**République Algérienne Démocratique et Populaire**

**Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique**

**المـــدرســـة الوطنيـــة العليـــا للأشغـال العموميـة**

**فرنسـيس 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**

**Matériaux & Structures**

Réalisé par : **LOUNI Yasmine & YAHIAOUI Liticia**

# Thème

## Conception et Étude de l'Ouvrage d'Art N°04 reliant Ras El Hamra à Oued Begret entre le PK 3+697.09 et le PK 4+012.19 Implanté en zone côtière de la région de Annaba

**Soutenu publiquement le dimanche 22 juin 2025 Devant le jury composé de :**

| | | |
|---|---|---|
| Mr. TAKI | ENSTP | Président |
| Mr. M. AMIEUR | ENSTP | Examinateur |
| Mr. N. ZORGUI | ENSTP | Membre |
| Mr. M. KHELFI | ENSTP | Membre |

**Promotion 2024 / 2025**

**© ENSTP-FJ – Garidi – Vieux Kouba**

# REMERCIEMENT

*En premier lieu, nous remercions Allah de nous avoir donné la santé, la force et la patience pour réaliser ce travail. C'est grâce à Sa volonté que nous avons pu avancer malgré les difficultés et arriver au bout de ce projet.*

*Nous tenons à exprimer notre profonde gratitude à notre encadrant Mr. SEBBAH Omar pour ses conseils avisés et son accompagnement durant ce mémoire. Ses remarques et ses orientations nous ont été d'une grande aide,*

*Nous remercions également l'ensemble des enseignants de l'école Mr. AMIEUR, Mr. CHAMI et Mr. BELLAOURA pour leur disponibilité et leurs remarques pertinentes,*

*Sans oublier les membres de l'entreprise SAPTA, Mr. SIOUANI et Mr. DAHMANE pour leur accompagnement durant notre Stage au sein de l'entreprise*

*Nous remercions tout particulièrement notre co-encadrante Mme. ALLALOU Rania, pour sa disponibilité et son soutien tout le long de ce mémoire.*

*Enfin, nous exprimons toute notre reconnaissance à nos parents, nos familles et nos amis pour leur encouragement constant, leur compréhension et leur appui tout au long de cette aventure*

# DÉDICACE

*Je dédie ce mémoire aux vivants, comme à ceux qui ne sont plus parmi nous et qui ne pourront pas partager pleinement cette joie avec moi.*

*A la mémoire de* ***mon grand-père AVA,*** *qui continue de vivre dans mon cœur.*

*A* ***mes PARENTS****, les piliers de ma vie. Pour leur amour sans limite, leurs sacrifices et leur soutien constant qui m'ont portée, guidée et encouragée sur ce chemin. A* ***ma sœur SARA*** *qui n'a jamais cessé de croire en moi et à* ***mon frère ABDERRAHIM****, pour leur tendresse, leur présence, et leur soutien indéfectible à chaque étape.*

*A* ***KOUKOUKA,*** *ma deuxième maman, celle dont les bras ont toujours été un refuge, dont le regard et les mots ont su m'apaiser et m'encourager.*

*A* ***ma grand-mère AYI*** *et à* ***ma tante SAMIRA*** *pour leur douceur, leurs prières qui m'accompagnent chaque jour, et pour tout l'amour et le bonheur qu'elles ont semés dans mon cœur depuis ma plus tendre enfance.*

*A* ***madame MAHIAOUI****, plus qu'une professeure, une présence maternelle et bienveillante au sein de l'école. Pour sa douceur, sa gentillesse et son soutien qui ont marqué mon parcours.*

*A mes amis,*

*A celles qui ont illuminé mon quotidien à ENSTP, qui m'ont comblée de bonheur, offert des câlins et des sourires quand j'en avais le plus besoins :* ***LYNA*** *et* ***RANDA****.*

*A* ***MOUADH****,* ***SAMY*** *et* ***ZIZOU****, ces frères que l'école m'a offerts, merci pour votre présence et votre amitié.*

*A mon binôme,* ***LITICIA****, avec qui ce mémoire a scellé une amitié précieuse et sincère, à tous nos éclats de rires et nos moments ensemble.*

*A* ***LILY*** *et* ***FERHAT****, pour tous ces instants de joie partagés durant toutes ces années, que ce mémoire soit aussi le reflet de votre présence précieuse.*

*A* ***ABDOU****, ses encouragements et sa motivation m'ont énormément aidé durant ces derniers mois, que ce mémoire soit un pas vers nos futures réussites.*

*Et a tous ces amis qui ont croisé mon chemin, qui ont partagé mes rires, mes doutes et mes rêves*

*Et à* ***MOI***

*A* ***la petite Yasmine****, a celle que j'ai été et celle que je suis devenue, je suis fière de toi, du chemin que tu as parcouru et de tes réussites*

*-LOUNI Yasmine ♥-*

# DÉDICACE

*Le parcours de mes études était une expérience unique avec des hauts et des bas mais qui reste magnifique.*

*Je* ***me*** *dédie ce travail, pour tous les combats que j'ai menés afin d'arriver jusqu'ici*

*Je dédie ce travail de fin d'études à* ***moi*** *et* ***mon binôme****, deux complices unies dans l'effort et la persévérance qui ont surmonté ensemble les défis de ce parcours*

*A* ***mes parents*** *pour leur amour propre, et leurs soutiens pour chaque pas dans ma vie et qui ont fait de moi la personne que je suis*

*A* ***ma tante Nadou*** *qui a inondé mon quotidien de tendresse et d'amour inconditionnel*

*A mes* ***deux petits frères Lamine*** *qui me rendait le sourire à chaque fois et* ***Reda*** *pour sa présence réconfortante malgré sa distance*

*A tous mes amis de l'ENSTP :* ***Yasmine, Melissa, Lyna, Djidji, Ikram, Nour, Zizou et Ammar.*** *Qui leur présence a illuminé mes journées épuisantes*

*A mes deux merveilleuses amies* ***Wissam*** *et* ***Djidji***

*A* ***Sam*** *pour sa bienveillance et son amour, elle n'a jamais cessé de me rendre la vie plus joyeuse*

*Et enfin a tous mes proches, ceux que j'aime et tous ceux qui ont contribué à la réalisation de travail*

*Sans oublier à la mémoire de ma grand-mère et ma tante Saada, de la ou vous êtes, vous seriez fière de moi*

*Je tiens à vous exprimer ma gratitude et amour de faire partie de ce parcours ce qui fait de vous partie de ma vie*

*Merci du fond du cœur*

*-⁕YAHIAOUI Liticia⁕-*

**الملخص**

يُدرج هذا العمل ضمن إطار دراسة وتصميم الجسر الطرقي الواقع على الطريق البلدي الرابط بين رأس الحمراء وشاطئ جنان البي (وادي بگريت)، وذلك بين النقطة الكيلومترية 3+697.09 و 4+012.19، بولاية عنابة. بعد تقديم عام للمشروع، تم اقتراح ثلاث بدائل تصميمية خضعت لتحليل متعدد المعايير مبني على اعتبارات تقنية واقتصادية، حيث تم اختيار حل العوارض المسبقة الصنع والمسبقة الإجهاد بالشد القبلي كأنسب خيار من حيث الجدوى والأداء. شملت الدراسة التفصيلية لهذا البديل كل من البنية الفوقية (حساب الأحمال والحمولات، دراسة الإجهاد القبلي، والتحليل الطولي والعرضي)، والبنية التحتية (تحليل الركائز والأساسات والدراسة الزلزالية). وقد تم تنفيذ جميع التحليلات والحسابات وفقاً للمعايير الجزائرية المعمول بها (BPEL91، RPOA2008، RCPR2008)، باستخدام برمجيات الهندسة المدنية MIDAS CIVIL 2022 وROBOT STRUCTURAL.

**الكلمات المفتاحية**

جسر، خرسانة مسبقة الإجهاد، الشد القبلي، ممر علوي، بنية فوقية، بنية تحتية، أساسات.

**Résumé**

Ce mémoire s'inscrit dans le cadre de la conception et de l'étude du viaduc routier V4 qui se situe sur le chemin communal reliant Ras El Hamra à la plage de Jnen El Bey (Oued Begret), entre le PK 3+697.09 et le PK 4+012.19, dans la wilaya de Annaba. Après une présentation générale du projet, nous avons proposé trois variantes de conception qui ont fait l'objet d'une analyse multicritère basée sur des critères techniques et économiques, la solution des poutres préfabriquées précontraintes par pré-tension a été retenue comme la plus adaptée. L'étude détaillée de cette variante englobe la superstructure (calcul des charges et surcharges, précontrainte, étude longitudinale et transversale) et l'infrastructure (étude des appuis, des fondations et analyse sismique). L'ensemble des calculs a été réalisé conformément aux normes algériennes (BPEL91, RPOA2008, RCPR2008), à l'aide des logiciels MIDAS CIVIL 2022 et ROBOT STRUCTURAL.

**Mots clés** : pont, béton précontraint, pré-tension, viaduc, superstructure, infrastructure, fondation.

**Abstract**

This thesis focuses on the design and study of the V4 road viaduct located on the communal road linking Ras El Hamra to Jnen El Bey beach (Oued Begret), between PK 3+697.09 and PK 4+012.19, in the wilaya of Annaba. After a general presentation of the project, three design alternatives were proposed and analyzed through a multi-criteria approach based on technical and economic considerations. The solution of pre-tensioned prefabricated girders was selected as the most suitable option.The detailed study of this alternative covered both the superstructure (calculation of loads and overloads, prestressing, longitudinal and transverse analysis) and the infrastructure (study of supports, foundations, and seismic analysis). All calculations were carried out in accordance with Algerian standards (BPEL91, RPOA2008, RCPR2008) using MIDAS CIVIL 2022 and ROBOT STRUCTURAL software.

**Keywords**: bridge, prestressed concrete, pre-tensioning, viaduct, superstructure, infrastructure, foundation.

# SOMMAIRE

INTRODCUTION GENERALE ..... 1
CHAPITRE I : PRESENTATION DU PROJET ..... 2
INTRODUCTION : ..... 2
I.1. presentation de l'ouvrage ..... 2
I.2. les donnees geometriques de l'ouvrage ..... 3
*I.2.1. Profil en long* ..... *3*
*I.2.2. Profil en travers* ..... *3*
I.3. les donnees naturelles de l'ouvrage ..... 4
*I.3.1. Données topographiques* ..... *4*
*I.3.2. Données sismologiques* ..... *4*
*I.3.3. Données géotechniques* ..... *5*
*I.3.4. Données climatiques* ..... *5*
CONCLUSION ..... 6
CHAPITRE II : CONCEPTION ET PREDIMENSIONNEMENT ..... 6
INTRODUCTION ..... 7
II.1. VARIANTE 01 : Tablier mixte bipoutres ..... 7
*II.1.1. Présentation de la variante :* ..... *7*
*II.1.2. Implantation des appuis (piles et culées) :* ..... *8*
*II.1.3. Prédimensionnement de la superstructure* ..... *8*
*II.1.4. Prédimensionnement estimatif de l'infrastructure* ..... *9*
II.2. VARIANTE 02 : Tablier a poutres en béton précontraint (Pré-tension) ..... 9
*II.2.1. Présentation de la variante :* ..... *9*
*II.2.2. Implantation des appuis (piles et culées) :* ..... *10*
*II.2.3. Prédimensionnement de la superstructure* ..... *10*
*II.2.4. Prédimensionnement de l'infrastructure* ..... *11*
II.3. VARIANTE 03 : Pont en voussoirs à hauteurs constantes ..... 11
*II.3.1. Présentation de la variante* ..... *11*
*II.3.2. Implantation des piles et culées* ..... *12*
*II.3.3. Prédimensionnement de la superstructure* ..... *12*
*II.3.4. Prédimensionnement de l'infrastructure* ..... *13*
II.4. Analyse multicritère ..... 13
CONCLUSION ..... 14
CHAPITRE III : CHARGE ET SURCHARGES ..... 17
INTRODUCTION ..... 15

III.1. Normes et règles de calcul ..... 15
*III.1.1. Le béton : ..... 15*
*III.1.2. Armatures passives : ..... 17*
*III.1.3. Armatures de précontraintes : ..... 17*
III.2. Evaluation des charges et surcharges ..... 18
*III.2.1. Evaluation des charges hors trafic ..... 18*
*III.2.2. Actions dues au trafic ..... 20*
CONCLUSION ..... 26
CHAPITRE IV : REPARTITION LONGITUDINALE DES EFFORTS ..... 22
INTRODUCTION ..... 27
IV.1. calcul des sollicitations dues au poids propre ..... 27
IV.2. Calcul des sollicitations dues aux surcharges ..... 27
*IV.2.1. Système de charge A(L) ..... 27*
*IV.2.2. Surcharge sur trottoirs ..... 28*
*IV.2.3. Système de charge B ..... 28*
CONCLUSION ..... 33
CHAPITRE V : REPARTITION TRANSVERSALLE DES EFFORTS ..... 38
INTRODUCTION ..... 34
V.1. Méthode de guyon Massonnet ..... 34
*V.1.1. Paramètre d'entretoisement $\vartheta$ : ..... 35*
*V.1.2. Paramètre de torsion $\alpha$: ..... 35*
*V.1.3. Position active des poutres : ..... 37*
*V.1.4. Détermination des coefficients de répartition transversale K0, K1, Kα : ..... 37*
*V.1.5. Détermination du coefficient de répartition transversale moyen Kα moy : ..... 39*
*V.1.6. Calcul des moments réels dans chaque poutre : ..... 40*
*V.1.7. Combinaisons de charges pour le moment max : ..... 41*
V.2. Modélisation du tablier par le logiciel robot ..... 41
*V.2.1. Résultats obtenus: ..... 42*
*V.2.2. Vérification des résultats : ..... 42*
CONCLUSION ..... 42
CHAPITRE VI : ETUDE DE LA PRECONTRAINTE ..... 41
INTRODUCTION ..... 43
VI.1. Principe de la pré-tension ..... 43
*VI.1.1. Mise en œuvre de la pré-tension : ..... 43*
*VI.1.2. Avantages de la précontrainte par pré-tension ..... 44*
VI.2. Calcul de la precontrainte : ..... 45

*VI.2.1. Caractéristiques géométriques de la section du béton : ..... 45*
*VI.2.2. Caractéristiques du câble ..... 45*
*VI.2.3. Calcul du nombre des torons : (ELS) ..... 46*
VI.3. CALCUL DES PERTES ..... 49
*VI.3.1. Pertes instantanées : ..... 49*
*VI.3.2. Pertes différées ..... 50*
VI.4. Vérification des contraintes ..... 51
*VI.4.1. Vérification des contraintes normales : ..... 51*
*VI.4.2. Vérification des contraintes de cisaillement ..... 53*
VI.5. FERRAILLAGE PASSIF DE LA POUTRE A l'ELU : ..... 54
*VI.5.1. Ferraillage longitudinal des zones tendues : (par rapport à la flexion) ..... 54*
*VI.5.2. Ferraillage longitudinale de construction : (par rapport a la flexion) ..... 54*
*VI.5.3. Ferraillage transversale : (par rapport à l'effort tranchant) ..... 54*
CONCLUSION ..... 55
CHAPITRE VII : ETUDE DE L'HOURDI ET EQUIPEMENT DU TABLIER ..... 56
INTRODUCTION ..... 56
VII.1. Détermination des flèches ..... 56
*VII.1.1. Flèche due au poids propre : ..... 56*
*VII.1.2. Fleche due à la précontrainte (contreflèche) ..... 56*
VII.2. Etude de l'hourdi ..... 57
*VII.2.1. Introduction : ..... 57*
*VII.2.2. Résultats : ..... 57*
*VII.2.3. Ferraillage de l'hourdi ..... 58*
VII.3. Etude des équipements : ..... 59
*VII.3.1. Appareil d'appuis : ..... 59*
*VII.3.2. Dés d'appuis : ..... 62*
*VII.3.3. Joint de chaussée : ..... 63*
CONCLUSION ..... 64
CHAPITRE VIII : ETUDE SISMIQUE ..... 65
INTRODUCTION ..... 65
VIII.1. La méthode du spectre de réponse (analyse dynamique linéaire) ..... 65
VIII.2. Les spectres de réponse ..... 66
*VIII.2.1. Spectre de réponse de la composante horizontale ..... 66*
*VIII.2.2. Spectre de réponse de la composante verticale ..... 67*
VIII.3. Modes significatifs ..... 68
VIII.4. Combinaison des composantes de l'action sismiques ..... 69

CONCLUSION ..... 69
CHAPITRE IX : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE ..... 70
INTRODUCTION ..... 70
IX.1. Conception de l'infrastructure ..... 70
*IX.1.1. Etude de la pile ..... 70*
IX.2. etude de la culee ..... 76
*IX.2.1. Prédimensionnement de la culée ..... 76*
*IX.2.2. Évaluation des efforts agissants sur la culée : ..... 77*
*IX.2.3. Calcul du ferraillage : ..... 80*
*IX.2.4. Étude de la fondation ..... 85*
CONCLUSION ..... 88
CONCLUSION GENERALE ..... 89
BIBLIOGRAPHIE ..... 90
ANNEXE A : RAPPORT GEOTECHNIQUE ..... A
ANNEXE B : DETAIL DU DEVIS ..... B
ANNEXE C : MODELISATION ET RESULTATS DES EFFORTS ..... C
ANNEXE D : ETUDE DE LA PRECONTRAINTE ..... D
ANNEXE E : ETUDE SISMIQUE ..... E
ANNEXE F : FERAILLAGE ..... F

# LISTE DES FIGURES

FIGURE I. 1. VUE SYNOPTIQUE DE L'EMPLACEMENT DU PROJET ..... 2
FIGURE I. 2. TRACE EN PLAN ..... 3
FIGURE I. 3. PROFIL EN LONG ..... 3
FIGURE I. 4. PROFIL EN TRAVERS ..... 4
FIGURE I. 5. CARTE DES ZONES SISMIQUES EN ALGERIE ..... 4

FIGURE II. 1. COUPE TRANSVERSALE DE LA VARIANTE 01 ..... 7
FIGURE II. 2. VUE LONGITUDINALE DE LA VARIANTE 01 ..... 8
FIGURE II. 3. COUPE TRANSVERSALE DE LA VARIANTE 02 ..... 9
FIGURE II. 4. VUE LONGITUDINALE DE LA VARIANTE 02 ..... 10
FIGURE II. 5. COUPE TRANSVERSALE DE LA VARIANTE 03 ..... 11
FIGURE II. 6. VUE LONGITUDINALE DE LA VARIANTE 03 ..... 11

FIGURE III. 1. LES CARACTERISTIQUES DE LA VOIE ..... 20
FIGURE III. 2. CARACTERISTIQUE DE LA SURCHARGE BC ..... 22
FIGURE III. 3. CARACTERISTIQUE DE LA SURCHARGE BT ..... 23
FIGURE III. 4.CARACTERISTIQUES DE LA SURCHARGE MC120 ..... 24
FIGURE III. 5. CARACTERISTIQUE DE LA SURCHARGE D240 ..... 25

FIGURE IV. 1. LA DISPOSITION POUR LE MOMENT LE PLUS DEFAVORABLE DE LA SURCHARGE BC ..... 28
FIGURE IV. 2. DISPOSITION DE LA SURCHARGE BC POUR LE CALCUL DE L'EFFORT TRANCHANT ..... 29
FIGURE IV. 3. DISPOSITION DE LA CHARGE BT POUR TIRER LE MOMENT LE PLUS DEFAVORABLE ..... 30
FIGURE IV. 4. DISPOSITION DE LA CHARGE BT POUR UN TRANCHANT DEFAVORABLE ..... 31
FIGURE IV. 5. DISPOSITION DE LA CHARGE MC120 POUR UN MOMENT FLECHISSANT DEFAVORABL 32
FIGURE IV. 6. DISPOSITION DE LA CHARGE MC120 POUR UN EFFORT TRANCHANT DEFAVORABLE ..... 32
FIGURE IV. 7. DISPOSITION DE LA CHARGE D240 POUR UN MOMENT FLECHISSANT DEFAVORABLE ..... 33
FIGURE IV. 8. DISPOSITION DE LA CHARGE MC120 POUR UN MOMENT FLECHISSANT DEFAVORABL 33

FIGURE V. 1. SECTION EQUIVALENTE DE LA POUTRE ..... 36
FIGURE V. 2. POSITION ACTIVE DES POUTRES ..... 37
FIGURE V. 3. EXEMPLE DE CALCUL DE SURFACE POUR UNE CHARGE REPARTIE A(L) ..... 39
FIGURE V. 4. EXEMPLE DE CALCUL DE CALCUL POUR UNE CHARGE CONCERTEE BC ..... 39
FIGURE V. 5. MODEL ROBOT 3D DU TABLIER ..... 41
FIGURE V. 6. RESULTAT NUMERIQUE DU MMAX A L'ELU ..... 42
FIGURE V. 7. RESULTATS NUMERIQUES DU MMAX A L'ELS ..... 42

FIGURE VI. 1. PRINCIPE DE PRECONTRAINTE PAR PRE-TENSION ..... 43
FIGURE VI. 2. ETAPES DE REALISATION DE LA PRECONTRAINTE PAR PRE-TENSION ..... 44
FIGURE VI. 3. DISPOSITION DES TORONS ..... 47
FIGURE VI. 4. LES LIMITES DE CONTRAINTES DE LA CLASSE II ..... 47
FIGURE VI. 5. NOUVELLE DISPOSITION DES TORONS ..... 49

FIGURE VI. 6. CYCLE THERMIQUE DE LA THERMO-MATURATION DES POUTRES DE NOTRE PROJET ..50
FIGURE VI. 7.DISPOSITION DES CABLES GAINES ..... 52
FIGURE VI. 8. FERRAILLAGE PASSIF DE LA POUTRE ..... 55

FIGURE VII. 1. FLECHE DUE AU POIDS PROPRE ..... 56
FIGURE VII. 2. FLECHE DUE A LA PRECONTRAINTE ..... 56
FIGURE VII. 3. FLEHE MAXIMALE A L'ELS ..... 57
FIGURE VII. 4. MOMENT MAXIMUM A L'ELU ..... 58
FIGURE VII. 5. MOMENT MAXIMAL A L'ELS ..... 58
FIGURE VII. 6. FERRAILLAGE DE L'HOURDI ..... 58
FIGURE VII. 7. APPAREIL D'APPUIS EN ELASTOMERE FRITTEE ..... 59
FIGURE VII. 8. CATALOGUE ALGEX POUR LES DIMENSIONNEMENTS DES JOINT DE CHAUSSEE ..... 64
FIGURE VII. 9. JOINT DE TYPE TX120 ..... 64

FIGURE VIII. 1. MODELE MIDAS DE LA METHODE SPECTRALE VUE GENERALE ..... 66
FIGURE VIII. 2 MODELE MIDAS DE LA METHODE SPECTRALE VUE EN PLAN ..... 66
FIGURE VIII. 3. SPECTRE DE REPONSE HORIZONTAL ..... 67
FIGURE VIII. 4. SPECTRE DE REPONSE VERTICAL ..... 68
FIGURE VIII. 5 REPRESENTATION DU MODE DE VIBRATION 1 ..... 69
FIGURE VIII. 6 REPRESENTATION DU MODE DE VIBRATION 6 ..... 69

FIGURE IX. 2 ABAQUES DE WALTHER ..... 73
FIGURE IX. 3 DIMENSIONS DES ELEMENTS DE LA CULEE ..... 77
FIGURE IX. 4 PLAN DE FERRAILLAGE DE LA CULEE ..... 84
FIGURE IX. 5 PLAN DE FERRAILLAGE DE LA SEMELLE SOUS PILE ..... 86
FIGURE IX. 6 PLAN DE FERRAILLAGE DE LA SEMELLE SOUS CULEE ..... 87
FIGURE IX. 7 PLAN DE FERRAILLAGE DES PIEUX ..... 88

# LISTE DES TABLEAUX

TABLEAU II. 1. IMPLANTATION DES PILES ET CULEES DE LA VARIANTE 1 ..... 8
TABLEAU II. 2. PREDIMENSIONNEMENT DE LA VARIANTE MIXTE BIPOUTRES ..... 8
TABLEAU II. 3. IMPLANTATION DES PILES ET CULEES DE LA VARIANTE 2 ..... 10
TABLEAU II. 4. DETAILS DU PREDIMENSIONNEMENT DU TABLIER A POUTRES PRE-TENSION ..... 10
TABLEAU II. 5. IMPLANTATION DES PILES ET CULEES DE LA VARIANTE 3 ..... 12
TABLEAU II. 6. PREDIMENSIONNEMENT DES VOUSSOIRS ..... 12
TABLEAU II. 7. AVANTAGES ET INCONVENIENTS DE CHAQUE VARIANTE ..... 13
TABLEAU II. 8. ESTIMATION DU COUT TOTAL POUR CHAQUE VARIANTE ..... 14

TABLEAU III. 1. CARACTERISTIQUES DU BETON ..... 15
TABLEAU III. 2. LES CONTRAINTES ADMISSIBLES DU BETON A LA COMPRESSION A ELU ..... 16
TABLEAU III. 3. DEFORMATION LONGITUDINALE DU BETON ..... 16
TABLEAU III. 4. CONTRAINTES ADMISSIBLES DE TRACTION DES ARMATURES PASSIVES A ELU ..... 17
TABLEAU III. 5. CONTRAINTES ADMISSIBLES DE TRACTION DES ARMATURES PASSIVES A ELS ..... 17
TABLEAU III. 6. ÉVALUATION DES CHARGES PERMANENTES ET COMPLEMENTAIRES PERMANENTES 18
TABLEAU III. 7. LES CARACTERISTIQUES DE LA VOIE ..... 20
TABLEAU III. 8. LA CLASSE DU PONT PAR SA LARGEUR ROULABLE ..... 20
TABLEAU III. 9.LE COEFFICIENT A1 ..... 21
TABLEAU III. 10. COEFFICIENT A2 ..... 21
TABLEAU III. 11 LE COEFFICIENT BC ..... 22
TABLEAU III. 12. RESULTAT DE LA SURCHARGE BC ..... 23
TABLEAU III. 13. LE COEFFICIENT BT ..... 23
TABLEAU III. 14.RESULTAT DE LA SURCHARGE BT ..... 24
TABLEAU III. 15. RESULTATS DE CALCUL DE COEFFICIENT DE MAJORATION DYNAMIQUE ..... 25
TABLEAU III. 16. RESULTATS DE CALCUL DE L'EFFORT DE FREINAGE DE LA SURCHARGE A(L) ..... 26

TABLEAU IV. 1. RESULTATS DE CALCUL DES SOLLICITATIONS DUES AU POIDS PROPRE ..... 27
TABLEAU IV. 2. RESULTATS DE CALCUL DES SOLLICITATIONS DUES A LA SURCHARGE A(L) ..... 27
TABLEAU IV. 3. RESULTATS DE CALCUL DES SOLLICITATIONS DUES A LA SURCHARGE SUR TROTTOI . 28
TABLEAU IV. 4. RESULTATS DE CALCUL DU MOMENT DU A LA SURCHARGE BC ..... 29
TABLEAU IV. 5. RESULTATS DE CALCUL DES EFFORTS TRANCHANTS DU A LA CHARGE BC ..... 30
TABLEAU IV. 6. RESULTATS DE CALCUL DU MOMENT DU A LA SURCHARGE BT ..... 31
TABLEAU IV. 7. RESULTATS DE CALCUL DES EFFORTS TRANCHANTS DU A LA CHARGE BT ..... 31

TABLEAU V. 1. POSITIONS ACTIVES DES POUTRES ..... 37
TABLEAU V. 2. VALEURS DE K0 POUR Θ = 0.6 ..... 37
TABLEAU V. 3. VALEURS DE K1 POUR Θ = 0.6 ..... 38
TABLEAU V. 4. VALEURS DE KA POUR Θ = 0.6 ..... 38
TABLEAU V. 5. VALEURS DE KA POUR CHAQUE POUTRE ..... 38
TABLEAU V. 6. SURFACES SOUS LIGNES D'INFLUENCES TIREES PAR AUTOCAD ..... 40
TABLEAU V. 7. VALEURS DE KA MOY ..... 40
TABLEAU V. 8. VALEURS DES MOMENTS REELS ..... 40
TABLEAU V. 9. COMBINATIONS DE CHARGES A L'ELU ET ELS ..... 41
TABLEAU V. 10. COMPARAISON DES RESULTATS NUMERIQUES ET ANALYTIQUES ..... 42

TABLEAU VI. 1. CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DE LA SECTION....45
TABLEAU VI. 2. CARACTERISTIQUES DES CABLES....45
TABLEAU VI. 3. DONNEES RELATIVES A LA PRECONTRAINTE....46
TABLEAU VI. 4. INTERVALLES DE VERIFICATION DES CONTRAINTES....47
TABLEAU VI. 5. LES CONTRAINTES ADMISSIBLES....48
TABLEAU VI. 6. RESULTATS DE CALCUL ΣINF ET ΣSUP....48
TABLEAU VI. 7. TABLEAU RECAPITULATIF DES PERTES TOTALES....51
TABLEAU VI. 8. LES CONTRAINTES ADMISSIBLES....52
TABLEAU VI. 9. LES CONTRAINTES APPLIQUEES EN FONCTION DES DISTANCES ET DES PHASES. ....52

TABLEAU VII. 1. FERRAILLAGE TRANSVERSALE DE L'HOURDI....58

TABLEAU VIII. 1. VALEUR DE T1, T2, ET S POUR LA COMPOSANTE HORIZONTALE....67
TABLEAU VIII. 2. VALEUR DE T1 ET T2 POUR LA COMPOSANTE VERTICALE....67
TABLEAU VIII. 3. MODES SIGNIFICATIFS....68

TABLEAU IX. 1 LES DIMENSIONS DU CHEVETRE ET LA SEMELLE....70
TABLEAU IX. 2 IMPLANTATION ET HAUTEURS DES PILES....71
TABLEAU IX. 3 EVALUATIONS DES EFFORTS STATIQUES DE LA PILE LA PLUS SOLLICITEE....71
TABLEAU IX. 4 REACTIONS ET MOMENTS DUS AU SEISME A LA BASE DE PILE....72
TABLEAU IX. 5 COMBINAISON DES EFFORTS A LA BASE DE PILE....72
TABLEAU IX. 6 FERRAILLAGE TRANSVERSAL DE LA PILE....75
TABLEAU IX. 7 IMPLANTATION DES CULEES....76
TABLEAU IX. 8 ELEMENTS CONSTITUANTS LA CULEE ET LEURS DIMENSIONS....77
TABLEAU IX. 9 LES EFFORTS STATIQUES DU AU POIDS PROPRE....78
TABLEAU IX. 10 LES EFFORTS STATIQUES DU AU SURCHARGES....78
TABLEAU IX. 11 COMBINAISONS DE CHARGES A ELU POUR LA CULEE....79
TABLEAU IX. 12 COMBINAISONS DE CHARGES A ELS POUR LA CULEE....79
TABLEAU IX. 13 EFFORTS DU AU POIDS PROPRE CAS SISMIQUE....79
TABLEAU IX. 14 LES EFFORTS AGISSANTS SUR LE MUR FRONTAL....80
TABLEAU IX. 15 SECTION D'ACIER POUR LE MUR FRONTAL....81
TABLEAU IX. 16 FERRAILLAGE DU MUR FRONTAL....81
TABLEAU IX. 17 LES SOLLICITATIONS AGISSANT SUR LE MUR DE GARDE GREVE....82
TABLEAU IX. 18 FERRAILLAGE DU MUR GARDE GREVE....82
TABLEAU IX. 19 COMBINAISONS DE CHARGE SUR LE MUR DE RETOUR....83
TABLEAU IX. 20 FERRAILLAGE DU MUR RETOUR....83
TABLEAU IX. 21 COMBINAISON D'ACTIONS SUR LA DALLE DE TRANSITION....83
TABLEAU IX. 22 FERRAILLAGE DE LA DALLE DE TRANSITION....84
TABLEAU IX. 23 LES DIMENSIONS DE LA SEMELLE SOUS LA CULEE ET LA SEMELLE SOUS LA PILE....85
TABLEAU IX. 24 LES SOLLICITATIONS LES PLUS DEFAVORABLES SEMELLE SOUS CULEE....85
TABLEAU IX. 25 LES SOLLICITATIONS LES PLUS DEFAVORABLES SEMELLE SOUS PILE....86
TABLEAU IX. 26 FERRAILLAGE DE LA SEMELLE SOUS PILE....86
TABLEAU IX. 27 FERRAILLAGE DE LA SEMELLE SOUS CULEE....87
TABLEAU IX. 28 SOLLICITATIONS LES PLUS DEFAVORABLES DES PIEUX DE PILE....87
TABLEAU IX. 29 SOLLICITATIONS LES PLUS DEFAVORABLES DES PIEUX DE CULEE....87

# INTRODUCTION GENERALE

# INTRODCUTION GENERALE

Le développement des infrastructures de transport est un levier stratégique pour la croissance économique, l'intégration territoriale et la cohésion sociale d'un pays. En Algérie, ces dernières décennies ont été marquées par d'importants investissements dans les secteurs routier, autoroutier et ferroviaire, afin de répondre à la demande croissante de mobilité, de désenclaver certaines régions, et de renforcer les connexions interurbaines. Toutefois, le relief complexe et la diversité géographique du territoire algérien imposent la réalisation d'ouvrages d'art adaptés, capables de franchir des vallées, des oueds ou des zones urbaines à forte contrainte.

C'est dans ce contexte que s'inscrit notre projet de fin d'études intitulé : **"Conception et Étude de l'Ouvrage d'Art N°04 reliant Ras El Hamra à Oued Begret entre le PK 3+697.09 et le PK 4+012.19, implanté en zone côtière de la région de Annaba."** Ce projet vise à concevoir un viaduc permettant d'assurer la continuité du tracé routier dans une zone caractérisée par une topographie accidentée et des contraintes environnementales liées à la proximité du littoral.

L'objectif de ce mémoire est de réaliser une étude complète de cet ouvrage d'art, couvrant aussi bien les aspects géométriques et géotechniques que le dimensionnement structurel et le choix des matériaux.

Ce travail constitue l'aboutissement de notre parcours de formation au sein de **l'École Nationale Supérieure des Travaux Publics (ENSTP)**. Il représente une application concrète et intégrée des connaissances théoriques et pratiques acquises tout au long de notre cursus, notamment dans les domaines de la mécanique des structures, de l'analyse des matériaux, de la géotechnique, et du dimensionnement des ouvrages d'art. Ce projet nous a permis de mettre en œuvre une démarche d'ingénierie rigoureuse, en mobilisant des outils de calcul et de conception avancés, tout en tenant compte des normes techniques.

Cette thèse de fin d'études nous a également offert l'opportunité de développer notre capacité à analyser des problématiques complexes, à proposer des solutions adaptées, et à collaborer dans un cadre professionnel similaire à celui que nous rencontrerons dans notre futur métier d'ingénieur.

# CHAPITRE I :
# PRESENTATION DU PROJET

## INTRODUCTION :

Avant d'aborder les analyses techniques et les calculs de dimensionnement, il est essentiel, dans le domaine des travaux publics, de procéder à une collecte rigoureuse des données relatives au projet. Cette démarche permet de comprendre les contraintes du site ainsi que les caractéristiques propres à l'ouvrage étudié. Ce chapitre est ainsi dédié à la présentation du viaduc 4 faisant partie des travaux de la réalisation du chemin communal reliant RAS EL HAMRA et OUED BEGRAT de la wilaya de ANNABA.

L'impact de ce projet est important pour la dynamisation des activités récréatives et de détente dans la région et permettre une fluidité dans la circulation et le déplacement des visiteurs et estivants




**Figure I. 1. Vue synoptique de l'emplacement du projet**

## I.1. PRESENTATION DE L'OUVRAGE

Dans le cadre du projet de réalisation du chemin communal reliant Ain Achir (Ras El Hamra) à la plage de Jnen el bey (Oued Begret) sur 6Km, notre étude porte sur la conception et l'analyse du viaduc V4, situé entre les points kilométriques PK 3+697.09 et PK 4+012.19, sur une distance totale de 315 mètres. Ce viaduc vise à franchir un terrain fortement accidenté, nécessitant une solution technique adaptée à la topographie complexe du site.

## I.2. LES DONNEES GEOMETRIQUES DE L'OUVRAGE

### Trace en plan

Le tracé en plan représente la projection horizontale de l'ouvrage sur un repère topographique, permettant de définir sa géométrie. Dans notre projet, l'axe en plan se compose d'un alignement droit suivi d'une légère courbure

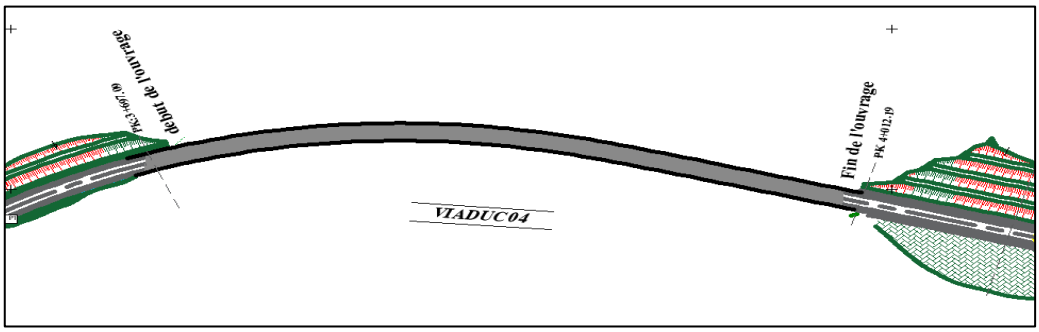



**Figure I. 2. Trace en plan**

### I.2.1. Profil en long

Le profil en long représente la vue verticale de l'ouvrage selon son axe, illustrant les variations d'altitude tout au long du tracé. Il permet de visualiser les pentes, les dénivelés et les points caractéristiques du terrain ou de l'infrastructure. Dans notre cas, le profil en long est rectiligne et présente une pente régulière de -0,89%.

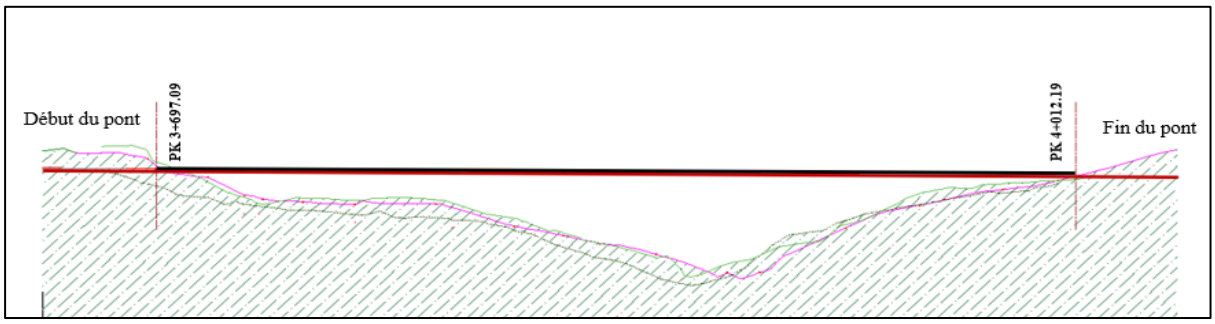



**Figure I. 3. Profil en long**

### I.2.2. Profil en travers

Le profil en travers correspond à la représentation de l'ouvrage dans le sens perpendiculaire à son axe. Il regroupe l'ensemble des éléments définissant la géométrie, l'aménagement et les équipements de la plateforme routière.

- Largeur totale de la plateforme : 11 m
- Largeur roulable : 8,2 m
- Largeur de voie : 3,6 m
- Trottoir : 1,4 m
- Dévers : 3 %

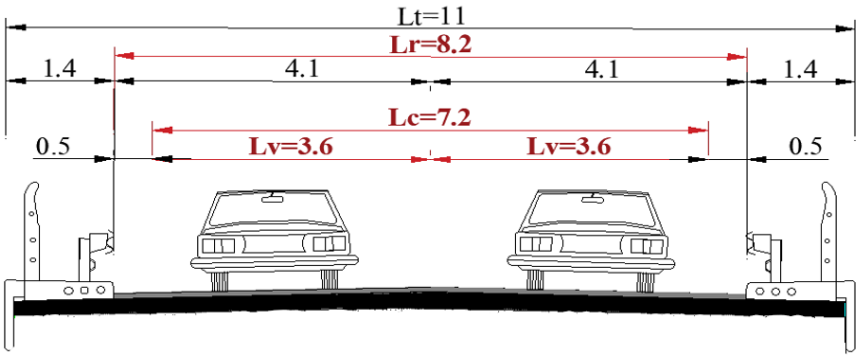



**Figure I. 4. Profil en travers**

## I.3. LES DONNEES NATURELLES DE L'OUVRAGE

### I.3.1. Données topographiques

L'ouvrage est implanté dans une zone côtière dans un terrain montagneux accidenté.

### I.3.2. Données sismologiques

L'ouvrage est implanté dans la wilaya d'Annaba et plus exactement dans la zone côtière

Ras El Hamra qui est considérée une zone de sismicité moyenne IIa avec un coefficient d'accélération sismique a=0,2.

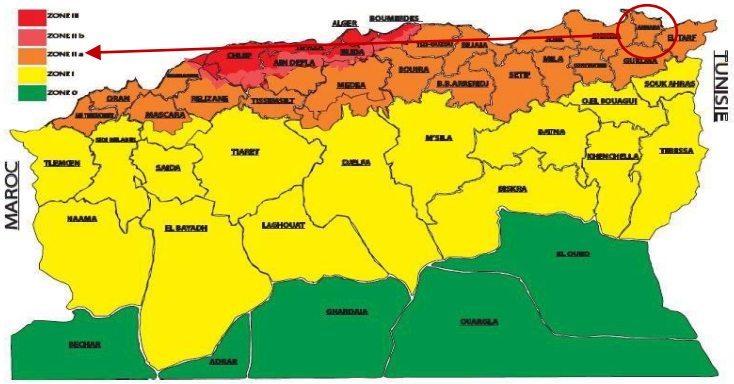



**Figure I. 5. Carte des zones sismiques en Algérie**

**Tableau I. 1 coefficient d'accélération sismique**

| Groupe de pont | Zone sismique | | | |
|---|---|---|---|---|
| | I | IIa | IIb | III |
| 1 | 0.15 | 0.25 | 0.30 | 0.40 |
| 2 | 0.12 | 0.20 | 0.25 | 0.30 |
| 3 | 0.10 | 0.15 | 0.20 | 0.25 |

### I.3.3. Données géotechniques

Les investigations géotechniques réalisées par sondages carottés ont permis de mettre en Les investigations géotechniques réalisées par des essais in-situ sur 20m ont permis de mettre en évidence la stratigraphie du sol sur l'ensemble de la zone étudiée. Il ressort de ces sondages que le sol est constitué de deux principales couches géologiques, dont l'épaisseur et la profondeur varient en fonction du relief irrégulier et accidenté du terrain.

- **Couche 1 :** Couche meuble composée de sable et d'argile limoneuse, de couleur brunâtre à rougeâtre. Elle représente la couverture pédologique superficielle du site.
- **Couche 2 :** Formation rocheuse constituée de gneiss, contenant du mica et du quartz. Elle forme le substratum plus stable situé sous la couche meuble.

➢ Le site est classé en catégorie S3 (site meuble)

### I.3.4. Données climatiques

La wilaya d'Annaba a un climat subdivisé en deux variantes :

- La partie nord caractérisée par un hiver doux
- La partie sud caractérisée par un hiver chaud

- **Température :**

La température de la zone d'étude doit être prise en considération lors des calculs des ouvrages, elle a un effet au niveau des joints de chaussée et des appareils d'appui spécialement. La wilaya d'Annaba connait durant la saison d'été une température moyenne de 30°C et à la saison d'hiver une moyenne de11°C

- **Pluviométrie :**

La région connait en moyenne 36mm d'eau de pluie par mois dans les saisons hivernales

- **L'humidité :**

L'humidité ambiante dans la région varie entre 55 % et 75 % et avec la présence de l'air marin les risques de corrosion des armatures sont élevés. Des dispositions constructives adaptées tel qu'un enrobage renforcé, doivent donc être prévues pour assurer la durabilité de l'ouvrage.

- **Vent :**

La vitesse moyenne enregistrée dans la région varie entre 16 et 20 km/h et Selon le RCPR une surcharge de 1,25 kN/m² est prise en compte pour les structures en cours de construction, et de 2 kN/m² pour les ouvrages en service.

## CONCLUSION

Ce chapitre a permis de présenter les données naturelles et fonctionnelles relatives à l'ouvrage, notamment sa localisation, les caractéristiques du site et les contraintes environnementales. L'étude du site d'implantation constitue une étape essentielle, car elle conditionne les choix de conception à adopter.

# CHAPITRE II :
# CONCEPTION ET PREDIMENSIONNEMENT

## INTRODUCTION

La conception d'un pont est une phase clé d'un projet d'ouvrage d'art, reposant sur une démarche itérative qui vise à optimiser la solution en intégrant les contraintes du site, les exigences d'usage et les conditions d'exécution. L'ingénieur concepteur joue un rôle central en analysant les paramètres techniques, fonctionnels et environnementaux pour proposer des variantes réalisables et économiquement viables.

L'objectif de ce chapitre est donc de proposer trois variantes de conception adaptées au site du projet, en s'appuyant sur les recommandations techniques et sur une analyse multicritère. À partir de cette analyse, une solution sera retenue pour faire l'objet d'un dimensionnement détaillé, garantissant la conformité de l'ouvrage aux exigences réglementaires et aux contraintes du site.

Les variantes envisagées sont les suivantes :

- Pont mixte bipoutres
- Pont à poutres préfabriquées précontraint par pré-tension
- Pont en béton précontraint construit par encorbellement successif

## II.1. VARIANTE 01 : TABLIER MIXTE BIPOUTRES

### II.1.1. Présentation de la variante :

Un pont mixte bipoutres est un pont dont le tablier est formé de raidisseurs en acier en partie inférieure et d'une dalle en béton armé ou précontrainte en partie supérieure.

Les raidisseurs peuvent être soit des profilés métalliques laminés, soudés ou rivetés, à âmes pleines ou ajourées, soit des poutres en treillis et dispose parfois de poutres transversales appelée entretoises ou pièces de pont, reliant les raidisseurs principaux.

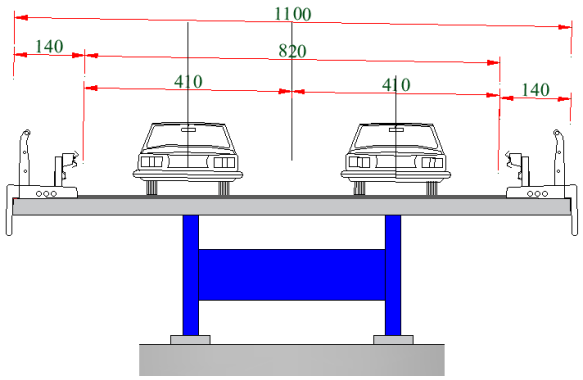



**Figure II. 1. Coupe transversale de la variante 01**

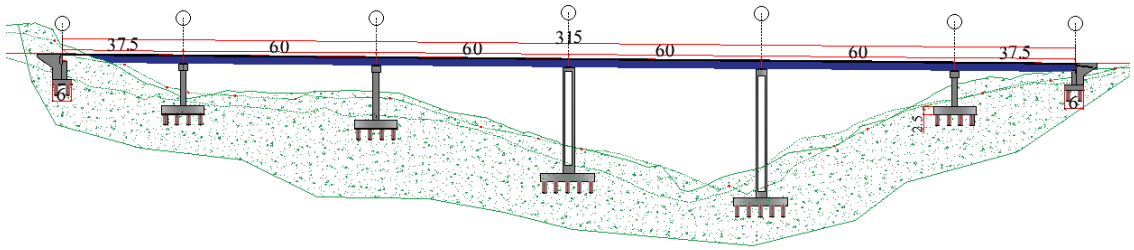



**Figure II. 2. Vue longitudinale de la variante 01**

### II.1.2. Implantation des appuis (piles et culées) :

Pour cette variante on a 4 travées principales de 60m et 2 travées de rive de 37,5m

**Tableau II. 1. Implantation des piles et culées de la variante 1**

| **Appuis** | **PK** | P3 | PK 3+854.5 |
|---|---|---|---|
| C1 | Pk 3+697 | P4 | PK 3+914.5 |
| P1 | PK 3+734.5 | P5 | PK 3+974.5 |
| P2 | PK 3+794.5 | C2 | PK 4+012 |

### II.1.3. Prédimensionnement de la superstructure

Il est important de noter que la largeur du tablier est de 11 m (pas très large), une solution consiste à appuyer la dalle sur les deux poutres seulement, reliées entre elles par des entretoises.

Dans le cas d'un ouvrage entretoisé, la dalle peut être d'une hauteur constante ou variable. On adopte une hauteur constante de 25 cm.

**Tableau II. 2. Prédimensionnement de la variante mixte bipoutres**

| ÉLEMENT | | CONDITION | RESULTATS |
|---|---|---|---|
| Entraxe des Poutres | | a≤ 0.4b | b=4m |
| La hauteur du PRS | | Hp = L/25 | Hp = 2.4 m |
| Semelle supérieure | La largeur | 400 ≤ b ≤ 1000mm. | b = 600 mm |
| | L'épaisseur | 20 ≤ ts ≤ 150mm. | t = 30 mm |
| Semelle inférieure | La largeur | 500 ≤ b ≤ 1200mm. | b = 800 mm |
| | L'épaisseur | 20 ≤ ti ≤ 150mm. | t = 40 mm |
| Epaisseur de l'âme | | tw ≥ 0.005hw | tw = 25 mm |

### II.1.4. Prédimensionnement estimatif de l'infrastructure

- **Piles :**

Deux types de piles ont été considérés :

Piles rectangulaires à section pleine pour les cas standards.

Piles rectangulaires à section évidée pour les longueurs importantes, afin de réduire le poids propre de la structure.

- **Culées :**

Utilisation de culées standards de hauteur :

4,5 m pour la zone de remblais modérés.

5,5 m pour la zone nécessitant un appui plus important.

- **Fondations profondes (pieux) :**

Pieux circulaires de diamètre 1,20 m.

Longueur des pieux estimée à 15 m, adaptée aux conditions géotechniques présumées du site.

## II.2. VARIANTE 02 : TABLIER A POUTRES EN BETON PRECONTRAINT (PRE-TENSION)

### II.2.1. Présentation de la variante :

Les ponts à poutres préfabriquées en béton précontraint par pré-tension (PRAD) sont largement utilisés pour les franchissements de courte à moyenne portée, généralement entre 10 et 40 mètres. Leur principe repose sur l'utilisation de poutres en béton fabriquées à l'avance en usine, dans lesquelles des câbles sont tendus avant le coulage du béton.

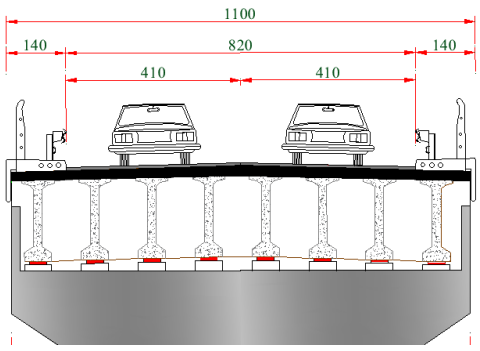



**Figure II. 3. Coupe transversale de la variante 02**

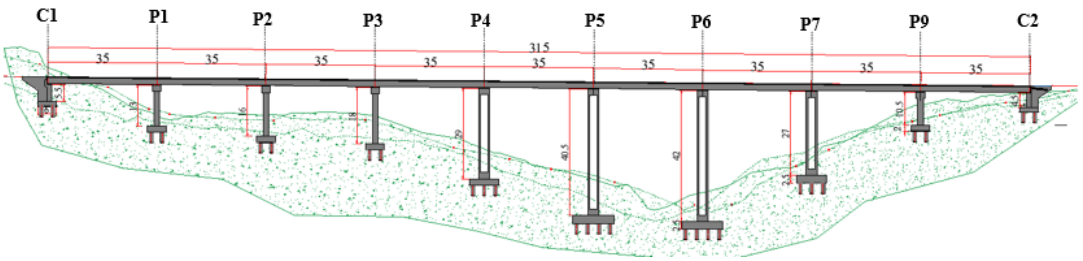



**Figure II. 4. Vue longitudinale de la variante 02**

### II.2.2. Implantation des appuis (piles et culées) :

Pour cette variante on a 9 travées isostatiques de longueurs identiques de 35 m.

**Tableau II. 3. Implantation des piles et culées de la variante 2**

| Appui | PK | Appui | PK |
|---|---|---|---|
| C1 | PK 3+700 | P5 | PK 3+875 |
| P1 | PK 3+735 | P6 | PK 3+910 |
| P2 | PK 3+770 | P7 | PK 3+945 |
| P3 | PK 3+805 | P8 | PK 3+980 |
| P4 | PK 3+840 | C2 | PK 4+015 |

### II.2.3. Prédimensionnement de la superstructure

**Tableau II. 4. Détails du prédimensionnement du tablier a poutres pré-tension**

| Élément | Ration usuel | | Valeur |
|---|---|---|---|
| **Longueur de la poutre :** D'après le PRAD On peut aller jusqu'à 40m si on possède une bonne maitrise de la technique de fabrication et de mise en place | | | 35m |
| Hauteur de la poutre | L/20 < Hp <L/18 | 1,75 < Hp < 1,95 | 1,9m |
| Entraxe des poutres | 1.4 m < λ < 2.5 m | | 1.36m |
| Nombre de poutre | N = L/λ + 1 | N = 11/1.36 + 1 | 8 |
| Hauteur totale du tablier (poutre+dalle) | Ht = Hp + e | Ht = Hp + e | 2.12cm |
| Epaisseur de la dalle | 20 ≤ e ≤ 30 | 20 ≤ e ≤ 30 | 22cm |
| Largeur de la table de compression | b ≥ 0,6 × Hp | | 76cm |
| Epaisseur de la table de compression | 10 cm ≤ e1 ≤ 15 cm | 10 cm ≤ e1 ≤ 15 cm | 7cm |
| Epaisseur du talon | 10 cm ≤ Et ≤ 20 cm | 10 cm ≤ Et ≤ 20 cm | 20cm |
| Largeur du talon | 60 cm ≤ bt ≤ 90 cm | 60 cm ≤ bt ≤ 90 cm | 64cm |
| Epaisseur de l'âme b0 | 18 cm ≤ b0 ≤ 25 cm | 18 cm ≤ b0 ≤ 25 cm | 20cm |

### II.2.4. Prédimensionnement de l'infrastructure

En vue des paramètres liés aux conditions du site. La nature du sol, relativement meuble, ainsi que le terrain accidenté et la hauteur importante des remblais.

On a opté pour des fondations profondes, des pieux avec des semelles de liaison pour assurer la stabilité de l'ouvrage, avec un type de pile évidée pour les piles élancées afin d'alléger le poids. La hauteur des piles varie entre 10 et 42m selon le terrain naturel

## II.3. VARIANTE 03 : PONT EN VOUSSOIRS A HAUTEURS CONSTANTES

### II.3.1. Présentation de la variante

Le pont en voussoirs est un pont en béton précontraint construit par assemblage progressif de segments appelés voussoirs.

Ceux-ci peuvent être coulés sur place dans des coffrages mobiles ou préfabriqués, puis installés à l'aide d'équipements adaptés.

La méthode par encorbellements successifs consiste à construire le tablier élément par élément, symétriquement à partir des piles, sans appui au sol.

La stabilité est assurée à chaque étape par des câbles de précontrainte, principalement placés dans la partie supérieure de la poutre. Le tablier se comporte mécaniquement comme une poutre continue.

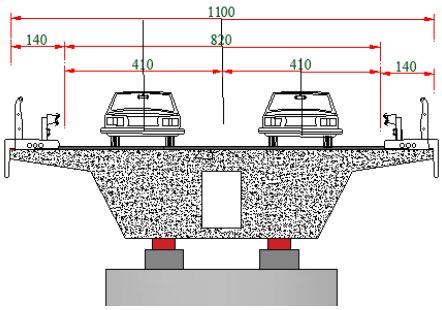



**Figure II. 5. Coupe transversale de la variante 03**

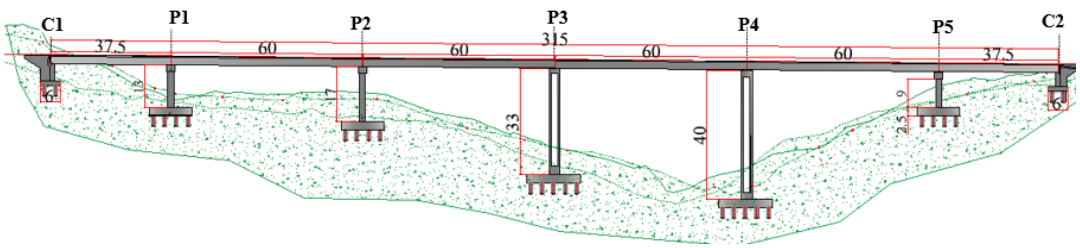



**Figure II. 6. Vue longitudinale de la variante 03**

### II.3.2. Implantation des piles et culées

Selon les recommandations du guide SETRA relatif aux ponts en béton précontraint construits par encorbellements successifs à section constante, la longueur maximale des travées ne doit pas dépasser 65 à 70 mètres. Par ailleurs, les travées de rive sont généralement plus longues qu'un demi-fléau, avec une longueur additionnelle représentant environ 10 à 20 % de celle des travées principales.

- On prend la longueur de travée principale **L=60m** ce qui donne un ouvrage de 4 travées principales de $\mathbf{L_{princip}=60m}$ et 2 travées de rive de $\mathbf{L_{rive}=37,5m}$

**Tableau II. 5. Implantation des piles et culées de la variante 3**

| Piles | PK | Piles | PK |
|---|---|---|---|
| C1 | Pk 3+697 | P4 | PK 3+914.5 |
| P1 | PK 3+734.5 | P5 | PK 3+974.5 |
| P2 | PK 3+794.5 | C2 | PK 4+012 |
| P3 | PK 3+854.5 | | |

### II.3.3. Prédimensionnement de la superstructure

**Tableau II. 6. Prédimensionnement des voussoirs**

| Dimensions | | Ration usuel | | Valeur |
|---|---|---|---|---|
| Largeur du voussoir | | **B** | 1100 | 1 100 |
| Largueur de l'encorbellement | | **C**= B/4 | 1100/4 | 275 |
| Entraxe des âmes | | **D**=B - 2C | 1100 – 2x275 | 550 |
| Epaisseurs de l'hourdis supérieur | $\mathbf{e_1}$ | $\mathbf{e_1} \geq$ 16 à 18 cm | $e_1 \geq$ 16 à 18 cm | 18 |
| | $\mathbf{e_2}$ | $C/8 \leq \mathbf{e_2} \leq C/7$ | $275/8 \leq e_2 \leq 275/7$ | 35 |
| | $\mathbf{e_3}$ | $\mathbf{e_3} > 1,5 \times e_4$ | $e_3 > 1,5 \times 20$ | 35 |
| | $\mathbf{e_4}$ | $D/30 \leq \mathbf{e_4} \leq D/25$ | $550/30 \leq e_4 \leq 550/25$ | 20 |
| Inclinaison de l'âme | | $10\% \leq \boldsymbol{\beta} \leq 30\%$ | $10\% \leq \beta \leq 30\%$ | 17.64% (10°) |
| Gousset supérieur | | $30° < \boldsymbol{\alpha} < 45°$ | $30° < \alpha < 45°$ | 30° |
| Gousset inférieur | | $40° < \boldsymbol{\beta} < 45°$ | $40° < \beta < 45°$ | 40° |
| Epaisseur de l'âme $E_a$ | | $\mathbf{E_a} \geq 26 + L/500$ | | 45 |
| Epaisseur de L'hourdis | **Sur pile $E_P$** | $35 < \mathbf{E_P} < 80$ cm | $35 < E_P < 80$ cm | 60 |
| | **A la clef $E_c$** | $\mathbf{E_c} \geq 1/3\ E_P$ | $E_c \geq 1/3\ E_P$ | 25 |
| Hauteur de voussoir | **Sur pile** | **H**=L/17 | **H**=600/17 | 352.94 |
| | **A la clef** | **H**=L/32 | **H**=600/32 | 187.5 |

### II.3.4. Prédimensionnement de l'infrastructure

Pour la variante à voussoirs, on a opté pour la même configuration d'infrastructure (piles, culées et fondations) que celle adoptée pour la solution en bipoutres mixtes, afin de permettre une comparaison cohérente entre les deux options.

## II.4. ANALYSE MULTICRITERE

L'analyse multicritère est une méthode de comparaison des variantes envisagées pour notre projet

Elle met côté à côte les avantages et inconvénients de chaque variante basée sur différents critères afin de retenir la variante optimale

**Tableau II. 7. Avantages et inconvénients de chaque variante**

| Variante | Avantages | Inconvénients |
|---|---|---|
| **Pont mixte acier-béton bipoutres** | - Franchissement de grandes portées.<br>- Structure légère → transport facilité.<br>- Rapidité d'exécution. - Peu d'échafaudage.<br>- Qualité architecturale. - Adapté aux courbes.<br>- Possibilité d'extension/réparation. | - Entretien périodique requis (corrosion, fatigue).<br>- Main d'œuvre qualifiée nécessaire (soudure, assemblage).<br>- Coût très élevé.<br>- Sensibilité aux gradients thermiques.<br>- Risque de flambement et voilement pendant le montage. |
| **Pont à poutres PRAD préfabriquées précontraintes (par pré-tension)** | - Mode de construction rapide et économique.<br>- Facilité de préfabrication → contrôle qualité améliorée.<br>- Moins d'échafaudages, bon réemploi des coffrages.<br>- Insensible aux tassements différentiels et au gradient thermique.<br>- Fabrication indépendante du reste du chantier. | - Déformation par fluage.<br>- Multiplication des joints et des appuis → moins esthétique et plus coûteux.<br>- Mise en tension obligatoire avant décoffrage.<br>- Mise en place difficile dans un site traversé par un oued. |

| | | |
|---|---|---|
| **Pont en béton précontraint construit par encorbellements successifs (pont voussoirs)** | - Grande portée, peu de piles nécessaires.<br>- Adapté aux franchissements complexes (vallées profondes, rivières larges).<br>- Esthétique soignée et forme élancée.<br>- Permet la construction en courbe.<br>- Réduction du coffrage, possibilité de multiplier les fronts de travail. | - Exécution lente à cause des nombreux voussoirs.<br>- Main d'œuvre qualifiée indispensable (précontrainte, pose des gaines).<br>- Entretien difficile après sinistre (séismes, gros dégâts).<br>- Conditions de réalisation difficiles (coulage sur place, cintres). |

En plus de tous les critères de choix, en Algérie, le coût est un critère essentiel, il donne une idée sur le montant de l'ouvrage ce qui permis de choisir la bonne conception la plus économique

Pour l'estimation des coûts des différentes variantes on a réalisé un devis quantitatif et estimatif pour chacune de ces variantes, on s'est basé sur le calcul du volume des matériaux utilisés dans les trois variantes, puis l'estimation du coût à l'aide des prix unitaires inspirés des marchés de la SAPTA.

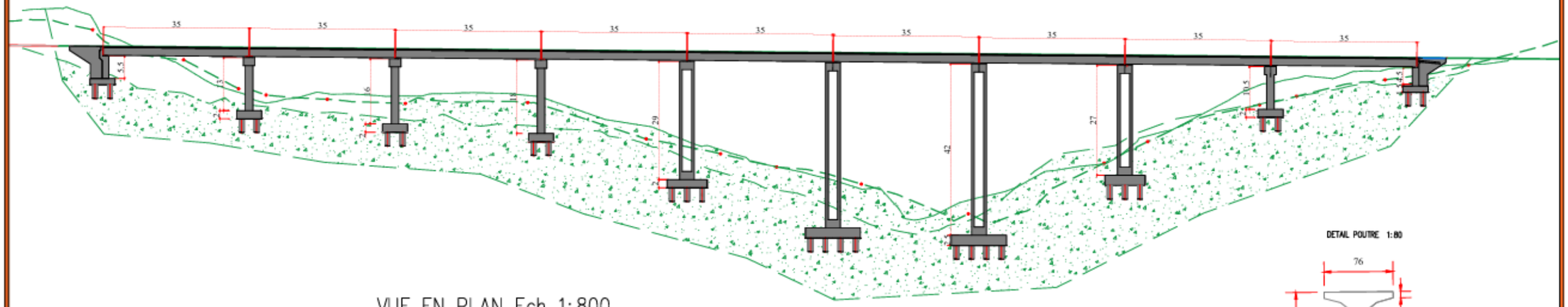
**Tableau II. 8. Estimation du cout total pour chaque variante**

| Variantes | Cout en DA |
|---|---|
| Variante 01 (pont **mixte acier béton en bipoutres**) | 1 389 209 159.45 |
| Variante 02 (pont a poutres **précontraintes par pré-tension**) | 617 267 559.65 |
| Variante 03 (pont **voussoir hauteur constante**) | 666 690 050.60 |

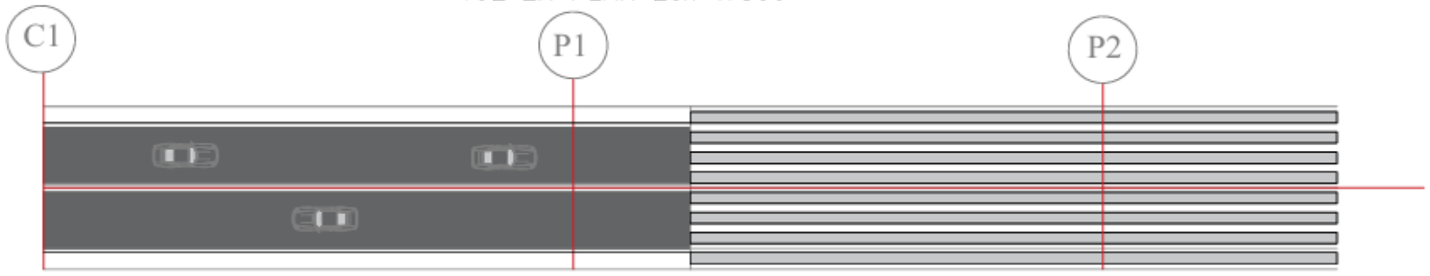
## CONCLUSION

Le prédimensionnement des trois variantes et l'analyse multicritères de celles-ci nous orientent vers la solution la plus avantageuse offerte par la variante N°2 (**pont a poutres précontraintes par pré-tension**) qui fera, désormais, l'objet de notre étude définitive.

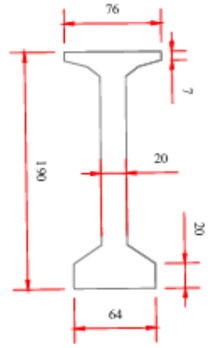
COUPE LONGITIDUNALE Ech 1:1000



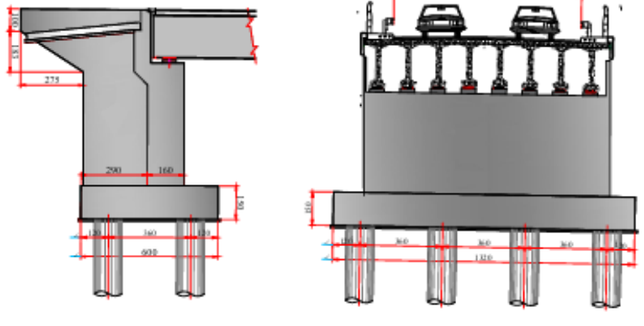
VUE EN PLAN Ech 1:800



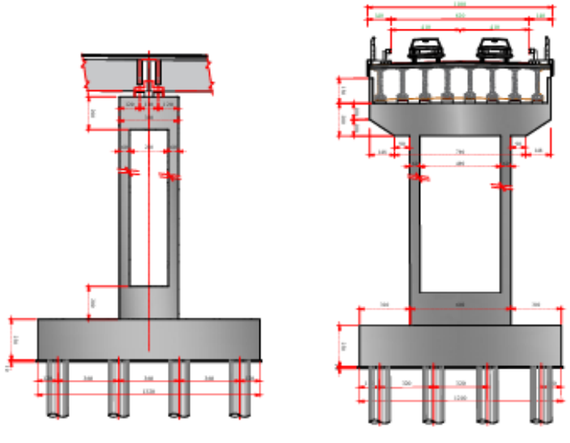

DETAIL POUTRE 1:80



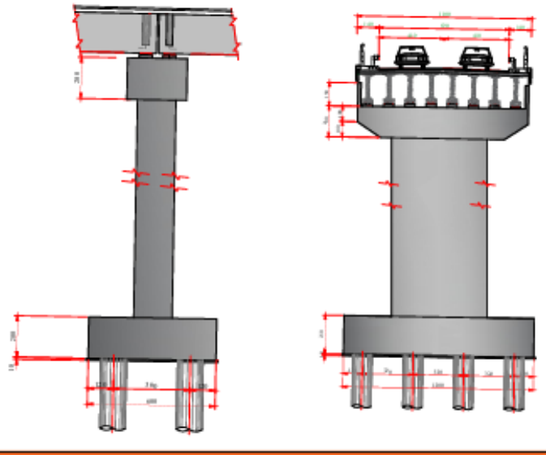

COUPE SUR CULEE Ech 1:250



COUPE SUR PILE EVIDEE Ech 1:250



COUPE SUR PILE PLEINE Ech 1:250




ENSTP
Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics
National School of Build and Ground works engineering

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


| PROJET DE FIN D'ETUDES | Réalisé par | Encadré par | Département | Département | Année universitaire |
|---|---|---|---|---|---|
| Conception et Étude de l'Ouvrage d'Art N°04 reliant Ras El Hamra à Oued Begret Annaba | LOUNI Yassmine<br>YAHIAOUI Liticia | MR Sebbah | DIB | DMS | 2024 / 2025 |

# CHAPITRE III :
# CHARGE ET SURCHARGES

## INTRODUCTION

L'ouvrage doit tenir tant qu'en phase de service, qu'en phase de construction sous l'effet des différentes actions (surcharges routières, superstructure, surcharges de trottoirs) y compris son poids propre qui dépend du choix des matériaux de construction. Dans ce chapitre, on va citer les règlements et les caractéristiques des matériaux (béton, aciers passifs, acier actifs) qui vont être utilisés dans le calcul du pont, puis nous évaluerons également les différentes charges et surcharges qui agissent sur notre ouvrage.

## III.1. NORMES ET REGLES DE CALCUL

Le dimensionnement de notre ouvrage sera effectué conformément aux règles appliquées en Algérie :

- 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
- RCPR : Règles définissant les charges à appliquer pour le calcul et les éprouves des ponts routes
- RPOA 2008 : Règles parasismiques applicables au domaine des ouvrages d'Art
- Fascicule 62 - Règles techniques de conception et de calcul des fondations des ouvrages de génie civil.
- Guide technique SETRA PRAD

### III.1.1. Le béton :

#### III.1.1.1. Caractéristiques du matériau

**Tableau III. 1. Caractéristiques du béton**

| | Superstructure | Infrastructure |
|---|---|---|
| $fc28$ | 40 | 35 |
| $ft28$ | 3 | 2.7 |

- La densité du béton est de 25 kN/m3.
- La densité du béton bitumineux est de 24 kN/m3.

### III.1.1.2. Contrainte admissible

- **A l'état limite ultime (ELU) :**

D'après BAEL : $\mathbf{f_{bu}} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b}$

**θ :** coefficient dépendant de la durée probable d'application de la combinaison d'action considérée.

$\Rightarrow \theta = 1$ t >24 h.

$\Rightarrow \theta = 0,9$ 1h ≤ t ≤ 24h.

$\Rightarrow \theta = 0,85$ t < 1h

**Tableau III. 2. Les contraintes admissibles du béton à la compression à ELU**

| $\gamma_b$ | 1,5 (situation durable ou transitoire) | 1,15 (situation accidentelle) |
|---|---|---|
| Superstructure | 22.67 | 29.56 |
| Infrastructure | 19.83 | 25.86 |

- **A l'état limite de service (ELS) :**

$\sigma_{bc} = 0,67 \cdot f_{c28}$

Pour la superstructure ; $\sigma_{bc} = 26.8MPa$

Pour l'infrastructure ; $\sigma_{bc} = 23.45MPa$

### III.1.1.3. Déformation longitudinale du béton

On considère un module de déformation longitudinale pour le béton "Eij" défini par les règles B.A.E.L comme ce qui suit :

**Tableau III. 3. Déformation longitudinale du béton**

| | Superstructure | Infrastructure |
|---|---|---|
| Eij = 11000 $\sqrt[3]{fcj}$ (déformation instantanée du béton < 24h) | 37619.47MPa | 35981.73 MPa |
| Eij = 3700 $\sqrt[3]{fcj}$ (déformation sous chargement de langue durée) | 12653.82MPa | 12102.94MPa |

### III.1.2. Armatures passives :

#### III.1.2.1. Caractéristiques du matériau

Ce sont des aciers à haute adhérence de nuance Fe E500

- La limite d'élasticité : Fe = 500 MPa
- Modules de la déformation élastique : Es = 200000 MPa

#### III.1.2.2. Contrainte admissible

- **A l'état limite ultime (ELU) :**

**Tableau III. 4. Contraintes admissibles de traction des armatures passives a ELU**

| $\gamma s$ | 1 ($Combinaison\ accidentelle$) | 1.15 ($Combinaison\ fondamentale$) |
|---|---|---|
| $\overline{\sigma s} = fe/\gamma s$ (MPa) | 500 | 434.78 |

- **A l'état limite de service (ELS) :**

**Tableau III. 5. Contraintes admissibles de traction des armatures passives à ELS**

| Fissuration | Contrainte | Superstructure | Infrastructure |
|---|---|---|---|
| Préjudiciable | $\sigma s$=min ($\frac{2}{3}fe$,110$\sqrt{\eta ftj}$) | 240.99 | 228.63 |
| très préjudiciable | $\sigma s$=min ($\frac{1}{2}fe$,90$\sqrt{\eta ftj}$) | 197 .18 | 187.06 |

Avec : η = 1.6 pour HA

### III.1.3. Armatures de précontraintes :

Concernant notre ouvrage, Les aciers utilisés pour la précontrainte sont des aciers À très haute résistance qu'on appelle aciers durs et qui ont la plus forte teneur en Carbone. Alors on utilise des câbles **T15.**

- **Fprg :** Limite de rupture de l'acier de précontrainte= 1860 MPa.
- **Fpeg :** Limite d'élasticité de l'acier de précontrainte= 1640 MPa.
- **Section nominale :** T15 = 140 mm²
- $\sigma P_0 \leq$ 1558 MPa

## III.2. EVALUATION DES CHARGES ET SURCHARGES

Selon le RCPR (Règles définissant les Charges à appliquer pour le calcul et les épreuves des Ponts Routes), les actions appliquées à un pont se répartissent en trois catégories :

- Les actions hors trafic, comprenant :
  - Les charges permanentes (CP)
  - Les charges complémentaires permanentes (CCP)
  - Les actions variables
- Les actions dues au trafic, correspondant aux charges d'exploitation imposées par la circulation, qui peuvent être modélisées à travers différents systèmes de charge :
  - Système de charge A.
  - Système de charge B
  - Charges militaires : convoi Mc120.
  - Charge exceptionnelle : convoi type D240.

### III.2.1. Evaluation des charges hors trafic

#### III.2.1.1. Charges permanentes et complémentaires

**Tableau III. 6. Évaluation des charges permanentes et complémentaires permanentes**

| | Formule | $L$(m) | $l$(m) | $e$(m) | $\rho$(KN/m3) | S(m2) | N | G(KN) | G(KN/ml) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Charges permanentes | | | | | | | | | |
| La poutre | $\rho \times L \times S$ | 35 | / | / | 25 | 0,57 | 8 | 3990 | 114 |
| La dalle | $e_d \times L \times l \times \rho$ | 35 | 11 | 0,22 | 25 | / | / | 2117,5 | 60,5 |
| Total des charges permanentes | | | | | | | | 6107,5 | 174,5 |

| Charges complémentaires permanentes | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Revêtement | $\rho_r \times L \times l_r \times e_r$ | 35 | 8,20 | 0,08 | 24 | / | / | 551,04 | 15,744 |
| Trottoirs | $\rho_b \times e_t \times L \times l_t$ | 35 | 1,40 | 0,25 | 25 | / | 2 | 612,5 | 17,5 |
| Corniches | $S_c \times \rho_b \times L_c$ | 35 | / | / | 25 | 0,1 | 2 | 175 | 5 |
| Glissières de sécurité | $P_{gl} \times L$ | 35 | / | / | 2 | / | 2 | 140 | 4 |
| Total des charges complémentaires permanentes | | | | | | | | 1478,54 | 42,244 |
| Poids total du tablier | | | | | | | | 7586,04 | 216,744 |

### III.2.1.2. Actions thermiques

Les variations de température exercent des efforts importants sur les ouvrages, notamment les tabliers.

Deux types d'actions thermiques sont à considérer : les variations uniformes de température et les gradients thermiques verticaux.

En climat tempéré, comme dans le nord de l'Algérie, on adopte une variation uniforme de température de +35 °C à –15 °C, ce qui conduit à une amplitude de ΔT = +20 °C ou –30 °C à prendre en compte dans les calculs.

De plus, une variation journalière rapide de ±10 °C est considérée.

Concernant les gradients thermiques, dus à un échauffement ou refroidissement unilatéral de courte durée, le RCPR recommande pour les tabliers en béton un gradient de ±12 °C en phase de construction et de ±7 °C en phase de service, à appliquer sur la hauteur de la section de la structure

### III.2.2. Actions dues au trafic

**Caractéristiques du Pont :**

**Tableau III. 7. Les caractéristiques de la voie**

| Caractéristique | Description | Valeur |
|---|---|---|
| Largeur roulable (lr) | Largeur disponible pour le trafic, mesurée entre les dispositifs de retenue ou bordures. | Lr = 8,20m |
| Largeur chargeable (lc) | C'est lr moins 0,50 m de chaque côté (zone de sécurité). Si pas de glissière/barrière → lr = lc. | lc = 7,20m |
| Nombre de voies | N = (lc / 3) = 7,20/3 | 2 voies |
| Largeur de la voie | Largeur de la voie V = (lc / N) = 7,20/2 | 3,6m |

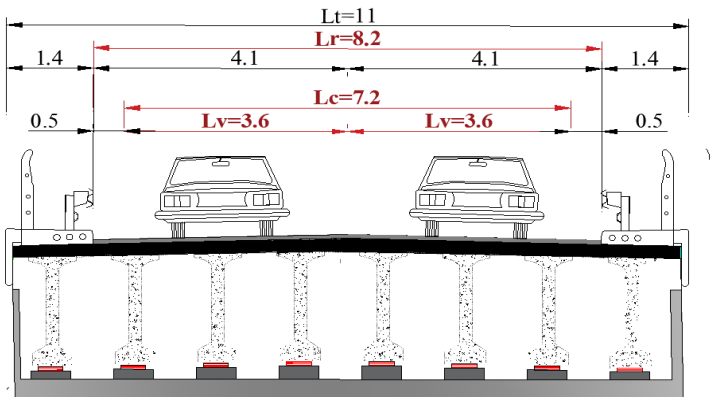



**Figure III. 1. Les caractéristiques de la voie**

**Classes du pont-route**

**Tableau III. 8. La classe du pont par sa largeur roulable**

| Classe du pont | Largeur |
|---|---|
| **Première classe** | Largeur ≥ 7 m |
| **Deuxième classe** | Largeur ∈ (5,5 m ; 7 m) |
| **Troisième classe** | Largeur ≤ 5,5 m |

### III.2.2.1. Système de charges A (charge répartie)

- **Définition :** Charge uniforme appliquée sur une ou plusieurs voies.
- **Formule de base :**

A(l) = 2,30 + 360 / l+12 (KN/m²) ; (l = longueur chargée en mètres =34m)

A(l) = 10,126 (KN/m²)

- **Coefficient α1**

Ce coefficient dépend du nombre de voies et de la classe du pont :

**Tableau III. 9.Le coefficient α1**

| | 1 voie | 2 voies | 3 voies | 4 voies | 5 voies |
|---|---|---|---|---|---|
| 1ere | 1 | 1 | 0,9 | 0,75 | 0,7 |
| 2eme | 1 | 0,9 | / | / | / |
| 3eme | 0,9 | 0,8 | / | / | / |

Ces coefficients sont utilisés pour calculer A1=α1·A(l)

α1= 1

A1=10,126 (KN/m²)

- **Coefficient α2**

α2=v0/v = 3,5/3,6 = 0,972

v : largeur de la voie

v0 =3,5m

**Tableau III. 10. Coefficient α2**

| Classe du pont | V0 |
|---|---|
| 1ere classe | 3,5m |
| 2eme classe | 3,0m |
| 3eme classe | 2,75m |

A2= α2. A1 = 9,8425 (KN/m²)

- **La surcharge A**

Pour une voie Lv= 3,6m → **A = A2. Lv = 35,433 (KN/ml)**

Pour deux voies Lv= 7,2m →**A = A2. Lv** = 70,866 **(KN/ml)**

### III.2.2.2. Système de charges B

◇ **Bc : Camion type**

On dispose sur la chaussée au plus autant de files ou convois de camions que la chaussée comporte de voies de circulation et l'on place toujours ces files dans la situation la plus défavorable pour l'élément considéré.

- Disposition dans le sens transversal : nombre maximale de files que l'on peut.
- Disposition dans le sens longitudinal : 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.

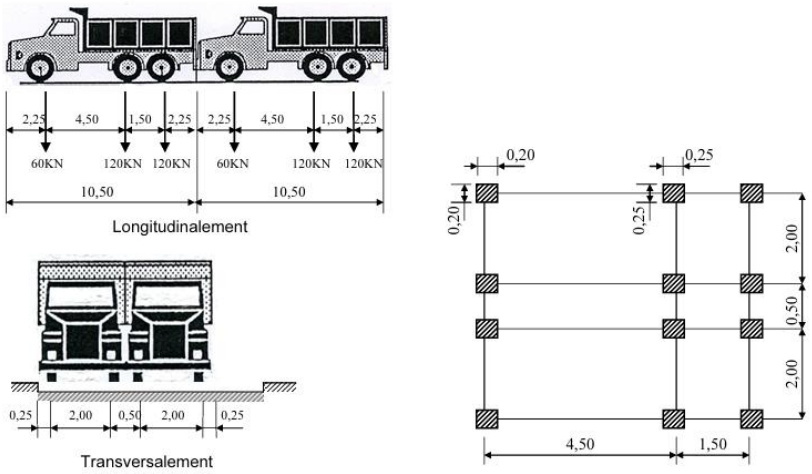



**Figure III. 2. Caractéristique de la surcharge Bc**

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

Avec :

N: nombre de voies

b*c* : Coefficient qui dépend de la classe de pont

**Tableau III. 11 Le coefficient bc**

| | 1 | 2 | 3 | 4 | >5 |
|---|---|---|---|---|---|
| 1ere classe | 1,2 | 1,1 | 0,95 | 0,8 | 0,7 |
| 2eme classe | 1 | 1 | \ | \ | \ |
| 3eme classe | 1 | 0,8 | \ | \ | \ |

**Tableau III. 12. Résultat de la surcharge Bc**

| Nombre de voie | Bc (KN) | bc | Bc . bc |
|---|---|---|---|
| 1 | 600 | 1,2 | 720 |
| 2 | 1200 | 1,1 | 1320 |

### ◇ Bt : Tandem d'essieux

Un tandem de système Bt comporte deux essieux (2 x 160 KN), tous deux à roues simples munies de pneumatique.

Pour les ponts à une voie un seul tandem est supposé circuler sur la chaussée, pour les ponts supportant au moins deux voies, deux tandems pas plus sont disposés sur le front de la chaussée, les deux bandes longitudinales qu'elles occupent pouvant être séparées de façon à obtenir la situation la plus défavorable pour l'élément considéré.

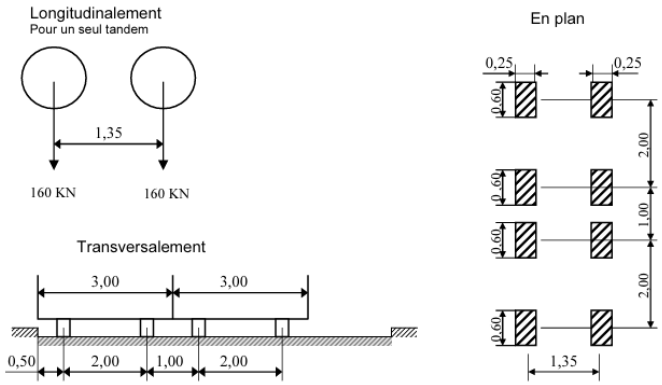



**Figure III. 3. Caractéristique de la surcharge Bt**

$$\mathbf{Bt} = \mathbf{2} \times \boldsymbol{N} \times \mathbf{160} \times \boldsymbol{bt}$$

Avec :

N : nombre de tandems

bt : Coefficient qui dépend de la classe de pont

**Tableau III. 13. Le coefficient bt**

| Classe du pont | bt |
|---|---|
| 1ere classe | 1,2 |
| 2eme classe | 1 |

**Tableau III. 14.Résultat de la surcharge Bt**

| Nombre de voie | Charge Bt (KN) | bt | Bt X bt (KN) |
|---|---|---|---|
| 1 | 320 | 1,2 | 384 |
| 2 | 640 | 1,2 | 768 |

### III.2.2.3. Charge militaire Mc120

Les ponts importants de première classe doivent être calculés d'une manière à supporter les véhicules militaires du type Mc 120 susceptibles d'être dans certains cas les plus défavorables

Les véhicules Mc 120 peuvent circuler en convois avec les limitations suivantes :

- Dans le sens transversal : un seul convoi quel que soit la largeur de la chaussée.
- Dans le sens longitudinal : la distance libre entre leurs points de contact avec la chaussée devant être au moins égale à 30,50m.

La charge totale d'un véhicule type Mc120 est de 1100 KN.

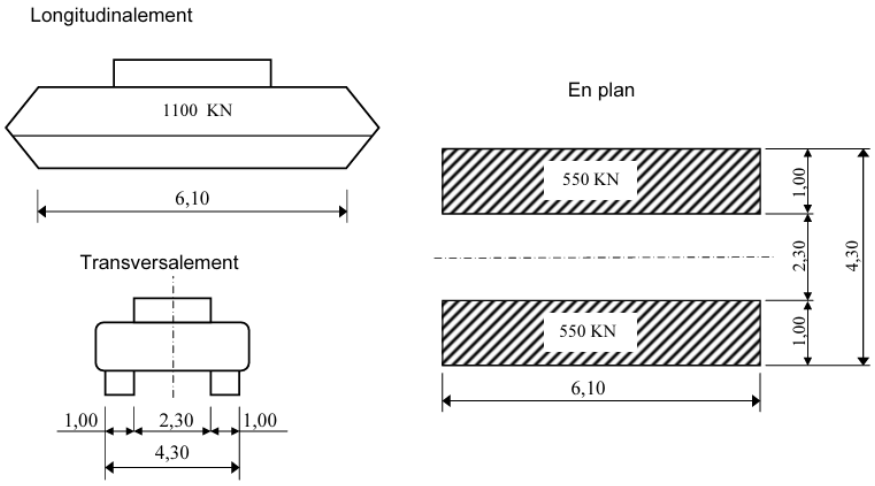



**Figure III. 4.Caractéristiques de la surcharge Mc120**

### III.2.2.4. Charges exceptionnelles D240

Le convoi D240 représente un véhicule industriel très lourd, d'un poids total de 2400 kN, réparti sur une surface de 3,20 m de large et 18,60 m de long, soit environ 129 kN/m. Il circule seul sur le pont, quelle que soit sa dimension, et est placé de façon à provoquer l'effet le plus défavorable :

- Longitudinalement : à l'endroit critique selon la ligne d'influence.
- Transversalement : à 3,50 m du bord de la largeur chargeable, mais le cas centré doit aussi être étudié.

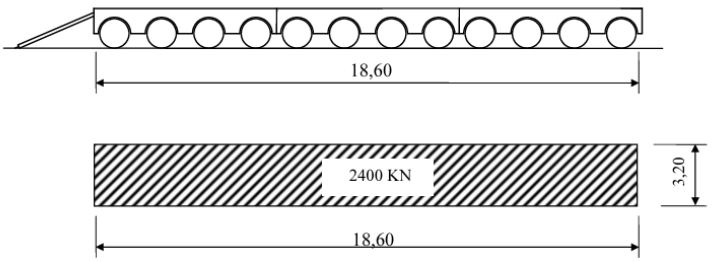



**Figure III. 5. Caractéristique de la surcharge D240**

### III.2.2.5. Charges sur les trottoirs

La charge à appliquer sur les trottoirs est 1,5 KN/m2, elle est réservée exclusivement à la circulation des piétons et des cycles de façon à produire l'effet maximal envisagé. Cette valeur n'est pas majeure par coefficient de majoration.

On a deux trottoirs de 1,4m de largeur :

Un seul trottoir chargé : P1 =1,5 x 1,4= 2,1 KN/ml.

Les deux trottoirs chargés : P2 =1,5 x 2,8= 4,2 KN/ml.

### III.2.2.6. Coefficient de majoration dynamique

Pour les systèmes **B** et le **Mc120**, on ajoute un coefficient δ qui tient compte des **effets dynamiques** (rebonds, vibrations).

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

- **L** : longueur de l'élément
- **G** : charge permanente
- **S** : charge du système

**Tableau III. 15. Résultats de calcul de coefficient de majoration dynamique**

| Système de charge | N de voie | L(m) | G(kn) | S(KN) | δ |
|---|---|---|---|---|---|
| Bc | 1 | 34 | 7586,04 | 720 | 1,065 |
| | 2 | | | 1320 | 1,076 |
| Bt | 1 | | | 384 | 1,058 |
| | 2 | | | 768 | 1,066 |
| Br | / | | | 100 | 1,053 |
| Mc120 | / | | | 1100 | 1,072 |

### III.2.2.7. Efforts de freinage

- **Pour système A :**

F=AS/(20+0,0035S)

(S = surface chargée en m²)

**Tableau III. 16. Résultats de calcul de l'effort de freinage de la surcharge A(l)**

| Nombre de voie | Surface (m²) | A (KN/m²) | F (KN) |
|---|---|---|---|
| 1 | 3,6 X 34 = 122,4 | 35,433 | 212,302 |
| 2 | 7,2 X 34 = 244,8 | 70,866 | 831,767 |

- **Pour système Bc :**

Chaque essieu d'un camion du système Bc peut développer un effort de freinage égal à son poids.

Parmi les camions Bc que l'on peut placer sur le pont, un seul est supposé freiner.

Les efforts de freinage développés par le système Bc ne sont pas susceptibles de majoration dynamique

L'effort de freinage susceptible d'être développé par le système Bc se trouve limité au poids d'un véhicule et il est multiplié par le coefficient bc

F= 300X1,2 = 360 KN

## CONCLUSION

Ce chapitre a permis d'identifier et de classifier les différentes actions susceptibles d'agir sur le pont, qu'elles soient permanentes, variables ou accidentelles. Cette étape est essentielle pour la modélisation des sollicitations à appliquer dans les phases de calcul.

# CHAPITRE IV :
# REPARTITION LONGITUDINALE DES EFFORTS

## INTRODUCTION

Dans un pont, le tablier est soumis à des sollicitations internes dues aux charges permanentes et aux surcharges d'exploitation, notamment routières. L'objectif de cette partie est de déterminer ces sollicitations afin de vérifier que le dimensionnement choisi garantit la fiabilité de l'ouvrage.

Le calcul portera principalement sur les sections les plus sollicitées longitudinalement, l'analyse reposera sur les lois de la statique (RDM) et l'application du théorème de Barré.

## IV.1. CALCUL DES SOLLICITATIONS DUES AU POIDS PROPRE

En utilisant la méthode de le RDM on aboutit aux formules suivantes :

$M(x) = GL/2\ x - Gx^2/2$

$T(x) = G \times (L/2 - x)$

On a G= 216,744 KN/ml

**Tableau IV. 1. Résultats de calcul des sollicitations dues au poids propre**

| X | M (KN.m) | T (KN) |
|---|---|---|
| 0 | 0 | 3684.648 |
| L/2 | 31319,508 | 0 |

## IV.2. CALCUL DES SOLLICITATIONS DUES AUX SURCHARGES

### IV.2.1. Système de charge A(L)

$M(x) = A(l)\ L/2\ x - A(l)\ x^2/2$

$T(x) = A(l) \times (L/2 - x)$

**Tableau IV. 2. Résultats de calcul des sollicitations dues à la surcharge A(l)**

| Nombre de voie | A(l) (KN/ml) | X | M (KN.m) | T (KN) |
|---|---|---|---|---|
| 1 | 35,433 | 0 | 0 | 602,361 |
| | | L/2 | 5120,0685 | 0 |
| 2 | 70,866 | 0 | 0 | 1204,722 |
| | | L/2 | 10240,137 | 0 |

### IV.2.2. Surcharge sur trottoirs

$M(x) = P\ L/2\ x - P\ x^2/\ 2$

$T(x) = P \times (L/2 - x)$

La charge à appliquer sur les trottoirs est **1,5 KN/m2** sur une largeur de **1,4m** de chaque coté

**Tableau IV. 3. Résultats de calcul des sollicitations dues à la surcharge sur trottoirs**

| Nombre de voie | P (KN/ml) | X | M (KN.m) | T (KN) |
|---|---|---|---|---|
| 1 | 1,5 x 1,4= 2,1 | 0 | 0 | 35,7 |
| | | L/2 | 303,45 | 0 |
| 2 | 1,5 x 2,8= 4,2 | 0 | 0 | 71,4 |
| | | L/2 | 606,9 | 0 |

### IV.2.3. Système de charge B

On utilise le Théorème de BARRE qui consiste à déterminer la résultante des forces pour une charge des essieux plus proche de la résultante, tant que le milieu de la poutre coïncide avec le milieu de la distance entre la résultante et la charge la plus proche.

#### IV.2.3.1. Système de charge Bc

- **Calcul du moment :**

Avec R= 5P = 600KN = $\sum Pi$

$XR/o = \frac{\sum XiPi}{\sum Pi} = \frac{120\times 4.5+120\times 6+60\times 10.5+120\times 15+120\times 16.5}{600}$=9,45m

$2\ \delta = 9,45 - 6 = 3,45$ →Donc **δ= 1,725 m**

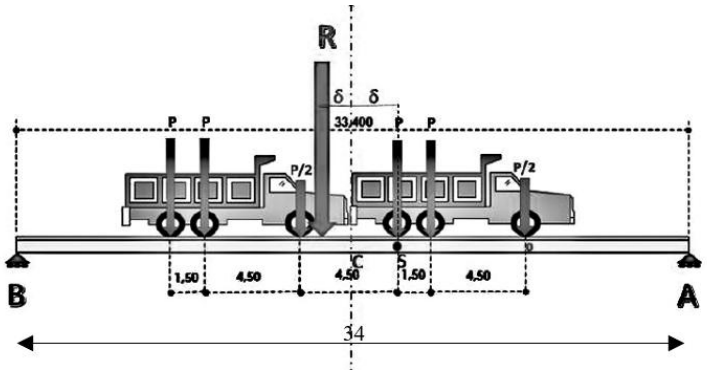



**Figure IV. 1. La disposition pour le moment le plus défavorable de la surcharge Bc**

On a :

ΣM/A = 0 ……. (1)

RA + RB = 5P ……...…. (2)

On a : Alors :

17 = $Xa$ +6+ δ $Xa = 9{,}275m$

17 = $Xb$+10.5− δ $Xb = 8{,}225m$

A partir des équations (1) et (2) on a :

$R_B$ =330,339 KN

$R_A$ = 269,661 KN

Calcul du moment fléchissant à la section dangereuse :

M/s = RB x 18.725 – P x 10.5 – P x 9 – P/2 x 4,5= 3575.59 KN.m

Mmax = M/s x bc x $\delta bc$

**Tableau IV. 4. Résultats de calcul du moment dû à la surcharge Bc**

| Nombre de voies chargées | M/s (KN.m) | bc | $\delta bc$ | Mmax (KN.m) |
|---|---|---|---|---|
| 1 | 3575.59 | 1,2 | 1,065 | 4569.604 |
| 2 | 7151.19 | 1,1 | 1,076 | 8464.148 |

- **Calcul de l'effort tranchant :**

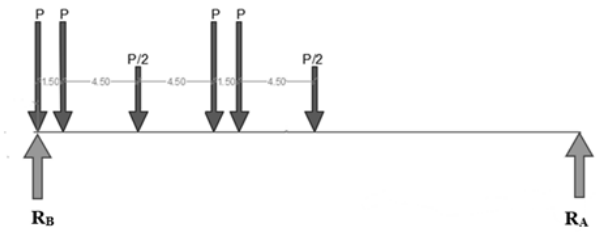



**Figure IV. 2. Disposition de la surcharge Bc pour le calcul de l'effort tranchant**

RA+RB=600KN

$\sum M/B = 0 \rightarrow 34RA = 60\times16.5+120\times12+120\times10.5+60\times6+120\times1.5$

$R_A$ =124.411 KN

$R_B$ =475.588 KN

Alors : $T(0) = R_B$ = 475.588 KN

Donc : $TBc(X = 0L) = T(0)\times N \times \delta bc \times bc$

**Tableau IV. 5. Résultats de calcul des efforts tranchants dû à la charge Bc**

| Nombre de voies chargées | T (0) (KN) | bc | $\delta bc$ | Tmax (KN) |
|---|---|---|---|---|
| 1 | 475.588 | 1,2 | 1,065 | 607.801 |
| 2 | 951.176 | 1,1 | 1,076 | 1125.81 |

### IV.2.3.2. Système de charge Bt

- **Calcul du moment :**

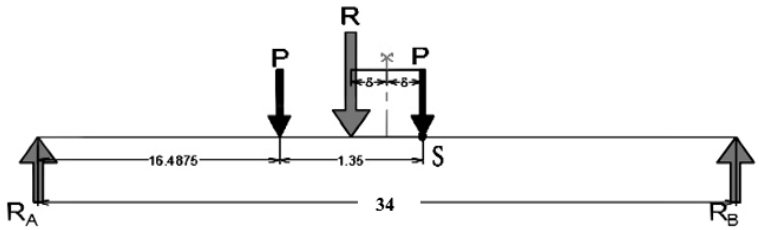



**Figure IV. 3. Disposition de la charge Bt pour tirer le moment le plus défavorable**

Avec R= 2P = 320KN

XR/s = (P×1,35) / 2P =0,675m

2 δ = 1,35 – 0,675 = 0,675. → δ=0,3375m

On a :

ΣM/A = 0 ……. (1)

RA + RB = 2P ……...…. (2)

De (1) et (2) : $R_B$ = 156.82 KN ;

$R_A$ = 163,18 KN

Calcul du moment fléchissant à la section dangereuse :

M/s= RB x 16,6625 = 2613,01 KN.m

Mmax = M/s x bt x $\delta b$t

**Tableau IV. 6. Résultats de calcul du moment dû à la surcharge Bt**

| Nombre de voies chargées | M/s (KN.m) | bt | $\delta b$t | Mmax (KN.m) |
|---|---|---|---|---|
| 1 | 2613.01 | 1,2 | 1,058 | 3317.477 |
| 2 | 5226.02 | 1,2 | 1,066 | 6685.124 |

- **Calcul de l'effort tranchant :**




**Figure IV. 4. Disposition de la charge Bt pour un tranchant défavorable**

RA+RB=320KN

$\sum M/B$ =0→ 34$RA$ =160×1.35

$R_A$ =6,352 KN

$R_B$ =313,647 KN

Alors : $T$ (0) = $RB$ = 313,647 KN

Donc : $TB$t($X$ = 0$L$) = $T$ (0)×$N$ ×$\delta bc$ ×$bc$

**Tableau IV. 7. Résultats de calcul des efforts tranchants dû à la charge Bt**

| Nombre de voies | T(0) (KN) | bt | $\delta b$t | Tmax (KN) |
|---|---|---|---|---|
| 1 | 313,647 | 1,2 | 1,058 | 398,206 |
| 2 | 627,294 | 1,2 | 1,066 | 802,434 |

### IV.2.3.3. Système de charge Mc120

$$qmc120 = \frac{1100}{6,1} = 180,33KN/ml$$

- **Le moment fléchissant :**

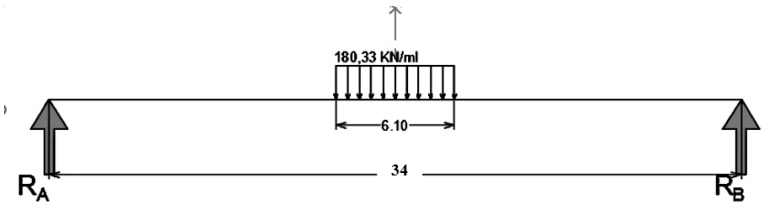



**Figure IV. 5. Disposition de la charge Mc120 pour un moment fléchissant défavorable**

On a :

$R_A = R_B$=1100 / 2 =550KN

M(X)= $RAx - \frac{Q \times 3.05^2}{2}$

M(L/2)= $550 \times 17 - \frac{180,32 \times 3.05^2}{2} = 8511.286$ KN.m

$Mc120max = M \times \delta Mc120 = 8511.286 \times 1,072$

$\boldsymbol{M_{Mc120}max}$ **=9124.099 KN.m**

- **L'effort tranchant : à (x=0)**




**Figure IV. 6. Disposition de la charge Mc120 pour un effort tranchant défavorable**

$\sum M/B = 0 \Rightarrow RA \times 34 = 1100 \times 3.05$

$\Rightarrow RA$ =98.67KN

RB= 1100 – 98.67 = 1001.33KN

T$mc120 = RB \times \delta$ =1001.33×1,072= 1073,42 KN

### IV.2.3.4. Système de charge D240

Q = 2400 /18.6 = 129,032 KN/ml

- **Le moment fléchissant :**

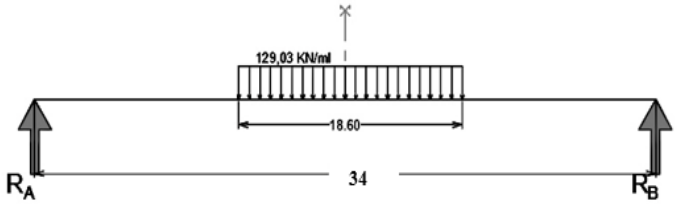



**Figure IV. 7. Disposition de la charge D240 pour un moment fléchissant défavorable**

RB= RA=2400/2 = 1200 KN

$M_{D240}max=RA\times X-\frac{QD240\times(\frac{18,6}{2})^2}{2}=1200\times17-\frac{129,03\times(\frac{18,6}{2})^2}{2}=$**14820.097KN.m**

- **L'effort tranchant :**

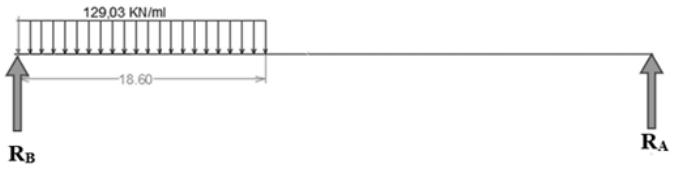



**Figure IV. 8. Disposition de la charge Mc120 pour un moment fléchissant défavorable**

$R_A+R_B=2400KN$

$\sum M/B=0\rightarrow 34R_A=2400\times9.3$

Alors : $R_A$ = 656.47KN

RB= 1743.53KN

Donc : $T_{D240}$max (X = 0L) = $R_B$ = 1743.53KN

## CONCLUSION

Le calcul des moments et des efforts tranchants dans ce chapitre a été effectué afin de déterminer les sollicitations maximales et les sections dangereuses dans le sens longitudinal causées par les différentes surcharges routières

# CHAPITRE V :
# REPARTITION TRANSVERSALLE DES EFFORTS

## INTRODUCTION

Dans les ponts à plusieurs poutres longitudinales, les charges appliquées sur le tablier ne sont pas reprises par une seule poutre, mais réparties entre l'ensemble des poutres à l'aide de la dalle supérieure. Cette répartition transversale des charges est un élément clé pour un dimensionnement correct et sécurisé de l'ouvrage.

Deux méthodes principales permettent d'évaluer cette répartition : la **méthode de Courbon** et la **méthode de Guyon-Massonnet**. Le choix entre ces deux approches dépend du paramètre géométrique **θ**, qui caractérise la souplesse relative du tablier :

- Si **θ < 0,3**, on utilise la **méthode de Courbon**.
- Si **θ ≥ 0,3**, on adopte la **méthode de Guyon-Massonnet.**

La méthode de Guyon-Massonnet est particulièrement efficace pour modéliser la structure réelle d'un réseau de poutres vers une dalle orthotrope d'épaisseur constante, dont la rigidité équivaut à celle du système initial. Pour chaque type d'effort, on trace une ligne d'influence permettant d'identifier la poutre la plus sollicitée, ce qui est fondamental pour un dimensionnement optimal.

## V.1. METHODE DE GUYON MASSONNET

Tous les coefficients sur lesquels sera baser cette méthode dépondent de deux paramètres

Essentiels :

- Paramètre d'entretoisement **θ :** $\theta = \frac{b}{L} \sqrt[4]{\frac{\rho p}{\rho E}}$

- Paramètre de torsion $\alpha$ **:** $\alpha = \frac{\gamma p + \gamma E}{2\sqrt{\rho p . \rho E}}$

Tel que :

- **b :** la demi-largeur active de la dalle.
- **L :** la portée de la travée.
- **ρ**p : la rigidité flexionnelle de la poutre par unité de longueur.
- **ρ**E : la rigidité flexionnelle de l'entretoise (ou dalle) par unité de longueur.
- **ɣp** :la rigidité torsionnelle de la poutre.
- **ɣE** :la rigidité torsionnelle de l'entretoise (ou dalle)

### V.1.1. Paramètre d'entretoisement θ :

#### V.1.1.1. Demi-largeur active b : $b = \frac{1}{2}(N-1).b1 + lo$

- **N :** nombre des poutres = 8 poutres.
- **b1** : entraxe des poutres = 1.36 m.
- **l0** : largeur de rive = 0.74 m.

$b = \frac{1}{2}(8-1).1{,}36 + 0{,}74 =$ **5,5m**

#### V.1.1.2. Rigidité flexionnelle de la poutre :

$\rho_p = \frac{E.Ip}{bo} = \frac{26100000}{136}E =$ **191911.764 E cm³**

#### V.1.1.3. Rigidité flexionnelle de la dalle : $\rho E = \frac{E.Id}{lo}$

$I_d = \frac{l.}{12}h^3 = \frac{100}{12}22^3 =$ **88733.33 cm⁴**

$\rho E = \frac{88733.33}{100}E =$ **887.333 E cm³**

Donc : $\theta = \frac{5.5}{35}\sqrt[4]{\frac{191911.764\,E}{887.333\,E}} = 0.6^O$

### V.1.2. Paramètre de torsion $\alpha$:

#### V.1.2.1. La rigidité torsionnelle de la poutre $\gamma_p$ :

$\gamma_p = \frac{Cp}{bo}$

avec $C_p = \frac{G}{3}\left[\frac{bo}{2}h^3 + \sum bi \times h_i^3\right]$

Tel que :

- **Cp :** rigidité torsionnelle de la poutre.
- **b0 :** distance entre axe entre les poutres b0=1.36 m.
- **G :** module de déformation du béton ($G = \frac{E}{2.(1+v)} = \frac{E}{2.(1+0.2)} = \frac{E}{2.4}$)
- **h :** épaisseur de la dalle.
- **hi :** le plus petit côté.
- **bi :** le plus grand coté

- La section équivalente est déterminée avant de procéder au calcul :

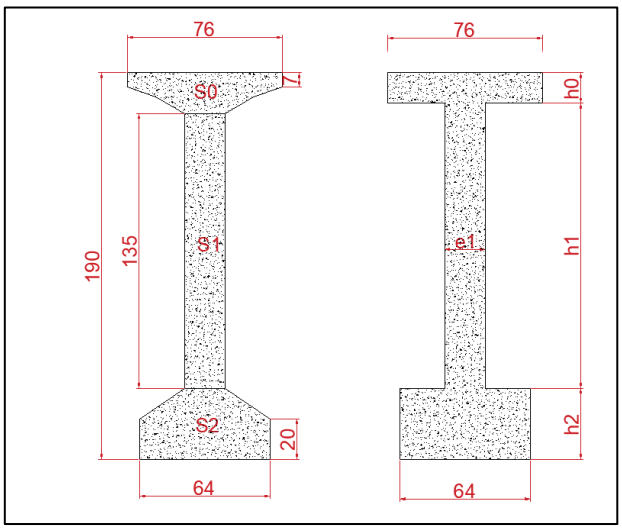



**Figure V. 1. Section équivalente de la poutre**

- $h_0 \times 0.76 = S0 = 0.1114$ → $\boldsymbol{h0 = 0.14657\ m}$
- $h_2 \times 0.64 = S2 = 0.191$ → $\boldsymbol{h2 = 0.29843\ m}$
- $e_1 \times h1 = S1 = 0.27 \rightarrow h1 = 190 - h0 - h2$ → $\boldsymbol{h1 = 1.455\ m}$
  → $e_1 = \boldsymbol{0.1856\ m}$

$\mathbf{C_p} = \frac{G}{3}\left[\frac{bo}{2}h^3 + \sum bi \times h_i^3\right] = \frac{E}{3\times 2.4}\left[\frac{136}{2}22^3 + (76 \times 14.657^3 + 145.5 \times 18.56^3 + 64 \times 29.843^3\right. = \mathbf{4.9925\ 10^5\ E}$

$\gamma_p = \frac{\mathbf{4.9925}}{136} 10^5 E = \mathbf{3670.955\ E}$

### V.1.2.2. La rigidité torsionnelle de l'entretoise $\gamma_E$ :

$\gamma_E = \frac{CE}{lo}$ ; avec $\mathbf{CE} = 2G \times I_d = 2\frac{E}{2.4} 88733.33 = 73944.44\ E$

$\gamma_E = \frac{73944.44}{100} E = \mathbf{739.444\ E}$

Donc : $\boldsymbol{\alpha = \frac{\gamma p + \gamma E}{2\sqrt{\rho_p . \rho E}} = \frac{3670.955 + 739.444}{2\sqrt{191911.764 \times 887.333}} = 0.169}$

Alors : $\boxed{\boldsymbol{\theta = 0.6^0}}$ et $\boxed{\boldsymbol{\alpha = 0.169}}$

### V.1.3. Position active des poutres :

Pour appliquer cette méthode, on détermine une largeur active de la construction égale à 2b, ce qui implique qu'il est nécessaire de ramener les positions transversales réelles des poutres à leurs positions actives correspondantes.

$$Pi = (5 - i) \times 1.75\ 7.795 \times b$$

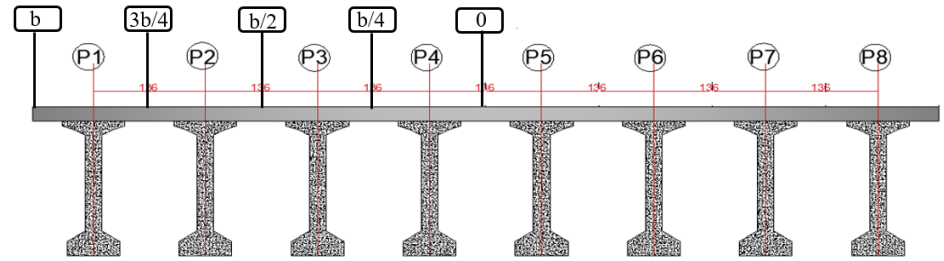



**Figure V. 2. Position active des poutres**

- Position active = $\frac{N-1}{N}$. Position réelle
- Position active en fonction de (b) = $\frac{\text{Position active}}{5.5}\, b$

**Tableau V. 1. Positions actives des poutres**

| N° de la poutre | Poutre 4 | Poutre 3 | Poutre 2 | Poutre 1 |
|---|---|---|---|---|
| **Position réelle (m)** | 0,68 | 2,04 | 3,4 | 4,76 |
| **Position active (m)** | 0,595 | 1,785 | 2,975 | 4,165 |
| **Position active en fonction de (b) (m)** | 0,108 b | 0,325 b | 0,54b | 0,757 b |

### V.1.4. Détermination des coefficients de répartition transversale K0, K1, Kα :

**Tableau V. 2. Valeurs de K0 pour θ = 0.6**

| | y/e | -b | -3b/4 | -b/2 | -b/4 | 0 | b/4 | b/2 | 3b/4 | b |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| **K₀** α = 0 θ = 0.6 | 0 | 0,3347 | 0,6968 | 1,0447 | 1,3316 | 1,4594 | 1,3316 | 1,0447 | 0,6968 | 0,3347 |
| | b/4 | -0,1808 | 0,2154 | 0,6119 | 0,9977 | 1,3316 | 1,5237 | 1,4853 | 1,3177 | 1,1155 |
| | b/2 | -0,5241 | -0,1615 | 0,2117 | 0,6119 | 1,0447 | 1,4853 | 1,8575 | 2,0778 | 2,2358 |
| | 3b/4 | -0,7808 | -0,4806 | -0,1615 | 0,2154 | 0,6968 | 1,3177 | 2,0778 | 2,9106 | 3,7122 |
| | b | -1,0112 | -0,7808 | -0,5241 | -0,1808 | 0,3347 | 1,1155 | 2,2358 | 3,7122 | 5,448 |

**Tableau V. 3. Valeurs de K1 pour θ = 0.6**

| | y/e | -b | -3b/4 | -b/2 | -b/4 | 0 | b/4 | b/2 | 3b/4 | b |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| $K_1$ α = 1 θ = 0.6 | 0 | 0,7878 | 0,8839 | 0,9996 | 1,1215 | 1,1878 | 1,1215 | 0,9996 | 0,8839 | 0,7878 |
| | b/4 | 0,5792 | 0,6761 | 0,7992 | 0,9545 | 1,1215 | 1,2361 | 1,2207 | 1,151 | 1,0792 |
| | b/2 | 0,4349 | 0,5243 | 0,641 | 0,7992 | 0,9996 | 1,2207 | 1,3994 | 1,4582 | 1,4686 |
| | 3b/4 | 3362 | 0,4171 | 0,5243 | 0,6761 | 0,8839 | 1,151 | 1,4582 | 1,7518 | 1,9607 |
| | b | 0,2627 | 0,3362 | 0,4349 | 0,5792 | 0,7878 | 1,0792 | 1,4686 | 1,9607 | 2,5312 |

**Tableau V. 4. Valeurs de Kα pour θ = 0.6**

| | y/e | -b | -3b/4 | -b/2 | -b/4 | 0 | b/4 | b/2 | 3b/4 | b |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| $K_\alpha$ α = 0.169 θ = 0.6 | 0 | 0,336271 | 0,697449 | 1,044544 | 1,330871 | 1,458458 | 1,330871 | 1,044544 | 0,697449 | 0,336271 |
| | b/4 =1,375 | -0,178165 | 0,216998 | 0,612550 | 0,997550 | 1,330871 | 1,522703 | 1,484382 | 1,317122 | 1,115374 |
| | b/2 =2,75 | -0,520774 | -0,159122 | 0,213189 | 0,612550 | 1,044544 | 1,484382 | 1,855911 | 2,075651 | 2,233140 |
| | 3b/4 =4,125 | -0,776927 | -0,477487 | -0,159122 | 0,216998 | 0,697449 | 1,317122 | 2,075651 | 2,906582 | 3,706126 |
| | b =5,5 | -1,006782 | -0,776927 | -0,520774 | -0,178165 | 0,336271 | 1,115374 | 2,233140 | 3,706126 | 5,437885 |

Afin d'obtenir les valeurs ka correspondantes aux positions actives des poutres on procède par l'interpolation suivante

$$K_\alpha = K_\alpha(y_1) + [K_\alpha(y_2) - K_\alpha(y_1)] \cdot \frac{y_p - y_1}{y_2 - y_1}$$

**Tableau V. 5. Valeurs de Kα pour chaque poutre**

| | | y/e | -b | -3b/4 | -b/2 | -b/4 | 0 | b/4 | b/2 | 3b/4 | b |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| **P 5** | 0.108 b | 0,113661 | 0,489544 | 0,857608 | 1,186634 | 1,403248 | 1,413882 | 1,234874 | 0,965598 | 0,673410 | 0,113661 |
| **P 6** | 0.325 b | -0,280325 | 0,104846 | 0,493467 | 0,882750 | 1,245494 | 1,511276 | 1,595166 | 1,543302 | 1,448671 | -0,280325 |
| **P 7** | 0.54 b | -0,562690 | -0,211218 | 0,152265 | 0,547823 | 0,987746 | 1,457013 | 1,891869 | 2,211622 | 2,474174 | -0,562690 |
| **P 8** | 0,757 b | -0,598086 | -0,255210 | 0,100819 | 0,493165 | 0,939784 | 1,433900 | 1,922233 | 2,326441 | 2,677714 | -0,598086 |

### V.1.5. Détermination du coefficient de répartition transversale moyen Kα moy :

On doit calculer le **Kαmoy** pour chaque surcharge qui dépond de son type (répartie ou concentrée), disposées selon FACICULE 61, de façon à obtenir la section la plus dangereuse.

#### V.1.5.1. Charge repartie :

Le coefficient de répartition moyen est tiré par la formule :

$$K\alpha \text{ moy} = \frac{Surface\ sous\ la\ ligne\ d'influence}{largeur\ chargee}$$

- **Exemple de calcul :**

Les surfaces sous les lignes d'influences dessinées par les valeurs de **Kα** sont calculées à l'aide du logiciel autocad comme suit :

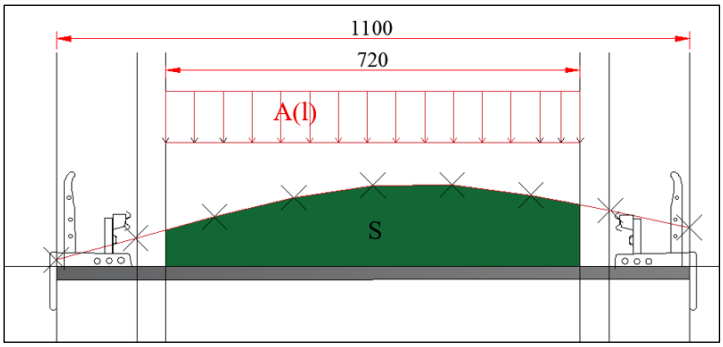



**Figure V. 3. Exemple de calcul de surface pour une charge repartie A(l)**

#### V.1.5.2. Charge concentrée :

Le coefficient de répartition moyen est tiré par la formule :

$$K\alpha \text{ moy} = \frac{\Sigma\ K\alpha i}{Nombre\ de\ ponits\ chargés}$$

- **Exemple de calcul :**

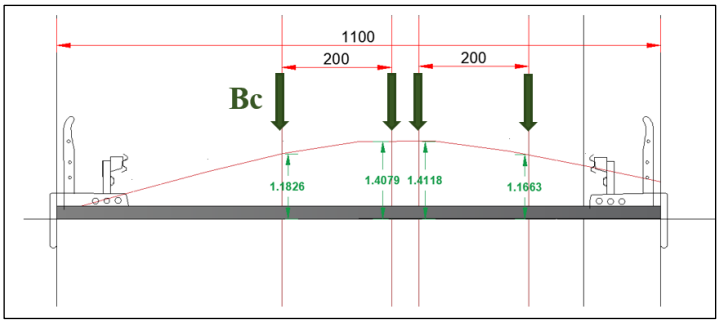



**Figure V. 4. Exemple de calcul de calcul pour une charge concertée Bc**

- **Résultats :**

**Tableau V. 6. Surfaces sous lignes d'influences tirées par autocad**

| S | Poutre 4 | Poutre 3 | Poutre 2 | Poutre 1 |
|---|---|---|---|---|
| **A (l)** | 8,5549 | 8,0816 | 7,2554 | 7,0721 |
| **Bc** | 5,1684 | 5,2772 | 5,0696 | 5,0028 |
| **Mc120** | 2,4933 | 2,3291 | 2,0129 | 1,9472 |
| **D240** | 3,9931 | 3,8915 | 3,1883 | 3,0524 |
| **St** | 1,57 | 2,02 | 2,66 | 2,78 |

**Tableau V. 7. Valeurs de Kα moy**

| Kα moy | Poutre 4 | Poutre 3 | Poutre 2 | Poutre 1 |
|---|---|---|---|---|
| **A (l)** | 1,188 | 1,122 | 1,008 | 0,982 |
| **Bc** | 1,292 | 1,319 | 1,267 | 1,251 |
| **Mc120** | 1,247 | 1,165 | 1,006 | 0,974 |
| **D240** | 1,248 | 1,216 | 0,996 | 0,954 |
| **St** | 0,654 | 0,841 | 1,108 | 1,158 |

### V.1.6. Calcul des moments réels dans chaque poutre :

Le moment réel des poutres: $\mathbf{M_{réel} = K_{\alpha moy} \times M_0}$

**Tableau V. 8. Valeurs des moments réels**

| | Poutre 4 | | Poutre 3 | | Poutre 2 | | Poutre 1 | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | **Kα moy** | **Mréel** | **Kα moy** | **Mréel** | **Kα moy** | **Mréel** | **Kα moy** | **Mréel** |
| **A(L)** | 1,188 | 1520,891 | 1,122 | 1436,748 | 1,008 | 1289,866 | 0,982 | 1256,977 |
| **Bc** | 1,292 | 1367,066 | 1,319 | 1395,844 | 1,267 | 1340,933 | 1,251 | 1323,581 |
| **Mc120** | 1,247 | 1421,820 | 1,165 | 1328,184 | 1,006 | 1147,869 | 0,974 | 1110,859 |
| **D240** | 1,248 | 2311,935 | 1,216 | 2252,828 | 0,996 | 1845,739 | 0,954 | 1767,065 |
| **St** | 0,654 | 49,6140 | 0,841 | 63,80036 | 1,108 | 84,05565 | 1,158 | 87,8487 |

### V.1.7. Combinaisons de charges pour le moment max :

**Tableau V. 9. Combinations de charges a l'ELU et ELS**

| Combinaison de charges | | Poutre 4 | Poutre 3 | Poutre 2 | Poutre 1 |
|---|---|---|---|---|---|
| ELU | 1,35G+1,6A(L)+St | 7718,593 | 7583,964 | 7348,953 | 7296,330 |
| | 1,35G+1,6Bc+St | 7472,472 | 7518,517 | 7430,659 | 7402,897 |
| | 1,35G+1,35Mc120 | 7204,624 | 7078,215 | 6834,790 | 6784,827 |
| | 1,35G+1,35D240 | **8406,279** | 8326,485 | 7776,914 | 7670,705 |
| ELS | G+1,2A(L)+1,6St | 5740,008 | 5639,036 | 5462,778 | 5423,311 |
| | G+1,2Bc+1,6St | 5555,417 | 5589,951 | 5524,058 | 5503,236 |
| | G+Mc120 | 5336,758 | 5243,122 | 5062,807 | 5025,798 |
| | G+D240 | **6226,874** | 6167,767 | 5760,677 | 5682,004 |

- On constate que la poutre la plus sollicitée est **la poutre 4** sous la combinaison de charge D240

## V.2. MODELISATION DU TABLIER PAR LE LOGICIEL ROBOT

Après l'étude théorique de la répartition transversale des charges à l'aide de la méthode de Guyon-Massonnet, une modélisation numérique à l'aide du logiciel **Robot Structural Analysis** permet de représenter plus finement le comportement réel du tablier et de vérifier la cohérence des résultats analytiques.

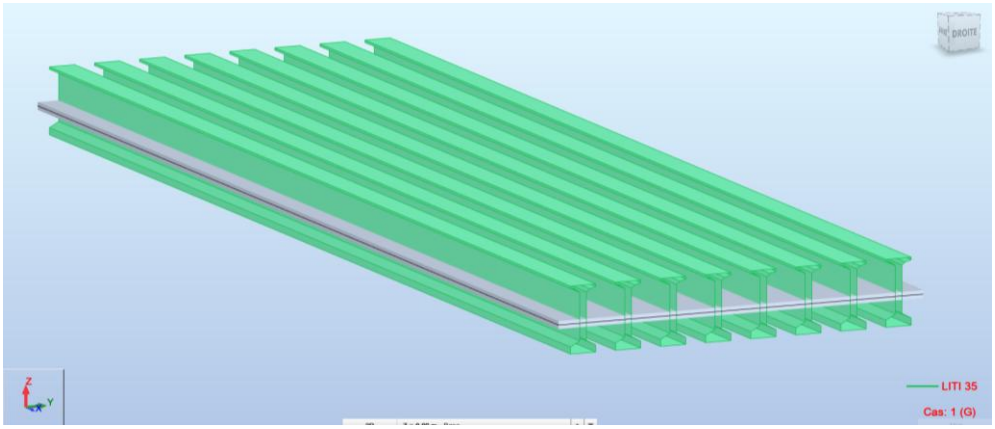



**Figure V. 5. Model ROBOT 3D du tablier**

Après la modélisation du tablier, on applique les charges décrites au Chapitre IV et on établit les combinaisons de charges appropriées. Afin de lancer le calcul pour identifier par la suite la poutre la plus sollicitée.

### V.2.1. Résultats obtenus:

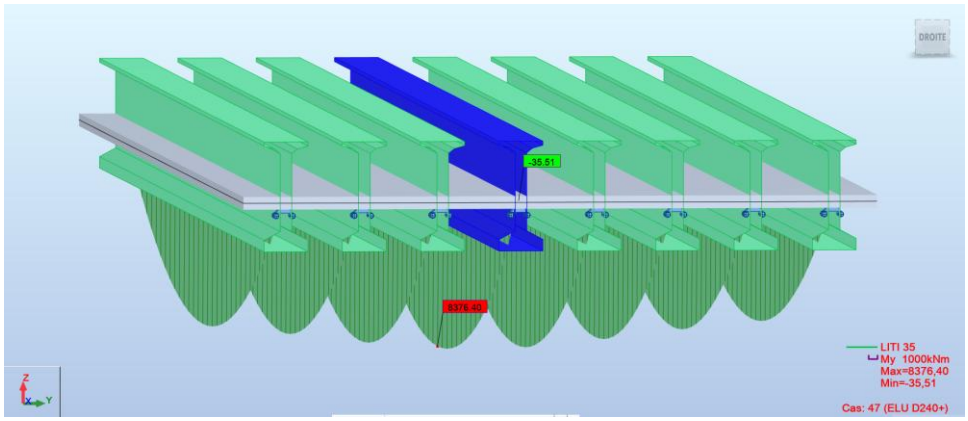



**Figure V. 6. Résultat numérique du Mmax a l'ELU**

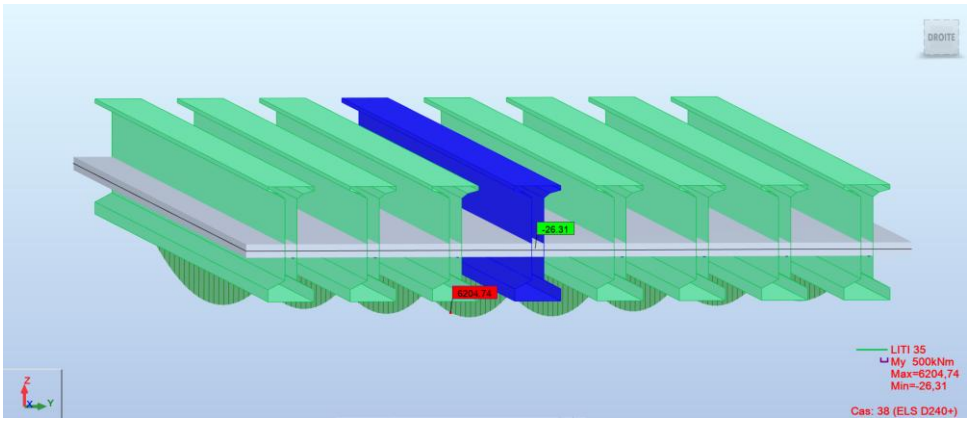



**Figure V. 7. Résultats numériques du Mmax a l'ELS**

### V.2.2. Vérification des résultats :

**Tableau V. 10. Comparaison des résultats numériques et analytiques**

| | Guyon Massonet | Logiciel ROBOT | Erreur (%) |
|---|---|---|---|
| **$M_{ELU}$ (KN.m)** | 8406,279 | 8376.4 | 0.3555% |
| **$M_{ELS}$ (KN.m)** | 6226,874 | 6204.74 | 0.3553% |

## CONCLUSION

Après analyse des résultats issus des approches analytique et numérique, on constate que l'écart entre les deux méthodes est très faible, de l'ordre de **0,35 %.** Cette concordance confirme la fiabilité du calcul analytique et valide l'usage des deux approches pour l'évaluation de la répartition transversale des charge

# CHAPITRE VI : ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

## INTRODUCTION

La technique de la précontrainte consiste à introduire, dans un élément en béton, des efforts internes avant l'application des charges d'exploitation, dans le but d'augmenter ses capacités portantes, de maîtriser sa fissuration et de limiter ses déformations. Cette méthode permet d'exploiter au mieux les propriétés mécaniques respectives du béton (résistance à la compression) et de l'acier (résistance à la traction).

Il existe deux procédés principaux de précontrainte : la pré-tension et la post-tension. Le choix entre ces deux techniques dépend de nombreux facteurs tels que la portée de l'ouvrage, les conditions de fabrication, la préfabrication ou la préfabrication partielle, ainsi que les performances structurelles attendues.

## VI.1. PRINCIPE DE LA PRE-TENSION

Dans le procédé de la pré-tension, les torons ou fils d'acier sont tendus avant le coulage du béton, sur un banc de précontrainte généralement installé en usine. Une fois le béton mis en place et durci jusqu'à atteindre une résistance suffisante, les torons sont relâchés. Cette opération engendre un transfert de l'effort de traction initialement appliqué sur les torons vers le béton, par adhérence le long des fils encastrés.

Ce transfert de contrainte génère un état de compression initiale dans la section en béton, ce qui permet à l'élément précontraint de mieux résister aux sollicitations en service, notamment en évitant les tractions excessives susceptibles de provoquer la fissuration.

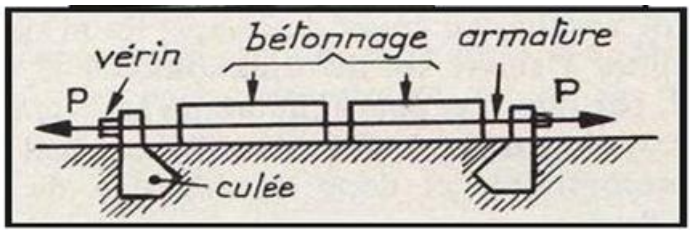



**Figure VI. 1. Principe de précontrainte par pré-tension**

### *VI.1.1.* Mise en œuvre de la pré-tension :

La mise en œuvre de la pré-tension suit les étapes suivantes :

1. Tension des torons sur un banc rigide, selon un effort déterminé (souvent entre 70 % et 85 % de la limite élastique de l'acier).
2. Coulage du béton autour des torons tendus.
3. Maturation du béton, parfois accélérée par un traitement thermique, jusqu'à atteindre une résistance minimale définie.
4. Relâchement progressif des torons, permettant le transfert de l'effort par adhérence au béton.
5. Décintrage, stockage et transport des éléments vers le chantier.

Cette méthode est donc exclusivement applicable en milieu industriel, dans le cadre de la préfabrication d'éléments standardisés tels que les poutres PRAD (Préfabriquées précontraintes par Adhérence).

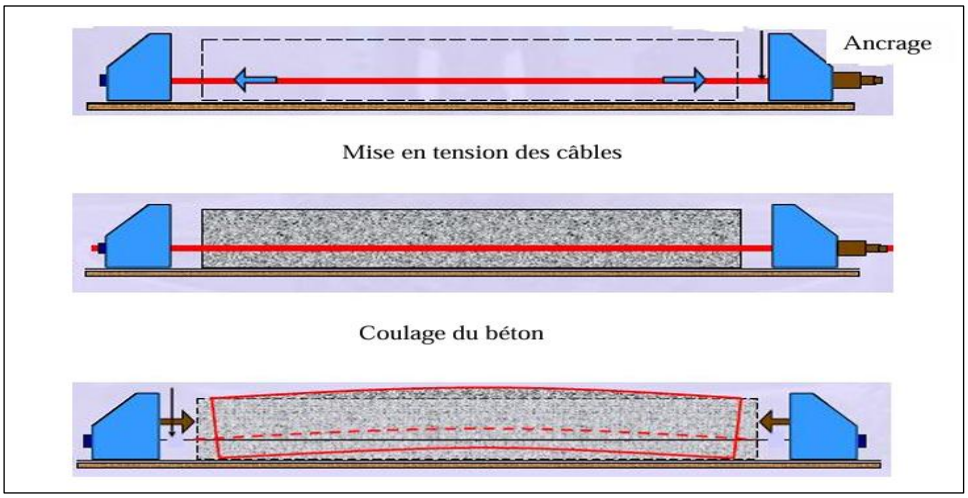



**Figure VI. 2. Etapes de réalisation de la précontrainte par pré-tension**

### VI.1.2. Avantages de la précontrainte par pré-tension

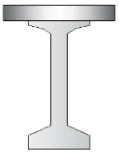
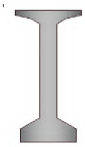
- Haute qualité d'exécution, grâce à la préfabrication en atelier contrôlé.
- Optimisation des sections : possibilité de réduire des dimensions des poutres
- Réduction des flèches et amélioration du comportement en service.
- Gain de temps sur chantier : les éléments sont livrés prêts à être posés, sans nécessiter d'échafaudage ni de coffrage.
- Meilleure durabilité : la compression permanente limite la fissuration du béton et donc les risques de corrosion des armatures

## VI.2. CALCUL DE LA PRECONTRAINTE :

### VI.2.1. Caractéristiques géométriques de la section du béton :

Pour le calcul nous retenons les caractéristiques géométriques de la section transversale

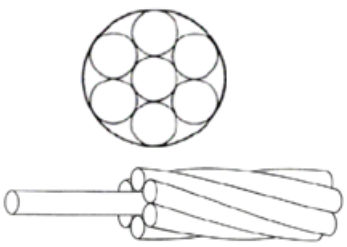
**Tableau VI. 1. Caractéristiques géométriques de la section**

| | | Poutre +Dalle | Poutre |
|---|---|---|---|
| | |  |  |
| **B** | Aire de la section | 0.8664 | 0.5672 |
| **H** | Hauteur de la section | 2.12 | 1.9 |
| **V'** | La distance entre son CDG et la fibre inférieure. | 1.2705 | 0.8807 |
| **V** | La distance entre son CDG et la fibre supérieure. | 0.8495 | 1.0193 |
| **d'** | Centre de position des torons | 0.241 | 0.241 |
| **Ig** | Moment d'inertie de de la section par rapport au centre de gravité. | 0.4945 | 0.2437 |
| **ρ** | Rendement géométrique de la section<br>ρ = I / (B×v× v'). | 0.528 | 0.478 |
| **e0** | V' – d' | 1.0295 | 0.639 |

### VI.2.2. Caractéristiques du câble

Concernant notre ouvrage, Les aciers utilisés pour la précontrainte sont des aciers À très haute résistance qu'on appelle aciers durs et qui ont la plus forte teneur en Carbone. Alors on utilise des câbles T15.

**Tableau VI. 2. Caractéristiques des câbles**

| | | |
|---|---|---|
| **Fprg :** Limite de rupture de l'acier de précontrainte | 1860 MPa. |  |
| **Fpeg :** Limite d'élasticité de l'acier de précontrainte | 1640 MPa. | |
| Section nominal | T15 = 140 mm² | |
| $\sigma_{P0} \leq Min\ 0{,}85 f_{prg}; 0{,}95 f_{peg}]$ | $\leq 1558$ MPa | |

### VI.2.3. Calcul du nombre des torons : (ELS)

#### *VI.2.3.1.* La valeur minimale de la précontrainte :

**Tableau VI. 3. Données relatives à la précontrainte**

| | | |
|---|---|---|
| **Mp** | Moment sous le poids propre d'une poutre seul<br>$Mp(x) = GL/2\ x - Gx^2/2$<br>$Mp(L/2) = 14{,}12x17{,}5x17{,}5\text{-}14{,}12x17{,}5^2/2$ | 2.182 MN.m |
| **Mmax** | Moment maximum (sous la combinaison (G+D240)) | 6.204 MN.m |
| **Mmin** | Moment minimum (sous le poids propre du tablier) | 4.187 MN.m |
| **ΔM** | Mmax- Mmin | 2.017 MN.m |
| **$\sigma_{bt1}$** | Contrainte limite de traction hors section d'enrobage.<br>$\sigma_{bt1}$= -1.5 ft28 = -1.5 x 3 | -4.5 MPa |
| **$\sigma_{bt2}$** | Contrainte limite de traction dans la section d'enrobage.<br>$\sigma_{bt2}$= -0.7 ft28 =-0.7 x 3 | -2.1 MPa |

$P_{min}$= max { $P_I$ ,$P_{II}$ }  tel que

$$\begin{cases} P_I = \dfrac{\Delta M + \frac{I}{V'}\sigma bt1 + \frac{I}{V}\sigma bt2}{\rho.h} & \text{Section Sous-critique} \\ P_{II} = \dfrac{Mmax + \frac{I}{V'}\sigma bt2}{V' + \rho.V - d'} & \text{Section Sur-critique} \end{cases}$$

$$P_I = \frac{2.017 + \frac{0.2437}{0.8807}(-4.5) + \frac{0.2437}{1.0193}(-2.1)}{0.478 \times 1.9} = 0.296$$

$$P_{II} = \frac{6.204 + \frac{0.2437}{0.8807}(-2.1)}{0.8807 + (0.478).(1.0193) - 0.241} = 4.814$$

$P_{min}$= 4.814MN

#### VI.2.3.2. L'effort de précontrainte initial :

P0 = $min$ {(0,85×$fprg$ ×$AP$) ; (0,95×$fpeg$ ×$AP$)}

P0 = $min$ {0,221 ; (0,218}

$P0$ =0,218 $MN$

### VI.2.3.3. Détermination du nombre des torons :

On suppose que la valeur maximale des pertes est d'ordre de 20%.

n ≥ $Pmin/$ 0.8×$P0$ = 27.6 Soit n = 30 torons T15.

### VI.2.3.4. Disposition des torons :

L'espacement minimal entre les torons il doit être supérieur à trois fois le diamètre d'un toron :

e$h$ = $ev$ ≥3×$\varphi T15$ =3×1.52

**e$h$** =**$ev$** >5 ***cm***

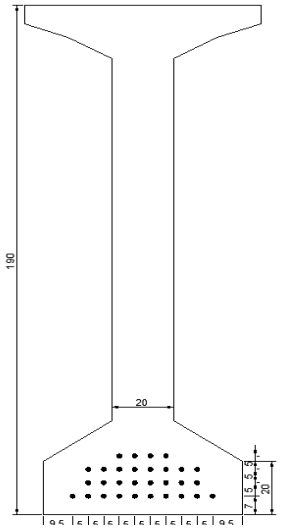



**Figure VI. 3. Disposition des torons**

### Vérification du nombre des torons

Selon BPEL91 :

- $\sigma bt1 \leq \sigma sup \leq \sigma bc$
- $\sigma bt2 \leq \sigma inf \leq \sigma bc$

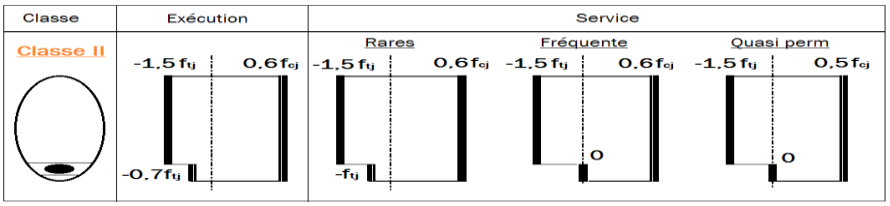



**Figure VI. 4. Les limites de contraintes de la Classe II**

**Tableau VI. 4. Intervalles de vérification des contraintes**

| Mise en précontrainte : | En réalisation : | En service : |
|---|---|---|
| • $\sigma bt1 = -ftj$<br>• $\sigma bt2 = -0.7ftj$<br>• $\sigma bc = 0.67fcj$ | • $\sigma bt1 = -1.5ftj$<br>• $\sigma bt2 = -0.7ftj$<br>• $\sigma bc = 0.67fcj$ | • $\sigma bt1 = -1.5ftj$<br>• $\sigma bt2 = -ftj$<br>• $\sigma bc = 0.67fcj$ |

**Tableau VI. 5. Les contraintes admissibles**

| | Phase 1 | Phase 2 | Phase 3 | Phase 4 |
|---|---|---|---|---|
| Signification des phases | Après 15 h de bétonnage. Poutre seule | Coulage de la dalle | Les charges permanentes | Mise en service D240 |
| $fcj$ | 35,00 | 40 | 40,00 | 40,00 |
| $ftj$ | 2,70 | 3 | 3 | 3 |
| $\sigma bt1$ | -2,70 | -4,5 | -4,5 | -4,5 |
| $\sigma bt2$ | -1,89 | -2,1 | -2,1 | -3 |
| $\sigma bc$ | 23,45 | 26,8 | 26,8 | 26,8 |
| $\Delta P$ | 5 | 10 | 15 | 20 |

### VI.2.3.5. Calcul de σinf et σsup :

- $\sigma\text{inf} = \frac{P}{B} + (\text{P} \times \text{e0} - \text{M}) \times \frac{V\prime}{I}$
- $\sigma\text{sup} = \frac{P}{B} - (\text{P} \times \text{e0} - \text{M}) \times \frac{V}{I}$

**Tableau VI. 6. Résultats de calcul σinf et σsup**

| | | | X=0 | | X=L/2 | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| Phase | P | $M_{(\text{MN.m})}$ | σinf | σsup | σinf | σsup |
| Phase 1 (poutre) | 30 × 0,218 × 0.95=6.213 | 2.182 | 26.977 | -7.414 | 18.215 | 2.725 |
| Phase 2 ( poutre+dalle ) | 30 × 0,218 × 0.9=5.886 | 3.213 | 25.557 | -7.024 | 12.655 | 7.907 |
| Phase 3 (poutre+dalle+CCP ) | 30 × 0,218 × 0.85=5.559 | 4.187 | 22.785 | -4.476 | 10.832 | 3.515 |
| Phase 4 (G+ D240) | 30 × 0,218 × 0.8=5.232 | 6.204 | 21.445 | -4.213 | 3.734 | 7.628 |

**Note :** on remarque que les contraintes supérieures en 1ere et 2eme phases ne sont pas vérifiées, ce qui nous a conduit à placé deux câbles supérieurs pour limiter la traction dans les fibres supérieures. Et en ce qui concerne les contraintes à l'about dans la fibre inférieure, elles ne sont pas vérifiées à cause de l'effet de la précontrainte et l'absence de moment ce qui nous conduit à faire un gainage de quelques torons afin de diminuer le moment due à l'excès précontrainte.

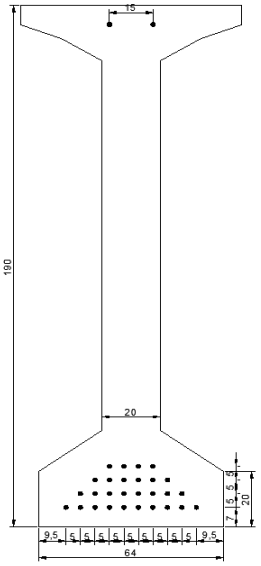



**Figure VI. 5. Nouvelle disposition des torons**

## VI.3. CALCUL DES PERTES

### VI.3.1. Pertes instantanées :

#### VI.3.1.1. Pertes par glissement de l'armature par rapport à son ancrage

$\Delta\sigma g = \frac{g}{lb} Ep$

Avec :

- $g$ : c'est le glissement à l'ancrage indiqué pour le procédé de précontrainte utilisé ($g$ = 0.005 $m$).
- l$b$ : longueur du banc ($lb$ = 66 $m$).
- E$p$ : module d'élasticité (Ep = 190 000 MPa).

Δσg = 14.39MPa =0.92%

#### VI.3.1.2. Les pertes d'origine thermique

Causé par la Thermo-maturation du béton par moyens d'étuvage.

$\Delta\sigma\theta = Ep \times \alpha b \times (\theta max - \theta i) \times (1 - \lambda)$

Avec :

- $\alpha b$: coefficient de dilatation thermique ($\alpha b$ = 0.005 $m$).
- $\theta max$ : température maximale de l'étuvage ($\theta max$ = 70°).
- $\theta I$ : température ambiante ($\theta I$ = 25°).
- $\lambda$ =0,5.
- E$p$ : module d'élasticité (Ep = 190 000 MPa).

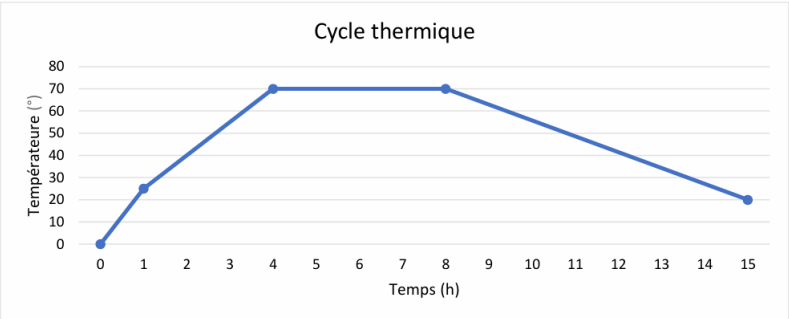



**Figure VI. 6. Cycle thermique de la thermo-maturation des poutres de notre projet**

Δσθ = 42.75MPa = 2.75%

$\Delta\sigma pi(instantannées)$ = $\Delta\sigma\theta$ +$\Delta\sigma g$

$\Delta\sigma pi(instantannées)$ = 57.14MPa= 3.86%

### VI.3.2. Pertes différées

#### VI.3.2.1. Fluage du béton

$\Delta\sigma fl$ =σc·φ(t,t0)·$\frac{Ep}{Ecm}$

- σc (contrainte moyenne dans le béton au transfert): 12 MPa
- φ(t,t0) (coefficient de fluage typique) : 1.8
- Ep : 190000MPa
- Ecm (pour béton C35/40, calculé via Eurocode) : 34000MPa

$\Delta\sigma fl$ =120.7MPa = 7.75%

#### VI.3.2.2. Retrait du béton

- Le béton perd de l'eau (retrait hydraulique) → raccourcissement → perte supplémentaire de tension dans les torons.

$\Delta\sigma r$ = $\xi r$ × $Ep$ ($\xi r$ =2×10−4)

Δσr=38MPa = 2.44%

### VI.3.2.3. Relaxation de l'acier

L'acier sous tension diminue naturellement sa force au fil du temps, même si la déformation reste constante.

$$\Delta\sigma rel = \frac{6}{100} \times \rho 1000 \times \left(\frac{\sigma i}{fprg} - \mu 0\right) \times \sigma i$$

Avec :

- $\boldsymbol{\sigma i} = \sigma p0 - \Delta\sigma$instantanées = 1500
- $\boldsymbol{\rho_{1000}}$ : relaxation garantie à 1000 h ($\rho 1000$ = 2,5 %)
- $\boldsymbol{\mu 0}$ = 0.43 (Pour les câbles à très basse relaxation).

Δσrel = 84.7MPa = 5.44%

**Tableau VI. 7. Tableau récapitulatif des pertes totales**

| | La perte | $\Delta\boldsymbol{\sigma}$p (MPa) | $\Delta\boldsymbol{\sigma}$p (%) |
|---|---|---|---|
| Pertes instantanées | $\Delta\boldsymbol{\sigma g}$ | 14.39MPa | 0.92% |
| | $\Delta\boldsymbol{\sigma\theta}$ | 42.75MPa | 2.75% |
| La somme | | 57.14MPa | 3.67% |
| Pertes différés | $\Delta\boldsymbol{\sigma r}$ | 38 MPa | 2.44 % |
| | $\Delta\boldsymbol{\sigma rel}$ | 84.7MPa | 5.44% |
| | $\Delta\sigma fl$ | 120.7MPa | 7.75% |
| La somme | | 127.788 | 15.63% |

On a des pertes de 19.3 %, ce qui est inférieur à notre estimation

## VI.4. VERIFICATION DES CONTRAINTES

### VI.4.1. Vérification des contraintes normales :

On doit vérifier les contraintes pour les 4 phases en considérant les pertes calculées dans les sections les plus critiques.

La section d'about des poutres en pré-tension subit une contrainte de compression qui dépasse la contrainte admissible, ceci est causé par la mise en tension des aciers actifs et aussi par l'inexistence du moment des charge et surcharges dans cette section. Pour limiter cette contrainte on réalise un gainage de quelques torons sur une longueur déterminée afin d'annuler l'adhérence avec le béton ce qui va éliminer leur force et donc réduire la contrainte de compression.

**Remarque :** l'utilisation des gaines doit être symétrie pour éviter la flexion transversale

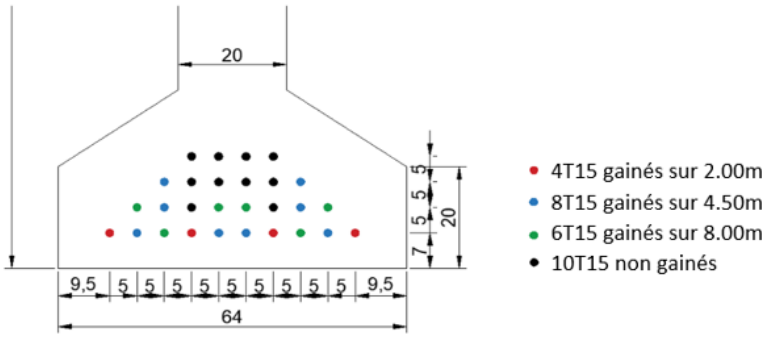



**Figure VI. 7.Disposition des câbles gainés**

**Tableau VI. 8. Les contraintes admissibles**

| | Phase 1 | Phase 2 | Phase 3 | Phase 4 |
|---|---|---|---|---|
| $fcj$ | 35,00 | 40 | 40,00 | 40,00 |
| $\sigma$tsup | -2,70 | -4,5 | -4,5 | -4,5 |
| $\sigma$tinf | -1,89 | -2,1 | -2,1 | -3 |
| $\sigma bc$ | 23,45 | 26,8 | 26,8 | 26,8 |

- P$max$ = 1,02 $P0$ – 0,8 $\Delta P$
- P$min$ = 0,98 $P0$ – 1,2 $\Delta P$

Les résultats de calcul des contraintes sont présentés dans le tableau suivant et le détail est mentionnée dans l'annexe D

**Tableau VI. 9. Les contraintes appliquées en fonction des distances et des phases.**

| | | | x=0 | x=2,65 | x=5,15 | x=8,65 | x=17 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Phase 1 | $\sigma_{max}$ (MPA) | $\sigma_{sup}$ | -0.519 | 1.339 | -0.411 | -0.423 | 2.457 |
| | | $\sigma_{inf}$ | 8.9578 | 10.165 | 17.340 | 21.621 | 19.132 |
| | $\sigma_{min}$ (MPA) | $\sigma_{sup}$ | -0.487 | 1.422 | -0.089 | 0.043 | 2.924 |
| | | $\sigma_{inf}$ | 8.400 | 9.432 | 16.035 | 19.927 | 17.437 |
| | | | x=0 | x=2,65 | x=5,15 | x=8,65 | x=17 |
| Phase 2 | $\sigma_{max}$ (MPA) | $\sigma_{sup}$ | -0.497 | 2.838 | 2.380 | 3.698 | 7.560 |
| | | $\sigma_{inf}$ | 8.574 | 8.440 | 14.266 | 17.199 | 13.862 |
| | $\sigma_{min}$ (MPA) | $\sigma_{sup}$ | -0.456 | 2.949 | 2.805 | 4.308 | 8.170 |
| | | $\sigma_{inf}$ | 7.877 | 7.450 | 12.540 | 14.983 | 11.646 |

| | | | x=0 | x=2,65 | x=5,15 | x=8,65 | x=17 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Phase 3 | $\sigma_{max}$ (MPA) | $\sigma_{sup}$ | -0.940 | 0.501 | -0.003 | 0.623 | 3.232 |
| | | $\sigma_{inf}$ | 8.266 | 8.368 | 13.695 | 16.173 | 12.271 |
| | $\sigma_{min}$ (MPA) | $\sigma_{sup}$ | -0.837 | 0.665 | 0.374 | 1.130 | 3.740 |
| | | $\sigma_{inf}$ | 7.359 | 7.138 | 11.654 | 13.591 | 9.688 |
| | | | x=0 | x=2,65 | x=5,15 | x=8,65 | x=17 |
| **Phase 4** | $\sigma_{max}$ (MPA) | $\sigma_{sup}$ | -0.896 | 2.264 | 2.725 | 4.461 | 7.284 |
| | | $\sigma_{inf}$ | 7.882 | 5.354 | 9.006 | 9.710 | 5.488 |
| | $\sigma_{min}$ (MPA) | $\sigma_{sup}$ | -0.777 | 2.462 | 3.176 | 5.081 | 7.904 |
| | | $\sigma_{inf}$ | 6.836 | 3.871 | 6.565 | 6.554 | 2.332 |

- Contraintes normales vérifiées

### VI.4.2. Vérification des contraintes de cisaillement

$$\boldsymbol{\tau}=\frac{\text{Vred}}{\text{d}\times\text{bn}}<\bar{\tau}$$

- **$V_{red}$ :** l'effort tranchant sollicitant (Vred = V = 1.102 MPa câbles rectilignes).
- **d :** la largeur de la section nette (d = 0,45 m).
- **bn :** la hauteur utile (bn = 1,9 m).
- **$\bar{\tau}$ =** min ($\tau 1$ ; $\tau 2$).

$P=n\times(P0-\Delta P0)$ =0,54 $MPa$.

$\sigma x=\frac{\Sigma\, P\times\cos\alpha i}{A}$ =11,44 $MPa$ ($\alpha$=0°).

$\tau_1^2$=0,4×$ftj$×($ftj$+$\sigma x$) ⟶$\tau$1=4.16 $MPa$.

$\tau_2^2=\frac{2\times ftj}{fcj}\times(0{,}6\times fcj)\times(ftj+\sigma x)\longrightarrow \tau 2=7.01 MPa$.

$\tau$ = 1,28< $\bar{\tau}=4.16 MPa$

Contraintes de cisaillement vérifiées

## VI.5. FERRAILLAGE PASSIF DE LA POUTRE A L'ELU :

Le ferraillage de précontrainte reprends pratiquement tous les efforts donc bien que le ferraillage passif ne soit pas requis mécaniquement, un ferraillage minimal dit de construction (peau) sera tout de même mis en œuvre afin d'assurer la tenue de la structure durant les phases transitoires (mise en place, décoffrage).

### VI.5.1. Ferraillage longitudinal des zones tendues : (par rapport à la flexion)

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

$\boldsymbol{B_t}$ : Aire nette de la section du béton en traction.

$\boldsymbol{\sigma_{bt}}$ : Valeur absolue de la contrainte maximale de traction.

$\boldsymbol{N_{bt}}$ : La résistance des contraintes de traction correspondantes.

L'aire nette du béton en traction est considérée comme quasi nulle, la traction dans la fibre inférieure étant très faible selon le tableau de vérification des efforts de précontrainte. L'aire d'acier requise (As) est donc négligeable. Un ferraillage minimal de **4HA10** peut être tout de même prévu afin de répondre aux exigences constructives et d'assurer la sécurité de l'ouvrage.

### VI.5.2. Ferraillage longitudinale de construction : (par rapport a la flexion)

$$As \geq Max\begin{cases} 3cm^2/ml \text{ du périmètre de poutre} \\ 0.1\% \text{de la section de la poutre} \end{cases} = Max\begin{cases} 3cm^2/ml \times 5.79ml = 17.37\ cm^2 \\ 0.1\% \times 5724\ cm^2 = 5.73cm^2 \end{cases}$$

As ≥ 17.37 cm² → On prend **24HA10** (As =18,85 cm²)

### VI.5.3. Ferraillage transversale : (par rapport à l'effort tranchant)

Consiste à déterminer la section des armatures transversale At

$$\frac{A_t \times f_e}{b_n \times S_t \times \gamma_s} \geq \left(\tau_u - \frac{f_{t28}}{3}\right) \times tg(\beta_u)$$

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

$fe$ : limite d'élasticité de l'acier.

$St$ : espacement de deux cours de ces armatures,

$\gamma s$ =1,15 : pour les justifications vis-à-vis des combinaisons fondamentales.

$\beta u$ : l'angle que forment les billes de béton avec la fibre moyenne de la poutre.

Le pourcentage minimum à disposer est donné par l'équation : $\frac{A_t}{S_t} \geq 4{,}5\text{cm}$

Pour un St = 0,15 m on a : At = 0,635 cm² On disposera un cadre **HA12 chaque 15cm.**

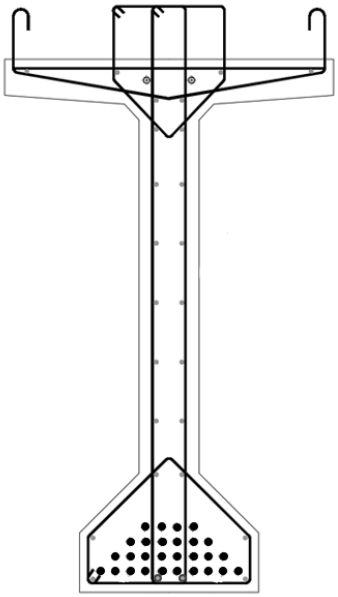


**Figure VI. 8. Ferraillage passif de la poutre**

## CONCLUSION

La précontrainte est un élément essentiel de la superstructure d'un pont, elle joue un rôle déterminant dans la stabilité de l'ouvrage en réduisant les sollicitations internes. Ce chapitre a permis de définir et dimensionner le système de précontrainte adapté à notre ouvrage. En déterminant le nombre de torons et leur emplacement et en analysant les pertes ainsi que les contraintes a vérifié, la solution retenue respecte les exigences structurelles et les règles de conception.

# CHAPITRE VII : ETUDE DE L'HOURDI ET EQUIPEMENT DU TABLIER

## INTRODUCTION

Le tablier est la partie principale du pont qui supporte la circulation et transmet les charges aux appuis.

Dans ce chapitre, nous allons étudier les différents éléments composant le tablier du pont, en particulier les déformations du tablier, l'analyse de l'hourdi, les joints de chaussée ainsi que les appareils d'appui. Cette étude vise à comprendre le comportement structurel de ces composants et à assurer leur bon dimensionnement pour garantir la sécurité, la durabilité et le bon fonctionnement de l'ouvrage.

## VII.1. DETERMINATION DES FLECHES

Les flèches sont déterminées à partir d'un modèle de calcul réalisé à l'aide du logiciel Robot Structural Analysis. Elles sont considérées positives lorsqu'elles s'orientent vers le bas (déflexion) et négatives lorsqu'elles s'orientent vers le haut (contre-flèche).

La flèche totale est calculée selon la formule suivante : $f_T = f_{ELS} + f_P + f_c$

- $f_{ELS}$ **:** la flèche sous les charges d'exploitation à l'État Limite de Service,
- $f_P$ : la flèche due au poids propre de la dalle,
- $f_c$ :est la flèche due aux charges permanentes complémentaires (CCP).

Ce calcul est réalisé afin de vérifier que la flèche totale ne dépasse pas la flèche admissible, conformément aux exigences de l'État Limite de Service (ELS). Autrement dit, il faut satisfaire la condition suivante : $f_T < f_{adm}$

### VII.1.1. Flèche due au poids propre :

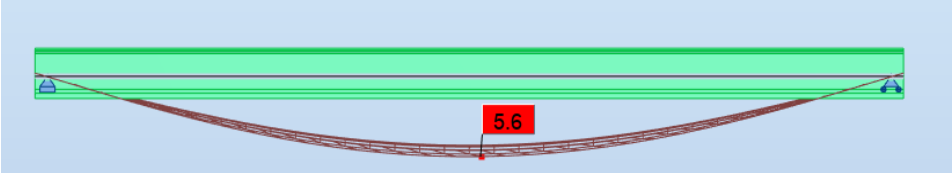



**Figure VII. 1. Flèche due au poids propre**

### VII.1.2. Fleche due à la précontrainte (contreflèche)

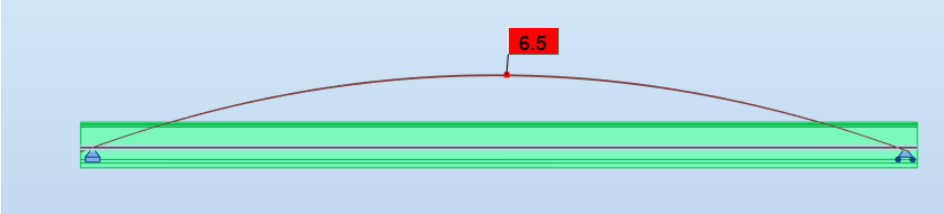



**Figure VII. 2. Fleche due à la précontrainte**

### VII.1.2.1. Flèche maximale à l'ELS

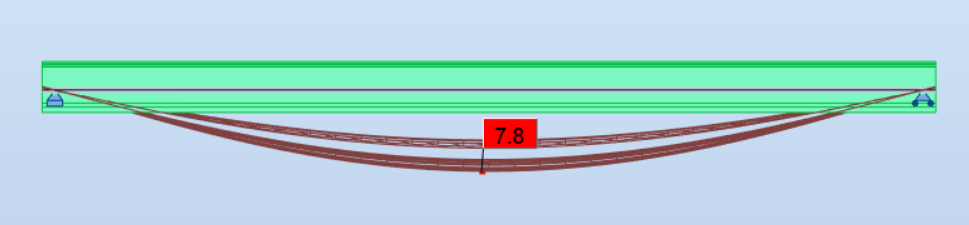



**Figure VII. 3. Flehe maximale a l'ELS**

### VII.1.2.2. Fleche de construction

$f_c$=3/4 ($f_p$- $f_G$ )= 3/4 (6.5-5.6)=0.67 cm

### VII.1.2.3. Fleche totale :

$f_T = f_p + f_{ELS} + f_c$ =– 6.5+7.8+0.67 = 1.97 cm

### VII.1.2.4. Fleche admissible :

$f_{adm}$ = L/500=3500/500=7cm

Les résultats obtenus montrent que cette condition $f_T < f_{adm}$ est respectée, ce qui confirme la conformité du dimensionnement

## VII.2. ETUDE DE L'HOURDI

### VII.2.1. Introduction :

Dans l'ouvrage étudié, l'absence d'entretoises intermédiaires fait que l'hourdis assure seul la répartition transversale des efforts dans le tablier. Ainsi, l'hourdis est soumis à deux types de flexion :

- Une flexion longitudinale, principalement reprise par la précontrainte des poutres,
- Une flexion transversale, reprise par le ferraillage passif de la dalle.

Par conséquent, l'étude portera uniquement sur la flexion transversale, avec pour objectif de déterminer la section d'acier nécessaire pour assurer la résistance de la dalle dans cette direction.

### VII.2.2. Résultats :

Les résultats obtenus par les chargements appliqués sur la dalle, correspondant aux actions définies au chapitre 4 (poids propre, poids des équipements, A(l), Bc, Bt, Mc120, D240), ainsi que leurs combinaisons associées, sont présentés sous forme de diagrammes des moments fléchissant.

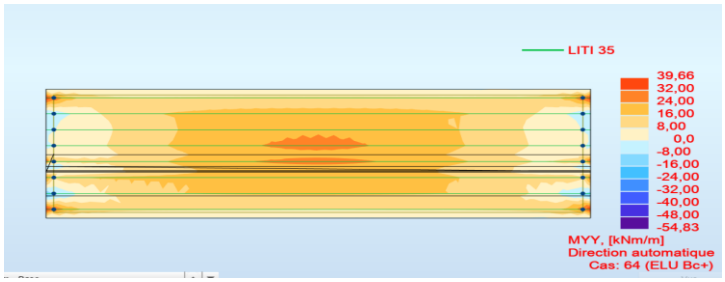



**Figure VII. 4. Moment maximum a l'ELU**

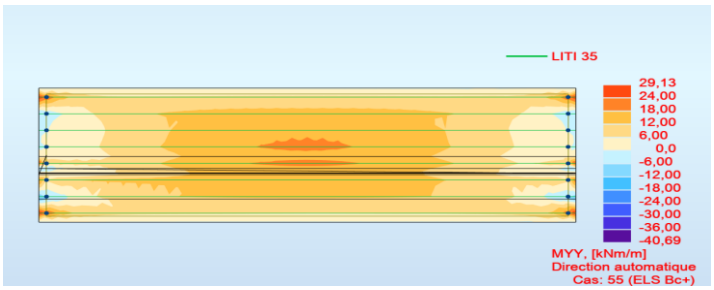



**Figure VII. 5. Moment maximal a l'ELS**

### VII.2.3. Ferraillage de l'hourdi

Pour le dimensionnement, nous avons retenu les efforts maximaux issus des combinaisons les plus défavorables, aussi bien à l'État Limite Ultime (ELU) qu'à l'État Limite de Service (ELS).

Le ferraillage transversal de la dalle a été déterminé à l'aide du logiciel ROBOT Expert 2010 (voir détails en Annexe). Étant soumise à un moment fléchissant, la dalle est conçue en flexion simple. Les résultats obtenus sont présentés ci-après :

**Tableau VII. 1. Ferraillage transversale de l'hourdi**

| Nappe | M(KN.m)/m | As ($cm^2$) | Choix des | Enrobage(cm) | Espacement(cm) |
|---|---|---|---|---|---|
| Supérieur | $M_{ELU}$=39.66<br>$M_{ELS}$=29.13 | 8.5 | 6 HA14<br>As = 9.24 | 3 cm | 20 cm |
| Inferieur | $M_{ELU}$=54.83<br>$M_{ELS}$=40.69 | 9.8 | 6 HA16<br>As = 12.06 | 3 cm | 20 cm |

Le ferraillage longitudinal, quant à lui, est dimensionné à un tiers de celui du ferraillage transversal : Asl=As/3 on opte pour 6HA10 avec un espacement de 20 cm donc Asl = 4.71 $cm^2$

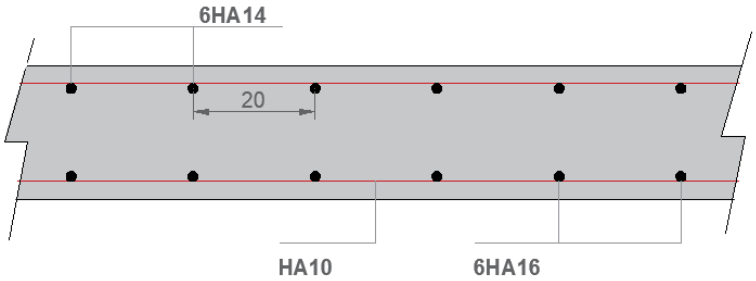



**Figure VII. 6. Ferraillage de l'hourdi**

## VII.3. ETUDE DES EQUIPEMENTS :

On désigne par « équipements » l'ensemble des dispositifs de natures, intégrés à l'ouvrage. Ces éléments jouent un rôle essentiel dans la pérennité et le bon fonctionnement du pont. Leur objectif principal est de permettre au tablier de remplir efficacement sa fonction, notamment en assurant la sécurité, le confort et la durabilité au service des usagers

### VII.3.1. Appareil d'appuis :

Un appareil d'appui est un dispositif placé entre le tablier et les appuis d'un pont. Il permet de transmettre les charges de la structure vers les appuis tout en accommodant les mouvements (dilatation, rotation, déplacement) dus aux charges, à la température ou à d'autres effets.

Les appareils d'appui en élastomère fretté sont les plus largement utilisés en Algérie en raison de leur efficacité, de leur facilité de mise en œuvre et de leur coût maîtrisé. C'est pourquoi ce type d'appui a été privilégié en premier lieu dans la conception de notre pont.

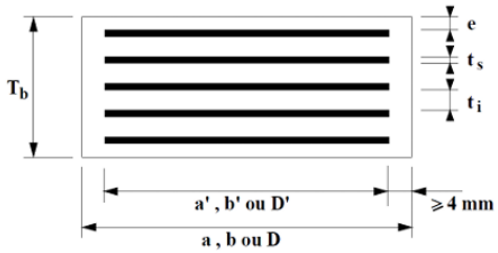



**Figure VII. 7. Appareil d'appuis en élastomère frittée**

#### VII.3.1.1. Dimensionnement de l'appareil d'appuis :

- **Aire de l'appareil :**

Afin de dimensionner correctement l'appareil d'appui, il est nécessaire de déterminer sa surface minimale, en fonction de la réaction verticale maximale transmise par la structure.

Les dimensions en plan de l'appareil d'appui sont déterminées en vérifiant la condition de non-cheminement et non écrasement sur la contrainte normale sous la réaction maximale à L'ELU.

$$\sigma_{max} = \frac{\mathrm{Nmax}}{\mathrm{a} \times \mathrm{b}} \leq \sigma_p$$

On désigne par $a \times b$ l'air de l'appareil d'appui tel que

**a :** le coté parallèle à l'axe horizontal de l'ouvrage

**b :** le coté perpendiculaire à l'axe horizontal de l'ouvrage

**$N_{max}$ :** réaction maximale sous la combinaison de charges la plus défavorable (ELU) autrement dit : $R_{max} = R_G + R_{D240} = 1{,}252$MN

**$\sigma_{p1}$:** condition de non-cheminement, limitée à 20 MPA

**$\sigma_{p2}$:** condition de non-écrasement, limitée à 2 MPA

Donc : $\sigma_{max} = \frac{1{,}252}{\mathrm{a} \times \mathrm{b}} \leq 20\mathrm{MPa}$

$$\mathrm{a} \times \mathrm{b} \geq 626\mathrm{cm}^2$$

On prend : a =350 m$m$ et b =400mm, donc B=14000 $cm^2$=0,14$m^2$

2MPA ≤ $\sigma_{max}$ = 8,94 ≤ 20MPa condition vérifiée

- **Calcul de l'épaisseur de l'appareil d'appui $T_b$ :**

Pour déterminer l'épaisseur de l'appareil d'appui tout en respectant la condition de non-flambement, celle-ci doit vérifier l'inégalité suivante :

$\frac{a}{10} \leq T \leq \frac{a}{5}$ → $\frac{350}{10} \leq T \leq \frac{350}{5}$ → **35mm ≤ T ≤ 70mm**

- **Calcul de l'épaisseur des frettes métalliques $T_s$ :**

$Ts > \frac{a \times \sigma m}{\beta \times \sigma e} = \frac{350 \times 10,22}{10,37 \times 235} = 1,6mm$ → **Ts = 2 mm** (selon

| Dimension | Valeur |
|---|---|
| $\sigma_m$: contrainte due à l'effort $N_{max}$ | 8,94 MPa |
| $\sigma_e$ : limite d'élasticité en traction de l'acier constructif des frettes, | 235 MPA |
| G = module du cisaillement conventionnel égale | 0,9 MPA |
| $\beta = \frac{a \times b}{2G(a+b)} = \frac{35 \times 40}{2 \times 0,9(35+40)}$ | 10,37 |

- **Epaisseur totale de l'appareil d'appuis**

Les dimensions de l'appareil d'appui sont regroupées dans le tableau suivant.

| Dimension | Valeur |
|---|---|
| a : le coté parallèle à l'axe horizontal de l'ouvrage | 350mm |
| b : le coté perpendiculaire à l'axe horizontal de l'ouvrage | 400mm |
| Epaisseur des feuillets d'élastomère $ti$ | 12mm |
| Nombre de feuillets d'élastomère $n_i$ | 4 |
| Epaisseur des frettes métalliques $ts$ | 4mm |
| Nombre frettes métalliques $n_s$ | 5 |
| Enrobage extérieur e | 6mm |
| Epaisseur nette de l'élastomère $Te = n \times ti + 2 \times e = 4 \times 12 + 2 \times 6$ | 60mm |
| Epaisseur totale de l'appareil $T_b = n \times ts + Te = 5 \times 4 + 60$ | 90mm |

### VII.3.1.2. Vérification des appareils d'appuis :

**Resistance a la compression :**

$\sigma_{max} = \frac{\text{Nmax}}{\text{a} \times \text{b}} = \frac{1,252}{0,35 \times 0,4} = 8,94 \leq 20$ MPa →**condition vérifiée**

**Resistance au flambement :**

On doit vérifier la condition : $\gamma s \times Pu \leq$ **Pc**

| Dimension | Valeur |
|---|---|
| $\gamma s$ **:** coefficient de sécurité égale à 3 | 3 |
| $pu$ **:** valeur maximale des charges verticales à l'ELU | 1,252 |
| $pc$ **:** La charge critique de flambement de l'appareil d'appui Pc=$\frac{4G.B.S^2.d}{h} = \frac{4 \times 0,9 \times 0,14 \times 0,016 \times 7,77\text{^}2}{0,09}$ | 6,09 |
| **B :** L'aire nominale de l'appui | 0,14m$^2$ |
| **d :** La somme d'une épaisseur de frette et d'une épaisseur de caoutchouc ti+ts | 16mm |
| **h :** La hauteur totale de l'appareil d'appui | 90mm |
| **S :** Le facteur de forme (S =$\frac{a \times b}{2t(a+b)} = \frac{350 \times 400}{2 \times 12(350+400)}$) | 7,77 |

$\gamma s \times Pu = 3 \times 1,252 = 3,756 \leq$ **Pc**=6,09 → condition vérifiée

**Resistance au glissement :**

Il est impératif de justifier la stabilité au glissement de l'appareil d'appui en prenant en compte l'influence de la composante verticale de l'action sismique. Il convient ainsi de vérifier que :

$$H \leq \int .N$$

**H :** l'effort horizontal = 0.34MN

**∫ :** coefficient de frottement=0,1+$\frac{0,6}{\sigma m}$= 0.17

**N :** efforts de compression verticale = 1.252 MN

$\sigma_m$ **:** est la contrainte moyenne de compression=$\frac{N}{B}$=8.94 MPa

H=0.34 ≤ ∫.N =0.252 → **condition non vérifiée** donc on doit installer des dispositifs de non-glissement

**Limitation de la distorsion :**

La distorsion δ = tan(γ), rapport du déplacement horizontal à l'épaisseur totale d'élastomère doit être limitée aux valeurs suivantes : **δ< δc**

$$\text{Avec : } \begin{cases} \delta_c = 0.7 + 4 \times (\delta_0 - 0.7) \times (0.25 - P) & P \leq 0.25. \\ \delta_c = 1.4 \times (1 - 2P) & P > 0.25. \end{cases}$$

$P=\frac{Pu}{Pc}=\frac{1,252}{6,09}=0,205 \leq 0.25$

$\delta_0=\frac{c}{hc}=\frac{350}{60}=5.3$ ; mais $0.7 \leq \delta_0 \leq 2$ donc on prend $\delta_0=2$

$\delta=\frac{\gamma}{h}=\frac{24.5}{90}=0.27$

$\delta c=0.7+4(\delta_0 - 0,7) \times(0.25 - P) =0.96$

$\delta=0.27 < \delta c=0.96 \rightarrow$**condition vérifiée**

### VII.3.2. Dés d'appuis :

Un dé d'appui est un bloc massif (généralement en béton armé) situé sous l'appareil d'appui (comme un appui en néoprène ou métallique). Il sert à :

- Répartir les charges de la superstructure sur les fondations ou les éléments porteurs.
- Stabiliser l'appui (éviter glissement, renversement…).
- Protéger l'appareil d'appui contre les concentrations de contraintes.

#### VII.3.2.1. Dimensionnement des Dés d'appuis :

| Dimension | Formule | Valeur |
|---|---|---|
| **$H_{Dé}$ :** Hauteur du Dé | $H_{Dé} \geq \frac{a \times b}{a+b}=\frac{0,35 \times 0,4}{0.35+0.4}=0,187$ | 0.2m |
| **a1 :** le coté parallèle à l'axe horizontal de l'ouvrage | **a1** $\geq$ a+ $\frac{HDé}{2}$= 0,35+ $\frac{0,187}{2}$ | 0,5m |
| **b1 :** le coté parallèle à l'axe vertical de l'ouvrage | **b1**$\geq$ b+ $\frac{HDé}{2}$ =0,4+ $\frac{0,187}{2}$ | 0,5m |

### VII.3.2.2. Ferraillage des Dés d'appuis :

| Dimension | Formule | Valeur | |
|---|---|---|---|
| **Ac :** Armatures de chainage<br>→ La section doit reprendre 25% de Rmax | $\frac{0,25N}{\sigma s} \geq \frac{0,25\times1,252}{\frac{500}{1,15}} \geq 7,1cm^2$ | $8,04cm^2$ | 4HA16 |
| **Ah :** Armatures Horizontale<br>→La section doit reprendre 12,5% Rmax | $\frac{0,25N}{\sigma s} \geq \frac{0,125\times1,252}{\frac{500}{1,15}} \geq 3,3cm^2$ | $4,52\ cm^2$ | 4HA12 |
| **As :** Frette supérieure<br>→La section doit reprendre 4% de Rmax | $\frac{0,25N}{\sigma s} \geq \frac{0,04\times1,252}{\frac{500}{1,15}} \geq 1,15cm^2$ | $1,57\ cm^2$ | 2HA10 |
| **Ai :** Frette inferieure<br>→La section doit reprendre 10% de Rmax | $\frac{0,25N}{\sigma s} \geq \frac{0,1\times1,252}{\frac{500}{1,15}} \geq 2,9cm^2$ | $3,14\ cm^2$ | 4HA10 |

### VII.3.3. Joint de chaussée :

Un joint de chaussée est un élément installé entre deux sections d'un ouvrage routier pour absorber les mouvements causés par les variations de température, le trafic ou les déformations structurelles. Il permet d'éviter les fissurations et les dommages en offrant une zone de transition flexible. Fabriqué en matériaux résistants comme le métal, le caoutchouc ou le néoprène, il assure la continuité et la durabilité de la chaussée.

- **<u>Calcul du souffle</u>**

Selon le RCPR, on doit prendre en compte les actions suivantes :

- La température.
- La déformation différée du béton (retrait et fluage).
- L'action accidentelle (séisme).

On calcule le souffle par la formule suivante :

$$W = W_D + 0,3W_T + \frac{W_S}{3}$$

Avec :

- W : souffle total du joint.
- WD : souffle des déformations différées.
- WT : souffle thermique.
- WS : souffle sismique.
- Lo = 35m
- $\Delta T = 35^0$

**Calcul des déformations différées du béton (retrait et fluage) :**

$\varepsilon r=35.10^{-5}$

$\varepsilon f=20.10^{-5}$

$\Delta l_{r+f} = lo \times (\varepsilon r + \varepsilon f) = 24.54mm$

**Calcul des déformations thermiques :**

$\Delta l_{temp} = \alpha t \times lo \times \Delta T = 12.27mm$

**Calcul de la déformation sismique :**

$\Delta l_{sism} = 91.84$ mm

**Déformation totale :**

W = 24.54 + 0.3×12.27 + 91.84/3 = 58.8mm

**Choix du joint de chaussée**

Le joint choisi pour notre ouvrage est le joint TX120 (ALGAFLEX TX), qui permet des déplacements de ±60 mm > 58.8mm.

Il faut noter aussi qu'on disposera de 4 joint, deux au niveau des culées et deux autres chaque 3 travées.

TABLEAU DIMENSIONNEL

| Joint | Souffle longitud. | Souffle transv. | A mm | B mm | C mm | D mm | L mm | Lz mm | H mm | H1 mm | M | Ø mm |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| TX80 | ±40 | ±40 | 275 | 220 | 50 | 450 | 2000 | 140 | 42 | 70 | M12x190 | 14 |
| TX100 | ±50 | ±50 | 355 | 280 | 60 | 520 | 2000 | 145 | 46 | 70 | M14x200 | 16 |
| TX 120 | ±60 | ±60 | 390 | 300 | 70 | 560 | 2000 | 140 | 53 | 80 | M16x200 | 18 |
| TX160 | ±80 | ±80 | 470 | 370 | 90 | 640 | 2000 | 130 | 78 | 100 | M16x200 | 18 |
| TX180 | ±90 | ±90 | 500 | 400 | 100 | 670 | 2000 | 130 | 82 | 110 | M16x200 | 18 |

**Figure VII. 8. Catalogue ALGEX pour les dimensionnements des joint de chaussée**

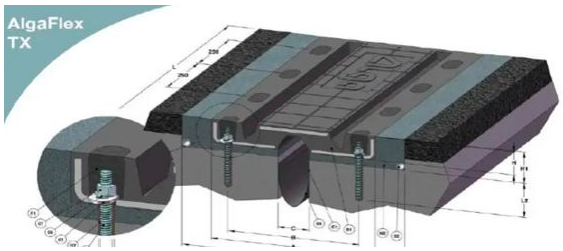



**Figure VII. 9. Joint de type TX120**

**CONCLUSION**

Les équipements jouent un rôle essentiel dans la conception et le comportement de l'ouvrage durant un séisme c'est pourquoi nous avons accordé une attention particulière a leurs choix

# CHAPITRE VIII : ETUDE SISMIQUE

## INTRODUCTION

Pour tous les projets d'exécution, il est important de faire une étude sismique qui consiste à évaluer l'effort sismique en fonction des caractéristiques de l'ouvrage et la région où il est implanté.

Le RPOA propose plusieurs méthodes d'analyse des structure, L'analyse d'un pont peut se faire à l'aide de deux principales méthodes, le choix de la méthode dépend du type et les caractéristiques géométriques de l'ouvrage :

- La méthode spectrale monomodale (mode fondamentale).
- La méthode du spectre de réponse (analyse dynamique linéaire).

La méthode spectrale monomodale n'est pas applicable dans notre cas car la masse des piles MP est supérieure à 43 % de la masse du tablier MG donc on utilisera la méthode multimodale.

### Les caractéristiques sismiques

- Classification de pont : première classe
- Fissuration : préjudiciable
- Zone sismique : IIa
- Groupe de pont : 2.
- Accélération sismique : 0.2g d'où (A=0.2).
- Classification de site : type S3 (site meuble).
- $\xi$ Taux d'amortissement égale à : 5% (béton armé).

## VIII.1. LA METHODE DU SPECTRE DE REPONSE (ANALYSE DYNAMIQUE LINEAIRE)

L'analyse par le spectre de réponse est une analyse élastique des réponses dynamiques maximales de tous les modes significatifs de la structure.la méthode se base sur un calcul dynamique multimodale spectrale et tient compte de façon statiques des déplacements différentiels. La réponse globale est obtenue par des combinaisons statiques des contributions modales maximales.

## VIII.2. LES SPECTRES DE REPONSE

On réutilisera un modèle en 3D, par MIDAS CIVIL 2022, pour l'évaluation des efforts sismiques dans les trois directions ainsi que les périodes propres.

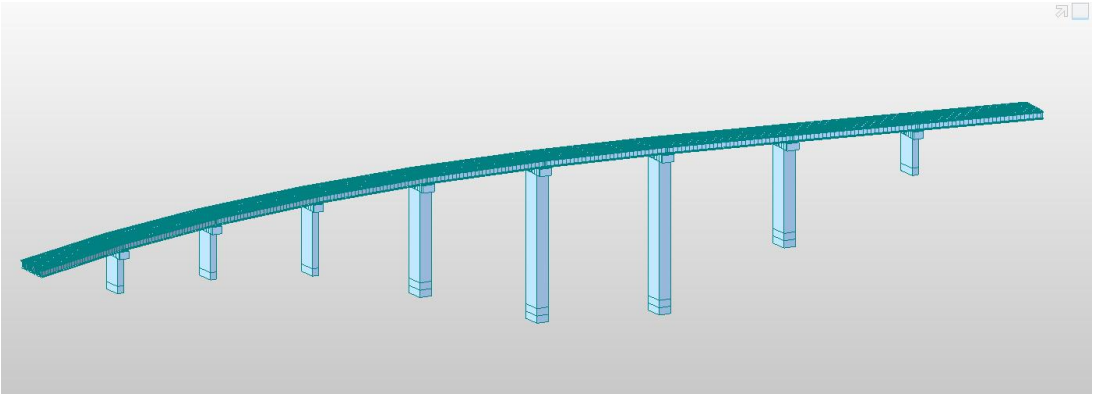


**Figure VIII. 1. Modèle MIDAS de la méthode spectrale vue générale**

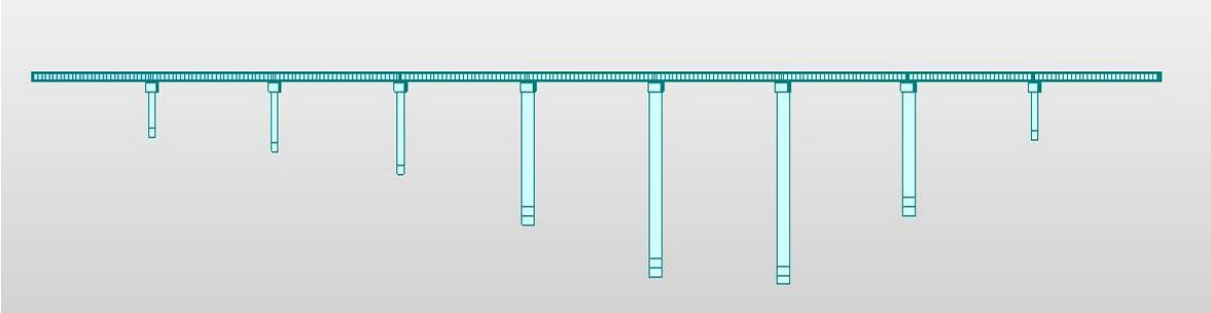


**Figure VIII. 2 Modèle MIDAS de la méthode spectrale vue en plan**

### VIII.2.1. Spectre de réponse de la composante horizontale

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

- **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 = 0.2
- **g :** accélération de la pesanteur g = 9.81 m/s2

- **S :** coefficient du site S = f (S3) = 1.2 (RPOA, tableau 3.3).
- **T :** période du mode propre considéré dans la direction considérée.
- **T1, T2 :** périodes caractéristiques associées à la catégorie de site (RPOA, tableau 3.3) : (T1, T2) = f (S3) = (0.20 ; 0.50)
- **η :** facteur de correction de l'amortissement : $\eta = \sqrt{(7/(2+\xi))} = 1$

**Tableau VIII. 1. Valeur de T1, T2, et S pour la composante horizontale**

| Site | S1 | S2 | S3 | S4 |
|---|---|---|---|---|
| $T_1$ | 0,15 | 0,15 | 0,20 | 0,20 |
| $T_2$ | 0,30 | 0,40 | 0,50 | 0,70 |
| $S$ | 1 | 1,1 | 1,2 | 1,3 |

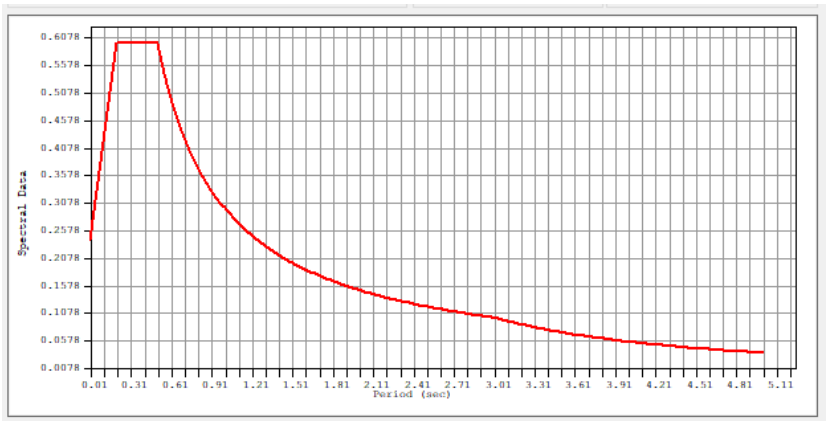



**Figure VIII. 3. Spectre de réponse horizontal**

### VIII.2.2. Spectre de réponse de la composante verticale

$$Sae^{V}(T)_{(m/s^2)} = \begin{cases} \alpha Ag\left(1+\frac{T}{T_1}(2.5\eta-1)\right) & 0 \le T \le T_1 \\ 2.5\alpha Ag\eta & T_1 \le T \le T_2 \\ 2.5\alpha Ag\eta\left(\frac{T_2}{T}\right) & T_2 \le T \le 3.0s \\ 2.5\alpha Ag\eta\left(\frac{3T_2}{T^2}\right) & T \ge 3.0s \end{cases}$$

- α : coefficient qui tient en compte l'importance de la composante verticale en zone de forte sismicité α (zone II a) = 0.7
- S : le coefficient de site, dans le cas de la composante verticale, est pris égal à 1.

**Tableau VIII. 2. Valeur de T1 et T2 pour la composante verticale**

| Site | S1 | S2 | S3 | S4 |
|---|---|---|---|---|
| $T_1$ | 0,15 | 0,15 | 0,20 | 0,20 |
| $T_2$ | 0,30 | 0,40 | 0,40 | 0,40 |

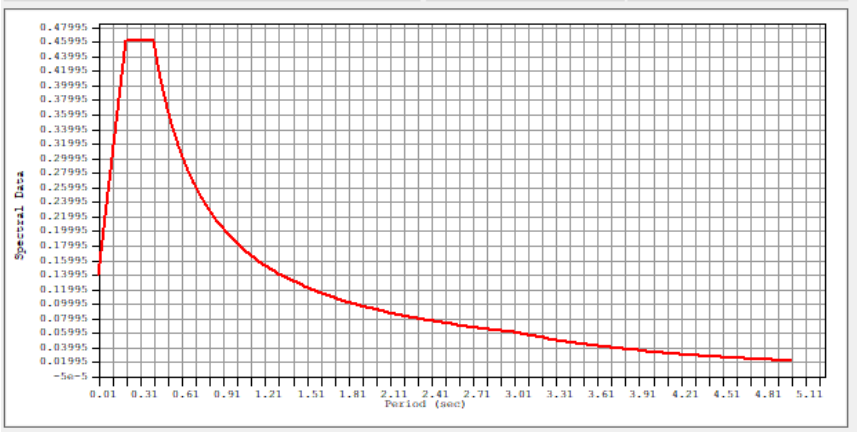



**Figure VIII. 4. Spectre de réponse vertical**

## VIII.3. MODES SIGNIFICATIFS

Tous les modes qui ont une contribution importante à la réponse structurale totale doivent être pris en compte. Autrement dit, on tient en compte les modes pour lesquels la somme des masses modales effectives Σ(Mi)c atteint au moins90%de la masse totale du pont MT

**Tableau VIII. 3. Modes significatifs**

| Modes | Périodes (s) | Masse Modale | | | Masses Cumulées | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | UX [%] | UY [%] | UZ [%] | UX [%] | UY [%] | UZ [%] |
| 1 | 1,169413 | 42.22 | 2.67 | 0.00 | 42.22 | 2.67 | 0.00 |
| 2 | 1,092663 | 5.05 | 27.09 | 0.00 | 47.27 | 29.76 | 0.00 |
| 3 | 0,903064 | 0.60 | 0.21 | 0.00 | 47.87 | 29.97 | 0.00 |
| 4 | 0,877685 | 1.79 | 0.33 | 0.00 | 49.65 | 30.30 | 0.00 |
| 5 | 0,85062 | 15.30 | 0.02 | 0.00 | 64.95 | 30.33 | 0.00 |
| … | … | … | … | … | … | … | … |
| 250 | 0,000299 | 0.00 | 0.00 | 0.01 | 82.30 | 79.78 | 99.10 |

La plus grande période obtenue associée au premier mode fondamental T = 1.17 (s)

**Modes de vibration :**

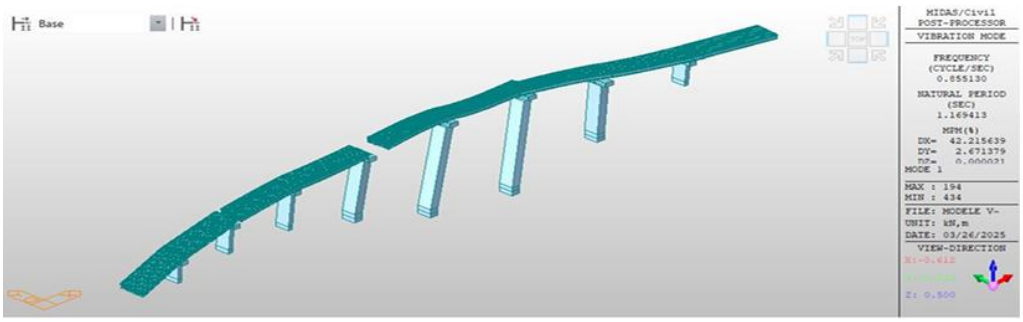



**Figure VIII. 5 Représentation du mode de vibration 1**

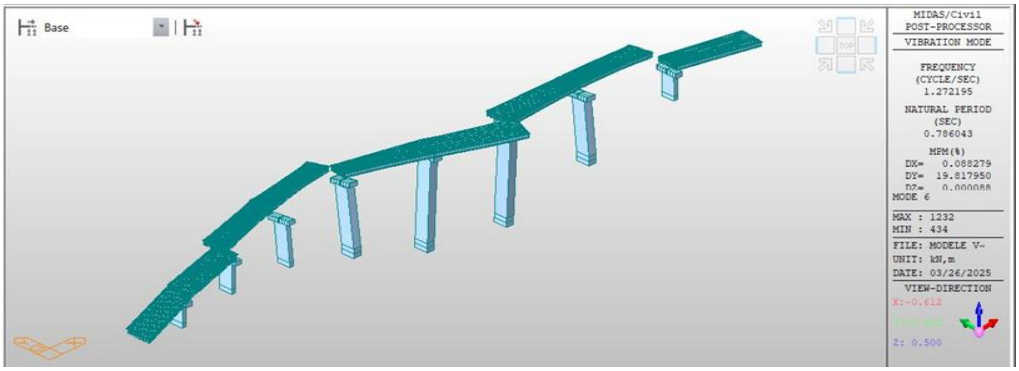



**Figure VIII. 6 représentation du mode de vibration 6**

## VIII.4. COMBINAISON DES COMPOSANTES DE L'ACTION SISMIQUES

Selon le RPOA (article 4.3.2.5), une combinaison des forces sismiques orthogonales est employée pour tenir compte de l'incertitude directionnelle du séisme. Cette combinaison nous donne l'effet probable de l'action sismique maximale dû à l'apparition simultanée des actions sismiques le long des axes horizontaux X et Y et de l'axe vertical Z :

$E1 = \pm Ex \pm 0.3\ Ey \pm 0.3\ Ez$

$E2 = \pm Ey \pm 0.3\ Ex \pm 0.3\ Ez$

$E3 = \pm Ez \pm 0.3\ Ex \pm 0.3$

## CONCLUSION

On a vu à travers ce chapitre le comportement du pont face aux sollicitations dynamique à l'aide d'une model numérique avec le logiciel MIDAS CIVIL. On a pu évaluer ces efforts qui jouent un rôle essentiel dans la vérification de la stabilité des éléments de la structure.

# CHAPITRE IX : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

## INTRODUCTION

L'étude de l'infrastructure d'un ouvrage est une étape essentielle du projet, indissociable de l'ouvrage dans son ensemble. Elle vise à assurer la transmission des charges et surcharges du tablier vers le sol, en tenant compte des contraintes du site, du type de tablier et des exigences fonctionnelles.

Parmi les éléments clés de l'infrastructure, la pile joue un rôle central. Dans notre cas, le tablier est simplement appuyé sur les piles, ce qui rend leur conception encore plus déterminante. Ce chapitre présentera les étapes de dimensionnement de l'infrastructure du pont.

## IX.1. CONCEPTION DE L'INFRASTRUCTURE

L'infrastructure se compose de trois éléments essentiels :

- Chevêtre : C'est l'élément sur lequel repose les poutres et assure la transmission des charges aux colonnes.
- Semelle : Son rôle est de transmettre les efforts au sol.

Le système des fondations, choisi sur la base des actions (statiques et sismiques) et les données géotechniques du terrain, est constitué par des massifs de (8)-(12)-(16) pieux selon la hauteur de la pile avec un diamètre de Φ = 1,2m.

**Tableau IX. 1 Les dimensions du chevêtre et la semelle**

| | Hauteur | Largeur | Longueur |
|---|---|---|---|
| Chevêtre | 2 | 3.5 | 11 |
| Semelles | 2-2,5 | 12 | 6-9.6-13,2 |

### IX.1.1. Etude de la pile

Pour notre ouvrage, on a choisi des piles évidées de 6m x 3.5m avec une épaisseur de 0.6 m

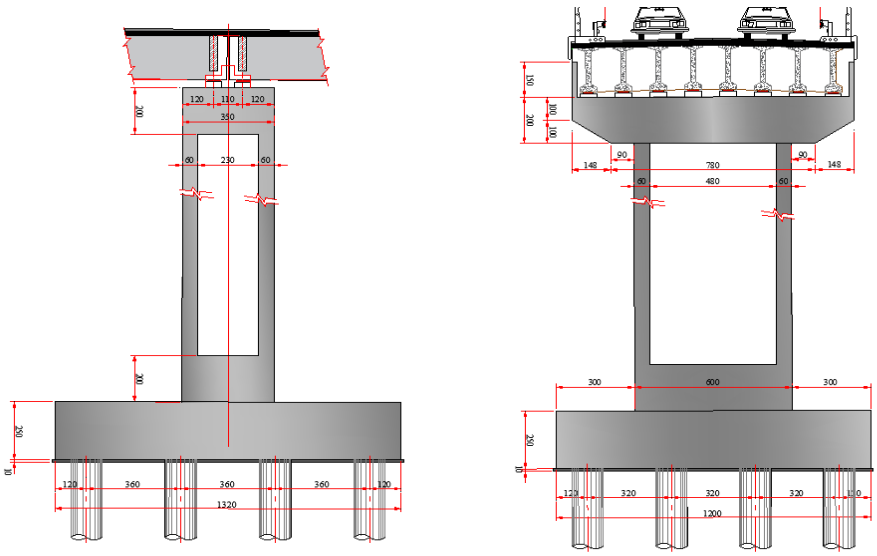


**Figure IX. 1. Dimensions des piles de l'ouvrage**

**Tableau IX. 2 implantation et hauteurs des piles**

| Piles | PK | Hauteurs(m) | Piles | PK | Hauteurs(m) |
|---|---|---|---|---|---|
| P1 | PK 3+735 | 13 | P5 | PK 3+875 | 40.5 |
| P2 | PK 3+770 | 16 | P6 | PK 3+910 | 42 |
| P3 | PK 3+805 | 18 | P7 | PK 3+945 | 27 |
| P4 | PK 3+840 | 29 | P8 | PK 3+980 | 10.5 |

### IX.1.1.1. Vérification de la pile vis-à-vis du flambement

On prend en considération dans notre étude la pile N°6

Pour que la vérification au flambement soit satisfaite on doit vérifier :

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

Avec :

- lf : longueur de flambement. : lf = 2×l0 = 2×38 =76m (38m est la hauteur de partie évidée).
- i : rayon de giration de la section : $ix = \sqrt{\frac{Ix}{S}}$ (transversal) ; $iy = \sqrt{\frac{Iy}{S}}$ (longitudinal)

ix=2.43m iy=1.48m

$\lambda x$=31.27 < 70

λy= 51.35< 70

La condition de non-flambement est vérifiée.

### IX.1.1.2. Evaluation des efforts agissants sur la pile

Les charges permanentes et d'exploitations génèrent des sollicitations sur la pile qui se résument dans des forces horizontales, verticales et des moments. Elle sera considérée comme une console encastrée dans sa base.

- **Efforts statiques**

**Tableau IX. 3 Evaluations des efforts statiques de la pile la plus sollicitée**

| Sollicitation | Charge | Pile 06 |
|---|---|---|
| Verticale (KN) | G(chevêtre) | 1806.08 |
| | G (tablier) | 7586,04 |
| | G (pile) | 10512 |

| | | |
|---|---|---|
| | A(l) | 1618,4 |
| | Bc | 1292,32 |
| | Mc120 | 1124,4 |
| | D240 | 2071,76 |
| Horizontale longitudinal (KN) | Freinage Bc | 150 |
| | Freinage A(l) | 172 |
| Moment longitudinal (KN.m) | Freinage Bc | 6975 |
| | Freinage A(l) | 7998 |

- **Efforts sismiques**

**Tableau IX. 4 Réactions et moments dus au séisme à la base de pile**

| Réactions | Pile 06 |
|---|---|
| Rv (KN) N | 24457 |
| RL (KN) | 2395.2 |
| RT (KN) | 3958.3 |
| ML (KN.m) My | 176907.8 |
| MT (KN.m) Mx | 99703.7 |

- **Combinaisons des efforts**

Les combinaisons les plus défavorables sont les suivants :

- ELS : G + 1.2 Q
- ELU : 1.35G + 1.6 Q
- ELA : G + E

**Tableau IX. 5 Combinaison des efforts à la base de pile**

| Réactions | Combinaison | Pile 06 |
|---|---|---|
| Rv (KN) | ELS | 21846.2 |
| | ELU | 29460.002 |
| | ELA | 44684.8 |
| RT (KN) | ELA | 3958.3 |
| ML (KN.m) | ELS | 8370 |
| | ELU | 11160 |
| | ELA | 178302.8 |
| MT (KN.m) | ELA | 99703.7 |

### IX.1.1.3. Ferraillage des éléments de la pile

En règle générale, l'armature d'une section rectangulaire creuse est placée en deux nappes, l'une près de la surface extérieure, l'autre près de la surface locale.

#### 1. Ferraillage longitudinale

Le ferraillage de telles sections se fait à l'aide des abaques de WALTHER. Dans ces abaques, la disposition réelle des armatures est idéalisée par une armature linéairement répartie, située au milieu de la paroi de béton et présentant une répartition variable doublement symétrique (facteur $\beta = b / 2 (b + h) = 0.184$).

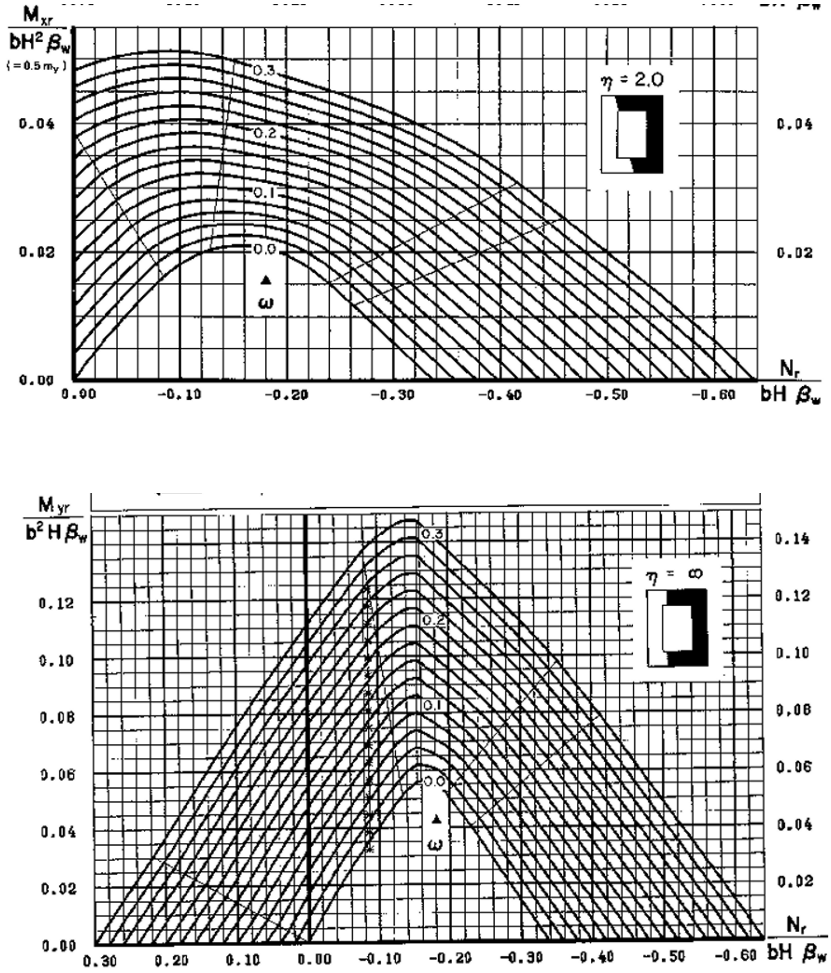



**Figure IX. 1 Abaques de WALTHER**

Il faut d'abord vérifier la condition d'orientation : $\mathbf{tx/h} \leq \mathbf{ty/ b}$ : $0.1 \leq 0.117$ Vérifiée

- tx et ty : sont les épaisseurs de la section dans la direction transversale et longitudinale.
- h et b : sont les grandes dimensions de la section (longueur et largeur).

Le champ d'application d'un abaque s'étend sur toutes les sections présentant les bons paramètres, quelles que soient leurs dimensions effectives et la qualité de leur béton, grâce à la notion des efforts intérieurs relatifs et sans dimension n, mx et my :

$n = \frac{N}{b \times h \times fc28}$ et $mx = \frac{Mx}{b \times h^2 \times fc28}$ et $my = \frac{My}{b \times h^2 \times fc28}$

Les abaques de WALTHER nous ont permis de tirer la valeur de degré mécanique d'armature totale ω

La base de la pile soumise à une flexion oblique, deux moment Mx et My avec un effort normal N.

- N = 29460.002 KN
- Mx = 99703.7 KN.m
- My = 178302.8 KN.m

$n = \frac{N}{b \times h \times fc28} = 0.04$

$mx = \frac{Mx}{b \times h^2 \times fc28} = 0.022$

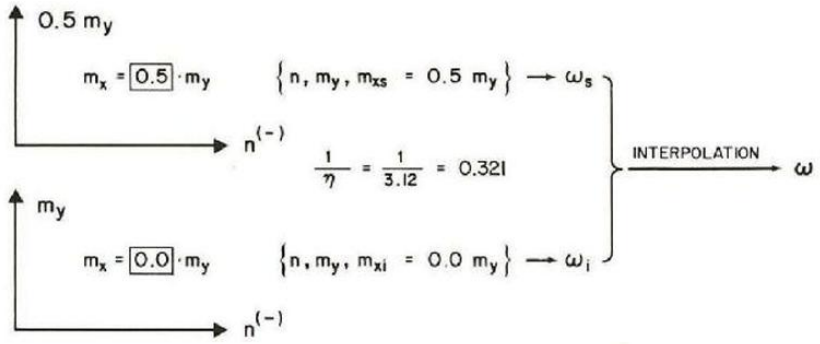
$my = \frac{My}{b^2 \times h \times fc28} = 0.069$

$2 < \eta = \frac{my}{mx} = 3.13 < \infty$

η inversé = 1/ η = 0.32

Le rapport η = 3.04 donné est compris entre les valeurs ηi =2.0 et ηs = ∞. Pour réaliser l'interpolation, on inverse les rapports et l'on interprète l'abaque (mx-n ; η=2.0) comme abaque (0.5my-n ; 1/ η =0.5)

Formule générale pour l'interpolation : $\omega f = \omega i + \frac{my\omega s - \omega i}{\eta s - \eta i} (\eta - \eta i)$




$Fa = \frac{\omega \times b \times h \times fc28}{\sigma s} = \frac{0.143 \times 3.5 \times 6 \times 35}{500} = 2102.1 cm^2$

La section de ferraillage qui doit être adoptée est calculé en multipliant la section d'armature totale par β pour le coté b et par (0.5- β) pour le coté h

- As (coté b) : 0,184 Fa = 386.78 cm² On prend 25HA32/nappe / e= 13cm (As=402.02 cm²)
- As (coté h) : 0,316 Fa = 664.26 cm² On prend 42HA32/nappe / e= 13cm (As=675.37 cm²)

Condition de non-fragilité :

As-min ≥ 0.23 h × b × ftj/fe

As-min ≥ 260.82 cm²

La condition est vérifiée.

### 2. Armatures transversales

Les armatures transversales doivent être disposées pour maintenir chaque barre ou groupe de barres du ferraillage longitudinal et s'opposer à son flambement vers l'extérieur :

Selon RPOA $At = \frac{Al \times fel}{16 \times fet} \times \frac{St(mm)}{100}$

Avec :

**Al:** est la section totale des armatures longitudinales.

fel et fet : caractéristiques de l'acier des armatures respectivement longitudinales et transversales.

**St :** l'espacement des armatures transversales en mm

**St =** Min (12ϕl; d; 200mm) → St = 20 cm.

**Tableau IX. 6 Ferraillage transversal de la pile**

| | PILE 06 | |
|---|---|---|
| | Coté b | Coté h |
| Al (cm2) | 386.78 | 664.26 |
| Øl (cm) | HA32/e= 12.5cm | HA32/e= 12.5cm |
| At (cm2) | 48.35 | 83.03 |
| Øt (mm) | HA16/e=20cm | HA16/e=20cm |

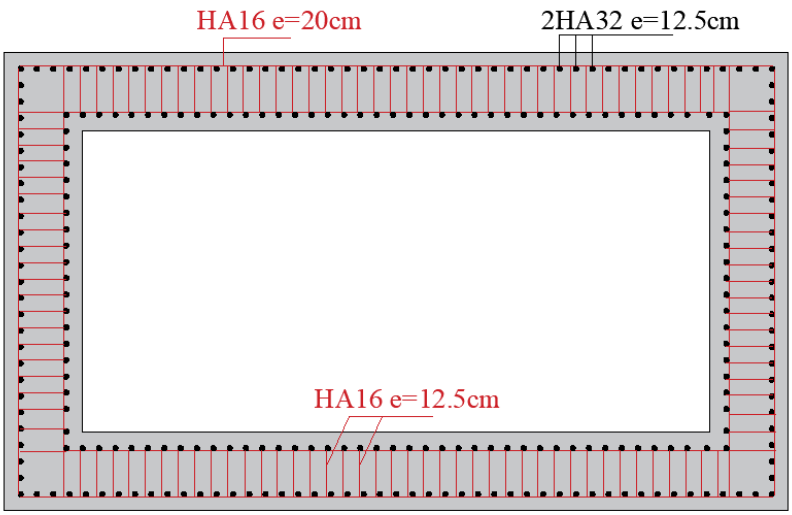



**Figure IX. 2. Coupe transversale du ferraillage de la pile**

## IX.2. ETUDE DE LA CULEE

La culée est un ouvrage de soutènement situé aux extrémités d'un pont. Elle a pour rôle de supporter le tablier, de transmettre les charges au sol et de retenir les remblais de la route adjacente.

Dans notre cas On opte pour une culée remblayée (appui et soutien des remblais).

**Implantation des culées :**

**Tableau IX. 7 implantation des culées**

| Culée | PK |
|---|---|
| C1 | PK 3+700 |
| C2 | PK 4+015 |

### IX.2.1. Prédimensionnement de la culée

- Le prédimensionnement s'appuie sur le document **« PP73 1.1.3 de SETRA ».**
- **On fait l'étude sur la culée 01** qui est la culée la plus sollicitée.

**Tableau IX. 8 éléments constituants la culée et leurs dimensions**

| Elément | Rôle | Dimensions |
|---|---|---|
| **Mur garde grève** | Séparer physiquement le remblai de l'ouvrage. | Hauteur=,4<br>Epaisseur = 0,45m |
| **Mur frontal** | Transmission des charges verticales | Hauteur= 5.5 |
| **Semelle** | Supportant le poids propre de la culée et la charge venante du tablier | Epaisseur = 1.5m<br>Longueur = 13.2m<br>Largeur = 6m<br>Béton de |
| **Mur en retour** | Porteur des corniches et soutien des remblais | Epaisseur=0.7m<br>Hauteur= 7.9m |
| **Dalle de** | Transition d'un milieu semi- rigide | Epaisseur=0,3m |
| **Corbeau** | Elément sur lequel repose l'about du tablier | |

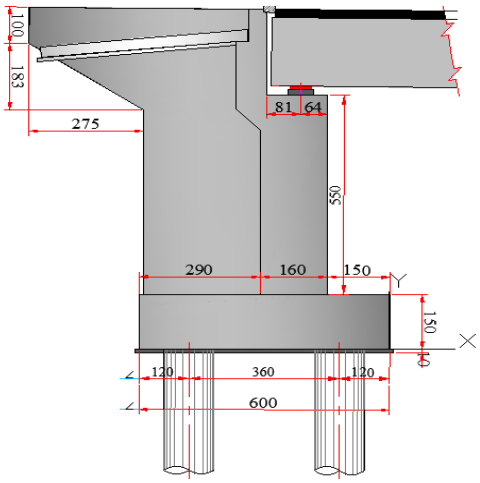



**Figure IX. 2 Dimensions des éléments de la culée**

### IX.2.2. Évaluation des efforts agissants sur la culée :

Les efforts agissants sur la culée sont des efforts horizontaux et verticaux dus au poids propre de la culée, la charge descendante du tablier, poids et poussée des terres, effet du séisme, du freinage et des déformations différées, qu'on va les traiter en détail.

### IX.2.2.1. Les efforts statiques du au poids propre

**Tableau IX. 9 Les efforts statiques du au poids propre**

| Désignation | N (KN) | $Z_v$ (m) | H (KN) | Zh (m) | MN (KN.m) | MH (KN.m) |
|---|---|---|---|---|---|---|
| Poids Propre du Tablier | 4235,9 | 2,84 | / | -7,25 | 12030,0 | / |
| Mur G Grève | 260,6 | 3,85 | / | -8,20 | 1003,5 | / |
| Mur frontal | 2389,2 | 3,00 | / | -4,25 | 7167,6 | / |
| Mur en retour | 1195,8 | 5,86 | / | -6,35 | 7002,5 | / |
| Semelle | 2970,0 | 3,00 | / | -0,75 | 8910,0 | / |
| Dalle de transition | 177,4 | 4,18 | / | -8,50 | 740,5 | / |
| Corbeau | 177,6 | 3,97 | / | -7,26 | 704,4 | / |
| Dés d'appuis | 18,0 | 2,84 | / | -7,13 | 51,1 | / |
| Poids des terres P arrière | 3288,3 | 4,90 | / | / | 16112,7 | / |
| Poids des terres P avant | 580,8 | 1,10 | / | / | 638,9 | / |
| Poussée des terres sur m. frontal | / | / | 2786,3 | -3,13 | / | -8730,4 |
| Total | 15293,6 | / | 2786,3 | / | 54361,1 | -8730,4 |

Le poids des terres amont est le poids des terres sur la semelle sous la dalle de transition.

$$Poussée_{terres} = \frac{\rho_{sol} \times k_a \times L \times H^2}{2}$$

$$Poussée_{sur\ 10KN} = k_a \times L \times H \times (10KN/m^2)$$

### IX.2.2.2. Les efforts statiques du au surcharges

**Tableau IX. 10 Les efforts statiques du au surcharges**

| DÉSIGNATION | N(KN) | H(KN) | Zn (m) | Zh (m) | $M_N$ (KN.m) | $M_H$ (KN.m) | Mtotal |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Surcharge A(l) | 1205,0 | 67,0 | 2,84 | -7,25 | 3422,2 | -485,6 | 2936,6 |
| Surcharge Bc | 1123,5 | 150,0 | 2,84 | -7,25 | 3190,7 | -1087,5 | 2103,2 |
| Surcharge Mc120 | 1071,6 | 0,00 | 2,84 | 0,00 | 3043,2 | 0,00 | 3043,2 |
| Surcharge D240 | 1743,5 | 0,00 | 2,84 | 0,00 | 4951,6 | 0,00 | 4951,6 |
| Surcharge STR | 76,5 | 0,00 | 2,84 | 0,00 | 217,3 | 0,00 | 217,3 |

- **Combinaisons de charges**

**Tableau IX. 11 Combinaisons de charges a ELU pour la culée**

| Combinaison à l'ELU pour la culée C1 | | N (KN) | H (KN) | $M_N$ (KN.m) | $M_H$ (KN.m) | $M_L$ (KN.m) |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 1,35 G + 1,6 (A(l)+S sur remblai) | 1,35 N + 1,6 (A(l) + Str) | 23075,9 | | 80793 ,7 | | -3226,0 |
| | 1,35 H + 1,6 ( Fr A(l) + str)+0,9T | | 4342,9 | | -14792,0 | |
| 1,35 G + 1,6 ( Bc + S sur remblai) | 1,35 G + 1,6 ( Bc + Str) | 22945,5 | | 80423,3 | | -4168,2 |
| | 1,35 G + 1,6 ( Fr Bc + str)+0,9T | | 4475,7 | | -15755,0 | |
| 1,35 G + 1,35 (Mc120) | 1,35 G + 1,35 (Mc 120) | 22092,9 | | 77495,8 | | -568,9 |
| | 1,35 G +0,9T | | 3761,5 | | -11786,0 | |
| 1,35 G + 1,35 (D 240) | 1,35 G + 1,35 (D 240) | 23000,1 | | 80072,1 | | -714,1 |
| | 1,35 G +0,9T | | 3761,5 | | -11786,0 | |

**Tableau IX. 12 Combinaisons de charges à ELS pour la culée**

| **Combinaison à l'ELS pour la culée C1** | | **N (KN)** | **H (KN)** | **$M_N$ (KN.m)** | **$M_H$ (KN.m)** | **$M_L$ (KN.m)** |
|---|---|---|---|---|---|---|
| **G + 1,2 (A(l)+S sur remblai)** | **N + 1,2 (A(l) + Str)** | 17115,8 | | 59915,8 | | -2416 ,4 |
| | **N + 1,2 ( Fr A(l) + str)+0,6T** | | 3222,4 | | -10984,9 | |
| **G + 1,2 ( Bc + S sur remblai)** | **G + 1,2 ( Bc + Str)** | 17017,9 | | 59638,0 | | -3123,0 |
| | **G + 1,2 ( Fr Bc + str)+0,6T** | | 2966,3 | | -11707,1 | |
| **G + Mc120** | **G + Mc 120** | 16365,1 | | 57404,3 | | -421,4 |
| | **G +0,6T** | | 2786,3 | | -8730,4 | |
| **G + D 240** | **G + D 240** | 17037,1 | | 59312,7 | | -529,0 |
| | **G +0,6T** | | 2786,3 | | -8730,4 | |

### IX.2.2.3. Efforts du au poids propre cas sismique

**Tableau IX. 13 efforts du au poids propre cas sismique**

| **Désignation** | **N (KN)** | **$Z_v$ (m)** | **H (KN)** | **$Z_h$ (m)** | **$M_N$ (KN.m)** | **$M_H$ (KN.m)** |
|---|---|---|---|---|---|---|
| **Mur G Grève** | 19,5 | 3,85 | 65,2 | -8,20 | 75,3 | -534,3 |
| **Mur frontal** | 179,2 | 3,00 | 597,3 | -4,25 | 537,6 | -2538,5 |
| **Mur en retour** | 89,7 | 5,86 | 298,9 | -6,35 | 525,2 | -1898,0 |
| **Semelle** | 222,8 | 3,00 | 742,5 | -0,75 | 668,3 | -556,9 |
| **Dalle de transition** | 13,3 | 4,18 | 44,3 | -8,50 | 55,5 | -376,9 |
| **Corbeau** | 13,3 | 3,97 | 44,4 | -7,26 | 52,8 | -322,2 |
| **Dés d'appuis** | 1,4 | 2,84 | 4,5 | -7,13 | 3,8 | -32,1 |
| **Poids des terres P arrière** | 246,6 | 4,90 | / | / | 1208,4 | / |
| **Poids des terres P avant** | 43,6 | 1,10 | / | / | 47,9 | / |
| **Poussée dynamique sur m. frontal** | / | / | 4836,4 | -4,70 | / | -22731,0 |
| **Total** | 829,3 | / | 6633,5 | / | 3174,8 | -28989,9 |

- Détermination du coefficient du a la poussée $K_{ad}$ :

$$K_{ad} = \frac{cos^2(\varphi - \theta)}{cos^2\theta \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi).\sin(\varphi - \beta - \theta)}{\cos(\theta).\cos(\beta)}}\right]}$$

$$\theta = \arctan\left(\frac{K_h}{1 \pm K_v}\right)$$

H : la huteur du mur.

ρsol : le poids volumique de sol (20KN/m3).

φ : angle de frottement interne de remblai sans cohésion (30°).

β : angle du talus avec l'horizontale (0°).

$K_H = a_{sissmique}$ = 0.25 et $K_v = 0{,}3K_H$ = 0.075

Le coefficient de poussée au repos (condition normal) Kad = 0.333.

- **Combinaisons de charges**

Les combinaisons sont calculées a l'aide du logiciel Midas Civil et le détail est présenté sous forme d'annexe

### IX.2.3. Calcul du ferraillage :

#### IX.2.3.1. Mur frontal :

Le mur frontal est généralement encastré à la semelle, c'est l'élément qui subit des sollicitations permanentes tel que le poids de la superstructure et la poussée des terres, et des charges d'exploitations tel que les surcharges routières. Il est essentiellement soumis à un effort de flexion composé.

- **Résumé des efforts agissants sur le mur frontal :**

Le résultat des combinaisons les plus défavorables et les sollicitations sont montrées dans le tableau : (détail de calcul voir annexe).

**Tableau IX. 14 Les efforts agissants sur le mur frontal**

| ELU | | ELS | | ELA | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| $M_{max}$ (KN.m) | $N_{corr}$ (KN) | $M_{max}$ (KN.m) | $N_{corr}$ (KN) | $M_{Lmax}$(KN.m) | $N_{corr}$ (KN) | $M_{Tcorr}$(KN.m) |
| -10217,9 | 12098,4 | -7597,6 | 8983 | -24438,5 | 7071,7 | 2042,4 |
| $M_{max}$ (KN.m) | $N_{corr}$ (KN) | $M_{max}$ (KN.m) | $N_{corr}$ (KN) | $M_{Lmax}$(KN.m) | $N_{corr}$ (KN) | $M_{Tcorr}$(KN.m) |
| -940,9 | 1114,0 | -699,6 | 827,2 | -2250,3 | 651,2 | 188,1 |

- **Ferraillage du mur frontal :**

**Tableau IX. 15 Section d'acier pour le mur frontal**

| Armatures | Verticales As | De construction | Transversales |
|---|---|---|---|
| Section d'acier | As =21,32 | As' = As/3 | Ast = As/4 |

**Choix des barres**

**Tableau IX. 16 Ferraillage du mur frontal**

| | | | |
|---|---|---|---|
| Cote remblais | Pour le côté intérieur (remblais) on prend | HA25 | e: 15 |
| | Pour les armatures de répartitions on prend | HA20 | e: 15 |

| | | | |
|---|---|---|---|
| Cote ouvrage | Pour le côté extérieur on prend | HA20 | e: 15 |
| | Pour les armatures de répartitions on prend | HA16 | e: 15 |

### IX.2.3.2. Mur garde grève :

Le mur garde-grève est un élément qui travail en flexion simple sous l'effet de la poussée des terres, la poussée d'une charge d'exploitation située derrière le mur et l'effort de freinage dû à la surcharge Bc.

- **Calcul des sollicitations**

Effort du a la pousse des terres

$$M_T = \frac{P \times h}{3} \qquad Et \qquad P = \frac{1}{2} \times K_{ah} \times \gamma \times h^2 \times L$$

L'effort dû à la force du freinage d'un camion Bc :

Le moment dû à la forme de freinage est donné par la formule suivante :

$$Mf = \frac{2\,\mu \times P \times h}{0.25 \times 2h}$$

Avec **μ :** coefficient de pondération, μ = 1.6 à l'E.L.U et μ = 1.2 à l'E.L.S ;

L'effort dû à la poussée d'une charge située à l'arrière du mur :

$$MP = \frac{12K}{0.75 + 2} \int_0^h \frac{h - x}{(0.25 + x)} dx \text{ et } K = Ka \times bc \times \delta \times \gamma$$

Avec g : Coefficient de pondération. g = 1,6 à ELU et 1,2 à ELS ;

**Tableau IX. 17 Les sollicitations agissant sur le mur de garde grève**

| Symbole | ELS | ELU |
|---|---|---|
| h | 2,40 m | |
| $M_t$ (KN.m/ml) | 14,08 | 19,01 |
| $M_p$ (KN.m/ml) | 33,02 | 52,832 |
| $M_f$ (KN.m/ml) | 34,22 | 54,75 |
| Mtotal (KN.m/ml) | 81,32 | 126,59 |

## Ferraillage du mur garde grève

$A_s = 8,86(cm^2)$

**Tableau IX. 18 Ferraillage du mur garde grève**

| | | | |
|---|---|---|---|
| **Cote remblais** | Pour le côté intérieur (remblais) on prend | HA16 | e: 15 |
| | Pour les armatures de répartitions on prend | HA14 | e: 15 |
| **Cote ouvrage** | Pour le côté extérieur on prend | HA14 | e: 15 |
| | Pour les armatures de répartitions on prend | HA12 | e: 15 |

### IX.2.3.3. Mur de retour :

Le mur en retour a pour rôle d'assurer le soutènement des terres du remblai d'accès au pont.

- **Evaluation des efforts**

Pour calculer les sollicitations on utilise un modèle 3D par le logiciel Robot Structural Analysis. On a modélisé le mur en retour comme un voile en utilisant l'élément coque avec une épaisseur de 0,70 m, hauteur de 7,94 m.

Le mur en retour est supposé encastrer sur ces deux côtés, il est sollicité par les charges suivantes :

- Poids propre du mur.
- Charge de la superstructure. Pz=0.33t/m
- Les poussées horizontales réparties. Pt= Ka.g .h = 0.333 × 7.87 ×20 =52.5 KN/m²
- Les charges concentrées qui sont appliquées à 1 m de l'extrémité théorique du mur et comprennent une charge verticale de 4 t et une charge horizontale de 2 t.
- Poussée dynamique appliquée directement sur le mur. Pdyn=0,5 Kad γ (1+kv) =0,5×0,502×20 (1+0.075) ×7.87=42.5 KN/ m²

- **Combinaisons de cas de charge :**

Pour les résultats des efforts agissant sur le mur en retour sont présenté dans l'annexe

**Tableau IX. 19 Combinaisons de charge sur le mur de retour**

| Désignation | | | M (KN.m) |
|---|---|---|---|
| Mxx | Cas normal | ELU | 334,1 |
| | | ELS | 248,8 |
| | Cas sismique | ELA | 764,8 |
| Désignation | | | M (KN.m) |
| Myy | Cas normal | ELU | 107,1 |
| | | ELS | 84,1 |
| | Cas sismique | ELA | 143,8 |

- **Ferraillage du mur retour**

**Tableau IX. 20 Ferraillage du mur retour**

| Coté | Ferraillage horizontal | | | Ferraillage vertical | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | As | Armatures | e (cm) | As | Armatures | e (cm) |
| Intérieur | 24.2 | HA25 | 15 | 6,5 | HA14 | 15 |
| Extérieur | 25.2 | HA25 | 15 | 8,5 | HA20 | 15 |

### IX.2.3.4. Dalle de transition

- **Evaluation des efforts**

La dalle est supposée simplement appuyée sur ses deux extrémités, elle est soumise à son poids propre, aux surcharges et le poids du remblai au-dessus de la dalle, on évalue les efforts sur une bonde de 1 m.

- Remblais = 18 KN/m
- Poids propre de la dalle = 7,5 KN/m
- Revêtement = 1,8 KN/m
- Surcharge d'exploitation = 10 KN/ml.

**Tableau IX. 21 Combinaison d'actions sur la dalle de transition**

| Etat | Combinaison | Moment fléchissant (KN.m) |
|---|---|---|
| ELU | 1.35G+1.6Q | 213.1 |
| ELS | G+1.2Q | 158.7 |

- **Ferraillage de la dalle de transition**

Le calcul se fait à l'ELU et en flexion simple selon pp73

| | |
|---|---|
| **$A_u$ ($cm^2$)** | 19,40 |

**Tableau IX. 22 Ferraillage de la dalle de transition**

| | | |
|---|---|---|
| Nappe inférieur | Principales | HA20 e:15 |
| | De répartition | HA16 e:15 |
| Nappe supérieur | Principales | HA16 e:15 |
| | de répartition | HA14 e:15 |

### IX.2.3.5. Corbeau d'appui

D'après les documents de (S.E.T.R.A), son rôle est d'assurer le support de la dalle de transition. Le ferraillage du corbeau d'appui est réalisé par des armatures de HA16 espacées de 15 cm, et des goujons de HA25 tous les 2 m.

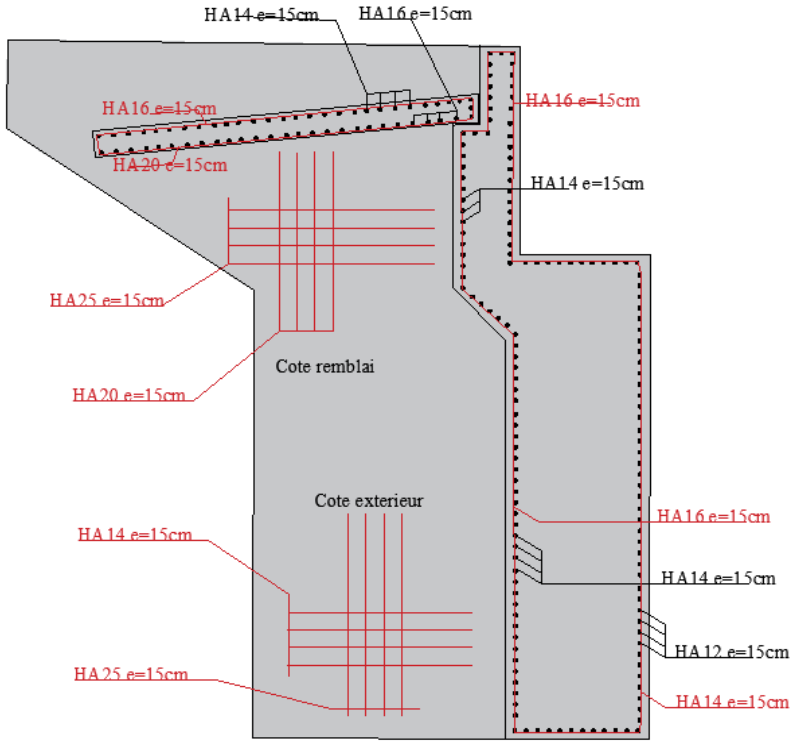



**Figure IX. 3 Plan de ferraillage de la culée**

### IX.2.4. Étude de la fondation

Selon les rapports géologiques et géotechniques et les essais pressiométrique, il est recommandé d'utiliser une fondation profonde (pieux forés) a une profondeur de 15m avec un diamètre de 1,2 m. Donc on opte pour une fondation mixte (pieux + semelle de liaison).

- **Les dimensions de semelle**

La semelle a pour rôle de transmettre au sol les différentes charges par l'intermédiaire des pieux.

**Tableau IX. 23 Les dimensions de la semelle sous la culée et la semelle sous la pile.**

| | C1 | P6 |
|---|---|---|
| Longueur | 13.2 | 13 .2 |
| Largeur | 6 | 12 |
| Epaisseur | 1.5 | 2.5 |

- **Calcul des sollicitations**

Nous avons utilisé pour modéliser la semelle sous la culée et la semelle sous la pile un logiciel à base d'éléments finis «MIDAS CIVIL 2022 » pour créer un model 3D.

Le tableau suivant résume les sollicitations obtenues lors des combinaisons des charges dans les semelles

**Tableau IX. 24 Les sollicitations les plus défavorables semelle sous culée**

| **Comb** | **N° FILE** | **$R_i$ (KN)** | **$L_i$ (m)** | **M (KN.m)** | **M(KN.m/ ml)** |
|---|---|---|---|---|---|
| **ELU** | **1** | 3157,64 | 1,40 | 4420,698 | 1637,3 |
| | **2** | 2578,73 | 1,40 | 3610,223 | 1337,1 |
| **ELS** | **1** | 2344,12 | 1,40 | 3281,765 | 1215,5 |
| | **2** | 1910,37 | 1,40 | 2674,516 | 990,6 |
| **ELA** | **1** | 4263,88 | 1,40 | 5969,431 | 2210,9 |
| | **2** | -200,96 | 1,40 | -281,346 | -104,2 |

**Tableau IX. 25 Les sollicitations les plus défavorables semelle sous pile**

| Com | N° FILE | $R_i$ (KN) | $L_i$ (m) | M (KN.m) | M(KN.m/ml) |
|---|---|---|---|---|---|
| **ELU** | **1** | 3677,79 | 4,53 | 16642 | 4497,8 |
| | **2** | 3541,29 | 0,92 | | |
| **ELS** | **1** | 2727,50 | 4,53 | 12341,9 | 3335,7 |
| | **2** | 2625,12 | 0,92 | | |
| **ELA** | **1** | 6739,61 | 4,53 | 30496,7 | 8242,4 |
| | **2** | 4245,90 | 0,92 | | |

### IX.2.4.1. Ferraillage de semelle et pieux

Pour ferrailler les éléments de fondation nous avons utilisé « ROBOT EXPERT BA 2010 » Les résultats de logiciel sont donnés en (ANNEXE F)

1. **Semelle**

**Tableau IX. 26 Ferraillage de la semelle sous pile**

| | | |
|---|---|---|
| Armatures inférieure | As=35.4 | 2HA25 e:12,5 |
| Armatures de répartitions | As/2=17.7 | HA25 e:12,5 |
| nappe supérieur | As/3=11.8 | HA25 e:12,5 |
| Armatures de répartitions | As/4=8.85 | HA20 e:12,5 |

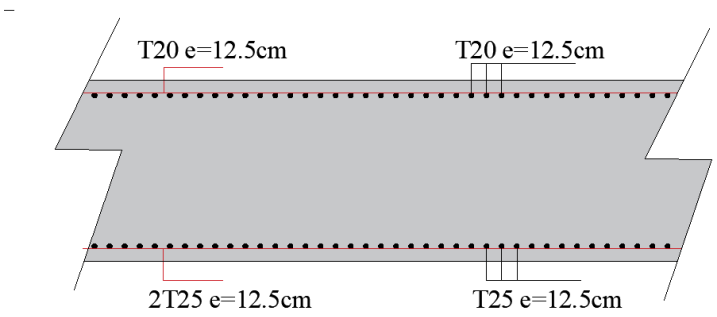



**Figure X. 4 Plan de Ferraillage de la semelle sous pile**

**Tableau IX. 27 Ferraillage de la semelle sous culée**

| | | |
|---|---|---|
| Armatures inférieure | As=35.4 | HA25 e:12,5 |
| Armatures de répartitions | As/2=17.7 | HA20 e:12,5 |
| Nappe supérieur | As/3=11.8 | HA20 e:12,5 |
| Armatures de répartitions | As/4=8.85 | HA16 e:12,5 |

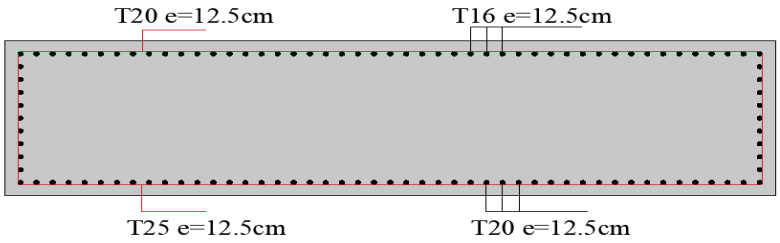



**Figure IX. 5 Plan de Ferraillage de la semelle sous culée**

## 2. Pieux

Ferraillage longitudinal des pieux :

### Pieux de pile :

**Tableau IX. 28 sollicitations les plus défavorables des pieux de pile**

| | ELU | ELA |
|---|---|---|
| N (t) | 2942.1 | 27850.5 |
| M (t,m) | 3513.4 | 5781.1 |

### Pieux de culée :

**Tableau IX. 29 sollicitations les plus défavorables des pieux de culée**

| | ELU | ELA |
|---|---|---|
| N (t) | 7815,3 | 3853,5 |
| M (t,m) | 3853,5 | 7815,3 |

On opte pour le même ferraillage des pieux sous pile et culée en prenant en considération le cas le plus défavorable

On prend HA32. Avec e = 12 cm.

Les cerces des pieux :

On opte des barres HA16. Avec e = 15 cm dans la zone courante et double cerce avec e= 10 cm

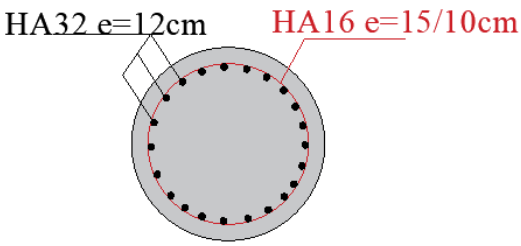



**Figure IX. 6 plan de ferraillage des pieux**

## CONCLUSION

Dans ce chapitre, nous avons étudié les éléments principaux de l'infrastructure du pont, comme les piles, les culées, les semelles et les pieux. Le dimensionnement a été réalisé en tenant compte du cas le plus défavorable, cette approche permet d'assurer la stabilité et la sécurité de l'ouvrage. Ainsi, la conception adoptée garantit un bon fonctionnement de l'ouvrage face aux différentes charges.

# CONCLUSION GENERALE

# CONCLUSION GENERALE

Ce projet de fin d'études s'inscrit dans le cadre de la réalisation du chemin communal reliant Ain Achir (Ras El Hamra) à la plage de Jnen El Bey (Oued Begret), sur une distance de 6 km, dans la wilaya de Annaba. Il a porté plus précisément sur la conception et l'étude du pont V4, un ouvrage en poutres précontraintes par pré-tension, retenu parmi plusieurs variantes sur la base de critères techniques et économiques.

À travers ce travail, nous avons pu appliquer de manière concrète les connaissances acquises tout au long de notre formation à l'École Nationale Supérieure des Travaux Publics. L'étude nous a permis de suivre l'ensemble du processus de conception d'un ouvrage d'art, depuis l'analyse des contraintes du site jusqu'au choix de la solution technique la plus adaptée, en passant par la modélisation et le dimensionnement à l'aide de logiciels professionnels comme Robot Structural Analysis, AutoCAD et Midas Civil. Ce projet nous a également permis d'approfondir des notions fondamentales du génie civil telles que la précontrainte ou encore la résistance des matériaux.

Ce travail marque l'aboutissement de cinq années d'études, mêlant théorie et pratique, et constitue pour nous un premier pas concret vers le monde professionnel. Il a renforcé notre capacité d'analyse, notre rigueur d'ingénieur et notre aptitude à proposer des solutions fiables et adaptées aux réalités du terrain. Nous espérons qu'il pourra servir de référence ou de point de départ pour des projets similaires à l'avenir.

# BIBLIOGRAPHIE

## BIBLIOGRAPHIE

**[1]** SETRA. *Ponts à poutres préfabriquées précontraintes par adhérence (PRAD)*. France : Centre des techniques d'ouvrages d'art, 1996.

**[2]** SETRA. *Ponts mixtes acier-béton bipoutres, guide de conception*. France : Centre des techniques d'ouvrages d'art, 1990.

**[3]** SETRA. *Ponts en béton précontraint construits par encorbellements successifs*. Ministère de l'Équipement, des Transports, du Logement, du Tourisme et de la Mer, France, 2003.

**[4]** SETRA. *Appareils d'appui en élastomère fretté, guide technique*. Ministère de l'Écologie, de l'Énergie, du Développement durable et de la Mer, France, 2007.

**[5]** SETRA. *FASCICULE 61 et 62 (BAEL, BPEL, fondations, etc.)*. Révisions 99.

**[6]** RCPR. *Règles définissant les charges à appliquer pour le calcul et les épreuves des ponts routes*. Algérie : ministère des Travaux Publics, 2009.

**[7]** RPOA. *Règles parasismiques applicables aux ouvrages d'art*. Algérie : ministère des Travaux Publics, 2008.

**[8]** BAEL. *Règles techniques de conception des ouvrages en béton armé, méthode des états limites*. Paris : Centre Scientifique et Technique du Bâtiment, 1999.

**[9]** BPEL. *Règles techniques de conception des ouvrages en béton précontraint, méthode des états limites*. Paris : Centre Scientifique et Technique du Bâtiment, 1999.

**[10]** Calgaro J.A., Bernard-Gely A. *Conception des ponts*. Paris : École Nationale des Ponts et Chaussées, 1994.

**[12]** Thonier H. *Le béton précontraint aux états limites*. Paris : École Nationale des Ponts et Chaussées, 1985.

**[14]** Eurocode 2. *Calcul des structures en béton*. Bruxelles : CEN, 1992.

**[15]** Walther R. *Abaques pour le dimensionnement des sections en béton armé. Sections creuses*. Lausanne : Presses Polytechniques Romandes, 1980.

**[16]** Benredouane M. *Cours béton armé et calcul des structures en béton armé*. Alger : ENSTP, 2023/2025.

**[17]** Belaoura M. *Cours béton précontraint*. Alger : ENSTP.

**[19]** MESSAOUDI/TAARKOUBT. *Mémoire PFE : Conception et étude de l'ouvrage d'art 3.1 sur oued Amassine au niveau du PK 25+616.620 au PK 25+869.220 sur la pénétrante de Bejaia*. ENSTP, année inconnue.

**[20]** LAOUBI Madani. *Mémoire PFE : Étude d'un pont à poutres en béton précontraint sur la pénétrante de Tizi Ouzou*. Université Mohamed Khider, Biskra, 2019.

**[21]** Causse G., Bouchon E., Charles P. *Béton précontraint. Support de cours*. Paris : ENPC, décembre 2007, mise à jour décembre 2015.

**[22]** Siline M. *Béton précontraint : cours et applications*. Alger : Ap Dr. Siline Mohammed, 2017.

# ANNEXE A : RAPPORT GEOTECHNIQUE

# PLAN D'IMPLANTATION DES ESSAIS

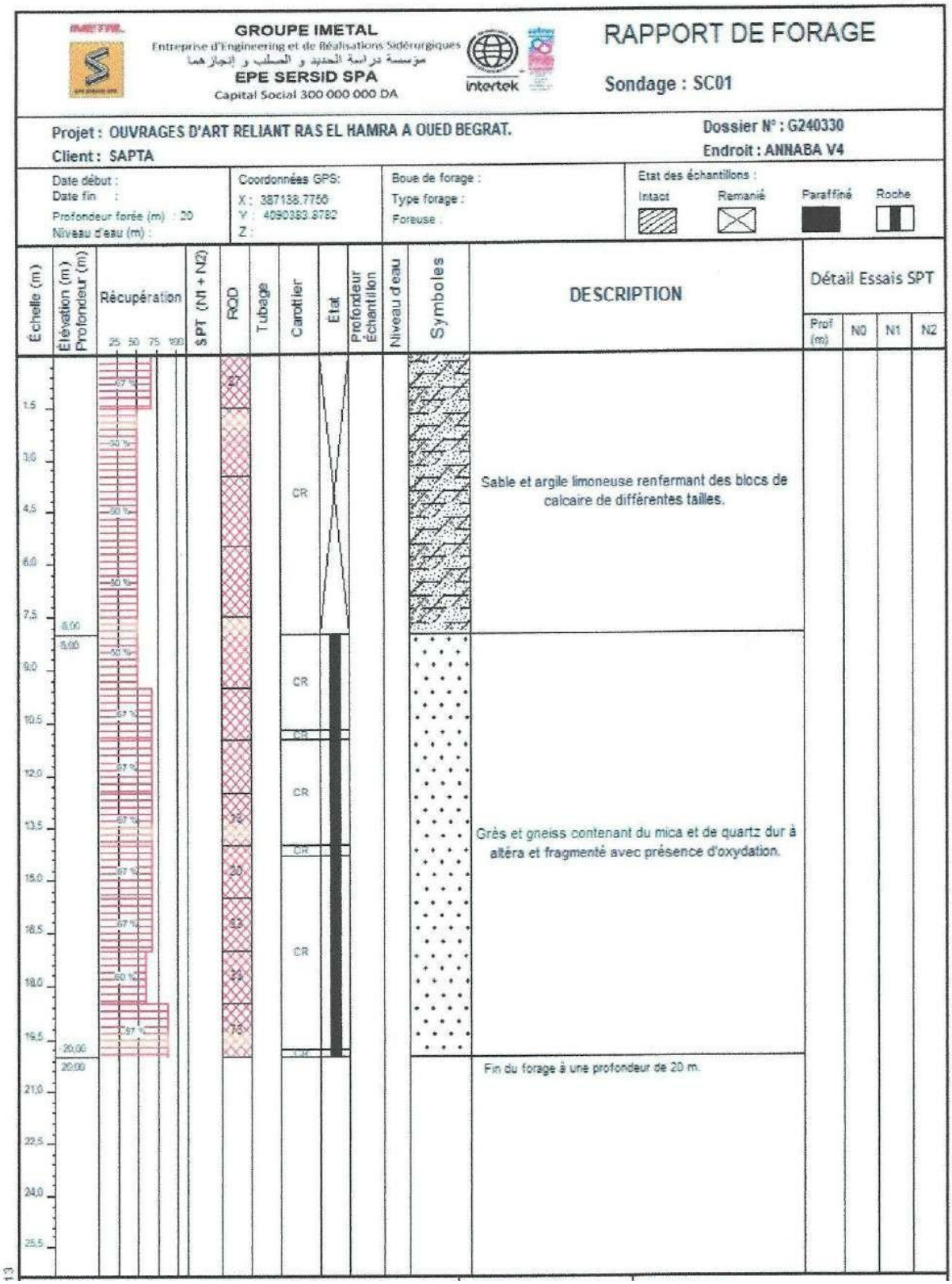


# PHOTOS DES ESSAIS DU SONDAGE CAROTTE

## SONDAGE SC01



# PROFIL LITHOLOGIQUE D'UN SONDAGE



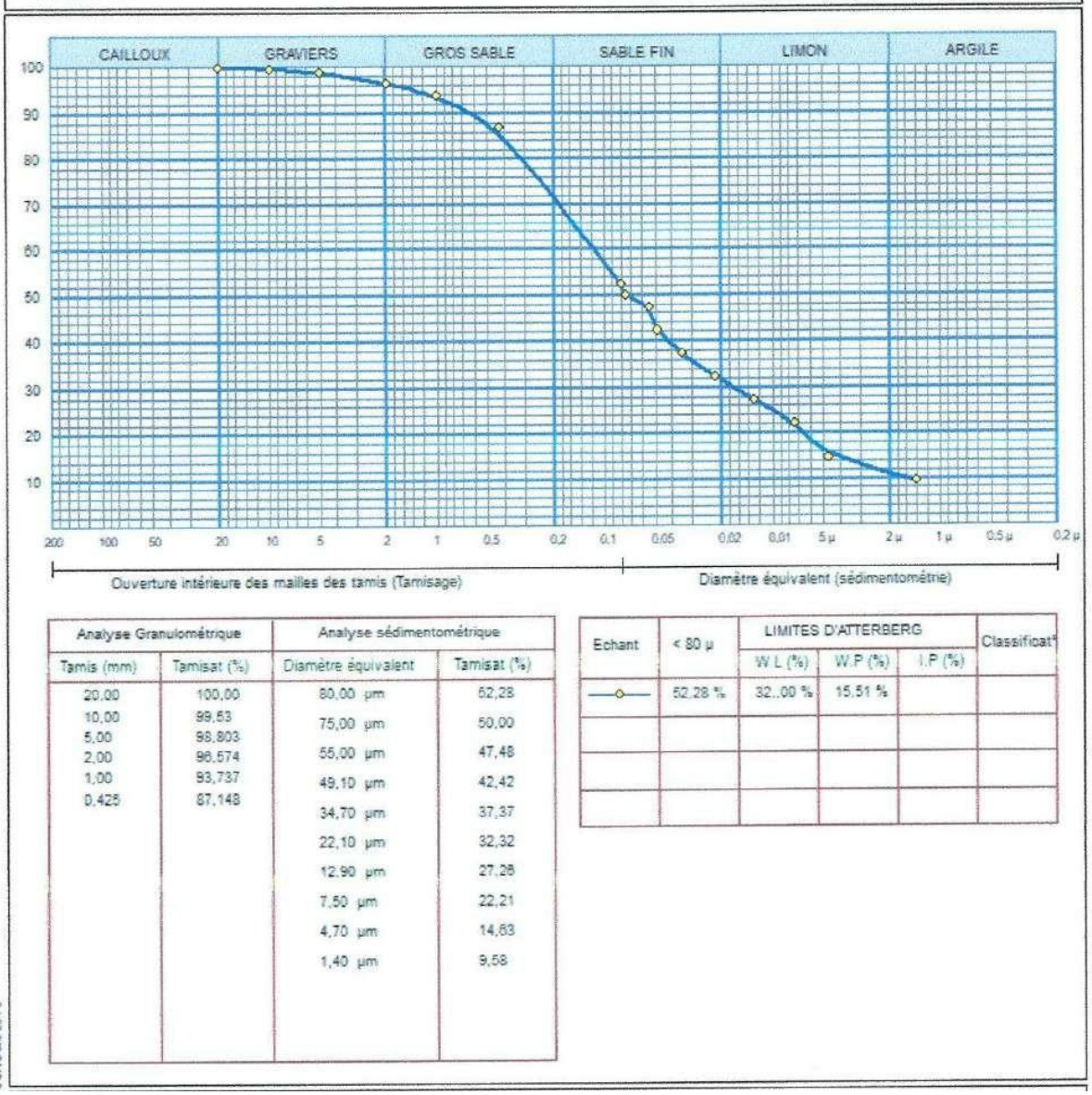
# ANALYSE GRANULOMETRIQUE

GROUPE IMETAL
Entreprise d'Engineering et de Realisation Siderurgiques
EPE SERSID SPA
Capital Social 300 000 000 DA

RAPPORT D'ESSAI
ANALYSE GRANULOMETRIQUE
NF P 94-056 / NF P 94-057

Client : SAPTA
N° Projet : G240330
Projet : OUVRAGES D'ART RELIANT RAS EL HAMRA A OUED BEGRAT
Endroit : ANNABA V4

Sondage n° : SC 03
Profondeur : 8.30 - 8.70
Matériaux :
Provenance :
Date essais :




| Analyse Granulométrique | | Analyse sédimentométrique | |
|---|---|---|---|
| Tamis (mm) | Tamisat (%) | Diamètre équivalent | Tamisat (%) |
| 20,00 | 100,00 | 80,00 µm | 52,28 |
| 10,00 | 99,53 | 75,00 µm | 50,00 |
| 5,00 | 98,803 | 55,00 µm | 47,48 |
| 2,00 | 96,574 | 49,10 µm | 42,42 |
| 1,00 | 93,737 | 34,70 µm | 37,37 |
| 0,425 | 87,148 | 22,10 µm | 32,32 |
| | | 12,90 µm | 27,28 |
| | | 7,50 µm | 22,21 |
| | | 4,70 µm | 14,63 |
| | | 1,40 µm | 9,58 |

| Echant | < 80 µ | LIMITES D'ATTERBERG | | | Classificat° |
|---|---|---|---|---|---|
| | | W L (%) | W P (%) | I P (%) | |
| —○— | 52,28 % | 32..00 % | 15,51 % | | |
| | | | | | |
| | | | | | |
| | | | | | |

SolTests 2013

# RESULTATS D'UN ESSAI DE CISAILLEMENT

GROUPE IMETAL
EPE SERSID SPA
Capital Social 300 000 000 DA

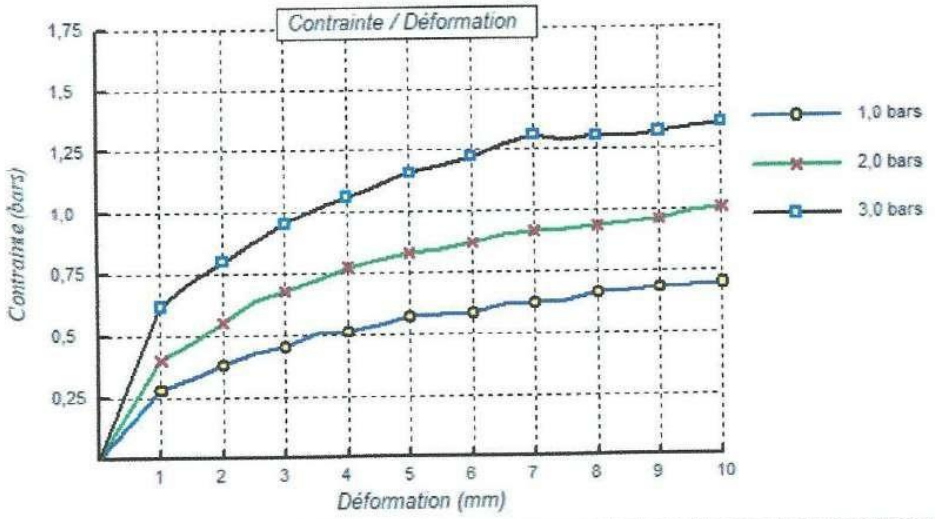
*RAPPORT D'ESSAI*
***ESSAI DE CISAILLEMENT***
*Mode opératoire MS.L3 - LCPC*

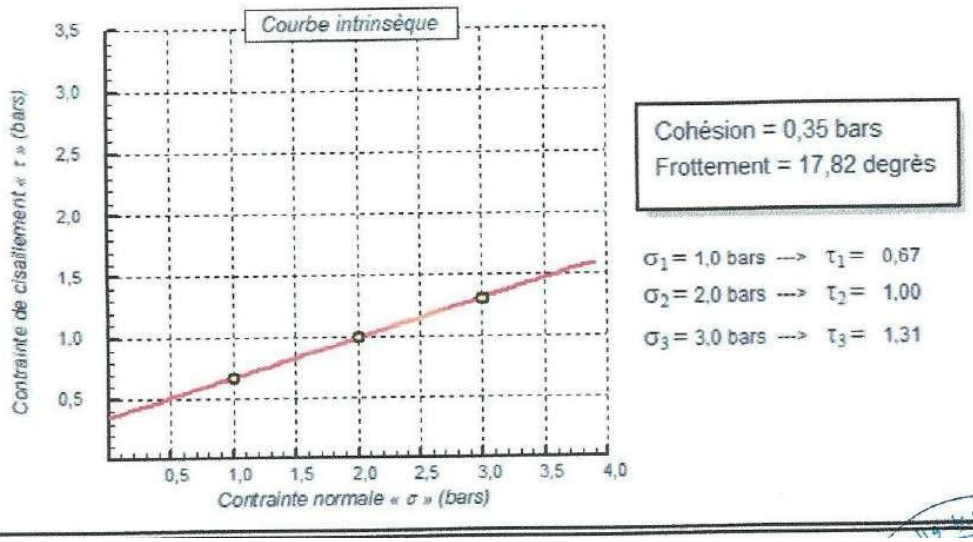
***Client : SAPTA***
***Projet : OUVRAGES D'ART RELIANT RAS EL HAMRA A OUED BEGRAT***
***Endroit : ANNABA V4***

***N° Projet : G240330***

*Sondage n° : SC 03*
*Profondeur : 8.30-8.70m*
*Nature :*
*Date essais : 01/08/2024*

*Type d'essai : CU*
*Vitesse de cisaillement : 1 mm/mn*



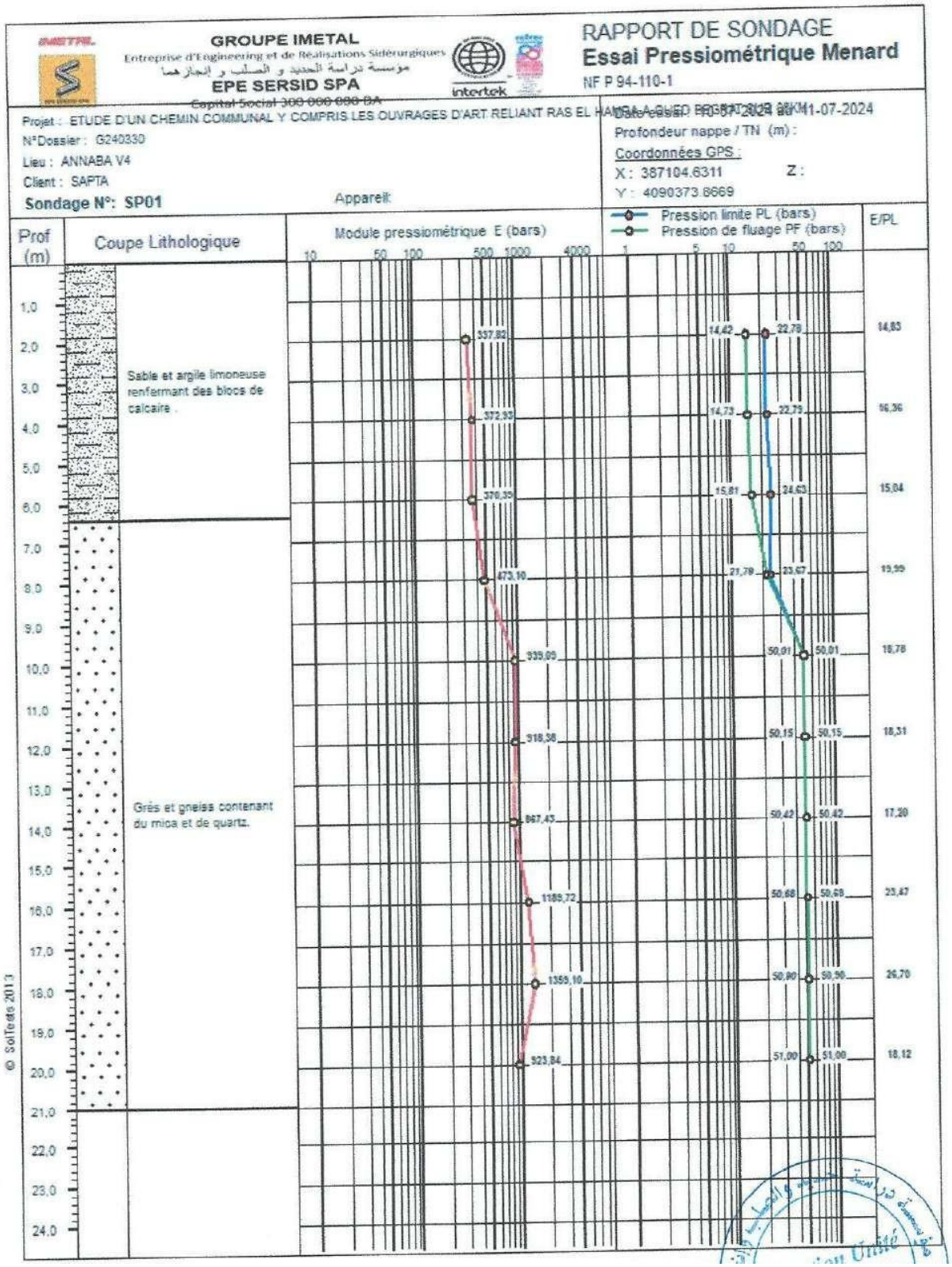




Cohésion = 0,35 bars
Frottement = 17,82 degrès

$\sigma_1$ = 1,0 bars ---> $\tau_1$ = 0,67
$\sigma_2$ = 2,0 bars ---> $\tau_2$ = 1,00
$\sigma_3$ = 3,0 bars ---> $\tau_3$ = 1,31

SolTests 2013

# ESSAI PRESSIOMETRIQUE



# RESULTATS DES ESSAIS AU LABORATOIRE

**GROUPE IMETAL**

Entreprise d'Engineering et de Réalisations Sidérurgiques

مؤسسة دراسة الحديد و الصلب و إنجازهما

**EPE SERSID SPA**

Capital Social 300 000 000 DA

**PROJET** : ETUDE D'UN CHEMIN COMMUNAL Y COMPRIS LES OUVRAGES D'ART RELIANT RAS EL HAMRA A OUED BEGRAT SUR 06KM

**SITE**: ANNABA V4

## *TABLEAU RECAPITULATIF DES ESSAIS EN LABORATOIRE*

| FOR. N° | PROF (m) | W % | γh g/cm³ | γd g/cm³ | $CaCO_3$ % | LIMITES CONSISTANCE | | | TAMISAGE SEDIM. | | | COMPRES. SIMPLE | CISAILL. DIRECT CU | | CONSOLIDATION OEDOMETRIQUE | | | CLASS |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | | | LL % | LP % | IP % | G % | S % | F % | Rc Kg/cm² | φ° | C Kg/cm² | P'c Kg/cm² | Cc % | Cg % | |
| SC03 | 4.00<br>4.40 | 19.49 | 2.023 | 1.700 | 04 | NM | NM | NM | 0.00 | 68.33 | 31.67 | / | 25.22 | 0.12 | / | / | / | SL |
| | 8.30<br>8.70 | 12.78 | 1.934 | 1.714 | 04 | 32.00 | 15.51 | 16.50 | 2.97 | 44.50 | 52.53 | / | 17.82 | 0.35 | / | / | / | AP |
| | 12.50<br>12.80 | 14.22 | 1.959 | 1.717 | 05 | 39.50 | 18.70 | 20.80 | 8.05 | 40.83 | 51.12 | / | / | / | / | / | / | AP |
| | 16.70<br>17.10 | / | 2.630 | / | 09 | / | / | / | / | / | / | 532.4 | / | / | / | / | / | / |
| | 19.60<br>19.90 | / | 1.895 | / | 06 | / | / | / | / | / | / | 73.246 | / | / | / | / | / | |

# CALCUL DE LA CONTRAINTE ADMESSIBLE

## Sondage sous culée 01

| D(m) | B (m) | s(m²) | zone utile | | Pl*(bar) | Pl*(bar) | Ple*(bar) | Kp | ql (bar) | Qp (t) | p (m) | Qf (t) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| **10.00** | 1.20 | 1.13 | [ 9.40: | 11.80 ] | 49.289 | 49.331 | 49.2853 | 1.80 | 88.7135 | 1002.8168 | 3.77 | 339.97 |
| **10.50** | 1.20 | 1.13 | [ 9.90: | 12.30 ] | 49.257 | 49.352 | 49.2996 | 1.80 | 88.7393 | 1003.1095 | 3.77 | 419.80 |
| **11.00** | 1.20 | 1.13 | [ 10.40: | 12.80 ] | 49.268 | 49.372 | 49.3213 | 1.80 | 88.7784 | 1003.5510 | 3.77 | 455.40 |
| **11.50** | 1.20 | 1.13 | [ 10.90: | 13.30 ] | 49.291 | 49.392 | 49.3427 | 1.80 | 88.8169 | 1003.9866 | 3.77 | 491.01 |
| **12.00** | 1.20 | 1.13 | [ 11.40: | 13.80 ] | 49.313 | 49.412 | 49.3636 | 1.80 | 88.8545 | 1004.4116 | 3.77 | 526.64 |
| **12.50** | 1.20 | 1.13 | [ 11.90: | 14.30 ] | 49.336 | 49.426 | 49.3836 | 1.80 | 88.8905 | 1004.8183 | 3.77 | 608.56 |
| **13.00** | 1.20 | 1.13 | [ 12.40: | 14.80 ] | 49.356 | 49.436 | 49.3880 | 1.80 | 88.8984 | 1004.9075 | 3.77 | 647.11 |
| **13.50** | 1.20 | 1.13 | [ 12.90: | 15.30 ] | 49.376 | 49.446 | 49.4170 | 1.80 | 88.9505 | 1005.4967 | 3.77 | 685.66 |
| **14.00** | 1.20 | 1.13 | [ 13.40: | 15.80 ] | 49.396 | 49.456 | 49.4305 | 1.80 | 88.9749 | 1005.7723 | 3.77 | 724.22 |
| **14.50** | 1.20 | 1.13 | [ 13.90: | 16.30 ] | 49.416 | 49.448 | 49.4408 | 1.80 | 88.9935 | 1005.9825 | 3.77 | 806.40 |
| **15.00** | 1.20 | 1.13 | [ 14.40: | 16.80 ] | 49.428 | 49.428 | 49.4440 | 1.80 | 88.9992 | 1006.0470 | 3.77 | 847.14 |
| **15.50** | 1.20 | 1.13 | [ 14.90: | 17.30 ] | 49.438 | 49.408 | 49.4409 | 1.80 | 88.9936 | 1005.9834 | 3.77 | 887.89 |
| **16.00** | 1.20 | 1.13 | [ 15.40: | 17.80 ] | 49.448 | 49.388 | 49.4315 | 1.80 | 88.9767 | 1005.7926 | 3.77 | 928.64 |
| **16.50** | 1.20 | 1.13 | [ 15.90: | 18.30 ] | 49.458 | 49.353 | 49.4315 | 1.80 | 88.9767 | 1005.7926 | 3.77 | 1010.20 |
| **17.00** | 1.20 | 1.13 | [ 16.40: | 18.80 ] | 49.444 | 49.308 | 49.4315 | 1.80 | 88.9767 | 1005.7926 | 3.77 | 1052.61 |

| | | | | | ETAT LIMITES ULTIMES | | | | ETAT LIMITES DE SERVICE | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| D(m) | Qc (t) | Qn (t) | Qtc (t) | Ql (t) | fondamentales Qmin(t) | fondamentales Qmax(t) | accidentelles Qmin(t) | accidentelles Qmax(t) | rares Qmin (t) | rares Qmax (t) | quasi permanentes Qmin (t) | quasi permanentes Qmax (t) |
| **10.00** | 739.39 | 504.26 | 237.98 | 1342.79 | -242.84 | 959.14 | -261.52 | 1118.99 | -169.99 | 672.17 | 0 | 528.14 |
| **10.50** | 795.41 | 544.27 | 293.86 | 1422.91 | -299.85 | 1016.36 | -322.92 | 1185.76 | -209.90 | 723.10 | 0 | 568.15 |
| **11.00** | 820.56 | 562.22 | 318.78 | 1458.95 | -325.29 | 1042.11 | -350.31 | 1215.79 | -227.70 | 745.96 | 0 | 586.11 |
| **11.50** | 845.70 | 580.17 | 343.71 | 1495.00 | -350.72 | 1067.86 | -377.70 | 1245.83 | -245.51 | 768.82 | 0 | 604.07 |
| **12.00** | 870.85 | 598.12 | 368.65 | 1531.05 | -376.17 | 1093.61 | -405.10 | 1275.87 | -263.32 | 791.68 | 0 | 622.04 |
| **12.50** | 928.40 | 639.22 | 425.99 | 1613.38 | -434.69 | 1152.42 | -468.13 | 1344.48 | -304.28 | 844.00 | 0 | 663.15 |
| **13.00** | 955.43 | 658.52 | 452.98 | 1652.02 | -462.22 | 1180.01 | -497.78 | 1376.68 | -323.56 | 868.57 | 0 | 682.45 |
| **13.50** | 982.71 | 678.00 | 479.96 | 1691.16 | -489.76 | 1207.97 | -527.43 | 1409.30 | -342.83 | 893.37 | 0 | 701.94 |
| **14.00** | 1009.84 | 697.37 | 506.95 | 1729.99 | -517.30 | 1235.71 | -557.09 | 1441.66 | -362.11 | 918.04 | 0 | 721.32 |
| **14.50** | 1067.47 | 738.53 | 564.48 | 1812.38 | -576.00 | 1294.56 | -620.31 | 1510.32 | -403.20 | 970.43 | 0 | 762.48 |
| **15.00** | 1096.02 | 758.92 | 593.00 | 1853.19 | -605.10 | 1323.71 | -651.65 | 1544.32 | -423.57 | 996.38 | 0 | 782.87 |
| **15.50** | 1124.51 | 779.27 | 621.52 | 1893.87 | -634.21 | 1352.76 | -682.99 | 1578.23 | -443.94 | 1022.28 | 0 | 803.22 |
| **16.00** | 1152.94 | 799.58 | 650.05 | 1934.43 | -663.31 | 1381.74 | -714.34 | 1612.03 | -464.32 | 1048.13 | 0 | 823.53 |
| **16.50** | 1210.04 | 840.36 | 707.14 | 2015.99 | -721.57 | 1440.00 | -777.08 | 1679.99 | -505.10 | 1100.03 | 0 | 864.31 |
| **17.00** | 1239.72 | 861.57 | 736.83 | 2058.40 | -751.87 | 1470.29 | -809.70 | 1715.34 | -526.31 | 1127.02 | 0 | 885.52 |

# CALCUL DE LA CONTRAINTE ADMESSIBLE

## Sondage sous pile 06

| D(m) | B (m) | s(m²) | zone utile | | Pl*(bar) | Pl*(bar) | Ple*(bar) | Kp | ql (bar) | Qp (t) | p (m) | Qf (t) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| **10.00** | 1.20 | 1.13 | [ 9.40: | 11.80 ] | 19.993 | 20.443 | 19.9953 | 1.10 | 21.9948 | 248.6289 | 3.77 | 162.78 |
| **10.50** | 1.20 | 1.13 | [ 9.90: | 12.30 ] | 19.716 | 25.011 | 20.4124 | 1.10 | 22.4537 | 253.8164 | 3.77 | 177.85 |
| **11.00** | 1.20 | 1.13 | [ 10.40: | 12.80 ] | 19.834 | 32.478 | 22.2893 | 1.10 | 24.5183 | 277.1545 | 3.77 | 192.92 |
| **11.50** | 1.20 | 1.13 | [ 10.90: | 13.30 ] | 20.052 | 39.946 | 25.6787 | 1.10 | 28.2466 | 319.2993 | 3.77 | 207.99 |
| **12.00** | 1.20 | 1.13 | [ 11.40: | 13.80 ] | 20.269 | 47.413 | 30.5785 | 1.10 | 33.6364 | 380.2253 | 3.77 | 223.07 |
| **12.50** | 1.20 | 1.13 | [ 11.90: | 14.30 ] | 20.487 | 50.403 | 30.5785 | 1.10 | 33.6364 | 380.2253 | 3.77 | 256.96 |
| **13.00** | 1.20 | 1.13 | [ 12.40: | 14.80 ] | 26.504 | 50.408 | 30.5785 | 1.10 | 33.6364 | 380.2253 | 3.77 | 298.24 |
| **13.50** | 1.20 | 1.13 | [ 12.90: | 15.30 ] | 33.972 | 50.413 | 30.5785 | 1.10 | 33.6364 | 380.2253 | 3.77 | 342.51 |
| **14.00** | 1.20 | 1.13 | [ 13.40: | 15.80 ] | 41.439 | 50.418 | 30.5785 | 1.80 | 55.0413 | 622.1869 | 3.77 | 395.35 |
| **14.50** | 1.20 | 1.13 | [ 13.90: | 16.30 ] | 48.907 | 50.363 | 30.5785 | 1.80 | 55.0413 | 622.1869 | 3.77 | 504.84 |
| **15.00** | 1.20 | 1.13 | [ 14.40: | 16.80 ] | 50.404 | 50.268 | 30.5785 | 1.80 | 55.0413 | 622.1869 | 3.77 | 530.35 |

| | | | | | ETAT LIMITES ULTIMES | | | | ETAT LIMITES DE SERVICE | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| D(m) | Qc (t) | Qn (t) | Qtc (t) | Ql (t) | fondamentales Qmin(t) | fondamentales Qmax(t) | accidentelles Qmin(t) | accidentelles Qmax(t) | rares Qmin (t) | rares Qmax (t) | quasi permanentes Qmin (t) | quasi permanentes Qmax (t) |
| **10.00** | 238.26 | 164.26 | 113.94 | 411.41 | -116.27 | 293.86 | -125.21 | 342.84 | -81.39 | 216.60 | 0 | 170.18 |
| **10.50** | 251.40 | 173.53 | 124.49 | 431.67 | -127.04 | 308.33 | -136.81 | 359.72 | -88.92 | 228.55 | 0 | 179.57 |
| **11.00** | 273.62 | 188.85 | 135.04 | 470.08 | -137.80 | 335.77 | -148.40 | 391.73 | -96.46 | 248.75 | 0 | 195.44 |
| **11.50** | 305.24 | 210.43 | 145.60 | 527.29 | -148.57 | 376.64 | -159.99 | 439.41 | -104.00 | 277.50 | 0 | 218.03 |
| **12.00** | 346.26 | 238.27 | 156.15 | 603.29 | -159.33 | 430.92 | -171.59 | 502.74 | -111.53 | 314.78 | 0 | 247.33 |
| **12.50** | 369.99 | 255.22 | 179.87 | 637.19 | -183.54 | 455.13 | -197.66 | 530.99 | -128.48 | 336.35 | 0 | 264.28 |
| **13.00** | 398.88 | 275.86 | 208.77 | 678.47 | -213.03 | 484.62 | -229.42 | 565.39 | -149.12 | 362.62 | 0 | 284.92 |
| **13.50** | 429.87 | 297.99 | 239.75 | 722.73 | -244.65 | 516.24 | -263.47 | 602.28 | -171.25 | 390.79 | 0 | 307.05 |
| **14.00** | 587.84 | 405.07 | 276.74 | 1017.53 | -282.39 | 726.81 | -304.11 | 847.94 | -197.67 | 534.40 | 0 | 419.88 |
| **14.50** | 664.48 | 459.82 | 353.39 | 1127.03 | -360.60 | 805.02 | -388.34 | 939.19 | -252.42 | 604.08 | 0 | 474.63 |
| **15.00** | 682.34 | 472.57 | 371.24 | 1152.53 | -378.82 | 823.24 | -407.96 | 960.45 | -265.17 | 620.31 | 0 | 487.38 |

# ANNEXE B : DETAIL DU DEVIS

## DEVIS ESTIMATIF VARIANTE 1 : pont mixte bipoutres

| PONT MIXTE BIPOUTRES | | | | |
|---|---|---|---|---|
| DESIGNATIONS | Unit | Quantités | PRIX U (HT) | Montant |
| Pieux | | | | |
| Forage des pieux Ø 1200 mm verticaux | ML | 2 400,00 | 50 000,00 | 120 000 000 |
| Recepage des pieux | U | 100,00 | 25 000,00 | 2 500 000 |
| TOTAL | | | | 122 500 000 |
| Béton | | | | |
| Béton de propreté de 10 cm pour fonds de fouilles | M3 | 100,99 | 10 500,00 | 1 060 395 |
| Béton RN27 pour piles | M3 | 675,88 | 17 000,00 | 11 489 960 |
| Béton RN27 pour culées | M3 | 994,63 | 17 000,00 | 16 908 710 |
| Béton RN27 pour la dalle | M3 | 1 715 | 17 000,00 | 29 155 000 |
| Béton RN27 pour semelles (Piles, culées) | M3 | 1 951,43 | 13 000,00 | 25 368 590 |
| TOTAL | | | | 83 982 655 |
| Acier | | | | |
| Acier pour poutre et dalle | t | 331 | 135 000,00 | 44 685 000 |
| Acier pour piles, culées et chevêtres | t | 277 | 135 000,00 | 37 395 000 |
| Acier charpente métallique pour tablier | t | 1185 | 340 000 | 402 900 000 |
| Assemblage et montage du tablier métallique | t | 1185 | 80 000 | 948 800 000 |
| TOTAL | | | | 1 071 170 000 |
| TOTAL HORS TAXES | | | | 1 167 402 655 |
| T V A 19 % | | | | 221 806 504.45 |
| TOTAL EN TTC | | | | 1 389 209 159.45 |
| Soit : un milliard trois cent quatre-vingt-neuf millions deux cent neuf mille cent cinquante-neuf dinars et quarante-cinq centimes. | | | | |

## DEVIS ESTIMATIF VARIANTE 2 : pont a poutres par pré-tension

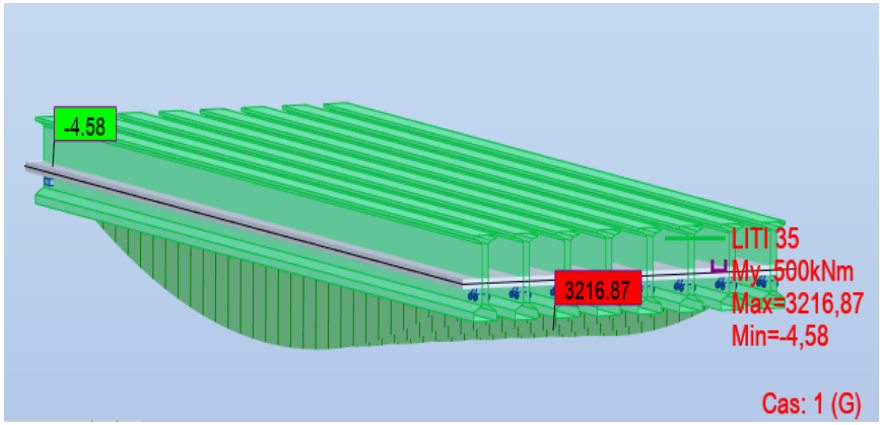
| PONT A POUTRE EN BETON PRECONTRAINT PRAD | | | | |
|---|---|---|---|---|
| DESIGNATIONS | Unit | Quantités | PRIX U (HT) | Montant |
| Pieux | | | | |
| Forage des pieux Ø 1200 mm verticaux | ML | 3 840,00 | 50 000,00 | 192 000 000 |
| Recepage des pieux | U | 104,00 | 25 000,00 | 2 600 000 |
| TOTAL | | | | 194 600 000 |
| Béton | | | | |
| Béton de propreté de 10 cm pour fonds de fouilles | M3 | 101,99 | 10 500,00 | 1 070 895 |
| Béton RN40 pour les poutres | M3 | 1429.35 | 25 000,00 | 35 733 750 |
| Béton RN27 pour piles | M3 | 1915,79 | 17 000,00 | 32 568 430 |
| Béton RN27 pour culées | M3 | 1234.71 | 17 000,00 | 20 990 070 |
| Béton RN27 pour la dalle | M3 | 786,5 | 17 000,00 | 13 370 500 |
| Béton RN27 pour semelles (Piles, culées) | M3 | 2152,08 | 13 000,00 | 27 977 040 |
| TOTAL | | | | 131 710 685 |
| Acier | | | | |
| Acier passif | | | | |
| Acier pour poutre et dalle | t | 339,57 | 135 000,00 | 45 841 950 |
| Acier pour piles, culées et chevêtres | t | 678,46 | 135 000,00 | 91 592 100 |
| Acier actif | | | | |
| Acier actif pour poutres | t | 157,05 | 350 000,00 | 54 967 500 |
| TOTAL | | | | 192 401 550 |
| TOTAL HORS TAXES | | | | 518 712 235 |
| T V A 19 % | | | | 98 555 324.65 |
| TOTAL EN TTC | | | | 617 267 559.65 |
| Soit : six cent dix-sept millions deux cent soixante-sept mille cinq cent cinquante-neuf dinars et soixante-cinq centimes. | | | | |

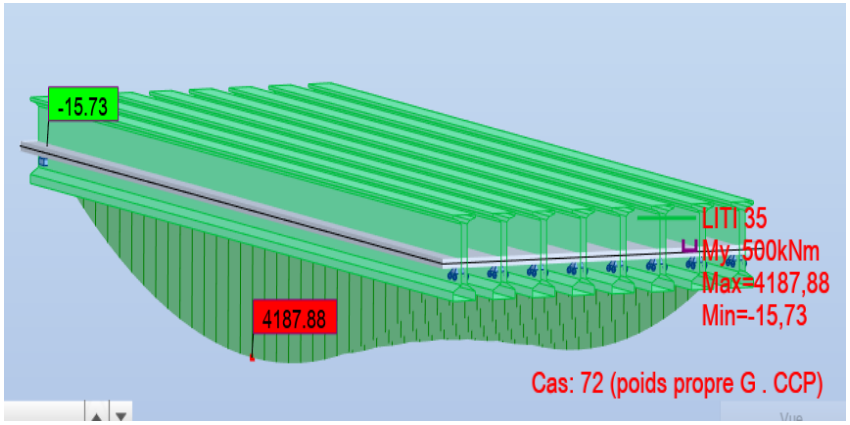
## DEVIS ESTIMATIF VARIANTE 3 : pont a Voussoirs constants

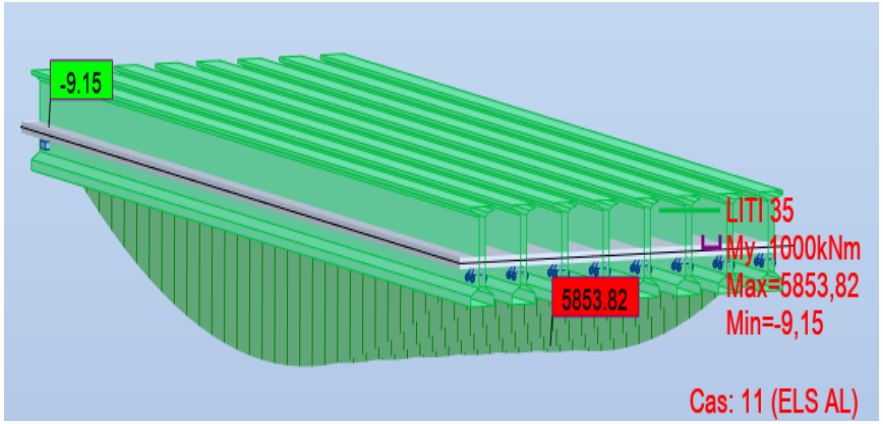
| PONT A VOUSSOIRS CONSTANTS | | | | |
|---|---|---|---|---|
| DESIGNATIONS | Unit | Quantités | PRIX U (HT) | Montant |
| Pieux | | | | |
| Forage des pieux Ø 1200 mm verticaux | ML | 3 168,00 | 50 000,00 | 158 400 000,00 |
| Recepage des pieux | U | 100,00 | 25 000,00 | 2 500 000 |
| TOTAL | | | | 160 900 000,00 |
| Béton | | | | |
| Béton de propreté de 10 cm pour fonds de fouilles | M3 | 135,50 | 10 500,00 | 1 422 750 |
| Béton RN40 pour voussoir | M3 | 3 720,20 | 25 000,00 | 93 005 000 |
| Béton RN27 pour piles | M3 | 1819 | 17 000,00 | 30 923 000 |
| Béton RN27 pour culées | M3 | 1331.5 | 17 000,00 | 22 635 500 |
| Béton RN27 pour semelles (Piles, culées) | M3 | 2 672,50 | 13 000,00 | 34 742 500 |
| TOTAL | | | | 182 728 750,00 |
| Acier | | | | |
| Acier passif | | | | |
| Acier pour voussoir et dalle | t | 406,824 | 135 000,00 | 54 921 240 |
| Acier pour piles, culées et chevêtres | t | 920,00 | 135 000,00 | 124 200 000 |
| Acier actif | | | | |
| Acier actif pour voussoir | t | 107,125 | 350 000,00 | 37 493 750 |
| TOTAL | | | | 216 614 990,00 |
| TOTAL HORS TAXES | | | | 560 243 740,00 |
| T V A 19 % | | | | 106 446 310,60 |
| TOTAL EN TTC | | | | 666 690 050,60 |
| Soit : six cent soixante-six millions six cent quatre-vingt-dix mille cinquante dinars et soixante centimes. | | | | |

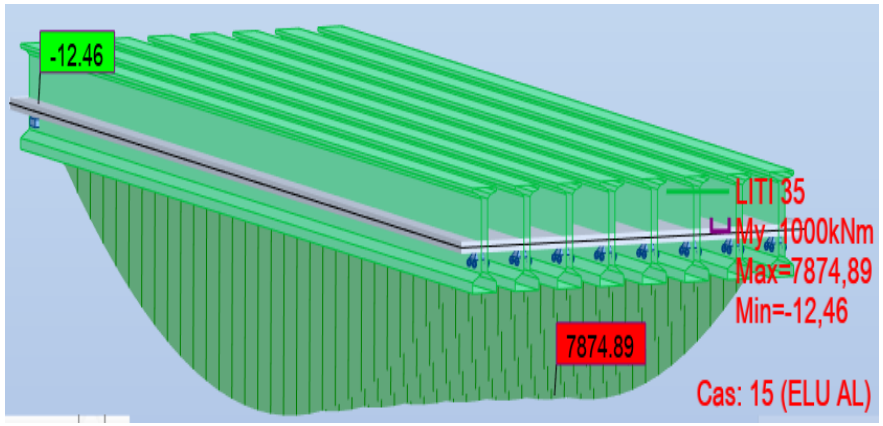
# ANNEXE C : MODELISATION ET RESULTATS DES EFFORTS

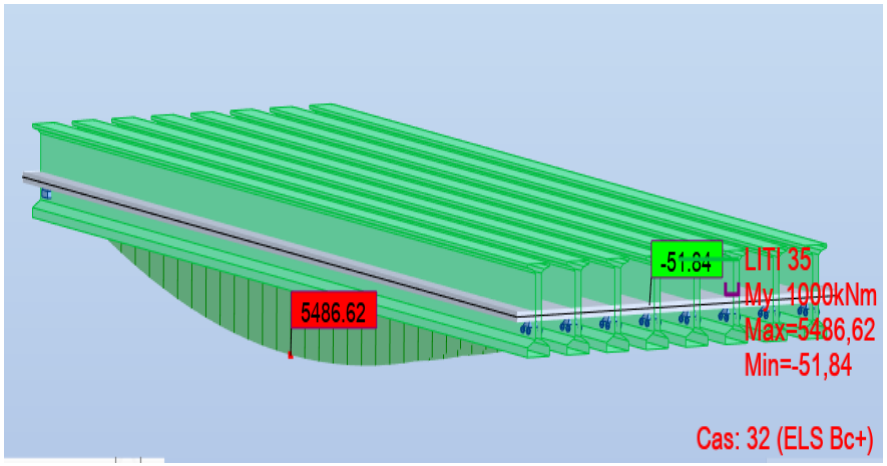
## MOMENT FLECHISSANT

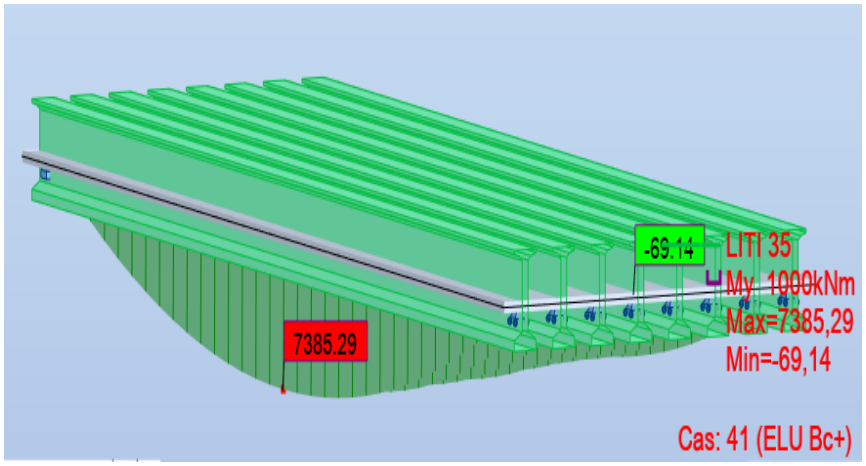


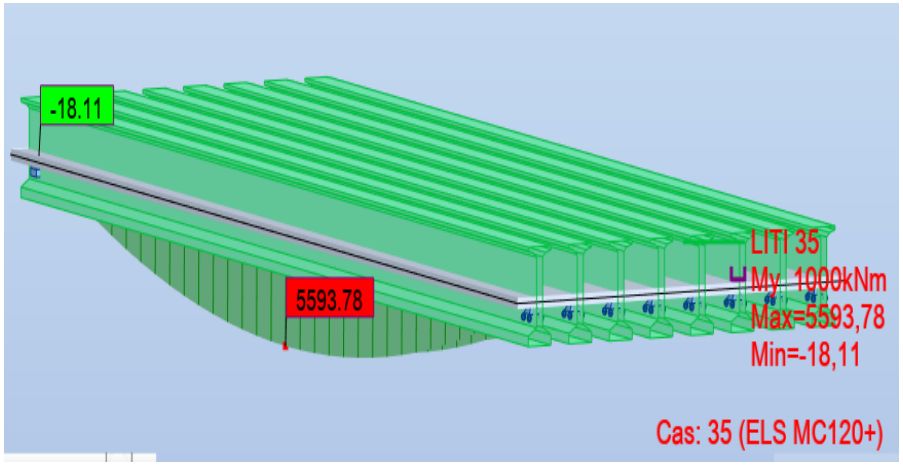



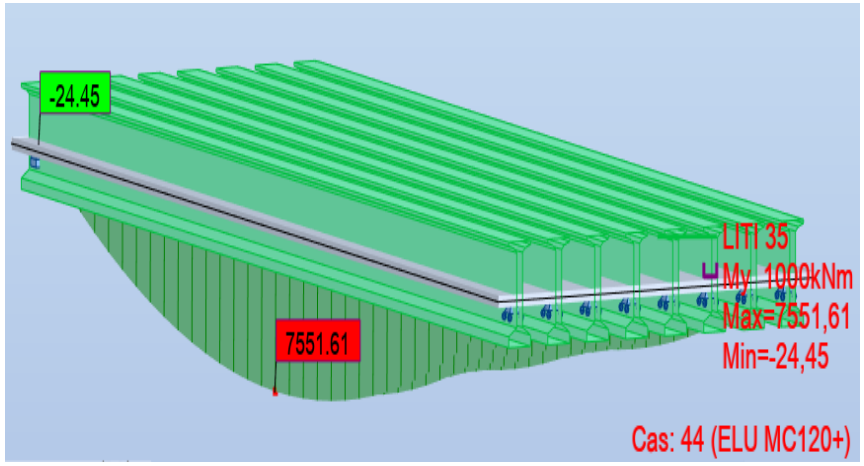



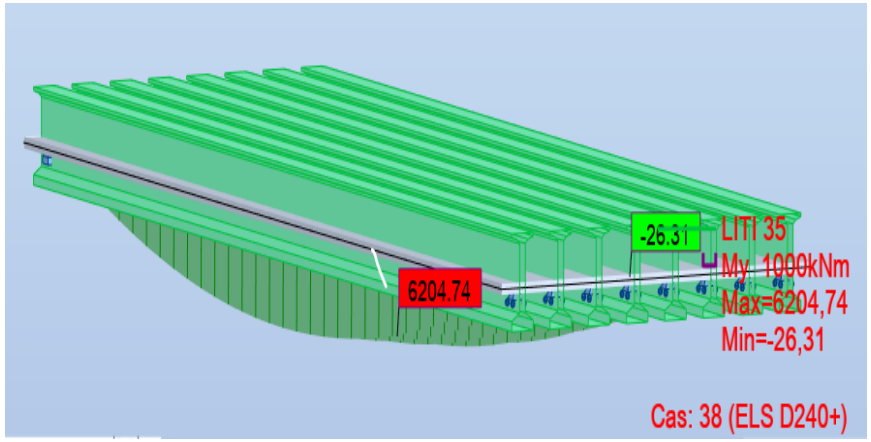



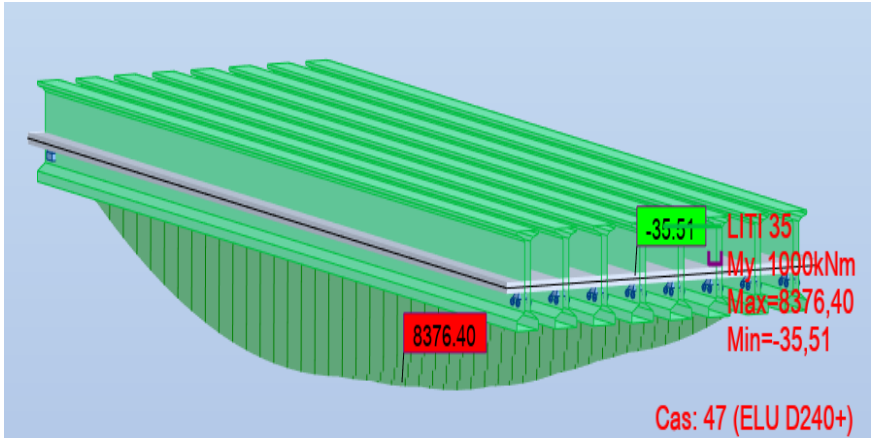

-51.84
5486.62
LITI 35
My 1000kNm
Max=5486,62
Min=-51,84
Cas: 32 (ELS Bc+)


-69.14
7385.29
LITI 35
My 1000kNm
Max=7385,29
Min=-69,14
Cas: 41 (ELU Bc+)

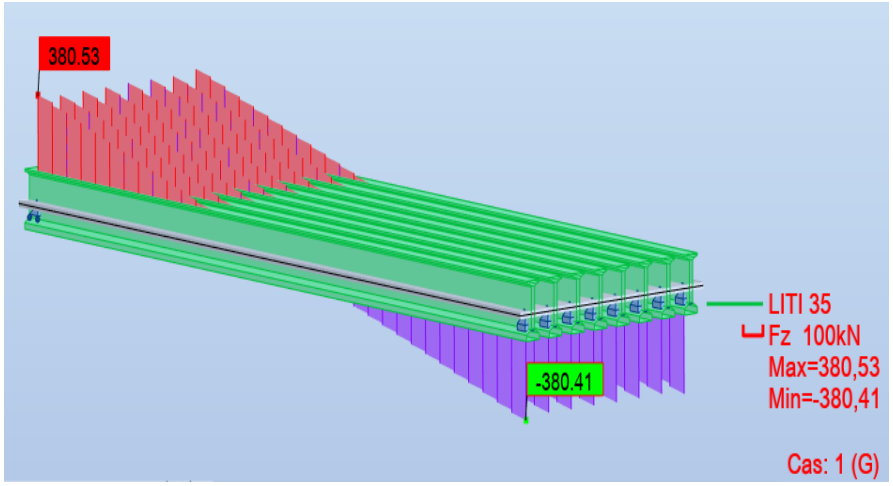

-18.11
5593.78
LITI 35
My 1000kNm
Max=5593,78
Min=-18,11
Cas: 35 (ELS MC120+)

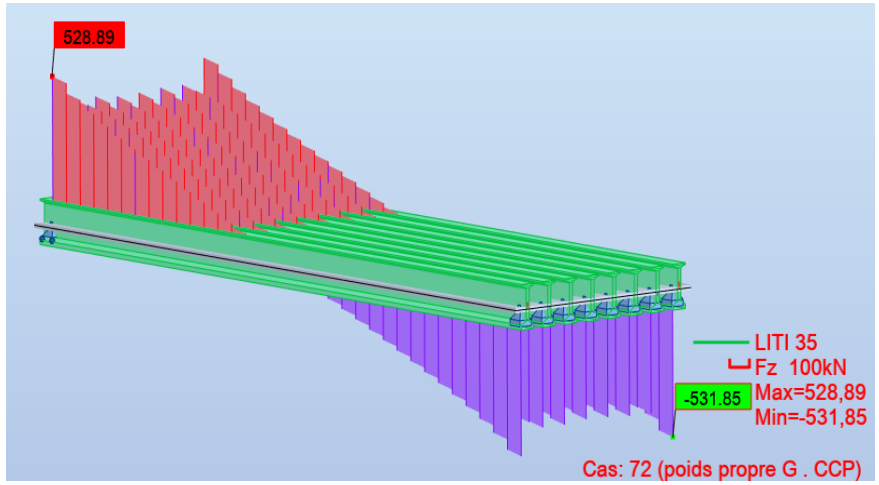

-24.45
7551.61
LITI 35
My 1000kNm
Max=7551,61
Min=-24,45
Cas: 44 (ELU MC120+)

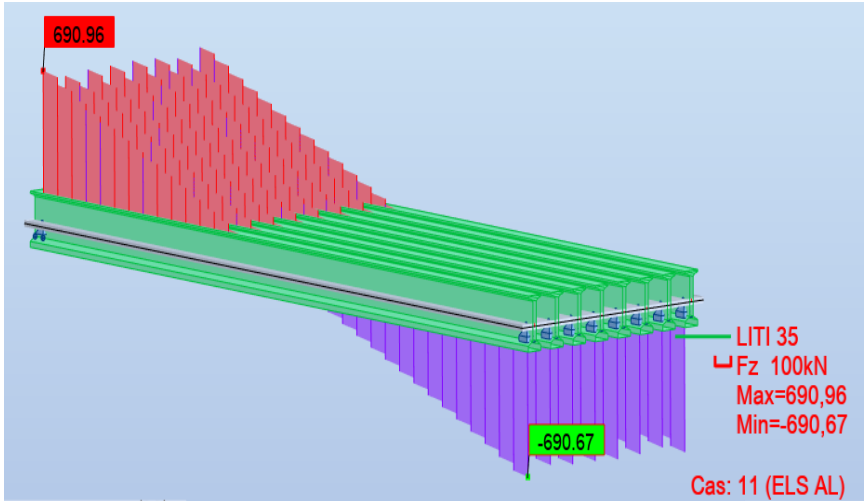


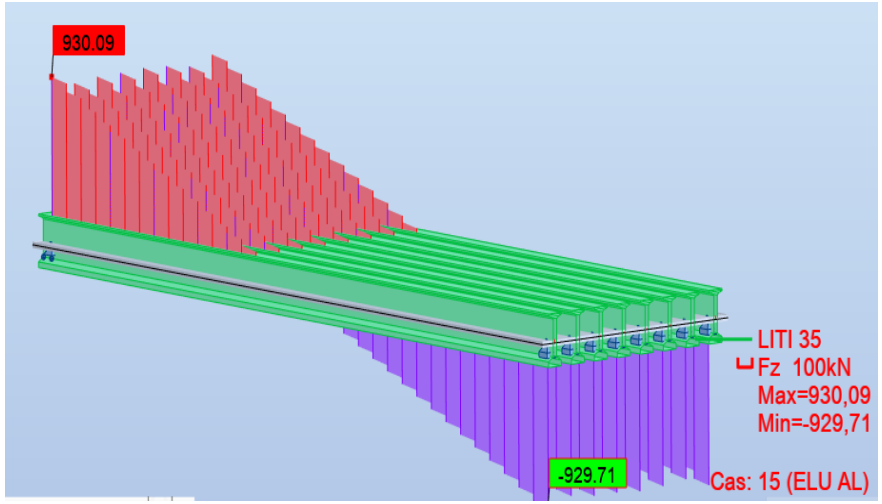



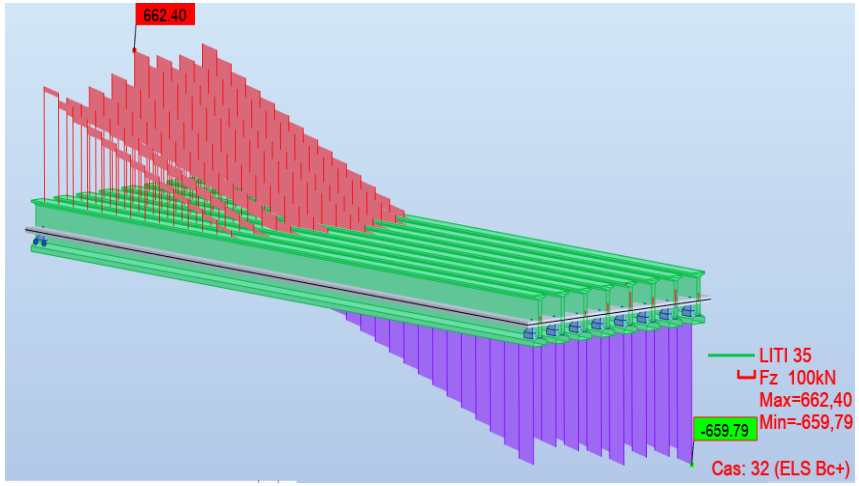

**EFFORT TRANCHANT**

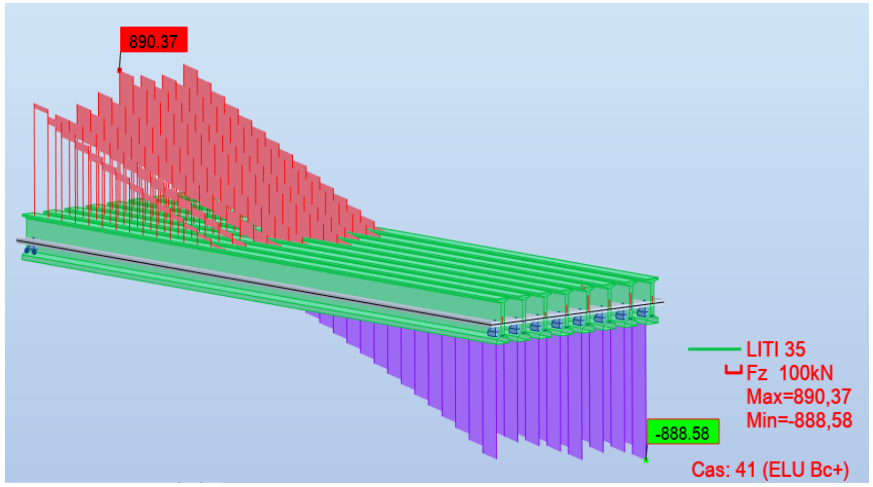


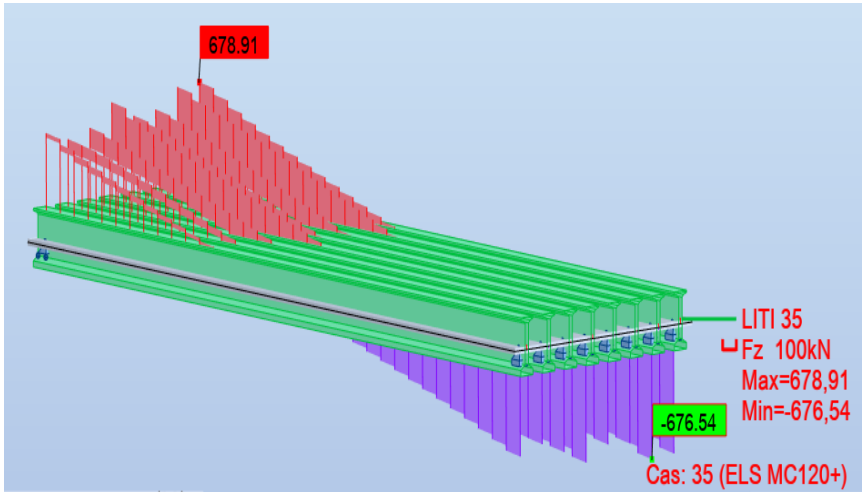



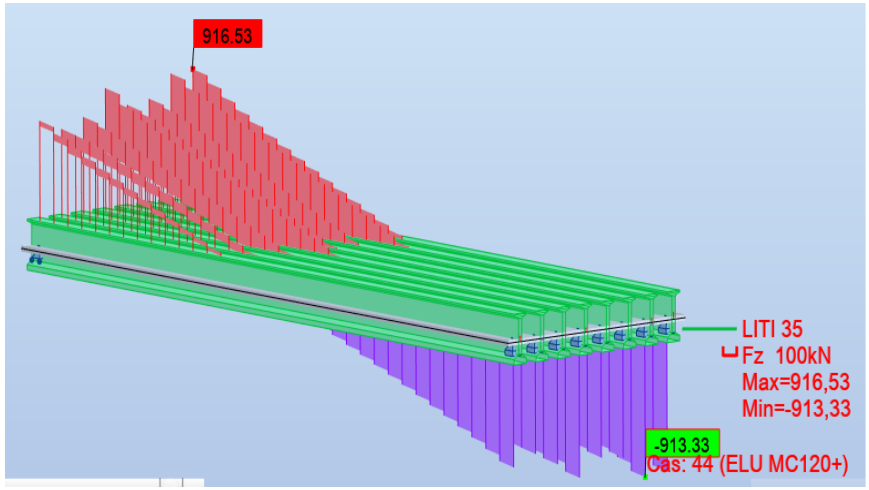

690.96
-690.67
LITI 35
Fz 100kN
Max=690,96
Min=-690,67
Cas: 11 (ELS AL)

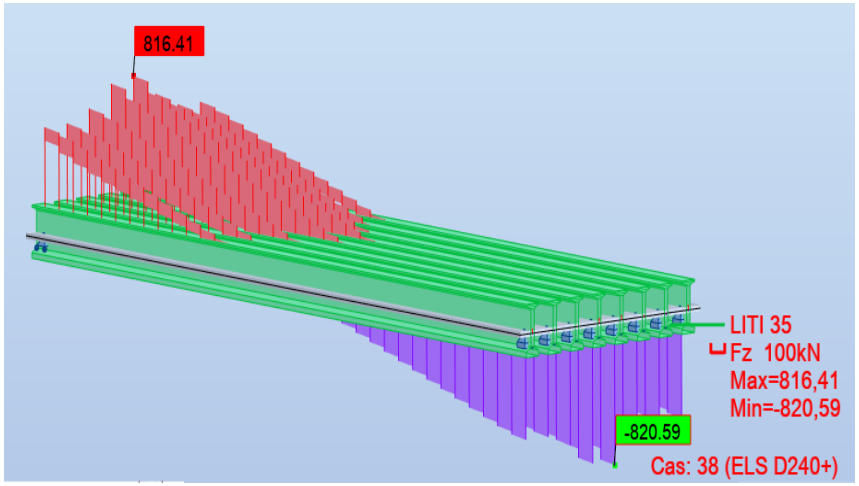

930.09
-929.71
LITI 35
Fz 100kN
Max=930,09
Min=-929,71
Cas: 15 (ELU AL)

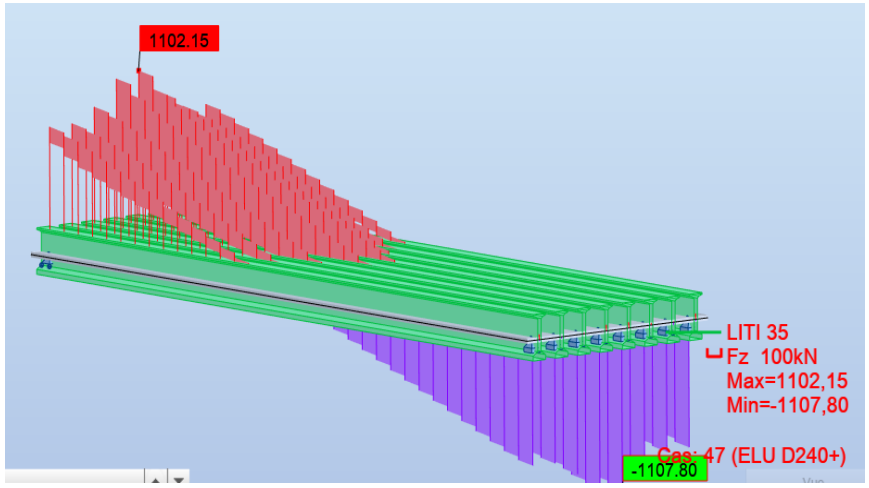

662.40
-659.79
LITI 35
Fz 100kN
Max=662,40
Min=-659,79
Cas: 32 (ELS Bc+)


890.37
-888.58
LITI 35
Fz 100kN
Max=890,37
Min=-888,58
Cas: 41 (ELU Bc+)


678.91
LITI 35
Fz 100kN
Max=678,91
Min=-676,54
-676.54
Cas: 35 (ELS MC120+)

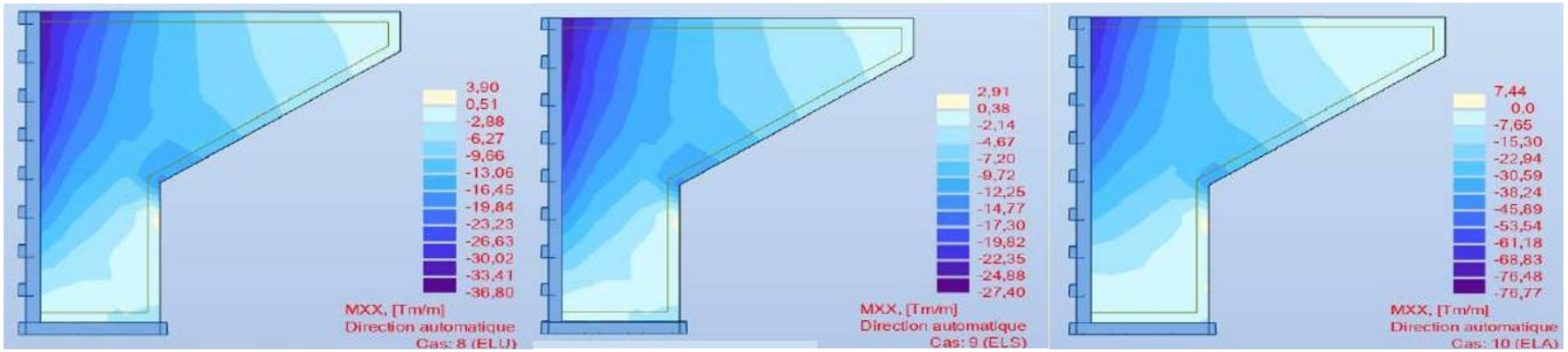

916.53
LITI 35
Fz 100kN
Max=916,53
Min=-913,33
-913.33
Cas: 44 (ELU MC120+)


816.41
LITI 35
Fz 100kN
Max=816,41
Min=-820,59
-820.59
Cas: 38 (ELS D240+)

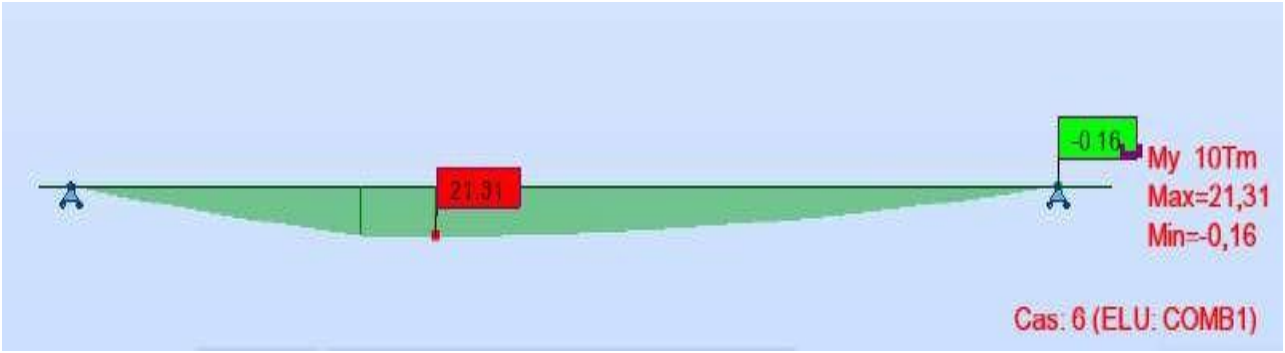

1102.15
LITI 35
Fz 100kN
Max=1102,15
Min=-1107,80
Cas: 47 (ELU D240+)
-1107.80

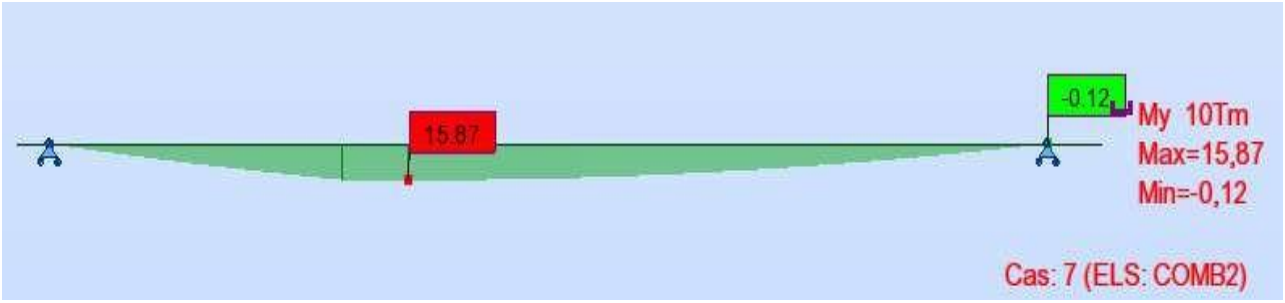
## ANNEXE C : MODELISATION ET RESULTATS DE EFFORTS

### MODELISATION DU MUR EN RETOUR



**MMODELISATION DE LA DALLE DE TRANSITION**



# ANNEXE D : ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

| | | | x=0 | x=2,65 | x=5,15 | x=8,65 | x=17 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Phase 1 | e0 | | 0.4257 | 0.4707 | 0.6057 | 0.6397 | 0.6397 |
| | M | | 0 | 0.591 | 1.058 | 1.562 | 2.182 |
| | P0 | | 2.616 | 3.488 | 5.232 | 6.54 | 6.54 |
| | ΔP | | 0.12 | 0.16 | 0.25 | 0.31 | 0.31 |
| | Pmax | | 2.57 | 3.42 | 5.13 | 6.42 | 6.42 |
| | Pmin | | 2.41 | 3.22 | 4.82 | 6.03 | 6.03 |
| | $\sigma_{max}$ (MPA) | $\sigma_{sup}$ | -0.519 | 1.339 | -0.411 | -0.423 | 2.457 |
| | | $\sigma_{inf}$ | 8.9578 | 10.165 | 17.340 | 21.621 | 19.132 |
| | $\sigma_{min}$ (MPA) | $\sigma_{sup}$ | -0.487 | 1.422 | -0.089 | 0.043 | 2.924 |
| | | $\sigma_{inf}$ | 8.400 | 9.432 | 16.035 | 19.927 | 17.437 |

| | | | x=0 | x=2,65 | x=5,15 | x=8,65 | x=17 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Phase 2 | e0 | | 0.4257 | 0.4707 | 0.6057 | 0.6397 | 0.6397 |
| | M | | 0 | 0.902 | 1.614 | 2.382 | 3.213 |
| | P0 | | 2.616 | 3.488 | 5.232 | 6.54 | 6.54 |
| | ΔP | | 0.25 | 0.33 | 0.5 | 0.63 | 0.63 |
| | Pmax | | 2.46 | 3.29 | 4.93 | 6.16 | 6.16 |
| | Pmin | | 2.26 | 3.02 | 4.52 | 5.65 | 5.65 |
| | $\sigma_{max}$ (MPA) | $\sigma_{sup}$ | -0.497 | 2.838 | 2.380 | 3.698 | 7.560 |
| | | $\sigma_{inf}$ | 8.574 | 8.440 | 14.266 | 17.199 | 13.862 |
| | $\sigma_{min}$ (MPA) | $\sigma_{sup}$ | -0.456 | 2.949 | 2.805 | 4.308 | 8.170 |
| | | $\sigma_{inf}$ | 7.877 | 7.450 | 12.540 | 14.983 | 11.646 |

| | | | x=0 | x=2,65 | x=5,15 | x=8,65 | x=17 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Phase 3 | e0 | | 0.8155 | 0.8605 | 0.9955 | 1.0295 | 1.0295 |
| | M | | 0 | 1.059 | 1.833 | 2.820 | 4.187 |
| | P0 | | 2.616 | 3.488 | 5.232 | 6.54 | 6.54 |
| | ΔP | | 0.37 | 0.5 | 0.75 | 0.94 | 0.94 |
| | Pmax | | 2.37 | 3.15 | 4.73 | 5.91 | 5.91 |
| | Pmin | | 2.11 | 2.81 | 4.22 | 5.28 | 5.28 |
| | $\sigma_{max}$ (MPA) | $\sigma_{sup}$ | -0.940 | 0.501 | -0.003 | 0.623 | 3.232 |
| | | $\sigma_{inf}$ | 8.266 | 8.368 | 13.695 | 16.173 | 12.271 |
| | $\sigma_{min}$ (MPA) | $\sigma_{sup}$ | -0.837 | 0.665 | 0.374 | 1.130 | 3.740 |
| | | $\sigma_{inf}$ | 7.359 | 7.138 | 11.654 | 13.591 | 9.688 |

| | | | x=0 | x=2,65 | x=5,15 | x=8,65 | x=17 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Phase 4 | e0 | | 0.8155 | 0.8605 | 0.9955 | 1.0295 | 1.0295 |
| | M | | 0 | 1.950 | 3.181 | 4.725 | 6.204 |
| | P0 | | 2.616 | 3.488 | 5.232 | 6.54 | 6.54 |
| | ΔP | | 0.5 | 0.67 | 1.01 | 1.26 | 1.26 |
| | Pmax | | 2.26 | 3.02 | 4.52 | 5.66 | 5.66 |
| | Pmin | | 1.96 | 2.61 | 3.91 | 4.89 | 4.89 |
| | $\sigma_{max}$ (MPA) | $\sigma_{sup}$ | -0.896 | 2.264 | 2.725 | 4.461 | 7.284 |
| | | $\sigma_{inf}$ | 7.882 | 5.354 | 9.006 | 9.710 | 5.488 |
| | $\sigma_{min}$ (MPA) | $\sigma_{sup}$ | -0.777 | 2.462 | 3.176 | 5.081 | 7.904 |
| | | $\sigma_{inf}$ | 6.836 | 3.871 | 6.565 | 6.554 | 2.332 |

# ANNEXE E : ETUDE SISMIQUE

## DETAIL DU COMPORTEMENT DE LA STRUCTURE

| Modes | Périodes (s) | Masse Modale | | | Masses Cumulées | | | Total des masses [kg] | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | UX | UY | UZ | UX | UY | UZ | UX [%] | UY [%] | UZ [%] |
| 1 | 1,169413 | 42.22 | 2.67 | | 42.22 | 2.67 | 0.00 | 5522.63 | 349.47 | 0.00 |
| 2 | 1,092663 | 5.05 | 27.09 | | 47.27 | 29.76 | 0.00 | 6183.51 | 3893.12 | 0.00 |
| 3 | 0,903064 | 0.60 | 0.21 | | 47.87 | 29.97 | 0.00 | 6261.85 | 3920.19 | 0.01 |
| 4 | 0,877685 | 1.79 | 0.33 | | 49.65 | 30.30 | 0.00 | 6495.69 | 3963.96 | 0.03 |
| 5 | 0,85062 | 15.30 | 0.02 | | 64.95 | 30.33 | 0.00 | 8496.72 | 3967.16 | 0.03 |
| 6 | 0.786043 | 0.09 | 19.82 | 0.00 | 65.04 | 50.14 | 0.00 | 8508.27 | 6559.74 | 0.05 |
| 7 | 0.754748 | 3.50 | 1.12 | 0.00 | 68.53 | 51.27 | 0.00 | 8965.60 | 6706.48 | 0.05 |
| 8 | 0.742617 | 0.09 | 0.55 | 0.00 | 68.62 | 51.82 | 0.00 | 8977.49 | 6778.61 | 0.06 |
| 9 | 0.716131 | 0.69 | 6.95 | 0.00 | 69.32 | 58.76 | 0.00 | 9067.97 | 7687.50 | 0.06 |
| 10 | 0.703198 | 1.38 | 0.63 | 0.00 | 70.69 | 59.39 | 0.00 | 9248.00 | 7769.89 | 0.06 |
| 11 | 0.702545 | 0.00 | 5.08 | 0.00 | 70.69 | 64.47 | 0.00 | 9248.18 | 8434.31 | 0.06 |
| 12 | 0.691767 | 2.70 | 1.70 | 0.00 | 73.39 | 66.17 | 0.00 | 9601.31 | 8656.72 | 0.07 |
| 13 | 0.678222 | 1.40 | 0.57 | 0.00 | 74.79 | 66.74 | 0.00 | 9784.08 | 8730.82 | 0.07 |
| 14 | 0.640262 | 0.00 | 0.25 | 0.00 | 74.79 | 66.98 | 0.00 | 9784.08 | 8762.92 | 0.11 |
| 15 | 0.598199 | 0.00 | 0.05 | 0.00 | 74.79 | 67.03 | 0.00 | 9784.12 | 8768.85 | 0.13 |
| 16 | 0.502961 | 0.03 | 0.00 | 0.00 | 74.82 | 67.03 | 0.00 | 9788.42 | 8769.05 | 0.13 |
| 17 | 0.445008 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 74.82 | 67.03 | 0.00 | 9788.48 | 8769.10 | 0.48 |
| 18 | 0.433855 | 0.12 | 0.00 | 0.00 | 74.94 | 67.04 | 0.00 | 9804.05 | 8769.59 | 0.48 |
| 19 | 0.432529 | 0.01 | 0.01 | 0.04 | 74.96 | 67.04 | 0.04 | 9805.90 | 8770.51 | 5.56 |
| 20 | 0.42951 | 0.00 | 0.01 | 0.00 | 74.96 | 67.05 | 0.04 | 9806.18 | 8771.81 | 5.76 |
| ... | ... | ... | ... | ... | ... | ... | ... | ... | ... | ... |
| 230 | 0.015857 | 0.00 | 0.00 | 1.55 | 82.28 | 79.78 | 81.32 | 10763.77 | 10437.35 | 10638.70 |
| 231 | 0.015163 | 0.01 | 0.00 | 0.13 | 82.28 | 79.78 | 81.45 | 10764.46 | 10437.39 | 10655.06 |
| 232 | 0.014246 | 0.00 | 0.00 | 0.28 | 82.29 | 79.78 | 81.72 | 10764.60 | 10437.40 | 10691.12 |
| 233 | 0.013875 | 0.01 | 0.00 | 0.12 | 82.29 | 79.78 | 81.85 | 10765.60 | 10437.40 | 10706.96 |
| 234 | 0.012784 | 0.00 | 0.00 | 0.01 | 82.29 | 79.78 | 81.86 | 10765.60 | 10437.40 | 10708.75 |
| 235 | 0.012001 | 0.00 | 0.00 | 0.01 | 82.30 | 79.78 | 81.87 | 10765.97 | 10437.42 | 10709.69 |
| 236 | 0.010847 | 0.00 | 0.00 | 3.96 | 82.30 | 79.78 | 85.83 | 10765.97 | 10437.42 | 11227.99 |
| 237 | 0.010639 | 0.00 | 0.00 | 3.92 | 82.30 | 79.78 | 89.74 | 10765.97 | 10437.42 | 11740.37 |
| 238 | 0.009108 | 0.00 | 0.00 | 0.68 | 82.30 | 79.78 | 90.42 | 10765.98 | 10437.42 | 11829.26 |
| 239 | 0.008836 | 0.00 | 0.00 | 3.62 | 82.30 | 79.78 | 94.05 | 10765.98 | 10437.42 | 12303.46 |

| | | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 240 | 0.008413 | 0.00 | 0.00 | 1.12 | 82.30 | 79.78 | 95.17 | 10765.98 | 10437.42 | 12450.39 |
| 241 | 0.007665 | 0.00 | 0.00 | 0.06 | 82.30 | 79.78 | 95.24 | 10765.98 | 10437.42 | 12458.87 |
| 242 | 0.006491 | 0.00 | 0.00 | 1.24 | 82.30 | 79.78 | 96.48 | 10765.98 | 10437.42 | 12620.87 |
| 243 | 0.006111 | 0.00 | 0.00 | 0.18 | 82.30 | 79.78 | 96.66 | 10765.98 | 10437.42 | 12644.77 |
| 244 | 0.005214 | 0.00 | 0.00 | 0.83 | 82.30 | 79.78 | 97.48 | 10765.99 | 10437.42 | 12752.80 |
| 245 | 0.004428 | 0.00 | 0.00 | 0.95 | 82.30 | 79.78 | 98.44 | 10765.99 | 10437.42 | 12877.46 |
| 246 | 0.003959 | 0.00 | 0.00 | 0.12 | 82.30 | 79.78 | 98.56 | 10766.00 | 10437.42 | 12893.14 |
| 247 | 0.002923 | 0.00 | 0.00 | 0.01 | 82.30 | 79.78 | 98.57 | 10766.01 | 10437.42 | 12894.70 |
| 248 | 0.001848 | 0.00 | 0.00 | 0.24 | 82.30 | 79.78 | 98.81 | 10766.01 | 10437.42 | 12926.42 |
| 249 | 0.001373 | 0.00 | 0.00 | 0.28 | 82.30 | 79.78 | 99.09 | 10766.03 | 10437.42 | 12962.87 |
| **250** | 0,000299 | 0.00 | 0.00 | 0.01 | 82.30 | 79.78 | 99.10 | 10766.05 | 10437.42 | 12964.34 |

# ANNEXE F : FERAILLAGE

# FERAILLAGE DE L'HOURDI

## 1.1. FERRAILLAGE DE L'HOURDI (NAPPE SUPPERIEURE)

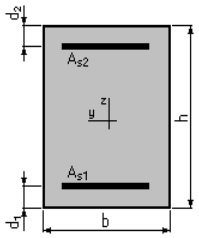
### Calcul de Section en Flexion Simple

### 1. Hypothèses :

**Béton : fc28 = 27,0 (MPa)** **Acier : fe = 500,0 (MPa)**

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

### 2. Section :




b = 22,0 (cm)

h = 100,0 (cm)

$d_1$ = 3,0 (cm)

$d_2$ = 3,0 (cm)

### 3. Moments appliqués:

| | $M_{max}$ (kN*m) | $M_{min}$ (kN*m) |
|---|---|---|
| **E**tat **L**imite **U**ltime (fondamental) | 39,66 | 0,00 |
| **E**tat **L**imite de **S**ervice | 29,13 | 0,00 |
| **E**tat **L**imite Ultime (Accidentel) | 0,00 | 0,00 |

### 4. Résultats :

**Sections d'Acier :**

| | | | |
|---|---|---|---|
| Section théorique | $A_{s1}$ = 8,5(cm2) | Section théorique | $A_{s2}$ = 0,0 (cm2) |
| Section minimum | $A_{s\ min}$ = 6,5 (cm2) | Section maximum | $A_{s\ max}$ = 53,4 (cm2) |
| Théorique | $\rho$ = 0,28 (%) | | |

Minimum $\rho_{min}$ = 0,28 (%) maximum $\rho_{max}$ = 2,43 (%)

### 1.2. FERRAILLAGE DE L'HOURDI (NAPPE INFERIEURE)

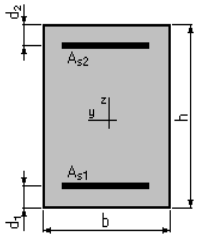
## Calcul de Section en Flexion Simple

### 1. Hypothèses :

**Béton : fc28 = 27,0 (MPa)** **Acier : fe = 500,0 (MPa)**

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

### 2. Section :




b = 22,0 (cm)

h = 100,0 (cm)

$d_1$ = 3,0 (cm)

$d_2$ = 3,0 (cm)

### 3. Moments appliqués:

| | $M_{max}$ (kN*m) | $M_{min}$ (kN*m) |
|---|---|---|
| **E**tat **L**imite **U**ltime (fondamental) | 54,83 | 0,00 |
| **E**tat **L**imite de **S**ervice | 40,69 | 0,00 |
| **E**tat **L**imite Ultime (Accidentel) | 0,00 | 0,00 |

### 4. Résultats :

**Sections d'Acier :**

Section théorique $A_{s1}$ = 9,8 (cm2) Section théorique $A_{s2}$ = 0,0 (cm2)

Section minimum $A_{s\,min}$ = 8,5 (cm2) Section maximum $A_{s\,max}$ = 53,4 (cm2)

Théorique $\rho$ = 0,28 (%)

Minimum $\rho_{min}$ = 0,28 (%) maximum $\rho_{max}$ = 2,43 (%)

# 2.FERAILLAGE DE LA PILE 06

## 2.1. FERAILLAGE DE LA SEMELLE DE LA SEMELLE SOUS PILE

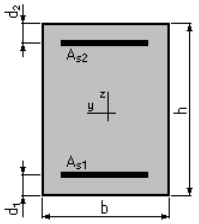
### Calcul de Section en Flexion Simple

### 1. Hypothèses :

**Béton : fc28 = 27,0 (MPa)** **Acier : fe = 500,0 (MPa)**

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

### 2. Section :




b =100,0 (cm)

h = 250,0 (cm)

$d_1$ = 5,0 (cm)

$d_2$ = 5,0 (cm)

### 3. Moments appliqués:

| | $M_{max}$ (kN*m) | $M_{min}$ (kN*m) |
|---|---|---|
| **E**tat **L**imite **U**ltime (fondamental) | 4497,8 | 0,00 |
| **E**tat **L**imite de **S**ervice | 3335,7 | 0,00 |
| **E**tat **L**imite Ultime (Accidentel) | 8242,4 | 0,00 |

### 4. Résultats :

**Sections d'Acier :**

Section théorique $A_{s1}$ = 68,37 (cm2) Section théorique $A_{s2}$ = 0,0 (cm2)

Section minimum $A_{s\,min}$ = 24,50 (cm2)

Théorique $\rho$ = 0,28 (%)

Minimum $\rho_{min}$ = 0,1 (%)

### 2.2.FERRAILLAGE DE DES PIEUX SOUS PILE

## Calcul de Section en Flexion Déviée Composée

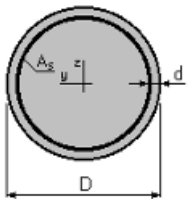
## 1.Hypothèses :

- Béton: fc28 = 27,00 (MPa)
- Acier: fe = 500,00 (MPa)
- Fissuration préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

## 2.Section:

D = 120,00 (cm)

d = 7,00 (cm)




## 3.Efforts appliqués:

| Cas NO | Type | N (KN) | My (KN*m) | Mz (KN*m) |
|---|---|---|---|---|
| 1. | ELU | 2215.86 | 1949,4 | 0,00 |
| 2. | ELA | 1251.51 | 4459,93 | 0,00 |

## 4.Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique As = 122,73 (cm2)

Section minimum As min = 113.70 (cm2)

Section maximum As max = 565,49 (cm2) théorique

# 3. FERRAILLAGE DE LA CULEE

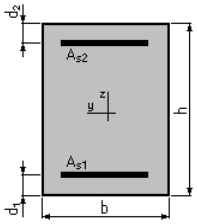
### 3.1. FERAILLGE DU MUR FRONTAL

## Calcul de Section en Flexion Déviée Composée

## 1.Hypothèses :

- Béton: fc28 = 27,00 (MPa)
- Acier: fe = 500,00 (MPa)
- Fissuration préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

## 2.Section:




b =100,0 (cm)

h = 150,0 (cm)

$d_1$ = 5,0 (cm)

## 3.Efforts appliqués:

| Cas NO | Type | N (KN) | My (KN*m) | Mz (KN*m) |
|---|---|---|---|---|
| 1. | ELU | 1114,0 | 940,9 | 0,00 |
| 2. | ELS | 827,2 | 699,6 | 00.00 |
| 3. | ELA | 651,2 | 2250,3 | 188,1 |

## 4.Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique As = 21,32 (cm2)

Section minimum As min = 32,00 (cm2)

Section maximum As max = 800,00 (cm2) théorique

### 3.2. FERRAILLAGE DU MUR GARDE GREVE

## Calcul de Section en Flexion Simple

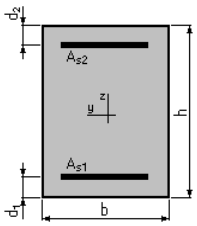
### 1. Hypothèses :

**Béton : fc28 = 27,0 (MPa)** **Acier : fe = 500,0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées

- Prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

## 2. Section :




b =100,0 (cm)

h = 40,0 (cm)

$d_1$ = 5,0 (cm)

$d_2$ = 5,0 (cm)

## 3. Moments appliqués:

| | $M_{max}$ (kN*m) | $M_{min}$ (kN*m) |
|---|---|---|
| **E**tat **L**imite **U**ltime (fondamental) | 126,6 | 0,00 |
| **E**tat **L**imite de **S**ervice | 81,3 | 0,00 |
| **E**tat **L**imite Ultime (Accidentel) | 00,00 | 0,00 |

## 4. Résultats :

**Sections d'Acier :**

| | | | |
|---|---|---|---|
| Section théorique | $A_{s1}$ = 99,5 (cm2) | Section théorique | $A_{s2}$ = 0,0 (cm2) |
| Section minimum | $A_{s\ min}$ = 37,6 (cm2) | | |
| Théorique | $\rho$ = 0,28 (%) | | |
| Minimum | $\rho_{min}$ = 0,11 (%) | | |

### 3.3. FERAILLAGE DU MUR EN RETOUR

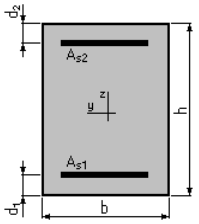
## Calcul de Section en Flexion Simple

## 1. Hypothèses :

**Béton : fc28 = 27,0 (MPa)** **Acier : fe = 500,0 (MPa)**

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

## 2. Section :




b =100,0 (cm)

h = 70,0 (cm)

$d_1$ = 5,0 (cm)

$d_2$ = 5,0 (cm)

## 3. Moments appliqués :

| | $M_{max}$ (kN*m) | $M_{min}$ (kN*m) |
|---|---|---|
| **E**tat **L**imite **U**ltime (fondamental) | 232,3 | 0,00 |
| **E**tat **L**imite de **S**ervice | 173,0 | 0,00 |
| **E**tat **L**imite Ultime (Accidentel) | 535,4 | 0,00 |

## 4. Résultats :

**Sections d'Acier :**

| | | | |
|---|---|---|---|
| Section théorique | $A_{s1}$ = 16,7 (cm2) | Section théorique | $A_{s2}$ = 0,0 (cm2) |
| Section minimum | $A_{s\ min}$ = 6,5 (cm2) | | |
| Théorique | $\rho$ = 0,11 (%) | | |
| Minimum | $\rho_{min}$ = 0,1 (%) | | |

### 3.4. FERAILLAGE DE LA DALLE DE TRANSITION

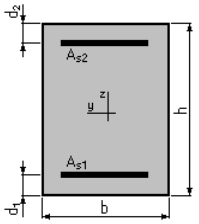
## Calcul de Section en Flexion Simple

## 1. Hypothèses :

**Béton : fc28 = 27,0 (MPa)** **Acier : fe = 500,0 (MPa)**

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

## 2. Section :




b =100,0 (cm)

h = 30,0 (cm)

$d_1$ = 2,5 (cm)

$d_2$ = 2,5 (cm)

## 3. Moments appliqués :

| | $M_{max}$ (kN*m) | $M_{min}$ (kN*m) |
|---|---|---|
| **E**tat **L**imite **U**ltime (fondamental) | 213,1 | 0,00 |
| **E**tat **L**imite de **S**ervice | 158,7 | 0,00 |
| **E**tat **L**imite Ultime (Accidentel) | 00,00 | 0,00 |

## 4. Résultats :

**Sections d'Acier :**

| | | | |
|---|---|---|---|
| Section théorique | $A_{s1}$ = 19,4 (cm2) | Section théorique | $A_{s2}$ = 0,0 (cm2) |
| Section minimum | $A_{s\ min}$ = 2,7(cm2) | | |
| Théorique | $\rho$ = 0,71(%) | | |
| Minimum | $\rho_{min}$ = 0,1 (%) | | |

### 3.5. FERRAILLAGE DE LA SEMELLE

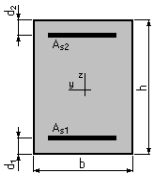
## Calcul de Section en Flexion Simple

## 1. Hypothèses :

**Béton : fc28 = 27,0 (MPa)** **Acier : fe = 500,0 (MPa)**

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

## 2. Section :




b =100,0 (cm)

h = 150,0 (cm)

$d_1$ = 5,00(cm)

$d_2$ = 5,00 (cm)

## 3. Moments appliqués :

| | $M_{max}$ (kN*m) | $M_{min}$ (kN*m) |
|---|---|---|
| **E**tat **L**imite **U**ltime (fondamental) | 1637,3 | 0,00 |
| **E**tat **L**imite de **S**ervice | 1215,5 | 0,00 |
| **E**tat **L**imite Ultime (Accidentel) | 2210,9 | 0,00 |

## 4. Résultats :

**Sections d'Acier :**

| | | | |
|---|---|---|---|
| Section théorique | $A_{s1}$ = 35,43 (cm2) | Section théorique | $A_{s2}$ = 0,0 (cm2) |
| Section minimum | $A_{s\ min}$ = 14,5(cm2) | | |
| Théorique | $\rho$ = 0,34(%) | | |
| Minimum | $\rho_{min}$ = 0,1 (%) | | |

### 3.5. FERRAILLAGE DES PIEUX

## Calcul de Section en Flexion Déviée Composée

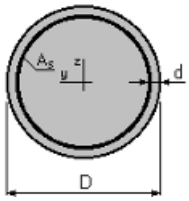
## 1.Hypothèses :

- Béton: fc28 = 27,00 (MPa)
- Acier: fe = 500,00 (MPa)
- Fissuration préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

## 2.Section:

D = 120,00 (cm)

d = 7,00 (cm)




## 3.Efforts appliqués:

| Cas NO | Type | N (KN) | My (KN*m) | Mz (KN*m) |
|---|---|---|---|---|
| 1. | ELU | 7815,3 | 3853,5 | 0,00 |
| 2. | ELA | 3853,5 | 7815,3 | 0,00 |

## 4.Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique As = 122,73 (cm2)

Section minimum As min = 120.70 (cm2)

Section maximum As max = 565,49 (cm2) théorique

**الملخص**

يُدرج هذا العمل ضمن إطار دراسة وتصميم الجسر الطرقي الواقع على الطريق البلدي الرابط بين رأس الحمراء وشاطئ جنان البي (وادي بگريت)، وذلك بين النقطة الكيلومترية 3+697.09 و4+012.19 ، بعد تقديم عام للمشروع، تم اقتراح ثلاث بدائل تصميمية خضعت لتحليل متعدد المعايير مبني .بولاية عنابة على اعتبارات تقنية واقتصادية، حيث تم اختيار حل العوارض المسبقة الصنع والمسبقة الإجهاد بالشد القبلي حساب )شملت الدراسة التفصيلية لهذا البديل كل من البنية الفوقية .كأنسب خيار من حيث الجدوى والأداء تحليل الركائز )، والبنية التحتية (الأحمال والحمولات، دراسة الإجهاد القبلي، والتحليل الطولي والعرضي وقد تم تنفيذ جميع التحليلات والحسابات وفقاً للمعايير الجزائرية المعمول .(والأساسات والدراسة الزلزالية بها (BPEL91، RPOA2008، RCPR2008) باستخدام برمجيات الهندسة المدنية MIDAS CIVIL 2022 وROBOT STRUCTURAL.

**Résumé**

Ce mémoire s'inscrit dans le cadre de la conception et de l'étude du viaduc routier V4 qui se situe sur le chemin communal reliant Ras El Hamra à la plage de Jnen El Bey (Oued Begret), entre le PK 3+697.09 et le PK 4+012.19, dans la wilaya de Annaba. Après une présentation générale du projet, nous avons proposé trois variantes de conception qui ont fait l'objet d'une analyse multicritère basée sur des critères techniques et économiques, la solution des poutres préfabriquées précontraintes par pré-tension a été retenue comme la plus adaptée. L'étude détaillée de cette variante englobe la superstructure (calcul des charges et surcharges, précontrainte, étude longitudinale et transversale) et l'infrastructure (étude des appuis, des fondations et analyse sismique). L'ensemble des calculs a été réalisé conformément aux normes algériennes (BPEL91, RPOA2008, RCPR2008), à l'aide des logiciels MIDAS CIVIL 2022 et ROBOT STRUCTURAL.

**Abstract**

This thesis focuses on the design and study of the V4 road viaduct located on the communal road linking Ras El Hamra to Jnen El Bey beach (Oued Begret), between PK 3+697.09 and PK 4+012.19, in the wilaya of Annaba. After a general presentation of the project, three design alternatives were proposed and analyzed through a multi-criteria approach based on technical and economic considerations. The solution of pre-tensioned prefabricated girders was selected as the most suitable option.The detailed study of this alternative covered both the superstructure (calculation of loads and overloads, prestressing, longitudinal and transverse analysis) and the infrastructure (study of supports, foundations, and seismic analysis). All calculations were carried out in accordance with Algerian standards (BPEL91, RPOA2008, RCPR2008) using MIDAS CIVIL 2022 and ROBOT STRUCTURAL software.

## Mots clés

Viaduc, conception, pont, béton précontraint, pré-tension, superstructure, infrastructure, fondation, ferraillage