $S_{t,max} = 27,5$ (cm) $8 + 4*16 + 6*25$ (cm)

Calcul de Section dans la zone courante à l'effort Tranchant

1. Hypothèses :

Béton : $f_{c28} = 30,0$ (MPa)

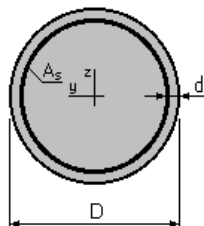
Acier : $f_e = 500,0$ (MPa)

- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99
- Prise en compte des dispositions sismiques
- Fissuration préjudiciable
- Pas de reprise de bétonnage
- Calcul en poutre dans la zone courante

2. Section :

$D = 120,0$ (cm)

$d = 10,0$ (cm)



3. Efforts tranchants appliqués :

V : effort tranchant

N : effort de compression

Cas N	Type	V (kN)	N (kN)
1.	ELU	101,36	0,00
2.	ELA	148,17	0,00

4. Résultats :

Contrainte tangente maximale $\tau_u = 0,2$ (MPa)

Contrainte tangente limite $\tau_{u, \text{lim}} = 3,0$ (MPa)

Armatures transversales

Inclinaison des armatures : $\alpha = 90$ (deg) Longueur de la travée : $L = 3,5$ (m)

Armatures d'effort tranchant : Section $A_t = 1,5$ (cm²)

Cadres : 1 HA14

Espacement : $S_t = 40,0$ (cm) Répartition des armatures d'âmes à mi-portée :

Espacement maximum: $S_{t, \text{max}} = 40,0$ (cm) $20 + 3 \cdot 40$ (cm)

Ferrailage de mur frontal

Calcul de Section en Flexion Simple

1. Hypothèse :

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

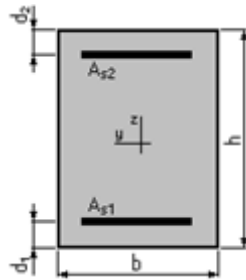
2. Section :

$b = 250,0$ (cm)

$h = 165,0$ (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)	606,91	-2305,89
Etat Limite de Service	550,65	-2092,16
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats :

Sections d'Acier :

Section théorique $A_{s1} = 40,0$ (cm²) Section théorique $A_{s2} = 55,3$ (cm²)

Section minimum $A_{s \text{ min}} = 40,0$ (cm²)

Théorique $\rho = 0,24$ (%)

Minimum $\rho_{\text{min}} = 0,10$ (%)

Analyse par cas :

Cas ELU $M_{\max} = 606,91 \text{ (kN*m)}$ $M_{\min} = -2305,89 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité : 1,64 Pivot : A

Position de l'axe neutre : $y = 6,8 \text{ (cm)}$

Bras de levier : $Z = 157,3 \text{ (cm)}$

Déformation du béton : $\epsilon_b = 0,44 \text{ (‰)}$

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

Contrainte de l'acier :

Tendue : $\sigma_s = 434,8 \text{ (MPa)}$

Comprimée : $\sigma_s' = 23,5 \text{ (MPa)}$

Cas ELS $M_{\max} = 550,65 \text{ (kN*m)}$ $M_{\min} = -2092,16 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité : 1,00

Position de l'axe neutre : $y = 27,7 \text{ (cm)}$

Bras de levier : $Z = 150,8 \text{ (cm)}$

Contrainte maxi du béton : $\sigma_b = 1,7 \text{ (MPa)}$

Contrainte limite : $0,6 f_{cj} = 18,0 \text{ (MPa)}$

Contrainte de l'acier :

Tendue : $\sigma_s = 23,9 \text{ (MPa)}$

Comprimée : $\sigma_s' = 23,7 \text{ (MPa)}$

Contrainte limite de l'acier :

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

Ferrailage de mur frontal

Calcul de section en flexion composée

1. Hypothèse :

Béton : $f_{c28} = 25,0 \text{ (MPa)}$

Acier : $f_e = 500,0 \text{ (MPa)}$

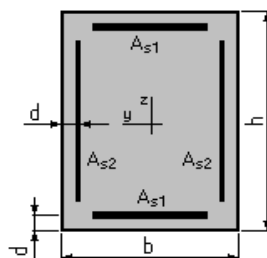
- Fissuration non préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section :

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

$h = 140,0 \text{ (cm)}$

$d = 7,0 \text{ (cm)}$



3. Efforts appliqués :

Cas N°	Type	N (kN)	M _y (kN*m)	M _z (kN*m)
1.	ELS	764,32	1611,13	0,00
2.	ELU	1031,84	2817,55	0,00

4. Résultats :

Sections d'Acier :

Section théorique A_{s1} = 39,6 (cm²) Section théorique A_{s2} = 0,0 (cm²)

Section minimum A_{s min} = 28,0 (cm²) Section maximum A_{s max} = 700,0 (cm²)

Théorique ρ = 0,57 (%)

Minimum ρ_{min} = 0,10 (%) maximum ρ_{max} = 5,00 (%)

Analyse par Cas :

Cas N 1: Type ELS N = 764,32 (kN) M_y = 1611,13 (kN*m) M_z = 0,00 (kN*m)

Coefficient de sécurité : 2,05

Position de l'axe neutre : y = 39,9 (cm)

Bras de levier : Z = 119,7 (cm)

Contrainte maxi du béton : σ_b = 7,0 (MPa)

Contrainte limite : 0,6 f_{cj} = 15,0 (MPa)

Contrainte de l'acier : Tendue : σ_s = 243,8 (MPa)

Comprimée : σ_{s'} = 86,1 (MPa)

Ferraillage de la dalle de transition

Calcul de Section en Flexion simple

1. Hypothèse :

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

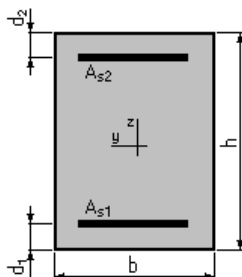
2. Section :

b = 100,0 (cm)

h = 30,0 (cm)

d₁ = 5,0 (cm)

d₂ = 5,0 (cm)



3. Moments appliqués :

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	106,52	0,00
Etat Limite de Service	79,20	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats :

Sections d'Acier :

Section théorique $A_{S1} = 14,3$ (cm²) Section théorique $A_{S2} = 0,0$ (cm²)

Section minimum $A_{S \text{ min}} = 3,2$ (cm²)

Théorique $\rho = 0,57$ (%)

Minimum $\rho_{\text{min}} = 0,13$ (%)

Analyse par Cas :

Cas ELU **M_{max} = 106,52 (kN*m)** **M_{min} = 0,00 (kN*m)**

Coefficient de sécurité : 1,35 Pivot : A

Position de l'axe neutre : $y = 4,6$ (cm)

Bras de levier : $Z = 23,2$ (cm)

Déformation du béton : $\epsilon_b = 2,23$ (‰)

Déformation de l'acier : $\epsilon_s = 10,00$ (‰)

Contrainte de l'acier :

Tendue : $\sigma_s = 434,8$ (MPa)

Cas ELS **M_{max} = 79,20 (kN*m)** **M_{min} = 0,00 (kN*m)**

Coefficient de sécurité : 1,00

Position de l'axe neutre : $y = 8,4$ (cm)

Bras de levier : $Z = 22,2$ (cm)

Contrainte maxi du béton: $s_b = 8,5$ (MPa)

Contrainte limite : $0,6 f_{cj} = 18,0$ (MPa)

Contrainte de l'acier :

Tendue : $\sigma_s = 250,0$ (MPa)

Contrainte limite de l'acier :

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

Ferrailage de mur garde grève Calcul de Section en flexion simple

1. Hypothèse :

Béton : $f_{c28} = 25,0$ (MPa) Acier : $f_e = 500,0$ (MPa)

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

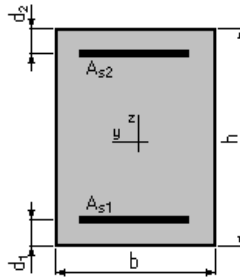
2. Section :

$b = 100,0$ (cm)

$h = 30,0$ (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)	179,59	0,00
Etat Limite de Service	134,44	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats :

Sections d'Acier :

Section théorique $A_{s1} = 18,7$ (cm²) Section théorique $A_{s2} = 0,0$ (cm²)

Section minimum $A_{s \min} = 2,8$ (cm²)

Théorique $\rho = 0,75$ (%)

Minimum $\rho_{min} = 0,11$ (%)

Analyse par cas :

Cas ELU $M_{max} = 179,59$ (kN*m) $M_{min} = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité : 1,00 Pivot : B

Position de l'axe neutre : $y = 7,2$ (cm)

Bras de levier : $Z = 22,1$ (cm)

Déformation du béton : $\epsilon_b = 3,50$ (‰)

Déformation de l'acier : $\epsilon_s = 8,72$ (‰)

Contrainte de l'acier :

Tendue : $\sigma_s = 434,8$ (MPa).

Cas ELS $M_{\max} = 134,44 \text{ (kN*m)}$ $M_{\min} = 0,00 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité : 1,14

Position de l'axe neutre : $y = 9,4 \text{ (cm)}$

Bras de levier : $Z = 21,9 \text{ (cm)}$

Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 13,1 \text{ (MPa)}$

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 15,0 \text{ (MPa)}$

Contrainte de l'acier:

Tendue : $\sigma_s = 329,3 \text{ (MPa)}$

Contrainte limite de l'acier :

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

Ferrailage horizontal de mur en retour

Calcul de Section en flexion simple

1. Hypothèse :

Béton : $f_{c28} = 30,0 \text{ (MPa)}$

Acier : $f_e = 500,0 \text{ (MPa)}$

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

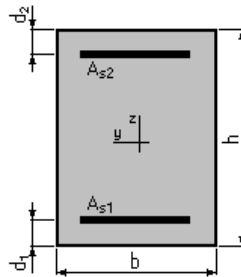
2. Section :

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

$h = 60,0 \text{ (cm)}$

$d_1 = 5,0 \text{ (cm)}$

$d_2 = 5,0 \text{ (cm)}$



3. Moments appliqués :

	$M_{\max} \text{ (kN*m)}$	$M_{\min} \text{ (kN*m)}$
Etat Limite Ultime (fondamental)	0,00	0,00
Etat Limite de Service	490,00	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats :

Sections d'Acier :

Section théorique $A_{s1} = 40,7 \text{ (cm}^2\text{)}$ Section théorique $A_{s2} = 0,0 \text{ (cm}^2\text{)}$

Section minimum $A_{s \text{ min}} = 5,8 \text{ (cm}^2\text{)}$

Théorique $\rho = 0,74 \text{ (\%)}$

Minimum $\rho_{\min} = 0,11 \text{ (\%)}$

Analyse par cas :

Cas ELS $M_{\max} = 490,00 \text{ (kN*m)}$ $M_{\min} = 0,00 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité : 1,00

Position de l'axe neutre : $y = 20,5 \text{ (cm)}$

Bras de levier : $Z = 48,2 \text{ (cm)}$

Contrainte maxi du béton : $s_b = 9,9 \text{ (MPa)}$

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 :

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

Ferrailage vertical de mur en retour

Calcul de Section en flexion simple

1. Hypothèse :

Béton : $f_{c28} = 30,0 \text{ (MPa)}$

Acier : $f_e = 500,0 \text{ (MPa)}$

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

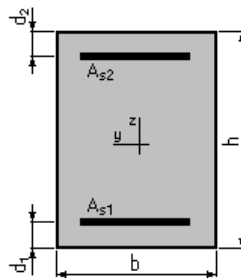
2. Section :

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

$h = 60,0 \text{ (cm)}$

$d_1 = 5,0 \text{ (cm)}$

$d_2 = 5,0 \text{ (cm)}$



3. Moments appliqués :

	$M_{\max} \text{ (kN*m)}$	$M_{\min} \text{ (kN*m)}$
Etat Limite Ultime (fondamental)	0,00	0,00
Etat Limite de Service	150,00	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats :

Sections d'Acier :

Section théorique $A_{s1} = 11,8 \text{ (cm}^2\text{)}$

Section théorique $A_{s2} = 0,0 \text{ (cm}^2\text{)}$

Section minimum $A_{s \text{ min}} = 5,8 \text{ (cm}^2\text{)}$

Théorique $\rho = 0,21$ (%)
 Minimum $\rho_{\min} = 0,11$ (%)

Analyse par cas :

Cas ELS $M_{\max} = 150,00$ (kN*m) $M_{\min} = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité : 1,00
 Position de l'axe neutre : $y = 12,3$ (cm)
 Bras de levier : $Z = 50,9$ (cm)
 Contrainte maxi du béton : $s_b = 4,8$ (MPa)
 Contrainte limite : $0,6 f_{cj} = 18,0$ (MPa)
 Contrainte de l'acier :
 Tendue : $\sigma_s = 250,0$ (MPa)

Contrainte limite de l'acier :
 $\sigma_{s \text{ lim}} = 250,0$ (MPa)

Ferraillage de corbeau
Calcul d'une Section Comprimée

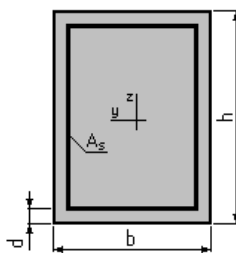
1. Hypothèse :

Béton : $f_{c28} = 30,0$ (MPa) Acier : $f_e = 500,0$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable.
- Prise en compte de l'élançement.
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques.
- Charges appliquées après 90 jours.
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99.

2. Section :

$b = 100,0$ (cm)
 $h = 30,0$ (cm)
 $d = 5,0$ (cm)



3. Forces :

	N (kN)
Etat Limite Ultime (fondamental)	79,20
Etat Limite de Service	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	106,52

4. Résultats :

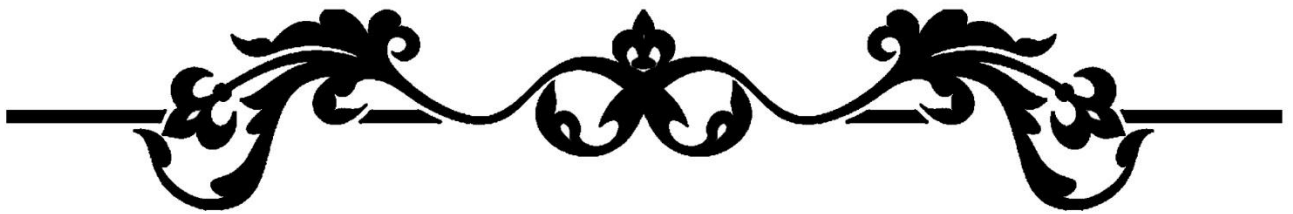
Résistance des Matériaux :

Section brute $B = 3000,0$ (cm²) Section réduite $B_r = 2744,0$ (cm²)

Long flambement $l_{fy} = 3,0(\text{m})$ Long flambement $l_{fz} = 3,0(\text{m})$
 Inertie $I_y = 225000,0 \text{ (cm}^4\text{)}$ Inertie $I_z = 2500000,0(\text{cm}^4)$
 Rayon de giration $i_y = 8,7 \text{ (cm)}$ Rayon de giration $i_z = 28,9 \text{ (cm)}$
 Elancement $l_y = 34,6$ Elancement $l_z = 10,4$
 $a = 0,71$ $N_u \text{ (béton seul)} = 5653,04 \text{ (kN)}$

Acier :

Section théorique $A_s = 10,4 \text{ (cm}^2\text{)}$
 Section minimum $A_{s \text{ min}} = 10,4 \text{ (cm}^2\text{)}$
 Section maximum $A_{s \text{ max}} = 150,0 \text{ (cm}^2\text{)}$
 Théorique $\rho = 0,52 \text{ (\%)}$
 Minimum $\rho_{\text{min}} = 0,35 \text{ (\%)}$
 Maximum $\rho_{\text{max}} = 5,00 \text{ (\%)}$



ANNEXE E :
RESULTATS DE CALCUL SISMIQUE



Résultats MIDAS-CIVIL 2022 pour l'analyse modal

Mode No	Frequency (rad/sec)	(cycle/sec)	Period (sec)	Tolerance
1	4.581	0.729	1.372	0.00E+00
2	4.781	0.761	1.314	0.00E+00
3	4.953	0.788	1.269	0.00E+00
4	5.943	0.946	1.057	0.00E+00
5	9.314	1.482	0.675	0.00E+00
6	14.593	2.322	0.431	0.00E+00
7	14.814	2.358	0.424	0.00E+00
8	15.313	2.437	0.410	0.00E+00
9	16.018	2.549	0.392	0.00E+00
10	16.318	2.597	0.385	0.00E+00
11	16.434	2.616	0.382	0.00E+00
12	16.499	2.626	0.381	0.00E+00
13	18.162	2.891	0.346	0.00E+00
14	18.795	2.991	0.334	0.00E+00
15	19.069	3.035	0.330	0.00E+00
16	19.418	3.090	0.324	0.00E+00
17	19.792	3.150	0.317	0.00E+00
18	19.869	3.162	0.316	0.00E+00
19	19.935	3.173	0.315	0.00E+00
20	20.173	3.211	0.311	0.00E+00
21	21.609	3.439	0.291	0.00E+00
22	22.409	3.566	0.280	0.00E+00
23	23.003	3.661	0.273	0.00E+00
24	23.268	3.703	0.270	0.00E+00
25	24.184	3.849	0.260	0.00E+00
26	24.226	3.856	0.259	0.00E+00
27	27.849	4.432	0.226	0.00E+00
28	30.655	4.879	0.205	0.00E+00
29	31.556	5.022	0.199	0.00E+00
30	31.702	5.045	0.198	0.00E+00
31	32.131	5.114	0.196	0.00E+00
32	32.490	5.171	0.193	0.00E+00
33	33.738	5.370	0.186	0.00E+00
34	33.992	5.410	0.185	0.00E+00

35	34.018	5.414	0.185	0.00E+00
36	34.048	5.419	0.185	0.00E+00
37	34.080	5.424	0.184	0.00E+00
38	39.540	6.293	0.159	0.00E+00
39	41.162	6.551	0.153	0.00E+00
40	41.739	6.643	0.151	0.00E+00

Résultats de participation de l'analyse modale.

Modes	Période (s)	Ux (%)	Cumulle x (%)	UY (%)	Cumulle y (%)	UZ (%)	Cumulle z (%)
1	1.37	87.00	87.00	0.00	0.00	0.06	0.06
2	1.31	0.00	87.00	80.30	80.30	0.00	0.06
3	1.27	0.01	87.00	2.49	82.78	0.00	0.06
4	1.06	0.00	87.00	0.55	83.34	0.00	0.06
5	0.67	0.00	87.00	0.01	83.35	0.00	0.07
6	0.43	0.00	87.00	0.00	83.35	0.00	0.07
7	0.42	0.66	87.66	0.00	83.35	1.71	1.78
8	0.41	1.06	88.72	0.00	83.35	4.88	6.66
9	0.39	0.02	88.74	0.00	83.35	6.33	13.00
10	0.39	0.03	88.78	0.00	83.35	0.53	13.52
11	0.38	0.00	88.78	0.00	83.35	1.27	14.80
12	0.38	0.81	89.59	0.00	83.35	29.73	44.53
13	0.35	0.00	89.59	0.00	83.35	0.00	44.53
14	0.33	0.00	89.59	0.01	83.36	0.00	44.53
15	0.33	2.09	91.68	0.00	83.36	8.61	53.14
16	0.32	0.00	91.68	0.01	83.37	0.02	53.16
17	0.32	0.82	92.51	0.00	83.37	1.94	55.10
18	0.32	0.02	92.53	0.07	83.44	0.08	55.18
19	0.32	0.01	92.53	0.01	83.45	0.01	55.18
20	0.31	0.00	92.53	0.01	83.46	0.00	55.19
21	0.29	0.00	92.53	2.91	86.37	0.00	55.19
22	0.28	0.00	92.53	0.55	86.91	0.00	55.19
23	0.27	3.05	95.58	0.00	86.91	1.14	56.32
24	0.27	0.00	95.58	3.00	89.91	0.00	56.32
25	0.26	1.84	97.42	0.00	89.91	0.69	57.01
26	0.26	0.15	97.57	0.00	89.91	0.09	57.11
27	0.23	0.00	97.57	0.01	89.92	0.00	57.11

28	0.20	0.00	97.57	4.09	94.02	0.00	57.11
29	0.20	0.00	97.57	1.63	95.65	0.00	57.11
30	0.20	0.00	97.57	4.30	99.95	0.00	57.11
31	0.20	2.14	99.72	0.00	99.95	1.05	58.16
32	0.19	0.00	99.72	0.00	99.95	0.01	58.17
33	0.19	0.01	99.73	0.00	99.95	0.02	58.19
34	0.18	0.00	99.73	0.00	99.95	0.00	58.19
35	0.18	0.00	99.73	0.00	99.95	0.00	58.19
36	0.18	0.00	99.73	0.00	99.95	0.00	58.19
37	0.18	0.03	99.77	0.00	99.95	0.10	58.29
38	0.16	0.00	99.77	0.00	99.95	0.00	58.29
39	0.15	0.00	99.77	0.00	99.95	0.00	58.29
40	0.15	0.00	99.77	0.00	99.95	0.00	58.29

Evaluation des efforts sur les appareils d'appuis selon la combinaison E1.

		R _L	R _T	R _V
CULEE 1	E1	92.12	20.63	81.08
	E1	91.78	20.65	47.14
	E1	91.45	20.65	45.19
	E1	91.44	20.65	44.96
	E1	91.76	20.65	46.45
	E1	92.09	20.63	79.89
CULEE 2	E1	97.46	19.74	105.39
	E1	97.13	19.76	70.67
	E1	96.81	19.76	66.65
	E1	96.81	19.76	66.41
	E1	97.12	19.75	69.97
	E1	97.44	19.74	104.72

Evaluation des efforts sur les appareils d'appuis selon la combinaison E2.

		R _L	R _T	R _V
CULEE 1	E2	30.90	68.40	144.67
	E2	29.81	68.45	42.68
	E2	28.77	68.47	39.42
	E2	28.76	68.47	39.18
	E2	29.79	68.45	41.96
	E2	30.87	68.39	143.35
CULEE 2	E2	32.06	65.41	141.17
	E2	30.98	65.46	49.18
	E2	29.95	65.48	42.40
	E2	29.95	65.48	42.19
	E2	30.98	65.46	48.60
	E2	32.05	65.41	140.46

Evaluation des efforts sur les appareils d'appuis selon la combinaisons E3.

		R _L	R _T	R _V
CULEE 1	E3	32.08	20.60	163.62
	E3	31.68	20.61	119.35
	E3	31.31	20.61	114.49
	E3	31.30	20.61	113.75
	E3	31.63	20.60	117.20
	E3	32.01	20.59	159.42
CULEE 2	E3	31.75	19.72	148.46
	E3	31.41	19.73	108.40
	E3	31.08	19.73	102.72
	E3	31.08	19.73	102.19
	E3	31.39	19.72	106.86
	E3	31.72	19.70	146.23

Les efforts sismiques à la base de chaque fut selon la combinaison E1.

		R _T (KN)	RL(KN)	RV(KN)	MT(KN.m)	ML(KN.m)
PILE 1	Fut1	384.56	118.17	633.69	913.69	4336.81
	Fut2	384.41	118.11	637.70	912.91	4336.50
	Fut3	380.87	127.41	189.07	954.38	4319.15
PILE 2	Fut1	369.24	124.68	769.09	1162.51	4764.72
	Fut2	365.06	133.19	215.53	1210.31	4743.72
	Fut3	369.24	124.84	762.53	1164.45	4764.76
PILE 3	Fut1	366.21	126.42	878.67	1229.38	4839.04
	Fut2	366.14	126.21	871.24	1228.13	4838.92
	Fut3	361.96	134.38	285.01	1276.69	4818.24
PILE 4	Fut1	388.70	126.90	717.48	997.17	4409.55
	Fut2	388.89	126.87	710.40	997.66	4409.87
	Fut3	385.12	136.31	221.16	1040.10	4397.65
PILE 5	Fut1	389.98	116.09	682.74	891.54	4353.80
	Fut2	386.38	124.34	235.51	928.63	4339.32
	Fut3	390.06	116.12	678.38	892.10	4353.29

Les efforts sismiques à la base de chaque fut selon la combinaison E2.

		R _T (KN)	RL(KN)	RV(KN)	MT(KN.m)	ML(KN.m)
PILE 1	Fut1	140.94	387.64	1520.23	3016.62	1635.11
	Fut2	140.85	387.61	1524.32	3016.01	1635.12
	Fut3	134.00	423.63	140.43	3173.06	1604.58
PILE 2	Fut1	148.03	410.01	1843.65	3845.44	1852.86
	Fut2	138.73	442.92	131.39	4024.21	1810.35
	Fut3	148.07	410.10	1839.93	3846.43	1853.03
PILE 3	Fut1	147.44	413.60	1952.28	4049.94	1857.86
	Fut2	147.43	413.53	1948.78	4049.57	1857.94
	Fut3	137.99	445.64	149.37	4232.92	1817.16
PILE 4	Fut1	147.44	413.60	1952.28	4049.94	1857.86
	Fut2	147.43	413.53	1948.78	4049.57	1857.94
	Fut3	137.99	445.64	149.37	4232.92	1817.16
PILE 5	Fut1	140.95	415.25	1633.50	3290.17	1620.79
	Fut2	133.89	453.69	128.21	3461.33	1608.67
	Fut3	141.07	415.25	1629.60	3290.54	1620.46

Les efforts sismiques à la base de chaque fut selon la combinaison E3.

		R _T (KN)	RL(KN)	RV(KN)	MT(KN.m)	ML(KN.m)
PILE 1	Fut1	201.59	121.08	912.80	926.52	2637.96
	Fut2	201.08	121.02	926.08	924.76	2636.54
	Fut3	199.46	127.31	419.10	953.91	2630.11
PILE 2	Fut1	238.75	125.94	935.89	1169.11	3107.10
	Fut2	235.15	133.21	352.82	1210.54	3090.83
	Fut3	238.88	126.10	926.88	1171.31	3107.65
PILE 3	Fut1	239.36	127.01	969.42	1232.47	3067.56
	Fut2	239.30	126.89	961.66	1231.98	3067.59
	Fut3	235.40	134.42	360.77	1277.11	3049.94
PILE 4	Fut1	196.15	128.25	856.86	1003.01	2568.40
	Fut2	194.57	136.34	333.59	1040.56	2567.88
	Fut3	196.72	128.26	847.43	1003.99	2569.91
PILE 5	Fut1	189.42	117.92	876.05	898.77	2448.40
	Fut2	187.78	124.27	390.84	928.25	2444.91
	Fut3	189.87	118.08	865.26	900.92	2448.87

- **Evaluation des déplacements longitudinaux et transversaux des tabliers dus au séisme :**

	CULEE 1	CULEE 2	PILE 1	PILE 2	PILE 3	PILE 4	PILE 5
U _L (mm)	46	48	10	10	17	10	10
U _T (mm)	34	32	4.7	4.7	10	5.4	4.6

- **Etude sismique de la pile :**

	Effort vertical (KN)	Effort horizontal (KN)	Bras de levier (m)	Moment à la base (KN.m)
G Tablier	8841.81	/	/	/
G Chevetre	1051.88	/	/	/
G Fûts	4182.25	/	/	/
G Semelle	3180.00	/	/	/
AL	3435.81	157.76	21.4	3376.06
BC	1257.43	180.00	21.4	3852.00
MC120	1156.06	/	/	/
D240	2181.54	/	/	/
ST	120.00	/	/	/
Température	/	182.43	21.4	3904.05
Retrait + fluage	/	82.09	21.4	1756.82

Combinaisons des efforts à la base de chaque fût.

		FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)	MX(kN*m)	MY(kN*m)	MZ(kN*m)
PILE01	ELA	426.93	423.64	4595.10	3172.22	1991.15	10.52
	ELA	435.98	417.97	6214.30	2884.34	2033.41	11.46
	ELA	437.04	357.20	6239.26	3147.09	2036.35	13.21
PILE02	ELA	412.02	442.80	4727.04	4024.64	2766.96	14.15
	ELA	420.92	387.40	6702.93	3967.31	2812.96	16.04
	ELA	419.79	432.41	6680.43	3725.67	2808.31	14.46
PILE03	ELA	393.01	445.50	4805.22	4233.54	2729.90	24.77
	ELA	401.53	392.39	6872.44	4170.10	2774.40	26.12
	ELA	400.35	434.42	6850.40	3930.88	2769.28	25.17
PILE04	ELA	366.63	453.57	4464.78	3461.53	1395.61	28.98
	ELA	376.36	386.14	6287.67	3418.80	1433.48	29.92
	ELA	375.16	444.06	6265.00	3162.62	1429.74	31.08
PILE05	ELA	342.47	413.26	4487.11	3085.36	1030.67	29.25
	ELA	352.29	348.62	6102.38	3062.87	1070.65	29.66
	ELA	351.07	408.24	6079.23	2806.02	1066.39	31.97
PILE01	ELS AL	74.22	-0.13	5563.63	1.74	-2979.62	0.45
	ELS AL	76.79	35.14	6149.13	-151.20	-2968.16	-1.23
	ELS AL	76.42	-34.98	6123.06	152.87	-2969.16	2.12
PILE02	ELS AL	69.37	-0.05	5737.78	1.26	-2559.08	0.39
	ELS AL	70.64	-25.73	6239.47	139.91	-2551.62	1.70
	ELS AL	70.98	25.92	6264.96	-138.96	-2550.20	-0.93
PILE03	ELS AL	43.91	-0.04	5808.48	1.18	-2760.21	0.38
	ELS AL	44.89	-24.09	6300.50	137.62	-2754.24	1.17
	ELS AL	45.23	24.28	6325.91	-136.78	-2752.73	-0.43
PILE04	ELS AL	-25.31	-0.09	5494.39	1.49	-4024.49	0.47
	ELS AL	-23.81	-33.25	6036.23	148.38	-4017.75	-0.13
	ELS AL	-23.39	33.46	6061.75	-147.15	-4016.53	1.05
PILE05	ELS AL	-63.66	-0.12	5456.41	1.69	-4484.02	0.43
	ELS AL	-62.24	-34.22	6001.76	149.10	-4478.15	-1.06
	ELS AL	-61.85	34.39	6027.42	-147.50	-4477.04	1.90
PILE01	ELU AL	111.06	-0.13	7525.59	1.52	-4088.40	-0.02
	ELU AL	115.19	48.67	8335.80	-210.08	-4069.49	-2.51

	ELU AL	115.21	-48.53	8315.85	211.40	-4069.46	2.46
PILE02	ELU AL	100.20	-0.09	7756.42	1.43	-3537.49	-0.02
	ELU AL	102.80	-35.73	8465.06	193.89	-3522.88	1.87
	ELU AL	102.79	35.83	8485.09	-192.56	-3522.95	-1.91
PILE03	ELU AL	61.19	-0.09	7852.05	1.41	-3862.76	-0.02
	ELU AL	63.32	-33.48	8547.08	190.81	-3850.36	1.09
	ELU AL	63.30	33.56	8567.11	-189.48	-3850.44	-1.12
PILE04	ELU AL	-39.62	-0.14	7426.42	1.60	-5675.16	-0.02
	ELU AL	-36.47	-46.16	8191.37	205.47	-5661.59	-0.96
	ELU AL	-36.50	46.27	8211.43	-203.98	-5661.66	0.92
PILE05	ELU AL	-97.18	-0.13	7374.38	1.50	-6363.26	-0.02
	ELU AL	-94.14	-47.46	8144.44	206.11	-6351.03	-2.30
	ELU AL	-94.17	47.60	8164.39	-204.81	-6351.12	2.26