

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

المدرسة الوطنية العليا للأشغال العمومية
فرنسيس جاتسون

École Nationale Supérieure des Travaux Publics

Francis Jeanson



Mémoire

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

Filière : Travaux Publics

Spécialité : Infrastructures de Base

Thème

**Conception et étude d'un ouvrage d'art 34/02 inséré
dans la liaison Autoroutière reliant le Port de Ténès a
l'Autoroute Est-Ouest.**

Présenté par :

HOUARI Oussama

Encadré par :

Mme BENJEDDOU Mounira
Mr FEDGHOUCHE Ferhat

Promotion 2021 / 2022



بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

Remerciements

En premier lieu et avant tout je tiens à remercier ALLAH le tout puissant de m'avoir gardé en bonne santé et de m'avoir donné la patience et le courage de mener à bien ce modeste travail.

Je remercie vivement mes chers parents pour leurs sacrifices depuis ma naissance jusqu'à ce jour, et leur aide qui m'ont permis d'arriver ici.

Mes remerciements vont à mon encadrante Mme BENJEDDOU Mounira pour son encadrement, son aide, son suivi, sa disponibilité, et les remarques et corrections qu'elle m'a apportées pour rattraper mes erreurs. Mes remerciements et toutes les appréciations vont à mon co-encadrant Mr FEDGHOUCHE Ferhat pour ses informations, ses efforts qui contribuent soit à l'élaboration de ce travail soit à la formation de la pathologie des ouvrages d'art.

A Monsieur l'ingénieur BABAKHOUYA Youcef pour ses conseils le long de mon travail, et tous les enseignants de l'ENSTP qui ont contribué à mon formation.

Également à toute l'équipe de l'ADA qui m'a donné la chance de travailler sur ce projet, notamment Mr BERRIACHE Ahmed, Mr AILEM Said et Mr KHELI Ahmed pour leur accueil sur le site et leur aide à la collecte des données.

Aussi, je tiens à remercier les membres du jury qui me font l'honneur d'évaluer mon travail. Et enfin, je tiens à exprimer ma gratitude à tous ceux qui ont, de diverses manières, directement ou indirectement, contribué à l'élaboration de cette mémoire.



Dédicaces

Je dédie ce modeste travail :

A ma mère et mon père

A mes frères et ma sœur

A tous mes amis

*Tous les profs de l'ENSTP qu'ils m'ont
enseignés durant les 5 ans.*

Et a toute la promotion de 2022.

ملخص

هذا العمل هو جزء من تصميم ودراسة جسر الطريق 02/34 المُدرج في الطريق السريع الذي يربط ميناء تنس بالطريق السريع شرق-غرب.

شرعنا في هذا العمل بالبحث ببليوغرافي على الخرسانة سابقة الإجهاد. بعد ذلك، كرسنا أنفسنا للموضوع الرئيسي من خلال تقديم المشروع أولاً. قمنا بعد ذلك بوضع التصميم العام، وتم اقتراح ثلاث اقتراحات وبناءً على تحليل متعدد المعايير، اخترنا جسر ذو كمرات سابقة الإجهاد.

يشمل باقي العمل دراسة تفصيلية للبنية الفوقية والبنية التحتية، بما في ذلك حساب الإجهاد المسبق، والدراسة الزلزالية، والعناصر الهيكلية المختلفة بالرجوع إلى المنظومات المعتمد عليها في الجزائر (RCPR، RPOA2008، BAEL91، BPEL91... إلخ.) واستناداً إلى أدوات تكنولوجيا المعلومات (Autodesk Robot Structural Analysis 2023، Robot Expert 2010، Autodesk AutoCAD 2016).

كلمات مفتاحية: جسر، خرسانة مسبقة الإجهاد، إجهاد لاحق، زلزال، بنية تحتية.

Abstract

This work is part of the design and study of the road bridge 34/02 inserted in the highway connecting the Port of Ténès to the highway east-west.

We started this work with bibliographic research on prestressed concrete. Then, we devoted ourselves to the main topic by first presenting the project. We then drew up the general design, three variants were proposed and based on multicriteria analysis, we opted for a pre-fabricated beam bridge prestressed by post-tension.

The rest of the work involves the detailed study of the superstructure and infrastructure, including the calculation of prestressing, seismic study, and the various structural elements by referring to the regulations used in Algeria (RCPR, RPOA2008, BAEL91, BPEL91...etc.) and based on IT tools (Autodesk Robot Structural Analysis 2023, Robot Expert 2010, Autodesk AutoCAD 2016).

Keywords: Bridge, prestressed concrete, post-tension, earthquake, infrastructure.

Résumé:

Ce travail s'inscrit dans le cadre de la conception et de l'étude du viaduc 34/02 insérée dans la liaison Autoroutière reliant le Port de Ténès à l'autoroute est-ouest.

Nous avons entamé ce travail par une recherche bibliographique sur le béton précontraint. Ensuite, nous nous sommes consacrés au sujet principal en faisant d'abord une présentation du projet. Nous avons dressé, par la suite, à la conception générale, dans laquelle on a proposé 3 variantes, et en se basant sur une analyse multicritère, on a opté pour un pont à poutres préfabriquées précontraintes par post-tension VIPP.

Le reste du travail comporte l'étude détaillée de la superstructure et l'infrastructure, en passant par le calcul de précontrainte, l'étude sismique et les différents éléments structuraux en se référant aux règlements utilisés en Algérie (RCPR, RPOA2008, BAEL91, BPEL91...etc.) et en se basant sur les outils informatiques (Autodesk Robot Structural Analysis 2023, Robot Expert 2010, Autodesk AutoCAD 2016).

Mots clés : Pont, béton précontraint, post-tension, séisme, infrastructure.

TABLE DES MATIERES

INTRODUCTION GÉNÉRALE	1
Chapitre I recherche bibliographique sur le béton précontraint	2
I.1. Introduction :	2
I.2. Principe :	2
I.3. Histoire de la précontrainte :	2
I.4. Domaine d'application :	3
I.4.1. Exemples de réalisation d'ouvrages en béton précontraint :	3
I.5. Modes de la précontrainte :	4
I.5.1. Précontrainte par pré-tension :	5
I.5.1. Précontrainte par post-tension :	5
I.6. Comparaison des deux procédés :	6
I.7. Avantages et inconvénients :	7
I.8. Caractéristiques des matériaux :	7
I.8.1 Béton :	7
I.8. Les pertes de précontrainte :	7
I.8.1. Définition:	8
I.8.2. Tension a l'origine:	8
I.8.3. Pertes de tension en précontrainte par post tension:	8
I.9 Conclusion :	8
Chapitre II Présentation du projet	10
II.1. Introduction :	10
II.2. Présentation de l'ouvrage :	10
II.3. Données relative á l'ouvrage	10
II.3.1. Données fonctionnelles	11
II.3.1.1. Tracé en plan	11
II.3.2.3. Profil en travers	11
II.3.2. Données naturelles :	12
II.3. Conclusion :	15
Chapitre III Conception et Prédimensionnement	16
III.1. Introduction	16
III.2. Critères de choix des variantes :	16
III.3. Présentation et prédimensionnement des variantes :	16
III.3.1. Variante 1 : Pont à poutres préfabriquées précontraintes par post-tension VIPP :16	
III.3.2. Variante 2 : Ponts voussoir en béton précontraint construits par encorbellements successifs :	18

TABLE DES MATIERES

III.3.3. Variante 3 : Pont mixte bipoutre :	20
III.4. Analyse multicritère des variantes :	23
II.4.1. Avantages et inconvénients des variantes :	24
II.4.2. Devis quantitatif et estimatif des variantes :	25
III.5. Conclusion :	28
Chapitre IV Hypothèse de calcul	29
IV.1. Introduction :	29
IV.2. Normes et règles de calcul :	29
IV.3. Caractéristiques des matériaux :	29
IV.3.1. Béton :	29
IV.3.2. Aciers :	32
IV.4. CONCLUSION :	34
Chapitre V Calcul des charges et surcharges	35
V.2. Description des charges et surcharges :	35
V.3. Caractéristiques du pont	35
V.4. Classe des ponts	36
V.5. Evaluation des charges et surcharges	37
V.5.1. Charges hors trafic :	37
V.5.2. Charges due au trafic :	41
V.6. Conclusion :	49
Chapitre VI Répartition longitudinales des efforts.....	50
VI.1. Introduction :	50
VI.2. Calcul des moments fléchissant et les efforts tranchants dus à la charge permanente :	50
VI.3. Calcul des moments fléchissant et les efforts tranchants dus à surcharges :	50
VI.3.1. Surcharges de type A(l) :	50
VI.3.2. Surcharge sur trottoirs :	51
VI.3.3. Surcharges de type « B » :	51
VI.5. Récapitulation:	57
VI.5. Conclusion :	57
Chapitre VII Etude de la précontrainte	58
VII.1. Introduction	58
VII.2. Principe de précontrainte par post-tension :	58
VII.3. Données de calcul :	58
VII.4. Dimensionnement de la précontrainte :	59

TABLE DES MATIERES

VII.4.1. Valeur minimale de la précontrainte en service :	59
VII.4.2. Détermination du nombre de câbles :	60
VII.4.3. Vérification des contraintes :	60
VII.5. Tracé des câbles de précontrainte :	62
VII.5.1. Disposition des câbles :	62
VII.5.2. Tracé des câbles :	63
VII.5.3. Calcul de l'angle de relevage « α » :	64
VII.6. Calcul des pertes de tension dans les câbles :	65
VII.6.1. Pertes instantanées :	65
VII.6.2. Pertes différées :	68
VII.6.3. Récapitulation :	71
VII.7. Vérification des contraintes :	71
VII.7.1. Sections de vérification :	72
VII.7.2. Limitation des contraintes :	73
VII.7.3. Caractéristiques nettes des sections de calcul :	73
VII.7.4. Justification de la poutre a l'ELS :	74
VII.7.5. Ferrailage passif :	77
VII.7.6. Justification de la poutre a l'ELU :	78
VII.8. Conclusion :	81
Chapitre VIII Etude de le hourdis.....	82
VIII.1. Introduction :	82
VIII.2. Etude de le hourdis :	82
VIII.2.1. Ferrailage transversal :	82
VIII.2.2. Ferrailage longitudinal :	83
VIII.2.3. Justification vis-à-vis de l'E.L.S de durabilité :	84
VIII.2.4. Dispositions constructives :	85
VIII.3. Flèches et contre flèches :	86
VIII.3.1 Flèche due au poids propre :	86
VIII.3.2 Contre flèche due à la précontrainte :	86
VIII.3.3 Flèche due à la construction :	87
VIII.3.4 Flèche due à la surcharge D_{240} :	87
VIII.3.5 Flèche totale :	87
VIII.4. Conclusion :	87
Chapitre IX Etude sismique.....	88
IX.1. Introduction :	88

TABLE DES MATIERES

IX.2. Classification de pont :	88
IX.3. Définition de l'action sismiques :	88
IX.3.1. Critères de classification:	88
IX.3.2. Spectre de réponse élastique :	90
IX.4. Prédimensionnement d'appareil d'appui :	91
X.4.1. Aire de l'appareil d'appui :	91
X.4.2. Epaisseur de l'appareil d'appui T :	92
X.4.3 Dimensionnement des frettes :	92
IX.5. Analyse monomodale spectrale :	93
IX.5.1. Condition d'application :	93
IX.5.2. Evaluation des raideurs :	94
IX.5.3. Séisme longitudinale :	96
IX.5.4. Séisme transversal :	97
IX.5.5. Séisme vertical :	98
IX.5.6. Combinaisons des composantes de l'action sismique :	98
IX.6. Conclusion :	99
Chapitre X Etude des équipements	99
X.1. Introduction :	99
X.2. Appareils d'appui :	99
X.2.2. Evaluation des efforts horizontaux :	99
X.2.3 Vérifications du dimensionnement :	100
X.3. Des d'appui :	102
X.3.1. Dimensionnement de d'appui :	102
X.3.2. Ferrailage de d'appui :	102
X.4. Joint de chaussée :	103
X.4.1. Dimensionnement de joint de chaussée :	103
X.4.2. Type de joint :	104
X.5. Evacuation des eaux :	104
X.6. Finitions :	104
X.7. Conclusion :	105
Chapitre XI Etude de l'Infrastructure.....	106
XI.1. Introduction :	106
XI.2. Etude de la pile :	106
XI.2.1. Evaluation des efforts agissant sur la pile :	107
XI.2.2. Etude des pieux :	107

TABLE DES MATIERES

XI.2.3. Etude de la semelle :	110
XI.2.3. Etude des futs :	111
XI.2.4. Etude de la chevêtre :	113
XI.3. Etude de la culée :	117
XI.3.1. Prédimensionnement de la culée :	117
XI.3.2. Evaluation des efforts agissants sur les culées :	118
XI.3.3. Combinaison d'actions :	122
XI.3.4. Etude des pieux :	122
XI.3.5. Etude du mur frontal :	124
XI.3.6. Etude du mur garde-grève :	125
XI.3.7. Etude des murs en retour :	127
XI.3.8. Etude de la dalle de transition :	130
XI.3.9. Etude du corbeau :	131
XI.4. CONCLUSION :	132
CONCLUSION GENERALE :	132

BIBLIOGRAPHIE

ANNEXES :

ANNEXE 1

ANNEXE 2

ANNEXE 3

ANNEXE 4

CHAPITRE I: RECHERCHE BIBLIOGRAPHIQUE SUR LE BETON PRECONTRAIN

Figure I. 1 : Capital Gate, Abu Dhabi Inclinaison de 18°, 2010 3
 Figure I. 2 : Gateway Bridge Brisbane, Australie. 4
 Figure I. 3 : Wanapum Dam Washington, US. 4
 Figure I. 4: Principe de précontrainte par pré-tension..... 5
 Figure I. 5 : Principe de précontrainte par post-tension 5
 Figure I. 6 : Mise en tension d'un câble (Post-tension) 6

CHAPITRE II : PRESENTATION DU PROJET

Figure II. 1: L'emplacement de l'Ouvrage D'art OA 34/02 (Source : Google Earth)..... 10
 Figure II. 2: Trace en plan de l'ouvrage..... 11
 Figure II. 3: Profil en long de l'ouvrage..... 11
 Figure II. 4: Profil en travers..... 12
 Figure II. 5: Coupe lithologique du terrain PK 34+843 13
 Figure II. 6: Carte de zonage sismique de l'Algérie (Source : RPOA 2008)..... 14

CHAPITRE III : CONCETPION ET PREDIMENSIONNEMENT

Figure III. 1 : Morphologie générale d'un tablier. 17
 Figure III. 2 : Découpage en voussoir. 18
 Figure III. 3 : Notations des dimensions du voussoir..... 19
 Figure III. 4 : Coupe transversale de tablier bipoutre. 21
 Figure III. 5 : Profil d'IPE 600. 22

CHAPITRE IV : HYPOTHESE DE CALCUL

Figure IV. 1: Diagramme contraintes déformations du béton à l'ELU..... 31
 Figure IV. 2 : Diagramme déformations-contraintes de calcul des aciers a L'ELU..... 32
 Figure IV. 3 : Limitation des contraintes dans les sections en béton précontraint..... 34

CHAPITRE V : CALCUL DES CHARGES ET SURCHARGE

Figure V. 1 : largeur roulable (L_r), largeur chargeable (L_c). 36
 Figure V. 2: Illustration des différentes sections de la poutre..... 37
 Figure V. 3 : Largeur des trottoirs..... 38
 Figure V. 4: Epaisseur à prendre en compte pour la pression du vent (Selon RCPR)..... 40
 Figure V. 5: Système B_c 43
 Figure V. 6 : Système de charges B_r 44
 Figure V. 7: Système de charges B_t 45
 Figure V. 8 : Convois M_c120 48
 Figure V. 9: Convoi type D240..... 49

CHAPITRE VI : REPARTITION LONGITUDINALES DES EFFORTS

Figure VI. 1 : Schéma longitudinal de la poutre uniformément chargée. 50
 Figure VI. 2 : Surcharge B_c à $x=L/2$ 52
 Figure VI. 3 : Surcharge B_c à $x=0$ 53
 Figure VI. 4 : Surcharge B_t à $x=L/2$ 53
 Figure VI. 5 : Surcharge B_T à $x=0$ 54

LISTE DES FIGURES

Figure VI. 6 : Surcharge Br : Surcharge Br à $x=L/2$	54
Figure VI. 7 : Surcharge Br à $x=0$	55
Figure VI. 8 : Surcharge MC120 à $x=L/2$	55
Figure VI. 9 : Surcharge MC120 à $x=0$	56
Figure VI. 10 : Surcharge D240 à $x=L/2$	56
Figure VI. 11 : Surcharge D240 à $x=0$	56
CHAPITRE VII : ETUDE DE LA PRECONTRAINTTE	
Figure VII. 1 : Mise en tension d'un câble (post-tension).....	58
Figure VII. 2 : Disposition des câbles à l'about.....	62
Figure VII. 3 : Dispositions constructives des câbles de précontrainte.....	63
Figure VII. 4 : Disposition des câbles à mi-travée.....	63
Figure VII. 5 : Tension le long du câble, avant et après relâchement du vérin.....	67
Figure VII. 6 : Diagramme des contraintes pour la zone la plus tendue.....	78
Figure VII. 7 : Schéma général du ferrailage de la poutre.....	80
CHAPITRE VIII : ETUDE DE LE HOURDIS	
Figure VIII. 1 : Moment fléchissant MYY de la dalle pour la combinaison $G+D240+0.6T+0.5\Delta\Theta$	83
Figure VIII. 2 : Moment fléchissant MXX de la dalle pour la combinaison $G+D240+0.6T+0.5\Delta\Theta$	84
Figure VIII. 3 : Flèche max de la poutre à ELS.....	86
Figure VIII. 4 : Contre flèche max de la poutre due à la mise en tension de la précontrainte.....	86
Figure VIII. 5 : Flèche due à la surcharge D240.....	87
CHAPITRE IX : ETUDE SISMIQUE	
Figure IX. 1 : Carte de zonage sismique de l'Algérie.....	89
Figure IX. 2 : Dimensions de l'appareil d'appui.....	91
Figure IX. 3 : Séisme longitudinale.....	96
Figure IX. 4 : Séisme Transversale.....	97
CHAPITRE XI : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE	
Figure XI. 1: Prédimensionnement de la pile.....	106
Figure XI. 2 : Ferrailage des pieux de la pile.....	109
Figure XI. 3 : Méthode bielles.....	110
Figure XI. 4 : Ferrailage de la semelle.....	111
Figure XI. 5 : Ferrailage de la pile.....	113
Figure XI. 6 : Modélisation du chevêtre.....	114
Figure XI. 7 : Diagramme du moment fléchissant à l'ELS.....	114
Figure XI. 8 : Diagramme du moment fléchissant à l'ELU.....	114
Figure XI. 9 : Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU.....	115
Figure XI. 10 : Ferrailage du chevêtre.....	117
Figure XI. 11: Dimensions de la culée C02.....	117
Figure XI. 12 : Poussée de la charge locale située en arrière du mur garde grève.....	126
Figure XI. 13: Moments MXX et MYY du mur en retour à l'ELS.....	128

LISTE DES FIGURES

Figure XI. 14: Moments MXX et MYY du mur en retour à l'ELU..... 129

LISTE DES TABLEAUX

CHAPITRE I: RECHERCHE BIBLIOGRAPHIQUE SUR LE BETON PRECONTRAIT

Tableau I. 1 : Avantages et Inconvénient de la précontrainte. 7

Chapitre II : PRESENTATION DU PROJET

Tableau II. 1: Coefficient d'accélération de zone A (Source : RPOA 2008) 14

CHAPITRE III : CONCETPION ET PREDIMENSIONNEMENT

Tableau III. 1 : Prédimensionnement de la section transversale de la variante 01..... 17

Tableau III. 2 :Prédimensionnement des poutres principales. 22

Tableau III. 3 : Avantages et inconvénients des trois variantes proposées. 24

Tableau III. 4 : Devis quantitatif et estimatif de la variante N°01. 25

Tableau III. 5 : Devis quantitatif et estimatif de la variante N°02 26

Tableau III. 6 : Devis quantitatif et estimatif de la variante N°03. 27

CHAPITRE IV : HYPOTHESE DE CALCUL

Tableau IV. 1 : Caractéristiques du béton. 30

Tableau IV. 2 : Module de déformations longitudinales du béton..... 30

Tableau IV. 3 : Contraintes admissibles à la compression..... 31

Tableau IV. 4 : Contraintes admissibles des aciers à la traction. 33

CHAPITRE V : CALCUL DES CHARGES ET SURCHARGES

Tableau V. 1: Classe des ponts..... 36

Tableau V. 2: Calcul du poids de la poutre. 37

Tableau V. 3: Calculs du poids des trottoirs. 39

Tableau V. 4: Epaisseur à prendre en compte pour la pression du vent (Selon RCPR). 40

Tableau V. 5: Tableau récapitulatif des charges agissant sur l'ouvrage. 40

Tableau V. 6: Coefficients a_1 41

Tableau V. 7: valeurs de v_0 42

Tableau V. 8: Valeurs de charge $A(l)$ 42

Tableau V. 9: valeurs de coefficient b_c 44

Tableau V. 10 : valeurs de B_c 44

Tableau V. 11: valeurs de coefficient b_t 45

Tableau V. 12: valeurs de B_t 46

Tableau V. 13: valeurs de coefficient de majoration dynamique δ et résulta de majoration... 46

Tableau V. 14: Valeurs de l'effort de freinage pour le système A(l)..... 47

CHAPITRE VI : REPARTITION LONGITUDINALES DES EFFORTS

Tableau VI. 1 : Moment fléchissant et effort tranchant sous charge G..... 50

Tableau VI. 2 : Moment fléchissant et effort tranchant sous charge A(l). 51

Tableau VI. 3 : Moment fléchissant et effort tranchant sous Q_{tr} 51

Tableau VI. 4 : Moment fléchissant sous charge B_c 52

Tableau VI. 5 : Effort tranchant sous charge B_c 53

LISTE DES TABLEAUX

Tableau VI. 6 : Moment fléchissant sous charge Bt.	54
Tableau VI. 7 : Effort tranchant sous charge Br.....	54
Tableau VI. 8 : Tableau récapitulatif des moments fléchissant et des efforts tranchants dus aux charges et surcharges.....	57

CHAPITRE VII : ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

Tableau VII. 1 : Caractéristiques géométriques de la poutre.	58
Tableau VII. 2 : Moments fléchissant et efforts tranchants de calcul.	59
Tableau VII. 3 : Caractéristiques relatives aux quatre phases de vérification des contraintes.	61
Tableau VII. 4 : Résultats de vérification des contraintes.....	62
Tableau VII. 5 : Caractéristiques du tracé des câbles.....	65
Tableau VII. 6 : Pertes par frottement.....	66
Tableau VII. 7 : Pertes par recul d'ancrage.....	67
Tableau VII. 8 : Pertes par déformation instantanée du béton.	68
Tableau VII. 9 : Perte de tension due au retrait du béton.....	69
Tableau VII. 10 : Perte de tension due au fluage du béton.	70
Tableau VII. 11 : Perte de tension due à la relaxation de l'acier.	70
Tableau VII. 12 : Tableau récapitulatif des pertes instantanées et différées.	71
Tableau VII. 13 : Sections de vérification.....	72
Tableau VII. 14 : Limitation des contraintes.....	73
Tableau VII. 15 : Caractéristiques nettes des sections de calcul.....	73
Tableau VII. 16 : Position de câble moyenne.	73
Tableau VII. 17 : Effort de précontrainte P.....	74
Tableau VII. 18 : Vérification des contraintes normales.....	75
Tableau VII. 19 : Vérification des contraintes tangentielles a l'ELS.	77
Tableau VII. 20 : Paramètres de calcul des armatures longitudinales des zones tendues.....	78
Tableau VII. 21 : Détermination de l'angle βu	79

CHAPITRE VIII : ETUDE DE LE HOURDIS

Tableau VIII. 1 : Dimensionnement des armatures transversales à l'ELS.....	83
Tableau VIII. 2 : Choix des armatures transversales à l'ELS.	83
Tableau VIII. 3 : Dimensionnement des armatures longitudinales à l'ELS.....	84
Tableau VIII. 4 : Choix des armatures longitudinales à l'ELS.	84

CHAPITRE IX : ETUDE SISMIQUE

Tableau IX. 1 : Classification de pont.....	88
Tableau IX. 2 : Niveau de sismicité.	88
Tableau IX. 3 : Coefficient d'accélération de zone A.	89
Tableau IX. 4 : Classification de site.	90
Tableau IX. 5 : Valeurs de T1, T2 et S pour la composante horizontale.	90
Tableau IX. 6 : Valeurs de T1 et T2 pour la composante verticale.....	91

LISTE DES TABLEAUX

Tableau IX. 7 : Dimensions de l'appareil d'appui.	93
Tableau IX. 8 : Raideurs dynamiques longitudinales des appuis.....	95
Tableau IX. 9 : Raideurs dynamiques transversales des appuis.....	95
Tableau IX. 10 : Vérification des raideurs.	95
Tableau IX. 11 : Distribution des forces sismiques longitudinales sur chaque appui.....	97
Tableau IX. 12 : Combinaisons des composantes de l'action sismique.	99

CHAPITRE XI : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

Tableau XI. 1: Evaluations des efforts statiques de la pile la plus sollicité.	107
Tableau XI. 2 : Vérification des efforts agissants.	108
Tableau XI. 3 : Sollicitations plus défavorable.	109
Tableau XI. 4 : Efforts combinés maximaux sur pile (axe sous fût).....	112
Tableau XI. 5 : Moments maximaux sur chevêtre à l'ELS.	115
Tableau XI. 6 : Moments maximaux sur chevêtre à l'ELU.	115
Tableau XI. 7 : Calcul des coefficients de poussée.....	118
Tableau XI. 8 : Calcul des efforts dus au poids propre des culées.....	119
Tableau XI. 9 : Efforts sismiques provenant de l'accélération propre de la culée.....	119
Tableau XI. 10 : Evaluation des charges statiques dues au remblai.....	119
Tableau XI. 11 : calcul des poussées dynamiques globales dues aux terres.	120
Tableau XI. 12 : Evaluation des efforts dus aux surcharges sur remblais.....	120
Tableau XI. 13 : Evaluation des efforts issus du tablier.....	121
Tableau XI. 14 : Efforts sismiques totales.	121
Tableau XI. 15 : Efforts combinés maximaux sur culée (axe sous semelle).	122
Tableau XI. 16 : Vérification des efforts agissants.	122
Tableau XI. 17 : Sollicitations plus défavorable.	123
Tableau XI. 18 : Efforts combinés maximaux sur culée (axe sous mur frontal).....	124
Tableau XI. 19 : Valeurs de M_p/K en fonction de h.....	126
Tableau XI. 20 : Charges agissant sur la dalle de transition.	130

Liste des abréviations :

Liste des symboles et abréviations :

CP : Charges Permanentes.

CCP : Complément des Charges Permanentes.

BAEL : Béton Armé aux Etats Limites.

BPEL : Béton Précontraint aux Etats Limites.

SETRA : Service d'Etudes Techniques des Routes et Autoroutes.

RCPR : Règles définissant les charges à appliquer pour le Calcul et les épreuves des Ponts Routes.

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

DTR : Document Technique Réglementaire.

f_{tj} : Résistance caractéristique du béton à la traction à j jour.

γ_b : Coefficient de sécurité du béton.

f_{bu} : Résistance du béton comprimé à l'ELU.

σ_{bc} : Contrainte limite de compression du béton.

$\bar{\sigma}_{bc}$: Contrainte admissible de compression du béton.

σ_{bt} : Contrainte limite de traction du béton.

$\bar{\sigma}_{bt}$: Contrainte admissible de traction du béton.

E_{ij} : Module d'élasticité longitudinal instantané du béton.

E_{vj} : Module d'élasticité longitudinal différé du béton.

σ_s : Contrainte limite de traction de l'acier passif.

E_p : Module d'élasticité longitudinal de l'acier actif.

γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier.

f : Coefficient de frottement en courbe.

A_p : Section des aciers actifs.

\emptyset : Diamètre de la gaine.

M_f : Moment fléchissant.

V : Effort tranchant.

Q : Charge d'exploitation.

G : Charge permanente.

b_t : Coefficient de pondération du convoi BT.

b_c : Coefficient de pondération du convoi BC.

a_2 : Coefficient dépendant de la largeur de la voie.

a_1 : Coefficient dépendant de la classe du pont et du nombre de voies chargées.

Liste des abréviations :

l_v : Largeur d'une voie.

n : Nombre de voies.

l_c : Largeur chargeable.

ρ_b : Masse volumique du béton.

L : La portée de la travée.

ρ : Coefficient de rendement géométrique de la section.

i : Rayon de giration.

I : Moment d'inertie de la section.

V : Distance entre le centre de gravité de la section et la fibre supérieure.

V' : Distance entre le centre de gravité de la section et la fibre inférieure.

B : Section brute.

b_t : Largeur totale des talons.

e_p : Epaisseur de l'âme.

h_p : Hauteur de la poutre.

f_{peg} : Limite d'élasticité garantie des aciers actifs.

f_{prg} : Limite de rupture garantie des aciers actifs.

E_s : Module d'élasticité longitudinal de l'acier passif.

f_e : Limite élastique des aciers passifs.

f_{cj} : Résistance caractéristique du béton à la compression à j jour.

φ : Coefficient de frottement en ligne.

P_{min} : Précontrainte minimale.

B_n : Section nette.

I_n : Moment d'inertie nette de la section.

σ_{ti} : Contrainte limite de traction du béton dans la fibre inférieure.

σ_{ts} : Contrainte limite de traction du béton dans la fibre supérieure.

P_0 : Effort de précontrainte à l'origine.

n : Nombre de câbles de précontrainte.

e_p : Excentricité du câble moyen.

σ_{sup} : Contrainte au niveau de la fibre supérieure.

σ_{inf} : Contrainte au niveau de la fibre inférieure.

V_u : Effort tranchant limite.

V_{min} : Effort tranchant minimum.

V_{max} : Effort tranchant maximum.

Liste des abréviations :

$\alpha(x)$: Angle de déviation du câble entre 0 et x .

σ_{p0} : Tension initiale.

$\Delta\sigma_f$: Pertes de tension par frottement.

$\Delta\sigma_{rec}$: Pertes de tension par glissement.

$\Delta\sigma_{rac}$: Pertes de tension par déformations instantanées du béton.

$\Delta\sigma_{p(x)}$: Pertes dues à la relaxation de l'acier.

$\Delta\sigma_{flu}$: Pertes dues au fluage du béton.

$\Delta\sigma_{inst}$: Pertes instantanées.

$\Delta\sigma_d$: Pertes différées.

V_{red} : Effort tranchant réduit.

$S(y)$: Moment statique / au centre de gravité de la poutre.

$b_{n(y)}$: Largeur nette de la section au niveau y .

M_u, N_u : Sollicitations agissant sur la section / A_p .

N_u : Effort normale résistant ultime.

M_u : Moment fléchissant résistant ultime / A_p .

S_t : Espacement des armatures transversales.

l_x et l_y : Dimensions de panneau de dalle.

f_G : Flèche due aux charges permanentes.

f_p : Flèche due à la précontrainte.

f_c : Flèche de construction.

f_{D240} : Flèche due à la surcharge D240.

f : Coefficient de frottement.

G : valeur nominale des charges permanentes / module de cisaillement.

E : action sismique limitée au mouvement d'ensemble.

Q : actions variables des charges d'exploitation.

T : période fondamentale.

T_1, T_2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie du site.

$S_{ae(T)}$: spectre de réponse élastique.

K : Raideur.

g : Accélération de la pesanteur.

S : coefficient de site.

η : Facteur de correction de l'amortissement.

ξ : Taux d'amortissement.

Liste des abréviations :

d : Déplacement.

P_t : Poussée des terres.

K_a : Coefficient de poussée des terres.

φ : Angle de frottement interne du sol.

γ : Poids volumique des terres.

h : Hauteur du chevêtre.

b₀ : Epaisseur fictif de la paroi du chevêtre.

D : Diamètre du plus grand cercle inscrit dans la section du chevêtre.

M_t : Moment de torsion.

τ_{u(v)} : Contrainte de cisaillement dû à l'effort tranchant.

τ_{u(Mt)} : Contrainte de cisaillement due à la torsion.

N_s : Effort normal dû au séisme.

H_s : Effort horizontal dû au séisme.

K_h : Accélération sismique horizontale.

λ : Elancement de la pièce.

L_f : Longueur de flambement

INTRODUCTION GÉNÉRALE

L'évolution et la modernisation qu'a connu le monde ont été accompagnées par la naissance d'un secteur d'activité qui a contribué à son développement surtout en matière économique et architecturale, c'est le secteur des « Travaux Publics ».

Celui-ci, repose principalement sur le développement de l'infrastructure de transport, qui nécessite généralement la construction d'un grand nombre d'ouvrages d'arts tel que le pont, qui fera l'objet d'une étude détaillée au cours de ce modeste travail.

Un pont est une structure construite pour franchir un obstacle physique (comme un plan d'eau, une vallée, une route ou une voie ferrée) sans bloquer le passage en dessous. Il est construit dans le but de fournir un passage au-dessus de l'obstacle, qui est généralement quelque chose qui est autrement difficile ou impossible à franchir. Il existe de nombreuses conceptions différentes de ponts, chacune servant un objectif particulier et applicable à différentes situations. La conception des ponts varie en fonction de facteurs tels que la fonction du pont, la nature du terrain, le matériau utilisé pour le fabriquer et les fonds disponibles pour le construire.

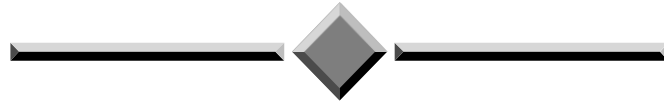
L'étude doit également être complète, détaillée et non contradictoire, non seulement pour pouvoir quantifier une structure ayant la capacité de résister aux charges de circulation, aux accidents potentiels dus à la circulation ou aux caprices de Dame Nature, mais aussi pour construire avec le plus bas possible Coût.

La conception et l'étude d'un pont qui répond aux spécifications citées précédemment, fait l'objet de ce présent mémoire de fin d'étude. Ce document contient tous les calculs et résultats effectués pour ce travail.

Le présent mémoire de fin d'études consiste à concevoir et dimensionner le **viaduc 34/02**, appartenant au projet de la pénétrante reliant TENES à l'autoroute Est-Ouest au niveau de OUELED FARES, abordé ci-dessus. Il repose sur onze chapitres, définis comme suit :

- Le **CHAPITRE I** est une initiation à la recherche, sous forme de recherche bibliographique concernant : le béton précontraint.
- Le **CHAPITRE II** a été consacré à la présentation de l'ouvrage, suivi par le **CHAPITRE III** qui consiste en la conception, et le choix de la variante optimale.
- Le **CHAPITRE IV** aborde les hypothèses de calcul.
- Le **CHAPITRE V** évalue les différentes charges et surcharges agissant sur le tablier. Celui-ci, calculé au **CHAPITRE VI**.
- Le **CHAPITRE VII** élabore l'étude de la précontrainte du tablier et le **CHAPITRE VIII** l'étude de le hourdis.
- Le **CHAPITRE IX** concerne l'étude sismique de l'ouvrage.
- Le **CHAPITRE X** traite le calcul des déformations ainsi que le dimensionnement des équipements du tablier.
- Enfin, on termine avec l'étude de l'infrastructure de l'ouvrage au **CHAPITRE XI**.

CHAPITRE I
RECHERCHE
BIBLIOGRAPHIQUE SUR LE
BETON PRECONTRAIN



Chapitre I recherche bibliographique sur le béton précontraint

I.1. Introduction :

Le mot précontraint, créé par E.FREYSSINET, signifie contraint avant. Le béton précontraint est soumis, préalablement à toute charge extérieure, à un effort de compression qui permettra de supprimer les contraintes de traction qui apparaîtraient dans un élément en béton armé. On évite ainsi les inconvénients du béton armé tel que fissuration, corrosion des aciers, béton tendu inutile...

I.2. Principe :

Le béton est un matériau qui résiste bien à la compression, mais peu, et surtout aléatoirement, à la traction. Il est donc intéressant de construire en béton, mais en évitant que ce matériau soit trop tendu, et risque de se fissurer. Et pour cela, il faut le comprimer de façon artificielle et en permanence, dans des zones où les charges extérieures développent des tractions de façon qu'au total le béton reste comprimé (ou assez peu tendu pour ne pas risquer de fissurer) et donc résistant à tout cas de charge. L'effort de compression volontairement développé à cet effet est appelé l'effort de précontrainte (ou la précontrainte).

I.3. Histoire de la précontrainte :

La précontrainte sous toutes ses formes existe depuis longtemps. Elle est naturelle dans les arcs, voûtes, ou provoquée comme les cercles de tonneau, les roues de bicyclette, les roues de chariot, le pneu et la chambre à air...

Les premières propositions de réalisation d'éléments à ce que nous appelons aujourd'hui béton précontraint sont les brevets d'invention de l'Américain P.H Jackson (1860) et l'Allemand Dohering (1888) et un peu plus tard l'Australien J Mandl (1896) qui proposèrent la réalisation des éléments en béton armé avec des efforts initiaux par la mise en tension des armatures. Leur préoccupation était d'éliminer la fissuration dans le béton, qui était considérée comme un défaut majeur, par la précontrainte de celui-ci. Leurs travaux n'ont pas mené à des résultats satisfaisants à cause des phénomènes de retrait et du fluage, qui n'était pas encore connu, et de l'utilisation des aciers de qualité non correspondants, ce qui a annulé en grande partie l'effet de la précontrainte.

C'est Eugène Freyssinet (1879-1962) qui, en se plaçant dans des conditions voisines des voûtes, introduisit un effort de compression pour compenser les tractions à venir. En 1926, il découvrit le phénomène de fluage et les lois du retrait suite d'expérience sur l'arc du pont de Plougastel. Après la guerre, on assista à un essor du béton précontraint dans les pays industrialisés avec P. Abeles en Grande-Bretagne, G. Magnel en Belgique, F. Leonhardt en Allemagne, T.Y. Lin aux Etats-Unis, V. Mikhailov en USSR, J.J. Bouvy aux Pays-Bas, E. Freyssinet et Y. Guyon en France. Les premiers ponts en béton précontraint ont été réalisés par précontraintes extérieures au béton au moyen des câbles. Ce sont les ponts de la Saale à Alse en Allemagne (1928) de 68 m de portée, et d'Aue en Allemagne (1936) de 69 m de portée.

Du domaine des ponts à poutres, puis pont-dalles, pont à poutres préfabriquées, le principe de la précontrainte s'est étendu aux ponts poussés, aux ponts construits par encorbellement, aux

ponts suspendus et aux ponts à haubans. D'autre part, le champs s'est élargi aux réservoirs, aux poteaux, tuyaux, dalles, tirants de voûtes, tirants d'ancrages, portiques, radiers...

I.4. Domaine d'application :

Le béton précontraint est un matériau de construction très polyvalent, car il s'agit d'une combinaison presque idéale de ses deux principaux constituants : l'acier à haute résistance, préétreint pour permettre de réaliser facilement sa pleine résistance ; et béton moderne, pré-comprimé pour minimiser la fissuration sous les forces de traction.

Son large éventail d'applications se reflète dans son incorporation dans les principaux codes de conception couvrant la plupart des domaines du génie civil, y compris les bâtiments, les ponts, les barrages, les fondations, les chaussées, les pieux, les stades, les silos et les réservoirs.

I.4.1. Exemples de réalisation d'ouvrages en béton précontraint :

✚ Bâtiments :

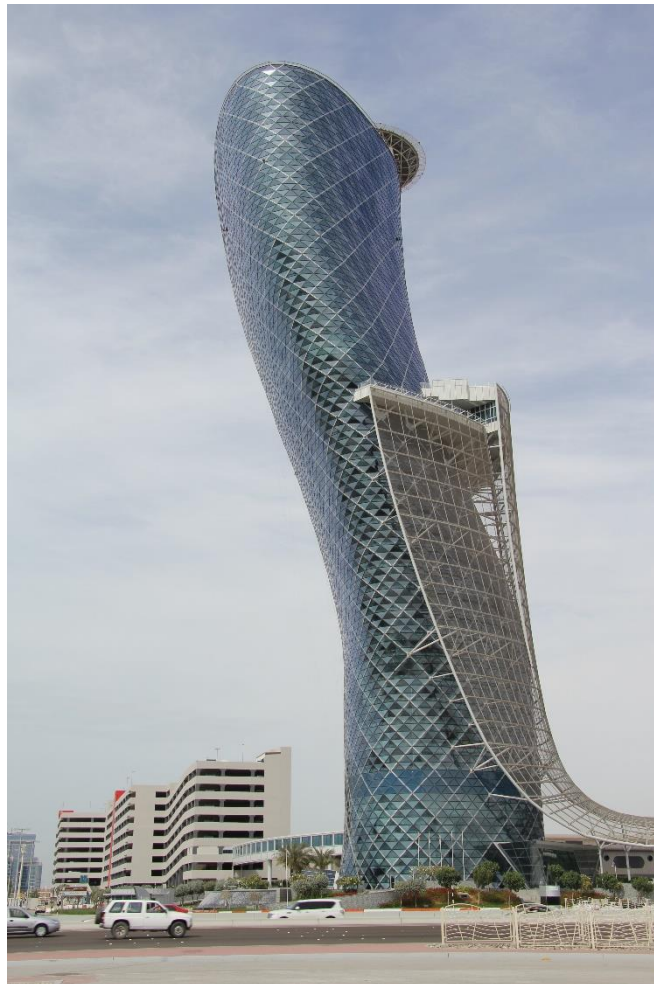


Figure I. 1 : Capital Gate, Abu Dhabi Inclinaison de 18°, 2010

🚦 Ponts :



Figure I. 2 : Gateway Bridge Brisbane, Australie.

🚦 Barrages :



Figure I. 3 : Wanapum Dam Washington, US.

I.5. Modes de la précontrainte :

Il existe deux méthodes de mise en tension des câbles dans une structure. A chacune de ces méthodes sont associées des technologies de précontrainte spécifiques.

I.5.1. Précontrainte par pré-tension :

Ce procédé se caractérise par le fait que les aciers sont tendus avant la coulée du béton. La mise en tension est réalisée, sur un banc de préfabrication. Dans ce procédé, on commence par mettre en tension les aciers de précontrainte à l'aide de vérins prenant appui sur une culée, lorsque l'allongement requis est atteint, l'acier de précontrainte est bloqué à l'aide des ancrages. Ensuite, le béton est coulé en contact direct avec les aciers de précontrainte dans les moules de coffrage qui les entourent. Lorsque le béton atteint une résistance suffisante, on libère les aciers de leurs ancrages et en les coupant à l'extérieur de la pièce bétonnée. En effet, ces armatures ne peuvent pas revenir à leur longueur initiale, l'effort se reporte par adhérence au béton et la pièce se trouve précontrainte.

La précontrainte par pré-tension est surtout utilisée pour la préfabrication de série de pièces identiques.

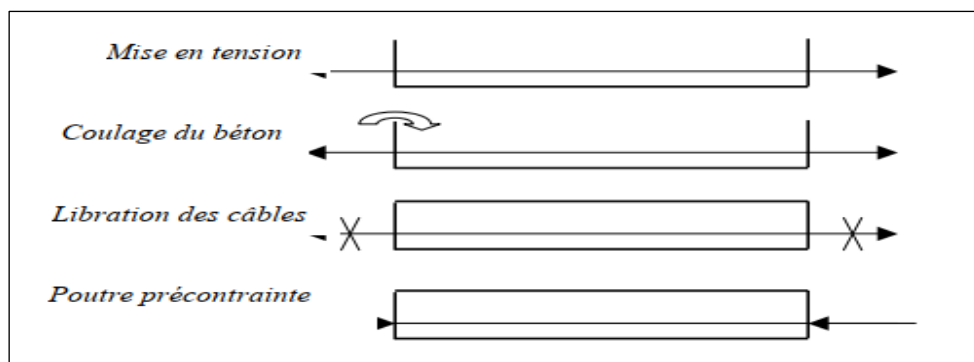


Figure I. 4: Principe de précontrainte par pré-tension.

I.5.1. Précontrainte par post-tension :

La technique de post-tension consiste à prendre appui sur le béton déjà durci pour tendre le câble de précontrainte. L'élément en béton est donc coulé au préalable, avec des réservations pour le passage ultérieur de la précontrainte. Lorsque le béton atteint une résistance suffisante, la précontrainte est enfilée et tendue à l'aide de vérins.

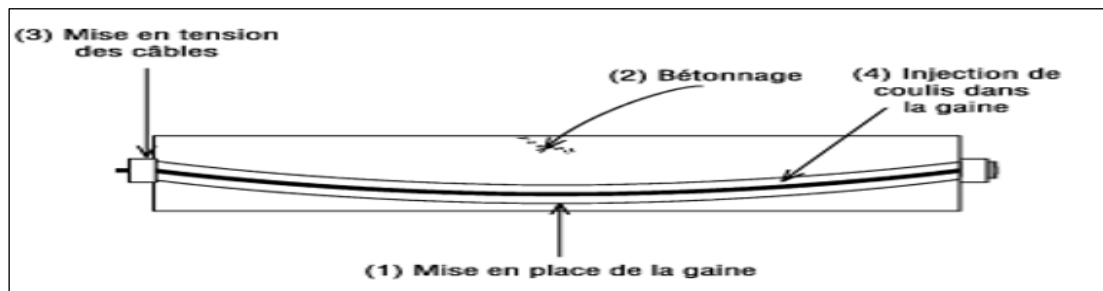


Figure I. 5 : Principe de précontrainte par post-tension

La post-tension permet de mettre en œuvre des forces de précontrainte beaucoup plus importantes que la pré-tension, puisque la résistance du banc de préfabrication n'est plus un facteur limitant. La post-tension est très utilisée en ouvrages d'art pour les grandes portées.



Figure I. 6 : Mise en tension d'un câble (Post-tension)

I.6. Comparaison des deux procédés :

Une comparaison entre les deux procédés (post-tension et pré-tension) permet de constater les observations suivantes :

Pré-tension :

- L'économie des gaines, des dispositifs d'ancrage et de l'opération de l'injection.
- La nécessité des installations très lourdes ce qui limite, par voie de conséquence, le choix des formes.
- La simplicité de la réalisation du procédé.
- Une bonne collaboration du béton et des armatures.
- La difficulté de réalisation des tracés courbes d'armatures.
- L'impossibilité de régler l'effort dans les armatures après la mise en tension.

Post-tension :

- Ne demande aucune installation fixe puisque ; c'est sur la pièce elle-même que s'appuie le vérin de précontrainte.
- Elle permet le choix des différentes formes.
- La possibilité de régler l'effort de précontrainte, ce qui permet d'adapter le procédé à l'évolution de la masse de l'ouvrage.
- La facilité de réalisation des tracés courbes d'armatures de précontrainte.

A côté de ces procédés classiques, il existe des procédés spéciaux qui sont réservés à certains ouvrages ou qui font appel à d'autres principes pour la mise en tension :

- Précontrainte par enroulement.
- Précontrainte par compression externe.
- Mise en tension par dilatation thermique.
- Mise en tension par expansion du béton.

I.7. Avantages et inconvénients :

Tableau I. 1 : Avantages et Inconvénient de la précontrainte.

Avantages	Inconvénient
<ul style="list-style-type: none">• Une compensation partielle ou complète des actions des charges.<ul style="list-style-type: none">• Une économie appréciable des matériaux.• Augmentation des portés économiques.• Une réduction des risques de corrosion.	<ul style="list-style-type: none">• La nécessité de matériaux spécifiques.• La nécessité de main d'œuvre qualifié.• La nécessité d'équipements particuliers.• Risque de rupture à vide par excès de compression.• Un calcul relativement complexe.

I.8. Caractéristiques des matériaux :

I.8.1 Béton :

Le béton précontraint exige une connaissance du matériau béton plus approfondie que celle requise en béton armé. En effet, étant donné que la précontrainte est une sollicitation permanente de grande intensité, il est essentiel de considérer non seulement les propriétés fondamentales du béton, comme là sa résistance caractéristique à la compression, mais aussi certaine propriétés dont les effets ne sont pas instantanés mais apparaissent avec le temps.

I.8.1.1 Mise en œuvre du béton:

La mise en œuvre du béton intervient de façon importante dans ses qualités attendues, telles la résistance mécanique, la compacité et inversement, la porosité et la perméabilité. Cette mise en place est favorisée par :

- Une bonne vibration.
- Une granulométrie continue.
- L'utilisation des adjuvants (fluidifiant, plastifiant, etc.).

Inversement la mise en œuvre est gênée par :

- Une densité importante de ferrailage, surtout si la distance entre les aciers est faible.
- Les basses températures.
- Les importantes épaisseurs de coulage.

I.8. Les pertes de précontrainte :

En béton précontraint, la contrainte de travail des aciers de précontrainte ne peut être déterminée de façon réglementaire comme dans le cas des aciers en béton armé, où la contrainte admissible des aciers est limitée à une fraction de leur limite élastique.

I.8.1. Définition:

On désigne sous le nom perte de tension, ou perte de précontrainte, toute différence entre l'effort exercé par les vérins lors de sa mise en tension des câbles de précontrainte «tension à l'origine» et l'effort qui s'exerce en un point donné de ces câbles à un instant donné. En post tension, l'effort de précontrainte varie à la fois:

- Dans l'espace, avec l'abscisse le long du câble, du fait de frottement;
- Dans le temps, à cause du retrait et du fluage du béton et de la relaxation des aciers.

En pré tension, l'effort de précontrainte varie principalement dans le temps du fait de l'application successive des actions.

I.8.2. Tension a l'origine:

C'est la valeur de tension qu'on impose aux armatures de précontrainte devant un ancrage actif, au moment de la mise en tension et avant le transfert de l'effort à l'ancrage. Sa valeur est contrôlée soit à l'aide d'un manomètre branché directement sur les vérins, soit par mesure de l'allongement du câble. Au point le plus sollicité de l'armature, généralement situé à l'ancrage, on évite d'atteindre une valeur trop proche de la rupture de l'acier f_{prg} . C'est pourquoi on a fixé réglementairement une valeur de traction maximale pour la tension a l'origine, notée σ_{po} , donnée comme suit :

Pour les fils et les torons :

- $\sigma_{po} = \text{Min} (0,80 f_{prg} , 0,90 f_{prg})$ en post-tension.
- $\sigma_{po} = \text{Min} (0,85 f_{prg} , 0,95 f_{prg})$ en pré-tension.

Pour les barres :

- $\sigma_{po} = 0,7 f_{prg}$.

On dispose ainsi d'une marge de sécurité (de 15 à 20 %) sur la rupture d'un câble, d'un toron ou d'un fil pour couvrir les incertitudes de mesure de pression du vérin, de correspondance entre pression et effort de traction, de frottement parasite, ce qui peut entraîner des variations de contrainte dans les différents torons d'un même câble.

I.8.3. Pertes de tension en précontrainte par post tension:

En précontrainte par post tension, les pertes de tension se divisent en deux groupes :

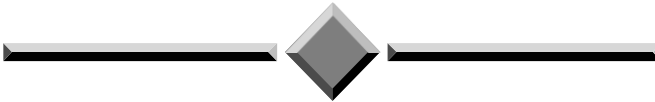
- Les pertes de tension instantanées: se produisant lors de la mise en tension des câbles de précontrainte.
- Les pertes de tension différées: se produisant dans un temps plus ou moins long après la mise en tension.

I.9 Conclusion :

La précontrainte est au cœur de la construction de notre civilisation de notre quotidienne. Il est le matériau de construction de choix pour le développement des collectivités plus sécuritaires plus résilientes, plus faibles en Carbone et plus durable. De plus il ne brule pas, ne rouille pas et ne moisit pas

CHAPITRE II

PRESENTATION DU PROJET



Chapitre II Présentation du projet

II.1. Introduction :

L'objectif de réaliser un pont est d'offrir un service aux usagers, en revanche il faut qu'il assure la satisfaction d'un certain nombre d'exigences, fonctionnelles et naturelles qui assureront sa fonction. La connaissance de ces informations fonctionnelles et naturelles est nécessaire avant la conception et l'étude de l'ouvrage.

Dans ce chapitre, nous allons présenter en détail toutes les données disponibles de notre projet.

II.2. Présentation de l'ouvrage :

Le présent travail s'inscrit dans le cadre de la réalisation d'un ouvrage d'art OA 34/02 inséré dans la liaison Autoroutière reliant le Port de Ténès a l'Autoroute Est-Ouest, entre Pk 23+000 au Pk 47+000, en Algérie.

L'ouvrage projeté est un viaduc à plusieurs travées sur l'Oued Ouahrane, situé entre le Pk 34+860 au Pk 34+962.



Figure II. 1: L'emplacement de l'Ouvrage D'art OA 34/02 (Source : Google Earth).

II.3. Données relative à l'ouvrage

La conception d'un pont doit satisfaire à bon nombre d'exigences. En effet, en plus de pouvoir être utilisé comme service à ses usagers, un pont doit aussi satisfaire des exigences vis-à-vis de son environnement.

L'implantation d'un pont relève surtout d'une opération de vaste envergure. En effet, ces ouvrages ne sont que d'infimes tronçons de voie de circulation. Leur tracé, leurs dimensions et leur importance sont dictés par une multitude d'informations.

- Contraintes ou données naturelles qu'il est nécessaire de respecter et qu'il n'est pas possible de modifier. (Données géotechnique, topographique, géologique, sismique...).
- Contraintes ou données fonctionnelles fixées par le maître d'ouvrage, elles constituent l'ensemble des caractéristiques relatives à la voie portée (tracé en plan, profil en travers, profil en long) et à l'obstacle franchi (le gabarit et les ouvertures), permettant au pont d'assurer sa fonction d'ouvrage de franchissement à sa mise en service.

II.3.1. Données fonctionnelles

II.3.1.1. Tracé en plan :

L'ouvrage présente un alignement droit, entre le Pk 34+860 au Pk 34+962.

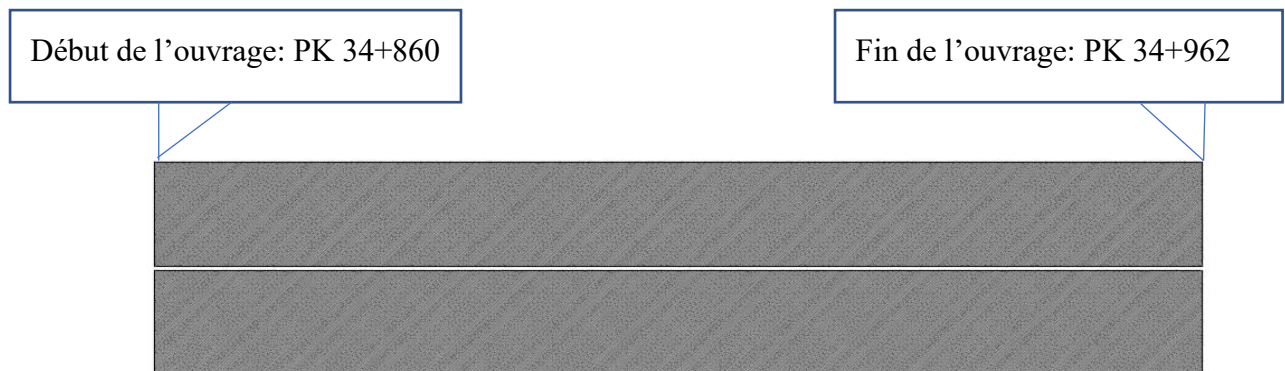


Figure II. 2: Trace en plan de l'ouvrage.

II.3.1.2. Profil en long

Le présent ouvrage présente une pente de -0.80% , en partant de l'altitude 128.03 m à l'altitude 127.24 m.

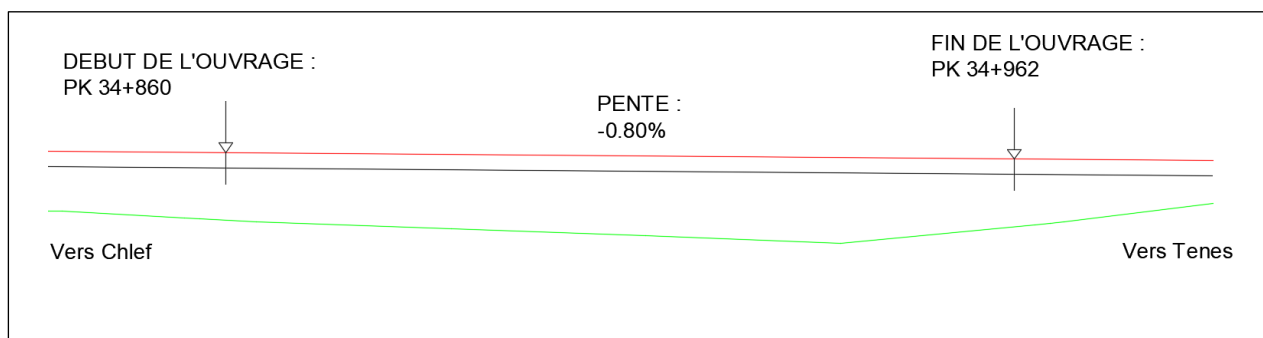


Figure II. 3: Profil en long de l'ouvrage.

II.3.2.3. Profil en travers :

Il est l'ensemble des éléments qui définissent la géométrie et les équipements de la voie dans le sens transversal.

Pour notre cas l'ouvrage est constitué de deux tabliers avec 9.75m de largeur roulable, un pour chaque sens de circulation, avec :

- 2 voies de 3.50m de largeur ;
- 1 band droit avec 2.15m de largeur ;
- 1 band gauche avec 0.60m de largeur ;
- 1 trottoir droit avec 0.60m de largeur utile ;
- 2 Barrières de sécurité type H4BP
 - Inclinaison transversale constante et égale à 2.5% vers l'extérieur de l'ouvrage d'art ;
 - Distance entre tabliers constante et égale à 0.48m.

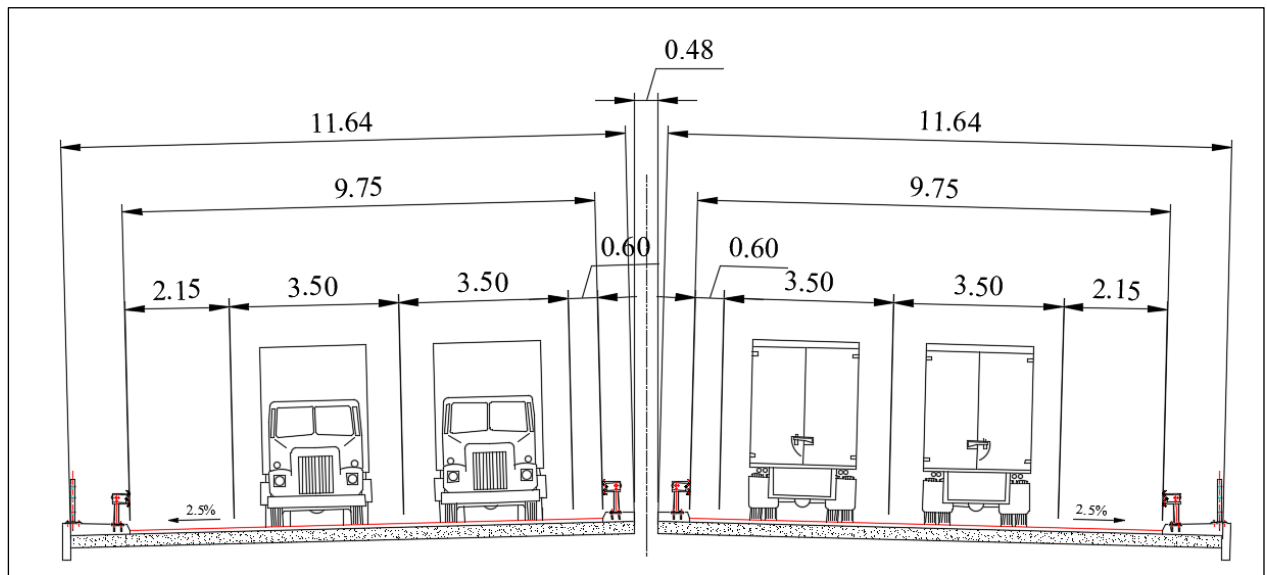


Figure II. 4: Profil en travers.

II.3.2. Données naturelles :

II.3.2.1. Données géotechniques :

Les données géotechniques sont, évidemment, primordiales dans l'étude d'un ouvrage. Elles sont indispensables pour la détermination du type de fondation des appuis, et constituent l'un des éléments du choix de la solution pour le franchissement projeté. Elles sont obtenues à partir d'une reconnaissance qui doit donner les informations nécessaires sur le terrain naturel, le niveau de la nappe et les niveaux possibles de fondation.

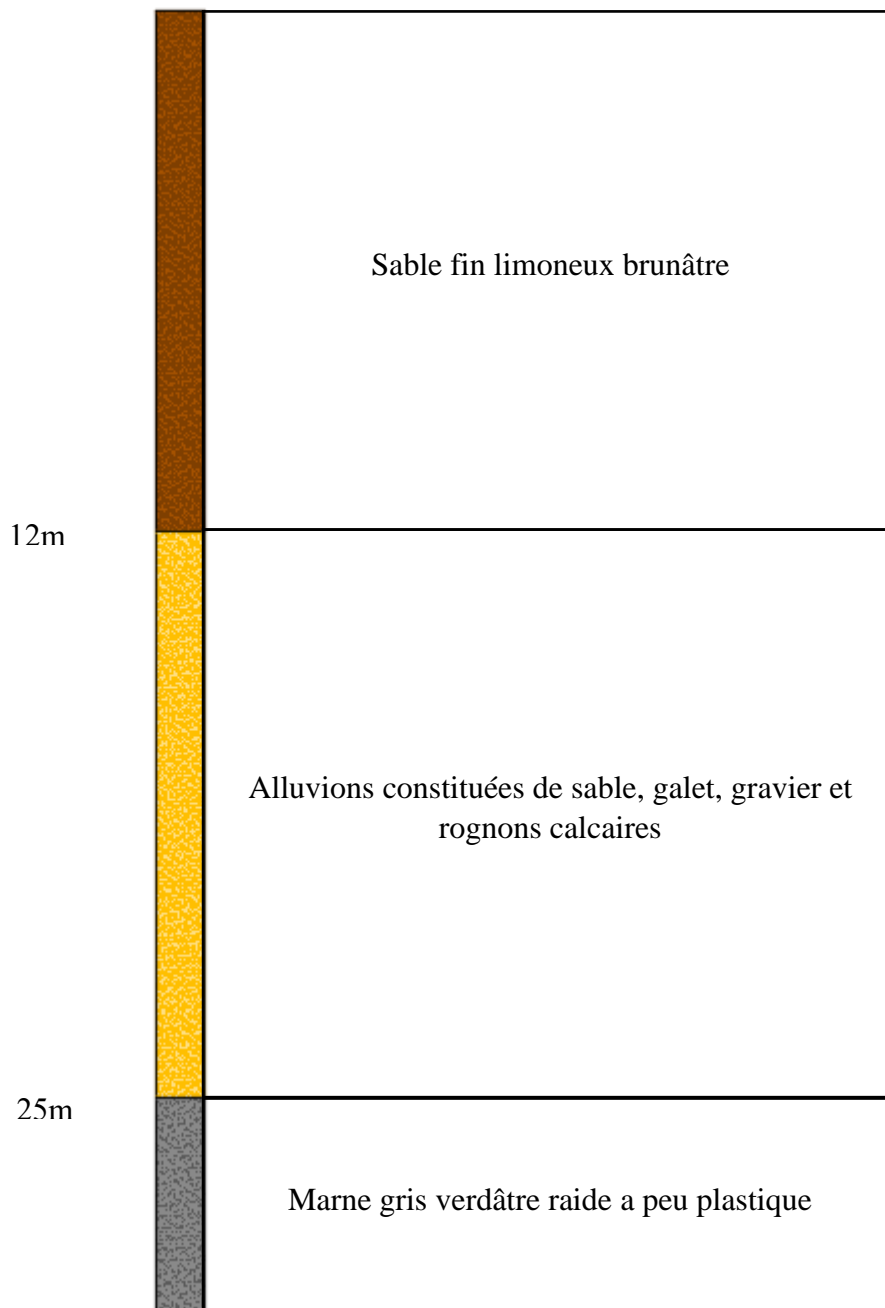


Figure II. 5: Coupe lithologique du terrain PK 34+843

II.3.2.1. Données sismologiques :

Un séisme impose aux fondations d'une construction une succession de déplacements rapides. Ses effets sont réglementairement considérés comme identiques à ceux d'une accélération uniforme présentant une composante horizontale de direction quelconque et une composante verticale.

L'ouvrage d'art est situé dans la wilaya de Chlef, selon RPOA2008 on peut tirer les informations suivantes :

- D'après la carte de zonage sismique de l'Algérie (Centre National de la recherche parasismique C.G.S.), le site étudié est classé en zone de sismicité III (zone de sismicité élevée). L'application des règles parasismiques est donc obligatoire.
- Les ponts d'autoroutes, routes express et voies à grande circulation ainsi comme liaisons assurant la continuité du réseau autoroutier sont classés dans le groupe 2 (Pont important).
- Le coefficient d'accélération de la zone à prendre en compte est $A=0.30$ d'après le tableau de RPOA2008.

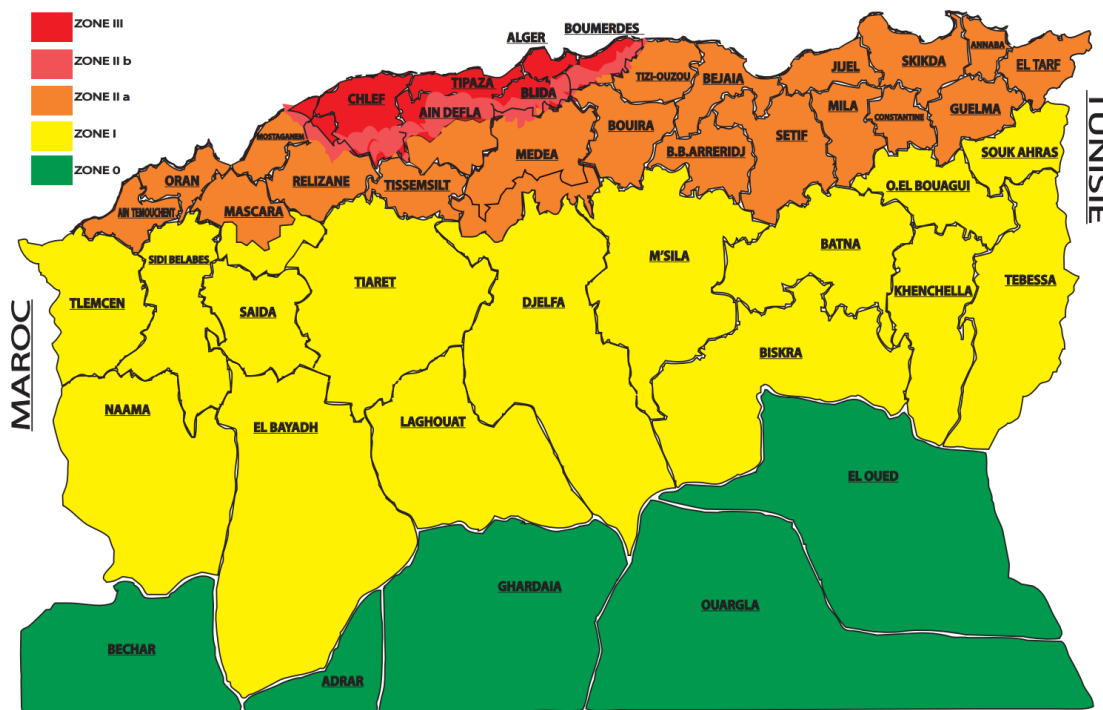


Figure II. 6: Carte de zonage sismique de l'Algérie (Source : RPOA 2008)

Tableau II. 1: Coefficient d'accélération de zone A (Source : RPOA 2008)

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

II.3.2.3. Données climatiques :

Actions thermiques :

Lors des calculs, on prend en considération la variation de température uniforme, qui est donnée par le RCPR. La wilaya de Chlef est située dans le Nord de l'Algérie donc on adopte la variation de température uniforme entre $+35^{\circ}\text{C}$ et -15°C .

Actions dues au vent :

Selon le RCPR, les efforts engendrés sont introduits dans les calculs comme des pressions horizontales statiques appliquées aux surfaces frappées. Leur intensité varie entre :

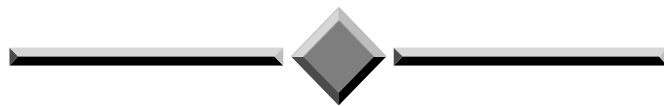
- 2.00 KN/m² pour les ouvrages en services.
- 1.25 KN/m² pour les ouvrages en cours de réalisation.

Et elles ne sont pas cumulables au niveau des justifications avec les charges d'exploitation.

II.3.Conclusion :

Après avoir rassemblé toutes les données nécessaires, on peut passer à l'étape suivant de conception, ou on peut définir des solutions compatibles avec les contraintes du projet.

CHAPITRE III
CONCETPION ET
PREDIMENSIONNEMENT



Chapitre III Conception et Prédimensionnement

III.1. Introduction

Le but de ce chapitre est de déterminer le type d'ouvrage le plus correspondant, du point de vue technique et économique, qui est capable de satisfaire le mieux possible à toutes les conditions imposées et les contraintes existantes.

La conception des ouvrages d'art consiste à réaliser des études progressives et itératives dont l'objectif est l'optimisation technique et économique de l'ouvrage vis-à-vis de l'ensemble des contraintes naturelles et fonctionnelles imposées. Cette démarche de conception comprend, de façon générale, trois étapes :

- Le recueil des données fonctionnelles et naturelles relatives à l'ouvrage et à l'obstacle franchi.
- Le choix d'une structure répondant aux exigences techniques, esthétiques et économiques.
- L'étude détaillée de la solution retenue.

III.2. Critères de choix des variantes :

Pour aboutir au meilleur choix, il doit d'une part bien connaître la gamme des solutions possibles, avec leurs sujétions, leurs limites et leur coût, et d'autre part être en mesure de recenser et d'évaluer les contraintes avec la plus grande précision possible, afin de limiter au maximum les risques pendant l'exécution. Pour le choix du type d'ouvrage, les paramètres suivants doivent les prendre en compte pour aboutir au meilleur choix :

- L'obstacle à franchir.
- Les profils de la chaussée (en long, en travers, en plan).
- L'implantation possible des appuis.
- La nature du sol de fondation.
- Le gabarit à respect.
- Débit de crue centennale.
- Les conditions d'exécution et d'accès à l'ouvrage...

III.3. Présentation et prédimensionnement des variantes :

III.3.1. Variante 1 : Pont à poutres préfabriquées précontraintes par post-tension VIPP :

Les ouvrages de type VIPP (Viaduc à travées Indépendantes à Poutres préfabriquées Précontraintes par post-tension) font partie de la famille des ponts à poutres sous chaussée en béton.

Le tablier est constitué de poutres longitudinales de hauteur constante, qui sont solidarisées entre elles par des entretoises et un hourdis de faible épaisseur supportant la chaussée. Les poutres sont le plus souvent parallèles et équidistantes. Elles comportent une large table de compression, formant la membrure supérieure, et des talons constituant la fibre inférieure.

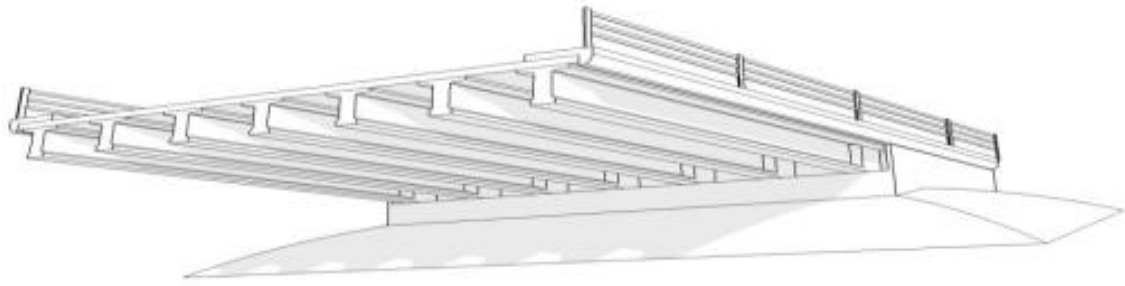


Figure III. 1 : Morphologie générale d'un tablier.

III.3.1.1. Conception longitudinale :

On propose dans cette variante à projeter un pont à poutres multiples en béton précontraint à trois travées identique indépendantes d'une portée de **34m**, et présentant un **biais** ($\phi = 71$ grades).

III.3.1.2. Conception transversale :

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

Tableau III. 1 : Prédimensionnement de la section transversale de la variante 01.

Eléments	Ratio usuel	Valeur retenue
Hauteur totale du tablier (m)	$\frac{L}{20} < H_p + e < \frac{L}{17}$	1.85
Épaisseur de la dalle (cm)	$20 < e < 30$	25
Hauteur de la poutre (m)	$H_t = H_p - e$	1.6
Entraxe des poutres (m)	$1.30 \text{ m} < \lambda < 2.00 \text{ m}$	1.77
Nombre de poutres	$N = L_a / \lambda + 1$	7
Largeur de la table de compression (m)	$b > 0.6 H_p$	1
Épaisseur de la table de compression (cm)	$12\text{cm} < e_1 < 15 \text{ cm}$	12
Inclinaison de la table de compression	$1/15 < \beta < 1/10$	1/10
Inclinaison du talon	$45^\circ < \alpha < 56.31^\circ$	56.31°
Largeur du talon (cm)	$60\text{cm} < L < 90 \text{ cm}$	60
Hauteur du talon (cm)	$10 \text{ cm} < E_t < 20 \text{ cm}$	15
Épaisseur de l'âme b_0 a mi- travée (cm)	/	25
Épaisseur des âmes en zone d'about (cm)	/	60
Hauteur de l'entretoise d'about (cm)	$H_e = H_p - 60\text{cm}$	100
Épaisseur de l'entretoise d'about (cm)	$25 \text{ cm} < E_e < 30 \text{ cm}$	30

III.3.2. Variante 2 : Ponts voussoir en béton précontraint construits par encorbellements successifs :

Ce mode de construction consiste à exécuter l'essentiel du tablier d'un pont sans cintre ni échafaudages au sol, en opérant par tronçons successifs dénommés voussoirs, chacun de ces éléments étant construit en encorbellement par rapport à celui qui le précède. Après exécution d'un voussoir, les câbles de précontrainte qui aboutissent à ses extrémités sont mis en tension, ce qui permet de les plaquer contre les voussoirs précédents et de constituer ainsi une console auto-porteuse pouvant servir d'appui pour la suite des opérations.

III.3.2.1. Conception longitudinale :

On propose dans cette variante à projeter un pont voussoirs de hauteur constante composé d'une travée principale de **55m** de longueur et deux travées de rives de **30.40m** de longueur, ce qui résulte d'une longueur totale du pont égale à **115.8m**.

III.3.2.2. Découpage des voussoirs :

D'une façon générale, on distingue trois types de voussoirs : Voussoir Sur Pile (VSP), Voussoir Sur Clé (VSC) (ou également voussoirs de clavage), et enfin Voussoir Courant (VC) ; qui sont représentés ci-dessous :

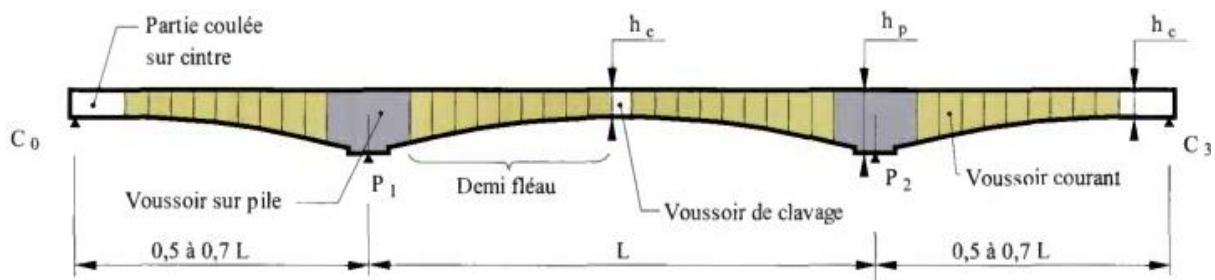


Figure III. 2 : Découpage en voussoir.

Pour des voussoirs préfabriqués, les valeurs retenues sont mentionnées dans le tableau suivant:

Type de voussoir	Description	Valeur retenue
Voussoir sur pile (VSP)	Pour les ouvrages préfabriqués, les dimensions du voussoir sur pile sont souvent incompatibles avec la capacité des engins de transport et de pose des voussoirs. On découpe donc les VSP en deux parties assemblées par précontrainte.	$4.00 \times 2 = 8\text{m}$
Voussoir sur clé (VSC)	Il faut qu'ils permettent aux opérateurs de tirer les câbles de précontrainte librement sans être très élancé, ils varient entre 1,5 et 3 m.	2,20 m
Voussoir courant (VC)	La longueur des voussoirs courants est constante et varie de 2,50 à 4 m, voire 5 m, suivant les ouvrages.	3.20 m

Avec ces valeurs on obtient un nombre total de voussoirs égale $N = 33$.

02 Voussoirs sur culée.

02 Voussoirs sur pile.

28 Voussoirs courant.

01 Voussoir sur clé.

III.3.2.3. Conception transversale :

Pour un tablier de largeur inférieure à 20 m la solution la plus économique et la plus facile à réaliser souvent le mono-caisson simple, voussoir à 2 âmes avec 2 hourdis en dalle pleine.

❖ Prédimensionnement de la section transversale :

Le prédimensionnement a été fait suivant le guide de conception « **pont en béton précontraint construits par encorbellements successifs/ juin 2003** » »

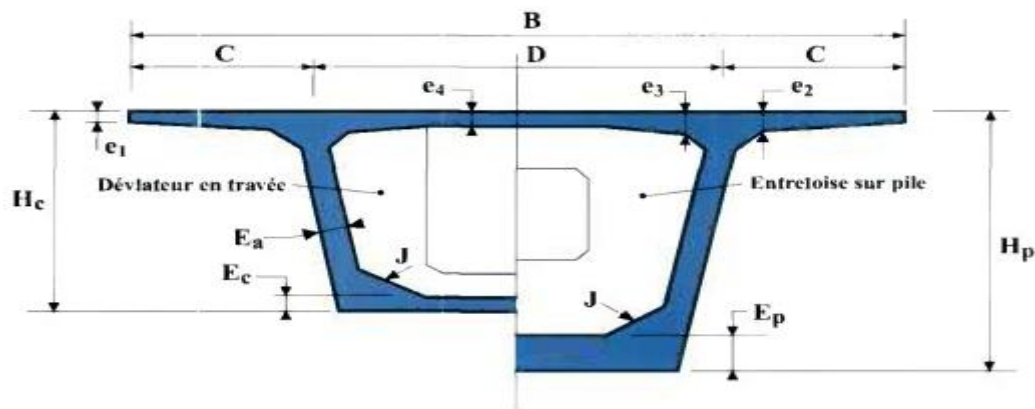


Figure III. 3 : Notations des dimensions du voussoir.

Les valeurs des notations précisées dans la **Figure III.3** sont présentées dans le tableau ci-dessous :

Elément	Ratio usuelle	Valeur retenue
Hauteur du voussoir	$\frac{1}{25}$ à $\frac{1}{20}$, de la portée maximale.	2.50 m
Largeur du voussoir	B	11.64 m
C	$\frac{B}{4}$	2.91 m
D	$B - 2C$	5.82 cm
e_1	$16 \leq e_1 \leq 18$ cm	18 cm
e_2	$\frac{C}{8} \leq e_2 \leq \frac{C}{7}$	40 cm
e_3	$e_3 > e_2 - 10$ cm et $e_3 > 1,5 e_4$	35 cm
e_4	$\frac{D}{30} \leq e_4 \leq \frac{D}{25}$	22 cm
Inclinaison de l'âme	$10\% \leq \beta \leq 30\%$	10%
E_a	$E_a \geq \frac{L}{275} + \frac{1.25 \times B}{L} - 0.125$	35 cm
E_c	$E_c \geq (18\text{cm} ; 3\Phi ; \frac{E_a}{3})$	25 cm
E_p	$35 \leq E_p \leq 80$ cm	45 cm
Gousset supérieur	$30^\circ < \alpha < 45^\circ$	30°
Gousset inférieur	$30^\circ < \alpha < 45^\circ$	40°

III.3.3. Variante 3 : Pont mixte bipoutre :

Les ouvrages mixtes comportent des éléments structurels en acier et en béton armé. Leur tablier est composé d'une dalle en béton, en général simplement armée, et de deux poutres principales (profilés en I de type PRS, connectées à la dalle et reliées par des poutres secondaires appelées : entretoises.). Ce sont des ouvrages très répandus qui peuvent être

projetés dans des situations très diverses, milieu urbain ou rural, de portée principale allant de 30 à 130 mètres.

III.3.3.1. Conception longitudinale :

Pour les ponts mixtes bipoutres à travées continues, la longueur optimale des travées de rives et comprise entre 0,6 et 0,8 fois la portée des travées intermédiaires. On propose donc dans cette variante, à projeter un pont mixte bipoutre à hauteur constante composé de d'une travée principale de **48 m** de longueur et deux travées de rives de **36.6 m** de longueur, donc une longueur totale du pont égale à **121.2 m**.

III.3.3.2. Conception transversale :

La dalle, d'une largeur de 11,64 m est longitudinalement appuyée sur deux poutres principales et transversalement sur des entretoises IPE 600, leur espacement est 7.2m dans les travées de rives, et 8m dans la travée principale.

L'épaisseur de la dalle varie de 25cm a 30 cm.

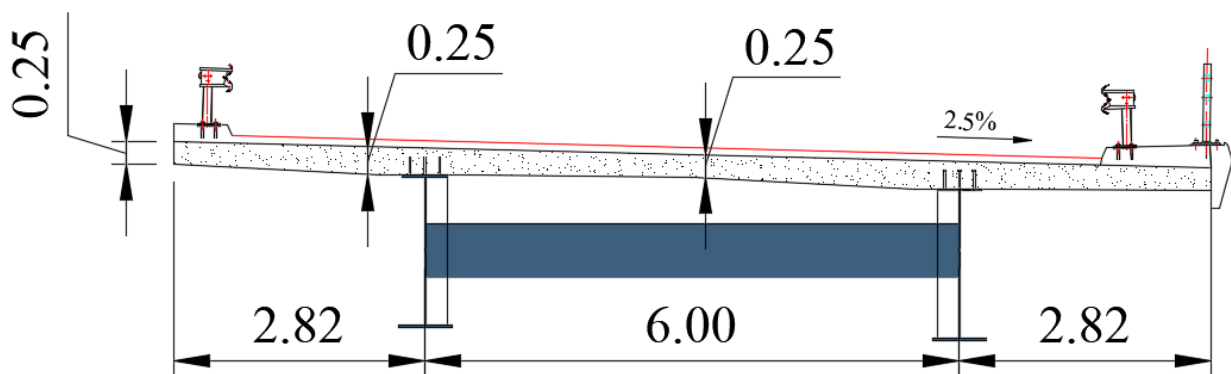


Figure III. 4 : Coupe transversale de tablier bipoutre.

❖ Conception des poutres principales :

La poutre est de forme **I**, comportant une âme et deux semelles. La nuance d'acier est de qualité **S355 N**. Son prédimensionnement est détaillé dans le tableau ci-dessous :

Tableau III. 2 :Prédimensionnement des poutres principales.

Elément	Ratio usuelle	Valeur retenue
Hauteur de la poutre (H_p)	$H_p = \frac{L}{28}$	1700mm
Epaisseur de l'âme (t_w)	$t_w \geq \{0,005 \times d ; 12\text{mm}\}$	12mm
Largeur semelle supérieure (b_s)	$400 \text{ mm} \leq b_s \leq 1300 \text{ mm}$	500mm
Largeur semelle inférieure (b_i)	$400 \text{ mm} \leq b_i \leq 1300 \text{ mm}$	600mm
Epaisseur de la semelle supérieure (t_{ws})	$t_{ws} \geq \frac{b_s}{30}$	20mm
Epaisseur semelle inférieure (t_{wi})	$t_{wi} \geq \frac{b_i}{30}$	30mm

❖ **Conception des entretoises :**

La liaison transversale des poutres est réalisée par des entretoises placée vers la mi-hauteur des poutres et qui sont attaché sur des montants afin de constituer un portique qui s'oppose au déversement des poutres dans les phases de montage et service.

Pour une meilleur performance nous adapterons un IPE600.

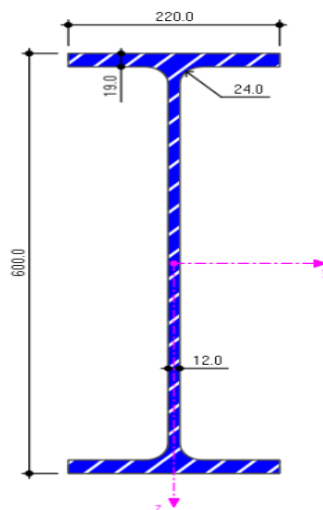


Figure III. 5 : Profil d'IPE 600.

❖ Choix de la nuance d'acier :

La nuance la plus courante dans les éléments longitudinaux de la majorité des ouvrages est : **S355**, la lettre S (pour acier de construction métallique) suivie de la limite élastique en N/mm².

III.4. Analyse multicritère des variantes :

L'analyse multicritère est un outil d'aide à la décision. Chacune des trois variantes proposées fera l'objet d'une comparaison selon des critères spécifiques afin d'en tirer la variante optimale pour le projet.

Les critères sur lesquels nous allons baser notre choix sont : **l'économie, la réalisation, l'esthétique** et enfin **l'entretien**.

II.4.1. Avantages et inconvénients des variantes :

Tableau III. 3 : Avantages et inconvénients des trois variantes proposées.

Variantes	Avantages	Inconvénients
Variante N°1 : Pont à poutres préfabriquées précontraintes par post tension VIPP	<ul style="list-style-type: none"> - Maitrise et rapidité d'exécution. - Un mode de construction permettant d'éviter le recours aux cintres s'appuyant sur le sol. - Insensibilité au tassement différentiel par son fonctionnement isostatique. 	<ul style="list-style-type: none"> - Une longueur limitée des travées et par conséquent un nombre important d'appuis. - Aspect esthétique défavorable.
Variante N°3 : Pont vousoir en béton précontraint construit par encorbellements successifs	<ul style="list-style-type: none"> - Souplesse d'exécution liée à la possibilité d'accélérer la construction en multipliant le nombre de bases de départ. - Aspect esthétique très favorable. 	<ul style="list-style-type: none"> - La nécessité d'une main d'œuvre qualifiée. - Un coût de réalisation assez élevé. - Le poids du tablier est très important. - Un entretien très compliqué en cas de grands dégâts (séisme).
Variante N°3 : Pont mixte acier-béton bipoutre	<ul style="list-style-type: none"> - La possibilité de franchir de grandes portées. - Rapidité d'exécution. 	<ul style="list-style-type: none"> - La nécessité d'une main d'œuvre qualifiée (notamment pour la soudure). - La corrosion en raison de la forte humidité de l'environnement de l'ouvrage. - Entretien périodique pour éviter la corrosion et la fatigue des éléments d'assemblage.

II.4.2. Devis quantitatif et estimatif des variantes :

Le devis quantitatif et estimatif des trois variantes est élaboré en introduisant des ratios spécifiques **acier/béton** (c'est-à-dire la quantité d'acier nécessaire pour 1m³ de béton). Ceci diffère d'un élément de la structure à un autre.

Nous tenons à vous préciser que ce calcul reste approximatif, son objectif est de donner une idée globale sur la variante la moins couteuse.

Les résultats obtenus pour les trois variantes précédemment proposées, sont mentionnés dans le **Tableau III.4**, le **Tableau III.5** et le **Tableau III.6** ci-dessous :

Tableau III. 4 : Devis quantitatif et estimatif de la variante N°01.

Elément		Matériaux	Quantité	Prix Unitaire (DZD)	Montant (DZD)	Total Partiel (DZD)
Tablier	Hourdis	Béton (m ³)	594	20,000.00	11,872,800.00	108,483,840.00
		Acier (t)	178	120,000.00	21,371,040.00	
	Poutre	Béton (m ³)	900	35,000.00	31,500,000.00	
		Acier passif (t)	144	120,000.00	17,472,000.00	
		Acier actif (t)	59	450,000.00	26,460,000.00	
Pile	Béton (m ³)	330	35,000.00	11,550,000.00	20,460,000.00	
	Acier (t)	59	150,000.00	8,910,000.00		
Culée	Béton (m ³)	745	35,000.00	26,075,000.00	43,955,000.00	
	Acier (t)	119	150,000.00	17,880,000.00		
Fondation	Semelles	Béton (m ³)	1139	20,000.00	22,783,680.00	196,643,333.60
		Acier (t)	137	120,000.00	16,404,249.60	
	Pieux	L=35m, N=24 ; L=26m, N=16		156,780,800.00		
	Béton de propreté	Béton (m ³)	64.25	10,500.00	674,604.00	
Total		369,542,173.60 DZD				

Tableau III. 5 : Devis quantitatif et estimatif de la variante N°02

Elément		Matériaux	Quantité	Prix Unitaire (DZD)	Montant (DZD)	Total Partiel (DZD)	
Tablier	Voussoir	Béton (m3)	1550.00	45,000.00	69,750,000.00	125,317,500.00	
		Acier passif (t)	202	120,000.00	24,180,000.00		
		Acier actif (t)	70	450,000.00	31,387,500.00		
Pile		Béton (m3)	705	35,000.00	24,675,000.00	43,710,000.00	
		Acier (t)	127	150,000.00	19,035,000.00		
Culée		Béton (m3)	875	35,000.00	30,625,000.00	51,625,000.00	
		Acier (t)	140	150,000.00	21,000,000.00		
Fondation		Béton (m3)	2186	20,000.00	43,720,000.00	242,471,700.00	
		Acier (t)	262	120,000.00	31,478,400.00		
		Pieux	L=35m, N=24 ; L=26m, N=18		166,674,800.00		
		Béton de propreté	Béton (m3)	57.00	10,500.00		598,500.00
Total		463,124,200.00 DZD					

Tableau III. 6 : Devis quantitatif et estimatif de la variante N°03.

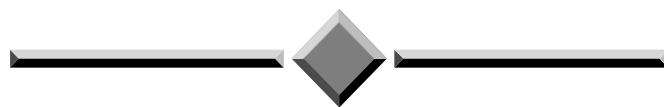
Elément		Matériaux	Quantité	Prix Unitaire (DZD)	Montant (DZD)	Total Partiel (DZD)
Tablier	Hourdis	Béton (m3)	791.00	20,000.00	15,820,000.00	193,796,000.00
		Acier (t)	237	120,000.00	28,476,000.00	
	Poutre	Acier charpente métallique (t)	230	650,000.00	149,500,000.00	
Pile	Béton (m3)	335.00	35,000.00	11,725,000.00	20,770,000.00	
	Acier (t)	60	150,000.00	9,045,000.00		
Culée	Béton (m3)	676	35,000.00	23,651,480.16	39,869,638.00	
	Acier (t)	108	150,000.00	16,218,157.82		
Fondation	Semelles	Béton (m3)	971.00	20,000.00	19,420,000.00	134,749,100.00
		Acier (t)	117	120,000.00	13,982,400.00	
	Pieux	L=26m, N=32		100,748,200.00		
	Béton de propreté	Béton (m3)	57.00	10,500.00	598,500.00	
Total		389,184,738.00 DZD				

III.5. Conclusion :

On a opté pour un pont à poutres VIPP, car il offre les caractéristiques requises tout en étant le moins cher des trois variantes proposées.

Le tablier de pont voussoir est très coûteux, tandis que le tablier mixte bipoutre nécessite un entretien maintenu. Leur avantage d'être esthétiquement meilleurs et d'avoir moins de d'appareil d'appuis n'a pas été pris en compte parce que le pont est situé dans un endroit isolé et que le pont n'a que trois travées.

CHAPITRE IV : HYPOTHESE DE CALCUL



Chapitre IV Hypothèse de calcul

IV.1. Introduction :

La réalisation d'un ouvrage qui répond au bon fonctionnement, nécessite au début un choix des matériaux de construction et de formes géométriques adoptées pour les éléments de la structure.

Dans ce présent chapitre on va déterminer et définir les caractéristiques des matériaux de construction sélectionnés, et on va faire un petit rappel concernant les hypothèses et les règles (les normes) de calcul utilisés.

IV.2. Normes et règles de calcul :

Règles B.A.E.L 91 modifiées 99 : règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé à Etats limites.

Règles B.P.E.L 91 : règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton précontraint à Etats limites.

RPOA 2008 : Règles Parasismiques Applicables aux domaines des Ouvrages d'Art.

RCPR 2010 : Règles définissant les charges à appliquer pour le calcul et les éprouves des ponts routes.

IV.3. Caractéristiques des matériaux :

IV.3.1. Béton :

C'est un matériau composite obtenu en mélangeant en proportion convenable et de manière homogène :

- Du ciment (jouant le rôle d'un liant)
- Un granulats composé du sable et du gravier
- De l'eau.

La densité du béton armé est de **25 kN/m³**.

IV.3.1.1. Résistance caractéristiques du béton

❖ Résistance à la compression

Dans les cas courants, un béton est défini par une valeur de sa résistance à la compression, à l'âge de 28 jours, dite "valeur caractéristique requise" (ou spécifiée). Cette résistance se mesure par des essais de compression simple sur éprouvettes cylindriques de section 200 cm² et de hauteur double de leur diamètre (les éprouvettes sont dites "16-32"). Elle est notée f_{c28} et s'exprime en MPa, elle varie en fonction de l'âge du béton.

Le règlement du BAEL (béton armé aux états limites) donne des lois d'évolution de f_{cj} (résistance en compression à j jours) en fonction de l'âge "j" en jours comme suit :

Pour un béton âgé de moins de 28 jours, on utilise les formules suivantes :

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

$$f_{cj} = \frac{j}{1.40 + 0.95j} \times f_{c28} \quad \text{pour } f_{28} > 40\text{MPa}$$

❖ **Resistance à la traction**

La résistance caractéristique à la traction du béton à j jours, notée ftj , est obtenue par un essai triaxial, elle est conventionnellement définie par la relation suivante :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 \times f_{cj}, \text{ dans laquelle } ftj \text{ et } fcj \text{ sont exprimés en MPa (ou N/mm}^2\text{).}$$

Cette formule est valable pour les valeurs de $f_{cj} \leq 60$ MPa.

Tableau IV. 1 : Caractéristiques du béton.

	Superstructure	Infrastructure
f_{c28} (MPa)	35	27
f_{t28} (MPa)	2.7	2.22
Type de ciment	CPA 42.5	CPA 42.5
Dosage	450	350

IV.3.1.2. Déformations longitudinales du béton

❖ **Module de déformation longitudinale instantanée (courte durée < 24h) :**

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24 heures, on admet, à défaut de mesures, qu'à l'âge de j jours le module de déformation longitudinale instantanée du béton E_{ij} est égal à :

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

f_{cj} est exprimé en MPa.

❖ **Module de déformation longitudinale différée (longue durée) :**

Les déformations différées du béton comprennent le retrait et le fluage ; on considère dans les calculs que les effets de ces deux phénomènes s'additionnent sans atténuation.

On considère alors un module de déformation différée E_{vj} à j jours, qui permet de calculer la déformation finale du béton (déformation instantanée augmentée du fluage), son expression est la suivante :

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

Tableau IV. 2 : Module de déformations longitudinales du béton.

	Superstructure	Infrastructure
f_{c28}	35	27
E_{i28}	35982	33000
E_{v28}	12103	11100

IV.3.1.3. Contraintes admissibles

Contrainte admissible à la compression

- Etat limite ultime

$$f_{bu} = \frac{0.85f_{cj}}{\theta \times \gamma_b}$$

γ_b étant le coefficient de sécurité qui tient compte de la réduction de la résistance du béton et éventuellement les défauts localisés. Les valeurs de ce coefficient sont prises dans les calculs comme suit :

$$\gamma_b = \begin{cases} 1.50 & \text{combinaisons fondamentales} \\ 1.15 & \text{combinaisons accidentelles} \end{cases}$$

$$\theta = \begin{cases} 1.00 & \text{Lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'action } h > 24 \\ 0.90 & \text{Lorsque cette durée comprise entre 1h et 24h} \\ 0.85 & \text{Lorsque cette durée est inférieure a 1h} \end{cases}$$

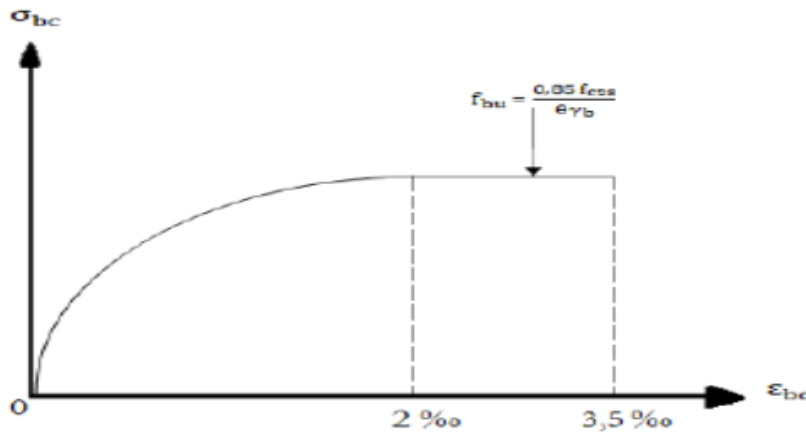


Figure IV. 1: Diagramme contraintes déformations du béton à l'ELU.

- Etat limite de service

La contrainte de calcul à l'ELS est égale à :

$$\sigma_{bc} = 0.6 \times f_{C28}$$

Dans notre cas, en prenant $\theta = 1$, nous aurons les valeurs montrées dans le tableau suivant :

Tableau IV. 3 : Contraintes admissibles à la compression.

Etat limite	Contrainte admissible		Superstructure	Infrastructure
ELU	f_{bu} (MPa)	$\gamma_b = 1.50$	19.83	15.30
		$\gamma_b = 1.15$	25.87	19.96
ELS	σ		21.00	16.20

IV.3.2. Aciers :

On distingue deux types des aciers :

- **Aciers passifs** : pour reprendre l'effort tranchant et limiter les fissures.
- **Aciers actifs** : pour la précontrainte.

IV.3.2.1. Aciers passifs :

Les aciers passifs utilisés dans notre ouvrage sont des aciers à haute adhérence de nuance Fe E500, avec :

- Une limite d'élasticité $f_e = 500 \text{ MPa}$.
- Module de déformation élastique $E_s = 200\,000 \text{ MPa}$.

Les diamètres commerciaux des barres HA (Haute adhérence) (en mm) sont :

$\Phi 8, \Phi 10, \Phi 12, \Phi 14, \Phi 16, \Phi 20, \Phi 25, \Phi 32, \Phi 40$

❖ Limite élastique

Etat limite ultime

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

Un coefficient de sécurité γ_s est introduit dans le calcul à l'ELU, telle que :

$$\gamma_s = \begin{cases} 1.15 & \text{cas générale} \\ 1.00 & \text{combinaisons accidentelles} \end{cases}$$

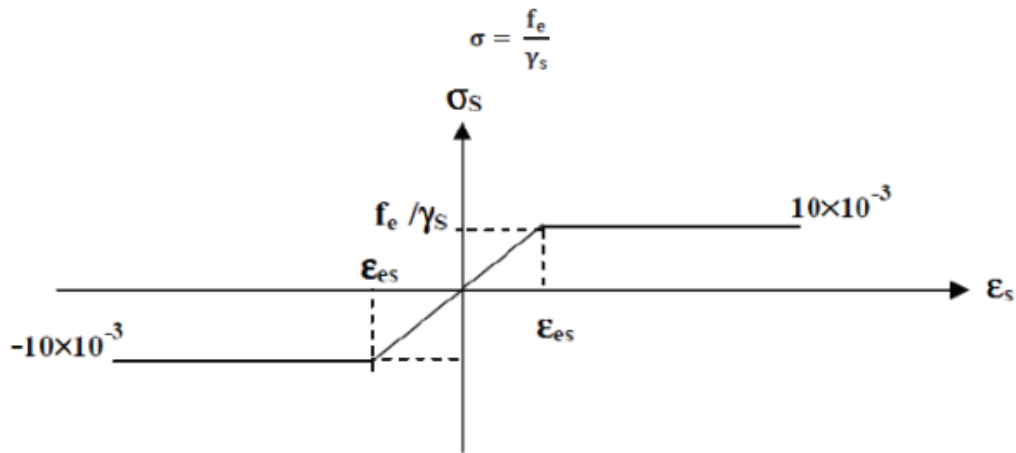


Figure IV. 2 : Diagramme déformations-contraintes de calcul des aciers à L'ELU.

Etat limite de service :

Les contraintes de l'acier ne sont limitées qu'en état limite d'ouverture des fissures.

➤ Fissuration peu nuisible

Pas de limitation de contraintes

➤ Fissurations préjudiciables

On juge les fissurations préjudiciables, dans le cas où la pièce est soumise aux intempéries ou à des condensations. Le cas échéant, la limite de la contrainte de traction est donnée par la loi suivante :

$$\sigma_{st} = \max \left\{ 0.5 \times f_e ; 110 \times \sqrt{\eta \times f_{tj}} \right\}$$

Avec :

$\eta = 1$ pour les treillis soudés et les ronds lisses.

$\eta = 1.6$ pour les aciers à haute adhérence.

Fissurations très préjudiciables

Les fissurations sont jugées très préjudiciables, dans le cas où la pièce est soumise à un milieu agressif. Le cas échéant, la contrainte de traction est limitée par la loi suivante :

$$\sigma_{st} = \max \left\{ 0.4 \times f_e ; 88 \times \sqrt{\eta \times f_{tj}} \right\}$$

Avec :

$\eta = 1$ pour les treillis soudés et les ronds lisses.

$\eta = 1.6$ pour les aciers à haute adhérence.

Le tableau suivant montre les contraintes admissibles de traction des armatures passives dans notre cas :

Tableau IV. 4 : Contraintes admissibles des aciers à la traction.

Fissuration	Contrainte limite (MPa)	Superstructure (MPa)	Infrastructure (MPa)
Peu nuisible	$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$	$\gamma_s = 1.15$	434.78
		$\gamma_s = 1.00$	500
Préjudiciable	$\sigma_{st} = \max \left\{ 0.5 \times f_e ; 110 \times \sqrt{\eta \times f_{tj}} \right\}$ $\eta = 1.6$	250	250
Très préjudiciable	$\sigma_{st} = \max \left\{ 0.4 \times f_e ; 88 \times \sqrt{\eta \times f_{tj}} \right\}$ $\eta = 1.6$	200	200

IV.3.2.1. Aciers actifs :

L'acier de précontraint adopté pour les ouvrages sont des torons standards T15

- Limite de rupture garantie : $f_{prg} = 1770 \text{ MPa}$
- Limite d'élasticité garantie : $f_{peg} = 1590 \text{ MPa}$
- Module d'élasticité : $E = 190 \text{ GPa}$
- Diamètre nominal de l'armature : $D_n = 15.3 \text{ mm}$
- Aire de la section : $A_p = 140 \text{ mm}^2$

IV.3.3.3. Classe de justification de la précontrainte :

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

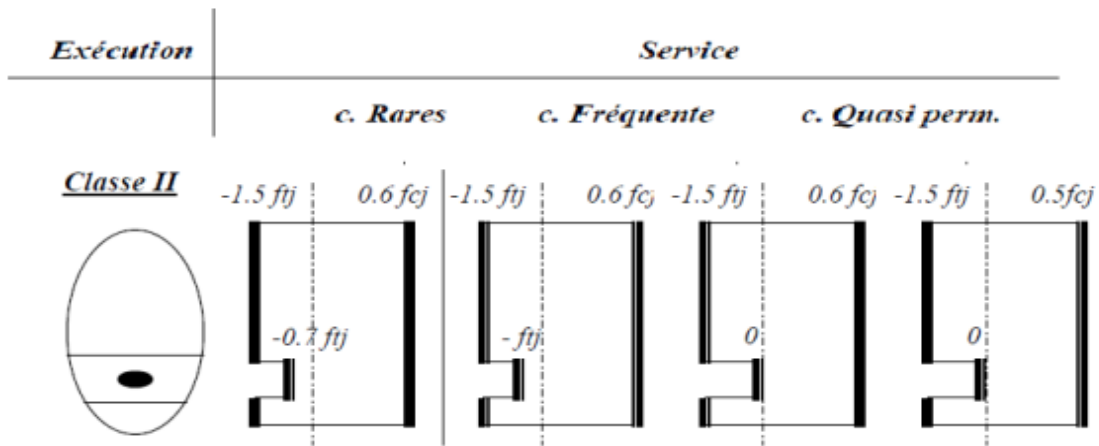
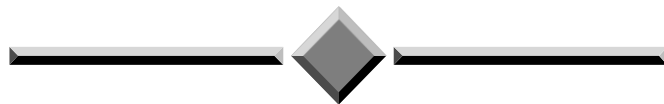


Figure IV. 3 : Limitation des contraintes dans les sections en béton précontraint.

IV.4. Conclusion :

Les matériaux et leurs caractéristiques présentés dans ce chapitre seront pris en compte pour les calculs nécessaires à l'étude et la vérification de notre ouvrage.

CHAPITRE V : CALCUL DES CHARGES ET SURCHARGES



Chapitre V Calcul des charges et surcharges

V.1. Introduction :

L'ouvrage doit être capable de résister pendant toute sa durée de service à tous les efforts engendrés par son poids propre, ainsi qu'aux efforts dus aux surcharges d'exploitation et toute l'ensemble des actions d'origine naturelle et fonctionnelle.

Dans ce présent chapitre, on va décrire et évaluer toutes les actions principales applicable au pont selon RCPR.

V.2. Description des charges et surcharges :

A propos aux actions appliquées à l'ouvrage, on distingue :

- **Les charges permanentes** : elles comprennent :

- Le poids propre de la structure porteuse.
- Poids de la dalle.
- Poids des entretoises.

-**Les compléments des charges permanentes** : tous les éléments incorporés aux éléments porteurs, qui sont les équipements de pont (revêtement, garde-corps, la glissière de sécurité, la corniche et les trottoirs).

-**Les surcharges (actions dues au trafic)** : sont toutes les actions qui dues à l'exploitation de l'ouvrage, on va s'intéresser aux :

- Système de charge routière type **A(I)**.
- Système de charge routière type **B (Bc, Bt, Br)**.
- Système de charge militaire **Mc 120**.
- Convoi exceptionnel **D 240**.
- Les surcharges sur les trottoirs.

V.3. Caractéristiques du pont

Largeur Roulable (Lr) :

Elle est définie comme la largeur comprise entre les dispositifs de retenue ou bordures. Elle comprend donc la chaussée proprement dite et les surlargeurs éventuelles telles que les bandes d'arrêt d'urgence (BAU), bandes dérasées (BDG), etc.

Largeur Chargeable (Lc) :

Elle est déduite de la largeur roulable en enlevant une bande de 0,5 m de chaque dispositif de retenue comme indiqué dans la loi suivante :

$$Lc = Lr - n \times 0,5$$

Lc : largeur chargeable en m.

Lr : Largeur roulable en m.

n : Nombre de dispositifs de retenue tel que $n \leq 2$.

-Dans le cas où il n'y a pas de dispositif de retenue, alors $Lc = Lr$.



Figure V. 1 : largeur roulable (Lr), largeur chargeable (Lc).

Nombre de voies (Nv) :

Par convention, les chaussées comportent un nombre de voies de circulation égale à la partie entière de la caution par 3 de leur largeurs chargeables (Lc) exprimé en mètre tel que :

$$Nv = \text{ent}\left(\frac{Lc}{3}\right)$$

Largeur réelle d'une voie (V) :

La largeur d'une voie de circulation, V, est donné par : $V = Lc / Nv$.

V.4. Classe des ponts

Les ponts sont rangés en 3 classes suivant leur largeur roulable Lr, et leur destination :

- **1ère classe** : tous les ponts supportant une largeur roulable supérieure ou égale à 7 m c'est à dire $Lr \geq 7 \text{ m}$ et ceux portant des bretelles d'accès à de telles chaussées, ainsi que les ponts de largeur roulable inférieure à 7m, qui sont désignés par le CCTP, tels que les ponts urbains ou en zone industrielle avec risque d'accumulation de poids lourds quel que soit leur largeur.
- **2ème classe** : tous les ponts autres que ceux de la 1ère classe supportant des chaussées de largeur roulable comprise strictement entre 5,50 m et 7 m, c'est à dire,

$$5,5 \text{ m} < Lr < 7 \text{ m}.$$
- **3ème classe** : les ponts autres que ci-dessus portant des chaussées de 1 ou 2 voies de largeur roulable inférieure ou égale à 5,5 m. c'est à dire

$$Lr \leq 5,5 \text{ m}.$$

Tableau V. 1: Classe des ponts.

Largeur roulable	Largeur roulable
$Lr \geq 7\text{m}$ ou exceptions	1 ^{ère} classe
$5,5 < Lr < 7\text{m}$	2 ^{ème} classe
$Lr \leq 5,5\text{m}$	3 ^{ème} classe

Application Numérique :

Largeur roulable :	$L_r = 9.75\text{m}$
Largeur chargeable :	$L_c = 9.75 - 2 \times 0.5 = 8.75\text{m}$
Nombre des voies :	$N_v = 8.75 / 3 = 2.92 \rightarrow N_v = 2$
Classe de pont :	1 ^{ère} classe ($L_r > 7\text{m}$)

V.5. Evaluation des charges et surcharges

V.5.1. Charges hors trafic :

V.5.1.1. Charges permanentes (CP) :

- **Poids propre des poutres :**

La section transversale de chaque tablier est constituée par 7 poutres préfabriquées en béton armé précontraint qui sont reliées par une dalle de béton armé avec 0.25m d'épaisseur.

La poutre qu'on a conçue est à section variable présente un élargissement à ses extrémités au niveau de l'âme, comme présente la figure ci-dessous :

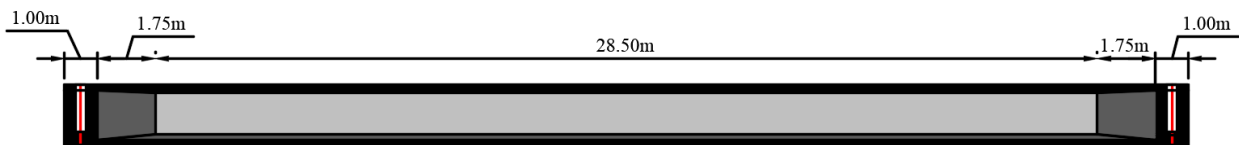


Figure V. 2: Illustration des différentes sections de la poutre.

Calcul du poids de la poutre :

$$P_{\text{poutre}} = \sum L_i \times S_i \times \rho_{\text{béton}}$$

Tel que :

L_i : Longueur de la section.

S_i : Aire de la section.

$\rho_{\text{béton}}$: Poids volumique du béton. ($\rho_{\text{béton}} = 25 \text{ kN/m}^3$)

Tableau V. 2: Calcul du poids de la poutre.

Section	Nombre	Longueur (m)	Aire (m ²)	Poids (kN)
About	2	1	1.0120	50.60
Intermédiaire	2	1.75	0.7950	69.56
Médiane	1	28.5	0.6047	430.85
Poids de poutre (kN)	551.01			

Poids des poutres

$$P_{\text{poutres}} = n \times P_{\text{poutre}}$$

Avec **n** le nombre des poutres.

$$P_{\text{poutres}} = 7 \times 551.01 = 3857.06 \text{ kN}$$

Calcul du poids de la dalle :

$$P_{\text{dalle}} = \rho_{\text{béton}} \times V_{\text{dalle}}$$

$$P_{\text{dalle}} = 34 \times 11.64 \times 0.25 \times 25 = 2473.5 \text{ kN.}$$

Calcul du poids des entretoises :

$$P_{\text{entretoise}} = 2 \times n \times S_{\text{entretoise}} \times e' \times \rho_{\text{béton}}$$

Sachent que :

n : nombre des entretoises dans l'about des poutres : 6 entretoises.

S_{entretoise} : l'aire de l'entretoise qui situe entre les poutres égale 1.53m².

e' : épaisseur de l'entretoise égale à 0.3m.

ρ_{béton} : Poids volumique du béton. (ρ_{béton} = 25 kN/m³)

Donc :

$$P_{\text{entretoise}} = 2 \times 6 \times 1 \times 0.3 \times 25 = 90 \text{ kN}$$

V.5.1.2. Complément des charges permanentes (CCP) :

Calcul du poids du trottoir :

Le poids du trottoir pour un côté :

$$P_t = V_t \times \rho_{\text{béton}}$$

Tel que :

V_t : Volume du trottoir.

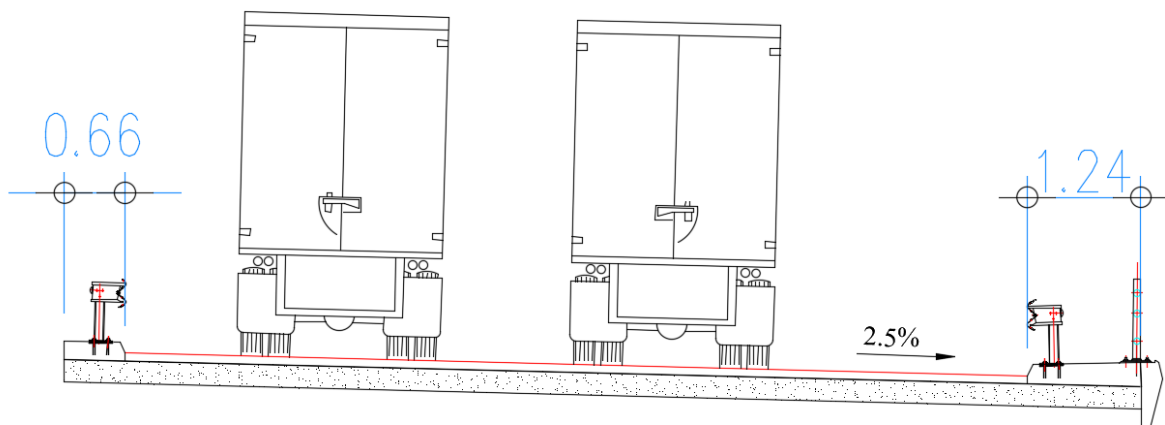


Figure V. 3 : Largeur des trottoirs.

Tableau V. 3: Calculs du poids des trottoirs.

Coté	Volume (m ³)	Poids (kN)
Droite	$1.24 \times 34 \times 0.23 = 9.6968$	242.42
Gauche	$0.65 \times 34 \times 0.2 = 4.42$	110.5
Poids total (kN)	352.92	

Calcul du poids du garde-corps :

Le poids du garde-corps est égal à : 1kN/ml

Donc $P_{GC} = 1 \times 34 = 34$ kN.

Calcul du poids des glissières de sécurité :

Le poids des glissières de sécurité est égal à : 1.5kN/ml.

Donc pour les deux cotés le poids égal : $P_{GS} = 2 \times 1.5 \times 34 = 102$ kN.

Calcul du poids des corniches :

Les corniches sont préfabriquées en béton armée.

$$P_{\text{corniche}} = V_{\text{corniche}} \times \rho_{\text{béton}}$$

$P_{\text{corniche}} = 0.1268 \times 34 \times 25 = 107.78$ kN.

Calcul du poids du revêtement :

$$P_{\text{rev}} = (V_{\text{rev}}) \times \rho_{\text{bb}}$$

Tel que :

V_{rev} : Volume du revêtement.

ρ_{bb} : Poids volumique du béton bitumineux ($\rho_{\text{bb}} = 25$ kN/m³).

$$P_{\text{rev}} = 0.08 \times 9.75 \times 34 \times 25 = 663$$
 kN.

V.5.1.3. Actions climatiques :

Action du vent (W) :

Les efforts engendrés sont introduits dans comme des pressions horizontales statiques appliqués aux surfaces frappées.

Leur intensité vaut :

$W_{\text{serv}} = 2.00$ kN/m² pour les ouvrages en service.

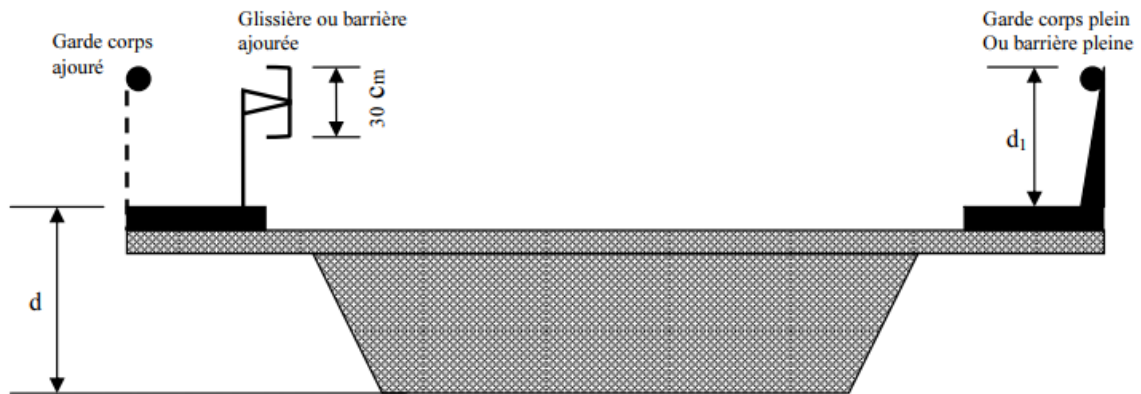


Figure V. 4: Epaisseur à prendre en compte pour la pression du vent (Selon RCPR).

Tableau V. 4: Epaisseur à prendre en compte pour la pression du vent (Selon RCPR).

Dispositif de retenue sur la chaussée	Sur un coté	Sur deux cotés
Garde-corps ajourées ou glissières	$d + 30 \text{ cm}$	$d + 60 \text{ cm}$
Garde-corps plein ou muret	$d + d_1$	$d + 2d_1$
Garde-corps ajourées et glissières	$d + 60 \text{ cm}$	$d + 120 \text{ cm}$

Donc l'épaisseur à prendre égale :

$$2.32 + 0.6 = 2.92\text{m}$$

Variation uniforme de la température :

Variation uniforme de la température +30°C et -30°C.

V.5.1.4. Tableau récapitulatif :

Tableau V. 5: Tableau récapitulatif des charges agissant sur l'ouvrage.

Type de charge	Elément	Poids (kN)
Charges permanentes (CP)	Poutre	3857.06
	Dalle	2473.5
	Entretoises	90
Complément des charges permanentes (CCP)	Trottoirs	352.92
	Garde-corps	34
	Glissières de sécurité	102
	Corniches	107.78
	Revêtement	663
Poids total d'une travée		7,680.26

V.5.2. Charges due au trafic :

V.5.2.1. Charges à considérer :

Les charges à prendre en compte lors de l'évaluation des actions dues au trafic sont définies par les articles du document technique réglementaire RCPR, elles se composent des chargements civils A et B qui sont distinct, indépendants et envisager successivement pour toutes justifications des éléments du tablier et du ponts.

En outre, les itinéraires faisant l'objet d'un classement doivent permettre la circulation de matériels militaires lourds et exceptionnels.

V.5.2.2. Système de charges A :

Le système de charge A est une charge uniformément répartie exprimé en kilonewton par mètre carré (kN/m^2) est donnée en fonction de la longueur chargée, l , exprimé en mètre par la formule suivant :

$$A(l) = 2,30 + \frac{360}{l+12} \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

l : La longueur chargée.

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

Tableau V. 6: Coefficients a_1 .

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

Lorsque la valeur de la charge répartie trouvée après l'application du coefficient ci-dessus est inférieure à $(4 - 0.002l) kN/m^2$ c'est cette valeur qui dernière qui doit être prise en compte donc la charge A_1 est obtenu par :

$$A_1 = \max \begin{cases} A_1 \times A(l) \\ 4 - 0.002l \end{cases}$$

La charge A_1 obtenue est multipliée par un coefficient $a_2 = v_0/v$,

V étant la largeur d'une voie,

V_0 ayant les valeurs données par le tableau V. 7 :

Tableau V. 7: valeurs de v_0

Classe de pont	v_0
Première classe	3.5 m
Deuxième classe	3 m
Troisième classe	2.75 m

La charge $A_2 = a_2 A_1$ obtenue est appliquée uniformément sur toutes les largeurs de chacune des voies considérées.

Application numérique :

Les résultats obtenus, pour $L = 34\text{m}$, sont résumés dans le Tableau V. 8 :

Tableau V. 8: Valeurs de charge $A(l)$.

Nombre des voies	$A(l)$ (kN/m ²)	a_1	A_1 (kN/m ²)	a_2	A_2 (kN/m ²)
1	10.13	1	10.13	0.80	8.10
2	10.13	1	10.13	0.80	8.10

V.5.2.3. Système de charges B :

Le système de charge B comprend trois systèmes distincts dont il y a lieu d'examiner indépendamment les effets pour chaque élément du pont :

- Le système B_c se compose de camions type.
- Le système B_r se compose d'une roue isolée.
- Le système B_t se compose de groupes de deux essieux dénommés tandems.

Puisque notre pont est classé en première classe, nous devons appliquer le système B_t .

❖ **Système de charges B_c :**

Un camion type du système B_c comporte trois essieux, tous à roues simple pneumatique et qui répond aux caractéristiques suivantes :

- Charge totale 300KN
- Charge portée par chacune des essieux arrière 120KN
- Charge portée par l'essieu avant 60KN
- Longueur de l'encombrement 10.5m
- Largeur d'encombrement 2.5m

- Distance des essieux arrière 1.5m
- Distance de l'essieu avant au premier essieu arrière 4.5m
- Distance d'axe en axe des deux roues d'un essieu 2m
- Surface d'impact d'une roue arrière 0.25x0.25m²
- Surface d'impact d'une roue avant 0.20x0.20m²

Disposition dans le sens transversal :

Pour charger la route dans le sens transversal, on dispose sur la chaussée autant de files qu'elle comporte de voies de circulation et on les place dans la situation la plus défavorable.

On ne doit pas disposer plus de fils que de voies, même si cela est géométriquement possible.

Dans le sens transversal chaque file est supportée par une bonde de 2.5m de largeur sachant que la première bonde touche la limite de la largeur chargeable.

Disposition dans le sens longitudinal :

Le nombre de camions est limité à deux, la distance des deux camions d'une même file est déterminée pour produire l'effet le plus défavorable.

Dans les ponts biais, il est loisible, pour faciliter le calcul, de décaler suivant le biais les camions homologues des diverses files, ainsi que les roues homologues de chacun des essieux.

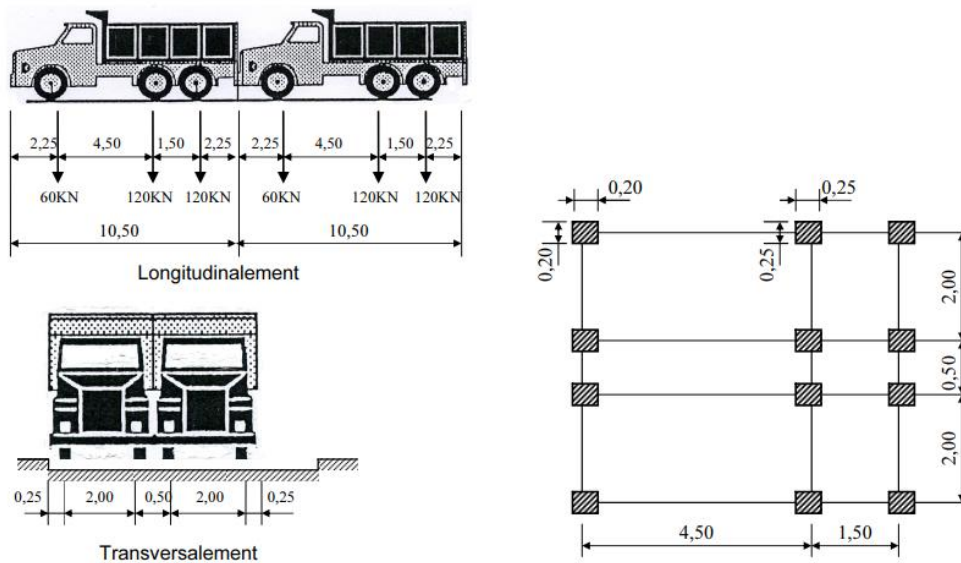


Figure V. 5: Système B_c .

En fonction de la classe du pont et du nombre de files considérées, les valeurs des charges du système B_c prise en compte sont multipliées par les coefficients b_c du tableau suivant :

Tableau V. 9: valeurs de coefficient b_c

Classe de pont	Nombre des voies chargées				
	1	2	3	4	≥ 5
Première	1.20	1.10	0.95	0.80	0.70
Deuxième	1.00	1.00	-	-	-
Troisième	1.00	0.80	-	-	-

Application numérique :

Tableau V. 10 : valeurs de B_c

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

❖ **Système de charges B_r :**

La roue isolée qui consiste le système B_r , porte une charge de 100KN, Sa surface d'impact sur la chaussée est un rectangle uniformément chargé dont le côté transversal mesure 0.6m et le côté longitudinal 0.3m.

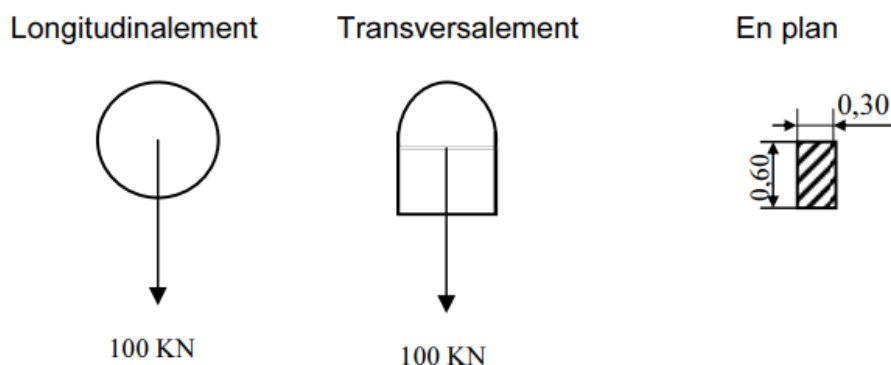


Figure V. 6 : Système de charges B_r .

Le rectangle d'impact de la roue B_r est disposé normalement à l'axe de la chaussée, comme il peut être placé n'importe où sur la largeur roulable.

Dans les ponts biais il est loisible de diriger suivant le biais le rectangle d'impact.

❖ Système de charges B_t :

Un tandem du système B_t comporte deux essieux tous deux à roues simples munies de pneumatiques et répondant aux caractéristiques suivantes :

- Charge portée par chaque essieu 160KN
- Distance des deux essieux 1.35m
- Distance d'axe en axe des deux roues d'un essieu 2m

La surface d'impact de chaque roue sur la chaussée est un rectangle uniformément chargé dont le côté transversal mesure 0.6m et le côté longitudinal 0.25m.

Chaque tandem est supposé circuler dans l'axe d'une bande longitudinale de 3m de largeur.

Dans les ponts biais, il est loisible, pour faciliter le calcul, de décaler suivant le biais les deux tandems, ainsi que les roues homologues de chacun des essieux.

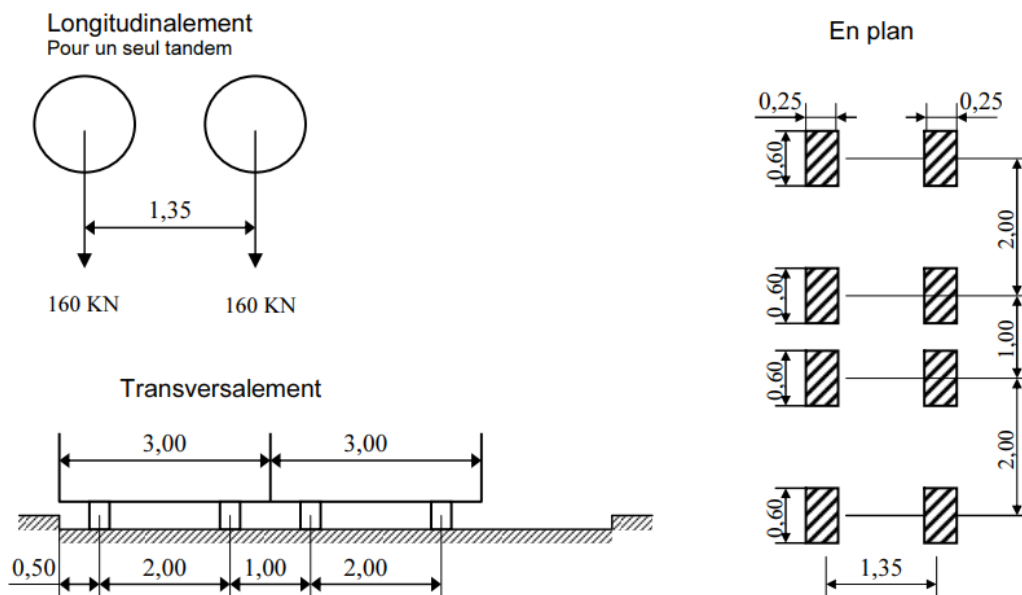


Figure V. 7: Système de charges B_t .

En fonction de la classe du pont, les valeurs des charges du système B_t prises en compte sont multipliées par les coefficients b_t suivants :

Tableau V. 11: valeurs de coefficient b_t

Classe de pont	b_t
Première classe	1.2
Deuxième classe	1

Application numérique :

Tableau V. 12: valeurs de Bt

Nombre des voies	Bt	b_t	$Bt \times b_t$
1	320	1.2	384
2, 3, 4	640	1.2	768

V.5.2.4. Coefficient de majoration dynamique :

Les charges sur le système B sont multipliées par un coefficient de majoration dynamique δ , il est déterminé par la formule :

$$\delta = 1 + \frac{0.4}{1 + 0.2L} + \frac{0.6}{1 + 4\frac{G}{S}}$$

Dans laquelle :

L : La longueur de l'élément exprimée en mètres

G : Sa charge permanente.

S : Sa charge B maximale.

La valeur de S à introduire dans la formule est celle obtenue après la correction avec les coefficients b_t ou b_c .

Application numérique :

- $G = 7,680.26$ kN.
- $L = 34$ m.

Tableau V. 13: valeurs de coefficient de majoration dynamique δ et résultats de majoration.

Nombre des voies chargées	δ_{Bc}	B_c (kN)	δ_{Bt}	B_t (kN)
1	1.065	1.278	1.053	1.059
2	1.076	1.184		1.066

V.5.2.5. Effort de freinage :

Les charges de chaussées des systèmes A et B sont susceptibles de développer des réactions de freinage, efforts s'exerçant à la surface de la chaussée, dans l'un ou l'autre sens de circulation, généralement supposée centrée sur l'axe longitudinal de la chaussée.

Ces efforts n'intéressent généralement pas la stabilité des tabliers, il y a lieu de les considérer pour la stabilité des appuis et la résistance des appareils d'appuis.

L'effort de freinage correspondant à la charge A est donné par la formule :

$$F = \frac{A \cdot S}{20 + 0.0035S} \text{ (kN)}$$

Dans laquelle S désigne en mètre carrés la surface chargée.

Chaque essieu d'un camion du système B_c peut développer un effort de freinage égal à son poids, parmi ces camions que l'on peut placer sur le pont un seul est supposé freiner.

Les efforts de freinage développés par le système B_c ne sont pas majorés pour effet dynamique. Cependant, les coefficients b_c du tableau ne s'appliquent pas aux efforts de freinage développés par le système B_c .

Pour la prise en compte dans les justifications, les efforts de freinages sont traités séparément comme pour ce qui est des charges A et B_c .

Application numérique :

❖ Système de charge B_c :

$$F_{B_c} = 300 \text{ kN}$$

❖ Système de charge B_c :

Tableau V. 14: Valeurs de l'effort de freinage pour le système A(l)

Nombre des voies	S (m ²)	A(l) (kN/m ²)	F (kN)
1	148.75	8.10	58.72
2	297.50	8.10	114.54

V.5.2.6. Charges Militaires :

Pour permettre la circulation des convois militaires, les ponts doivent être calculés pour supporter les véhicules types décrits ci-après, susceptibles dans certains cas d'être plus défavorables que les surcharges des systèmes A et B.

Les majorations dynamiques sont applicables aux charges militaires, le coefficient de majoration étant calculé par la même formule que celle qui est donnée pour le système B.

Elles sont supposées ne développer aucune réaction de freinage, ni force centrifuge.

La charge militaire suivante a été prise en compte : $M_c 120$.

❖ **Convoi $M_c 120$:**

Un véhicule type du système $MC120$ comporte deux chenilles et répond aux caractéristiques suivante :

- Charge totale 1100KN
- Longueur d'une chenille6.10m
- Largeur d'une chenille.....1.0m

- Distance d'axe en axe des deux chenilles..... 3.30m

Le rectangle d'impact de chaque chenille est supposé uniformément chargé.

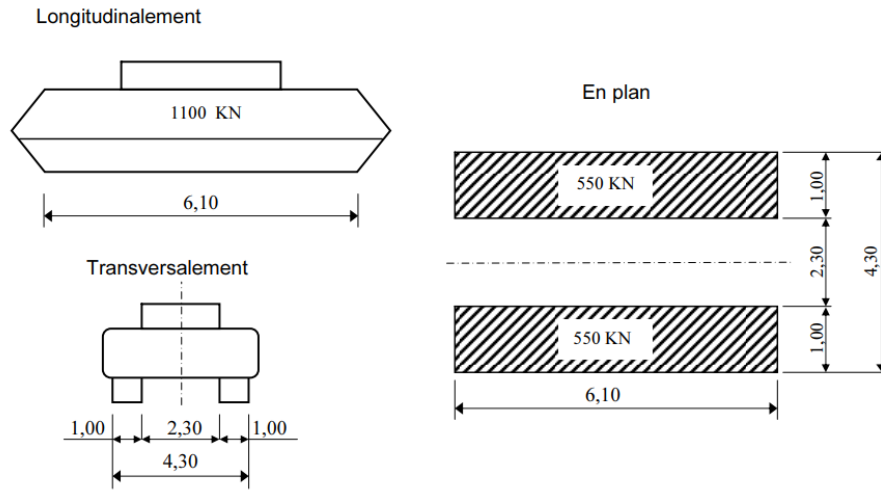


Figure V. 8 : Convois Mc120.

Dans le sens transversal, un seul convoi est supposé circuler quelle que soit la largeur de la chaussée ; dans le sens longitudinal le nombre des véhicules du convoi n'est pas limité et la distance de deux véhicules successifs est déterminé pour produire l'effet le plus défavorable avec une distance qui sépare entre deux convois de moins égale à 30.5m.

Les impacts des chenilles sont dirigés parallèlement à l'axe de celle-ci et peuvent être disposés sur toute la largeur chargeable sans pouvoir empiéter sur les bandes de 0.50 m réservées le long des dispositifs de sécurité.

La majoration dynamique est applicable à cette charge $\delta = 1.071$.

V.5.2.7. Charges exceptionnelles :

Sur les itinéraires classés pour permettre la circulation de convois lourds exceptionnels, les ponts doivent être calculés pour supporter le véhicule-type correspondant décrit ci-après susceptible dans certains cas d'être plus défavorable que les charges des systèmes A et B.

Les charges exceptionnelles ne sont pas frappées de majorations pour effets dynamiques, elles sont supposées ne développer aucune réaction de freinage, ni force centrifuge.

La charge exceptionnelle suivante a été prise en compte : Convoi type D240.

❖ Convois type D240 :

L'action du système Convoi type D240 correspond à l'action d'un véhicule qui comporte une remorque de trois éléments de quatre linges à deux essieux de 2400 kilonewtons de poids total, dont le poids est supposé réparti au niveau de la chaussée sur un rectangle uniformément chargé de 3,20 de large et 18.60 mètres de long.

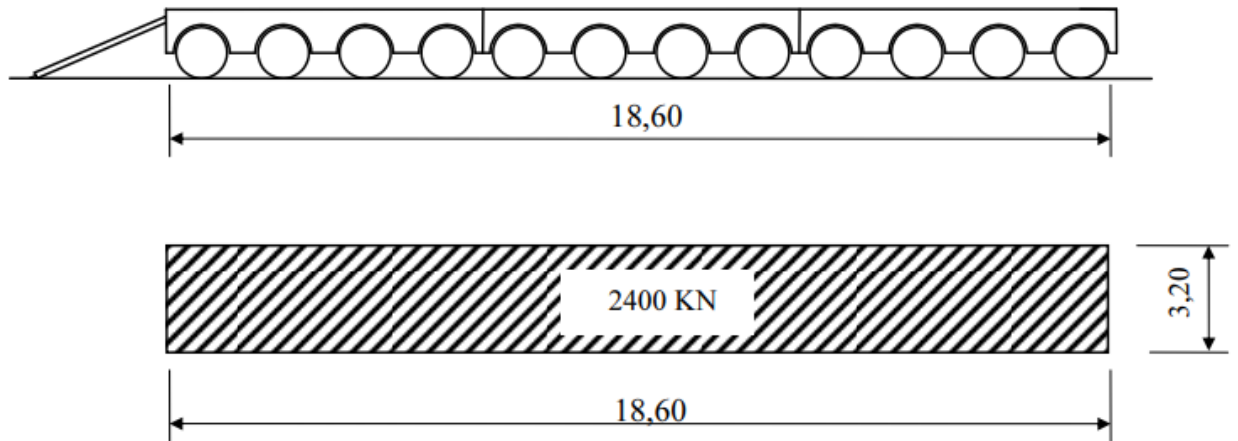


Figure V. 9: Convoi type D240.

V.5.2.8. Charges sur les trottoirs :

Pour la justification des poutres maitresses qui supportent à la fois une chaussée et un ou des trottoirs, il y a lieu d'appliquer sur les trottoirs une charge uniforme de 1,50 kilonewtons par mètre carré de façon à produire l'effet maximal envisagé.

Dans le sens de la largeur, chaque trottoir est chargé dans sa totalité, mais les deux trottoirs, s'il y en a deux, peuvent n'être pas chargés simultanément.

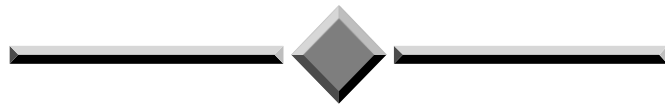
Dans le sens de la longueur, les zones chargées sont choisies de la manière la plus défavorable.

Il est loisible, en vue de simplifier les calculs, de charger les trottoirs sur les mêmes longueurs que la charge A pour obtenir l'effet envisagé.

V.6. Conclusion :

Dans ce chapitre, nous avons défini les différents types de charges appliquées au pont selon la réglementation algérienne (RCPR), afin de pouvoir modéliser la structure et calculer les sollicitations.

CHAPITRE VI :
REPARTITION
LONGITUDINALES DES
EFFORTS



Chapitre VI Répartition longitudinales des efforts

VI.1. Introduction :

Après avoir calculé les charges et les surcharges dans le chapitre précédent, nous passons dans ce chapitre à la répartition de ces dernières afin de déterminer le moment fléchissant et l'effort tranchant sous l'effet des charges permanentes puis sous l'effet des surcharges.

VI.2. Calcul des moments fléchissant et les efforts tranchants dus à la charge permanente :

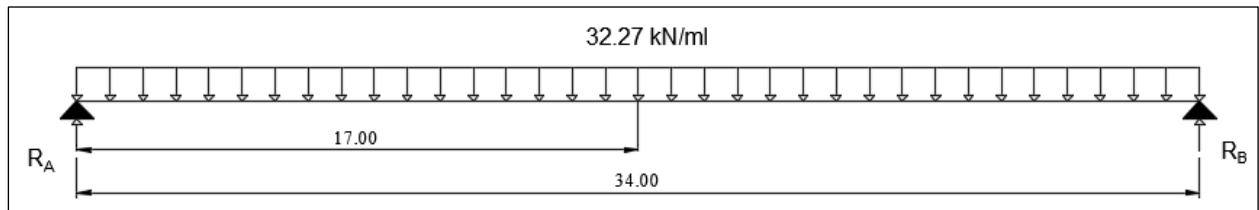


Figure VI. 1 : Schéma longitudinal de la poutre uniformément chargée.

Les réactions R_A et R_B sont donnés par la formule suivant :

$$R_A = R_B = \frac{Q \times L}{2} \quad (\text{VI. 1})$$

Le moment fléchissant et l'effort tranchant pour une charge Q uniformément répartie sont donnés par les formules suivantes :

$$M(x) = R_a \cdot x - \frac{Q \cdot x^2}{2} \quad (\text{VI. 2})$$

$$T(x) = R_a - Q \cdot x \quad (\text{VI. 3})$$

Les résultats sont inscrits dans le tableau suivant :

Tableau VI. 1 : Moment fléchissant et effort tranchant sous charge G.

Section	L(m)	$R_A = R_B$ (kN)	T(kN)	M(kN.m)
0	0	3840.06	3840.06	0
L/2	17	3840.06	0	32640.86

VI.3. Calcul des moments fléchissant et les efforts tranchants dus à surcharges :

VI.3.1. Surcharges de type A(l) :

Le moment fléchissant et L'effort tranchant pour les surcharges de type A(l) se calculent comme suit :

$$M(x) = A_1 \times \frac{L^2}{8} \quad (\text{VI. 4})$$

$$T(x) = A_1 \times \frac{L}{2} \quad (\text{VI. 5})$$

Les résultats sont inscrits dans le tableau suivant :

Tableau VI. 2 : Moment fléchissant et effort tranchant sous charge A(l).

Nombre de voies	01	02
A(l) (kN/ml)	35.42	70.91
$R_A = R_B$ (kN)	602.49	1204.98
T(kN)	602.49	1204.98
M(kN.m)	5121.27	10242.54

VI.3.2. Surcharge sur trottoirs :

Le moment fléchissant et L'effort tranchant pour les surcharges sur trottoirs se calculent comme suit :

$$M(x) = Q_{tr} \times \frac{L^2}{8} \quad (\text{VI. 4})$$

$$T(x) = Q_{tr} \times \frac{L}{2} \quad (\text{VI. 5})$$

Les résultats sont inscrits dans le tableau suivant :

Tableau VI. 3 : Moment fléchissant et effort tranchant sous Q_{tr} .

$R_A = R_B$ (kN)	T(kN)	M(kN.m)
15.33	15.33	130.06

VI.3.3. Surcharges de type « B » :

Théorème de barre :

Le moment fléchissant est maximum au droit d'un essieu lorsque cet essieu et la résultante générale du convoi se trouvent dans des sections symétriques par rapport au milieu de la poutre.

VI.3.3.1. Système de chargement Bc :

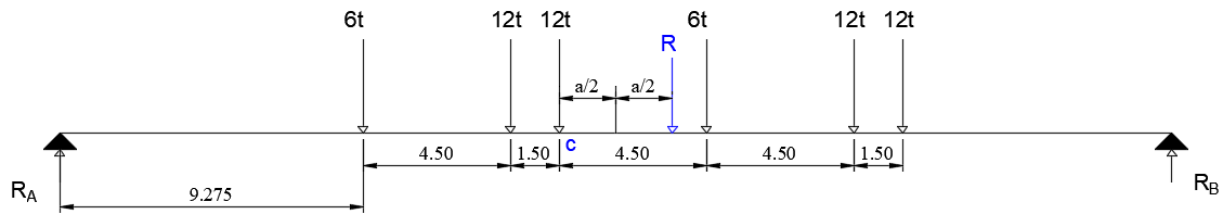


Figure VI. 2 : Surcharge Bc à $x=L/2$.

Moment fléchissant :

On calcule la position de la résultante du convoi, sachant que $R = 60\text{ t}$.

$$\Sigma M_{/O} = 0$$

$$X_g = \frac{12 \times 4.5 + 12 \times 6 + 6 \times 10.5 + 12 \times 15 + 12 \times 16.5}{60} \rightarrow X_g = 9.45\text{m}$$

$$a = X_g - 6 = 9.45 - 6 \rightarrow a = 3.45\text{m} \rightarrow a/2 = 1.725\text{m}$$

Calcul des réactions R_A et R_B :

$$\Sigma F_v = 0 \rightarrow R_A + R_B = 60\text{t}$$

$$\Sigma M_{/A} = 0$$

D'où :

$$34R_B = 6 \times 9.275 + 12 \times 13.775 + 12 \times 15.275 + 6 \times 19.775 + 12 \times 24.275 + 12 \times 25.775 \\ = 1123.5\text{ t.m}$$

$$R_B = 33.04\text{t} \rightarrow R_A = 26.96\text{t}$$

Pour ce cas Le moment fléchissant maximum obtenu est positionné au droit de l'essieu de 12t (point c) qui est symétrique par rapport à l'axe de la poutre

$$M_0 = 26.96 \times 15.28 - (6 \times 6 + 12 \times 1.5) = 357.95\text{ t.m} = 3511.5\text{ kN.m}$$

Le moment M_{Max} se calcule comme suit :

$$M_{\text{Max}} = M_0 \times N_v \times b_c \times \delta_{Bc} \quad \text{(VI. 6)}$$

Tableau VI. 4 : Moment fléchissant sous charge Bc.

Nombre des voie chargée	01	02
M_{max} (kN.m)	4487.79	8312.43

Effort tranchant :

L'effort tranchant est maximum lorsque l'essieu le plus lourd est sur appui.

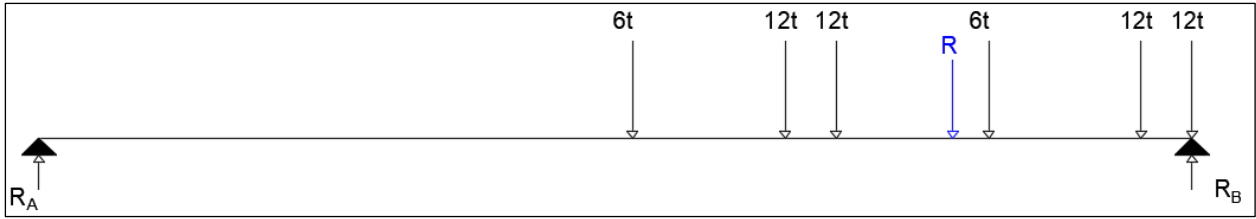


Figure VI. 3 : Surcharge Bc à x=0.

$$34R_A = 1.5 \times 12 + 6 \times 6 + 10.50 \times 12 + 12 \times 12 + 16.5 \times 6 = 423t.m$$

$$R_A = 12.44t \rightarrow R_B = 47.56t$$

L'effort tranchant T_{Max} se calcule comme suit :

$$T_{Max} = T_0 \times Nv \times bc \times \delta_{Bc} \quad (VI. 7)$$

Tableau VI. 5 : Effort tranchant sous charge Bc.

Nombre des voie chargée	01	02
T_{max} (kN)	596.281	1104.45

VI.3.3.2. Système de chargement Bt :

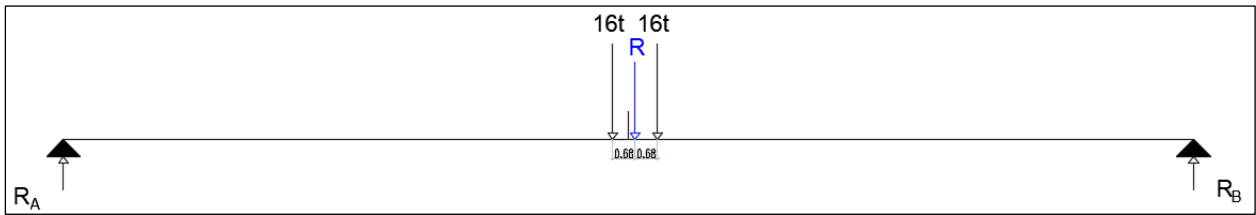


Figure VI. 4 : Surcharge Bt à x=L/2.

Moment fléchissant :

On calcule la position de la résultante du convoi, sachant que $R = 32 t$:

$$x_r = \frac{16 \times 1,3532}{2} = 0,675 \text{ m}$$

Calcul des réactions R_A et R_B :

$$\sum F_v = 0 \rightarrow R_A + R_B = 32t$$

$$\sum M/A = 0$$

D'où :

$$R_B = \frac{16.525 \times 16 + 17.875 \times 16}{34} = 16.19t \rightarrow R_A = 15.81t$$

$$M(L/2) = 15.81 \times 17.2 = 271.932 \text{ t.m}$$

Le moment M_{Max} se calcule comme suit :

$$M_{Max} = M_0 \times Nt \times bt \times \delta_{Bt} \quad (VI. 8)$$

Tableau VI. 6 : Moment fléchissant sous charge Bt.

Nombre de tandem	01	02
M_{max} (kN.m)	4066.834	8189.29

Effort tranchant :

L'effort tranchant est maximum lorsque l'essieu le plus lourd est sur appui.



Figure VI. 5 : Surcharge BT à x=0.

Calcul des réactions R_A et R_B :

$$\Sigma M_{/B} = 0 \rightarrow R_A = \frac{16 \times 1.35}{34} = 0.64 \text{ t}$$

$$\Sigma F_v = 0 \rightarrow R_A + R_B = 32\text{t} \rightarrow T_0 = R_B = 30.36 \text{ t}$$

Le moment M_{Max} se calcule comme suit :

$$T_{Max} = T_0 \times Nt \times bt \times \delta_{Bt} \tag{VI. 9}$$

Tableau VI. 7 : Effort tranchant sous charge Br.

Nombre de tandem	01	02
T_{max} (kN)	454.048	914.295

VI.3.3.3. Système de chargement Br :

Le moment maximal est obtenu en appliquant la charge Br au milieu de la portée.

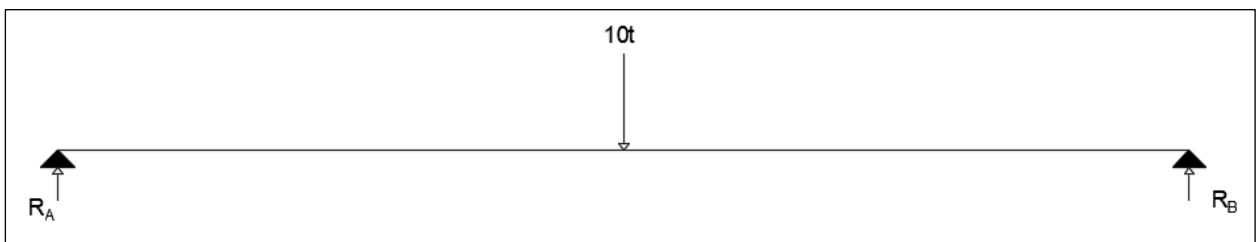


Figure VI. 6 : Surcharge Br : Surcharge Br à x=L/2.

Calcul des réactions R_A et R_B :

$$\Sigma F_v = 0 \rightarrow R_A + R_B = 10\text{t}$$

$$\Sigma M_{/A} = 0 \rightarrow R_B = \frac{10 \times 17}{34} = 5\text{t} \rightarrow R_A = 5\text{t}$$

D'où :

$$M_{\text{Max}} = M_0 \times \delta_{Br} \quad (\text{VI. 10})$$

$$M_{\text{Max}} = 5 \times 34 \times 1.053 = 1756.09 \text{ kN.m}$$

Effort tranchant :

L'effort tranchant est maximum lorsque l'essieu le plus lourd est sur appui



Figure VI. 7 : Surcharge Br à x=0.

Calcul des réactions \$R_A\$ et \$R_B\$:

$$\sum F_v = 0 \rightarrow R_A + R_B = 10t$$

$$\sum M_{/A} = 0 \rightarrow R_B = \frac{10 \times 34}{34} = 10t \rightarrow R_A = 0t$$

L'effort tranchant \$T_{\text{Max}}\$ se calcule comme suit :

$$T_{\text{Max}} = T_0 \times \delta_{Br} \quad (\text{VI. 10})$$

$$T_{\text{Max}} = 10 \times 1.053 = 101.534 \text{ kN}$$

VI.3.3.4. Surcharge de type Mc120 :

Moment fléchissant :

Le moment maximal est obtenu en appliquant la charge **Mc120** au milieu de la portée.

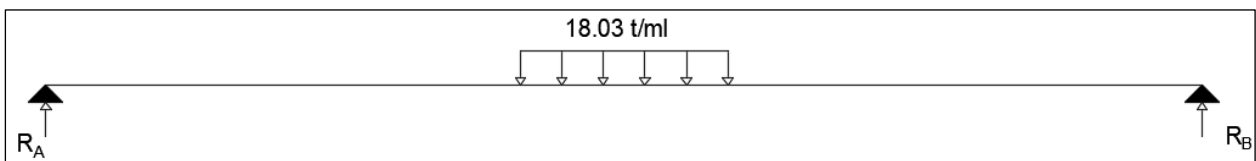


Figure VI. 8 : Surcharge MC120 à x=L/2.

$$\sum F_v = 0 \rightarrow R_A + R_B = 110t$$

$$\sum M_{/A} = 0 \rightarrow R_B = \frac{110 \times 17}{34} = 55t \rightarrow R_A = 55t$$

$$M = 55 \times 17 - 18.03 \times 3.05 = 880t.m = 8632.88 \text{ kN.m}$$

Effort tranchant :

L'effort tranchant est obtenu lorsque le convoi Mc 120 est placé sur l'appui.



Figure VI. 9 : Surcharge MC120 à x=0.

$$\sum F_v = 0 \rightarrow R_A + R_B = 110t$$

$$\sum M_{/A} = 0 \rightarrow R_B = \frac{110 \times 30.95}{34} = 100.13t \rightarrow R_A = 9.87t$$

$$T = R_B = 100.13t = 982.30 \text{ kN}$$

VI.3.3.5. Surcharge de type D240 :

Moment fléchissant :

Le moment maximal est obtenu en appliquant la charge D 240 au milieu de la portée.

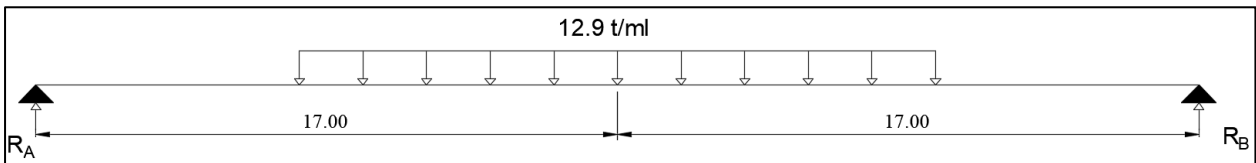


Figure VI. 10 : Surcharge D240 à x=L/2.

$$\sum F_v = 0 \rightarrow R_A + R_B = 240t$$

$$\sum M_{/A} = 0 \rightarrow R_B = \frac{240 \times 17}{34} = 120t \rightarrow R_A = 120t$$

$$M = 120 \times 17 - 12.9 \times 9.3 = 1920t.m = 18835.5 \text{ kN.m}$$

Effort tranchant :

L'effort tranchant est obtenu lorsque le convoi D240 est placé sur l'appui.

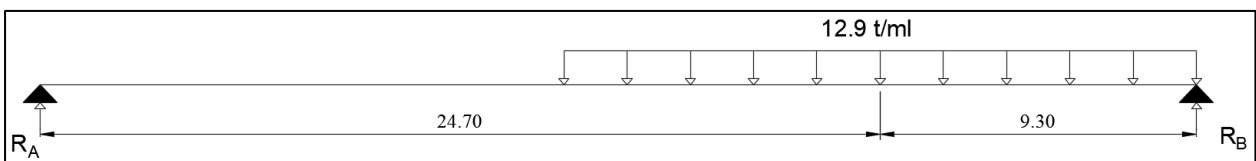


Figure VI. 11 : Surcharge D240 à x=0.

Calcul des réactions \$R_A\$ et \$R_B\$:

$$\sum F_v = 0 \rightarrow R_A + R_B = 240t$$

$$\sum M_{/A} = 0 \rightarrow R_B = \frac{240 \times 24.7}{34} = 174.35t \rightarrow R_A = 65.65t$$

$$T = R_B = 174.35 t = 1710.37 \text{ kN}$$

VI.5. Récapitulation:

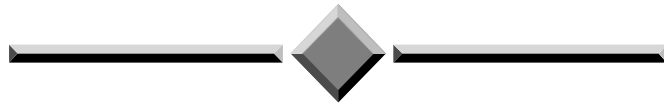
Tableau VI. 8 : Tableau récapitulatif des moments fléchissant et des efforts tranchants dus aux charges et surcharges.

Charge et surcharges		M (kN. m)	M _p (kN. m /poutre)	T(kN)	T(kN /poutre)
Charge permanente		32640.86	4662.98	3840.06	548.58
A(L)	1 voie	5121.27	731.61	602.49	86.07
	2 voie	10242.54	1463.22	1204.98	172.14
Qtr		130.06	18.58	15.33	2.19
B _c	1 file	4487.79	641.1129	596.281	85.18
	2 files	8312.43	1187.49	1104.45	157.77
B _t	1 tandem	4066.834	580.98	454.04	64.86
	2 tandems	8189.29	1169.89	914.29	130.61
B _r		1756.09	250.87	101.53	14.50
M _{c 120}		8632.88	1233.27	982.30	140.33
D ₂₄₀		18835.50	2690.79	1710.37	244.34

VI.5. Conclusion :

Nous concluons que la charge la plus défavorable est : **Convoi type D240**. Les moments maximum sont à mi-travée, et les efforts tranchant au niveau d'appui.

CHAPITRE VII : ETUDE DE LA PRECONTRAINTE



Chapitre VII Etude de la précontrainte

VII.1. Introduction

Le béton est un matériau qui résiste bien à la compression, mais peu, et surtout aléatoirement, à la traction. Et pour cela, il faut le comprimer de façon artificielle et en permanence, dans des zones où les charges extérieures développent des tractions de façon qu'au total le béton reste comprimé (ou assez peu tendu pour ne pas risquer de fissurer) et donc résistant à tout cas de charge. L'effort de compression volontairement développé à cet effet est appelé l'effort de précontrainte (ou la précontrainte).

VII.2. Principe de précontrainte par post-tension :

La technique de post-tension consiste à prendre appui sur le béton déjà durci pour tendre le câble de précontrainte. L'élément en béton est donc coulé au préalable, avec des réservations pour le passage ultérieur de la précontrainte. Lorsque le béton atteint une résistance suffisante, la précontrainte est enfilée et tendue à l'aide de vérins.

La post-tension permet de mettre en œuvre des forces de précontrainte beaucoup plus importantes que la pré-tension, puisque la résistance du banc de préfabrication n'est plus un facteur limitant. La post-tension est très utilisée en ouvrages d'art pour les grandes portées.

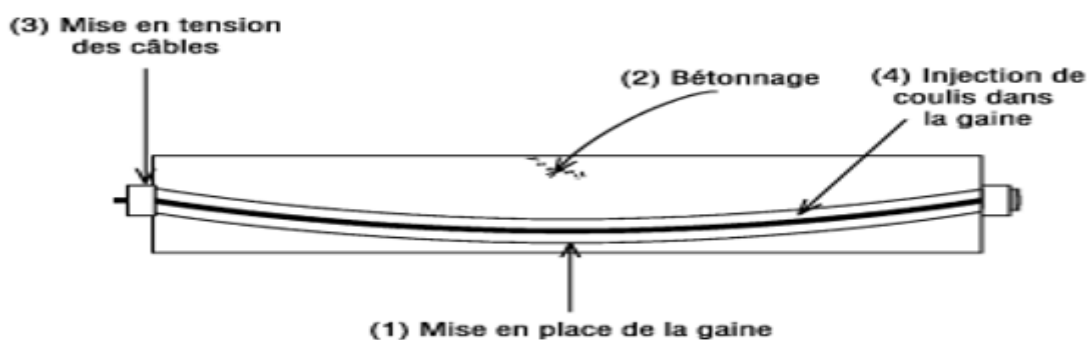


Figure VII. 1 : Mise en tension d'un câble (post-tension).

VII.3. Données de calcul :

Ci-après, un rappel des caractéristiques géométriques de la poutre ainsi que les données utilisées pour le dimensionnement de la précontrainte :

Tableau VII. 1 : Caractéristiques géométriques de la poutre.

Section	About		Médiane	
	Poutre seule	Poutre + dalle	Poutre seule	Poutre seule
$A_c(m^2)$	1.012	1.455	$A_c(m^2)$	1.012
$v(m)$	0.762	0.742	$v(m)$	0.762
$v'(m)$	0.838	1.108	$v'(m)$	0.838
$I_g(m^4)$	0.232	0.477	$I_c(m^4)$	0.232

DONNEES DE L'OUVRAGE		CARACTERISTIQUES DES CABLES	
H _p (m)	1.6	Cable	T15
H _{p+d} (m)	1.85	Nbre des torons	12
L _{poutre} (m)	34	A _{p1toron} (m ²)	0.00014
L _{porté} (m)	33	A _p (m ²)	0.00168
N _{poutre}	7	F _{prg} (MPa)	1770
E _{dalle} (m)	0.25	F _{peg} (MPa)	1593
Enrobage (m)	0.03	F _{p0} (kN)	196.2
λ (m)	1.77	D _{gaine} (m)	0.08
L _{TC} (m)	1.00	f (rd ⁻¹)	0.18
L _{about} (m)	0.6	φ (m ⁻¹)	0.02
CARACTERISTIQUES DU BETON		g	6
f _{c28} (MPa)	35	μ ₀	0.43
f _{t28} (MPa)	2.7	ρ _{1000h}	2.5
σ̄ _{bc} (MPa)	21	E _p (MPa)	190000
σ̄ _{bt} (MPa)	-4.05		

Tableau VII. 2 : Moments fléchissant et efforts tranchants de calcul.

Moment de la poutre seule sous son poids propre	M _{gp} = 2.19 MN.m
Moment max de combinaison à l'ELS	M _M = 6.65 MN.m
Moment sous G à l'ELS	M _m = 4.14 MN.m
Effort tranchant max de combinaison à l'ELS	V _M = 0.90 MN
Effort tranchant sous G à l'ELS	V _m = 0.51 MN

VII.4. Dimensionnement de la précontrainte :

VII.4.1. Valeur minimale de la précontrainte en service :

La valeur de la section minimale de la précontrainte pour une section est donnée par :

$$P_{\min} = \text{Max}(P_I; P_{II})$$

Avec :

$$P_I = \frac{A_c \times v \times v'}{I_g \times (v + v')} \times \Delta M$$

$$P_{II} = \frac{M_{Max}}{\frac{I_g}{A_c \times v'} + v' - d'}$$

Tel que :

$$\Delta M = M_M - M_m$$

v et v' : Les distances de son centre de gravité aux fibres extrêmes.

$$d' = 0.1 \times h$$

Avec :

h : La hauteur de la section.

$$P_I = 2.80 \text{ MN}$$

$$P_{II} = 4.99 \text{ MN}$$

Donc : **$P_{min} = P_{II} = 4.99 \text{ MN}$**

VII.4.2. Détermination du nombre de câbles :

Le nombre de câbles nécessaires est donné par la formule suivante :

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

❖ **Détermination de la force P_0 :**

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

$$P_0 = \min\{(0.8 \times 1770 \times 0.00168); (0.9 \times 1593 \times 0.00168)\}$$

$$P_0 = \min\{(2.38); (2.41)\}$$

$$P_0 = 2.38 \text{ MN}$$

NB : On suppose une perte de précontrainte de 25%.

$$n \geq \frac{P_{min}}{0.75 \times P_0} = 2.80$$

Alors, on prend **3 câbles de 12T15.**

VII.4.3. Vérification des contraintes :

Les caractéristiques géométriques de la section à prendre sont celui de la poutre à mi travée.

La vérification des contraintes se fait en 04 phases de réalisation :

❖ Phase 1 (après 7 jours du coulage de la poutre) :

La mise en tension est à 50% et les pertes de la précontrainte sont de l'ordre de 5%.

❖ Phase 2 (après 28 jours du coulage de la poutre) :

La mise en tension est à 100% et les pertes sont de l'ordre de 10%.

❖ Phase 3 (après le coulage de la dalle) :

La mise en tension des câbles est faite à 100% et les pertes sont de l'ordre de 15%.

❖ Phase 4 (l'ouvrage est en service) :

La mise en tension est faite à 100% et les pertes sont de l'ordre de 25%.

Tableau VII. 3 : Caractéristiques relatives aux quatre phases de vérification des contraintes.

Phase 1 : après 7 jours du coulage de la poutre.		Phase 2 : après 28 jours du coulage de la poutre	
f_{c7}	23.18 MPa	f_{c7}	35.00 MPa
f_{t7}	1.99 MPa	f_{t7}	2.70 MPa
$\bar{\sigma}_{bt1}$	-1.39 MPa	$\bar{\sigma}_{bt1}$	-1.89 MPa
$\bar{\sigma}_{bt2}$	-2.99 MPa	$\bar{\sigma}_{bt2}$	-4.05 MPa
$\bar{\sigma}_{bc}$	13.91 MPa	$\bar{\sigma}_{bc}$	21.00 MPa
ΔP	5%	ΔP	10%
N	03	n	03
Phase 3 : après le coulage de la dalle.		Phase 4 : l'ouvrage est en service.	
f_{c28}	35.00 MPa	f_{c28}	35.00 MPa
f_{t28}	2.70 MPa	f_{t28}	2.70 MPa
$\bar{\sigma}_{bt1}$	-1.89 MPa	$\bar{\sigma}_{bt1}$	-1.89 MPa
$\bar{\sigma}_{bt2}$	-4.05 MPa	$\bar{\sigma}_{bt2}$	-4.05 MPa
$\bar{\sigma}_{bc}$	21.00 MPa	$\bar{\sigma}_{bc}$	21.00 MPa
ΔP	15%	ΔP	25%
N	03	n	03

Avec :

$$f_{cj} = \frac{j}{1.40+0.95j} \times f_{c28} ; f_{tj} = 0.6 + 0.06 \times f_{cj} ; \bar{\sigma}_{bt1} = -1.5f_{tj} ; \bar{\sigma}_{bt2} = -0.7f_{tj} ; \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28}$$

Les fibres extrêmes de la section considérée doivent satisfaire aux conditions suivantes pour chaque phase :

- La fibre supérieure ($y = + v$) :

$$\bar{\sigma}_{bt1} \leq \sigma_{sup} = \frac{P}{B} - (P \times e_0 - M) \times \frac{v}{I_g} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

• La fibre inférieure ($y = - v'$) :

$$\bar{\sigma}_{bt2} \leq \sigma_{inf} = \frac{P}{B} + (P \times e_0 - M) \times \frac{v'}{I_g} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

Avec : $e_0 = v' - d'$.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VII. 4 : Résultats de vérification des contraintes.

Phase	P (MN)	e_0 (m)	M (MN.m)	σ_{sup} (MPa)	σ_{inf} (MPa)
Phase 1	3.39	0.64	2.19	5.74	5.47
Phase 2	6.42	0.64	2.19	2.58	19.12
Phase 3	6.07	1.02	4.14	2.45	12.02
Phase 4	5.35	1.02	6.65	7.06	1.46

Après le calcul des contraintes normales dans les fibres extrêmes de la section médiane de la poutre, on a vu qu'elles sont vérifiées dans toutes les phases de construction et d'exploitation, donc on peut adopter ce dimensionnement de la précontrainte pour la suite du calcul.

VII.5. Tracé des câbles de précontrainte :

VII.5.1. Disposition des câbles :

VII.5.1.1. Section d'about :

Les câbles de précontrainte doivent être disposés dans chaque section de manière à assurer une bonne répartition des efforts et permettre un bétonnage correct et éviter un affaiblissement des éléments constructifs de la structure.

Les câbles de première famille sont généralement tous ancrés à l'about des poutres et de préférence à espacement constant de façon à bien répartir l'effort de précontrainte et ainsi limiter au mieux les effets de la diffusion.

Ainsi que, la résultante des forces de précontrainte coïncide avec le centre de gravité de la section d'about.

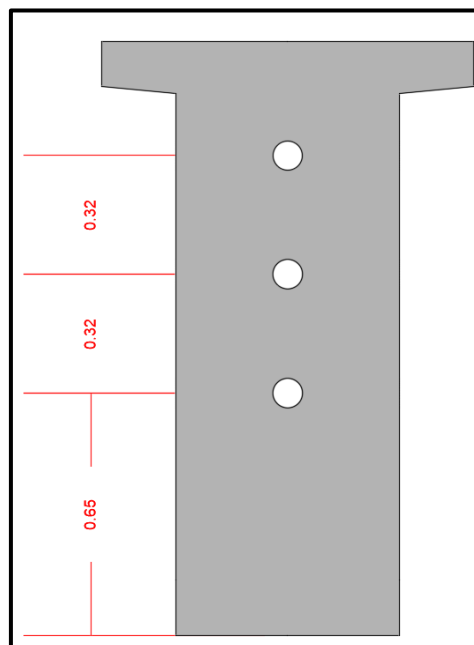


Figure VII. 2 : Disposition des câbles à l'about.

VII.5.1.2. Section médiane :

En section médiane, section la plus sollicitée, les câbles sont regroupés dans le talon à un excentrement maximum.

La précontrainte se révèle surabondante, au fur et à mesure qu'on se rapproche de l'appui, ce qui conduit à relever les câbles progressivement pour ne pas créer de contraintes excessives en fibre inférieure tout en apportant une bonne réduction d'effort tranchant.

Ces dispositions doivent tout de même tenir compte des espacements et couvertures exigées par le **BPEL91**, en suivant la 3ème disposition de la figure représentée ci-dessous :

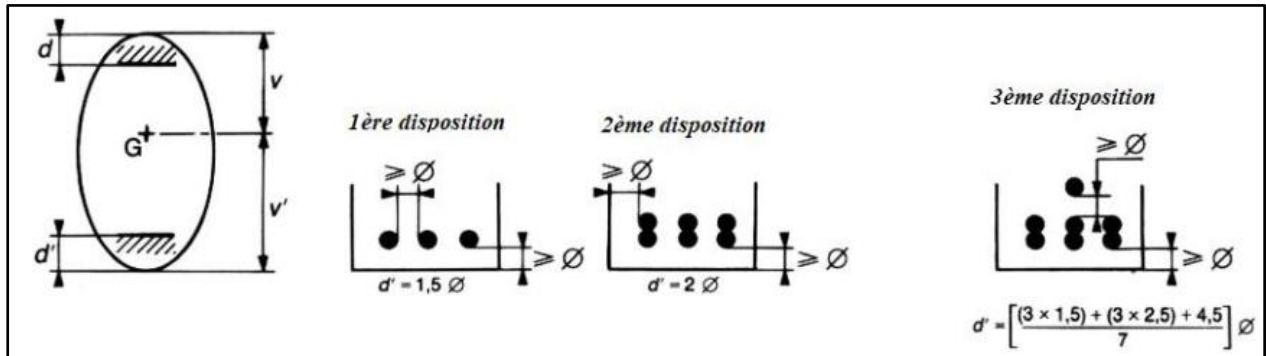


Figure VII. 3 : Dispositions constructives des câbles de précontrainte.

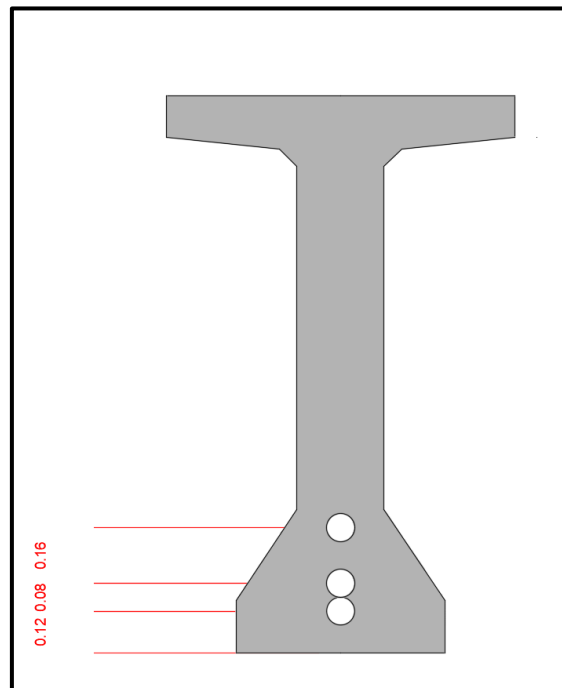


Figure VII. 4 : Disposition des câbles à mi-travée.

VII.5.2. Tracé des câbles :

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

La géométrie des câbles présente une allure parabolique puisque les charges permanentes sont généralement uniformément réparties. Un alignement droit d'un mètre environ précède l'ancrage.

Pour le calcul du rayon de courbure on pourra admettre que la pente du câble est négligeable, de sorte que pour une parabole de 2ème degré :

$$\frac{1}{R} \cong 8 \times \frac{f}{\ell^2}$$

ℓ : est la distance mesurée horizontalement entre les extrémités de la parabole.

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

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

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

VII.5.3. Calcul de l'angle de relevage « α » :

Le relevage des câbles aux niveau des abouts de la poutre présente les intérêts suivants :

- La réduction du moment isostatique de précontrainte.
- La réduction de l'effort tranchant dû à la précontrainte ($P \sin\alpha$).
- La facilité du logement des câbles à l'about.

Elle est donnée par la formule suivante :

$$\arcsin \left(\frac{V_M - \bar{V}}{P} \right) \leq \alpha \leq \arcsin \left(\frac{V_M + \bar{V}}{P} \right)$$

L'optimum théorique de l'angle de relevage est donné par la formule suivante :

$$\alpha = \arcsin \left(\frac{V_M + V_m}{2 \times P} \right)$$

Avec :

\bar{V} : Effort tranchant limite que peut supporter la section d'about ; $\bar{V} = \bar{\tau} \times b_n \times 0,8h$

$\bar{\tau}$: Contrainte tangentielle limité en état limite de service ; $\bar{\tau} = \sqrt{0,4 \times f_{tj} \times (f_{tj} + \frac{2\sigma_x}{3})}$

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

B_n : Surface nette de la section d'about + hourdis ; $B_n = B_{brute} - n \times B_{gainé}$

b_n : Largeur nette de la section d'about + hourdis ; $b_n = b_0 - n \times \varphi$

Le plan de câblage de notre poutre est représenté en annexe.

Les résultats obtenus sont mentionnés ci-dessous :

Tableau VII. 5 : Caractéristiques du tracé des câbles.

b_n	0.52 m	$L_{c\grave{a}ble}$	33.76 m					
B_n	1.44 m ²	L_{rel}	0.88 m					
P	5.35 MN	L_{pb}	32 m					
σ_x	3.72 MPa							
$\bar{\tau}$	2.63 MPa							
\bar{V}	2.03 MPa							
$\alpha_{C1} = 3.52$	$\alpha_{C2} = 5.10$	$\alpha_{C3} = 6.16$						
N° câble	L_{pb} (m)	α_{rel} (°)	Y_i (m)			f (m)	R (m)	β (l) rad
			$x=0.12$	1	17			
C1	32	3.522	0.653	0.591	0.120	0.471	271.559	0.059
C2	32	5.106	0.973	0.884	0.200	0.684	187.259	0.085
C3	32	6.161	1.293	1.185	0.360	0.825	155.160	0.103

VII.6. Calcul des pertes de tension dans les câbles :

En précontrainte par post tension, les pertes de tension se divisent en deux groupes :

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

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

VII.6.1. Pertes instantanées :

Dans le cas d'une précontrainte par post-tension, les armatures subissent trois types de pertes instantanées, à savoir :

- Les pertes par frottement.
- Les pertes par recul de l'ancrage.
- Les pertes par déformations instantanées du béton.

La valeur totale de ces pertes de tension instantanées, dans une section d'abscisse x de l'armature, est notée : $\Delta\sigma_{pi}(x)$.

La tension au point d'abscisse « x », après pertes de tension instantanées, appelée tension initiale, est notée : $\sigma_{pi}(x) = \sigma_{p0}(x) - \Delta\sigma_{pi}(x)$

VII.6.1.1. Pertes par frottement :

Ces pertes se produisent par frottement du câble dans la gaine lors de la mise en tension du câble, dans les zones où le câble rentre au contact de la gaine et plus particulièrement, dans les parties courbes et aux points où le tracé du câble présente des irrégularités.

La tension à n'importe quel point d'abscisse x , après la mise en tension est :

$$\sigma_P(x) = \sigma_{P0} \times e^{(-f\beta - \varphi x)}$$

Avec :

σ_{P0} : tension à l'origine (MPa).

f : coefficient de frottement en courbe (rd-1).

β : déviation angulaire totale du câble sur la distance x (rd).

φ : coefficient de perte de tension par unité de longueur (m-1).

x : distance de la section considérée à celle des sorties des organes de mise en tension (m).

La perte de tension par frottement est estimée par la formule :

$$\Delta\sigma_P(x) = \sigma_{P0} - \sigma_P(x) = \sigma_{P0} (1 - e^{(-f\beta - \varphi x)})$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VII. 6 : Pertes par frottement.

N° câble	β (rad)	σ_{P0} (MPa)	$\Delta\sigma_P$ (MPa)			$\Delta\sigma_{Pmoy}$ (%)		
			X=0.5	X=L/4	X=L/2	0.5	L/4	L/2
C1	0.059	1416	16.34	38.55	61.77	1.57	3.13	4.77
C2	0.085	1416	23.00	45.12	68.22			
C3	0.103	1416	27.43	49.47	72.50			

VII.6.1.2. Perte par recul d'ancrage :

Lors du transfert de l'effort de tension du vérin à l'ancrage, il se produit un léger mouvement du câble vers le béton ; ce mouvement dépend du type d'ancrage utilisé.

Le déplacement g du câble vers l'intérieur de la gaine est gêné par les forces de frottement avec celle-ci. A une distance d , la somme des efforts de frottement équilibre la perte de tension due au glissement du câble et il n'y a plus de déplacement de l'armature par rapport à sa gaine. Le tassement d'ancrage ne produit pas de perte de tension au-delà de la section située à l'abscisse d .

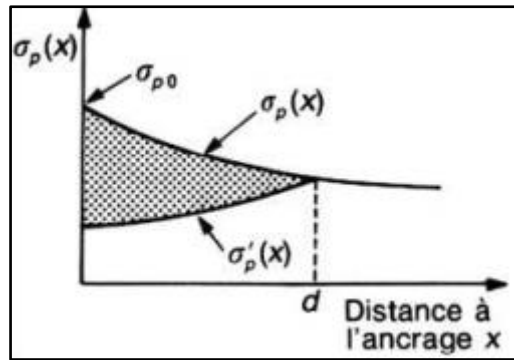


Figure VII. 5 : Tension le long du câble, avant et après relâchement du vérin.

La longueur d'influence de la perte par recul d'ancrage « point d », est donnée par la formule :

$$d = \sqrt{\frac{E_p \times g}{\sigma_{p0} \times k}}$$

Avec : $k = f \times \frac{\beta}{l} + \varphi$

E_p : Module de déformation longitudinale de l'acier.

g : Intensité du recul d'ancrage.

- Pour $x \geq d$:

$$\Delta\sigma_{rec}(x) = 0$$

- Pour $x < d$:

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

Les résultats sont inscrits dans le tableau ci-dessous :

Tableau VII. 7 : Pertes par recul d'ancrage.

N° câble	k (m ⁻¹)	d (m)	$\Delta\sigma_{rec}$ (MPa)			$\Delta\sigma_{rec}$ moy (%)		
			x = 0.5	x = L/4	x = L/2	x = 0.5	x = L/4	x = L/2
C1	0.0026	17.52	126.45	67.00	3.84	9.33	4.73	1.28
C2	0.0029	16.65	132.84	67.03	0.00			
C3	0.0031	16.14	136.92	66.87	0.00			

VII.6.1.3. Pertes par déformation instantanée du béton :

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

$$\Delta\sigma_e = k \times \frac{E_p}{E_{ij}} \sigma_{bj}$$

k : coefficient multiplicateur ($k = \frac{1}{2}$ pour notre cas : variations de contrainte dues à la précontrainte relative à la phase de mise en tension des armatures considérées et aux actions permanentes appliquées simultanément).

E_{ij} : Module de déformation longitudinale instantané du béton.

σ_{bj} : désignant la variation de contrainte agissant dans la section considérée sous les diverses actions permanentes appliquées au jour j ;

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

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VII. 8 : Pertes par déformation instantanée du béton.

Position	P(MPa)	B(m ²)	I _g (m ⁴)	e(m)	M _g (MN. m)	σ _{bj} (MPa)	E _{ij} (MPa)	Δσ _e (MPa)	Δσ _e (%)
x = 0	6.31	1.01	0.23	-0.12	0.00	7.36	35981.73	19.43	1.37
x = L/4	6.58	0.60	0.18	0.40	1.93	12.45	35981.73	32.86	2.32
x = L/2	6.79	0.60	0.18	0.60	2.19	17.25	35981.73	45.54	3.22

VII.6.2. Pertes différées :

Les pertes différées se produisent pendant un temps plus ou moins long après que la structure ait été précontrainte. On distingue :

- Les pertes par retrait du béton.
- Les pertes par relaxation des aciers.
- Les pertes par fluage du béton.

VII.6.2.1. Perte de tension due au retrait du béton :

Le retrait présente la déformation par raccourcissement spontané du béton, au cours de son durcissement, en l'absence de toute contrainte. Cette déformation est principalement due à l'évaporation progressive de l'eau non fixée dans la réaction d'hydratation du ciment.

La valeur de ce raccourcissement est donnée par la formule :

$$\Delta\sigma_{ret} = \varepsilon_r \times (1 - r(j)) \times E_p$$

Avec :

ε_r : Retrait final pris égal à 3×10^{-4} pour la zone **B** de la carte climatique de l'Algérie.

$r(j)$: Une fonction traduisant l'évolution du retrait en fonction du temps.

E_p : Module d'élasticité longitudinale d'acier de précontrainte.

On peut négliger $r(j)$ devant 1, ce qui conduit à la formule simplifiée suivante :

$$\Delta\sigma_{ret} = \varepsilon_r \times E_p$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VII. 9 : Perte de tension due au retrait du béton.

$\Delta\sigma_{ret}$ (MPa)	57.00
$\Delta\sigma_{ret}$ (%)	4.03

VII.6.2.2. Perte de tension due au fluage du béton :

Le béton subit un raccourcissement progressif de fluage lorsqu'il est soumis à une contrainte de compression permanent, les câbles étant ancrés dans le béton vont subir le même raccourcissement donc une diminution de leur tension.

La perte finale de tension due au fluage du béton est prise égale à :

$$\Delta\sigma_{flu} = (\sigma_b^F + \sigma_b^M) \times \frac{E_p}{E_{ij}}$$

σ_b^F étant la contrainte finale et σ_b^M la contrainte maximale supportées par le béton dans la section considérée, au niveau du centre de gravité des armatures de précontrainte sous les actions permanentes, y compris celles dues à la précontrainte.

j : l'âge du béton lors de sa mise en tension.

Selon le BPEL, Si $\alpha \leq 1,5$, il est loisible, à titre de simplification, d'évaluer la perte finale de tension due au fluage du béton à :

$$\Delta\sigma_{flu} = 2.5 \times \sigma_b^F \times \frac{E_p}{E_{ij}}$$

Avec :

$$\sigma_b^F = \frac{P}{B} + \frac{P \times e_{p+d}^2}{I_n} - \left(\frac{M_p \times e_{p+d}}{I_n} \right)$$

M_p : Moment due à la combinaison max à l'ELS.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VII. 10 : Perte de tension due au fluage du béton.

Position	P(MPa)	B(m ²)	I _n (m ⁴)	e(m)	M _p (MN.m)	σ _b ^F (MPa)	E _{ij} (MPa)	Δσ _{flu} (MPa)	Δσ _{flu} (%)
x = 0.5	5.35	1.44	0.48	0.17	1.27	3.59	35981.73	47.38	3.35
x = L/4	5.35	1.03	0.38	0.94	3.63	8.63	35981.73	113.95	8.05
x = L/2	5.35	1.03	0.38	0.99	4.14	8.23	35981.73	108.66	7.67

VII.6.2.3. Perte de tension due à la relaxation de l'acier :

La relaxation des aciers est un relâchement de la tension à longueur constante, cette perte dépend de l'acier et de son traitement.

La perte de tension finale due à la relaxation peut être estimée par la formule :

$$\Delta\sigma_{rel} = \frac{6}{100} \times \rho_{1000} \times \left(\frac{\sigma_{pi}(x)}{f_{prg}} - \mu_0 \right) \times \sigma_{pi}(x)$$

Avec :

ρ₁₀₀₀ : Valeur de la relaxation garantie à 1000 heures (en %) ; **ρ₁₀₀₀ = 2.5%**

σ_{pi}(x) : contrainte initiale dans les armatures de précontrainte (après les pertes instantanées).

f_{prg} : contrainte limite garantie à la rupture des aciers de précontrainte.

μ₀ : un coefficient pris égal à :

- 0,43 pour les armatures à très basse relaxation (TBR).
- 0,30 pour les armatures à relaxation normale (RN).
- 0,35 pour les autres armatures.

On prend **μ₀ = 0.43**.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VII. 11 : Perte de tension due à la relaxation de l'acier.

Δσ _{rel} (MPa)			Δσ _{rel} (%)		
X=0	X=L/4	X=L/2	0	L/4	L/2
50.65	55.04	59.63	3.58%	3.89%	4.21%

VII.6.2.4. Pertes différées totales :

La formule donnée pour la perte de tension due à la relaxation des aciers de précontrainte, suppose que la longueur de ces armatures est constante. Cependant, la perte par relaxation est diminuée par l'effet du raccourcissement due au retrait et fluage du béton.

Pour tenir compte de cette interaction, le BPEL propose de minorer forfaitairement la relation par le coefficient **5/6**, lors du calcul de la perte différée totale.

Ainsi, La perte différée finale est prise égale à :

$$\Delta\sigma_d = \Delta\sigma_{ret} + \Delta\sigma_{flu} + \frac{5}{6}\Delta\sigma_{rel}$$

VII.6.3. Récapitulation :

Voici un tableau récapitulatif des pertes totales (instantanées et différées) obtenues après calcul:

Tableau VII. 12 : Tableau récapitulatif des pertes instantanées et différées.

Type de perte		X=0.5		X=L/4		X=L/2	
		Valeur (MPa)	Pourcentage (%)	Valeur (MPa)	Pourcentage (%)	Valeur (MPa)	Pourcentage (%)
Pertes instantanées	$\Delta\sigma_p$	22.26	1.57	44.38	3.13	67.50	4.77
	$\Delta\sigma_{rec}$	132.07	9.33	66.97	4.73	1.28	0.09
	$\Delta\sigma_e$	19.43	1.37	32.86	2.32	45.54	3.22
Somme des pertes instantanées		173.76	12.27	144.20	10.18	114.32	8.07
Pertes différées	$\Delta\sigma_{ret}$	57.00	4.03	57.00	4.03	57.00	4.03
	$\Delta\sigma_{flu}$	47.38	3.35	113.95	8.05	108.66	7.67
	$\Delta\sigma_{rel}$	50.65	3.58	55.04	3.89	59.63	4.21
Somme des pertes différées		146.59	10.35	216.81	15.31	215.35	15.21
Somme totale		320.34	22.62	346.32	25.50	329.67	23.28

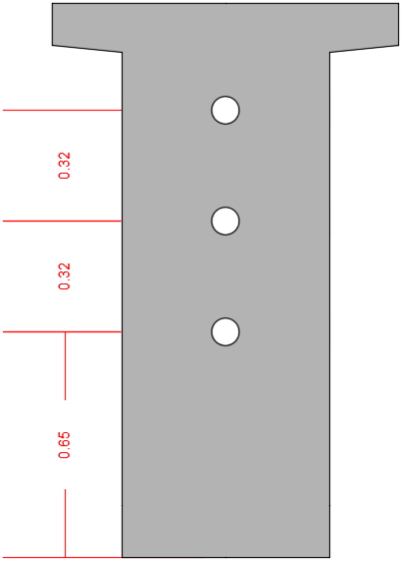
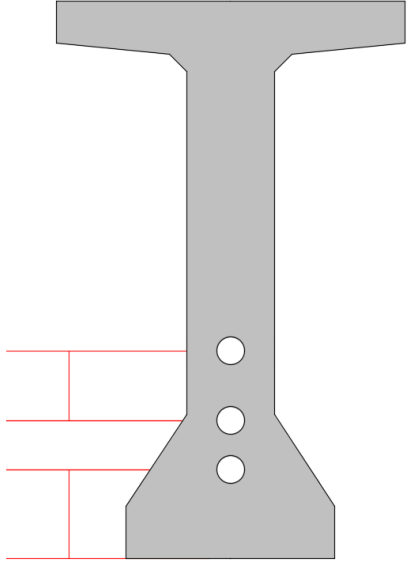
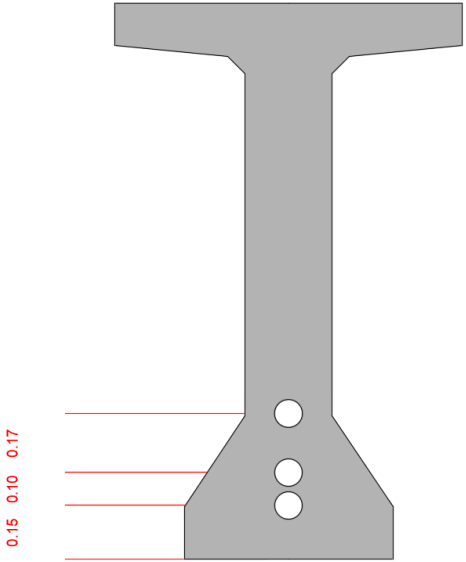
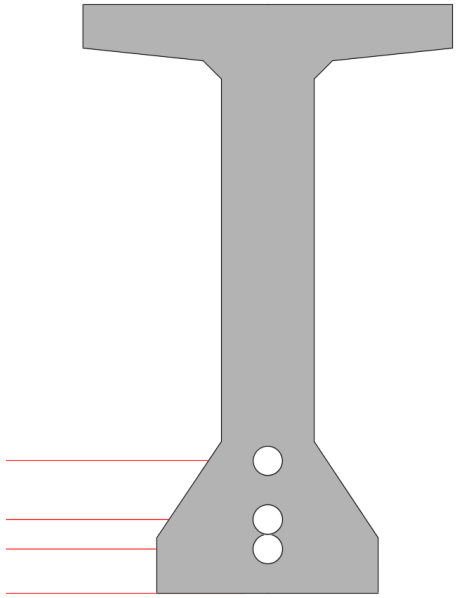
VII.7. Vérification des contraintes :

Cette vérification consiste à calculer les contraintes normales et tangentielles dans le béton et les comparer aux contraintes limites autorisées. Elle doit être établie pour chacune des phases de construction mais également pour la phase de service.

VII.7.1. Sections de vérification :

Nous considérons trois sections ($x=L/4$, $x=3L/8$ et $x=L/2$) pour la vérification des contraintes normales et une section au niveau de l'appui ($x=0.5$) pour la vérification des contraintes tangentielles.

Tableau VII. 13 : Sections de vérification.

$x = 0.5m$	$x = L/4$
	
$x = 3L/8$	$x = L/2$
	

VII.7.2. Limitation des contraintes :

Tableau VII. 14 : Limitation des contraintes.

7 jours	$\bar{\sigma}_{bc}$	13.91	Exécution / Q. Rares / Q. Fréquente
	$\bar{\sigma}_{bt1}$	-2.99	
	$\bar{\sigma}_{bt2}$	-1.39	Exécution
	$\bar{\sigma}_{bt2}$	-1.99	Q. Rares
28 jours	$\bar{\sigma}_{bc}$	21	Exécution / Q. Rares / Q. Fréquente
	$\bar{\sigma}_{bt1}$	-4.05	
	$\bar{\sigma}_{bt2}$	-1.89	Exécution
	$\bar{\sigma}_{bt2}$	-2.7	Q. Rares

VII.7.3. Caractéristiques nettes des sections de calcul :

Elles sont estimées en utilisant le logiciel AutoCAD 2016, et sont mentionnées dans le tableau ci-dessous :

Tableau VII. 15 : Caractéristiques nettes des sections de calcul.

Position	x = 0.5		x = L/4		x = 3L/8		x = L/2	
	Poutre seule	Poutre + Dalle	Poutre seule	Poutre + Dalle	Poutre seule	Poutre + Dalle	Poutre seule	Poutre + Dalle
H (m)	1.60	1.85	1.60	1.85	1.60	1.85	1.60	1.85
B _{nette} (m ²)	0.997	1.440	0.590	1.033	0.590	1.033	0.590	1.033
v(m)	0.764	0.740	0.767	0.634	0.764	0.632	0.762	0.632
v'(m)	0.836	1.110	0.833	1.216	0.836	1.218	0.838	1.218
I _{nette} (m ⁴)	0.230	0.475	0.181	0.385	0.179	0.381	0.178	0.380

Tableau VII. 16 : Position de câble moyenne.

x	C _{Y1}	C _{Y2}	C _{Y3}	Y _{moy}
x = 0.5	0.63	0.94	1.25	0.94
x = L/4	0.26	0.40	0.60	0.42
x = 3L/8	0.15	0.25	0.42	0.27
x = L/2	0.12	0.20	0.36	0.23

VII.7.4. Justification de la poutre a l'ELS :

VII.7.4.1. Effort de précontrainte P :

Pour ces calculs justificatifs, on prendra en compte la notion de la valeur caractéristique de la précontrainte, tel que :

$$P_1 = 1,02 P_0 - 0,8 \Delta P \text{ et } P_2 = 0,98 P_0 - 1,2 \Delta P$$

Pour $P_0 = 2.38 \text{ MN}$, les résultats obtenus sont mentionnés dans le tableau suivant :

Tableau VII. 17 : Effort de précontrainte P.

Phase	Nombre des câbles	Pourcentage mis en tension	ΔP	P1	P2
Phase 1	3	50	4.04	3.52	3.32
Phase 2	3	100	8.07	6.82	6.30
Phase 3	3	100	11.88	6.60	5.98
Phase 4	3	100	23.28	5.95	5.00

VII.7.4.2. Justification des contraintes normales :

On vérifie que la contrainte normale σ_y est comprise entre les contraintes limites $\bar{\sigma}_{bc}$ et $\bar{\sigma}_{bt}$, c'est-à-dire : $\bar{\sigma}_{bt} \leq \sigma_y \leq \bar{\sigma}_{bc}$

Nous avons :

$$\sigma_y = \frac{P}{B_{nette}} + \frac{Pe_0 - M}{I_n} y$$

Avec :

P : effort de précontrainte.

B_{nette} : Surface nette de la section considérée.

I_n : Inertie nette de la section considérée.

e₀ : Excentricité du câble moyen de précontrainte.

M : Moment fléchissant extérieur.

y : Les distances de son centre de gravité aux fibres extrêmes.

Les résultats obtenus sont mentionnés ci-dessous :

Tableau VII. 18 : Vérification des contraintes normales.

		Phase 1				Phase 2			
		x = 0.5	x = L/4	x = 3L/8	x = L/2	x = 0.5	x = L/4	x = 3L/8	x = L/2
e ₀ (m)		-0.10	0.41	0.56	0.61	-0.10	0.41	0.56	0.61
M _{ELS} (MN.m)		0.00	1.93	2.17	2.19	0.00	1.93	2.17	2.19
σ _{Max} (MPa)	σ _{sup}	4.74	7.98	6.78	6.14	9.17	7.80	4.46	3.12
	σ _{inf}	2.22	3.81	8.38	5.80	4.28	15.64	19.34	20.84
σ _{Min} (MPa)	σ _{sup}	4.47	7.99	6.93	6.32	8.48	7.83	4.83	3.59
	σ _{inf}	2.09	3.09	7.51	4.88	3.96	13.79	17.11	18.48
		Phase 3				Phase 4			
		x = 0.5	x = L/4	x = 3L/8	x = L/2	x = 0.5	x = L/4	x = 3L/8	x = L/2
e ₀ (m)		0.17	0.80	0.94	0.99	0.17	0.80	0.94	0.99
M _{ELS} (MN.m)		1.27	3.63	4.10	4.14	2.15	5.89	6.60	6.65
σ _{Max} (MPa)	σ _{sup}	4.81	3.73	2.86	2.39	5.91	7.67	7.38	7.01
	σ _{inf}	4.24	11.50	13.19	14.11	1.47	2.10	2.64	3.36
σ _{Min} (MPa)	σ _{sup}	4.54	6.95	6.92	2.82	8.75	11.53	11.16	7.65
	σ _{inf}	3.56	9.33	10.71	11.52	0.43	-1.21	-1.14	-0.58

❖ **Conclusion :**

La condition de vérification est vérifiée dans toutes les phases de construction et d'exploitation et pour les quatre différentes sections de la poutre.

VII.7.4.3. Justification des contraintes tangentielles :

Le but de cette justification est de vérifier que les effets d'un effort tranchant cumulé aux effets du moment fléchissant et de l'effort normal ne compromettent pas la sécurité de l'ouvrage ; on doit vérifier pour cela les inégalités suivantes :

$$\tau^2 - \sigma_x \sigma_t \leq 0,4 f_{tj} \times \left[f_{tj} + \frac{2}{3} (\sigma_x + \sigma_t) \right] = \bar{\tau}_1$$

Et

$$\tau^2 - \sigma_x \sigma_t \leq 2 \frac{f_{tj}}{f_{cj}} \times [0,6 f_{cj} - \sigma_x - \sigma_t] \times \left[f_{tj} + \frac{2}{3} (\sigma_x + \sigma_t) \right] = \bar{\tau}_2$$

Avec :

τ : Contrainte tangentielle.

σ_x : Contrainte normale.

- Si $\sigma_x < 0$, $4 f_{cj}$ on aura $\bar{\tau}_1 < \bar{\tau}_2$, on devra alors vérifier uniquement que $\tau < \bar{\tau}_1$.

N.B : En absence des armatures transversales de précontrainte $\sigma_t = 0$.

Détermination de la contrainte normale :

La contrainte normale est donnée par la formule suivante :

$$\sigma_x = \sigma + \frac{F_t}{b_n S_n} \times \frac{\cos \alpha_i}{\tan \alpha_i}$$

Avec :

F_t : force de traction unitaire.

S_n : Moment statique nette par rapport à l'axe horizontal passant par le centre de gravité de la section située au-dessus de l'axe neutre.

b_n : Largeur nette de la section.

- Due à l'absence des armatures transversales de précontrainte :

$$\sigma_x = \sigma = \frac{P}{B_{nette}}$$

Tel que :

P : Effort de précontrainte ; $P = \sum P_i \cos \alpha_i$

Détermination de la contrainte tangentielle :

La contrainte tangentielle est donnée par la formule suivante :

$$\tau = \tau_{réd} - \frac{F_t}{b_n S_t} \times \cos \alpha_i$$

Il n'y a pas des armatures transversales de précontrainte donc :

$$\tau = \tau_{réd} = \frac{V_{réd} \times S_n}{I_n \times b_n}$$

Avec :

$V_{réd}$: Effort tranchant réduit ; $V_{réd} = V_{ser} - \sum P_i \sin \alpha_i$.

I_n : Moment d'inertie net de la section.

Les résultats obtenus sont mentionnés dans les tableaux ci-dessous :

Tableau VII. 19 : Vérification des contraintes tangentielles a l'ELS.

		$P_i \cos \alpha_i$	$P_i \sin \alpha_i$	$B_{nette} (m^2)$	1.44
P1 (MN)	1.83	1.82	0.11	σ_x (MPa)	3.79
P2 (MN)	1.83	1.82	0.16	V_{ser} (MN)	0.90
P3 (MN)	1.83	1.81	0.20	V_{red} (MN)	0.43
Somme		5.45	0.47	S_n (m ³)	0.43
				I_n (m ⁴)	0.48
				b_n (m)	0.52
τ (MPa)				$\bar{\tau}_1$ (MPa)	
0.75				2.38	

On constate que $\tau = 0.75 \text{ MPa} < \bar{\tau}_1 = 2.38 \text{ MPa}$, donc les contraintes tangentielles sont bien vérifiées.

VII.7.5. Ferrailage passif :

La précontrainte, même en **classe I** ou **II** ne dispense pas de disposer de armatures passives. Le ferrailage passif des poutres précontraintes se compose :

- **D'armatures de peau longitudinales et transversales**, dont le rôle consiste essentiellement à limiter les fissurations susceptibles de se produire avant mise en précontrainte sous l'action de phénomènes tels que retrait différentiel et gradients thermiques.
- **D'un ferrailage longitudinal des zones tendues**, qui s'apparente à une condition de non fragilité.
- **D'un ferrailage transversal** calculé à l'effort tranchant.

Le présent titre traite des deux premiers types d'armatures. Un titre particulier sera consacré au dernier.

VII.7.5.1 Armatures de peau :

- **Armature longitudinale :**

Dans le sens longitudinal, la section minimale d'armatures à mettre en place est de 3cm² par mètre de parement mesuré perpendiculairement à leur direction, sans pouvoir être inférieure a 0,1% de la section brute de la poutre.

$$A_l = \max \left\{ \begin{array}{l} 3\text{cm}^2/\text{ml} \times \Omega \\ 0.1\% \times B \end{array} \right. \rightarrow A_l = 6.05 \text{ cm}^2$$

Soit **6 HA12** ($A_s = 6.78 \text{ cm}^2$)

- **Armature transversale :**

Dans le sens transversal, la section minimale à mettre en place est de 2cm² par mètre de parement mesuré perpendiculairement à leur direction.

On disposera d'un cadre **HA12/ml**.

VII.7.5.2. Armature longitudinale des zones tendues :

Dans les parties de la section où le béton est tendu, il est nécessaire de disposer une section d'armatures minimale A_s égale à :

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

Où :

B_t : désigne l'aire de la partie du béton tendu.

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

N_{Bt} : Effort résultant équivalent aux conditions de traction exercés sur B_t .

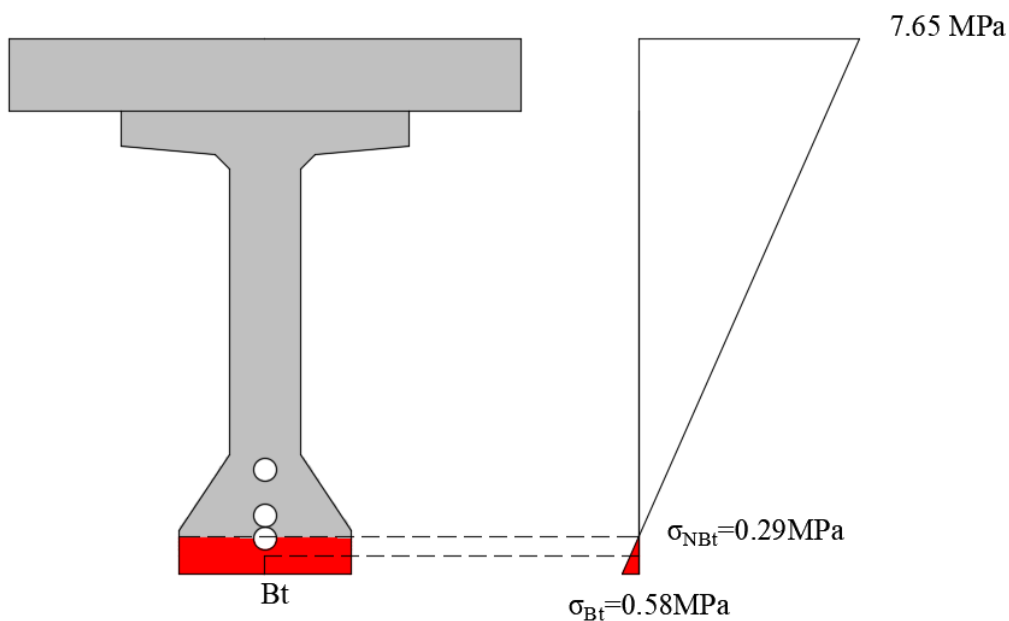


Figure VII. 6 : Diagramme des contraintes pour la zone la plus tendue.

Tableau VII. 20 : Paramètres de calcul des armatures longitudinales des zones tendues.

B_t (m ²)	0.0736
σ_{Bt} (MPa)	0.58
σ_{NBt} (MPa)	0.29
N_{Bt} (MN)	0.0213

On aura : $A_s = 2.71\text{cm}^2$.

❖ Conclusion :

On prend **4 HA 10** ($A_s = 3.14\text{ cm}^2$) avec un espacement de 20 cm.

VII.7.6. Justification de la poutre a l'ELU :

Les justifications des éléments d'une poutre vis-à-vis de l'état-limite ultime consistent à vérifier :

- ✓ La non rupture des armatures transversales.
- ✓ Le non écrasement des bielles de béton.

VII.7.6.1. Vérification à la non rupture des armatures transversales :

La première étape consiste à déterminer l'angle β_u que forment les bielles de béton avec la fibre moyenne de la poutre, il est donné par :

$$\tan 2\beta_u = \frac{2\tau_u}{\sigma_x - \sigma_y}$$

Avec :

$$\beta_u \geq 30^\circ$$

σ_x, σ_y : Contraintes normales au niveau de G; $\sigma_y = 0$

τ_u : Contrainte tangentielle ultime ;

$$\tau_u = \frac{V_{u \text{ réd}} \times S_n}{I_n \times b_n}$$

Les résultats sont donnés ci-dessous :

Tableau VII. 21 : Détermination de l'angle β_u .

V_{ult}	1.22	B_n	1.44
$V_{u \text{ réd}}$	0.75	σ_x	3.79
S_t	0.43	τ_u	1.30
I_n	0.48	β_u	17.29
b_n	0.52	On prend : $\beta_u=30^\circ$	

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

$$\frac{A_t \times f_e}{b_n \times s_t \times \gamma_s} \geq \left[\tau_u - \frac{f_{tj}}{3} \right] \times \tan \beta_u$$

Avec :

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

f_e : Limite d'élasticité de l'acier.

$\gamma_s = 1.15$, pour les justifications vis-à-vis des combinaisons fondamentales.

Application numérique :

$$\frac{A_t}{s_t} \geq 2.79 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Section minimale d'armature transversale :

$$\frac{A_t \times f_e}{b_n \times s_t \times \gamma_s} \geq 0.4 \text{ MPa} \rightarrow \frac{A_t}{s_t} \geq 4.784 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Nous retiendrons donc un **cadre HA 12** ($A_t = 2,26 \text{ cm}^2$) avec un espacement constant **St** égal à :

$$S_t \leq \frac{2.26}{0.04748} = 47.60 \rightarrow S_t = 40\text{cm}$$

VII.7.6.2. Vérification au non écrasement des bielles de béton :

La justification concernant le béton consiste à vérifier que la contrainte de compression des bielles de béton demeure inférieure à la contrainte ultime du béton.

Cette vérification se traduit par le fait que la contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = 1.3 \text{ MPa} \leq \frac{f_{c28}}{6} = 5.83 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

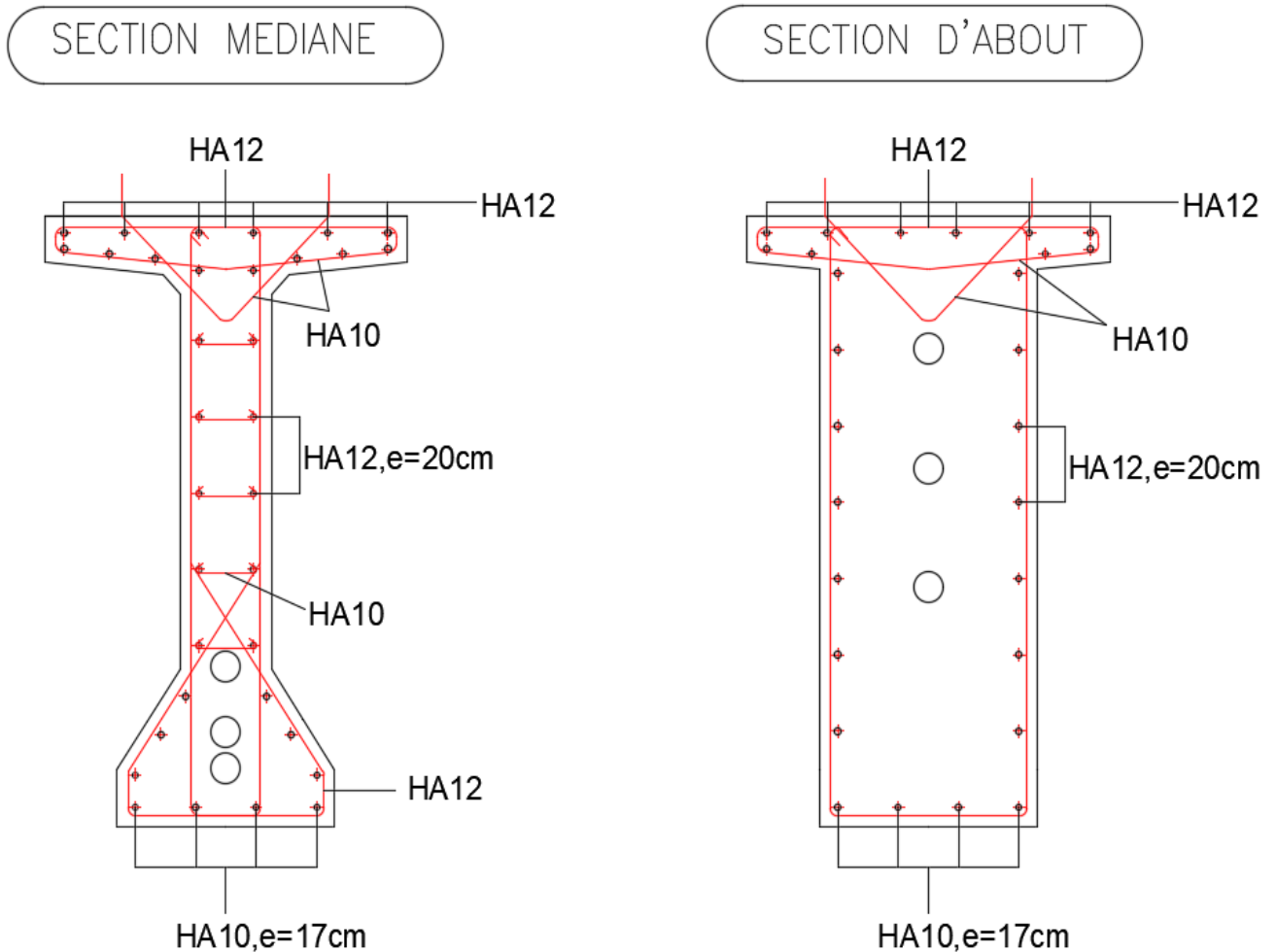


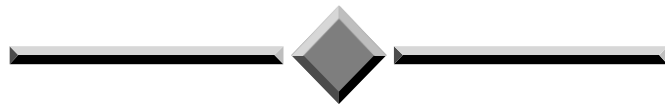
Figure VII. 7 : Schéma général du ferrailage de la poutre.

VII.8. Conclusion :

Lors de l'étude de la précontrainte nous avons déterminé le câblage, et vérifié qu'il satisfait la vérification des contraintes tant sur les sections courantes que sur les sections particulières. Le dimensionnement des câbles, doit équilibrer les efforts insupportables par le béton armé seul pour toutes les phases sans créer un excès de compression.

Dans le chapitre suivant nous allons traiter le dimensionnement de la dalle qui permet le placement des équipements sur le tablier.

CHAPITRE VIII : ETUDE DE LE HOURDIS



Chapitre VIII Etude de le hourdis

VIII.1. Introduction :

Dans ce chapitre, on va commencer d'abord par l'étude des de le hourdis et les entretoises d'extrémité, ainsi que par l'évaluation des flèches et contre flèches.

VIII.2. Etude de le hourdis :

Le hourdis est une dalle en béton armé, qui sert de couverture pour le pont. Cette couche est destinée à recevoir la couche de roulement (revêtement, chape d'étanchéité), les surcharges et à transmettre ces derniers aux poutres. Il assure la répartition transversale des efforts dans le tablier

VIII.2.1. Ferrailage transversal :

Ce type de ferrailage est calculé par rapport au moment fléchissant transversal lorsqu'une charge répartie, partiellement répartie ou ponctuelle est appliquée. La présence de poutres sous la dalle conduit à découper celle-ci en plusieurs panneaux d'une largeur unitaire de 1 m ; ce type de flexion se produit dans une seule direction.

Le dimensionnement des armatures se fait comme suit [BAEL] :

M_{ser} : Moment max obtenu à l'ELS.

$$\overline{M}_1 = \frac{1}{2} \times b \times \overline{\sigma}_{bc} \times x \times Z$$

Lorsque $M_{ser} < \overline{M}_1$ la section d'acier est donnée par :

$$A_s = \frac{M_{ser}}{Z \times \overline{\sigma}_{st}}$$

Avec :

$$Z = d - \frac{x}{3} \quad ; \quad x = \frac{15 \overline{\sigma}_{bc}}{15 \overline{\sigma}_{bc} + \overline{\sigma}_{st}} \times d$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0,6 \times 35 = 21 \text{ MPa}$$

Fissuration préjudiciable:

$$\overline{\sigma}_{st} = \text{Min} \left[\frac{2}{3} f_e ; \text{Max} \left[0.5 f_e ; 110 \sqrt{nf_{tj}} \right] \right]$$

n : Coefficient de fissuration, qui vaut 1,6 pour les armatures à haute adhérence, sauf le cas des fils de diamètre inférieur à 6 mm pour lesquels on prend 1,3 donc :

$$\overline{\sigma}_{st} = \text{Min} [333.33, \text{Max}[250 ; 228.63]] = 250 \text{ MPa}$$

- La section d'acier minimale (condition de non fragilité) est donnée par :

$$A_s = 0.23b \times d \times \frac{f_{tj}}{f_e}$$

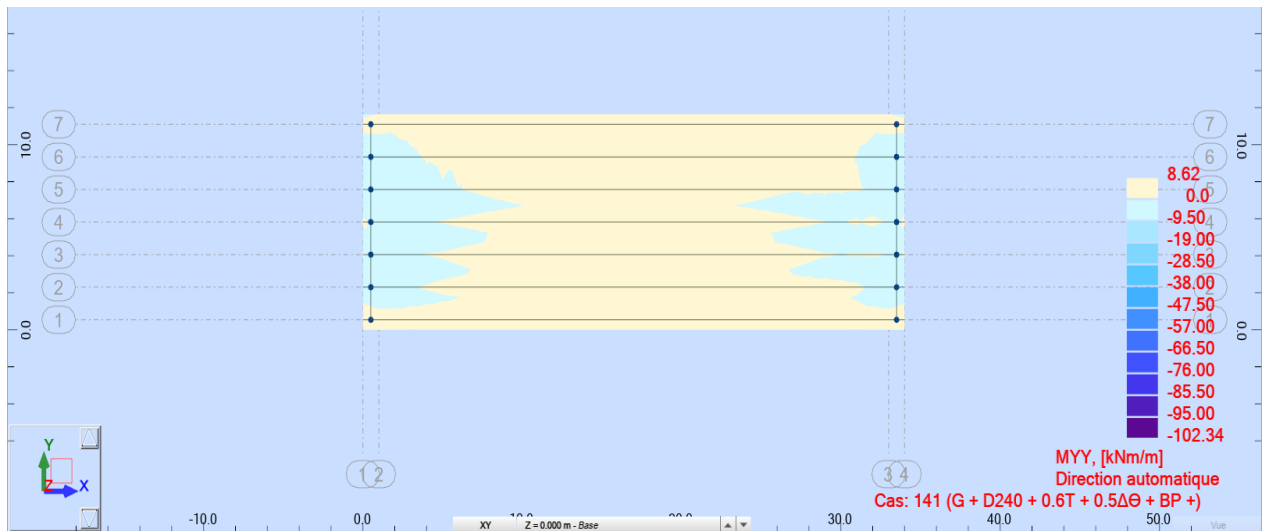


Figure VIII. 1 : Moment fléchissant MYY de la dalle pour la combinaison G+D240+0.6T+0.5ΔΘ.

Les résultats obtenus sont mentionnés dans le tableau suivant :

Tableau VIII. 1 : Dimensionnement des armatures transversales à l'ELS.

	Sur appui	En travée
M_{ser} (MN. m)	0.0095	0.102
x (m)	0.125	0.125
z (m)	0.183	0.183
\bar{M}_1 (MN. m)	0.241	0.241
$A_{s\ min}$ (cm ²)	2.79	2.79
A_s (cm ²)	2.07	22.27

Les sections d'acier retenues sont :

Tableau VIII. 2 : Choix des armatures transversales à l'ELS.

	Section d'acier	Choix des barres
Nappe supérieure :	2.79 (cm ²)	5 * HA 10/ml (3.93 cm ²)
Nappe inférieure :	22.27 (cm ²)	5 * HA 25/ml (24.54 cm ²)

VIII.2.2. Ferrailage longitudinal :

Ce type de ferrailage est calculé par rapport au moment fléchissant longitudinal.



Figure VIII. 2 : Moment fléchissant MXX de la dalle pour la combinaison G+D240+0.6T+0.5ΔΘ.

En suivant la même approche décrite ci-dessus, nous obtenons les résultats suivants :

Tableau VIII. 3 : Dimensionnement des armatures longitudinales à l'ELS.

	Sur appui	En travée
M_{ser} (MN. m)	0.014	0.035
x (m)	0.125	0.125
z (m)	0.183	0.183
\overline{M}_1 (MN. m)	0.241	0.241
$A_{s\ min}$ (cm ²)	2.79	2.79
A_s (cm ²)	3.08	7.62

Les sections d'acier retenues sont :

Tableau VIII. 4 : Choix des armatures longitudinales à l'ELS.

	Section d'acier	Choix des barres
Nappe supérieure :	3.08 (cm ²)	5 * HA 10/ml (3.93 cm ²)
Nappe inférieure :	7.62 (cm ²)	5 * HA 14/ml (7.70 cm ²)

VIII.2.3. Justification vis-à-vis de l'E.L.S de durabilité :

Il s'agit essentiellement de vérifier :

- ✓ La compression dans le béton : $\sigma_{bc} \leq 0.6 f_{cj}$;
- ✓ La traction dans les armatures : $\sigma_{st} \leq \max [0.5f_e ; 110\sqrt{nf_{tj}}]$.
- ✓

Calcul des contraintes :

- ❖ **Détermination de l'axe de neutre :**

On détermine d'abord l'axe neutre (calcul de X) de la section par la résolution de l'équation suivante :

$$S'_b + nA'_s(X - c') - nA_s(d - X) = 0$$

Avec :

$n = 15$: coefficient d'équivalence.

S'_b : Mt statique de l'aire B' par rapport à l'A.N ;

➤ Pour une section rectangulaire : $S'_b = \frac{bX^2}{2}$

Après avoir résolu l'équation :

$$X = 0.092 \text{ m}$$

❖ **Déterminons le Mt d'inertie de la section totale homogène réduite :**

$$I_1 = \frac{bX^3}{3} + nA'_s(X - c')^2 - nA_s(d - X)^2 \rightarrow I_1 = 8.586 \times 10^4 \text{ cm}^4$$

❖ **Déterminons les contraintes :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I_1} \times X ; \sigma_{st} = n \times \frac{M_{ser}}{I_1} \times (d - X)$$

Application numérique : $\sigma_{bc} = 10.954 \text{ MPa}$; $\sigma_{st} = 236.622 \text{ MPa}$

Enfin, on compare ces dernières aux contraintes admissibles :

$\sigma_{bc} \text{ (MPa)}$	$\bar{\sigma}_{bc} \text{ (MPa)}$	Commentaire
10.954	21	Vérifié
$\sigma_{st} \text{ (MPa)}$	$\bar{\sigma}_{st} \text{ (MPa)}$	Commentaire
236.622	250.00	Vérifié

VIII.2.4. Dispositions constructives :

VIII.2.4.1. Diamètre maximal des armatures :

Pour que la liaison des armatures et le béton de la dalle soit correct, les armatures doivent avoir un diamètre :

$$\Phi \leq \frac{h}{10} = 25 \text{ mm} \rightarrow \text{Vérifié.}$$

VIII.2.4.2. Espacements minimaux :

Pour le cas où la fissuration est jugée préjudiciable :

$$S_{tx} \text{ et } S_{ty} \leq \text{Min} \left\{ \begin{array}{l} 2h_0 \\ 25 \text{ cm} \end{array} \right. = 25 \text{ cm et } \Phi \geq 6 \text{ mm sens } l_x$$

$S_{tx} = 25 \text{ cm} \leq 25 \text{ cm} \rightarrow \text{Vérifié.}$

$$S_{ty} = 25 \text{ cm} \leq 25 \text{ cm} \rightarrow \text{Vérifié.}$$

$$\Phi_{min} (\text{sens } l_x) = 10 \text{ mm} \geq 6 \text{ mm} \rightarrow \text{Vérifié.}$$

VIII.3. Flèches et contre flèches :

Sous l'effet des sollicitations auxquelles elle est soumise, une poutre subit des déformations. Il est nécessaire d'évaluer les valeurs de ces déformations pour le dimensionnement du joint de chaussée et d'appareils d'appui, En outre on doit vérifier que ces déformations restent sous une valeur limite admissible.

On utilise **Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2023** pour la détermination des différentes flèches.

VIII.3.1 Flèche due au poids propre :

On note que dans ce qui suit les flèches sont comptées positivement vers le bas et négativement vers le haut.

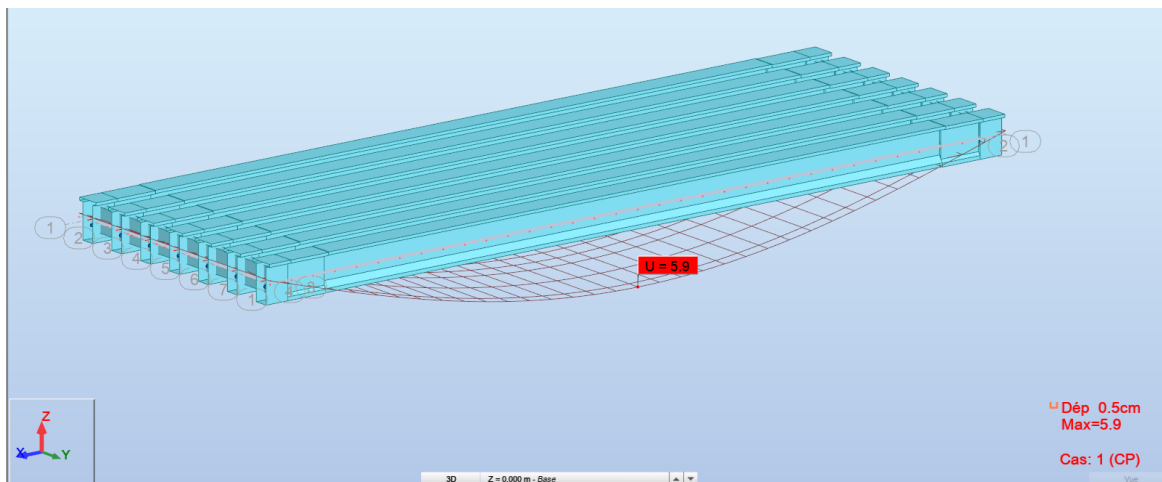


Figure VIII. 3 : Flèche max de la poutre à ELS.

D'après ce diagramme on constate que la flèche maximale de la poutre due au poids propre est $f_G = 5.9 \text{ cm}$.

VIII.3.2 Contre flèche due à la précontrainte :

La précontrainte a été modéliser à l'aide du logiciel Robot, l'effort de tension est de 5 MN, ce qui correspond à la valeur de tension d'un câble moyen en phase de service.

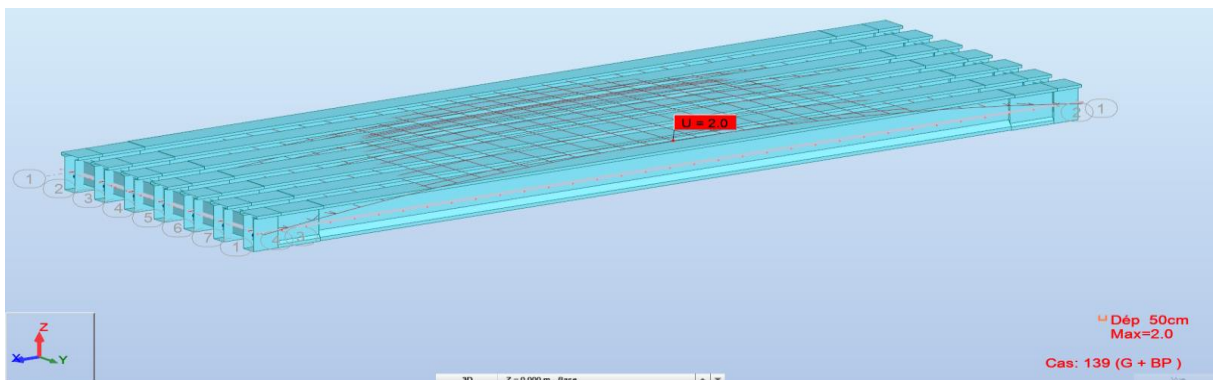


Figure VIII. 4 : Contre flèche max de la poutre due à la mise en tension de la précontrainte.

La contre flèche maximale de la poutre due la mise en tension des câbles de précontraintes $f_p = -2 \text{ cm}$.

VIII.3.3 Flèche due à la construction :

La contre flèche de précontrainte est nettement supérieure à la flèche du poids propre de la poutre. Afin de remédier à ce problème, on adopte pour le fond du coffrage une flèche dite flèche de construction vers le bas dont la valeur est :

$$f_c = \frac{3}{4} (|f_p| - f_G) = \frac{3}{4} (2 - 5.9) = - - 2.925 \text{ cm}$$

VIII.3.4 Flèche due à la surcharge D₂₄₀ :

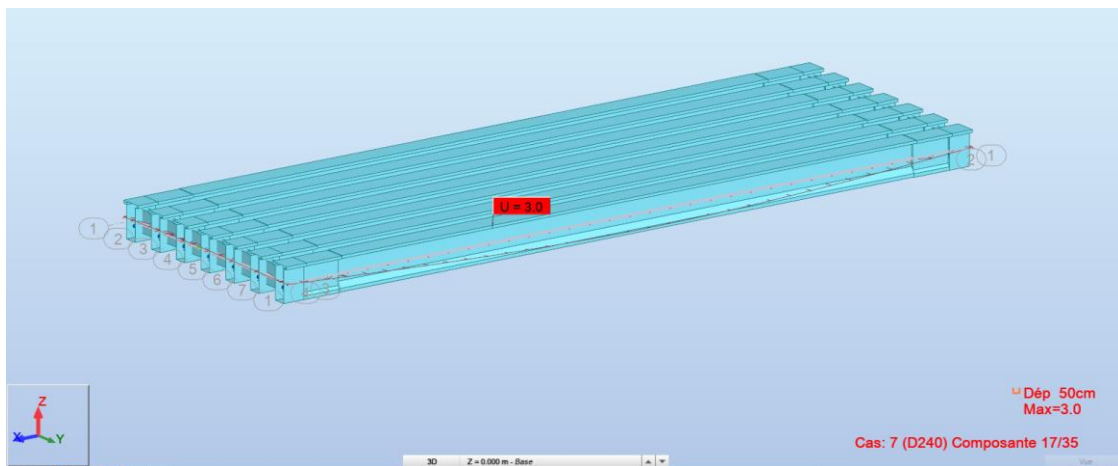


Figure VIII. 5 : Flèche due à la surcharge D₂₄₀.

VIII.3.5 Flèche totale :

Sans charge :

$$f = f_G + f_c + f_p = 5.9 - 2 - 2.925 = 0.975 \text{ cm} \leq \frac{l}{500} = 6.8 \text{ cm}$$

En charge :

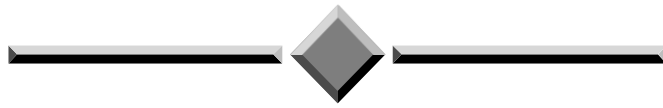
$$f = f_G + f_c + f_p + f_{D240} = 5.9 - 2 - 2.925 + 3 = 3.975 \text{ cm} \leq 11.33 \text{ cm}$$

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

VIII.4. Conclusion :

Dans ce chapitre, nous avons dimensionné et vérifié le hourdis du pont, nous avons également calculé la flèche totale du tablier et nous nous sommes assurés qu'elle était vérifiée. Dans le chapitre suivant nous étudierons les équipements du pont.

CHAPITRE IX : ETUDE SISMIQUE



Chapitre IX Etude sismique

IX.1. Introduction :

Les premières exigences, lors de la conception d'un pont, sont données par les normes de construction dans le cas de situations non sismiques. A celles-ci, viennent s'ajouter des normes exigées par le « RPOA » et ayant directement attrait à la construction de ponts en zone sismique.

La prise en compte du risque sismique est désormais obligatoire pour l'élaboration des projets d'ouvrages d'art.

IX.2. Classification de pont :

Les ponts d'autoroutes, routes express et voies à grande circulation ainsi comme liaisons assurant la continuité du réseau autoroutier sont classés dans le groupe 2.

Tableau IX. 1 : Classification de pont.

GROUP DE PONT	IMPORTANCE
Groupe 1	Pont stratégique
Groupe 2	Pont Important
Groupe 3	Pont d'importance moyenne

IX.3. Définition de l'action sismiques :

IX.3.1. Critères de classification:

Ce titre présente un ensemble de classifications nécessaires à la définition de la situation sismique de l'ouvrage étudié et constituent un préalable indispensable pour le choix du modèle, de la méthode de calcul et des paramètres à utiliser.

IX.3.1.1. Classification de zones sismique :

Le territoire national est divisé en cinq zones de sismicité croissante:

Tableau IX. 2 : Niveau de sismicité.

ZONE SISMIQUE	NIVEAU DE SISMICITE
Zone 0	Négligeable
Zone I	Faible
Zone IIa	Moyenne
Zone IIb	Élevée
Zone III	Très élevée

Notre ouvrage est situé dans la wilaya de Chlef, d'après la carte de zonage sismique de l'Algérie, le site étudié est classé en zone de sismicité III (zone de sismicité élevée).

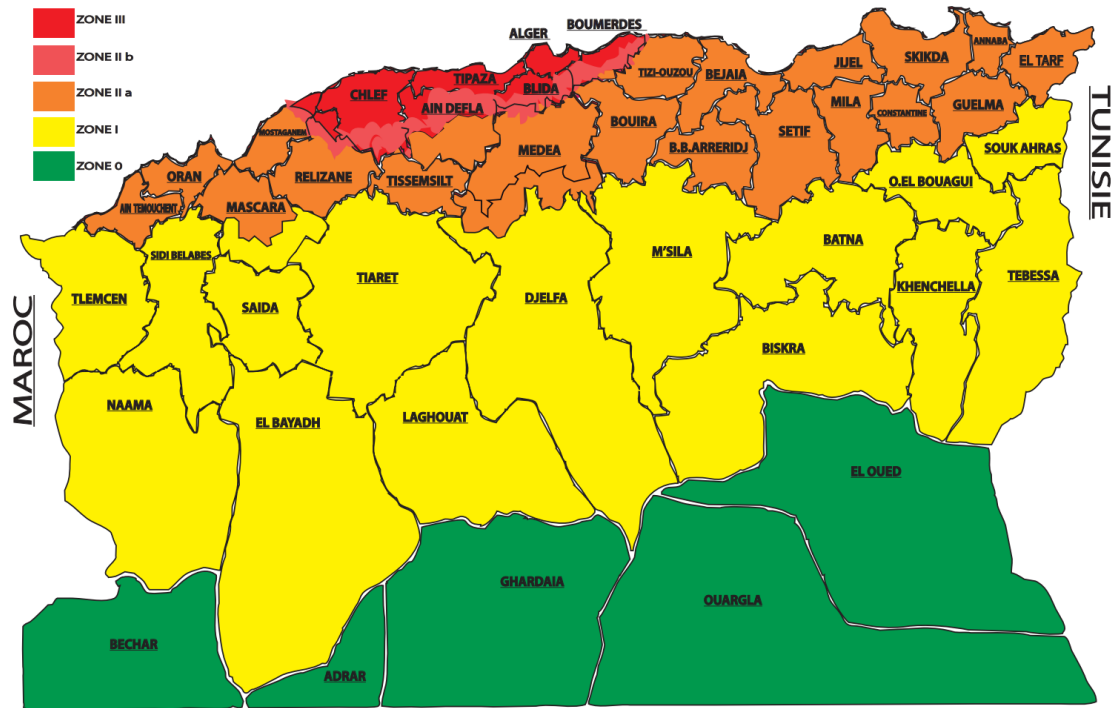


Figure IX. 1 : Carte de zonage sismique de l'Algérie.

IX.3.1.2. Coefficient d'accélération de zone :

Le coefficient d'accélération de la zone à prendre en compte est $A=0.30$.

Tableau IX. 3 : Coefficient d'accélération de zone A.

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

IX.3.1.3. Classification de site :

D'une façon générale, le site sera de la catégorie S3.

Tableau IX. 4 : Classification de site.

CATEGORIE	NIVEAU DE SISMICITE
S1	Site rocheux
S2	Site ferme
S3	Site meuble
S4	Site très meuble

IX.3.2. Spectre de réponse élastique :

Pour les ouvrages du type pont-à-poutres avec des appareils d'appui en élastomère le spectre de réponse élastique constitue généralement la donnée de base pour le calcul sismique.

IX.3.2.1. Composante horizontale :

Le spectre de réponse élastique (Sae) pour les deux composantes horizontales est donné en fonction de la période élastique (T) et du taux d'amortissement (ξ) de l'ouvrage par :

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

g : accélération de la pesanteur (=9.81m/s²).

T_1, T_2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site.

S : coefficient de site.

A : coefficient d'accélération de zone (=0.30).

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

ξ : taux d'amortissement (en %). Béton armé : 5%.

Tableau IX. 5 : Valeurs 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

IX.3.2.2. Composante verticale :

Le spectre de réponse élastique pour la composante verticale est donné en fonction de la période élastique (T) et du taux d'amortissement (ξ) de l'ouvrage par :

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

α : coefficient qui tient en compte e l'importance de la composante verticale en zone de forte sismicité.

$\alpha=0.70$ pour les zones sismiques I, IIa et IIb et $\alpha=1.00$ pour la zone sismique III.

Tableau IX. 6 : Valeurs de T1 et T2 pour la composante verticale.

Site	S1	S2	S3	S4
T1	0,15	0,15	0,20	0,20
T2	0,30	0,40	0,40	0,40

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

IX.4. Prédimensionnement d'appareil d'appui :

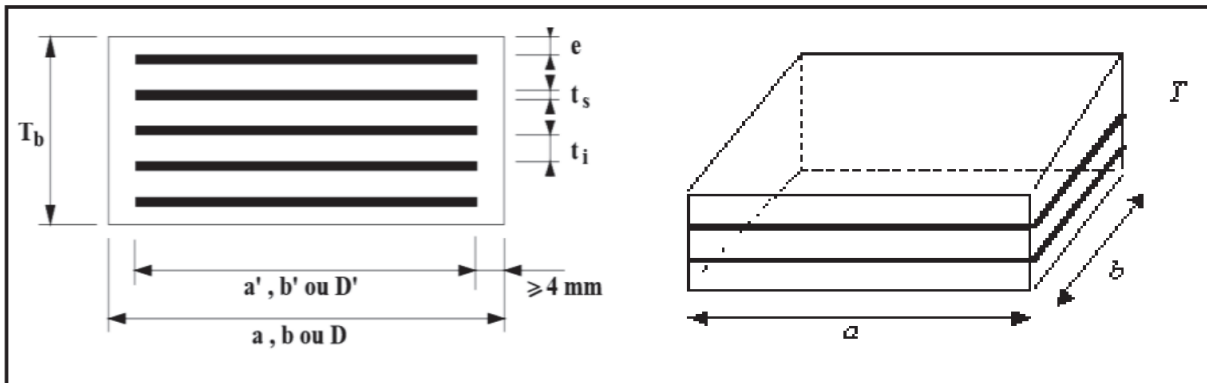


Figure IX. 2 : Dimensions de l'appareil d'appui.

Selon la norme **NF-EN-1337-3**, le calcul des appareils d'appui se fait uniquement à l'Etat Limite Ultime.

X.4.1. Aire de l'appareil d'appui :

$$\sigma_m = \frac{R_{max}}{a \times b} \leq 20MPa$$

Avec :

a : Coté parallèle à l'axe longitudinal de l'ouvrage

b : Coté perpendiculaire à l'axe longitudinal de l'ouvrage

R_{max} : Réaction d'appui maximale à L'ELU ;

$$R_{max} = 1.436 MN (1.35 G + 1.35 D240 + 0.9 W)$$

$$a \times b \geq 718.155 \text{ cm}^2 \rightarrow a \times b = (40 \times 50) \text{ cm}^2$$

X.4.2. Epaisseur de l'appareil d'appui T :

Condition de non flambement :

$$\frac{a}{10} \leq t \leq \frac{a}{5} \rightarrow 50 \text{ mm} \leq t \leq 100 \text{ mm}$$

a : est le grand côté de l'élastomère.

On prend $t_q = 80 \text{ mm}$.

X.4.3 Dimensionnement des frettes :

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

$$\begin{cases} t_s > \frac{a \times \sigma_m}{\beta \times \sigma_e} \\ t_s > 2 \text{ mm} \end{cases}$$

Tel que :

$$\beta = \frac{a \times b}{2 \times G \times (a + b)} ; \sigma_e = 235 \text{ kg/mm}^2$$

Application numérique :

$$\sigma_m = 7.18 \text{ MPa} ; \beta = 12.35 \rightarrow t_s > 0.99 \text{ mm}$$

D'ou $t_s = 2 \text{ mm}$.

On prend :

- Feuillet d'élastomère : $t_i = 10 \text{ mm}$
- Frettes métalliques de : $t_s = 2 \text{ mm}$
- Enrobage des chants : 4 mm
- Enrobage extérieur : 5 mm

Tableau IX. 7 : Dimensions de l'appareil d'appui.

Dimensions	Valeur (mm)
a	400
b	500
t_i	10
t_s	2
n	7
e	5
t_q	80
T_b	96

IX.5. Analyse monomodale spectrale :

De manière générale, l'analyse d'un pont se fait par la méthode spectrale monomodale (mode fondamental) ou par la méthode du spectre de réponse (analyse dynamique linéaire).

Pour notre cas, la méthode appliquée c'est la méthode spectrale monomodale (mode fondamental).

IX.5.1. Condition d'application :

Elle s'applique aux ponts remplissant les critères suivants simultanément :

❖ Critère n°01 :

La masse modale (Masse totale mise en mouvement par le mode fondamental) doit être supérieure à 70% de la masse totale de la structure, y compris la masse des appuis en élévation (fût et chevêtre).

Autrement dit, la masse des piles M_p doit être inférieure à 43% de la masse totale $M_T = G + \alpha Q$ ($Q = 0$ car notre ouvrage n'est pas un pont urbain) :

$$M_p = M_{chevêtre} + M_{pile} < 0.43 M_T = 0.43 (G \times Nb. travées)$$

$$M_p = 3552.34 \text{ kN} < 0.43 M_T = 9888.03 \text{ kN (Condition vérifiée).}$$

❖ Critère n°02 :

Le biais (Angle de l'axe du tablier avec l'axe de ses appuis) est supérieur à 70 grades et les raideurs longitudinale et transversale totales des appuis) ne variant pas de plus de 10% par rapport aux valeurs calculées sans biais.

Le biais de pont (71 grades) est supérieur à 70 grades (Condition vérifiée).

❖ Critère n°03 :

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

L'ouvrage étudié ne présente pas de courbure, donc pas de vérification vis-à-vis de cette condition.

❖ Critère n°04 :

La symétrie transversale c'est à dire la distance entre le centre de masse du tablier et le centre élastique des appuis (excentricité théorique e_o) n'excède pas 5% de la distance entre appuis extrêmes pour l'étude du séisme transversal.

N.B : La variation des raideurs avec et sans biais et la symétrie transversal seront vérifiées après le calcul de la rigidité.

IX.5.2. Evaluation des raideurs :

En utilisant les caractéristiques de l'infrastructure, la raideur du système est donnée par :

$$K_{App} = \frac{1}{\frac{1}{K_{pile}} + \frac{1}{K_{A-App}}}$$

Avec :

$$\text{Sens longitudinal : } K_{pile} = n \times \frac{3.E.I_l}{h^3}$$

$$\text{Sens transversal : } K_{pile} = n \times \frac{3.E.I_t}{h^3}$$

$$K_{A-App} = G \times \frac{a \times b}{T}$$

n : Nombre de fûts composant la pile ; **n = 03**

E : Module de déformation instantanée du béton ; **E = 33000 MPa**

I_l : Moment d'inertie longitudinale d'un seul fût ; **I_l = π × D⁴/64**

I_t : Moment d'inertie transversale de la pile (**Théorème de Huygens**).

h : hauteur des fûts ;

G : Module de cisaillement de l'appareil d'appui égal à **1,2 MPa** en cas dynamique ;

a, b, T : Sont respectivement les dimensions en plan, et l'épaisseur de l'élastomère ;

$$a \times b = (400 \times 500) \text{ mm}^2 / T = 80 \text{ mm}$$

NB : Les culées sont considérées comme infiniment rigides, la rigidité totale sera égale à la rigidité des appuis (**KA-app**).

Les résultats obtenus sont inscrits dans les deux tableaux ci-dessous :

Tableau IX. 8 : Raideurs dynamiques longitudinales des appuis.

Appui	H(m)	$K_{pile} (MN/m)$	$K_{A-App} (MN/m)$	n_{A-App}	$K_{App} (MN/m)$
C1/C2	/	Inf	3.00	7	21.00
P1	6.60	256.59	3.00	14	36.09
P2	7.60	168.05	3.00	14	33.60

Tableau IX. 9 : Raideurs dynamiques transversales des appuis.

Appui	H(m)	$K_{pile} (MN/m)$	$K_{A-App} (MN/m)$	n_{A-App}	$K_{App} (MN/m)$
C1/C2	/	Inf	3.00	7	21.00
P1	6.60	17082.06	3.00	14	41.90
P2	7.60	11187.45	3.00	14	41.84

❖ **Vérification de la symétrie transversale :**

$$e_0 = |X_m - X_e|$$

$$X_e = \frac{\sum K_i X_i}{\sum K_i} = 50.62m$$

$$X_m = \frac{L}{2} = 51m$$

$$e_0 = |51 - 50.62| = 0.38m < 5\% L = 5.1m \text{ (Condition vérifiée)}$$

❖ **Vérification des raideurs :**

Tableau IX. 10 : Vérification des raideurs.

Raideur	Sans biais (MN/m)	Avec biais (MN/m)	Variation (%)	Note
Longitudinale	69.69	69.69	0	Condition vérifiée
Transversale	125.74	125.77	0.02%	Condition vérifiée

IX.5.3. Séisme longitudinale :

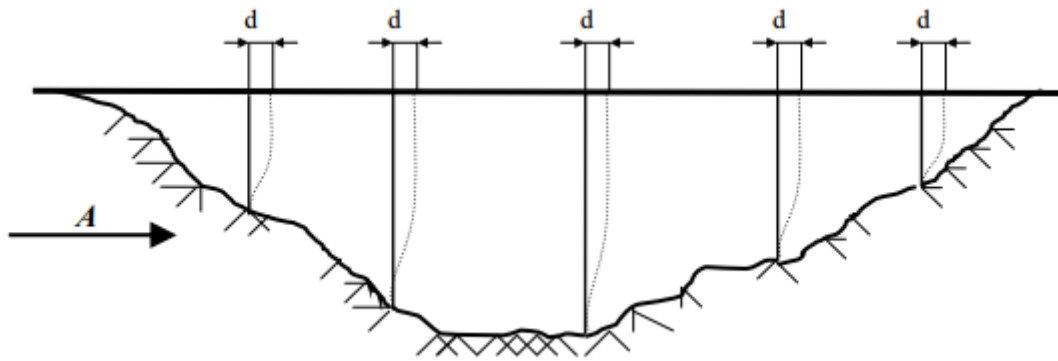


Figure IX. 3 : Séisme longitudinale.

Dans la direction longitudinale des ponts sensiblement rectilignes à tablier continu, la déformation du tablier dans le plan horizontal est négligeable par rapport au déplacement de la tête des piles sous l'effet de l'action sismique.

Les effets sismiques doivent être déterminés en utilisant le modèle à tablier rigide.

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

$$F = M \cdot Sa(T)$$

Où :

M : est la masse effective totale de la structure ; $M = 2344.08 t$

$Sa(T)$: est l'accélération spectrale du spectre de calcul correspondant à la période fondamentale T :

$Sa(T) = Sae(T)$ pour un calcul élastique ($q=1$) ;

$Sa(T) = Sad(T)$ pour un calcul en capacité ($q>1$)

On va utiliser le spectre élastique $Sae(T)$.

T : Période fondamentale de l'ouvrage ;

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{K}{M}}$$

Application numérique :

Nous avons : $T_2 = 0,50 s \leq T = 1,15 s \leq 3,0 s$

Donc :

$$Sae(T) = 2.5 \cdot \eta \cdot A \cdot g \cdot S\left(\frac{T_2}{T}\right) = 3.83 m/s^2$$

Et :

$$F = M \times Sae(T) = 8809.57 kN$$

❖ **Déplacement du tablier par rapport au sol :**

Le déplacement a pour expression:

$$d_{L-Tablier} = \left(\frac{T}{2\pi}\right)^2 \times Sae(T) = 12.88 \text{ cm}$$

La force horizontale F se répartit sur chaque appui (i) au prorata des raideurs :

$$F_{i-L} = \frac{K_{i-L}}{K} \times F$$

Les résultats sont mentionnés ci-dessous :

Tableau IX. 11 : Distribution des forces sismiques longitudinales sur chaque appui.

Appui	$K_{App} (kN/m)$	$K_L (kN/m)$	$F (kN)$	$F_{App} (kN)$
C1/C2	21.00	69.69	8809.6	2654.5
P1	36.09	69.69	8809.6	4562.2
P2	33.60	69.69	8809.6	4247.4

IX.5.4. Séisme transversal :

Selon les caractéristiques particulières du pont, la méthode de calcul monomodale peut être appliquée en utilisant pour le modèle deux approches différentes, à savoir :

- Le modèle à tablier rigide.
- Le modèle à tablier flexible.

Nous avons $\frac{L}{B} = \frac{102}{11.64} = 8.76 > 5 \rightarrow$ *Modèle à tablier flexible.*

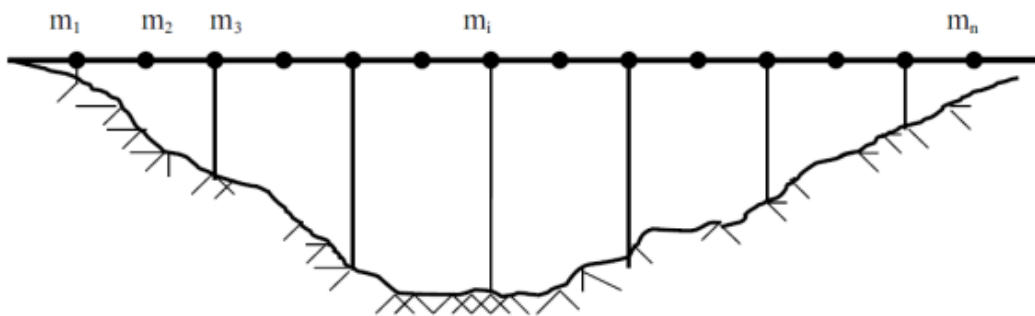


Figure IX. 4 : Séisme Transversale.

Modèle à tablier flexible :

Pour l'évaluation de l'effort sismique transversal on utilise le modèle de la pile indépendante. Dans cette méthode, les effets d'action sismique agissant sur la i^{ème} pile peuvent être évalués de manière approximative en considérant l'action d'une force statique équivalente :

$$F_i = M_i \times Sa(T_i)$$

M_i : est la masse effective attribuée à la pile (masse de la moitié supérieure de la pile augmentée de la masse du tablier afférent à la pile).

T_i : est la période fondamentale de la même pile. $T = 2\pi \sqrt{\frac{M_i}{K_i}}$

Les résultats obtenus sont mentionnés ci-dessous :

Appui	K(kN/m)	M (kg)	T _i (s)	S _a (m/s ²)	F _i (kN)
C1/C2	21.00	384010.00	0.85	5.20	1995.18
P1	41.90	943978.95	0.94	4.68	4418.49
P2	41.84	946187.88	0.94	4.67	4420.80

IX.5.5. Séisme vertical :

Les vibrations verticales du tablier sont complexes. Lorsque le tablier repose simplement sur ses appuis (pas d'encastrement), les réactions d'appui R. peuvent être calculées simplement à l'aide de la relation suivante :

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

Où :

L : est la longueur de la travée principale, et μ est la masse linéique du tablier comprenant les équipements.

a : Il caractérise l'accélération du sol en fonction de la classe de l'ouvrage, de la zone sismique et de la géologie du site du projet :

Le paramètre **b** quantifie la réaction d'appui pour un ouvrage " normalisé ".

Application numérique :

Pour : $a = 5.60$; $b_c = 0.25$ et $b_{p1} = b_{p2} = 0.75$:

$$R_c = 5.60 \times 0.25 \times 22.6 \times 34 = 1075.23 \text{ kN}$$

$$R_{p1} = R_{p2} = 5.60 \times 0.25 \times 22.6 \times 34 = 3225.68 \text{ kN}$$

IX.5.6. Combinaisons des composantes de l'action sismique :

La combinaison des forces sismiques orthogonales est employée pour tenir compte de l'incertitude directionnelle du séisme.

Les effets des différentes composantes du mouvement d'ensemble sont combinés de la manière suivante :

$$E_{long} = E_x \pm 0.3 E_y \pm 0.3 E_z$$

$$E_{trans} = E_y \pm 0.3 E_x \pm 0.3 E_z$$

$$E_{vert} = E_z \pm 0.3 E_x \pm 0.3 E_y$$

Où :

E_x , E_y et E_z sont les effets des actions sismiques dans chacune des directions respectives X, Y et Z.

Les résultats sont mentionnés ci-dessous :

Tableau IX. 12 : Combinaisons des composantes de l'action sismique.

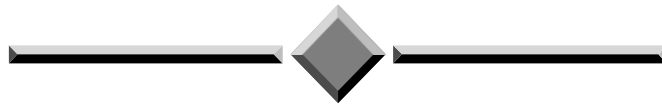
Appui	E1(KN)	E2(KN)	E3(KN)
C1/C2	3575.6	3114.09	2470.12
P1	6855.4	6754.85	5919.89
P2	6541.3	6662.73	5826.14

IX.6. Conclusion :

L'évaluation du risque sismique est une étape cruciale lors de l'analyse d'un ouvrage situé dans une zone sismique.

Les valeurs obtenues dans ce chapitre seront utilisées pour l'étude des équipements du tablier et pour le ferrailage des appuis (piles et culées).

CHAPITRE X : ETUDE DES EQUIPEMENTS



Chapitre X Etude des équipements

X.1. Introduction :

On désigne par équipements l'ensemble de dispositifs de nature et de fonctionnement très divers, dont le but est de rendre un tablier de pont apte à remplir sa fonction.

Les équipements sont caractérisés par une durée de vie donc il faut adopter des dispositions permettant de les réparer facilement ou, plus généralement, de les remplacer dans de bonnes conditions.

X.2. Appareils d'appui :

L'appareil d'appui est placé à la liaison entre la structure et son support, conçu pour transmettre les efforts essentiellement verticaux ou accompagnés d'efforts horizontaux.

les appareils d'appuis en élastomère fretté et les appareils d'appuis à pot présentent la majorité des appareils utilisées pour les ponts.

On a opté pour des appareils d'appuis en élastomère frété qui sont constitués de feuillets d'élastomère avec interposition de tôles d'acier jouant le rôle de frettes car ils présentent plusieurs avantages, notamment leur coût relativement modéré.

En effet, en l'absence de point fixe, et compte tenu de la souplesse qu'ils apportent, le comportement global de l'ouvrage sous séisme d'amplitude modéré est meilleur. Sous fort séisme, ils se déchireront, et leur remplacement sera moins coûteux que s'il s'agit d'appareils à pot.

X.2.2. Evaluation des efforts horizontaux :

X.2.2.1. Actions dynamiques :

❖ Effort de freinage :

Les forces de freinage des systèmes A_l et B_c ont été calculées précédemment au chapitre IV, leurs valeurs égales respectivement à 114,54 kN (2 voies chargée) et 300 kN (un seul camion est supposé freiner).

Surcharge $A(l)$:

La force qui revient à chaque appui est donnée par :

$$H_{Al} = \frac{114.54}{7 \times 2} = 8.2 \text{ kN}$$

Surcharge B_c :

La force qui revient à chaque appui est donnée par :

$$H_{Bc} = \frac{300}{7 \times 2} = 21.43 \text{ kN}$$

❖ Efforts dus au séisme :

Sur la pile :

$$H_{S_{Pile}} = \frac{E1_{max}}{7 \times 2} = 489.67 \text{ kN}$$

Sur la culée :

$$H_{S_{culée}} = \frac{E1_{culée}}{7 \times 2} = 510.80 \text{ kN}$$

X.2.2.2. Actions Statiques :

Sous effet de température :

$$H_T = \frac{G \times a \times b \times d_T}{T} = \frac{0.9 \times 0.4 \times 0.5 \times 0.0049}{0.06} = 11.03 \text{ kN}$$

Sous effet de retrait + fluage :

$$H_{r+f} = \frac{G \times a \times b \times d_{r+f}}{T} = \frac{0.9 \times 0.4 \times 0.5 \times 0.0107}{0.06} = 24.13 \text{ kN}$$

X.2.3 Vérifications du dimensionnement :

Les vérifications à effectuer sous les combinaisons sismiques concernent la résistance de compression, le flambement, la distorsion, et le glissement.

X.2.3.1. Résistance en compression :

On doit vérifier que :

$$\sigma_m = \frac{R_{max}}{a \times b} = 7.18 \text{ MPa} \leq 20 \text{ MPa}$$

X.2.3.2. Sécurité au flambement :

On doit vérifier que :

$$\gamma_s P_u < P_c$$

Avec :

$\gamma_s = 3$: coefficient partiel de sécurité ;

$P_u = 1.44 \text{ MN}$: valeur maximale des charges verticales sous les combinaisons d'état limite ultime ;

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

$$P_c = 4GBS^2 d/h$$

Avec :

B : aire nominale en plan de l'appui ; **B = (40cm × 50cm)**

d : somme d'une épaisseur de frette et d'une épaisseur d'élastomère ; **d = 12mm**

h : hauteur totale de l'appareil d'appui ; **h = 72 mm**

G : module de cisaillement ; **G = 0.9 MPa**

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

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

Application numérique :

$$S = 11.11 ; P_c = 14.81 \text{ MN}$$

$$3 \times 1.44 = 4.32 \text{ MN} < 31.25 \text{ MN (Condition vérifiée)}$$

X.2.3.3. Limitation de la distorsion :

La distorsion δ , rapport du déplacement horizontal à l'épaisseur totale d'élastomère des appareils d'appui doit être limitée aux valeurs suivantes :

$$\delta = \frac{d}{T_d}$$

Pour $p = P_u/P_c \leq 0,25$: $\delta \leq 0.7 + 4(\delta_0 - 0.7)(0.25 - p)$

$$\delta_0 = \frac{c}{h_c}, \text{ borné par } 0.7 < \delta_0 < 2$$

c : diamètre pour un appui circulaire, petit côté pour un appui rectangulaire,

h_c : épaisseur totale d'élastomère.

Pour $p \geq 0,25$: $\delta \leq 1.4(1 - 2p)$

Application numérique :

$$\begin{aligned} \delta &= \frac{d + 0.4d_t + d_{r+f} + 0.2d_{freinage}}{T_d} \\ &= \frac{0.129 + 0.4 \times 0.0049 + 0.0107 + 0.2 \times 0.0114}{0.096} = 1.49 \end{aligned}$$

$$p = 0.097 < 0.25 \rightarrow \delta_0 = 4.17$$

donc on prend : $\delta_0 = 2$

$$\delta = 1.49 \leq 0.7 + 4(2 - 0.7)(0.25 - 0.097) = 1.50 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

X.2.3.4. Condition de non glissement :

On doit vérifier l'inégalité suivante : $H < f N$

Où :

H : est l'effort horizontal,

N : est l'effort de compression vertical,

f : est le coefficient de frottement ; $f = 0.10 + 0.60/\sigma_m$ (σ_m exprimée en MPa).

Application Numérique :

- **Cas de la pile :**

La force de freinage du convoi BC est la plus défavorable donc :

$$H = H_{Spile} + 0,4H_T + H_{r+f} + 0,2H_{Bc}$$

$$H = 489.67 + 0.4 \times 11.03 + 24.13 + 0.2 \times 21.43 = 522.50 \text{ kN} = 0.522 \text{ MN}$$

$$N = G + R_{s\acute{e}isme_{maxpile}} + 0,2R_{surcharge_{maxpile}} = 0.549 + 0.423 + 0.2 \times 0.119 = 1.00 \text{ N}$$

$$\sigma_m = \frac{1.00}{0.4 \times 0.5} = 5 \text{ MN} \rightarrow f = 0.10 + 0.60/5 = 0.22$$

$$H = 0.522 \text{ MN} > 0.22 \times 1.00 = 0.22 \text{ MN (Condition non v\acute{e}rifi\acute{e}e)}$$

- Cas de la cul\acute{e}e :

$$H = H_{scul\acute{e}e} + 0,4H_T + H_{r+f} + 0,2H_{Bc}$$

$$H = 510.80 + 0.4 \times 11.03 + 24.13 + 0.2 \times 21.43 = 543.628 \text{ kN} = 0.544 \text{ MN}$$

$$N = G + R_{s\acute{e}isme_{maxcul\acute{e}e}} + 0,2R_{surcharge_{maxcul\acute{e}e}} = 0.549 + 0.353 + 0.2 \times 0.176 = 0.95 \text{ MN}$$

$$\sigma_m = \frac{0.95}{0.4 \times 0.5} = 4.68 \text{ MN} \rightarrow f = 0.10 + 0.60/4.68 = 0.23$$

$$H = 0.544 \text{ MN} > 0.23 \times 0.95 = 0.21 \text{ MN (Condition non v\acute{e}rifi\acute{e}e)}$$

Il est donc n\acute{e}cessaire de mettre en \u0153uvre des dispositifs anti-glisement.

Remarque :

Dans la pratique, il est tr\`es rare de pouvoir satisfaire cette condition. (« « **Ponts courants en zone sismique** » » - guide de conception SETRA – T : 4.4.3.4).

X.3. Des d'appui :

Le d\`e d'appui permet de diffuser les charges localis\`ees provenant directement du tablier vers l'\`el\`ement porteur, ainsi que rattraper le d\`evers du tablier.

X.3.1. Dimensionnement d\`e d'appui :

$$h \geq \frac{a \times b}{2(a+b)} = 0.125 \text{ m}$$

$$A = a + 0.2 = 0.5 = 0.7 \text{ m}$$

$$B = b + 0.2 = 0.5 = 0.7 \text{ m}$$

X.3.2. Ferrailage d\`e d'appui :

Le d\`e d'appuis est soumis \`a la compression simple d'o\`u l'effort normale due \`a la combinaison la plus d\`efavorable de l'effort tranchants de la poutre.

$$N = 1,44 \text{ MN}$$

$$\sigma_s = \max \{0,5 \times f_e; 110\sqrt{n} \times f_{tj}\} = \max \{0,5 \times 500; 110\sqrt{1,6} \times 3\} = 250 \text{ MPa}$$

X.3.2.1. Armatures de chaînage :

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

Elle est donnée par :

$$A_s = \frac{0.25 \times N}{\sigma_s} = \frac{0.25 \times 1.44}{250} = 14.4 \text{ cm}^2 \rightarrow 5 \times HA20(15.71 \text{ cm}^2)$$

X.3.2.2. Armatures de profondeur :

Pour limiter la propagation d'éventuelles fissures, on dispose des armatures qu'on appelle « armatures de profondeur », devra reprendre un effort égal à 12,5% de la même descend de charge.

$$A_s = \frac{0.125 \times N}{\sigma_s} = \frac{0.125 \times 1.44}{250} = 7.2 \text{ cm}^2 \rightarrow 5 \times HA14(7.70 \text{ cm}^2)$$

X.3.2.3. Armatures de diffusion :

Ces armatures sont sous forme de frettes, on distingue :

- **Frettes supérieures :**

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

$$A_s = \frac{0.04 \times N}{\sigma_s} = \frac{0.04 \times 1.44}{250} = 2.30 \text{ cm}^2 \rightarrow 5 \times HA8(2.51 \text{ cm}^2)$$

- **Frettes inférieures :**

Les frettes sont disposées sur une profondeur Z Tel que : $h/3 < Z < h$:

$$A_s = \frac{0.10 \times N}{\sigma_s} = \frac{0.10 \times 1.44}{250} = 5.76 \text{ cm}^2 \rightarrow 4 \times HA14(6.16 \text{ cm}^2)$$

X.4. Joint de chaussée :

Les tabliers de ponts subissent des variations dimensionnelles longitudinales dues à des variations de température, du retrait, du fluage et des déformations d'exploitation. Il convient de rendre le tablier librement dilatable, donc de ménager un jeu à ses ou à une de ces extrémités.

X.4.1. Dimensionnement de joint de chaussée :

Conformément aux **RPOA2008**, les joints de chaussée sont dimensionnés selon la combinaison suivante :

$$W = W_D + 0,4W_T + \frac{W_s}{3}$$

Avec :

W : Souffle total du joint,

W_D : Souffle des déformations différées (retrait + fluage), **W_D = 1.07 cm**

W_T : Souffle thermique ; **W_T = 0.49 cm**

W_s : Souffle sismique ; $W_s = 12.89 \text{ cm}$

Application Numérique :

$$W = 1.07 + 0.4 \times 0.49 + + \frac{12.89}{3} = 5.51 \text{ cm}$$

X.4.2. Type de joint :

Les joints de chaussée sont fortement exposés aux risques d'endommagement en raison du choc directement transmis par la charge des véhicules. Il est donc primordial d'utiliser le type de joint ayant la résistance élevée au choc et la bonne durabilité.

Lors du choix du joint de chaussée, il y a lieu de prendre en compte les diverses conditions, notamment le confort des usagers, la pose simple du joint, l'adaptation facile à la variation de la température et à la déflexion de l'ouvrage, la bonne liaison à la structure, la résistance à la fatigue et la robustesse, la fonction étanchéité, et la facilité d'entretien et de remplacement.

Ayant obtenu un souffle total $W = 55.14 \text{ mm}$, on opte pour un joint de chaussée de type **CIPEC Wd 60**.

X.5. Evacuation des eaux :

Sur un tablier de pont, l'objectif d'un système d'évacuation des eaux, qui doit être prévu au niveau de la conception de l'ouvrage, est d'assurer :

- Une évacuation rapide des eaux pluviales pour éviter l'inondation de la chaussée.
- Une protection de la structure vis-à-vis des infiltrations d'eau plus ou moins chargées d'agents nocifs.

Le recueil des eaux pluviales dans le sens transversal des ponts se fait en donnant à la chaussée une pente transversale dite **dévers**. Cette pente ne doit pas être inférieure à 2%. Pour notre projet, on aura une pente transversale double de **2.5%**.

Généralement, les eaux sont tout d'abord recueillies sur le bord de la chaussée, puis évacuées par des gargouilles ($\varphi > 10 \text{ cm}$) avec un espacement compris entre 20 et 30 m et la section totale de toutes les gargouilles doit être de l'ordre de 1/10000 de la surface versante.

Il est préconisé d'adopter les principes suivants :

- Rechercher toujours à faire circuler l'eau gravitairement et superficiellement.
- Eviter les pentes inférieures à 0,5 % car elles entraînent des risques de stagnation d'eau.
- Dimensionner les réseaux au moins pour la pluie d'occurrence décennale ($T=10 \text{ ans}$).

X.6. Finitions :

Les limites du tablier sont balisées par des barrières de sécurité métallique du type H4BP. La protection de toute la structure métallique sera assurée par une galvanisation à chaud ($80\mu\text{m}$) ou similaire.

Des garde-corps seront mis en place en bordure du pont pour protéger les piétons.

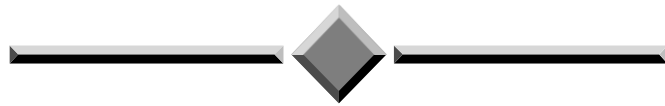
Les corniches sont préfabriquées en béton armé et elles doivent être posées, chaînées avec les armatures d'attente.

X.7. Conclusion :

Dans ce chapitre, nous avons réalisé le dimensionnement des différents équipements du tablier, qui permettent le bon fonctionnement du tablier de l'ouvrage.

Par la suite, nous commencerons le dernier chapitre qui concerne la conception et la vérification de l'infrastructure du pont.

CHAPITRE XI : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE



Chapitre XI Etude de l'Infrastructure

XI.1. Introduction :

L'étude de l'infrastructure d'un ouvrage est l'une des étapes fondamentales du projet.

L'infrastructure est constituée d'un ensemble rigide dont le but est de transmettre les charges de la superstructure au sol, d'encaster la structure dans le sol, et de limiter les tassements différentiels.

Dans ce dernier chapitre, nous allons traiter les différentes étapes de dimensionnement de l'infrastructure de notre ouvrage.

XI.2. Etude de la pile :

Une pile est un appui intermédiaire qui a pour rôle de transmettre les efforts provenant des charges et surcharges jusqu'au sol de fondations, elle intervient dans la résistance globale du pont.

Pour notre ouvrage, on choisit des piles à 3 fûts circulaires surmontés par un chevrete.

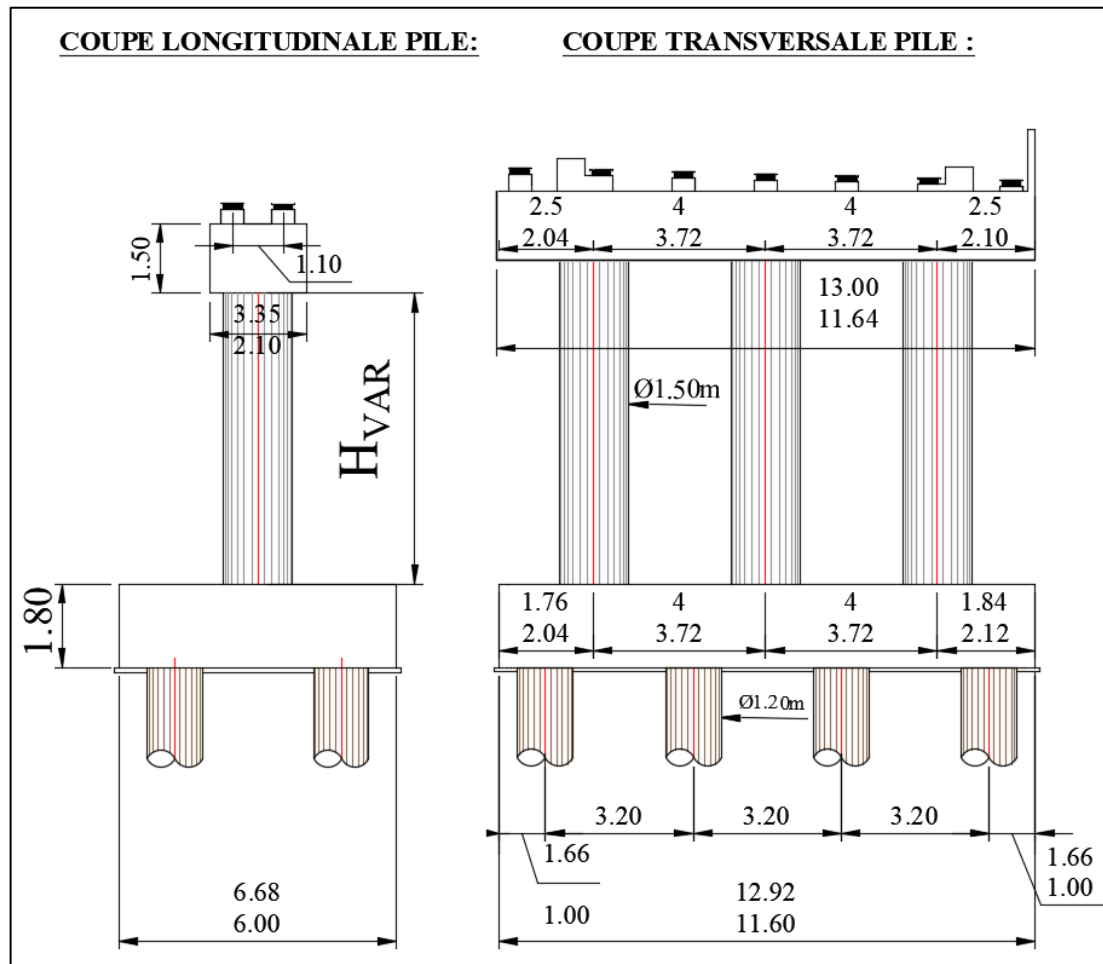


Figure XI. 1: Prédimensionnement de la pile.

XI.2.1. Evaluation des efforts agissant sur la pile :

XI.2.1.1. Efforts statiques :

Tableau XI. 1: Evaluations des efforts statiques de la pile la plus sollicité.

Charge	$F_v (KN)$	$d_v (m)$	$M_v (kN.m)$	$F_h (KN)$	$d_h (m)$	$M_h (kN.m)$
G (Tablier)	7680.20	0.00	0.00	/	/	/
G (Chevêtre)	1462.50	0.00	0.00	/	/	/
G (fûts)	960.89	0.00	0.00	/	/	/
G (Semelle)	3488.40	0.00	0.00	/	/	/
$A(l)$	1205.00	0.55	662.75	/	/	/
Bc	1116.89	0.55	614.29	/	/	/
M_{c120}	1088.10	0.55	598.46	/	/	/
D_{240}	1760.00	0.55	968.00	/	/	/
Qt	25.50	0.55	14.03	/	/	/
Freinage $A(l)$	/	/	/	57.27	10.55	604.18
Freinage Bc	/	/	/	150.00	10.55	1582.50
Retrait + fluage	/	/	/	281.53	10.55	2970.15
Température	/	/	/	128.64	10.55	1357.13

Les combinaisons les plus défavorables sont les suivants :

Cas	Combinaison	N(kN)	H(kN)	M(kN.m)
ELS	$G + 1.2B_c + Qt + 0.6T$	15004.14	395.23	5059.16
ELU	$1.35G + 1.6B_c + 1.6Qt + 0.9T$	20239.63	537.50	6864.11
ELA	$G + E1 + 0.4 \Delta T + D$	11519.8	609.26	42866

XI.2.2. Etude des pieux :

XI.2.2.1. Effort revenant à chaque pieu :

$$R_i = \frac{N}{n} \pm \frac{M_x \times Y}{\sum Y^2} \pm \frac{M_y \times X}{\sum X^2}$$

Avec :

N : Effort normal maximal.

n : Nombre de pieux.

M_x , **M_y** : Moment maximaux dans les sens x et y.

X, Y : Distances des pieux par rapport à l'axe de la semelle.

Tableau XI. 2 : Vérification des efforts agissants.

Support	Efforts Agissants (kN)			Charge Résistante (kN)		
	Combinaisons fondamentaux	Combinaisons d' actions rares	Combinaisons accidentelles Séisme	Combinaisons fondamentaux	Combinaisons d' actions rares	Combinaisons accidentelles Séisme
Culée 2						
Compression	3006.63	2226.85	4416.78	5574	4041	6503
Traction	-	-	1540	-	-	2088

De l'analyse de ce tableau, on peut conclure que la longueur définie pour les pieux de l'élément vérifie la sécurité pour les différents états limites considérés (Pas de risque de soulèvement ou poinçonnement).

XI.2.2.2. Action sur les pieux :

En suivant la méthode de WARNER, le calcul se fait comme suit :

Le moment en fonction de la profondeur est calculé par la formule :

$$\bar{M} = -\frac{X_{\phi}^H}{X_{\phi}^M} \times \frac{\bar{P}}{\lambda}$$

On calcule le coefficient d'amortissement λ donné par :

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

Avec :

b : diamètre du pieu ; **b = 1,2 m**

C_u : Module de réaction du sol ; **C_u = 30 MN/m³**

E : Module d'élasticité du béton ; **E = 33000 MPa**

I : Moment d'inertie du pieu ; **I = 0.102 m⁴**

On aura donc : $\lambda = 0,227$.

Pour $L = 26\text{m}$: $\lambda L = 7.959$.

À partir des abaques de WARNER, on tire les valeurs de X_{ϕ}^H et X_{ϕ}^M :

$$\lambda L \rightarrow \begin{cases} X_{\phi}^H = 1.44 \\ X_{\phi}^M = 1.65 \end{cases}$$

Tableau XI. 3 : Sollicitations plus défavorable.

Cas	$H(kN/pieu)$	$\bar{M}(kN.m)$	$N_{correspondant}(kN)$
ELS	49.90	-190.4	1524.19
ELU	67.19	-258.92	2053.28
ELA	609.26	-2347.85	-1539.96

XI.2.2.3. Ferrailage des pieux :

La section d'acier est calculée à l'aide du logiciel **ROBOT EXPERT 2010** dont les notes de calcul se trouvent en **Annexe**.

❖ **Section d'acier :**

$A_S = 131.6 \text{ cm}^2 \rightarrow 17 \times HA 32$ (136.68 cm^2) espacement $St = 0.20\text{cm}$.

❖ **Cerces transversaux :**

2 cerce HA16 avec $St = 15 \text{ cm}$ dans la zone critique et $St = 30 \text{ cm}$ dans la zone courante.

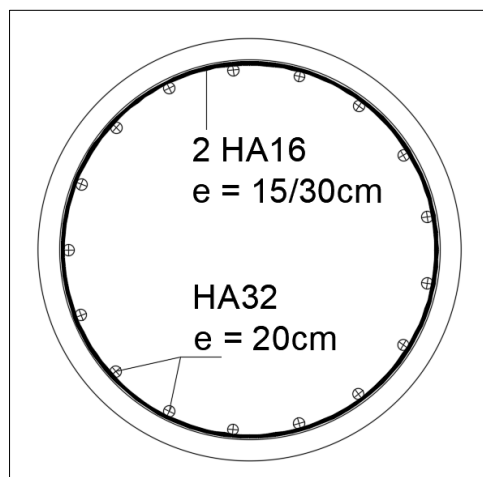


Figure XI. 2 : Ferrailage des pieux de la pile.

XI.2.3. Etude de la semelle :

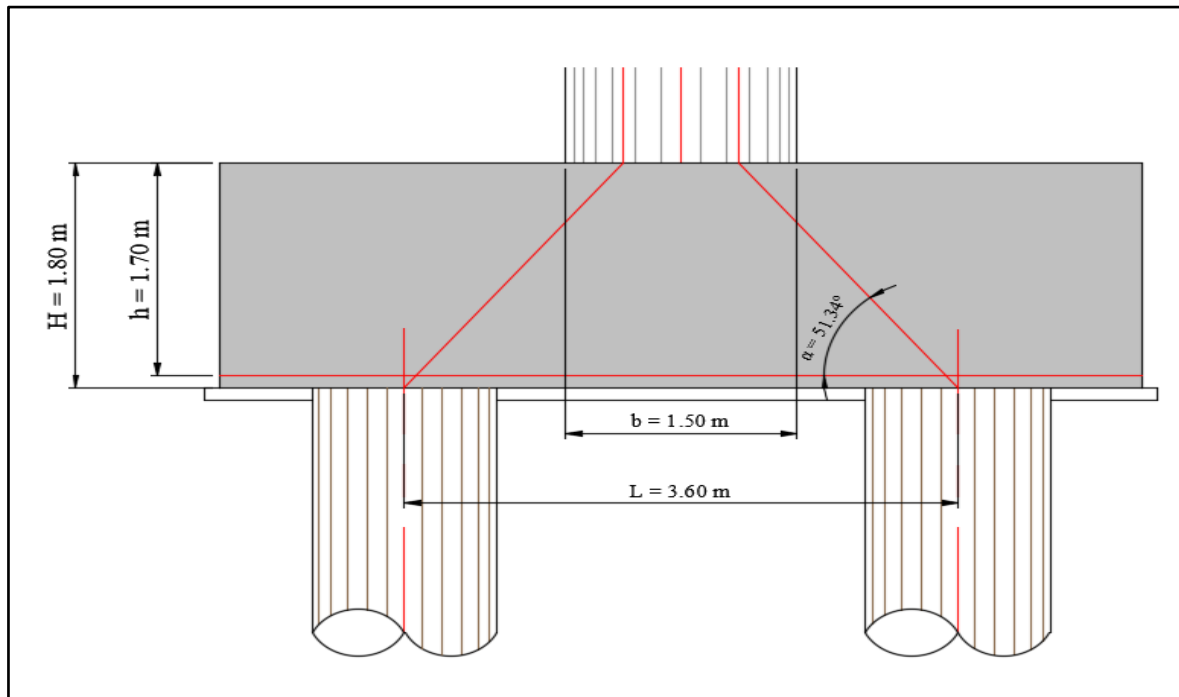


Figure XI. 3 : Méthode bielles.

Pour son ferrailage on utilise la méthode des bielles, conditionnée par :

$$\begin{cases} \alpha \geq 45^\circ \\ h \geq \frac{L}{2} - \frac{B}{4} \end{cases}$$

Nous avons :

$$\begin{aligned} \alpha &= 51.34^\circ \geq 45^\circ \\ h &= 1.70 \text{ m} \geq 1.425 \text{ m} \end{aligned}$$

Les deux conditions sont vérifiées.

La section d'**armature transversale inférieure** est donnée par :

$$A_s = \frac{N_{Max}}{\sigma_a} \times \frac{\left(\frac{L}{2} - \frac{B}{4}\right)}{h}$$

Condition normale :

$$N_{Max-ELS} = 2226.85 \text{ kN} \text{ et } \sigma_{a-ELS} = 333.33 \text{ MPa}$$

$$\text{D'où : } A_{s-ELS} = 56.00 \text{ cm}^2$$

Condition sismique :

$$N_{Max-ELA} = 4416.78 \text{ kN} \text{ et } \sigma_{a-ELA} = 500 \text{ MPa}$$

$$\text{D'où : } A_{s-ELA} = 74.05 \text{ cm}^2$$

Selon l'RPOA, le pourcentage minimum des armatures sollicitées en

Traction : $0.25\% < \rho_g < 1.5\%$ en zone IIb et III $\rightarrow 45\text{cm}^2$ a 270cm^2

Compression: $0.10\% \rightarrow 18\text{ cm}^2$

Les armatures transversales placées dans les bandes axées sur les pieux, ayant une largeur (L) telle que : $L = h + \varnothing_{\text{pieu}} = 1,70 + 1,20 = 2,90\text{ m} \rightarrow A_s = 75.40/2.90 = 25.53\text{cm}^2/\text{ml}$

Donc : On prend: 6 HA25/ml ($A_s = 29.45\text{cm}^2/\text{ml}$) avec $St = 15\text{cm}$.

Armatures longitudinales inférieures :

$A_{s1} = A_s/2 = 12.77\text{ cm}^2/\text{ml}$, soit : 5 HA20/ml ($15.71\text{cm}^2/\text{ml}$) avec $St = 20\text{ cm}$

Armatures transversales supérieures :

$A_{s2} = A_s/3 = 8.51\text{ cm}^2/\text{ml}$, soit : 6 HA14/ml ($9.24\text{ cm}^2/\text{ml}$) avec $St = 15\text{ cm}$

Armatures longitudinales supérieures :

$A_{s3} = A_s/4 = 6.38\text{ cm}^2/\text{ml}$, soit : 5 HA14/ml ($7.70\text{ cm}^2/\text{ml}$) avec $St = 20\text{ cm}$

Armatures latérales :

$A_{s4} = A_s/10 = 2.55\text{ cm}^2/\text{ml}$; soit : 4 HA10/ml ($3.14\text{ cm}^2/\text{ml}$)avec $St = 25\text{ cm}$

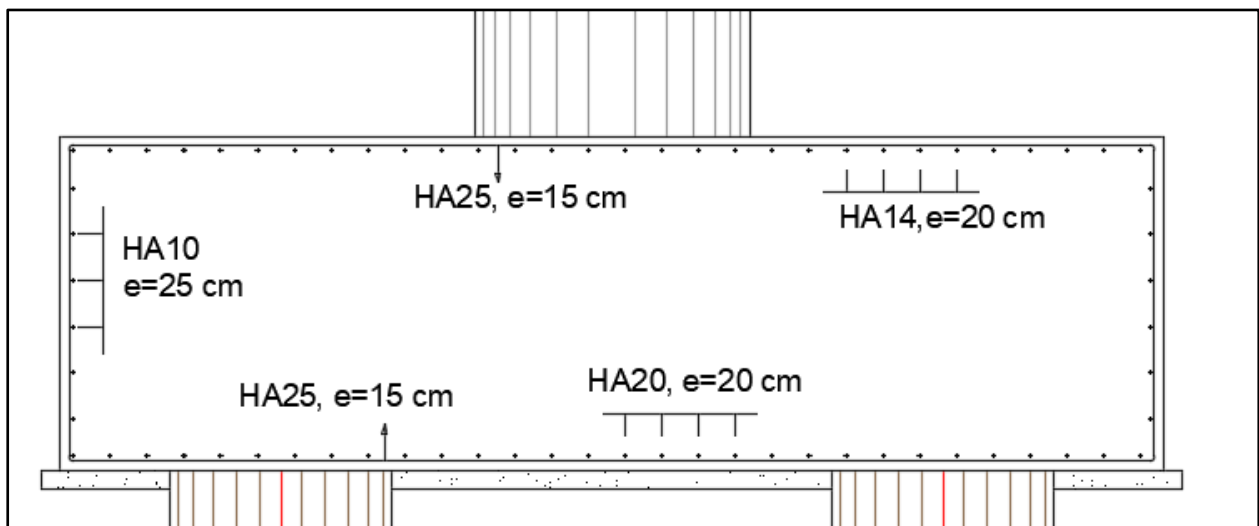


Figure XI. 4 : Ferrailage de la semelle.

XI.2.3. Etude des fûts :

Le fût est un élément qui est encasté à la base dans la semelle, il travaille à la flexion composée.

XI.2.3.1. Vérification vis-à-vis le flambement :

On doit vérifier que : $\lambda < 70$

Avec : $\lambda = \frac{l_f}{i}$

$l_f = 0,707 l_0$: longueur du flambement de la pile la plus haute ; $l_0 = 7.60\text{m}$.

i : rayon de giration de la section : $i_x = \sqrt{\frac{I_x}{B}}$ et $i_y = \sqrt{\frac{I_y}{B}}$

B : aire totale de la section.

Nous aurons : $\lambda_x = 41.79 < 70$; $\lambda_y = 5.14 < 70$ → **Flambement vérifié.**

Les efforts maximaux (N, H, et M) obtenus dans les trois combinaisons (ELS, ELU et ELA) sont mentionnés dans le tableau ci-dessous :

Tableau XI. 4 : Efforts combinés maximaux sur pile (axe sous fût).

Cas	Combinaison	N(kN)	H(kN)	M(kN.m)
ELS	$G + 1.2B_c + Qt + 0.6T$	11515.74	395.23	4347.75
ELU	$1.35G + 1.6B_c + 1.6Qt + 0.9T$	15530.29	537.50	5788.98
ELA	$G + E2 + 0.4 \Delta T + D$	11201.65	1566.47	33798.54

ELS:

$$M_{max} = 1449.25 \text{ kN.m/ml} \rightarrow N_{correspondent} = 3838.58 \text{ kN/ml}$$

$$T_{max} = 131.74 \text{ kN/ml} \rightarrow N_{correspondent} = 3838.58 \text{ kN/ml}$$

ELU:

$$M_{max} = 1929.66 \text{ kN.m/ml} \rightarrow N_{correspondent} = 5176.76 \text{ kN/ml}$$

$$T_{max} = 179.17 \text{ kN/ml} \rightarrow N_{correspondent} = 5176.76 \text{ kN/ml}$$

ELA:

$$M_{max} = 11266.18 \text{ kN.m/ml} \rightarrow N_{correspondent} = 3733.88 \text{ kN/ml}$$

$$T_{max} = 1585.13 \text{ kN/ml} \rightarrow N_{correspondent} = 3733.88 \text{ kN/ml}$$

XI.2.3.2. Ferrailage des fûts :

La section d'acier est calculée à l'aide du logiciel **ROBOT EXPERT 2010** dont les notes de calcul se trouvent en **Annexe**.

Section d'acier :

AS = 380.7 cm² donc on prend: 48 HA32 (AS = 385.92 cm²) avec un espacement St = 9 cm.

Cerces transversaux :

2 cerce HA20 avec **St = 13 cm** dans la zone critique et **St = 25 cm** dans la zone courante.

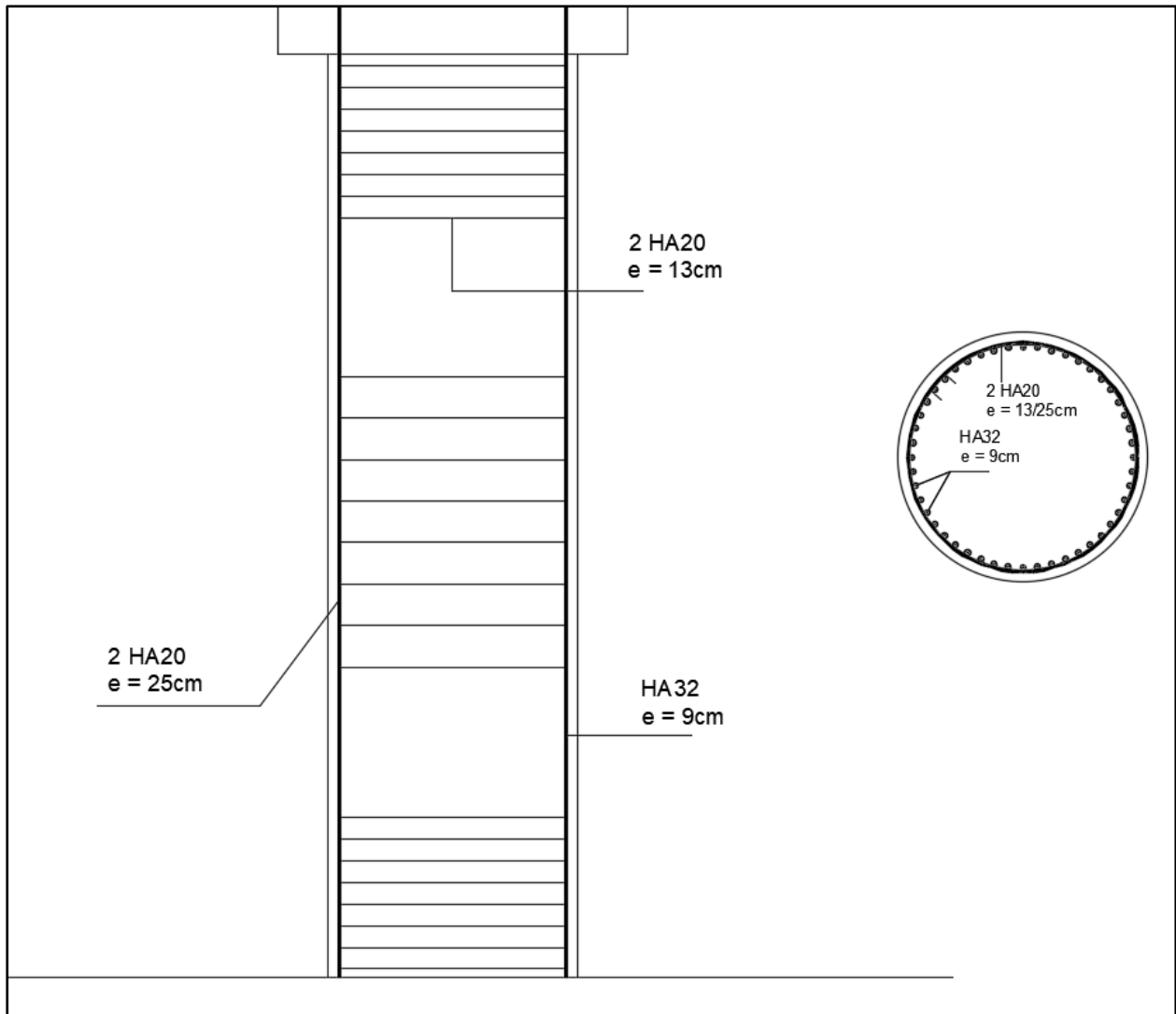


Figure XI. 5 : Ferrailage de la pile.

XI.2.4. Etude de la chevêtre :

Le chevêtre est généralement sollicité par deux sollicitations, une flexion longitudinale et une torsion. La torsion dans le chevêtre est due généralement aux réactions d'appuis du tablier dans le cas où une seule travée chargée à cause de l'excentricité transversale des charges.

L'analyse de le chevêtres a été élaboré à travers d'un modèle d'élément de barre réalisé sur le logiciel de calcul **Robot Structural Analysis 2023**. Il est modélisé comme une poutre continue sur trois encastremets, les charges sont modélisées comme une charge répartie sur la longueur du chevêtre

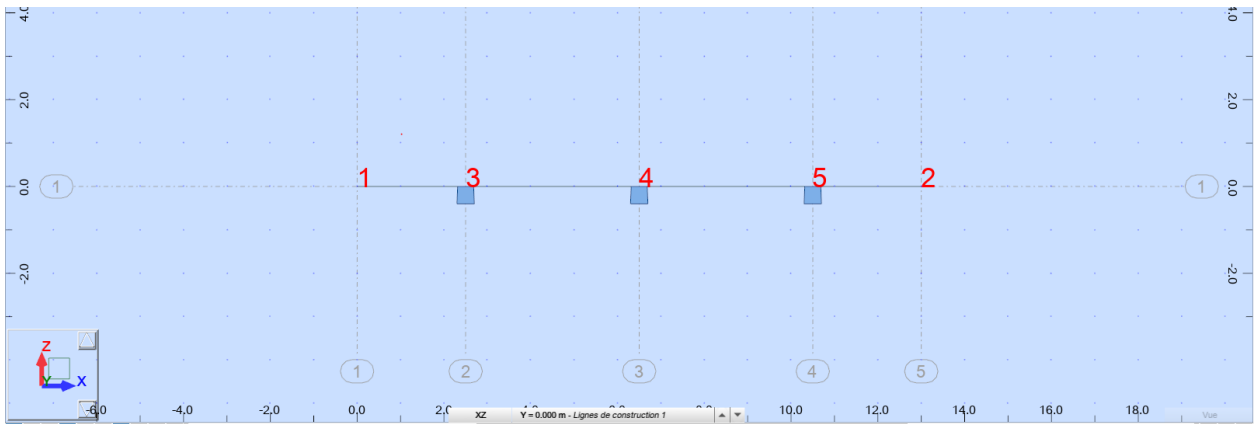


Figure XI. 6 : Modélisation du chevette.

XI.2.4.1. Dimensionnement à la flexion :

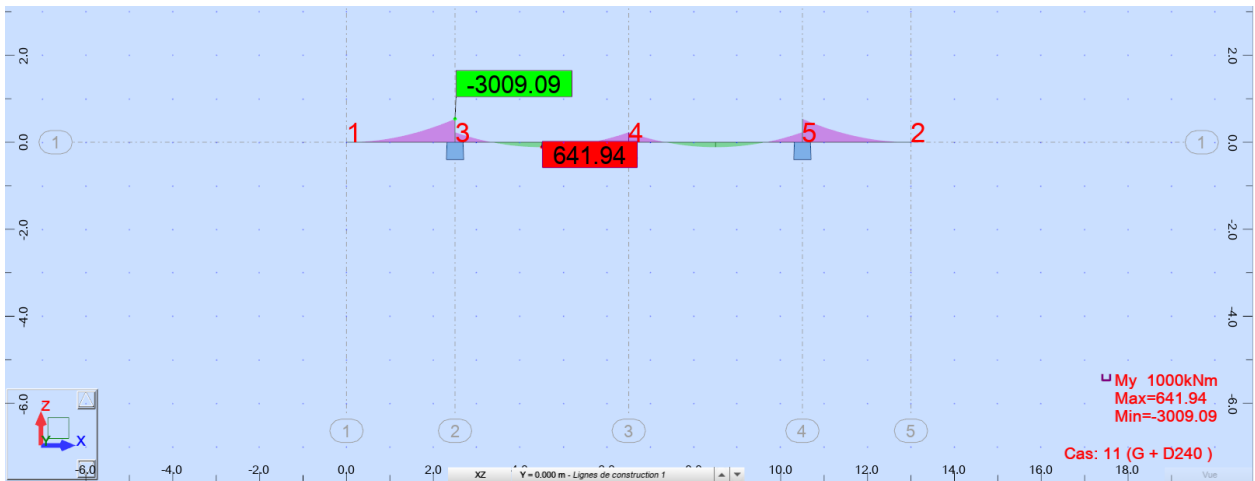


Figure XI. 7 : Diagramme du moment fléchissant à l'ELS.

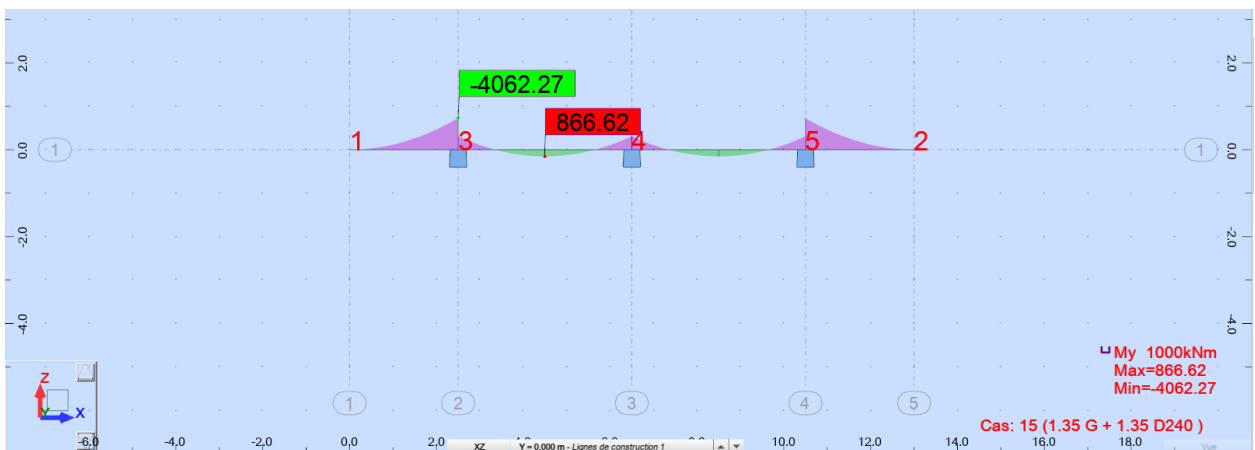


Figure XI. 8 : Diagramme du moment fléchissant à l'ELU.

Tableau XI. 5 : Moments maximaux sur chevêtre à l'ELS.

Combinaison	Sollicitation	$M_{Max-ELS} (kN.m)$
G + D240	Sur appui	3009.09
	En travée	641.94

Tableau XI. 6 : Moments maximaux sur chevêtre à l'ELU.

Combinaison	Sollicitation	$M_{Max-ELU} (kN.m)$
1.35 G + 1.35 D240	Sur appui	4062.27
	En travée	866.62

Ferrailage du chevêtre :

La section d'acier est calculée à l'aide du logiciel **ROBOT EXPERT 2010** dont les notes de calcul se trouvent en **Annexe**.

✓ Section d'acier :

Nappe supérieure : $A_s = 108.3 \text{ cm}^2 \rightarrow$ Soit : **14 HA32** : ($A_s = 112.56 \text{ cm}^2$)

Nappe inférieure : $A_s = 48.3 \text{ cm}^2 \rightarrow$ Soit : **10 HA20 + 4 HA25** ($A_s = 51.04 \text{ cm}^2$)

Armatures transversales :

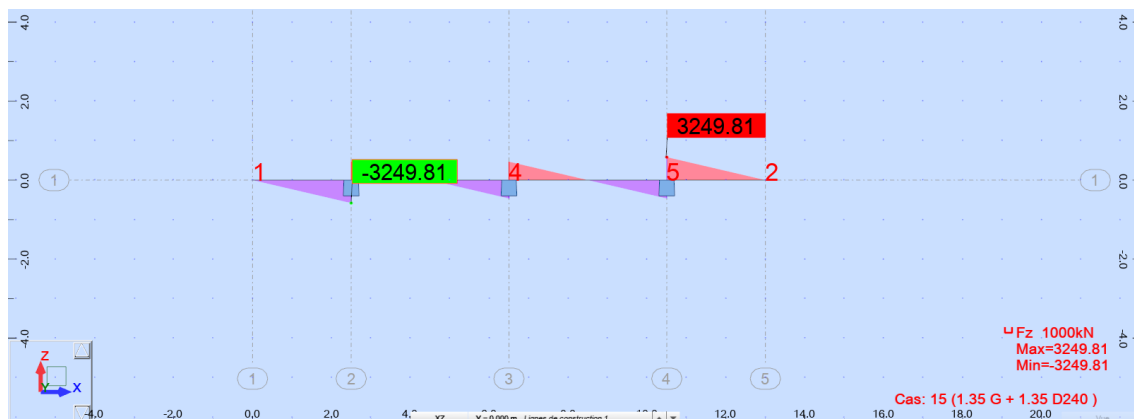


Figure XI. 9 : Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU.

$T_{max-ELU} = 3249.81 \text{ kN} \rightarrow$ 2 cadre HA16 avec $St = 6 \text{ cm}$ dans la zone critique et $St = 15 \text{ cm}$ dans la zone courante.

XI.2.4.2. Dimensionnement à la torsion :

Pour déterminer le ferrailage nécessaire pour résister aux efforts de torsion, on considère une section rectangulaire ayant la hauteur du chevêtre, dont la largeur L_t est limitée par :

$$L_t = L_c \quad \text{si} \quad L_c < \phi_{fut} + H_c$$

$$L_t = L_c + \phi \quad \text{si} \quad L_c > \phi_{fut} + H_c$$

Nous avons :

$$L_c = 3.33 \text{ m}, H_c = 1.5 \text{ m}, \text{ et } \phi_{fut} = 1.5 \text{ m} \rightarrow L_t = 3 \text{ m}.$$

La contrainte tangentielle de torsion est donnée par :

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

Avec :

C : Moment de torsion maximal par ml ; $C = \max(C_1 ; C_2) = R_i \times e$ (C_1 étant le moment de torsion en phase de construction et C_2 le moment de torsion en service).

Ω : Aire de la torsion ; $\Omega = (H_c - b_n) \times (L_t - b_n)$.

b_n : Epaisseur de la paroi de la section creuse équivalente ; $b_n = \frac{H_c}{6}$.

La section d'acier nécessaire pour reprendre les efforts de torsion est donnée par la relation suivante :

$$A_s = \frac{1}{\bar{\sigma}_a} \times \frac{C \times P}{\Omega}$$

Avec :

P : Périmètre du chevêtre ; $P = (2H_c - b_n) + (2L_t - b_n) = 8.50 \text{ m}$

$\bar{\sigma}_a$: Contrainte limite admissible de l'acier ; $\bar{\sigma}_a = 2/3 f_e = 333.33 \text{ MPa}$.

Application Numérique :

$C_1 = 91.12 \text{ kN.m/ml}$; $C_2 = 83.16 \text{ kN.m/ml}$

D'où : $C = 91.12 \text{ kN.m/ml}$

Donc : **$A_s = 3.38 \text{ cm}^2/\text{ml}$**

On opte pour 5 HA10(3.93 cm²) avec un espacement de 25 cm.

Condition de non fragilité :

$A_s \geq 0,23 bdf_{t28}$

$f_e = 2.79 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow$ Condition vérifiée.

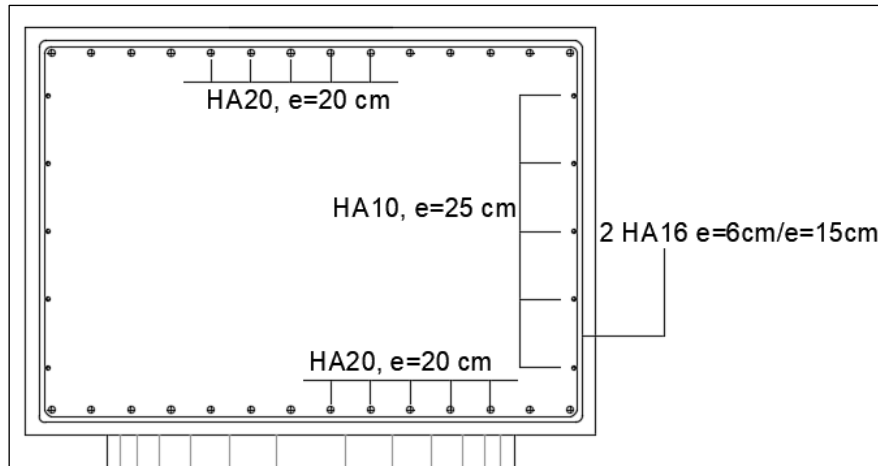


Figure XI. 10 : Ferrailage du chevêtre.

XI.3. Etude de la culée :

La culée est l'un des éléments fondamentaux de toute la structure du pont. Elle assure le support vertical et horizontal de la superstructure du pont aux extrémités, mais son rôle principal est d'assurer la liaison de la structure au sol de manière à avoir une continuité entre la chaussée routière et celle portée par le pont.

En général, on distingue trois types de culées :

Culées enterrées : noyées dans le remblai d'accès à l'ouvrage (appui).

Culées remblayées : constituées par un ensemble de murs ou voiles en béton armé (appui et soutien des remblais).

Culées creuses : se forme d'une boîte renversée.

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

XI.3.1. Prédimensionnement de la culée :

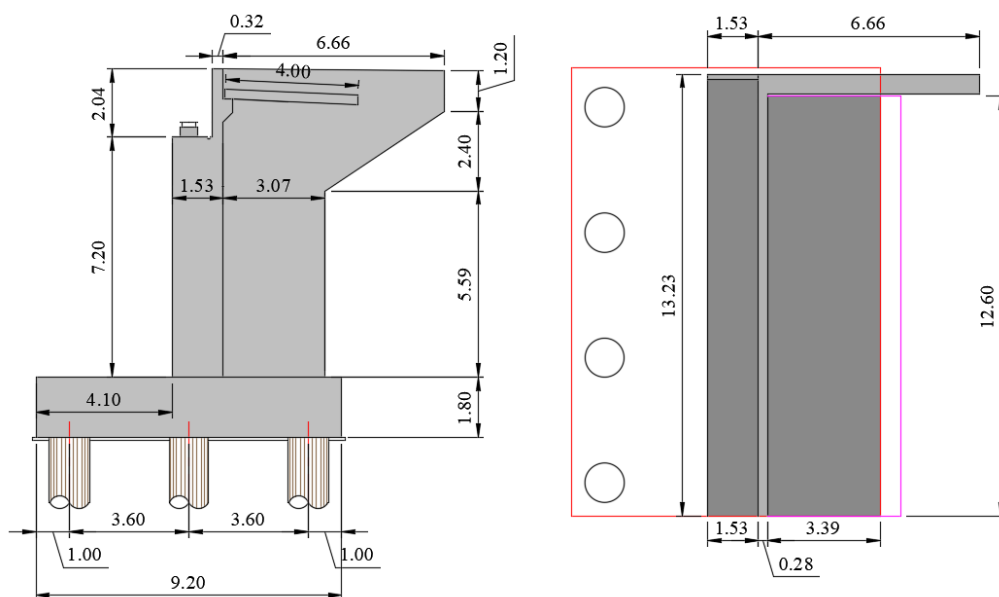


Figure XI. 11: Dimensions de la culée C02.

XI.3.2. Evaluation des efforts agissants sur les culées :

Les efforts agissants sur la culée sont des efforts horizontaux et verticaux dus au :

- Poids propre de la culée.
- La descente de charge du tablier.
- Poids des terres.
- Poussée des terres.
- Effet du séisme et du freinage.

XI.3.2.1. Calcul du coefficient de poussée :

Pour déterminer le coefficient de poussée K_{ad} , on utilise la méthode de **Mononobé – Okabé** donné par le RPOA par la formule suivante :

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

Avec :

$$\varphi = \arctan \left(\frac{k_h}{1 \pm k_v} \right)$$

φ : angle de frottement interne du remblai sans cohésion ; $\varphi = 30^\circ$

β : angle que fait la surface du remblai avec l'horizontale ; $\beta(\text{Culée 02}) = 0.45^\circ$

k_h : coefficient sismique horizontal ; $k_h = A = 0.3$

k_v : coefficient sismique vertical ; $k_v = 0.3 \times k_h = 0.09$

Tableau XI. 7 : Calcul des coefficients de poussée.

Cas	k_h	k_v	θ (°)	K_{ad}
Normal	0	0	0	0.33
Séisme Horizontal	0.3	0	16.70	0.57
Séisme Horizontal + Vertical descendant	0.3	0.09	15.39	0.55
Séisme Horizontal + Vertical ascendant	0.3	-0.09	18.25	0.61

XI.3.2.2. Evaluation des efforts issus de la culée :

❖ Efforts dus au poids propre des éléments de la culée :

Ils sont calculés en multipliant le volume de chaque élément par le poids volumique du béton armé $\gamma_{BA} = 25 \text{ kN/m}^3$, et en considérant leurs excentricités par rapport au centre de la semelle.

Tableau XI. 8 : Calcul des efforts dus au poids propre des culées.

Elément	P (KN)	d_v (m)	M_v (kN.m)
Semelle	5568.30	0.00	0.00
Mur frontal	3643.54	0.27	983.76
Mur en routeur	552.43	3.29	1817.48
Mur garde-grève	214.99	0.88	188.16
Corbeau	47.45	1.16	55.14
Dalle de transition	187.65	3.09	579.84
Total	10214.35	/	3624.37

❖ **Efforts sismiques provenant de l'accélération propre de la culée :**

Ces efforts sont obtenus en accélérant les masses par les coefficients sismiques k_h et k_v .

Tableau XI. 9 : Efforts sismiques provenant de l'accélération propre de la culée.

F_h (KN)	M_h (kN.m)	F_v (kN)	M_v (kN.m)
5033.92	21583.84	1510.18	1980.67

XI.3.2.3. Evaluation des charges statiques dues au remblai :

Le remblai d'accès sollicite la culée par son poids propre et par une poussée statique s'exerçant à une hauteur $H/3$ selon un diagramme de pression triangulaire. Elle est donnée par :

$$F_h = \frac{1}{2} \gamma K_a H^2$$

Avec :

$\gamma = 18 \text{ KN/m}^3$: la masse volumique de remblai.

$H = 11.00\text{m}$: la hauteur totale de la culée.

$Ka = 0.33$: coefficient de poussée dans le cas normal.

Tableau XI. 10 : Evaluation des charges statiques dues au remblai.

F_h (KN)	d_h (m)	M_h (kN.m)	F_v (kN)	d_v (m)	M_v (kN.m)
4833.53	3.67	17722.93	6565.39	2.80	18383.08

XI.3.2.4. Evaluation des charges dynamique dues au remblai :

La valeur de la poussée dynamique globale sous séisme, comportant à la fois les effets statiques et dynamiques de la poussée active des terres, et appliquée à mi-hauteur de mur, est donnée par la formule suivante :

$$F_{ad} = \frac{1}{2} \gamma (1 \pm K_v) H^2 K_{ad}$$

Tableau XI. 11 : calcul des poussées dynamiques globales dues aux terres.

Cas	K_{ad}	F_{ad}	d_h (m)	M_h (KN.m)
Séisme Horizontal	0.57	8411.39	5.50	46262.65
Séisme Horizontal + Vertical descendant	0.55	8743.45	5.50	48089.00
Séisme Horizontal + Vertical ascendant	0.61	8113.77	5.50	44625.74

XI.3.2.4. Evaluation des efforts dus aux surcharges sur remblais :

D'accord avec l'article 8 du Fascicule N° 61 – Titre II, une surcharge de **10 kN/m²** sera appliquée sur le remblai d'accès. Cette surcharge provoque une poussée appliquée à mi-hauteur selon un diagramme rectangulaire. Elle est donnée par :

$$F_{ah} = \frac{qH}{\cos(\beta)} K_a$$

Tableau XI. 12 : Evaluation des efforts dus aux surcharges sur remblais.

F_h (KN)	d_h (m)	M_h (KN.m)
488.25	5.50	2685.38

XI.3.2.5. Evaluation des efforts issus du tablier :

Les charges statiques et dynamiques issues du tablier sont :

Tableau XI. 13 : Evaluation des efforts issus du tablier.

Charge	$F_v(KN)$	$d_v (m)$	$M_v(kN.m)$	$F_h(KN)$	$d_h (m)$	$M_h(kN.m)$
G (Tablier)	3840.10	0.00	0.00	/	/	/
$A(l)$	1205.00	0.00	0.00	/	/	/
Bc	1116.89	0.00	0.00	/	/	/
Mc_{120}	1088.10	0.00	0.00	/	/	/
D_{240}	1760.00	0.00	0.00	/	/	/
Qt	25.50	0.00	0.00	/	/	/
Freinage $A(l)$	/	/	/	57.27	9.00	515.42
Freinage Bc	/	/	/	150.00	9.00	1350.00
Retrait + fluage	/	/	/	168.92	9.00	1520.27
Température	/	/	/	77.18	9.00	694.65
Séisme (Tablier)	0.00	0.00	0.00	2654.47	9.00	23890.25

XI.3.2.6. Cumul des efforts sismiques :

La sommation des efforts sismique de la culée et de la poussée dynamique avec l'effet sismique du tablier sur la culée. On s'intéresse aux cas défavorables suivants :

Cas 01 : Séisme horizontal avec séisme vertical descendant.

Cas 02 : Séisme horizontal avec séisme vertical ascendant.

Cas 03 : Séisme vertical.

Les valeurs sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau XI. 14 : Efforts sismiques totales.

CAS	$N (kN)$	$H (kN)$	$M (kN.m)$
CAS 1	0.00	14030.76	73654.93
CAS 2	0.00	13412.98	70387.87
CAS 3	1510.18	0.00	1980.67

XI.3.3. Combinaison d'actions :

Les efforts maximaux (N, H, et M) obtenus dans les trois combinaisons (ELS, ELU et ELA) sont mentionnés dans le tableau ci-dessous :

Tableau XI. 15 : Efforts combinés maximaux sur culée (axe sous semelle).

Cas	Combinaison	N(kN)	H(kN)	M(kN.m)
ELS	$G + 0.6T + 1.2Bc + Q_T$	21985.60	5228.75	5156.20
ELU	$1.35G + 0.9T + 1.6Bc + 1.6Q_T$	29664.60	7062.77	10621.65
ELA	$G - E_H + 0,3E_V + 0.4T + D$	21072.89	14230.55	-52851.40

XI.3.4. Etude des pieux :

XI.3.4.1. Effort revenant à chaque pieu :

$$R_i = \frac{N}{n} \pm \frac{M_x \times Y}{\sum Y^2} \pm \frac{M_y \times X}{\sum X^2}$$

Avec :

N : Effort normal maximal.

n : Nombre de pieux.

M_x , **M_y** : Moment maximaux dans les sens x et y.

X, Y : Distances des pieux par rapport à l'axe de la semelle.

Tableau XI. 16 : Vérification des efforts agissants.

Support	Efforts Agissants (kN)			Charge Résistante (kN)		
	Combinaisons fondamentaux	Combinaisons d' actions rares	Combinaisons accidentelles Séisme	Combinaisons fondamentaux	Combinaisons d' actions rares	Combinaisons accidentelles Séisme
Culée 2						
Compression	4076.88	2927.24	3591.19	5676	3996	6622
Traction	-	-	82.38	-	-	1624

De l'analyse de ce tableau, on peut conclure que la longueur définie pour les pieux de l'élément vérifie la sécurité pour les différents états limites considérés (Pas de risque de soulèvement ou poinçonnement).

XI.3.4.2. Action sur les pieux :

En suivant la méthode de WARNER, le calcul se fait comme suit :

Le moment en fonction de la profondeur est calculé par la formule :

$$\bar{M} = -\frac{X_{\varphi}^H}{X_{\varphi}^M} \times \frac{\bar{P}}{\lambda}$$

On calcule le coefficient d'amortissement λ donné par :

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

Avec :

b : diamètre du pieu ; **b = 1,2 m**

C_u : Module de réaction du sol ; **C_u = 30 MN/m³**

E : Module d'élasticité du béton ; **E = 33000 MPa**

I : Moment d'inertie du pieu ; **I = 0.102 m⁴**

On aura donc : **$\lambda = 0,227$** .

Pour **L = 35m** : **$\lambda L = 7.959$** .

À partir des abaques de WARNER, on tire les valeurs de **X_{φ}^H** et **X_{φ}^M** :

$$\lambda L \rightarrow \begin{cases} X_{\varphi}^H = 1.64 \\ X_{\varphi}^M = 1.76 \end{cases}$$

Tableau XI. 17 : Sollicitations plus défavorable.

Cas	<i>H</i> (kN/pieu)	\bar{M} (kN.m)	<i>N</i> _{correspondant} (kN)
ELS	469.55	1922.02	2454.69
ELU	633.66	2593.76	3185.79
ELA	1185.88	4854.14	-82.38

XI.3.4.3. Ferrailage des pieux :

La section d'acier est calculée à l'aide du logiciel **ROBOT EXPERT 2010** dont les notes de calcul se trouvent en **Annexe**.

❖ **Section d'acier :**

$$A_S = 233.1 \text{ cm}^2 \rightarrow 29 \times HA 32 (233.23 \text{ cm}^2)$$

❖ **Cerces transversaux :**

2 cerce HA20 avec **St = 13 cm** dans les zones critique et **St = 24 cm** dans les zones courante.

XI.3.5. Etude du mur frontal :

Le mur frontal est un élément encastré dans la semelle, il travaille à la flexion composée. Il est sollicité essentiellement par : les charges permanentes, le poids propre de la superstructure, les poussées des terres, les surcharges sur les remblais et les surcharges d'exploitation.

XI.3.5.1. Evaluation des efforts :

Les efforts maximaux (N, H, et M) obtenus dans les trois combinaisons (ELS, ELU et ELA) sont mentionnés dans le tableau ci-dessous :

Tableau XI. 18 : Efforts combinés maximaux sur culée (axe sous mur frontal).

Cas	Combinaison	$N(kN)$	$H(kN)$	$M(kN.m)$
ELS	G+1.2Q+0.6T	8544.39	3859.68	-13482.31
ELU	1.35G+1.6Q+0.9T	10710.53	5209.85	-14911.95

NB : Les détails du calcul de la descente de charges (axe sous le mur frontal) et la combinaison des efforts se trouvent en **Annexe**.

Sollicitations les plus défavorables par ml :

ELS:

$$M_{max} = -834.09 \text{ kN.m/ml} \rightarrow N_{correspondent} = 645.83 \text{ kN/ml}$$

$$T_{max} = 291.74 \text{ kN/ml} \rightarrow N_{correspondent} = 645.83 \text{ kN/ml}$$

ELU:

$$M_{max} = -1127.13 \text{ kN.m/ml} \rightarrow N_{correspondent} = 809.56 \text{ kN/ml}$$

$$T_{max} = 393.79 \text{ kN/ml} \rightarrow N_{correspondent} = 809.56 \text{ kN/ml}$$

XI.3.5.2. Ferrailage du mur frontal :

La section d'acier est calculée sur une bande de (1m × 1,5m) à l'aide du logiciel **ROBOT EXPERT 2010** dont les notes de calcul se trouvent en **Annexe**.

❖ Section d'acier (coté remblai) :

$A_s = 32.4 \text{ cm}^2/\text{ml}$; on prend : **7HA25/ml** (34.37 cm²/ml) avec un espacement **15 cm**.

❖ Armature de construction (coté tablier) :

$A_s = A_s/3 = 10.80 \text{ cm}^2/\text{ml}$, soit : **5 HA14+2HA16** (11.72 cm²/ml) avec un espacement de **15 cm**.

❖ Armature transversale :

$A_s = A_s/4 = 8.1 \text{ cm}^2/\text{ml}$; soit : **5 HA12+2 HA14** (8.73 cm²/ml) avec un espacement de **15 cm**.

XI.3.6. Etude du mur garde-grève :

Le mur garde grève est calculé en flexion simple sous l'effet des charges horizontales suivantes :

- Poussée des terres.
- Poussée d'une charge locale située en arrière du mur garde-grève.
- Force de freinage du camion BC.

XI.3.6.1. Evaluation des efforts :

- **Moment dû aux poussées des terres :**

$$M_p = \frac{P \times H}{3}$$

Avec :

$$P = \frac{1}{2} \times K_a \times \gamma \times H^2 \times L$$

K_a : coefficient de poussée des terres ; $K_a = 0.33$

H : Hauteur des remblais ; $H = 2.04$ m

L : longueur des remblais ; $L = 1$ m.

Application numérique :

$$P = 12.36 \text{ kN/ml} \rightarrow M_{p-ELS} = 8.40 \text{ kN.m/ml} ; M_{p-ELU} = 11.35 \text{ kN.m/ml}$$

- **Moment dû à la force de freinage du camion Bc :**

Seul l'effet d'une roue de 6t est considéré, et le moment dû au freinage est donné par l'expression suivante :

$$M_f = \frac{2\mu \times P \times h}{0.25 + 2h}$$

Avec :

$$P = 60 \text{ kN}$$

$$\mu = 1,6 \text{ à l'ELU et } 1,2 \text{ à l'ELS}$$

Application numérique :

$$M_{f-ELS} = 67.84 \text{ kN.m/ml} ; M_{f-ELU} = 90.46 \text{ kN.m/ml}$$

- **Moment dû à la poussée d'une charge locale située en arrière du mur garde-grève :**

D'après les documents "SETRA", L'effet le plus défavorable est produit par les deux essieux arrière de 12 tonnes de deux camions accolées, placées de telle manière que les rectangles d'impact soient en contact avec la face arrière du mur garde grève. Les rectangles ont des dimensions $(0.25 \times 0.75) \text{ m}^2$.

La pression sur le rectangle d'impact ainsi défini sera répartie à 45° latéralement et derrière le mur.

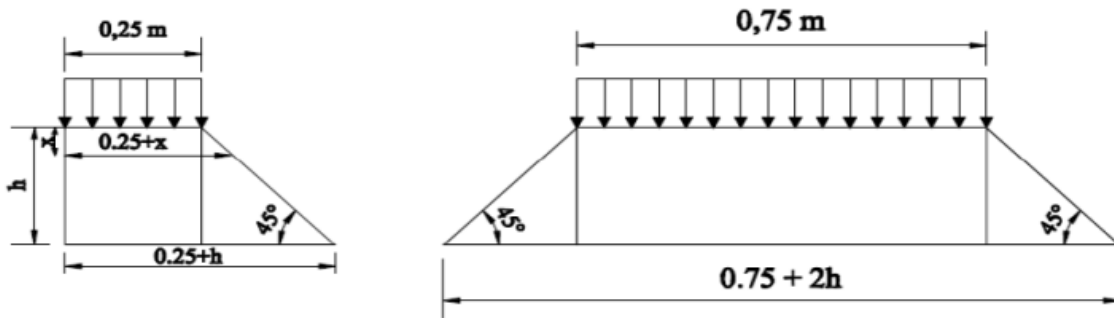


Figure XI. 12 : Poussée de la charge locale située en arrière du mur garde grève.

Le moment d'encastrement à la base du mur garde grève aura pour expression la formule suivante :

$$M_p = \frac{12k}{0.75 + 2h} \int_0^h \frac{h-x}{(0.25+x)} dx$$

Avec :

$$K = Ka \times bc \times \delta \times \gamma$$

γ : Coefficient de pondération ; $\gamma = 1,6$ à l'ELU et $\gamma = 1,2$ à l'ELS

bc : Coefficient de pondération du système BC

δ : Coefficient de majoration dynamique pour une charge sur remblai

h : hauteur du mur garde-grève.

Application Numérique :

Pour : $K = 0,51$ à l'ELS et $K = 0,67$ à l'ELU :

Les valeurs de M_p/K sont mentionnées dans le tableau ci-dessous pour différentes valeurs de h :

Tableau XI. 19 : Valeurs de M_p/K en fonction de h .

$h(m)$	0.5	0.75	1	1.5	2	2.5	3
$M_p/K(t. m/ml)$	2.23	3.4	4.41	6.11	7.45	8.56	9.49

Avec interpolation $2.00 \text{ m} < h = 2.04 \text{ m} < 2.50 \text{ m}$ on aura : $M_p/K = 86.34 \text{ KN. m/ml}$

D'où :

$$M_{p-ELS} = 43.70 \text{ kN. m/ml} ; M_{p-ELU} = 58.26 \text{ kN. m/ml}$$

Donc les **moments maximaux** sollicitant le mur **garde-grève** à l'ELU et à l'ELS sont :

$$M_{p-ELS} = 119.9526 \text{ kN. m/ml}$$

$$M_{p-ELU} = 160.0726 \text{ kN.m/ml}$$

XI.3.6.2. Ferrailage du mur garde-grève :

La section d'acier est calculée sur une bande de (1m × 0,30m) à l'aide du logiciel **ROBOT EXPERT 2010** dont les notes de calcul se trouvent en **Annexe**.

❖ Section d'acier (coté remblai) :

$A_s = 24,8 \text{ cm}^2$; soit: **4 HA25 + 2HA20** ($A_s = 25.92 \text{ cm}^2/\text{ml}$) avec un espacement de **17 cm**.

❖ Armature de construction (coté tablier) :

$A_s = A_s/3 = 8,27 \text{ cm}^2$; soit : **6HA14** ($A_s = 9.24 \text{ cm}^2/\text{ml}$) avec un espacement de **17 cm**.

❖ Armature transversale :

$A_s = A_s/4 = 6,20 \text{ cm}^2$; soit : **6 HA14** ($A_s = 9.24 \text{ cm}^2/\text{ml}$) avec un espacement de **17 cm**.

XI.3.7. Etude des murs en retour :

Le mur en retour a pour rôle d'assurer le soutènement des terres du remblai d'accès au pont, le mur en retour est encasté au niveau de la semelle ainsi qu'au niveau de mur de front, il est sollicité par :

- Poids propre et poids de la superstructure.
- Poussée des terres.
- Charges concentrées vers l'extrémité du mur, elles sont appliquées à 1m de l'extrémité du mur et comprennent une charge verticale de 4t et une charge horizontale de 2t.

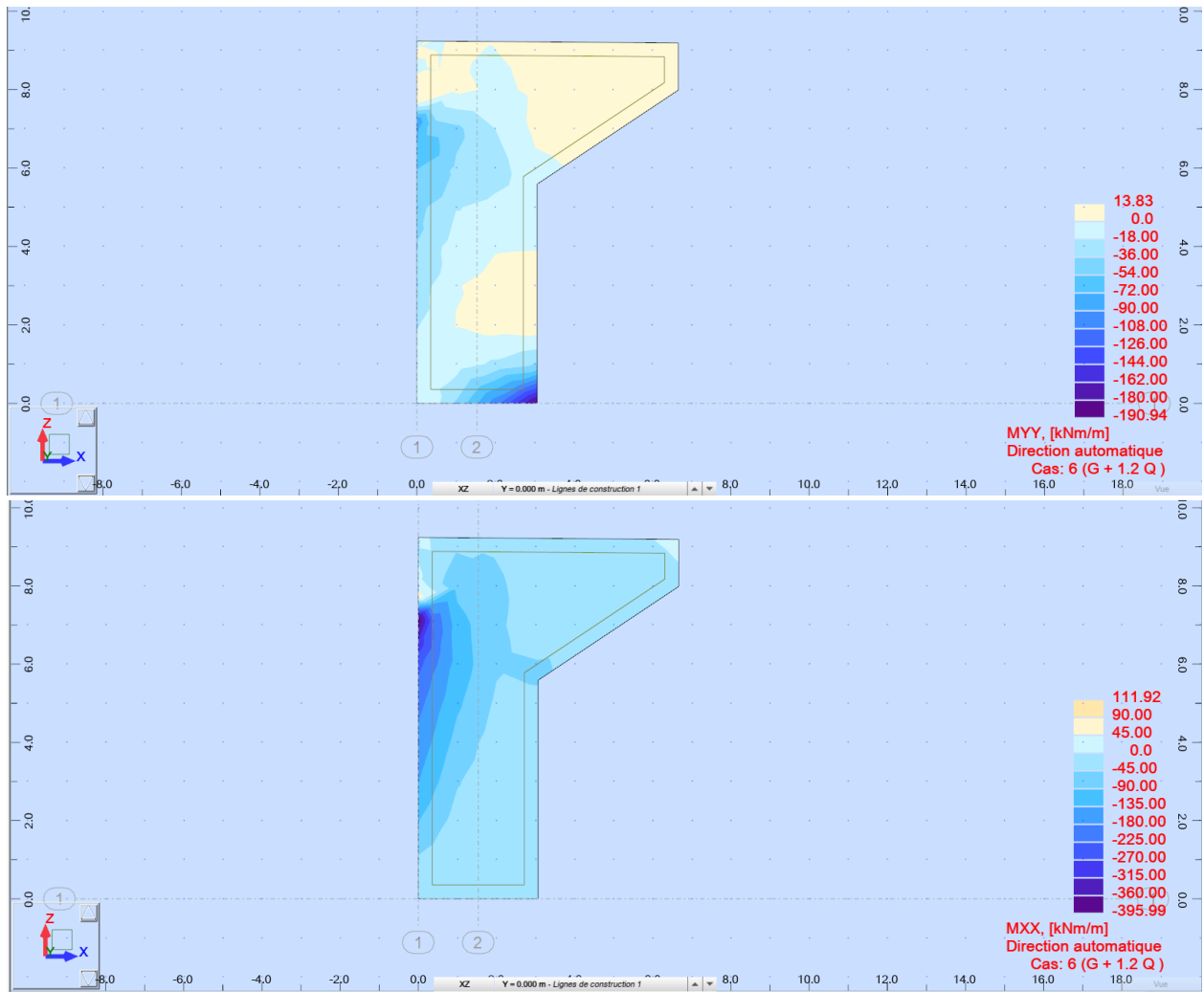


Figure XI. 13:Moments MXX et MYY du mur en retour à l'ELS.

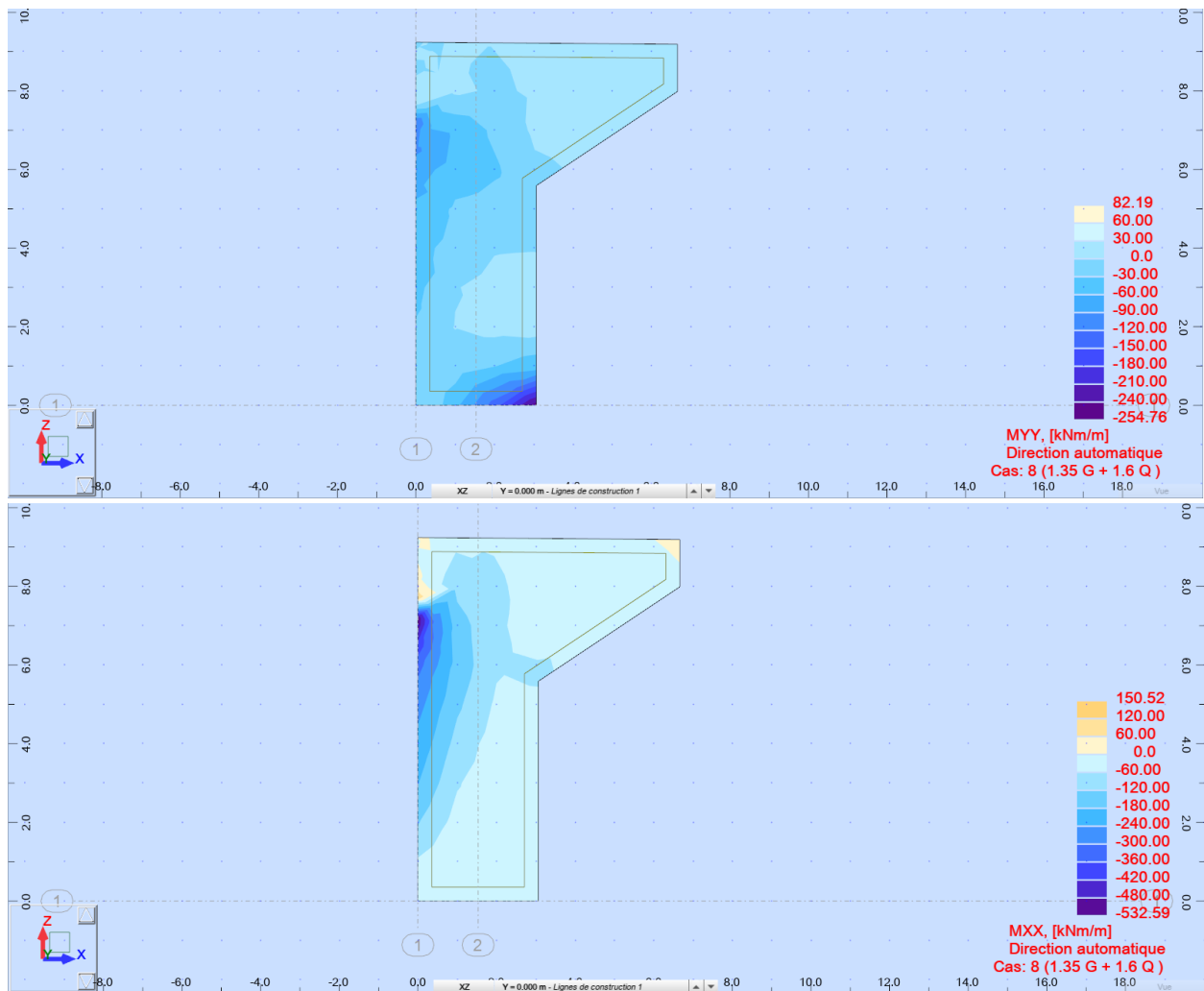


Figure XI. 14:Moments MXX et MYY du mur en retour à l'ELU.

L'étude du mur en retour se fera à l'aide du logiciel Autodesk Robot Structural Analysis 2023, dont les résultats sont mentionnés ci-dessous :

Etat limite	M _{XX} (kN.m/ml)	M _{YY} (kN.m/ml)
ELS	395.99	190.94
ELU	532.59	254.76

XI.3.7.1. Ferrailage du mur en retour :

La section d'acier est calculée à l'aide du logiciel **ROBOT EXPERT 2010** dont les notes de calcul se trouvent en **Annexe**.

❖ Ferrailage vertical :

Section d'acier (coté remblai) :

AS = 39.6 cm²/ml → On prend : 5HA32 (AS = 40.21 cm²/ml) avec un espacement de 20 cm.

Armature de construction (coté tablier) :

$AS = AS/3 = 13.2 \text{ cm}^2/\text{ml}$; soit : **5HA20** ($AS = 15.71 \text{ cm}^2/\text{ml}$) avec un espacement de **20 cm**.

❖ Ferrailage horizontal :

Section d'acier (coté remblai) :

$AS = 18.4 \text{ cm}^2/\text{ml}$ → On prend : **4 HA25** ($AS = 19.63 \text{ cm}^2/\text{ml}$) avec un espacement de **25 cm**.

Armature de construction (coté tablier) :

$AS = AS/3 = 6.13 \text{ cm}^2/\text{ml}$; soit : **4 HA14** ($AS = 6.16 \text{ cm}^2/\text{ml}$) avec un espacement de **25 cm**.

XI.3.8. Etude de la dalle de transition :

La dalle de transition est une dalle en béton armé, placée sous la chaussée aux extrémités du pont, son rôle est d'éviter le dénivellement qui pourrait se produire lors des tassements éventuels des remblais derrière la culée.

XI.3.8.1. Evaluation des efforts :

La dalle de transition est supposée simplement appuyé, elle est soumise à son poids propre, aux surcharges et au poids du remblai au-dessus de la dalle.

Tableau XI. 20 : Charges agissant sur la dalle de transition.

Type de charge	Q (kN/ml)	M(KN.m/ml)
Poids propre	6.25	12.5
Revêtement	2	4
Remblai	11.88	23.76
Surcharges	10	20

Les combinaison le plus défavorable sont :

$$\text{ELS} : M_G + 1.2 M_Q = 64.26 \text{ kN.m/ml}$$

$$\text{ELU} : 1.35M_G + 1.6M_Q = 86.35 \text{ kN.m/ml}$$

XI.3.8.2. Ferrailage de la dalle de transition :

La section d'acier est calculée à l'aide du logiciel **ROBOT EXPERT 2010** dont les notes de calcul se trouvent en **Annexe**.

❖ Section d'acier (coté remblai) :

$AS = 14 \text{ cm}^2$; on prend : **5 HA20** ($AS = 15.70 \text{ cm}^2$) avec un espacement **20 cm**.

❖ Armature de construction (coté tablier) :

$AS = AS/3 = 4.67 \text{ cm}^2/\text{ml}$: soit : **5 HA14** ($AS = 7.70 \text{ cm}^2/\text{ml}$) avec un espacement de **20 cm**.

❖ Armature transversale :

$AS = AS/4 = 3.50 \text{ cm}^2/\text{ml}$; soit : **5 HA12** ($AS = 5.65 \text{ cm}^2/\text{ml}$) avec un espacement de **20 cm**.

XI.3.9. Etude du corbeau :

Le corbeau est situé arrière bas du mur garde grève, il joue le rôle d'appui pour la dalle de transition, il est soumis à la réaction de cette dernière.

XI.3.9.1. Evaluation des efforts :

❖ Réaction due au poids des charges permanentes :

Elle est donnée par la relation suivante :

$$R_{cp} = \frac{q_{cp} \times L}{2}$$

Avec :

$$q_{cp} = q_{remblais} + q_{revêtement} + q_{p-dalle_de_transition} = 20.13 \text{ kN/ml}$$

L : Longueur de la dalle de transition : **L = 4 m.** → **$R_{cp} = 40.26 \text{ kN}$**

❖ Réaction due au poids du corbeau :

Elle est donnée par la relation suivante :

$$R_{cor} = V \times \gamma_{béton} = 3.78 \text{ kN/ml}$$

Avec :

V = 0.15 m³ : volume d'une bande de 1m du mur corbeau.

$\gamma_{béton}$: Densité du béton ; **L = 25 KN/m³**.

❖ Réaction des surcharges sur remblai :

Elle est donnée par la relation suivante :

$$R_{sur} = \frac{q_{sur} \times L}{2}$$

Avec :

$q_{sur} = 10 \text{ KN/ml}$.

L : Longueur de la dalle de transition ; **L = 4 m.** → **$R_{cp} = 20,00 \text{ KN/ml}$**

Donc les **réactions maximales** sollicitant le **corbeau d'appui** à l'ELU et à l'ELS sont :

ELS: $R_G + 1.2 R_Q = 68.04 \text{ kN/ml}$

ELU : $1.35R_G + 1.6R_Q = 91.45 \text{ kN/ml}$

XI.3.9.2 Ferrailage du corbeau :

As=10.4cm²/ml on prend : **5 HA20** ($AS = 15.71 \text{ cm}^2/\text{ml}$) avec un espacement de **20 cm**.

Armature de construction :

As = As/3 = 3.4 cm²/ml : soit : **5 HA10** ($AS = 3.93 \text{ cm}^2/\text{ml}$) avec un espacement de **20 cm**.

XI.4. CONCLUSION :

L'étude de l'infrastructure abordée dans ce chapitre porte sur le dimensionnement, et la stabilité de la pile et de la culée tout en calculant le ferrailage de leurs éléments, ce qui leur permettra d'avoir un fonctionnement adéquat, et l'ouvrage pourra être exploité en toute sécurité. Il est également important de prendre en compte l'effet sismique qui est très important lorsque l'ouvrage est situé dans une zone de forte sismicité.

CONCLUSION GENERALE :

Ce projet de fin d'études, qui a eu pour objectif la conception et l'étude le viaduc 34/02, appartenant au projet de la pénétrante reliant TENES à l'autoroute Est-Ouest a été une expérience enrichissante qui m'a permis de rappeler les connaissances que j'avais déjà acquises durant mes années d'études, à l'Ecole Nationale des Travaux Publics, et d'apprendre de nouvelles notions liées à la conception, au dimensionnement et aux méthodes de construction des ponts.

Cette étude m'a également permis de maîtriser la réglementation régissant les principes de calcul de structure dans le domaine des ouvrages d'art, de développer mes compétences en calcul, de maîtriser la modélisation, d'améliorer les dessins techniques, ainsi que d'approfondir mes connaissances théoriques et pratiques.

À travers ce travail, qui m'a donné une bonne expérience dans le monde professionnel, j'ai réalisé à quel point il est important pour l'ingénieur d'avoir un sens d'observation et d'analyse très développé, afin qu'il soit capable de prendre des décisions et des choix qui satisfassent toutes les conditions et les contraintes du projet.

BIBLIOGRAPHIE

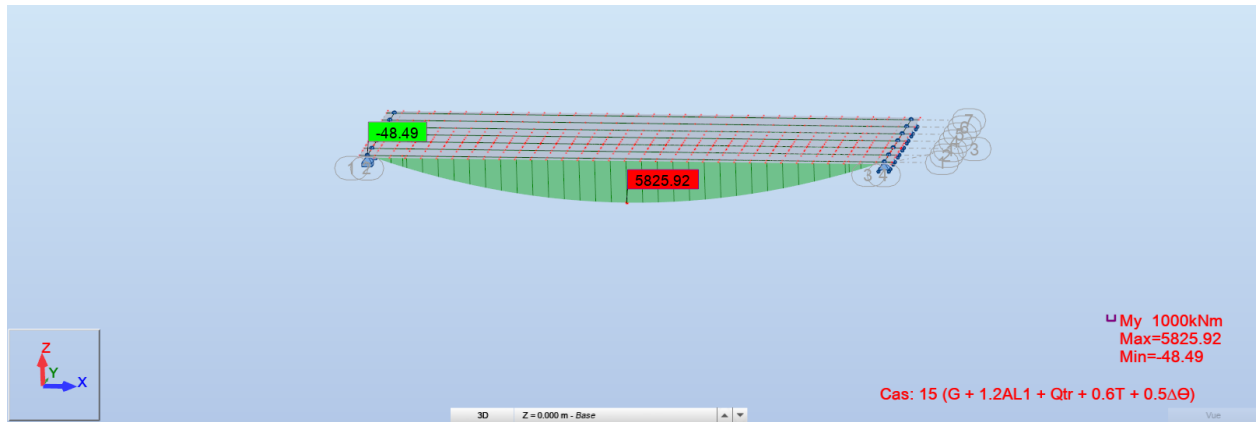
- [1] BAEL, *Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites*, BAEL 91 révisé 99, 1999.
- [2] BPEL, *Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton précontraint suivant la méthode des états limites*, BPEL 91 révisé 99, 1999.
- [3] Document SETRA, *Appareils d'appui en élastomère fretté, utilisation pour les ponts, viaducs et structures similaires, guide technique*, Ministère de l'équipement, des transports, du logement, du tourisme et de la mer (France), juillet 2007.
- [4] Document SETRA, *Pont à Poutres préfabriqués précontrainte par poste tension VIPP*, France, SETRA, 1996.
- [5] Document SETRA, *Ponts courants en zone sismique*, Ministère de l'équipement, des transports, du logement, du tourisme et de la mer (France), janvier 2000.
- [6] Document SETRA, *Ponts en béton précontraint construits par encorbellements successifs*. Ministère de l'équipement, des transports, du logement, du tourisme et de la mer (France), juin 2003.
- [7] Document SETRA, *Ponts mixtes acier-béton bipoutres*, Guide de conception, SETRA, France, 1990.
- [8] RCPR, *Règles Définissant Les Charges A Appliquer Pour Le Calcul Et Les Epreuves Des Ponts Routes*, Algérie, 2009.
- [9] RPOA, *Règles Parasismiques Applicables au domaine des Ouvrages d'Art*, Algérie, 2008.
- [10] THONIER. H, *Le Béton Précontraint aux Etats Limites*, ENPC, Ecole nationale des ponts et chaussées de Paris (France), 1985.
- [11] SILINE. Mohammed, *Béton Précontraint, Cours et applications*, Université Mohamed Boudiaf. M'sila Faculté de Technologie, 2017.
- [12] CIPEC, catalogues des joints de chaussée (juin 2010), Freyssinet.

Annexe 1 : Résultats de calcul numérique :

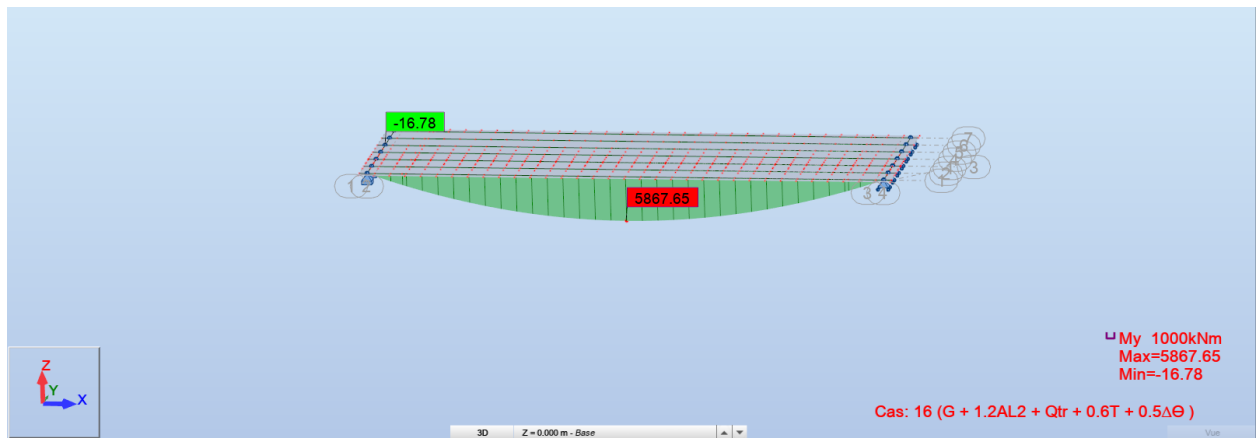
Annexe 1 : Résultats de calcul numérique :

Moments fléchissant au niveau du tablier :

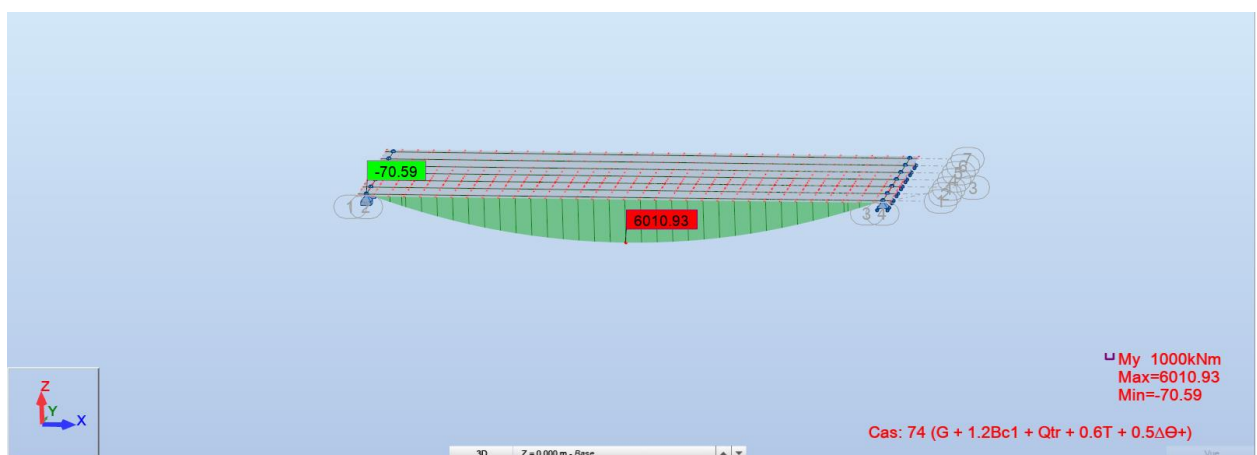
ELS :



$$G + 1.2AL_1 + Q_{tr} + 0.6T + 0.5\Delta\Theta$$

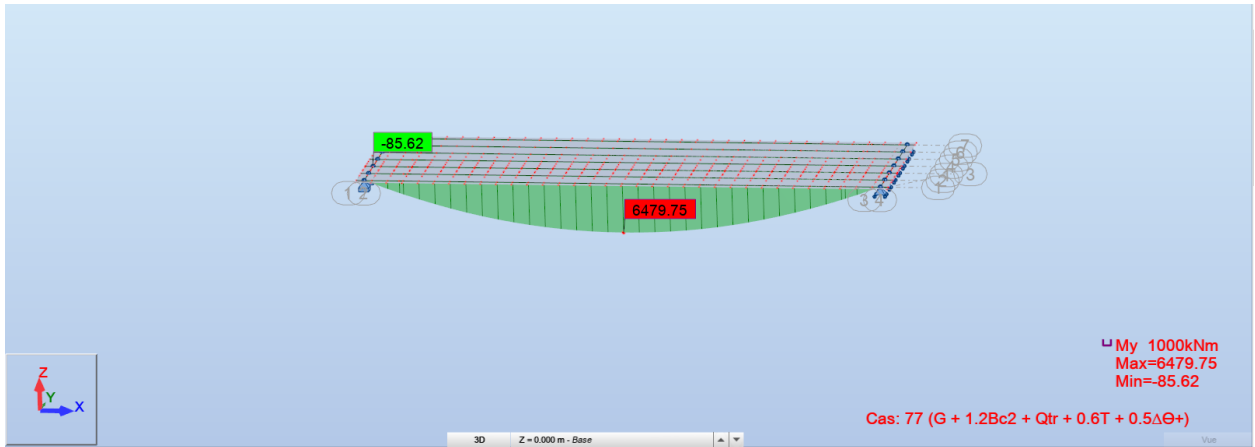


$$G + 1.2AL_2 + Q_{tr} + 0.6T + 0.5\Delta\Theta$$

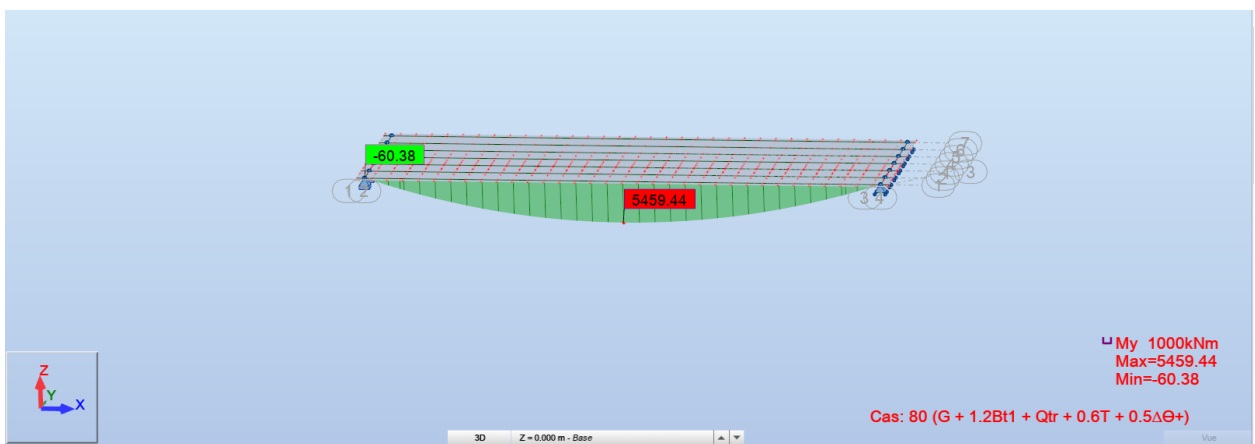


$$G + 1.2Bc_1 + Q_{tr} + 0.6T + 0.5\Delta\Theta$$

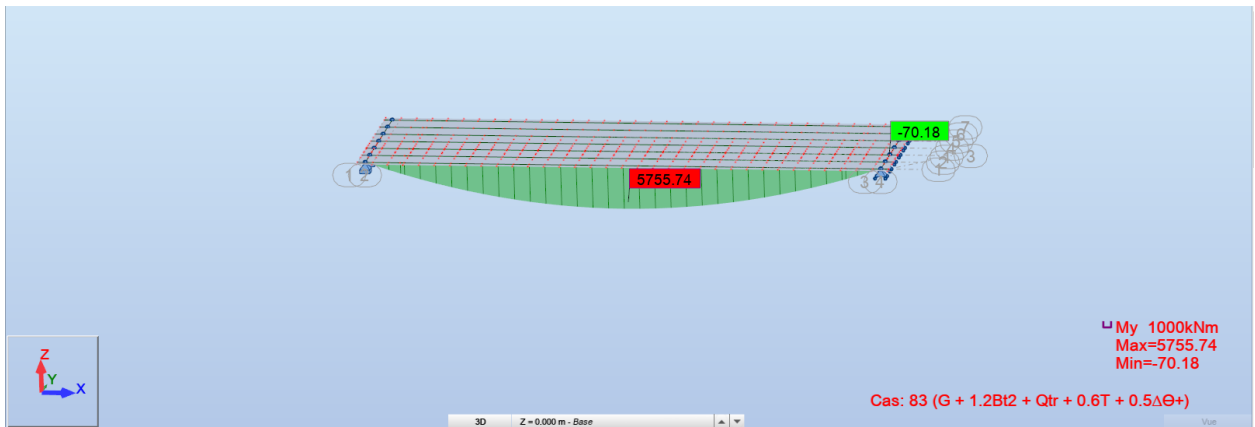
Annexe 1 : Résultats de calcul numérique :



$$G + 1.2Bc_2 + Q_{tr} + 0.6T + 0.5\Delta\Theta$$

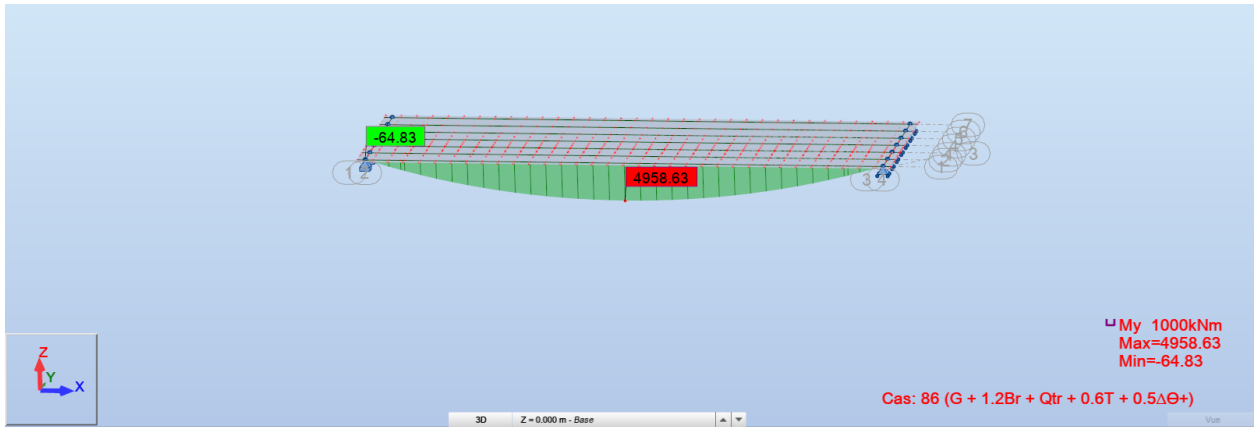


$$G + 1.2Bt_1 + Q_{tr} + 0.6T + 0.5\Delta\Theta$$

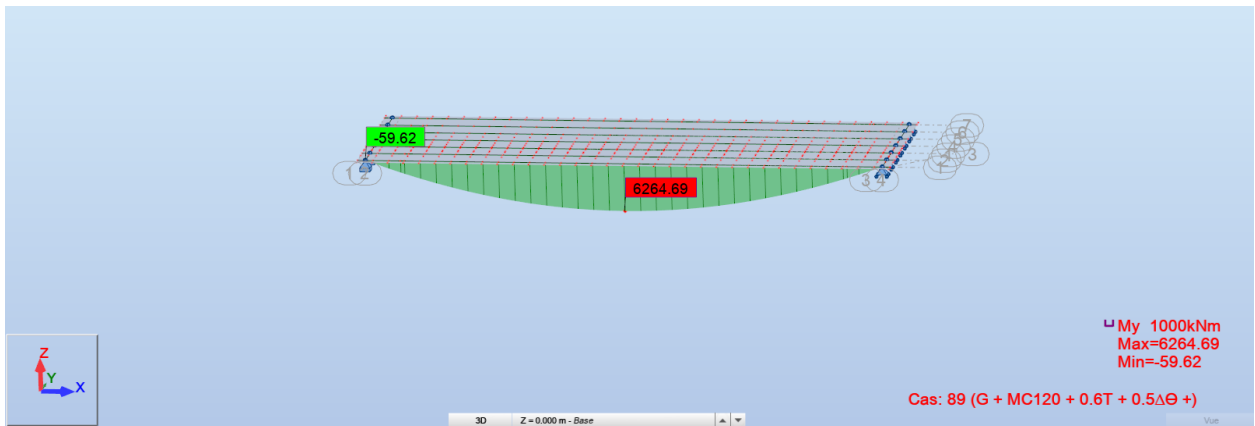


$$G + 1.2Bt_2 + Q_{tr} + 0.6T + 0.5\Delta\Theta$$

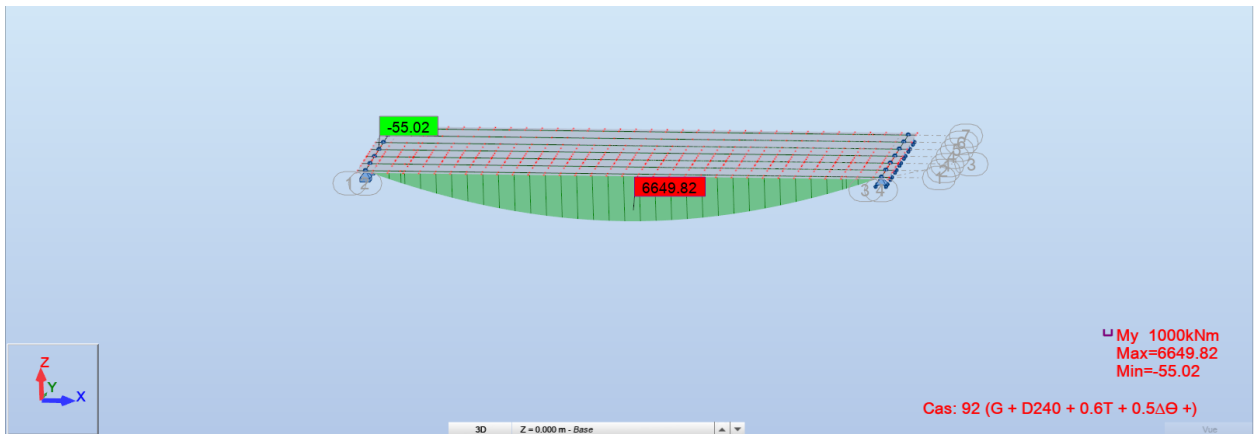
Annexe 1 : Résultats de calcul numérique :



$$G + 1.2Br + Q_{tr} + 0.6T + 0.5\Delta\Theta$$

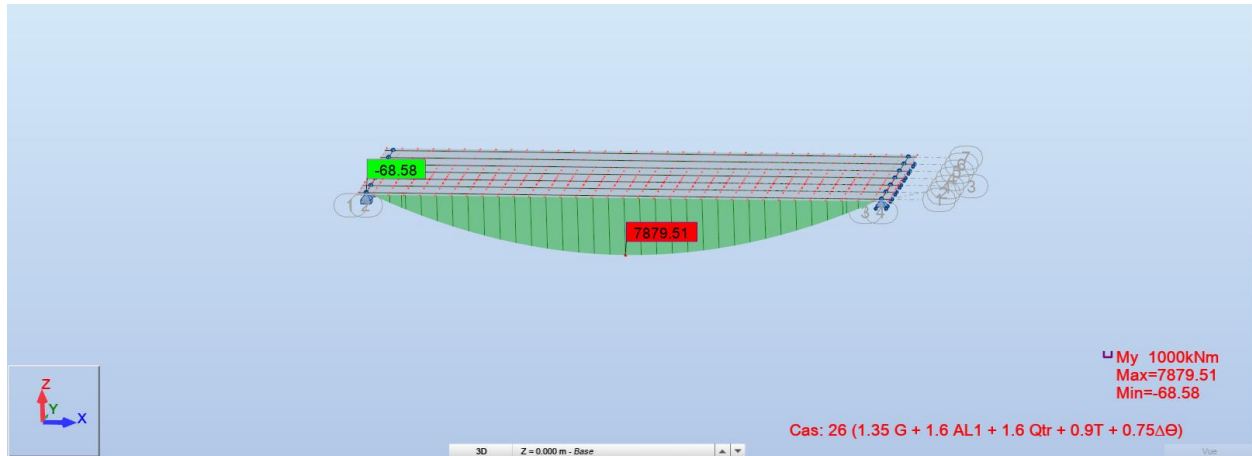


$$G + MC120 + 0.6T + 0.5\Delta\Theta$$

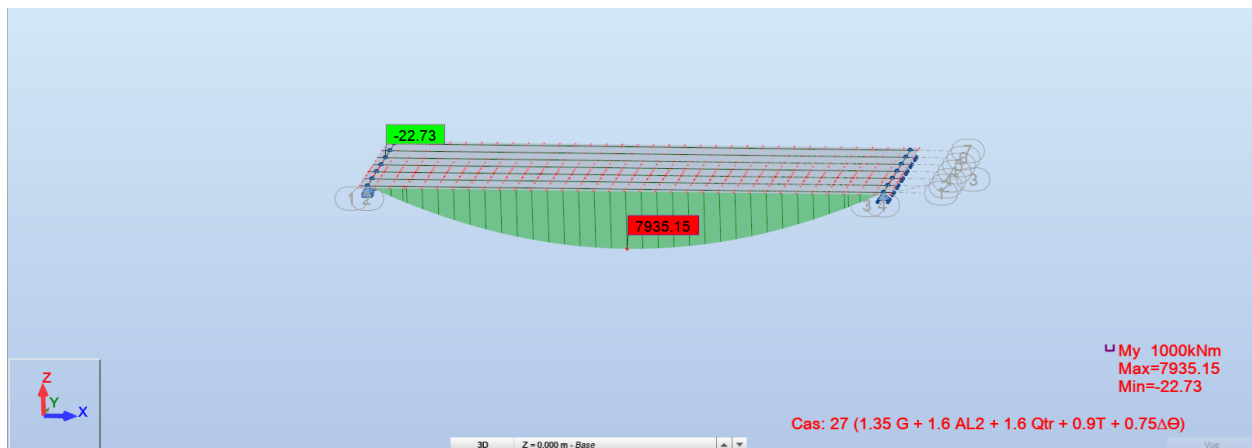


$$G + D240 + 0.6T + 0.5\Delta\Theta$$

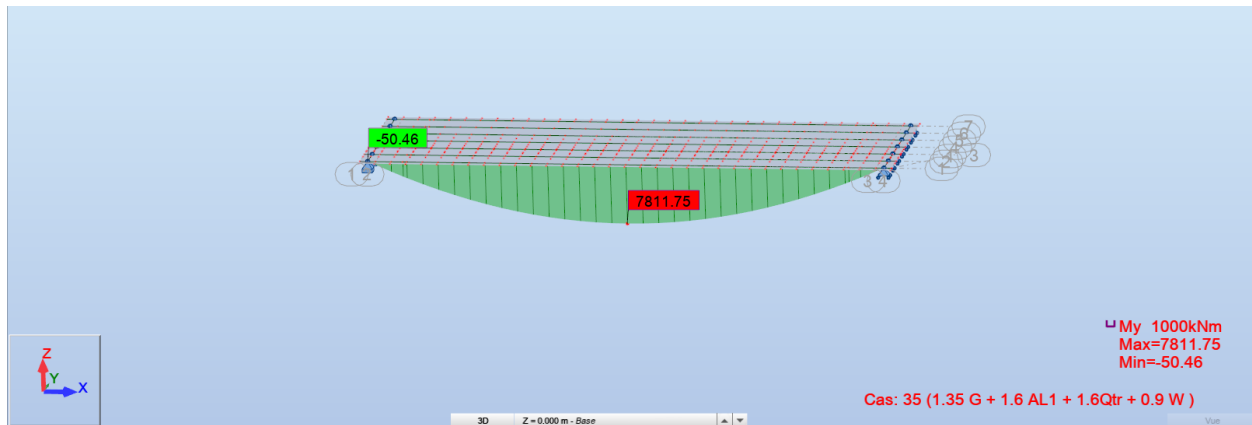
Annexe 1 : Résultats de calcul numérique :



$$1.35G + 1.6AL_1 + 1.6Q_{tr} + 0.9T + 0.75\Delta\Theta$$

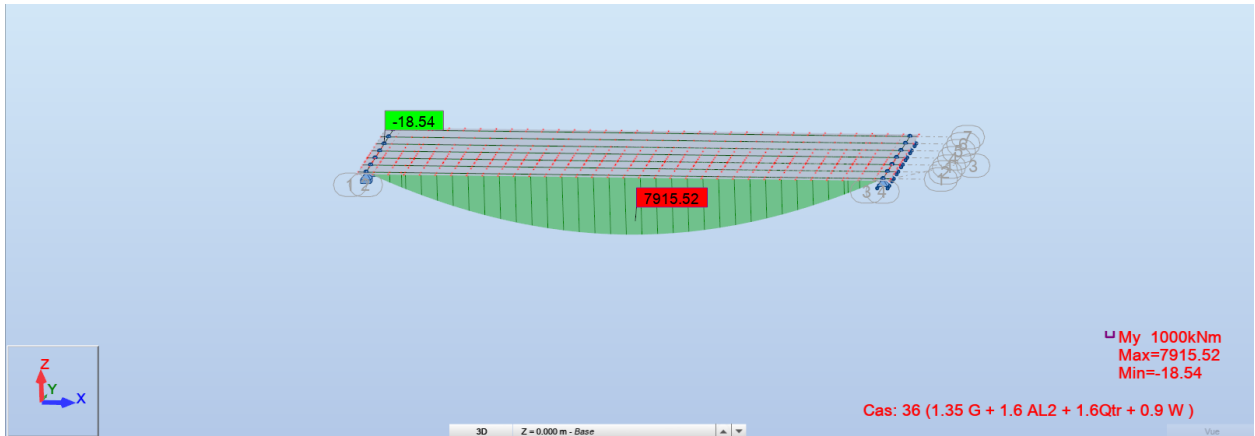


$$1.35G + 1.6AL_2 + 1.6Q_{tr} + 0.9T + 0.75\Delta\Theta$$

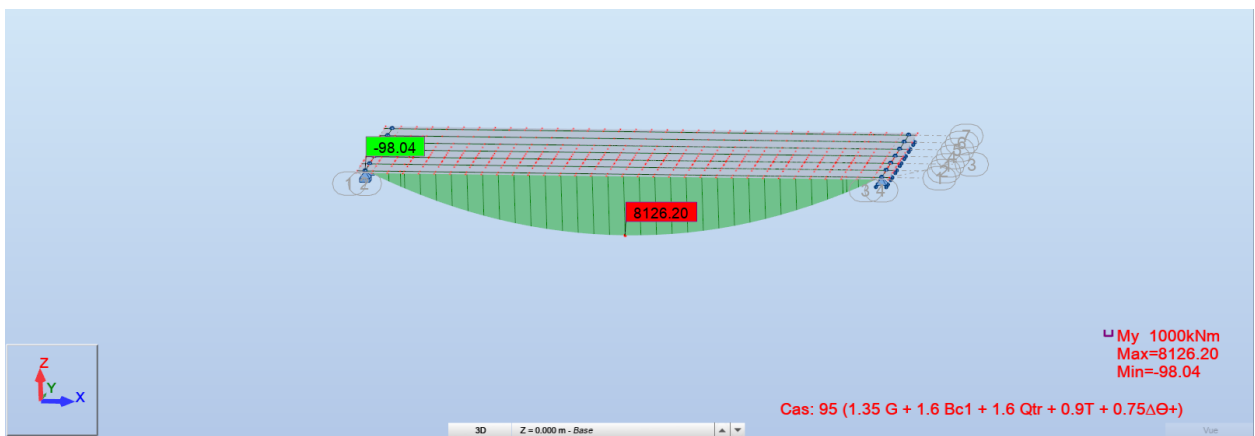


$$1.35G + 1.6AL_1 + 1.6Q_{tr} + 0.9W$$

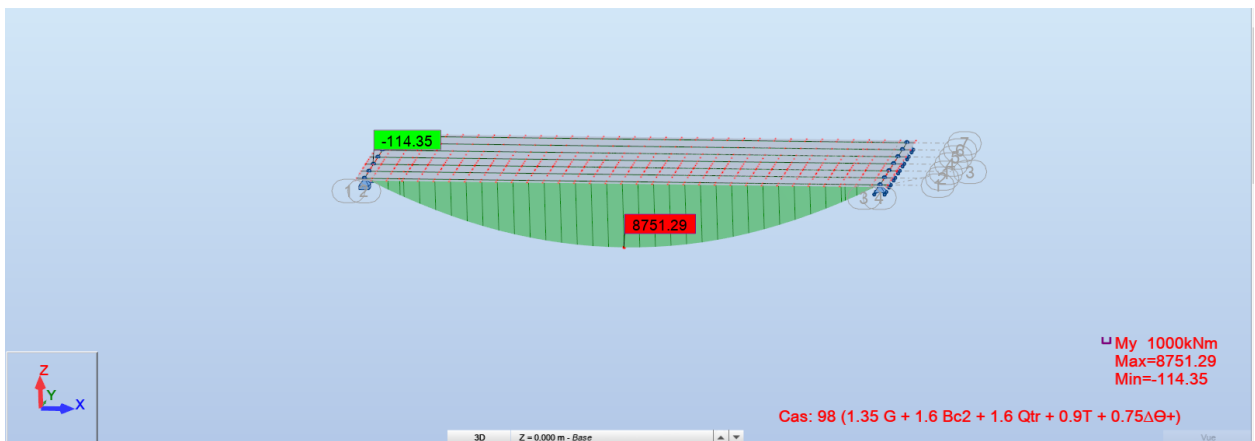
Annexe 1 : Résultats de calcul numérique :



$$1.35G + 1.6AL_2 + 1.6Q_{tr} + 0.9W$$

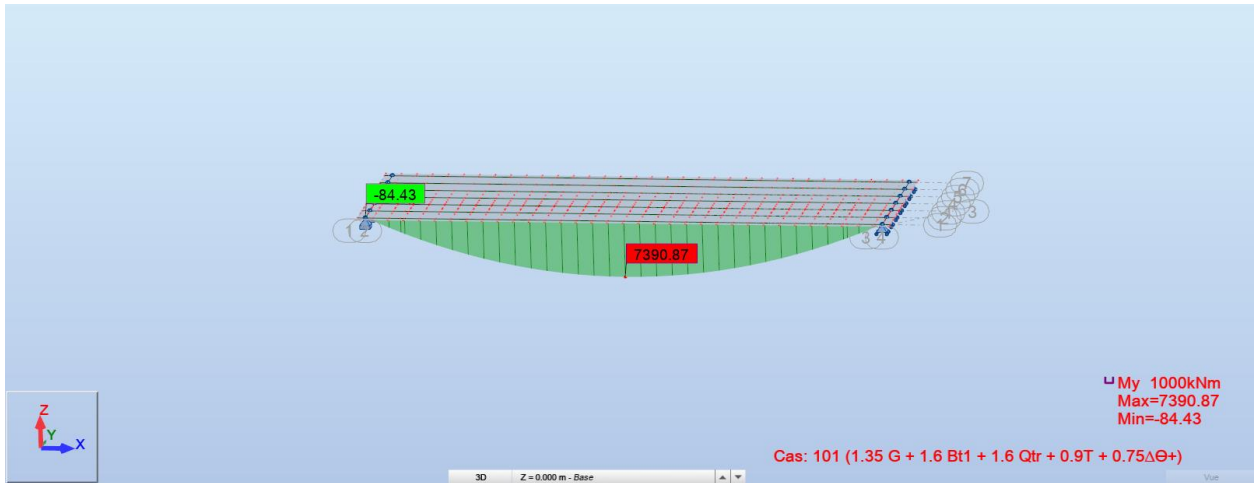


$$1.35G + 1.6Bc_1 + 1.6Q_{tr} + 0.9T + 0.75\Delta\Theta$$

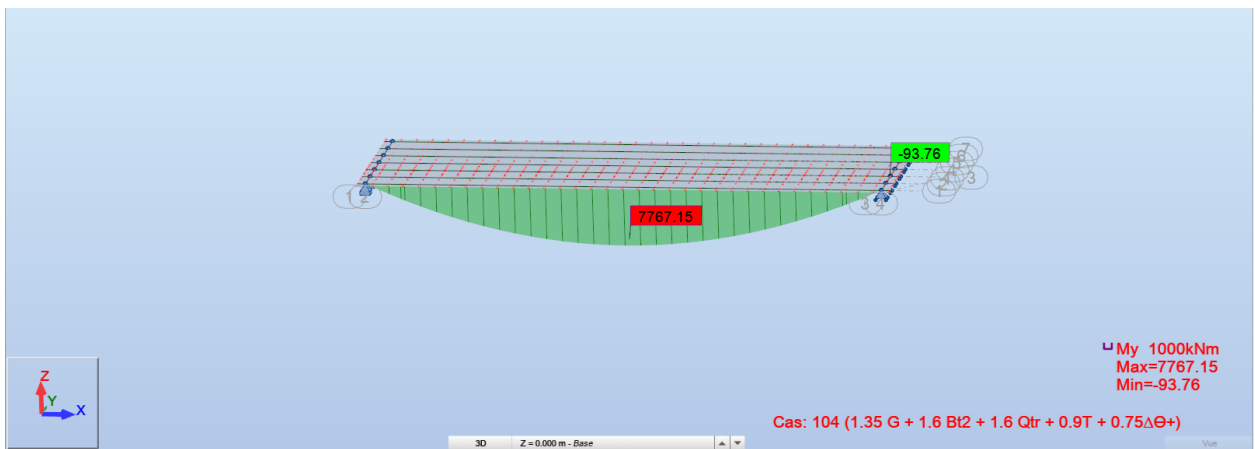


$$1.35G + 1.6Bc_2 + 1.6Q_{tr} + 0.9T + 0.75\Delta\Theta$$

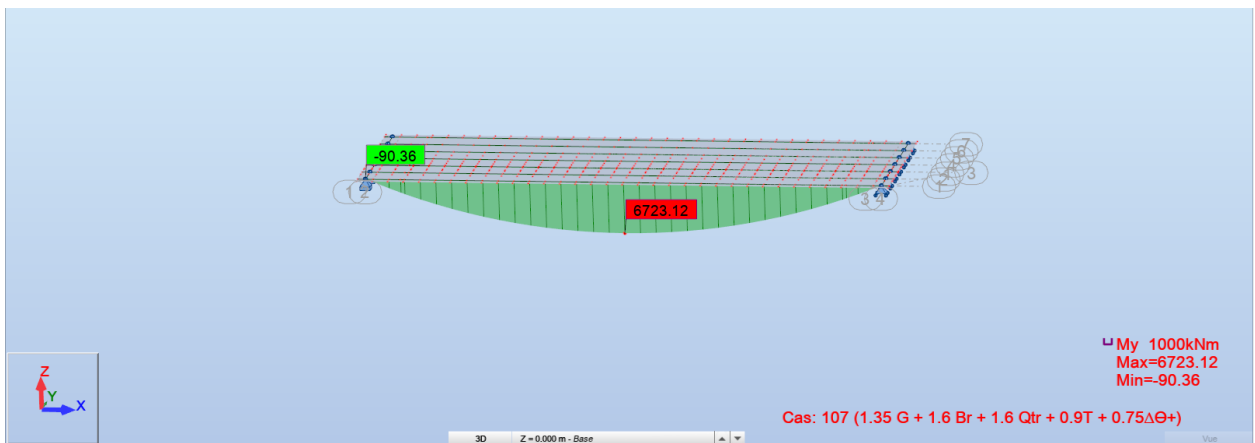
Annexe 1 : Résultats de calcul numérique :



$$1.35G + 1.6B_{t1} + 1.6Q_{tr} + 0.9T + 0.75\Delta\Theta$$

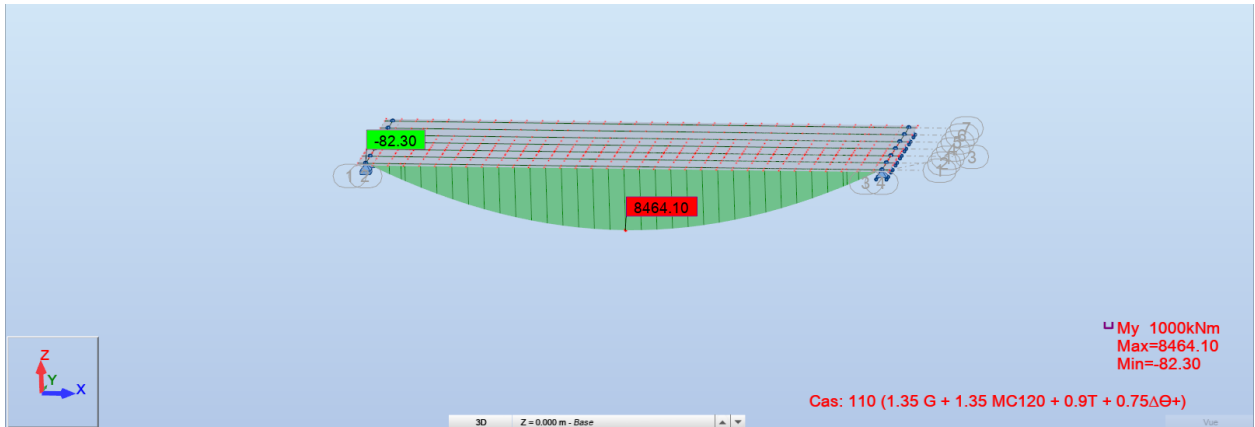


$$1.35G + 1.6B_{t2} + 1.6Q_{tr} + 0.9T + 0.75\Delta\Theta$$

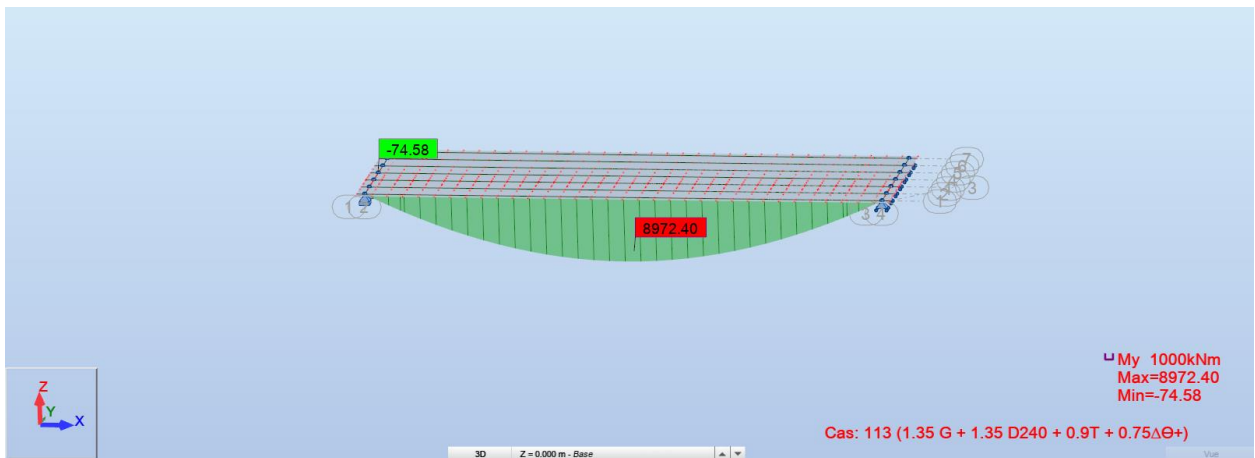


$$1.35G + 1.6B_r + 1.6Q_{tr} + 0.9T + 0.75\Delta\Theta$$

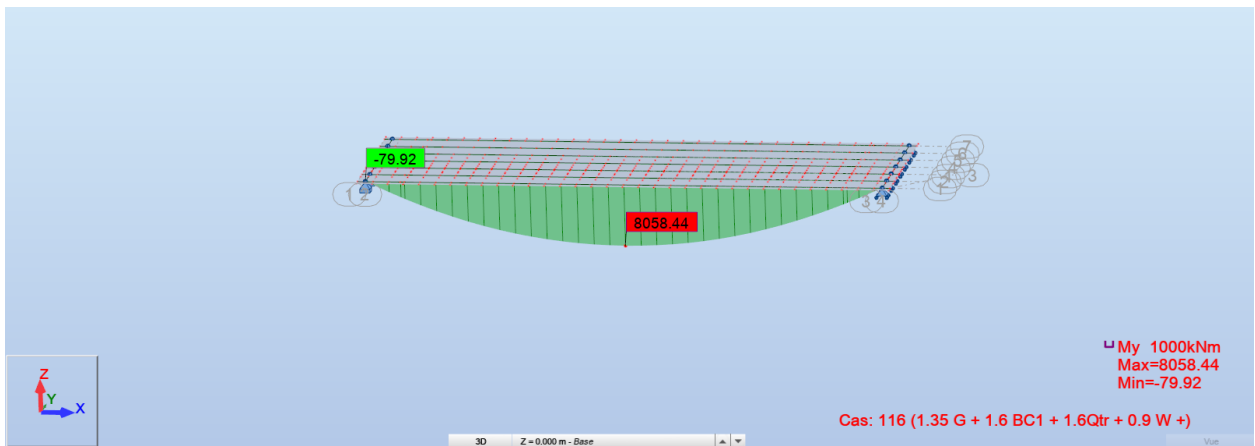
Annexe 1 : Résultats de calcul numérique :



$$1.35G + 1.35MC_{120} + 0.9T + 0.75\Delta\Theta$$

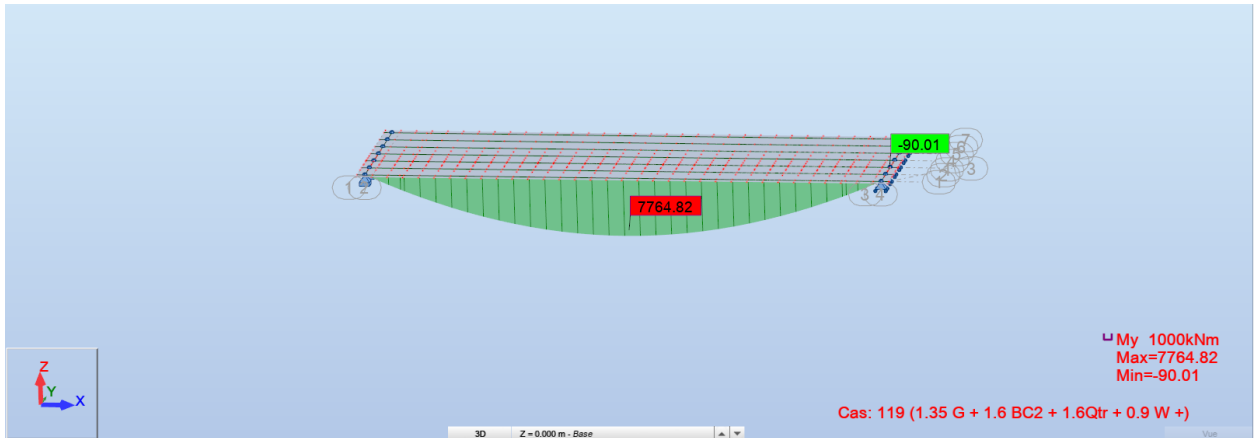


$$1.35G + 1.35D_{240} + 0.9T + 0.75\Delta\Theta$$

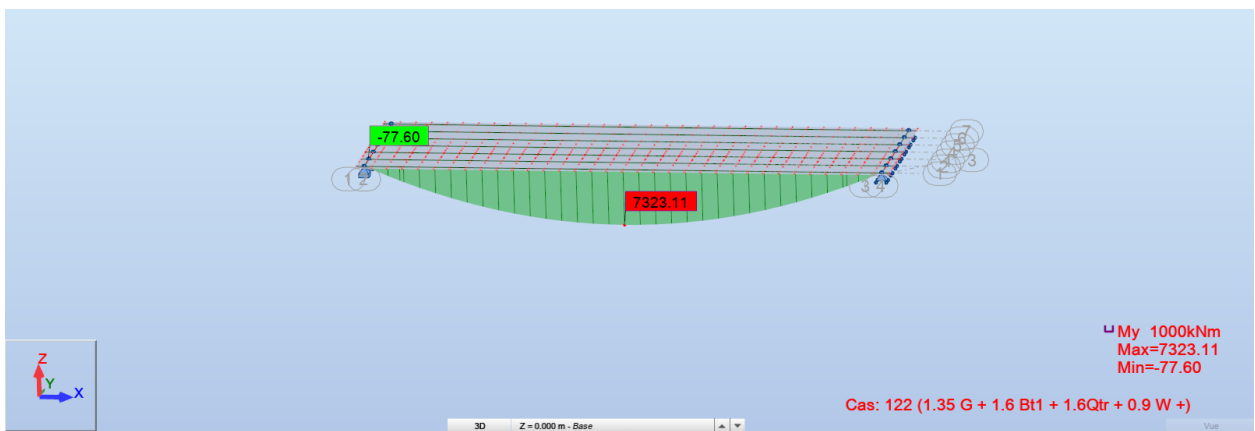


$$1.35G + 1.6BC_1 + 1.6Q_{tr} + 0.9W$$

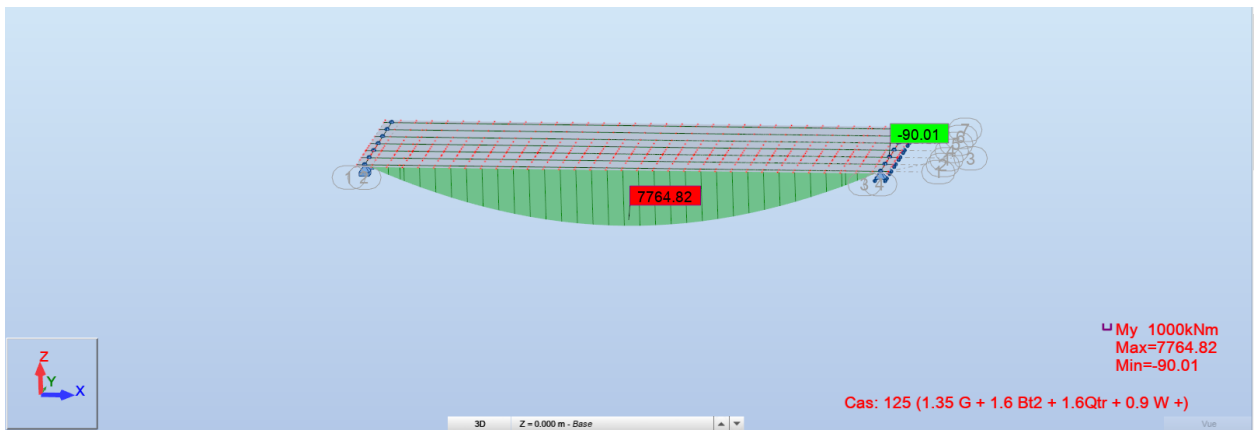
Annexe 1 : Résultats de calcul numérique :



$$1.35G + 1.6B_{c2} + 1.6Q_{tr} + 0.9W$$

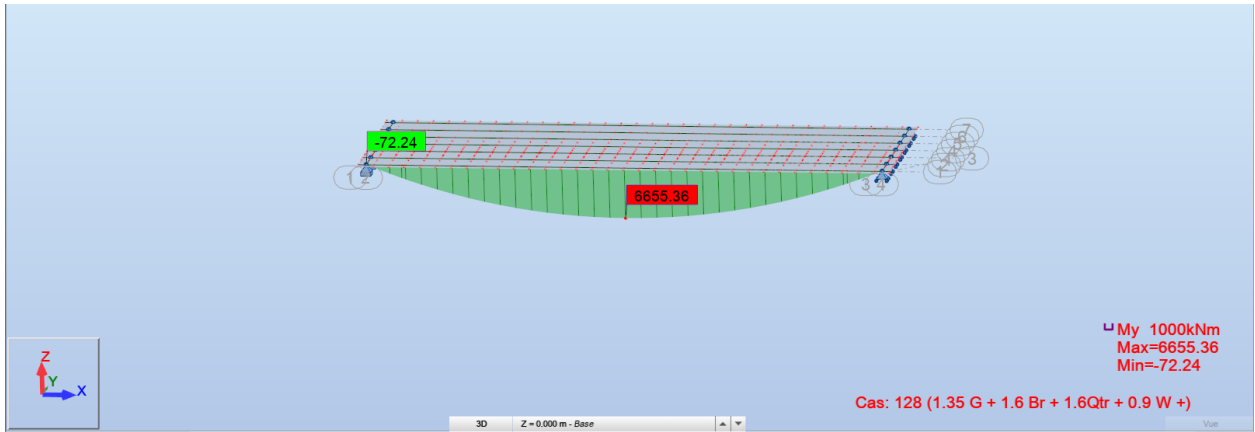


$$1.35G + 1.6B_{t1} + 1.6Q_{tr} + 0.9W$$

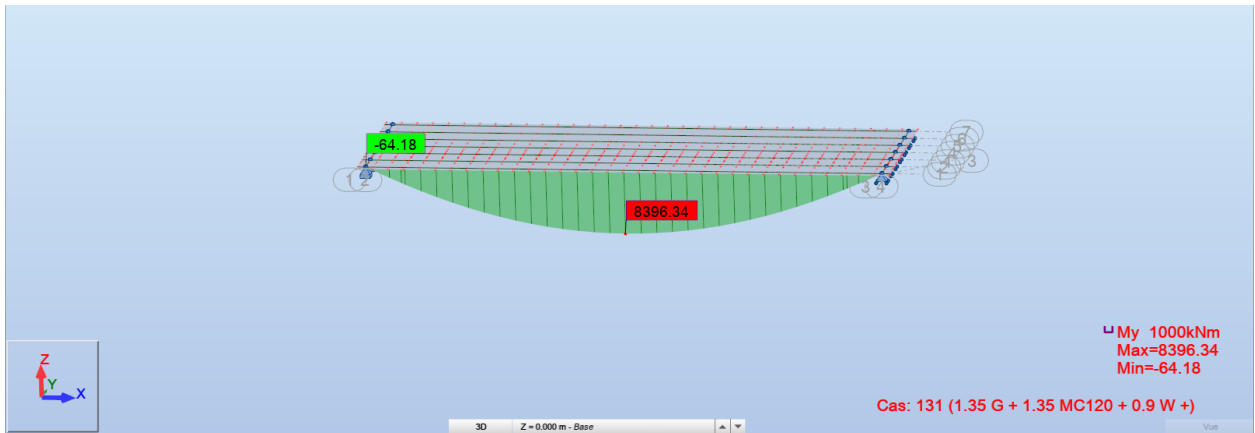


$$1.35G + 1.6B_{t2} + 1.6Q_{tr} + 0.9W$$

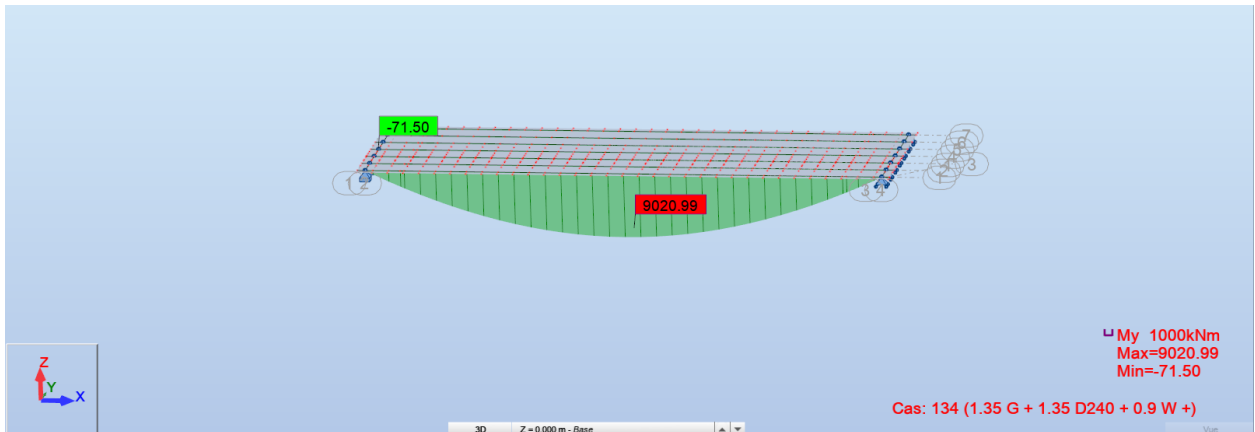
Annexe 1 : Résultats de calcul numérique :



$$1.35G + 1.6B_r + 1.6Q_{tr} + 0.9W$$

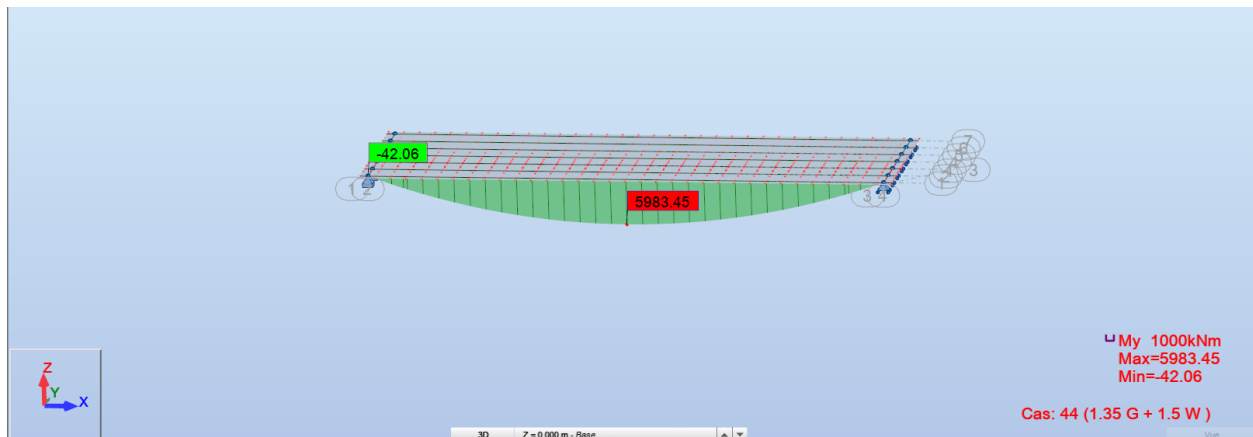


$$1.35G + 1.35MC_{120} + 0.9W$$

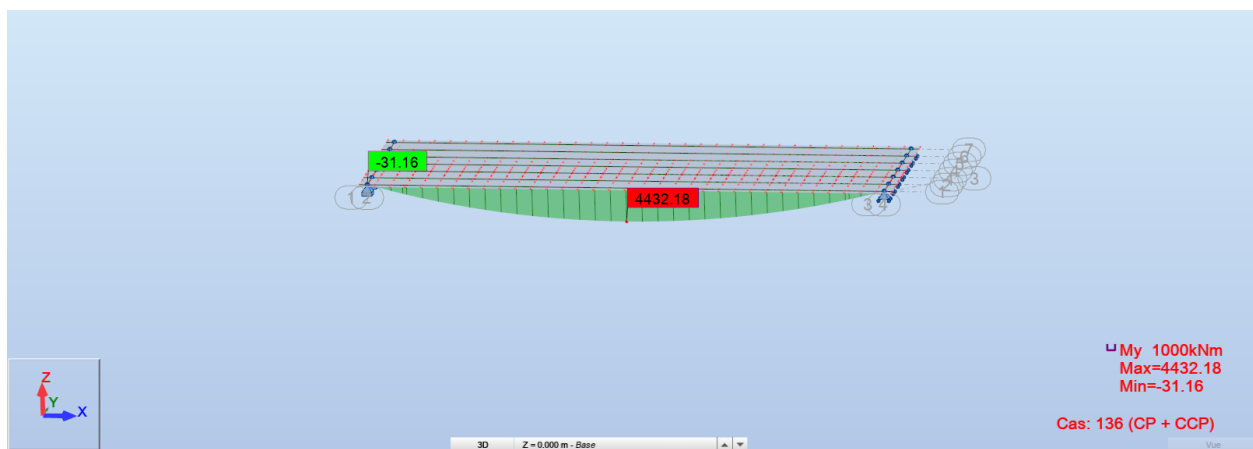


$$1.35G + 1.35D_{240} + 0.9W$$

Annexe 1 : Résultats de calcul numérique :

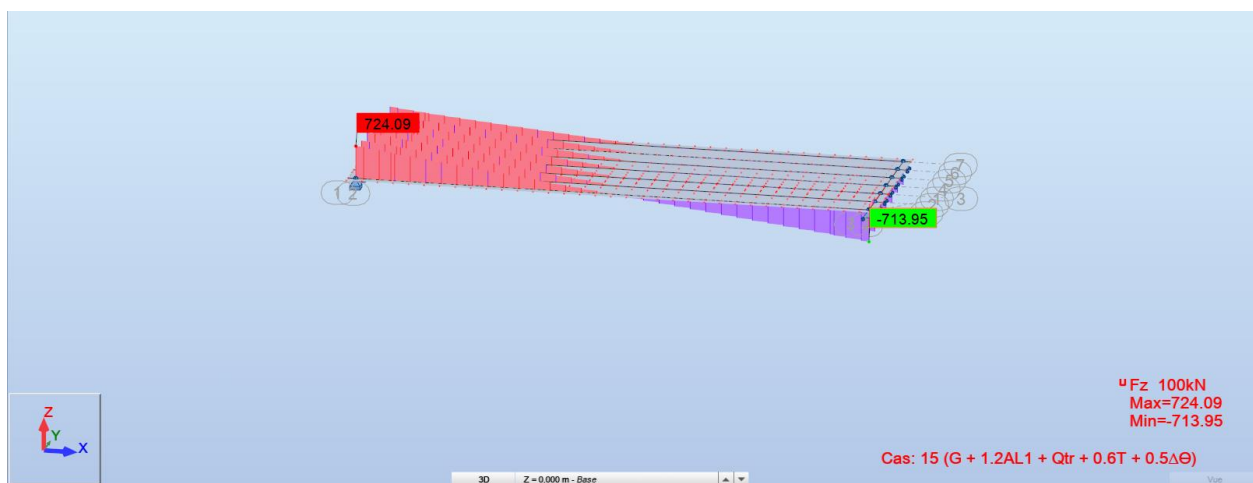


G + 1.5W



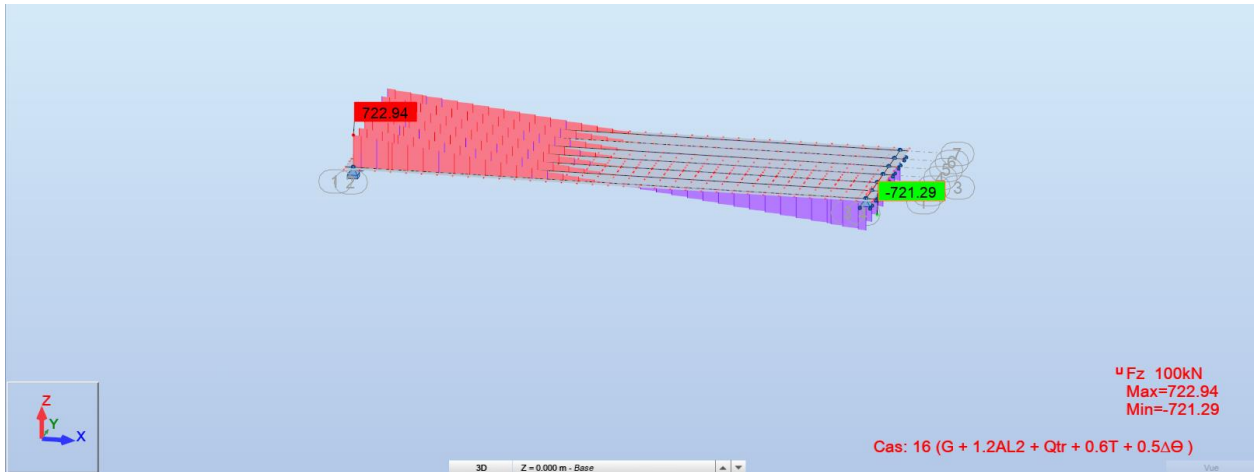
CP + CCP

Effort tranchants au niveau du tablier :

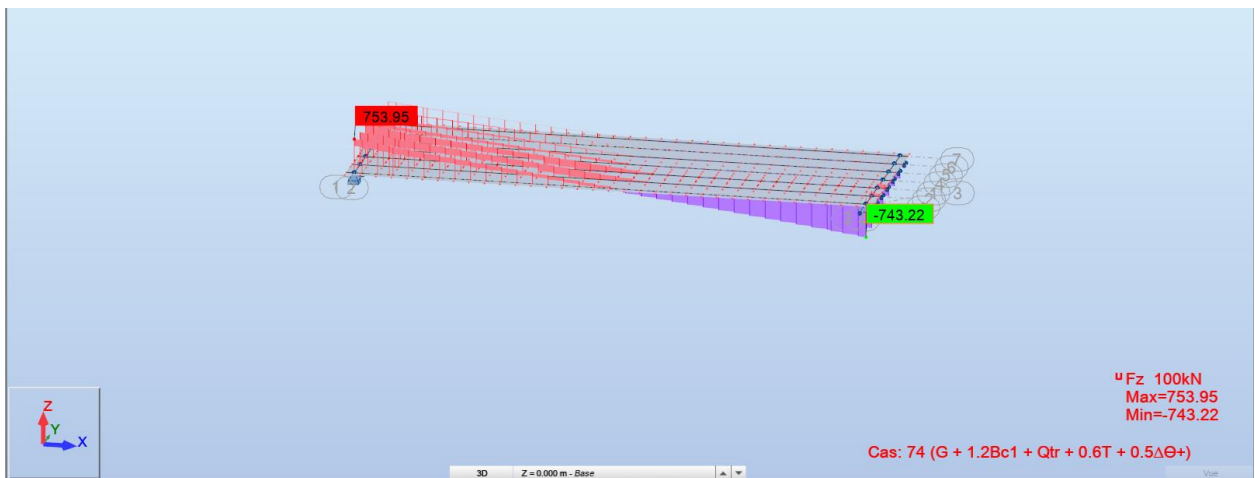


G + 1.2AL₁ + Q_{tr} + 0.6T + 0.5ΔΘ

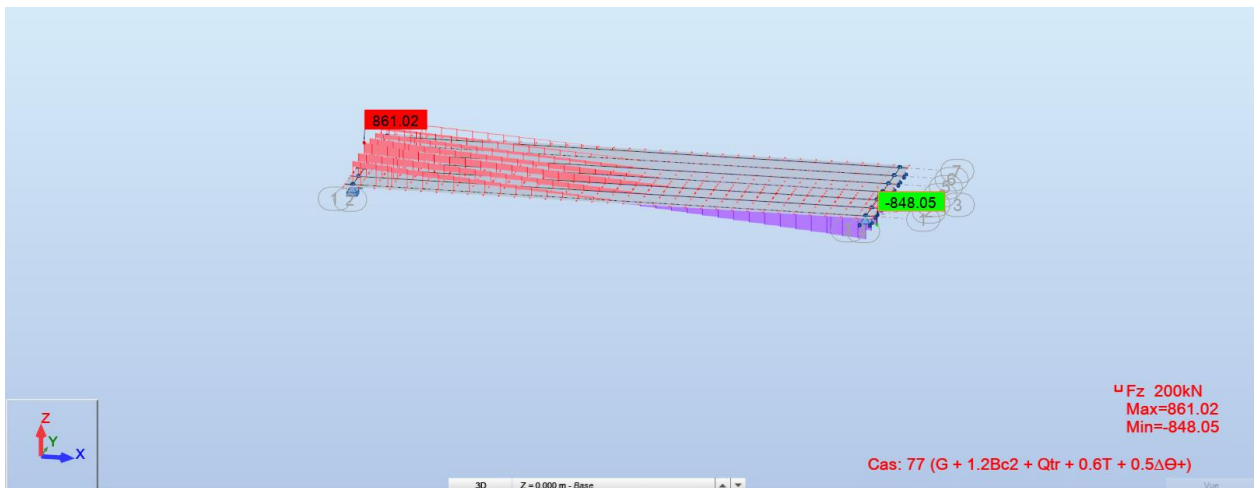
Annexe 1 : Résultats de calcul numérique :



$$G + 1.2AL_2 + Q_{tr} + 0.6T + 0.5\Delta\Theta$$

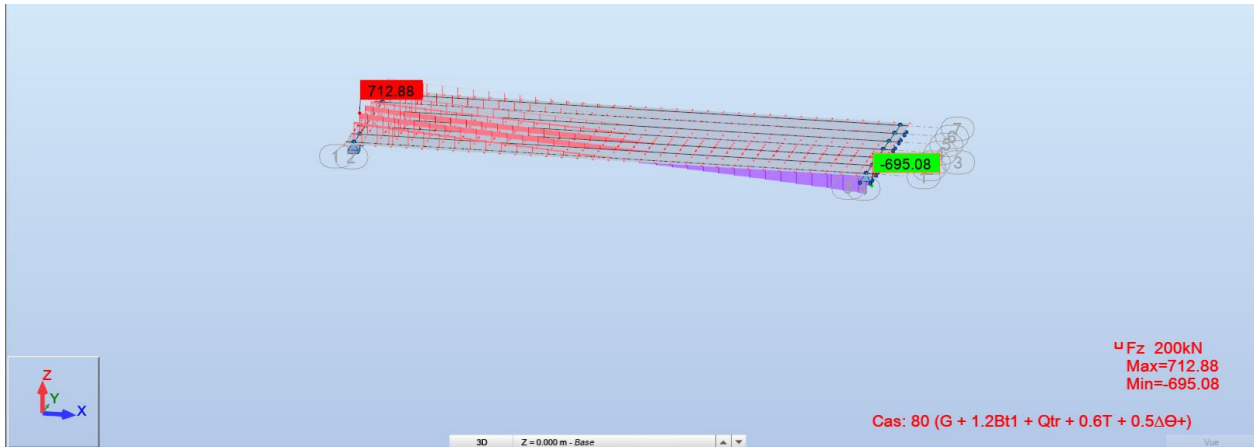


$$G + 1.2Bc_1 + Q_{tr} + 0.6T + 0.5\Delta\Theta$$

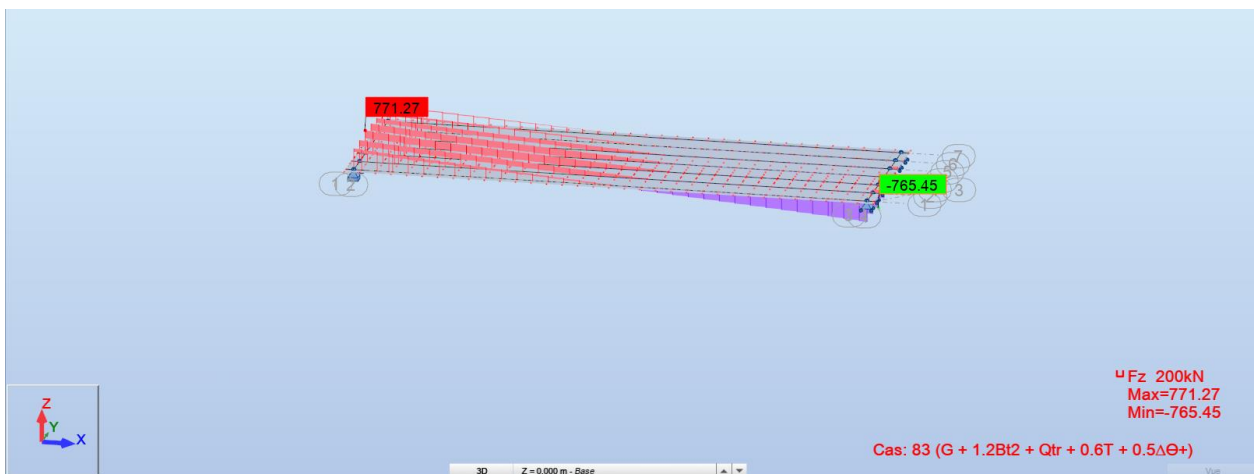


$$G + 1.2Bc_2 + Q_{tr} + 0.6T + 0.5\Delta\Theta$$

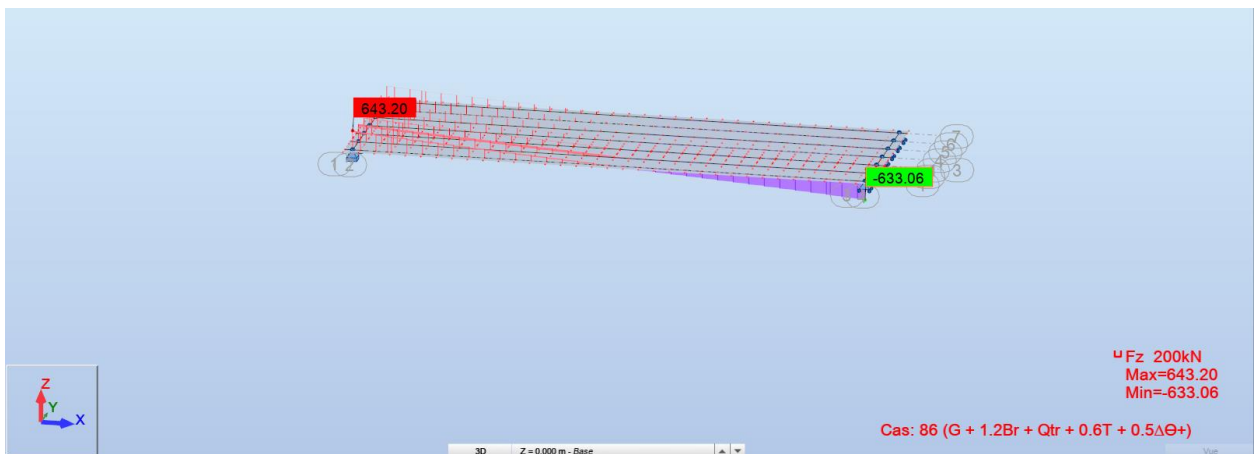
Annexe 1 : Résultats de calcul numérique :



$$G + 1.2Bt_1 + Q_{tr} + 0.6T + 0.5\Delta\Theta$$

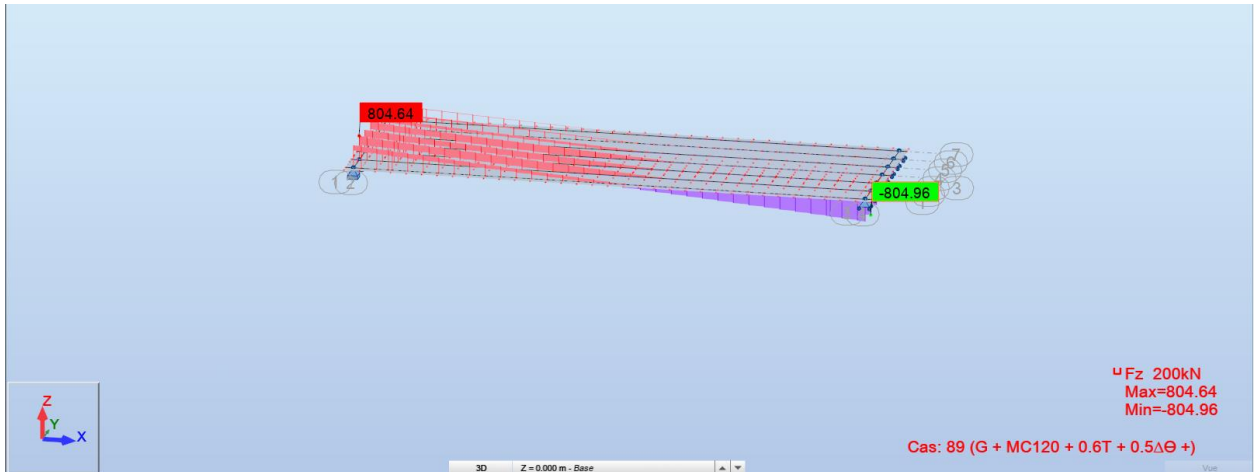


$$G + 1.2Bt_2 + Q_{tr} + 0.6T + 0.5\Delta\Theta$$

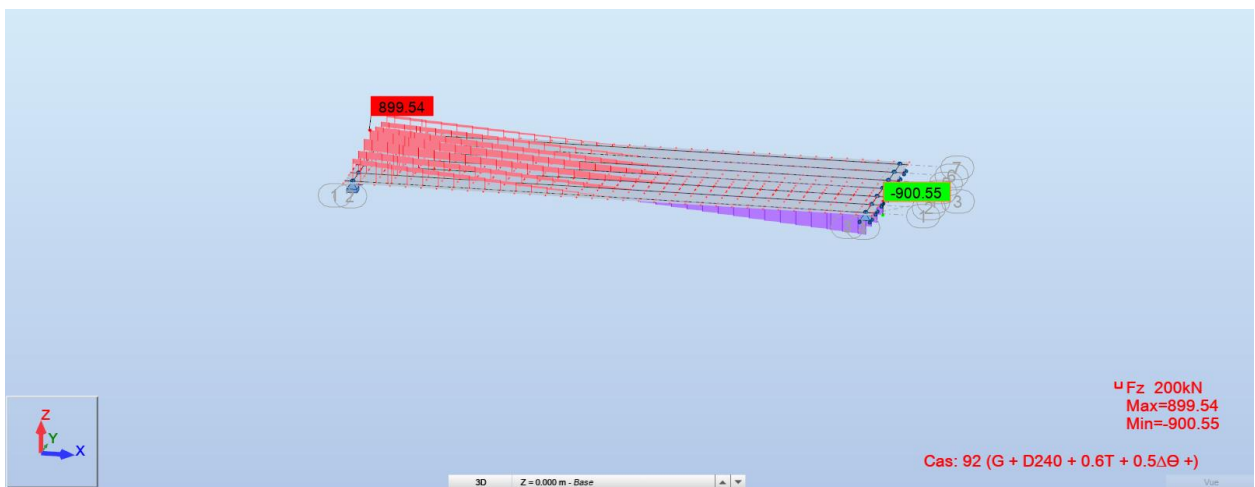


$$G + 1.2Br + Q_{tr} + 0.6T + 0.5\Delta\Theta$$

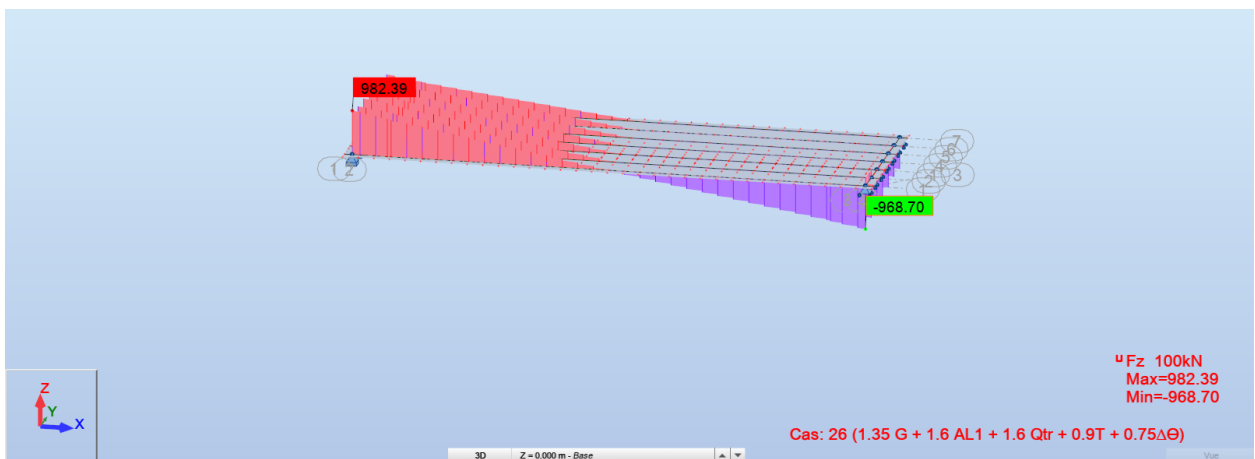
Annexe 1 : Résultats de calcul numérique :



$$G + MC120 + 0.6T + 0.5\Delta\Theta$$

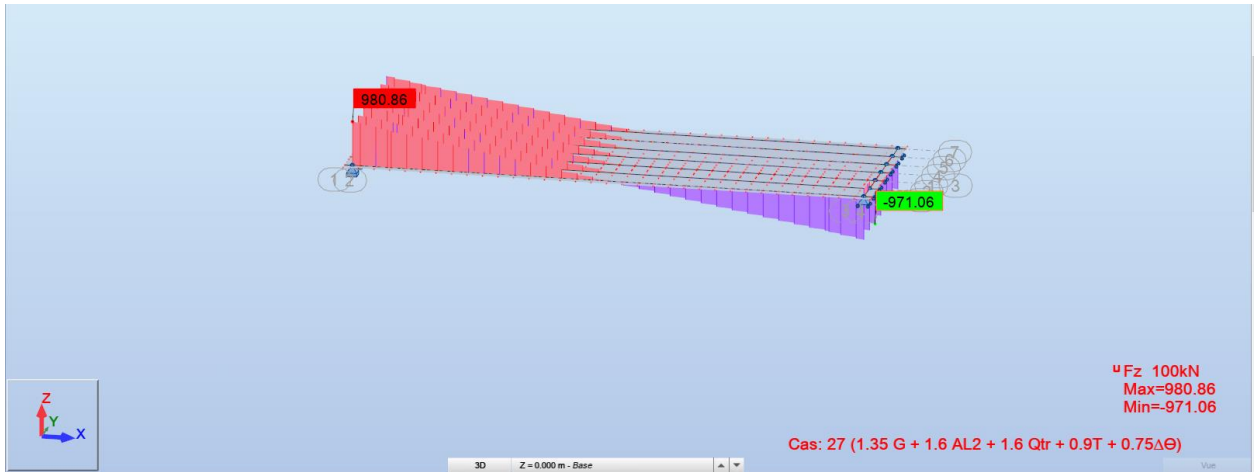


$$G + D240 + 0.6T + 0.5\Delta\Theta$$

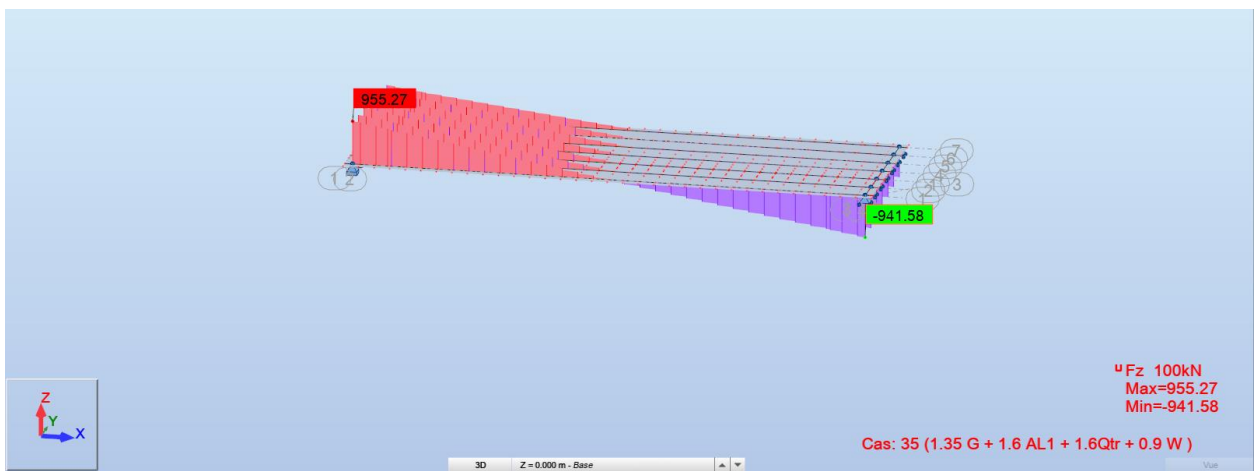


$$1.35G + 1.6A_{l1} + 1.6Q_{tr} + 0.9T + 0.75\Delta\Theta$$

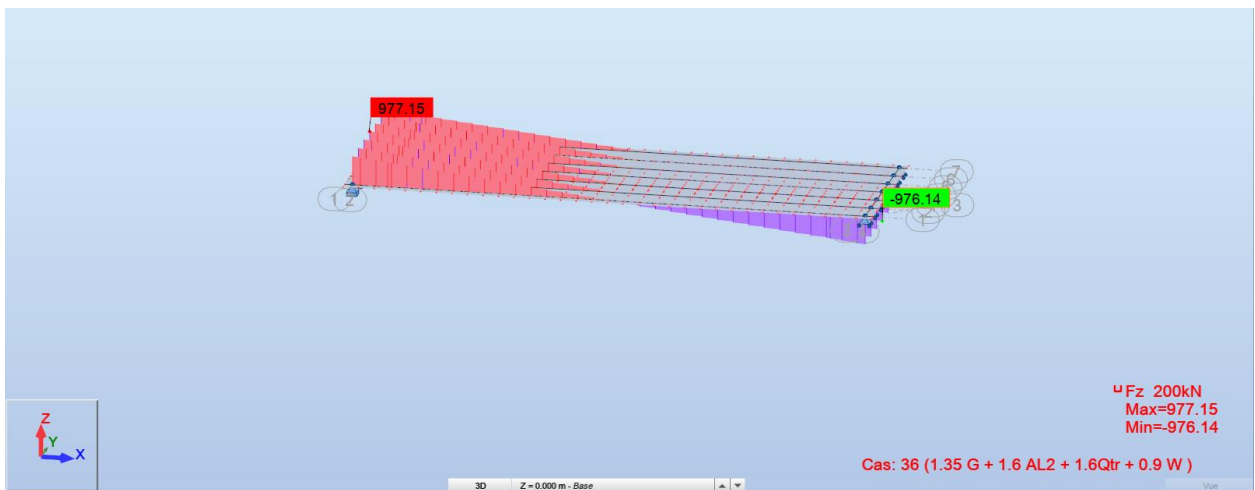
Annexe 1 : Résultats de calcul numérique :



$$1.35G + 1.6AL_2 + 1.6Q_{tr} + 0.9T + 0.75\Delta\Theta$$

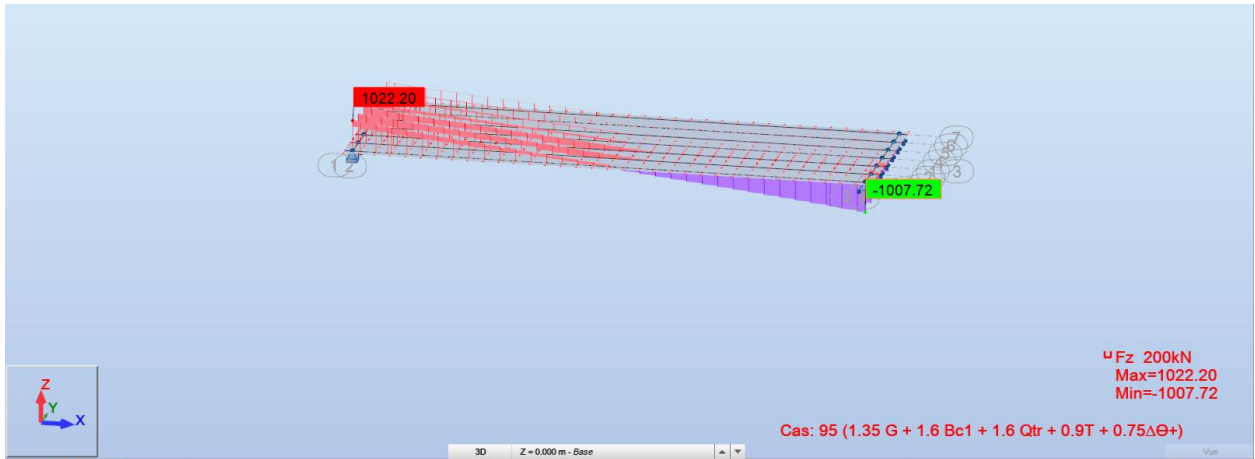


$$1.35G + 1.6AL_1 + 1.6Q_{tr} + 0.9W$$

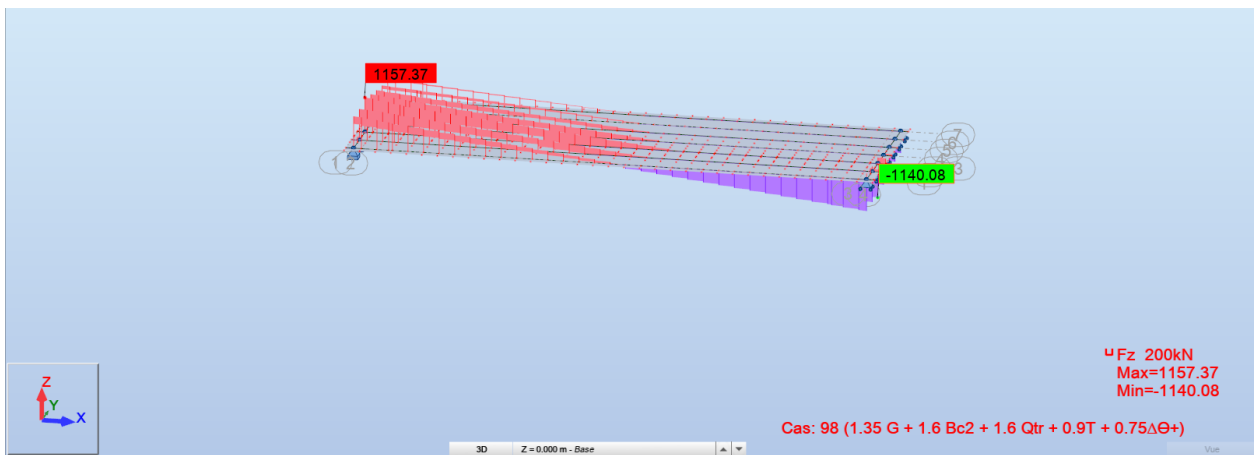


$$1.35G + 1.6AL_2 + 1.6Q_{tr} + 0.9W$$

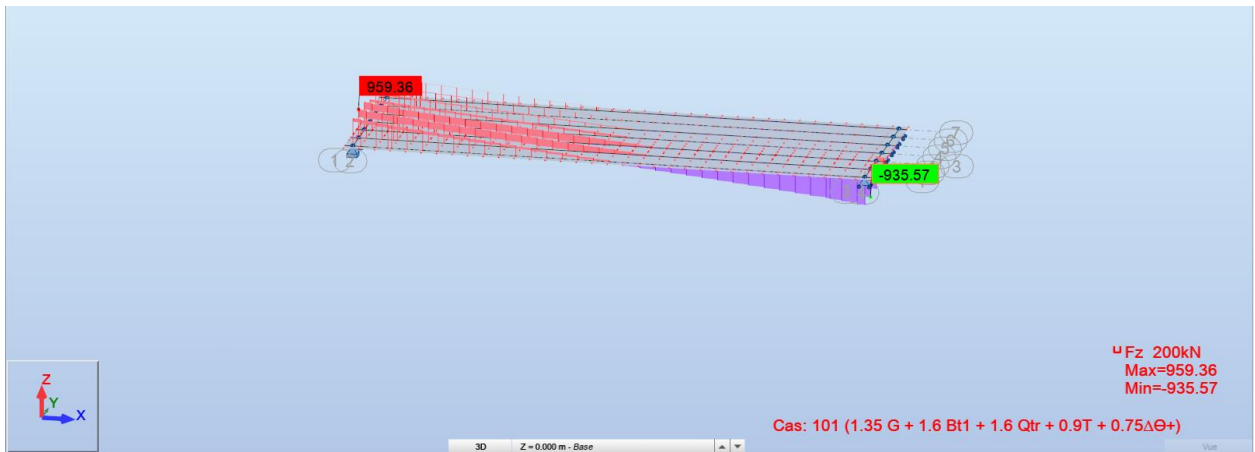
Annexe 1 : Résultats de calcul numérique :



$$1.35G + 1.6Bc_1 + 1.6Q_{tr} + 0.9T + 0.75\Delta\Theta$$

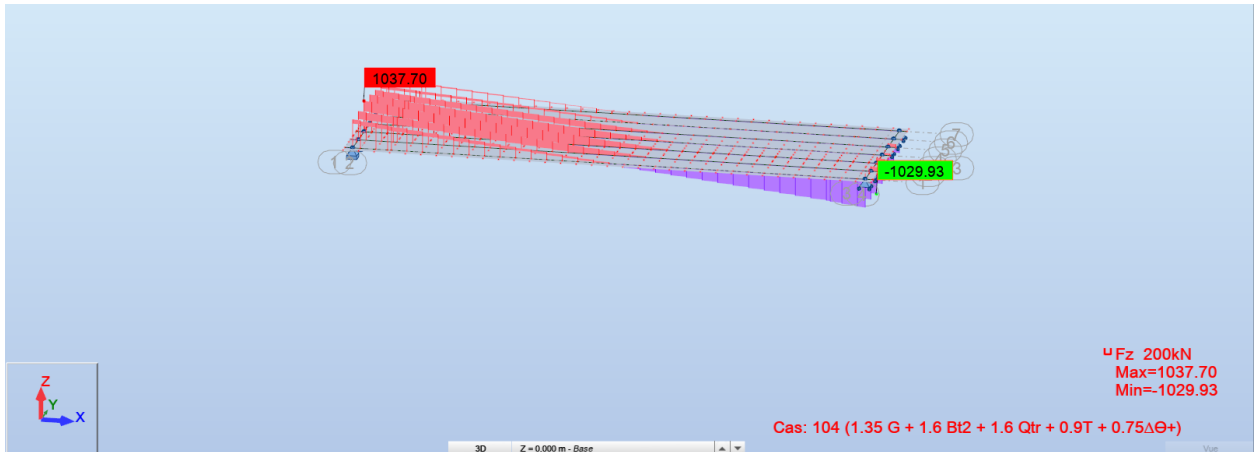


$$1.35G + 1.6Bc_2 + 1.6Q_{tr} + 0.9T + 0.75\Delta\Theta$$

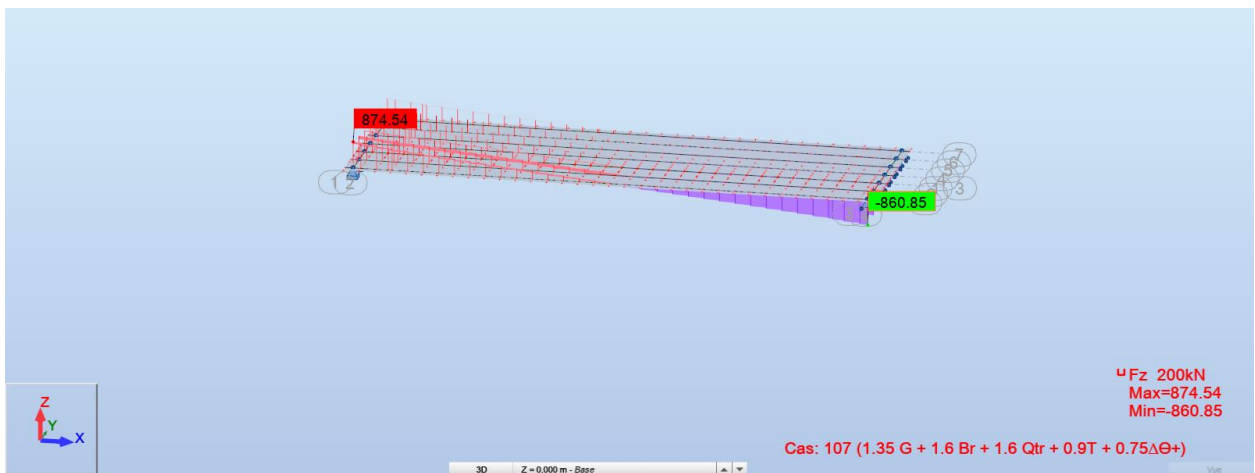


$$1.35G + 1.6Bt_1 + 1.6Q_{tr} + 0.9T + 0.75\Delta\Theta$$

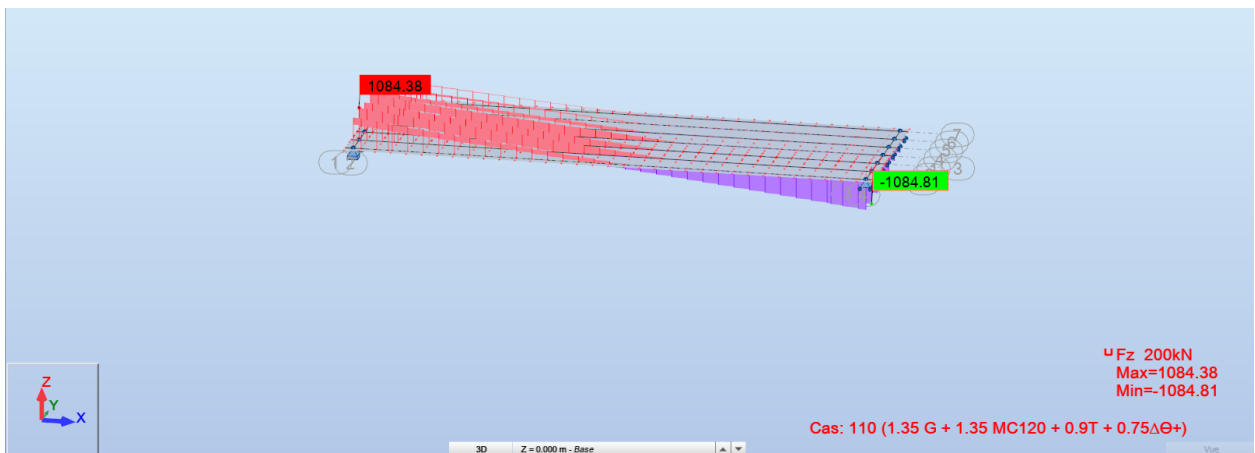
Annexe 1 : Résultats de calcul numérique :



$$1.35G + 1.6Bt_2 + 1.6Q_{tr} + 0.9T + 0.75\Delta\Theta$$

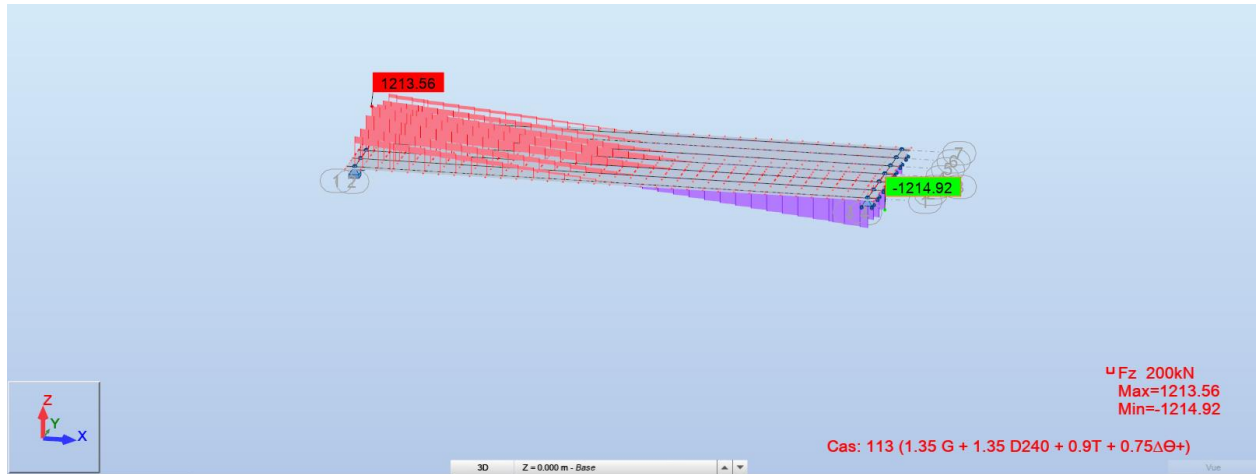


$$1.35G + 1.6Br + 1.6Q_{tr} + 0.9T + 0.75\Delta\Theta$$

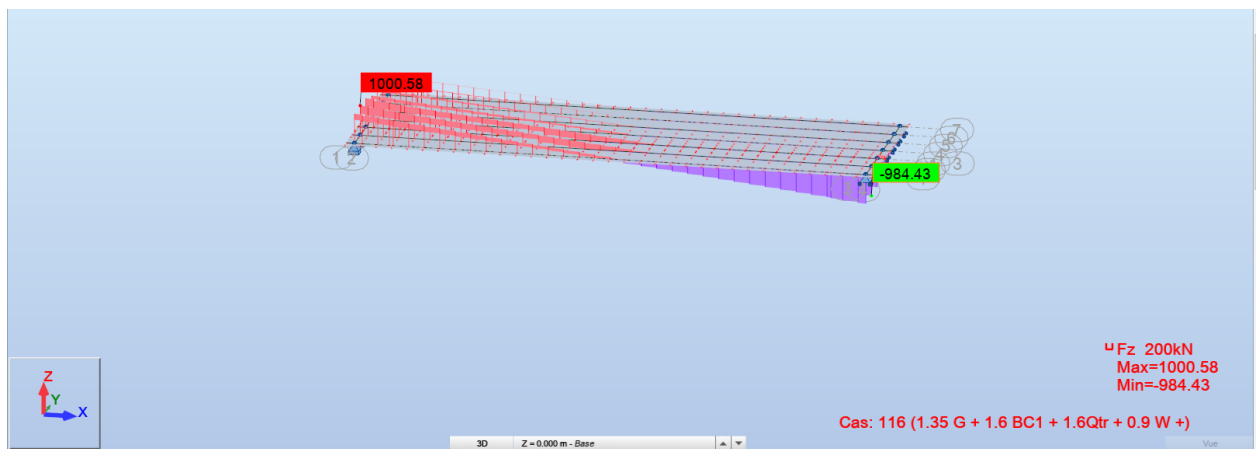


$$1.35G + 1.35MC120 + 0.9T + 0.75\Delta\Theta$$

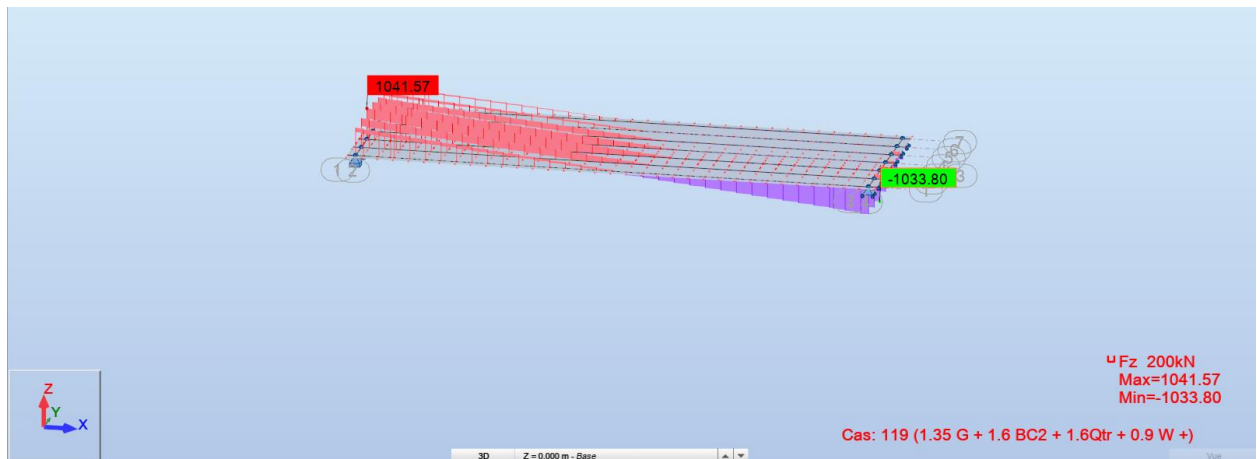
Annexe 1 : Résultats de calcul numérique :



$$1.35G + 1.35D240 + 0.9T + 0.75\Delta\Theta$$

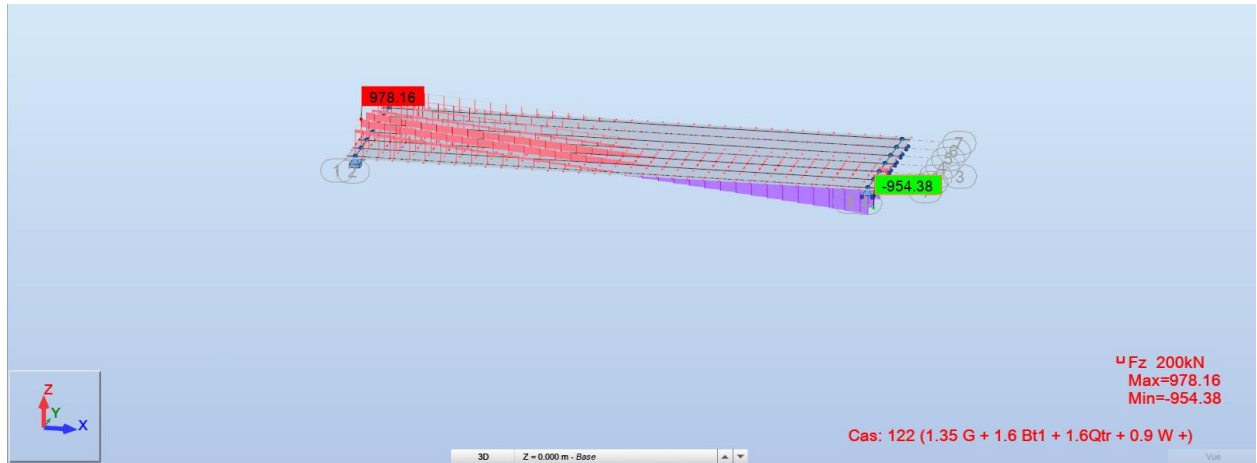


$$1.35G + 1.6BC_1 + 1.6Q_{tr} + 0.9W$$

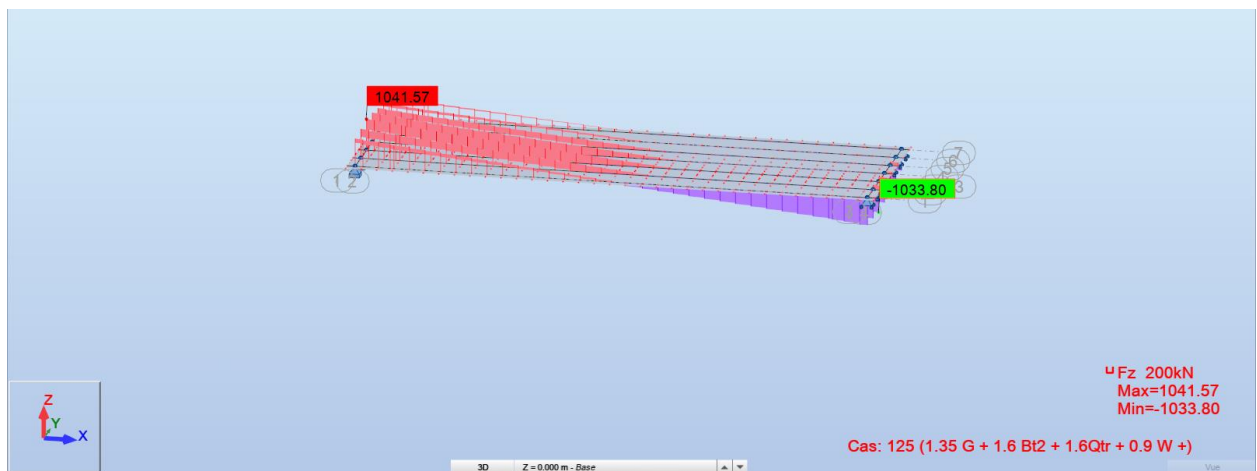


$$1.35G + 1.6BC_2 + 1.6Q_{tr} + 0.9W$$

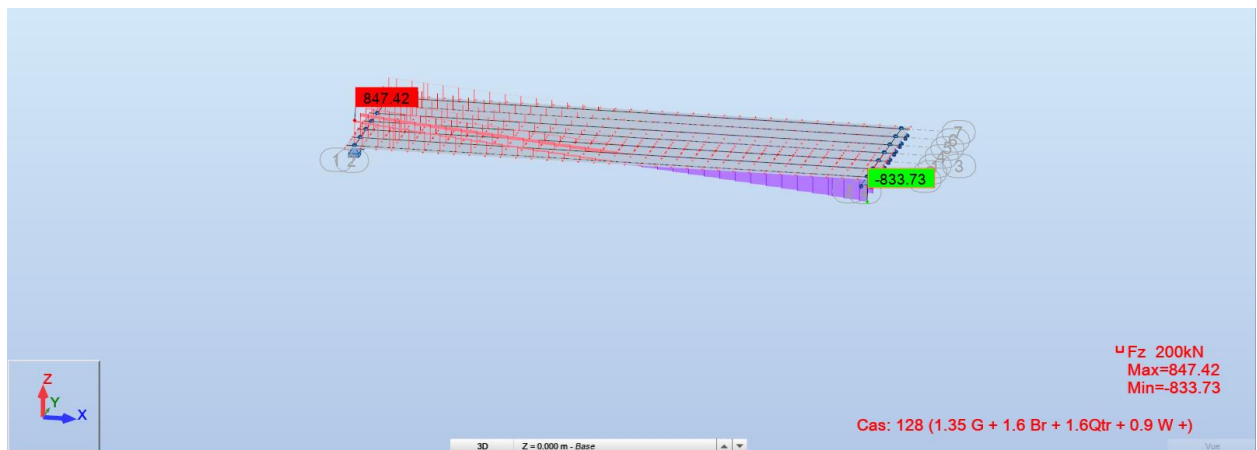
Annexe 1 : Résultats de calcul numérique :



$$1.35G + 1.6Bt_1 + 1.6Q_{tr} + 0.9W$$

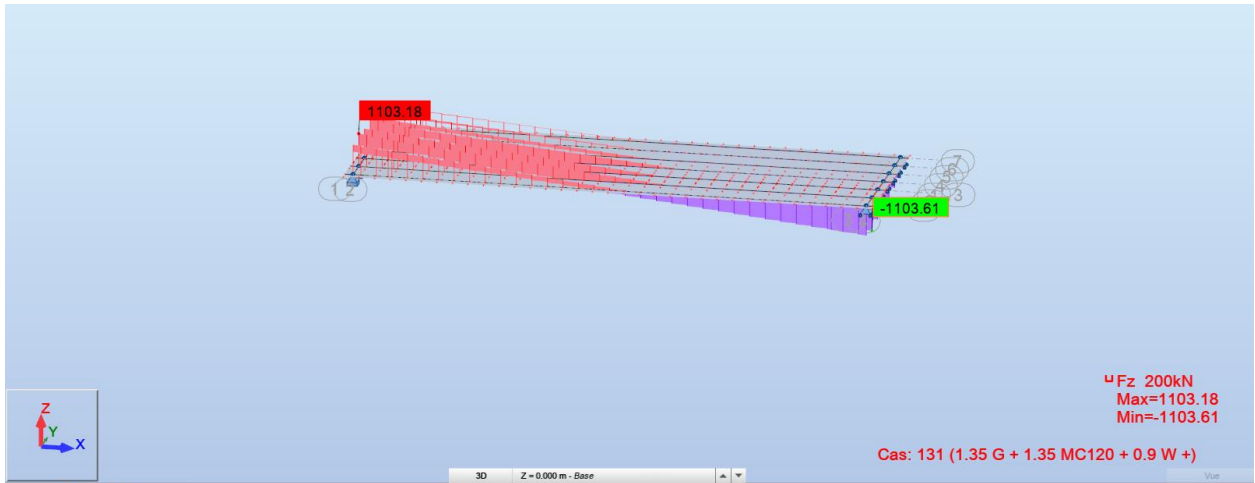


$$1.35G + 1.6Bt_2 + 1.6Q_{tr} + 0.9W$$

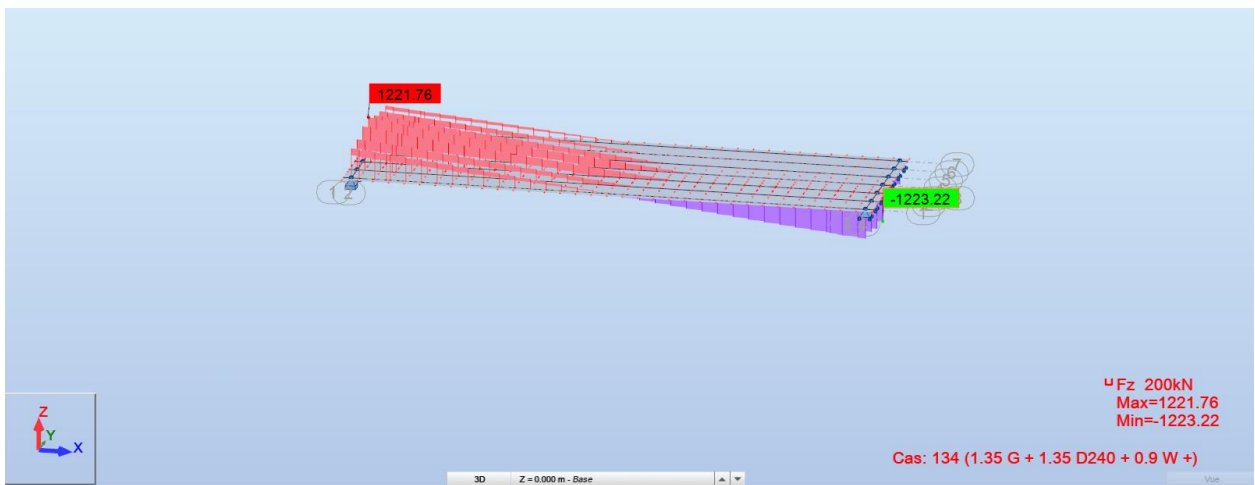


$$1.35G + 1.6Br + 1.6Q_{tr} + 0.9W$$

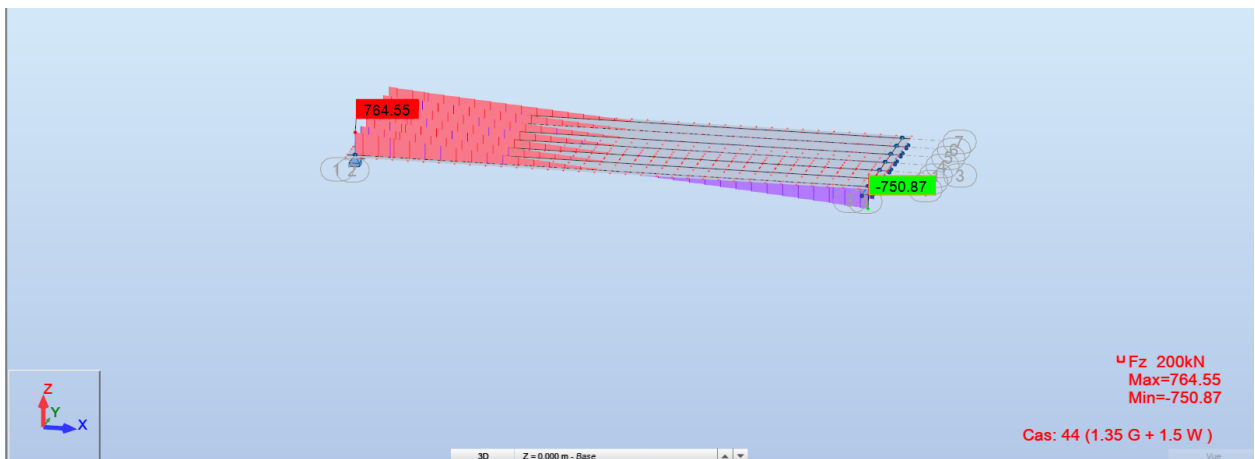
Annexe 1 : Résultats de calcul numérique :



$$1.35G + 1.35MC120 + 0.9W$$



$$1.35G + 1.35D240 + 0.9W$$



$$1.35G + 1.5W$$

Annexe 2 : Tableaux de calcul :

Annexe 2 : Tableaux de calcul :

Descente de charge au niveau de la pile :

Axe sous fut :

Charge	N (kN)	dv(m)	Mv (kN.m)	H (kN)	dh(m)	Mh (kN.m)
Fûts	1007.27	0.00	0.00	/	/	/
Chevêtre	1462.50	0.00	0.00	/	/	/
G Tablier	7680.20	0.00	0.00	/	/	/
(Al)	1205.00	0.55	662.75	/	/	/
(Bc)	1116.89	0.55	614.29	/	/	/
Mc120	1088.10	0.55	598.46	/	/	/
D240	1760.00	0.55	968.00	/	/	/
Qtr	25.50	0.55	14.03	/	/	/
Freinage Al	/	/	/	57.27	9.10	521.14
Freinage Bc	/	/	/	150.00	9.10	1365.00
Hf+r	/	/	/	168.92	9.10	1537.16
T	/	/	/	77.18	9.10	702.36

Combinaison a l'ELS :

Combinaison	N(kN)	H(kN)	Mv(kN.m)	Mh(kN.m)	M(kN.m)
G+1.2Al+ Qt + 0.6T	11621.5	283.951	809.328	2583.95	3393.28
G+1.2Bc+ Qt+ 0.6T	11515.7	395.228	751.171	3596.58	4347.75
G+Mc120+0.6T	11238.1	215.228	598.457	1958.58	2557.04
G+D240+0.6T	11910	215.228	968	1958.58	2926.58

Combinaison a l'ELU :

Combinaison	N(kN)	H(kN)	Mv(kN.m)	Mh(kN.m)	M(kN.m)
1.35G+1.6Al+1.6Qt+0.9T	15671.3	389.135	3541.13	921.433	4462.56
1.35G+1.6Bc+1.6Qt+0.9T	15530.3	537.505	4891.29	897.685	5788.98
1.35G+1.35Mc120+0.9T	16078.5	297.505	2707.29	968	3675.29
1.35G+1.35D240+0.9T	13736.9	297.505	2707.29	14.025	2721.32

Annexe 2 : Tableaux de calcul :

Descente de charge au niveau de la culée:

Axe sous mur frontal :

Charge	N (kN)	dv(m)	Mv (kN.m)	H (kN)	dh (m)	Mh (kN.m)
Mur frontal	3643.54	0.00	0.00	0.00	3.60	0.00
Mur garde-grève	214.99	0.61	130.11	0.00	8.22	0.00
Dalle de transition	187.65	2.82	529.17	0.00	8.41	0.00
Corbeau	47.45	0.89	42.33	0.00	8.06	0.00
Poids des terres	610.66	2.86	1745.65	0.00	8.89	0.00
Poussé des terres	0.00	0.00	0.00	3184.86	3.08	-9809.4
Poussé sur 10kN/m2	0.00	0.00	0.00	382.99	4.62	-1769.4
Freinage A1	/	/	/	57.2687	7.20	-412.33
Freinage Bc	/	/	/	150	7.20	-1080
Hf+r	/	/	/	168.92	7.20	-1216.2
T	/	/	/	77.18	7.20	-555.72

Combinaison a l'ELS :

Combinaison	N(kN)	H(kN)	Mv(kN.m)	Mh(kN.m)	M(kN.m)
G+1.2Q+0.6T	8544.39	3859.68	-13482.31	2447.26	-11035.06
G+1.2A1+0.6T	10015.89	3468.81	-11853.81	2447.26	-9406.55
G+1.2Bc+0.6T	9910.16	3580.09	-12655.01	2447.26	-10207.75
1.35G+1.35Mc120+0.9T	9632.49	3400.09	-11359.01	2447.26	-8911.75
1.35G+1.35D240+0.9T	10304.39	3400.09	-11359.01	2447.26	-8911.75

Annexe 2 : Tableaux de calcul :

Combinaison a l'ELU :

Combinaison	N(kN)	H(kN)	Mv(kN.m)	Mh(kN.m)	M(kN.m)
G+1.2Q+0.6T	10710.53	5209.85	-18215.75	3303.79	-14911.95
G+1.2A1+0.6T	12679.34	4688.69	-16044.41	3303.79	-12740.61
G+1.2Bc+0.6T	12538.35	4837.06	-17112.67	3303.79	-13808.88
1.35G+1.35Mc120+0.9T	12179.47	4597.06	-15384.67	3303.79	-12080.88
1.35G+1.35D240+0.9T	13086.53	4597.06	-15384.67	3303.79	-12080.88

Annexe 3 : Ferrailage

Annexe 3 : Ferrailage

Pile :

Ferrailage des pieux : Calcul de Section en Flexion Déviée Composée

1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 27.0$ (MPa)

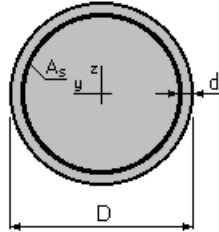
Acier: $f_e = 500.0$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91

2. Section:

$D = 120.0$ (cm)

$d = 7.0$ (cm)



3. Efforts appliqués:

Cas N°	Type	N (kN)	M_y (kN*m)	M_z (kN*m)
1.	ELU	2053.28	-258.92	0.00
2.	ELS	1524.19	-190.38	0.00
3.	ELA	-1539.96	-2347.85	0.00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique

$A_s = 131.6$ (cm²)

Section minimum

$A_{s \text{ min}} = 113.1$ (cm²) Section maximum

$A_{s \text{ max}} = 565.5$ (cm²)

théorique $r = 1.16$ (%)

minimum $r_{\text{min}} = 0.50$ (%)

maximum $r_{\text{max}} = 5.00$ (%)

Analyse par Cas:

Cas N° 1: Type ELU N = 2053.28 (kN) $M_y = -258.92$ (kN*m) $M_z = 0.00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 8.13 Pivot: B

Position de l'axe neutre: $y = 113.2$ (cm)

Bras de levier: $Z = 62.7$ (cm)

Déformation du béton: $\epsilon_b = 3.50$ (‰)

Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 0.00$ (‰)

Contrainte de l'acier:

comprimée: $s_s' = 434.8$ (MPa)

Cas N° 2: Type ELS N = 1524.19 (kN) $M_y = -190.38$ (kN*m) $M_z = 0.00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 7.92

Position de l'axe neutre: $y = 137.7$ (cm)

Bras de levier: $Z = 64.3$ (cm)

Contrainte maxi du béton: $s_b = 2.0$ (MPa)

Contrainte limite: $0,6 f_{c,j} = 16.2$ (MPa)

Contrainte de l'acier:

comprimée: $s_s' = 28.8$ (MPa)

Contrainte limite de l'acier:

$s_s \text{ lim} = 207.3$ (MPa)

Annexe 3 : Ferrailage

Cas N° 3: Type ELA $N = -1539.96$ (kN) $M_y = -2347.85$ (kN*m) $M_z = 0.00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1.00 Pivot: A

Position de l'axe neutre: $y = 23.1$ (cm)

Bras de levier: $Z = 101.7$ (cm)

Déformation du béton: $e_b = 2.57$ (‰)

Déformation de l'acier: $e_s = 10.00$ (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue: $s_s = 500.0$ (MPa)

comprimée: $s_s' = 352.9$ (MPa)

Calcul de Section à l'effort Tranchant

1. Hypothèses :

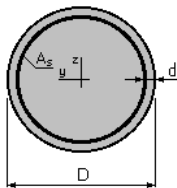
Béton: $f_{c28} = 27.0$ (MPa) **Acier:** $f_e = 500.0$ (MPa)

- Calcul suivant BAEL 91
- Prise en compte des dispositions sismiques
- Fissuration préjudiciable
- Calcul en poteau dans la zone courante

2. Section :

$D = 120.0$ (cm)

$d = 7.0$ (cm)



3. Efforts tranchants

V : effort tranchant

N : effort de compression

appliqués :

Cas N ^O	Type	V (kN)	N (kN)
1.	ELA	609.26	-1539.96
2.	ELU	67.19	2053.28

4. Résultats :

Contrainte tangente maximale $t_u = 0.6$ (MPa)

Contrainte tangente limite $t_{u,lim} = 2.7$ (MPa)

Armatures transversales

Inclinaison des armatures : $\alpha = 90$ (deg)

Armatures d'effort tranchant : Section $A_t = 4.0$ (cm²)

Cadres: $2 \text{ } \text{Æ} 16$

Espacement : $S_t = 30.0$ (cm)

Espacement maximum : $S_{t,max} = 30.0$ (cm)

Annexe 3 : Ferrailage

Ferrailage des futs :

Calcul de Section en Flexion Déviée Composée

1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 27.0$ (MPa)

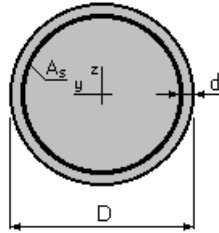
Acier: $f_e = 500.0$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91

2. Section:

$D = 150.0$ (cm)

$d = 6.0$ (cm)



3. Efforts appliqués:

Cas N ^o	Type	N (kN)	M _y (kN*m)	M _z (kN*m)
1.	ELU	5176.76	1929.66	0.00
2.	ELS	3838.58	1449.25	0.00
3.	ELA	3733.88	11266.18	0.00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique

$$A_s = 380.7 \text{ (cm}^2\text{)}$$

Section minimum

$$A_{s \text{ min}} = 176.7 \text{ (cm}^2\text{)} \quad \text{Section maximum} \quad A_s$$

max = 883.6 (cm²)

$$\text{théorique } r = 2.15 \text{ (\%)} \quad \text{maximum } r_{\text{max}} = 5.00 \text{ (\%)}$$

$$\text{minimum } r_{\text{min}} = 0.50 \text{ (\%)}$$

Analyse par Cas:

Cas N° 1: Type ELU $N = 5176.76$ (kN) $M_y = 1929.66$ (kN*m) $M_z = 0.00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 4.32 Pivot: B

Position de l'axe neutre: $y = 111.1$ (cm)

Bras de levier: $Z = 93.0$ (cm)

Déformation du béton: $\epsilon_b = 3.50$ (‰)

Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 1.03$ (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue: $s_s = 205.3$ (MPa)

comprimée: $s_s' = 434.8$ (MPa)

Cas N° 2: Type ELS $N = 3838.58$ (kN) $M_y = 1449.25$ (kN*m) $M_z = 0.00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 3.48

Position de l'axe neutre: $y = 112.7$ (cm)

Bras de levier: $Z = 98.8$ (cm)

Contrainte maxi du béton: $s_b = 4.5$ (MPa)

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 16.2$ (MPa)

Contrainte de l'acier:

tendue: $s_s = 14.2$ (MPa)

comprimée: $s_s' = 63.5$ (MPa)

Annexe 3 : Ferrailage

Contrainte limite de l'acier:

$$s_{s \text{ lim}} = 207.3 \text{ (MPa)}$$

Cas N° 3: Type ELA $N = 3733.88 \text{ (kN)}$ $M_y = 11266.18 \text{ (kN*m)}$ $M_z = 0.00 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité: 1.00 Pivot: B

Position de l'axe neutre: $y = 53.8 \text{ (cm)}$

Bras de levier: $Z = 118.2 \text{ (cm)}$

Déformation du béton: $e_b = 3.50 \text{ (‰)}$

Déformation de l'acier: $e_s = 5.84 \text{ (‰)}$

Contrainte de l'acier:

tendue: $s_s = 500.0 \text{ (MPa)}$

comprimée: $s_s' = 500.0 \text{ (MPa)}$

Calcul de Section à l'effort Tranchant

1. Hypothèses :

Béton: $f_{c28} = 27.0 \text{ (MPa)}$

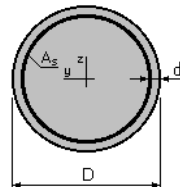
Acier: $f_e = 500.0 \text{ (MPa)}$

- Calcul suivant BAEL 91
- Prise en compte des dispositions sismiques
- Fissuration préjudiciable
- Calcul en poteau dans la zone courante

2. Section :

$D = 150.0 \text{ (cm)}$

$d = 6.0 \text{ (cm)}$



3. Efforts tranchants appliqués :

V : effort tranchant

N : effort de compression

Cas N°	Type	V (kN)	N (kN)
1.	ELA	1585.13	3733.88
2.	ELU	179.17	5176.76

4. Résultats :

Contrainte tangente maximale $t_u = 1.0 \text{ (MPa)}$

Contrainte tangente limite $t_{u,lim} = 2.7 \text{ (MPa)}$

Armatures transversales

Inclinaison des armatures : $\alpha = 90 \text{ (deg)}$

Armatures d'effort tranchant : Section $A_t = 6.3 \text{ (cm}^2\text{)}$

Cadres: $2 \text{ } \text{Æ} 20$

Espacement : $S_t = 27.1 \text{ (cm)}$

Espacement maximum : $S_{t,max} = 30.0 \text{ (cm)}$

Annexe 3 : Ferrailage

Ferrailage de chevêtre :

Calcul de Section en Flexion Simple

1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 27.0$ (MPa)

Acier: $f_e = 500.0$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91

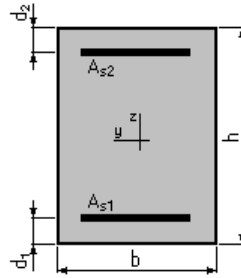
2. Section:

$$b = 333.0 \text{ (cm)}$$

$$h = 150.0 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 5.0 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 5.0 \text{ (cm)}$$



3. Moments appliqués:

	M_{\max} (kN*m)	M_{\min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	866.62	0.00
Etat Limite de Service	641.94	0.00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0.00	0.00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique $A_{s1} = 48.3$ (cm²)

Section théorique $A_{s2} = 0.0$ (cm²)

Section minimum $A_{s \min} = 48.3$ (cm²)

théorique $r = 0.10$ (%)

minimum $r_{\min} = 0.10$ (%)

Analyse par Cas:

Cas ELU $M_{\max} = 866.62$ (kN*m) $M_{\min} = 0.00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 3.46 Pivot: A

Position de l'axe neutre: $y = 5.2$ (cm)

Bras de levier: $Z = 142.9$ (cm)

Déformation du béton: $\epsilon_b = 0.37$ (‰)

Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 10.00$ (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue: $s_s = 434.8$ (MPa)

Cas ELS $M_{\max} = 641.94$ (kN*m) $M_{\min} = 0.00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 2.14

Position de l'axe neutre: $y = 23.0$ (cm)

Bras de levier: $Z = 137.3$ (cm)

Contrainte maxi du béton: $s_b = 0.5$ (MPa)

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 16.2$ (MPa)

Contrainte de l'acier:

tendue: $s_s = 6.8$ (MPa)

Contrainte limite de l'acier:

Annexe 3 : Ferrailage

$$s_s \text{ lim} = 207.3 \text{ (MPa)}$$

Calcul de Section en Flexion Simple

1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 27.0 \text{ (MPa)}$

Acier: $f_e = 500.0 \text{ (MPa)}$

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91

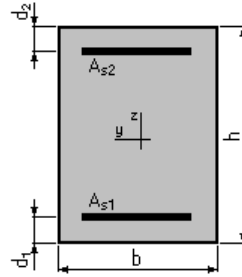
2. Section:

$$b = 333.0 \text{ (cm)}$$

$$h = 150.0 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 5.0 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 5.0 \text{ (cm)}$$



3. Moments appliqués:

(kN*m)	M_{\max} (kN*m)	M_{\min}
Etat Limite Ultime (fondamental)	4062.27	0.00
Etat Limite de Service	3009.09	0.00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0.00	0.00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique $A_{s1} = 108.3 \text{ (cm}^2\text{)}$ Section théorique $A_{s2} = 0.0 \text{ (cm}^2\text{)}$

Section minimum $A_{s \text{ min}} = 48.3 \text{ (cm}^2\text{)}$

théorique $r = 0.22 \text{ (\%)}$

minimum $r_{\min} = 0.10 \text{ (\%)}$

Analyse par Cas:

Cas ELU $M_{\max} = 4062.27 \text{ (kN*m)}$ $M_{\min} = 0.00 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité: 1.63 Pivot: A

Position de l'axe neutre: $y = 11.6 \text{ (cm)}$

Bras de levier: $Z = 140.4 \text{ (cm)}$

Déformation du béton: $\epsilon_b = 0.87 \text{ (\%)}_0$

Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 10.00 \text{ (\%)}_0$

Contrainte de l'acier:

tendue: $s_s = 434.8 \text{ (MPa)}$

Cas ELS $M_{\max} = 3009.09 \text{ (kN*m)}$ $M_{\min} = 0.00 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité: 1.00

Position de l'axe neutre: $y = 33.1 \text{ (cm)}$

Bras de levier: $Z = 134.0 \text{ (cm)}$

Contrainte maxi du béton: $s_b = 4.1 \text{ (MPa)}$

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 16.2 \text{ (MPa)}$

Contrainte de l'acier:

tendue: $s_s = 207.3 \text{ (MPa)}$

Contrainte limite de l'acier:

$$s_s \text{ lim} = 207.3 \text{ (MPa)}$$

Annexe 3 : Ferrailage

Culée :

Ferrailage des pieux :

Calcul de Section en Flexion Déviée Composée

1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 27.0$ (MPa)

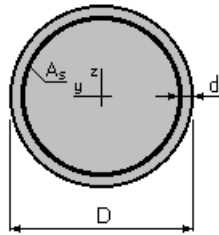
Acier: $f_e = 500.0$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91

2. Section:

$D = 120.0$ (cm)

$d = 7.0$ (cm)



3. Efforts appliqués:

Cas N°	Type	N (kN)	M_y (kN*m)	M_z (kN*m)
1.	ELU	3185.79	2593.76	0.00
2.	ELS	2454.69	0.00	1922.02
3.	ELA	-82.38	0.00	4854.14

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique

$$A_s = 233.1 \text{ (cm}^2\text{)}$$

Section minimum

$$A_{s \text{ min}} = 113.1 \text{ (cm}^2\text{)} \quad \text{Section maximum} \quad A_s$$

$\max = 565.5 \text{ (cm}^2\text{)}$

$$\text{théorique } r = 2.06 \text{ (\%)} \quad \text{maximum } r_{\max} = 5.00 \text{ (\%)}$$

$$\text{minimum } r_{\min} = 0.50 \text{ (\%)}$$

Analyse par Cas:

Cas N° 1: Type ELU $N = 3185.79$ (kN) $M_y = 2593.76$ (kN*m) $M_z = 0.00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1.94 Pivot: B

Position de l'axe neutre: $y = 60.6$ (cm)

Bras de levier: $Z = 84.5$ (cm)

Déformation du béton: $\epsilon_b = 3.50$ (‰)

Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 3.01$ (‰)

Contrainte de l'acier:

$$\text{tendue: } s_s = 434.8 \text{ (MPa)}$$

$$\text{comprimée: } s_s' = 434.8 \text{ (MPa)}$$

Cas N° 2: Type ELS $N = 2454.69$ (kN) $M_y = 1922.02$ (kN*m) $M_z = 0.00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1.26

Position de l'axe neutre: $y = 57.8$ (cm)

Bras de levier: $Z = 88.8$ (cm)

Contrainte maxi du béton: $s_b = 11.5$ (MPa)

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 16.2$ (MPa)

Contrainte de l'acier:

$$\text{tendue: } s_s = 164.6 \text{ (MPa)}$$

$$\text{comprimée: } s_s' = 151.5 \text{ (MPa)}$$

Contrainte limite de l'acier:

Annexe 3 : Ferrailage

$$s_s \text{ lim} = 207.3 \text{ (MPa)}$$

Cas N° 3: Type ELA $N = -82.38 \text{ (kN)}$ $M_y = 4854.14 \text{ (kN*m)}$ $M_z = 0.00 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité: 1.00 Pivot: B
Position de l'axe neutre: $y = 35.2 \text{ (cm)}$
Bras de levier: $Z = 96.0 \text{ (cm)}$
Déformation du béton: $e_b = 3.50 \text{ (‰)}$
Déformation de l'acier: $e_s = 7.70 \text{ (‰)}$
Contrainte de l'acier:
tendue: $s_s = 500.0 \text{ (MPa)}$
comprimée: $s_s' = 500.0 \text{ (MPa)}$

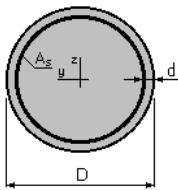
Calcul de Section à l'effort Tranchant

1. Hypothèses :

Béton: $f_{c28} = 27.0 \text{ (MPa)}$ Acier: $f_e = 500.0 \text{ (MPa)}$

- Calcul suivant BAEL 91
- Prise en compte des dispositions sismiques
- Fissuration préjudiciable
- Calcul en poteau dans la zone courante

2. Section :



$$D = 120.0 \text{ (cm)}$$

$$d = 7.0 \text{ (cm)}$$

3. Efforts tranchants appliqués :

V : effort tranchant

N : effort de compression

Cas N°	Type	V (kN)	N (kN)
1.	ELA	1185.88	-82.38
2.	ELU	633.66	3185.79

4. Résultats :

Contrainte tangente maximale $t_u = 1.2 \text{ (MPa)}$

Contrainte tangente limite $t_{u,lim} = 2.7 \text{ (MPa)}$

Armatures transversales

Inclinaison des armatures : $\alpha = 90 \text{ (deg)}$

Armatures d'effort tranchant : Section $A_t = 6.3 \text{ (cm}^2\text{)}$

Cadres: $2 \text{ } \text{Æ} 20$

Espacement : $S_t = 24.2 \text{ (cm)}$

Annexe 3 : Ferrailage

Espacement maximum: $S_{t,max} = 30.0$ (cm)

Ferrailage de mur frontal :

Calcul de Section en Flexion Composée

1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 27.0$ (MPa)

Acier: $f_e = 500.0$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul en poteau
- Calcul suivant BAEL 91

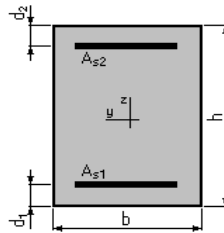
2. Section:

$b = 150.0$ (cm)

$h = 100.0$ (cm)

$d_1 = 7.0$ (cm)

$d_2 = 7.0$ (cm)



3. Efforts appliqués:

Cas N°	Type	N (kN)	M (kN*m)
1.	ELU	809.56	-1127.13
2.	ELS	645.83	-834.09

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique $A_{s1} = 32.4$ (cm²)

Section théorique $A_{s2} = 32.4$ (cm²)

Section minimum $A_{s \min} = 30.0$ (cm²)

Section maximum $A_{s \max} = 750.0$ (cm²)

théorique $r = 0.43$ (%)

minimum $r_{\min} = 0.20$ (%)

maximum $r_{\max} = 5.00$ (%)

Analyse par Cas:

Cas N° 1: Type ELU N = 809.56 (kN) M = -1127.13 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1.62 Pivot: A

Position de l'axe neutre: $y = 12.4$ (cm)

Bras de levier: $Z = 88.0$ (cm)

Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 10.00$ (‰)

Déformation du béton: $\epsilon_b = 1.54$ (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue: $s_s = 434.8$ (MPa)

comprimée: $s_s' = 134.7$ (MPa)

Cas N° 2: Type ELS N = 645.83 (kN) M = -834.09 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1.00

Position de l'axe neutre: $y = 26.7$ (cm)

Bras de levier: $Z = 84.1$ (cm)

Contrainte maxi du béton: $s_b = 5.6$ (MPa)

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 16.2$ (MPa)

Contrainte de l'acier:

tendue: $s_s = 207.3$ (MPa)

comprimée: $s_s' = 61.7$ (MPa)

Annexe 3 : Ferrailage

Contrainte limite de l'acier: $s_s \text{ lim} = 207.3 \text{ (MPa)}$

Ferrailage de mur garde-grève :

Calcul de Section en Flexion Simple

1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 27.0 \text{ (MPa)}$

Acier: $f_e = 500.0 \text{ (MPa)}$

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91

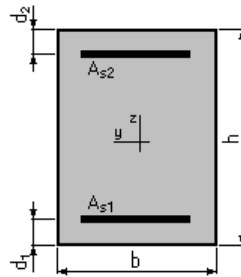
2. Section:

$b = 100.0 \text{ (cm)}$

$h = 32.0 \text{ (cm)}$

$d_1 = 5.0 \text{ (cm)}$

$d_2 = 5.0 \text{ (cm)}$



3. Moments appliqués:

	M_{\max} (kN*m)	M_{\min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	160.07	0.00
Etat Limite de Service	119.95	0.00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0.00	0.00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique $A_{s1} = 24.8 \text{ (cm}^2\text{)}$

Section théorique $A_{s2} = 0.0 \text{ (cm}^2\text{)}$

Section minimum $A_{s \text{ min}} = 3.1 \text{ (cm}^2\text{)}$

théorique $r = 0.92 \text{ (\%)}$

minimum $r_{\min} = 0.12 \text{ (\%)}$

Analyse par Cas:

Cas ELU $M_{\max} = 160.07 \text{ (kN*m)}$ $M_{\min} = 0.00 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité: 1.58 Pivot: B

Position de l'axe neutre: $y = 8.8 \text{ (cm)}$

Bras de levier: $Z = 23.5 \text{ (cm)}$

Déformation du béton: $\epsilon_b = 3.50 \text{ (\%)}_0$

Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 7.24 \text{ (\%)}_0$

Contrainte de l'acier:

tendue: $s_s = 434.8 \text{ (MPa)}$

Cas ELS $M_{\max} = 119.95 \text{ (kN*m)}$ $M_{\min} = 0.00 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité: 1.00

Position de l'axe neutre: $y = 10.9 \text{ (cm)}$

Bras de levier: $Z = 23.4 \text{ (cm)}$

Contrainte maxi du béton: $s_b = 9.4 \text{ (MPa)}$

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 16.2 \text{ (MPa)}$

Contrainte de l'acier:

Annexe 3 : Ferrailage

tendue: $s_s = 207.3$ (MPa)

Contrainte limite de l'acier: $s_s \text{ lim} = 207.3$ (MPa)

Ferrailage de mur en retour :

Calcul de Section en Flexion Simple

1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 27.0$ (MPa)

Acier: $f_e = 500.0$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91

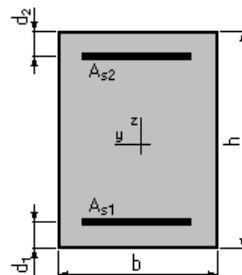
2. Section:

$b = 100.0$ (cm)

$h = 60.0$ (cm)

$d_1 = 5.0$ (cm)

$d_2 = 5.0$ (cm)



3. Moments appliqués:

	M_{\max} (kN*m)	M_{\min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	532.59	0.00
Etat Limite de Service	395.99	0.00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0.00	0.00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique $A_{s1} = 39.6$ (cm²)

Section théorique $A_{s2} = 0.0$ (cm²)

Section minimum $A_{s \text{ min}} = 5.5$ (cm²)

théorique $r = 0.72$ (%)

minimum $r_{\min} = 0.10$ (%)

Analyse par Cas:

Cas ELU $M_{\max} = 532.59$ (kN*m) $M_{\min} = 0.00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1.60 Pivot: A

Position de l'axe neutre: $y = 14.1$ (cm)

Bras de levier: $Z = 49.4$ (cm)

Déformation du béton: $e_b = 3.44$ (‰)

Déformation de l'acier: $e_s = 10.00$ (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue: $s_s = 434.8$ (MPa)

Cas ELS $M_{\max} = 395.99$ (kN*m) $M_{\min} = 0.00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1.00

Position de l'axe neutre: $y = 20.3$ (cm)

Bras de levier: $Z = 48.2$ (cm)

Contrainte maxi du béton: $s_b = 8.1$ (MPa)

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 16.2$ (MPa)

Contrainte de l'acier:

tendue: $s_s = 207.3$ (MPa)

Annexe 3 : Ferrailage

Contrainte limite de l'acier:

$$s_s \text{ lim} = 207.3 \text{ (MPa)}$$

Calcul de Section en Flexion Simple

1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 27.0 \text{ (MPa)}$

Acier: $f_e = 500.0 \text{ (MPa)}$

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91

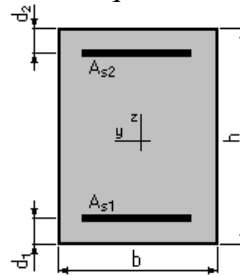
2. Section:

$$b = 100.0 \text{ (cm)}$$

$$h = 60.0 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 5.0 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 5.0 \text{ (cm)}$$



3. Moments appliqués:

	M_{\max} (kN*m)	M_{\min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	254.76	0.00
Etat Limite de Service	190.94	0.00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0.00	0.00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique $A_{s1} = 18.4 \text{ (cm}^2\text{)}$

Section théorique $A_{s2} = 0.0 \text{ (cm}^2\text{)}$

Section minimum $A_{s \text{ min}} = 5.5 \text{ (cm}^2\text{)}$

théorique $r = 0.33 \text{ (\%)}$

minimum $r_{\min} = 0.10 \text{ (\%)}$

Analyse par Cas:

Cas ELU $M_{\max} = 254.76 \text{ (kN*m)}$ $M_{\min} = 0.00 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité: 1.65 Pivot: A

Position de l'axe neutre: $y = 6.5 \text{ (cm)}$

Bras de levier: $Z = 52.4 \text{ (cm)}$

Déformation du béton: $\epsilon_b = 1.35 \text{ (\%)}_0$

Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 10.00 \text{ (\%)}_0$

Contrainte de l'acier:

tendue: $s_s = 434.8 \text{ (MPa)}$

Cas ELS $M_{\max} = 190.94 \text{ (kN*m)}$ $M_{\min} = 0.00 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité: 1.00

Position de l'axe neutre: $y = 14.9 \text{ (cm)}$

Bras de levier: $Z = 50.0 \text{ (cm)}$

Contrainte maxi du béton: $s_b = 5.1 \text{ (MPa)}$

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 16.2 \text{ (MPa)}$

Contrainte de l'acier:

tendue: $s_s = 207.3 \text{ (MPa)}$

Annexe 3 : Ferrailage

Contrainte limite de l'acier:

$$s_s \text{ lim} = 207.3 \text{ (MPa)}$$

Ferrailage de dalle de transition :

Calcul de Section en Flexion Simple

1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 27.0 \text{ (MPa)}$

Acier: $f_e = 500.0 \text{ (MPa)}$

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91

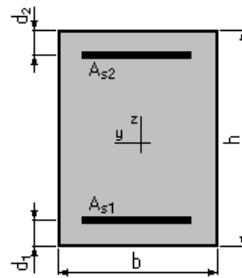
2. Section:

$$b = 100.0 \text{ (cm)}$$

$$h = 30.0 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 5.0 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 5.0 \text{ (cm)}$$



3. Moments appliqués:

	M_{\max} (kN*m)	M_{\min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	86.35	0.00
Etat Limite de Service	64.26	0.00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0.00	0.00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique $A_{s1} = 14.0 \text{ (cm}^2\text{)}$

Section théorique $A_{s2} = 0.0 \text{ (cm}^2\text{)}$

Section minimum $A_{s \text{ min}} = 3.0 \text{ (cm}^2\text{)}$

théorique $r = 0.56 \text{ (\%)}$

minimum $r_{\min} = 0.12 \text{ (\%)}$

Analyse par Cas:

Cas ELU $M_{\max} = 86.35 \text{ (kN*m)}$ $M_{\min} = 0.00 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité: 1.62 Pivot: A

Position de l'axe neutre: $y = 5.0 \text{ (cm)}$

Bras de levier: $Z = 23.0 \text{ (cm)}$

Déformation du béton: $\epsilon_b = 2.47 \text{ (\%)}_0$

Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 10.00 \text{ (\%)}_0$

Contrainte de l'acier:

$$\text{tendue: } s_s = 434.8 \text{ (MPa)}$$

Cas ELS $M_{\max} = 64.26 \text{ (kN*m)}$ $M_{\min} = 0.00 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité: 1.00

Position de l'axe neutre: $y = 8.3 \text{ (cm)}$

Bras de levier: $Z = 22.2 \text{ (cm)}$

Contrainte maxi du béton: $s_b = 6.9 \text{ (MPa)}$

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 16.2 \text{ (MPa)}$

Contrainte de l'acier:

Annexe 3 : Ferrailage

tendue: $s_s = 207.3$ (MPa)

Contrainte limite de l'acier: $s_s \text{ lim} = 207.3$ (MPa)

Ferrailage de corbeau : Calcul d'une Section Comprimée

1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 27.0$ (MPa)

Acier: $f_e = 500.0$ (MPa)

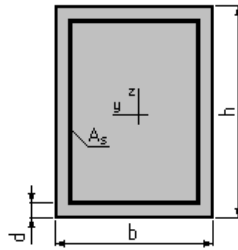
- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte de l'élançement
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Charges appliquées avant 90 jours
- Calcul suivant BAEL 91

2. Section:

$b = 100.0$ (cm)

$h = 28.0$ (cm)

$d = 5.0$ (cm)



3. Forces:

Etat Limite Ultime (fondamental) 91.45

Etat Limite de Service 68.04

Etat Limite Ultime (Accidentel) 0.00

N (kN)

4. Résultats:

Résistance des Matériaux:

Section brute	$B = 2800.0$	(cm ²)	Section réduite	$B_r = 2548.0$	(cm ²)
Long flambement	$l_{fy} = 3.0$	(m)	Long flambement	$l_{fz} = 3.0$	(m)
Inertie	$I_y = 182933.3$	(cm ⁴)	Inertie	$I_z = 2333333.3$	(cm ⁴)
Rayon de giration	$i_y = 8.1$	(cm)	Rayon de giration	$i_z = 28.9$	(cm)
Elancement	$l_y = 37.1$		Elancement	$l_z = 10.4$	
	$a = 0.63$		N_u (béton seul)	$= 3214.79$	(kN)

Béton:

s (ELS) = 0.2 (MPa)

$0,6 f_{cj} = 16.2$ (MPa)

Acier:

Section théorique $A_s = 10.2$ (cm²)

Section minimum $A_{s \text{ min}} = 10.2$ (cm²)

Section maximum $A_{s \text{ max}} = 140.0$ (cm²)

théorique $r = 0.55$ (%)

minimum $r_{\text{min}} = 0.37$ (%)

maximum $r_{\text{max}} = 5.00$ (%)

Annexe 4 : Résultats des essais Géotechnique

Annexe 4 : Résultats des essais Géotechnique :

Travaux de reconnaissance géotechnique :

Les principales caractéristiques des sondages menées sont présentées dans le tableau suivant :

Tableau : Essais de l'enquête avec carottage ou un sondage pressiométrique menées dans les environs.

Désignation	Coordonnées UTM	Quota de l'altimétrie (Z)	Profondeur (m)	Essais SPT	Essais Pressiom.(*)	E.I.
SP62	X=341105.2368; Y=4011715.8482	-	30.00	-	-	-
SP63	X=341102.4706; Y=4011590.7512	-	30.00	-	-	-
S2 34/02-1	X=341113.980; Y=4011722.544	119.608	30.00	-	15	-
S2 34/02-2	X=341095.751; Y=4011681.206	118.890	30.00	-	15 (phase 1) 22 (phase 2)	2
S2 34/02-3	X=341112.045; Y=4011655.992	---	30.00	-	15 (phase 1) 20 (phase 2)	1
S2 34/02-4	X=341095.389; Y=4011614.259	118.380	30.00	-	-	-

Caractérisation géotechnique :

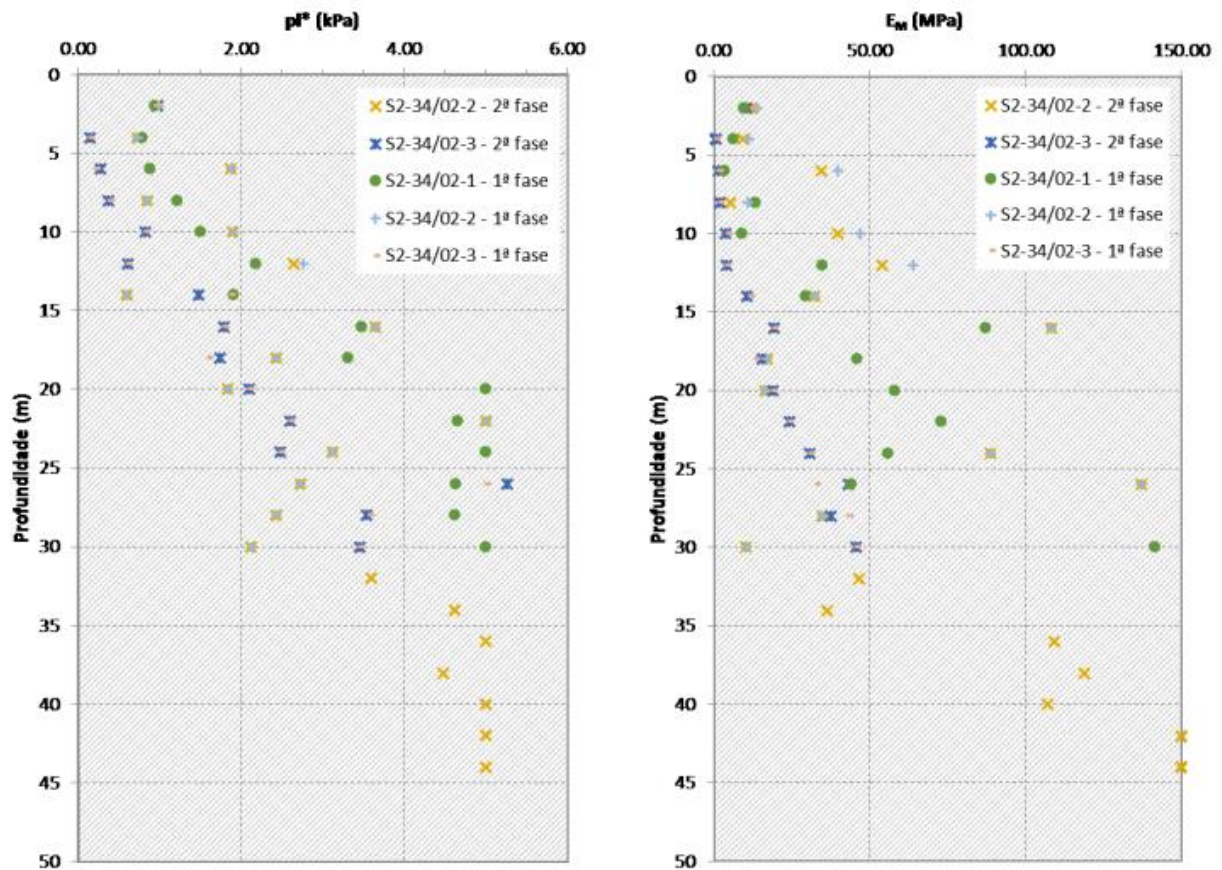
Dans l'étude géotechnique il peut être résumé le suivant :

« La zone étudiée fait partie intégrante du bassin du Moyen Chélif, située dans la partie occidentale de l'Algérie. (...) »

D'après le zonage sismique de l'Algérie (Centre National de la recherche parasismique C.G.S.), le site étudié est classé en zone de sismicité III (zone de sismicité élevée). (...) Les sondages carottés réalisés ont permis de mettre en évidence l'existence d'un sol actuel de terre végétale brunâtre, avec épaisseurs variant entre 0.3m et 0.5m (...). Ci-dessous est un horizon formé par les argiles marron, argiles sableuse et sable fin limoneux brunâtre ; sable fin limoneux parfois graveleux à caillouteux, à des profondeurs variant entre 7.0 et 15.0m. Exceptions, des sondages S2 34/02-2 où cet horizon supérieur n'a pas été reconnu et SP63 où il atteint jusqu'à la profondeur de 21.0m. Ci-dessous produire en bas une formation alluvionnaire constituée de sable, galet, gravier et rognons calcaires, à des profondeurs variant entre 23.0 et 26.0m, sauf les sondages S2 34/02-3 et SP63 qui dépasse même les profondeurs maximales prospectés. Inférieurement ont été reconnus marne grisâtre et gris-verdâtre, plastique ou raide à peu plastique. Les valeurs de pourcentage de récupération obtenu dans le carottage étaient entre 62 et 90% pour les formations plus fine, et entre 40 et 62% pour les alluvions grossières. »

Annexe 4 : Résultats des essais Géotechnique

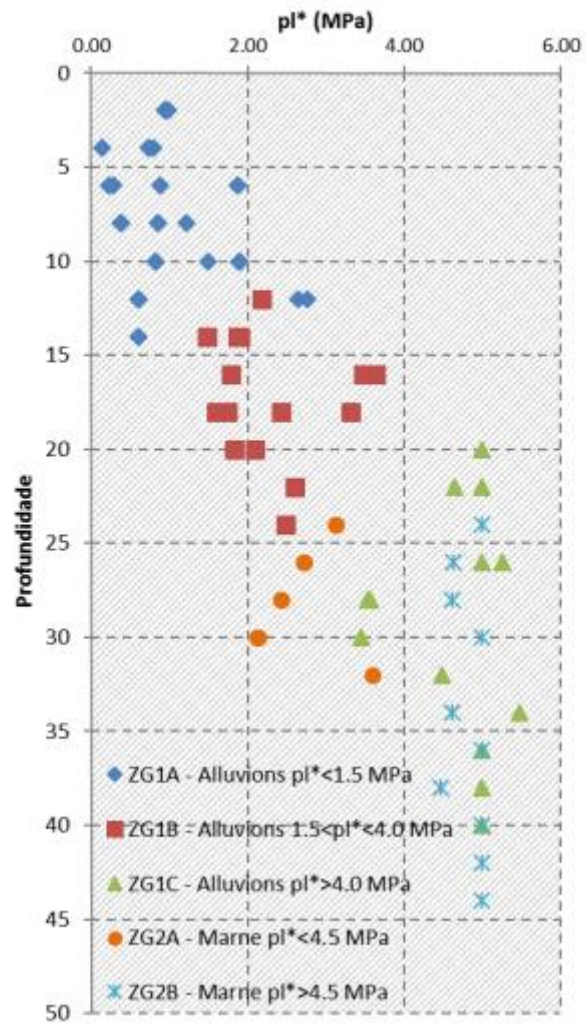
Les figures ci-dessous montre l'évolution au cours de la différence de profondeur entre la limite de pression (p_{lim}) et la pression correspondant au début de la partie rectiligne de la courbe pression-volume obtenue dans les essais pressiométrique (p_{0M}), en d'autres termes $p_1^*=p_{lim-p_{0M}}$ et des modules pressiométriques obtenues à partir des essais effectués



Evolution en profondeur de p_1^* et E_M , respectivement.

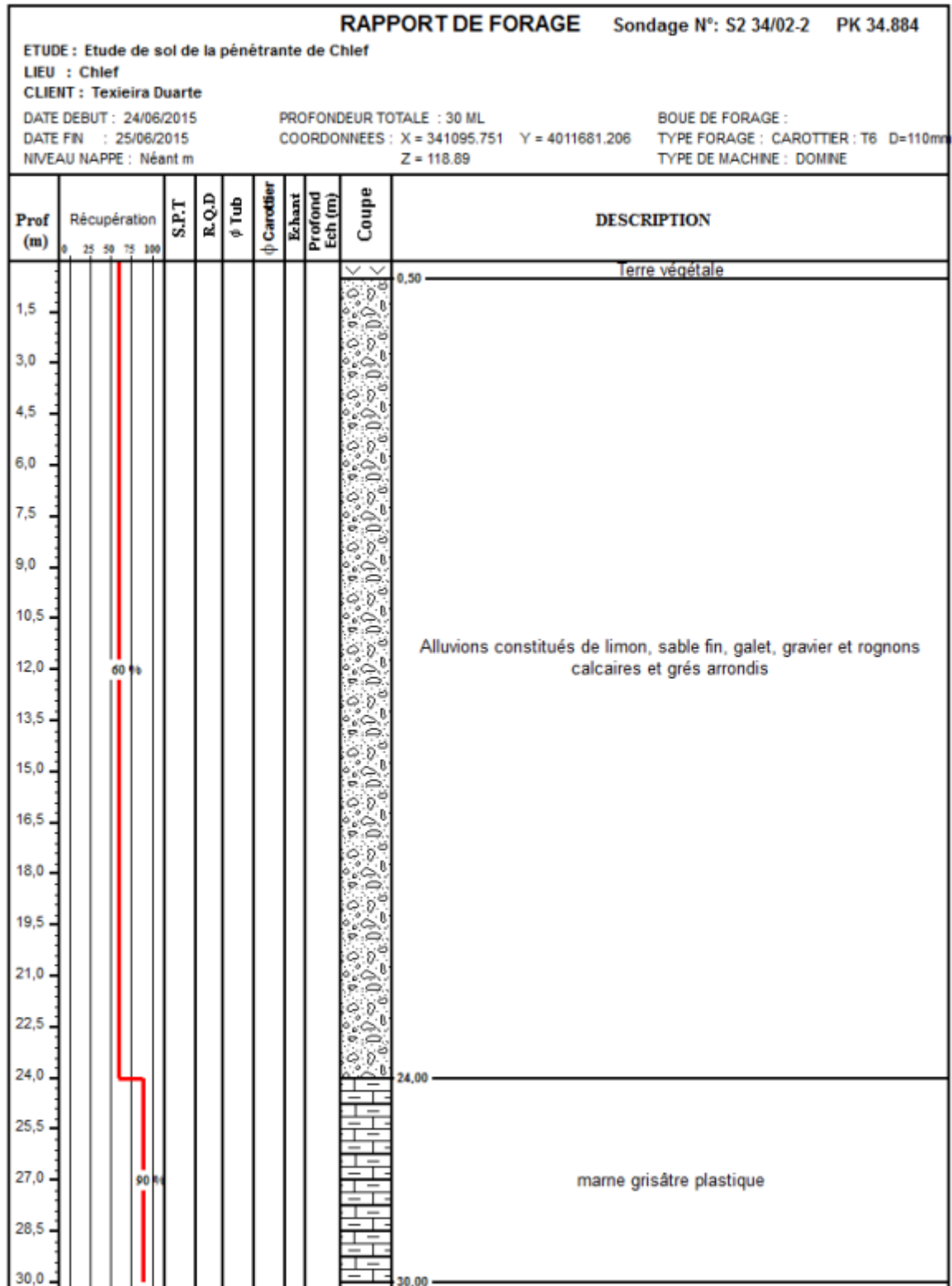
Une analyse des courbes on observe une augmentation progressive des caractéristiques mécaniques du sol en profondeur. Selon les résultats obtenus, il a été défini dans le zonage géotechnique, en fonction des valeurs enregistrées de p_1^* , comme représenté sur le graphique représenté sur la Figure ci-dessous :

Annexe 4 : Résultats des essais Géotechnique

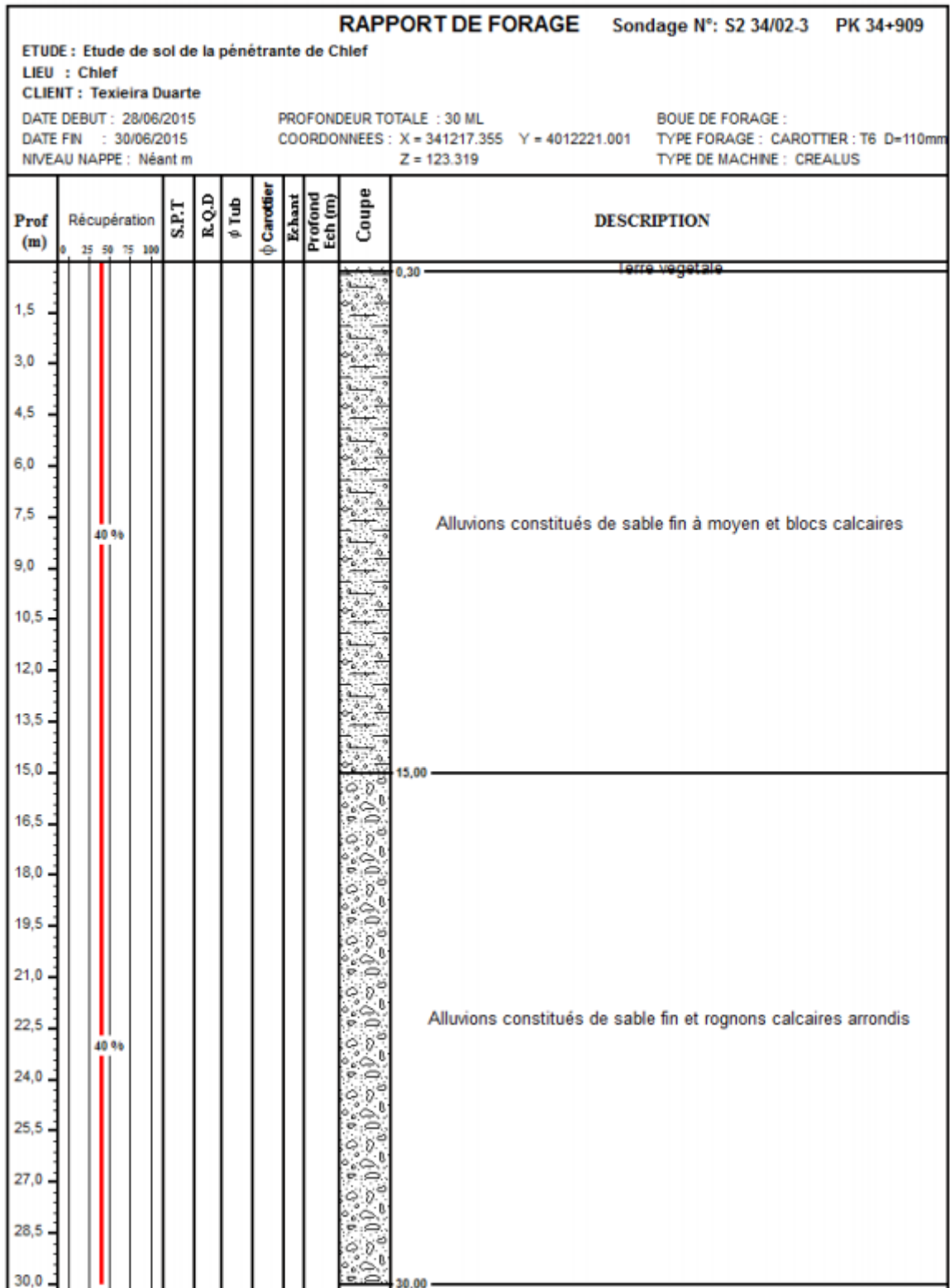


Variation des valeurs pi^* obtenues pour des zones géotechniques ZG1A, ZG1B, ZG1C, ZG2A et ZG2B.

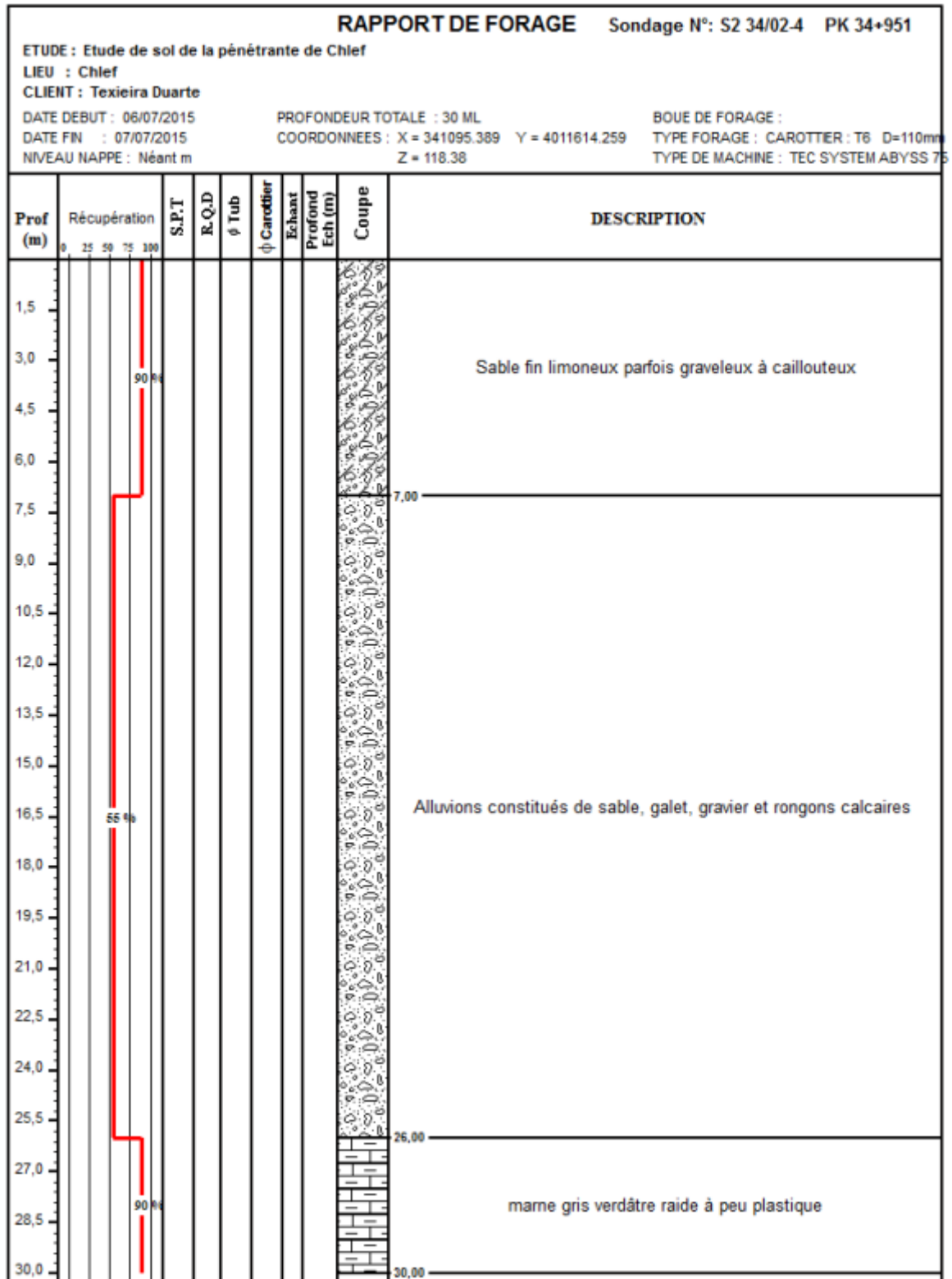
Annexe 4 : Résultats des essais Géotechnique



Annexe 4 : Résultats des essais Géotechnique



Annexe 4 : Résultats des essais Géotechnique



Sondage carotté S2 34/02-1

Annexe 4 : Résultats des essais Géotechnique



16



24m

24m



30m

Sondage carotté S2 34/02-2

Annexe 4 : Résultats des essais Géotechnique



Annexe 4 : Résultats des essais Géotechnique



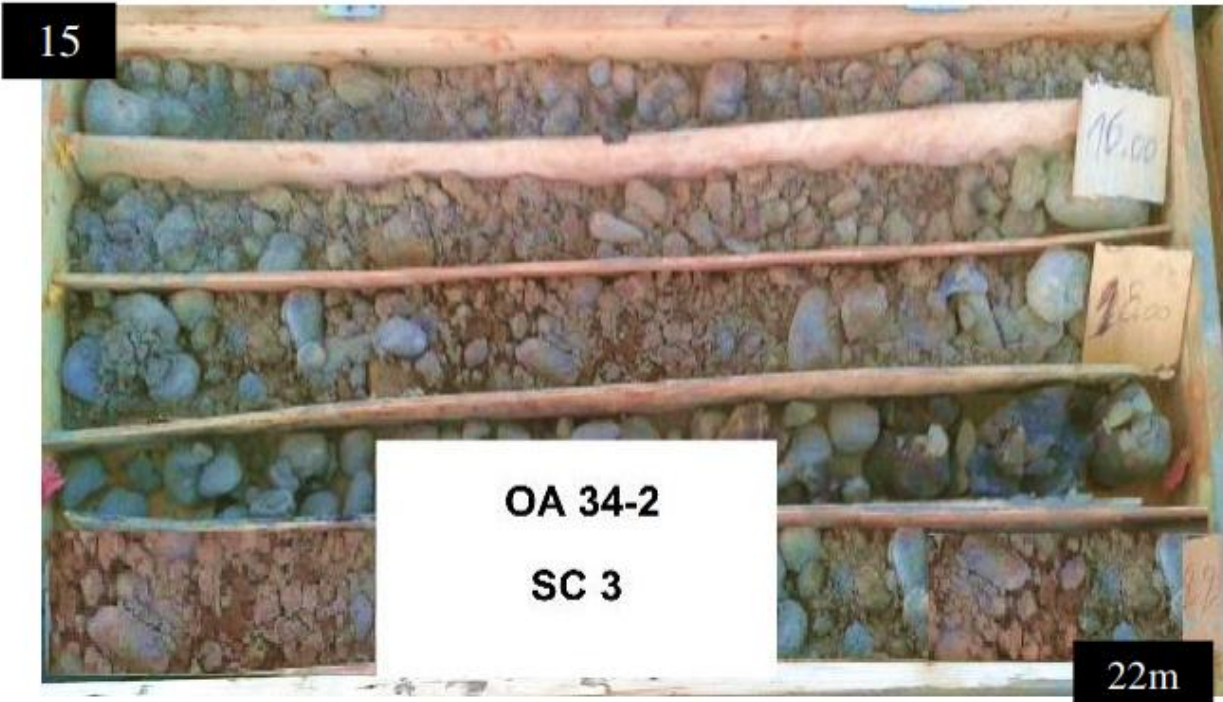
24m



Sondage carotté S2 34/02-3

Annexe 4 : Résultats des essais Géotechnique





Sondage carotté S2 34/02-4

Annexe 4 : Résultats des essais Géotechnique



7m

15m

Annexe 4 : Résultats des essais Géotechnique

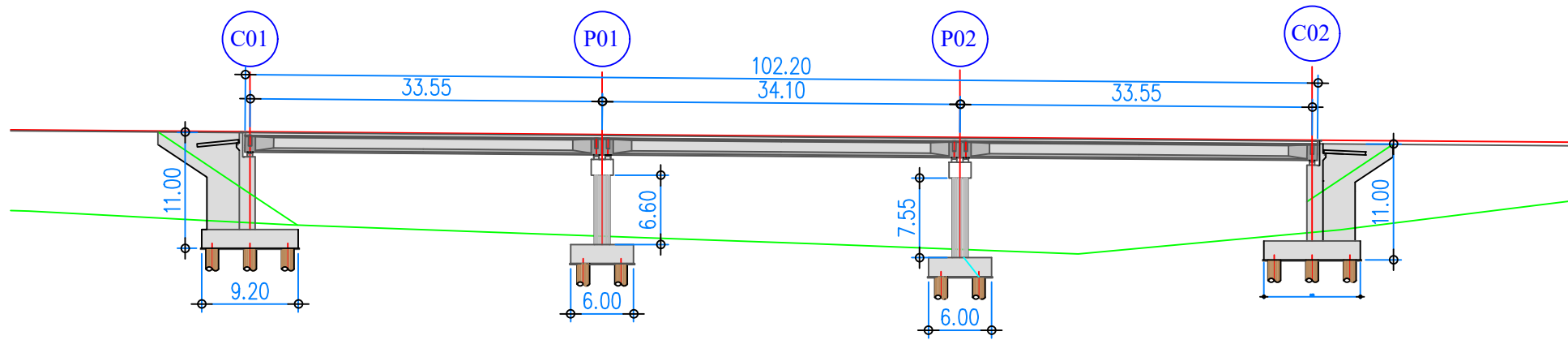


23m

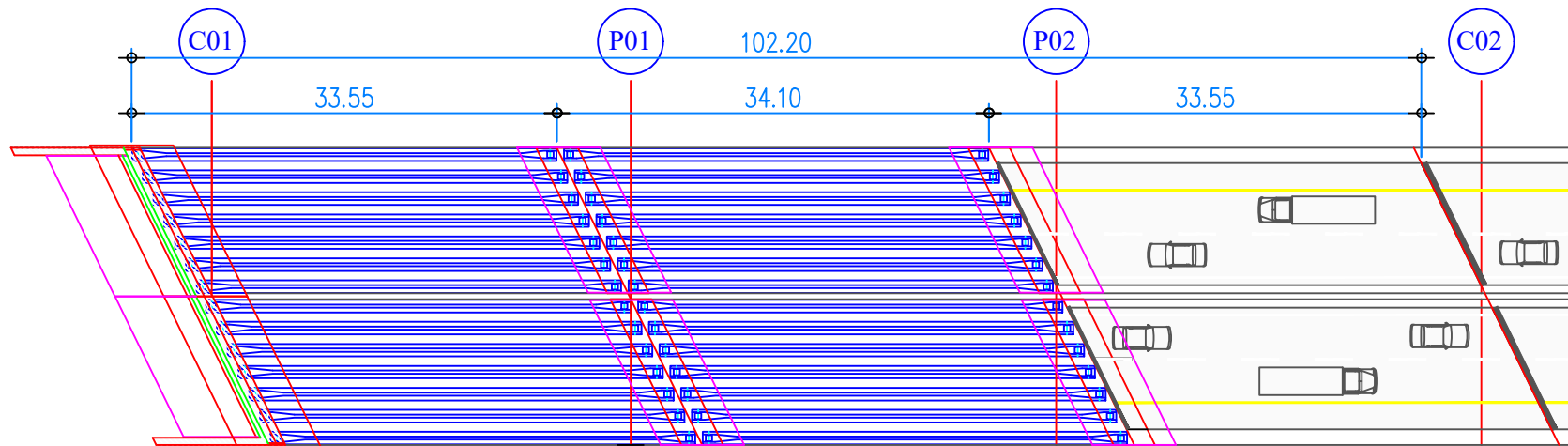


30m

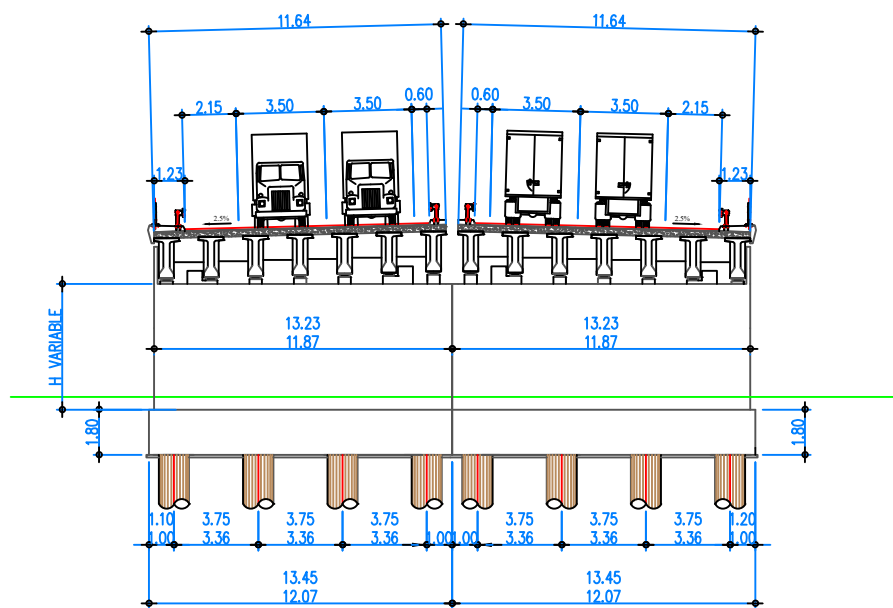
COUPE LONGITUDINALE
Ech: 1/100



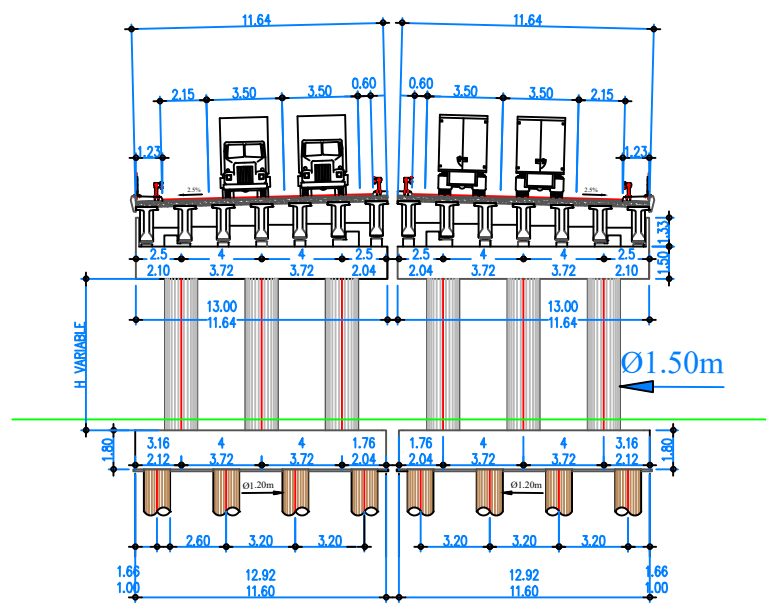
VUE EN PLAN :
Ech: 1/100



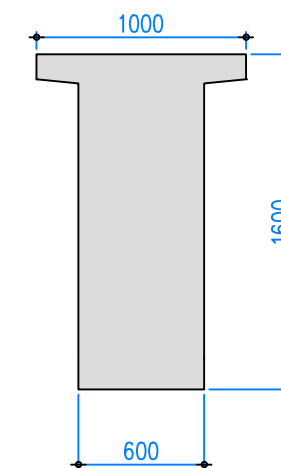
COUPE TRANSVERSALE TYPE :
SUR CULEE
Ech: 1/30



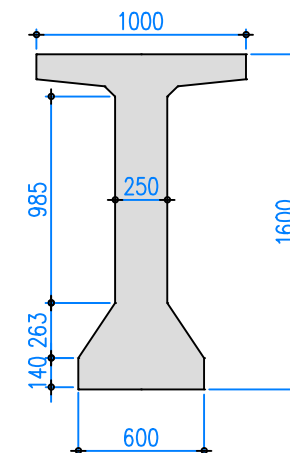
COUPE TRANSVERSALE TYPE :
SUR PILE
Ech: 1/30



SECTION D'ABOUT
Echelle 1/30



SECTION Mediane
Echelle 1/30



Projet fin d'étude :

CONCEPTION ET ÉTUDE DU VIADUC 34-02 DE LA
PÉNÉTRANTE TENES

Variante :

PONT A POUTRES

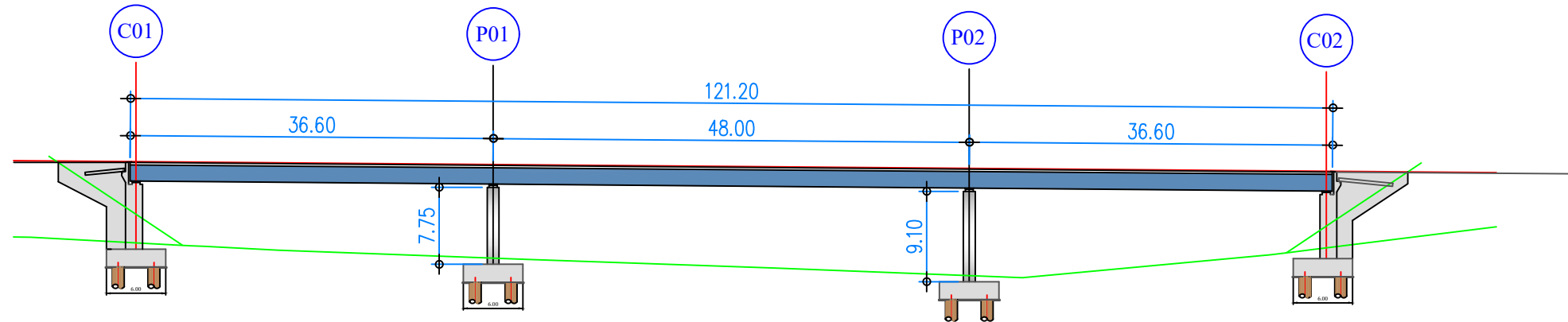
Réalisé par :

HOUARI Oussama

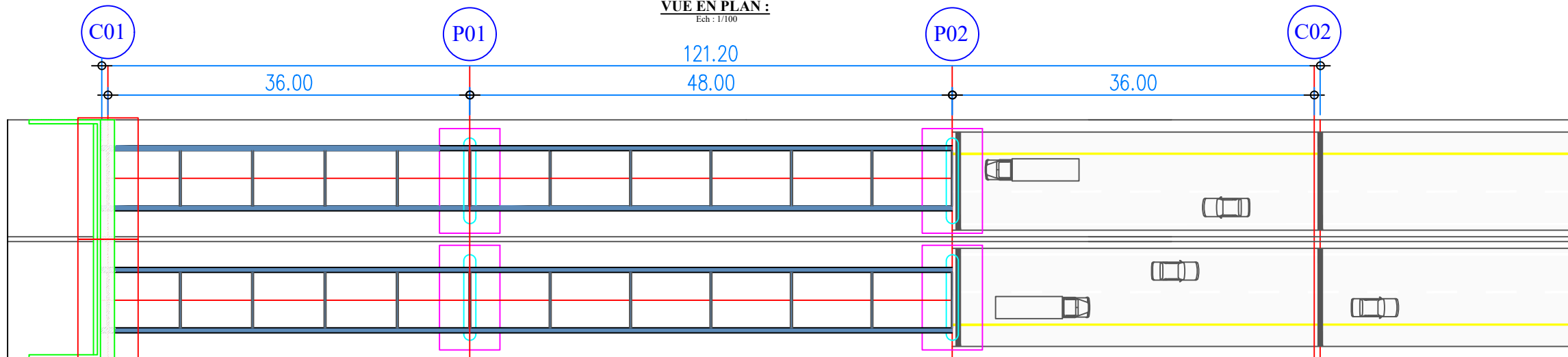
Année Universitaire :

2021/2022

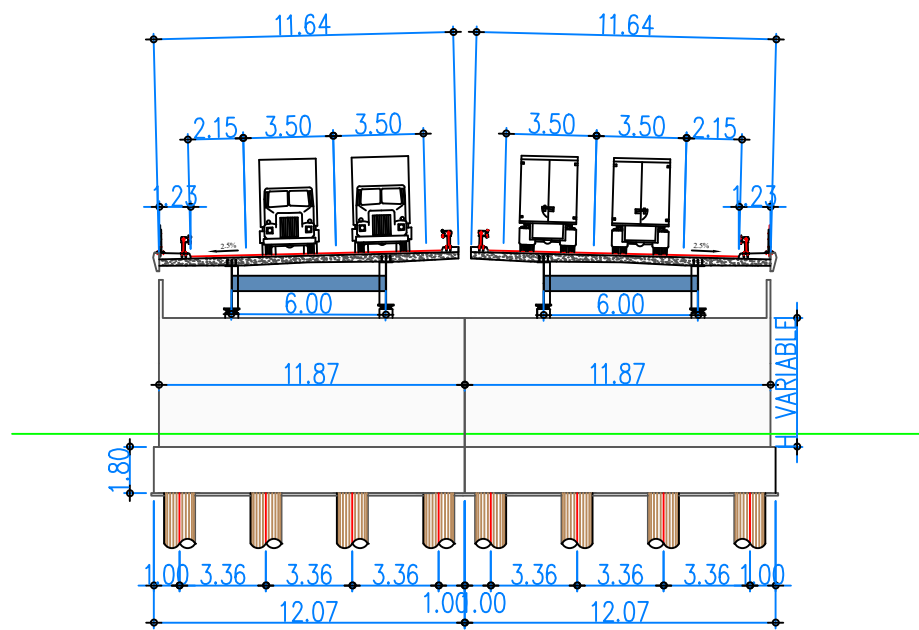
COUPE LONGITUDINALE
Ech : 1/200



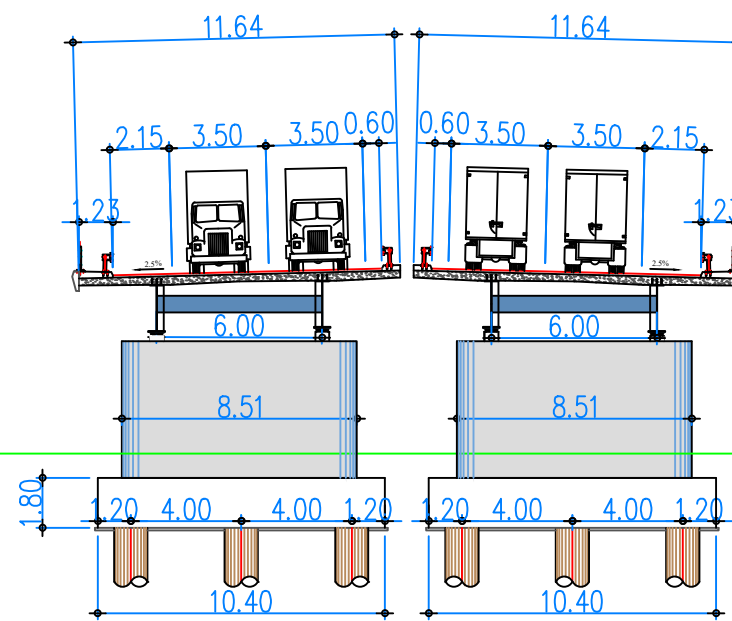
VUE EN PLAN :
Ech : 1/100



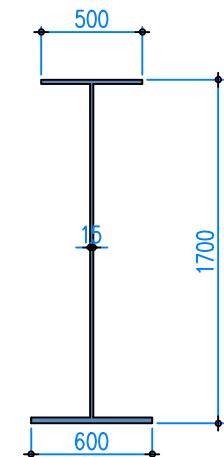
COUPE TRANSVERSALE TYPE :
SUR CULEE
ECH: 1/100



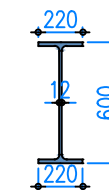
COUPE TRANSVERSALE TYPE :
SUR PILE
ECH: 1/100



SECTION SUR LA POUTRE
ECHELLE 1/40



SECTION SUR L'ENTRETOISE
ECHELLE 1/40



Projet fin d'étude :

CONCEPTION ET ÉTUDE DU VIADUC 34-02 DE LA
PÉNÉTRANTE TENES

Variante :

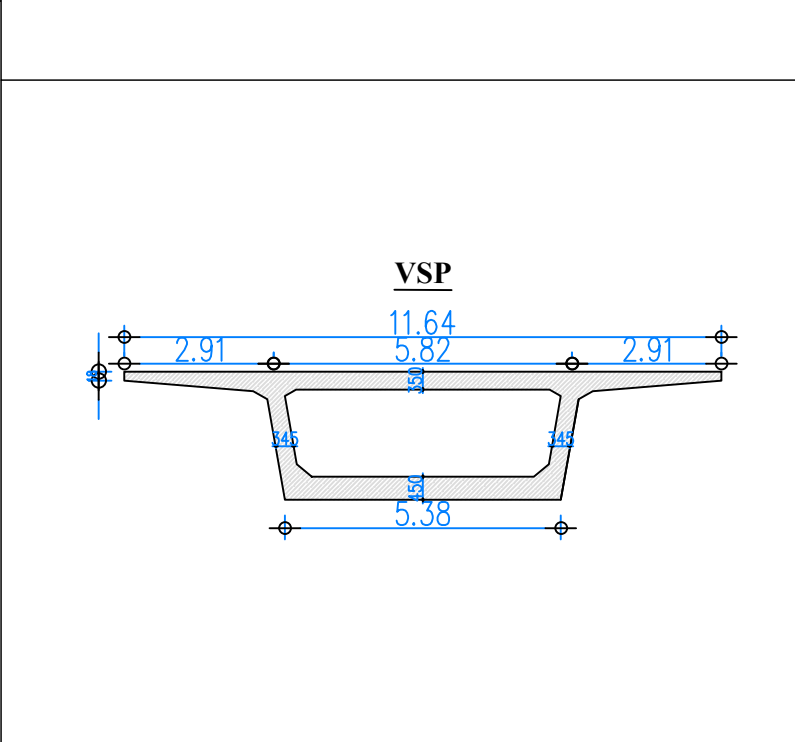
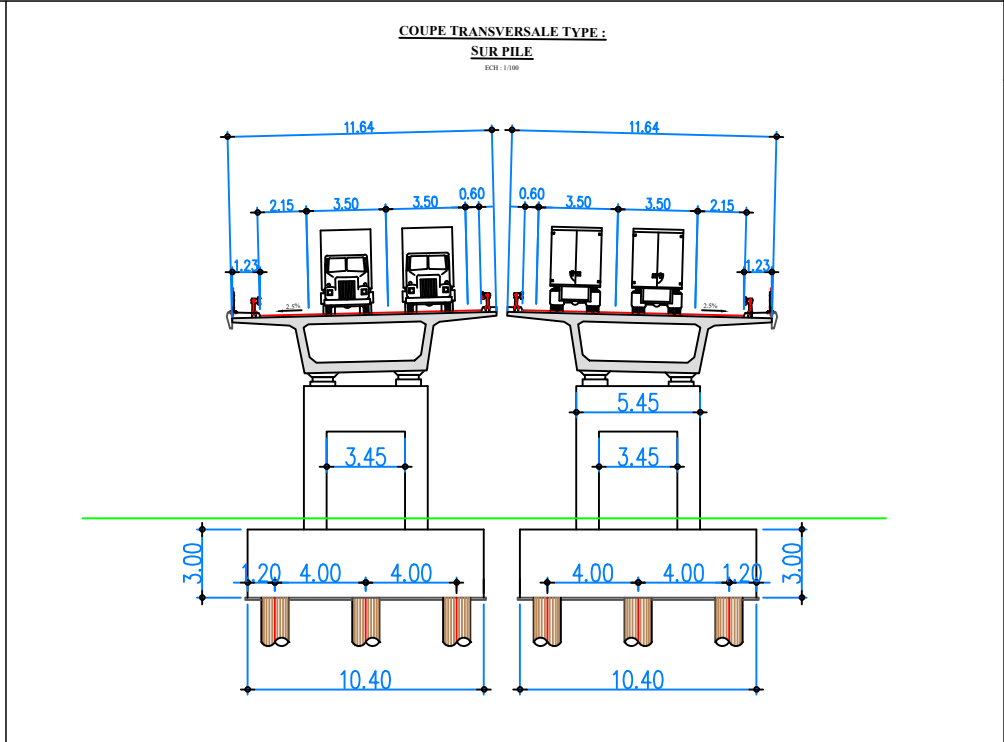
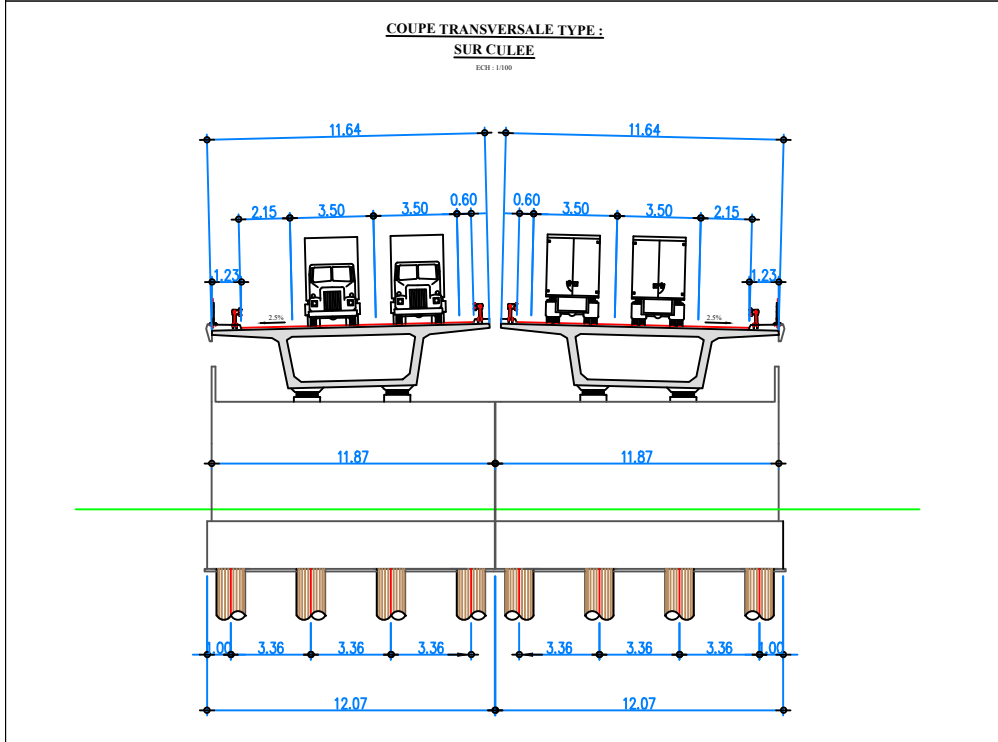
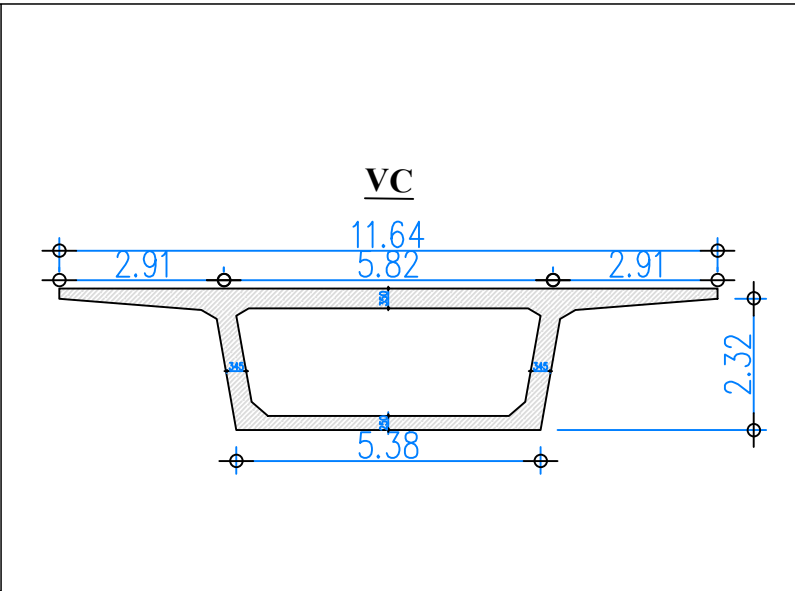
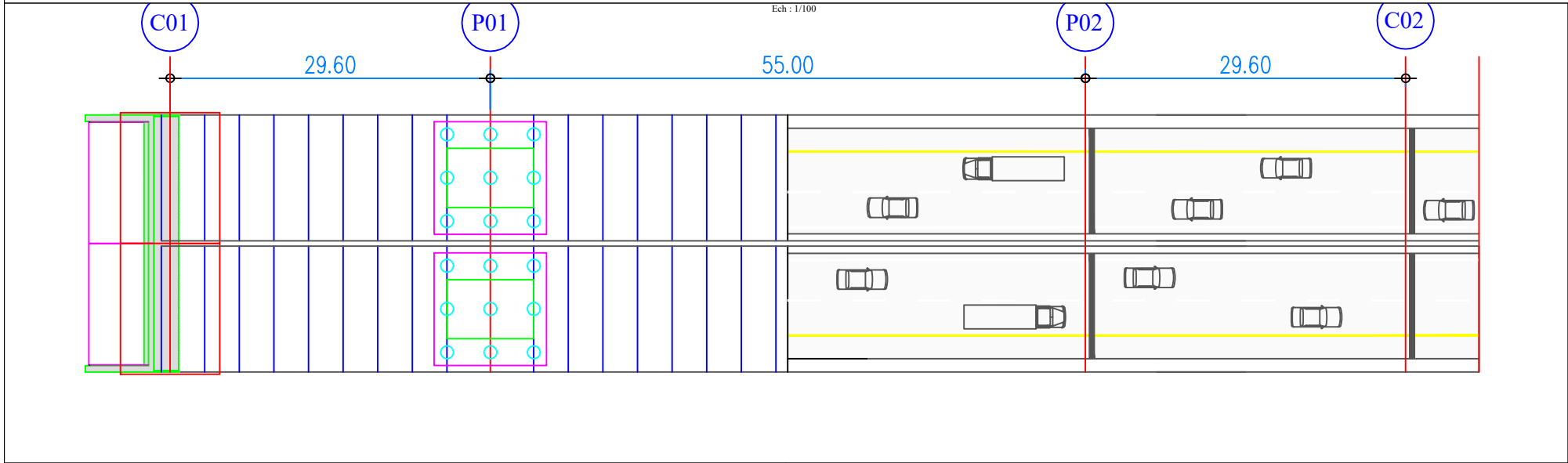
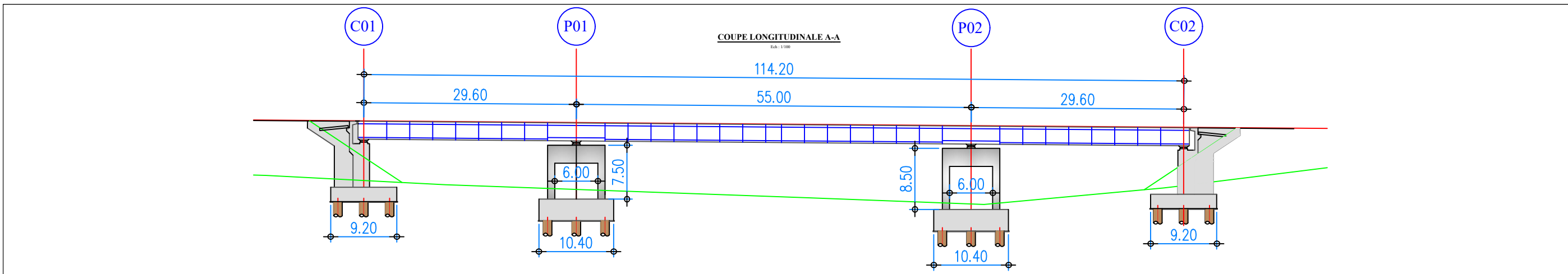
PONT MIXTE BI-POUTRE


Réalisé par :

HOUARI Oussama

Année Universitaire :

2021/2022



<p>Projet fin d'étude : CONCEPTION ET ÉTUDE DU VIADUC 34-02 DE LA PÉNÉTRANTE TENES</p>	<p>Variante : PONT VOUSOIR</p>	<p>Réalisé par : HOUARI Oussama</p>	<p>Année Universitaire : 2021/2022</p>	 <p>ENSTP الدراسة الوطنية العليا للأشغال العمومية École Nationale Supérieure des Travaux Publics National School of Built and Ground Works Engineering</p>
--	------------------------------------	---	--	---