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

المـــدرســـة الوطنيـــة العليـــا للأشغـال العموميـة
فرنســيس جانســون

École Nationale Supérieure des Travaux Publics
Francis Jeanson

Mémoire

Pour l'obtention du diplôme d'Ingénieur d'État
Filière : Travaux Publics
Spécialité : Infrastructure de base

Thème

ETUDE ET CONCEPTION D'UN VIADUC SUR L'EVITEMENT DE RN7A DU PK50+300 JUSQU'A MARSAT BEN M'HIDI

Présenté par :

OUAHAB Hichem

Encadré par :

Mr DAHO Illiesse
Mr FEDGHOUCHE Ferhat

Promotion 2022 /2023

© ENSTP-FJ – Garidi - Vieux Kouba


بسم الله الرحمن الرحيم

Remerciement

Je remercie Dieu le tout puissant qui m'a donné la force, la volonté et la patience d'accomplir ce travail et le courage durant ces longues années d'étude.

A travers ces quelques lignes, je tiens à exprimer mes remerciements pour tous ceux et celles qui m'a aidé à la concrétisation de ce mémoire de projet de fin d'études ainsi qu'à la réussite de cette année universitaire.

Je tiens à exprimer mon profond respect et gratitude à mon encadreur Monsieur DAHO Illiesse directeur technique à la S.E.R.R.O.R et Professeur à l'université de Tlemcen, pour avoir accepté de m'encadrer tout au long de ce travail, pour sa disponibilité, son amabilité, ses conseils et suggestions durant tout mon cursus, et pour toute l'aide morale qu'il n'a cessé de me donner.

Je tiens également à remercier Monsieur FEDGHOUCHE Ferhat Professeur a l'école national supérieure des travaux publics pour l'intérêt qu'il a porté à mon projet en acceptant d'etre le co-encadreur de mon travail, Et de l'enrichir par ses propositions, je lui exprime ici ma profonde gratitude.

Que tout le corps professoral et administratif de l'école nationale supérieure des travaux publics *FRANCIS JEANSON* trouve ici le témoignage de notre profonde reconnaissance pour leur contribution à la formation.

Dédicace

Grace à Dieu tout puissant, je viens de terminer la rédaction de mon mémoire de fin d'études,

Je voudrais dédier avec une immense joie et un grand honneur :

A Mes chers parents en signe de ma profonde et affectueuse reconnaissance pour tous les sacrifices, les soutiens, les tolérances et les encouragements qu'ils ont bien voulu consentir pour moi. Tous les mots restant faibles pour leur exprimer mes sentiments et qu'ils acceptent seulement ces lignes en guise de témoignage. Que Dieu vous protège.

A Mon cher frère Houssam eddine pour son soutien et son encouragement.

A Ma chère sœur Imane qui était et demeure toujours présente dans ma vie.

A la mémoire de mes chers grands-parents paternels OUAHAB Mohammed et ZAOUI Zohra et que le tout puissant l'accueille dans son vaste paradis.

A la mémoire de mes chers grands-parents maternels MEROUANE Mohammed et NORE Ghalia et que le tout puissant l'accueille dans son vaste paradis.

A Mes chères amis.

A toute personne qui a su être présente lorsque j'en avais besoin.

OUAHAB Hichem

ملخص :

تمت كتابة هذه المذكرة في إطار مشروع التخرج، ويهدف بشكل رئيسي إلى دراسة وإنشاء جسر على تجنب الطريق الوطني رقم سبعة(RN7A) من PK50+300 الى مرسى بن مهيدي (تلمسان).

تمت المراحل الأساسية للعمل التي تتضمن تبرير الاختيار المعتمد للتصميم، ودراسة البنية العلوية والبنية التحتية والدراسة الزلزالية وتصميم العناصر الإنشائية المختلفة.

تم الالتزام باللوائح والتعليمات الجزائرية المعمول بها مثل (BAEL91, BPEL91, RCPR2008, RPOA2008)

كما تم الاعتماد على برامج الحاسوب مثل (? Robot Structural Analysis Professional, Socotec)

شكّل هذا المشروع فرصة هامة لاكتساب خبرة في مجال تصميم وبناء الجسور وتطبيق المعرفة النظرية واللوائح الجزائرية.

كلمات مفتاحية: لطريق الوطني رقم سبعة، مرسى بن مهيدي، تصميم، بنية علوية، بنية تحتية، دراسة زلزالية، عناصر إنشائية، اللوائح الجزائر، تصميم الجسور.

RESUME :

Ce présent mémoire a été rédigé dans le cadre du projet de fin d'étude, son objectif principal est étude de réalisation d'un pont sur l'evitement de RN7A du PK50+300 jusqu'à MARSAT BEN M'HIDI Tlemcen**.**

Le travail réalisé comprenait la justification de la variante choisie, l'étude de la superstructure et de l'infrastructure, le calcul de la précontrainte, l'étude sismique et le dimensionnement des éléments structuraux. Les règlements et logiciels de calcul utilisés en Algérie, tels que le BAEL91, BPEL91, RCPR2008, RPOA2008, Robot Structural Analysis Professional, Socotec et AutoCAD, ont été suivis.

Ce projet a permis d'acquérir une expérience pratique dans la conception et la construction des ponts, en mettant en œuvre les connaissances théoriques et les normes en vigueur. Les résultats obtenus démontrent une conception robuste et conforme aux exigences du projet.

Mots clés : Route Nationale n°7, Marsa Ben M'hidi, conception, superstructure, infrastructure, étude sismique, éléments structuraux, réglementation algérienne, conception du pont.

ABSTRACT :

This present thesis has been written as part of the final year project, with its main objective being the study and construction of a bridge on the bypass of RN7A, from PK50+300 to MARSAT BEN M'HIDI Tlemcen.

The work involved several key stages, including justifying the selected design variant, studying the superstructure and infrastructure, calculating prestressing, conducting seismic analysis, and dimensioning the various structural elements. Compliance with Algerian regulations such as BAEL91, BPEL91, RCPR2008, RPOA2008 was ensured, and software tools such as Robot Structural Analysis Professional, Socotec, and AutoCAD were utilized for calculations.

This project provided valuable experience in the field of bridge design and construction, applying theoretical knowledge and adhering to relevant standards and regulations in Algeria. The obtained results demonstrate a robust design that meets the project requirements.

Keywords: National Road n°7, Marsa Ben M'hidi, design, superstructure, infrastructure, seismic study, structural elements, Algerian regulations, bridge design.

SOMMAIRE

INTRODUCTION GENERALE 17
Chapitre IPRESENTATION DU PROJET 2
I-1 PESENTATION DU PROJET : 3
I-1.1 Objectif du projet : 3
I-1.2. Situation du projet : 3
I-1.3. Obstacle à franchir : 3
I-1.4. Caractéristiques de l'ouvrage : 3
I-2. LES DONNEES DU PROJET : 4
I-2.1. Les données fonctionnelles : 4
I-2.1.1. Tracé en plan : 4
I-2.1.2. Profile en long : 4
I-2.1.3. Profil en travers : 5
I-2.2 Données naturelles : 5
I-2.2.1. Données topographique : 5
I-2.2.2. Données climatique : 5
I-2.2.3. Données géologique : 5
I-2.2.4. Données géotechnique : 6
I-2.3. Données sismologique : 6
I-3. Conclusion : 6
Chapitre II CONCEPTION GENERALE 7
II-1. Introduction : 8
II-2. Choix du type d'ouvrage : 8
II-3. Critère de choix du type d'ouvrage : 8
II-4. Les paramètres intervenants dans le choix du type d'ouvrage : 8
II-5 VARIANTE N°1 : Pont mixte (bipoutre métallique a entretoise) 9
II-5.1 Présentation générale de la variante : 9
II-5.2 Implantation des appuis : 10
II-5.3 Pré-dimensionnement de la 1ere variante : 10
II.5.3.1 CONCEPTION DES POUTRES PRINCIPALES : 10
II.5.3.2. CONCEPTION DES ENTRETOISES : 10
II.5.3.3 CHOIX DE LA NUANCE D'ACIER 10
II.5.3.4. LA CONNEXION ENTRE LA DALLE ET LA CHARPENTE MÉTALLIQUE. 11
II-6. VARIANTE N°2 : Pont Voussoirs Construit par Encorbellement Successive : 13
II-6.1. Présentation générale de la variante : 13

II-6.2. Technique du procède : 13
I-6.3. Avantages et inconvénients : 13
II-6.4. Implantation des appuis : 14
II.6.5. Conception transversale : 14
II-7 VARIANTE N°3 : PONT À POUTRES « PRÉCONTRAINTES PAR POST-TENSION » À TRAVÉES INDÉPENDANTES : 17
II-7.1. Présentation générale de la variante : 17
II-7.2. Avantages et inconvénients : 17
II-7. 3 Pré-dimensionnement de la poutre : 18
II-8. Analyse multicritère : 19
II-8.1 La comparaison des différentes variantes proposées : 20
II-9. Conclusion : 20
Chapitre III REGLEMENTS ET MATERIAUX 21
III-1. Les règlements : 22
III-2. Matériaux : 22
III-2.1. Béton : 22
III-2.1.1. La résistance caractéristique à la compression : 22
III-2.1.2. La résistance caractéristique à la traction : 22
III-2.1.3. Contraintes Admissibles Du Béton : 22
III-2.1.3. Déformation Du Béton : 23
III-2.2. Acier : 23
III-2.3. Précontrainte : 25
III-3. Conclusion 26
CHAPITRE IV CALCUL DES CHARGES ET SURCHARGES 27
IV-1. Introduction : 28
IV-2. Type de charge : 28
IV-3. Calcule des charges permanentes (CP) : 28
IV-3.1. Poids de la poutre : 28
IV-3.2. Poids de la dalle : 29
IV-3.3. Poids de l'entretoise : 29
IV-4. Calcule des compléments des charges permanentes : 29
IV-4.1. Revêtement et étanchéité : 29
IV-4.2. Les corniches et Trottoirs : 29
IV-4.3. Les garde-corps et Les glissières de sécurité : 29
IV-5. Calcul des surcharges : 30

IV-5.1. Caractéristiques du pont : 30
IV-5.2. Type des surcharges : 32
IV-5.2.1. Système de charge A(l) : 32
IV-5.2.2. Système de charge B : 33
IV-5.2.3. Coefficient de majoration dynamique : 33
IV-5.2.4. Système Bc : 33
IV-5.2.5. Système Bt : 34
IV-5.2.6. Convoi Mc120 : 35
IV-5.2.7 Convoi exceptionnel type D240 : 36
IV-5.2.8 Efforts de Freinage : 36
IV-6. Conclusion : 37
CHAPITRE V CALCUL DES EFFORTS 38
LONGITUDINAUX 38
V-1. Calcule des moments fléchissant : 39
V-1.1. Moment fléchissant du au poids propres : 39
V-1.3. Calcul du moment dû à la surcharge Bc : 40
V-1.4 Calcul du Moment dû à La Surcharge Bt : 41
V-1.5 Calcul du moment dû à la surcharge Mc120 : 42
V-2. Calcul des efforts tranchants : 43
V-2.1. Calcul des efforts tranchants dû à la charge permanente : 43
V-2.2. Calcul des efforts tranchants dû à la surcharge A(l) : 43
V-2.3. Calcul des efforts tranchants dû à la surcharge Bc : 44
V-2.4. Calcul des efforts tranchants dû à la surcharge Bt : 44
V-2.5. Calcul des efforts tranchants dû à la surcharge Mc120 : 45
V-2.6. Calcul des efforts tranchants dû à la surcharge D240 : 46
V.3. Conclusion : 46
Chapitre VI ETUDE DE LA PRECONTRAINTE 48
VI.1. Introduction : 49
VI.2. Détermination de nombre de câbles : 49
VI.2.1. Détermination de nombre de câbles 49
VI.2.1. Les contraintes limites : 49
VI.2.2. Caractéristiques géométriques est mécaniques de câble : 50
VI.2.3La force de la précontrainte par câble : 50
VI.3. Détermination de nombre de câbles dans l'about : 50
VI.3.1. Vérification de contraintes : 51

VI.4. Tracé des câbles : 53
VI.5. Calcul des pertes de tension : 56
VI.5.1. Les pertes instantanées : 56
VI.5.1.1. Pertes dues au frottement : 56
VI.5.1.2. Perte de tension par recul de l'encrage : 57
VI.5.2.3. Pertes dues au raccourcissement instantané du béton : 58
VI.5.3. Pertes de tension différées : 60
VI.5.3.1. Pertes de tension due au retrait du béton : 60
VI.5.3.2. Perte de tension due à la relaxation de l'acier : 61
VI.5.3.3. Perte de tension due au fluage du béton : 61
VI.5.4. Récapitulative des pertes : 63
VI.6. Vérification des contraintes : 64
VI.6.1. Vérification des contraintes tangentielles : 64
VI.6.2. Vérification à la rupture : 66
VI.6.2.1 Sécurité à la rupture en flexion : 66
VI.6.2.2Sécurité à la rupture par l'effort tranchant : 67
VI.7. Ferraillage : 68
VI.8. Ferraillage de la zone médiane : 68
VI.8.1. Ferraillage de longitudinales de peau : 68
VI.8.2. Armatures longitudinales dans la zone tendue : 68
VI.8.3. Minimum d'armatures transversal : 69
VI.8.4. Justification des bielles de béton : 69
VI.8.5. Cadres de talon : 69
VI.9. Conclusion 70
CHAPITRE VII CALCUL DES DEFORMATION ET ETUDE DE L'HOURDIS 71
VII.1. Calcul des déformations : 72
VII.1.1. Introduction : 72
VII.1.2. Flèches et contre flèches : 72
VII.1.2.1. Flèches due au poids propre : 72
VII.1.2.2. Contre flèche de précontrainte : 72
VII.1.2.3. Flèche de construction : 73
VII.1.2.4. Flèche maximale à l'ELS : 73
VII.2. Etude de l'hourdis : 74
VII.2.1. Géométrie de l'hourdis : 74
VII.2.2. Etude de la flexion transversale : 74

VII.2.3. Ferraillage : 77
VII.3. Conclusion : 78
CHAPITRE VIII CALCUL DES EQUIPEMENT 79
VIII.1. Introduction : 80
VIII.2. APPAREILS D'APPUI : 80
VIII.2.1. Choix de type d'appareil d'appui : 81
VIII.2.2. Les appareils d'appuis en élastomère fretté : 81
VIII.2.3. Dimensionnement des appareils d'appui : 82
VIII.2.3.1. Aire de l'appareil d'appuis : 82
VIII.2.3.2 Hauteur nette de l'élastomère : 82
VIII.2.4. Vérification des appareils d'appuis : 83
VIII.2.4.1. Résistance à la compression : 83
VIII.2.4.3. Limitation de la distorsion : 84
VIII.3. Dés d'appuis : 84
VIII.3.1. Dimensions du dés d'appui : 85
VIII.3.2. Ferraillage du dé d'appui : 85
VIII.3.2.1. Armatures horizontales : 85
VIII.3.2.2. Frette supérieure : 86
VIII.3.2.3. Frette inferieure 86
VIII.4. Joint de chaussée : 86
VIII.5. Conclusion 87
CHAPITRE IX Etude sismique 88
IX.1. Introduction : 89
IX.2. Caractéristiques de l'ouvrage relatives à l'étude sismique : 89
IX.3. Méthode de calcul 89
IX.4. Spectre de réponse : 90
IX.5. Spectre de réponse de la composante horizontale : 91
IX.6. Spectre de réponse de la composante verticale : 93
IX.7. Modes significatifs : 93
IX.8. Le déplacement selon EX et EY : 94
IX.9. Conclusion : 95
CHAPITRE X ETUDE DE LA PILE 96
X.1. Introduction : 97
X.2. ETUDE DE LA PILE : 97
X.3. Conception de la pile : 97

X.4. Ferraillage des éléments de la pile : 100
X.4.1. Ferraillage du chevêtre : 100
X.4.1.1. Ferraillage longitudinale : 102
X.4.2. Etude des piles caisson : 104
X.5. Etude de fondation : 105
X.5.1. Les semelles : 105
X.5.1.1. Choix du type de fondations : 105
X.5.2 Dimensions de la semelle : 105
X.5.3. Les pieux : 107
X.5.3.1. Nombre des pieux : 107
X.5.3.2. Action sur les pieux 108
X.5.3.3. Section d'acier 109
X.5.3.4. Cerces transversales 109
CHAPITRE XI Etude de la culée 110
XI.1. Introduction : 112
XI.2. Les différents constituants de la culée : 112
XI.2.1. Chevêtre : 113
XI.2.1.1. Ferraillage longitudinale : 114
XI.2.2. Fut : 116
XI.2.3. Mur Garde grève : 118
XI.2.3.1 Calcul des sollicitations : 119
XI.2.3.2. Ferraillage : 121
XI.2.4. Corbeau : 121
XI.2.5. Dalle de transition : 122
XI.2.6. Mur en retour : 124
CONCLUSION GENERALE 127
BIBLIOGRAPHIE 129

LISTE DES FIGURES

Figure I.1 : Présentation du projet sur la carte d'état. 3
Figure I.2 : Vue en plan du projet. 4
Figure I.3 : Profil en long de l'ouvrage. 4
Figure I.4 : Profil en travers. 5
Figure II.1. Notation des dimensions du voussoir 14
Figure III. 1 : Diagramme conventionnel contrainte-déformation de l'acier. 25
Figure IV. 1 : Profil en long de la poutre 28
Figure IV.2 : Largeur roulable 31
Figure IV.3: Largeur chargeable. 31
Figure IV. 4: Disposition du système Bc dans la chaussée. 34
Figure IV. 5: Disposition du système Bt dans la chaussée. 35
Figure IV. 6 : Disposition du convoi Mc120 dans la chaussée. 35
Figure IV. 7: Convoi type D240. 36
Figure V. 1: Moment fléchissant du a la charge permanente. 39
Figure V. 2 : Disposition de la résultante du convoi (Système Bc) à droite de l'axe de la poutre. 40
Figure V. 3 : Disposition de La surcharge MC120 (la section la plus dangereuse). 42
Figure V. 4: Disposition de La surcharge D240 (la section la plus dangereuse). 42
Figure V. 6 : Schéma statique d'une poutre sous la surcharge A(L). 43
Figure V. 7 : Disposition du convoi Bc. 44
Figure V. 8 : Disposition du convoi Bt a x=0L. 44
Figure V. 9: Disposition du convoi MC120 a x=0L. 45
Figure V. 10: Disposition du convoi 240 a x=0L. 46
Figure VI.1 : Tracé des câblés à mi travée 53
Figure VI.2: Tracé des câbles sortants de l'about et à mi travée. 54
Figure VI.3 : Perte de tension par recul d'ancrage. 57
Figure VI.4. Ferraillage passif de la poutre. 70
Figure VII. 1 : Flèche max de la poutre due au poids propre. 72
Figure VII. 2: Contre flèche max de la poutre due à la mise en tension de la précontraintes. . 73
Figure VII. 3 : Flèche max de la poutre à ELS. 73
Figure VII. 4 : Modélisation de l'hourdis sur robot. 75
Figure VII. 5 : Effort tranchant Max- Dalle à l'ELU. 75
Figure VII. 6 : Moment Max- Dalle à l'ELU. 76
Figure VII. 7 : Effort tranchant Max- Dalle à l'ELS. 76

Figure VII. 8 : Moment Max- Dalle à l'ELS 77
Figure VII. 9: Ferraillage de la dalle. 78
Figure VIII. 1 : Appareil d'appuis en élastomère fretté 82
Figure IX.1 : Modèle de calcul 91
Figure IX. 2 : Spectre de réponse élastique Sae (T) - composante horizontale 93
Tableau IX. 1 : Modes propres. 93
Figure IX. 3 : Le déplacement EX 94
Figure X. 4 : Le déplacement EY 94
Figure X. 1 : Dimensions de la pile caisson (évidée) 98
Figure X. 2 : Efforts agissants sur le chevêtre 100
Figure X. 3 : Moment fléchissant maximal sous la combinaison 1.35G+1.6A(l). 101
Figure X. 4 : Moment fléchissant maximal sous la combinaison G+1.2A(l). 101
Figure X. 5 : Effort tranchant maximal sous la combinaison 1.35G+1.6A(l). 101
Figure X. 6 : Effort tranchant maximal sous la combinaison G+1.2A(l). 101
Figure X.7. Ferraillage du chevêtre 103
Figure X. 8 : Ferraillage de la Pile. 104
Figure X.9 : Ferraillage de la semelle. 107
Figure X.10: Plan de disposition des pieux sous la semelle. 107
Figure XI.1. Efforts agissants sur le chevêtre 113
Figure XI.2 : Moment fléchissant maximal sous la combinaison 1.35G+1.6A(l). 113
Figure XI.3: Moment fléchissant maximal sous la combinaison G+1.2A(l). 113
Figure XI.4 : Effort tranchant maximal sous la combinaison 1.35G+1.6A(l). 114
Figure XI.5 : Effort tranchant maximal sous la combinaison G+1.2A(l). 114
Figure XI.6. Ferraillage du chevêtre 115
Figure XI.7. Ferraillage d'un fût. 118
Figure XI.8. Poussée de la charge locale située en arrière du mur 119
Figure XI.9. Ferraillage Mur Garde grève et Corbeau. 122
Figure XI.10 : Charges sur la dalle de transition. 123
Figure XI.11 : Les moments MXX sur le mur en retour avec le logiciel. 124
Figure XI.12: Les moments MYY sur le mur en retour avec le logiciel. 125
Figure XI.13. Ferraillage du mur en retour. 126

LISTE DES TABLEAUX

Tableau II. 1 : Pré dimensionnement des poutres métalliques 10
Tableau II. 2 : Pré dimensionnement des entretoises 10
Tableau II.3. Récapitulation de découpage des voussoirs 14
Tableau II.4. Pré dimensionnement de la variante 02 15
Figure II. 2 : Morphologie générale d'un pont à poutre. 17
Tableau II. 5 : Pré-dimensionnement des éléments de la variante 03 18
Tableau II. 6 : Analyse multicritère 20
Tableau IV.1: Récapitulatif des charges. 30
Tableau IV.2 : Valeurs de a1 en fonction du nombre des voies chargées. 32
Tableau IV. 3: Calcule des charges A(l). 33
Tableau IV. 4: Calcul des coefficients de majoration dynamique et des charges Bc. 34
Tableau IV. 6: Réquapulatife des coefficients de majoration dynamique et des charges (2 voies chargée). 36
Tableau IV. 7: Les valeurs de la force de freinage de système de charge A(L) 37
Tableau V. 1 : Récapitulatif des réactions dues à la surcharges A(l). 40
Tableau V. 2 : Récapitulatif des moments dues à la surcharge A(l). 40
Tableau V. 3 : Récapitulatif du moment dû à la surcharge Bc. 41
Tableau V. 4: Récapitulatif du moment à la section dangereuse (Point S) dû à la surcharge Bt. 42
Tableau V. 5 : Récapitulatif des efforts tranchants sous la surcharge A(l) 43
Tableau V. 6: Récapitulatif des efforts tranchants sous la charge Bc a x=0L 44
Tableau V. 7 : Récapitulatif des efforts tranchants sous la charge Bt a x=0L. 45
Tableau VI.1. Les caractéristiques géométriques 49
Tableau VI.2 : Tracé des câbles 54
Tableau.VI.3 : l'allure du câble -1- 54
Tableau.VI.4 : l'allure du câble -2- 54
Tableau.VI.5 : l'allure du câble -3- 55
Tableau.VI.6 : Caractéristiques géométriques des sections après la détermination des positions des câbles : 55
Tableau VI.7 : calcul des pertes dues au frottement 56
Tableau VI.8 : Calcul de la longueur du glissement 57
Tableau VI.9 : Calcul des pertes dues au recul d'ancrage 57
Tableau VI.10. Pertes dues au raccourcissement (l'effet de la 1 f sur la lere famille) 58
Tableau VI.11. Pertes dues au raccourcissement (L'effet de la 2emme famille sur la fere famille) 59

Tableau VI.12. Pertes dues au raccourcissement (effet de la dalle sur la 1ere famille)..... 59
Tableau VI.13. Pertes dues au raccourcissement (Effet de la charge complémentaire sur les deux familles)..... 59
Tableau VI.14. Récapitulatif des pertes instantanées..... 60
Tableau .VI.15. Perte de tension due au retrait (1ere famille) : 60
Tableau. VI.16. Perte de tension due au retrait (2eme famille)..... 60
Tableau VI.17. Perte de tension due à la relaxation (1ere famille)..... 61
Tableau VI.18. Perte de tension due à la relaxation (2eme famille) 61
Tableau .VI.19. Perte de tension due au fluage (1ere famille 28 jours) 62
Tableau.VI.20. Perte de tension due au fluage (2eme famille) 62
Tableau .VI.21. Récapitulative des pertes différées..... 63
Tableau .VI.22. Récapitulative des pertes totales 63
Tableau .22. Caractéristiques géométriques..... 64
Tableau VII. 1 : Résultats de calcul de ferraillage de la dalle..... 77
Tableau X. 1 : hauteurs des piles..... 97
Tableau X. 2 : les combinaisons à ELS..... 98
Tableau X. 3 : les combinaisons à ELU. 99
Tableau X. 4 : Récapitulatif des charges verticales sur pile..... 99
Tableau X. 5 : récapitulatif des efforts. 102
Tableau X.6. Les valeurs de $X_{\theta p}$ et $X_{\theta M}$ 108
Tableau X.7. Résultats de combinaisons maximales agissant sur les pieux 108
Tableau XI. 1: récapitulatif des efforts..... 114
Tableau XI. 2 : Récapitulatif des charges verticales sur pile 116
Tableau XI. 3 : les combinaisons à ELS. 116
Tableau XI. 4 : les combinaisons à ELU. 117
Tableau XI. 5 : les valeurs de Mp/k. 120
Tableau XI. 6 : Evaluations des efforts de la dalle de transition. 123

INTRODUCTION GENERALE

INTRODUCTION GENERALE :

L'Algérie possède un réseau routier important qui nécessite la construction de ponts pour permettre la circulation fluide des personnes et des marchandises à travers le pays. La construction de ponts en Algérie a connu une évolution importante ces dernières années, avec la réalisation de plusieurs projets de grande envergure.

L'étude de réalisation d'un pont est une étape cruciale dans la construction d'une structure de ce type. Elle consiste à analyser les différentes contraintes techniques, environnementales, économiques et sociales liées à la construction d'un pont.

L'objectif de l'étude de réalisation d'un pont est de définir les spécifications techniques et les exigences nécessaires pour la conception et la construction du pont. Elle permet également d'identifier les risques potentiels et de trouver des solutions pour les éviter ou les minimiser.

L'étude de réalisation d'un pont implique l'analyse de plusieurs aspects tels que l'emplacement du pont, la nature du sol, les conditions environnementales, les exigences en matière de sécurité, les coûts de construction, les normes de qualité, les matériaux à utiliser, les méthodes de construction et la gestion du projet.

Chapitre I

PRESENTATION DU PROJET

I-1 PESENTATION DU PROJET :

I-1.1 Objectif du projet :

Le présent projet est la réalisation d'un pont sur l'évitement de Marsa Ben M'hidi se situe au nord-ouest de la wilaya de Tlemcen.

I-1.2. Situation du projet :

L'ouvrage d'art prévu ce trouve au nord-ouest de la wilaya de Tlemcen et situe entre PK50+300 au PK50+474.

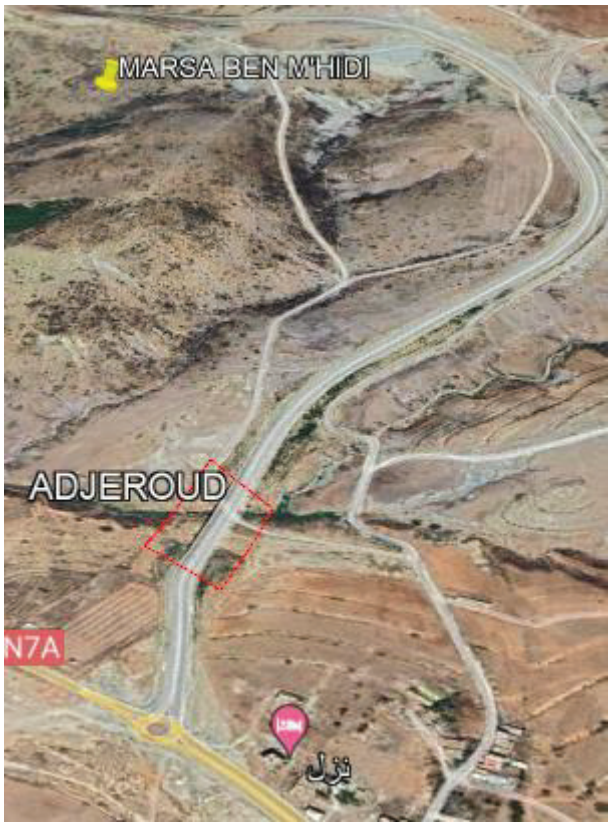


Figure I.1 : Présentation du projet sur la carte d'état.

I-1.3. Obstacle à franchir :

L'obstacle franchi par le pont représente une vallée d'une hauteur moyenne de 25m, sans présence d'eau ni d'autres structures.

I-1.4. Caractéristiques de l'ouvrage :

- Longueur : 174 m
- Largeur de tablier : 9.5 m
- La pente : 2%

I-2. LES DONNEES DU PROJET :

I-2.1. Les données fonctionnelles :

Les données fonctionnelles sont les caractéristiques techniques nécessaires pour garantir le bon fonctionnement de l'ouvrage de franchissement, comme un pont. Le tracé en plan, le profil en long et le profil en travers sont des éléments importants pour définir la géométrie d'une voie.

I-2.1.1. Tracé en plan :

L'ouvrage est un pont droit d'une longueur de 174m et de largeur de 20m.

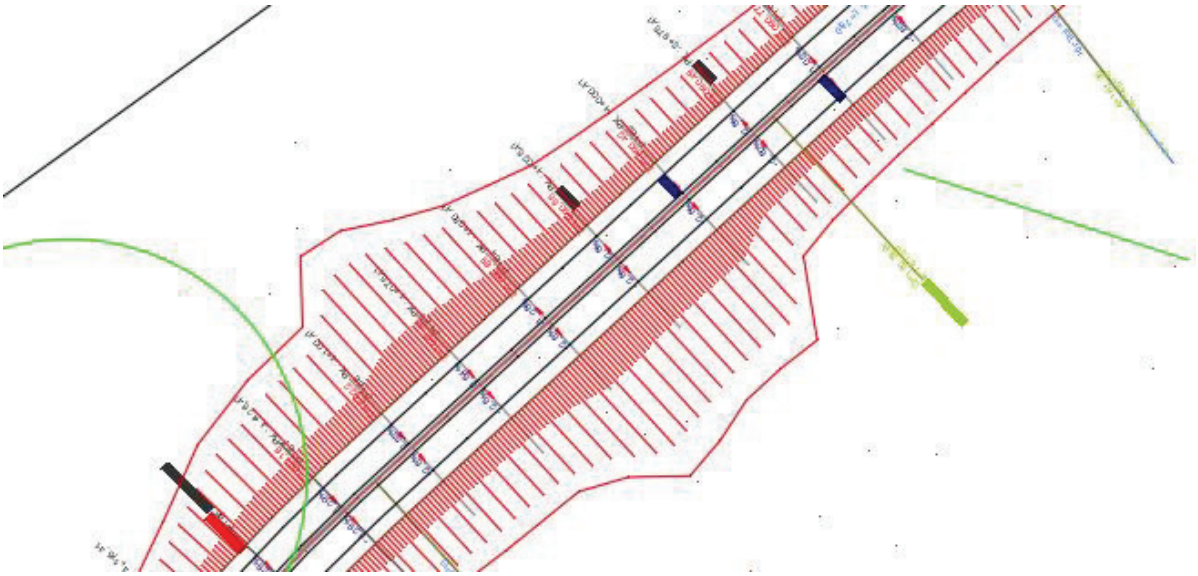


Figure I.2 : Vue en plan du projet.

I-2.1.2. Profile en long :

Le profil en long est un élément clé dans la conception d'un pont, car il permet de définir la géométrie et la morphologie de l'ouvrage sur sa longueur, en prenant en compte les contraintes du site, les exigences de la circulation routière et les règles de sécurité.

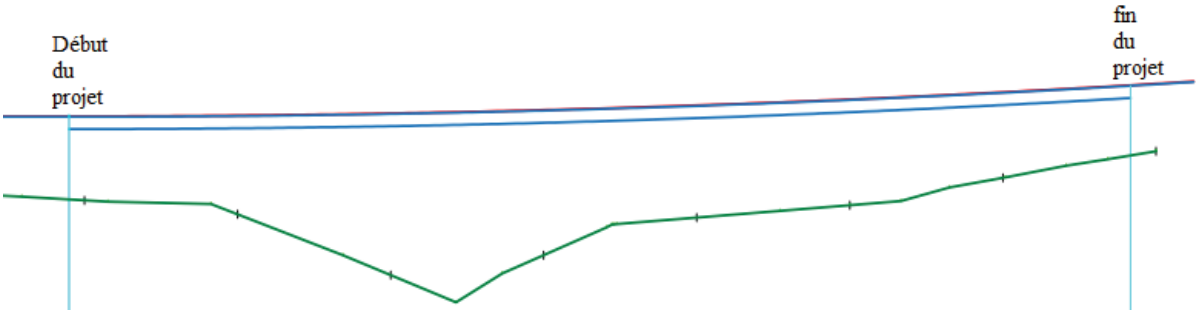


Figure I.3 : Profil en long de l'ouvrage.

I-2.1.3. Profil en travers :

Le profil en travers représente la section transversale de la voie. Il permet de définir les largeurs de chaussée, de trottoirs, les bordures, les caniveaux, etc.

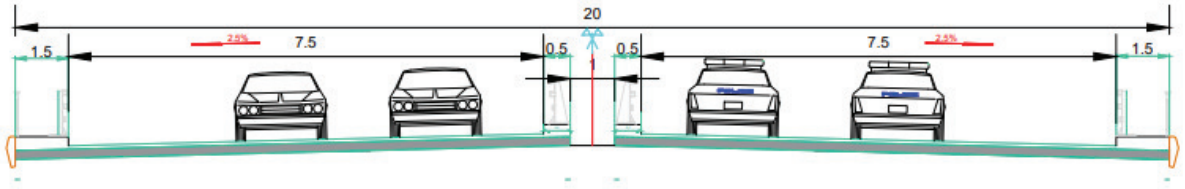


Figure I.4 : Profil en travers.

I-2.2 Données naturelles :

I-2.2.1. Données topographique :

Le levé topographique du site a montré que le projet sera implanté sur un terrain présente un relief moins accidenté principalement composée des montagnes. C'est l'une des caractéristiques de la région.

I-2.2.2. Données climatique :

La région se situe bénéficie d'un climat tempéré chaud. Les précipitations sont plus importantes en hiver qu'en été.

Au cours de l'année, la température varie généralement de 0 °C à 33 °C et est rarement inférieure à -3 °C ou supérieure à 37 °C.

I-2.2.3. Données géologique :

Ces données concernent la nature du sol et du sous-sol, sans oublier la connaissance du niveau de la nappe phréatique, sont très importantes. Leur recueil constitue une étape décisive pour le choix du type de fondations. Le viaduc est situé dans le domaine interne du Tell. On y trouve des formations très diverses aussi bien meubles que rocheuses :

- Des alluvions quaternaires au niveau des plaines alluviales de Ghazaouet, de la vallée de Nedroma et de la plaine de Maghnia.

- Des dolomies et calcaires, des grés, argiles et marne-calcaires du secondaire, que forment les massifs des Trairas, ainsi que les marnes Miocènes au voisinage de Hammam Bougherrara.

- Des granites à l'exemple du massif granitique de Nedroma.

- Des roches volcaniques (basaltes, rhyolites).

I-2.2.4. Données géotechnique :

Lors de la conception d'un pont, des études géotechniques sont réalisées pour évaluer la capacité portante du sol et la stabilité du terrain. Ces études peuvent inclure des forages, des essais de sol, des analyses géophysiques et des modélisations numériques pour caractériser la structure géologique sous-jacente et déterminer les propriétés mécaniques des sols et des roches.

Les résultats de ces études permettent de déterminer le type de fondation le plus approprié pour le pont, qu'il s'agisse de fondations superficielles (fondations sur semelles isolées, fondations sur pieux, etc.) ou de fondations profondes (fondations sur pieux, caissons, etc.). Les données géotechniques sont également utilisées pour évaluer les risques sismiques et les mouvements du sol, qui peuvent affecter la stabilité du pont.

I-2.3. Données sismologique :

L'ouvrage est situé dans la wilaya de Tlemcen. Selon le règlement parasismique algérien (RPOA), notre ouvrage est classé en zone I c'est-à-dire une zone de sismicité faible.

I-3. Conclusion :

La récolte des données relatives à l'ouvrage et au site d'implantation est une étape cruciale dans l'étude et la conception d'un pont, car elle permet de prendre en compte toutes les contraintes environnementales et fonctionnelles pour garantir la sécurité et la durabilité de la structure.

Chapitre II

CONCEPTION GENERALE

II-1. Introduction :

Dans cette section, j'ai cherché à trouver une conception appropriée en prenant en considération les critères techniques, économiques et esthétiques. Après cela, j'ai utilisé une analyse multicritère pour sélectionner une variante pour une étude plus approfondie.

II-2. Choix du type d'ouvrage :

Effectivement, une fois que toutes les données ont été recueillies, le projeteur doit commencer à étudier les différentes options qui s'offrent à lui en termes de conception, en prenant en compte les critères techniques, économiques et esthétiques. Cette étape implique de bien connaître les caractéristiques et les limites de chaque solution envisageable, ainsi que leur coût. Ensuite, il devra effectuer une analyse multicritère pour évaluer les différentes options et choisir la meilleure solution pour l'ouvrage en question. Cette analyse devra tenir compte des différents aspects du projet, notamment la faisabilité technique, la rentabilité économique et l'aspect esthétique.

II-3. Critère de choix du type d'ouvrage :

Lors du choix d'une solution technique pour un ouvrage, plusieurs critères doivent être pris en compte. La nature de l'obstacle à franchir et la voie portée influencent la hauteur et la portée de l'ouvrage, tandis que la fonction mécanique peut impacter les matériaux et les sections utilisés. La disposition en plan, les profils de la chaussée et le gabarit à respecter sont importants pour l'esthétique et l'intégration dans le paysage. Les conditions d'exécution et d'accès affectent la méthode de construction et le choix des équipements. En considérant tous ces critères, les concepteurs peuvent proposer une solution technique optimale pour l'ouvrage.

II-4. Les paramètres intervenants dans le choix du type d'ouvrage :

En effet, ces paramètres sont importants pour déterminer le type d'ouvrage à construire. Voici quelques explications pour chacun de ces paramètres :

Les profils de la chaussée : en fonction des contraintes du terrain et des besoins en termes de pente, il est possible de choisir entre un ouvrage plat ou un ouvrage avec un profil en long courbe ou en pente.

Les positions possibles des appuis : en fonction des caractéristiques du terrain et des contraintes de l'ouvrage, il est possible de définir les positions des appuis de l'ouvrage.

La nature du sol de fondation : il est important de connaître les caractéristiques géotechniques du sol de fondation pour déterminer le type d'ouvrage à construire, notamment en termes de fondations et de soutènements.

Hauteur du tirant d'air à respecter : selon les normes et les exigences réglementaires, il peut être nécessaire de respecter une certaine hauteur de tirant d'air pour permettre le passage des véhicules et des piétons sous l'ouvrage.

Les conditions d'exécution et d'accès à l'ouvrage : il est important de prendre en compte les contraintes d'exécution et d'accès à l'ouvrage pour déterminer le type d'ouvrage le plus approprié en termes de coût, de délais et de sécurité.

II-5 VARIANTE N°1 : Pont mixte (bipoutre métallique a entretoise)

II-5.1 Présentation générale de la variante :

Les ouvrages mixtes à poutres sont généralement constitués d'un tablier en dalle en béton armé et de poutres principales en charpente métallique qui sont connectées à la dalle. Ces poutres principales sont généralement des profilés en acier (H, I, ou double T), qui permettent de résister aux charges de flexion et de cisaillement. Les entretoises, quant à elles, sont des poutres secondaires également en acier, qui sont disposées entre les poutres principales et qui servent à renforcer la structure. Les entretoises peuvent être droites ou courbes, et leur dimensionnement dépend des charges à supporter et des portées des poutres principales

- **Les ouvrages mixtes à poutres présentent plusieurs avantages** :
  - Une grande portée est possible avec des poutres relativement minces.
  - L'utilisation de matériaux différents permet d'optimiser les propriétés mécaniques et de réduire le poids de l'ouvrage.
  - Les poutres en acier ont une bonne résistance à la fatigue, ce qui est important pour les ponts soumis à des charges cycliques.
  - Les ouvrages mixtes à poutres sont facilement modifiables, ce qui permet d'adapter l'ouvrage à des modifications de la charge ou à l'évolution des besoins.
- **Les inconvénients des ouvrages mixtes à poutres peuvent inclure :**
  - Coût initial élevé : Les ouvrages mixtes à poutres sont généralement plus coûteux à construire que les ouvrages en béton armé ou en charpente métallique, car ils nécessitent des matériaux supplémentaires et des compétences particulières pour leur assemblage.
  - Entretien régulier : Les poutres mixtes peuvent nécessiter un entretien régulier pour garantir leur sécurité et leur longévité. Les éléments en acier peuvent être exposés à la corrosion et doivent être régulièrement inspectés et protégés contre les éléments.
  - Limitations de conception : Les ouvrages mixtes à poutres peuvent être limités dans leur conception en raison des contraintes de fabrication et d'assemblage des matériaux.
  - Faible résistance au feu : Les poutres mixtes en acier et en béton ont une faible résistance au feu par rapport aux poutres en béton armé, ce qui peut nécessiter l'installation de mesures de protection supplémentaires telles que des revêtements intumescents ou des sprinklers.
  - Difficulté d'ajout de charges supplémentaires : Les ouvrages mixtes à poutres peuvent avoir des difficultés à supporter des charges supplémentaires après leur construction, car les éléments en acier sont souvent calculés en fonction de la charge maximale prévue lors de la conception initiale.

II-5.2 Implantation des appuis :

Le Pont mixte que nous avons proposé est de longueur totale de 174 mètres linéaires, donc on prend 3 travées. Il est composé de :

- Deux (2) travées de rives : 54 m chacune.

- une (1) travées centrales de 66m.

II-5.3 Pré-dimensionnement de la 1ere variante :

II.5.3.1 CONCEPTION DES POUTRES PRINCIPALES :

Les poutres principales sont des profilés reconstitués soudés en forme I, le tableau ci-dessous récapitules tout le pré dimensionnement de la poutre :

Tableau II. 1 : Pré dimensionnement des poutres métalliques

Élément	Ratio usuel	Valeur retenue
Épaisseur de la dalle en Béton armé	240 à 260 mm	**250mm**
Hauteur de la poutre (HP)	HP =L/25	**2350mm**
Épaisseur de l'âme (tw)	$tw \geq 0{,}005 \times d$	**25mm**
Largeur semelle inferieure (bi)	$400\ mm \leq bi \leq 1300\ mm$	**800mm**
Largeur semelle supérieure (bs)	$400\ mm \leq bs \leq 1300\ mm$	**600mm**
Épaisseur semelle inferieure (twi)	$20 \leq ti \leq 150$	**40mm**
Épaisseur de la semelle supérieure (tws)	$20 \leq ts \leq 150$	**30mm**

II.5.3.2. CONCEPTION DES ENTRETOISES :

Tableau II. 2 : Pré dimensionnement des entretoises

Éléments	Valeur
Hauteur de l'entretoise	**600mm**
Largeur de la semelle b	**200mm**
Épaisseur de la semelle tf	**20mm**
Epaisseur de l'âme tw	**10mm**

II.5.3.3 CHOIX DE LA NUANCE D'ACIER

La nuance d'un acier est une désignation normalisée qui indique ses caractéristiques mécaniques. Dans le cas des aciers utilisés pour la construction métallique, la lettre S est souvent utilisée pour indiquer l'utilisation de l'acier de construction métallique suivi de la limite élastique de l'acier en N/mm2.

Par exemple, la nuance S355 indique que l'acier a une limite élastique de 355 N/mm2. Cette nuance est souvent utilisée pour les éléments longitudinaux des ouvrages métalliques, comme les poutres principales. Il est important de choisir une nuance d'acier appropriée pour les éléments de l'ouvrage, en tenant compte de la charge et des conditions environnementales, afin d'assurer une performance structurelle adéquate.

II.5.3.4. LA CONNEXION ENTRE LA DALLE ET LA CHARPENTE MÉTALLIQUE

Les connecteurs (goujons) sont des éléments indispensables pour assurer la continuité de la structure mixte. Ils permettent de reprendre les efforts de cisaillement entre la dalle en béton et les poutres métalliques, évitant ainsi le glissement relatif entre les deux matériaux. Les goujons sont soudés sur les poutres métalliques et sont insérés dans des trous pratiqués dans la dalle avant coulage du béton. Cela permet d'obtenir une connexion rigide et résistante entre les deux matériaux. La disposition des goujons sur la poutre dépendra des efforts à reprendre et de l'espacement des poutres.

II-6. VARIANTE N°2 : Pont Voussoirs Construit par Encorbellement Successive :

II-6.1. Présentation générale de la variante :

Il s'agit de la méthode de construction par encorbellement. Elle est largement utilisée pour la construction de ponts en béton précontraint. Les voussoirs, qui sont les éléments constitutifs du tablier, sont construits en porte-à-faux à partir des piles et/ou des voussoirs précédents. Les câbles de précontrainte sont alors tendus pour assurer la cohésion entre les voussoirs et créer une structure autoporteuse. Cette méthode permet de construire des ponts à longue portée sans avoir recours à des cintres ou des échafaudages au sol, ce qui en fait une solution économique et efficace. Cependant, elle requiert une grande précision dans la mise en place des voussoirs et des câbles de précontrainte, ainsi qu'une expertise en matière de béton précontraint.

II-6.2. Technique du procède :

La technique de construction par encorbellement consiste à construire le tablier d'un pont en tronçons successifs appelés voussoirs, sans avoir besoin de cintres ou d'échafaudages au sol. Chaque voussoir est construit en encorbellement par rapport à celui qui le précède, en utilisant des coffrages spéciaux pour maintenir la forme du tablier en béton armé ou précontraint. Une fois que le voussoir est terminé, les câbles de précontrainte qui y sont fixés sont tendus pour le plaquer contre le voussoir précédent et former une console autoporteuse.

Cette technique présente de nombreux avantages, tels que la possibilité de construire des ponts à longue portée avec une grande précision, une réduction des coûts liés aux échafaudages et aux cintres, ainsi qu'une réduction du temps de construction. Cependant, elle nécessite une planification et une exécution minutieuses, ainsi que des équipements spécialisés pour la mise en place des coffrages et la mise en tension des câbles de précontrainte.

I-6.3. Avantages et inconvénients :

- **Avantages de la technique de construction par voussoirs précontraints :**
  - Elle permet une construction rapide et efficace, avec peu d'équipements et peu de matériaux.
  - Elle permet des portées importantes sans interruption de circulation, ce qui est très intéressant pour les ponts routiers ou autoroutiers.
  - Elle offre une grande flexibilité en termes de géométrie de la structure et de choix des matériaux.
  - Elle permet d'obtenir une structure légère et élancée, avec une grande résistance à la fatigue.
- **Inconvénients de la technique de construction par voussoirs précontraints :**
  - Elle nécessite une grande précision dans la réalisation des voussoirs, car toute erreur de mesure peut se répercuter sur l'ensemble de la structure.
  - Elle nécessite une mise en place rigoureuse des câbles de précontrainte, qui doivent être tendus avec une grande précision pour assurer une bonne répartition des efforts.
  - Elle est généralement plus coûteuse que les techniques traditionnelles de construction de ponts en béton ou en acier.

- Elle peut être limitée dans les zones sismiques, car la structure peut avoir des comportements dynamiques complexes qui doivent être soigneusement pris en compte lors de la conception et de la construction.

II-6.4. Implantation des appuis :

On propose dans cette variante à projeter un pont voussoir à hauteur variable composé de deux travées de 87 m.

Tableau II.3. Récapitulation de découpage des voussoirs

Type de voussoirs	Ratio usuel	Valeur retenu
Voussoirs sur piles	7 à 10 m	7
Voussoirs de clavages	1.5 à 3 m.	2.3
Voussoirs courants	2.5 à 5 m.	**5**

II.6.5. Conception transversale :

❖ **Pré dimensionnement du voussoir :**

Le tableau ci-dessous présente les formules et intervalles de chaque paramètre relatif à la construction de ponts en béton précontraint par encorbellements successifs, tels qu'indiqués dans le guide SETRA.

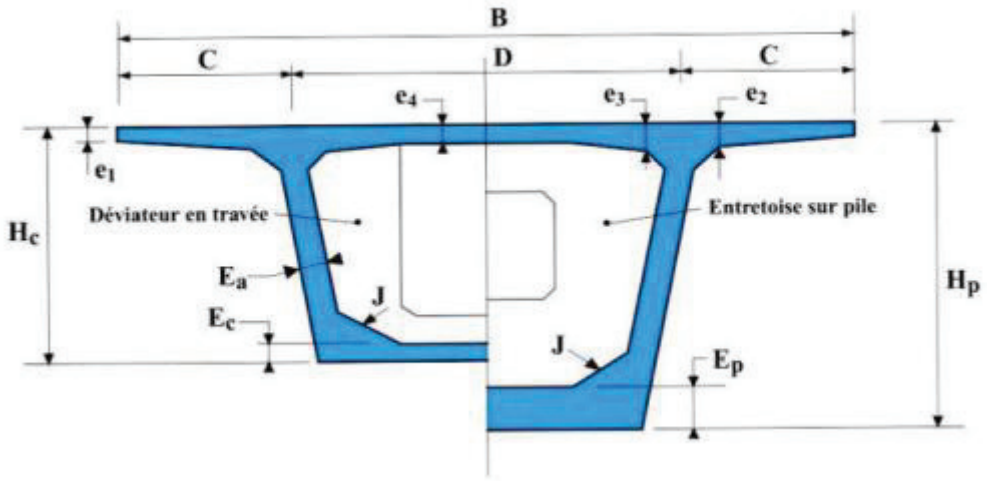


Figure II.1. Notation des dimensions du voussoir

Tableau II.4. Pré dimensionnement de la variante 02

Elément	Intervalle en m	Valeur retenue en m
Hauteur du voussoir Sur pile	L/hp = 14 + L/45	5.3m
Hauteur du voussoir A la clef	L/hc = 19 + L/7	2.7m
Largeur du voussoir	B < 20	9.5 m
C	B/4	2.26m
D	B-2C	4.98m
e_1	e1 ≥ 16 à 18 cm	0.25m
e_2	C/8 ≤ e2 ≤ C/7	0.43m
e_3	e3 ≥ e2 − 10 et e3 ≥ 1,5e4	0.42m
e_4	D/30 ≤ e4 ≤ D/25	0.3m
Epaisseur de l'âme	Ea ≥ 0,26 + L/500	0.44m
Epaisseur de l'hourdis inferieur Sur pile	35 ≤ Ep ≤ 80 cm	0.75m
Epaisseur de l'hourdis inferieur A la clef	Ec ≥ 18 à 22 cm	0.3m
Gousset supérieur	30° ≤ α ≤ 45°	45°
Gousset inférieur	40° ≤ α ≤ 45°	40°

II-7 VARIANTE N°3 : PONT À POUTRES « PRÉCONTRAINTES PAR POST-TENSION » À TRAVÉES INDÉPENDANTES :

II-7.1. Présentation générale de la variante :

Les ponts à poutres préfabriquées en béton précontraint sont une solution économique pour des portées allant jusqu'à 30 mètres en précontrainte par prés-tension et entre 30 et 50 mètres en précontrainte par post-tension solidarisée par un hourdis en béton coulé en place. Ces poutres sont reliées entre elles par des entretoises uniquement au niveau des appuis. Cette conception est particulièrement adaptée pour la réalisation de viaducs comportant de nombreuses travées, nécessitant des moyens de mise en place spécifiques. Il existe deux types de tabliers pour cette famille de ponts : les ponts à poutres précontraintes de type VIPP (par post-tension) et les ponts à poutres préfabriquées précontraintes de type PRAD (par adhérence). Bien que présentant de nombreux points communs, ces deux types de tabliers diffèrent essentiellement par la technologie employée pour réaliser la précontrainte, la post-tension permettant une mise en œuvre sur chantier, tandis que la pré-tension ou précontrainte par adhérence est essentiellement mise en œuvre sur des bancs de préfabrication en usine.



Figure II. 2 : Morphologie générale d'un pont à poutre.

II-7.2. Avantages et inconvénients :

Les avantages des ponts poutres préfabriqués en béton précontraint sont nombreux :

- Economie de temps : la préfabrication des poutres en usine permet une mise en place rapide et simplifiée sur chantier, réduisant ainsi les délais de construction.
- Economie de coûts : la préfabrication en usine permet une meilleure maîtrise des coûts de production et une réduction des coûts de main d'œuvre sur le chantier.
- Solidité : le béton précontraint confère aux poutres une grande résistance aux efforts de flexion et de torsion, ce qui permet des portées plus importantes et des tabliers plus légers.
- Durabilité : le béton précontraint a une meilleure résistance aux agressions extérieures (gel, corrosion, etc.) et une durée de vie plus longue que le béton armé classique.

Cependant, il y a également des inconvénients associés aux ponts poutres préfabriqués en béton précontraint :

- La mise en œuvre de la précontrainte peut être complexe et nécessite des compétences techniques spécifiques pour éviter tout risque de fissuration.
- La préfabrication en usine nécessite une logistique importante pour le transport des éléments de grandes dimensions jusqu'au chantier.
- Les coûts de préfabrication peuvent être élevés pour les projets de petites envergures.
- Les poutres préfabriquées peuvent être limitées en termes de formes et de dimensions, limitant ainsi la créativité architecturale.

II-7. 3 Pré-dimensionnement de la poutre :

On a suivi le document SETRA « VIPP » pour le dimensionnement de la poutre.

Tableau II. 5 : Pré-dimensionnement des éléments de la variante 03

ÉLEMENT	RATIO USUEL	RESULTATS
Entraxe des Poutres	λ varie de l'ordre 1.5 m à 2,5 m	1.7m
Nombre des poutres	$\boldsymbol{N = La/\lambda} +1$	6
Elancement du tablier ht	$l/\mathbf{20} \leq \mathbf{ht} \leq \mathbf{L/16}$	1.75
Epaisseur de l'âme en travée	$\boldsymbol{Ea} \geq \mathbf{14} + \emptyset$	25cm
Epaisseur de l'âme aux abouts d'appuis	les âmes sont dimensionnées pour résister à l'efforttranchant	60cm
Largeur de talon	La largeur des talons varie de 0,60 à 0,90 m.	0.6m
Epaisseur de talon	Généralement comprise entre 0,10 m et 0,20 m	15cm
Largeur de la table de compression	$0.6h \leq b \leq 0.8h$	1m
Epaisseur de la table de compression	L'épaisseur de la table de compression varie entre 12 et 15 cm.	15cm
Epaisseur de la dalle	Justification au poinçonnement par charge concentré)	25cm
Largeur de la dalle	Égal à la largeur de la chaussée roulable plus les trottoirs	9.5m

II-8. Analyse multicritère :

Une analyse multicritère est une méthode utilisée pour comparer et évaluer différentes options en utilisant plusieurs critères. Pour l'analyse multicritère entre trois variantes de conception de pont, voici quelques avantages et inconvénients possibles pour chacune :

- **Voussoir :**

Avantages :

- Peut offrir une solution légère et esthétique pour les portées moyennes à grandes.
- Réduit les coûts de construction grâce à des temps de construction plus courts et une utilisation réduite d'équipements de levage lourd.
- Permet une grande flexibilité dans la conception et l'adaptation aux contraintes géométriques et topographiques.

Inconvénients :

- Nécessite une planification minutieuse pour assurer la stabilité des voussoirs pendant la construction.
- Peut nécessiter des équipements spéciaux pour la mise en place et la précontrainte.
- Peut nécessiter une maintenance plus fréquente en raison de la présence de joints.

- **Pont à poutres précontraintes :**

Avantages :

- Offre une solution économique pour les portées moyennes à longues.
- Permet des temps de construction plus courts grâce à la préfabrication des poutres en usine.
- Permet une utilisation minimale d'équipements de levage lourds.

Inconvénients :

- Limité en termes de flexibilité de conception et d'adaptation aux contraintes géométriques et topographiques.
- Peut nécessiter des équipements spéciaux pour la mise en place et la précontrainte.
- Peut nécessiter une maintenance plus fréquente en raison de la présence de joints.

- **Pont à poutres mixtes :**

Avantages :

- Offre une solution légère et économique pour les portées moyennes à longues.
- Permet une grande flexibilité dans la conception et l'adaptation aux contraintes géométriques et topographiques.
- Peut être mis en place rapidement avec un équipement de levage standard.

Inconvénients :

- Nécessite une planification minutieuse pour assurer la stabilité des poutres pendant la construction.
- Peut nécessiter des équipements spéciaux pour la mise en place et la précontrainte.
- Peut nécessiter une maintenance plus fréquente en raison de la présence de joints.

II-8.1 La comparaison des différentes variantes proposées :

Tableau II. 6 : Analyse multicritère

Les variantes	Economie	Réalisation	Esthétique
Pont mixte (bipoutre métallique aentretoise) 	-Le coût est plus élevé. –l'entretien contre la corrosion et le phénomène de fatigue dans les assemblages.	besoins d'une Main d'œuvre qualifié. -Besoins de contrôle strictde qualité de travail (soudure, boulonnage, goujons).	Notre ouvrage est situé àl'extérieur de la zone urbaine c'est pour ça le facteur esthétique est un critère très peu décisif dansle choix du type d'ouvrage.
Pont Voussoirs Construit par Encorbellement Successive. 	-Consommation importante des matériaux (béton, acier...etc.).	Coffrage spécial (équipement mobile). -Le délai est très long par rapport aux autres variantes.	
Pont à poutre précontrainte par post-tension 	-Poids propre relativement important qui impose l'utilisation des fondations profondes.	-Simple à réalisé	

Tableau II. 7 : Devis estimatif et quantitatif des 3 variantes.

VARIANTES	Cout unitaire (DA / m²)	Cout Totale (DA)
Variante 01	400 000	**132.240.000**
Variante 02	350 000	**115.710.000**
Variante 03	250 000	**86.250.000**

II-9. Conclusion :

Suite à l'analyse multicritères, il a été conclu que la variante **"Pont à poutres précontraintes"** est la plus avantageuse. Par conséquent, une étude détaillée de cette variante sera menée dans les chapitres suivants**.**

Chapitre III

REGLEMENTS ET MATERIAUX

III-1. Les règlements :

Le calcul des structures sera effectué conformément aux :

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

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

- **Règles R.C.P.R** : « Règles définissant les charges à appliquer pour le calcul et les épreuves des ponts routes ».

- Règles **R.P.O.A** 2008 : « Règles parasismiques applicables au domaine des ouvrages d'art ».

- **Guide SETRA** : « Service d'étude technique des routes et autoroutes ».

III-2. Matériaux :

III-2.1. Béton :

La résistance du béton est mesurée par sa valeur de résistance à la compression à l'âge de 28 jours, notée f_{c28}. Le dosage du béton est de 400 kg/m^3 de ciment CPA 325.

Densité : la masse volumique du béton armé est : $\gamma = 2,5\ t/m3$.

III-2.1.1. La résistance caractéristique à la compression :

Pour les sollicitations exercées sur un béton âgé de moins de 28 jours, on utilise la résistance caractéristique "fcj". Les normes BAEL et BPEL donnent des règles spécifiques pour cette situation, pour un béton non traité thermiquement et pour un âge j inférieur ou égal à 28.

$$f_{cj} = \frac{j}{4.76+0.86j} + f_{c28} \text{ si : } f_{c28} \leq 40\text{MPa}$$

$$f_{cj} = \frac{j}{1.4+0.95j} + f_{c28} \text{ si : } f_{c28} \geq 40\text{MPa}$$

III-2.1.2. La résistance caractéristique à la traction :

La résistance caractéristique à la traction du béton à un âge j est une propriété importante pour les problèmes de fissuration, de traction et de cisaillement. Cette propriété est notée "$f$tj" et est conventionnellement définie par une relation spécifique.

$f$tj = 0,6 + 0,06 $f$cj (MPa) pour $f$cj < 60 MPa

III-2.1.3. Contraintes Admissibles Du Béton :

La contrainte σ en service et bornée à une valeur appelée contrainte admissible définie par :

- **Contrainte admissible à la compression** :

Contrainte Admissibles à l'ELU :

$$fbu \frac{= 0.85 \times fcj}{\theta \times \gamma b}$$

f_{c28} : Résistance caractéristique à 28 jours.

γ_b : Coefficient de sécurité.

Avec :

γ_b = 1.5 en situations durables ou transitoire.

γ_b = 1,15 en situations accidentelles.

Le coefficient **θ** est fixé à :

- 1 lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'action considérée est supérieure à 24h.
- 9 lorsque cette durée est comprise entre 1*h* et 24*h*.
- 0.85 lorsqu'elle est inférieure à 1*h*.

Contraintes admissibles à l'E.L.S :

σ_{bc} = 0,5 ×fc28 En service

σ_{bc} = 0,6 ×fc28 En construction.

❖ **Contraintes admissibles à la traction :**

Le règlement BPEL limite les contraintes de traction dans le béton par les valeurs suivantes :

- En situation d'exploitation, sous l'effet des combinaisons rares, aussi bien qu'en situation de construction $f$tj dans la section d'enrobage, 1.5 $f$tj ailleurs.
- En situation d'exploitation, sous l'effet des combinaisons fréquentes : 0 dans la section d'enrobage.

III-2.1.3. Déformation Du Béton :

Déformation longitudinale du béton :

On considère deux modules de déformation longitudinal pour le béton "Eij" définit par les règles BPEL comme suit :

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

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

- Module de déformation différée (longue durée >24h) :

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

III-2.2. Acier :

Les ouvrages en béton précontraint utilisent deux types différents d'acier.

- Les aciers actifs, qui créent, et maintiennent la précontrainte sur le béton.

- Les aciers passifs nécessaires pour reprendre les efforts tranchants pour limiter la fissuration.

❖ **Aciers Actifs :**

Les armatures actives sont des éléments en acier à haute limite d'élasticité utilisés dans la construction de béton précontraint par pré-tension ou post-tension.

Les armatures actives de précontrainte sont sous tension même en l'absence de sollicitation extérieure.

Les aciers de précontraints ont été classés par catégories : fils, barres, Torons.

La formule suivante permet de calculer la précontrainte initiale à prendre en compte dans les calculs :

$P_0 = (0{,}8 f_{prg} ; 0{,}9\ f_{peg})$.

$fprg$: Limite de rupture garantie de l'acier de précontrainte.

$fpeg$: Limite d'élasticité de l'acier de précontrainte.

- **Aciers Passifs :**

Les armatures passives sont similaires à celles utilisées dans le béton armé, c'est-à-dire qu'elles ne sont tendues que sous l'effet de sollicitations extérieures.

La limite élastique :

La limite élastique est définie comme un allongement résiduel de 0,1%. La limite élastique conventionnelle des aciers correspond à 89% de la résistance garantie à la rupture.

Module de Young :

Le module d'élasticité longitudinale "EP" des aciers de précontrainte est pris égal à :

- 200 000 MPa pour les barres.

- 190 000 MPa pour les torons.

Diagramme contrainte déformation :

Lorsque le calcul est effectué dans le domaine des états limites ultimes (ELU), il est important de connaître la relation entre les contraintes et les déformations à différentes étapes du calcul, car cela permet de déterminer le comportement de la structure hors du domaine élastique.

Limite d'élasticité :

Les aciers utilisés dans la construction sont des aciers courants à haute adhérence pour le béton armé, de classe FeE50, avec une limite élastique de 500 MPa. Pour les calculs relatifs aux états limites ultimes (ELU), un coefficient γs est introduit selon le valeurs suivantes :

- $\gamma s = 1 \rightarrow situation\ accidentelle$.

- $\gamma s = 1.15 \rightarrow situation\ durable\ ou\ transitoire$.

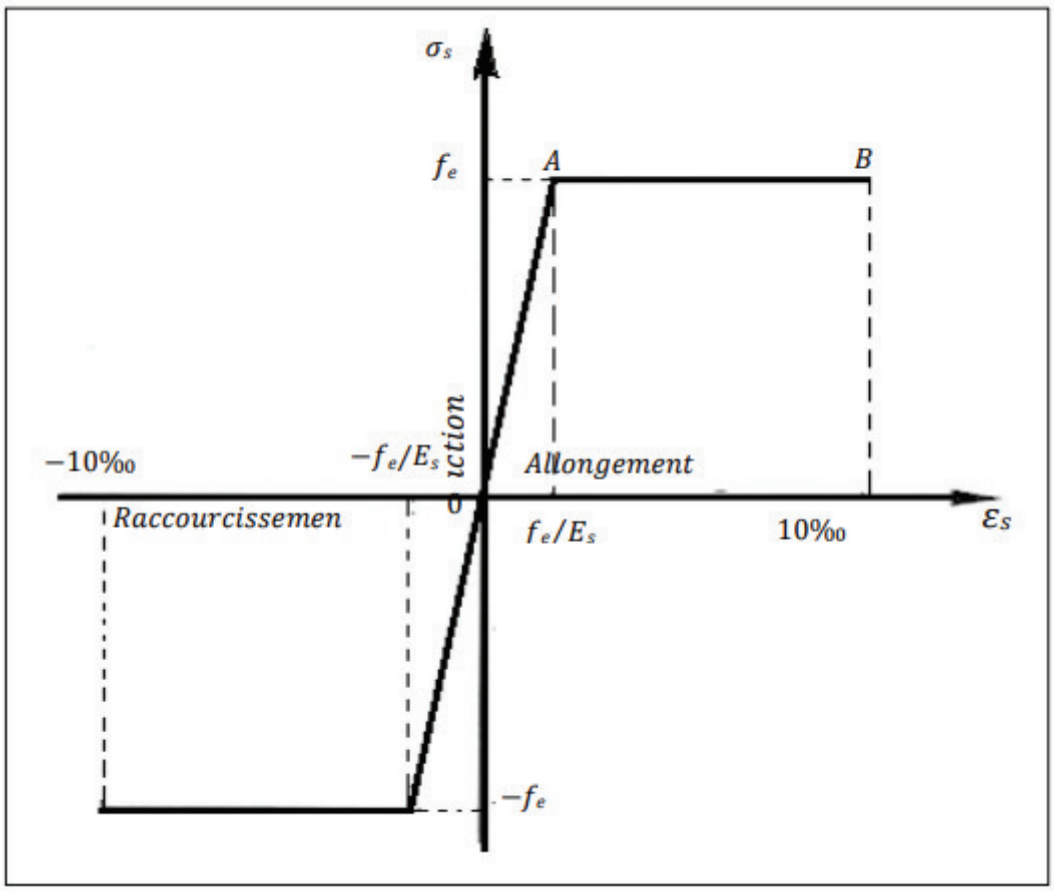


Figure III. 1 : Diagramme conventionnel contrainte-déformation de l'acier.

Contrainte limite de traction :

- En fissuration peu nuisible : $\sigma s \leq fe/\gamma s$

- En fissuration préjudiciable : $\overline{\sigma st}$ = min{ 2/3 × fe ; 110√5ftj}

- En fissuration très préjudiciable :$\overline{\sigma st} = mi\{0.5 \times fe$; $90\sqrt{5}ftj\}$

- Module d'élasticité longitudinale de l'acier : Es = 2. 105 MPa.

III-2.3. Précontrainte :

Ces qualités sont :

• Une très bonne résistance à la compression à court terme (quelque jours) et à long terme (28 jours et plus)

• Une très bonne résistance aux agents agressifs, aux intempéries à l'eaude mer, éventuellement à l'eau séléniteuse.

• Une bonne déformabilité instantanée, et différée la plus faible possible.

• Une maniabilité pour une mise en œuvre aussi bonne que possible. Les torons utilisés dans ce projet sont T 15 TBR (très basse relaxation) de φ=15 mm .

• Ces torons de précontrainte sont conformes aux Normes Européennes : (NORME EN 10138/6 - 79). • Résistance ultime fprg= 1860 Mpa.

- Limite élastique fpeg= 1674 Mpa.
- Module d'élasticité Ep= 190000 Mpa.
- Section droite d'un toron Ap= 1800 mm².
- Les torons de précontrainte ont une très basse relaxation TBR, avec les caractéristiques suivantes $\rho 1000 = 2.5\ \%$; $\mu 0 = 0,43$.

III-3. Conclusion

Dans cette section, nous avons présenté les éléments de base nécessaires à la construction de notre ouvrage en nous concentrant principalement sur les deux principaux matériaux : le béton et l'acier, en raison de leur grande influence sur la réalisation de l'ouvrage. Pour cela, nous avons consulté divers livres et thèses pour mener à bien notre étude.

CHAPITRE IV

CALCUL DES CHARGES ET SURCHARGES

IV-1. Introduction :

Ce chapitre traite le calcul des charges permanentes et variables appliquées à un ouvrage. Les charges sont réparties dans la structure en utilisant des méthodes numériques. Tout d'abord, les charges longitudinales sont calculées selon la théorie classique des poutres. Ensuite, ces charges sont réparties transversalement en utilisant les lignes d'influence, selon la méthode de Guyon-Massonnet-Barrez.

IV-2. Type de charge :

Les charges permanentes (CP) sont les charges qui agissent en permanence sur la structure, telles que le poids propre de la structure, le revêtement de la chaussée, les équipements fixes, etc. Les charges complémentaires permanentes (CCP) sont des charges qui sont présentes en permanence sur la structure, mais dont l'intensité peut varier en fonction de l'usage du pont, par exemple, les charges dues à l'humidité, les charges thermiques, etc. Les surcharges selon RCPR sont des charges mobiles qui sont appliquées sur le pont lors de son utilisation, telles que le trafic routier, les piétons, les cyclistes, etc.

Le calcul des charges permanentes et complémentaires permanentes est effectué selon des normes et des règlementations spécifiques, qui varient selon les pays. Le calcul des surcharges est basé sur des modèles de trafic et de charge spécifiques à chaque ouvrage.

IV-3. Calcule des charges permanentes (CP) :

IV-3.1. Poids de la poutre :

Il est fréquent que les poutres à précontrainte présentent une section variable. Cette caractéristique permet de renforcer la poutre au niveau de ses appuis afin de supporter l'effort tranchant maximal. En effet, cette zone est soumise à des contraintes importantes qui nécessitent un renforcement supplémentaire. En outre, la section variable permet également une meilleure diffusion de l'effort de précontrainte dans la structure, contribuant ainsi à renforcer l'ensemble de la poutre.

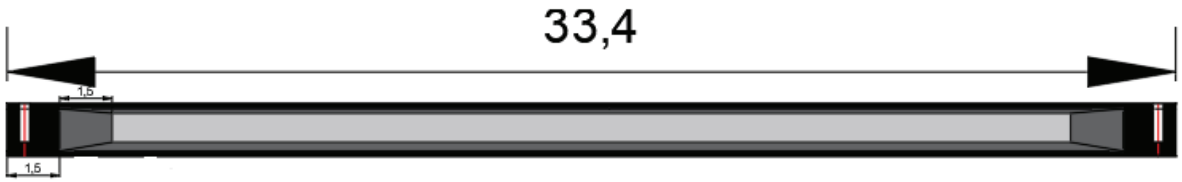


Figure IV. 1 : Profil en long de la poutre

Volume poutre= surfaceabout×3 +surfaceintermédiaire×3+surfacemédian×27.4

Volume poutre=21.8218 m^3

Poids poutre= Volume poutre× Poids volumique béton armé

Poids poutre=545.545 KN

Le poids total des poutres d'une travée :

Poids total= poids poutre × nombre poutre

Poids total= 545.545×6=3273.27KN

Alors le poids linéaire totale est de : Ppl = Pp/L =3273.27/33.4 = 98.0021KN/m

IV-3.2. Poids de la dalle :

Le poids de la dalle est de :

P_D=33.4×9.5×0.25×25=1983.125 KN

IV-3.3. Poids de l'entretoise :

Volume $_{entretoises}$=Surface × Largeur

Poids $_{de\ l'entretoise}$ = Volume $_{entretoises}$ × Poids volumique $_{béton\ armé}$

Poids $_{de\ l'entretoise}$=109.5KN

IV-4. Calcule des compléments des charges permanentes :

IV-4.1. Revêtement et étanchéité :

Pr = ρr × Lr × (er + ee)

ρr : masse volumique du revêtement (KN/m3).

Lr : Langueur du revêtement (m).

er : épaisseur du revêtement (m).

ee : épaisseur étanchéité (m).

Pr =480.96KN

IV-4.2. Les corniches et Trottoirs :

PT = 2 × Sc,t × ρb × Lc

Avec :

Sc,t : Section de la corniche et trottoir (m2).

ρb : masse volumique du béton.

Lc : Langueur de la corniche.

Poids trottoirs + corniches = 584.5 KN

IV-4.3. Les garde-corps et Les glissières de sécurité :

Poids des glissières et du garde-corps =83.5KN

Tableau IV.1: Récapitulatif des charges.

	Eléments	Poids [KN]
CP	Poutres	**3273.27KN**
	Dalle	**1983.13**
	Entretoise	**109.5**
CCP	Revêtement et étanchéité	**480.96**
	Les Trottoirs La corniche	**584.5**
	Les garde-corps Les glissières de sécurité	**83.5**
Poids totale du tablier		**6514,9**

IV-5. Calcul des surcharges :

Le DTR algérien des "Règles Définissant les Charges à Appliquer pour le Calcul et les Épreuves des Ponts Routes" (RCPR) est un document normatif qui définit les charges de calcul et les charges d'épreuve à appliquer pour la conception et la vérification des ponts routiers en Algérie.
Ce document spécifie les charges de circulation, les charges exceptionnelles, les charges climatiques et les charges d'impact à utiliser dans le calcul et la vérification des ponts routiers. Il fournit également des méthodes de calcul pour déterminer les forces et les moments résultant de ces charges, ainsi que des exigences pour les épreuves de charge à réaliser sur les ponts routiers.
Les charges de calcul sont définies comme les charges de circulation normales qui sont utilisées pour le dimensionnement des ponts. Les charges d'épreuve sont des charges supérieures aux charges de calcul, qui sont appliquées pour tester la résistance et la sécurité des ponts.
Le RCPR est utilisé comme référence pour la conception et la vérification des ponts routiers en Algérie. Il est destiné aux ingénieurs et aux concepteurs de ponts, ainsi qu'aux agences gouvernementales et aux entreprises de construction impliquées dans la construction et la maintenance des ponts routiers.

IV-5.1. Caractéristiques du pont :

- **Largeur roulable :**

La largeur roulable d'un pont est définie comme la largeur totale disponible pour la circulation des véhicules. Cette largeur comprend la chaussée elle-même, ainsi que toutes les sur-larges éventuelles, les accotements et les bordures.

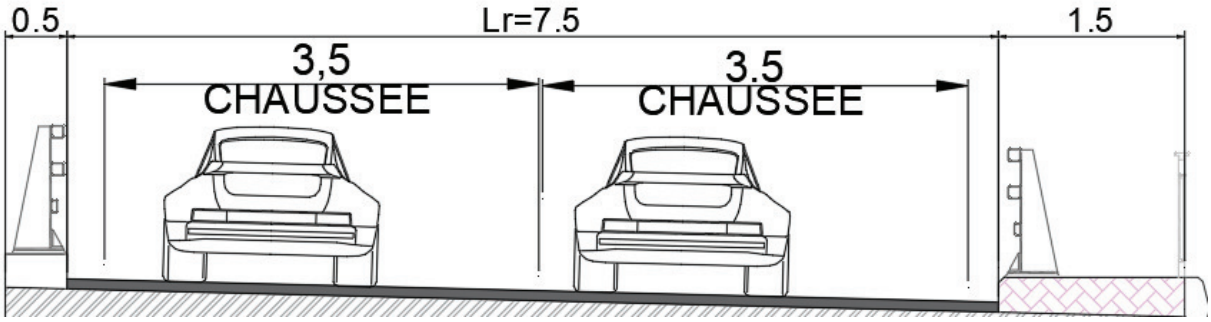


Figure IV.2 : Largeur roulable

- **Largeur chargeable :**

Selon le RCPR algérien des "Règles Définissant les Charges à Appliquer pour le Calcul et les Épreuves des Ponts Routes", la largeur chargeable d'un pont est définie comme la largeur roulable, diminuée d'une bande de 50 cm le long de chaque dispositif de retenue ou de chaque glissière.

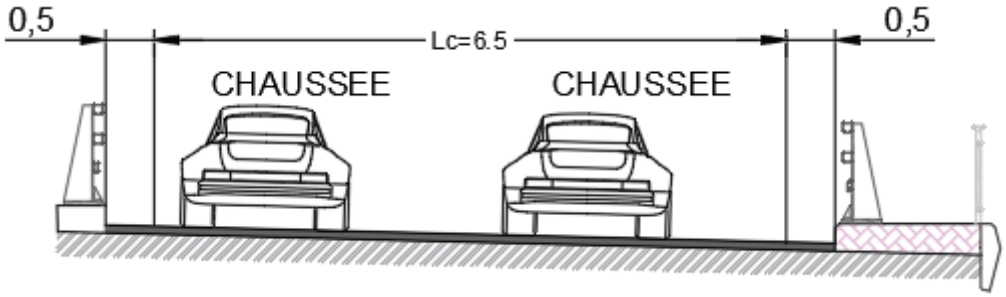


Figure IV.3: Largeur chargeable.

- **Nombre de voies :**

Le nombre de voies de circulation d'une chaussée est déterminé en divisant la largeur chargeable de la chaussée par 3, et en prenant la partie entière du quotient obtenu**.**

N=Lc/3=6.5/3=2

- **Classe de pont :**

Tous les ponts qui supportent des chaussées de largeur roulable supérieure ou égale à 7 mètres sont considérés comme des ponts de 1ère classe.

Notre pont à une largeur roulable Lr = 7.5 m donc 1ère classe.

IV-5.2. Type des surcharges :

D'après RCPR les surcharges à utiliser pour le dimensionnement du pont sont les suivantes :

- La surcharge de type A(L).
- Système B : (Bc, Bt).
- La surcharge militaire MC 120.
- Le convoi exceptionnel D240.
- Les surcharges sur trottoirs.

IV-5.2.1. Système de charge A(l) :

Le système de charge A(l) est une charge uniformément répartie (ou charge linéique) qui est utilisée pour évaluer la résistance d'un pont ou d'une structure similaire. Cette charge est définie comme une charge par unité de longueur, exprimée en kilo newtons par mètre (kN/m).

A(l) =2.3 + 360/l+12

A(l) =2.3 + 360/32.4+12=10.23KN/m

- **Calcule du coefficient a1 et a2 :**

Le coefficient a1 est en fonction de la classe du pont et du nombre de voies chargées.

Tableau IV.2 : Valeurs de a1 en fonction du nombre des voies chargées.

Nombre de voies		1	2	3	4	> 5
Classe de pont	Première	1	1	0.9	0.75	0.7
	Deuxième	1	0.9	-	-	-
	Troisième	0.9	0.8	-	-	-

Donc a_1=1

Le coefficient a2 est donné par la formule si dessous :

$a_2 = V_0/V$

Avec :

V : La largeur d'une voie.

V0 : Est en fonction de la classe du pont.

$V= L_C/N = 6.5/2 = 3.25m$

V0= 3.5 m

a2 = 1,08

❖ **Calcule de la charge A1 et A2:**

La charge A1 est obtenue par :

$A1 = \max \{a1 \times A(l) ; 4 - 0.002 \times l\}$

La charge A2 est obtenue par :

$A2 = a2 \times a1 \times A(l)$

Calcule des charges A(l) :

Tableau IV. 3: Calcule des charges A(l).

N des voies	L (m)	A(l) (kN/m2)	a_1	a_2	A(l)xa_1xa_2 (kN/m^2)	L_v (m)	A(l) (kN/ml)
1	33,4	10,23	1	1,08	11,02	3,25	35,80
2	33,4	10,23	1	1,08	11,02	6,50	71,61

IV-5.2.2. Système de charge B :

Le système de charge B représente tous catégories de camion ; il comprend trois systèmes distincts :

- Le système Bc se compose de camions types.

- Le système Br se compose d'une roue isolée.

- Le système Bt se compose de groupes de deux essieux dénommés essieux tandems.

IV-5.2.3. Coefficient de majoration dynamique :

Le coefficient de majoration dynamique, δ, est utilisé pour tenir compte de l'effet d'amplification dynamique qui se produit lorsque des charges mobiles sont appliquées à une structure. Ce coefficient est défini par la formule suivante, selon le règlement RCPR :

$\delta = 1 + (0.4/(1 + 0.2 \times L)) + (0.6/(1 + 4\,G/S))$

L : La longueur de l'élément (m).

G : Le poids propre de l'élément (KN).

S : La valeur maximal de la charge considérée (KN).

IV-5.2.4. Système Bc :

Un camion de type Bc comporte trois essieux de 300 KN comme charge totale.

Disposition dans le sens transversal :

Le nombre maximal de files que l'on peut disposer égale au nombre de voies de circulation, il ne faut pas en mettre plus, même si cela est géométriquement possible, Les files peuvent être accolées ou non.

Disposition dans le sens longitudinal :

Le nombre de camions est limité à deux, la distance des deux camions d'une même file est déterminée pour produire l'effet le plus défavorable. Le sens de circulation peut être dans un sens ou dans l'autre à condition que les deux camions circulent dans le même sens.

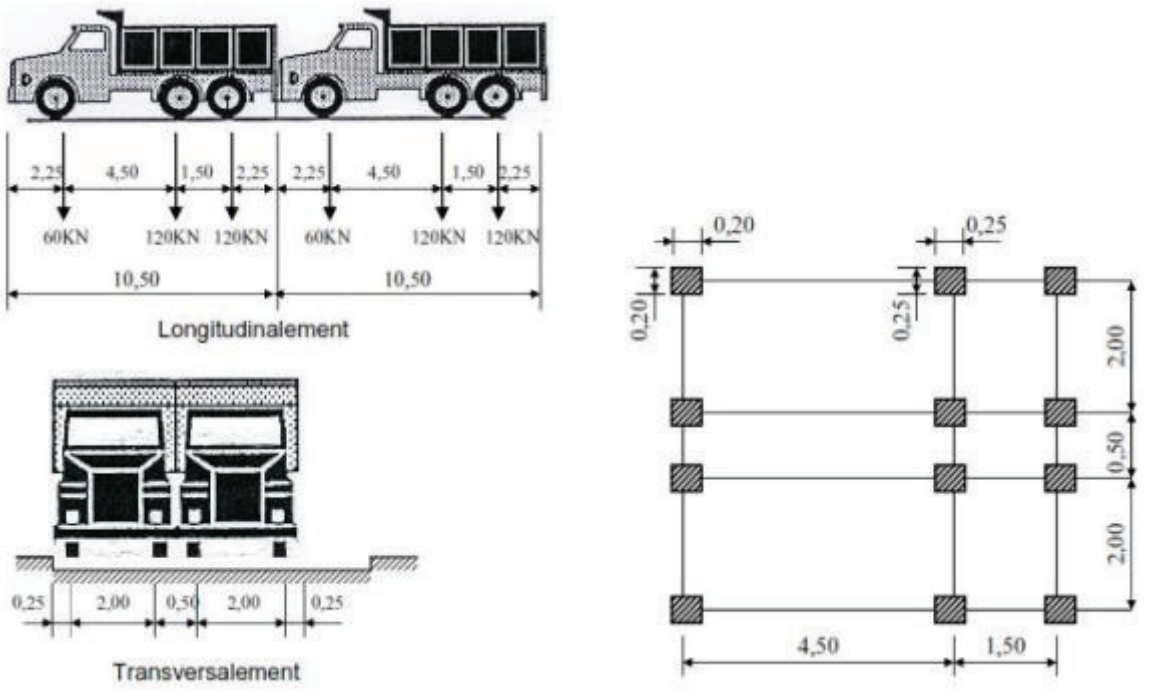


Figure IV. 4: Disposition du système Bc dans la chaussée.

En fonction de la classe du pont et du nombre de files considérées, la valeur des charges du système Bc prise en compte est multipliée par le coefficient bc, donné par l'RCPR.

❖ **Calcul des coefficients de majoration dynamique et des charges Bc :**

Tableau IV. 4: Calcul des coefficients de majoration dynamique et des charges Bc.

N° des voies	B_c (kN)	b_c	B_c x b_c (kN)	δ
1	600	1,2	720	1,068
2	1200	1,1	1320	1,081

IV-5.2.5. Système Bt :

Le système Bt est un type de charge mobile utilisé pour la conception et la vérification des structures. Un tandem du système Bt se compose de deux essieux, chacun étant doté de roues simples munies de pneumatiques de 320 kN comme charge totale.

Cela signifie que chaque essieu du tandem du système Bt exerce une charge de 320 kN sur la surface de la structure. Lorsque les deux essieux sont combinés, la charge totale exercée par le tandem est donc de 640 kN.

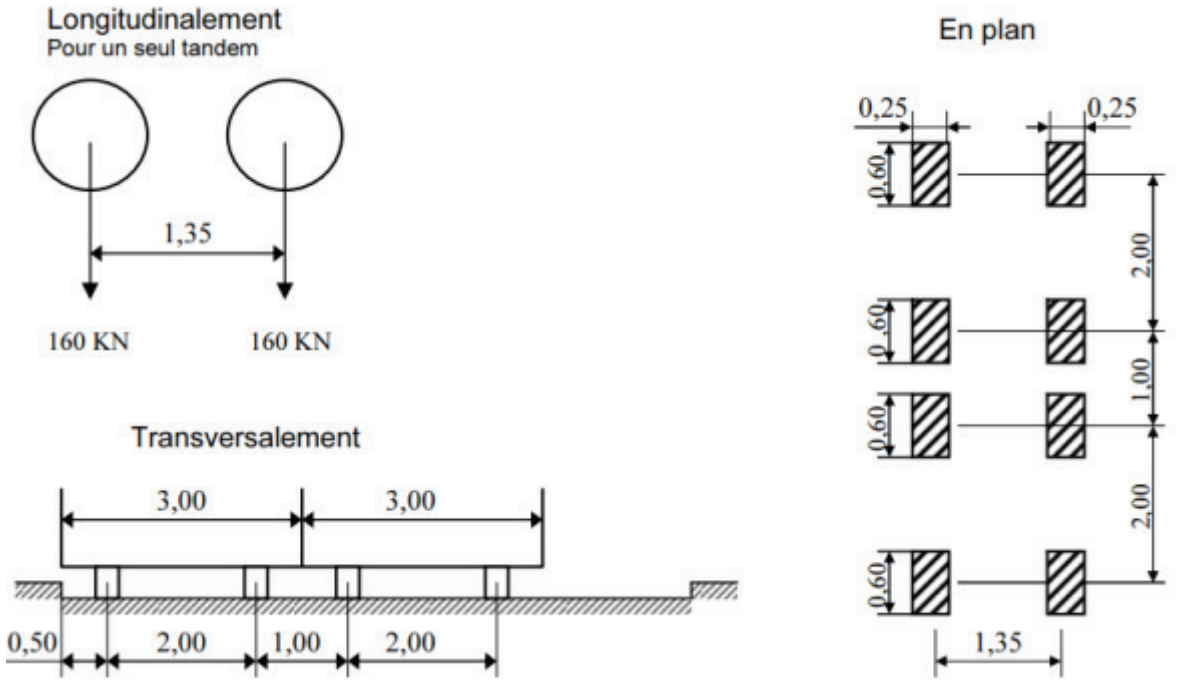


Figure IV. 5: Disposition du système Bt dans la chaussée.

En fonction de la classe du pont, les valeurs des charges du système Bt prises en compte sont multipliées par les coefficients bt donné par l'RCPR.

N° des voies	B_t (kN)	B_t	B_c x b_c (kN)	δ
1	320	1,2	384	1,061
2	640	1,2	768	1,069

IV-5.2.6. Convoi Mc120 :

Le système Mc 120 est également un type de charge mobile utilisé pour la conception et la vérification des structures. Un véhicule type du système Mc 120 comporte deux chenilles, et la charge totale exercée par ce véhicule est de 1100 kN.

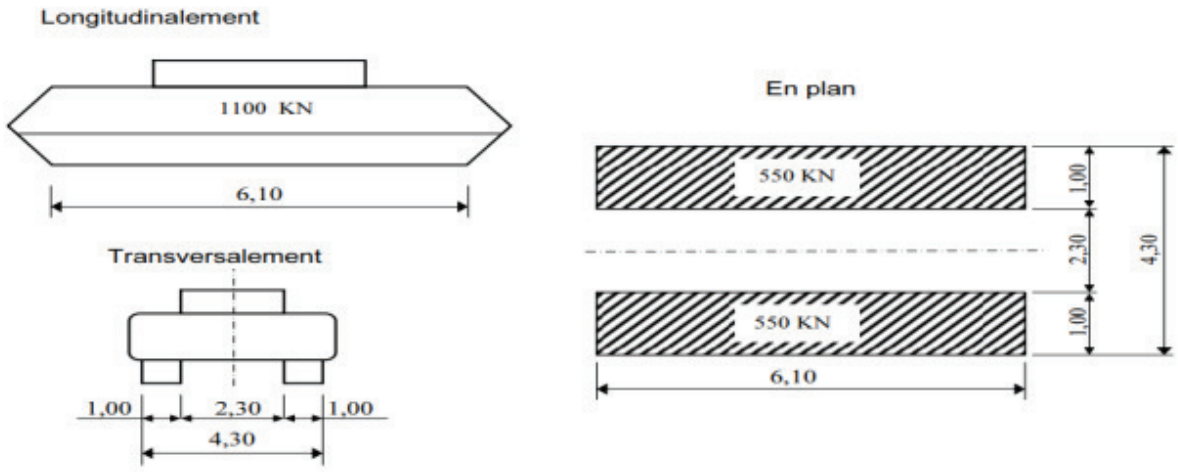


Figure IV. 6 : Disposition du convoi Mc120 dans la chaussée.

Tableau IV. 6: Réquapulatife des coefficients de majoration dynamique et des charges (2 voies chargée).

Système de charg	L (m)	G (kN)	S (kN)	δ
B_c	33,4	6514,9	1320	1,081
B_t			768	1,069
Mc120			1100	1,076

IV-5.2.7 Convoi exceptionnel type D240 :

Le convoi type D240 comporte une remorque de trois éléments de quatre lignes à deux essieux de 2400 KN de poids total.

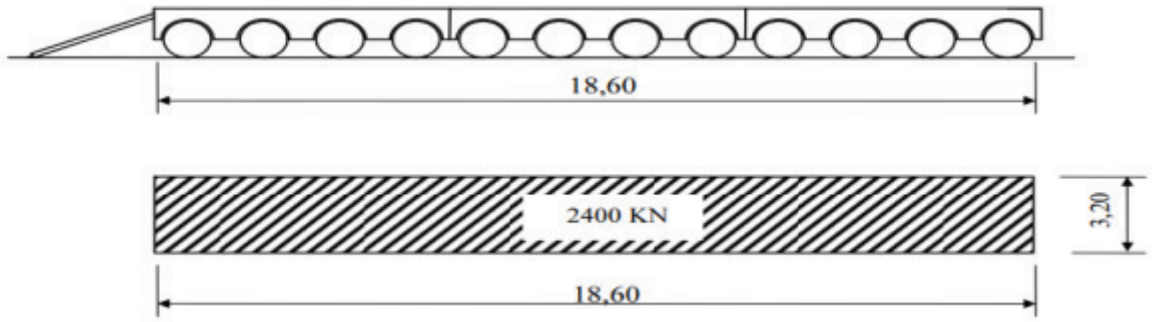


Figure IV. 7: Convoi type D240.

IV-5.2.8 Efforts de Freinage :

Les charges des chaussées des systèmes de charge A(l) et Bc sont en effet susceptibles de développer des efforts de freinage, qui s'exercent sur la surface de la chaussée dans l'une ou l'autre direction de la circulation. Ces efforts de freinage peuvent être causés par plusieurs facteurs, tels que la décélération du véhicule, l'adhérence des pneus sur la chaussée, etc.

Dans le cas courant, la résultante de ces efforts peut être supposée centrée sur l'axe longitudinal de la chaussée. Cette hypothèse permet de simplifier les calculs et de considérer que les efforts de freinage sont répartis uniformément le long de la chaussée. Cependant, il convient de noter que cette hypothèse peut ne pas être valide dans tous les cas, par exemple si la chaussée présente des irrégularités ou des pentes.

Il est important de prendre en compte ces efforts de freinage dans la conception et la vérification des chaussées, afin de s'assurer que la structure est capable de supporter ces charges supplémentaires. Des coefficients de majoration dynamique peuvent également être utilisés pour tenir compte de l'effet d'amplification dynamique causé par ces charges de freinage.

- **Système de charge A(l) :**

$$F = \frac{A.S}{20 + 0{,}0035 \times S} \quad (kN)$$

Tableau IV. 7: Les valeurs de la force de freinage de système de charge A(L)

N des voies	S (m^2)	A(l) (kN/m^2)	F (kN)
1	108,55	11,02	58,68
2	217,10	11,02	115,21

- **Système de charge Bc :**

L'effort de freinage qui correspond au système de charge Bc est donné d'après le RCPR :

$Fr(Bc) = BC$

FBC = 300 KN

IV-6. Conclusion :

Le calcul des coefficients de majoration dynamique permet de pondérer les efforts de moment et d'effort tranchant causés par les charges mobiles sur les structures, conformément aux exigences du Règlement de Construction des Ponts et des Remblais (RCPR).

Les coefficients de majoration dynamique, représentés par la lettre grecque δ, sont des coefficients qui prennent en compte l'effet d'amplification dynamique causé par les charges mobiles. Ces coefficients sont appliqués aux charges mobiles pour obtenir des charges équivalentes statiques, qui sont utilisées pour la conception et la vérification des structures.

Les valeurs de ξ dépendent de plusieurs facteurs, tels que la forme et la vitesse de la charge mobile, la nature de la surface de la structure, la distance entre les roues ou les essieux, etc. Ces valeurs sont déterminées à partir de formules et de tableaux prescrits par le RCPR.

En pondérant les efforts de moment et d'effort tranchant causés par les charges mobiles, les coefficients de majoration dynamique permettent de s'assurer que les structures sont conçues pour résister aux charges mobiles dans des conditions réalistes, tout en conservant une marge de sécurité suffisante.

CHAPITRE V

CALCUL DES EFFORTS LONGITUDINAUX

V-1. Calcule des moments fléchissant :

Le calcul des éléments de réduction consiste à déterminer les charges permanentes et les surcharges qui agissent sur une structure, et à calculer les moments fléchissants et les efforts tranchants résultants sous leur effet. Pour calculer ces éléments de réduction, il est nécessaire de suivre une méthode de calcul spécifique, qui peut varier en fonction du type de structure et des charges appliquées.

Pour les surcharges mentionnées (A (L), Bc, Bt, Br, Mc120, D240), il est important de déterminer les valeurs appropriées de chacune de ces charges, en fonction de leur type et de leur emplacement sur la structure. Par exemple :

- A (L) représente une charge linéaire uniformément répartie, qui peut être déterminée en multipliant la charge par la longueur de la structure.
- Bc, Bt, et Br sont des charges ponctuelles, qui peuvent être déterminées en fonction de leur emplacement sur la structure et de leur valeur respective.
- Mc120 et D240 sont des moments fléchissants, qui peuvent être déterminés en fonction de la forme de la structure et des forces qui y sont appliquées.

Une fois que les valeurs de ces charges ont été déterminées, il est possible de calculer les moments fléchissants et les efforts tranchants sous leur effet en utilisant les équations d'équilibre statique appropriées. Par exemple, pour une poutre simplement appuyée soumise à une charge linéaire uniformément répartie et des charges ponctuelles, les équations d'équilibre statique pour calculer l'effort tranchant (V) et le moment fléchissant (M) en chaque point de la poutre peuvent être les suivantes :

- Somme des forces verticales : V = A(L) + Bc + Bt + Br
- Somme des moments : M = (A(L) * L/2) + (Bc * a) + (Bt * b) + (Br * c)

Où L est la longueur de la poutre, a, b et c sont les distances entre chaque charge ponctuelle et l'un des appuis, respectivement.

Une fois que l'effort tranchant et le moment fléchissant ont été déterminés, il est possible de calculer les éléments de réduction tels que les sections transversales nécessaires et les armatures à mettre en place pour résister aux charges appliquées.

V-1.1. Moment fléchissant du au poids propres :

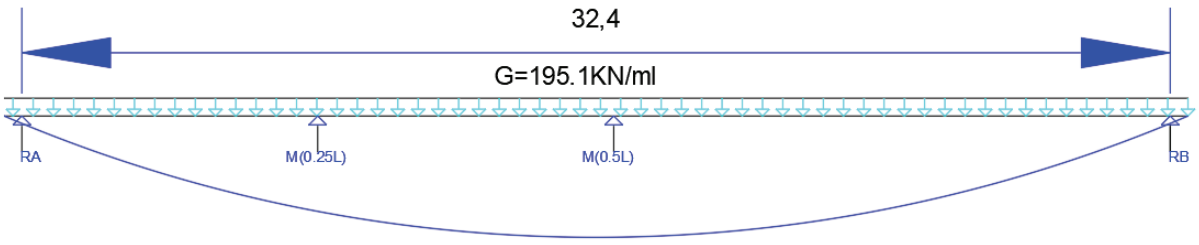


Figure V. 1: Moment fléchissant du a la charge permanente.

Calcule des réactions RA et RB :

$$RA = RB = \frac{G \times L}{2} = \frac{195.1 \times 32.4}{2} = 3176.82KN$$

Calcul du moment fléchissant M à l'abscisse (x = 0.5 L) :

$M_{x=0.5L} = \frac{GL^2}{8} = \frac{195.1 \times 32.4^2}{8} = 25601.022$ KN.m

V-1.2. Calcul du moment dû à la surcharge A(l) :

Calcule des réactions RA et RB :

$RA = RB = (l) \times L/2$

Récapitulatif des réactions dues à la surcharge A(l) :

Tableau V. 1 : Récapitulatif des réactions dues à la surcharges A(l).

Voie chargée	A(L) [KN/m]	RA [KN]
1	35.803	597.9101
2	71.607	1195.8369

Calcul du moment fléchissant M à l'abscisse (x = 0.5 L) :

$M_{x=0.5L} = \frac{A(l) \times L^2}{8}$

Récapitulatif des moments dus aux charges A(l) :

Tableau V. 2 : Récapitulatif des moments dues à la surcharge A(l).

Voie chargée	A(L) [KN/m]	$M_{x=0.5L}$(KN.m)
1	35.803	4992.5493
2	71.607	9985.2381

V-1.3. Calcul du moment dû à la surcharge Bc :

Théorème de barres :

Le moment fléchissant est maximum au droit d'essieu de façon que cet essieu et la résultante des convois se trouvant symétriquement par rapport à l'axe de la poutre. La résultante du convoi R = 5P.

$X_{R/0} = \frac{\sum Xi \times Pi}{\sum Pi} = \frac{P \times 4.5 + P \times 6 + P/2 \times 10.5 + P \times 15 + P16.5}{5.P} = 9.45m$

$2\delta = 9.45 - 6 = 3.45$ m

$\delta = 1.725$ m

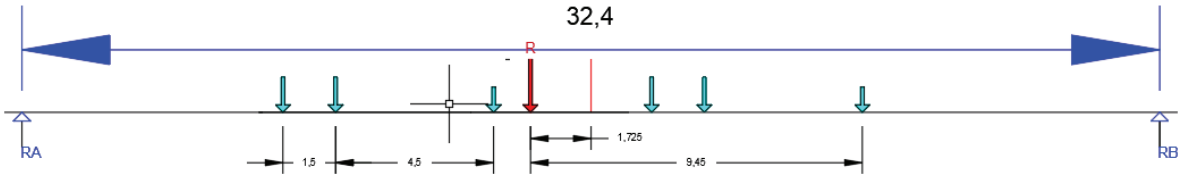


Figure V. 2 : Disposition de la résultante du convoi (Système Bc) à droite de l'axe de la poutre.

Calcule des réactions RA et RB :

On a :

$R_A + R_B = 5P$ …. (1)

$\Sigma M_{/B} = 0$ …. (2)

$32.4 \times R_A = 24.968 \times P + 23.468 \times P + 18.968 \times \frac{P}{2} + 14.468 \times P + 12.968 \times P + 8.468 \times \frac{P}{2}$

$32.4 \times R_A = 89.59P$

Donc : De (1) et (2) ont conclu :

$R_A = 2.7651$ P (unité de P)

$R_B = 2.2349$ P (unité de P)

Calcul du moment fléchissant à la section dangereuse (point S) :

$\mathbf{M_{/S}} = 17.932 \times R_A - 10.5 \times P - 9 \times P - 4.5 \times \frac{P}{2}$

$\mathbf{M_{/S}} = 27.8337$ P (unité de P.m)

$M_{max} = M_{/S} \times bc \times \delta_{bc}$

Tableau V. 3 : Récapitulatif du moment dû à la surcharge Bc.

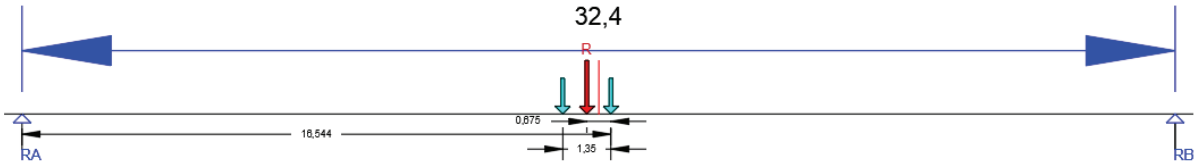
Voie chargée	P [KN]	$M_{/S}$ [KN.m]	bc	δ_{bc}	M_{max} [KN.m]
1	120	3340.044	1.2	1.068	4280.6004
2	240	6680.088	1.1	1.081	7943.2926

V-1.4 Calcul du Moment dû à La Surcharge Bt :

Calcul du moment fléchissant à la section dangereuse (Point S) :

$X_{R/0} = \frac{\sum Xi \times Pi}{\sum Pi} = 0.675$m

$\delta = \frac{0.675}{2} = 0.3375m$



$R_A + R_B = 2P$ …. (1)

$\Sigma M_{/B} = 0$ …. (2)

$32.4 \times R_A = 17.21 \times P + 15.86 \times P$

R_A=1.021 P (unité de P)

R_B=0.979 P (unité de P)

$M_{/S}$=16.54 R_A=16.8873 P (unité de P.m)

$M_{max}= M_{/S} \times bt \times \delta_{bt}$

Tableau V. 4: Récapitulatif du moment à la section dangereuse (Point S) dû à la surcharge Bt.

Voie chargée	P [KN]	$M_{/S}$ [KN.m]	bt	δ_{bt}	M_{max} [KN.m]
1	160	2701.968	1.2	1.061	3440.1457
2	320	5403.936	1.2	1.069	6932.1691

V-1.5 Calcul du moment dû à la surcharge Mc120 :

Calcul du moment fléchissant M à 0.5L :

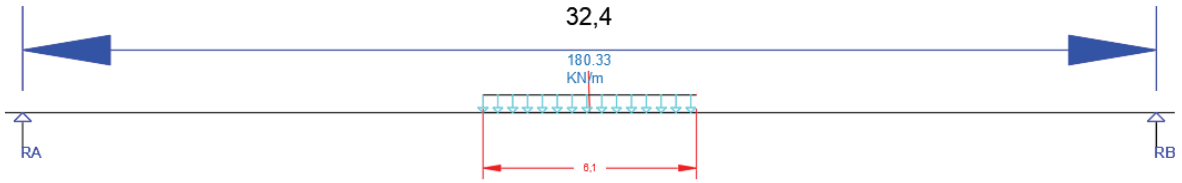


Figure V. 3 : Disposition de La surcharge MC120 (la section la plus dangereuse).

$R_A + R_B = 1100$ …. (1)

$\Sigma M_{/A} = 0$ …. (2)

$32.4 \times RB = 6.1 \times 180.33 \times 16.2$

De (1) et (2) ont conclu :

R_A= 550 KN et R_B= 550 KN

$M_{x=0.5L} = RA \times 16.2 - 180.33 \times 3.05 \times 1.525$

$M_{x=0.5L}$= 8071.2401 KN.m

$M_{maj} = M_{x=0.5L} \times \delta_{Mc120}$= 8071.2401 × 1.076=8684.6543 KN.m

V-1.6 Calcul du moment dû à la surcharge d240 :

Calcul du moment fléchissant M à 0.5L:

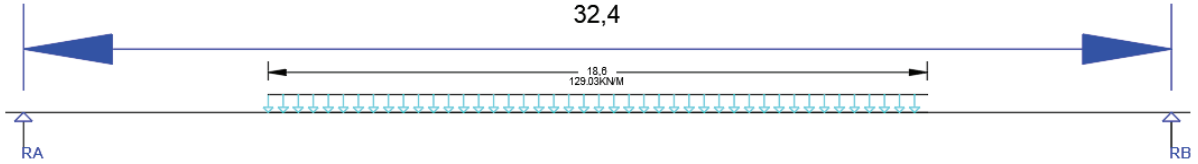


Figure V. 4: Disposition de La surcharge D240 (la section la plus dangereuse).

$R_A + R_B = 2400$ …. (1)

$\Sigma M_{/A} = 0$ …. (2)

$32.4 \times R_B = 18.6 \times 129.03 \times 16.2$

De (1) et (2) ont conclu :

$R_B = 1199.979$ KN $R_A = 1199.979$ KN

$M_{x=0.5L} = RA \times 16.2 - 129.03 \times 9.3 \times 4.65$

$M_{x=0.5L} = 13859.7575$KN.m

V-2. Calcul des efforts tranchants :

V-2.1. Calcul des efforts tranchants dû à la charge permanente :

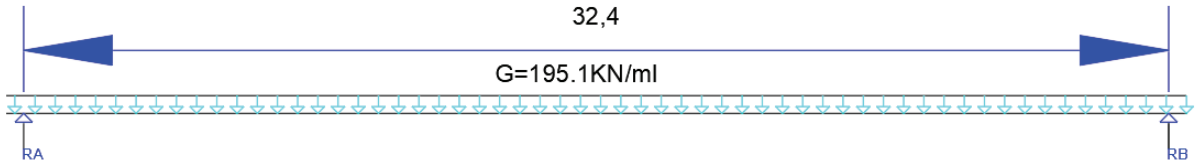


Figure V. 7: Schéma statique d'une poutre sous charge permanente seul.

Calcule des réactions R_A et R_B :

$R_A = R_B = \frac{G \times L}{2} = \frac{195.1 \times 32.4}{2} = 3160.62KN$

Calcul de l'effort tranchant à x=0 m :

$T_{x=0} = R_A = 3160.62$KN

V-2.2. Calcul des efforts tranchants dû à la surcharge A(l) :

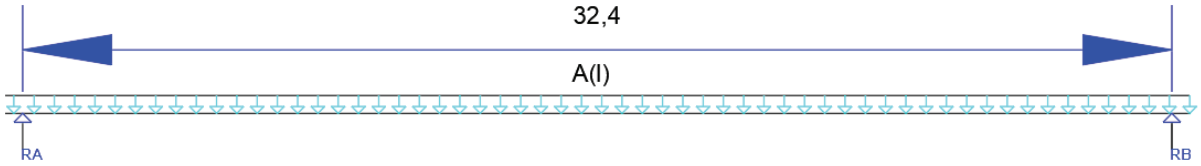


Figure V. 6 : Schéma statique d'une poutre sous la surcharge A(L).

$T_{x=0} = \frac{A(l) \times L}{2}$

Tableau V. 5 : Récapitulatif des efforts tranchants sous la surcharge A(l)

Voie chargée	A(L) [KN/m]	$T_{x=0}$ (KN)
1	35.803	580.0086
2	71.607	1160.0334

V-2.3. Calcul des efforts tranchants dû à la surcharge Bc :

Calcul de l'effort tranchant a x=0 m :

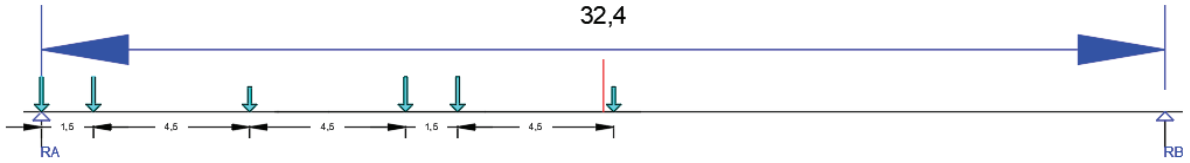


Figure V. 7 : Disposition du convoi Bc.

Calcule des réactions R_A et R_B :

$R_A + R_B = 5P$ …. (1)

$\Sigma M_{/A} = 0$ …. (2)

$32.4 \times R_B = 16.5 \times P/2 + 12 \times P + 10.5 \times P + 6 \times P/2 + 1.5 \times P$

De (1) et (2) on conclut :

$32.4 \times R_B = 46.5P$

$R_B = 1.44\ P$

$R_A = 3.56\ P$

$\mathbf{T_{x=0} = RA} = 3.56\ P$

$\mathbf{T_{max} = T_{x=0}} \times bc \times \delta bc$

Tableau V. 6: Récapitulatif des efforts tranchants sous la charge Bc a x=0L

Voie chargée	P [KN]	$T_{x=0}$ [KN]	bc	δ_{bc}	T_{max} [KN.]
1	120	438	1.2	1.068	561.341
2	240	876	1.1	1.081	1041.652

V-2.4. Calcul des efforts tranchants dû à la surcharge Bt :

Calcul de l'effort tranchant à x=0 m :

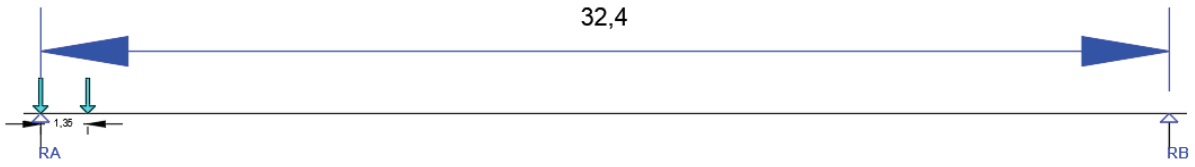


Figure V. 8 : Disposition du convoi Bt a x=0L.

Calcule des réactions R_A et R_B :

$R_A + R_B = 2P$ …. (1)

$\Sigma M_{/A} = 0$ …. (2)

32.4×R_B=1.35 P

$R_B=\frac{1}{24}$ P

R_A=1.96 P

$T_{x=0}$= RA=1.96 P

T_{max}= $T_{x=0}$× bt × δbt

Tableau V. 7 : Récapitulatif des efforts tranchants sous la charge Bt a x=0L.

Voie chargée	P [KN]	$T_{x=0}$ [KN]	bt	δ_{bt}	T_{max} [KN]
1	160	313.6	1.2	1.061	399.2755
2	320	627.2	1.2	1.069	804.5722

V-2.5. Calcul des efforts tranchants dû à la surcharge Mc120 :

Calcul de l'effort tranchant a x=0 m :

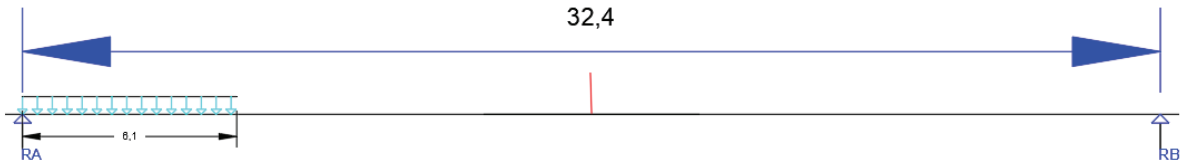


Figure V. 9: Disposition du convoi MC120 a x=0L.

Calcule des réactions RA et RB :

R_A+ R_B= 1100 …. (1)

$\Sigma M_{/A}$= 0 …. (2)

32.4× R_B= 6.1 × 180.3 × 3.05

De (1) et (2) on conclut :

R_B= 103.53 KN

R_A= 996.47 KN

$T_{x=0}$= RA=996.47 KN

T_{max}= $T_{x=0}$× δ_{Mc120}=996.47×1.076=1072.202

V-2.6. Calcul des efforts tranchants dû à la surcharge D240 :

Calcul de l'effort tranchant a x=0 m :

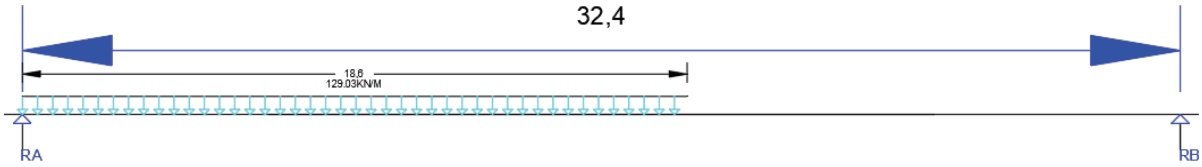


Figure V. 10: Disposition du convoi 240 a x=0L.

Calcule des réactions R_A et R_B :

$R_A + R_B = 2400 \ldots (1)$

$\Sigma M_{/A} = 0 \ldots . (2)$

$32.4 \times R_B = 18.6 \times 129.03 \times 9.3$

$R_B = 688.87$ KN

$R_A = 1711.1232$ KN

$T_{x=0} = RA = 1711.1232$ KN

V.3. Conclusion :

L'évaluation des efforts qui s'exercent sur chaque poutre d'une superstructure permet de comprendre la répartition des charges sur la structure et d'étudier la résistance de la superstructure aux différents types de charges (charges permanentes, surcharges, charges de vent, etc.).

Une fois les charges appliquées sur la structure et la géométrie de la superstructure déterminée, il est possible d'évaluer les forces et les moments agissant sur chaque poutre. Cela permet de connaître les charges internes telles que les efforts tranchants, les moments fléchissant et les moments de torsion dans chaque poutre. Ces charges internes sont comparées aux capacités de résistance des poutres, qui dépendent des matériaux utilisés et sont exprimées en termes de résistance à la flexion et à la torsion. Cette évaluation permet d'optimiser la conception de la structure en ajustant les dimensions des poutres et les matériaux pour assurer une résistance adéquate aux charges appliquées. L'objectif est de garantir la sécurité et la durabilité de la structure tout au long de sa vie utile.Cela permet également de déterminer les sections des poutres en fonction des efforts auxquels elles sont soumises, en s'assurant que leur résistance est suffisante pour supporter ces efforts sans risque de rupture ou de déformation excessive.

En étudiant la répartition transversale des efforts, il est possible de déterminer les zones de la structure qui sont soumises à des charges plus élevées que les autres, et de prendre les mesures nécessaires pour renforcer ces zones si nécessaires. Cela peut inclure des renforcements structurels tels que des raidisseurs ou des entretoises, ou des modifications de la géométrie de la structure pour mieux répartir les charges.

En somme, l'évaluation des efforts sur chaque poutre est une étape importante dans la conception et l'analyse d'une superstructure, permettant de s'assurer de sa capacité à résister aux charges appliquées et de garantir sa sécurité et sa durabilité dans le temps.

Chapitre VI

ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

VI.1. Introduction :

VI.2. Détermination de nombre de câbles :

Les caractéristiques géométriques prise en compte sont celles de la poutre avec hourdis à mi-travée :

Tableau VI.1. Les caractéristiques géométriques

$B(m^2)$	V'(m)	V(m)	$I_G(m^4)$	ρ	h(m)	d'(m)
1.03	1.14	0.61	0.34	0.475	1.75	0.12

VI.2.1. Détermination de nombre de câbles

VI.2.1. Les contraintes limites :

$\sigma_m=f_{t28}=-(0.6-0.06\times f_{c28})$ **(BPEL p12)**

σ_m=-2.7Mpa

σ_m'=0.7 σ_m**(BPEL p19)**

f_{c28}=35Mpa

$P_{min}=\max(P_1,P_2)$

P_1 : la contrainte minimale en section sous critique

P_2 : la contrainte minimale en section sur critique

M_{max} : moment du au poids propre + D240 'G+D240'=6.477 MN.m

M_{min} : moment du au poids propre G=3.862 MN.m

Remarque : (M_{max}, M_{min}) sont obtenus par **ROBOT**

$$P \geq PI = \frac{Ac \times v \times v'}{I \times (v + v')} \times (Mmax - Mmin)$$

P_1=3.15 MN

$$PII = \frac{Mmax}{\frac{I}{Ac \times v'} + v' - d'}$$

P_2=5.18 MN

e_0=-(v'-d')=-1.02m

$P_1 < P_2 \rightarrow$ notre section est sur critique, le fuseau de passage du câble à une de ses frontières qui coupe la zone d'enrobage, donc on peut constater les économies obtenues sur l'effort de précontrainte lorsqu'on tolère des contraintes de traction dans le béton.

Pmin=Max(P_1, P_2)=5.18 MN

VI.2.2. Caractéristiques géométriques est mécaniques de câble :

- Contrainte de la rupture assurée fprg 1860 MPa
- Contrainte minimale de l'élasticité fpeg 1674 MPa
- Câble de 12 torons de diamètre 15.7mm.
- Section pour 1T15=150 mm Diamètre de la gaine ϕ=8cm

VI.2.3La force de la précontrainte par câble :

P_0=min{(0.8×fprg×Ap);(0.9×fpeg×Ap)}=min{(0.8×1860×0.00168) ;(0.9×1674×0.00168)}

P_0=min{2.499 ;2.53}=2.499 MN

L'estimation des pertes est de 25 %

$$n \geq \frac{P_{MIN}}{0.75 \times P_0}$$

$$n \geq \frac{5.18}{0.75 \times 2.499} = 2.76$$

Alors on prend 3 câbles de 12T15s

VI.3. Détermination de nombre de câbles dans l'about :

Les caractéristiques géométriques prises en compte sont celles de la poutre sans hourdis à mi-travée :

$B(m^2)$	V'(m)	V(m)	$I_G(m^4)$	ρ	h(m)	d'(m)
0.61	0.8	0.7	0.16	0.47	1.50	0.12

Ces câbles sont tirés à 100% avant la mise en place de la dalle.

e_0=-(v'-d')=-0.68m(section sur critique)

Fibres supérieures : $\sigma_{sup} > \sigma_{bt}$

Fibres inferieure : $\sigma_{inf} < \sigma_{bc}$

$$\begin{cases} \sigma_{sup} = \dfrac{M_g.V}{I} + P\left(\dfrac{1}{B_n} + \dfrac{e_0 V}{I}\right) \geq \sigma_{bt} = -1.5\ f_{tj} \textbf{(cours béton précontraint)} \\ \sigma_{inf} = -\dfrac{M_g.V'}{I} + P\left(\dfrac{1}{B_n} - \dfrac{e_0 V'}{I}\right) \leq \sigma_{bc} = 0.6\ f_{cj} \end{cases}$$

M_g: moment du au poids propre de la poutre seul=1.965MN.m

$$\sigma_{sup} = \frac{1.956 \times 0.7}{0.16} + P\left(\frac{1}{0.61} + \frac{-0.68 \times 0.7}{0.16}\right) \geq -4.05 \text{ donc : } 8.596 + (-2.71)P \geq -4.05$$

$$\sigma_{inf} = -\frac{1.965 \times 0.8}{0.16} + P\left(\frac{1}{0.61} - \frac{(-0.68) \times 0.8}{0.16}\right) \leq 21MPa \text{ donc : } -9.825 + 3.66P \leq 21$$

$$4.66 \leq P \leq 8.42 \text{ on prend } p = 5$$

$$n \leq P/P_0 = 2.12$$

Alors on place 2 cables de 12T15 a l'about.

VI.3.1. Vérification de contraintes :

$\sigma_{sup}=\frac{M\times V}{I}+P(\frac{1}{B}+e\frac{e\times V}{I})\geq\sigma_m$

$\sigma_{inf}=-\frac{M\times V'}{I}+P(\frac{1}{B}-\frac{e\times V'}{I})\leq\sigma_M$

$\begin{cases}\sigma m=-ftj\\ \sigma M=0.6fcj\end{cases}$ Phase de construction

$\begin{cases}\sigma m=-1.5ftj\\ \sigma M=0.5fcj\end{cases}$ Phase de service (5 ème phase)

1ere phase :

Après le 7ème jour, la mise en tension est 50%.

Les pertes considérées sont de 10%.

Vérification des contraintes au 7éme jour :

$f_{c7}=\frac{j\times f_{c28}}{4,76+0,83j}$(BPEL P11)

f_{c7}=23.178MPa

f_{t7}=-1.99MPa

σ_m=-1.99MPa (en construction)

σ_M=0.6×23.178=13.907MPa

P=0.9×0.5×n×P_0=0.9×0.5×2×2.499=2.24MN

M_g	V'(m)	V(m)	$B_n(m^2)$	$I(m^4)$	P(MN)	e_0(m)	σ_{sup}(MPa)	σ_{inf}(MPa)
1.965	0.8	0.7	0.61	0.16	2.24	-0.68	4.66	3.85

σ_{sup}=4.66MPa≥-1.99 vérifiée

σ_{inf}=3.85MPa≤13.907MPa vérifiée

2eme phase :

Vérification des contraintes au 28éme jour :

Les deux câbles sont tirés à 100%.

Les pertes considérées sont de 20%.

f_{c28}=35MPa donc : σ_M=21MPa

f_{t28}=2.7MPa σ_m=-4.05MPa

M_g	V'(m)	V(m)	$B_n(m^2)$	$I(m^4)$	P(MN)	e_0(m)	σ_{sup}(MPa)	σ_{inf}(MPa)
1.965	0.8	0.7	0.61	0.16	3.998	-0.68	3.25	10.32

P=0.8*1*2.499*2=3.998MN

σ_{sup}=3.25≥-4.05MPa vérifiée

σ_{inf}=10.32≤21MPa vérifiée

3eme phase :

On pose les poutres sur leurs appuis définitifs et on coule l'hourdis sur place nous prendrons le poids de la poutre avec hourdis, vu que l'hourdis n'est pas assez encore résistant, donc on prend l'inertie de la poutre seule.

Les pertes sont estimées de 20%

La mise en tension des 3 câbles est de 100% a 28 jours.

f_{c28}=35MPa donc : σ_M=21MPa (en construction)

f_{t28}=2.7MPa σ_m=-4.05MPa

Mg: Moment du au poids propre de la poutre + hourdis= 3.19 MN.m

P=0.8*1*2.499*2=3.998MN

M_g	V'(m)	V(m)	$B_n(m^2)$	$I(m^4)$	P(MN)	e_0(m)	σ_{sup}(MPa)	σ_{inf}(MPa)
3.19	0.8	0.7	0.61	0.16	3.998	-0.68	8.62	4.197

σ_{sup}=8.62≥-4.05MPa vérifiée

σ_{inf}=4.197≤21MPa vérifiée

4ème phase :

Même hypothèses que l'étape précédente, seulement qu'on prend cette fois-ci le poids de l'ouvrage à vide(MG), et l'inertie de la poutre avec hourdis.

Les pertes sont estimées à 30%

σ_M=21MPa

σ_m=-4.05MPa

$M_{tablier}$=3.862 MN.m

P=0.7*1*2.499*3=5.24 MN

e_0=-(1.14-0.12)= -1.02m

M_g	V'(m)	V(m)	$B_n(m^2)$	$I(m^4)$	P(MN)	e_0(m)	σ_{sup}(MPa)	σ_{inf}(MPa)
3.862	1,1400	0,6100	1,0300	0.34	5.24	-1.02	2.42	10.05

σ_{sup}=2.42≥-4.05MPa vérifiée

σ_{inf}=10.05≤21MPa vérifiée

5ème phase : (ouvrages en service)

Même données que l'étape précédente, mais l'ouvrage est en service, donc on prend la combinaison max à l'ELS pour la poutre la plus sollicité ($M+D_{240}$)

f_{c28}=35MPa donc : σ_M=0.5*35=17.5MPa

f_{t28}=2.7MPa σ_m=-2.7*1.5=-4.05MPa

M_{max}=6.477 MN.m

M_g	V'(m)	V(m)	$B_n(m^2)$	$I(m^4)$	P(MN)	e_0(m)	σ_{sup}(MPa)	σ_{inf}(MPa)
6.477	1,1400	0,6100	1,0300	0.34	5.24	-1.02	7.11	1.29

σ_{sup}=7.11≥-4.05MPa vérifiée

σ_{inf}=1.29≤21MPa vérifiée

VI.4. Tracé des câbles :

Le tracé des câbles de précontrainte comporte des déviations dans le plan vertical et dans le plan horizontal.

Tracé des câbles 1 et 2 sortants de l'about :

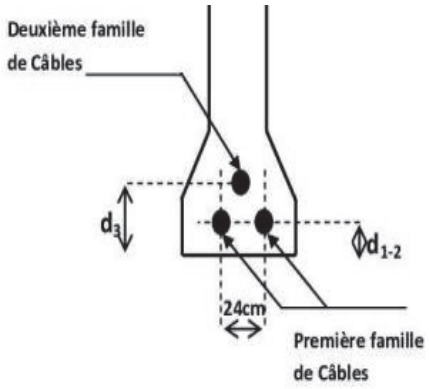
Y_G=0.8 m

On fixe D=0.5 m (BPEL 0.5 m≤ D ≤ 1m)

$\Sigma M/_{fibre\ inf}$=0 donc (P1+P2)V'=P2(D+A1)+P1.A1 Tq : P1=P2=P

Donc A1=(2V'-D)/2=0.55m et A2=0.45m

Tracé des câbles à mi travée :



Diametre de la gaine Φ=8cm

d_{1-2}= Φ+ Φ/2=12 cm

d_3=3 Φ+ Φ/2=28 cm

Figure VI.1 : Tracé des câblés à mi travée

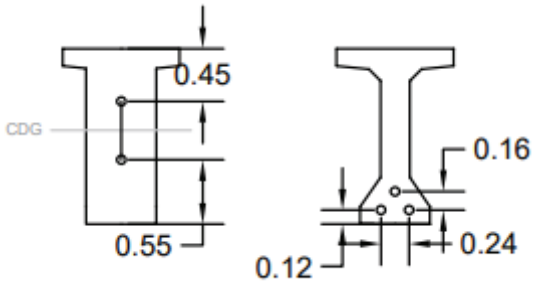


Figure VI.2: Tracé des câbles sortants de l'about et à mi travée

Tableau VI.2 : Tracé des câbles

Câble -1-		Câble -2-		Câble -3-	
$y=ax^2+bx+c$		$y=ax^2+bx+c$		$y=ax^2+bx+c$	
x=0	c=y=0.12m	x=0	c=y=0.12 m	x=0	c=y=0.28 m
x=0	y'=tg(a)=2*a*x+b=0 b=0	x=0	y'=tg(a)=2*a*x+b=0 b=0	x=0	y'=tg(a)=2*a*x+b=0 b=0
x=16.7m y=0.55m	$a=(y-c)/x^2$ a=0.0015418 tg(a)=2*a*x=0.0515	X=16.7 y=1.05	$a=(y-c)/x^2$ a=0.0033644 tg(a)=2*a*x=0.11137	x=12.7m y=1.5	$a=(y-c)/x^2$ y=0.007564 tg(a)=2*a*x=0.19213
L'équation final	$y=0.0015418x^2+0.12$	$y=0.0033644x^2+0.12$		$y=0.007564x^2+0.28$	

Cable -1- :

Tableau.VI.3 : l'allure du câble -1-

	0L	L/16		L/8	L/4	L/2
x	0	2.0875	4	4.175	8.35	16.7
X=16.7-x	16.7	14.6125	12.7	12.525	8.35	0
Y	0.5498	0.4491	0.3686	0.3619	0.2275	0.12
Tg(θ)	0.05149	0.04506	0.03916	0.04787	0.02574	0
θ (°)	2.9476	2.5800	2.2426	2.7407	1.4745	0

Cable -2- :

Tableau.VI.4 : l'allure du câble -2-

	0L	L/16		L/8	L/4	L/2
x	0	2.0875	4	4.175	8.35	16.7
X=16.7-x	16.7	14.6125	12.7	12.525	8.35	0
Y	1.058	0.8384	0.6626	0.6478	0.3546	0.12
Tg(θ)	0.1123	0.09832	0.08545	0.08427	0.05618	0
θ (°)	6.4074	5.6152	4.8841	4.8169	3.2154	0

Cable -3- :

Tableau.VI.5 : l'allure du câble -3-

	0L	L/16		L/8	L/4	L/2
x	0	2.0875	4	4.175	8.35	16.7
X=16.7-x	16.7	14.6125	12.7	12.525	8.35	0
Y			1.50	1.4150	0.8073	0.28
Tg(θ)			0.1921	0.1895	0.1263	0
θ (°)			10.874	10.7303	7.1983	0

Tableau.VI.6 : Caractéristiques géométriques des sections après la détermination des positions des câbles :

Section		**About**	**Intermédiaire**			**Mi travée**	
Nombre de câbles		**2**	**2**	**3**	**3**	**3**	**3**
Position		**0**	**L/16**		**L/8**	**L/4**	**L/2**
X		**0**	**2.0875**	**4**	**4.175**	**8.35**	**16.7**
B(m^2)	**P**	0.9499	0.7592	0.7542	0.7542	0.5917	0.5917
	P+D	1.3799	1.1842	1.1792	1.1792	1.0167	1.0167
V'(m)	**P**	0.7899	0.8034	0.8070	0.8102	0.8129	0.8203
	P+D	1.0518	1.0982	1.1063	1.1065	1.1480	1.1523
V(m)	**P**	0.7101	0.6962	0.6697	0.6698	0.6871	0.6797
	P+D	0.6982	0.6518	0.6437	0.6435	0.6020	0.5977
I(m^4)	**P**	0.1609	0.1535	0.1423	0.1423	0.1357	0.1311
	P+D	0.3028	0.2798	0.2755	0.2755	0.2412	0.2357
ρ	**P**	0.3905	0.4420	0.4267	0.4268	0.5039	0.5136
	P+D	0.4510	0.4539	0.4577	0.4580	0.4999	0.5010

$B_{net}=B_{poutre}-nB_{Gaine}$

$V'_{net}=(B*V'-B_{Gain}*Y_i)/B_{net}$

VI.5. Calcul des pertes de tension :

En général, le terme perte de précontrainte désigne toute différence entre la force exercée par le vérin lorsqu'il est en tension et la force (inférieure) exercée en un point donné de la barre à un instant donné. Par conséquent, le calcul des valeurs initiale et finale de la précontrainte nécessite une évaluation précise de la perte de précontrainte, qui doit être divisée en deux catégories :

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

VI.5.1. Les pertes instantanées :

VI.5.1.1. Pertes dues au frottement :

σ_p est donnée par l'expression :

$\sigma_p = \sigma_{p0} e^{f.\alpha(x) - x\varphi}$ **(BPEL)**

α :L'angle de relevage du câbles en rad tq :$\alpha = \theta(x) - \theta(0)$

x: longueur en courbe du cable.

f : coefficient de frottement en courbe **f=0.18/rad** (BPEL annexes-3-)

φ : coefficient de frottement en ligne, $\varphi = 0.002/m$ (BPEL annexes-3-)

σ_{p0} :contrainte de tension a l'origine σ_{p0}**=1440MPa**

Tableau VI.7 : calcul des pertes dues au frottement

CABLE	POSITIONS	0L	L/16		L/8	L/4	L/2
		0	**2.0875**	**4**	**4.175**	**8.35**	**16.7**
1	$\alpha(rd)$	0	0.0064	0.01233	0.00362	0.02575	0.05149
	$\sigma_p(x)$	1440	1435.65	1431.70	1428.957	1422.73	1405.66
	$\Delta\sigma_f(x)$	0	4.35	8.3	11.043	17.27	34.66
2	$\alpha(rd)$	0	0.01398	0.0268	0.0280	0.05612	0.1123
	$\sigma_p()x$	1440	1437.61	1435.43	1435.24	1430.53	1421.14
	$\Delta\sigma_f(x)$	0	2.39	4.75	4.76	9.47	18.86
3	$\alpha(rd)$			0	0.0026	0.0658	0.1921
	$\sigma_p(x)$			1440	1433.98	1410.66	1360.77
	$\Delta\sigma_f(x)$			0	6.02	29.34	79.23
Famille(1)	$\Delta\sigma_f(x)$	0	3.37	6.525	7.90	13.37	26.76
Famille(2)	$\Delta\sigma_f(x)$			0	6.02	29.34	79.23

Famille (1) : les câbles de l'about.

Famille (2) : les câbles de l'extrados.

VI.5.1.2. Perte de tension par recul de l'encrage :

Cette perte de tension est provoquée par un tassement ou une déformation de l'ancrage entraînant un glissement de la barre par rapport à son ancrage. Son influence décroît depuis l'ancre jusqu'à s'annuler à une distance (d) où la tension reste constante.

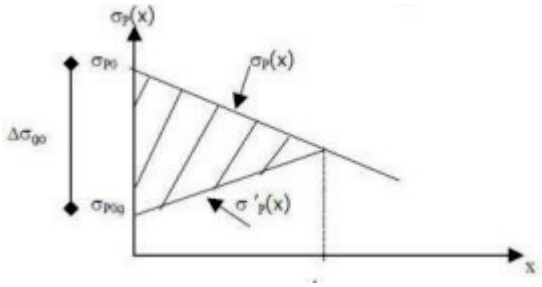


Figure VI.3 : Perte de tension par recul d'ancrage.

La longueur du glissement du bloc d'ancrage est donnée par :

$$d = \sqrt{g \times E_a / \sigma_{p0}\left(f \times \frac{\alpha}{L} + \varphi\right)}$$

g: valeur de glissement g=3mm

E_a: module d'élasticité de l'acier E**a**= 190000 MPa.

L: la longueur du câble calculée à l'aide du logiciel AUTOCAD.

Tableau VI.8 : Calcul de la longueur du glissement

Câble	L(m)	$\alpha(rd)$	f.(α/L)+φ	d
1	33.47	0.0515	0.0023	13.12
2	33.42	0.11137	0.0026	12.34
3	25.556	0.19213	0.0034	10.78

- **Calcul des pertes dues au recul d'ancrage :BPEL P 25**

Si x=0 $\Delta\sigma$recul0=2*σp0*(f.(a/L)+ φ)*d

Si x≥0 $\Delta\sigma$recul0(x)= $\Delta\sigma$recul0*(1-(x_i/d))

Tableau VI.9 : Calcul des pertes dues au recul d'ancrage

Câbles	d	0L	L/16		L/8	L/4	L/2
		0	**2.0875**	**4**	**4.175**	**8.35**	**16.7**
Câble 1	13.12	86.9331	73.1013	60.429	59.2695	31.6060	0
Câble 2	12.34	92.4266	76.7912	62.4666	61.1558	29.8851	0
Câble 3	10.78			105.5577	103.8582	63.3152	0
Famille(1)		89.6798	74.9462	61.4478	60.2126	30.7455	0
Famille(2)				105.5577	103.8582	63.3152	0

VI.5.2.3. Pertes dues au raccourcissement instantané du béton :

$$\Delta\sigma \text{ racc } (x)=k\frac{Ep}{Eij}\sigma b(x)\textbf{(BPELp25)}$$

K: coefficient multiplicateur définie par (BPEL p26)

E_a: module de Young de l'acier=190000MPa

E_{ij}: module de Young longitudinale instantané du béton au jour j

$E_{ij}=11000\sqrt[3]{f_{cj}}$ E_{i7}=31363.02936 MPa

E_{i28}=35981.72941MPa

$$\sigma b(x)=\frac{P}{Bn}+\frac{Pe^2(x)}{In}+\frac{M(x)e(x)}{In}$$

M(x) : le moment dû au poids propre

L'effet de la 1 f sur la 1ere famille : K=1/2

$$\Delta\sigma \text{ racc } (x)=k\frac{Ep}{Eij}\sigma b(x)$$

n=2 câbles

p=(σp0-$\Delta\sigma_i$-$\Delta\sigma_g$)*n*Ap(les pertes Δσ de la lere famille)

M(x) le moment due au poids propre de la poutre seule

Remarque : La section à considérer dans ce cas est la section de la poutre seule

Tableau VI.10. Pertes dues au raccourcissement (l'effet de la 1 f sur la lere famille)

Section	0L	L/16		L/8	L/4	L/2
Position	**0**	**2.0875**	**4**	**4.175**	**8.35**	**16.7**
Bn(m^2)	0.9499	0.7592	0.7542	0.7542	0.5917	0.5917
E	**0.014**	**-0.1597**	**-0.2914**	**-0.3054**	**-0.5219**	**-0.7003**
In	0.1609	0.1535	0.1423	0.1423	0.1357	0.1311
Mg(MN.m)	**0**	**0.3743**	**0.7646**	**0.7975**	**1.4462**	**1.965**
P	**4.8288**	**4.9020**	**4.9392**	**4.9398**	**5.0251**	**5.0876**
Δσ7j	**15.4161**	**20.84**	**24.0219**	**24.4622**	**39.4293**	**51.8982**
Δσ28j	**13.4370**	**18.1697**	**20.9384**	**21.3175**	**34.3680**	**45.2364**

L'effet de la 2emme famille sur la 1ere famille : K=1

$$\Delta\sigma\text{racc } (x)=k\frac{Ep}{Eij}\left(\frac{p}{Bn}+\frac{Pe_1e_2}{In}\right)$$

n=1

e_1: excentrement de la 1ere famille

e2: excentrement de la 2emme famille

P=(σp0-Δσf-Δσg-Δσrac)*n*Ap (les pertes Δσ de la 2emme famille)

Remarque : La section à considérer dans ce cas est la section de la poutre + hourdi

Tableau VI.11. Pertes dues au raccourcissement (L'effet de la 2emme famille sur la fere famille)

Section	0L	L/16		L/8	L/4	L/2
Position	**0**	**2.0875**	**4**	**4.175**	**8.35**	**16.7**
In	0.3028	0.2798	0.2755	0.2755	0.2412	0.2357
Bn	1.3799	1.1842	1.1792	1.1792	1.0167	1.0167
e_1	**-0.2329**	**-0.4544**	**-0.5907**	**-0.5866**	**-0.8569**	**-0.9123**
e_2			**0.3937**	**0.3085**	**-0.3407**	**-0.9723**
P			**2.3643**	**2.3558**	**2.3634**	**2.3679**
Δσ	**0**	**0**	**0.04868**	**2.3780**	**27.3803**	**59.3540**

Effet de la dalle sur la 1ere famille : K=1

$$\Delta\sigma racc\ (x)=k\frac{Ep}{Eij}\left(\frac{M_d e_1}{In}\right)$$

Md: le moment du au poids propre de la dalle

Tableau VI.12. Pertes dues au raccourcissement (effet de la dalle sur la 1ere famille)

Section	0L	L/16		L/8	L/4	L/2
Position	**0**	**2.0875**	**4**	**4.175**	**8.35**	**16.7**
Md(MN.m)	**0**	**0.1520**	**0.3153**	**0.3291**	**0.6015**	**0.8934**
ep1	**-0.2329**	**-0.4544**	**-0.5907**	**-0.5866**	**-0.8569**	**-0.9123**
Δσ	**0**	**-1.3035**	**-3.5698**	**-3.7002**	**-11.2839**	**-18.2598**

Effet de la charge complémentaire sur les deux famille: K=1

$$\Delta\sigma racc\ (x)=k\frac{Ep}{Eij}\left(\frac{M_d e_i}{In}\right)$$

i=l 1ere famille

i=2 2eme famille

Tableau VI.13. Pertes dues au raccourcissement (Effet de la charge complémentaire sur les deux familles)

Section	0L	L/16		L/8	L/4	L/2
Position	**0**	**2.0875**	**4**	**4.175**	**8.35**	**16.7**
Mc(MN.m)	**0**	**0.1320**	**0.2953**	**0.3091**	**0.5815**	**0.8735**
ep1	**-0.2329**	**-0.4544**	**-0.5907**	**-0.5866**	**-0.8569**	**-0.9123**
ep2	**0**	**0**	**0.3937**	**0.3085**	**-0.3407**	**-0.9723**
Δσ 1ere famille	**0**	**-1.1319**	**-3.3433**	**-3.4753**	**-10.9087**	**-17.8531**
Δσ2eme famille	**0**	**0**	**2.2283**	**1.8277**	**-4.3373**	**-19.027**

Tableau VI.14. Récapitulatif des pertes instantanées

Section		0L	L/16		L/8	L/4	L/2
Position		0	2.0875	4	4.175	8.35	16.7
1ere famille	Frottement	0	3.37	6.525	7.90	13.37	26.76
	Recul	89.6798	74.9462	61.4478	60.2126	30.7455	0
	Raccourcissement	13.4370	18.1697	20.9871	23.6955	61.7483	104.5904
	total	103.1168	96.4860	88.5999	91.8081	105.8638	131.3504
2eme famille	Frottement	0	0	0	6.02	29.34	79.23
	Recul	0	0	105.5577	103.8582	63.3152	0
	Raccourcissement	0	0	2.2283	1.8277	-4.3373	-19.027
	total	0	0	107.786	111.7059	88.3179	60.203

VI.5.3. Pertes de tension différées :

VI.5.3.1. Pertes de tension due au retrait du béton :

$$\Delta\sigma r = Ep \times \varepsilon_r[1\text{-}r(t1)]$$

ε_r : retrait total du béton égal à $3*10^{-3}$ (climat nord d'Algerie) (BPEL)

r(t) :fonction traduisant d'evolution du retrait en fonction de temps.

$$\mathbf{r(j)}=\frac{j}{j+9rm}\ (\boldsymbol{BPEL\ P26})$$

r_m : le rayon moyen (aire de la section nette/le périmètre de cette section)(cm)

Perte de tension due au retrait (1er famille) :

Remarque : La section à considérer dans ce cas est la section de la poutre seule.

Tableau .VI.15. Perte de tension due au retrait (1ere famille) :

	Position	0	2.0875	4	4.175	8.35	16.7
	Bn	0.9499	0.7592	0.7542	0.7542	0.5917	0.5917
	Périmètre	**4.9620**	**5.1633**	**5.2909**	**5.2909**	**5.2909**	**5.2909**
	rm(cm)	**19.1435**	**14.3591**	**14.2546**	**14.2545**	**11.1833**	**11.1833**
J=7 jours	r(j)	**0.0390**	**0.0514**	**0.0517**	**0.0517**	**0.0650**	**0.0650**
	$\Delta\sigma r$(MPa)	**54.77**	**54.0702**	**54.0531**	**54.0531**	**53.295**	**53.295**
J=28jours	r(j)	**0.1398**	**0.1781**	**0.1792**	**0.1792**	**0.2176**	**0.2176**
	$\Delta\sigma r$(MPa)	**49.0314**	**46.8483**	**46.7856**	**46.7856**	**44.5968**	**44.5968**

Perte de tension due au retrait (2eme famille) : j=28 jours

Remarque : La section à considérer dans ce cas est la section de la poutre + hourd0.i

Tableau. VI.16. Perte de tension due au retrait (2eme famille)

Position	0	2.0875	4	4.175	8.35	16.7
Bn	1.3799	1.1842	1.1792	1.1792	1.0167	1.0167
Périmètre	**6.8620**	**7.0633**	**7.1909**	**7.1909**	**7.1909**	**7.1909**
rm(cm)	**20.1029**	**16.7655**	**16.3985**	**16.3985**	**14.1387**	**14.1387**
r(j)	**0**	**0**	**0.1595**	**0.1595**	**0.1804**	**0.1804**
$\Delta\sigma r$(MPa)	**0**	**0**	**47.9085**	**47.9085**	**46.7172**	**46.7172**

VI.5.3.2. Perte de tension due à la relaxation de l'acier :

$$\Delta\sigma \text{ relax} = \frac{6\rho_{1000}}{100}[\mu-\mu 0]\,\sigma pi(x)$$

$$\text{avec} \quad \mu = \frac{\sigma pi(x)}{fperg}$$

σpi(x): contrainte dans les armatures de précontrainte; après les pertes instantanées.

f_{perg}=1860 MPa

ρ_{1000}=2.5%

μ0=043 pour les armatures à très basse relaxation (TBR) (BPEL p26)

$\sigma pi(x)=(\sigma p0-\Delta\sigma_i-\Delta\sigma_g-\Delta\sigma_{rac})$ (les pertes Δσ de la 1ere famille)

Tableau VI.17. Perte de tension due à la relaxation (1ere famille)

Position	0	2.0875	4	4.175	8.35	16.7
σpi(x)	1336.8832	1343.514	1351.4001	1348.1919	1334.1362	1308.6496
μ	**0.7189**	**0.7223**	**0.7265**	**0.7248**	**0.7273**	**0.7236**
$\Delta\sigma_f$(MPa)	**58.1143**	**58.9064**	**60.1035**	**59.6170**	**59.4958**	**57.6329**

5.2.2.2. Perte de tension due à la relaxation (2eme famille) :

$\sigma pi(x)=(\sigma p0-\Delta\sigma_i-\Delta\sigma_g-\Delta\sigma_{rac})$ (les pertes Δσ de la **2eme** famille)

Tableau VI.18. Perte de tension due à la relaxation (2eme famille)

Position	0	2.0875	4	4.175	8.35	16.7
σpi(x)			1332.214	1328.2941	1351.6821	1379.797
μ			0.7162	0.7141	0.7267	0.7418
$\Delta\sigma_f$(MPa)			**57.1919**	**56.6053**	**60.1566**	**64.5331**

VI.5.3.3. Perte de tension due au fluage du béton :

la perte de tension causée par le fluage du béton peut être exprimée comme suit :

$$\Delta\sigma_{fl} = (\sigma_m + \sigma_b)\frac{Ep}{Eij}(\text{BPEL p26})$$

σ_m : Contrainte maximal dans le béton au niveau de câble moyen a la mise en tension.

σ_b : Contrainte finale après toutes les pertes dans le béton au niveau du câble moyen sous les charges de longue durée d'application.

E_{i28}=35981.72941MPa

Perte de tension due au fluage (l[ere] famille 28 jours) :

$$\sigma m(x) = \frac{M_g e_p}{In} + n_1 Ap \frac{(\sigma_{po} - \Delta\sigma_{inst})}{B}\left(1 + \frac{B\, e_p^2}{In}\right)$$

$$\sigma_b = \frac{M_{gT} e_{p1}}{In} + n_1 Ap \frac{(\sigma_{po} - \Delta\sigma_{inst})}{B}\left(1 + \frac{B\, e_{p1}^2}{In}\right) + n_2 Ap \frac{(\sigma_{po} - \Delta\sigma_{total})}{B}\left(1 + \frac{B\, B e_{p1}\, e_{p2}}{In}\right)$$

Remarque :

Pour le calcul de σ_m on prend les caractéristiques géométriques de la poutre seule.

Pour le calcul de σ_b on prend les caractéristiques géométriques de la poutre + hourdi.

Mg : le moment du au poids propre de la poutre.

Mgt : moment du au poids propre de tablier.

Tableau .VI.19. Perte de tension due au fluage (1[ere] famille 28 jours)

Position	0	2.0875	4	4.175	8.35	16.7
σ_m	**5.9563**	**6.2960**	**6.9967**	**7.2341**	**12.1156**	**18.8974**
σ_b	**3.9987**	**2.5332**	**2.2877**	**2.1978**	**3.0586**	**5.0266**
$\Delta\sigma_{fl}$	**52.6197**	**46.6222**	**49.0258**	**49.8047**	**80.1267**	**126.3296**

Perte de tension due au fluage (2emme famille):

$$\sigma m(x) = \frac{M_{g(p+h)} e_{p2}}{In} + n_2 Ap \frac{(\sigma_{po} - \Delta\sigma_{inst})}{B}\left(1 + \frac{B\, e_{p2}^2}{In}\right) + n_1 Ap \frac{(\sigma_{po} - \Delta\sigma_{inst})}{B}\left(1 + \frac{B e_{p1}\, e_{p2}}{In}\right)$$

$$\sigma_b = \frac{M_{gT} e_{p1}}{In} + n_2 Ap \frac{(\sigma_{po} - \Delta\sigma_{total})}{B}\left(1 + \frac{B\, e_{p2}^2}{In}\right) + n_1 Ap \frac{(\sigma_{po} - \Delta\sigma_{total})}{B}\left(1 + \frac{B\, e_{p1}\, e_{p2}}{In}\right)$$

Remarque : Pour le calcul de om et o, on prend les caractéristiques géométriques de la poutre + hourdi

Mg(p+h) :moment du au poids propre de la poutre + hourdi

Tableau.VI.20. Perte de tension due au fluage (2eme famille)

Position	0	2.0875	4	4.175	8.35	16.7
σ_m			**10.9987**	**10.6650**	**10.1033**	**19.8997**
σ_b			**-0.7113**	**-0.9877**	**2.0547**	**15.5887**
$\Delta\sigma_{fl}$			**54.3222**	**51.1006**	**64.1998**	**187.3949**

VI.5.4. Récapitulative des pertes :

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

Tableau .VI.21. Récapitulative des pertes différées

		0L	L/16		L/8	L/4	L/2
	Position	0	2.0875	4	4.175	8.35	16.7
1ere famille	Retrait	49.0314	46.8483	46.7856	46.7856	44.5968	44.5968
	Fluage	52.6197	46.6222	49.0258	49.8047	80.1267	126.3296
	Relaxation	58.1143	58.9064	60.1035	59.6170	59.4958	57.6329
	Total	150.0796	142.5592	145.8976	146.2711	174.3042	218.9533
2eme famille	Retrait			47.9085	47.9085	46.7172	46.7172
	Fluage			54.3222	51.1006	64.1998	187.3949
	Relaxation			57.1919	56.6053	60.1566	64.5331
	Total			149.8906	146.1801	161.0475	287.8941

Tableau .VI.22. Récapitulative des pertes totales

		0L	L/16		L/8	L/4	L/2
	Position	0	2.0875	4	4.175	8.35	16.7
1ere famille	Inst	103.1168	96.4860	88.5999	91.8081	105.8638	131.3504
	Différé	150.0796	142.5592	145.8976	146.2711	174.3042	218.9533
	Total	253.1964	239.0452	234.4975	238.0792	280.1680	349.3037
	%	0.1758	0.1660	0.1628	0.1653	0.1945	0.2425
2eme famille	Inst	0	0	107.786	111.7059	88.3179	60.203
	Différé	0	0	149.8906	146.1801	161.0475	287.8941
	Total	0	0	257.6766	257.8857	249.3654	348.0971
	%	0	0	0.1789	0.1790	0.1731	0.2417

VI.6. Vérification des contraintes :

VI.6.1. Vérification des contraintes tangentielles :

Il faut que : $\tau_{red}^2 < \tau_{lim}^2$

τ_{red} : La contrainte de cisaillement due à l'effort tranchant réduit :

$$\tau_{red} = \frac{Vred.S}{bn.I}$$

V_{red} : Effort tranchant réduit :

$$V_{red} = V_{ser} - \sum P \sin \alpha_i$$

V_{ser} : Effort tranchant due aux surcharges.

S : le moment statique de la section hachurée par rapport à l'axe horizontal passant par le C.D.G de la section situé au-dessus de l'axe neutre.

bn : épaisseur nette de l'ame

I : Moment d'inertie de la section considérée.

τ_{lim} :contrainte limite de cisaillement .

$$\tau_{lim}^2 = 0.4 f_{tj}(f_{tj} + 2\frac{\sigma}{3})$$

f_{tj} : la résistance a la traction du béton à l'âge j.

σ : la contrainte de la précontrainte appliquée.

$$\sigma t = P/B = (\sum Pi \cos \alpha i) / B.$$

Tableau .22. Caractéristiques géométriques.

Section d'about				Poutre about + hourdi			
Bn	**In**	**S**	**bn**	**Bn**	**In**	**S**	**bn**
0.9499	0.1609	0.245	0.52	1.3799	0.3028	0.381	0.52

1ere phase : 7eme jour

P1	P*sin(θ)	V_{red}	τ_{red}^2	σ	τ_{lim}^2	$\tau_{red}^2 < \tau_{lim}^2$
4.4982	**0.7333**	**-0.4783**	**1.9591**	**9.4350**	**6.5908**	**Vérifié**

2eme phase : 28eme jour

P1	P*sin(θ)	V_{red}	τ_{red}^2	σ	τ_{lim}^2	$\tau_{red}^2 < \tau_{lim}^2$
4.0984	**0.6681**	**-0.4131**	**0.6311**	**5.9177**	**7.1767**	**Vérifié**

3eme phase : 56eme jour

P1	P*sin(θ)	V_{red}	τ_{red}^2	σ	τ_{lim}^2	$\tau_{red}^2 < \tau_{lim}^2$
4.0984	0.6681	0.1989	0.3392	5.9177	7.1767	Vérifié

4eme phase : à vide

P1	P*sin(θ)	V_{red}	τ_{red}^2	σ	τ_{lim}^2	$\tau_{red}^2 < \tau_{lim}^2$
4.0984	0.6681	-0.1581	0.146	5.9177	7.1767	Vérifié

5eme phase : en charge

P1	P*sin(θ)	V_{red}	τ_{red}^2	σ	τ_{lim}^2	$\tau_{red}^2 < \tau_{lim}^2$
4.0984	0.6681	0.2174	0.2675	5.9177	7.1767	Vérifié

VI.6.2. Vérification à la rupture :

VI.6.2.1 Sécurité à la rupture en flexion :

Sécurité à la rupture en flexion :

$1.35M_G+1.35M_Q \leq M_{RA}$

$1.35M_G+1.35M_Q \leq M_{RB}$

M_{RA} , M_{Rb} : Sont les moments résistants à la rupture des armatures de précontrainte et du béton.

1- Calcul de M_{RA}:

$M_{RA}=0,9hxF$

$h=1.75-2(\Phi=0.08)=1.59m$

$F=\omega\ f_{prg}= 3*1668*10^{-6}*1860=9.44$ MN.

$M_{RA}=0.9*1.59*9.44=13.52$ MN.m

2- Calcul de M_{RB} :

. Pour l'âme :

$\mathbf{M_{RBame}}=0.35b_0*h^2*f_{c28}$

b_0 : l'épaisseur de l'âme **b_0** =25cm

h :la hauteur utile h=1.5 m

$\mathbf{M_{RBame}}=0.35*0.25*1.5^2*35=6.89$MN.m

. Pour l'hourdis :

$\mathbf{M_{RBhourdis}}=\mathbf{min}((0.8(b- b_0)(\frac{h-h0}{2})h_0f_{c28})\ ;\ (0.35(b- b_0)h^2\ f_{c28}))$

$h_0=11+25=36cm$

$\min((0.8(1-0.25)(\frac{1.5-0.36}{2})0.36.35)\ ;(0.8(1-0.25)1.54^2.35)$

$\mathbf{M_{RBhourdis}}=\min(4.31\ ;49.80)=4.31$MN.m

$\mathbf{M_{RB}}= \mathbf{M_{RBhourdis}}+ \mathbf{M_{RBame}}=6.89+4.31=11.2$ MN.m

❖ **Sécurité par rapport au béton :**

$1.35M_G+1.35M_{D240}=8.745$MN.m$< M_{RB}=11.2$ MN.m vérifié

❖ **Sécurité par rapport aux aciers :**

$1.35M_G+1.35M_{D240}=8.745$MN.m$< M_{RA}=13.52$ MN.m vérifié

VI.6.2.2Sécurité à la rupture par l'effort tranchant :

$$\sigma < \overline{\sigma}_b$$

σ_b : résistance du béton

$\overline{\sigma}_b$:résistance admissible du béton

$\sigma_b=(2\tau_{red})/\text{Sin}(2\beta)$

τ_{red} : Contrainte de cisaillement réduite

$\tau_{red}=(v_{red}.S)/b_0I$

$v_{ru}=1.35V_G+1.35V_Q-0.75\sum PSinn(\alpha)=0.34$ MN

$\tau_{red}=(v_{red}.S)/b_0I=\frac{0.92\times0.381}{0.52\times0.3028}=2.2261$ MPa

$\tan(2\beta)= 2\tau_{red} / \sigma_b'$

$\sigma_b'=\frac{P}{B}=5.30$ MPa

$\tan(2\beta)=\frac{2\times2.2261}{5.3}=0.84$ donc :$2\beta=40.03$

$\beta=20.01^0$

donc : $\sigma_b=\frac{2\times2.2261}{\sin(2\times20.01)}=6.92$ MPa

$\overline{\sigma}_b=\frac{2\times0.85}{3\times\gamma b}\times f_{c28}$

Cas durable : $\gamma_b=1.5$

$\overline{\sigma}_b=\frac{2\times0.85}{3\times1.5}\times 35=13.22$MPa

Donc : $\sigma_b=6.92$ MPa$< \overline{\sigma}_b=13.22$MPa condition vérifié

VI.7. Ferraillage :

Les règles BPEL 91 sont des règles relatives à la conception et à la réalisation des ouvrages en béton armé. Elles prescrivent des sections d'acier passif à mettre en œuvre en fonction des charges et des contraintes mécaniques auxquelles l'ouvrage sera soumis.

Les sections d'acier passif peuvent être soit des sections forfaitaires de ferraillage minimal, qui sont des sections d'acier prédéterminées en fonction de la classe d'agressivité de l'environnement et de la catégorie de l'ouvrage, soit des sections relevant de conditions mécaniques spécifiques, qui sont calculées en fonction des contraintes auxquelles l'ouvrage sera soumis.

Les sections d'acier passif ont pour but de garantir la résistance mécanique et la durabilité de l'ouvrage en béton armé en limitant les déformations et les fissures dues aux sollicitations. Il est donc important de respecter les prescriptions des règles BPEL 91 en ce qui concerne les sections d'acier passif à mettre en œuvre pour garantir la qualité et la sécurité des ouvrages en béton armé.

VI.8. Ferraillage de la zone médiane :

VI.8.1. Ferraillage de longitudinales de peau :

Les armatures de peau sont des armatures passives qui sont réparties et disposées sur toute la périphérie des pièces prismatiques selon deux directions sensiblement orthogonales. Les pièces prismatiques, telles que les colonnes et les poutres, sont des éléments structurels qui ont une section transversale constante le long de leur longueur.

La disposition des armatures de peau est souvent utilisée pour renforcer la résistance et la stabilité des éléments de structure, en particulier pour résister aux charges de compression. Les armatures de peau aident à empêcher la fissuration de la surface de béton de la pièce, en répartissant les contraintes sur l'ensemble de la section transversale.

$A_{min} \geq$ MAX($3cm^2$/m de la longueur mesurer sur la section droite de l'ouvrage. ;0.1% de la section de la poutre).

0.1% de la section de la poutre=$0.001 \times 5917 = 5.917 cm^2$

$A_{min} \geq 5.917 cm^2$

On choisit une armature de 6HA12 avec une section As=6.79 cm

VI.8.2. Armatures longitudinales dans la zone tendue :

La section théorique à prendre en compte est donnée par :

$$As = \frac{Bt}{1000} + \frac{Nbt}{fe} \times \frac{ftj}{\sigma bt}$$

Bt: désigne l'aire de la partie tendue du béton.

σbt: contrainte maximale de traction du béton.

NBT: la résultante des contraintes de traction correspondantes.

Le ferraillage passif longitudinal mécaniquement n'est pas nécessaire, on disposera un ferraillage minimal pour la limitation des fissures du béton, répartition des efforts de variation de température, et la résistance surtout dans le cas où le béton présente des insuffisances.

On disposera 4HA20 en nappe inférieure dans le talon et 4HA20 sur les deux périmètres latéraux du talon.

VI.8.3. Minimum d'armatures transversal :

$$\frac{As.fe}{bn.St.\gamma n} \geq \left(\tau u - \frac{ftj}{3}\right) Tang(\beta u) = (2.22 - 0.9) \times 0.36 = 0.4752 MPa$$

Soit : $\frac{At}{St} \geq \frac{0.4752 \times 0.95 \times 1.15}{400} = 4.78$ cm^2

Le pourcentage minimum à disposer est donné par :

$\frac{At}{St} \geq \frac{0.4.bn.\gamma s}{fe} = 4.54\ cm^2$/m

$$\left(\frac{At}{St}\right) min \geq 4.54\ cm^2/\text{m}$$

Nous retiendrons donc un cadre HA12 (At = 4 x 1,13 cm2) avec un écartement de 20 cm à l'appui et un espacement 40 cm à mi travée.

VI.8.4. Justification des bielles de béton :

$\tau u \leq \frac{fcj}{5}$

$\tau u = 2.22\ MPa \leq \frac{fcj}{5} = \frac{35}{5} = 7 MPa$ (vérifiée)

VI.8.5. Cadres de talon :

2cm³/ml de parement mesuré parallèle à l'axe du. Le choix se portera ici sur des cadres, façonnés avec 2 cadres de HA8/ml.

Ces cadres sont destinés à assurer la couture du talon sur l'âme et à reprendre les poussées au vide dues aux déviations dans le plan horizontal des câbles. Ces armatures doivent être efficaces, donc ancrées, au niveau de la jonction âme-talon, ce qui peut être obtenu en croisant les aciers dans l'âme. Un scellement efficace dans le talon est assuré par un ancrage en crosse le long du pied de talon.

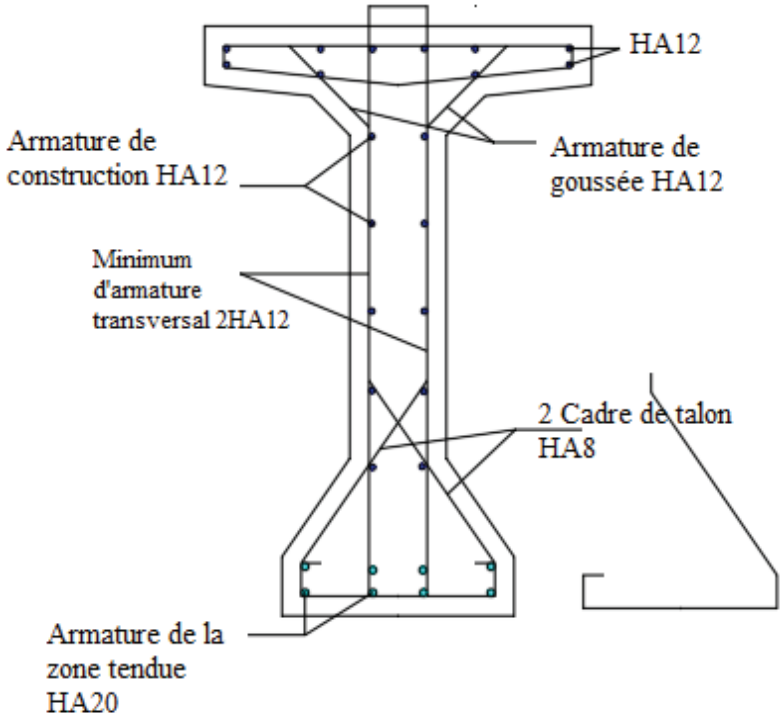


Figure VI.4. Ferraillage passif de la poutre.

VI.9. Conclusion

Dans ce chapitre on a déterminé le nombre de câbles en fonction du type de câble choisi, les sollicitations (moment fléchissant) et les caractéristiques géométriques de la poutre. On a vérifié les contraintes pendant les différentes phases de construction et en phase de service. Les conditions aux limites nous amènent à choisir une allure parabolique des câbles qui permettra de déterminer les nouvelles caractéristiques géométriques dans les différentes sections de la poutre ces caractéristiques seront utilisé ensuite pour le calcul des différentes pertes de précontrainte, les pertes calculées sont inférieures et très proches de celles estimées.

CHAPITRE VII

CALCUL DES DEFORMATION ET ETUDE DE L'HOURDIS

VII.1. Calcul des déformations :

VII.1.1. Introduction :

La dalle d'un pont à poutre joue un rôle crucial dans la transmission des charges appliquées sur le pont vers les poutres, en créant des sollicitations de flexion et de cisaillement à son niveau. Cela nécessite une conception et une construction soigneuses pour garantir que la dalle soit capable de supporter les charges de manière efficace et durable.

VII.1.2. Flèches et contre flèches :

La flèche due au poids propre est une des sollicitations à laquelle une structure comme un pont peut être soumise. La flèche correspond à la déformation verticale de la structure sous l'effet de cette sollicitation. Dans le cas d'un pont, la flèche peut être calculée en prenant en compte la charge de son propre poids.

Le logiciel ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS 2018 est un outil couramment utilisé pour l'analyse des structures, y compris pour le calcul de la flèche due au poids propre d'un pont. Dans ce logiciel, les flèches sont conventionnellement considérées comme positives vers le bas et négatives vers le haut, ce qui signifie que si la flèche est positive, cela indique que le pont est déformé vers le bas sous l'effet de la charge, tandis que si la flèche est négative, cela indique que le pont est déformé vers le haut, c'est-à-dire qu'il y a une contre flèche.

La connaissance de la flèche due au poids propre est importante car elle peut affecter la sécurité et la performance du pont. Une flèche excessive peut entraîner une diminution de la capacité de charge du pont et augmenter les contraintes dans les éléments de la structure. Par conséquent, il est important de surveiller la flèche du pont et de la maintenir dans des limites acceptables pour garantir la sécurité des usagers et la durabilité de la structure.

VII.1.2.1. Flèches due au poids propre :

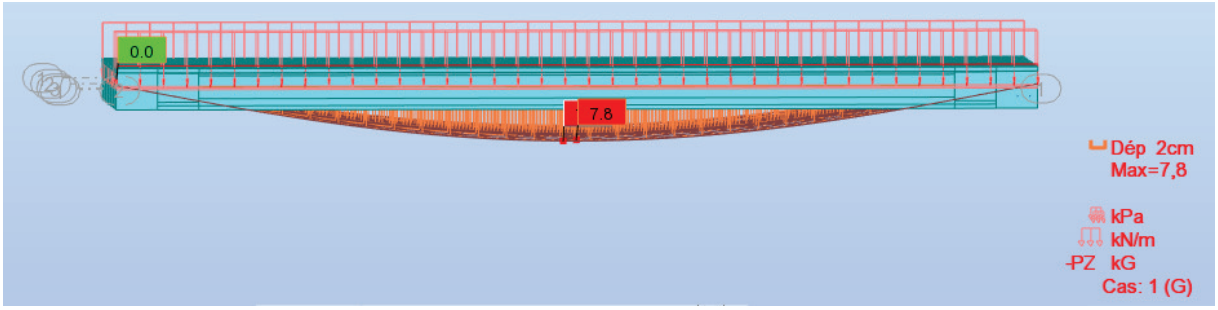


Figure VII. 1 : Flèche max de la poutre due au poids propre.

D'après ce diagramme, la flache maximale de la poutre due au poids propre (CP+CCP) est égale à 7.8 cm.

$$f_G = 7.8 \text{ cm}$$

VII.1.2.2. Contre flèche de précontrainte :

$P_{\text{câble moy}}$ =5.24 MN e1=0.23m ; e2= 0.92m

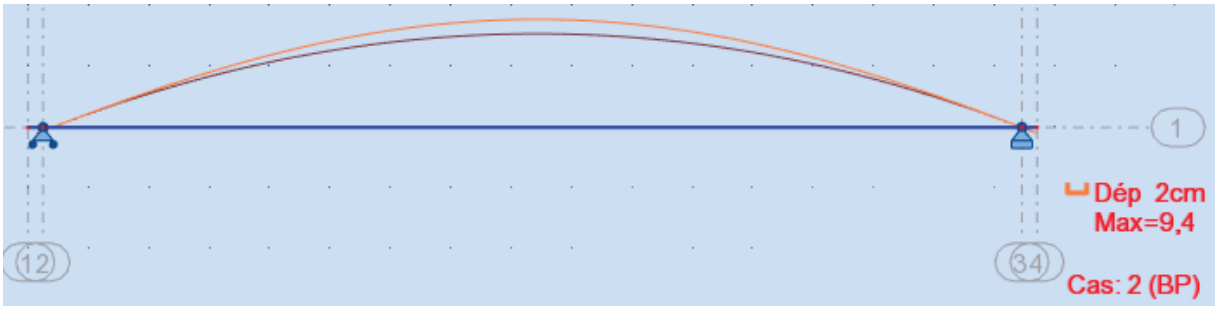


Figure VII. 2: Contre flèche max de la poutre due à la mise en tension de la précontraintes.

D'après ce diagramme on constate que la contre flache maximale de la poutre due la mise en tension des câbles de précontraintes est égale à 9.4cm**.**

f_p = -9.4 cm

VII.1.2.3. Flèche de construction :

La flèche de construction est donnée par la formule suivante :

fc = 3/4($f_p - f_G$)= 3/4 (9.4– 7.8) = 1.6 cm

VII.1.2.4. Flèche maximale à l'ELS :

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

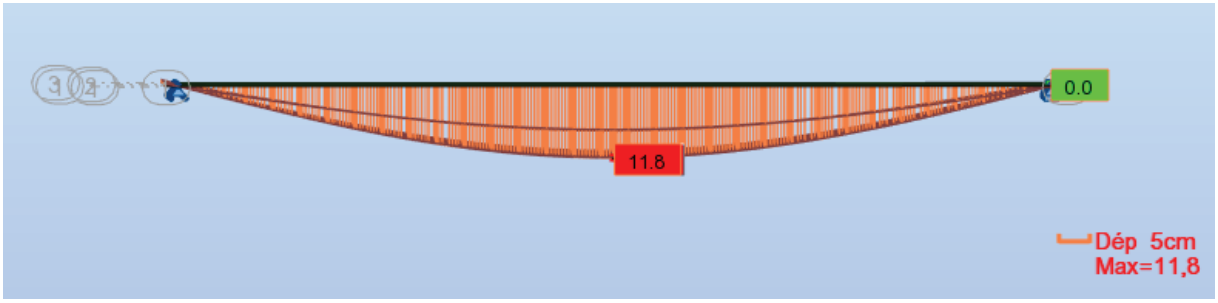


Figure VII. 3 : Flèche max de la poutre à ELS.

D'après le diagramme ci-dessus on constate que la flache maximale de la poutre à ELS est égale à 11,80 cm. Donc on obtient :

f_{ELS} = 11.80 cm

Flèche totale :

La flèche totale maximale est donnée par les sommes des différentes flèches déjà calculées **:**

$f = f_{ELS} + f_P + f_C \rightarrow f$ = 11.8-9.4+1.6=4cm

La flèche admissible : (L/500 = 6.70 cm) doit être supérieur à la flèche calculée (4 cm)

Donc, (la condition est vérifiée).

VII.2. Etude de l'hourdis :

L'hourdis est un élément important dans la structure d'un pont, car il assure la répartition transversale des efforts dans le tablier. L'hourdis est soumis à deux types de flexion : une flexion longitudinale et une flexion transversale.

La flexion longitudinale est due aux efforts longitudinaux, tels que ceux induits par le poids du trafic ou les effets thermiques. Pour contrer cette flexion longitudinale, la précontrainte des poutres est utilisée pour reprendre ces efforts.

La flexion transversale est due aux efforts transversaux, tels que ceux induits par les charges de véhicules qui traversent le pont. Pour contrer cette flexion transversale, le ferraillage passif de la dalle est utilisé pour reprendre ces efforts. Ce ferraillage passif est constitué d'armatures horizontales et verticales qui sont intégrées dans la dalle. Les armatures horizontales aident à résister aux forces de traction, tandis que les armatures verticales aident à résister aux forces de cisaillement.

En outre, l'hourdis peut également être utilisé pour assurer la stabilité du tablier du pont et pour réduire la déformation de la dalle. Cela peut aider à améliorer la sécurité et la durabilité du pont, en réduisant les risques de fissures ou de déformations excessives qui pourraient affecter la performance et la sécurité du pont.

En somme, l'hourdis joue un rôle important dans la répartition transversale des efforts dans le tablier d'un pont. La flexion longitudinale est contrée par la précontrainte des poutres, tandis que la flexion transversale est contrée par le ferraillage passif de la dalle. Le bon dimensionnement et la bonne mise en œuvre de l'hourdis sont donc essentiels pour assurer la sécurité, la durabilité et la performance d'un pont.

VII.2.1. Géométrie de l'hourdis :

L'hourdis présente les dimensions suivantes :

- L'épaisseur : 25 cm.

- Largeur : 9.5 m.

- Longueur : le long de l'ouvrage.

VII.2.2. Etude de la flexion transversale :

Il est important de noter que l'utilisation de l'élément Barre pour modéliser l'hourdis dans un modèle de coque peut entraîner des approximations et des simplifications dans le calcul des moments transversaux. L'heure exacte et la précision des résultats dépendront de plusieurs facteurs, notamment la qualité des données d'entrée, la précision de la modélisation et les hypothèses de calcul utilisées.

Cela dit, pour modéliser l'hourdis avec l'élément Barre dans Robot Structural Analysis 2018, il est nécessaire de définir les propriétés de la section transversale de l'hourdis, c'est-à-dire sa largeur et son épaisseur. Comme indiqué, la longueur de l'hourdis peut-être prise égale à 1m, mais les dimensions réelles de l'hourdis doivent être utilisées pour la largeur et l'épaisseur.

Une fois les propriétés de la section transversale définies, il est possible de définir les conditions de chargement appliquées sur le modèle, telles que les charges de véhicules ou les

charges de poids propre. Ensuite, le modèle est résolu en utilisant les algorithmes de calcul de Robot Structural Analysis 2018 pour déterminer les moments transversaux dans l'hourdis.

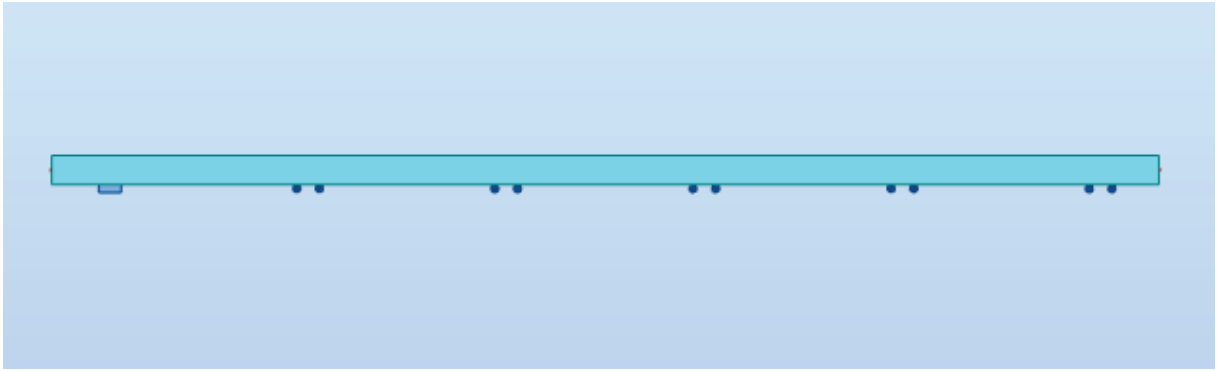


Figure VII. 4 : Modélisation de l'hourdis sur robot.

On a obtenu des résultats sous forme des diagrammes représentant les moments de flexion ainsi que les efforts tranchants sous des combinaisons les plus défavorables à l'ELS et à l'ELU.

Les efforts maximums de la dalle â l'ELS et â l'ELU :

A L'ELU :

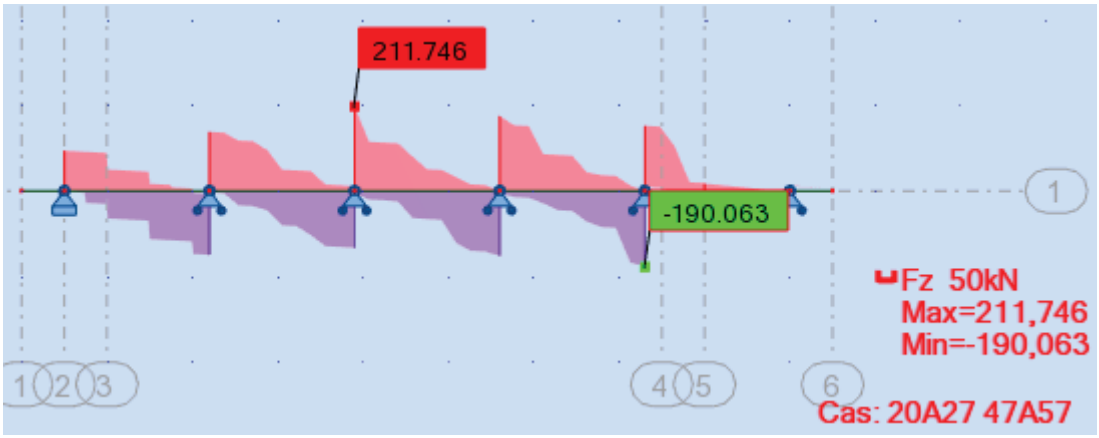


Figure VII. 5 : Effort tranchant Max- Dalle à l'ELU.

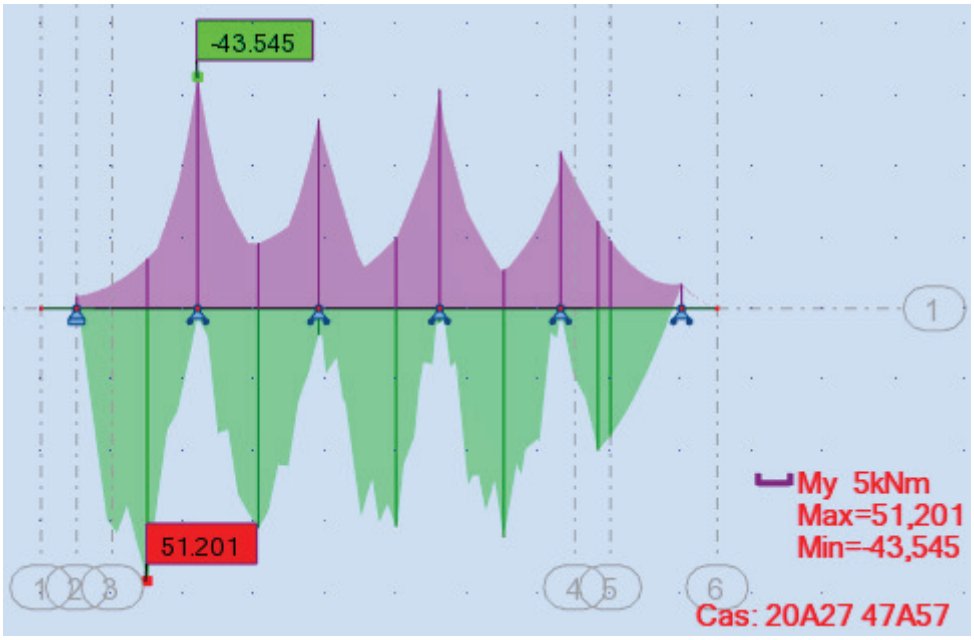


Figure VII. 6 : Moment Max- Dalle à l'ELU.

On a obtenu les résultats suivants :

- Fibre supérieur :M_{ELU}=43.545 KNm.

- Fibre inférieur : M_{ELU}=51.201 KNm.

- TELU=211.746 KN.

A L'ELS :

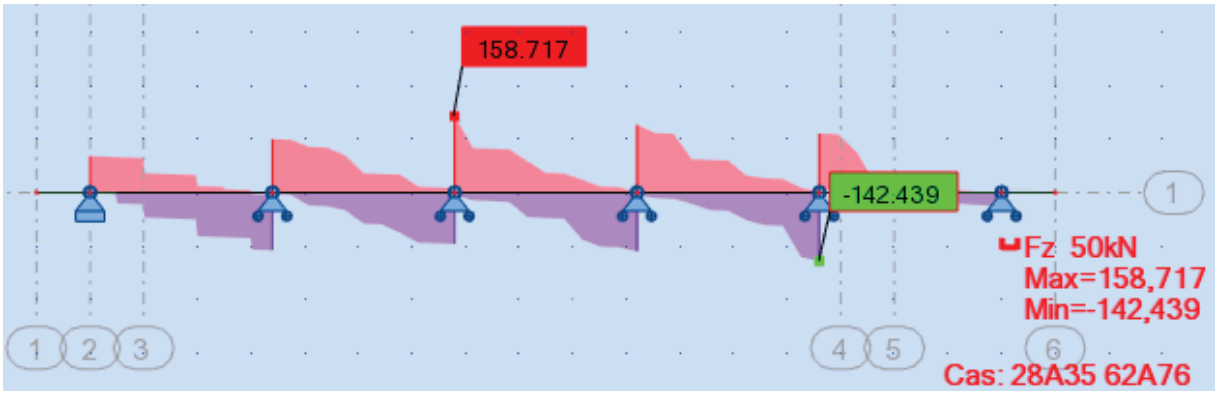


Figure VII. 7 : Effort tranchant Max- Dalle à l'ELS.

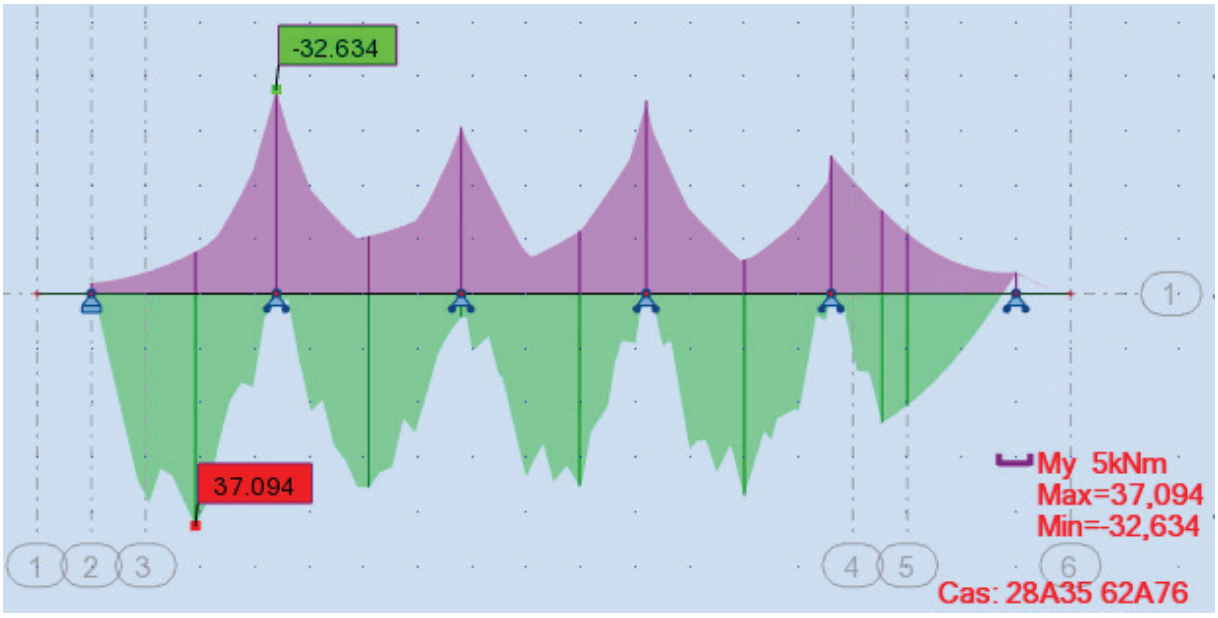


Figure VII. 8 : Moment Max- Dalle à l'ELS

On a obtenu les résultats suivants :

- Fibre supérieure : MELS=32.634 KNm.

- Fibre inférieur : MELS=37.094 KNm.

- TELS=158.717 KN.

VII.2.3. Ferraillage :

Les résultats de calcul de ferraillage présentés dans le tableau ci-dessous sont détaillés à l'annexe.

Le ferraillage longitudinal est le tiers de celui de ferraillage transversal, en respectant un ferraillage minimal de cm² / ml :

En faisant appel aux caractéristiques de l'acier utilisé pour cet ouvrage et les hypothèses de fissuration (Chapitre III), le dimensionnement de ferraillage de la dalle se fait à l'ELS on utilisant logiciel « EXPERT BA »

Tableau VII. 1 : Résultats de calcul de ferraillage de la dalle

Nappe	Armatures transversales			Armatures longitudinales		
	A_s (cm²)	Ø (mm)	e (cm)	A_s (cm²)	Ø (mm)	e (cm)
Supérieure	7.2	5HA14	20	2.4	HA12	20
Inférieure	8.2	5HA16	20	2.7	HA12	20

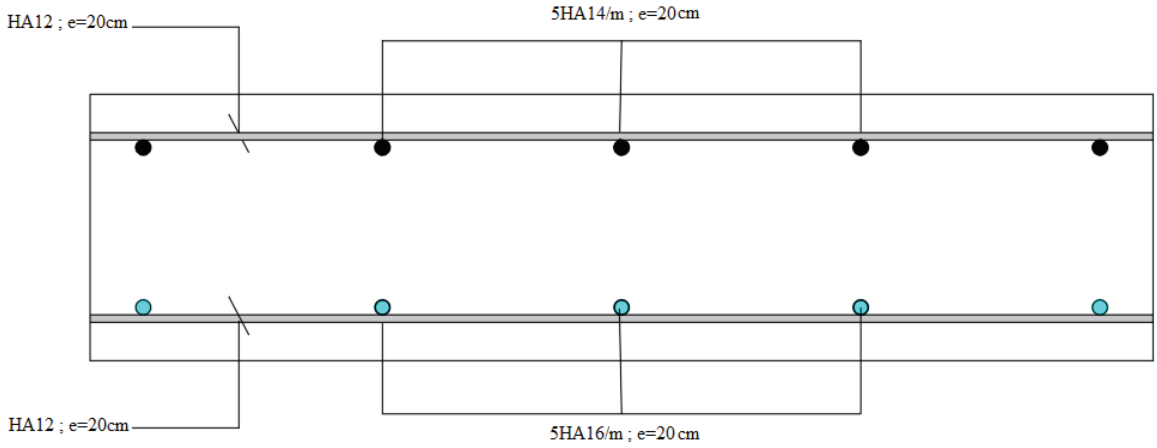


Figure VII. 9: Ferraillage de la dalle.

VII.3. Conclusion :

Le dimensionnement de la dalle d'un pont est une étape cruciale dans la conception et la construction d'un pont. Une dalle bien dimensionnée est essentielle pour assurer la sécurité et la durabilité du pont, ainsi que pour garantir une circulation fluide et régulière des véhicules.

CHAPITRE VIII

CALCUL DES EQUIPEMENT

VIII.1. Introduction :

Les équipements tels que les appareils d'appui, les joints de chaussée et les dés d'appui sont tous des éléments importants dans les ouvrages d'art, et leur bon fonctionnement est essentiel pour garantir la sécurité des usagers, la durabilité de l'ouvrage et une exploitation efficace.

En plus des fonctions que nous avons décrites précédemment, les dés d'appui sont également importants pour la répartition des charges horizontales, qui peuvent survenir en cas de vents forts ou de séismes. Les dés d'appui sont conçus pour permettre une certaine mobilité latérale, tout en maintenant la stabilité globale de l'ouvrage.

Les joints de chaussée, quant à eux, sont importants pour assurer une conduite fluide et sûre sur l'ouvrage, en minimisant les risques de dérapage, de perte de contrôle ou de dommages aux véhicules. Les joints de chaussée doivent être conçus pour s'adapter aux variations de température et aux mouvements de dilatation et de contraction de la chaussée, tout en maintenant une surface plane et continue pour la conduite.

VIII.2. APPAREILS D'APPUI :

Les appareils d'appui sont des éléments essentiels des ponts et des autres ouvrages d'art, car ils permettent de transmettre les charges verticales et horizontales entre les différents éléments de l'ouvrage, tout en permettant un certain degré de mouvement et de flexibilité pour absorber les variations de température, les mouvements de dilatation et de contraction, les vibrations et les chocs.

Parmi les types d'appareils d'appui que vous avez mentionnés, les articulations en béton sont les plus couramment utilisées, car elles sont relativement simples à fabriquer et à installer, et peuvent supporter des charges importantes. Les articulations en béton sont généralement constituées de deux parties en béton armé, reliées par un axe de pivotement, qui permettent un certain degré de mouvement et de rotation entre les éléments de l'ouvrage.

Les appareils d'appui en élastomère fretté sont également couramment utilisés, en particulier pour les ouvrages nécessitant une isolation acoustique et vibratoire. Ces appareils sont constitués de couches d'élastomère fretté (généralement en néoprène), qui permettent une certaine mobilité entre les éléments de l'ouvrage, tout en absorbant les vibrations et les bruits.

Les appareils d'appui spéciaux et les appareils d'appui métalliques sont utilisés dans des situations spécifiques où des exigences particulières doivent être satisfaites, par exemple pour les ouvrages exposés à des conditions environnementales extrêmes, ou pour les ponts nécessitant une grande flexibilité pour absorber les mouvements de dilatation et de contraction.

En fin de compte, le choix de l'appareil d'appui dépendra des spécifications et des exigences spécifiques de l'ouvrage en question, ainsi que des conditions environnementales et de la charge de trafic attendue. Une bonne conception et un entretien régulier des appareils d'appui sont essentiels pour garantir la sécurité des usagers de l'ouvrage et la durabilité à long terme de l'ouvrage.

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

Le choix d'un appareil d'appui en élastomère fretté est une décision courante pour de nombreux types de ponts et d'ouvrages d'art. Les appareils d'appui en élastomère fretté ont de nombreux avantages, notamment une grande capacité à absorber les vibrations et les chocs, une longue durée de vie, une faible maintenance, une grande résistance aux intempéries et une capacité à absorber les mouvements de dilatation et de contraction.

La norme NF EN 1337-5 publiée par Stéra fournit des spécifications pour la conception, la fabrication et l'installation des appareils d'appui en élastomère fretté (AAEF) ainsi que pour les appareils d'appui à pot (AAP). Cette norme décrit également les méthodes de test pour vérifier la performance et la conformité des appareils d'appui.

Lors de la conception et de la sélection d'un appareil d'appui en élastomère fretté pour un ouvrage d'art spécifique, il est important de prendre en compte les exigences de charge, les mouvements de dilatation et de contraction, les conditions environnementales, les vibrations et les chocs attendus, ainsi que les spécifications de la norme NF EN 1337-5. Il est également important de s'assurer que l'appareil d'appui est compatible avec les autres éléments de l'ouvrage, tels que les poutres, les piliers et le tablier du pont.

En résumé, le choix d'un appareil d'appui en élastomère fretté est un choix courant et judicieux pour de nombreux types de ponts et d'ouvrages d'art. La norme NF EN 1337-5 fournit des spécifications détaillées pour la conception, la fabrication, l'installation et la vérification des performances des appareils d'appui en élastomère fretté et des appareils d'appui à pot. La sélection et la conception appropriées de l'appareil d'appui sont essentielles pour garantir la sécurité, la durabilité et la performance à long terme de l'ouvrage.

VIII.2.2. Les appareils d'appuis en élastomère fretté :

Un appareil d'appui en élastomère fretté est un bloc d'élastomère vulcanisé renforcé par une ou plusieurs frettes en acier. Pendant la vulcanisation, les frettes en acier sont collées chimiquement à l'élastomère. L'élastomère est un matériau qui possède une grande capacité d'absorption des chocs et des vibrations, ainsi qu'une bonne résistance à l'usure.

Les avantages de l'utilisation d'un appareil d'appui en élastomère fretté pour les ouvrages en béton sont nombreux. Tout d'abord, ils sont relativement faciles à installer et à régler, ce qui permet un contrôle précis de la position et de la répartition des charges sur l'appareil d'appui. De plus, ils permettent de répartir les charges horizontales entre plusieurs appuis, ce qui peut réduire la contrainte exercée sur chaque appui individuel.

En outre, les appareils d'appui en élastomère fretté sont plus économiques que les appareils d'appui métalliques, en particulier pour les ouvrages de grande taille nécessitant de nombreux appuis. Leur coût est relativement modéré par rapport à d'autres types d'appareils d'appui.

Enfin, les appareils d'appui en élastomère fretté ont une longue durée de vie et nécessitent peu de maintenance, ce qui les rend particulièrement attrayants pour les ponts et les ouvrages d'art où l'accessibilité pour la maintenance peut être difficile ou coûteuse.

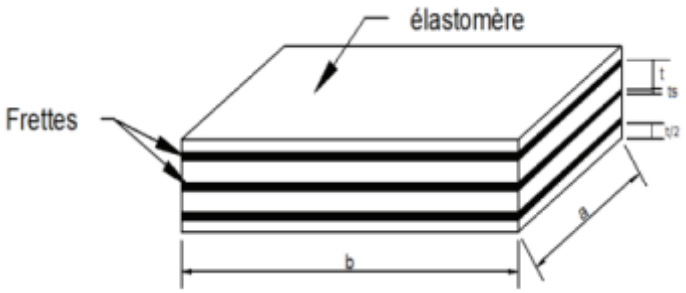


Figure VIII. 1 : Appareil d'appuis en élastomère fretté

VIII.2.3. Dimensionnement des appareils d'appui :

VIII.2.3.1. Aire de l'appareil d'appuis :

L'appareil d'appui doit vérifier l'inégalité suivante :

$2\ MPa \leq \sigma_m \leq 20\ MPa$

Avec :

$\sigma_m = R_{max}/a \times b$

σ_m : La contrainte moyenne de compression due à l'effort N_{Max}.

R_{max} : Réaction maximale dans l'appui.

2 MPa : Condition de non cheminement.

20 MPa : condition de non écrasement.

On désigne par (a×b) l'aire de l'appareille d'appui d'où :

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

b : côte perpendiculaire à l'axe del'ouvrage.

La poutre la plus sollicité par les efforts tranchants engendre une réaction maximale de :

$N_{max} = R_{max} = 1156.402\ KN$

$2\times10^3 \leq 1156.402/a\times b \leq 20\times10^3$

axb ≥ 580 cm²

a.b ≈ 250x 350 mm²

VIII.2.3.2 Hauteur nette de l'élastomère :

Condition de non flambement :

a/10 ≤ T ≤ a/5 (condition de non flambement ; avec a est le plus grand côté)

35,00 mm ≤ T ≤ 70,00 mm

Dimension des frettes :

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

ts $\geq \frac{a}{\beta} \times \frac{\sigma m}{\sigma e}$; σe=235 Kg/mm2 , pour l'acier 24-1

ts ≥ 2 mm

$\sigma_m = R_{max}/a \times b$ et $\beta = \frac{a \times b}{2 \times G \times (a+b)}$

Module d'élasticité statique : G= 0,90 Mpa

σ_m=13.26 MPa

β = 8,10

ts ≥1,62 mm

On prendra :

Feuillets d'élastomère : ti = 10 mm

Frettes métalliques : ts = 2 mm

Enrobage des chants: Ec= 4 mm

Enrobage extérieur Ee=2.5 mm

Td =4 × ti + 5 × ts + 2.5× 2 =55 mm

T = 4× ti + 2 × Ee = 45 mm

VIII.2.4. Vérification des appareils d'appuis :

VIII.2.4.1. Résistance à la compression :

La contrainte normale sous charge sismique à une valeur limite de 20 MPa.

N = 1156.402 KN → σm = 13.26 MPa ≤ 20 MPa

VIII.2.4.2. Sécurité au flambement :

On doit vérifier **: $\gamma_s.P_u \leq P_c$**

$\mathbf{P_c \leq \frac{4 \times G \times B \times S^2 \times D}{h}}$ **,** $\mathbf{S = \frac{a \times b}{2t(a+b)}}$

γs : Le coefficient de sécurité ; γs =3

Pu : La valeur maximale des charges verticales à l'ELU.

Pc : La charge critique de flambement.

B : L'aire nominale de l'appui.

d : La somme d'une épaisseur de fret et d'une épaisseur de caoutchouc.

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

S : Le facteur de forme.

hc : Epaisseur totale du caoutchouc.

t : Epaisseur d'un feuillet de caoutchouc.

D'où :

S = 7.29

Pc = 3.65 MN.

Pu = 1.16 MN.

On remarque que : 3.48MN ≤ 3.65 MN(Condition vérifiée)

VIII.2.4.3. Limitation de la distorsion :

On doit vérifier : $\delta = \tan.\gamma < \delta c$

La distorsion δ des appareils d'appuis doit être limitée à une valeur critique δc.

$\delta c = 0.7+4\times (\delta 0-0.7) \times (0.25-p)$ si $p \leq 0.25$

$\delta c = 1.4\times (1-2p)$ si $p \geq 0.25$

Avec :

P= Pu/Pc

$\delta = \gamma/Td$

$\delta 0 = c/hc$ avec $0.7 \leq \delta 0 \leq 2$

c : Le plus petit côté pour un appui rectangulaire (c = 250mm).

hc : épaisseur totale d'élastomère (40mm).

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

D'où :

$P = 0.17 \leq 0.25$

$\delta 0 = 8.75 \rightarrow$ on prend $\delta 0 = 2$

D'où : $\delta c = 0.94$

$\gamma = 0.068$ m $\rightarrow \delta = 0.76 \leq 0.82$

Donc la condition est vérifiée.

VIII.3. Dés d'appuis :

Le dés d'appui joue un rôle important dans la construction des ponts en permettant de réaliser plusieurs fonctions, dont deux sont mentionnées dans votre question :

1. Diffusion des charges localisées provenant directement du tablier : Le dés d'appui est un dispositif qui est généralement placé entre le tablier du pont et les piles ou les appuis pour permettre la transmission des charges du tablier vers les éléments de support. Les charges provenant directement du tablier, telles que les charges de circulation des véhicules et les charges environnementales, sont réparties et transmises aux appuis et aux piles à travers les dés d'appui. Les dés d'appui sont conçus pour résister à ces charges et répartir les forces de manière appropriée afin d'assurer la stabilité et la sécurité de la structure.

2. Rattrapage du dévers du tablier : Le dévers du tablier fait référence à la pente transversale du pont qui est généralement conçue pour permettre l'écoulement des eaux de pluie et améliorer la sécurité de la circulation. Le dés d'appui est utilisé pour compenser cette pente transversale du tablier. Il est conçu avec une inclinaison correspondante pour permettre un appui horizontal tout en maintenant le dévers souhaité du tablier. Ainsi, le dés d'appui aide à égaliser les niveaux de support du tablier, permettant un alignement correct de la structure et assurant une répartition uniforme des charges sur les appuis et les piles.

Il convient de noter que les dés d'appui sont conçus en fonction des spécifications du pont, des charges à supporter, des conditions environnementales et des exigences de conception. Ils sont généralement fabriqués en utilisant des matériaux appropriés, tels que le caoutchouc, le métal ou les matériaux composites, pour offrir une résistance, une durabilité et une flexibilité adéquates afin de remplir leurs fonctions de diffusion des charges et de rattrapage du dévers.

VIII.3.1. Dimensions du dés d'appui :

Les dimensions (a1, b1, h) seront choisies de façon à inclure les appareils d'appuis :

$h \geq (a \times b)/(a + b)$

$a1 \geq a + h/2$

$b1 \geq b + h/2$

h: variable selon le dévers du tablier

VIII.3.2. Ferraillage du dé d'appui :

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

$A_C = \frac{0,25 \times N}{\sigma s}$; $\sigma s = \frac{500}{1.15} = 434.78 MPa$

$A_C = \frac{0,25 \times 1156.402 \times 10}{434.78} = 6.65 cm^2$ donc 5HA14

VIII.3.2.1. Armatures horizontales :

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

$A_H = \frac{0,125 \times N}{\sigma s} = \frac{0,125 \times 1156.402 \times 10}{434.78} = 3.32 cm^2$ on prend : 5HA10

VIII.3.2.2. Frette supérieure :

Elle est placée la plus près possible de la face supérieure de l'appui, il s'agit d'armatures croisées.

$A_s = \frac{0.04 \times N}{\sigma s} = \frac{0.04 \times 1156.402 \times 10}{434.78} = 1.06 cm^2$ on prend :3HA8

VIII.3.2.3. Frette inferieure

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

$A_i = \frac{0.1 \times N}{\sigma s} = \frac{0.1 \times 1156.402 \times 10}{434.78} = 2.66 cm^2$ on prend :3HA12

VIII.4. Joint de chaussée :

Le choix du joint de chaussée pour un pont dépend de plusieurs facteurs, notamment l'intensité du trafic auquel la chaussée sera soumise. Voici les différentes catégories de joints de chaussée en fonction du trafic journalier :

Joints de chaussée lourds : Ces joints conviennent aux chaussées supportant un trafic journalier supérieur à 3000 véhicules. Les joints de chaussée lourds sont conçus pour résister à des charges élevées et à des mouvements importants. Ils offrent une résistance et une durabilité élevées pour répondre aux exigences du trafic intense.

Joints semi-lourds : Ces joints conviennent aux chaussées supportant un trafic compris entre 1000 et 3000 véhicules par jour. Ils sont conçus pour résister à des charges et à des mouvements modérés. Les joints semi-lourds offrent une certaine flexibilité pour absorber les déplacements dus aux variations dimensionnelles, mais sont moins robustes que les joints de chaussée lourds.

Joints légers : Ces joints conviennent aux chaussées supportant un trafic inférieur à 1000 véhicules par jour. Ils sont conçus pour résister à des charges et à des mouvements plus légers. Les joints légers offrent une plus grande flexibilité pour absorber les déplacements dus aux variations dimensionnelles, mais ils sont moins robustes que les joints de chaussée lourds et semi-lourds.

Le choix du joint de chaussée dépend également des conditions spécifiques du pont, notamment des déplacements dus au retrait, au fluage, à la température, au freinage, aux variations linéaires et aux séismes.

Le souffle est un déplacement relatif maximal :

$W = W_D + 0.3W_T + (1/3)W_S$

Avec:

W : souffle total du joint.

W_D: souffle des déformations différées (fluage retrait).

W_T : souffle thermique.

W_S: souffle sismique.

W= 0.089 + 0.3(0.056) +(1/3)0.038

W=0.023m

S < 50 mm donc notre joint sera le JEP3.

VIII.5. Conclusion

Les équipements du pont jouent un rôle fondamental dans la conception, le calcul et la surveillance de l'ouvrage. Ce sont ces équipements qui permettent à un pont d'assurer sa fonction vis-à-vis des usagers, notamment après un séisme.

CHAPITRE IX

Etude sismique

IX.1. Introduction :

La vérification des ouvrages vis-à-vis des actions sismiques est une étape cruciale dans la conception des structures. L'objectif est de s'assurer que l'ouvrage est suffisamment résistant pour faire face aux forces sismiques et que le risque de défaillance en cas de séisme potentiel est maintenu à un niveau acceptable.

L'analyse sismique peut être réalisée en utilisant différentes approches, telles que l'analyse statique équivalente, l'analyse modale, ou l'analyse dynamique du temps. Ces méthodes permettent de déterminer les forces sismiques qui s'exercent sur l'ouvrage, ainsi que les déformations et les contraintes induites par le séisme.

Les résultats de l'analyse sismique sont ensuite comparés aux capacités de résistance de l'ouvrage. Des marges de sécurité appropriées sont généralement appliquées pour garantir que les contraintes sismiques restent en deçà des limites élastiques ou ultimes de l'ouvrage.

Il est important de noter que la vérification des ouvrages vis-à-vis des actions sismiques est un processus complexe et multidisciplinaire. Elle implique une connaissance approfondie de la géotechnique, de la dynamique des structures et des caractéristiques sismiques de la région concernée. Une attention particulière doit être portée à la conception des fondations, des éléments de résistance sismique, ainsi qu'à la robustesse générale de l'ouvrage.

L'objectif final de cette vérification est de garantir que l'ouvrage est capable de résister aux séismes probables dans la région, en réduisant le risque de défaillance structurelle et en assurant la sécurité des personnes et des biens qui utilisent l'ouvrage.

IX.2. Caractéristiques de l'ouvrage relatives à l'étude sismique :

Le RPOA 2008 donne un ensemble de classifications nécessaires à la définition de la situation sismique de l'ouvrage étudie et constituent un préalable indispensable pour le choix du modèle, de la méthode de calcul et des paramètres à utiliser :

- Le pont est classé en **groupe II (pont important).**

- La région de Tlemcen ce trouve dans une **zone sismique I. (sismicité faible).**

- Le coefficient d'accélération de zone **A = 0.12** (RPOA, tableau 3.1).

- Le sol est de catégorie S2 **(site ferme).**

- Le taux d'amortissement du matériau constituant les appuis (béton armé), **ξ = 5 %.**

- Le module de cisaillement dynamique des appareils d'appuis est **G = 1.2MPa.**

$\mathbf{K}_{ap}$ (KN/m) $=\frac{a\times b}{T}\times G = 2330 \mathrm{KN/m}$

IX.3. Méthode de calcul

L'analyse d'un pont peut être réalisée en utilisant la méthode spectrale monomodale (mode fondamental) ou la méthode du spectre de réponse (analyse dynamique linéaire). Ces deux approches sont couramment utilisées dans l'analyse sismique des structures, y compris les ponts. Voici une brève explication de ces méthodes :

- Méthode spectrale monomodale (mode fondamental) : Cette méthode consiste à représenter la réponse sismique d'une structure par une seule forme modale, généralement le mode fondamental de vibration. Le mode fondamental est la configuration de vibration dominante de la structure. Dans cette approche, on utilise un spectre de réponse élastique qui représente la réponse en fonction de la période de vibration de la structure. Le spectre de réponse est généralement défini par des normes et réglementations parasismiques spécifiques à chaque pays. L'analyse spectrale monomodale est relativement simple à mettre en œuvre et est souvent utilisée pour des structures régulières et de hauteur modérée.
- Méthode du spectre de réponse (analyse dynamique linéaire) : Cette méthode prend en compte plusieurs modes de vibration de la structure, plutôt que de se limiter au mode fondamental. Elle consiste à décomposer la réponse sismique en une combinaison de modes modaux, en tenant compte des contributions de chaque mode et de leur interaction. L'analyse du spectre de réponse permet de considérer les effets de la périodicité de la structure et des modes supérieurs. Cette méthode est plus complexe que l'approche spectrale monomodale, mais elle est généralement utilisée pour des structures complexes ou de grande portée.

Dans les deux méthodes, l'analyse sismique nécessite la détermination du spectre de réponse élastique, la modélisation correcte de la structure (y compris les propriétés des matériaux et les conditions aux limites) et l'application des charges sismiques appropriées. Il convient également de noter que l'analyse sismique peut être réalisée à différents niveaux de précision, allant de l'analyse élastique linéaire à des analyses non linéaires plus avancées qui prennent en compte le comportement non linéaire des matériaux et de la structure.

En cas de conception ou d'analyse d'un pont, il est important de se référer aux normes, réglementations et pratiques en vigueur dans votre pays ou votre région, qui fourniront des directives spécifiques sur les méthodes d'analyse sismique appropriées à suivre.

IX.4. Spectre de réponse :

Il est courant d'utiliser des logiciels de calcul spécialisés pour réaliser des analyses sismiques multimodales, notamment lors de la modélisation des piles, des appareils d'appui et d'autres composants d'un pont. Ces logiciels permettent de représenter de manière précise le comportement dynamique de la structure en prenant en compte plusieurs modes de vibration.

Pour effectuer une analyse modale spectrale, vous devrez suivre les étapes générales suivantes :

1. Modélisation de la structure : Utilisez un logiciel de modélisation structurelle pour créer le modèle de votre pont. Le modèle doit inclure les piles, les appareils d'appui et tous les autres éléments pertinents. Assurez-vous de définir correctement les propriétés matérielles et géométriques de chaque composant.

2. Assignation des conditions aux limites : Définissez les conditions aux limites appropriées pour représenter les connexions entre le pont et ses fondations, ainsi que les conditions de support aux extrémités des piles et des appareils d'appui. Ceci est important pour reproduire fidèlement le comportement réel de la structure.
3. Détermination des modes de vibration : Utilisez le logiciel de calcul pour déterminer les modes de vibration de votre modèle. La méthode utilisée dépendra du logiciel spécifique que vous utilisez, mais elle impliquera généralement la résolution d'un problème de valeurs propres pour obtenir les fréquences naturelles et les formes modales de la structure.
4. Combinaison des modes modaux : En utilisant les modes de vibration obtenus, combinez-les pour former un spectre de réponse élastique. Les poids et les combinaisons modales dépendront des normes et réglementations parasismiques en vigueur dans votre pays ou votre région.
5. Application du spectre de réponse : Appliquez le spectre de réponse élastique obtenu à votre modèle pour calculer les forces sismiques résultantes sur la structure. Ces forces seront utilisées pour évaluer les contraintes et les déformations induites par le séisme.

Il est important de noter que l'utilisation d'un logiciel de calcul spécifique et les étapes précises de modélisation et d'analyse peuvent varier en fonction du logiciel choisi et des réglementations locales applicables. Il est donc recommandé de se référer aux manuels d'utilisation du logiciel et aux directives spécifiques fournies par les développeurs du logiciel ou les organismes de réglementation compétents pour vous assurer de suivre les bonnes pratiques.

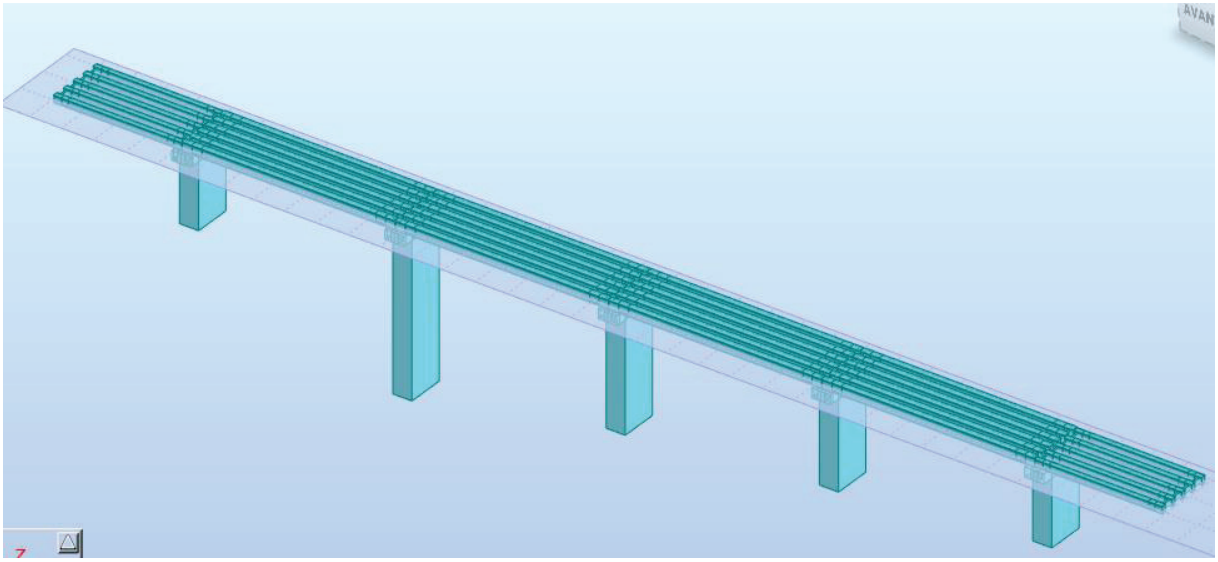


Figure IX.1 : Modèle de calcul

IX.5. Spectre de réponse de la composante horizontale :

Le spectre de réponse de la composante horizontale est une représentation graphique de l'accélération, de la vitesse ou du déplacement d'une structure en fonction de la période de vibration. Il est utilisé dans l'analyse sismique pour évaluer les forces sismiques qui agissent sur une structure dans la direction horizontale.

Le spectre de réponse de la composante horizontale est généralement obtenu à partir des normes parasismiques spécifiques à chaque pays ou région. Ces normes fournissent des formules et des graphiques qui permettent de déterminer la réponse sismique en fonction de la période de vibration de la structure.

Le spectre de réponse de la composante horizontale est généralement représenté par une courbe continue ou discrète qui indique l'amplitude de la réponse sismique en fonction de la période. La courbe peut être divisée en différentes zones, correspondant à différentes caractéristiques sismiques, telles que les faibles périodes (résonance), les périodes intermédiaires et les périodes longues.

En utilisant le spectre de réponse de la composante horizontale, il est possible de déterminer les forces sismiques maximales auxquelles une structure sera soumise dans la direction horizontale. Ces forces sismiques peuvent ensuite être utilisées pour la conception et l'évaluation structurale, notamment pour dimensionner les éléments structuraux et les systèmes de résistance aux séismes.

Il est important de noter que le spectre de réponse de la composante horizontale peut varier en fonction de la localisation géographique de la structure et des caractéristiques du site, telles que la sismicité locale, le type de sol et les conditions géotechniques. Par conséquent, il est crucial de se référer aux normes et réglementations parasismiques spécifiques à votre pays ou région pour obtenir les spectres de réponse appropriés à utiliser dans l'analyse sismique de notre structure.

Pour les deux directions longitudinale et transversale, on utilise le spectre montré ci-dessous :

$$Sae\,(T,\xi) = \begin{cases} AgS\left(1 + \dfrac{T}{T_1}(2.5\eta - 1)\right) & 0 \le T \le T_1 \\ 2.5\eta AgS & T_1 \le T \le T_2 \\ 2.5\eta AgS\left(\dfrac{T_2}{T}\right) & T_2 \le T \le 3.0s \\ 2.5\eta AgS\left(\dfrac{3T_2}{T^2}\right) & T \ge 3.0s \end{cases}$$

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

A : coefficient d'accélération de zone. A = 0.12

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

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

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

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

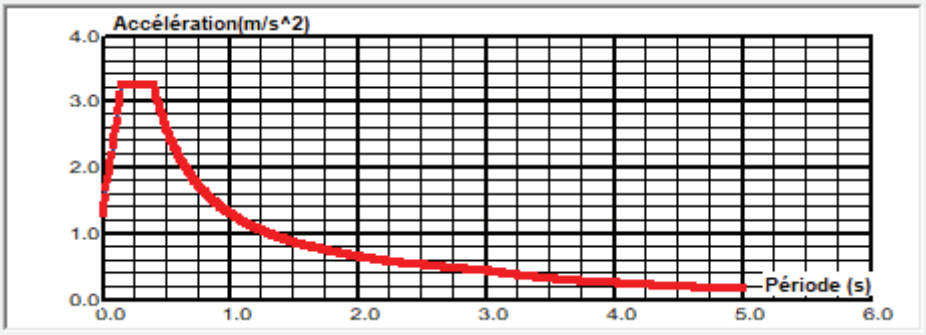


Figure IX. 2 : Spectre de réponse élastique Sae (T) - composante horizontale

IX.6. Spectre de réponse de la composante verticale :

L'effet vertical du séisme sur les piles des ouvrages situés dans une zone séismique classée (I) selon le R.P.O.A, est négligeable.

IX.7. 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 Σ(Mi)c atteint au moins 90% de la masse totale du pont MT (ou 70% à condition de considérer le mode résiduel qui tient compte des modes négligés).

Tableau IX. 1 : Modes propres.

Modes	Période(sec)	Cumule de participation(%)			Participation de masse (%)		
		Cumule UX	Cumule UY	Cumule UZ	UX	UY	YZ
1	1.07	0	6.03	0	0	6.03	0
2	1.07	0	12.04	0	0	6.01	0
3	1.23	8.72	12.04	0	8.72	0	0
4	1.32	17.41	12.05	0	8.69	0	0
5	1.32	17.41	40.78	0	0	28.74	0
		…	…	…	…	…	…
	0,06	94,34	81,73	0	5,66	0	0

Les résultats de calcul des modes propres sont donnés ci-dessous (le reste des modes est donné en Annexe.

IX.8. Le déplacement selon EX et EY :

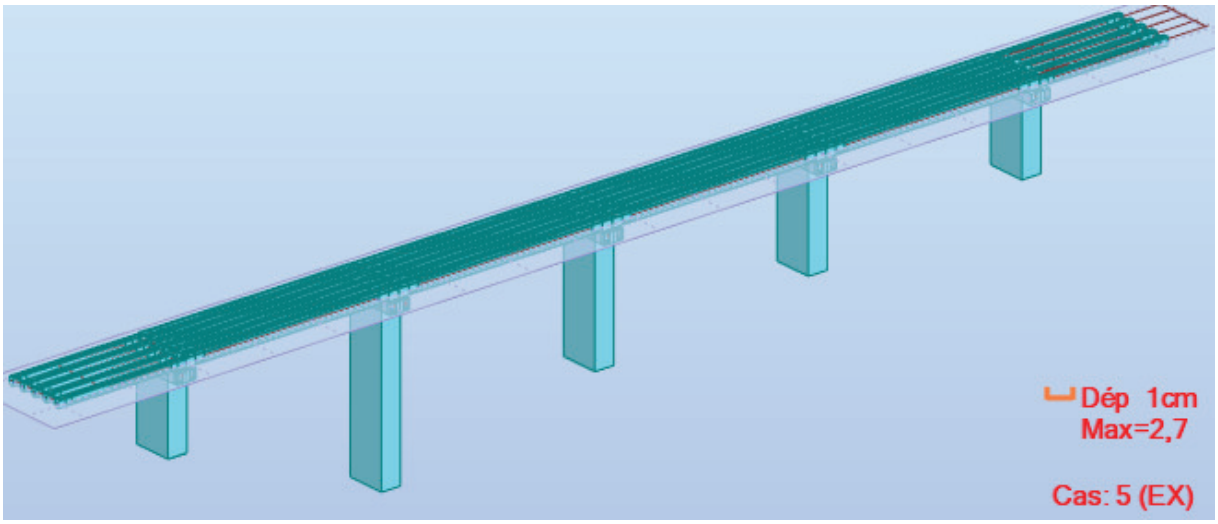


Figure IX. 3 : Le déplacement EX

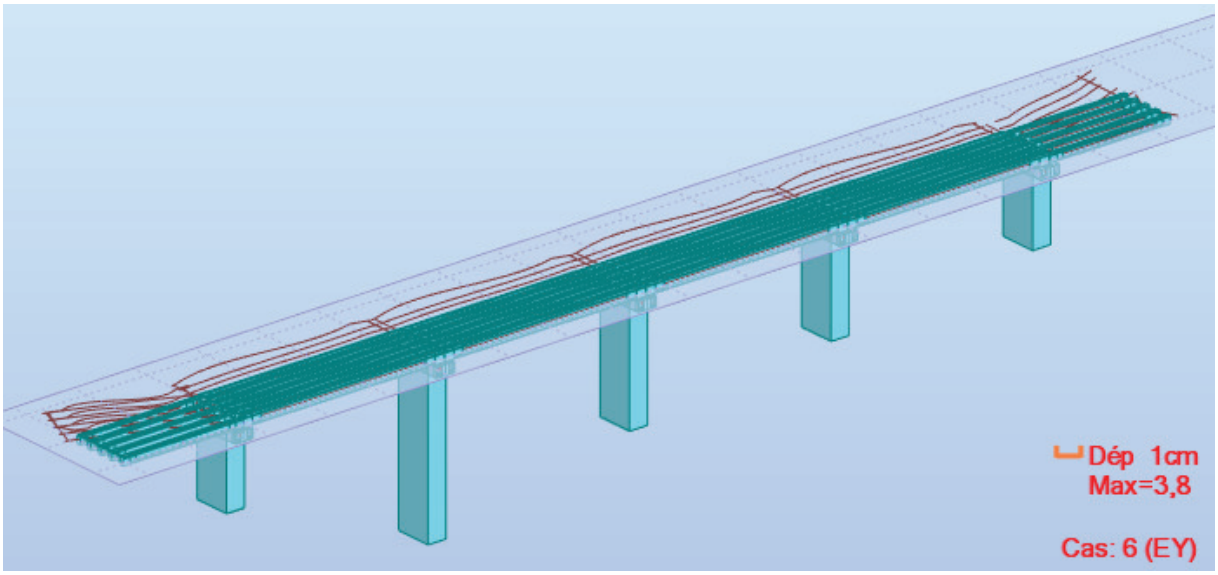


Figure X. 4 : Le déplacement EY

IX.9. Conclusion :

L'étude sismique est d'une importance capitale dans la conception et la réalisation d'un pont. Elle permet d'évaluer les efforts et les contraintes subis par les différents éléments de la structure, y compris les appuis, tels que les piles, ainsi que les équipements qui dépendent de ces actions, tels que les appareils d'appui et les joints de chaussée. Voici quelques raisons pour lesquelles l'étude sismique est essentielle :

1. Évaluation des forces sismiques : L'étude sismique permet de déterminer les forces sismiques auxquelles les appuis et les autres éléments de la structure seront soumis pendant un mouvement sismique. Ces forces dépendent de facteurs tels que la magnitude et la localisation du séisme, la géométrie de la structure et les propriétés dynamiques du sol.
2. Dimensionnement des éléments structuraux : Les forces sismiques déterminées lors de l'étude sismique sont utilisées pour dimensionner les éléments structuraux, y compris les piles, les poutres, les tabliers, etc. Il est crucial de s'assurer que ces éléments sont suffisamment dimensionnés pour résister aux forces sismiques et éviter la défaillance structurale.
3. Conception des appuis et des équipements associés : Les appuis, tels que les piles, doivent être conçus de manière appropriée pour résister aux forces sismiques et transmettre efficacement les charges sismiques vers les fondations. De plus, les équipements qui dépendent des actions sismiques, tels que les appareils d'appui et les joints de chaussée, doivent être conçus pour absorber les mouvements sismiques et prévenir les dommages à la structure.
4. Sélection des matériaux et des technologies appropriées : L'étude sismique permet de déterminer les exigences spécifiques en termes de résistance et de ductilité des matériaux utilisés dans la construction du pont. De plus, elle peut également influencer le choix des technologies de construction et des méthodes d'assemblage pour garantir la résilience et la durabilité de la structure face aux séismes.

En résumé, l'étude sismique est essentielle pour évaluer les efforts et les contraintes subis par les appuis, y compris les piles, ainsi que pour concevoir les équipements associés qui jouent un rôle crucial dans le fonctionnement et la durabilité du pont pendant un mouvement sismique. Cela permet de s'assurer que la structure est conçue et réalisée de manière robuste et résiliente, offrant une sécurité optimale aux usagers du pont.

CHAPITRE X

ETUDE DE LA PILE

X.1. Introduction :

L'étude de l'infrastructure d'un ouvrage est essentielle pour garantir sa stabilité, sa durabilité et sa sécurité. Les appuis et les fondations sont des éléments clés de cette infrastructure et doivent être conçus de manière appropriée pour assurer une base solide à l'ouvrage.

La détermination des appuis et des fondations d'un ouvrage nécessite une analyse approfondie des conditions du sol et de l'environnement dans lequel l'ouvrage sera construit. Cela implique une évaluation de la résistance du sol, de sa capacité portante, de sa stabilité et de son comportement en présence de charges dynamiques ou statiques.

La conception des appuis et des fondations doit également prendre en compte les caractéristiques de l'ouvrage, telles que sa masse, sa forme, sa hauteur, sa charge, sa fonction et les forces qu'il est susceptible de subir. Cette analyse permet de déterminer les dimensions, la forme et la profondeur des fondations nécessaires pour assurer la stabilité de l'ouvrage.

Il est important de souligner que la conception des appuis et des fondations d'un ouvrage est un processus progressif et itératif. Cela signifie que les calculs et les hypothèses doivent être revus et affinés au fur et à mesure de l'avancement du projet, en prenant en compte les résultats des études de sol et les informations supplémentaires qui peuvent être collectées.

En somme, l'étude des appuis et des fondations d'un ouvrage est une étape cruciale du projet, qui doit être réalisée avec rigueur et méthode pour garantir la stabilité et la sécurité de l'ouvrage sur le long terme.

X.2. ETUDE DE LA PILE :

Une pile est un élément clé de la structure d'un pont, qui a pour rôle de transmettre les efforts provenant des charges et surcharges du tablier jusqu'au sol de fondation. Elle intervient ainsi dans la résistance globale du pont en répartissant les charges et en assurant la stabilité de l'ouvrage.

Les piles sont généralement constituées d'un fût cylindrique en béton armé ou en acier, qui est ancré dans le sol de fondation par des armatures métalliques ou des caissons en béton. Les dimensions et la forme des piles dépendent de nombreux facteurs, tels que la géométrie du pont, la nature du sol, les charges et les surcharges à supporter, etc.

Tableau X. 1 : hauteurs des piles.

Piles	1	**2**	3	4	5
Hauteurs(m)	11.11	**24.75**	18.03	14.68	11.19

X.3. Conception de la pile :

La conception des piles pour un pont est influencée par un grand nombre de paramètres, tels que les caractéristiques du site, les contraintes géotechniques, les charges et surcharges à supporter, la hauteur de la brèche à franchir, le mode de construction du tablier, la liaison avec le tablier, etc.

Dans le cas de notre ouvrage, on choisit des piles caissons de section rectangulaire évidée. Cette conception présente certains avantages, notamment en termes d'économie de matière, car le caisson permet de réduire le volume de béton nécessaire pour la construction de la pile. En outre, les piles caissons peuvent offrir une meilleure résistance aux charges latérales, ce qui est particulièrement important dans les zones à risque sismique.

Cependant, il convient de souligner que le choix de ce type de pile doit être réalisé en prenant en compte de nombreux autres facteurs, tels que la nature du sol de fondation, la hauteur de la brèche à franchir, la géométrie du pont, etc. La conception de la pile doit être réalisée avec rigueur en prenant en compte l'ensemble de ces paramètres, afin d'assurer la stabilité et la sécurité de l'ouvrage sur le long terme.

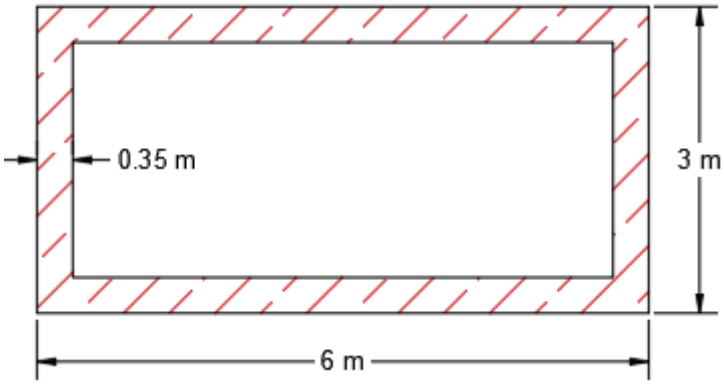


Figure X. 1 : Dimensions de la pile caisson (évidée)

Tableau X. 2 : les combinaisons à ELS

						1ère file	2ème file
	N	**H**	**MH**	**MV**	ΔM	**R_1**	**R_2**
G	13316,11	128,92	3577,50	0,00	3577,50	2053,73	2384,98
G+1.2Al+ST	16017,80	218,49	6062,97	0,00	6062,97	2388,94	2950,33
G+1.2Bc+ST	15326,83	344,92	9571,50	0,00	9571,50	2111,35	2997,60
G+Mc120	14462,67	128,92	3577,50	0,00	3577,50	2244,82	2576,07
G+D240	15412,40	128,92	3577,50	0,00	3577,50	2403,11	2734,36

Tableau X. 3 : les combinaisons à ELU.

						1ère file	2ème file
	N	**H**	**MH**	**MV**	ΔM	**R_1**	**R_2**
1,35G	17976,74	179,34	4976,82	0,00	4976,82	2765,72	3226,53
1.35G+1.6Al+1.6ST	21605,72	298,77	8290,79	0,00	8290,79	3217,12	3984,79
1.35G+1.26B+1.6ST	20684,42	467,34	12968,82	0,00	12968,82	2847,00	4047,81
1.36G+1.35Mc120	20806,74	179,34	4976,82	0,00	4976,82	3237,38	3698,20
1.35G+1.35D240	18112,01	179,34	4976,82	0,00	4976,82	2788,26	3249,08

Tableau X. 4 : Récapitulatif des charges verticales sur pile

Désig	**N (KN)**	**H (KN)**	**$/_{FV}$/o (x/o)**	**$/_{FH}$/O/a (y/a,o)**	**$M_{FV}/_o$**	**$M_{FH}/_o$**
Semelle	2137,50	/	0,00	0,75	0,00	/
VOILE	3595,00	/	0,00	13,88	0,00	/
Chevetre	1068,75	/	0,00	27,00	0,00	/
G Tablier	6514,86	/	0,00	27,75	0,00	/
Hf+r	/	93,56	/	27,75	/	2596,15
HT°	/	58,94	/	27,75	/	1635,58
Somme	13316,11	128,92	/	/	0,00	3577,50
(Al)	2167,91	/	0,00	/	0,00	/
(Bc)	1592,10	/	0,00	/	0,00	/
Mc120	1146,57	/	0,00	/	0,00	/
D240	2096,30	/	0,00	/	0,00	/
ST	100,20	/	0,00	/	0,00	/
Al	/	74,64	/	27,75	/	2071,23
Bc	/	180,00	/	27,75	/	4995,00

X.4. Ferraillage des éléments de la pile :

X.4.1. Ferraillage du chevêtre :

Un chevêtre est une poutre horizontale qui soutient les extrémités d'un pont en encorbellement ou d'une passerelle. Le chevêtre est soumis à des charges et des surcharges, notamment un moment longitudinal et un effort tranchant.

Le moment longitudinal est une force qui tend à faire pivoter la poutre autour de son axe longitudinal, tandis que l'effort tranchant est une force qui tend à couper la poutre en deux horizontalement. Ces deux types d'efforts internes sont calculés à partir des charges et surcharges appliquées sur la poutre, ainsi que des dimensions et des propriétés mécaniques de la poutre elle-même.

Les résultats de ces calculs peuvent être représentés sous forme de diagrammes, tels que le diagramme des moments fléchissants et le diagramme des efforts tranchants. Ces diagrammes permettent de visualiser la répartition des forces le long de la poutre, ainsi que les valeurs maximales de ces forces à chaque point de la poutre.

La conception d'un chevêtre doit prendre en compte ces forces internes, ainsi que les contraintes géotechniques et les exigences de sécurité, afin de garantir la stabilité et la durabilité de l'ouvrage.

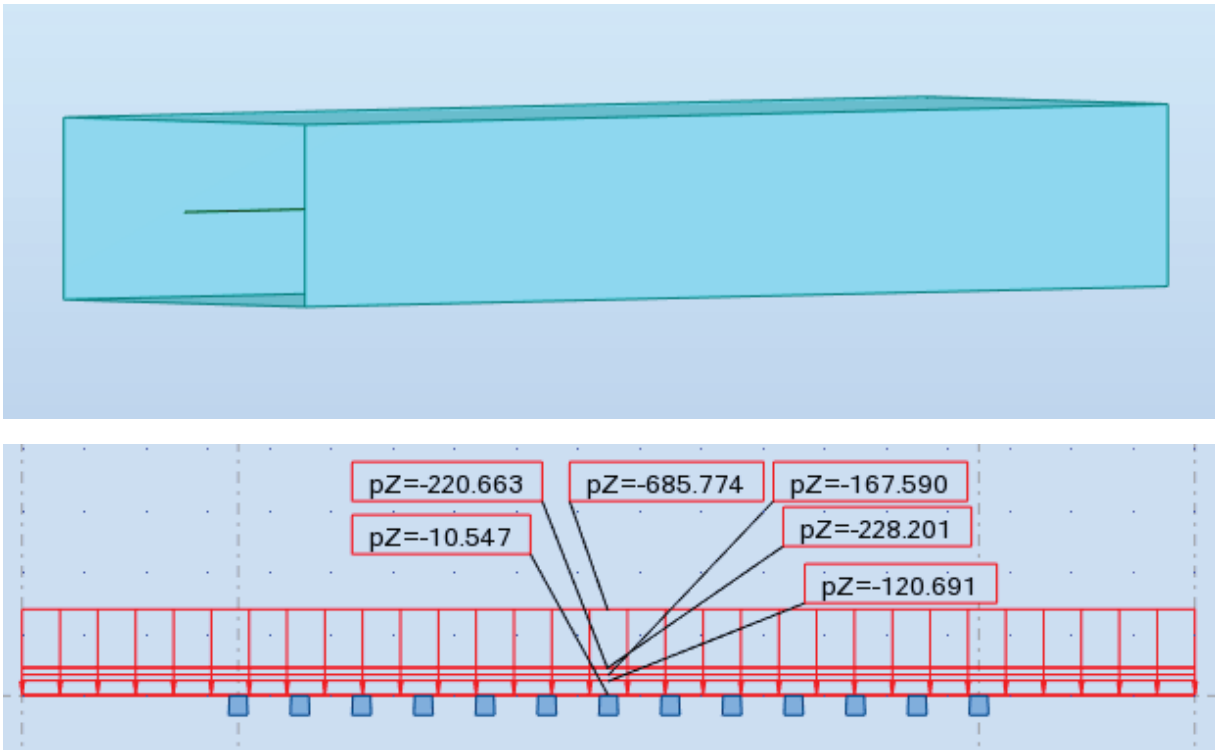


Figure X. 2 : Efforts agissants sur le chevêtre

Moment fléchissant :

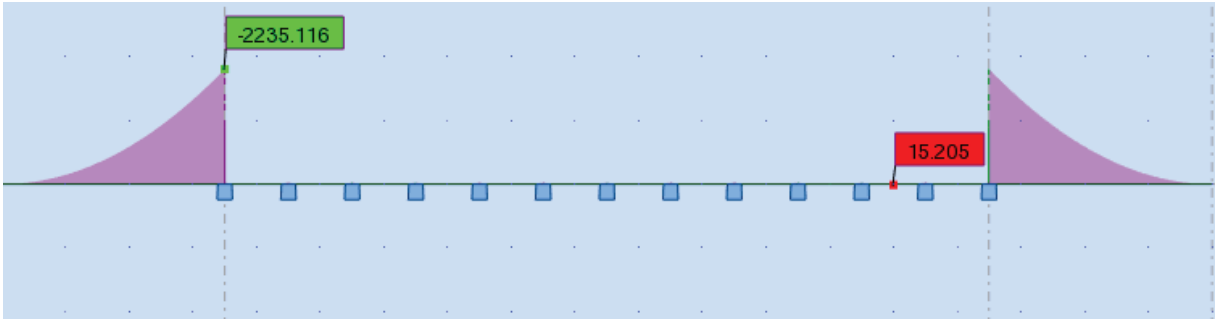


Figure X. 3 : Moment fléchissant maximal sous la combinaison 1.35G+1.6A(l).

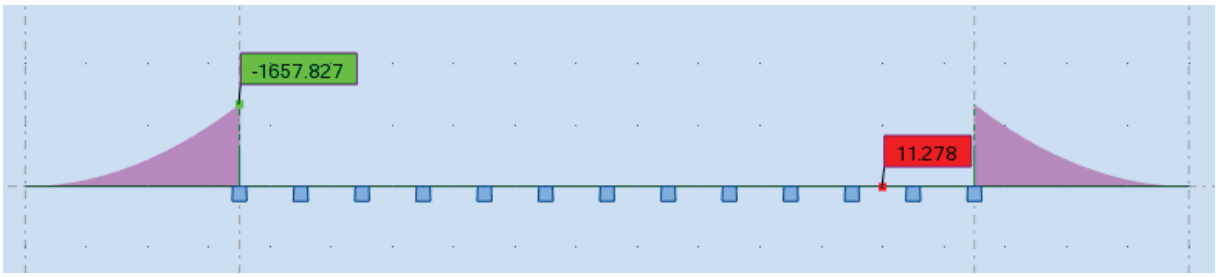


Figure X. 4 : Moment fléchissant maximal sous la combinaison G+1.2A(l).

Effort tranchant :

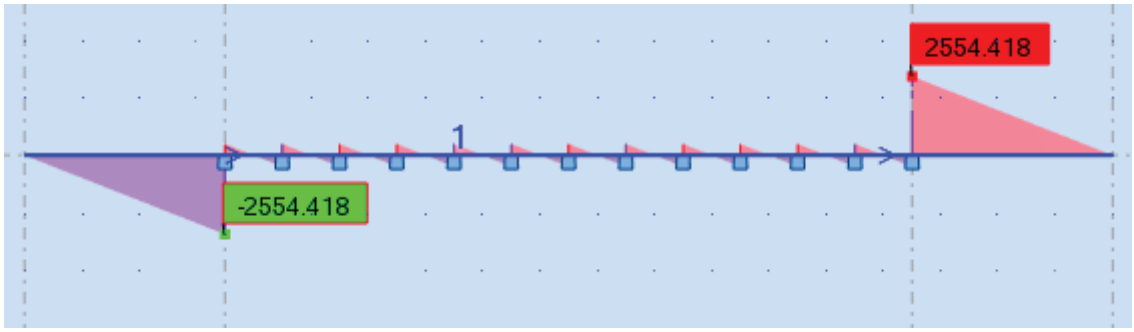


Figure X. 5 : Effort tranchant maximal sous la combinaison 1.35G+1.6A(l).

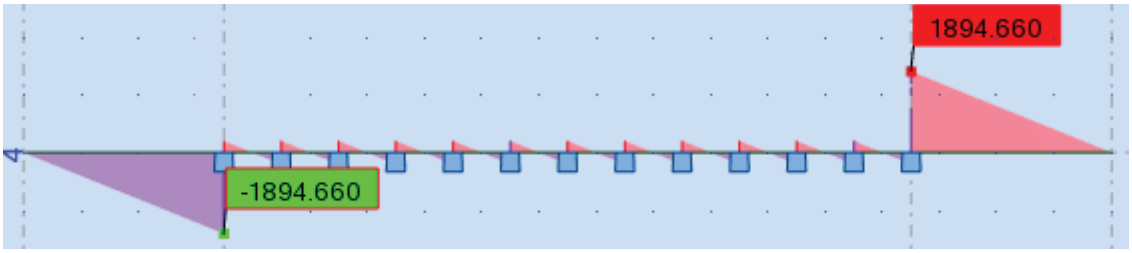


Figure X. 6 : Effort tranchant maximal sous la combinaison G+1.2A(l).

Tableau X. 5 : récapitulatif des efforts.

Combinaison	Moment fléchissant (KN.m)	Effort tranchant (KN)
E.L.U	2235.116	2554.418
E.L.S	1657.827	1894.660

X.4.1.1. Ferraillage longitudinale :

On utilisera le logiciel ROBOT EXPERT pour le calcul de la section d'acier pour une section de béton (3x 1.5) m et on aura comme résultat :

Armature supérieure :

Sur appuis As = 48.4 cm² on prend : 16 HA 20 avec (As = 50.27 cm² avec St= 20 cm)

Armature inférieure :

Sur travée As = 43.5 cm² on prend : 16 HA 20 avec (As = 32.17 cm² avec St= 20 cm).

Dimensionnement a la torsion :

La contrainte tangente de torsion donnée par :

$$\tau_b = \frac{C}{2\Omega b_n}$$

b_n : l'épaisseur de la paroi de la section creuse équivalente, $b_n = H_c/6$;
C : moment de torsion maximal par ml ;
Ω : l'aire de la torsion, $\Omega = (H_c - b_n) \times (L_t - b_n)$

b_n = 0,25 m

Ω = 3,44 m²

P = 8,50 m

Evaluation de moment de torsion :

Phase de construction :

C= Pg*e

e = 0,55 m

P_g = 172,28 KN/ml

C = 94,75 KN.m/ml

Phase de service :

C= Sur(D240)*e

e = 0,55 m

Sur = 184,02 KN/ml

C = 101,21 KN.m/ml

C = max (C1 ; C2) = 101,21 KN.m/ml

$$A_s = \frac{1}{\sigma_a} \times \frac{C \times P}{2\Omega}$$

σ_a=333.33 MPa

As =3,75 cm² Soit : 4T12 e (m) = 25 cm

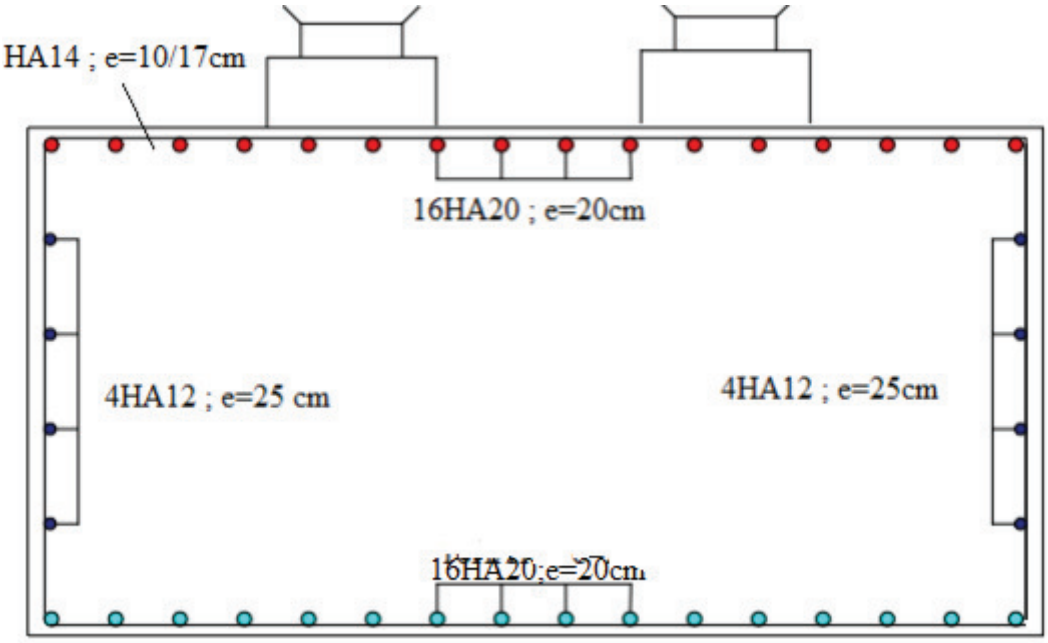


Figure X.7. Ferraillage du chevêtre

X.4.2. Etude des piles caisson :

Résultats des combinaisons retenues pour le calcul du ferraillage de la pile caisson :

cas	N(KN)	M(KN.m)
ELS	9054.12	9054.12
ELU	12267.80	12267.80
ELA	13114.20	16556.7

D'après le SOCOTEC on a trouvé une section très faible donc on prévoie un ferraillage minimal donné par le RPOA.

Suivant la petite portée : Amin=0.8%(2.3*0.35) = 64.4cm^2(A_{s1}=13HA20+13HA16) =66.95cm^2

Suivant la grande portée : Amin=0.8%(6*0.35) = 168 cm^2(A_{s2}=34HA20+34HA16) =175.10cm^2

Esp=min(24$\emptyset_L$;0.5b ;20cm)

esp_1= esp_2=16.5cm

et pour les armatures transversales on prend des HA14.

Espacement d'après R.P.O.A :

- Zone critique : esp=10cm
- Zone courante : esp=20cm

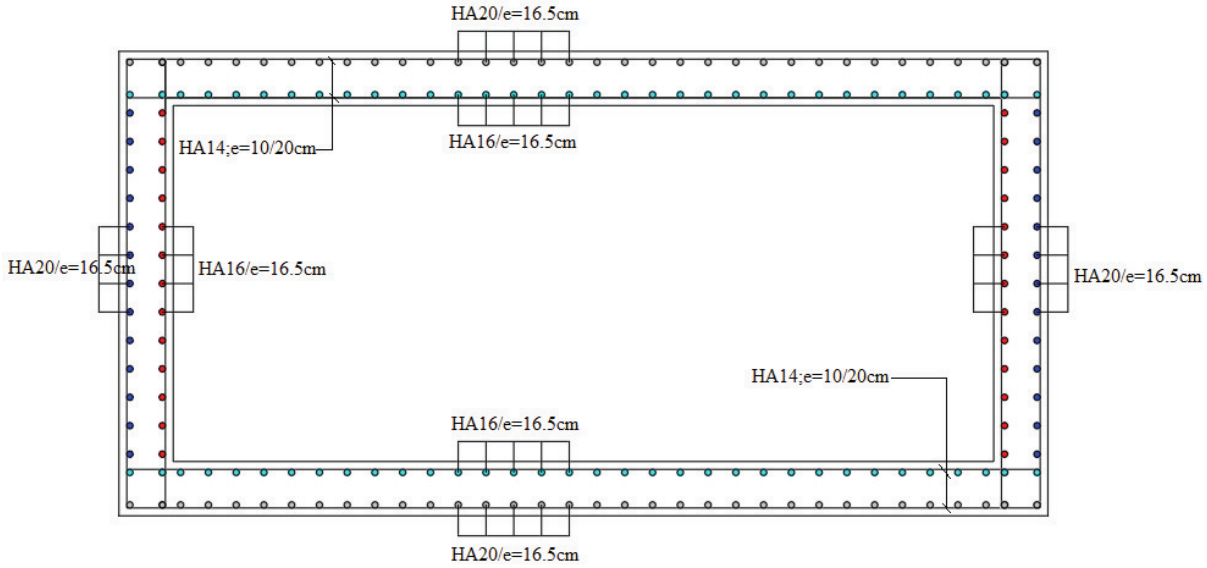


Figure X. 8 : Ferraillage de la Pile.

X.5. Etude de fondation :

X.5.1. Les semelles :

X.5.1.1. Choix du type de fondations :

Une fondation mixte, comprenant des pieux et une semelle de liaison, est un mode de fondation couramment utilisé dans les constructions lorsque les caractéristiques géologiques et géotechniques du sol nécessitent une répartition spécifique des charges. Les rapports géologiques et géotechniques ont probablement identifié des conditions particulières du sol, telles que la présence de couches instables, une capacité portante limitée ou d'autres facteurs qui rendent nécessaire l'utilisation d'une fondation mixte.

Les pieux sont des éléments de fondation verticaux en béton armé ou en acier, qui sont enfoncés profondément dans le sol jusqu'à atteindre des couches plus stables capables de supporter la charge de la structure. Ils sont utilisés pour transférer la charge de l'ouvrage vers des strates de sol plus résistantes et moins susceptibles de se déformer.

La semelle de liaison, également appelée semelle de répartition, est une plaque de béton armé ou une structure similaire qui est placée au-dessus des pieux. Elle est conçue pour répartir uniformément la charge provenant de la structure sur les pieux, afin d'éviter des contraintes excessives et de garantir une répartition adéquate des charges dans le sol.

En utilisant une fondation mixte, les pieux fournissent une capacité portante supplémentaire et une meilleure stabilité, tandis que la semelle de liaison assure une répartition équilibrée des charges sur l'ensemble du système de fondation.

Il est important de noter que la conception précise de la fondation mixte, y compris le nombre, le diamètre et la profondeur des pieux, ainsi que les dimensions de la semelle de liaison, doit être réalisée par des ingénieurs en génie civil spécialisés en géotechnique, en tenant compte des spécificités du projet et des caractéristiques du sol.

X.5.2 Dimensions de la semelle :

Les dimensions de la semelle sous pile sont :

- Epaisseur : h=1.5 m

- Largeur : l=6 m

- Longueur :L=9.5 m

Armatures transversales inférieures :

La condition de la méthode est :

$$\begin{cases} \alpha \geq 45° \\ h \geq \frac{L}{2} - \frac{b}{4} \end{cases}$$

H= 1,50 m

b = 6,00 m largeur semelle

L= 3,6 m entraxe entre pieux

$$h \geq \frac{L}{2} - \frac{b}{4} \rightarrow$$

1,40	>	1,3

$$Tg\,\alpha = \frac{h}{\frac{L}{2} - \frac{b}{4}} \Rightarrow \alpha = \boxed{47,14\ ^\circ}$$

Condition normale :

σ_a=333.33 MPa

Nmax$_{ELS}$ =2997,60 KN =**3,00 MN**

Nmax$_{ELU}$ =4.05 MN

$$A_s = \frac{N_1}{\bar{\sigma}_a} \times \frac{\left(\frac{L}{2} - \frac{b}{4}\right)}{h} \Rightarrow$$

ELS : A_s = 83,51 cm²

$$\boldsymbol{St} = \frac{1.5+1.2-0.05}{n-1}$$

Armatures transversale inférieures :

As= 83.51/2.6=32.12 cm²/ml donc on prend 7HA25 avec ***St***=**1**5 ***c***m

Armatures longitudinales inférieures :

$As_2 = \frac{As}{2}$=16.06 cm²/ml donc on prend 4HA25 avec ***St***=30 ***c***m

Armatures transversales supérieures :

$As_3 = \frac{As}{3}$=10.706 cm²/ml donc on prend 7HA16 avec ***St***=**1**5 ***c***m

Armatures longitudinales supérieures :

$As_4 = \frac{As}{4}$=8.029 cm²/ml donc on prend 4HA20 avec ***St***=30 ***c***m

Armatures latérales :

$As_4=\frac{As1}{10}$=3.21 cm²/ml donc on prend 4HA14 avec $\boldsymbol{St}$=20 $\boldsymbol{c}$m

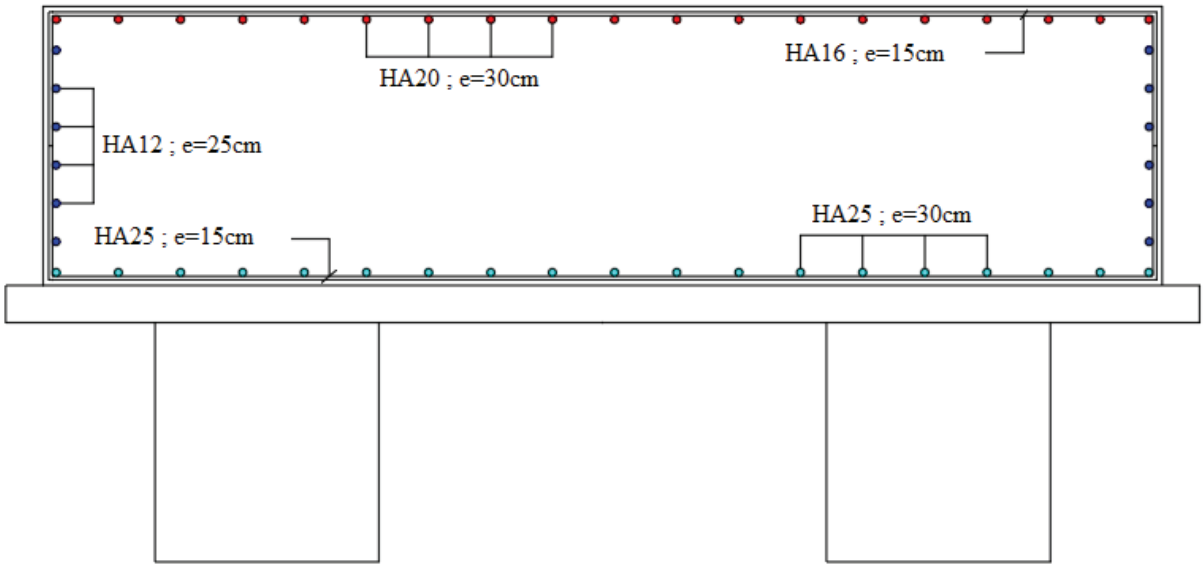


Figure X.9 : Ferraillage de la semelle.

X.5.3. Les pieux :

Les pieux sont des éléments de fondation verticaux en béton armé ou en acier, qui sont enfoncés profondément dans le sol jusqu'à atteindre des couches plus stables capables de supporter la charge de la structure. Ils sont utilisés pour transférer la charge de l'ouvrage vers des strates de sol plus résistantes et moins susceptibles de se déformer.

R_{max}=4047.81 KN en utilisant le rapport géotechnique on va prendre une longueur de pieux

De 10 m.

X.5.3.1. Nombre des pieux :

On prend deux (02) files de pieux, chaque fil contient quatre(03) pieux.

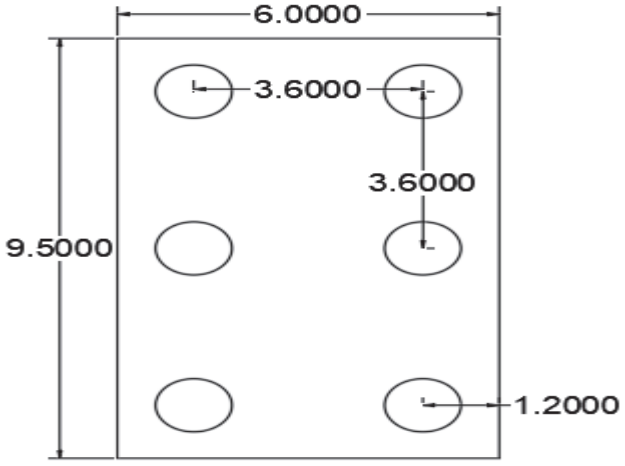


Figure X.10: Plan de disposition des pieux sous la semelle.

X.5.3.2. Action sur les pieux

Calcul de λ :

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{Cub}{4EI}}$$

b= Φ_{pieu}= 120 cm.

Cu= 30Mn/m^2

E : module d'élasticité du béton ; E = 33000 MPa

I : moment d'inertie du pieu.

L= 9.5 m

I = 0,101 m^4

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{30\times1.2}{4\times33000\times0.101}} = 0.228$$

Calcul du moment :

$$\overline{M} = -\frac{\chi_{\theta P}}{\chi_{\theta M}} \times \frac{\overline{P}}{\lambda} =$$

On a : λ*L=0.228*10= 2.28

Tableau X.6. Les valeurs de $X_{\theta p}$ et $X_{\theta M}$

λ*L	1	1.5	2	3	4	6
$X_{\theta p}$	4.03	1.96	1.35	1.16	1.26	1.45
$X_{\theta M}$	6.76	2.55	1.62	1.48	1.54	1.65

Donc par interpolation on obtient :

$X_{\theta p}$ = 1.3 et $X_{\theta M}$=1.58

Tableau X.7. Résultats de combinaisons maximales agissant sur les pieux

Cas	Effort normale N_{max}(KN)	Effort tranchant H_{max}(KN)	Moment $\bar{M}$(KN.m)
ELU	2847.00	77.89	280.31
ELS	2111.35	57.49	206.88

R_{max}=4047.81 KN en utilisant le rapport géotechnique on va prendre une longueur de pieux

De 10 m

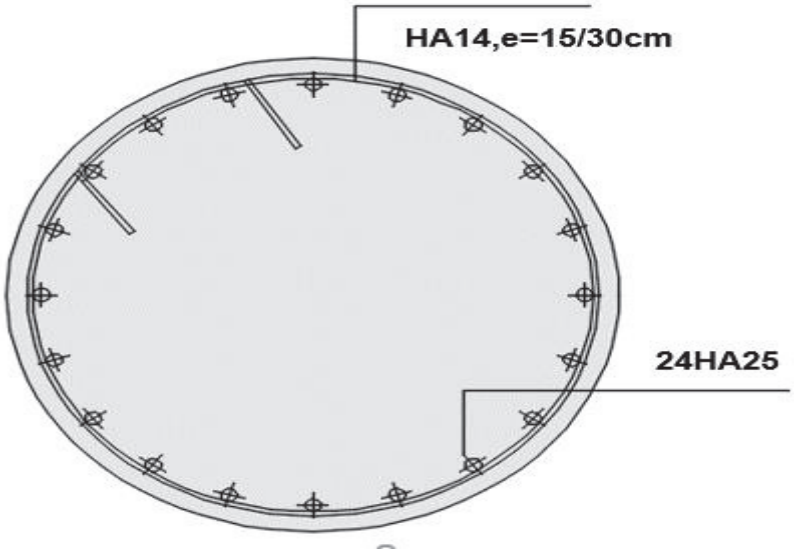
Le pieu est considéré comme une pièce soumise à la flexion composée.

X.5.3.3. Section d'acier

Avec Robot expert As = 113,10 cm² Donc : on prend 24 HA25 (As = 117,81 cm²) avec un espacement de St =15 cm.

X.5.3.4. Cerces transversales

Avec Robot expert : Cerce H14, St = 15 dans les zones critiques (2,4 m) et 30 cm dans les zones courantes.



CHAPITRE XI

Etude de la culée

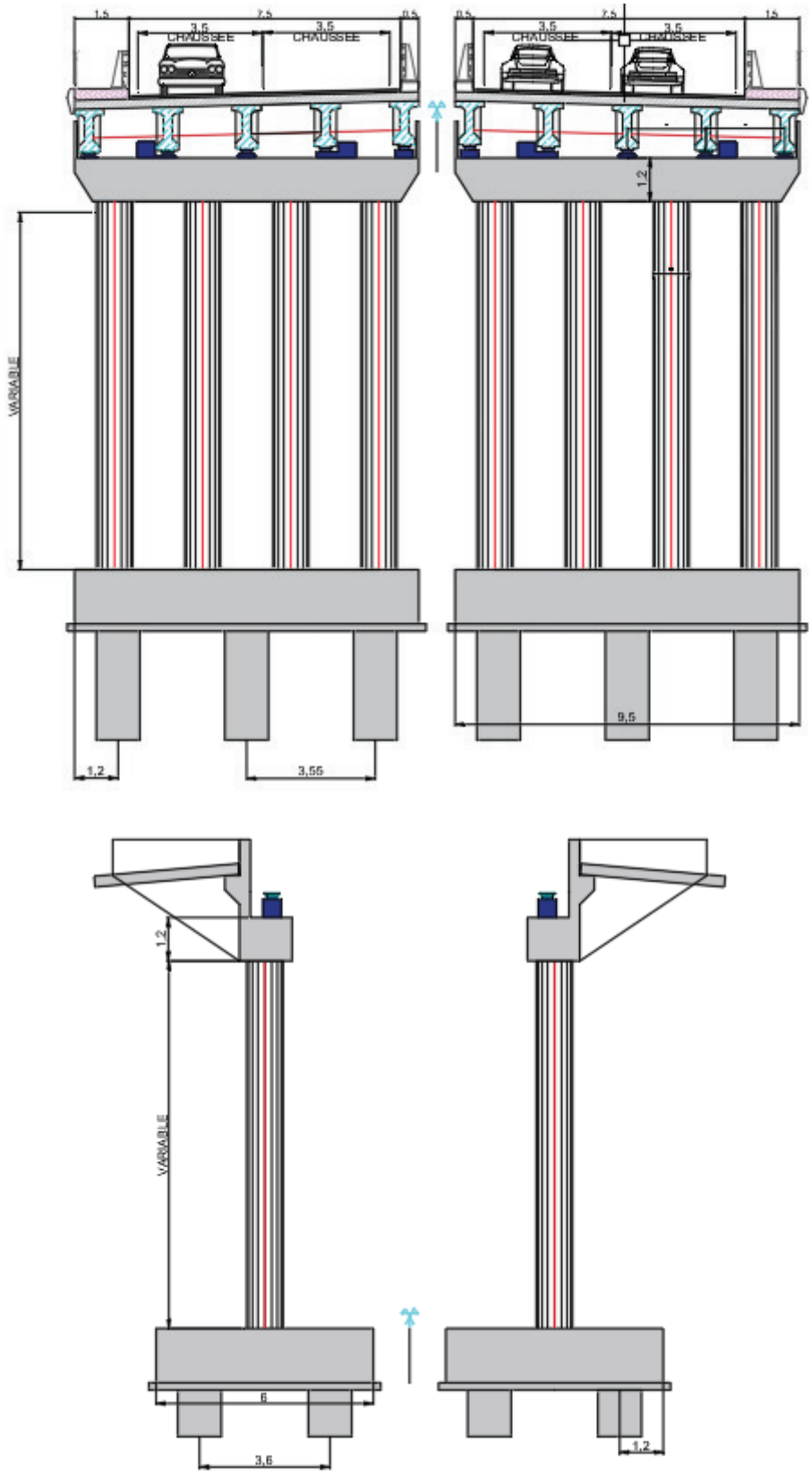


Schéma de la "culée sur fut, semelle et pieux"

XI.1. Introduction :

Une "culée sur fut, semelle et pieux" peut effectivement être utilisée pour réduire l'effet de la poussée exercée par le remblai, en particulier dans le cas où la hauteur du remblai est importante.

Lorsqu'un remblai est construit à proximité d'une culée de pont, il exerce une pression latérale, connue sous le nom de poussée du remblai, sur la structure de soutènement. Cette poussée peut être significative, en particulier si la hauteur du remblai est importante.

Pour contrer cette poussée, la combinaison d'une "culée sur fut, semelle et pieux" est souvent utilisée. Voici comment cela fonctionne :

Les fûts : Les fûts, qui sont des éléments verticaux, sont enfoncés dans le sol à une profondeur suffisante pour atteindre une couche de sol stable. Ils servent de supports principaux pour la culée.

La semelle : Une semelle en béton ou en acier est placée en dessous des fûts. Elle agit comme une plate-forme de répartition de charge, répartissant la charge de la culée et du pont sur une plus grande surface. La semelle aide à réduire les déformations induites par la poussée du remblai.

Les pieux : Des pieux peuvent être utilisés en complément des fûts et de la semelle pour renforcer davantage la fondation. Les pieux sont enfoncés profondément dans le sol, créant une fondation solide et résistante.

Cette combinaison de "culée sur fut, semelle et pieux" permet de réduire les contraintes et les déformations subies par la culée en raison de la poussée du remblai. En répartissant efficacement la charge sur une plus grande surface et en utilisant des éléments de fondation profonds et résistants, cette conception contribue à maintenir la stabilité de la culée et à minimiser les effets indésirables du remblai.

XI.2. Les différents constituants de la culée :

Fut	Mur garde grève	Dalle de transition	Mur en retour	Semelle	Chevêtre
Nombre de fut : 4 Diamètre :1m Hauteur :10.8m	Longueur : 9.5 m Epaisseur : 0.3 m Hauteur : 2.15 m	Longueur : 4 m Epaisseur : 0.3 m Largeur : 8.2 m	Surface : 7.40 m2 Epaisseur : 0.6 m	Longueur : 9.5 m Epaisseur : 1.50 m Largeur : 6 m	Longueur : 9.5 m Epaisseur : 1.20 m Largeur : 1.5 m

XI.2.1. Chevêtre :

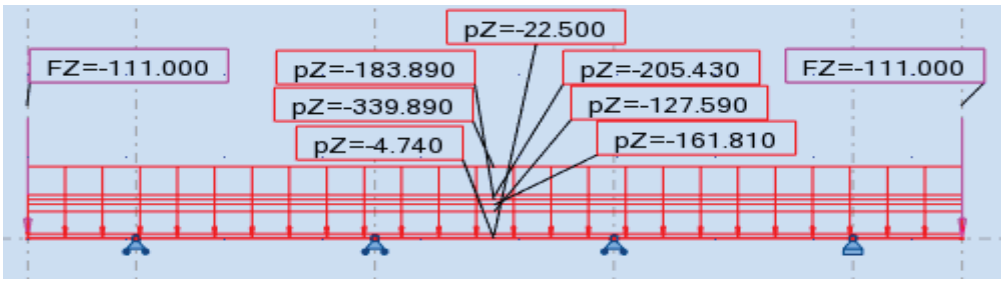


Figure XI.1. Efforts agissants sur le chevêtre

Moment fléchissant :

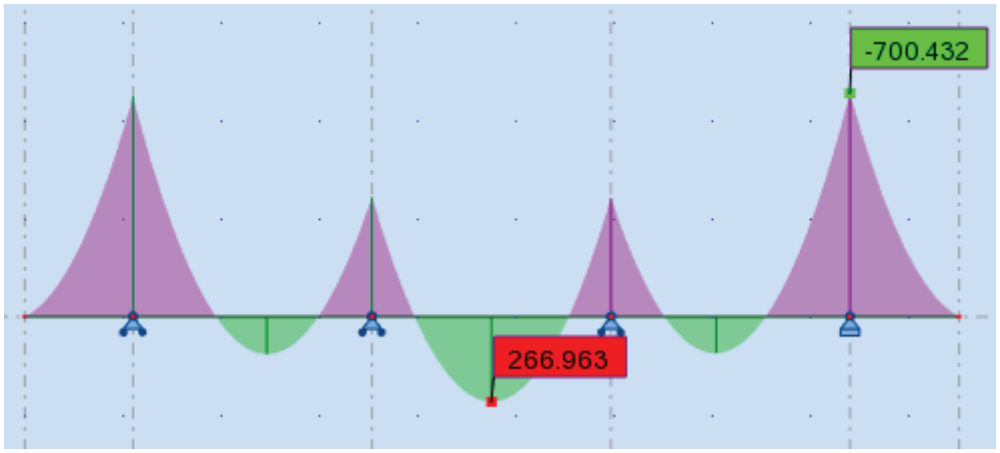


Figure XI.2 : Moment fléchissant maximal sous la combinaison 1.35G+1.6A(l).

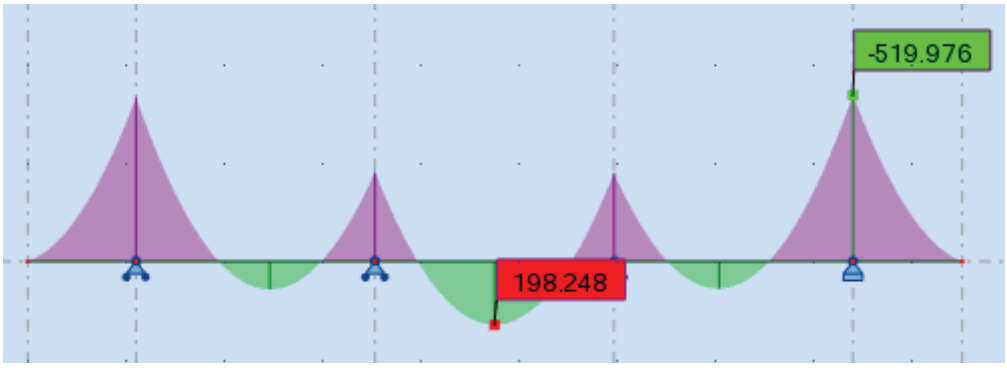


Figure XI.3: Moment fléchissant maximal sous la combinaison G+1.2A(l).

Effort tranchant :

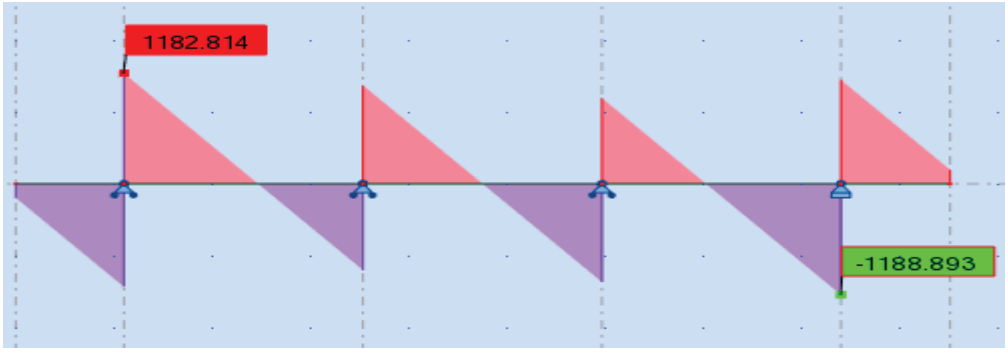


Figure XI.4 : Effort tranchant maximal sous la combinaison 1.35G+1.6A(l).

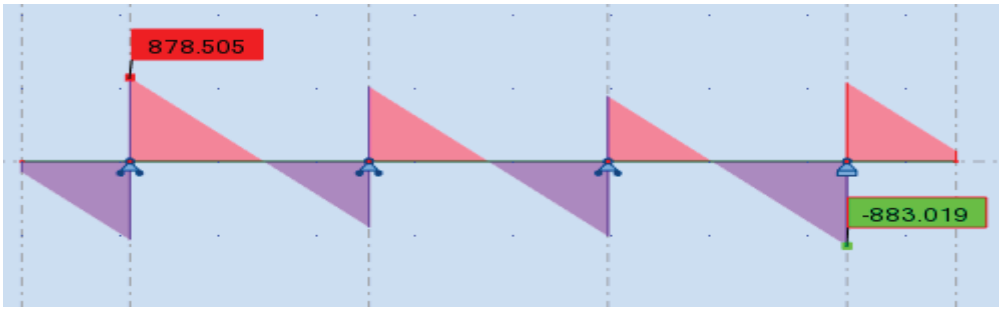


Figure XI.5 : Effort tranchant maximal sous la combinaison G+1.2A(l).

Tableau XI. 1: récapitulatif des efforts.

Combinaison	Moment fléchissant (KN.m)	Effort tranchant (KN)
E.L.U	700.432	1188.893
E.L.S	519.976	883.019

XI.2.1.1. Ferraillage longitudinale :

On utilisera le logiciel ROBOT EXPERT pour le calcul de la section d'acier pour une section de béton (1.5x 1.5) m et on aura comme résultat :

Armature supérieure :

Sur appuis As = 21.7 cm² on prend : 12 HA 16 avec (St= 13 cm)

Armature inférieure :

Sur travée As = 21.7 cm² on prend : 12 HA 16 avec (St= 13 cm).

Dimensionnement a la torsion :

La contrainte tangente de torsion donnée par :

$$\tau_b = \frac{C}{2\Omega b_n}$$

b_n : l'épaisseur de la paroi de la section creuse équivalente, $b_n = H_c/6$;
C : moment de torsion maximal par ml ;
Ω : l'aire de la torsion, $\Omega = (H_c - b_n) \times (L_t - b_n)$

b_n = 0,25 m

Ω = 1.56 m²

P = 5.5 m

Evaluation de moment de torsion :

Phase de construction :

C= Pg*e

e = 0,55 m

P_g = 67.97 KN/ml

C = 37.39 KN.m/ml

Phase de service :

C= Sur(D240)*e

e = 0,55 m

Sur = 135.62 KN/ml

C = 74.59 KN.m/ml

C = max (C1 ; C2) = 74.59 KN.m/ml

$$A_s = \frac{1}{\sigma_a} \times \frac{C \times P}{2\Omega}$$

σ_a=333.33 MPa

As =3,94 cm² Soit : 4T12 e (m) = 25 cm

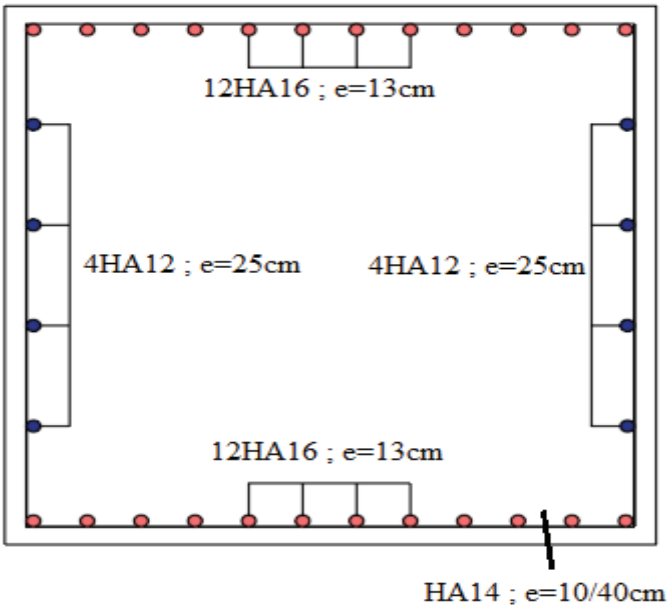


Figure XI.6. Ferraillage du chevêtre

XI.2.2. Fut :

Nous allons étudier le fut le plus long :

Hauteur du fut : 10.8 m.

Diamètre du fut : 1m.

Nombre de fut : 4

Tableau XI. 2 : Récapitulatif des charges verticales sur pile

Désig	N (KN)	H (KN)	$/_{FV}/o$ (x/o)	$/_{FH}/O/a$ (y/a,o)	$M_{FV}/_o$	$M_{FH}/_o$
Fûts	848,23	/	0,00	5,40	0,00	
Chevetre	427,50	/	0,00	11,40	0,00	
G Tablier	3229,00	/	0,00	12,00	0,00	
Hf+r	/	38,48	/	12,00		461,70
HT°	/	24,24	/	12,00		290,87
Somme	4504,73	62,71	/	/	0,00	752,57
(Al)	1280,48	/	0,00	/	0,00	/
(Bc)	1236,99	/	0,00	/	0,00	/
Mc120	1073,40	/	0,00	/	0,00	/
D240	1288,42	/	0,00	/	0,00	/
ST	22,50	/	0,00	/	0,00	/
Al	/	61,93	/	12,00	/	743,14
Bc	/	180,00	/	12,00	/	2160,00

Tableau XI. 3 : les combinaisons à ELS.

	N	H	MH	MV	ΔM
G	4504,73	53,02	636,22	0,00	636,22
G+1.2Al+ST	6063,80	127,33	1527,99	0,00	1527,99
G+1.2Bc+ST	6011,62	269,02	3228,22	0,00	3228,22
G+Mc120	5578,13	53,02	636,22	0,00	636,22
G+D240	5793,15	53,02	636,22	0,00	636,22

Sollicitations les plus défavorables

M_{max} =	807,06	KN.m/ml	N_{cor} =	1502,90	KN./ml

T_{max} =	67,25	KN./ml

Tableau XI. 4 : les combinaisons à ELU.

	N	H	MH	MV	ΔM
1,35G	6081,39	73,76	885,08	0,00	885,08
1.35G+1.6Al+1.6ST	8166,15	172,84	2074,10	0,00	2074,10
1.35G+1.6B+1.6ST	8096,57	361,76	4341,08	0,00	4341,08
1.36G+1.35Mc120	7820,75	73,76	885,08	0,00	885,08
1.35G+1.35D240	6111,76	73,76	885,08	0,00	885,08

Sollicitations les plus défavorables

M_{max} =	1085,27	KN.m/ml	N_{cor} =	2024,14	KN./ml

T_{max} =	90,44	KN./ml

Section d'acier Robot Expert

AS = 78,5 cm² Soit 16HA25 e= 17

Armatures transversales

On opte pour **T16** **e= 25cm** Z courant

e= 12,5cm Z critique

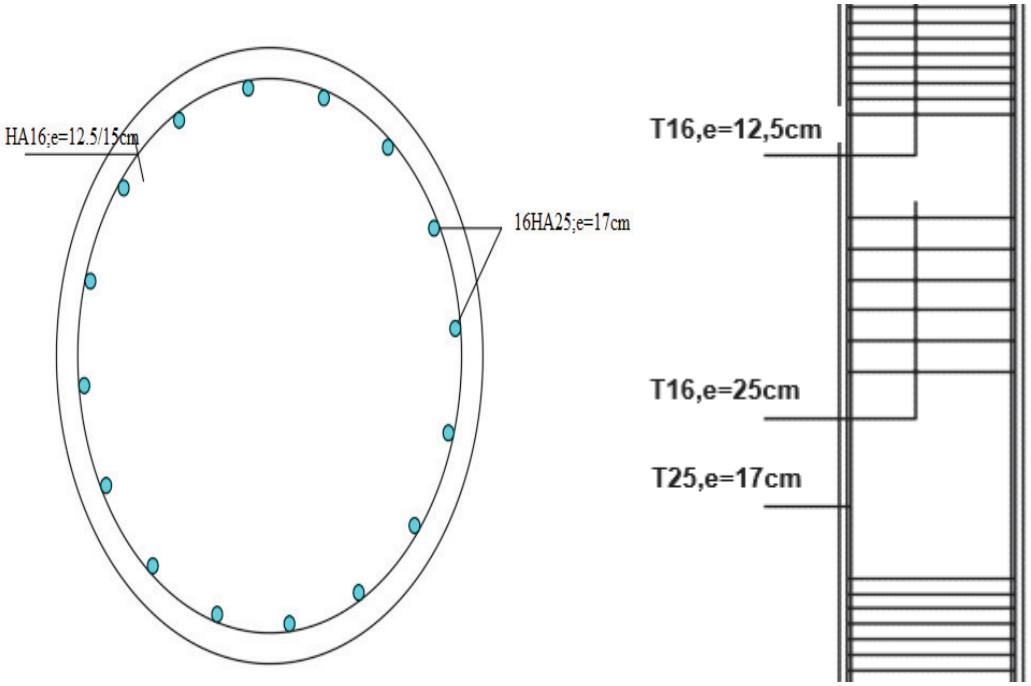


Figure XI.7. Ferraillage d'un fût.

XI.2.3. Mur Garde grève :

Le calcul du mur garde grève repose sur la considération de la flexion simple engendrée par les charges horizontales suivantes :

1. Poussée des terres : Il s'agit de la force exercée par les terres contre le mur garde grève. Cette force dépendra de facteurs tels que l'angle de frottement du sol, la hauteur du mur et le poids volumique du sol. Des méthodes spécifiques, telles que la méthode de Rankine ou la méthode de Coulomb, sont utilisées pour évaluer cette poussée.
2. Poussée d'une charge locale : Si une charge particulière se trouve à l'arrière du mur garde grève, elle générera également une force horizontale sur le mur. Il est nécessaire de connaître la valeur et la position de cette charge par rapport au mur afin de l'intégrer dans les calculs.
3. Force de freinage due à la charge de Bc : La signification précise de la "charge de Bc" n'est pas claire. Veuillez fournir des informations supplémentaires sur cette charge ou préciser son origine et son mode d'application.

Une fois que ces informations sont disponibles, les principes de la flexion simple et les équations de la mécanique des matériaux sont utilisés pour analyser le comportement du mur garde grève. Cela implique le calcul des moments fléchissants, des contraintes et des déformations dans le mur. Les méthodes couramment utilisées incluent la méthode des sections équivalentes, la méthode des moments ou des méthodes numériques telles que la méthode des éléments finis.

Il est important de noter que le calcul précis d'un mur garde grève peut être complexe et dépendra des détails spécifiques de la géométrie du mur, des propriétés du sol et des charges appliquées. Si vous disposez de valeurs spécifiques pour les charges et les dimensions du mur, veuillez les fournir afin d'obtenir une assistance plus précise dans les calculs.

XI.2.3.1 Calcul des sollicitations :

Le moment d'encastrement total due aux forces horizontales appliquées sur le mur garde grève est la combinaison des sollicitations suivantes :

Moment dû à la poussée des terres :

En tenant compte de la présence de la chaussée le moment à l'encastrement à pour expression:

$\mathbf{M_T = \frac{P \times H}{3}}$ Avec : $\mathbf{P = \frac{1}{2} K_{ah} \times g \times H^2 \times L}$

Ka : Coefficient de poussée des terres (Ka = 0.33).

γr : Poids volumique du remblai (γr = 18 KN/m^3).

h : Hauteur du mur garde grève (h = 2.16 m).

L : longueur du remblai (on fait le calcul par 1ml).

$P = 0.5 \times 0.33 \times 9.81 \times 2.16^2 \times 1 = 13.86$ KN/ml

$\mathbf{M_T = \frac{P \times H}{3} = 9.98}$ **KN.m/ml**

$\mathbf{M_{T,ELU} = 13.47}$ **KN.m/ml**

$\mathbf{M_{T,ELS} = 9.98}$ **KN.m/ml**

Moment dû à une charge locale située en arrière du mur garde grève :

D'après les documents "SETRA", la sollicitation la plus défavorable pour le mur garde grève est générée par les camions de type BC, c'est-à-dire la poussée des charges locales. L'effort nominal est produit par les deux roues arrière de chaque camion, d'une valeur de 60 kN chacune. Ces roues sont positionnées de manière à ce que les rectangles d'impact soient en contact avec la face arrière du mur garde grève.

Pour simplifier les calculs, les charges réelles des deux roues de 60 kN, distantes de 0,5 m, sont remplacées par une roue équivalente uniforme de 12 tonnes, répartie sur un rectangle de dimensions 0,25 m × 0,75 m. On suppose que la pression sur ce rectangle d'impact sera répartie à 45° latéralement et en arrière du mur.

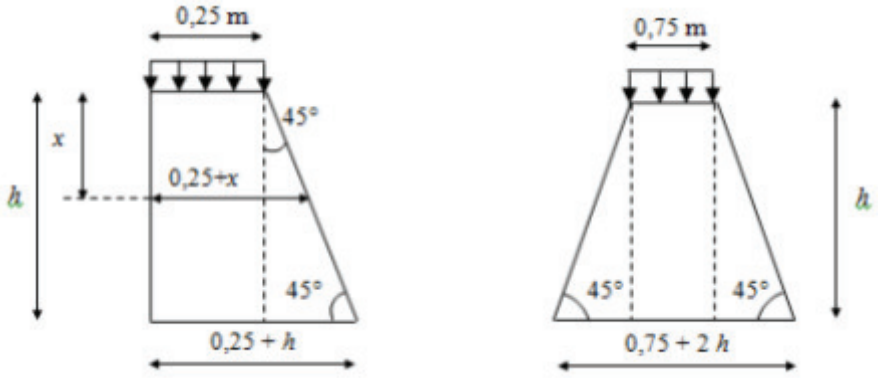


Figure XI.8. Poussée de la charge locale située en arrière du mur

Le moment d'encastrement à la base du mur garde grève :

$$M_p = \frac{12K}{0,75+2h}\int_0^h \frac{h-x}{(0,25+x)}dx \quad ,avec: K = K_a \times \delta \times \gamma \times bc$$

***δ* :** Coefficient de majoration dynamique **(δ = 1.068)**

***γ* :** Coefficient de pondération **(γ = 1.2 à l'ELS et γ = 1.6 à l'ELU).**

bc=1.2

K_{ELU}=0.68

K_{ELS}=0.51

Le tableau suivant donne les différentes valeurs de Mp/K = f(h) (d'après S.E.T.R.A) :

Tableau XI. 5 : les valeurs de Mp/k.

h(m)	0,5	0,75	1	1,5	2	2,5	3
Mp/k.	2,23	3,4	4,41	6,11	7,45	8,56	9,49

Par interpolation on obtient :

h1 = 2 →Mp/K = 7,45t.m

h = 2,16→ Mp/K = 7,8052t.m

h2 = 2,5 →Mp/K = 8,56t.m

On trouve donc :

ELU : Mp_u = 52.83 KN.m

ELS : Mp_{ser} = 39.62 KN.m

Moment dû à la force de freinage :

Nous considérons l'impact d'une seule roue, qui est de 6 tonnes, et nous supposons que la distribution de Force est dans une direction inclinée de 45° par rapport au bord du rectangle d'impact d'où :

$$M_f = \frac{2\mu \times P \times h}{0,25+2h}$$

μ : Coefficient de pondération. (μ = 1.2 à l'ELS et μ = 1.6 à l'ELU)

P : charge du a la charge Bc. (P = 60 KN)

À l'ELU : Mf =90.75 KN.m

À l'ELS : Mf =68.06 KN.m

Le moment total a l'encastrement :

À l'ELU : M = MT + MP + Mf = **157.04 $KN.m/m$**l

À l'ELS : M = MT + MP + Mf = **117.66 $KN.m/m$**l

XI.2.3.2. Ferraillage :

La fissuration est considérée préjudiciable.

Pour le calcul de la section d'acier on utilise le logiciel Robot expert

Section d'acier : As =21.7 cm2 on prend 5HA25/ml avec un espacement de 20 cm

Armatures de construction : A's = As/3 = 7.23 cm2 ; soit : 5HA14/ml avec un espacement de 20 cm

Armatures transversales : A'st = As/4 = 5.43 cm2 ; on prend : 5HA12/ml avec un espacement de 20 cm

XI.2.4. Corbeau :

D'après les informations fournies, le corbeau est utilisé comme appui pour la dalle de transition. Son ferraillage est réalisé conformément aux recommandations du document SETRA. Voici les détails du ferraillage :

Armatures longitudinales : Des armatures longitudinales de type HA 10 sont disposées sur toute la périphérie du corbeau. Cela signifie que des barres de HA 10 sont placées tout autour du périmètre du corbeau pour fournir une armature longitudinale

Armatures transversales : Des armatures transversales de type HA 10 sont disposées tous les 10 cm. Cela implique que des barres de HA 10 sont espacées de 10 cm les unes des autres et sont placées perpendiculairement aux armatures longitudinales.

Goujons : Des goujons de type HA25 sont disposés tous les 2 mètres. Ces goujons sont nécessaires pour la disposition de la dalle de transition et servent à relier le corbeau à la dalle de transition.

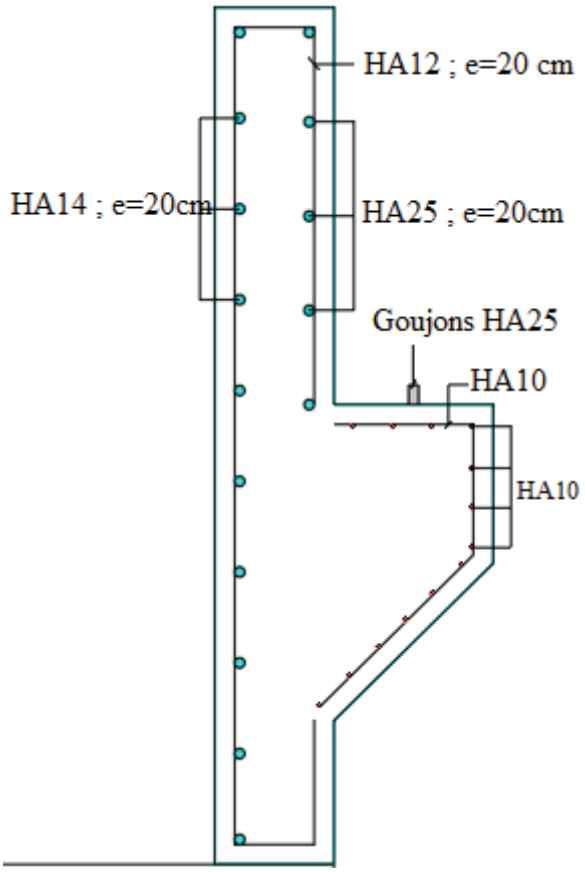


Figure XI.9. Ferraillage Mur Garde grève et Corbeau.

XI.2.5. Dalle de transition :

La dalle de transition est une dalle en béton armé qui est placée sous la chaussée aux extrémités du pont. Son rôle principal est d'éviter tout dénivellement qui pourrait se produire en raison des tassements éventuels des remblais situés derrière la culée du pont.

La dalle de transition est considérée comme une poutre simplement appuyée à ses extrémités. Cela signifie qu'elle est soutenue et ne peut pas se déplacer horizontalement à ces points d'appui, mais elle est libre de se fléchir.

Le ferraillage de la dalle de transition est conçu pour résister à la flexion simple provoquée par les charges suivantes

1. Poids propre et revêtement : Il s'agit du poids de la dalle de transition elle-même ainsi que du poids des matériaux de revêtement qui sont appliqués sur la chaussée. Ces charges sont prises en compte dans le calcul du ferraillage nécessaire pour résister à la flexion.
2. Poids du remblai : En raison des tassements éventuels des remblais situés derrière la culée, la dalle de transition doit supporter le poids du remblai. Ce poids est également pris en compte pour déterminer le ferraillage nécessaire.
3. Surcharges : Les surcharges, telles que le trafic routier, les véhicules lourds ou d'autres charges supplémentaires spécifiques à la situation, sont également prises en compte lors de la conception du ferraillage de la dalle de transition.

Le ferraillage de la dalle de transition est dimensionné en fonction de ces charges afin de garantir sa résistance et sa capacité à supporter les contraintes de flexion induites par les charges mentionnées.

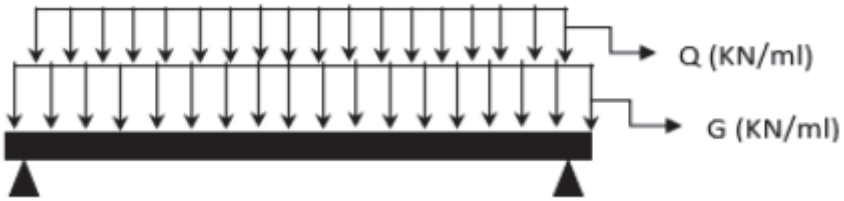


Figure XI.10 : Charges sur la dalle de transition.

Les efforts sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau XI. 6 : Evaluations des efforts de 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	17,28	34,56	34,56
Surcharges	10	20	20

Combinaisons des efforts :

- **A l'ELS :**

$M_{ser} = M_G + 1.2M_Q = 77.04$ KN.m/ml

$V_{ser} = V_G + 1.2V_Q = 77.04$ KN.m/ml

- **A l'ELU :**

$M_{ELU} = M_G + 1.2M_Q = 104.09$ KN.m/ml

$V_{ELU} = V_G + 1.2V_Q = 104.09$ KN.m/ml

Le ferraillage principal se fait en flexion simple sur ROBOT Expert en considérant une section rectangulaire (1×0.30) m.

Ferraillage verticale :

As = 13.9 cm2 donc on opte pour 5HA20 (nappe inferieure) St = 20 cm

Ferraillage de construction :

As1= As/3 = 4.63 cm2 donc on opte pour 5HA14 (nappe supérieure) St = 20 cm

Ferraillage transversal :

As2 = As/4 = 3.5cm2 donc on opte pour 5HA12 St = 20cm

XI.2.6. Mur en retour :

Le mur en retour, dans le contexte que vous avez décrit, joue un rôle essentiel dans le soutènement des terres du remblai d'accès du pont. Il est conçu pour résister à différentes charges qui lui sont appliquées. Voici les charges principales auxquelles le mur en retour est soumis :

1. Poids propre du mur en retour : Il s'agit du poids de la structure du mur lui-même, y compris les matériaux utilisés pour le construire. Ce poids est généralement considéré comme une charge permanente.
2. Poussée des terres horizontale répartie : Lorsque les terres du remblai exercent une pression sur le mur en retour, il subit une poussée horizontale. Cette poussée résulte de la pression exercée par les terres et est répartie le long de la hauteur du mur.
3. Charges complémentaires permanentes : Le mur en retour peut également supporter les charges permanentes supplémentaires telles que le poids du trottoir, le poids de la corniche, le poids des glissières de sécurité et le poids du garde-corps. Ces charges complémentaires sont prises en compte dans la conception du mur pour garantir sa stabilité.
4. Surcharge sur trottoir : En plus des charges permanentes, il peut y avoir des surcharges temporaires appliquées spécifiquement sur le trottoir du mur en retour. Ces surcharges peuvent être dues à des activités de maintenance, à des événements spéciaux, etc.
5. Poussée des surcharges : En fonction de la situation, il peut y avoir des surcharges supplémentaires qui s'appliquent au mur en retour. Par exemple, si des véhicules lourds passent à proximité du mur, ils peuvent générer une poussée supplémentaire sur le mur en raison de leur poids et de leur mouvement

On modélise le mur en retour à l'ELS par le logiciel ROBOT, les résultats sont présentés ci-dessous :

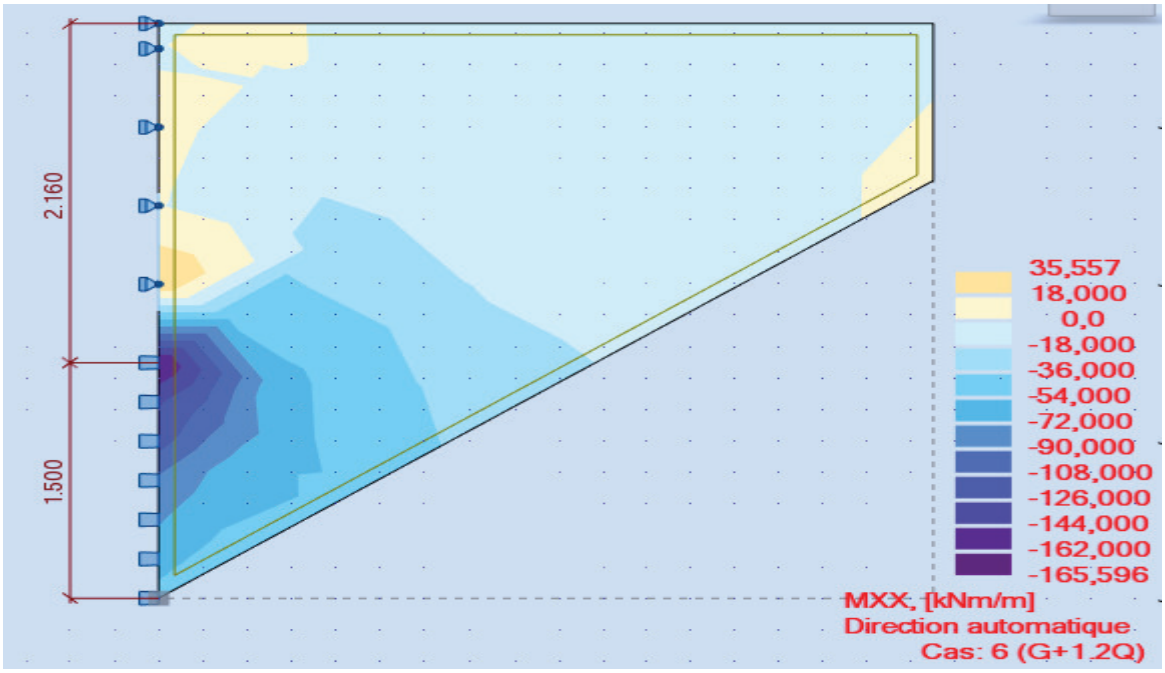


Figure XI.11 : Les moments MXX sur le mur en retour avec le logiciel.

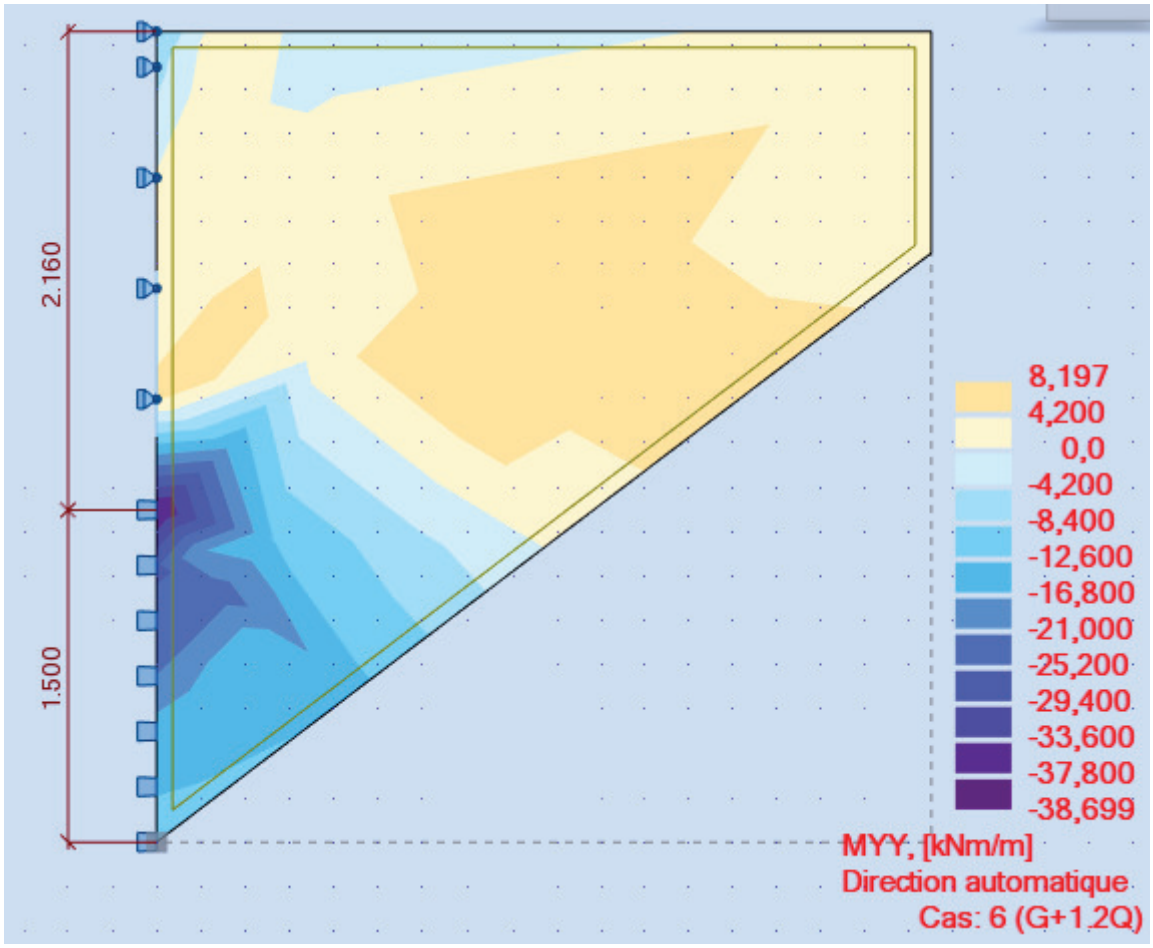


Figure XI.12: Les moments MYY sur le mur en retour avec le logiciel.

Le ferraillage du mur suivant les deux directions sur la zone intérieure (remblai) et extérieure est effectué par le logiciel ROBOT Expert en considérant une section rectangulaire en flexion simple, sachant que :

Mxx = 165.596 Kn.m/ml

Myy = 38.699 Kn.m/ml

Ferraillage horizontal : 5HA20/ml avec un espacement de 20cm sur la zone intérieure ; en plus d'armature de construction sur le côté extérieur 5HA14 /ml avec un espacement de 20cm.

Ferraillage vertical : 5HA14 /ml avec un espacement de 20cm sur la zone intérieure ; en plus d'armature de construction sur le côté extérieur 5HA10 /ml avec un espacement de 20cm.

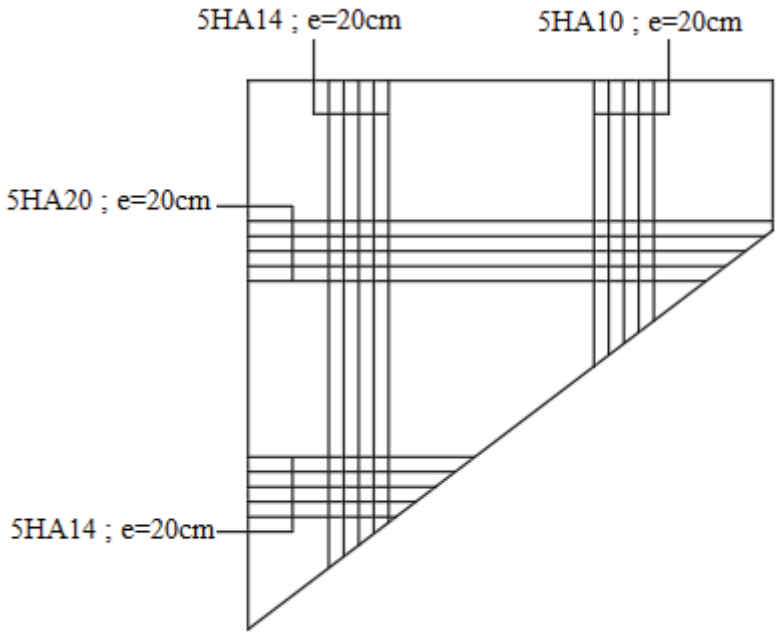


Figure XI.13. Ferraillage du mur en retour.

CONCLUSION GENERALE

Le projet de fin d'études est en effet une étape essentielle dans le parcours d'un élève ingénieur, permettant de mettre en pratique les connaissances théoriques acquises tout au long de la formation. Pour un ingénieur en travaux publics, il revêt une importance particulière, car il offre l'opportunité de rechercher des informations et de côtoyer des ingénieurs expérimentés, favorisant ainsi l'apprentissage et l'évolution professionnelle.

Dans un premier temps, la conception des variantes permet d'explorer les différentes options techniques et les décisions auxquelles un ingénieur en travaux publics peut être confronté dans sa carrière. Ensuite, l'étude de la variante retenue permet de traiter en détail les calculs et les aspects spécifiques nécessaires avant la réalisation d'un ouvrage. L'application des règlements et normes, tels que le Règlement de la Prescription, d'Ordre et d'Administration (RPOA), le Règlement de Calcul des Ponts Routiers (RCPR), le Béton Armé aux États Limites (BAEL) et le Béton Précontraint aux États Limites (BPEL), est essentielle pour comprendre les exigences visant à construire un ouvrage conforme aux normes et durable.

Le projet de fin d'études permet également de se familiariser avec les outils informatiques couramment utilisés dans le domaine de l'ingénierie des travaux publics, tels que ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS pour la modélisation et le calcul par éléments finis, ainsi que AUTOCAD pour la création de plans et la schématisation.

En général, ce projet de fin d'études constitue une véritable expérience pratique et une application concrète des disciplines enseignées à l'École Nationale Supérieure des Travaux Publics, telles que la résistance des matériaux, le béton armé, le béton précontraint, la mécanique des sols et la mécanique des éléments finis.

Enfin, grâce à ce travail, d'autres compétences telles que la gestion efficace du temps sont développées et renforcées, ce qui est essentiel pour une future carrière d'ingénieur en travaux publics.

BIBLIOGRAPHIE

- J. A. CALGARO, (Avril 1987) Projet de construction des ponts, Avril 1987 Presses de l'école nationale des ponts et chaussées, France.

- Documents SETRA (VIPP) Pont à poutres préfabriqués par post-tension 1996.

- Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites - BAEL 91 révisé 99 (Fascicule n° 62 - TitreI - Section I)

- Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton précontraint suivant la méthode des états limites - BPEL 91 révisé 99

(Fascicule n° 62 - TitreI - Section I)

- Règles définissant les charges à appliquer pour le calcul et les épreuves des ponts routes

- Règles Parasismiques Applicables Au Domaine Des Ouvrages D'art RPOA

2008.Ministère des travaux publics, 2008.

- Service d'études techniques des routes et autoroutes centre des techniques d'ouvrage d'art. Ponts Courants En Zone Sismique Guide De Conception. PARIS : SETRA, 2000.

- Règles techniques de conception et de calcul des fondations des ouvrages de Génie Civil - (Fascicule n° 62 - Titre V)

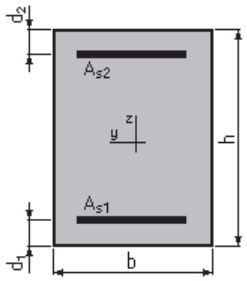
Ferraillage de la dalle (Armatures transversales INF)

1. Hypothèses :

Béton: fc28 = 35,0 (MPa) **Acier: fe = 500,0 (MPa)**

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

2. Section:



b = 100,0 (cm)
h = 25,0 (cm)
d_1 = 5,0 (cm)
d_2 = 5,0 (cm)

3. Moments appliqués:

	M_{max} (kN*m)	**M_{min}** (kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	0,00	0,00
Etat **L**imite de **S**ervice	37,09	0,00
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 8,2 (cm2) Section théorique A_{s2} = 0,0 (cm2)
Section minimum $A_{s\ min}$ = 3,1 (cm2)
théorique □ = 0,41 (%)
minimum □min = 0,16 (%)

Analyse par Cas:

Cas ELS M_{max} = 37,09 (kN*m) M_{min} = 0,00 (kN*m)
Coefficient de sécurité: 1,00
Position de l'axe neutre: y = 5,9 (cm)
Bras de levier: Z = 18,0 (cm)
Contrainte maxi du béton: □b = 7,0 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 21,0 (MPa)

Contrainte de l'acier:

tendue: σ_s = 250,0 (MPa)

Contrainte limite de l'acier:

$\sigma_{s\ lim}$ = 250,0 (MPa)

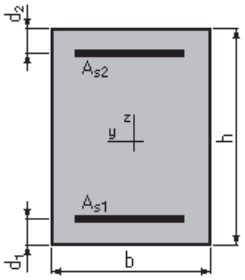
Ferraillage de la dalle (Armatures transversales SUP)

1. Hypothèses :

Béton: fc28 = 35,0 (MPa) **Acier: fe = 500,0 (MPa)**

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

2. Section:



b = 100,0 (cm)
h = 25,0 (cm)
d_1 = 5,0 (cm)
d_2 = 5,0 (cm)

3. Moments appliqués:

	M_{max} (kN*m)	**M_{min}** (kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	0,00	0,00
Etat **L**imite de **S**ervice	32,63	0,00
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 7,2 (cm2) Section théorique A_{s2} = 0,0 (cm2)
Section minimum $A_{s\,min}$ = 3,1 (cm2)
théorique □ = 0,36 (%)
minimum □min = 0,16 (%)

Analyse par Cas:

Cas ELS M_{max} = 32,63 (kN*m) M_{min} = 0,00 (kN*m)
Coefficient de sécurité: 1,00
Position de l'axe neutre: y = 5,6 (cm)
Bras de levier: Z = 18,1 (cm)
Contrainte maxi du béton: □b = 6,4 (MPa)

Contrainte limite: 0,6 fcj = 21,0 (MPa)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 250,0 (MPa)
Contrainte limite de l'acier:
$\sigma_{s\ lim}$ = 250,0 (MPa)

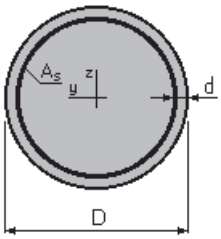
Ferraillage des pieux

1. Hypothèses :

Béton: fc28 = 27,0 (MPa) **Acier: fe = 500,0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



D = 120,0 (cm)

d = 5,0 (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N^{O}	Type	**N** (kN)	$\mathbf{M_y}$ (kN*m)	$\mathbf{M_z}$ (kN*m)
1.	ELU	2847,00	280,31	0,00
2.	ELS	2111,35	206,88	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 □ = 1,00 (%)

minimum □$_{min}$ = 0,50 (%) maximum □$_{max}$ = 5,00 (%)

Analyse par Cas:

Cas N^{O} 1: Type ELU N = 2847,00 (kN) M_y = 280,31 (kN*m) M_Z = 0,00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 6,04 Pivot: C

Position de l'axe neutre: y = 120,4 (cm)

Bras de levier: Z = 62,1 (cm)

Déformation du béton: □$_b$ = 3,49 (‰)

Déformation de l'acier: □$_s$ = 0,00 (‰)

Contrainte de l'acier:

comprimée: □$_s$' = 434,8 (MPa)

Cas N^{O} 2: Type ELS N = 2111,35 (kN) M_y = 206,88 (kN*m) M_Z = 0,00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 6,19

Position de l'axe neutre: y = 159,6 (cm)

Bras de levier: Z = 63,7 (cm)

Contrainte maxi du béton: □$_b$ = 2,6 (MPa)

Contrainte limite: 0,6 fcj = 16,2 (MPa)

Contrainte de l'acier:

comprimée: □$_s$' = 37,7 (MPa)

Contrainte limite de l'acier:

□$_{s\ lim}$ = 250,0 (MPa)

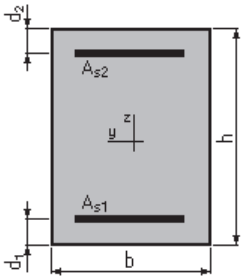
Ferraillage du chevêtre de la (p01) et p(07) (INF)

1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 27,0 (MPa) **Acier: fe = 500,0 (MPa)**

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

2. Section:



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

3. Moments appliqués:

	M_{max} (kN*m)	**M_{min}** (kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	0,00	0,00
Etat **L**imite de **S**ervice	700,43	0,00
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 21,7 (cm2) Section théorique A_{s2} = 0,0 (cm2)
Section minimum $A_{s\,min}$ = 21,7 (cm2)
théorique □ = 0,10 (%)
minimum □min = 0,10 (%)

Analyse par Cas:

Cas ELS M_{max} = 700,43 (kN*m) M_{min} = 0,00 (kN*m)
Coefficient de sécurité: 1,07
Position de l'axe neutre: y = 23,0 (cm)
Bras de levier: Z = 137,3 (cm)
Contrainte maxi du béton: □b = 1,2 (MPa)

Contrainte limite: 0,6 fcj = 16,2 (MPa)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 16,6 (MPa)
Contrainte limite de l'acier:
$\sigma_{s\ lim}$ = 250,0 (MPa)

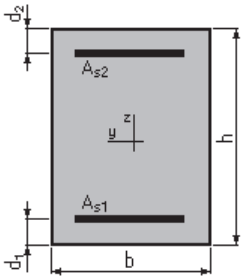
Ferraillage du chevêtre de la (p01) et p(07) (SUP)

1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 27,0 (MPa) **Acier: fe = 500,0 (MPa)**

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

2. Section:



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

3. Moments appliqués:

	M_{max} (kN*m)	**M_{min}** (kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	0,00	0,00
Etat **L**imite de **S**ervice	519,98	0,00
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{S1} = 21,7 (cm2) Section théorique A_{S2} = 0,0 (cm2)
Section minimum $A_{S\ min}$ = 21,7 (cm2)
théorique □ = 0,10 (%)
minimum □min = 0,10 (%)

Analyse par Cas:

Cas ELS M_{max} = 519,98 (kN*m) M_{min} = 0,00 (kN*m)
Coefficient de sécurité: 1,44
Position de l'axe neutre: y = 23,0 (cm)
Bras de levier: Z = 137,3 (cm)

Contrainte maxi du béton: σ_b = 0,9 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 16,2 (MPa)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 12,3 (MPa)
Contrainte limite de l'acier:
$\sigma_{s\ lim}$ = 250,0 (MPa)

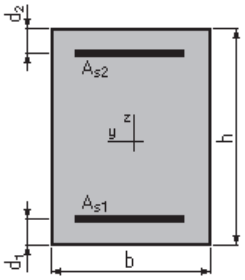
Ferraillage du chevêtre de la (P02) ;(P03) ;(P04) ;(P05) et (P06) (SUP)

1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 27,0 (MPa) **Acier: fe = 500,0 (MPa)**

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

2. Section:



b = 300,0 (cm)
h = 150,0 (cm)
d_1 = 5,0 (cm)
d_2 = 5,0 (cm)

3. Moments appliqués:

	M_{max} (kN*m)	**M_{min}** (kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	0,00	0,00
Etat **L**imite de **S**ervice	1657,83	0,00
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 48,4 (cm2) Section théorique A_{s2} = 0,0 (cm2)
Section minimum $A_{s\,min}$ = 43,5 (cm2)
théorique □ = 0,11 (%)
minimum □min = 0,10 (%)

Analyse par Cas:

Cas ELS M_{max} = 1657,83(kN*m) M_{min} = 0,00 (kN*m)
Coefficient de sécurité: 1,00
Position de l'axe neutre: y = 24,2 (cm)
Bras de levier: Z = 136,9 (cm)
Contrainte maxi du béton: □b = 1,4 (MPa)

Contrainte limite: 0,6 fcj = 16,2 (MPa)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 19,5 (MPa)
Contrainte limite de l'acier:
$\sigma_{s\ lim}$ = 250,0 (MPa)

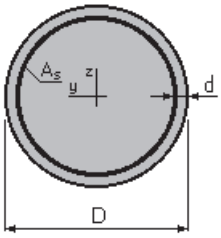
Section d'acier pour fut de la piles (P01) et (P07)

1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 27,0 (MPa) **Acier: fe = 500,0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



D = 100,0 (cm)

d = 5,0 (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N^{O}	Type	**N** (kN)	$\mathbf{M_y}$ (kN*m)	$\mathbf{M_Z}$ (kN*m)
1.	ELU	2024,14	1085,27	0,00
2.	ELS	0,00	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_S = 78,5 (cm2)

Section minimum $A_{S\ min}$ = 78,5 (cm2) Section maximum $A_{S\ max}$ = 392,7 (cm2)

théorique □ = 1,00 (%)

minimum □min = 0,50 (%) maximum □max = 5,00 (%)

Analyse par Cas:

Cas N^{O} 1: Type ELU N = 2024,14 (kN) M_y = 1085,27 (kN*m) M_Z = 0,00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,82 Pivot: B

Position de l'axe neutre: y = 47,0 (cm)

Bras de levier: Z = 72,8 (cm)

Déformation du béton: □b = 3,50 (‰)

Déformation de l'acier: □s = 3,56 (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue: □s =434,8 (MPa)

comprimée: □s' = 434,8 (MPa)

Cas N^{O} 2: Type ELS N = 0,00 (kN) M_y = 0,00 (kN*m) M_Z = 0,00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 100,00

Position de l'axe neutre: y = 47,0 (cm)

Bras de levier: Z = 72,8 (cm)

Contrainte maxi du béton: □b = 0,0 (MPa)

Contrainte limite: 0,6 fcj = 16,2 (MPa)

Contrainte de l'acier:

Contrainte limite de l'acier:

$\sigma_{s\,lim} = 250{,}0$ (MPa)

CLASSIFICATION DES PONTS :

I.CLASSIFICATION DES PONTS :

Tableau .1 : Les classes des ponts routier

Classe du pont	Largeur (m)
1ére Classe	Lr ≥ 7m
2éme Classe	5.5m < Lr < 7m
3éme Classe	Lr ≤ 5.5m

II.SYSTEMES DES CHARGES :

Tableau B.2 : Valeurs du coefficient a1

Classe du pont	Nombre de voies chargées				
	1	2	3	4	≥ 5
1ére Classe	1	1	0.9	0.75	0.7
2éme Classe	1	0.9	-	-	-
3éme Classe	0.9	0.8	-	-	-

Tableau B.3 : Valeurs de V0

Classe du pont	v_0
1ére Classe	3.5 m
2éme Classe	3 m
3éme Classe	2.75 m

Tableau B.4 : Coefficient de bC

Classe du pont	Nombre de voies chargées				
	1	2	3	4	≥ 5
1ére Classe	1.20	1.10	0.95	0.80	0.70
2ére Classe	1.00	1.00	-	-	-
3ére Classe	1.00	0.80	-	-	-

Tableau B-5 : Coefficients de bt

Classe du pont	I	II
b_t	1.2	1.0

III.CHARGES HORS TRAFIC:

Tableau B-6 : Température extrêmes en Algérie.

Zone	Désignation	$T_{min}(C°)$	$T_{max}(C°)$
I	Algérie du Nord (climat tempéré)	-15	35
II	Le proche et moyen Sud	-20	45
III	L'extrême Sud	-30	50

Tableau B-7 : Valeur du coefficient d'accélération sismique A

Groupe de pont	Zone sismique			
	I	IIa	IIb	III
1	0.15	0.25	0.30	0.40
2	0.12	0.20	0.25	0.30
3	0.10	0.15	0.20	0.25

Amortissement :

La valeur du taux d'amortissement critique ξ (en %) pour les matériaux courants est :

- Acier soudé : 2
- Acier boulonné : 4
- Béton précontrainte : 2
- Béton non armé : 3
- Béton armé : 5
- Elastomère fretté : 7

Les résultats de calcul des modes propres :

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masse Modale UZ [%]	Tot.mas.UX [kg]	Tot.mas.UY [kg]	Tot.mas.UZ [kg]
4/ 1	1,07	0,93	0,00	6,03	0,0	0,00	6,03	0,0	6750818,85	6750818,85	0,0
4/ 2	1,07	0,93	0,00	12,04	0,0	0,00	6,01	0,0	6750818,85	6750818,85	0,0
4/ 3	1,23	0,81	8,72	12,04	0,0	8,72	0,00	0,0	6750818,85	6750818,85	0,0
4/ 4	1,24	0,81	17,41	12,05	0,0	8,69	0,00	0,0	6750818,85	6750818,85	0,0
4/ 5	1,32	0,76	17,41	40,78	0,0	0,00	28,74	0,0	6750818,85	6750818,85	0,0
4/ 6	1,32	0,76	17,41	51,52	0,0	0,00	10,74	0,0	6750818,85	6750818,85	0,0
4/ 7	1,32	0,76	17,41	58,28	0,0	0,00	6,76	0,0	6750818,85	6750818,85	0,0
4/ 8	1,32	0,76	17,41	58,60	0,0	0,00	0,32	0,0	6750818,85	6750818,85	0,0
4/ 9	1,34	0,75	47,92	58,60	0,0	30,51	0,00	0,0	6750818,85	6750818,85	0,0
4/ 10	1,35	0,74	58,32	58,60	0,0	10,40	0,00	0,0	6750818,85	6750818,85	0,0
4/ 11	1,35	0,74	64,90	58,60	0,0	6,58	0,00	0,0	6750818,85	6750818,85	0,0
4/ 12	1,35	0,74	65,01	58,60	0,0	0,11	0,00	0,0	6750818,85	6750818,85	0,0
4/ 13	1,45	0,69	65,01	58,61	0,0	0,00	0,00	0,0	6750818,85	6750818,85	0,0
4/ 14	1,45	0,69	65,01	58,61	0,0	0,00	0,00	0,0	6750818,85	6750818,85	0,0
4/ 15	1,45	0,69	65,01	58,61	0,0	0,00	0,00	0,0	6750818,85	6750818,85	0,0
4/ 16	1,45	0,69	65,02	58,61	0,0	0,00	0,00	0,0	6750818,85	6750818,85	0,0
4/ 17	1,53	0,65	65,02	61,17	0,0	0,00	2,56	0,0	6750818,85	6750818,85	0,0
4/ 18	1,53	0,65	65,02	63,71	0,0	0,00	2,55	0,0	6750818,85	6750818,85	0,0
4/ 19	2,52	0,40	65,02	63,71	0,0	0,00	0,00	0,0	6750818,85	6750818,85	0,0
4/ 20	2,52	0,40	65,02	63,71	0,0	0,00	0,00	0,0	6750818,85	6750818,85	0,0
4/ 21	2,52	0,40	65,02	63,71	0,0	0,00	0,00	0,0	6750818,85	6750818,85	0,0
4/ 22	2,52	0,40	65,02	63,71	0,0	0,00	0,00	0,0	6750818,85	6750818,85	0,0
4/ 23	3,26	0,31	65,02	63,72	0,0	0,00	0,00	0,0	6750818,85	6750818,85	0,0
4/ 24	3,27	0,31	65,02	63,72	0,0	0,00	0,00	0,0	6750818,85	6750818,85	0,0
4/ 25	3,58	0,28	65,02	63,72	0,0	0,00	0,00	0,0	6750818,85	6750818,85	0,0
4/ 26	3,58	0,28	65,02	63,72	0,0	0,00	0,00	0,0	6750818,85	6750818,85	0,0
4/ 27	3,58	0,28	65,02	63,72	0,0	0,00	0,00	0,0	6750818,85	6750818,85	0,0
4/ 28	3,58	0,28	65,02	63,72	0,0	0,00	0,00	0,0	6750818,85	6750818,85	0,0
4/ 29	3,86	0,26	65,02	63,72	0,0	0,00	0,00	0,0	6750818,85	6750818,85	0,0
4/ 30	3,86	0,26	65,02	63,72	0,0	0,00	0,00	0,0	6750818,85	6750818,85	0,0
4/ 31	3,86	0,26	65,02	63,72	0,0	0,00	0,00	0,0	6750818,85	6750818,85	0,0
4/ 32	3,86	0,26	65,02	63,72	0,0	0,00	0,00	0,0	6750818,85	6750818,85	0,0

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masse Modale UZ [%]	Tot.mas.UX [kg]	Tot.mas.UY [kg]	Tot.mas.UZ [kg]
4/ 31	3,86	0,26	65,02	63,72	0,0	0,00	0,00	0,0	6750818,85	6750818,85	0,0
4/ 32	3,86	0,26	65,02	63,72	0,0	0,00	0,00	0,0	6750818,85	6750818,85	0,0
4/ 33	4,16	0,24	65,02	63,74	0,0	0,00	0,02	0,0	6750818,85	6750818,85	0,0
4/ 34	4,16	0,24	65,02	63,76	0,0	0,00	0,02	0,0	6750818,85	6750818,85	0,0
4/ 35	4,16	0,24	65,02	63,77	0,0	0,00	0,01	0,0	6750818,85	6750818,85	0,0
4/ 36	4,16	0,24	65,02	63,79	0,0	0,00	0,01	0,0	6750818,85	6750818,85	0,0
4/ 37	4,46	0,22	74,21	63,79	0,0	9,19	0,00	0,0	6750818,85	6750818,85	0,0
4/ 38	4,50	0,22	74,21	63,79	0,0	0,00	0,00	0,0	6750818,85	6750818,85	0,0
4/ 39	4,50	0,22	74,21	63,79	0,0	0,00	0,00	0,0	6750818,85	6750818,85	0,0
4/ 40	4,50	0,22	74,21	63,79	0,0	0,00	0,00	0,0	6750818,85	6750818,85	0,0
4/ 41	4,50	0,22	74,21	63,79	0,0	0,00	0,00	0,0	6750818,85	6750818,85	0,0
4/ 42	4,86	0,21	74,21	63,79	0,0	0,00	0,00	0,0	6750818,85	6750818,85	0,0
4/ 43	4,86	0,21	74,21	63,79	0,0	0,00	0,00	0,0	6750818,85	6750818,85	0,0
4/ 44	4,86	0,21	74,21	63,79	0,0	0,00	0,00	0,0	6750818,85	6750818,85	0,0
4/ 45	4,86	0,21	74,21	63,79	0,0	0,00	0,00	0,0	6750818,85	6750818,85	0,0
4/ 46	5,14	0,19	74,21	63,79	0,0	0,00	0,00	0,0	6750818,85	6750818,85	0,0
4/ 47	5,14	0,19	74,21	63,79	0,0	0,00	0,00	0,0	6750818,85	6750818,85	0,0
4/ 48	5,14	0,19	74,21	63,79	0,0	0,00	0,00	0,0	6750818,85	6750818,85	0,0
4/ 49	5,14	0,19	74,21	63,79	0,0	0,00	0,00	0,0	6750818,85	6750818,85	0,0
4/ 50	5,58	0,18	74,21	63,79	0,0	0,00	0,00	0,0	6750818,85	6750818,85	0,0
4/ 51	5,58	0,18	74,21	63,79	0,0	0,00	0,00	0,0	6750818,85	6750818,85	0,0
4/ 52	5,58	0,18	74,21	63,79	0,0	0,00	0,00	0,0	6750818,85	6750818,85	0,0
4/ 53	5,58	0,18	74,21	63,79	0,0	0,00	0,00	0,0	6750818,85	6750818,85	0,0
4/ 54	5,83	0,17	74,21	63,79	0,0	0,00	0,00	0,0	6750818,85	6750818,85	0,0
4/ 55	5,85	0,17	74,21	63,79	0,0	0,00	0,00	0,0	6750818,85	6750818,85	0,0
4/ 56	5,89	0,17	74,21	63,79	0,0	0,00	0,00	0,0	6750818,85	6750818,85	0,0
4/ 57	5,89	0,17	74,21	63,79	0,0	0,00	0,00	0,0	6750818,85	6750818,85	0,0
4/ 58	5,89	0,17	74,21	63,79	0,0	0,00	0,00	0,0	6750818,85	6750818,85	0,0
4/ 59	5,89	0,17	74,21	63,79	0,0	0,00	0,00	0,0	6750818,85	6750818,85	0,0
4/ 60	6,05	0,17	74,21	63,79	0,0	0,00	0,00	0,0	6750818,85	6750818,85	0,0
4/ 61	6,05	0,17	74,21	63,79	0,0	0,00	0,00	0,0	6750818,85	6750818,85	0,0
4/ 62	6,05	0,17	74,21	63,79	0,0	0,00	0,00	0,0	6750818,85	6750818,85	0,0

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masse Modale UZ [%]	Tot.mas.UX [kg]	Tot.mas.UY [kg]	Tot.mas.UZ [kg]
4/ 61	6,05	0,17	74,21	63,79	0,0	0,00	0,00	0,0	6750818,85	6750818,85	0,0
4/ 62	6,05	0,17	74,21	63,79	0,0	0,00	0,00	0,0	6750818,85	6750818,85	0,0
4/ 63	6,05	0,17	74,21	63,79	0,0	0,00	0,00	0,0	6750818,85	6750818,85	0,0
4/ 64	6,56	0,15	74,21	63,79	0,0	0,00	0,00	0,0	6750818,85	6750818,85	0,0
4/ 65	6,56	0,15	74,21	63,79	0,0	0,00	0,00	0,0	6750818,85	6750818,85	0,0
4/ 66	6,56	0,15	74,21	63,79	0,0	0,00	0,00	0,0	6750818,85	6750818,85	0,0
4/ 67	6,56	0,15	74,21	63,79	0,0	0,00	0,00	0,0	6750818,85	6750818,85	0,0
4/ 68	7,51	0,13	74,21	73,76	0,0	0,00	9,97	0,0	6750818,85	6750818,85	0,0
4/ 69	7,65	0,13	81,92	73,76	0,0	7,70	0,00	0,0	6750818,85	6750818,85	0,0
4/ 70	8,28	0,12	81,92	73,76	0,0	0,00	0,00	0,0	6750818,85	6750818,85	0,0
4/ 71	8,31	0,12	81,92	73,76	0,0	0,00	0,00	0,0	6750818,85	6750818,85	0,0
4/ 72	8,32	0,12	81,92	73,76	0,0	0,00	0,00	0,0	6750818,85	6750818,85	0,0
4/ 73	8,33	0,12	81,92	73,76	0,0	0,00	0,00	0,0	6750818,85	6750818,85	0,0
4/ 74	8,73	0,11	81,92	73,76	0,0	0,00	0,00	0,0	6750818,85	6750818,85	0,0
4/ 75	8,75	0,11	81,92	73,76	0,0	0,00	0,00	0,0	6750818,85	6750818,85	0,0
4/ 76	9,61	0,10	81,92	73,76	0,0	0,00	0,00	0,0	6750818,85	6750818,85	0,0
4/ 77	9,61	0,10	81,92	73,76	0,0	0,00	0,00	0,0	6750818,85	6750818,85	0,0
4/ 78	9,94	0,10	81,92	73,76	0,0	0,00	0,00	0,0	6750818,85	6750818,85	0,0
4/ 79	9,94	0,10	81,92	73,76	0,0	0,00	0,00	0,0	6750818,85	6750818,85	0,0
4/ 80	10,24	0,10	81,92	73,76	0,0	0,00	0,00	0,0	6750818,85	6750818,85	0,0
4/ 81	10,24	0,10	81,92	73,76	0,0	0,00	0,00	0,0	6750818,85	6750818,85	0,0
4/ 82	10,89	0,09	88,68	73,76	0,0	6,76	0,00	0,0	6750818,85	6750818,85	0,0
4/ 83	11,15	0,09	88,68	73,76	0,0	0,00	0,00	0,0	6750818,85	6750818,85	0,0
4/ 84	11,15	0,09	88,68	73,76	0,0	0,00	0,00	0,0	6750818,85	6750818,85	0,0
4/ 85	11,15	0,09	88,68	73,76	0,0	0,00	0,00	0,0	6750818,85	6750818,85	0,0
4/ 86	11,15	0,09	88,68	73,76	0,0	0,00	0,00	0,0	6750818,85	6750818,85	0,0
4/ 87	13,07	0,08	88,68	81,71	0,0	0,00	7,95	0,0	6750818,85	6750818,85	0,0
4/ 88	13,64	0,07	88,68	81,71	0,0	0,00	0,00	0,0	6750818,85	6750818,85	0,0
4/ 89	13,64	0,07	88,68	81,72	0,0	0,00	0,00	0,0	6750818,85	6750818,85	0,0
4/ 90	13,64	0,07	88,68	81,72	0,0	0,00	0,00	0,0	6750818,85	6750818,85	0,0
4/ 91	13,65	0,07	88,68	81,72	0,0	0,00	0,00	0,0	6750818,85	6750818,85	0,0
4/ 92	14,45	0,07	88,68	81,72	0,0	0,00	0,00	0,0	6750818,85	6750818,85	0,0

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masse Modale UZ [%]	Tot.mas.UX [kg]	Tot.mas.UY [kg]	Tot.mas.UZ [kg]
4/ 91	13,65	0,07	88,68	81,72	0,0	0,00	0,00	0,0	6750818,85	6750818,85	0,0
4/ 92	14,45	0,07	88,68	81,72	0,0	0,00	0,00	0,0	6750818,85	6750818,85	0,0
4/ 93	14,49	0,07	88,68	81,72	0,0	0,00	0,01	0,0	6750818,85	6750818,85	0,0
4/ 94	14,49	0,07	88,68	81,72	0,0	0,00	0,00	0,0	6750818,85	6750818,85	0,0
4/ 95	14,49	0,07	88,68	81,73	0,0	0,00	0,00	0,0	6750818,85	6750818,85	0,0
4/ 96	14,50	0,07	88,68	81,73	0,0	0,00	0,00	0,0	6750818,85	6750818,85	0,0
4/ 97	14,50	0,07	88,68	81,73	0,0	0,00	0,00	0,0	6750818,85	6750818,85	0,0
4/ 98	15,78	0,06	88,68	81,73	0,0	0,00	0,00	0,0	6750818,85	6750818,85	0,0
4/ 99	15,83	0,06	88,68	81,73	0,0	0,00	0,00	0,0	6750818,85	6750818,85	0,0
4/ 100	16,49	0,06	88,68	81,73	0,0	0,00	0,00	0,0	6750818,85	6750818,85	0,0
4/ 101	16,49	0,06	88,68	81,73	0,0	0,00	0,00	0,0	6750818,85	6750818,85	0,0
4/ 102	16,49	0,06	88,68	81,73	0,0	0,00	0,00	0,0	6750818,85	6750818,85	0,0
4/ 103	16,50	0,06	88,68	81,73	0,0	0,00	0,00	0,0	6750818,85	6750818,85	0,0
4/ 104	16,59	0,06	88,68	81,73	0,0	0,00	0,00	0,0	6750818,85	6750818,85	0,0
4/ 105	16,59	0,06	88,68	81,73	0,0	0,00	0,00	0,0	6750818,85	6750818,85	0,0
4/ 106	16,67	0,06	88,68	81,73	0,0	0,00	0,00	0,0	6750818,85	6750818,85	0,0
4/ 107	16,68	0,06	88,68	81,73	0,0	0,00	0,00	0,0	6750818,85	6750818,85	0,0
4/ 108	17,11	0,06	88,68	81,73	0,0	0,00	0,00	0,0	6750818,85	6750818,85	0,0
4/ 109	17,11	0,06	88,68	81,73	0,0	0,00	0,00	0,0	6750818,85	6750818,85	0,0
4/ 110	17,11	0,06	88,68	81,73	0,0	0,00	0,00	0,0	6750818,85	6750818,85	0,0
4/ 111	17,11	0,06	88,68	81,73	0,0	0,00	0,00	0,0	6750818,85	6750818,85	0,0
4/ 112	18,15	0,06	94,34	81,73	0,0	5,66	0,00	0,0	6750818,85	6750818,85	0,0
4/ 113	18,37	0,05	99,99	81,73	0,0	5,65	0,00	0,0	6750818,85	6750818,85	0,0
4/ 114	18,38	0,05	99,99	81,73	0,0	0,00	0,00	0,0	6750818,85	6750818,85	0,0
4/ 115	18,38	0,05	99,99	81,73	0,0	0,00	0,00	0,0	6750818,85	6750818,85	0,0
4/ 116	18,38	0,05	99,99	81,73	0,0	0,00	0,00	0,0	6750818,85	6750818,85	0,0
4/ 117	18,38	0,05	99,99	81,74	0,0	0,00	0,00	0,0	6750818,85	6750818,85	0,0
4/ 118	18,74	0,05	99,99	88,61	0,0	0,00	6,87	0,0	6750818,85	6750818,85	0,0
4/ 119	24,46	0,04	99,99	88,61	0,0	0,00	0,00	0,0	6750818,85	6750818,85	0,0
4/ 120	24,46	0,04	99,99	88,61	0,0	0,00	0,00	0,0	6750818,85	6750818,85	0,0
4/ 121	24,47	0,04	99,99	88,61	0,0	0,00	0,00	0,0	6750818,85	6750818,85	0,0
4/ 122	24,47	0,04	99,99	88,61	0,0	0,00	0,00	0,0	6750818,85	6750818,85	0,0

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masse Modale UZ [%]	Tot.mas.UX [kg]	Tot.mas.UY [kg]	Tot.mas.UZ [kg]
4/ 121	24,47	0,04	99,99	88,61	0,0	0,00	0,00	0,0	6750818,85	6750818,85	0,0
4/ 122	24,47	0,04	99,99	88,61	0,0	0,00	0,00	0,0	6750818,85	6750818,85	0,0
4/ 123	24,47	0,04	99,99	88,61	0,0	0,00	0,00	0,0	6750818,85	6750818,85	0,0
4/ 124	24,50	0,04	99,99	88,61	0,0	0,00	0,00	0,0	6750818,85	6750818,85	0,0
4/ 125	25,02	0,04	99,99	88,61	0,0	0,00	0,00	0,0	6750818,85	6750818,85	0,0
4/ 126	25,02	0,04	99,99	88,61	0,0	0,00	0,00	0,0	6750818,85	6750818,85	0,0
4/ 127	25,02	0,04	99,99	88,61	0,0	0,00	0,00	0,0	6750818,85	6750818,85	0,0
4/ 128	25,02	0,04	99,99	88,61	0,0	0,00	0,00	0,0	6750818,85	6750818,85	0,0
4/ 129	26,68	0,04	99,99	88,61	0,0	0,00	0,00	0,0	6750818,85	6750818,85	0,0
4/ 130	26,69	0,04	99,99	88,61	0,0	0,00	0,00	0,0	6750818,85	6750818,85	0,0
4/ 131	26,69	0,04	99,99	88,61	0,0	0,00	0,00	0,0	6750818,85	6750818,85	0,0
4/ 132	26,69	0,04	99,99	88,61	0,0	0,00	0,00	0,0	6750818,85	6750818,85	0,0
4/ 133	28,44	0,04	99,99	88,61	0,0	0,00	0,00	0,0	6750818,85	6750818,85	0,0
4/ 134	28,44	0,04	99,99	88,61	0,0	0,00	0,00	0,0	6750818,85	6750818,85	0,0
4/ 135	28,44	0,04	99,99	88,61	0,0	0,00	0,00	0,0	6750818,85	6750818,85	0,0
4/ 136	28,46	0,04	99,99	88,61	0,0	0,00	0,00	0,0	6750818,85	6750818,85	0,0
4/ 137	29,49	0,03	99,99	94,31	0,0	0,00	5,70	0,0	6750818,85	6750818,85	0,0
4/ 138	29,86	0,03	99,99	100,00	0,0	0,00	5,68	0,0	6750818,85	6750818,85	0,0
4/ 139	30,15	0,03	99,99	100,00	0,0	0,00	0,00	0,0	6750818,85	6750818,85	0,0
4/ 140	30,15	0,03	99,99	100,00	0,0	0,00	0,00	0,0	6750818,85	6750818,85	0,0
4/ 141	30,15	0,03	99,99	100,00	0,0	0,00	0,00	0,0	6750818,85	6750818,85	0,0
4/ 142	30,16	0,03	99,99	100,00	0,0	0,00	0,00	0,0	6750818,85	6750818,85	0,0
4/ 143	31,48	0,03	99,99	100,00	0,0	0,00	0,00	0,0	6750818,85	6750818,85	0,0
4/ 144	31,48	0,03	99,99	100,00	0,0	0,00	0,00	0,0	6750818,85	6750818,85	0,0
4/ 145	31,48	0,03	99,99	100,00	0,0	0,00	0,00	0,0	6750818,85	6750818,85	0,0
4/ 146	31,48	0,03	99,99	100,00	0,0	0,00	0,00	0,0	6750818,85	6750818,85	0,0
4/ 147	34,16	0,03	99,99	100,00	0,0	0,00	0,00	0,0	6750818,85	6750818,85	0,0
4/ 148	35,63	0,03	99,99	100,00	0,0	0,00	0,00	0,0	6750818,85	6750818,85	0,0
4/ 149	35,67	0,03	99,99	100,00	0,0	0,00	0,00	0,0	6750818,85	6750818,85	0,0
4/ 150	38,31	0,03	99,99	100,00	0,0	0,00	0,00	0,0	6750818,85	6750818,85	0,0