

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

Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics
Francis Jeanson



Mémoire

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

Filière : Travaux Publics

Spécialité : Matériaux & Structures

Thème

**CONCEPTION ET ETUDE DE L'OUVRAGE D'ART
SUR OUED SAHEL AU NIVEAU DU PK00+180.00
AU PK00+360.40 RELIANT LA COMMUNE
BOUDJELLIL A TAZMALT**

Présenté par :

AGOUAZI Madjid
BENMADI Issam

Encadré par :

Mr BOUZIANE Messaoud
Mr FEDGHOUCHE Ferhat

Promotion 2022/2023

© ENSTP-FJ - Garidi - Vieux Kouba

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

REMERCIEMENTS

Tous d'abord, on remercie dieu le tout puissant qui nous a bénis avec la santé, le courage et la patience pour mener à bien ce travail.

Ensuite, nous remercions nos parents, qui sont la raison et la motivation de tous nos succès.

Nous tenons à remercier sincèrement notre encadrant Mr. BOUZIANE Messaoud de nous avoir guidé pour la réalisation de cette étude ainsi que pour ses appréciations, et le soutien scientifique et moral qu'il nous a apporté.

Nous aimerions également remercier notre Co-encadrant Mr. FEDEGHOUCHE Farhat et tous les enseignants et les administrateurs de l'école nationale supérieure des travaux publics qui ont contribué à notre formation et à l'élaboration de ce présent travail.

Nos remerciements s'adressent également aux membres du jury pour l'intérêt qu'ils ont porté à notre travail, et qui nous feront le plaisir d'apprécier.

DÉDICACE

Avant tout je remercie Dieu pour toutes les bénédictions qu'il nous a accordées.

À mes très chers parents

Je dédie ce modeste travail à ceux qui m'ont donné la vie, qui ont sacrifié pour mon bonheur et ma réussite, qui ont été mon ombre durant toutes mes années d'études, et qui ont veillé tout au long de leurs vie à m'encouragé, à me donner l'aide et à me protégé. Que dieu les gardent et les protègent.

A mes frères :

Abdellah, Fawzi, Ayoub

A mes adorables sœurs :

Samira, Riham, Katia

À ma famille BENMADI.

À ma famille BAKHTI.

À mon binôme AGOUAZI Madjid.

À tous mes amis.

**À toutes la famille de l'ENSTP
étudiants – enseignants – administrant.**

BENMADI Issam

Avant tout je remercie Dieu pour toutes les bénédictions qu'il nous a accordées.

Je dédie ce modeste travail :

À Mes très chers parents

Dont leurs mérites, leurs sacrifices, leurs qualités humaines m'ont permis de vivre ce jour : Les mots me manquent pour exprimer toute la reconnaissance, la fierté et le profond amour que je leur porte pour les sacrifices qu'ils ont consenti pour ma réussite, qu'ils trouvent ici le témoignage de mon attachement ma reconnaissance, gratitude et respect, que dieu leur prête bonne santé et longue vie. Tous mes sentiments de reconnaissance pour vous.

À mes frères

J'espère avoir le seuil de vos espérances. Que ce travail soit l'expression de ma profonde affection Je vous remercie pour le soutien moral et l'encouragement que vous m'avez accordés .Je vous souhaite tout le bonheur que vous méritez Et un brillant avenir.

À Toute la famille «Agouazi» & «Hamiche»

A mes meilleurs ami (e) s

« Saber », « Issam », « Boussad », « Fateh », « Fouad », « Syphax », « Djillali », « Ibrahim », « Mayes », « M'hand », « Yanis », « Lounes », « Massi ». « Ali », « Bilal », « Rami », « Hadi », « Malek », « Achour », « Mohammed ».

A tous ceux qui ont su m'apporter aide et soutien aux moments propices, Je dédie ce travail, reconnaissant et remerciant chaleureusement.

*À toute la famille de l'ENSTP
étudiants – enseignants – administrant.*

AGOUAZI Madjid

ملخص

الهدف الرئيسي من مشروع نهادة الدراسة هو إنجاز تصميم ودراسة جادة لاجسر الذي يربط بين بلدية بوجلجل وتازمالت.

بدأنا مذكرتنا بعروضات حول الجسور، ثم قمنا بتقييم مشروعنا بالإضافة إلى موقع المشروع مع قيوده وعيوبه. وبعد تعريف المشروع، صممنا ثلاث منغذرات الخنبار البديل المثل وفقا للمعايير التي أخذت في عين الاعتبار. ثم شرعنا في دراسة هذا المنغذير، حيث قمنا بتقييم الأحمال والزائفة، والقوى الطولية وتوزيعها العرضي وهذا عن طريق الحساب اليدوي والآلي باستخدام برنامج ROBOT2018.

ثم درسنا الإجهاد المسبق، وتصميم سطح الجسر، ومعدّات الجسر. وأخيرا، أنمنا تصميم ودراسة الهياكل القاعدية. الكلمات الدالة: تصميم، جسر على عوارض، إجهاد مسبق، المسبق، أساسات، دعامة.

Résumé

L'objectif principal de notre projet fin d'étude est de faire une conception et une étude détaillée de l'ouvrage d'art qui permet de relier la commune de BOUDJELLIL à TAZMALT

On a entamé notre mémoire par une généralité sur les ponts. Ensuite on a présenté notre projet, ainsi que le site du projet et ces contraintes et obstacles. Après avoir défini le projet on a dressé la conception de trois variantes, afin de choisir la variante optimale selon les critères pris en compte. Par la suite, on a passé donc à l'étude de cette variante, où on a évalué les charges et surcharges, les efforts longitudinaux et leur répartition transversale et ceci par un calcul manuel et automatique à l'aide du logiciel ROBOT2018.

Ensuite on a fait l'étude de la précontrainte, l'étude du tablier et les équipements du pont. Enfin, on a réalisé la conception et l'étude de l'infrastructure.

Mots clés : Conception, Pont à poutres, Précontrainte, Post-tension, Piles, Culée.

Abstract

The main objective of our end of study project is to make a design and a detailed study of the work of art which makes it possible to connect the commune of BOUDJELLIL to TAZMALT.

We began our theses with bibliographic research on pretentious prestressing. Then we presented our project, as well as the site of the project and its constraints and obstacles. After defining the project, three variants were designed in order to choose the optimal variant according to the criteria taken into account. We then proceeded to the study of this variant, where we evaluated the loads and overloads, the longitudinal forces and their transverse distribution and this by a manual and automatic calculation using the ROBOT2018 software.

Then we studied the prestressing, the study of the deck and the equipment of the bridge, finally, the design and study of the infrastructure was completed.

Keywords: Conception, Design, Beam bridge, Prestressing, Post-tention, Piers, Abutement.

SOMMAIRE

INTRODUCTION GENERALE	1
-----------------------------	---

CHAPITRE I : GENERALITES SUR LES PONTS

I.1 DEFINITION.....	2
I.2. UNE BREVE HISTORIQUES DES PONTS.....	2
I.2 ÉLÉMENTS CONSTITUTIFS D'UN PONT.....	2
I.3 QUELQUES NOTIONS GEOMETRIQUES.....	3
I.4 CLASSIFICATION DES PONTS.....	3
I.4.1 Selon la nature de la voie portée	3
I.4.2 Selon les matériaux de construction.....	3
I.4.3 Selon la mobilité du pont	4
I.4.4 Selon la vue en plan	4
I.4.5 Selon le schéma statique (RDM).....	4

CHAPITRE II : PRÉSENTATION DU PROJET

II.1 INTRODUCTION	7
II.2 SITUATION DU PROJET	7
II.3 LES DONNEES DE L'OUVRAGE.....	7
II.3.1 Données fonctionnelles.....	7
II.3.2 Données naturelles.....	9
II.3.3 Donnée géotechniques.....	11
II.3.4 Hydrologie.....	15
II.5 .CONCLUSION	15

CHAPITRE III : CONCEPTION GÉNÉRALE

III.1	INTRODUCTION.....	16
III.2	CHOIX DE TYPE DE L'OUVRAGE	16
III.3	LES PARAMETRES INTERVENANTS DANS LE CHOIX	16
III.4	PROPOSITION DES VARIANTES.....	16

III.5 VARIANTE N°1 : PONT VOUSOIR CONSTRUIT PAR ENCORBELLEMENTS SUCCESSIFS.....	16
III.5.1 Présentation de la variante.....	16
III.5.2 Conception longitudinale	16
III.5.3 Conception transversale	17
III.6 VARIANTE N°2 : PONT À POUTRES PRÉCONTRAIT DU TYPE VIPP	19
III.6.1 Présentation de la variante.....	19
III.6.2. Conception longitudinale	19
III.6.3 Conception transversale.....	19
III.7 VARIANTE N°3 : PONT MIXTE (BI-POUTRES METALIQUES A ENTRETOISE)	22
III.7.1 Présentation de la variante.....	22
III.7.2 Conception longitudinale	22
III.7.3 Conception transversale	22
III.7.4 Conception des entretoises	23
III.7.5 Choix de la nuance d'acier	24
III.7.6 Les goujons	24
III.8 Analyse multicritère	26
III.8.1. Analyse des variantes	27
III.9 CONCLUSION	28

CHAPITRE IV : CALCUL DES CHARGES ET SURCHARGES

IV.1 LES ACTIONS	28
IV.1.1 Les actions hors trafic	28
IV.1.2 Les actions dues au trafic	28
IV.1.3 Les actions accidentelles	28
IV.2 EVALUATION DES CHARGES PERMANENTES (CP).....	28
IV.2.1 Poids de la poutre.....	28
IV.2.2 Poids de la dalle (hourdis).....	29
IV.2.3 Poids de l'entretoise	29
IV.3 EVALUATION DES CHARGES COMPLEMENTAIRE PERMANENTES (CCP).....	29
IV.3.1 Poids du revêtement et étanchéité	29
IV.3.2 Poids des trottoirs.....	29

IV.3.3 Poids des corniches	29
IV.3.4 Poids de garde du corps	30
IV.4 EVALUATION DES SURCHARGES	30
IV.4.1 Caractéristique du pont	30
IV.4.2 Système de charge A.....	31
IV.4.3 Système de charge B	32
IV.4.4 Charges militaires Mc120	34
IV.4.5 Convoi exceptionnel D240.....	35
IV.4.6 Calcul des coefficients de majoration dynamique	35
IV.4.7 Efforts de freinage.....	36
V.5 LES COMBINAISONS DES CHARGES	36
V.5.1 Les états limites	36
V.5.2 Les coefficients de majoration	37
V.5.3 Les combinaison.....	37

CHAPITRE V : CALCUL DES EFFORTS LONGITUDINAUX

V.1	CALCUL DES MOMENTS FLECHISSEMENT	38
	V.1.1 Moment fléchissant dû au Poids propres.....	38
	V.1.2 Moment fléchissant dû à la surcharge A(l).....	38
	V.1.3 Moment fléchissant dû à la surcharge Bc	39
	V.1.4 Moment fléchissant dû à la surcharge Bt.....	40
	V.1.5 Moment fléchissant dû à la surcharge Mc120	41
	V.1.6 Moment fléchissant dû à la surcharge D240	41
V.2	CALCUL DES EFFORTS TRANCHANTS	42
	V.2.1 Effort tranchant dû au Poids propres	42
	V.2.2 Effort tranchant dû à la surcharge A(l).....	42
	V.2.3 Effort tranchant dû à la surcharge Bc	42
	V.2.4 Effort tranchant dû à la surcharge Bt.....	43
	V.2.5 Effort tranchant dû à la surcharge Mc120	43
	V.2.6 Effort tranchant dû à la surcharge D240.....	44

CHAPITRE VI : LA RÉPARTITION TRANSVERSALE DES EFFORTS

VII.1. INTRODUCTION	45
----------------------------------	-----------

VII.2. DÉTERMINATION DES PARAMÈTRES DE CALCUL.....	45
VII.2.1. La demi-largeur active.....	46
VII.2.2. Calcul des paramètres θ et α	46
VII.2.3. La position active des poutres.....	49
VII.3. LA RÉPARTITION DU MOMENT FLÉCHISSANT	49
VII.3.1. Coefficient de répartition transversale.....	49
VII.3.2. Lignes d'influences.....	50
VII.3.3. Coefficient de répartition transversale moyen ($K\alpha$.moy).....	50
VII.3.4. Les moments fléchissant réels.....	51
VII.4. DÉTERMINATION DE LA POUTRE LA PLUS SOLLICITÉE.....	51
VII.5. MODÉLISATION DU TABLIER	51
VII.5.1 Résultats des moments.....	52

CHAPITRES VII : ÉTUDE DE LA PRÉCONTRAINTÉ

VII.1 INTRODUCTION	53
VII.2 TYPE DE LA PRÉCONTRAINTÉ.....	53
VII.3 PROCEDES DE PRECONTRAINTES	53
VII.4.1 Procédé par post tension	54
VII.5 DIMENSIONNEMENT DE LA PRÉCONTRAINTÉ.....	54
VII.5.1 Caractéristiques du câble	54
VII.5.2 Calcul du nombre des torons.....	54
VII.6 VERIFICATION DES CONTRAINTES.....	55
VII.7 POSITION DES CABLES	56
V.7.1 Tracé des câbles.....	57
V.7.2 Angle de relevage α	57
VII.8.1 Les pertes de tension instantanées	58
VII.9 VERIFICATION DES CONTRAINTES NORMALES A L'ELS	61
VII.9.1 Effort de précontrainte	62
VII.9.2 Justification des contraintes normales	62
VII.10 JUSTIFICATION DES CONTRAINTES TANGENTIELLES A L'ELS :	64
.....	
VII.11 JUSTIFICATION DES CONTRAINTES TANGENTIELLES A L'ELU	64
.....	
VII.12 Section des armatures transversales	65

VII.13 FERRAILLAGE DES POUTRES	65
VII.13.1. Ferrailage de zones tendues	65
VII.13.2 Armature de peau.....	66

CHAPITRE VIII : ÉTUDE DU TABLIER

VIII.1 INTRODUCTION	67
VIII.2 DÉTERMINATION DES FLÈCHES	67
VIII.2.1 Flèche due au poids propre.....	67
VIII.2.2 Contre flèche due à la précontrainte.....	67
VIII.2.2 Flèche maximale à l'ELS	68
VIII.2.4 Flèche totale.....	68
VIII.3 ÉTUDE DE L'HOURLDIS	68
VIII.3.1 évaluation des efforts.....	68
VIII.3.2 Résultats	69
VIII.3.3 Ferrailage de l'hourdis	70
VIII.4 ÉTUDE DE L'ENTRETOISE.....	70
VIII.4.1 Modélisation et évaluation des efforts.....	71
VIII.4.2 Résultats	71
VIII.4.3 Ferrailage de l'entretoise	73

CHAPITRE IX : ÉQUIPEMENT DU PONT

IX.1 INTRODUCTION	74
IX.2 APPAREILS D'APPUIS	74
IX.2.1 Dimensionnement des appareils d'appuis	74
IX.2.2 Vérification des appareils d'appuis	75
IX.3 JOINT DE CHAUSSÉE.....	77
IX.3.1 Calcul du souffle	77
IX.3.2 Choix du joint de chaussée.....	78
IX.4. CALCUL DES EFFORTS DUS AU VARIATIONS LINEAIRES	78
IX.5. DÈS D'APPUI	79
IX.5.1 Dimensionnement du dès d'appui.....	79
IX.5.2 Ferrailage du dès d'appui.....	79

CHAPITRE X : ÉTUDE SISMIQUE

X.1 INTRODUCTION.....	81
X.2 LA MÉTHODE MONOMODALE.....	81
X.2.1 Condition d'application.....	81
X.2.2 Séisme longitudinal.....	82
X.2.3 Séisme transversal.....	85
X.2.4 Séisme vertical.....	87
X.2.5 Combinaison des efforts.....	88

CHAPITRE XI : ETUDE DE LA PILE

XI.1 INTRODUCTION.....	89
XI.2 CONCEPTION DE LA PILE.....	89
XI.2.1. Choix de la pile.....	89
XI.2.2. Pré-dimensionnement de la pile.....	89
XI.3. VÉRIFICATION DE LA PILE VIS-À-VIS LE FLAMBEMENT.....	90
XI.4 Evaluation des efforts agissant sur la pile.....	91
XI.4.1 Les efforts statiques.....	91
XIII.4.2. Les efforts sismiques.....	92
XIII.4.3. Combinaison des directions.....	93
XIII.4.4. Combinaison d'actions au pied de la pile.....	93
XI.5. FERRAILLAGE DES ELEMENTS DE LA PILE.....	94
XI.5.1. Ferrailage du chevêtre.....	94
.....	97
XI.5.2. Ferrailage de la colonne.....	97
XI.6. ETUDE DE LA SEMELLE.....	98
XI.6.1. Choix de type des fondations.....	98
XI.6.2. Dimensions de la semelle.....	98
XIII.6.3. Evaluation des efforts.....	98
XI.6.4. Ferrailage de la semelle.....	100
XI.6.5 PROTECTION DES SEMELLES CONTRE L'AFFOUILLEMENT.....	101
XI.7. ETUDE DES PIEUX.....	103
XI.7.2. Ferrailage des pieux.....	103

CHAPITRE XII : ETUDE DE LA CULEE

XII.1 INTRODUCTION	106
XII.1.2 Pré-dimensionnement de la culée	106
XII.1.3 Vérification de la stabilité de la culée.....	107
XII.1.3.1 ÉVALUATION DES EFFORTS SUR LA CULÉE.....	107
XII.2 FERRAILLAGE DES ÉLÉMENTS DE LA CULÉE.....	108
XII.2.1 Ferrailage du mur frontal.....	108
XII.2.2 Ferrailage du mur garde-grève.....	109
XII.2.3 Ferrailage de la dalle de transition.....	111
XII.2.4 Ferrailage du corbeau	112
XII.2.5 Ferrailage du mur en retour	113

CHAPITRE XIII : RECHERCHE BIBLIOGRAPHIQUE

XIII.1 INTRODUCTION.....	115
XIII.2 PONTS A POUTRES PRECONTRAINTES PAR POST-TENSION	115
XIII.3 PONTS A POUTRES PRECONTRAINTES PAR PRE-TENSION	117
XIII.4 COMPARAISON.....	119
XIII.4.1 Inconvénient de la pré-tension par rapport à la post tension.....	120
XIII.4.2 Inconvénient de la post tension par rapport à la pré-tension.....	120
XIII.4.3 Comparaison des résultats de calcul d'un pont étudié avec les deux technologies	120
XIII.5 CONCLUSION	121
CONCLUSION.....	122

Liste des tableaux

Tableau II. 1. Gradient thermique	11
Tableau II. 2. Résultats des sondages carottés	12
Tableau II. 3. Résultats des sondages préssiométrique	13
Tableau II. 4. Résultats des essais physiques	14
Tableau II. 5. Résultats des essais mécaniques	14
Tableau II. 6. Résultats des essais chimiques.....	14
Tableau III. 1. Tableau récapitulatif de pré-dimensionnement du caisson.....	18
Tableau III. 2. Tableau récapitulatif de pré-dimensionnement des poutres en post tension ...	21
Tableau III.3 : Caractéristique d'un IPE600.....	24
Tableau III. 3. Tableau récapitulatif du prédimensionnement de la variante mixte.....	25
Tableau III. 5 Avantages et inconvénients des trois variantes	26
Tableau III.4 : Analyse multicritère des trois variantes.....	27
Tableau IV. 1. Tableau récapitulatif des poids des éléments du tablier	30
Tableau IV. 2. La classe du pont par sa largeur roulable	31
Tableau IV. 3. Le coefficient a_1	31
Tableau IV. 4. Le coefficient a_2	32
Tableau IV. 5. Résultats de calcul de la surcharge A(l)	32
Tableau IV. 6. Le coefficient b_c	33
Tableau IV. 7. Résultats de calcul de la surcharge B_c	33
Tableau IV. 8. Le coefficient b_t	34
Tableau IV. 9. Résultats de calcul de la surcharge B_t	34
Tableau IV. 10. Résultats de calcul de coefficient de majoration dynamique.....	36
Tableau IV. 11. Résultats de calcul de l'effort de freinage de la surcharge A(l).....	36
Tableau IV. 12. Les coefficients de majoration des actions.....	37
Tableau IV. 13. Les combinaisons	37
Tableau V. 1. Résultats de calcul des réactions dû à la surcharge A(l).....	38
Tableau V. 2. Résultats de calcul du moment dû à la surcharge A(l).....	38
Tableau V. 3. Résultats de calcul du moment dû à la surcharge B_c	40
Tableau V. 4. Résultats de calcul du moment dû à la surcharge B_t	40
Tableau V. 5. Résultats de calcul des efforts tranchants dû à la charge A(l)	42
Tableau V. 6. Résultats de calcul des efforts tranchants dû à la charge B_c	43
Tableau V. 7. Résultats de calcul des efforts tranchants dû à la charge B_t	43
Tableau VII. 1. Les caractéristiques géométriques des sections nettes	54
Tableau VII. 2. Résultats des contraintes	55
Tableau VII. 3. Résultats de vérification des contraintes	56
Tableau VII. 4. Position des câbles	57
Tableau VII. 5. Tableau récapitulatif de calcul de l'angle de relevage	58
Tableau VII. 6. Caractéristiques du tracé des câbles de précontrainte.....	58
Tableau VII. 7. Les résultats de calcul des pertes par frottements	59
Tableau VII. 8. Les résultats de calcul des pertes par recul d'ancrage.....	59
Tableau VII.9. Données utilisées pour le calcul du raccourcissement	60
Tableau VII. 10. Les résultats de calcul des pertes par retrait.....	60

Tableau V. 11. Caractéristiques des sections	61
Tableau VII. 12. Contraintes Admissibles	62
Tableau VII.13. Position de câble moyen	62
Tableau VII.14. Caractéristique de chaque phase de vérification.....	62
Tableau VII.15 .Vérification des contraintes normales pour phase 1 et 2	63
Tableau VII. 16. Vérification des contraintes normales pour phase 3 et 4	63
Tableau VII. 17. Les composantes de P	64
Tableau IX. 1. Caractéristiques de calcul.....	76
Tableau IX. 2. Dimensions du dés d'appuis.....	80
Tableau X. 1. Calcul des masses des fûts.....	81
Tableau X. 2. Caractéristique du chevêtre	81
Tableau X. 3. Calcul de raideurs longitudinales des fûts.....	82
Tableau X. 4. Calcul de raideurs longitudinales des piles.....	83
Tableau X. 5. Calcul de raideurs longitudinales des culées	83
Tableau X. 6. Calcul des forces longitudinales sur chaque appui.....	84
Tableau X. 7. Calcul des déplacements longitudinaux des piles.....	85
Tableau X. 8. Calcul de raideurs transversales des piles.....	86
Tableau X. 9. Calcul de raideurs transversales des culées	86
Tableau X. 10. Distribution des forces sismiques transversal sur chaque appui.....	86
Tableau X. 11. Calcul des déplacements transversaux des piles	87
Tableau X. 12. Combinaisons des efforts	88
Tableau XI. 1. Les efforts statiques dans la pile pour une travée chargée	91
Tableau XI. 2. Les combinaisons de charges à l'ELS.....	92
Tableau XI. 3. Les combinaisons de charges à l'ELU.....	92
Tableau XI. 4. Récapitulatif du calcul sismique de la pile.....	92
Tableau XI. 5. Les efforts sismiques sur pile dus au tablier	93
Tableau XI. 6. Les efforts sismiques totales sur piles.....	93
Tableau XI. 7. Combinaison des directions	93
Tableau XI. 8. Combinaison d'actions au pied de la pile	94
Tableau XI. 9. Calcul de ferrailage principale du chevêtre	95
Tableau XI. 10. Les efforts sismiques sur la culée	98
Tableau XI. 11. Les combinaisons des directions des efforts sur la semelle	99
Tableau XI. 12. Combinaisons d'actions sur semelle.....	99
Tableau XI. 13. Les actions revenantes à chaque pieu à l'ELS et à l'ELU	99
Tableau XI. 14. Les actions revenantes à chaque pieu à l'ELA	100
Tableau XI. 15. Résultats des calculs hydrauliques.....	102
Tableau XI. 15. Tableau de WARNER.....	104
Tableau XI. 16. Les sollicitations sur les pieux	104
Tableau XII. 1. Caractéristiques géométriques de la culée.....	106
Tableau XII. 2. Evaluation des efforts dus au poids propre.....	107
Tableau XII. 3. Evaluations des efforts dus aux tabliers.....	107
Tableau XII. 4. Combinaison des charges statiques à l'ELS	108
Tableau XII. 5. Combinaison des charges statiques à l'ELU.....	108

Tableau XII. 6. Les efforts sollicitant le mur frontal.....	109
Tableau XII. 7. Les valeurs de de MP/K en fonction de la hauteur	111
Tableau XII. 8. Les efforts sollicitant la dalle de transition	111
Tableau XIII.1 . Comparaison de précontrainte par pré et post tension	119
Tableau XIII.2 . Tableaux comparatives des résultats de calcul entre post tension et pré-tension	120

Listes des figures

Figure II. 1. Situation du projet	7
Figure II. 2. Tracé en plan de l'ouvrage	8
Figure II. 3. Profil en long de l'ouvrage	8
Figure II. 4. Profil en travers de l'ouvrage	9
Figure II. 5. Coefficient d'accélération de zone A	9
Figure II. 6. Carte de zonage sismique en Algérie	10
Figure III. 1. Notation des dimensions du voussoir	17
Figure III.2 : Morphologie générale d'un pont à poutres en béton précontraint	19
Figure III.3 : Notation des dimensions	21
Figure IV. 1. Caractéristique de la surcharge Bc	33
Figure IV. 2. Caractéristiques de la surcharge Bt	34
Figure IV. 3. Caractéristiques de la surcharge Mc120.	35
Figure IV. 4. Caractéristique de la surcharge D240.	35
Figure V. 1. La disposition pour le moment le plus défavorable de la surcharge Bc	39
Figure V. 2. La disposition pour le moment le plus défavorable de la surcharge Bt	40
Figure V. 3. La disposition pour le moment le plus défavorable de la surcharge Mc120.	41
Figure V. 4. La disposition pour le moment le plus défavorable de la surcharge D240.	41
Figure V. 5. La disposition de calcul de l'effort tranchant de la surcharge Bc	42
Figure V. 6. La disposition de calcul de l'effort tranchant de la surcharge Bt	43
Figure V. 7. La disposition de calcul de l'effort tranchant de la surcharge Mc120.	44
Figure V. 8. La disposition de calcul de l'effort tranchant de la surcharge D240.	44
Figure VI. 1. Répartition et notation des poutres	45
Figure VI. 2. Section équivalente de la poutre	48
Figures VI. 4. Les lignes d'influences de $K\alpha$	50
Figures VI. 5. Exemple de calcul des surfaces des lignes d'influence surchargées	50
Figure VI. 6. Modèle ROBOT du tablier	51
Figure VI. 7. Résultat numérique du moment max à l'ELU.	52
Figure VI. 8. Résultat numérique du moment max à l'ELS	52
Figure VII. 1. Effet de la précontrainte	53
Figure VII. 2 Vérification de la contrainte	55
Figure VII. 3 Dispositions constructives des câbles de précontrainte	56
Figure VII. 4 Position des câbles-section médiane	57
Figure VII. 5 positions des câbles-section d'about	57
Figure VII. 6 Tracé des câbles	58
Figure VII. 7. Zone tendu à mi-travée	65
Figure VII. 8 Ferrailage de la poutre	66
Figures VIII. 1. Flèche due au poids propre	67
Figures VIII. 2. La contre-flèche due à la précontrainte	67
Figure VIII. 4. La flèche maximale à l'ELS	68
Figures VIII. 5. Modèle ROBOT de la dalle	69

Figure VIII. 6. Moment maximum dans la dalle à l'ELU.....	69
Figure VIII. 7. Moment maximum dans la dalle à l'ELS	69
Figure VIII. 8. Croquis de ferrailage de la dalle	70
Figure VIII. 9. Disposition des vérins prise en compte.....	71
Figure VIII. 10. Modèle ROBOT de l'entretoise	71
Figure VIII. 11. Moment maximum dans l'entretoise à l'ELU.	72
Figure VIII. 12. Moment maximum dans l'entretoise à l'ELS	72
Figure VIII. 13. Effort tranchant maximum dans l'entretoise à l'ELU.	72
Figure VIII. 14. Effort tranchant maximum dans l'entretoise à l'ELS	73
Figure VIII. 15. Croquis de ferrailage de l'entretoise.....	73
Figure IX. 1. Joint de chaussée	77
Figure IX. 2. Catalogue ALGAFLEX pour les dimensions de joint de chaussée.....	78
Figure IX. 3. Croquis de ferrailage du dés d'appuis	80
Figure IX. 5. Croquis de ferrailage du dés d'appuis vue en plan (supérieur)	80
Figure IX. 4. Croquis de ferrailage du dés d'appuis vue en plan (inférieure).....	80
Figure X. 1. Séisme longitudinal.....	82
Figure X. 2. Séisme transversal.....	85
Figure XI. 1. Exemples de piles	89
Figure XI. 2. Coupe transversale et longitudinale sur la pile la plus élevée	90
Figure XI. 3. Modèle ROBOT du chevêtre	94
Figure XI. 4. Moment fléchissant sur le chevêtre à l'ELU.	94
Figure XI. 5. Moment fléchissant sur le chevêtre à l'ELS	95
Figure XI. 6. Effort tranchant sur le chevêtre à l'ELU.	95
Figure XI. 7. Effort tranchant sur le chevêtre à l'ELS	95
Figure XI. 8. Notations de calcul de la contrainte tangente	96
Figure XI. 9. Croquis de ferrailage du chevêtre	97
Figure XI. 10. Croquis de ferrailage du fut.....	98
Figure XI. 11. Notations de calcul pour la méthode des bielles.....	100
Figure XI. 12. Croquis de ferrailage de la semelle sur piles.....	101
Figure XI. 14. Vue en plan de la semelle	103
Figure XI. 13. Coupe B-B sur semelle	103
Figure XI. 16. Evolution de Cu dans les pieux	104
Figure XI. 15. Système statique et chargement des pieux	104
Figure XI. 17. Croquis de ferrailage des pieux sur piles.....	105
Figure XII. 1 Les éléments de la culée.....	106
Figure XII. 2. Coupe longitudinale sur culée	106
Figure XII. 3. Répartition des charges sur le mur garde-grève.....	110
Figure XII. 4 Les sollicitations dus au mur à l'ELS	113
Figure XII. 5 : Ferrailage de la culée	114
Figure XIII.1 : Ponts à poutres précontraintes par post-tension.....	115
Figure XIII.2 : Conceptions possibles d'un tablier de pont à poutres précontraintes	116
Figure XIII.3 : Dimensionnement des ponts à poutres en béton précontraint.....	117

Figure XIII.4 : Vue générale d'un ouvrage PRAD.....	117
Figure XIII.5 : Coupe schématique d'un tablier à poutrelles précontraintes par pré-tension.	118

LISTE DES ABREVIATIONS

PK : Point Kilométrique.
RN : Route Nationale.
BAU : Bande d'arrêt d'urgence.
VIPP : Viaduc à travées Indépendantes à poutres Préfabriquées.
SETRA : Service d'études techniques des routes et autoroutes.
BAEL : Béton armé aux États limites.
BPEL : Béton précontraint aux États limites.
DTR : Document technique Réglementaire.
HA : Haute adhérence.
ELU : États limites ultime.
ELS : États limites en service.
ELA : États limites accidentelles.
Ep : Module d'Elasticité des câbles de Précontrainte.
Es : Module d'Elasticité de l'acier.
fc28 : Résistance caractéristique de béton à la Compression à 28 jours.
fe : Limite d'Elasticité de l'acier.
fpeg : Contrainte Elastique Garantie de Précontrainte.
fprg : Contrainte de Rupture Garantie de Précontrainte.
ft28 : Résistance caractéristique de béton à la Traction à 28 jours.
 σ_{bc} : Contrainte de Compression admissible de Béton.
 σ_{bt} : Contrainte de Traction admissible de Béton.
 σ_{Inf} : Contrainte dans la fibre Inférieure la plus éloignée du centre de gravité de la section.
 σ_s : Contrainte limite de l'acier.
 σ_{Sup} : Contrainte dans la fibre Supérieure la plus éloignée du centre de gravité de la section.
HA : Haute Adhérence.
12T15 : douze (12) torons de quinze (15) fils.
RCPR : Règles définissant les charges à appliquer pour le calcul et les épreuves des ponts routes.
CCP : Complément des charges permanentes.
AAEF : Appareils d'Appui en Elastomère Fretté.
RPOA : Règles Parasismiques applicables au domaine des Ouvrages d'Art.
Sae : Spectre de réponse Elastique en Accélération.
St : Espacement des armatures Transversales.
 ΔT : Variation uniforme de la température
 $\Delta\theta$: Gradient thermique.
MGG : Mur gade grève.
MF : mur frontal.

INTRODUCTION GENERALE

Un ouvrage d'art est une construction de grande importance entraînée par l'établissement d'une voie de communication routière, ferroviaire ou fluviale (ponts, viaducs, tunnels), également un dispositif de protection contre l'action de la terre ou de l'eau (murs de soutènement, barrage, digue) et aussi un dispositif de transition entre plusieurs modes de transport (quais et autres ouvrages portuaires).

De tels ouvrages sont qualifiés d'art parce que leur conception et leur réalisation font intervenir des connaissances où l'expérience joue un rôle aussi important que la théorie. Cet ensemble de connaissance constitue d'ailleurs ce que l'on appelle l'art de l'ingénieur.

Le pont fait partie des ouvrage d'art les plus célèbres, il permet de franchir un obstacle naturel ou artificiel (cours d'eau, voie de communication, vallée...) en passant par-dessus. Le franchissement supporte le passage d'humains et de véhicules dans le cas d'un pont routier, le train dans le cas d'un pont ferroviaire ou d'eau dans le cas d'un aqueduc.

La conception d'un pont à de nombreux paramètres liés au site, au pays à l'urbanisme et elle doit satisfaire un certain nombre d'exigences. On distingue les exigences fonctionnelles et dimensionnelles (la vois portée, profil en travers, profil en long,...) et les exigences naturelles qui sont l'ensemble des éléments de son environnement aussi que la nature du sol qui influent sur sa conception.

En quelques décennies, la construction des ponts a considérablement progressé non seulement grâce à une utilisation intelligente et une mise en œuvre métrisée des matériaux nouveaux aux performances remarquables, mais aussi grâce à la mise au point de méthode rationalisant la production, régularisant la qualité et augmentant les cadences de fabrication tout en assurant une sécurité croissante pour le personnel d'exécution.

CHAPITRE I :
GÉNÉRALITÉS SUR LES PONTS

I.1 DEFINITION :

Le pont est un ouvrage qui permet de franchir un obstacle naturel tel qu'un cours d'eau, ou artificiel tel qu'un canal, une route, ou une voie ferrée.

I.2. UNE BREVE HISTORIQUES DES PONTS :

Les premiers ponts se limitent probablement à un arbre, à des rondins placés en travers d'un cours d'eau, des lianes ou des cordes tendues au travers d'une étroite.

L'historique des ponts peut se résumer en différentes périodes ci-dessous :

- **Période empirique** : celle de la construction des ponts voute, en maçonnerie par les romains avant 1500.
- **Période de grand savant** : cette période se détermine par naissance de l'acier de 1500 à 1800.
- **Période de 1800 à 1900** : c'est le début de l'industrialisation d'où le début du chemin de fer et de la construction de 1^{er} pont métallique pour le chemin de fer. Il y a aussi naissance du béton armé.
- **Période de 1900 à 1950** : Apparition des voitures d'où des ouvrages d'art routiers et l'apparition du béton précontraint.
- **Période de 1900 à 1975** : cette période a connu un grand développement des autoroutes.

À partir de 1975 à cause de la crise pétrolière et de l'apparition des écologistes on assiste à un frein dans la construction des routes et des ponts.

Ces dernières années la construction des ponts a connu une grande évolution, cette évolution s'est apparue à cause l'évolution qualitativement et quantitativement du trafic.

On trouve aussi l'évolution des techniques de constructions ces techniques mettent à la disposition des ingénieurs des moyens plus en plus sûrs du point de vue matériaux, du point de vue calculs et exécutions

I.2 ÉLÉMENTS CONSTITUTIFS D'UN PONT :

Le pont est constitué essentiellement de deux parties principales :

- **Le tablier** : C'est la partie horizontale du pont qui supporte directement les charges roulantes.
- **Les appuis** : Ils transmettent les charges du tablier vers les fondations. On distingue les appuis intermédiaires qui sont les piles est les appuis de rive qui sont les culées.

I.3 QUELQUES NOTIONS GEOMETRIQUES :

La travée est la partie du pont qui se trouve entre deux appuis consécutifs.

Les caractéristiques géométriques d'une travée sont :

- **La portée** : C'est la distance entraxe de deux appuis consécutifs
- **L'ouverture** : C'est la distance entre nus de deux appuis consécutifs.
- **La longueur** : La travée déborde toujours par rapport à ses deux appuis, donc sa longueur dépasse sa portée.
- **La hauteur libre** : Appelée aussi le tirant d'air, c'est la hauteur du vide entre la face inférieure du tablier et l'obstacle franchi.

I.4 CLASSIFICATION DES PONTS :

I.4.1 Selon la nature de la voie portée :

- **Pont routier** : Il porte une ou plusieurs voies routières
- **Pont-rail** : Il porte une ou plusieurs voies ferrées ou de tramway.
- **Pont mixte** : Il porte à la fois des voies routières et des voies ferrées.
- **Pont canal** : Il porte un canal d'eau à ciel ouvert, il peut aussi porter des conduites d'eau de gaz ou de pétrole etc.
- **Passerelle** : C'est un pont destiné à la circulation des piétons.
- **Pont spécial** : Il sert à porter des avions.

I.4.2 Selon les matériaux de construction :

Les éléments porteurs du pont sont construits par divers types de matériaux.

On distingue :

- **Pont en bois** : Il sert généralement de passerelle pour piétons.
- **Pont en maçonnerie** : Il est construit en pierres taillées ou en briques en béton non armé. Ce type d'ouvrages résiste très bien à la compression mais se comporte mal à la traction. C'est pour cette raison qu'il est réalisé en voûtes (ares) pour pouvoir reprendre les charges sous forme d'efforts de compression.
- **Pont en béton armé** : Le matériau est constitué de béton pour résister à la compression et d'acier pour résister à la traction.
- **Pont en béton précontraint** : Le matériau est constitué de béton pour résister à la compression, d'aciers passifs comme celles du béton armé, et de câbles précontraints pour comprimer le béton et l'alléger de sa traction.

- **Pont métallique** : Le tablier est construit en charpente métallique. Parfois même les piles sont en acier avec fondation en béton armé.
- **Pont mixte** : Les poutres sont métalliques tandis que l'hourdis (la dalle) est en béton armé.

I.4.3 Selon la mobilité du pont :

- **Pont fixe** : Il n'exerce aucun mouvement comme c'est le cas de la majorité des ponts.
- **Pont mobile** : Une partie du pont peut se mouvoir pour assurer une surface d'encombrement suffisante pour permettre la circulation des engins hors gabarit. Parmi les ponts mobiles, on peut citer les types suivants :
- **Pont tournant** : Le tablier peut tourner autour de l'axe vertical de la cul pile.
- **Pont levant** : Le tablier est soulevé par des câbles vers les sommets de deux pylônes. L'équilibre est assuré par deux contre poids.
- **Pont basculant** : Le tablier peut pivoter autour d'un axe horizontal.
- **Pont flottant** : Il est constitué de massifs flottants liés entre eux par des câbles (Amarrage). Généralement, il s'agit des ponts provisoires tels que les ponts militaires.

I.4.4 Selon la vue en plan :

- **Pont droit** : Lorsque l'axe longitudinal du pont fait un angle droit avec les lignes d'appui transversales, le pont est droit géométriquement.
- **Pont biais** : Lorsque l'axe longitudinal du pont fait un angle biais avec les lignes d'appui transversales, il s'agit d'un biais géométrique.
- **-Pont courbe** : L'axe en plan de l'ouvrage est soit un arc circulaire soit une partie d'un raccordement progressif.
- **Pont à tablier supérieur** : Le tablier se situe au-dessus des éléments porteurs.
- **Pont à tablier inférieur** : Le tablier se trouve dans la partie inférieure des éléments porteurs.
- **Pont à tablier intermédiaire** : (supérieur et inférieur).
- **-Pont à double tablier** : Le 1er tablier est l'extrados du pont tandis que le 2e est un tablier intermédiaire.

I.4.5 Selon le schéma statique (RDM) :

- **Pont isostatique** : Les travées sont indépendantes.
- **Pont hyperstatique** : Les travées sont solidaires, le tablier travaille comme une poutre continue.

- **Pont cantilever:** Ce type d'ouvrage contient une ou plusieurs travées qui s'appuient librement sur les autres selon le nombre d'appuis et d'articulations, le pont est considéré soit isostatique soit hyperstatique.
- **Pont en arc :** Il est utilisé dans les vallées larges et profondes, cela permet d'éviter l'implantation des piles très hautes et trop coûteuses. L'arc est soumis principalement aux efforts de compression. Il se décompose de deux familles: les arcs isostatiques et les arcs hyperstatiques.
- **Pont portique:** Le tablier est solidaire aux piles. Ils leurs transmet non seulement les charges verticales mais aussi les moments de flexion.
- **Pont cadre:** Le tablier, les pieds droits (voiles) et le radier sont solidaires, ils forment un ou plusieurs cadres. Ce type d'ouvrage est généralement enterré, il est utilisé pour les petites portées ne dépassant pas les 12 m.
- **Ouvrage busé:** Par son ouverture réduite, il s'approche de la gamme des ponts cadres. On distingue 3 types:
 - **Buse en B.A:** Elle joue le rôle d'évacuation des eaux, elle peut aussi servir de protection pour la traversée des conduites d'eau de gaz ou autre sous une voie de circulation (ouvrage fourreau).
 - **Buse métallique:** Sa mise en place est facile, mais elle nécessite une protection contre la corrosion et un entretien continu.
 - **Buse matière:** Cet ouvrage est en voûte mince en béton. Construit par la société française « matière », cette grande buse est prévue pour les passages inférieurs, pourvue que la hauteur du remblai sur l'ouvrage ne dépasse les 7m. L'ouverture Di de la buse peut atteindre les 9m.
- **Pont à béquilles :** Un portique ouvert est considéré comme un pont à béquilles verticales. Quand le pont franchit une vallée profonde, les piles inclinées (béquilles) sont utilisées, du fait que la réalisation des piles verticales devient très coûteuse. Avec une inclinaison par rapport à la verticale aux alentours de 45° , les béquilles sont généralement articulées sur leurs fondations.

Elles supportent le tablier et le divisent en 3 travées. La hauteur de section du tablier est variable.
- **Pont Bow-string:** Il est constitué de 2 poutres latérales sous forme d'ars, et d'un tirant incorporer dans le tablier qui est relié à l'arc par des suspentes.

- **Pont suspendu:** Le tablier est accroché aux deux files de câbles par l'intermédiaire de suspentes. Les deux câbles passent par les sommets des pylônes et sont ancrés dans des massifs en béton. Les suspentes et les câbles travaillent à la traction.

Pont à haubans: Le tablier est relié directement aux pylônes par des câbles obliques appelés haubans. Ils sont disposés, soit en une seule file dans l'axe du pont, soit en deux files latérales. Ce type d'ouvrages est de plus en plus utilisé à nos jours.

CHAPITRE II :
PRESENTATION DU PROJET

II.1. INTRODUCTION :

La conception d'un pont doit satisfaire un certain nombre d'exigences, puisqu'il est destiné à offrir un service d'usagers. On distingue les exigences fonctionnelles, qui sont les caractéristiques permettant au pont d'assurer sa fonction d'ouvrage de franchissement, et les exigences naturelles, qui sont l'ensemble des éléments de son environnement influents sur sa conception. Ces exigences seront présentées en détail dans ce chapitre.

II.2. SITUATION DU PROJET :

Il est situé au niveau de l'affluent oued sahel sur la liaison Boudjellil -Tazmalt. Cet ouvrage est orienté Nord –Sud et permettra d'enjamber l'Oued et d'assurer la circulation des usagers vers les autres communes (Boudjellil –Tazmalt),

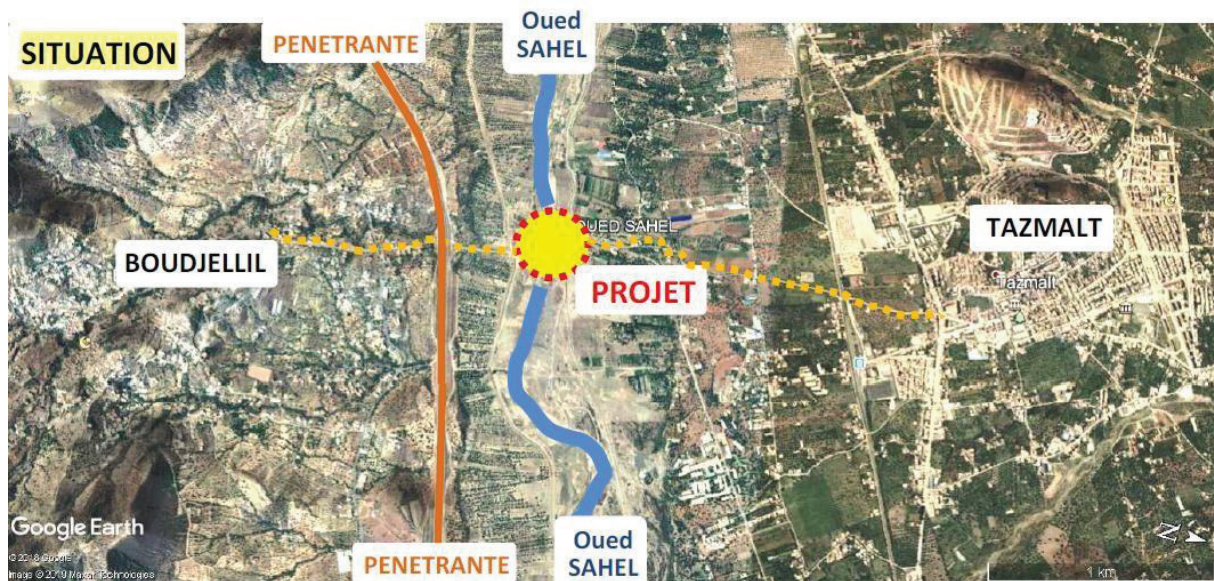


Figure II. 1. Situation du projet

II.3. LES DONNEES DE L'OUVRAGE :

II.3.1 Données fonctionnelles :

II.3.1.1 Données relatives à l'obstacle franchi :

Notre ouvrage relie le point kilométrique 00+180.000 m au point kilométrique 00+360.400 m, en franchissant Oued Sahel sur une longueur de 180.40 m.

II.3.1.2 Données géométriques de la voie portée :

Le tracé en plan :

Le tracé en plan est l'un des éléments qui permettent de caractériser la géométrie de l'ouvrage, c'est la projection horizontale de ce dernier sur un repère cartésien topographique de l'ensemble des points définissant le tracé de l'ouvrage.

L'ouvrage en plan est droit de longueur totale de 180.40 m.

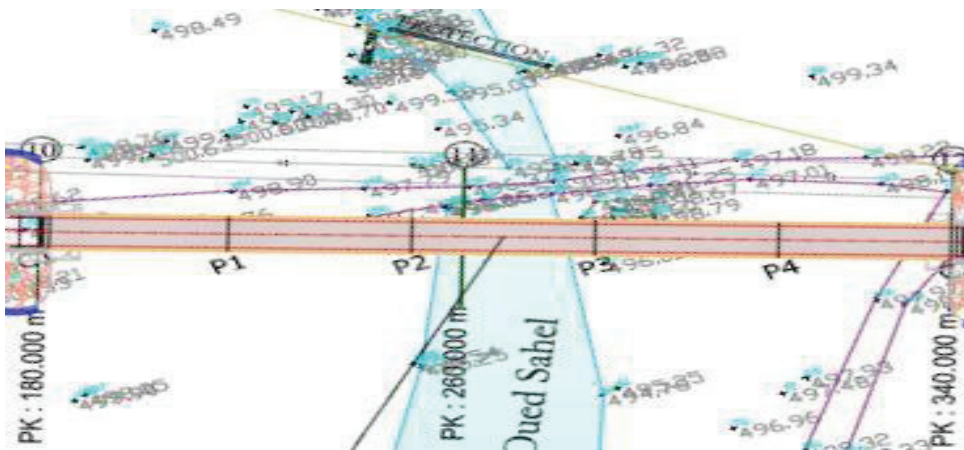


Figure II. 2. Tracé en plan de l'ouvrage.

II.3.1.3. Le profil en long :

Il est obtenu par l'élevation verticale dans le sens de l'axe de l'ouvrage de l'ensemble des points constituant ce dernier.

Notre profil en long présente une légère pente longitudinale de 0.5%.

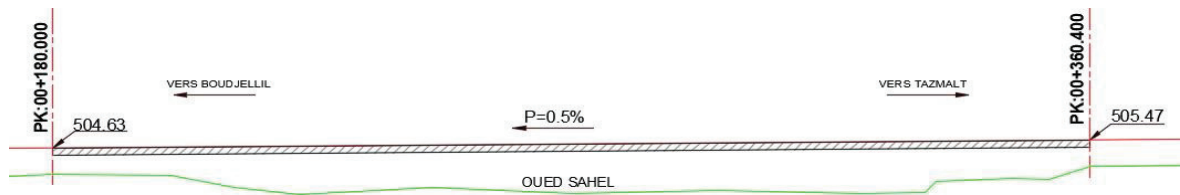


Figure II. 3. Profil en long de l'ouvrage.

II.3.1.4 Le profil en travers :

Le profil en travers est l'ensemble des éléments qui définissent la géométrie et les équipements des voies dans le sens transversal. Les composantes du profil en travers de notre ouvrage sont:

- La largeur roulable : 8 m.
- Largeur du trottoir : 1 m.
- Le divers : 2,5 %.
- La largeur totale du tablier : 10 m.

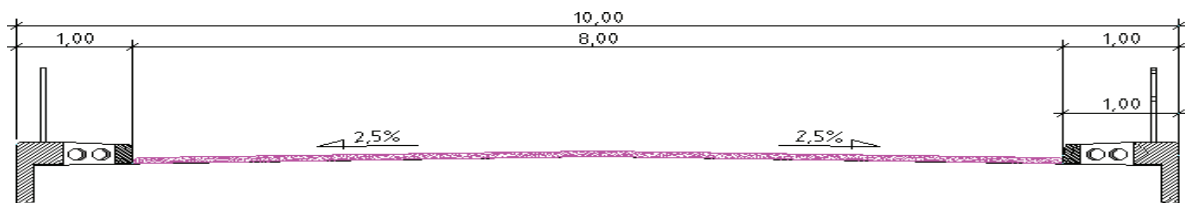


Figure II. 4. Profil en travers de l'ouvrage.

II.3.2. Données naturelles :

II.3.2.1. Données topographiques :

Il est impératif d'avoir un levé topographique du terrain naturel, réalisé par un topographe, en addition à la ligne rouge déterminée par le projet routier pour pouvoir dessiner un profil en long qui permet d'avoir une idée sur l'élévation, le gabarit, les obstacles... qui vont permettre d'envisager des variantes adéquates pour notre ouvrage.

Le gabarit des voies portées sont du standard de route nationale en regard du type de trafic qui sera drainé par l'implantation d'une zone industrielle dans la commune de BOUDJELLIL.

II.3.2.2. Données sismologiques :

Le calcul sismique a pour objectif la détermination de la réponse d'un ouvrage à un mouvement tellurique sollicitant ses fondations. On entend par réponse le calcul des sollicitations, des déplacements, des vitesses et des accélérations subis par l'ouvrage.

Ce calcul, qui relève du domaine de la dynamique des structures, se révèle délicat du fait de l'aspect aléatoire de l'excitation.

Classification du pont :

Pour la prise en compte du risque sismique, les ponts sont classés en trois groupes :

- Groupe 1 : Ponts stratégique.
- Groupe 2 : Pont important.
- Groupe 3 : Pont d'importance moyenne.

Notre pont est classé comme étant du groupe 2, et ceci par exigence du maître d'ouvrage.

Coefficient d'accélération de zone :

Ce coefficient, noté A, est défini à l'aide du tableau suivant (RPOA2008) :

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

Figure II. 5. Coefficient d'accélération de zone A.

Donc on a : $A = 0,20g$

Classification de la zone sismique :

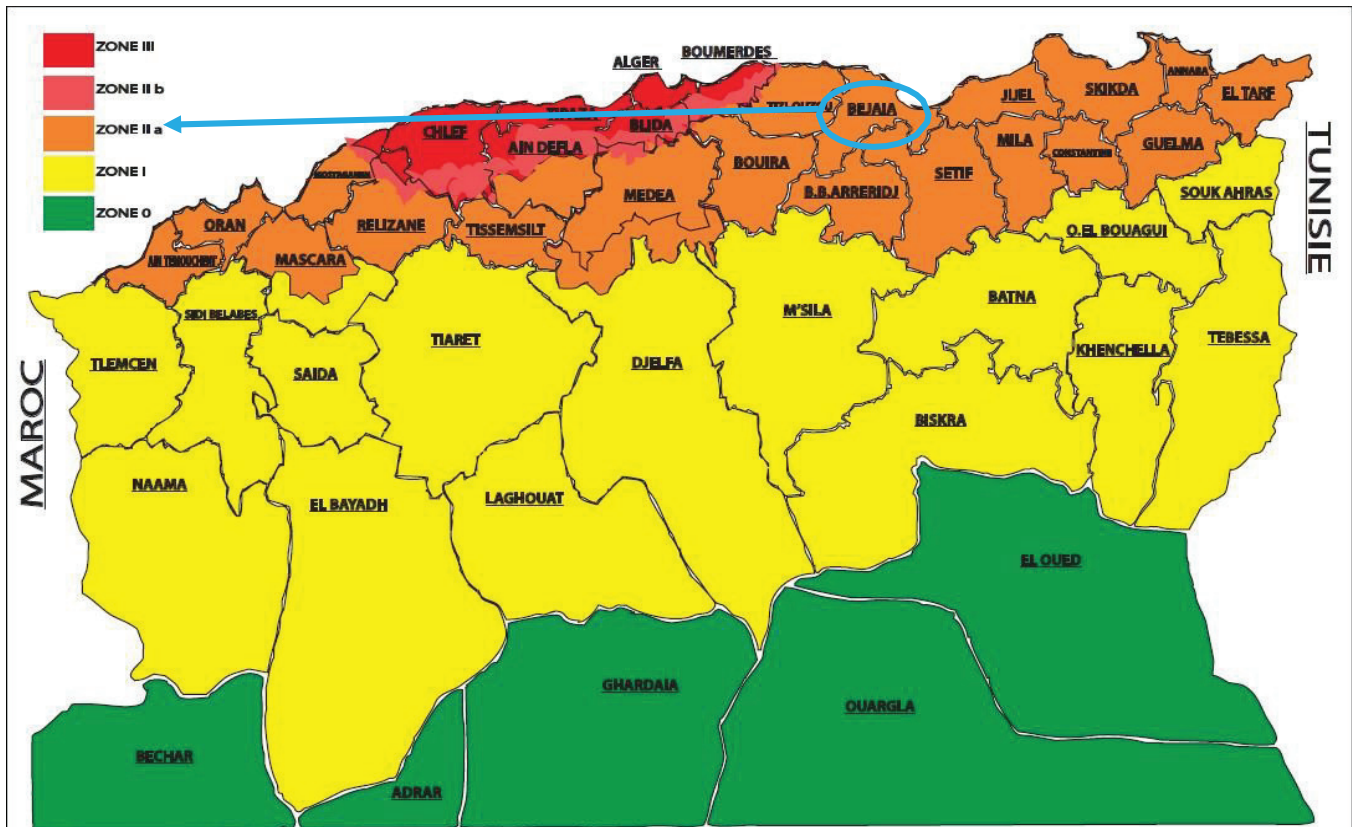


Figure II. 6. Carte de zonage sismique en Algérie.

L'ouvrage se situe dans la wilaya de Bejaia, cette région est classée à la zone sismique IIa

II.3.2.3. Données climatiques :

- **L'action thermique :**

La température est un élément fondamental en tant que facteur climatique vital et déterminant dans la vie des végétaux.

La variation de la température provoque des déformations dans les éléments structuraux, ces derniers subissent une dilatation en cas d'augmentation sensible de la température, et un raccourcissement en cas de sa chute.

Aussi, elle intervient dans le dimensionnement des joints de chaussée et les appareils d'appuis.

La moyenne annuelle des températures est de l'ordre de **18°C**. Les mois de Juin, Juillet et Aout sont les plus chauds de l'année (la température varie de 22 à 36°C)

Pour le gradient thermique on a :

Tableau II. 1. Gradient thermique.

	En phase de construction	En service
	Gradient (°C)	Gradient (°C)
Tablier métallique	±18	±10
Tablier mixte	±15	±8
Tablier béton	±12	±7

- **L'action du vent :**

Les efforts engendrés par le vent sont considérés, pour les structures rigides, comme des pressions horizontales statiques appliqués aux surfaces frappées, mais pour les ponts souples (pont à haubons) ils sont considérés comme pression dynamique.

Cette pression vaut :

- 2.00 KN/m² pour les ouvrages en service.
- 1.25 KN/m² pour les ouvrages en cours de construction.

- **L'action de la neige :**

Les effets de la neige ne sont pas considérés dans le calcul des ponts, mais ils peuvent se produire dans certains cas particuliers.

II.3.3. Donnée géotechniques :

La reconnaissance géotechnique au droit de l'ouvrage d'Art consiste à définir d'une manière précise la nature et la géométrie des terrains ainsi que leurs caractéristiques de point de vue assise et mode de fondation.

- **La reconnaissance in-situ :**

Le programme d'investigation géotechnique des essais in-situ s'articule en :

- Trois (03) sondages carottés de 20 à 25m de profondeur.
- Deux (02) sondages préssiométriques de 22 à 23m de profondeur.

Les résultats des sondages carottés sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau II. 2. Résultats des sondages carottés.

Sondage carotté	Profondeur (m)	Description
SC01	0.00 – 03.00	Remblais (tout venant d'oued)
	03.00 – 12.00	Alluvions moyennes à grossières (argiles, limons, sables, graviers, galetset passages de blocs)
	12.00 – 15.00	Alluvions fines à moyennes légèrement compactes (Argiles, limons, sables, graviers, galets et passages de blocs)
	15.00 – 17.00	Marnes schisteuses altérées et friables
	17.00 – 20.00	Marnes à marno-calcaires grisâtres
SC02	0.00 – 2.50	Remblais (tout venant d'oued)
	2.50 – 13.00	Alluvions moyennes à grossières (argiles, limons, sables graviers, galets et passages de blocs)
	13.00-14.00	Sables associés aux graviers et galets
	14.00 – 18.00	Marnes schisteuses altérées et friables
	18.0 – 25.00	Marnes à marno-calcaires grisâtres
SC03	0.00 – 3.40	Remblais (tout venant d'oued)
	3.40 – 11.00	Alluvions moyennes à grossières (argiles, limons, sables, graviers, galetset Passages de blocs)
	11.00-16.00	Sables associés aux graviers et galets
	16.00 – 17.50	Marnes schisteuses altérées et friables
	17.50 – 25.00	Marnes à marno-calcaires grisâtres,



Figure II. 7. Implantation d'un point de sondage carotté.

Les résultats des sondages préssiométriques montrent que :

Les essais préssiométriques ont été réalisés conformément aux dispositions de la norme NFP94-110. Ces essais permettent de mesurer les paramètres suivants :

- Module préssiométrique **E** ;
- Pression limite **PI** ;
- Pression de fluage **Pf**.

Les essais préssiométriques ont été effectués à chaque pas de 2m, le long des profondeurs investiguées.

Les valeurs de pressions limites et modules préssiométriques sont insérés dans les tableaux suivants :

Tableau II. 3. Résultats des sondages préssiométrique.

Profondeur (m) SP2	Module de déformation E (bars)	Pression limite PI (bars)	E/PL	Profondeur (m) SP1	Module de déformation E (bars)	Pression limite PI (bars)	E/PL
2	96,21	9,09	10,58	2	58,28	7,06	8,25
4	99,07	8,43	11,75	4	156,46	6,74	23,21
6	93,27	6,12	15,24	6	54,86	5,95	9,22
8	101,99	11,34	8,99	8	240,22	12,19	19,71
10	141,77	14,01	10,12	10	145,92	16,85	8,66
12	168,33	19,14	8,79	12	168,33	18,93	8,89
14	264,83	21,3	12,43	14	282,82	24,01	11,78
16	408,25	30,55	13,36	16	360,84	28,91	12,48
18	1419,29	35,79	39,66	18	380,05	32,95	11,53
20	667,54	48,68	13,71	20	750,81	45,59	16,47
22	716,23	56,63	12,65	22	971,06	51,79	18,75
23	845,67	58,23	14,52				

Essais laboratoire :

Les échantillons récupérés ont été soumis à l'essai suivant :

➤ Essais physiques :

- Analyse granulométrique.
- Teneur en eau naturelle (W_n).
- Densité sèche (γ_d) et humide (γ_h).
- Degré de saturation (S_r).

➤ Essais mécaniques :

- Mesure de densités.
- Résistance à la compression.

➤ Essais chimiques :

- Détermination de la teneur en insolubles.
- Détermination de la teneur en carbonates ($CaCO_3$).
- Détermination de la teneur en gypse.
- Détermination de la teneur en sulfate (SO_4).

- Détermination de la teneur en Chlorure.

Les résultats des essais en laboratoire, sont consignés dans les tableaux ci-après :

Tableau II. 4. Résultats des essais physiques.

Sondages		SC01 5.1- 5.5m	SC01 13.2- 13.4m	SC02 6.5- 6.7m	SC02 13.8- 14.0m	SC03 12.2- 12.4m
Teneur /Eau Wn%		2.35	5.40	2.28	2.28	5.32
Densité Sèche γ_d (T/M3)		2.36	2.31	2.26	2.34	2.17
Densité Humide γ_h (T/M3)		2.42	2.43	2.31	2.45	2.29
Degré De Saturation (Sr%)		44.71	85.21	31.49	82.49	59.41
GRANULARITE ET SEDIMENTOMETRIE % TAMISAT	2 mm	99.62	42.11	25.00	36.67	98.15
	80 μ	6.63	13.53	9.00	11.92	43.78

Tableau II. 5. Résultats des essais mécaniques.

Résistance mécanique	SC1 (17.5 -17.7)	SC2 (22.1-22.3)	SC3 (19.8-20.0)
Densité Humide γ_h (T/M3)	2.46	2.49	2.68
Valeurs de Rc(bars)	44	146	152

Tableau II. 6. Résultats des essais chimiques.

Désignation		Teneur exprimée en % par rapport au mat. Sec		Teneurs en anions de sulfate	
Des échantillons	% Insoluble	% Carbonate	% gypse	% Chlorure	SO4-- mg / kg
SC01 (8.1-8.30m)	63.30	31.20	Traces	Néant	Traces
SC02 (17.3-17.5m)	61.80	33.50	Traces	Néant	Traces
SC03 (20.6-20.8m)	65.40	28.20	Néant	Néant	Traces

Synthèse des résultats des essais de laboratoire :

➤ Formation alluvionnaire

- Ces sols ont donné des densités humides élevées qui varient entre 2.31 et 2.45t/m³.
- Ces sols ont donné des densités sèches élevées qui varient entre 2.17 et 2.36t/m³.
- Ces sols ont donné des teneurs en eau très faibles qui varient entre 2.28 et 5.40 %
- Ces sols sont humides avec des degrés de saturation qui varient entre 31.49et85.21%.
- Les analyses granulométriques indiquent un sol grenu, car moins de 50% des éléments passent au tamis 80 μ m.

Ces sols alluvionnaires sont caractérisés en général par :

- Des indices de plasticité qui sont non mesurables
- Ces sols présentent des valeurs élevées de densité Proctor.

- Ces sols présentent des teneurs optimums Proctor inférieures aux teneurs en eau naturelles
- Le matériau ne présente aucune sensibilité à l'eau et il présente des modules $EV_2 > 80$ bars

➤ **Formation marneuse**

- Ces sols ont donné des densités humides élevées qui varient entre 2.46 et 2.68t/m³.
- Les essais de résistance à la compression simple ont donné des valeurs R_c très faibles à légèrement élevées

II.3.4.Hydrologie :

Le versant est raviné par de nombreux thalwegs créant ainsi un chevelu hydrographique dense. Ces derniers favorisent la convergence des eaux de ruissellement, qui entaillent fortement les dépôts de couverture des versants.

Ces eaux pluviales provoquent des érosions le long des talus, engendrant ainsi des instabilités du versant.

Une partie de cette eau se déverse dans l'oued Soummam à régimes irréguliers, se caractérise par une période de hautes eaux (hiver) et par une durée d'étiage en été et une autre partie s'infiltré à travers la couverture d'argiles marneuses, schistes et éboulis schisteux. Le régime hydraulique est temporaire sec en été et torrentiel en hiver.

II.3.5.CONCLUSION

Tout ouvrage en élévation, construit "in situ", permet à une voie de circulation de franchir un obstacle naturel ou une autre voie de circulation. Nous avons présenté dans ce chapitre les données naturelles et fonctionnelles relatives à notre ouvrage, sa situation géographique ainsi que l'obstacle franchit, afin de pouvoir faire la conception de l'ouvrage la mieux adaptée à ces paramètres.

CHAPITRE III :
CONCEPTION GENERALE

III.1 INTRODUCTION :

Le but de ce chapitre est de rechercher une conception adéquate en tenant compte des différents critères (économiques, techniques...). En suite par une analyse multicritère une variante sera retenue pour une étude détaillée.

III.2 CHOIX DE TYPE DE L'OUVRAGE :

Après avoir recueilli l'ensemble des données relatives à l'ouvrage, on passera à la recherche des solutions envisageables en évaluant leurs coûts et leur aspect architectural.

Pour aboutir au meilleur choix, on doit bien connaître l'éventail des solutions possibles avec leurs sujétions, leurs limites et leurs coûts.

III.3 LES PARAMETRES INTERVENANTS DANS LE CHOIX :

- Les profils de la chaussée :
 - Tracé en plan.
 - Profil en long.
 - Profil en travers.
- Les positions des appuis.
- La nature de sol de fondation.
- Le gabarit à respecter.
- Les conditions d'exécution et d'accès à l'ouvrage.

III.4 PROPOSITION DES VARIANTES :

À ce sujet on proposera trois variantes différentes :

- Pont vousoir construit par encorbellement successif.
- Pont à poutres préfabriquées en béton précontraint par post-tension.
- Pont mixte bi-poutres.

III.5. VARIANTE N°1 : PONT VOUSOIR CONSTRUIT PAR ENCORBELLEMENTS SUCCESSIFS.

III.5.1. Présentation de la variante :

Un pont en voussoirs est un pont en béton précontraint. Les méthodes de son exécution sont diverses. Il est constitué d'une succession de pièces dites voussoirs, reliées entre elles, selon la méthode d'exécution choisie, successivement, par une précontrainte. Ces voussoirs peuvent être coulés in-situ ou préfabriqués, selon les moyens disponibles et les capacités de l'entreprise de réalisation. Lorsque les portées principales d'un ouvrage sont inférieures à 65/70m, le tablier le plus économique est en général de hauteur constante.

III.5.2 Conception longitudinale :

On propose dans cette variante à projeter un pont voussoirs à hauteur constante composé de deux travées principales de 56m de longueur et deux travées de rives de 33.1m de longueur, ce qui résulte une longueur totale du pont égale à 179.4m.

- **Découpage des voussoirs :**

Le Ponts est constitué de trois (03) types de voussoir :

Voussoir courant : la longueur des voussoirs courants est constante et compris entre 2.5 à 4m.

Voussoir sur pile : leurs dimensions sont fixées par l'équipage mobile disponible sur site et ils sont compris entre 7 à 10 m.

Voussoir de clavage : il faut qu'il permette aux opérateurs de tirer les câbles de précontraintes librement sans être très élancé, il varie de 1.5 à 3m.

D'après la conception longitudinale « le profil en long et la vue en plan », on obtient :

- Deux (02) voussoir sur pile.
- Soixante-deux (62) voussoirs courants.
- Quatre (04) voussoirs de clavage.
- Quatre (04) voussoir sur culée.

III.5.3 Conception transversale :

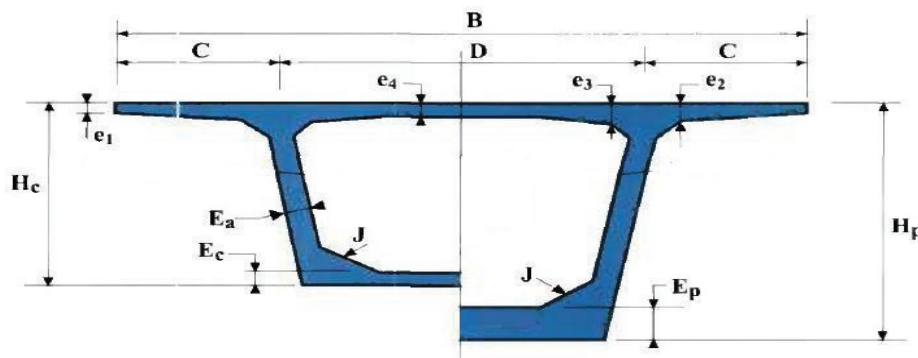


Figure III. 1. Notation des dimensions du voussoir.

• Largeur de la nervure de l'intrados (D) :

$D = \frac{B}{2}$; Avec B est la largeur de tablier (B=10m).

$D = \frac{10}{2}$ Donc: **D = 5m.**

L'épaisseur de l'âme est conditionnée à la fois par le type de câblage adopté, et par les conditions de résistance à l'effort tranchant.

$$Ea = \frac{L}{275} + 1.25 \times \frac{B}{L} - 0.125$$

Ea = 30cm.

• Hourdis supérieur :

- ✓ Dans les caissons simples les âmes sont sautant implantées au quart de largeur de caisson :

$$C = \frac{B}{4} = \frac{10}{4} ; C = 2.5m.$$

- ✓ Epaisseur de l'hourdis supérieur :

- e1 dépend de dispositif de retenue choisi ; **e1 = 24 cm.**
- e2 on peut retenir de 1/8 à 1/7 de la largeur de l'encorbellement mesurée au début du gousset pour un hourdis en béton armé.

On retient e2 = 36cm.

- e_4 est égale à $D/25$ ou $D/30$, voire $D/35$ pour des caissons très larges précontraints transversalement, avec un minimum de 20 cm.

On retient $e_4 = 20\text{cm}$.

- e_3 elle doit satisfaire les deux conditions :

$$\begin{cases} e_3 > e_2 - 0.10\text{m} \\ e_3 > 1.5 e_4 \end{cases}$$

Donc on prend $e_3 = 30\text{cm}$.

• **Hourdis inférieure :**

L'épaisseur de l'hourdis inférieure :

$$E_c \geq \max \left\{ 18 ; 3 \times \varphi ; \frac{E_a}{3} \right\} ;$$

$$E_c \geq \max \{ 18 ; 30 ; 10 \} \text{ (cm)}$$

On prend l'épaisseur de l'hourdis inférieur : **$E_c=30\text{cm}$.**

Et l'épaisseur sur pile est même que l'épaisseur sur culée (voussoir à hauteur constante) ; donc **$E_p = 30\text{cm}$.**

• **Les goussets :**

- Il faut noter que le contour intérieur des goussets est toujours rectiligne et présente un angle α compris entre 30° et 45° pour faciliter le bétonnage.
- Leur rôle mécanique de transition entre les âmes et le hourdis inférieur, les goussets inférieurs doivent loger les câbles de continuité intérieure.

Tableau III. 1. Tableau récapitulatif de pré-dimensionnement du caisson.

ELEMENT	VALEUR RETENUE
Hauteur de voussoir	$H_p = 2.60 \text{ m}$
	$H_c = 2.60 \text{ m}$
Largeur de la nervure de l'intrados	$D = 5 \text{ m}$
Largeur de l'encorbellement	$C = 2.5 \text{ m}$
Hourdis supérieur	$e_1 = 24 \text{ cm}$
	$e_2 = 36 \text{ cm} ; e_3 = 30 \text{ cm}$
	$e_4 = 20 \text{ cm}$
Epaisseur des âmes	$E_a = 30 \text{ cm}$
Hourdis inférieur	$E_p = 30 \text{ cm}$
	$E_c = 30 \text{ cm}$

III.6. VARIANTE N°2 : PONT À POUTRES PRÉCONTRAIT DU TYPE VIPP

III.6.1. Présentation de la variante :

Les ouvrages à poutres préfabriquées du type VIPP (Viaduc à travées Indépendantes à Poutres Préfabriquées précontraintes par post-tension) sont des structures précontraintes relativement simples, leur bonne conception doit néanmoins respecter certaines règles tant sur le plan technique qu'esthétique et représentent la solution la plus simple et la plus fréquente quand il y a plusieurs ouvrages de même typologie, grâce à leurs grands avantages et leur intérêt économique.

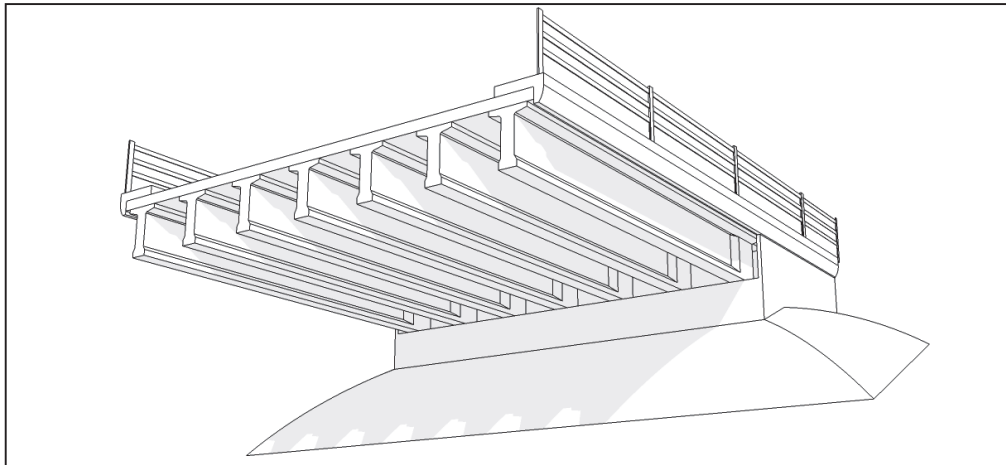


Figure III.2 : Morphologie générale d'un pont à poutres en béton précontraint

III.6.2. Conception longitudinale:

La gamme optimale des portées des poutres de type VIPP est comprise entre 30 et 40 m. Donc on propose une variante de 5 travées isostatiques de longueurs identiques de **36 m**.

III.6.4. Conception transversale :

• Nombre des poutres :

$$N = (L_a / \lambda) + 1$$

L'espacement λ est compris entre : $1,4 \leq \lambda \leq 2,5$ m.

On prend $\lambda = 1.45$ m

Et on a : $L_a = 8.7$ m ; L_a : l'entraxe entre les poutres de rive.

$$N = \left(\frac{8.7}{1.45} \right) + 1 = 7 \quad ; \quad \text{Donc : } N = 7 \text{ poutres.}$$

• La hauteur du tablier :

$$\frac{1}{20} \leq h_t \leq \frac{L}{17} \quad \text{D'où : } 1,8 \leq H_t \leq 2$$

On prend la hauteur du tablier (poutre + dalle) : $H_t = 1.75$ m.

• Epaisseur de la dalle :

$$18 \leq h_d \leq 25 \quad ; \quad \text{D'où : } H_d = 25 \text{ cm.}$$

- **La table de compression :**

- ✓ **La largeur :** $0,6h \leq b \leq 0,7h$; $0,9 \leq b \leq 1,05$
On prend : **b = 1 m.**

- ✓ **L'épaisseur :** L'épaisseur de la table de compression varie entre 12 et 15 cm
On fixe **e = 12 cm.**

- **Le talon :**

- ✓ **La largeur :** La largeur des talons varie de 60 à 90cm.
On prend : **Lt = 60cm.**

- ✓ **L'épaisseur :** La partie verticale du talon est comprise entre 10 et 20cm.
On fixe **et = 20cm.**

- **Epaisseur de l'âme :**

l'épaisseur de l'âme est prise entre $18 \leq b \leq 25$ On fixe : **b = 25cm.**

- **Goussets :**

- ✓ **Gosset de la table de compression :**

La face inférieure de la membrure présente une légère pente variant de 1/10 à 1/15 qu'on a fixé à 1/13, de sorte que l'épaisseur de la table à la jonction avec le gousset d'âme est majorée d'environ 5 cm par rapport à l'épaisseur d'extrémité.

La jonction de l'âme et de la table de compression est assurée par un gousset supérieur, avec une inclinaison sensiblement égale à 45°.

- ✓ **Gosset du talon :**

C'est l'angle qui permet de relier le talon à l'âme avec une hauteur égale à l'épaisseur de ce dernier, ce qui donne dans notre cas un angle de 53°.

Tableau III. 2. Tableau récapitulatif de pré-dimensionnement des poutres en post tension.

Elément	Ration usuel	Valeur retenue
Longueur totale de la poutre	25 - 40	36 m
La hauteur totale du tablier	$L/20 < H_t < L/17$	1.75 m
L'épaisseur de la dalle	$20 \leq e \leq 30$	0.25 m
Hauteur de la poutre	$H_p = H_t - e$	1.50 m
Entraxe des poutres	En pratique : $1.40 \text{ m} < \lambda < 2.00 \text{ m}$	1.45 m
Entraxe des poutres de rive	L_a : dépend de la largeur de l'ouvrage et de l'entraxe des poutres	8.7 m
Nombre des poutres	$N = L_a / \lambda + 1$	7
La largeur de la table de compression	$b \geq 0,6 \times H_p$	1 m
Épaisseur de la table de compression	$12 \text{ cm} \leq e \leq 15 \text{ cm}$	12 cm
La largeur du talon	$60 \text{ cm} \leq L_t \leq 90 \text{ cm}$	60 cm
Épaisseur du talon	$10 \text{ cm} \leq e_t \leq 20 \text{ cm}$	20 cm
Epaisseur de l'âme	$18 \leq b \leq 25$	25cm
Gousset de la table de compression	/	45°
Gousset du talon	/	53°

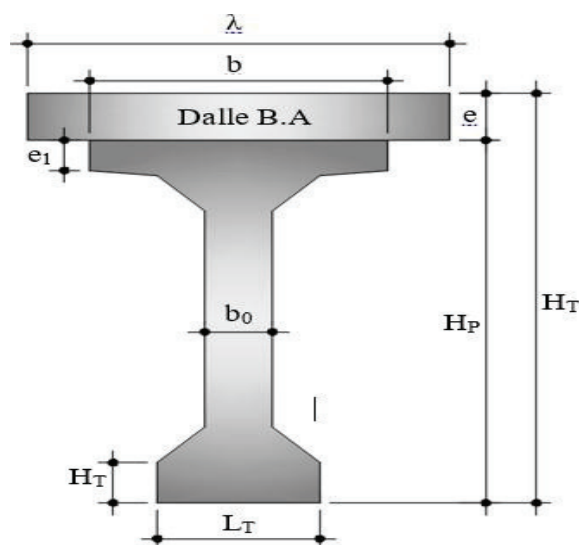


Figure III.3 : Notation des dimensions.

III.7. VARIANTE N°3 : PONT MIXTE (BI-POUTRES METALIQUES A ENTRETOISE).

III.7.1. Présentation de la variante :

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

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

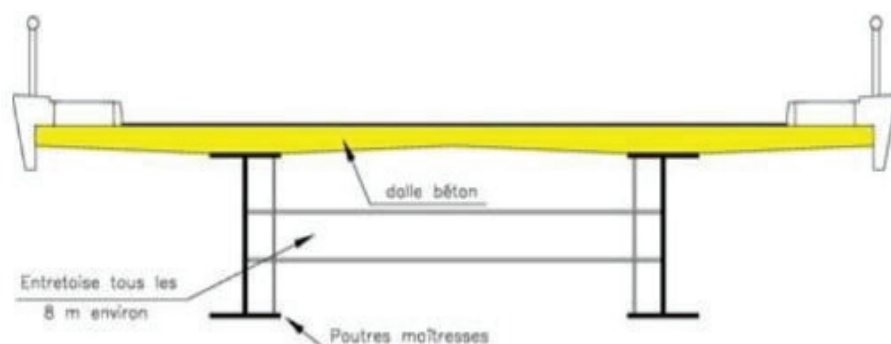


Figure III.4 : Morphologie général d'un pont bipoutre à entretoise.

III.7.2. Conception longitudinale :

D'après les recommandations du livre de conception Jean-Armand CALGARO et documents

SETRA, on a pu proposer pour cette projection un pont mixte bipoutre à hauteur constante qui se compose totale de 167 m :

- Deux (02) travées principales de 45 m.
- Deux (02) travées de rives de 38.5 m.

III.7.3. Conception transversale :

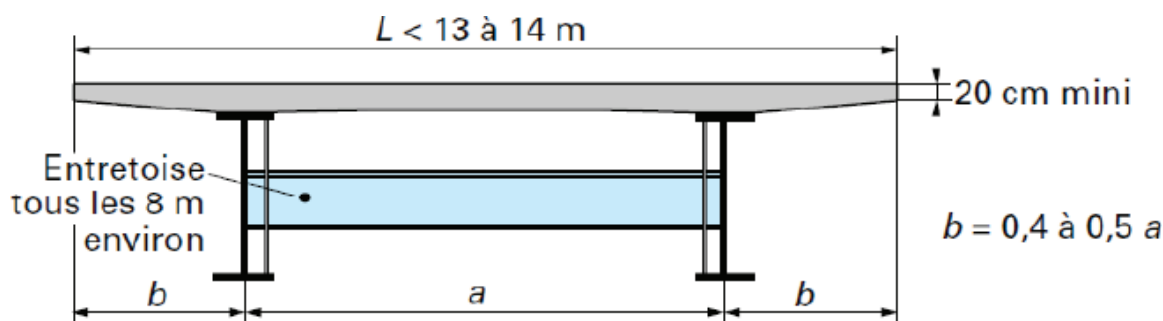


Figure III. 5. Schéma d'un bipoutre à entretoise. .

• **Épaisseur de la dalle :**

On prend une épaisseur de la dalle de 25 cm.

• **Choix de l'entraxe :**

D'après le guide S.E.T.R.A : l'écartement des poutres **a** est égale à 0,55 fois la largeur du tablier avec la largeur du tablier est égale à 10 m.

$$a = 0,55 \times L$$

Avec L= largeur du tablier

$$a = 0.55 * 10 \rightarrow a = 5.5 \square$$

• **La hauteur des poutres :**

La hauteur de la poutre est déterminée par le rapport :

$$H_p = L/28 \quad L = \text{Longueur de la portée principale.}$$

$$H_p = L/28 = 1.6m \quad ; \text{ donc } H_p = 1.6 m.$$

• **Les semelles :**

$$400 \leq b \leq 1300mm. \quad t \geq \frac{b}{30}$$

- Semelle supérieure : (**b** : la largeur ; **t** : l'épaisseur)

$$b = 500 \text{ mm. } t \geq 16.67 \text{ mm ; On prend } t = 20 \text{ mm.}$$

- Semelle inférieure :

$$b = 600 \text{ mm. } t \geq 20 \text{ mm ; On prend } t = 30 \text{ mm.}$$

• **Épaisseur de l'âme :**

$$t_w \geq 0.005hw ; t_w \geq 7.75 \text{ mm.}$$

On prend **t_w = 20 mm.**

III.7.4. 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 nous avons une gamme de choix qui commence par IPE500 jusqu'à IPE 700, une simple consultation des réalisations déjà construites et en service nous permis de choisir un IPE600 espacé de 8m.

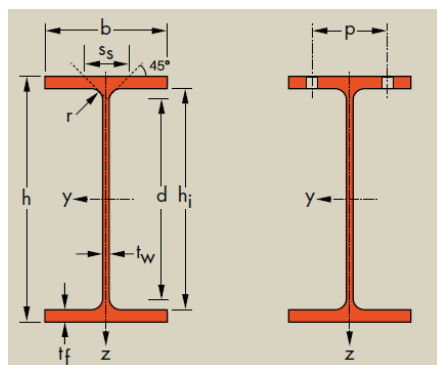


Figure III.6 : Profil général d'un IPE

Tableau III.3 : Caractéristique d'un IPE600

	G	h	b	t _e	t _r	r	A	h _i	d	Ø	P _{min}	P _{max}	A _v	A _c
	kg/m	mm	mm	mm	mm	mm	mm ² x10 ²	mm	mm		mm	mm	m ² /m	m ² /t
IPE A 600-	108	597	220	9,8	17,5	24,0	137	562,0	514,0	M 27	114	118	2,013	18,72
IPE 600	122	600	220	12,0	19,0	24,0	156	562,0	514,0	M 27	116	118	2,015	16,45
IPE O 600+	154	610	224	15,0	24,0	24,0	197	562,0	514,0	M 27	118	122	2,045	13,24

III.7.5. Choix de la nuance d'acier :

Le choix d'une qualité de ténacité d'acier est un choix très important vu qu'elle réfère à une capacité d'absorption d'énergie des chocs sans le risque de produire une rupture fragile, en se référant aux documents SETRA on a opté pour qualité S355N.

III.7.6. Les goujons :

La liaison acier-béton présente une résistance complète assurée par des connecteurs qui s'appellent « Goujons » qui sont répartie le long des poutres principales d'une façon suffisant pour reprendre l'effort rasant maximal que chaque partie de la section transversale peut transmettre indépendamment des contraintes de cisaillement qui résultent du calcul de l'ensemble de la structure. Ces connecteurs sont de 22mm de diamètre et 200mmde hauteur, leur espacement devras passée par un calcule détailler.

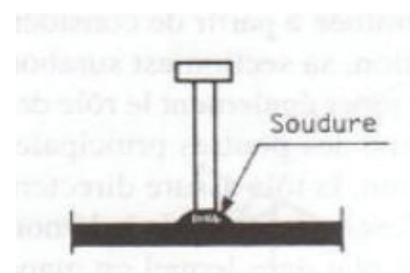


Figure III.7: Connecteur de type 'Goujon'.

Tableau III. 3. Tableau récapitulatif du prédimensionnement de la variante mixte

ÉLEMENT		RESULTATS
Entraxe des Poutres		$a = 5.5 \text{ m}$
La hauteur de la poutre		$H_p = 1.6 \text{ m}$
Semelle supérieure	La largeur	$b = 500 \text{ mm}$
	L'épaisseur	$t = 20 \text{ mm}$
Semelle inférieure	La largeur	$b = 600 \text{ mm}$
	L'épaisseur	$t = 30 \text{ mm}$
Epaisseur de l'âme		$t_w = 20 \text{ mm}$

Tableau III. 5 Avantages et inconvénients des trois variantes.

Variante	Avantages	Inconvénients
Variante N° 0 1 : Pont en béton précontraint construit par encorbellements successifs.	<ul style="list-style-type: none"> -La construction des tabliers s'effectue sans aucun contact avec le sol, ce qui permet de construire des ouvrages au-dessus des rivières et des vallées très accidentées. -Ouvrage élancé ayant une qualité esthétique incontestable. -La méthode permet d'exécuter des ouvrages de géométries diverses. -La durée d'utilisation est plus longue. 	<ul style="list-style-type: none"> -Les ouvrages construits par cette méthode sont beaucoup plus lourds, ce qui conduit à des appuis et fondations importantes. -Les effets de fluage du béton et de la relaxation des aciers conduisent à des délicats problèmes de réglage des fléaux et de redistribution des sollicitations dans les structures rendues continues. -La nécessité de disposer d'un personnel qualifié pour la vérification de la pose des gaines et câbles, et pour la mise en tension des câbles. -Difficulté de modification et de démolition.
Variante N° 02 : Pont à poutres préfabriquées précontraintes par post-tension VIPP.	<ul style="list-style-type: none"> -Maîtrise de la préfabrication des poutres afin d'améliorer la qualité des parements et des tolérances dimensionnelles. -La possibilité d'assembler les éléments préfabriqués sans échafaudage. -Préfabrication des poutres pendant la réalisation des fondations, ce qui réduit les délais d'exécution d'ouvrage. -Les ponts à poutres ne nécessitent pas beaucoup d'entretien. -Leur fonctionnement isostatique d'où l'insensibilité aux tassements différentiels des appuis et aux effets de gradient thermique. -Une bonne réutilisation des coffrages 	<ul style="list-style-type: none"> -Le poids propre très important (très lourds). -Déformation des poutres par fluage due à la compression excessive de leurs parties inférieures. -Ce type de tablier est bien adapté aux franchissements rectilignes ; En revanche, il ne s'adapte que plus difficilement aux franchissements biais ou courbes.
Variante N°0 3 : Pont mixte bipoutre.	<ul style="list-style-type: none"> -L'excellent rapport poids/performance du matériau acier. -Simplicité d'usinage des poutres à âmes pleines. -Court délai de construction, des économies de coûts de construction. -Offre de multiples possibilités de conception architecturale. -Des possibilités d'extension et de réparation. 	<ul style="list-style-type: none"> -Le problème majeur des ponts métallique et mixte c'est l'entretien contre la corrosion et le phénomène de fatigue dans les assemblages. -Les sollicitations climatiques, la différence de température entre le béton et l'acier surtout lorsque les poutres ne sont pas encore protégées par le tablier en béton. -La main d'œuvre doit être qualifiée surtout (les soudeurs). -La stabilité de la structure en place doit être vérifiée à tous les stades importants du montage, ainsi qu'un contrôle strict sur le chantier. -Le coût est très élevé.

III.8 Analyse multicritère :

La comparaison des trois modes de réalisation se fait selon des critères techniques (étude et réalisation), économiques (matériaux, matériels, personnels, délai et entretien) et aussi suivant leurs aspects esthétiques (élancement, nombre d'appuis, qualité des parements ...), à la suite de cette comparaison, nous retiendrons la variante la plus adéquate afin d'aborder une étude détaillée de cette dernière.

Tableau III.4 Analyse multicritère des trois variantes.

	Variante 01 : <i>Pont voussoirs</i>	Variante 02 : <i>Pont à poutres VIPP</i>	Variante 03 : <i>Pont Mixte</i>
Economie	-	+	-
Entretien	+	+	-
Esthétique	+	+	+
Exécution	-	+	+

+ : Favorable - : Défavorable

III.8 CONCLUSION :

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

CHAPITRE IV :

CALCUL DES CHARGES ET SURCHARGES

IV.1 LES ACTIONS :

On a trois types d'actions qui s'appliquent à un pont :

- Actions hors trafic.
- Actions dues au trafic.
- Actions accidentelles.

IV.1.1 Les actions hors trafic :

On trouve deux types d'actions hors trafic :

- Les actions permanentes :

Les actions permanentes sont les actions dont l'intensité est constante ou très peu variable dans le temps ou varie toujours dans le même sens en tendant vers une limite (comme les actions différées du béton : retrait, fluage).

Les actions permanentes comprennent :

- ✓ Le poids des éléments porteurs (poutres, dalle), noté : CP.
 - ✓ Le poids des éléments non porteurs (revêtement, glissières...), noté CCP.
 - ✓ Les actions thermiques.
- **Les actions variables :**
- ✓ Actions dues au vent.
 - ✓ Actions dues à l'eau.

IV.1.2 Les actions dues au trafic :

Elles sont définies souvent par le règlement RCPR (**R**ègles définissant les **C**harges à appliquer pour le calcul et les épreuves des **P**onts **R**outes), on y trouve :

- ✓ Système de charge A.
- ✓ Système de charge B $\begin{cases} B_c \\ B_t \end{cases}$
- ✓ Charges militaires : convoi Mc120.
- ✓ Charge exceptionnelle : convoi type D240.

IV.1.3 Les actions accidentelles :

Les actions accidentelles : telles que le choc d'un bateau ou d'un véhicule sur une pile de pont ou l'effet d'un séisme.

La prise en compte de l'action des séismes est définie par un **R**èglement **P**arasismique Algérien des **O**uvrages d'Art (RPOA2008).

IV.2 EVALUATION DES CHARGES PERMANENTES (CP) :

IV.2.1 Poids de la poutre :

On a : $P_{\text{Poutre}} = \rho \times L \times D$ Donc

: $P_{\text{Poutre}} = 566,5 \text{ KN.}$

$P_{\text{Poutre}} = 15,74 \text{ KN/ml.}$

IV.2.2 Poids de la dalle (hourdis) :

La dalle présente une épaisseur e_p de 25 cm.

$$\text{On a : } P_{dalle} = e_d \times L \times l \times \rho$$

L c'est la longueur, l c'est la largeur et $\rho = 25 \text{ KN/m}^3$.

$$\text{Donc : } P_{dalle} = 2250 \text{ KN.}$$

$$P_{dalle} = 62,5 \text{ KN/ml.}$$

IV.2.3 Poids de l'entretoise :

$$\text{On a : } P_{entretoise} = e_e \times h \times l \times \rho$$

h c'est la hauteur, l c'est la largeur

et $\rho = 25 \text{ KN/m}^3$.

$$\text{Donc : } P_{entretoise} = 67,824 \text{ KN.}$$

$$P_{entretoise} = 1,88 \text{ KN/ml.}$$

$$\text{Finalement : } CP = P_{entretoise} + P_{dalle} + 7 \times P_{Poutre}$$

$$CP = 6283,32 \text{ KN}$$

IV.3 EVALUATION DES CHARGES COMPLEMENTAIRE PERMANENTES (CCP) :**IV.3.1 Poids du revêtement et étanchéité :**

$$\text{On a : } P_r = \rho_r \times L \times l_r \times e_r$$

Avec

ρ_r : masse volumique du revêtement (24 KN/m³).

L : Longueur du revêtement (m).

l_r : Largeur du revêtement (m).

e_r : épaisseur du revêtement (m).

$$\text{Donc : } Pr = 552,96 \text{ KN.}$$

$$Pr = 15,36 \text{ KN/ml.}$$

IV.3.2 Poids des trottoirs :

$$\text{On a : } P_t = \rho_b \times s_t \times L_t$$

Avec

ρ_b : masse volumique du béton (25 KN/m³).

s_t : épaisseur du trottoir (m).

L : Longueur du trottoir (m).

l_t : Largeur du trottoir (m).

$$\text{Donc : } Pt = 100,08 \text{ KN.}$$

$$Pt = 2,78 \text{ KN/ml.}$$

IV.3.3 Poids des corniches :

Pour notre cas la corniche sera mise en place de deux cotés.

$$\text{On a : } P_c = S_c \times \rho_b \times L_c$$

Avec :

S_c : Section de la corniche (m^2).

ρ_b : masse volumique du béton.

L_c : Longueur de la corniche.

Donc : $P_c = 540 \text{ KN}$.

$P_c = 15 \text{ KN/ml}$.

IV.3.4 Poids de garde du corps :

Les glissières de sécurité présentent un poids de 1 KN/ml

Donc : $P_g = P_{gl} \times L$

$P_g = 36 \text{ KN}$

Finalemment : $CCP = P_c + P_t + P_{gp} + P_r$

$CCP = 1229,04 \text{ KN}$

Tableau IV. 1. Tableau récapitulatif des poids des éléments du tablier.

	Éléments	Poids linéaire (KN/m)	Poids (KN)
CP	Poutre	15,74	566,5
	Dalle	62,5	2250
	Entretoise	1,88	67,82
CCP	Revêtement	15,36	552,96
	Les trottoirs	2,78	100,08
	Les corniches	15	540
	Garde du corps	1	36
Poids totale du tablier		208,7	7512,4

IV.4 EVALUATION DES SURCHARGES :

IV.4.1 Caractéristique du pont :

➤ Largeur roulable :

La largeur roulable est définie comme la largeur comprise entre dispositifs de retenue ou bordures : elle comprend donc outre la chaussée proprement dite toutes les sur largeurs éventuelles.

Pour notre pont la largeur roulable est de : $L_r = 8 \text{ m}$.

➤ Largeur chargeable :

La largeur chargeable se déduit de la largeur roulable :

- en enlevant une bande de 0,50 m le long de chaque dispositif de retenue (glissière ou barrière) lorsqu'il en existe ;

- En conservant cette même largeur roulable dans le cas contraire.

On a deux gardes du corps : $L_c = 8 \text{ m}$

➤ Nombre de voies :

Par convention, les chaussées comportent un nombre de voies de circulation égal à la partie entière du quotient par 3 de leur largeur chargeable, exprimée en mètres.

$$\text{Généralement le nombre de voies est égale à : } N = \frac{Lc}{3} = \frac{8}{3} = 2,67$$

$$N = 2$$

➤ **Largeur des voies :**

$$\text{La largeur des voies, noté "v", est égale à : } v = \frac{Lc}{N}$$

$$\text{D'où : } v = 4 \text{ m}$$

➤ **Classe du pont :**

Suivant l'importance de l'itinéraire, les ponts sont rangés en trois classes, les ponts de chaque classe étant calculés avec les mêmes charges. Ces classes sont définies simplement en fonction de la largeur roulable **Lr**.

Tableau IV. 2. La classe du pont par sa largeur roulable.

Classe de pont	Largeur (m)
1 ^{ère} Classe	$Lr \geq 7$
2 ^{ème} Classe	$5,50 < Lr < 7$
3 ^{ème} Classe	$Lr \leq 5,50$

$Lr = 8 \geq 7$ donc notre pont est de 1^{ère} Classe

IV.4.2 Système de charge A :

Ce système se compose d'une charge uniformément répartie dont l'intensité dépend de la longueur chargée, pour les ponts comportant des portées unitaires inférieures ou égales à 200m, la charge A(l), exprimé en KN/m², est donnée en fonction de la longueur chargée (l) exprimée en mètre, et calculé par la formule suivante :

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

Pour le résultat final, A(l) est multiplié par deux coefficient :

- **Le coefficient a1 :**

En fonction de la classe du pont et du nombre de voies chargées, la valeur d'A(l) est multipliée par les coefficients a1 du tableau suivant :

Tableau IV. 3. Le coefficient a1.

Nombre de voies		1	2	3	4	>5
Classe du 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 application des coefficients ci-dessus, est inférieure à $(4 - 0.002 \times l)$ KN/m², c'est cette dernière valeur qui doit être prise en compte.

C'est-à-dire : $A_1 = \max \left\{ \begin{array}{l} a_1 \times A(l) \\ 4 - 0,002 \times l \end{array} \right. \text{ KN/m}^2$.

- **Le coefficient a2 :**

Le coefficient a2 est égal à : $a_2 = \frac{v_0}{v}$

Tel que : v est la largeur d'une voie et v₀ est obtenu en fonction de la classe du pont

Tableau IV. 4. Le coefficient a2.

Classe du pont	Valeur de v ₀
Classe 1	3,5 m
Classe 2	3 m
Classe 3	2,75 m

La charge $A_2 = a_2 \times A_1$ ainsi obtenue est appliquée uniformément sur toute la largeur de chacune des voies considérées.

Les résultats sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau IV. 5. Résultats de calcul de la surcharge A(l).

Nombre des voies	L (m)	A(l) (KN/m ²)	a ₁	a ₂	A(l) x a ₁ x a ₂ (KN/m ²)	L _v (m)	A(l) (KN/ml)
1	36,00	9,80	1	0,88	8.62	4	34,48
2	36,00	9,80	1	0,88	8.62	8	68,96

IV.4.3 Système de charge B :

IV.4.3.1 Système de charge Bc :

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

- Disposition dans le sens transversal : nombre maximale de files que l'on peut.
- Disposer égale au nombre de voies de circulation, il ne faut pas en mettre plus, même si cela est géométriquement possible.
- Disposition dans le sens longitudinal : nombre de camions est limité à deux, la distance des deux camions d'une même file est déterminée pour produire l'effet le plus défavorable.

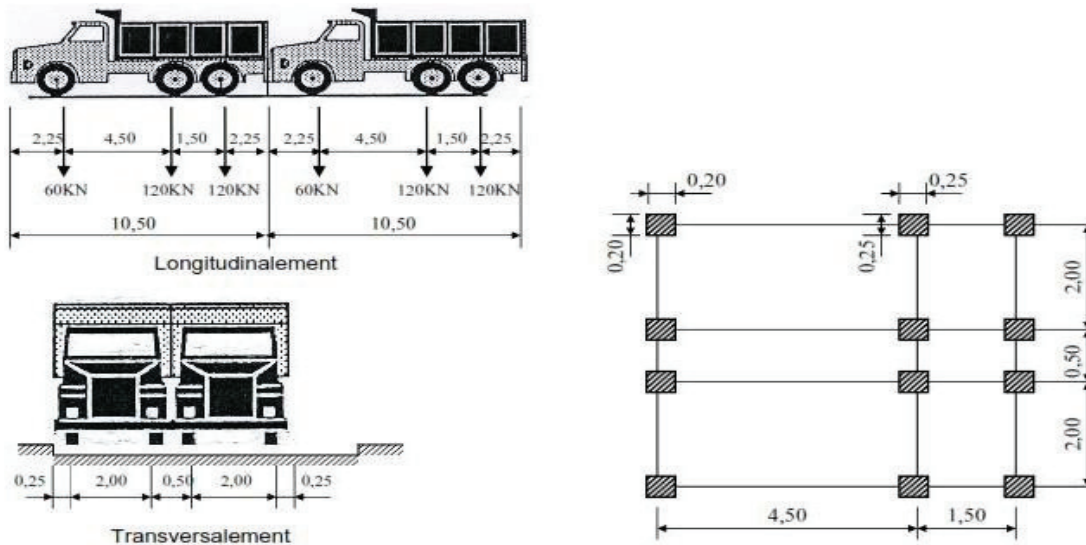


Figure IV. 1. Caractéristique de la surcharge Bc.

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

Tableau IV. 6. Le coefficient b_c .

Classe du pont	Nombres de voies chargées				
	1	2	3	4	>5
Première	1,20	1,10	0,95	0,80	0,7
Deuxième	1,10	1,10	-	-	-
Troisième	1,10	0,8	-	-	-

Tableau IV. 7. Résultats de calcul de la surcharge Bc.

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

IV.4.3.1 Système de charge Bt :

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

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

Chaque tandem est supposé circuler dans l’axe d’une bande longitudinale de 3,5m de large.

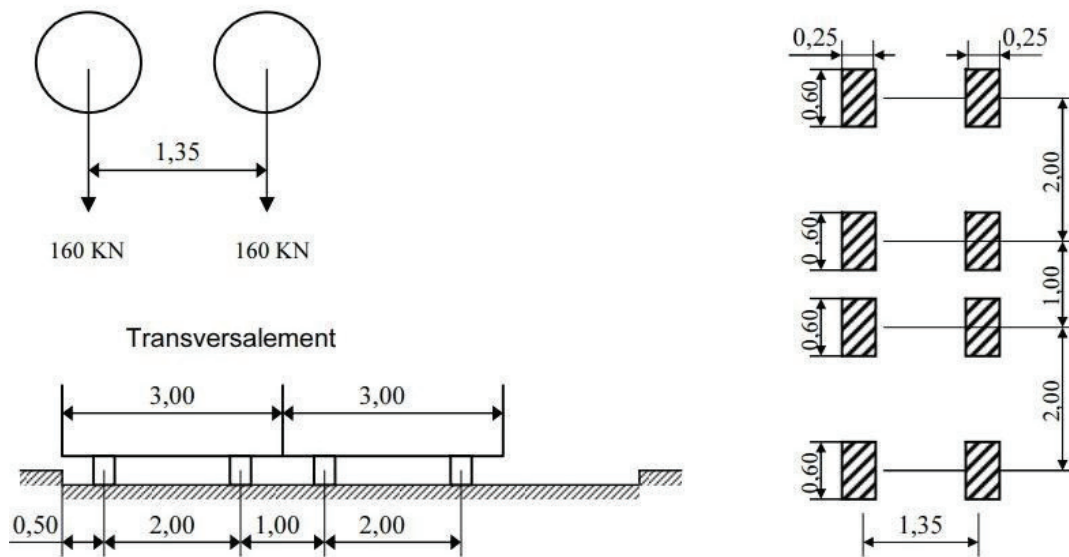


Figure IV. 2. Caractéristiques de la surcharge Bt.

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

Tableau IV. 8. Le coefficient bt.

Classe de pont	bt
1	1,2
2	1

Tableau IV. 9. Résultats de calcul de la surcharge Bt.

Nombre des voies	B _t (KN)	b _t	B _t x b _t (KN)
1	320	1,2	384
2 – 3	640	1,2	768

IV.4.4 Charges militaires Mc120 :

Les ponts doivent être calculés d’une manière à supporter les véhicules militaires du type Mc 120 susceptibles d’être dans certains cas les plus défavorables que celles définis précédemment A et B.

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

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

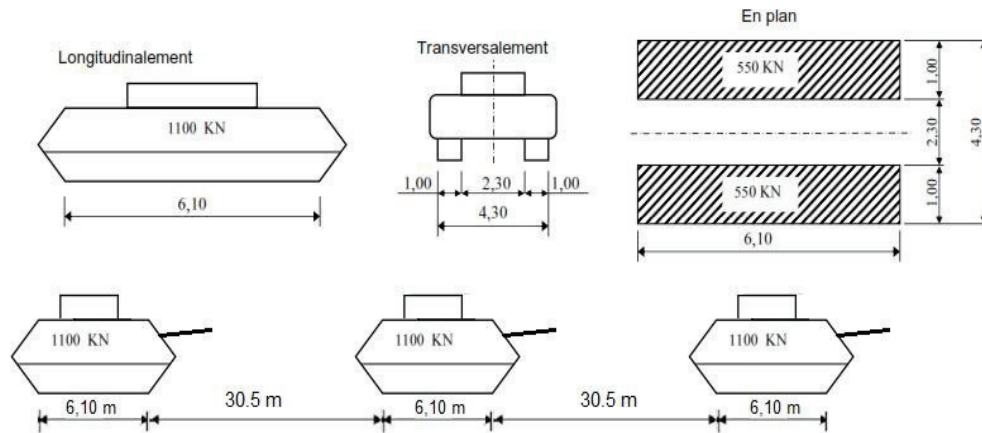


Figure IV. 3. Caractéristiques de la surcharge Mc120.

Le poids total d’un véhicule type Mc120 est de $S = 1100 \text{ KN}$.

IV.4.5 Convoi exceptionnel D240 :

Ce convoi comporte une remorque de trois éléments de 4 lignes à 2 essieux de **2400 KN** de poids total, ce poids est supposé réparti au niveau de la chaussée sur un rectangle uniformément chargé de 3,2 m de large et 18,6 m de long, le poids égal à **129 KN/ml**.

Le convoi D240 est supposé circuler seul quelque soient la largeur et la longueur du pont :

- Dans le sens longitudinal il est disposé pour obtenir l’effet le plus défavorable.
- Dans le sens transversal, son axe longitudinal est réputé situé à 3,50 m du bord de la largeur chargeable, néanmoins il est important d’essayer le cas où il est axé au milieu du pont.

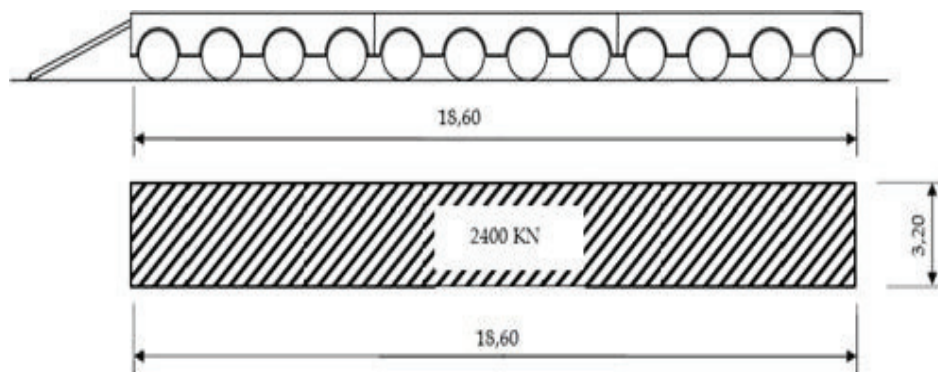


Figure IV. 4. Caractéristique de la surcharge D240.

IV.4.6 Calcul des coefficients de majoration dynamique :

Les charges du système B ainsi que la charge militaire Mc120 sont multipliées par un coefficient de majoration dynamique noté ‘ δ ’. Le coefficient relatif à un tel élément est déterminé par la formule :

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

- Dans laquelle :
- L : représente la longueur de l’élément.
 - G : sa charge permanente.
 - S : sa charge B maximale.

Les résultats du calcul du coefficient de majoration dynamique sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau IV. 10. Résultats de calcul de coefficient de majoration dynamique.

Système de charge	L (m)	G (kN)	S (kN)	δ
B_c	36,00	7512,4	1320	1,074
B_t			768	1,064
Mc120			1100	1,070

IV.4.7 Efforts de freinage :

Les charges A et B_c développent des efforts de freinage, efforts s'exerçant sur la surface de la chaussée, dans l'une ou dans l'autre direction de la circulation.

Dans le cas courant la résultante de ces efforts peut être supposée centrée sur l'axe longitudinal de la chaussée.

IV.4.7.1 Système de charge A :

L'effort de freinage qui correspond au système de charge A est donné par :

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

Dans laquelle : S est la surface chargée en (m²).

Tableau IV. 11. Résultats de calcul de l'effort de freinage de la surcharge A(l)

N des voies	S (m ²)	A(l) (KN/m ²)	F (KN)
1	144,00	8,62	60,64
2	288,00	8,62	118,17

IV.4.7.2 Système de charge B_c :

Chaque essieu d'un camion du système B_c peut développer un effort de freinage égal à son poids. Parmi les camions B_c 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 susceptibles de majoration dynamique, l'effort de freinage susceptible d'être développé par le système B_c se trouve limité au poids d'un véhicule de **F_{Bc}= 300 KN**.

V.5 LES COMBINAISONS DES CHARGES :

Les combinaisons des charges sont les ensembles constitués par les charges à considérer simultanément. Puisque les charges précédemment calculés ne s'exerce pas indépendamment, il est donc impératif de les combiner pour obtenir les sollicitations correspondantes aux différents états limites à considérer.

V.5.1 Les états limites :

Le BAEL distingue deux catégories d'état limites :

- **Etats limite de service :**

Les conditions de bon fonctionnement de la structure ont été atteintes, ce sont des états au-delà desquels les conditions d'exploitations ou de durabilité de l'ouvrage ne sont plus satisfaites

- **Etats limite ultime :**

Au-delà de l'état limite ultime, la résistance des matériaux (béton et acier) est atteinte, la sécurité n'est plus garantie et la structure risque de s'effondrer.

V.5.2 Les coefficients de majoration :

Chaque action, et en fonction de sa nature, est majoré par un facteur qui se diffère en fonction des états limites en question.

Tableau IV. 12. Les coefficients de majoration des actions.

Etats limites	ELU	ELS
Actions		
Poids propre (G)	1.35	1
Surcharge A(l)	1.6	1.2
Système B_c	1.6	1.2
Système B_t	1.6	1.2
Mc120	1.35	1
D240	1.35	1
Freinage	1.6	1.2

V.5.3 Les combinaison :

Les combinaisons mentionnées ci-dessous ne sont pas prise en considération simultanément.

Tableau IV. 13. Les combinaisons.

	Combinaison
ELU	1.35 G + 1.6 (A(l) + ST)
	1.35 G + 1.6 (B _c + ST)
	1.35 G + 1.6 (B _t + ST)
	1.35 G + 1.35Mc120
	1.35 G + 1.35D240
ELS	G + 1.2 A(l) + ST
	G + 1.2 B _c + ST
	G + 1.2 B _t + ST
	G + Mc120
	G + D240

CHAPITRE V :

CALCUL DES EFFORTS LONGITUDINAUX

V.1 CALCUL DES MOMENTS FLECHISSEMENT :

V.1.1 Moment fléchissant dû au Poids propres :

- Les charges permanentes :

Premièrement il faut calculer les réactions R_A et R_B :

$$R_A = R_B = \frac{G \times l}{2} = \frac{175,54 \times 35}{2} = 3071,95 \text{ KN.}$$

Calcul du moment fléchissant M à $x = 0,5L$:

$$M_{x=0,5L} = \frac{G \times l^2}{8} = \frac{175,54 \times 35^2}{8}$$

$$M_{x=0,5L} = 26879,56 \text{ KN.m,}$$

- Revêtement :

$$R_A = R_B = \frac{G \times l}{2} = \frac{15,36 \times 35}{2} = 268,8 \text{ KN.}$$

$$M_{x=0,5L} = \frac{G \times l^2}{8} = \frac{15,36 \times 35^2}{8} = 2352 \text{ KN.m}$$

- Trottoir :

$$R_A = R_B = \frac{G \times l}{2} = \frac{17,78 \times 35}{2} = 311,15 \text{ KN.}$$

$$M_{x=0,5L} = \frac{G \times l^2}{8} = \frac{17,78 \times 35^2}{8} = 2722,56 \text{ KN.m}$$

V.1.2 Moment fléchissant dû à la surcharge A(l) :

La valeur de la réaction R_A et R_B et donné par :

$$R_A = R_B = \frac{A(l) \times l}{2}$$

Tableau V. 1. Résultats de calcul des réactions dû à la surcharge A(l).

Nombre des voies chargées	A(l) (KN/ml)	R_A (R_B) (KN)
1	34,48	603,4
2	68,96	1206,8

Le moment fléchissant M à $x = 0,5L$ est donné par :

$$M_{x=0,5L} = \frac{A(l) \times l^2}{8}$$

Les résultats des calculs sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau V. 2. Résultats de calcul du moment dû à la surcharge A(l)

Nombre des voies chargées	A(l) (KN/ml)	M (KN.m)
1	34,48	5279,75
2	68,96	10559,5

V.1.3 Moment fléchissant dû à la surcharge Bc :

Pour calculer le moment fléchissant le plus défavorable dû à la surcharge Bc on utilise le théorème de BARRES.

Selon ce théorème le moment fléchissant est maximum au droit d'essieu de façon que cet essieu et la résultante des convois se trouve symétriquement par rapport à l'axe de la poutre.

$$X_{R/0} = \frac{\sum (P_i \cdot X_i)}{\sum P_i}; \sum P_i = R = 5P$$

$$X_{R/0} = \frac{[(P \times 4.5) + (P \times 6) + (P/2 \times 10.5) + (P \times 15) + (P \times 16.5)]}{5P}$$

$$X_{R/0} = 9.45 \text{ m}$$

$$2\delta = 9,45 - 6 = 3,45$$

$$\text{Donc : } \delta = 1.725 \text{ m}$$

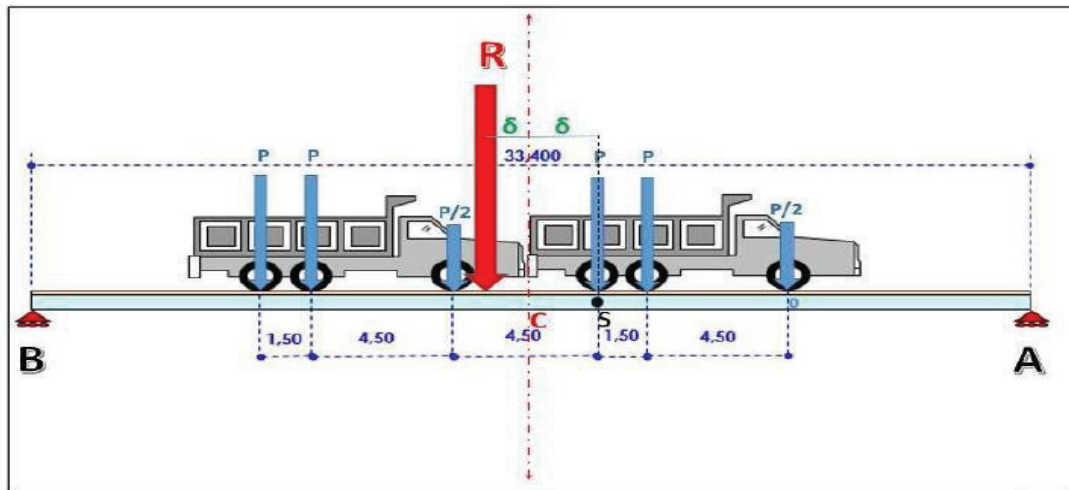


Figure V. 1. La disposition pour le moment le plus défavorable de la surcharge Bc.

Calcul des réactions R_A et R_B :

On a : $\sum M/A = 0$ (1)

$$R_A + R_B = 5P$$
 (2)

D’ou :

$$35 \times R_B = \frac{P}{2} \times 9.775 + P \times 14.275 + P \times 15.775 + \frac{P}{2} \times 20.275 + P \times 24.775 + P \times 26.275$$

De (1) et (2) : $R_B = 2,75 P$ (unité de P)

$$R_A = 2,25 P$$
 (unité de P)

Calcul du moment fléchissant à la section dangereuse :

$$M/S = R_B \times 19.225 - P \times 10.5 - P \times 9 - \frac{P}{2} \times 4.5$$

$$M/S = 31.05 P$$
 ({unité de P} .m).

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

Tableau V. 3. Résultats de calcul du moment dû à la surcharge Bc.

Nombre de voies chargées	P (KN)	M _{/S} (KN.m)	bc	□□□	M _{max} (KN.m)
1	120	3726	1,2	1,063	4752,88
2	240	7452	1,1	1,074	8803,79

V.1.4 Moment fléchissant dû à la surcharge Bt :

Un seul cas se présente pour la position de la résultante des convois par rapport à l’axe de symétrie.

$$X_{R/0} = \frac{\sum (P_i \cdot X_i)}{\sum P_i}; \sum P_i = R = 2P$$

$$X_{R/0} = \frac{1.35 P}{2 P}$$

$$X_{R/0} = 0,675 \text{ m}$$

$$\delta = \frac{0,675}{2} \text{ Donc : } \delta = 0,3375 \text{ m}$$

Calcul des réactions R_A et R_B :

On a: $\sum M_{/A} = 0$ (1)

$R_A + R_B = 2P$ (2)

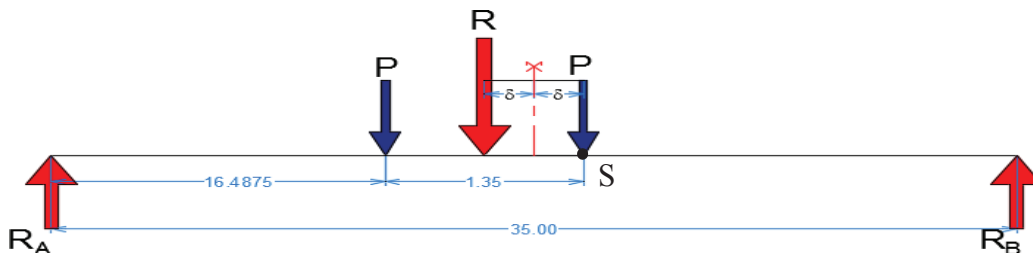


Figure V. 2. La disposition pour le moment le plus défavorable de la surcharge Bt.

D’ou :

$$35 \times R_B = P \times 16.4875 + P \times 17.8375$$

De (1) et (2) : R_B = 0,98 P (unité de P) ; R_A = 1,02 P (unité de P).

Calcul du moment fléchissant à la section dangereuse :

$$M_{/S} = R_B \times 17.1625$$

$$M_{/S} = 16,83 P \text{ (unité de P).m}$$

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

Tableau V. 4. Résultats de calcul du moment dû à la surcharge Bt.

ombre de voies chargées	P (KN)	M _{/S} (KN.m)	bt	□□t	M _{max} (KN.m)
1	160	2692,8	1,2	1,056	3412,32
2 - 3	320	5385,6	1,2	1,064	6876,33

V.1.5 Moment fléchissant dû à la surcharge Mc120 :

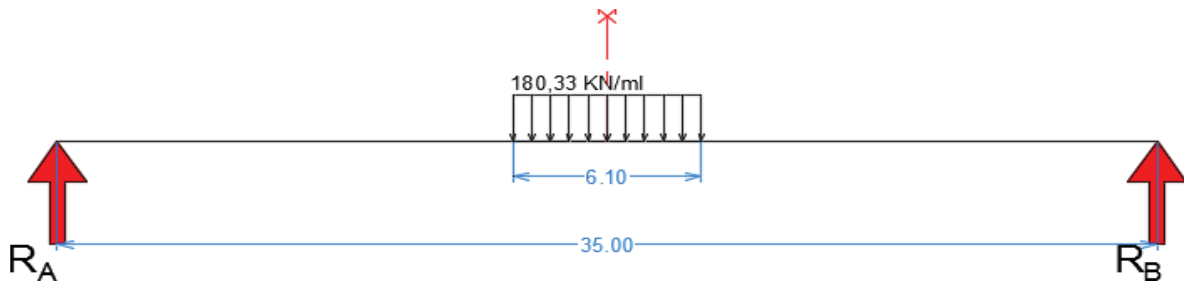


Figure V. 3. La disposition pour le moment le plus défavorable de la surcharge Mc120.

On a:

$$R_A + R_B = 1100 \dots (1)$$

$$\Sigma M/A = 0$$

$$35 \times R_B = 6.1 \times 180.33 \times 17.5 \dots (2)$$

De (1) et (2) ont conclu : $R_A = 550$ KN et $R_B = 550$ KN

$$M_{x=0.5L} = R_A \times 17.5 - 180.33 \times 3.05 \times 1.525$$

$$M_{x=0.5L} = 8786,24 \text{ KN.m}$$

$$M_{maj} = M_{x=0.5L} \times \delta Mc120 = 8786.24 \times 1.070$$

$$M_{maj} = 9401,28 \text{ KN.m}$$

V 1.6 Moment fléchissant dû à la surcharge D240 :

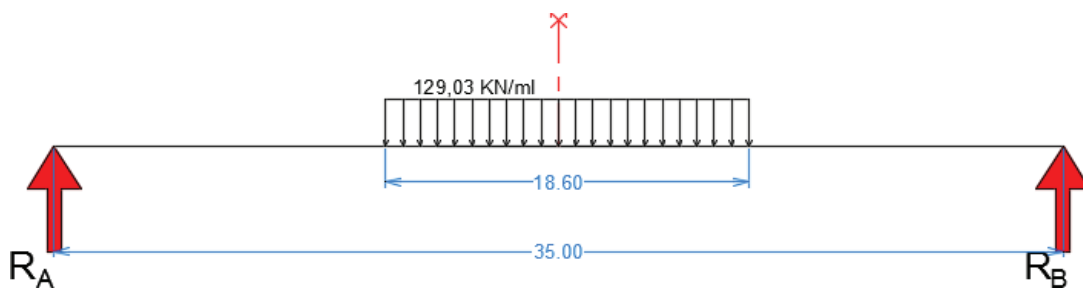


Figure V. 4. La disposition pour le moment le plus défavorable de la surcharge D240.

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

$$\Sigma M/A = 0$$

$$35 \times R_B = 18.6 \times 129.03 \times 17.5 \dots (2)$$

De (1) et (2) ont conclu :

$$R_A = 1200 \text{ KN et } R_B = 1200 \text{ KN}$$

$$M_{x=0.5L} = R_A \times 17.5 - 129.03 \times 9.3 \times 4.65$$

$$M_{x=0.5L} = 15420,10 \text{ KN.m}$$

V.2 CALCUL DES EFFORTS TRANCHANTS :

V.2.1 Effort tranchant dû au Poids propres :

Premièrement il faut calculer les réactions RA et RB :

– Les charges permanentes :

$$T_{max} = R_A = R_B = \frac{G \times l}{2} = \frac{208,68 \times 35}{2} = 3651,9 \text{ KN.}$$

V.2.2 Effort tranchant dû à la surcharge A(l) :

La valeur de la réaction RA et RB et donné par :

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

Les résultats des calculs sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau V. 5. Résultats de calcul des efforts tranchants dû à la charge A(l).

Nombre des voies chargées	A(l) (KN/ml)	T _{x=0} (KN)
1	34,48	603,4
2	68,96	1206,8

V.1.2 Effort tranchant dû à la surcharge Bc :

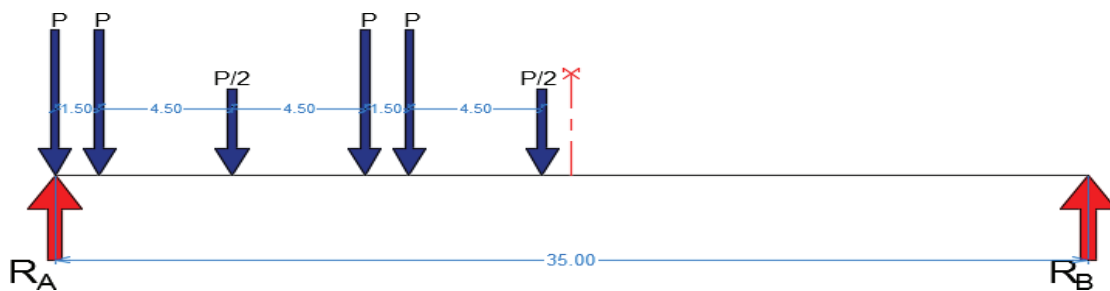


Figure V. 5. La disposition de calcul de l’effort tranchant de la surcharge Bc.

Calcul de l’effort tranchant à x=0 :

On a: $\Sigma M/A = 0$ (1)

$R_A + R_B = 5P$ (2)

D’ou :

$$35 \times R_B = \frac{P}{2} \times 16,5 + P \times 12 + P \times 10,5 + \frac{P}{2} \times 6 + P \times 1,5$$

De (1) et (2) : $R_B = 1.01 P$ (unité de P) et $R_A = 3,99 P$ (unité de P).

$T_{x=0} = R_A = 3,99 P$ (unité de P)

$T_{maj} = T_{x=0} \times bc \times \delta bc$

Les résultats des calculs sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau V. 6. Résultats de calcul des efforts tranchants dû à la charge Bc.

Nombre de voies chargées	P (KN)	T _{x=0} (KN)	bc	□□□	T _{maj} (KN)
1	120	478,8	1,2	1,063	610,76
2	240	957,6	1,1	1,074	1131,31

V.2.3 Effort tranchant dû à la surcharge Bt :

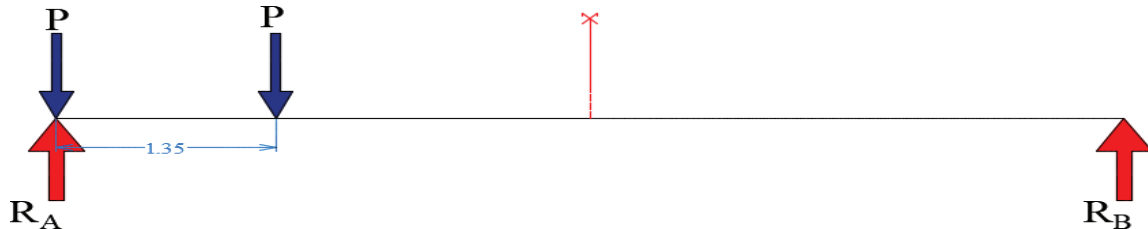


Figure V. 6. La disposition de calcul de l’effort tranchant de la surcharge Bt.

Calcul de l’effort tranchant à x=0 :

On a $\Sigma M/A = 0$ (1)

$$R_A + R_B = 2P$$
 (2)

D’où : $35 \times R_B = P \times 1,35$

De (1) et (2) : $R_B = 0,04 P$ (unité de P)

$$R_A = 1,96 P$$
 (unité de P)

$$T_{x=0} = R_A = 1,96 P$$
 (unité de P)

$$T_{max} = T_{x=0} \times bt \times \delta bt$$

Les résultats des calculs sont présentés dans le tableau suivant :

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

Nombre de voies chargées	P (KN)	T _{x=0} (KN)	bt	□□t	T _{max} (KN)
1	160	313,6	1,2	1,056	397,39
2 – 3	320	627,2	1,2	1,064	800,81

V 2.4 Effort tranchant dû à la surcharge Mc120 :

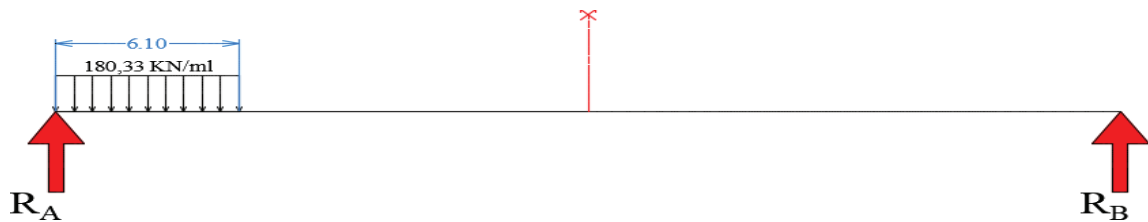


Figure V. 7. La disposition de calcul de l’effort tranchant de la surcharge Mc120.

On a :

$$R_A + R_B = 1100;$$

$$\Sigma M/A = 0 \quad 35 \times R_B = 6.1 \times 180.33 \times 3,05$$

Donc :

$$R_A = 1004,14 \text{ KN et } R_B = 95,86 \text{ KN}$$

$$T_{x=0} = R_A = 1004,14 \text{ KN}$$

$$T_{\text{maj}} = T_{x=0} \times \delta M c 120 = 1004,14 \times 1.07$$

$$T_{\text{maj}} = 1074,43 \text{ KN.}$$

V.2.5 Effort tranchant dû à la surcharge D240 :

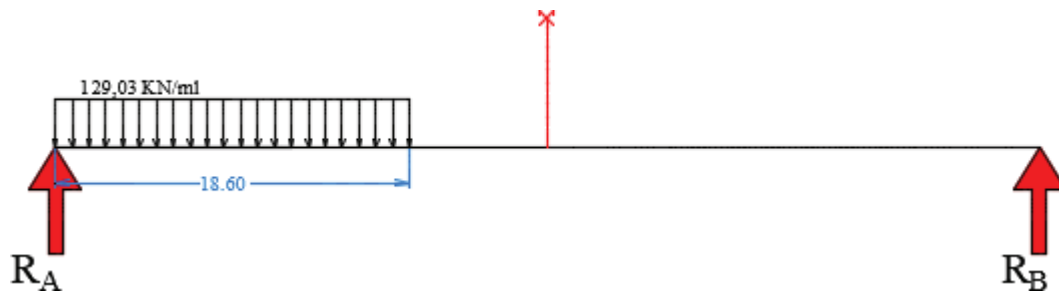


Figure V. 8. La disposition de calcul de l'effort tranchant de la surcharge D240.

On a:

$$R_A + R_B = 2400;$$

$$\Sigma M/A = 0$$

$$35 \times R_B = 18.6 \times 129,03 \times 9.3$$

$$\text{Donc : } R_A = 1762.3 \text{ KN et } R_B = 637.70 \text{ KN} \quad T_{x=0} = R_A = 1762.30 \text{ KN.}$$

CHAPITRE VI :

LA RÉPARTITION TRANSVERSALE DES
EFFORTS

VI.1. INTRODUCTION :

La répartition transversale des efforts est basée sur la méthode de GUYON-MASSONNET ou la méthode des coefficients de répartition, cette méthode repose sur la théorie des plaques orthotropes.

Elle permet de transformer la structure réelle composée d’une dalle et un réseau de poutres à une dalle orthotrope (dalle d’épaisseur constante), cette dalle présente la même rigidité que le système initial. Ensuite on déterminera le coefficient de répartitions transversal $K\alpha$ dépend essentiellement du paramètre de torsion α , et d’entretoisement θ .

Pour chaque effort on trace les lignes d’influence pour les différentes excentricités de charges (allant de $-b$ jusqu’à b avec un pas de $b/4$), et on retient la poutre la plus sollicitée.

VI.2. DÉTERMINATION DES PARAMÈTRES DE CALCUL :

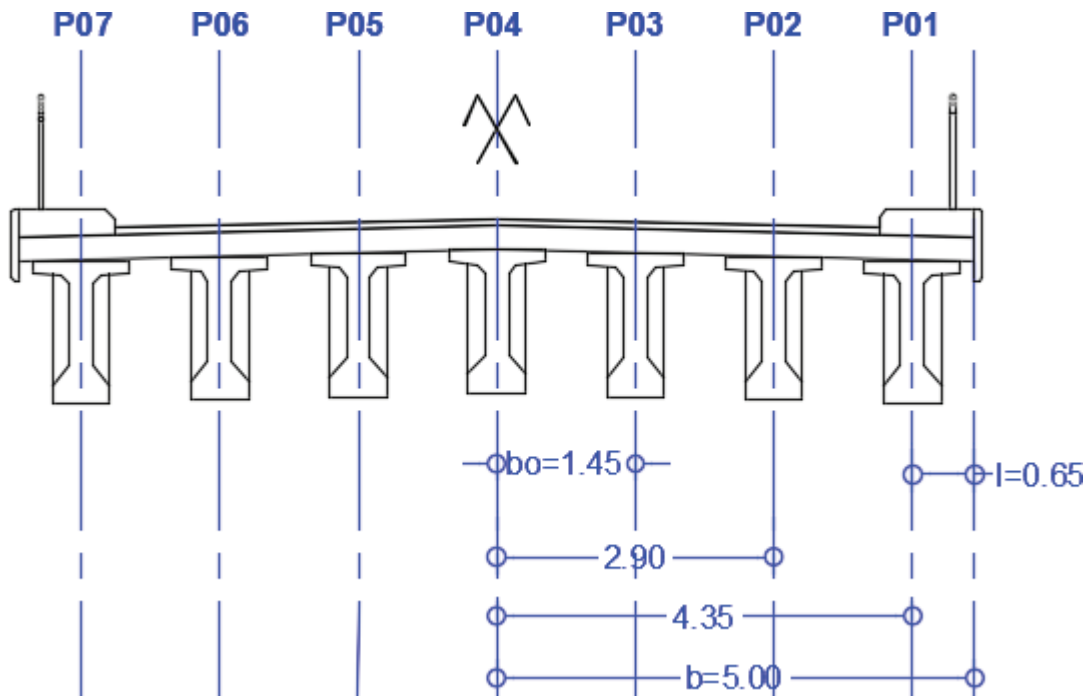


Figure VI. 1. Répartition et notation des poutres

Tous les coefficients sur lesquels sera basée cette méthode dépendent de deux paramètres essentiels :

- Paramètre d’entretoisement (θ) caractérise la souplesse de l’entretoisement donné par la formule suivante :

$$\theta = \frac{b^4 \cdot \rho p}{L \cdot \rho E} \cdot \sqrt{\frac{\gamma p + \gamma E}{2 \cdot \sqrt{\rho p \cdot \rho E}}}$$

- Paramètre de torsion (α) donné par la formule suivante : $\alpha = \frac{\gamma p + \gamma E}{2 \cdot \sqrt{\rho p \cdot \rho E}}$

Tel que :

- ✓ b : la demi-largeur active de la dalle.
- ✓ L : la portée de la travée.
- ✓ ρ_P : la rigidité flexionnelle de la poutre par unité de longueur.
- ✓ ρ_E : la rigidité flexionnelle de l'entretoise (ou dalle) par unité de longueur.
- ✓ γ_P : la rigidité torsionnelle de la poutre.
- ✓ γ_E : la rigidité torsionnelle de l'entretoise (ou dalle).

VI.2.1. La demi-largeur active :

$$b = \frac{1}{2}(N - 1)b_0 + l_0$$

avec l_0

- ✓ b : demi-largeur active.
- ✓ N : nombre des poutres = 7 poutres.
- ✓ b_0 : entraxe des poutres = 1.45 m.
- ✓ l_0 : largeur de rive = 0.65 m.

Donc $b = 5$ m.

VI.2.2. Calcul des paramètres θ et α :

VI.2.2.1. Paramètre d'entretoisement θ :

$$\theta = \frac{b}{L} \cdot \sqrt{\frac{\rho_P}{\rho_E}}$$

- La rigidité flexionnelle de la poutre :

$\rho_P = \frac{E \times I_P}{b_0}$; avec I_P est le moment d'inertie de la poutre

$$I_P = I_0 + 8(I_M - I_0) \frac{1}{3\pi}$$

I_0 : Moment d'inertie de la section sur appuis avec hourdis.

I_M : Moment d'inertie de la section a mi travée avec hourdis.

Avec

$$I_0 = 37550000 \text{ cm}^4.$$

$$I_M = 32500000 \text{ cm}^4.$$

$$I_P = 33263426.87 \text{ cm}^4.$$

$$\rho_P = \frac{33263426.87 \times E}{145} = 229402,94 \times E.$$

- **La rigidité flexionnelle de la dalle :**

$$\rho_E = \frac{E \times I_d}{l_0} \quad (l_0 = 1 \text{ m linéaire de la dalle}).$$

$$I_d = \frac{l \cdot h^3}{12} = \frac{100 \times 25^3}{12} = \mathbf{130208,333 \text{ cm}^4}$$

$$\rho_E = \frac{E \times 130208,333}{100}$$

$$\rho_E = \mathbf{1302,083 \times E}.$$

Donc on a :

$$\theta = \frac{b}{L} \cdot \sqrt[4]{\frac{\rho_p}{\rho_E}} = \frac{5}{36} \cdot \sqrt[4]{\frac{229402,94 \times E}{1302,083 \times E}}$$

On déduit :

$$\theta = \mathbf{0.506^\circ}$$

VI.2.2.2. Paramètre de torsion α :

$$\alpha = \frac{\gamma_p + \gamma_E}{2 \cdot \sqrt{\rho_p \cdot \rho_E}}$$

- **La rigidité torsionnelle de la poutre γ_p :**

$$\gamma_p = \frac{C_p}{b_0} \text{ avec } C_p = \frac{G}{3} \left[\frac{b_0 \times h^3}{2} + \sum (b_i \times h_i^3) \right]$$

- ✓ C_p : rigidité torsionnelle de la poutre.
- ✓ b_0 : distance entre axe entre les poutres $b_0 = 1.45 \text{ m}$.
- ✓ G : module de déformation du béton ($G = \frac{E}{2 \cdot (1 + \nu)} = \frac{E}{2.4}$).
- ✓ h : épaisseur de la dalle.
- ✓ h_i : la plus petite coté.
- ✓ b_i : la plus grande coté.

Avant le calcul, on détermine d'abord la section équivalente :

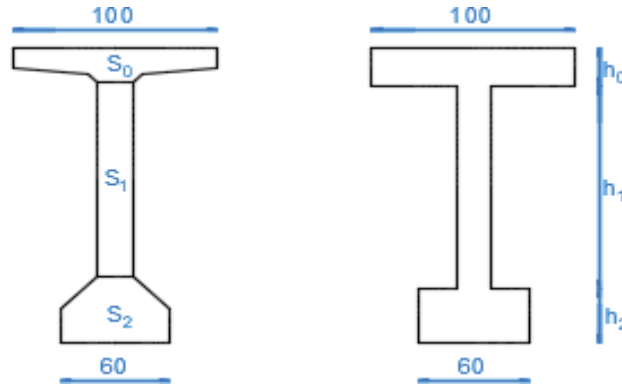


Figure VI. 2. Section équivalente de la poutre.

$$\begin{aligned} \text{➤ } h_0 \times 100 = S_0 & \longrightarrow h_0 = 0.1759 \text{ m} \\ \text{➤ } h_2 \times 60 = S_2 & \longrightarrow h_2 = 0.3452 \text{ m} \\ \text{➤ } h_1 = 180 - h_0 - h_2 & \longrightarrow h_1 = 0.9789 \text{ m} \end{aligned}$$

$$C_p = \frac{E}{3 \times 2.4} \left[\frac{145 \times 25^3}{2} + 60 \times 34.52^3 + 97.89 \times 25^3 + 100 \times 17.59^3 \right]$$

$$C_p = 7.88 \times 10^5 \times E$$

$$\gamma_p = \frac{7.88 \times 10^5 \times E}{145} \longrightarrow \gamma_p = 5434.48 \times E$$

• La rigidité torsionnelle de l'entretoise γ_E :

$$\gamma_E = \frac{G}{l_0} \quad \text{Avec} \quad (CE = 2G \times Id \quad \text{et} \quad Id = \frac{100 \times 25^3}{12} = 130208,333 \text{ cm}^4).$$

$$CE = \frac{2E}{2.4} \times 130208.333$$

$$CE = 10.85 \times 10^4 \times E.$$

$$\text{Et donc :} \quad \gamma_E = \frac{10.85 \times 10^4 \times E}{100} \longrightarrow \gamma_E = 1085 \times E.$$

$$\alpha = \frac{(5434.48 + 1085) \times E}{2 \cdot \sqrt{229402,94 \times 1302,083 \times E^2}}$$

$$\alpha = 0.188.$$

VI.2.3. La position active des poutres :

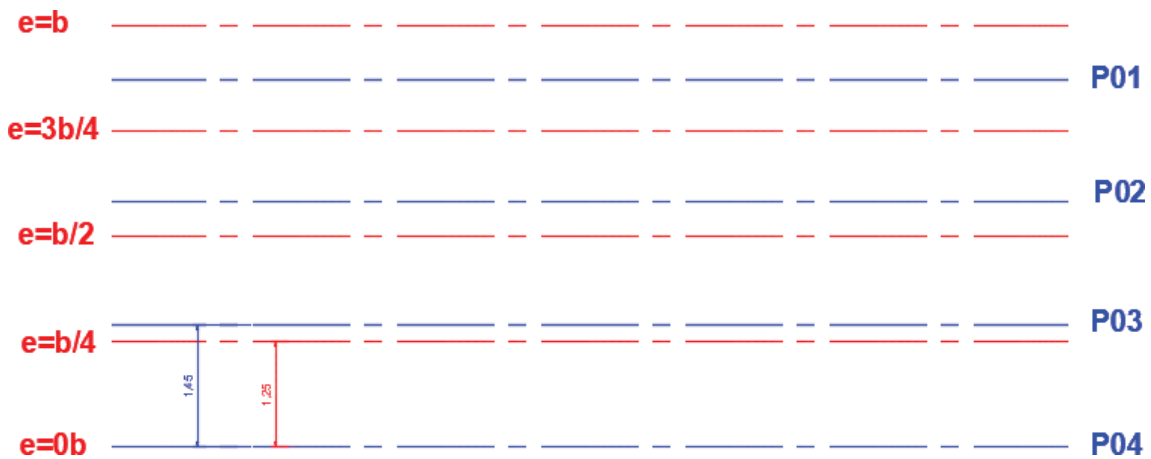


Figure VI. 3. Les positions actives des poutres.

$$P_i = (4 - i) \times \frac{1.45}{5} \times b .$$

Donc :

$$P_4 = (4 - 4) \times \frac{1.45}{5} \times b = 0 . b$$

$$P_3 = (4 - 3) \times \frac{1.45}{5} \times b = 0.29 . b$$

$$P_2 = (4 - 2) \times \frac{1.45}{5} \times b = 0.58 . b$$

$$P_1 = (4 - 1) \times \frac{1.45}{5} \times b = 0.87 . b$$

VI.3. LA RÉPARTITION DU MOMENT FLÉCHISSANT :

TOUT CALCUL EST PRESENTE EN DETAIL DANS L'ANNEXE B.

VI.3.1. Coefficient de répartition transversale :

Il dépend de :

- Paramètre d'entretoisement (Θ).
- Paramètre de torsion (α).
- Ordonnée relative (Y) de la section là où on veut étudier le moment.

Les valeurs de K pour $\alpha = 0$, $\alpha = 1$ et $0 \leq \theta \leq 2$ sont données dans les tableaux de GUYON MASSONET, pour un calcul rigoureux de $K\alpha$ et pour une valeur intermédiaire de Θ il y'a lieu d'interpoler pour obtenir les valeurs de K_0 et K_1 .

Enfin, on utilise l'une des formules suivantes pour calculer $K\alpha$:

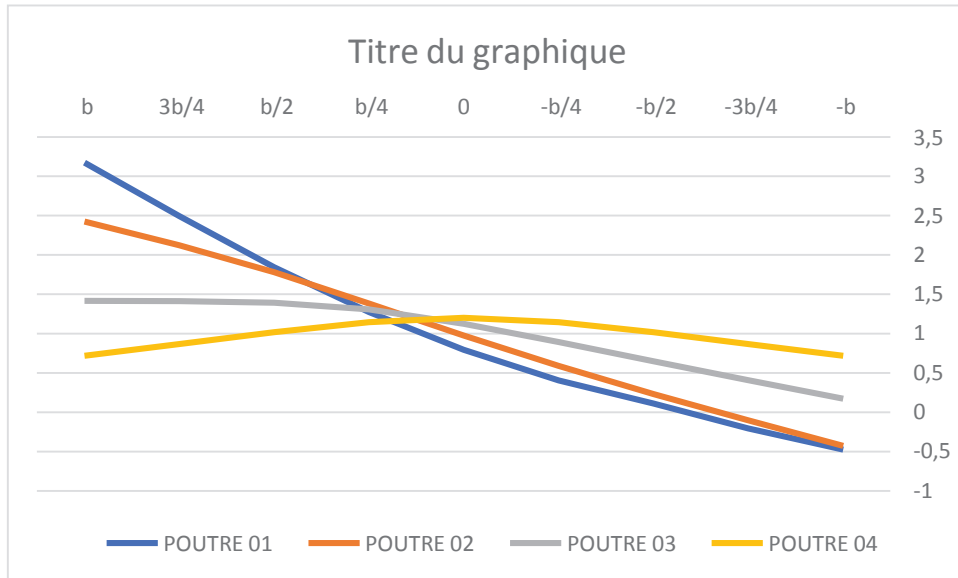
Si $0 \leq \theta \leq 0.1$ $K\alpha = K_0 + (K_1 - K_0) . \alpha^{0.05}$

Si $0.1 \leq \theta \leq 1$ $K\alpha = K_0 + (K_1 - K_0) . a^\beta$; avec $\beta = 1 - e^{\frac{0.065 - \theta}{0.665}}$

Si $1 \leq \theta \leq 2$ $K\alpha = K0 + (K1 - K0) \cdot \alpha^{0.5}$

K0 et K1 : valeur de K correspondante à $\alpha = 0$ et à $\alpha = 1$ respectivement.

VI.3.2. Lignes d’influences :



Figures VI. 4. Les lignes d’influences de $K\alpha$.

VI.3.3. Coefficient de répartition transversale moyen ($K\alpha.moy$) :

On doit calculer le $K\alpha.moy$ pour chaque surcharge qui dépend du type de cette dernière (répartie ou concentrée), et la disposition des surcharges définie dans le FACICULE 61 titre II, cette disposition concerne la section la plus dangereuse.

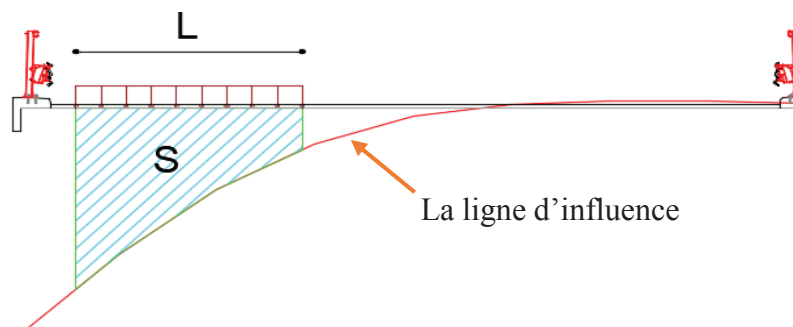
VI.3.3.1 Les charges réparties :

Le calcul se fait avec la formule suivante :

$$K\alpha.moy = \frac{\text{surface de la ligne d'influence surchargée}}{\text{Largeur chargée}}$$

Comme il est indiqué, on doit calculer la surface de la ligne d'influence surchargée, et pour cela on a utilisé AUTOCAD.

➤ **Exemple de calcul :**



Figures VI. 5. Exemple de calcul des surfaces des lignes d'influence surchargées.

VI.3.3.2 Les charges concentrées :

$$K\alpha.moy = \frac{\sum P_i \times K\alpha_i}{\sum P_i} = \frac{\sum K\alpha_i}{N}$$

Avec : N est le nombre des points de chargement.

VI.3.4. Les moments fléchissant réels :

Pour obtenir le moment réel appliqué sur les poutres, il faut multiplier le moment dû à chaque surcharge par le coefficient de répartition transversale ($K\alpha.moy$).

VI.4. DÉTERMINATION DE LA POUTRE LA PLUS SOLLICITÉE :

Ici on présente que le résultat maximum, que ce soit pour le moment fléchissant ou pour l'effort tranchant, le calcul détaillé ce trouve dans l'annexe B.

D'après les résultats de calcul on constate que la poutre la plus sollicitée est la **poutre 4** sous la combinaison de charge :

- Pour le moment fléchissant :
 - ELU : 1.35G + 1.35D240 (M = **9597,5** KN.m).
 - ELS : G + D240 (M = **7109,25** KN.m).

VI.5. MODÉLISATION DU TABLIER :

Pour la modélisation du tablier on utilise le logiciel Autodesk Robot Structural Analysis qui permet de définir les matériaux, d'appliquer les charges et d'effectuer des calculs sur des modèles complexe, grâce à un maillage qui nous permet d'avoir des résultats plus précis.

Le tablier qu'on va modéliser est composé d'une dalle en béton armé d'épaisseur de 25 cm qui repose sur sept (7) poutres, l'ensemble repose sur des appuis.

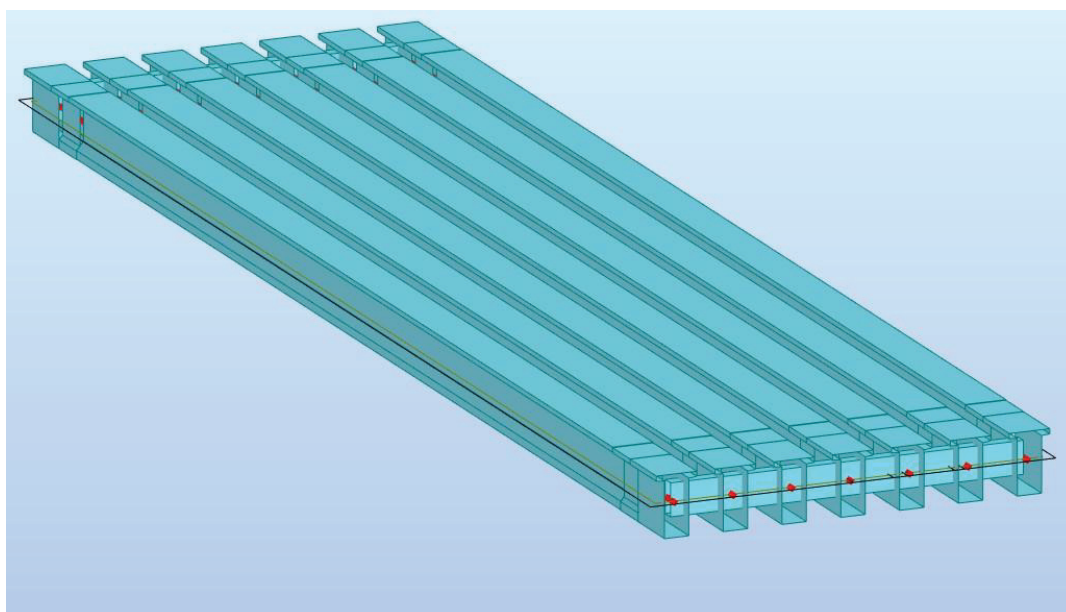


Figure VI. 6. Modèle ROBOT du tablier.

Après avoir défini le tablier on passe à l'affectation des charges précédemment définie (Chapitre IV), et la définition des combinaisons, afin de lancer le calcul qui va nous permettre de déterminer la poutre la plus sollicitée.

Plus de détail sur l'affectation des charges voir l'annexe B.

VI.5.1 Résultats des moments :

On s'intéresse ici aux résultats maximum.

États limites ultimes :

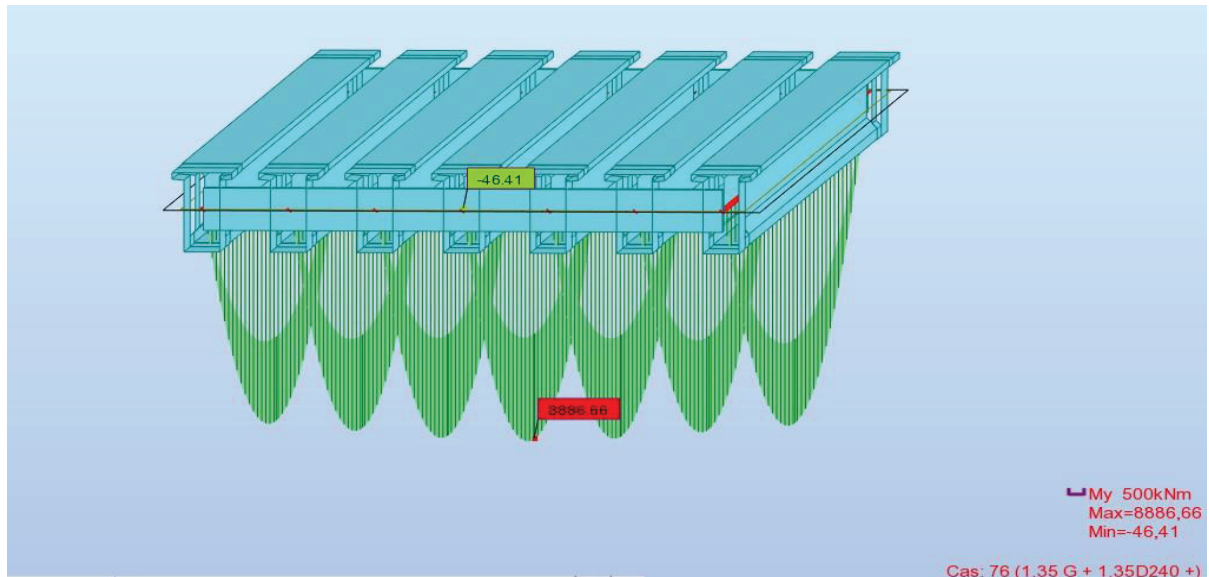


Figure VI. 7. Résultat numérique du moment max à l'ELU.

États limites de service :

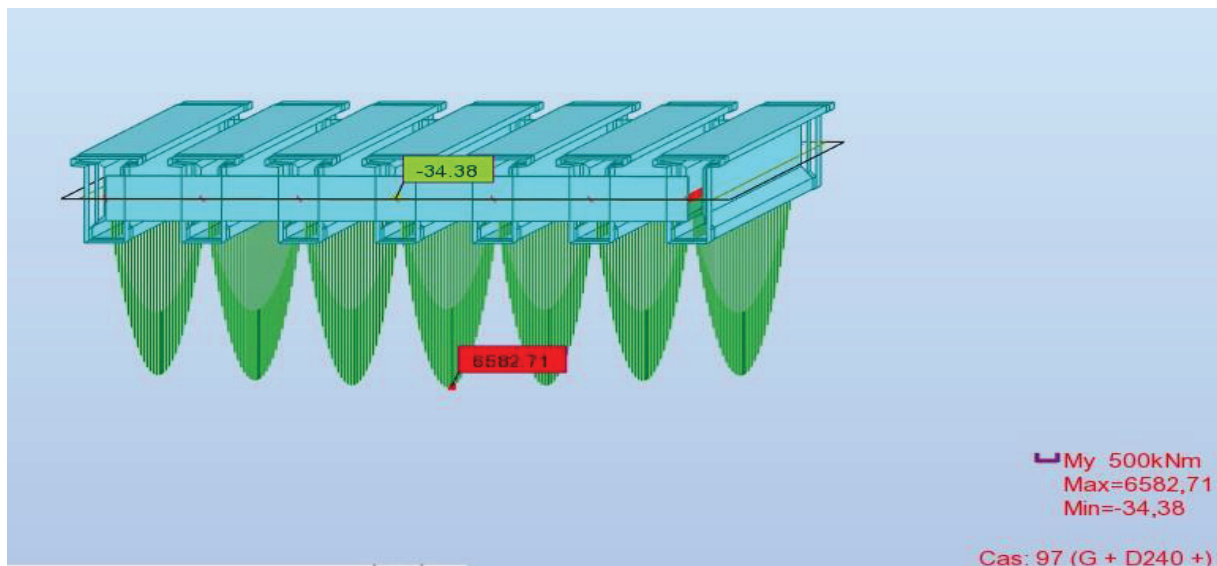


Figure VI. 8. Résultat numérique du moment max à l'ELS.

Conclusion :

Après analyse des résultats obtenus par le calcul analytique et numérique on constate que la différence entre les deux méthodes est pratiquement négligeable.

Donc le calcul analytique est fiable.

CHAPITRE VII :

ÉTUDE DE LA PRÉCONTRAÎTE

VII.1 INTRODUCTION :

Le béton est un matériau hétérogène qui présente une très bonne résistance à la compression, néanmoins, il a une très mauvaise résistance à la traction. C'est pour cette raison qu'on a introduit la précontrainte.

La précontrainte c'est, principalement, la mise en tension des câbles (torons, fils...) qui vont par réaction appliquer un effort de compression au béton, cela pour reprendre une partie ou la totalité des contraintes de traction.

L'intensité de la précontrainte à mettre en œuvre dépend évidemment des tractions auxquelles il faudra s'opposer et des raccourcissements instantanés et différés du béton.

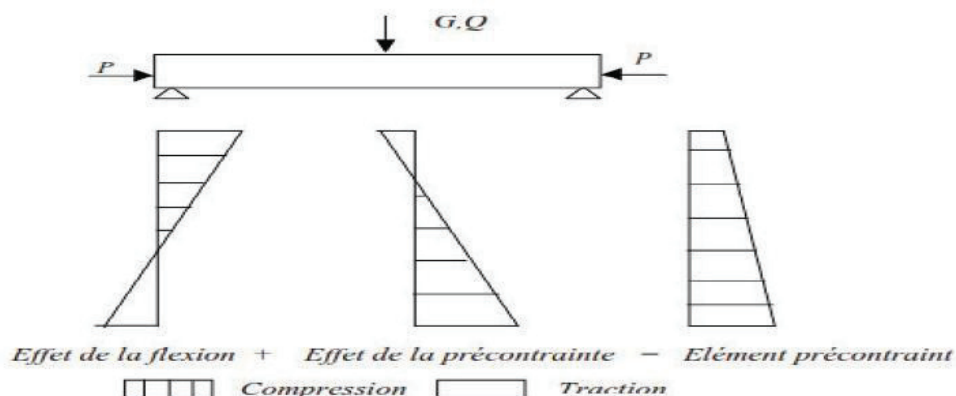


Figure VII. 1. Effet de la précontrainte.

VII.2 TYPE DE LA PRÉCONTRAÎNTE :

Deux modes sont possibles pour la mise en œuvre de la précontrainte :

- La précontrainte par posttension, mise en tension des aciers après durcissement du béton.
- La précontrainte par prétension, mise en tension des aciers avant durcissement du béton.

Elle peut être aussi :

- Une précontrainte partielle (permission des contraintes de traction qui seront limitées fortement).
- Une précontrainte totale (élimination total des contraintes de traction).

Une autre différence concerne la position de la précontrainte par post-tension par rapport à la section en béton, de sorte qu'on distingue :

- La précontrainte intérieure.
- La précontrainte extérieure.

VII.3 PROCÉDES DE PRÉCONTRAÎNTE :

L'ensemble d'un procédé de précontrainte comprend généralement les éléments suivants :

- Ancrage actif, situé à l'extrémité de la mise en tension.
- Ancrage passif, situé à l'extrémité opposée à la mise en tension.
- Les accessoires (les gaines, les tubes d'injection...).
- Matériels de mise en tension : vérins, pompe d'injection, pompe d'alimentation des vérins, etc...

- L'armature de précontrainte.

VII.4.1 Procédé par post tension :

Les principales étapes sont les suivantes :

1. Coulage de l'élément avec réservation à l'aide des gaines ou tubes.
2. Introduction des câbles dans les gaines ou tubes.
3. Une fois le béton durci, on réalise la mise en tension des câbles par l'intermédiaire de vérin.
4. Une fois la tension voulue est atteinte, on bloque les câbles par un système d'ancrage approprié.
5. Injection d'un coulis de ciment dans les gaines (par pression).

VII.5 DIMENSIONNEMENT DE LA PRÉCONTRAİNTE :

Tableau VII. 1 Les caractéristiques géométriques des sections nettes.

	About		Médiane	
	Poutre seule	Poutre+ dalle	Poutre seule	Poutre+ dalle
B (m²)	0,951	1,312	0,591	0,952
v' (m)	0,786	1,015	0,768	1,092
v (m)	0,715	0,735	0,732	0,659
I_G (m⁴)	0,191	0,375	0,158	0,323
i² (m²)	0,200	0,286	0,267	0,559
ρ	0,357	0,383	0,475	0,778

VII.5.1 Caractéristiques du câble :

On a opté pour l'utilisation des torons de type T15 dont les caractéristiques sont les suivantes :

- F_{prg} : Limite de rupture garantie de l'acier de précontrainte = **1860 MPa**.
- F_{peg} : Limite d'élasticité de l'acier de précontrainte = **1674 MPa**.
- Section nominal T15 = **140 mm²**.

VII.5.2 Calcul du nombre des torons :

- Moment sous le poids propre d'une poutre seul : **M_p = 2.4 MN.m**.
- Moment maximum (sous la combinaison (G+D240)) : **M_{max} = 6.582 MN.m**.
- Moment minimum (sous le poids propre du tablier) : **M_{min} = 4.183 MN.m**.

VII.5.2.1 La valeur minimal de la précontrainte :

$$P_{min} = \max\{P_I; P_{II}\}$$

$$P_I = \frac{\Delta M + \frac{L}{v^F} \bar{\sigma}_1 + \frac{L}{v} \bar{\sigma}_2}{\rho \times h} \quad ; \quad P_{II} = \frac{M + \frac{L}{v^F} \bar{\sigma} + \frac{L}{v} \bar{\sigma}'}{v^F + \rho \times h - d'}$$

$$\bar{\sigma}_1 = -1,5 \times f_{tj} = -4,05 \text{ MN.}$$

$$\bar{\sigma}_2 = -0,7 \times f_{tj} = -2,7 \text{ MN.}$$

Donc on a :

$$\begin{cases} P_I = 2,91 \text{ MN.} \\ P_{II} = 5,36 \text{ MN.} \end{cases} \longrightarrow P_{min} = 5,36 \text{ MN.}$$

VII.5.2.2 L'effort de précontrainte initial :

$$P_0 = \min\{(0,8 \times f_{prg} \times A_P); (0,9 \times f_{peg} \times A_P)\} \longrightarrow P_0 = 2,47 \text{ MN.}$$

VII.5.2.3 Détermination du nombre des torons :

$$N \geq \frac{P_{min}}{P_0(1 - \Delta P_0)} = 2,90$$

Donc on opte pour : N = 3 câbles de 12T15.

VII.6 VERIFICATION DES CONTRAINTES :

La vérification se fait à mi- travée en 04 phases :

- > **Phase 1** : après 7 jours de coulage de béton de la poutre, les câbles sont tirés à 50%, les pertes instantanées à la mise en tension sont estimées à 10%.
- > **Phase 2** : après 28 jours, les deux câbles d'about sont tirés à 100%, les pertes instantanées à la mise en tension sont estimées à 10%.
- > **Phase 3** : après coulage de la dalle, les pertes sont estimées à 15%.
- > **Phase 4** : en service, les pertes finales sont considérées 25%.

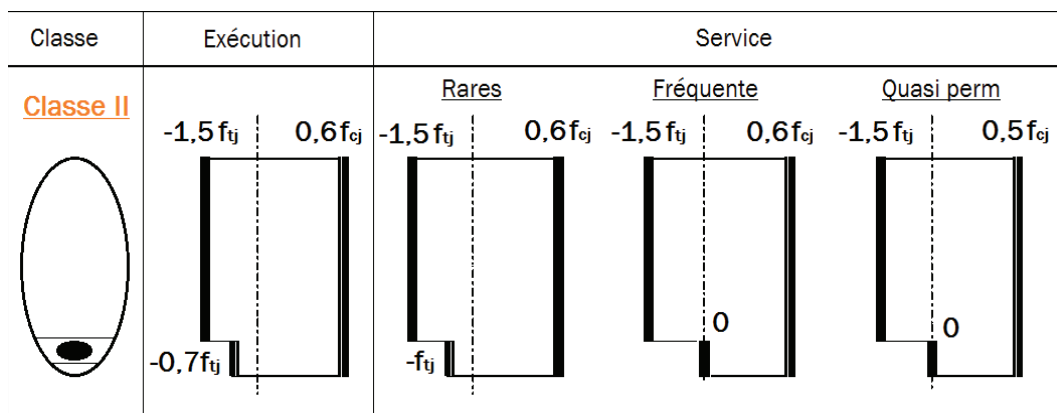


Figure VII. 2 Vérification de la contrainte.

Tableau VII. 2 Résultats des contraintes.

	phase 1	phase 2	phase 3	phase 4
f_{cj} (MPa)	23,18	35,00	35,00	35,00
f_{tj} (MPa)	1,99	2,70	2,70	2,70
$\bar{\sigma}_{bt1}$ (MPa)	-2,99	-4,05	-4,05	-4,05
$\bar{\sigma}_{bt2}$ (MPa)	-1,39	-1,89	-1,89	-2,70
$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	13,91	21,00	21,00	21,00
$\Delta P\%$	10	10	15	25

On vérifie que :

$$\begin{cases} \bar{\sigma} \leq \sigma_{sup} \leq \bar{\sigma} \\ \bar{\sigma} \leq \sigma_{inf} \leq \bar{\sigma} \end{cases}$$

Avec : $\sigma_{inf} = \frac{P}{B} + (P \times e_0 - M) \times \frac{v}{I}$ et $\sigma_{sup} = \frac{P}{B} - (P \times e_0 - M) \times \frac{v}{I}$

Tableau VII. 3 Résultats de vérification des contraintes.

Phase	e ₀ (m)	M (MN.m)	P (MN)	σ _{sup} (MPa)	σ _{inf} (MPa)	Obs
Phase 1	0,59	2,40	3,33	7,61	3,59	C.V
Phase 2	0,59	2,40	6,67	4,07	18,87	C.V
Phase 3	0,92	3,545	6,30	2,07	14,16	C.V
Phase 4	0,92	6,58	5,56	10,03	0,80	C.V

VII.7 POSITION DES CABLES :

La position des câbles est dans le talon à un excentrement maximum dans où se trouve la section la plus sollicité (la section médiane). La figure ci-dessous montre les dispositions des câbles de précontraintes.

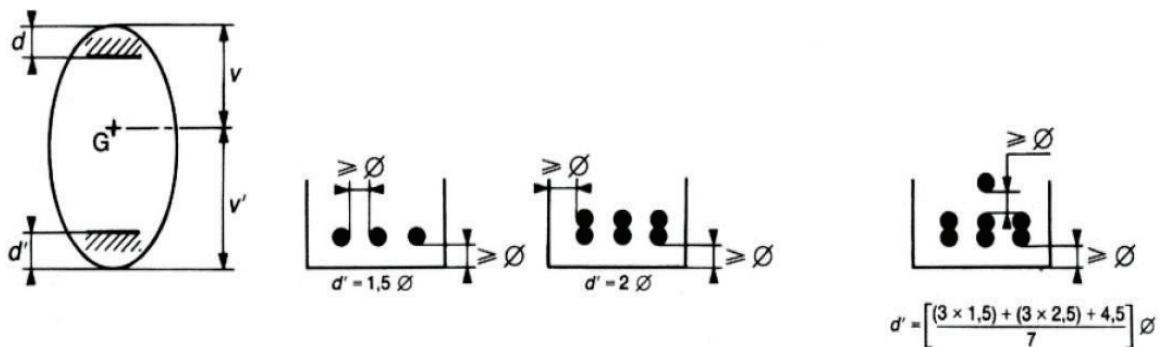


Figure VII. 3 Dispositions constructives des câbles de précontrainte.

A l'extrémité de la poutre (section d'about), On respecte les conditions imposées par l'emplacement des plaques d'ancrage

La plaque d'ancrage adéquate pour un câble 12T15 est de dimensions A × B = 240×200mm², dont l'entraxe vertical est déterminé comme suit :

Pour : f_{c28} = 40 MPA » a = 338mm → donc on prendre :

x ≥ 0,85 × a

Alors on obtient x=30 cm

Le but d'ancrer les câbles dans la section d'about a d'espacement constant « x » est pour limiter les effets de la diffusion, et repartie l'effort de précontrainte, et pour que la **résultant coïncide avec le CDG de la section d'about.**

Les dimensions x et x' et doivent satisfaire les conditions suivantes :

- $x \geq 0.85 \times a$
- $x' \geq 0.5 \times x + \text{enrobage de béton} - 10\text{mm}$

On prend $x = 32 \text{ cm}$ et $x' = 32 \text{ cm}$.

Tableau VII. 4 Position des câbles.

Câble	X = 0.15	X = L/2
C1	0,59	0,12
C2	0,91	0,2
C3	1,23	0,36

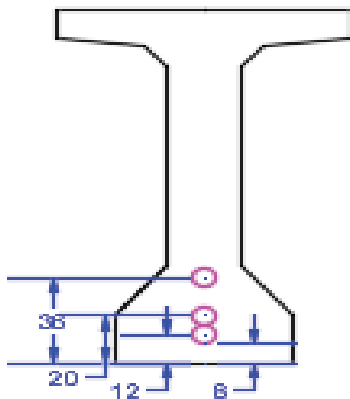


Figure VII. 4 Position des câbles-section médiane.

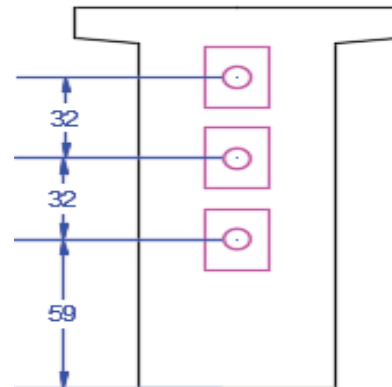


Figure VII. 5 positions des câbles-section d'about

V.7.1 Tracé des câbles :

Chaque câble aura un tracé parabolique, le tracé suit le diagramme des moments (les charges appliquées sont généralement des charges répartie).

V.7.2 Angle de relevage α :

L'angle de relevage est appliqué sur le câble sur une distance rectiligne (élément métallique indéformable) environ de 1m à 1.20 m.

Cette partie rectiligne est incliné d'un angle α , on détermine l'angle de relevage d'une façon la condition de l'effort tranchant soit vérifiée.

On écrit :

$$\text{Arcsin} \frac{(VM - V^-)}{P} \leq \alpha \leq \text{Arcsin} \frac{(Vm + V^-)}{P}$$

V^- : effort tranchant limite que peut supporter la section d'about $V^- = T^- * bn * 0.8 * h$

T^- : contrainte tangentielle limite en l'état limite de service $= \sqrt{[0.4 * ftj * (ftj + \sigma x)]}$

bn : la largeur nette de la section d'about + hourdis.

$\sigma x = \frac{P}{Bn}$: Contrainte normale au niveau de la fibre neutre.

Bn : surface nette de la section d'about + dalle.

Tableau VII. 5 Tableau récapitulatif de calcul de l'angle de relevage.

bn	0,52	m
Bn	1,30	m ²
P	5,56	MPa
□□	4,28	MPa
□	2,75	MPa
□	2,00	MPa

Tableau VII. 6 Caractéristiques du tracé des câbles de précontrainte.

N° câble	l (m)	α_{rel} (°)	Yi (m)			f (m)	R (m)	$\beta(l)$ rad
			x=0	1	18			
C1	34	2,88	0,59	0,54	0,12	0,42	344,30	0,049
C2	34	4,36	0,91	0,83	0,2	0,63	228,01	0,075
C3	34	5,35	1,23	1,14	0,36	0,78	186,13	0,091

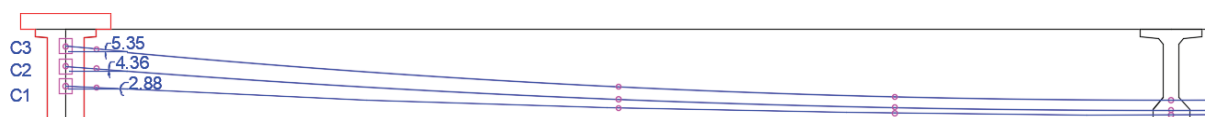


Figure VII. 6 Tracé des câbles.

VII.8 CALCUL DES PERTES :

On désigne sous le nom de perte de précontrainte toute différence entre la force exercée par le vérin lors de sa mise en tension, et la force (inférieure) qui s'exerce en un point donné d'une armature à une époque donnée.

Le calcul des valeurs initiales et finales de la force précontrainte exige donc une évolution précise des pertes de précontrainte, pour cette évaluation, les pertes doivent être rangées en deux catégories :

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

VII.8.1 Les pertes de tension instantanées :

VII.8.1.1 Pertes par frottements :

$$\Delta\sigma_f = \sigma p_0 (1 - e^{(-f\alpha - \varphi x)})$$

α : L'angle de relevage du câble en rad.

l : Longueur en courbe des câbles.

f : Coefficient de frottement du câble dans les courbes, tel que $f = 0,18/\text{rad}$. (ALGA).
 ϕ : Perte relative de tension par mètre, telle que $\phi = 0,002/\text{m}$. (ALGA).
 σ_{p0} : Contrainte de tension à l'encrage $\sigma_{p0} = 1488 \text{ MPa}$

Tableau VII. 7 Les résultats de calcul des pertes par frottements.

N° câble	$x=l/2$ (m)	β (rad)	$f\beta + \phi x$	$\Delta\sigma_\phi$ (MPa)	$\Delta\sigma_\phi$ Moy (MPa)	$\Delta\sigma_\phi$ Moy (%)
C1	18	0,049	0,045	81,64	88,79	4,77%
C2	18	0,075	0,049	89,69		
C3	18	0,091	0,052	95,03		

VII.8.1.2 Pertes dues au recul à l'encrage :

$$\sigma_{p(l)} = 2 \times \sigma_{p0} \times \left(\frac{Q}{l} + \phi \right) \quad \text{avec} \quad \phi = \frac{Q}{l} + \phi$$

d : la longueur sur laquelle s'effectue le recul de l' ancrage $d = \sqrt{\frac{E_p \cdot g}{\sigma_{p0} \cdot k}}$

g : l'intensité du recul d'ancrage = 6 mm.

$E_p = 190000 \text{ MPa}$.

$\sigma_{p0} = 1488 \text{ MPa}$.

Tableau VII. 8 Les résultats de calcul des pertes par recul d'ancrage.

N° câble	l (m)	k (m ⁻¹)	d (m)	$\Delta\sigma_{p(l/2)}$ (MPa)	$\Delta\sigma_{p(0)}$ (MPa)
C1	18	0,0025	15,68	0	145,43
C2	18	0,0027	14,94	0	152,60
C3	18	0,0029	14,50	0	157,19

Nous remarquons qu'ici « $d < l$ » ce qui fait que les pertes par recul d'ancrage sont négligeables car elle est nulle à $x=L/2$.

VII.8.1.3 Pertes dues au raccourcissement instantané du béton :

Donnée par la formule suivante :

$$\sigma_e = \frac{1}{2} X \frac{E_a}{E_{ij}} \sigma_{bi} \quad \text{et} \quad \sigma_{bi} = \frac{P}{B} + \frac{P X e^2}{I_G} - \frac{M_p X e}{I_G}$$

Tableau VII.9 Données utilisées pour le calcul du raccourcissement

Mg	2,40	MN
E_{ij}	35981,73	MPa
e	0,559	m
B	0,591	m ²
I_G	0,158	m ⁴
n cable	3	

Application numérique :

Nous avons donc $\rightarrow \sigma_{bi} = 17.42 \text{ MPa}$

Donc on obtient : $\sigma_e = 45.99 \text{ MPa}$

Qui compte pour : $\sigma_e = 2,47 \%$

VII.8.2 Les pertes de tension différées :

VII.8.2.1 Pertes dues au retrait du béton :

$$\epsilon_{rj} = \epsilon_r (1 - \rho(t)) \quad (1)$$

ϵ_r le retrait total du béton. $\epsilon_r = 2 \cdot 10^{-2}$

j : l'Age du béton au moment de sa mise en précontrainte.

$\rho(t)$: fonction traduisant l'évolution du retrait en fonction du temps.

$$\rho(t) = \frac{t}{t + \tau} \quad \text{Avec} \quad \tau = \frac{1}{\alpha} \quad (2)$$

B_n : la section nette.

p : le périmètre de la section.

Tableau VII. 10 Les résultats de calcul des pertes par retrait.

	Valeur	Unité
σ_{bi}	38,00	MPa
σ_e	2,04%	%

VII.8.2.2 Perte par fluage :

Le fluage du béton est une déformation, due essentiellement à une contrainte constante et permanente. Étant donné que les câbles sont ancrés dans le béton ; ils vont subir la même déformation.

$$\Delta \sigma_{fl} = \sigma_i \left(1 + \frac{E_p}{E_{ij}} \right) \quad \text{avec} \quad \sigma_{bi} = \frac{P}{B} + \frac{P X e^2}{I_G} - \frac{M_p X e}{I_G}$$

$$M_p = 4,18 \text{ MN.M}$$

$$I_G = 0,6480 \text{ m}^4$$

$$B = 0,9517 \text{ m}^2$$

Application numérique : $v' = 1,0915 \text{ m} \rightarrow \sigma_b = 9,57 \text{ MPa}$

$$e_0 = 0,86 \text{ m}$$

$$P = 6,87 \text{ MN}$$

Donc on obtient :

$$\Delta \sigma_{fl} = 126.36 \text{ MPa.}$$

$$\Delta \sigma_{fl} = 6,79 \%$$

VII.8.3.3 Perte par relaxation :

Ce phénomène entraine pour les armatures de précontrainte (une chute de précontrainte), donc il faut tenir en compte. L'expression est donnée par :

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

Avec : $\sigma_i = \sigma_{p0} - \Delta\sigma_{\text{instantanées}} = 1725,22 \text{ MPa}$.

ρ_{1000} : Relaxation garantie à 1000 h ($\rho_{1000} = 2,5 \%$).

$\mu_0 = 0.43$ (Pour les câbles à très basse relaxation).

$$\Delta\sigma_{\text{rel}} = 128,76 \text{ MPa.}$$

$$\Delta\sigma_{\text{rel}} = 4,11 \%$$

VII.8.3.4 Les pertes totales :

Les pertes totales instantanées :

$$\Delta\sigma_{\text{pi}}(\text{instantanées}) = \Delta\sigma_{\varphi} \text{ Moy} + \sigma_e = 134,77 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma_{\text{pi}}(\text{instantanées}) = 7,25\%$$

Les pertes totales différées :

$$\Delta\sigma_{\text{pi}}(\text{différées}) = \frac{5}{6} \Delta\sigma_{\text{rel}} + \Delta\sigma_{\text{fl}} + \Delta\sigma_{\text{r}} = 271,66 \text{ MPa.}$$

$$\Delta\sigma_{\text{pi}}(\text{différées}) = 14,61\%$$

Les pertes totales :

$$\Delta\sigma_{\text{tot}} = \Delta\sigma_{\text{pi}}(\text{instantanées}) + \Delta\sigma_{\text{pi}}(\text{différées}) = 406,43 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma_{\text{tot}} = 21,85\%$$

VII.9 VERIFICATION DES CONTRAÎNTE NORMALES A L'ELS :

La vérification de l'effort de précontrainte s'effectue en quatre phases en considérant 04 sections $X=0.5, L/4, 3L/8$ et $L/2$ pour la vérification des contraintes normale.

Tableau V. 11 Caractéristiques des sections.

	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)	1,50	1,75	1,50	1,75	1,50	1,75	1,50	1,75
B _{nette} (m ²)	0,94	1,30	0,58	0,94	0,58	0,94	0,58	0,94
v _n (m)	0,71	0,73	0,72	0,64	0,72	0,64	0,72	0,64
v' _n (m)	0,79	1,02	0,78	1,11	0,78	1,11	0,78	1,11
I _{nG} (m ⁴)	0,19	0,38	0,16	0,32	0,16	0,32	0,16	0,32
ρ (%)	36,29	38,97	47,78	47,10	47,78	47,10	47,78	47,10

Les justifications aux ELS, par deux valeurs caractéristiques P1 et P2 encadrant la valeur probable Pm avec :

$$\bullet P1 = 1,02 P0 - 0,8 \Delta P$$

$$\bullet P2 = 0,98 P0 - 1,2 \Delta P$$

Tableau VII. 12 Contraintes Admissibles.

Contraintes admissibles	j = 7 jours	j ≥ 28 jours	Cas
σ_{bc} (MPa)	13,91	21	Exé / Q.R / Q.F
σ_{bt1} (MPa)	-2,99	-4,05	Exé / Q.R / Q.F
σ_{bt2} (MPa)	-1,39	-1,89	Exécution
σ_{bt2} (MPa)	-1,99	-2,7	Q.Rares

VII.9.1 Effort de précontrainte :

Tableau VII.13 Position de câble moyen.

	d1	d2	d3	d
x=0.5	0,56	0,87	1,18	0,87
x=L/4	0,24	0,38	0,58	0,40
x=3L/8	0,15	0,24	0,41	0,27
x=L/2	0,12	0,20	0,36	0,23

Tableau VII.14 Caractéristique de chaque phase de vérification.

	Ncables	% Mt	ΔP	P1	P2	dx=0.5	d x=L/4	d x=3L/8	d x=L/2
Phase 1	3	50	3,62	3,67	3,47	0,87	0,40	0,27	0,23
Phase 2	3	100	7,25	7,13	6,62	0,87	0,40	0,27	0,23
Phase 3	3	100	10,90	6,91	6,29	0,87	0,40	0,27	0,23
Phase 4	3	100	21,85	6,26	5,32	0,87	0,40	0,27	0,23

VII.9.2 Justification des contraintes normales :

On doit vérifier les conditions suivantes :

$$\begin{cases} \sigma_{bt1} \leq \sigma_{sup} \leq \sigma_{bc} \\ \sigma_{bt2} \leq \sigma_{inf} \leq \sigma_{bc} \end{cases}$$

Tableau VII.15 Vérification des contraintes normales pour phase 1 et 2.

		Phase 1				Phase 2			
		x=0,5	x=L/4	x=3L/8	x=L/2	x=0	x=L/4	x=3L/8	x=L/2
e (m)		-0,08	0,38	0,52	0,56	-0,08	0,38	0,52	0,56
MEls		0,00	1,64	2,08	2,40	0,00	1,64	2,08	2,40
P1 (MN)		3,67	3,67	3,67	3,67	7,13	7,13	7,13	7,13
P2 (MN)		3,47	3,47	3,47	3,47	6,62	6,62	6,62	6,62
σ_p (MPa)	σ_{sup}	0,00	7,59	9,62	11,11	0,00	7,59	9,62	11,11
	σ_{inf}	0,00	-8,26	-7,29	-12,10	0,00	-8,26	-10,48	-12,10
σ_{P1} (MPa)	σ_{sup}	5,07	-0,14	-2,41	-3,09	9,85	-0,28	-4,68	-6,00
	σ_{inf}	2,65	13,42	15,89	16,63	5,14	26,06	30,85	32,29
σ_{P2} (MPa)	σ_{sup}	4,79	-0,13	-2,28	-2,92	9,14	-0,26	-4,34	-5,57
	σ_{inf}	2,50	12,68	15,02	15,72	4,78	24,19	28,64	29,97
σ_{Max} (MPa)	σ_{sup}	5,07	7,44	7,22	8,02	9,85	7,31	4,95	5,11
	σ_{inf}	2,65	5,16	8,60	4,53	5,14	17,80	20,37	20,19
σ_{Min} (MPa)	σ_{sup}	4,79	7,45	7,35	8,19	9,14	7,33	5,28	5,54
	σ_{inf}	2,50	4,42	7,73	3,62	4,78	15,93	18,16	17,87

Tableau VII. 16 Vérification des contraintes normales pour phase 3 et 4.

		Phase 3				Phase 4			
		x=0	x=L/4	x=3L/8	x=L/2	x=0	x=L/4	x=3L/8	x=L/2
e (m)		0,15	0,71	0,84	0,88	0,15	0,71	0,84	0,88
MEls		0,00	2,61	3,31	3,545	0	3,063	6,176	6,58
P1 (MN)		6,91	6,91	6,91	6,91	6,26	6,26	6,26	6,26
P2 (MN)		6,29	6,29	6,29	6,29	5,32	5,32	5,32	5,32
σ_p (MPa)	σ_{sup}	0,00	5,30	6,73	7,20	0,00	6,22	12,54	13,37
	σ_{inf}	0,00	-9,15	-11,62	-12,43	0,00	-10,74	-21,66	-23,08
σ_{P1} (MPa)	σ_{sup}	3,29	-2,61	-4,49	-5,05	2,98	-2,37	-4,06	-4,57
	σ_{inf}	8,14	24,50	27,73	28,70	7,37	22,19	25,12	26,00
σ_{P2} (MPa)	σ_{sup}	3,00	0,99	0,05	-4,59	6,15	1,88	0,09	-3,88
	σ_{inf}	7,41	22,30	25,24	26,13	6,26	18,85	21,34	22,08
σ_{Max} (MPa)	σ_{sup}	3,29	2,69	2,24	2,15	2,98	3,85	8,48	8,80
	σ_{inf}	8,14	15,34	16,11	16,27	7,37	11,45	3,46	2,92
σ_{Min} (MPa)	σ_{sup}	3,00	6,29	6,77	2,61	6,15	8,10	12,63	9,48
	σ_{inf}	7,41	13,15	13,63	13,69	6,26	8,11	-0,32	-1,00

VII.10 JUSTIFICATION DES CONTRAİNTES TANGENTIELLES A L'ELS :

$$r = \frac{V_{red} * S_n}{I_n * b_n} < r$$

$$r^2 \leq 0,4 * f_{tj} * (f_{tj} + \sigma_x) = \bar{r}_1^2.$$

$$r^2 = \frac{2 * f_{tj}}{f_{cj}} * (0,6 * f_{cj}) * (f_{tj} + \sigma_x) = \bar{r}_2^2.$$

$$\sigma_x = \frac{P}{B_n} \text{ Avec } P = \sum_{i=1}^4 P_i \cos \alpha_i$$

$$\cdot V_{red} = V_{ser} - \sum P_i * \sin \alpha$$

$$\cdot S_n = u' * B_n.$$

B_n : la surface de poutre + dalle à $X=0.5m$

Tableau VII. 17 Les composantes de P.

Câble	P	α	P cos α	P sin α
C1	1,93	2,88	1,93	0,10
C2	1,93	4,36	1,92	0,15
C3	1,93	5,35	1,92	0,18
Somme			5,77	0,42

On trouve $\sigma_x = 4,44MPa$

Donc $\bar{r}_1 = 2,47 MPa$

$\sigma_x < 0.4 * f_{cj}$ on a $\bar{r}_1 < \bar{r}_2$ donc on vérifié que $r < \bar{r}_1$

$V_{ser} = 0.85MPa$; $V_{red} = 0.43MPa$; $S_n = 0.37m^3$; $b_n = 0.52m$; $I_n = 0.38m^4$

$r = 0.81 MPa$

$0,81 < 2,47$; Condition vérifié.

VII.11 JUSTIFICATION DES CONTRAİNTES TANGENTIELLES A L'ELU :

$$\tan (2\beta_u) = \frac{2 * \sigma_u}{\sigma_x - \sigma_y} \text{ avec } \beta \geq 30^\circ.$$

σ_x et σ_y : représenter les contraintes normales au niveau de G.

$r_u = V_{u, red} * \frac{S_n(y)}{I_n * b_n}$ La contrainte tangentielle ultime.

$V_u = 1.15 MPa$; $V_{u, red} = 0.73 MPa$.

Donc $r_u = 1.8 MPa$.

$\beta_u = 15.92^\circ$ on prend $\beta = 30^\circ$.

VII.12 Section des armatures transversales :

$$\frac{At * fe}{bt * St * \gamma} \geq (ru - \frac{ft28}{3}) * \tan(\beta u)$$

On trouve $\frac{At}{St} = 0.033cm$.

On prend $St = 20cm$ ce qui est vérifié avec un cadre de HA10.

Justification du béton :

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

$$r_u = 1,33 \leq \frac{f_{cj}}{6} = 5,83 MPa.$$

VII.13 FERRAILLAGE DES POUTRES :**VII.13.1. Ferrailage de zones tendues :**

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

À mi-travée :

- $B_t = 0,092 m^2$
- $\sigma_{bt} = 1 MPa$
- $\sigma_{NBt} = 0,51 MPa$
- $N_{Bt} = 0,05 MN$

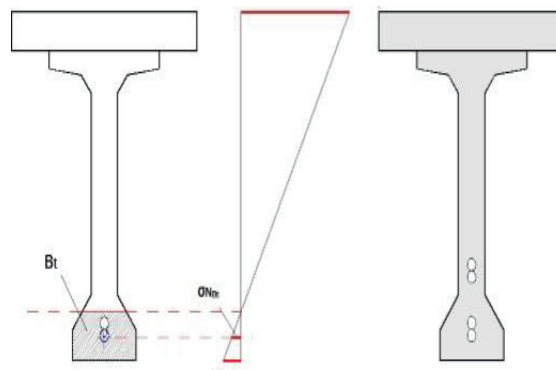


Figure VII. 7. Zone tendu à mi-travée.

Donc : $A_s = 3,45 cm^2$.
On prend **4HA12** ($4,52 cm^2$).

VII.13.2 Armature de peau :

La section des armatures de peau disposées parallèlement à la section transversale d'une poutre doit être d'au moins 3 cm^2 par mètre de largeur de parement.

Ceci correspond à environ un cadre HA12 ($A_s = 2.26 \text{ cm}^2$), avec un espacement de 15 cm.

Le ferrailage des différentes sections de la poutre sont montrées dans la figure :

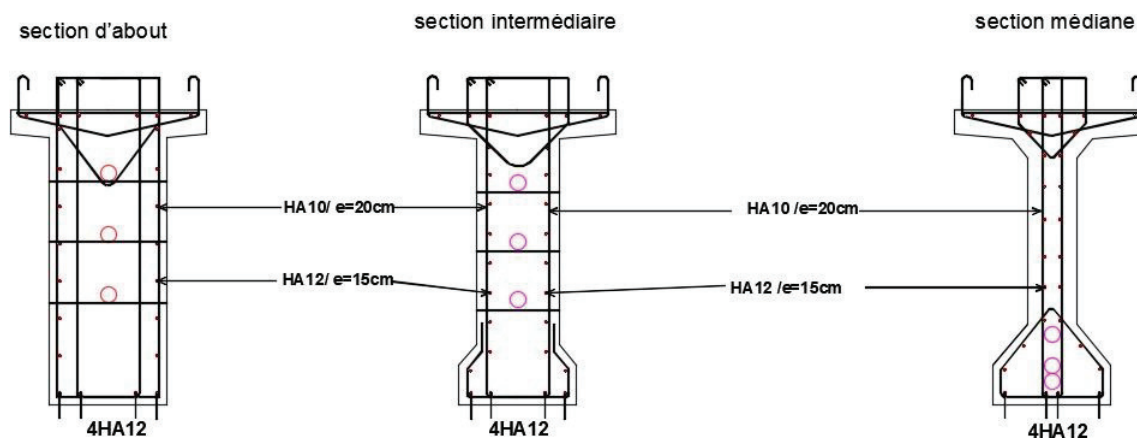


Figure VII. 8 Ferrailage de la poutre.

CHAPITRE VIII :
ÉTUDE DU TABLIER

VIII.1 INTRODUCTION :

Le tablier d'un pont est une structure porteuse qui supporte les charges du trafic, en addition à son poids propre, et les transmette aux appuis, ce qui peut lui infliger des déformations qui doivent être inférieure à la flèche admissible.

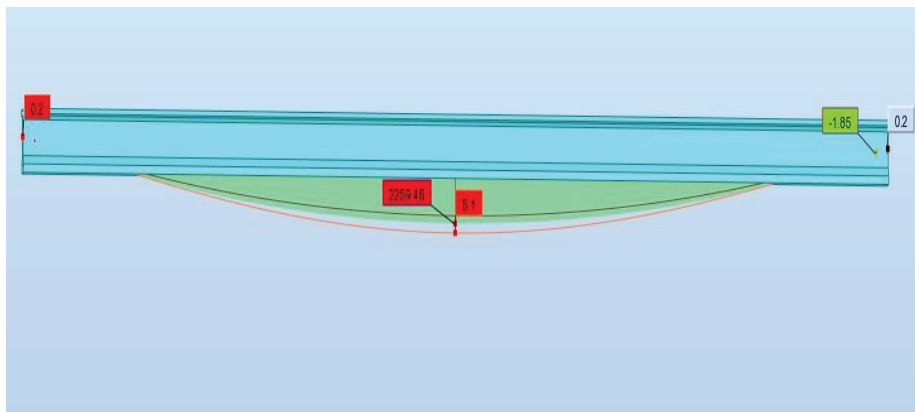
VIII.2 DÉTERMINATION DES FLÈCHES :

Une poutre simplement appuyée peut subir des déformations sous l'effet de son poids propre, d'autre part la mise en précontrainte d'une telle pièce engendre aussi des déformations. Les flèches sont comptées positivement vers le bas et négativement vers le haut (contre flèche).

La flèche admissible est de $L/500$, où L est la portée de la travée considérée.

$$\text{Donc : } \frac{36}{500} = 0.072 \text{ m}$$

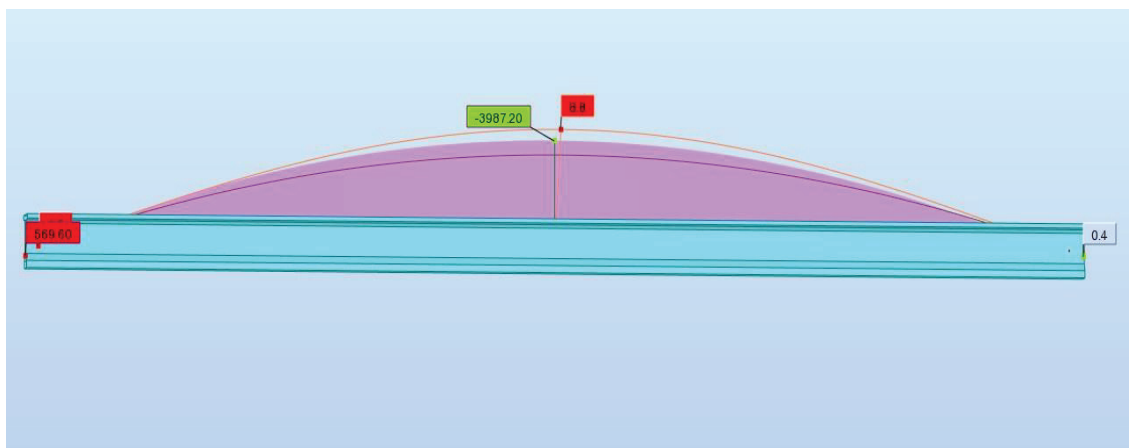
VIII.2.1 Flèche due au poids propre :



Figures VIII. 1. Flèche due au poids propre.

D'après ce diagramme, la flèche maximale de la poutre due au poids propre est à **5,1 cm**

VIII.2.2 Contreflèche due à la précontrainte :



Figures VIII. 2. La contreflèche due à la précontrainte.

D'après ce diagramme, la flèche maximale de la poutre due la mise en tension des câbles de précontraintes est égale à **8,8 cm**.

VIII.2.2 Flèche maximale à l'ELS :

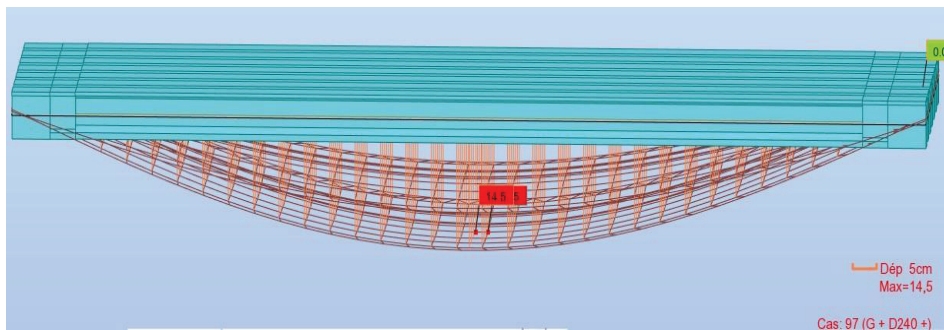


Figure VIII. 3. La flèche maximale à l'ELS.

D'après le diagramme ci-dessus on constate que la flèche maximale de la poutre à ELS est à **14,5 cm**

VIII.2.4 Flèche totale :

$14,5 - 8,8 = 5,7\text{cm} < 7,2\text{cm}$; Condition vérifiée.

VIII.3 ÉTUDE DE L'HOURLDIS :

L'hourdis est une dalle en béton armé, ou précontrainte transversale. Cette couche a deux rôles principaux, le premier est de recevoir le poids de la couche de roulement (revêtement, chape d'étanchéité) et les surcharges et à transmettre ces derniers aux poutres.

Et le deuxième est le rôle d'entretoisement des poutres, et assure la distribution transversale des efforts.

Il est soumis à deux types de flexion :

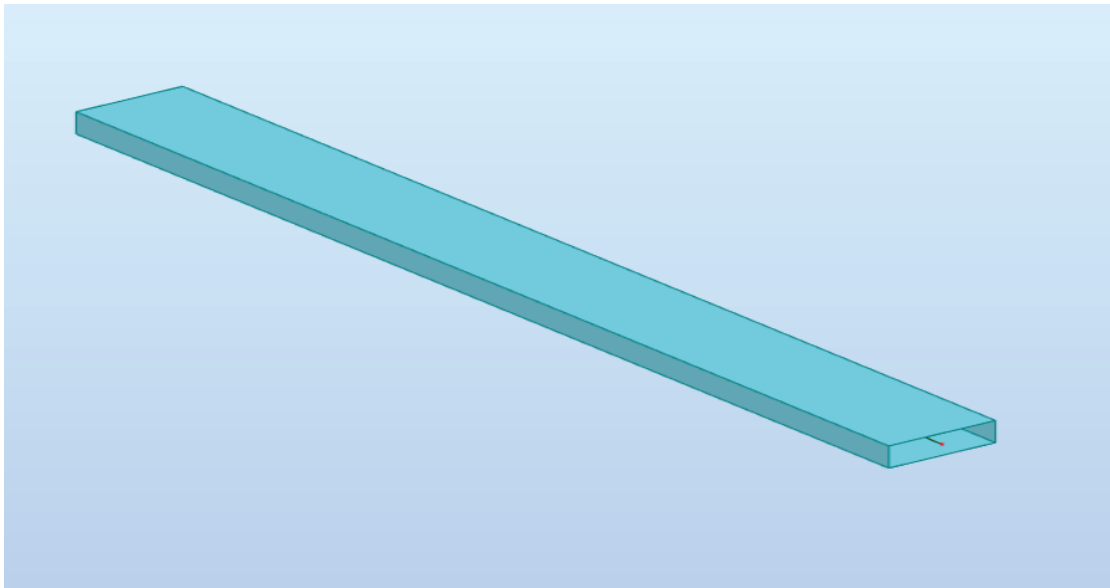
- Une flexion longitudinale : la précontrainte au niveau des poutres reprendre ces efforts.
- Une flexion transversale : le ferrailage passif de la dalle reprendre ces efforts.

VIII.3.1 évaluation des efforts :

L'hourdis est modélisé en utilisant un élément Barre, dont sa géométrie est comme suite :

- ✓ Largeur = 1 m.
- ✓ Longueur = 10 m.
- ✓ Épaisseur = 25 cm.

Les charges appliquées sur la dalle sont les mêmes actions définies en chapitre IV (poids propre, poids des équipements, charges de trafic), ainsi que leurs combinaisons correspondantes.



Figures VIII. 4. Modèle ROBOT de la dalle.

VIII.3.2 Résultats :

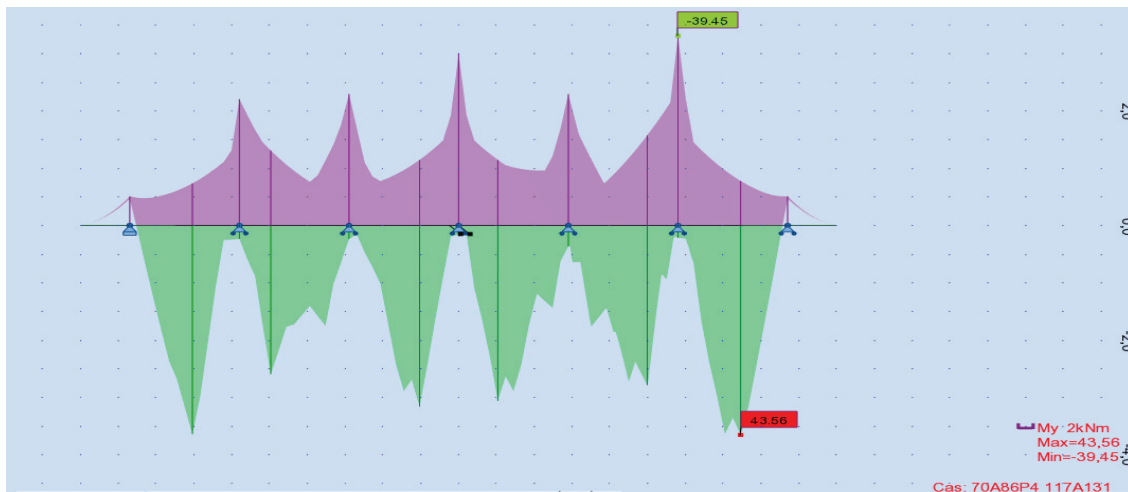


Figure VIII. 5. Moment maximum dans la dalle à l'ELU.

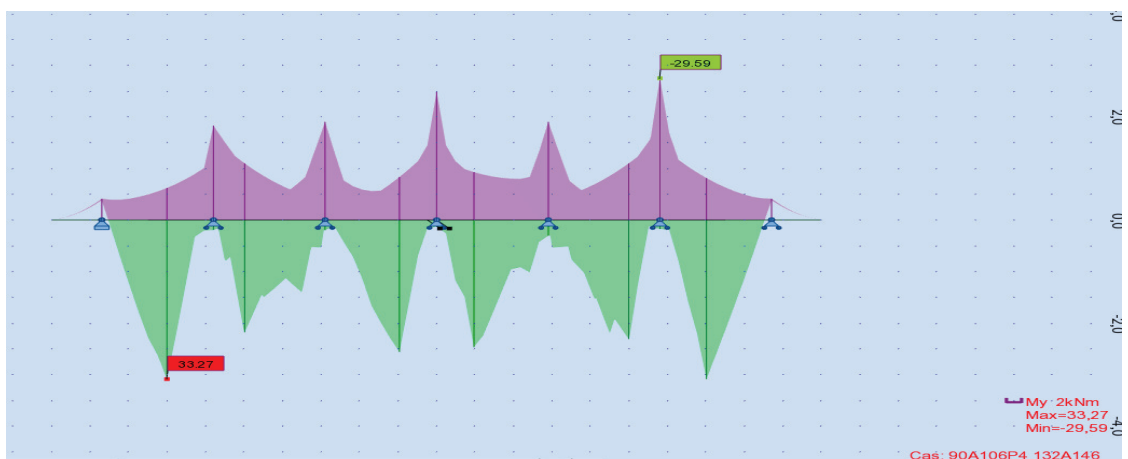


Figure VIII. 6. Moment maximum dans la dalle à l'ELS.

VIII.3.3 Ferrailage de l'hourdis :

Le ferrailage transversal de la dalle est calculé à l'aide du logiciel ROBOT expert 2010, elle est ferrillée en flexion simple.

VI.3.2.1 Les armatures transversales :

La nappe inférieure :

$M_{max} = 33.27 \text{KN.m}$ On trouve que $A_s = (10.05 \text{cm}^2/\text{ml})$.
Soit $\square\square\square\square 6/\square\square$ espacées de 20cm.

La nappe supérieure :

$M_{max} = 29.59 \text{KN.m}$ On trouve que $A_s = (7.70 \text{cm}^2/\text{ml})$.
Soit $\square\square\square\square 4/\square\square$ espacées de 20cm.

VI.3.2.2 Les armatures longitudinales :

Les armatures de construction égale à $1/3$ de la section A_s .

La nappe inférieure :

On prend $\square\square\square\square/\square\square$ ($A_s = 3.35 \text{cm}^2/\text{ml}$).

La nappe supérieure :

On prend $\square\square\square\square/\square\square$ ($A_s = 2.57 \text{cm}^2/\text{ml}$).

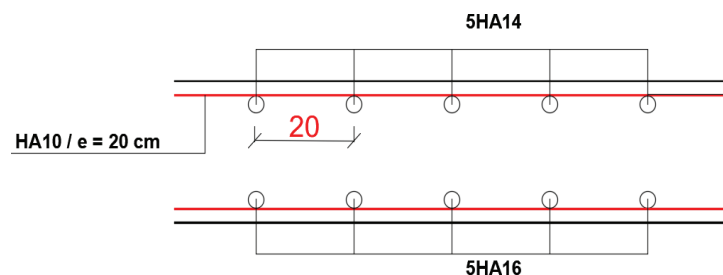


Figure VIII. 7. Croquis de ferrailage de la dalle.

VIII.4 ÉTUDE DE L'ENTRETOISE :

Les entretoises doivent reprendre les efforts dues aux actions des charges d'exploitation et sous l'effet d'un vérinage du tablier (lors d'un changement des appareils d'appuis).

La majorité des efforts du tablier sont directement transmis aux appuis, c'est-à-dire pas des efforts major dans les entretoises. Pour cette raison ce cas n'est généralement pas concédé dans le ferrailage des entretoises.

Dans le cas d'un vérinage les efforts sont transmis à l'intermédiaire des entretoises ce qui engendre des efforts importants dans ces dernières.

Et donc leur ferrailage est calculé par les efforts développés lors d'un vérinage, selon un positionnement des vérins bien étudié.

Pour notre cas et pour des raisons de symétrie on prévoit 6 points de vérinage.

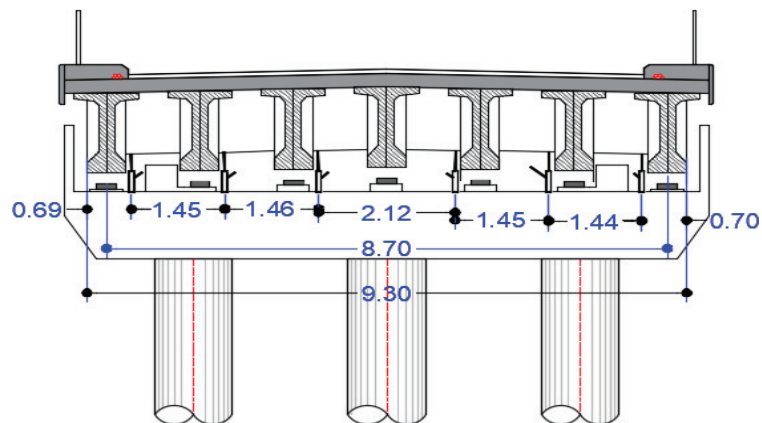


Figure VIII. 8. Disposition des vérins prise en compte.

VIII.4.1 Modélisation et évaluation des efforts :

L'étude se fait en deux étapes, étude à la flexion longitudinale et vérification à l'effort tranchant. Notons que le cas de charge correspondant au vérinage est souvent prépondérant pour le dimensionnement des entretoises, avec le poids de superstructure revenant à l'entretoise est $G_{\text{tablier}} = 375.62 \text{ KN/m}$.

L'entretoise est assimilée à une poutre continue sur six (6) appuis qui supporte une charge uniformément répartie.

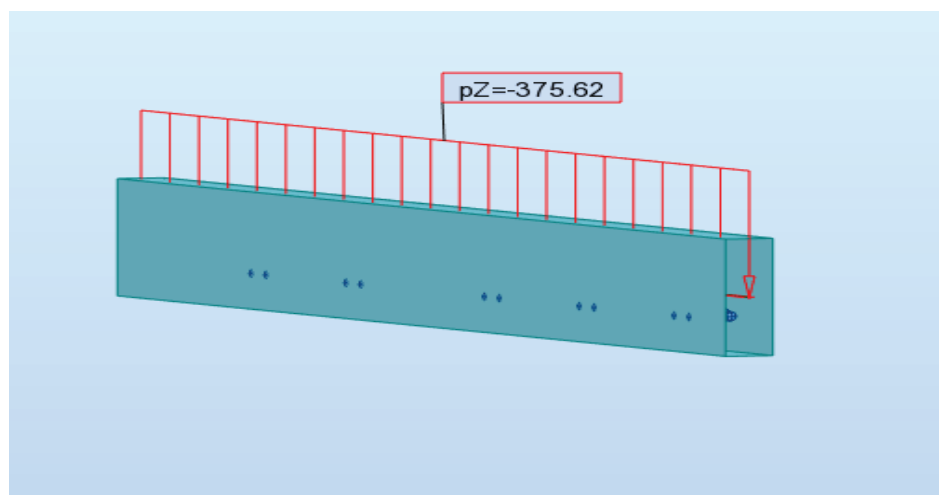


Figure VIII. 9. Modèle ROBOT de l'entretoise.

VIII.4.2 Résultats :

Les résultats des moments fléchissant et des efforts tranchants sous les combinaisons de charges :

➤ **Moment fléchissant ELU :**

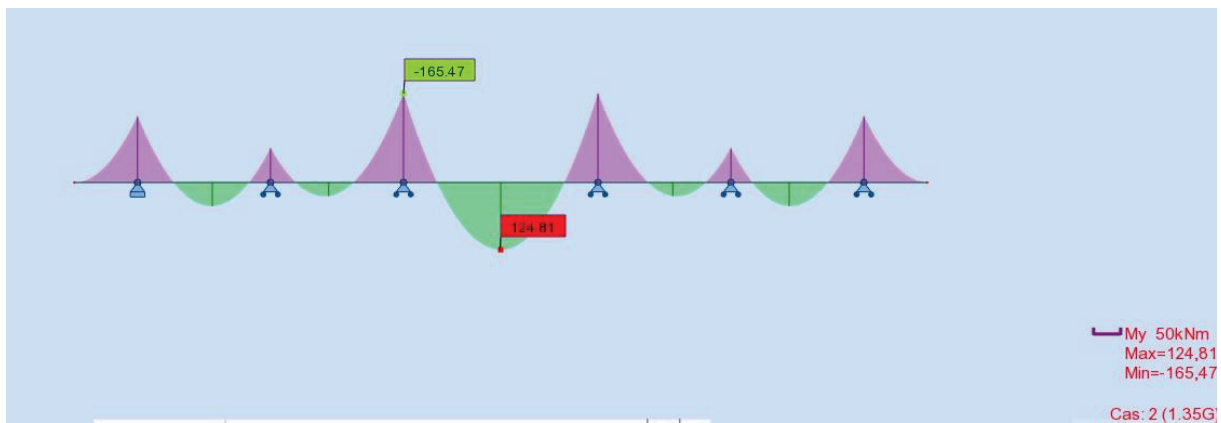


Figure VIII. 10. Moment maximum dans l'entretoise à l'ELU.

➤ **Moment fléchissant ELS :**

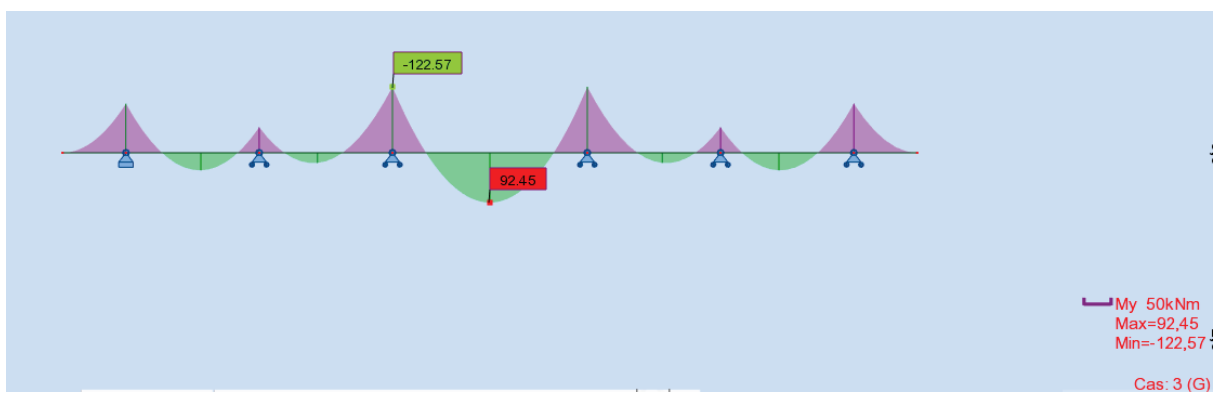


Figure VIII. 11. Moment maximum dans l'entretoise à l'ELS.

➤ **Effort tranchant ELU :**

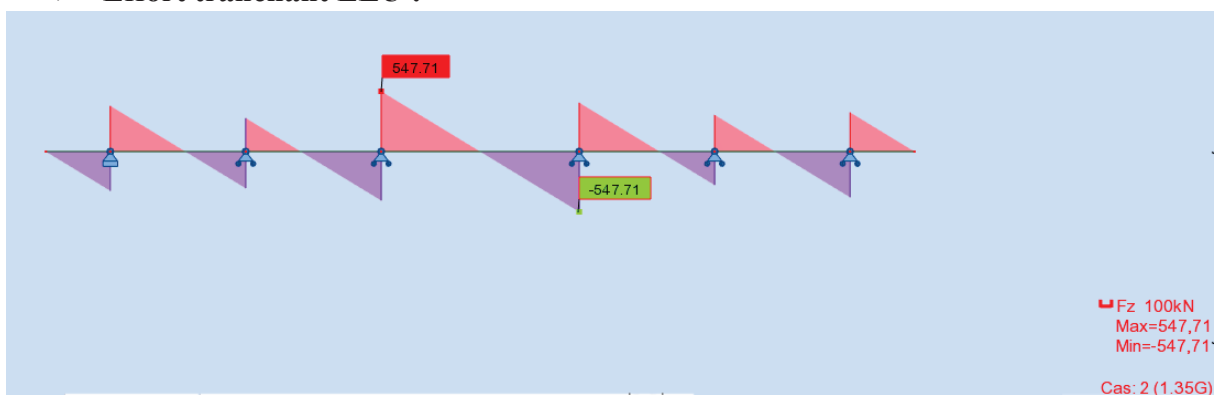


Figure VIII. 12. Effort tranchant maximum dans l'entretoise à l'ELU.

➤ **Effort tranchant ELS :**

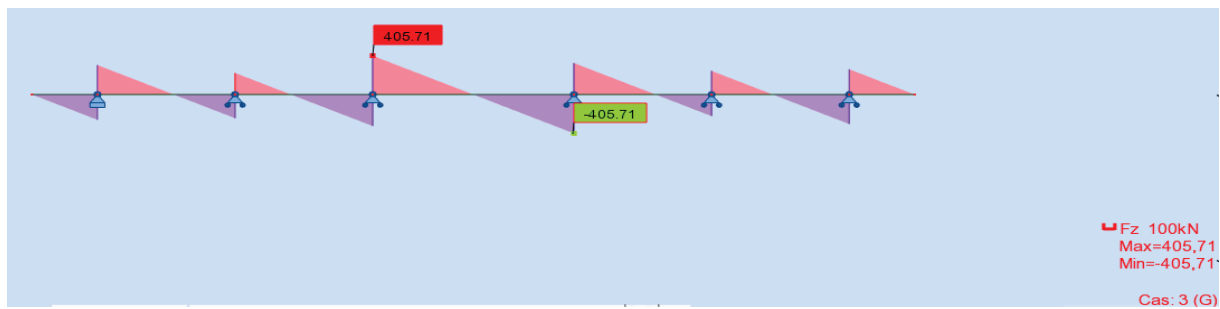


Figure VIII. 13. Effort tranchant maximum dans l'entretoise à l'ELS.

VIII.4.3 Ferrailage de l'entretoise :

La section de ferrailage est calculée à l'aide du logiciel ROBOT expert 2010, les résultats sont présentés ci-dessous :

a. Ferrailage de la nappe supérieure :

Armature principale :

$A_s = 6,5 \text{ cm}^2$ On opte pour **5HA14** ($A_s = 7,70 \text{ cm}^2$), avec un espacement de **10 cm**.

Armatures de peau :

Les armatures de construction égale à $1/3$ de la section A_s .

On opte pour **2HA14**.

b. Ferrailage de la nappe inférieure :

Armature principale :

$A_s = 4,8 \text{ cm}^2$ On opte pour des **5HA12** ($A_s = 5,65 \text{ cm}^2$), avec un espacement de **10 cm**.

Cadres transversales (effort tranchant) :

On opte pour des cadres **HA12**, avec un espacement de **10 cm**.

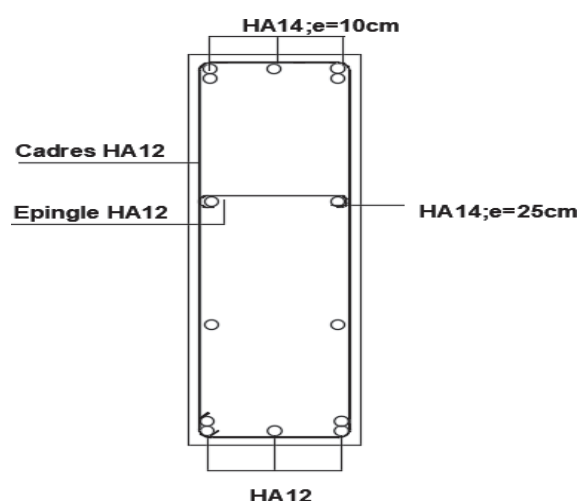


Figure VIII. 14. Croquis de ferrailage de l'entretoise.

CHAPITRE IX :
ÉQUIPEMENT DU PONT

IX.1 INTRODUCTION :

On désigne par « équipements » l'ensemble des dispositifs de nature, de conception et de fonctionnement divers. Ils jouent un rôle fondamental pour la survie d'un ouvrage. Leur but est de rendre un tablier de pont apte à remplir sa fonction, notamment vis-à-vis des usagers.

IX.2 APPAREILS D'APPUIS :

Les appareils d'appuis ont pour but d'assurer une certaine continuité entre les poutres et les dés d'appuis tout en permettant d'absorber respectivement par rotation et distorsion les déformations et les translations de la structure, lorsqu'elles sont limitées.

Il existe quatre types d'appareils d'appuis qui sont :

- Les articulations en béton.
- Les appareils d'appuis en élastomère frette.
- Les appareils d'appuis spéciaux.
- Les appareils d'appuis métalliques.

Dans notre cas les appareils d'appuis choisis sont des appareils en élastomère frette 400x350mm, qui sont constitués de plusieurs couches d'élastomère (caoutchouc) avec interposition de tôles de fretage en acier.

IX.2.1 Dimensionnement des appareils d'appuis :

- Dimensionnement en plan :

On a choisi les dimensions suivantes : **400 x 350** (mm).

$$2 \text{ MPa} \leq \sigma_m = \frac{N_{max}}{a \times b} \leq 20 \text{ MPa}$$

- 2 MPa : condition de non cheminement.
- N_{max} : réaction maximale de chaque appareil.
- $a \times b$: air de l'appareil (a et b : dimensions en plan).
- 20 MPa : condition de non écrasement.

$$2 \leq \frac{1,15}{a \times b} \leq 20 \longrightarrow 577,045 \leq a \times b = 1400 \leq 5770,45 \text{ (cm}^2\text{)}$$

- Détermination de l'épaisseur des frettes métalliques :

$$\begin{cases} t_s > \frac{a}{\beta} \times \frac{\sigma_m}{\sigma_e} \\ t_s \geq 2 \text{ mm} \end{cases}$$

- Avec :
- t_s : épaisseur des frettes métalliques.
 - $\beta = \frac{a \times b}{2 \times G \times (a+b)} = 10,37$ ($G=0.9$ MPa).
 - $\sigma_e = 235 \text{ Kg/mm}^2$ (pour l'acier 24-1).

$$\begin{cases} t_s > 1,35 \text{ mm} \\ t_s \geq 2 \text{ mm} \end{cases} \longrightarrow \text{On fixe : } t_s = 2 \text{ mm.}$$

- **Détermination de la hauteur nette de l'élastomère :**

$$\frac{a}{10} \leq T_e \leq \frac{a}{5} \longrightarrow 40 \leq T_e \leq 80 \text{ (mm)}$$

$$T_e = n \times t_i + 2 \times e$$

- t_i : épaisseur des feuillets d'élastomère (10 mm).
- n : nombre des feuillets d'élastomère (6).
- e : épaisseur d'enrobage extérieur (6 mm).

Donc : $T_e = 72 \text{ mm}$.

- **Détermination de la hauteur de l'appareil :**

$$T = n \times t_s + T_e \longrightarrow T = 86 \text{ mm}.$$

Sachant que n est le nombre des frettes métalliques (7).

IX.2.2 Vérification des appareils d'appuis :

- **Contraintes de compression normale :**

$$\sigma_m \leq 20 \text{ MPa}$$

$$\sigma_m = \frac{N_{max}}{a \times b} = 8,24 \text{ MPa}.$$

Condition vérifié.

- **Sécurité au flambement :**

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

Avec :

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

Et :

- γ_s : le coefficient de sécurité ; $\gamma_s = 3$
- P_u : la valeur maximale des charges verticales à l'ELU.
- P_c : la charge critique de flambement.
- B : l'aire nominale de l'appui.
- d : la somme d'une épaisseur de fret et d'une épaisseur de caoutchouc.
- h : la hauteur totale de l'appareil d'appui.
- h_c : épaisseur totale du caoutchouc.
- t : épaisseur d'un feuillet de caoutchouc.
- S : le facteur de forme.

$$S = \frac{a \times b}{2 \times t \times (a + b)} = 9,33$$

D'où : $\gamma_s \times P_u = 3,46 \leq P_c = 8,17$.

Condition vérifiée.

Tableau IX. 1.
Caractéristiques
de calcul

d =	0,012	m
h =	0,086	m
B =	0,14	m ²
Pc =	8,17	MN
Pu =	1,15	MN
t =	0.010	m
hc =	0.072	m
G =	0.9	MPa

- **Limitation de la distorsion :**

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

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

$$- P = \frac{P_u}{P_c} = 0,141.$$

$$- \delta_0 = \frac{c}{hc} ; 0.7 \leq \delta_0 \leq 2.$$

- c : le plus petit côté pour un appui rectangulaire ($c = 300$ mm).

- hc : épaisseur totale du caoutchouc.

$$\delta_0 = 4,17 \quad \text{Donc on prend } \delta_0 = 2.$$

$$\delta_c = 0.7 + 4 \times (2 - 0.7) \times (0.25 - 0.237) = 1,27.$$

$$\delta = \frac{\gamma}{h} ; h = 0.086 \text{ m.}$$

$$\gamma = 0,0903 \text{ m} \quad \longrightarrow \quad \delta = 1,05.$$

$$\delta = 1,05 < \delta_c = 1,27.$$

Condition vérifiée

- **Contrainte de cisaillement due à l'effort normal :**

$$r_{max} < r_N$$

$$- r_{max} = \frac{\sigma_m}{s} = 13,25 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$- r_N = 3 \times G_{stat} = 24 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$- r_{max} = 13,25 < r_N = 24.$$

Condition vérifiée

- **Contrainte de non glissement :**

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

Avec : - H : Effort horizontal.

- N : Effort de compression vertical.

$$- f = 0.10 + \frac{0.6}{\sigma_m}.$$

Sur pile :

$$- H = 0,27 \text{ MN.}$$

$$- N = 0,84 \text{ MN.}$$

$$- \sigma_m = 6,03 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \quad f = 0,20.$$

On remarque que $0,27 \geq 0,168$.

La condition n'est pas vérifiée.

Sur culée :

$$- H = 0,28 \text{ MN.}$$

$$- N = 0,78 \text{ MN.}$$

$$- \sigma_m = 5,57 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \quad f = 0,21.$$

On remarque que $0,28 \geq 0,162$.

La condition n'est pas vérifiée.

Note : il est impératif de réaliser des dispositifs de non glissement (comme pour notre cas de la résine colle).

IX.3 JOINT DE CHAUSSÉE :

Les joints sont conçus et réalisés pour assurer la continuité de circulation entre deux éléments d'ouvrage.

Néanmoins, les tabliers de ponts subissent des variations dimensionnelles longitudinales dues à la température et, pour les ouvrages en béton, au retrait et au fluage, par ailleurs les charges d'exploitation engendrent également des déplacements ou déformation, c'est ce qu'on appelle le souffle.

Donc afin de garantir une durabilité optimale et un fonctionnement correct du joint, il est primordial de choisir un joint de chaussée adapté à l'ouvrage et à son environnement.

Ce choix passe par la détermination du déplacement du tablier et la capacité du joint de chaussée à reprendre le souffle de l'ouvrage.

Les différents types de joints existants se distinguent les uns des autres en fonction de deux critères fondamentaux :

- L'ouverture de joint, c'est-à-dire le jeu maximum que le joint doit permettre le déplacement (souffle).
- L'intensité du trafic qu'il doit subir, c'est-à-dire le débit des véhicules ainsi que leur tonnage.

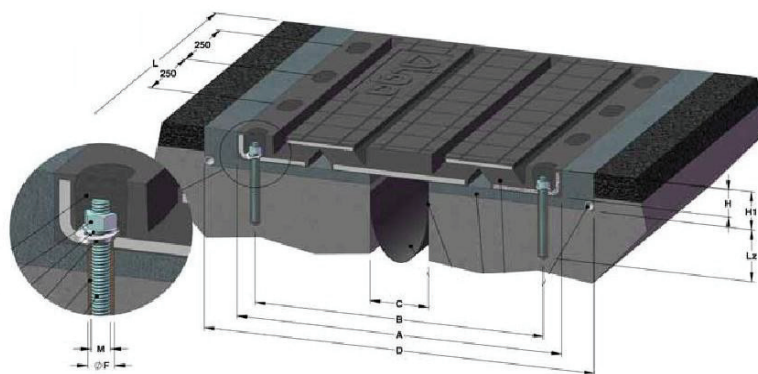


Figure IX. 1. Joint de chaussée.

IX.3.1 Calcul du souffle :

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

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

On calcule le souffle par la formule suivante :

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

Avec :

- W : souffle total du joint.
- W_D : souffle des déformations différées.
- W_T : souffle thermique.

- W_s : souffle sismique.
- **Calcul des déformations différées (retrait + fluage) :**

$$\Delta l_{r+f} = \varepsilon_{r+f} \times l_0$$

- Avec : - $\varepsilon_r = 2 \times 10^{-4}$.
 - $\varepsilon_f = 3.5 \times 10^{-4}$

$$\Delta l_{r+f} = 0.0096 \text{ m.}$$

- **Calcul des déformations thermiques :**

$$\Delta l_{temp} = \alpha_t \times l_0 \times \Delta T$$

- Avec : - $\alpha_t = 9.9 \times 10^{-6} \text{C}^{-1}$.
 - $l_0 = 35 \text{ m}$.
 - ΔT : variation de la température (35°C).

$$\Delta l_{temp} = 0.0061 \text{ m.}$$

- **La déformation sismique :**

$$\text{A.N : } W = 0,0096 + 0,3 \times 0.0061 + 0,0782 / 3$$

$$W = 38 \text{ mm.}$$

IX.3.2 Choix du joint de chaussée :

Le joint choisi pour notre ouvrage est le joint TX100 (ALGAFLEX TX), qui permet des déplacements de $\pm 50 \text{ mm} > 38 \text{ mm}$.

TABELLA DIMENSIONALE / DIMENSIONAL TABLE													
Giunto / Joint	Escursione longitudinale Longitudinal movement	Escursione trasversale Transversal movement	A (mm)	B (mm)	C (mm)	D (mm)	L (mm)	Lz (mm)	H (mm)	H1 (mm)	M	Øf (mm)	Peso Weight (Kg/m)
TX80	±40	±40	275	220	50	450	2000	140	42	70	M12x190	27	27
TX100	±50	±50	355	280	60	520	2000	145	46	70	M14x200	35	35
TX120	±60	±60	390	300	70	560	2000	140	53	80	M16x200	29	29
TX160	±80	±80	470	370	90	640	2000	130	78	100	M16x200	87	87
TX180	±90	±90	500	400	100	670	2000	130	82	110	M16x200	96	96

Figure IX. 2. Catalogue ALGAFLEX pour les dimensions de joint de chaussée.

IX.4. CALCUL DES EFFORTS DUS AU VARIATIONS LINEAIRES :

$$\Delta L = \frac{F \times T_q}{n \times G \times a \times B}$$

- **Les efforts dus au freinage :**

- La surcharge A(l) :

$$F_{A(l)} = 117,56 \text{ KN} \qquad \Delta L_{A(l)} = 0,0057 \text{ m.}$$

- La surcharge Bc :

$$F_{Bc} = 300 \text{ KN} \qquad \Delta L_{BC} = 0,0146 \text{ m.}$$

- **Les efforts dus à la température :**

$$\Delta L_T = 0,0061 \text{ m} \qquad F_T = 74,28 \text{ KN}$$

➤ **Les efforts dus au retrait et fluage :**

$$\Delta L_{r+f} = 0,0096 \text{ m}$$

$$F_{r+f} = 117,91 \text{ KN}$$

IX.5. DÈS D'APPUI :

Le dès d'appui permet de :

- Diffuser les charges localisées provenant directement du tablier
- Rattraper le dévers du tablier.

IX.5.1 Dimensionnement du dès d'appui :

Le dès d'appui est dimensionné de façon à inclure l'appareil d'appuis, de la manière suivante :

- $h \geq \frac{a \times b}{a+b} = 0,187 \text{ m}$
- $a_1 \geq a + \frac{h}{2} = 0,493 \text{ m}$.
- $b_1 \geq b + \frac{h}{2} = 0,443 \text{ m}$.

Donc on retient :

Tableau IX. 2. Dimensions du dès d'appuis

h_{min}	0,25 m
a₁	0,5 m
a₂	0,5 m

IX.5.2 Ferrailage du dès d'appui :

- **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.

$$A_c = \frac{0,25 \times N}{\sigma_s} = \frac{0,25 \times 1154,09 \times 10}{434,78} = 6,64 \text{ cm}^2$$

Pour : $f_e = 500 \text{ MPa}$; $\sigma_s = \frac{500}{1 \times 1,15}$; $\sigma_s = 434,78 \text{ MPa}$.

On prend : **5HA14** (soit : 7,70 cm²)

- **Armatures horizontales :**

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

$$A_h = \frac{0,125 \times N}{\sigma_s} = \frac{0,125 \times 1154,09 \times 10}{434,78} = 3,32 \text{ cm}^2$$

On prend : **3HA12** (soit : 3,39 cm²).

- **Frette supérieure :**

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

$$A_s = \frac{0,04 \times N}{\sigma_s} = \frac{0,04 \times 1154,09 \times 10}{434,78} = 1,06 \text{ cm}^2$$

On prend : **3HA10** (soit : 2,36 cm²).

- **Frette inférieure**

c'est le ferrailage d'éclatement, disposé à une profondeur entre h/3 et h à partir de la face supérieure de l'appui.

$$A_i = \frac{0,1 \times N}{\sigma_s} = \frac{0,1 \times 1154,09 \times 10}{434,78} = 2,65 \text{ cm}^2$$

On prend : **5HA10** (soit : 3,93 cm²).

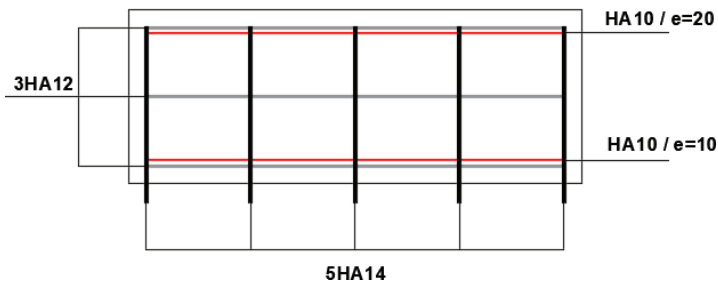


Figure IX. 3. Croquis de ferrailage du dés d'appuis.

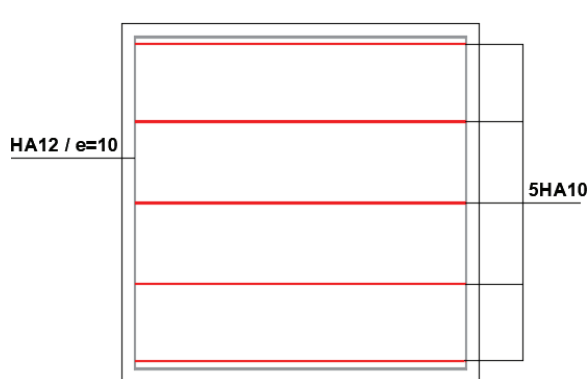


Figure IX. 4. Croquis de ferrailage du dés d'appuis vue en plan (inférieure).

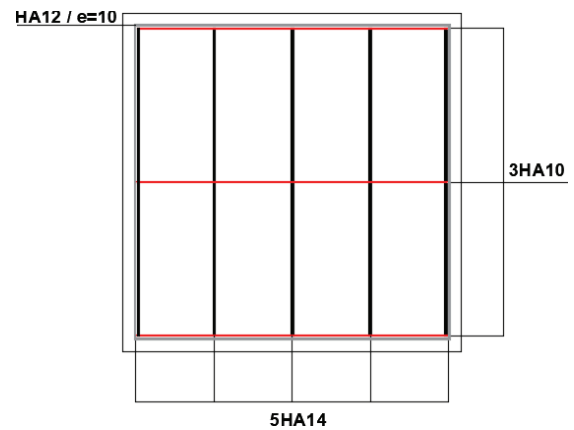


Figure IX. 5. Croquis de ferrailage du dés d'appuis vue en plan (supérieure).

CHAPITRE X :
ÉTUDE SISMIQUE

X.1 INTRODUCTION :

Sous l'action sismique, le pont subira des vibrations verticales ou horizontales, selon la direction d'excitation. Le but des calculs sismiques est de déterminer la réponse d'une structure au mouvement de la terre qui exerce une pression sur sa fondation.

Ce type de calcul, appartenant au domaine de la dynamique des structures, a deux approches ou méthodes d'analyse principales :

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

X.2 LA MÉTHODE MONOMODALE :

X.2.1 Condition d'application :

✓ La masse modale doit être supérieure à 70% de la masse totale de la structure y compris la masse des appuis en élévation, autrement dit, La masse des piles (M_{Pile}) doit être inférieure à 43 % de la masse du tablier (M_{totale}).

Tableau X. 1. Calcul des masses des fûts.

Piles	H_{moy} (m)	D (m)	n Fût	M Fût (kN)	M totale fût(kN)
P1	4,82	1,50	3	212,94	638,82
P2	7,04	1,50	3	311,02	933,05
P3	7,53	1,50	3	332,67	998,00
P4	5,86	1,50	3	258,89	776,66

Tableau X. 2. Caractéristique du chevêtre.

	h (m)	b (m)	l (m)	nombre
Chevêtre	1,5	2,5	10,00	4,00

Donc : $M_{Pile} = 5\,891,78\text{ KN}$.

Et on a : $M_{totale} = 37\,561,8\text{ KN} \longrightarrow 0,43 M_{totale} = 16\,151,57\text{ KN}$.

$5\,891,78 < 16\,151,57$ Condition vérifiée.

✓ Le biais (Angle de l'axe du tablier avec l'axe de ses appuis) est supérieur à 70 grades. Pour notre cas l'ouvrage est droit d'où l'angle biaise est de 100 grade.

Condition vérifiée.

✓ L'ouvrage étudié ne présente aucune courbure, il n'y a pas une vérification vis-à-vis de cette condition

Condition vérifiée.

✓ La symétrie transversale. Notre ouvrage est symétrique transversalement.

Condition vérifiée.

X.2.2 Séisme longitudinal :

On applique au tablier une force horizontale statique équivalente donnée par l'expression :

$$F = M \times Sa (T)$$

Avec :

- M : la masse effective totale de la structure ($M = 37\,561,8$ KN)
- Sa (T) : l'accélération spectrale du spectre de calcul correspondant à la période fondamentale T.
- La période fondamentale T a pour expression : $T = 2\pi \sqrt{\frac{M}{K}}$.

Et on a : - Le déplacement d : $d = \left(\frac{T}{2\pi}\right)^2 \times Sa (T)$.

- La force horizontale répartie : $Fi = \frac{Ki}{K} \times F$.

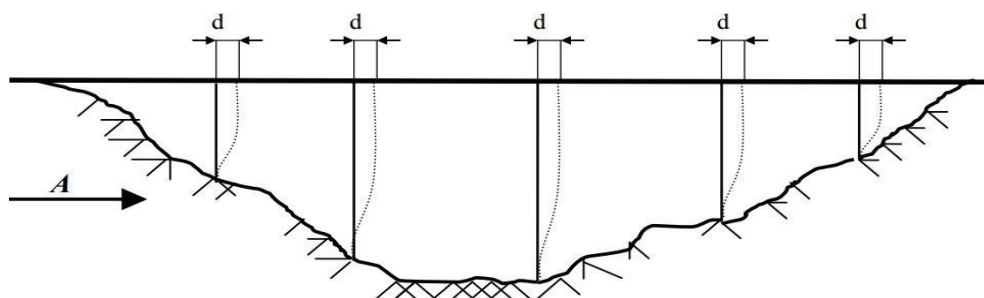


Figure X. 1. Séisme longitudinal.

- **Calcul des raideurs :**

$$K_{\text{fût}} = n \times \frac{3 \times E \times I}{l^3}$$

- Avec :
- n : nombre de fûts de la pile.
 - E : module de déformation instantané du béton.
 - I : moment d'inertie longitudinale d'un fût.
 - l : la hauteur du fût de pile.

Tableau X. 3. Calcul de raideurs longitudinales des fûts.

Piles	H _{moy} (m)	D(m)	I(m ⁴)	n Fût	K Fût (MN/m)
P1	4,82	1,50	0,25	3	658,76
P2	7,04	1,50	0,25	3	211,42
P3	7,53	1,50	0,25	3	172,78
P4	5,86	1,50	0,25	3	366,59

Tableau X. 4. Calcul de raideurs longitudinales des piles.

Piles	$k_{\text{Fût}}$ (MN/m)	$k_{\text{Ap-d'appui}}$ (MN/m)	$n_{\text{A-Apps}}$	K_{appuis} (MN/m)
P1	658,76	2,33	14	31,12
P2	211,42	2,33	14	28,29
P3	172,78	2,33	14	27,47
P4	366,59	2,33	14	29,99

$$K_{a,a} = n \times \frac{G \times a \times b}{e}$$

- Avec :
- n : nombre d'appareils d'appuis par élément porteur.
 - G : module de cisaillement dynamique de l'appareil (1,2MPa).
 - a, b : les dimensions en plan de l'appareil ($a = 400$ mm $b = 350$ mm).
 - e : l'épaisseur de caoutchouc de l'appareil (72 mm).
 - $K_{a,a}$: raideur de l'appareil d'appuis.

D'où : $K_{a,a} = n \times 2,33 \text{ MN/m}$

$$K_{\text{pile}} = \frac{1}{\frac{1}{K_{\text{fût}}} + \frac{1}{K_{a,a}}}$$

Pour le cas de la culée : $K_{\text{culée}} = K_{a,a}$

Tableau X. 5. Calcul de raideurs longitudinales des culées.

Culées	$k_{\text{Ap-d'appui}}$ (MN/m)	$n_{\text{A-Apps}}$	K_{p} (MN/m)
C1	2,33	7	16,33
C2	2,33	7	16,33

$$K_{\text{longitudinal}} = \Sigma K_{\text{pile}} + \Sigma K_{\text{culée}}$$

$$K_{\text{longitudinal}} = 149,55 \text{ MN/m}$$

- **Évaluation de la période fondamentale :**

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{37\,561,8 \times 10^{-4}}{149,55}} = 1,00 \text{ s}$$

- **Calcul de l'accélération spectrale $S_a(T; \xi)$**

Le calcul de l'accélération spectrale dépend de la valeur de T , T_1 et T_2 qui spécifie la formule avec laquelle on doit calculer :

$$Sa(T, \xi) = \begin{cases} A \cdot g \cdot S \left(1 + \frac{T}{T_1} (2.5\eta - 1)\right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \cdot \eta \cdot A \cdot g \cdot S & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \cdot \eta \cdot A \cdot g \cdot S \left(\frac{T_2}{T}\right) & T_2 \leq T \leq 3 \\ 2.5 \cdot \eta \cdot A \cdot g \cdot S \left(\frac{3T_2}{T^2}\right) & T \geq 3 \end{cases}$$

Avec :

- g : accélération de la pesanteur (9.81 m/s²).
- T₁, T₂ : période caractéristique associé à la catégorie de site $\begin{cases} T_1 = 0.20 \text{ s} \\ T_2 = 0.50 \text{ s} \end{cases}$
- S : coefficient de site (S = 1,2).
- A : accélération (mentionné dans le chapitre 1).
- η : facteur de correction de l'amortissement ($\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)}$).
- ξ : taux d'amortissement (5%) $\longrightarrow \eta = 1$.

On a : $T_2 \leq T \leq 3$ (T = 1.00 s, T₂ = 0.50 s)

Donc : $Sa(T, \xi) = 2.5 \cdot \eta \cdot A \cdot g \cdot S \left(\frac{T_2}{T}\right) = 2.5 \times 1 \times 0.20 \times 9.81 \times 1.2 \times \left(\frac{0.5}{1.00}\right)$

$Sa(T, \xi) = 2,96 \text{ m/s}^2$

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

$F_{long} = M \times Sa(T) = 37\,561,8 \times 2,96$

$F_{long} = 11\,101,42 \text{ KN}$.

- **Calcul du déplacement du tablier :**

$d_{long} = \left(\frac{0.98}{2\pi}\right)^2 \times 3,02 = 0,0742 \text{ m}$.

- **Répartition des efforts :**

Tableau X. 6. Calcul des forces longitudinales sur chaque appui.

Piles	K _{appui} (MN/m)	K _T (MN/m)	F (kN)	F _{appui} (kN)
C1	16,33	149,55	11101,4	1212,4
P1	31,12	149,55	11101,4	2310,3
P2	28,29	149,55	11101,4	2100,4
P3	21,47	149,55	11101,4	2039,3
P4	29,99	149,55	11101,4	2226,5
C2	16,33	149,55	11101,4	1212,4
			Somme	11101,4

- **Calcul des déplacements de chaque pile :**

Tableau X. 7. Calcul des déplacements longitudinaux des piles.

Piles	K_{fut} (MN/m)	F_{appui} (kN)	d_{pile} (m)
P1	658,76	2310,3	0,004
P2	211,42	2100,4	0,010
P3	172,78	2039,3	0,012
P4	366,59	2226,5	0,006

$$d_{pile} = \frac{F_{appui}}{K_{fut}}$$

Note : le déplacement longitudinal des culées est nul ($d_{culée} = 0$ m).

X.2.3 Séisme transversal :

Pour calculer la période dans le sens transversale il faut définir type du tablier qui est conditionné par la formule suivante :

$$\frac{L}{B} \leq 5 \quad \text{tablier rigide}$$

$$\frac{L}{B} > 5 \quad \text{tablier flexible}$$

Avec : L : longueur totale de l'ouvrage.

B : largeur de l'ouvrage.

$$\frac{L}{B} = \frac{180}{10} = 18 > 5 \rightarrow \text{Le modèle à tablier flexible applicable.}$$

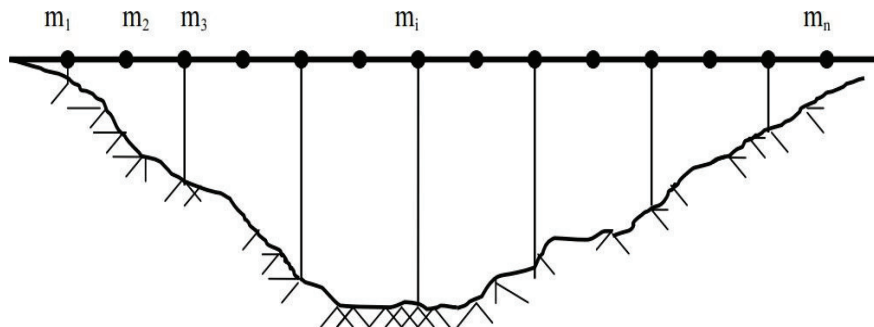


Figure X. 2. Séisme transversal.

Dans de nombreux cas, l'action sismique en direction transversale des ponts est supportée principalement par les piles, et il n'y a pas d'interaction importante entre des piles adjacentes. Dans ces cas, les effets des séismes agissant sur la $i^{i^{e}}$ pile peuvent être évalués de manière approximative en considérant l'action d'une force statique équivalente :

$$F_i = M_i * Sa(T_i)$$

- M_i est la masse effective attribuée à la pile i (masse de la moitié supérieure de la pile augmentée de la masse du tablier afférent à la pile).

$$T_i = 2\pi \sqrt{\frac{M_i}{K_i}} \quad \text{Est la période fondamentale de la même pile.}$$

Cette simplification peut être appliquée comme une approximation satisfaisante, lorsque la condition suivante est satisfaite pour toutes les piles adjacentes i et $i+1$.

$$0,95 < \frac{T_i}{T_{i+1}} \leq 1,05$$

- **Calcul des raideurs :**

$$K_{\text{fût}} = n \times \frac{3 \times E \times I}{l^3}$$

- Avec :
- n : nombre de fûts de la pile.
 - E : module de déformation instantané du béton.
 - I : moment d'inertie longitudinale des fûts.
 - l : la hauteur du fût de pile.

Note : la raideur de l'appareil d'appuis $K_{a,a}$ reste constante ($K_{a,a} = 2.33 \text{ MN/m}$)

Tableau X. 8. Calcul de raideurs transversales des piles.

Piles	H _{moy} (m)	I (m ⁴)	k _{Fût} (MN/m)	n _{A-Apps}	K _{appuis} (MN/m)
P1	4,82	32,55	28780,595	14	32,63
P2	7,04	32,55	9236,829	14	32,55
P3	7,53	32,55	7548,418	14	32,53
P4	5,86	32,55	16015,778	14	32,60

Tableau X. 9. Calcul de raideurs transversales des culées.

Culées	k _{Apd'appui} (MN/m)	n _{A-Apps}	K _p (MN/m)
C1	2,33	7	16,33
C2	2,33	7	16,33

Tableau X. 10. Distribution des forces sismiques transversal sur chaque appui.

Appui	K (MN/m)	M Kg	T s	sa m/s ²	Fi KN	$\frac{T_i}{T_{i+1}}$
P1	32,63	866 281	1,02	2,87	2 490,27	0,993196
P2	32,55	876 088	1,03	2,86	2 501,32	0,998373
P3	32,53	878 253	1,03	2,85	2 503,43	1,005373
P4	32,60	870 875	1,03	2,87	2 495,73	/

Donc on remarque que la condition $0,95 < \frac{T_i}{T_{i+1}} \leq 1,05$ est satisfaite pour toutes les piles.

Tableau XII. 10. Calcul des déplacements transversaux des piles.

$$d_{pile} = \frac{F_i}{K}$$

Piles	K (MN/m)	Fi KN	d _{pile} (m)
P1	32,63	2 490,27	0,0763
P2	32,55	2 501,32	0,0768
P3	32,53	2 503,43	0,0769
P4	32,60	2 495,73	0,0765

Note : le déplacement longitudinal des culées est nul ($d_{culée} = 0$ m).

X.2.4 Séisme vertical :

Pour les zones de forte sismicité, les tabliers de pont en béton précontraint doivent être vérifiés sous l'effet de la composante verticale du séisme, selon RPOA 2008.

Lorsque la méthode monomodale est applicable, le séisme vertical peut être négligé. Les sollicitations provoquées par le séisme vertical sont dans la très grande majorité des cas couvertes par les charges d'exploitation à l'E.L.U.

Toutefois, il est important de calculer les réactions d'appui sous séisme vertical pour vérifier les appareils d'appui et, en particulier, se prémunir contre des risques de soulèvement ou plus couramment contre le risque de cheminement d'un appareil en élastomère fretté.

Le risque de soulèvement sous sollicitation dynamique est moins grave que sous sollicitation statique. S'il se présente, il convient de guider le tablier de sorte qu'il ne s'échappe pas de ses appuis. Il n'est en général pas nécessaire de prévoir un dispositif lourd anti-soulèvement pour les ouvrages courants.

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 :

$$R = a \times b \times \mu \times L.$$

Avec :

- L : la longueur de la travée principale.
- μ : la masse linéique du tablier comprenant les équipements.
- a : c'est un paramètre qui 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 ($a = 3,94$).
- b : c'est un paramètre qui quantifie la réaction d'appui en fonction de nombre des travées

On a : $\begin{cases} b = 0,24 & \text{pour les deux culées.} \\ b = 0,64 & \text{pour les piles 1 et 4.} \\ b = 0,9 & \text{pour les piles 2 et 3.} \end{cases}$

Donc :

$$\begin{aligned}
 R &= 710,37 \text{ KN} && \text{pour les deux culées.} \\
 \{ R &= 1894,33 \text{ KN} && \text{pour les piles 1 et 4.} \\
 R &= 2663,90 \text{ KN} && \text{pour les piles 2 et 3.}
 \end{aligned}$$

X.2.5 Combinaison des efforts :

Les combinaisons des forces sismiques orthogonales est employé pour tenir compte de l'incertitude directionnelle du séisme.

L'effet probable de l'action maximale $E =$, dû à l'application simultanée des actions sismiques le long des axes horizontaux X et Y et de l'axe vertical Z, peut être estimé, à partir des effets d'actions maximales E_x , E_y et E_z dus à l'action sismique indépendante le long de chaque axe.

Les effets des différentes composantes du mouvement d'ensemble sont combinés de la manière suivante :

$$\begin{aligned}
 E_1 &= E_x \pm 0.3E_y \pm 0.3E_z \\
 \{ E_2 &= E_y \pm 0.3E_x \pm 0.3E_z \\
 E_3 &= E_z \pm 0.3E_x \pm 0.3E_y
 \end{aligned}$$

Tableau X. 13. Combinaisons des efforts.

Appui	EX(KN)	EY(KN)	EZ(KN)	E1(KN)	E2(KN)	E3(KN)
C1	1212,45	1 160,17	710,3725	1 773,61	1 737,01	1 422,16
P1	2310,33	2 490,27	1894,327	3 625,71	3 751,66	3 334,51
P2	2100,37	2 501,32	2663,897	3 649,94	3 930,61	4 044,41
P3	2039,33	2 503,43	2663,897	3 589,52	3 914,39	4 026,72
P4	2226,49	2 495,73	1894,327	3 543,51	3 731,98	3 311,00
C2	1212,45	1 160,17	710,3725	1 773,61	1 737,01	1 422,16

CHAPITRE XI :

ETUDE DE LA PILE

XI.1 INTRODUCTION :

La pile est une partie indissociable d'un pont, son rôle est primordial dans le fonctionnement mécanique du tablier surtout quand ce dernier est simplement appuyé sur la pile, comme notre cas, et il peut être totalement encastré ou partiellement encastré.

Elle sert principalement à transmettre toutes les charges et surcharges revenant du tablier vers le sol support par l'intermédiaire de la semelle et les pieux (en cas de fondations profondes).

XI.2 CONCEPTION DE LA PILE :

XI.2.1. Choix de la pile :

Selon le document SETRA, on distingue deux formes de piles les plus utilisées en Algérie :

- Pile voile.
- Pile colonnes (ou poteaux).

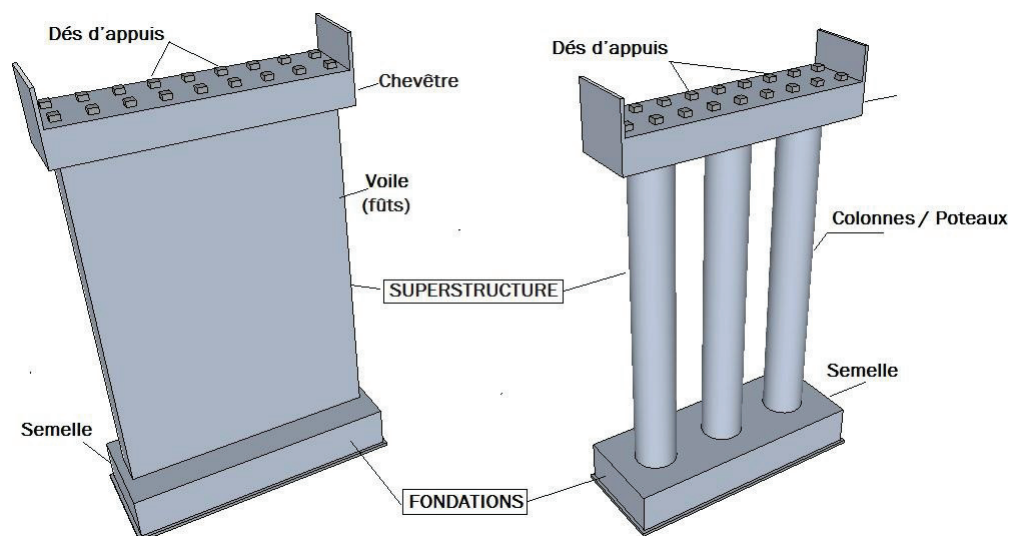


Figure XI. 1. Exemples de piles.

Pour le choix entre les deux types on prend en considération deux critères :

- L'économie : l'aspect économique est un critère très important, dans la majorité des cas c'est le critère décisif.
- L'esthétique : l'aspect esthétique permet de mieux implanter l'ouvrage dans la nature pour ne pas créer une obstruction visuelle.

Dans notre cas on a contenté de choisir de réaliser des piles colonnes, qui répondent le mieux aux critères de choix.

XI.2.2. Pré-dimensionnement de la pile :

La pile se compose de trois éléments essentiels :

- ✓ Chevêtre :

C'est l'élément sur lequel repose les poutres et assure la transmission des charges aux colonnes.

- Longueur : $L = 10,00$ m.
- Hauteur : $H = 1,25$ m.
- Largeur : $l = 2,50$ m.

✓ Colonne :

Nous allons prendre trois colonnes à un diamètre fixe de 1,20 m et un entraxe de 4,00 m.

✓ Semelle :

Son rôle est de transmettre les efforts au sol.

- Epaisseur : 1,50m.
- Largeur : 7,20m.
- Longueur : 13,20m.
- Béton de propreté : 0,10 m.

Le système des fondations, choisi sur la base des actions (statiques et sismiques) et les données géotechniques du terrain, est constitué par des massifs à 10 pieux d'un diamètre de $\Phi = 1,2\text{m}$.

XI.3. VÉRIFICATION DE LA PILE VIS-À-VIS LE FLAMBEMENT :

La pile à prendre en compte pour effectuer les calculs est la **pile N°03**.

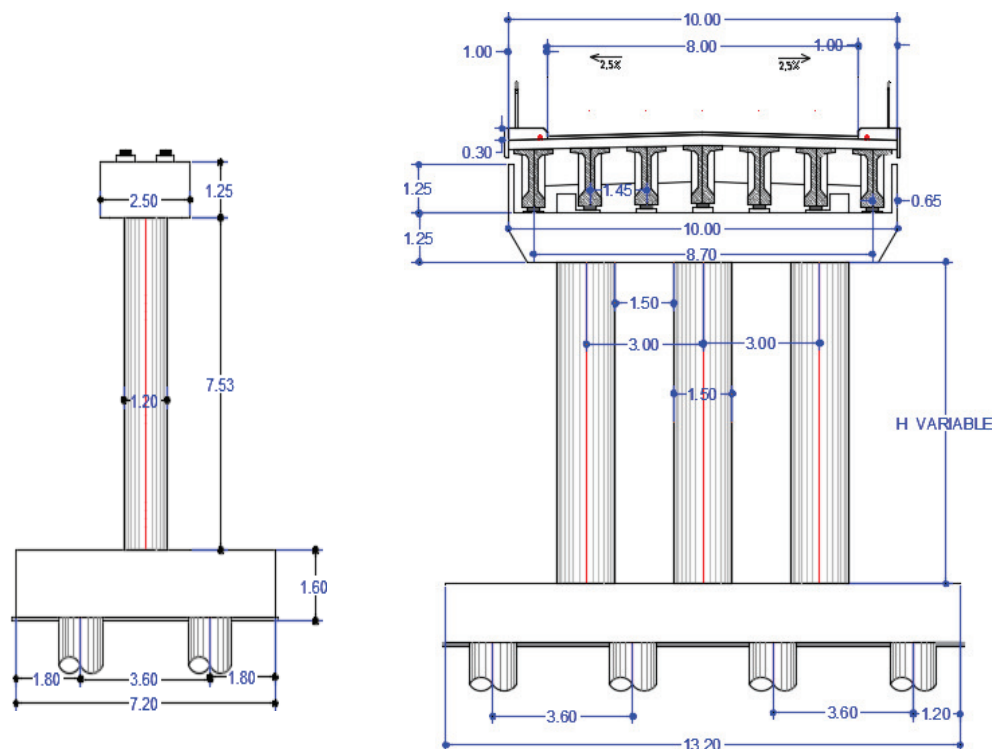


Figure XI. 2. Coupe transversale et longitudinale sur la pile la plus élevée.

L'élancement λ doit être inférieur à 70 pour que la vérification au flambement soit satisfaite :

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

Avec : - l_f : longueur de flambement.

- $l_f = 0.7 \cdot l_0$ (l_0 est la hauteur de la pile la plus haute **pile 03**)

i : rayon de giration de la section : $i_x = \sqrt{\frac{I_x}{S}}$; $i_y = \sqrt{\frac{I_y}{S}}$

$$i_x = i_y = \sqrt{\frac{\frac{\pi \times D^4}{64}}{\frac{\pi \times D^2}{4}}} = \frac{D}{4} = 0.3 \quad ; \quad l = 0.7 \times 7.53 = 5.271 \text{ m.}$$

Donc on a : $\lambda_x = \lambda_y = \frac{5.271}{0.3} = 17.57 < 70$

La condition de non flambement est vérifiée.

XI.4 Evaluation des efforts agissant sur la pile :

La pile est sollicitée par un système de charges permanentes et d'exploitation, se résumant en un système de forces horizontales, verticales et des moments. Elle sera considérée comme une console encastrée dans sa base.

XI.4.1 Les efforts statiques :

Tableau XI. 1. Les efforts statiques dans la pile pour une travée chargée.

	charges	N (KN)	H (KN)	ev (m)	eH (m)	M _{V/O} (KN.m)	M _{H/O} (KN.m)
Verticales	Semelle	3564,00	/	0,00	0,75	0,00	/
	Colonne	638,72	/	0,00	5,27	0,00	/
	Chevêtre	781,25	/	0,00	9,66	0,00	/
	G Tablier	7512,36	/	0,00	10,28	0,00	/
	Al	1659,60	/	0,00	/	0,00	/
	Bc	1227,34	/	0,00	/	0,00	/
	Mc120	1144,18	/	0,00	/	0,00	/
	D240	2118,86	/	0,00	/	0,00	/
	ST	108,00	/	0,00	/	0,00	/
horizontales	Al (freinage)	/	75,38	/	10,28	/	774,92
	Bc (freinage)	/	180,00	/	10,28	/	1850,40
	Hf+r	/	197,42	/	10,28	/	2029,52
	HT°	/	124,38	/	10,28	/	1278,60

Avec :

- N : effort normal.
- H : effort horizontal.
- ev : excentricité verticale.
- eH : excentricité horizontale.
- M_{V/O} : moment vertical.
- M_{H/O} : moment horizontal.

XI.4.1.3. Les combinaisons des charges

Tableau XI. 2. Les combinaisons de charges à l'ELS.

	N	H	MH	MV	ΔM
G	12855,61	272,05	2796,68	0,00	2796,68
G+1.2AI+ST	14955,13	362,51	3726,59	0,00	3726,59
G+1.2Bc+ST	14436,41	488,05	5947,07	0,00	5947,07
G+Mc120	13999,79	272,05	2796,68	0,00	2796,68
G+D240	14974,47	272,05	2796,68	0,00	2796,68

Tableau XI. 3. Les combinaisons de charges à l'ELU.

	N	H	MH	MV	ΔM
1,35G	17355,07	167,91	1726,11	0,00	1726,11
1.35G+1.6AI+1.6ST	20183,23	288,52	2965,98	0,00	2965,98
1.35G+1.26B+1.6ST	19491,61	455,91	4686,75	0,00	4686,75
1.36G+1.35Mc120	20215,53	167,91	1726,11	0,00	1726,11
1.35G+1.35D240	17500,87	167,91	1726,11	0,00	1726,11

XIII.4.2. Les efforts sismiques :

XIII.4.2.1. Les efforts sismiques dus à la pile :

- La période T : $T = 1,784 \sqrt{\frac{\rho AL^4}{EI}}$ (A est la section équivalente de l'appui).
- Le spectre : $S_a(T, \xi) = A. g. S \left(1 + \frac{T}{T_1} (2.5\eta - 1)\right)$ (étant $0 \leq T \leq T_1$).
- L'effort résultant : $E = S_a \times M$.
- La masse : $M = M_{\text{Fût}} + M_{\text{chevêtre}} = 42\,831,90 \text{ KN}$.

Note : Pour le calcul du spectre vertical on a $S = 1$.

Le repère est pris à la base de la colonne.

Tableau XI. 4. Récapitulatif du calcul sismique de la pile.

Composante	longitudinale	transversale	verticale
Résultats			
T (s)	0,099	0,015	0,099
Sa (m/s²)	4,11	2,62	2,39
Effort (MN)	0,73	0,47	0,43
Excentricité (m)	3,77	3,77	0,00
Moment (MN.m)	2,8	1,75	0,00

XIII.4.2.2. Les efforts sismiques dus au tablier :

Tableau XI. 5. Les efforts sismiques sur pile dus au tablier.

Composante Résultats	longitudinale	transversale	verticale
Effort (MN)	3,53	3,72	3,99
Excentricité (m)	7,53	7,53	7,53
Moment (MN.m)	26,60	28,04	0,00

XIII.4.2.3. Les efforts sismiques totaux :

$$E_{Total} = \sqrt{E_{Pile}^2 + E_{tab}^2}$$

Tableau XI. 6. Les efforts sismiques totaux sur piles.

	E _{Long}	E _{Trans}	E _{Ver}
H _{Long} (MN)	3,61	0,00	0,00
H _{Trans} (MN)	0,00	3,75	0,00
M _{Long} (MN.m)	26,74	0,00	0,00
M _{Trans} (MN.m)	0,00	28,10	0,00
N (MN)	0,00	0,00	4,01

XIII.4.3. Combinaison des directions :

$$E_1 = E_{Long} + 0,3 \times (E_{Trans} + E_{Ver})$$

$$\{ E_1 = E_{Trans} + 0,3 \times (E_{Long} + E_{Ver})$$

$$E_1 = E_{Ver} + 0,3 \times (E_{Trans} + E_{Long})$$

Tableau XI. 7. Combinaison des directions.

	E ₁	E ₂	E ₃
H _{Long} (MN)	3,61	1,08	1,08
H _{Trans} (MN)	1,13	3,75	1,13
M _{Long} (MN.m)	26,74	8,02	8,02
M _{Trans} (MN.m)	8,43	28,10	8,43
N (MN)	1,20	1,20	4,01

XIII.4.4. Combinaison d'actions au pied de la pile :

- 1 : $E_1 + R_{Max} + PPP$
- 2 : $E_2 + R_{Max} + PPP$
- 3 : $E_3 + R_{Max} + PPP$
- 4 : $-E_1 + R_{Min} + PPP$
- 5 : $-E_2 + R_{Min} + PPP$
- 6 : $-E_3 + R_{Min} + PPP$

Avec :

- E : l'effort sismique.
- R : l'effort statique.
- PP : poids propre de la pile

Le signe (-) porte uniquement sur l'effort normal puisque la pile est symétrique.

Tableau XI. 8. Combinaison d'actions au pied de la pile.

	1	2	3	4	5	6
H_{Long} (MN)	3,85	1,33	1,33	3,36	0,83	0,83
H_{Trans}(MN)	1,13	3,75	1,13	1,13	3,75	1,13
M_{Long} (MN.m)	10,29	29,96	10,29	6,57	26,23	6,57
M_{Trans} (MN.m)	8,43	28,10	8,43	8,43	28,10	8,43
N (MN)	10,49	10,49	13,30	8,09	8,09	5,28

XI.5. FERRAILLAGE DES ELEMENTS DE LA PILE :

XI.5.1. Ferrailage du chevêtre :

La modélisation du chevêtre est faite avec le logiciel de calcul ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS 2019.

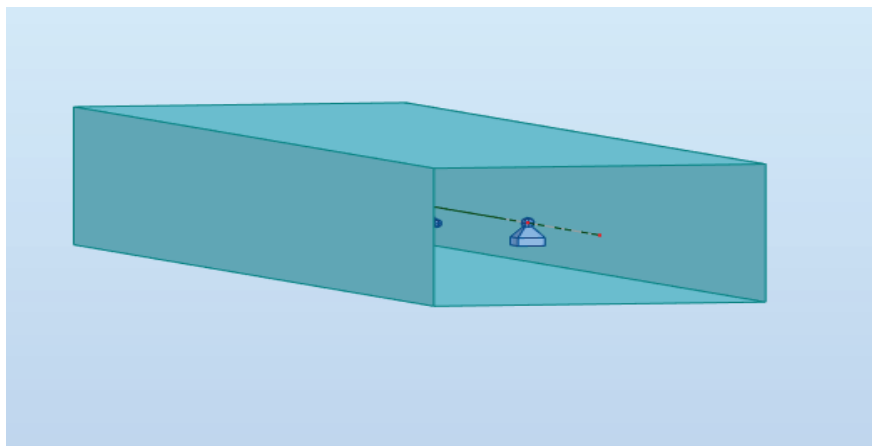


Figure XI. 3. Modèle ROBOT du chevêtre.

Les résultats sont comme suite :

Moment fléchissant :

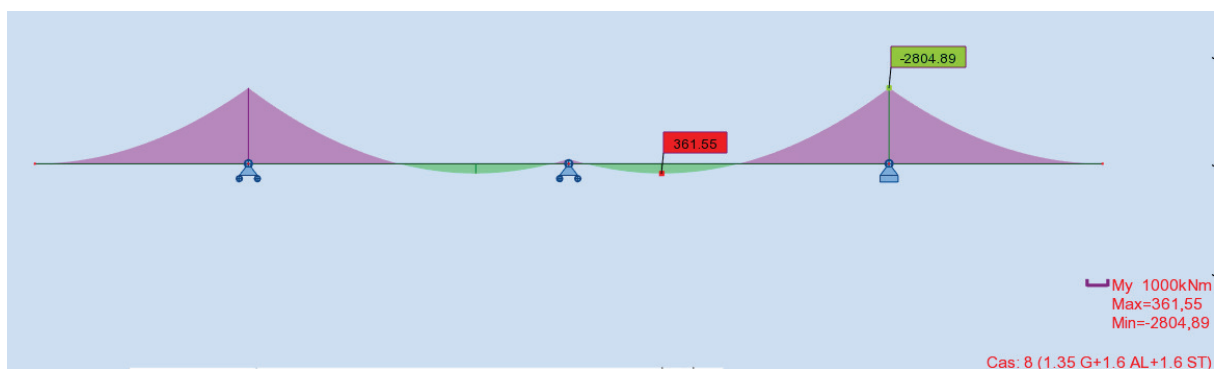


Figure XI. 4. Moment fléchissant sur le chevêtre à l'ELU.

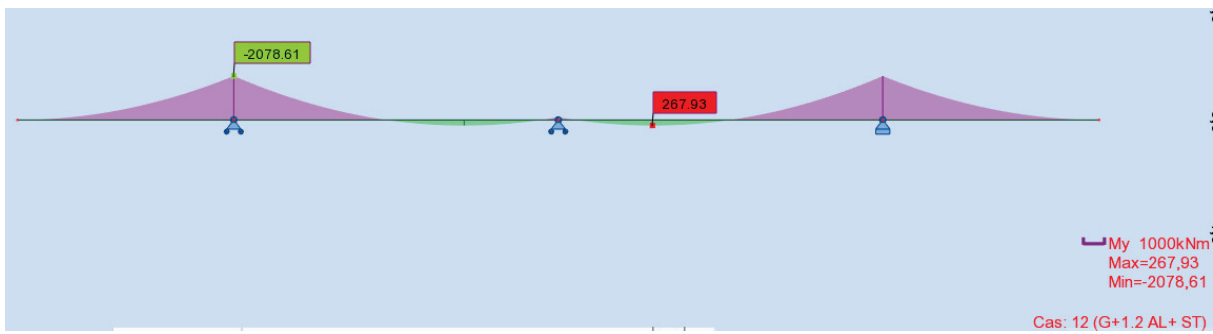


Figure XI. 5. Moment fléchissant sur le chevêtre à l'ELS.

Effort tranchant :

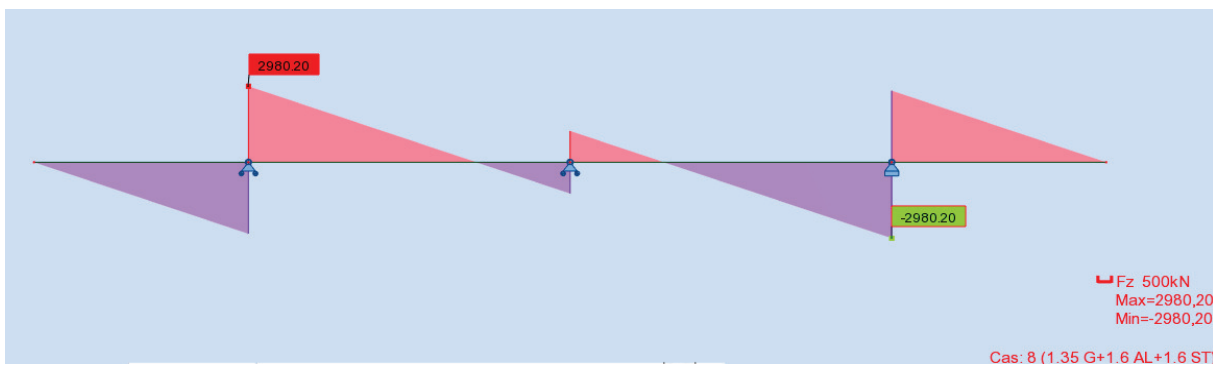


Figure XI. 6. Effort tranchant sur le chevêtre à l'ELU.

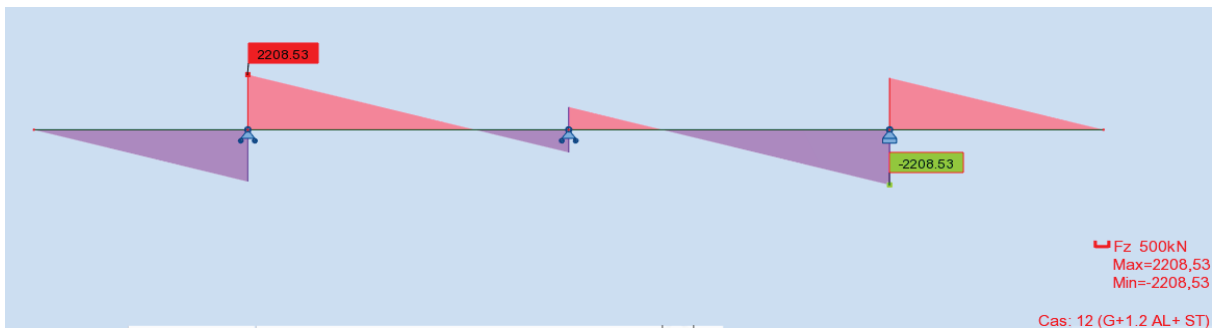


Figure XI. 7. Effort tranchant sur le chevêtre à l'ELS.

Calcul de ferrailage :

Tableau XI. 9. Calcul de ferrailage principale du chevêtre.

	Moment fléchissant (KN.m)		Effort tranchant (KN)		As (cm ²)	Armature	Espacement (cm)
	ELU	ELS	ELU	ELS			
Nappe supérieure	2811,33	2082,47	2987,04	2212,62	90.8	HA32+HA25	17
Nappe inférieure	362,38	268,43	2987,04	2212,62	12.05	HA16	17

Pour l'armature transversale on prend **HA14** avec un espacement de :

- 10 cm en zone critique.
- 15 cm en zone courante.

Enfin il faut déterminer le ferrailage latéral nécessaire pour résister aux efforts de torsion.

La torsion dans le chevêtre est due à l'excentricité des appareils d'appui par rapport à son plan de symétrie lorsqu'une seule travée est chargée durant la construction de l'ouvrage ou lorsqu'une seule travée est chargée des efforts de trafic. Cette excentricité de l'application des charges par rapport au plan de symétrie est $e = 0.55 \text{ m}$.

On considère une section rectangulaire, comme le montre la figure XII. 8, ayant la hauteur du chevêtre, et dont la largeur L_t est limitée par :

$$\begin{cases} L_t = L_c & \text{si } L_c \leq \phi + h_c \\ L_t = \phi + h_c & \text{si } L_c > \phi + h_c \end{cases}$$

On a : $\phi + h_c = 3 \text{ m}$.

- Donc :
- $L_t = L_c = 2,5 \text{ m}$.
 - $h_c = 1,25 \text{ m}$.
 - $\phi = 1,25 \text{ m}$.

La contrainte tangente de torsion donnée par :

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

- b_n : l'épaisseur de la paroi de la section creuse équivalente ($b_n = \frac{H_c}{6} = 0,21 \text{ m}$).
- Ω : l'aire de la torsion ($\Omega = (h_c - b_n) \times (L_t - b_n) = 2,39 \text{ m}^2$).
- C : moment de torsion maximal par ml.

L'évaluation du moment de torsion se fait pour les deux phases :

i. Phase de construction :

$$C_1 = P_g \times e$$

- P_g étant le poids du tablier ($P_g = 198,28 \text{ KN/ml}$).
- L c'est la longueur du chevêtre ($L = 10 \text{ m}$).

A.N : $C_1 = 109,05 \text{ KN.m/ml}$.

ii. Phase de service :

$$C_2 = P_{sur} \times e$$

- P_{sur} étant la réaction maximale des surcharge de trafic ($P_{sur} = 179,66 \text{ KN/ml}$).

A.N : $C_2 = 98,81 \text{ KN.m/ml}$.

D'où : $C = \max(C_1; C_2) = 109,05 \text{ KN.m/ml}$.

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

- P : périmètre de l'aire de torsion Ω ($P = 2(h_c + L_c - b_n) = 7,08 \text{ m}$).
- σ_s : Contrainte admissible de l'acier ($\sigma_s = \frac{2}{3} f_e = 333,33 \text{ MPa}$).

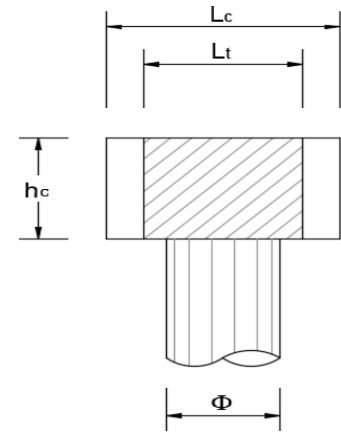


Figure XI. 8. Notations de calcul de la contrainte tangente.

A.N : $A_s = 4,85 \text{ cm}^2$.

On opte pour **5HA12** ($5,65 \text{ cm}^2$).

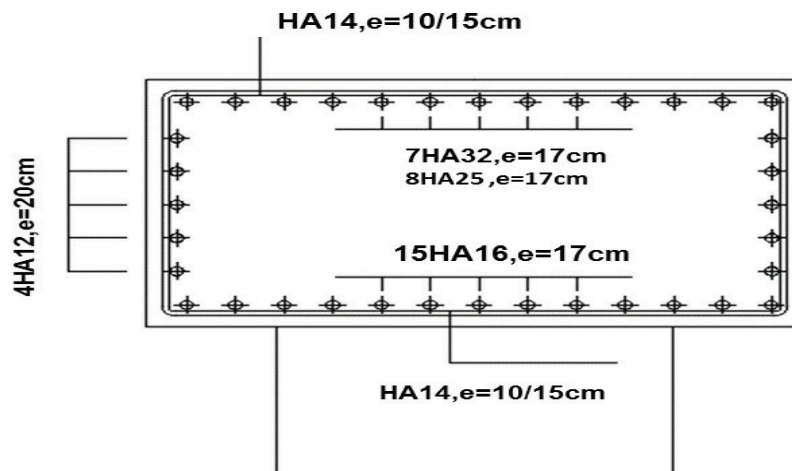


Figure XI. 9. Croquis de ferrailage du chevêtre.

XI.5.2. Ferrailage de la colonne :

Les efforts sollicitant la colonne (fut) sont comme suite :

➤ A l'ELS :

$$M_{\max} = 1573,97 \text{ KN.m} \quad N_{\text{cor}} = 3624,14 \text{ KN.}$$

$$T_{\max} = 162,68 \text{ KN} \quad N_{\text{cor}} = 3624,14 \text{ KN.}$$

➤ A l'ELU :

$$M_{\max} = 1334,30 \text{ KN.m} \quad N_{\text{cor}} = 4893,40 \text{ KN.}$$

$$T_{\max} = 222,15 \text{ KN} \quad N_{\text{cor}} = 4893,40 \text{ KN.}$$

➤ A l'ELA :

$$M_{\max} = 10462,93 \text{ KN.m} \quad N_{\text{cor}} = 3503,88 \text{ KN.}$$

$$T_{\max} = 443,33 \text{ KN} \quad N_{\text{cor}} = 3503,88 \text{ KN.}$$

Après le calcul des moments fléchissant on ferraille le fut selon le logiciel ROBOT EXPERT 2010 (**Voir annexe E**).

$A_s = 342,2 \text{ cm}^2$.

Donc on prend **44HA32** ($A_s = 353,87 \text{ cm}^2$).

Pour l'armature transversale on prend **HA16** avec un espacement de :

- 15 cm en zone critique.
- 20 cm en zone courante.

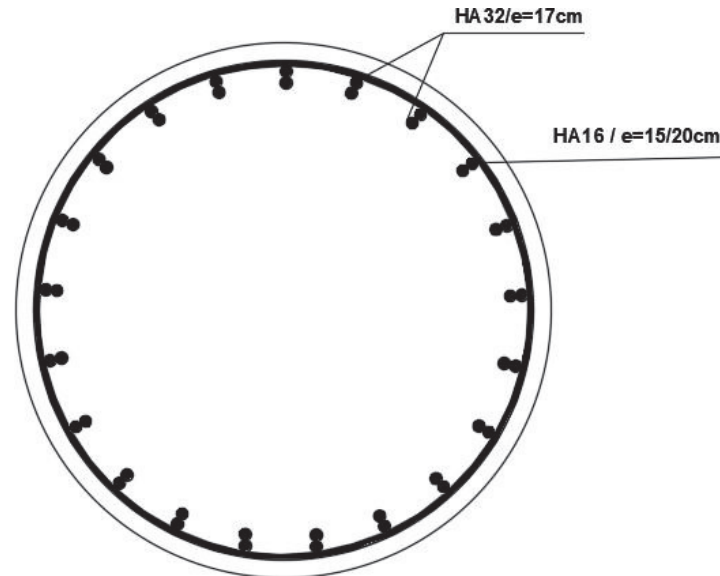


Figure XI. 10. Croquis de ferrailage du fût.

XI.6. ETUDE DE LA SEMELLE :

XI.6.1. Choix de type des fondations :

Le choix de type repose principalement sur les résultats des rapports de sol, ce dernier montre qu'on a besoin des fondations profonde.

Ce type de fondation est composé d'une semelle et des pieux.

XI.6.2. Dimensions de la semelle :

Les dimensions de la semelle sous pile sont :

- Epaisseur : $h = 1,50$ m.
- Largueur : $l = 7,20$ m.
- Longueur : $L = 13,20$ m.

XIII.6.3. Evaluation des efforts :

XIII.6.3.1. Les efforts statiques :

Résumé dans les tableaux X. 5 et X.6 pages 84 et 85.

XIII.6.3.2. Les efforts sismiques :

Tableau XI. 10. Les efforts sismiques sur la culée.

	N (MN)	H _L (MN)	H _T (MN)	e _v (m)	e _H (m)	M _v (KN.m)	M _L (KN.m)	M _T (KN.m)
Semelle	0,21	0,71	0,71	1,50	1,50	0,00	0,53	0,53
Pile	0,49	0,84	0,35	0,00	5,27	0,00	4,4	1,86
Tablier	2,66	1,75	2,31	0,00	9,03	0,00	15,79	20,85

Note : Le repère est pris à la base de la colonne.

Tableau XI. 11. Les combinaisons des directions des efforts sur la semelle.

	E ₁	E ₂	E ₃
H _{Long} (MN)	2,06	0,62	0,62
H _{Trans} (MN)	0,73	2,44	0,73
M _{Long} (MN.m)	16,40	4,92	4,92
M _{Trans} (MN.m)	6,28	20,94	6,28
N (MN)	0,81	0,81	2,72

Donc les résultats des combinaisons d'actions est résumé dans le tableau suivant :

Tableau XI. 12. Combinaisons d'actions sur semelle.

	E ₁	E ₂	E ₃	E ₄	E ₅	E ₆
H _{Long} (MN)	2,35	0,90	0,90	1,80	0,36	0,36
H _{Trans} (MN)	0,73	2,44	0,73	0,73	2,44	0,73
M _{Long} (MN.m)	8,84	23,49	8,84	3,72	18,38	3,72
M _{Trans} (MN.m)	6,28	20,94	6,28	6,28	20,94	6,28
N (MN)	10,38	10,38	12,29	8,75	8,75	6,85

XIII.6.3.3. Les réaction revenant à chaque pieu :

Le calcul des réactions de chaque pieu se fait par la formule suivante :

$$R = \frac{N}{n} + \frac{My_i}{\sum yi^2}$$

Tel que :

- n : nombre des pieux.
- y : nombre des pieux dans chaque fils.
- i : excentricité des fils de pieux.

On résume les résultats de calcul dans les tableaux suivants :

Tableau XI. 13. Les actions revenantes à chaque pieu à l'ELS et à l'ELU.

E L S		E L U	
R ₁ (KN)	R ₂ (KN)	R ₁ (KN)	R ₂ (KN)
1412,74	1801,17	2049,52	2289,25
1610,60	2128,18	2316,93	2728,88
1391,56	2217,54	2110,98	2761,92
1555,76	1944,19	2407,07	2646,81
1677,59	2066,02	2067,74	2307,48

Tableau XI. 14. Les actions revenantes à chaque pieu à l'ELA.

E L A	
R ₁ (KN)	R ₂ (KN)
2256,72	425,07
3979,31	-1297,52
2613,06	781,41
1596,14	474,79
3318,73	-1247,80
1239,81	118,45

XI.6.4. Ferrailage de la semelle :

Pour le ferrailage de la semelle on applique la méthode des bielles, donc on doit vérifier les conditions d'application de cette méthode, qui sont :

$$\begin{cases} \alpha \geq 45^\circ \\ h \geq \end{cases}$$

$$\begin{cases} \alpha > 45^\circ ; \tan \alpha = h / (L/2 - b/4) \\ h \geq L/2 - b/4 \text{ avec } h = H - d' \end{cases}$$

H épaisseur de la semelle = 1.60m.

l : largeur semelle = 7.20m.

L : entraxe entre pieux = 3.6m.

b : diamètre fut = 1.5m.

d' = 0.1m.

On trouve : $h = 1.50\text{m} > 1.425\text{m}$

$\alpha = 46.49^\circ > 45^\circ$; conditions vérifiées.

D'après le document « SETRA » la section d'armature transversale inférieure est déterminée par la méthode des bielles est égale à :

Condition normale :

N_{max-ELS} : 2.22MN.

$$\bar{\sigma}_a = \frac{2}{3} * f_e = 333.33\text{MP}$$

A_s = 63.20cm².

Condition sismique :

N_{max-ELS} : 1MN.

$\bar{\sigma}_a = 500\text{MPA}$.

A_s = 19cm².

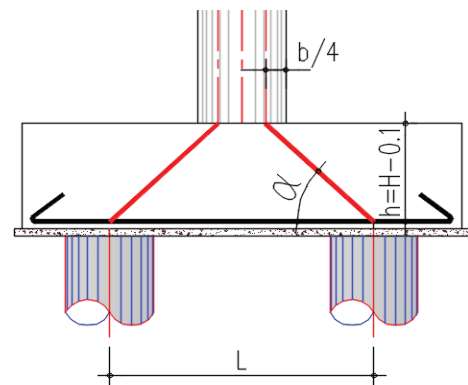


Figure XI. 11. Notations de calcul pour la méthode des bielles.

Les armatures transversales placées dans les bandes axées sur les pieux, tel que sa largeur L égale à : $h + \Phi_{\text{pieu}} = 1,5 + 1,2 = 2,7$ m.

Armatures transversales inférieures :

$A_s = 63.20/2.7 = 23.41 \text{ cm}^2/\text{ml}$, soit **5HA25** avec un espacement de 15cm.

Armatures transversales supérieures :

$A_s = 23.41/3 = 7,80 \text{ cm}^2/\text{ml}$, soit **5HA16** avec un espacement de 15cm.

Armatures longitudinales inférieure :

$A_s = 23.41/2 = 11,70 \text{ cm}^2/\text{ml}$, soit **5HA20** avec un espacement de 15cm.

Armatures longitudinales supérieures :

$A_s = 23.41/4 = 5,85 \text{ cm}^2/\text{ml}$, soit **5HA14** avec un espacement de 15cm.

Armatures latérales :

$A_s = 23.41/10 = 2,341 \text{ cm}^2/\text{ml}$, soit **5HA12** avec un espacement de 15cm.

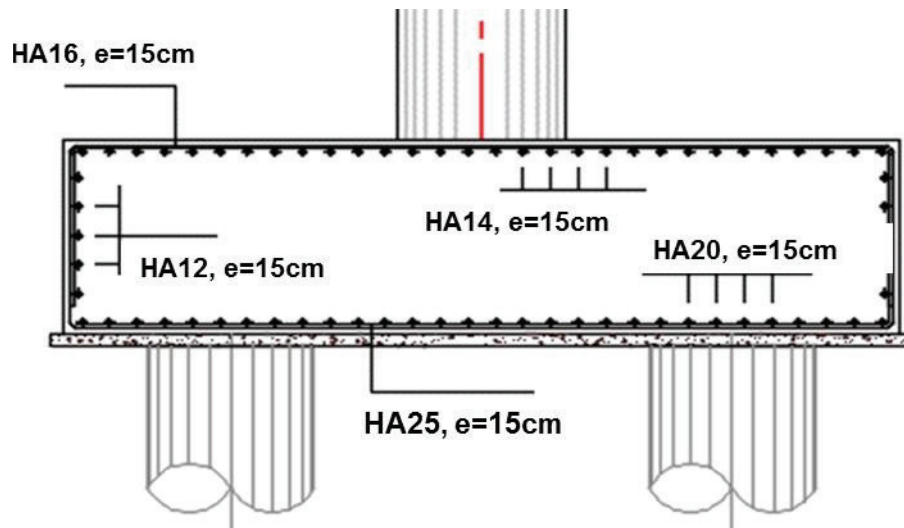


Figure XI. 12. Croquis de ferrailage de la semelle sur piles.

XI.6.5 PROTECTION DES SEMELLES CONTRE L'AFFOUILLEMENT :

XI.6.5.1 CALCULS HYDRAULIQUES

On vérifie que le dimensionnement et le calage de l'ouvrage choisi fournissent des conditions d'écoulement acceptables : Une hauteur d'eau amont acceptable Une revanche pour le passage des corps flottants Nous sommes dans le cas d'un cours d'eau à surface libre soumis à la pression atmosphérique. L'écoulement est dû à la pente, la méthode approchée ; consistant à assimiler le profil réel à un profil trapézoïdal.

$$Q = K * R^{\frac{2}{3}} * W * I^{\frac{1}{2}} \rightarrow \text{Formule de Manning Strickler}$$

Avec :

K : Coefficient de Strickler

R : Rayon hydraulique = section mouillée / périmètre mouillé

W : Section mouillée en m

I : Pente du cours d'eau en m /m

K= 35

L'étude hydraulique de l'ouvrage de franchissement est réalisée dans le but de conférer à la structure une ouverture et un gabarit suffisants pour faire évacuer la crue de projet arrêtée par l'étude hydrologique. Pour chaque coupe, la section mouillée et le périmètre mouillé sont calculés directement avec le programme Autocad avec lequel sont dressés les dessins des profils.

Données :

S_m: Section mouillée **S_m = 682m²**

P_m:Périmètre mouillé **P_m = 168m**

i : Pente du l'Oued **i= 0,30%**

Tableau XI. 15. Résultats des calculs hydrauliques.

Débit selon manning strickler										
PK	H	Sm	Pm	Rh	I	I ^{1/2}	K	Q100	V100	F
BOUDJELLIL	6.32	682.00	168.00	4.06	0.003	0.055	35	3327.08	4.88	0.62

Résultats :

$$Q_{100} = 3\,327 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$V_{100} = 4,88 \text{ m/s}$$

XI.6.5.2 DIMENSIONNEMENT DE LA PROTECTION DES SEMELLES :

Pour déterminer la dimension de l'enrochement nécessaire pour la protection des piles de pont, NCHRP project 24-23(Bridge scour manual), recommande d'utiliser l'équation d'Izbash. Réarrangée, en déterminant le diamètre moyen de la roche :

$$D_{50} = \frac{0,692 * V^2}{(S_g - 1) * 1,2 * g}$$

Avec : D_{50} : dimension de la roche pour laquelle 50% du poids est inférieure.

S_g : densité de la roche = 2.65

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

$$V_{dim} = K_1 * K_2 * V_{moy}$$

V_{moy} : vitesse moyenne du canal près du pont. (m/s)

Pour une vitesse moyenne d'écoulement $V_{50} = V_{100}/1.30 = 4.88 / 1.30 = 3.75 \text{ m/s}$.

Densité des blocs enrochement : 2.60

Densité de l'eau : 1

Et l'accélération de la pesanteur $g = 9,81 \text{ m/s}^2$

$k_1 = 1.5$ (forme circulaire de pile)

$k_2 = 1.1$ (coefficient minimal pour un oued droit et légèrement incliné)

On trouve un diamètre moyen de : $D_{50} = 1,41 \text{ m}$ ce qui donne un poids moyen de 1,47 t.

Pour protéger la semelle, nous l'abaissions d'environ 1m sur le terrain naturel d'oued

on va faire un enrochement de 3m sur 3m, $H = 2,5\text{m}$

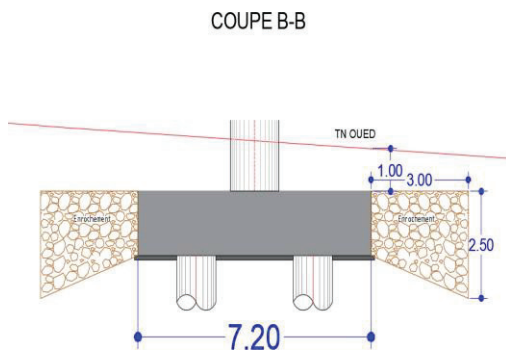


Figure XI. 13. Coupe B-B sur semelle .

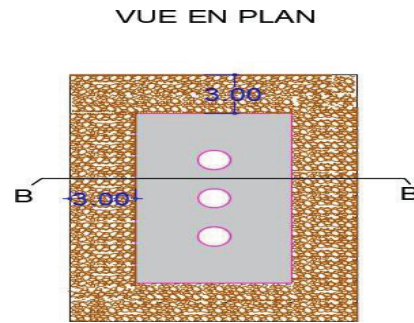


Figure XI. 14. Vue en plan de la semelle.

XI.7. ETUDE DES PIEUX :

XI.7.2. Ferrailage des pieux :

Le comportement d'un élément flexible dans le sol peut s'exprimer mathématiquement comme une équation différentielle du 4^{ème} ordre suivante :

$$EI \frac{d^4 y}{dx^4} + C_u b y = 0.$$

- b : diamètre du pieu.
- C_u : module de réaction du sol.
- y : déplacement en tête du pieu.

Cette équation a ' α : la longueur élastique du pieu' pour solution, tel que :

$$\alpha = \frac{1}{\lambda} = \sqrt[4]{\frac{AEI}{C_u b}}$$

On calcul donc le coefficient d'amortissement de WERNER $\lambda = \sqrt[4]{\frac{b \times C_u}{4E \times I}}$.

- ✓ b : diamètre du pieux ($b = 1,2 \text{ m}$).
- ✓ C_u : module de réaction du sol ($C_u = 30 \text{ MPa}$).
- ✓ $E = 33 \text{ 000 MPa}$ et $I = 0,1017 \text{ m}^4$.

$\lambda = 0,228 \longrightarrow \lambda \times L = 3,869$ (L : profondeur du pieux $L = 17\text{m}$).

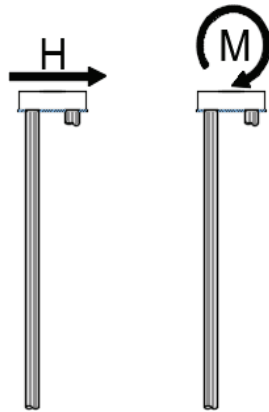


Figure XI. 15. Système statique et chargement des pieux.

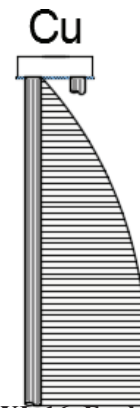


Figure XI. 16. Evolution de Cu dans les pieux.

Tableau XI. 15. Tableau de WARNER.

$\lambda \times L$	1	1,5	2	3	4	6
$\frac{X\theta p}{X\theta m}$	4,03	1,96	1,35	1,16	1,26	1,45
$\frac{H}{\lambda}$	6,76	2,55	1,62	1,48	1,54	1,65

L'interpolation pour $\lambda \times L = 3,869$ donne les résultats suivants :

$$X\theta p = 1,25 \quad \text{et} \quad X\theta m = 1,48.$$

Il reste donc de calculer le moment : $\bar{M} = \frac{X\theta p}{X\theta m} \times \frac{H}{\lambda}$

Tableau XI. 16. Les sollicitations sur les pieux.

	Effort tranchant (KN)	Moment fléchissant (KN.m)	Ncor (KN)
E L S	61,01	226,46	1391,56
E L U	56,99	211,54	2110,98
E L A	488,75	1810,51	-1297,52
			118,45

Avec les résultats obtenus et à l'aide de Robot expert on a : $A_s = 113,1 \text{ cm}^2$

Donc : on prend **24 HA25** ($A_s = 117,81 \text{ cm}^2$) avec un espacement de 14 cm.

Pour l'armature transversale on prend **HA16** avec un espacement de :

- 10 cm en zone critique.
- 20 cm en zone courante.

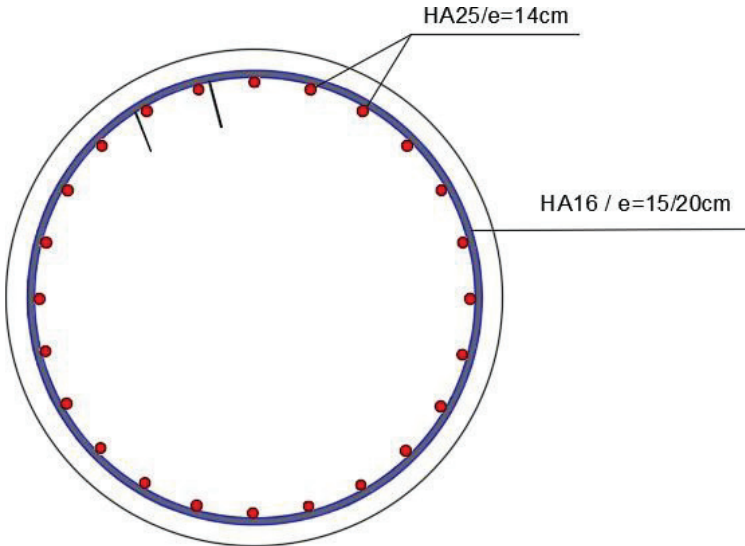


Figure XI. 17. Croquis de ferrailage des pieux sur piles.

CHAPITRE XII :
ETUDE DE LA CULEE

XII.1 INTRODUCTION :

La culée est un élément fondamental dans l'infrastructure d'un pont qui a pour rôle d'assurer la continuité de la chaussée, et supporter à la fois les charges et surcharges du tablier, et la poussée des terres due au remblai et surcharges sur remblai.

Et donc la culée joue le rôle d'un appui extrême et d'un mur de soutènement à la fois.

XII.1.1 Les divers types de la culée :

- ✓ Culées enterrées.
- ✓ Culées remblayées.
- ✓ Culées creuses.

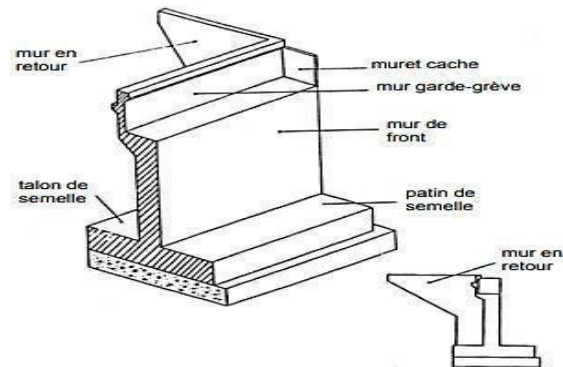


Figure XII. 1 Les éléments de la culée.

XII.1.2 Pré-dimensionnement de la culée :

Tableau XII. 1. Caractéristiques géométriques de la culée en question.

élément	Hauteur (m)	Longueur (m)	Largeur (m)
Mur frontal	6,30	9,70	1,50
Mur garde grève	2,50	10,00	0,40
Mur en retour	8.38	/	0,70
Dalle de transition	0,30	8,20	4,00
Corbeau	/	9,35	/
Semelle	2,00	10,20	10,80

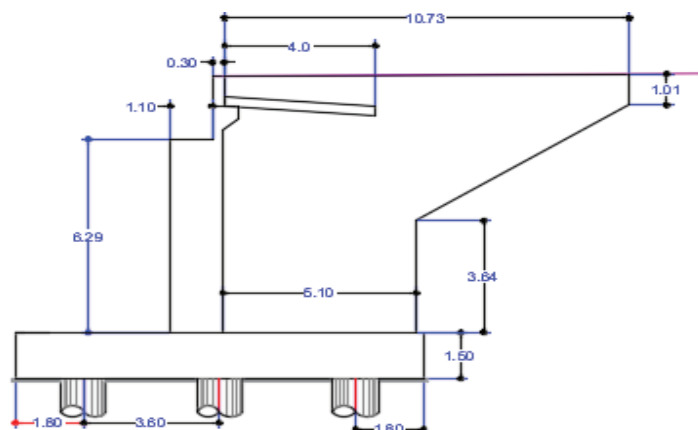


Figure XII. 2. Coupe longitudinale sur culée.

XII.1.3 Vérification de la stabilité de la culée :

XII.1.3.1 ÉVALUATION DES EFFORTS SUR LA CULÉE :

Tableau XII. 2 Evaluation des efforts dus au poids propre.

Désignation	N (KN)	H (KN)	IFV(x/o)	IFH(y/o)	M _{FV/o}	M _{FH/o}
Semelle	5508,00	/	0,00	1,00	0,00	/
Mur F	2291,63	/	-0,58	5,14	-1326,85	/
DDT	123,00	/	2,18	9,37	268,14	/
Mur en R	2039,38	/	4,04	6,90	8239,10	/
Corbeau	56,10	/	0,35	9,05	19,64	/
MGG	155,75	/	-0,74	9,31	-115,10	/
Poids des Terres Amot	6366,79	/	2,68	5,57	17062,99	/
Poids des T sur DDT	563,81	/	2,32	9,93	1308,03	/
Poussée Mur Frontal	/	0,00	/	-3,74	/	0,00
Poussée des terres	/	2974,74	/	-3,45	/	-10262,85
Poussée DDT	/	0,00	/	0,00	/	0,00
Poids Sur 10kN/m ²	394,57	/	2,70	/	1065,34	/
Poussée Sur 10kN/m ²	/	319,35	/	-5,18	/	-1652,63

Tableau XII. 3 Evaluations des efforts dus aux tabliers.

Désignation	N (KN)	H (KN)	IFV(x/o)	IFH(y/o)	MFV/o	MFH/o
Rg	3756,18	/	-0,83	/	-3117,63	/
R(AI)	1234,80	/	-0,83	/	-1024,88	/
Rbc	1132,15	/	-0,83	/	-939,68	/
RMc120	1091,22	/	-0,83	/	-905,71	/
RD240	1796,57	/	-0,83	/	-1491,15	/
RST	54,00	/	-0,83	/	-44,82	/
Hf+r	/	48,23	/	8,30	/	400,35
HT°	/	30,39	/	8,30	/	252,22
Frein AI	/	25,00	/	8,30	/	207,50
Frein Bc	/	150,00	/	8,30	/	1245,00

Avec :

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

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

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

XII.1.3.2. Combinaisons des efforts :

Tableau XII. 4. Combinaison des charges statiques à l'ELS.

	N (KN)	H (KN)	MH (KN.m)	MV (KN.m)	ΔM (KN.m)
G+0.6T	20860,63	3041,21	-11363,80	22338,31	10974,51
G++0.6T+1.2Q	21334,12	3424,42	-13346,96	23616,72	10269,76
G+0.6T+1.2A(I)+ST	22396,39	3071,21	-11114,80	21054,67	9939,86
G+0.6T+1.2Bc+ST	22273,21	3221,205	-9869,80	21156,91	11287,10
G+0.6T+Mc120	21951,85	3041,21	-11363,80	21432,60	10068,80
G+0.6T+D240	22657,20	3041,21	-11363,80	20847,16	9483,35

Tableau XII. 5. Combinaison des charges statiques à l'ELU

	N (KN)	H (KN)	MH (KN.m)	MV (KN.m)	ΔM (KN.m)
1.35G+0.9T	28161,85	4108,36	-13087,38	30156,72	17069,34
1.35G++0.9T+1.6Q	28793,16	6057,25	-20312,18	42416,11	22103,94
1.35G+0.9T+1.6(A(I)+ST)	40080,58	5586,29	-17335,97	39000,05	21664,08
1.35G+0.9T+1.6(Bc+ST)	39916,34	5786,29	-15675,97	39136,37	23460,40
1.35G+0.9T+1.35Mc120	39491,64	4108,36	-13087,38	39488,87	26401,48
1.35G+0.9T+1.35D240	40443,87	4108,36	-13087,38	38698,51	25611,13

XII.2 FERRAILLAGE DES ÉLÉMENTS DE LA CULÉE :

XII.2.1 Ferrailage du mur frontal :

Le mur frontal est généralement encasté à la semelle, c'est l'élément qui subit des sollicitations permanentes tel que le poids de la superstructure et la poussée des terres, et des charges d'exploitations tel que les surcharges routières.

Il est essentiellement soumis à un effort de flexion composé.

XII.2.1.1 Récapitulatif des efforts agissants sur le mur frontal :

Tableau XII. 6. Les efforts sollicitant le mur frontal.

	ELU	ELS
M_{\max} (KN.m)/ml	-956,29	-707,48
N_{corr} (KN)/ml	1252,84	902,43
H_{\max} (KN)/ml	331,47	245,50
N_{corr} (KN)/ml	1031,86	805,62

XII.2.1.2 Calcul du ferrailage :

Le ferrailage est effectué par robot expert sur une section de (100x150cm) qui travaille en flexion composé selon la condition la plus défavorable.

- **Ferrailage vertical (coté remblai) :**

$$A_s = 14 \text{ cm}^2 \text{ On opte pour } 5\text{HA}20 \text{ /ml} (A_s = 15,71 \text{ cm}^2).$$

- **Armature de construction (coté tablier) :**

$$A_s' = \frac{A_s}{3} = 4,67 \text{ cm}^2 \text{ On opte pour } 5\text{HA}14 \text{ /ml} (A_s = 7,70 \text{ cm}^2).$$

- **Ferrailage transversal :**

$$A_{st} = \frac{A_s}{4} = 3,5 \text{ cm}^2 \text{ On opte pour } 5\text{HA}12 \text{ /ml} (A_s = 5,65 \text{ cm}^2).$$

XII.2.2 Ferrailage du mur garde-grève :

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

XII.2.2.1 Calcul des sollicitations :

- **L'effort dû à la poussée des terres :**

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

Avec :

- $K_{ah} = 0,33$.
- $\gamma = 18 \text{ KN/m}^3$
- h : est la hauteur du mur garde grève = 2,06 m.
- $L = 1 \text{ ml}$.

Donc : $P = 12,60 \text{ KN/ml}$.

D'où $M_T = 8,65 \text{ KN. m/ml}$.

- **À l'ELU :** $M_T(ELU) = 11,68 \text{ KN. m/ml}$.
- **À l'ELS :** $M_T(ELS) = 8,65 \text{ KN. m/ml}$.

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

pour le calcul de l'effort dû à la force du freinage on considère une seule roue de 6t qui est supposée freinée, et supposons que la distribution de la charge est inclinée de 45° par rapport au bord du rectangle d'impact :

$$M_f = \frac{2\mu \times P \times h}{0,25 + 2h}$$

Avec : - P = 60 KN.

- μ : est un coefficient de pondération (1,2 à l'ELS, 1.6 à l'ELU).

Donc on a :

$$M_f(ELU) = 90,51 \text{ KN.m/ml.} \quad M_f(ELS) = 67,88 \text{ KN.m/ml.}$$

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

Selon le document SETRA la poussée due à une charge locale la plus défavorable est engendrée par les camions Bc, l'effort nominal est produit par les deux roues arrière 60 KN.

Soit le rectangle d'impact est en contact avec la face arrière du mur garde-grève.

On suppose que les charges engendrées par les deux roues de 60 KN distantes de 0,5 m soient remplacées par une roue équivalente de 120 KN qui influe sur un rectangle de dimensions (0,25 x 0,75 m), et que cette charge répartira sur un angle de 45° comme le montre la figure suivante :

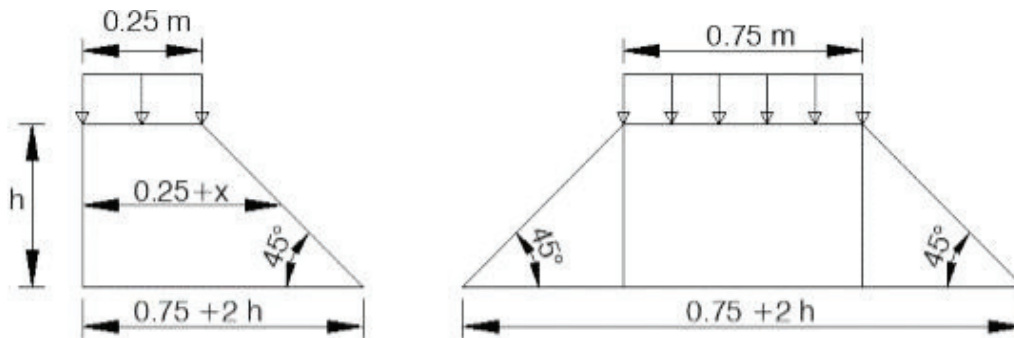


Figure XII. 3. Répartition des charges sur le mur garde-grève.

$$M_P = \frac{12K}{0,75 + 0,2h} \int_0^h \frac{h - x}{(0,25 + x)} dx, \quad \text{avec } K = Ka \times \delta \times \gamma \times bc$$

Avec :

- γ : coefficient de pondération (1,2 à l'ELS et 1,6 à l'ELU).
- bc : coefficient de pondération de la charge Bc (bc = 1,2).
- δ : coefficient de majoration dynamique pour la charge sur remblai (dû à la surcharge Bc calculé en CHPITRE V : Calcul des charges et surcharges, $\delta = 1,081$).
- h : hauteur du mur garde-grève.

On calcul d'abord le coefficient K :

$$K_{ELU} = 0,33 \times 1,081 \times 1,6 \times 1,2.$$

$$K_{ELS} = 0,33 \times 1,081 \times 1,2 \times 1,2.$$

Donc on a :

$$K_{ELU} = 0,68.$$

$$K_{ELS} = 0,51.$$

Et d'après le document SETRA on interprète la valeur de M_P/K en fonction de la hauteur du mur.

Tableau XII. 7. Les valeurs de de M_P/K en fonction de la hauteur

h(m)	0,5	0,75	1	1,5	2	2,5	3
M_P/K	2,23	3,4	4,41	6,11	7,45	8,56	9,49

Pour notre cas ($h = 2,06$ m) on trouve $M_P/K = 7,58$.

D'où on a : $M_P(ELU) = 51,94 \text{ KN.m/ml}$ $M_P(ELS) = 38,95 \text{ KN.m/ml}$.

Combinaisons d'action :

$$M = M_T + M_f + M_P$$

$$M(ELU) = 11,68 + 90,51 + 51,94 = \mathbf{154.13 \text{ KN.m/ml}}$$

$$M(ELS) = 8,65 + 67,88 + 38,95 = \mathbf{115.49 \text{ KN.m/ml}}$$

XII.2.2.2 Calcul de ferrailage :

- **Ferrailage longitudinal coté remblai :**

Le ferrailage est effectué par ROBOT Expert 2010 sur une section de 1 ml qui travaille en flexion simple.

On obtient $A_s = 26 \text{ cm}^2/\text{ml}$, on opte pour **6HA25/ml** ($A_s = 29,45 \text{ cm}^2$).

- **Armature de construction coté tablier :**

$$A_s' = \frac{A_s}{3} = \mathbf{8,67 \text{ cm}^2/\text{ml}}$$
 On opte pour **5HA16 /ml** ($A_s = 10,05 \text{ cm}^2$).

- **Ferrailage transversal :**

$$A_{st} = \frac{A_s}{4} = \mathbf{6,50 \text{ cm}^2/\text{ml}}$$
 On opte pour **5HA14 /ml** ($A_s = 7,70 \text{ cm}^2$).

XII.2.3 Ferrailage de la dalle de transition :

C'est une dalle en béton armé située sous la chaussée reposée sur des appuis élastiques sur toute sa surface, supportée simplement appuyée.

Elle est soumise à son poids propre, le poids des surcharges routières et le poids du remblai au-dessus d'elle.

XII.2.3.1 Évaluation des efforts agissants sur la dalle :

Tableau XII. 8. Les efforts sollicitant la dalle de transition.

Type de charge	Q (KN/m/ml)	N (KN/ml)	M(KN.m/ml)
Poids propre	7,50	15,00	15,00
Revêtement	1,92	3,84	3,84
Remblai	15,12	30,24	30,24
Surcharges	10,00	20,00	20,00

XII.2.3.2 Combinaisons des efforts :

- À l'ELU :
 - $M_{ELU} = 1,35M_G + 1,6M_Q = 98,26 \text{ KN.m/ml}$.
 - $N_{ELU} = 1,35N_G + 1,6N_Q = 98,26 \text{ KN/ml}$.
- À l'ELS :
 - $M_{ELS} = M_G + 1,2M_Q = 73,08 \text{ KN.m/ml}$.
 - $N_{ELS} = N_G + 1,2N_Q = 73,08 \text{ KN/ml}$.

XII.2.3.3 Résultats obtenus par ROBOT Expert :

- Armature principale :

$A_s = 16,5 \text{ cm}^2$ On opte pour **6HA20/ml** ($A_s = 18,85 \text{ cm}^2$).

- Armature de construction :

$A_{s'} = \frac{A_s}{3} = 5,50 \text{ cm}^2$, on opte pour **6HA14/ml** ($A_{s'} = 9,24 \text{ cm}^2$).

- Armature transversale :

$A_{st} = \frac{A_s}{4} = 4,13 \text{ cm}^2$, on opte pour **6HA10/ml** ($A_{st} = 4,71 \text{ cm}^2$).

XII.2.4 Ferrailage du corbeau :

Le corbeau c'est un appui pour la dalle de transition, il est soumis à la réaction de cette dernière, il est sollicité par une compression simple, la fissuration est considérée préjudiciable.

XII.2.4.1 Calcul des sollicitations sur le corbeau :

- Réaction due au poids des charges permanentes :

$$R_G = \frac{Q \cdot L}{2}$$

Avec :

Q est le poids de la dalle de transition + le remblai au-dessus et le poids du revêtement (calculer dans le ferrailage de la dalle de transition $Q = 24,54 \text{ KN/m/ml}$), et **L** est la longueur de la dalle de transition ($L = 4 \text{ m}$).

Donc on a :

$$R_G = \frac{24,54 \times 4}{2} = 49,08 \text{ KN/ml}$$

- Réaction due au poids des surcharges sur remblai :

$$R_Q = \frac{q \cdot L}{2}$$

Avec $q = 10 \text{ KN/m/ml}$

D'où $R_Q = \frac{10 \times 4}{2} = 20 \text{ KN/ml}$.

XII.2.4.2 Combinaisons d'action sur le corbeau :

- À l'ELU :
 - $R_{ELU} = 1,35R_G + 1,6R_Q = 96,26 \text{ KN/ml}$.

- À l'ELS :

$$- R_{ELS} = R_G + 1,2R_Q = 69,08 \text{ KN/ml.}$$

XII.2.4.3 Calcul du ferrailage :

Du ROBOT Expert on obtient $A_s = 10,40 \text{ cm}^2$, on opte pour **4HA20/ml** ($A_s = 12,57 \text{ cm}^2$).

XII.2.5 Ferrailage du mur en retour :

Est un élément latéral qui assure le soutènement des remblais d'accès au pont, il est soumis à des charges verticales (son poids propre et la charge de la corniche et accotement), et des charges horizontales (la poussée des terres et la poussée des surcharges sur remblai).

Le calcul des sollicitations agissantes sur le mur en retour est effectué par le logiciel de calcul ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS, et le ferrailage des deux côtés (remblai et extérieure) dans les deux directions xx et yy est effectué par le logiciel ROBOT Expert.

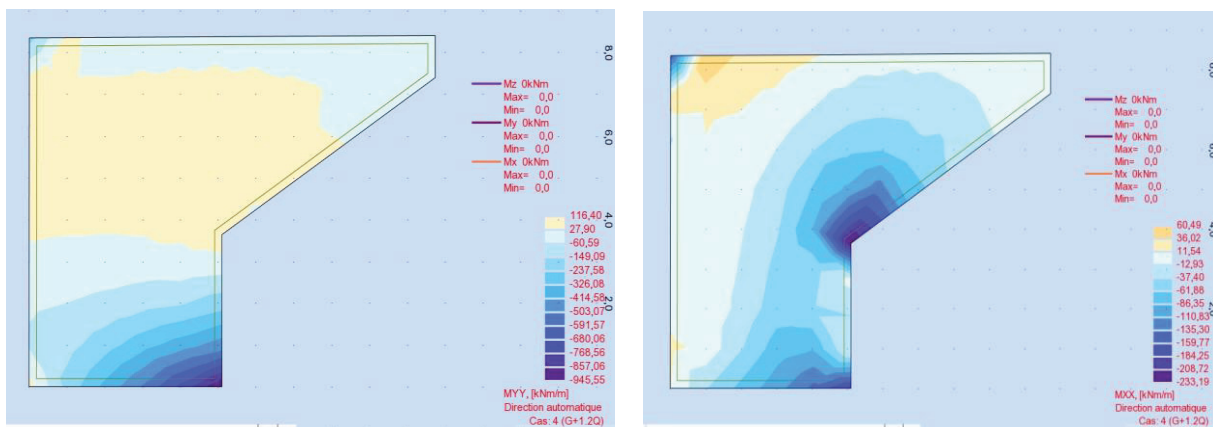


Figure XII. 4 Les sollicitations dus au mur à l'ELS.

Côté XX (flexion simple) :

Avec un logiciel de calcul on a $M_{xx} = 160 \text{ KN. m}$

Section d'acier : Avec logiciel de calcul $A_s = 12.80 \text{ cm}^2$, soit **5HA20/ml** espacé de 20cm.

Armatures de constructions : $A_s' = A_s/3 = 4.27 \text{ cm}^2$; Soit **5HA14/ml** espacé de 20cm.

Côté YY (flexion composée) :

Avec un logiciel de calcul on a $M_{yy} = 450 \text{ KN. m}$ et $N_{yy} = 250 \text{ KN}$

Section d'acier : Avec Robot expert $A_s = 31.2 \text{ cm}^2$, soit **7HA25/ml** espacé de 20cm.

Armatures de constructions : $A_s' = A_s/3 = 10.40 \text{ cm}^2$; Soit **7HA14/ml** espacé de 20cm.

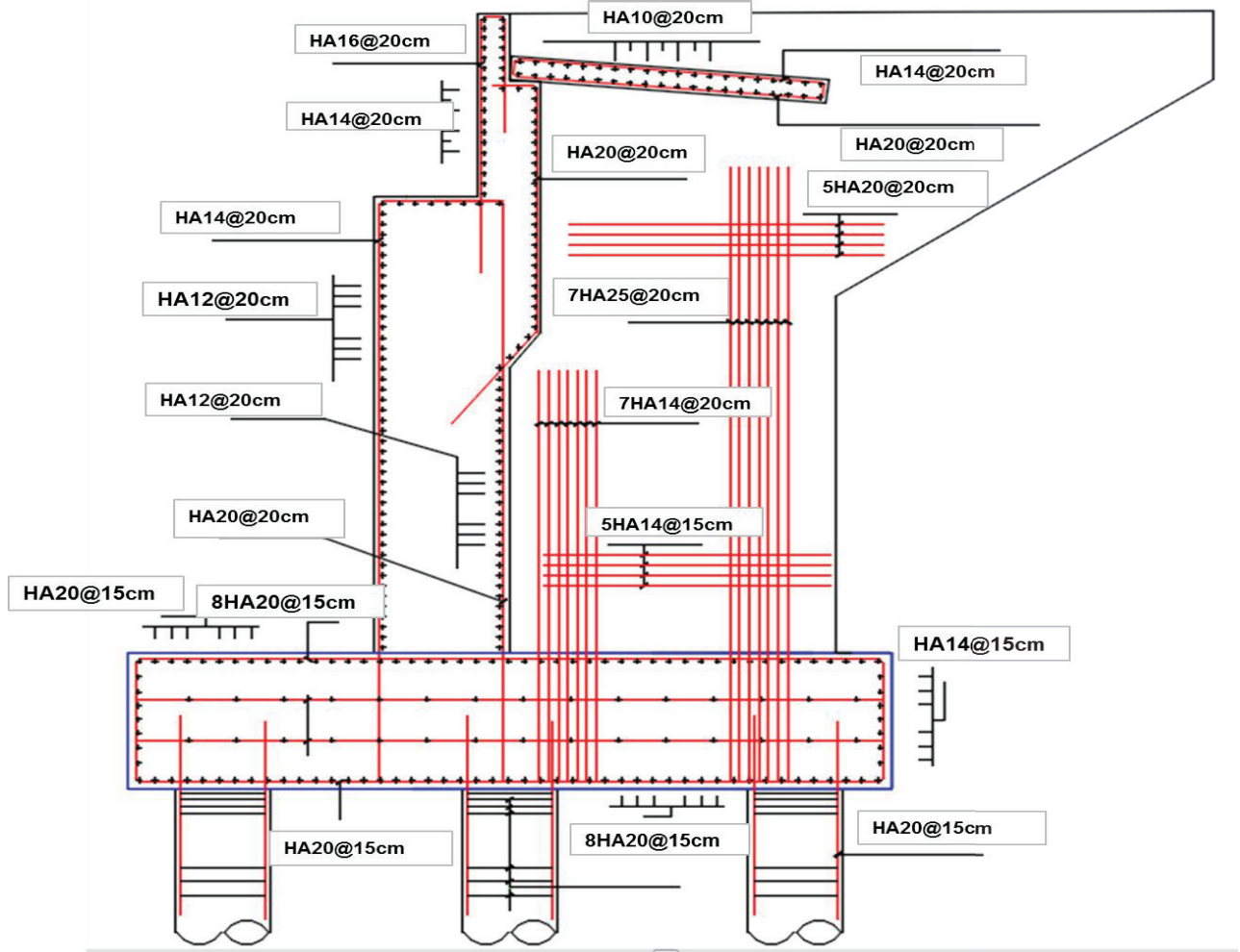


Figure XII. 5 : Ferrailage de la culée.

CHAPITRE XIII :

RECHERCHE BIBLIOGRAPHIQUE

XIII.1 INTRODUCTION :

Un projet de pont ne peut être établi que par un ingénieur expérimenté possédant une solide culture technique dans les domaines de la modélisation des structures, des normes de conception et de calcul, des propriétés physiques et mécaniques des matériaux utilisables dans des conditions économiques acceptables et des méthodes d'exécution.

Les ponts à poutres préfabriquées en béton précontraint sont souvent très économiques, pour des portées inférieures à 50 m. Ils sont d'autant plus intéressants que le nombre de poutres à réaliser est plus grand car des moyens de mise en place adaptés sont justifiés.

On distingue deux types de tables, selon la technique de précontrainte utilisée pour les poutres :

Les ponts à poutres précontraintes par pré-tension (**PRAD** ; **PR**écontrainte par **AD**hérence) qui occupent une gamme de portées allant de 10 à 35 mètres.

- Les ponts à poutres précontraintes par post-tension (**VIPP** ; Viaduc à travées **I**ndépendantes à **P**outres **P**réfabriquées précontraintes par post-tension), objet du présent document, qui sont employés pour des portées comprises entre 30 et 50 mètres.

XIII.2 PONTS A POUTRES PRECONTRAINTES PAR POST-TENSION :



Figure XIII.1 : Ponts à poutres précontraintes par post-tension.

Les poutres, de type poutres à talon, sont solidarisiées par la dalle sous chaussée et par les entretoises situées aux extrémités de chaque travée, au droit des lignes d'appui, qui assurent l'encastrement en torsion des poutres et permettent le levage du tablier à l'aide de vérins afin d'en changer, lorsque nécessaire, les appareils d'appui.

Les entretoises intermédiaires ne sont plus de mise depuis longtemps car, bien que conférant au tablier une rigidité transversale autorisant l'emploi de méthodes de calcul simples, elles sont d'une réalisation difficile, donc coûteuse (mise en place et dépose de coffrages suspendus dans des conditions souvent acrobatiques, fabrication d'amorces fixées aux poutres avec un ferrailage en attente).

La dalle sous chaussée peut être réalisée sous forme de tronçons de raccordement coulés en place sur des coffrages perdus (prédalles minces en béton armé) entre les poutres (qui sont alors préfabriquées dans leur section complète), et dotée d'une précontrainte transversale ou

simplement armée (figure *a*), ou sous forme d'une dalle coulée sur toute la largeur de la chaussée sur des poutres confectionnées avec une table de compression d'épaisseur réduite (figure *b*).

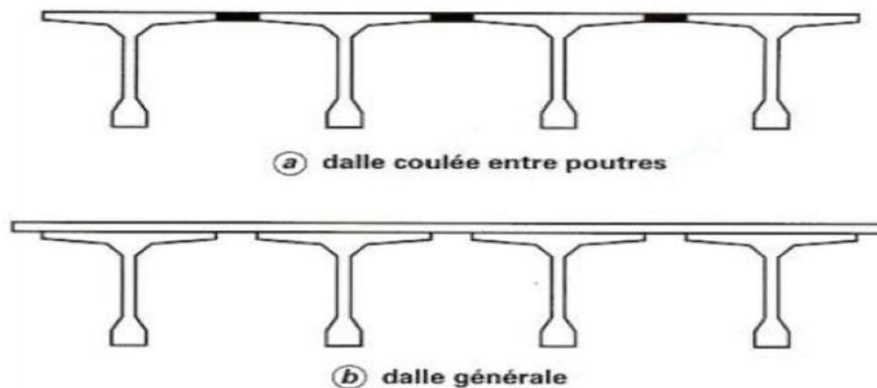


Figure XIII.2 : Conceptions possibles d'un tablier de pont à poutres précontraintes.

Ces deux conceptions présentent à la fois des avantages et des inconvénients : seul le concepteur peut effectuer un choix motivé pour chaque projet particulier.

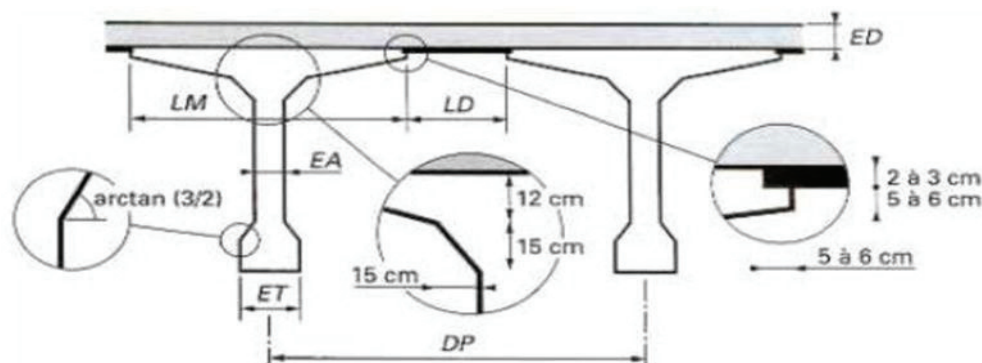
Le nombre et l'espacement des poutres en section transversale résultent d'une optimisation entre des poutres plutôt légères et rapprochées, nécessitant de nombreuses manutentions, et des poutres plus lourdes mais plus espacées ; la tendance actuelle correspond à une distance entre axes comprise entre 2,50 et 3,50 m environ (4 m dans des cas exceptionnels) ; la dalle sous chaussée présente alors une épaisseur allant de 18 à 20 cm. L'élancement usuel H/L , égal au rapport de la hauteur H des poutres à la portée L d'une travée, se situe entre 1/16 et 1/17 en l'absence de contraintes particulières.

Ces valeurs s'entendent pour des poutres confectionnées à partir d'un béton traditionnel B35 réalisé avec un ciment de type CPA dosé à 400 Kg/m³. Le recours à des bétons à hautes performances est possible mais ne présente guère d'intérêt s'il s'agit de réduire la hauteur des poutres (bien que des élancements de 1/20 à 1/22 soient facilement réalisables), car cette réduction entraîne une augmentation de l'effort de précontrainte et un renforcement des talons. Il est, par contre, intéressant s'il permet de réduire le nombre des poutres pour une quantité d'aciers de précontrainte équivalente à celle mise en œuvre dans le cas d'un béton traditionnel. De plus, en atmosphère agressive, le béton à hautes performances garantit à l'ouvrage une meilleure durabilité. Les principaux éléments de dimensionnement des sections transversales sont rassemblés sur la figure qui suit.

Les ponts à poutres sont bien adaptés aux franchissements droits et rectilignes. Mais ils fournissent également une solution intéressante lorsque la voie portée est courbe, ou présente un biais géométrique, ou encore est de largeur variable. Pour réaliser un ouvrage courbe, toutes les poutres d'une même travée ont une longueur identique : la courbure du tablier est obtenue en faisant varier le débord de la dalle par rapport aux poutres de rive et les têtes de piles sont de forme trapézoïdale en plan. Cependant, le rayon de courbure ne peut guère descendre en dessous de 15 fois la portée compte tenu de la flèche maximale admissible du débord variable. Dans les ponts biaisés, toutes les poutres d'une même travée ont également une longueur identique et les entretoises aux extrémités des travées sont disposées suivant le biais, même si

leurs amorces éventuelles à l'extérieur des poutres de rive (lorsque les entretoises sont précontraintes) gagnent, sur le plan esthétique, à être disposées perpendiculairement aux âmes de poutres.

Les talons des poutres étant plus comprimés que les tables supérieures sous les charges permanentes, le fluage différentiel provoque une déformation du tablier vers le haut à long terme ; il convient de confectionner les poutres avec une contre-flèche appropriée « vers le bas ». De plus, afin de limiter le nombre de joints de chaussée, on réalise couramment la continuité de la dalle sous chaussée, par groupes de 3 à 5 travées, tout en conservant l'indépendance mécanique de chacune d'elles : cela revient à permettre les rotations relatives au droit des appuis.



- DP** distance entre poutres (2,50 à 3,50 m dans les cas usuels)
LM largeur de membrure (1,80 à 2,80 m)
LD largeur de dalle (60 à 100 cm)
EA épaisseur d'âme (30 à 35 cm si coffrage bois, 21 à 24 cm si coffrage métallique)
ET épaisseur du talon (60 à 90 cm)
ED épaisseur de la dalle (18 à 20 cm)

Figure XIII.3 : Dimensionnement des ponts à poutres en béton précontraint

XIII.3 PONTS A POUTRES PRECONSTRAINTES PAR PRE-TENSION



Figure XIII.4 : Vue générale d'un ouvrage PRAD.

Les tabliers constitués de poutres préfabriquées précontraintes à fils ou torons adhérents offrent une solution intéressante pour franchir des portées allant jusqu'à une trentaine de mètres car la

mise en place des poutres peut s'effectuer au moyen de grues courantes, sans exiger la mise en œuvre d'un matériel spécifique onéreux.

Lorsque le pont franchit une voie de circulation, le trafic peut être maintenu, à l'exception de coupures très brèves au moment de la mise en place d'une poutre.

La qualité d'exécution offre une bonne garantie, liée aux avantages de la préfabrication en usine. De plus, par rapport à une préfabrication sur chantier, le rebut d'une poutre dont le béton ne présente pas la résistance escomptée est beaucoup plus facile que la démolition éventuelle (ou l'acceptation à contre-cœur) d'un béton in situ n'ayant pas les qualités requises. La protection des armatures en acier dur contre la corrosion est encore meilleure que celle que peuvent offrir les armatures de post-tension enfermées dans des conduits injectés.

Les poutres ont une section rectangulaire ou en I. Leur espacement varie de 60 à 100 cm et elles sont solidarisiées par une dalle générale coulée en place sur des dallettes en mortier de fibres ou des prédalles en béton armé :

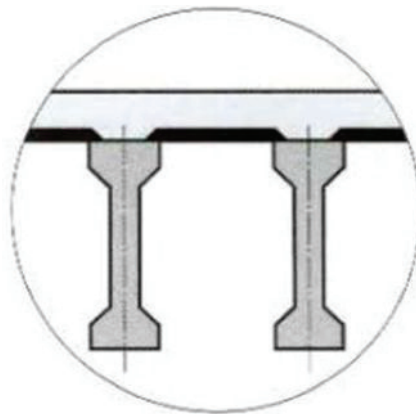


Figure XIII.5 : Coupe schématique d'un tablier à poutrelles précontraintes par pré-tension

Elles sont généralement confectionnées à partir d'un béton traditionnel dosé à 400 Kg /m³ de ciment CPA 400 ou CPA 500, permettant d'obtenir une résistance caractéristique de 30 MPa alors du relâchement des armatures, et de 42 MPa à 28 jours. La dalle a une épaisseur comprise entre 16 et 20 cm selon la distance séparant les axes des poutres et la nature du coffrage employé.

Le plus souvent, les poutres forment des travées isostatiques ; ce schéma a l'avantage d'une grande simplicité, et le pont est insensible à d'éventuels tassements d'appuis. Cependant, dans le cas de plusieurs travées, il peut être économique de réaliser la continuité des travées : continuité « géométrique » au niveau de la dalle (afin de limiter le nombre de joints de chaussée) ou véritable continuité « mécanique », par coulage sur appui d'un chevêtre incorporé au tablier, solidaire des poutres et du hourdis. Mais l'expérience a montré que cette continuité (sous charges d'exploitation) n'est pas totale. Si H_t désigne la hauteur totale du tablier, dalle comprise, et L la portée de sa travée déterminante, l'élancement moyen des tabliers à poutrelles précontraintes est tel que :

XIII.4 COMPARAISON

Les ponts à poutres préfabriquées en béton précontraint sont souvent très économiques, pour des portées allant jusqu'à 30 m en précontraintes par pré-tension, et pour des portées comprises entre 30 et 50 m en précontrainte par post-tension.

Le tableau suivant présente les différents paramètres de comparaison entre deux procédés de précontrainte par pré- et post- tension :

Tableau XIII.1 : Comparaison de précontrainte par pré et post tension.

	Post- tension	Pré tension
Mode et lieu de fabrication	Préfabrication ou coules sur place (in site)	Préfabrication en usine ou sur chantier
Type d'acier	Fils lisses, fils non lisses, ou torons	Fils adhérentes ou torons
Trace des armateurs	Droite ou courbe	Droite ou ligne brisée
Adhérence obtenue	Après injection des gaines.	Des détentions des aciers
Avantage	Trace le mieux adapte aux sollicitations ou au mode construction, construction en place et définitive	Pas des gaines, pas d'encrage, bonne protection contre la corrosion, une seule mise en tension pour plusieurs poutres, rapidité d'exécution
Inconvénients	Poses des gaines, enfilage des câbles, injection des gaines, mise en tension dans des conditions de chantier quelque fois difficile	Pas de câbles courbes, pas d'arrêt de câbles en cours de travée, transport de pièces plus moins longue sur des trajet plus ou moins grands

- Certains profils de poutres présentent des formes élaborées, visant à tirer le meilleur parti de la matière et bien entendu de la préfabrication. Ils nécessitent des coffrages relativement complexes et permettant néanmoins d'obtenir des parements de qualité.
- La protection des armatures en acier dur contre la corrosion est encore meilleure que celle que peuvent offrir les armatures de post-tension enfermées dans des conduits injectés.
- La préfabrication entraîne de plus une réduction des délais d'exécution de l'ouvrage puisque les poutres peuvent être réalisées en temps masqué, indépendamment du reste du chantier.
- Pour autant que le niveau de résistance requis pour le béton des poutres soit compatible avec la production habituelle de l'usine, on peut s'attendre à une régularité des résistances mesurées, tant aux jeunes âges qu'à vingt - huit jours.

XIII.4.1 Inconvénient de la pré-tension par rapport à la post tension

Le mode de fabrication des poutres, qui sont réalisées sur des bancs de préfabrication de grande longueur, nécessite un fond de moule horizontal, ce qui ne permet pas de compenser la contre flèche due aux effets de la précontrainte par une flèche initiale du coffrage, comme dans le cas des poutres précontraintes par post tension. Cela a pour effet d'accroître, surtout si la durée de stockage est longue.

XIII.4.2 Inconvénient de la post tension par rapport à la pré-tension

Les différentes travées sont reliées par des joints de chaussée assurant la continuité de roulement. Le coût de ces joints (coût initial et coût d'entretien), ainsi que l'inconfort ressenti par l'usager au passage de chaque joint, constituent le principal inconvénient de ce type de structure.

Ce type de tablier, constitué de poutres rectilignes, est naturellement bien adapté aux franchissements rectilignes. En revanche, il ne s'adapte que plus difficilement aux franchissements biaisés ou courbes.

XIII.4.3 Comparaison des résultats de calcul d'un pont étudié avec les deux technologies

On a pris comme exemple pour cette comparaison les résultats de PFE de « étude comparative d'un tablier à poutre précontrainte par Post-tension et Pré tension –ENSTP-promo 2008 »

Tableau XIII.2 : Tableaux comparatives des résultats de calcul entre post tension et pré-tension.

	Post tension	Pré tension
L'effort de précontrainte	Effort plus grand que celui de la pré tension car le béton atteint sa résistance maximale	Effort moins que celui de la post tension car le béton n'a pas atteint sa résistance maximale
Pertes de tension	La somme des pertes plus grand que celui de pré-tension	La somme des pertes moins que celui de post-tension
Les contraintes	Les conditions sont vérifiées	Pour les fibres inférieures, ne vérifie pas car le béton n'a pas atteint sa résistance maximale et l'effort de précontrainte est faible
Gaines	Les gaines sont conçues pour enfiler les câbles de précontrainte et d'assurer l'adhérence avec le béton en injectant le coulis de ciment	Les gaines sont conçues pour diminuer l'excès de la contrainte.

XIII.5 CONCLUSION

Cette recherche bibliographique nous a permis de ressentir les avantages et les inconvénients de chaque mode de réalisation de la précontrainte dans les ponts à poutres PRAD ou VIPP, en concluant qu'aucun n'est favorable à l'autre qu'après prendre en compte les exigences fonctionnelles et naturelles de projet.

CONCLUSION

Ce projet de fin d'étude est une phase importante dans notre formation, et une occasion pour nous d'approfondir dans le domaine des travaux publics en générale, et dans l'étude des pont en particulier, et surtout de mettre en pratique les notions fondamentales concernant la conception le dimensionnement de ce dernier.

On a eu la chance donc d'approfondir dans l'étude d'un pont poutres précontraintes par post-tension (VIPP), qui répond à la problématique du choix de la variante optimale pour nos contraintes.

Cette étude, en addition au stage pratique, nous a aidées à bien connaître la méthodologie de cette construction, ainsi que la procédure de réalisation et de vérification de ce type de précontrainte.

En plus de ces connaissances on a appris à manipuler certain logiciels tel que Robot Structural Analysis 2019 et Auto-cad 2016 qui nous ont beaucoup aidés pour l'appréciation des résultats obtenus par les calculs manuel qu'on a réalisé pour pouvoir poursuivre notre travail.

En fin, ce travail est le couronnement des cinq dernières années d'étude et de formation assuré par les enseignants et administrateurs de l'école nationale supérieure des travaux publics.

RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- [1] : Cours béton Mr. BELAOURA École national supérieur des travaux publics.
- [2] : Cours béton précontraint Mr. BELAOURA et Mr. AMIEUR École national supérieur des travaux publics.
- [3] : Cours Calcul d'ouvrage. Mm OUMOUSSA. École nationale supérieure des travaux publics.
- [4] : Document SETRA - appuis des tabliers PP73.
- [5] : Document SETRA. Guide de conception 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.
- [6] : Document SETRA. Guide de conception ponts mixtes acier-béton. Ministère de l'écologie de l'énergie de développement durable et de la mer. France. Septembre 2009.
- [7] : Service d'Etude Technique des Routes et Autoroutes (SETRA), Ponts à poutres Préfabriquées par post tension (VIPP).
- [8] : Document technique réglementaire. . Règles définissant les charges à appliquer pour le calcul et les épreuves des ponts routes RCPR.
- [9] : Document technique réglementaire. Règles parasismiques applicables au domaine des ouvrages d'art RPOA 2008.
- [10] : Esquisse pont. Mr. ZOURGUI. École nationale supérieure des travaux publics.
- [11] : Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et construction en béton armé suivant la méthode des états limites. Règle BAEL 91 révisées 99 fascicule 62 (Titre I ; section I).
- [12] : Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et construction en béton précontraint suivant la méthode des états limites. Règle BPEL 91 révisées 99 fascicule 62 (titre I ; section II).
- [13] : WERNER, *BETON UND STAHLBETONBAU 2/1970*, 1970.

A.1. Photos des caisses de sondages carroté :



Figure A. 1. Photo de la caisse a carotte du sondage N01.



Figure A. 2. Photo de la caisse a carotte du sondage N02.



Figure A. 3. Photo de la caisse a carotte du sondage N03.

A.2. Essais pressiométrique :

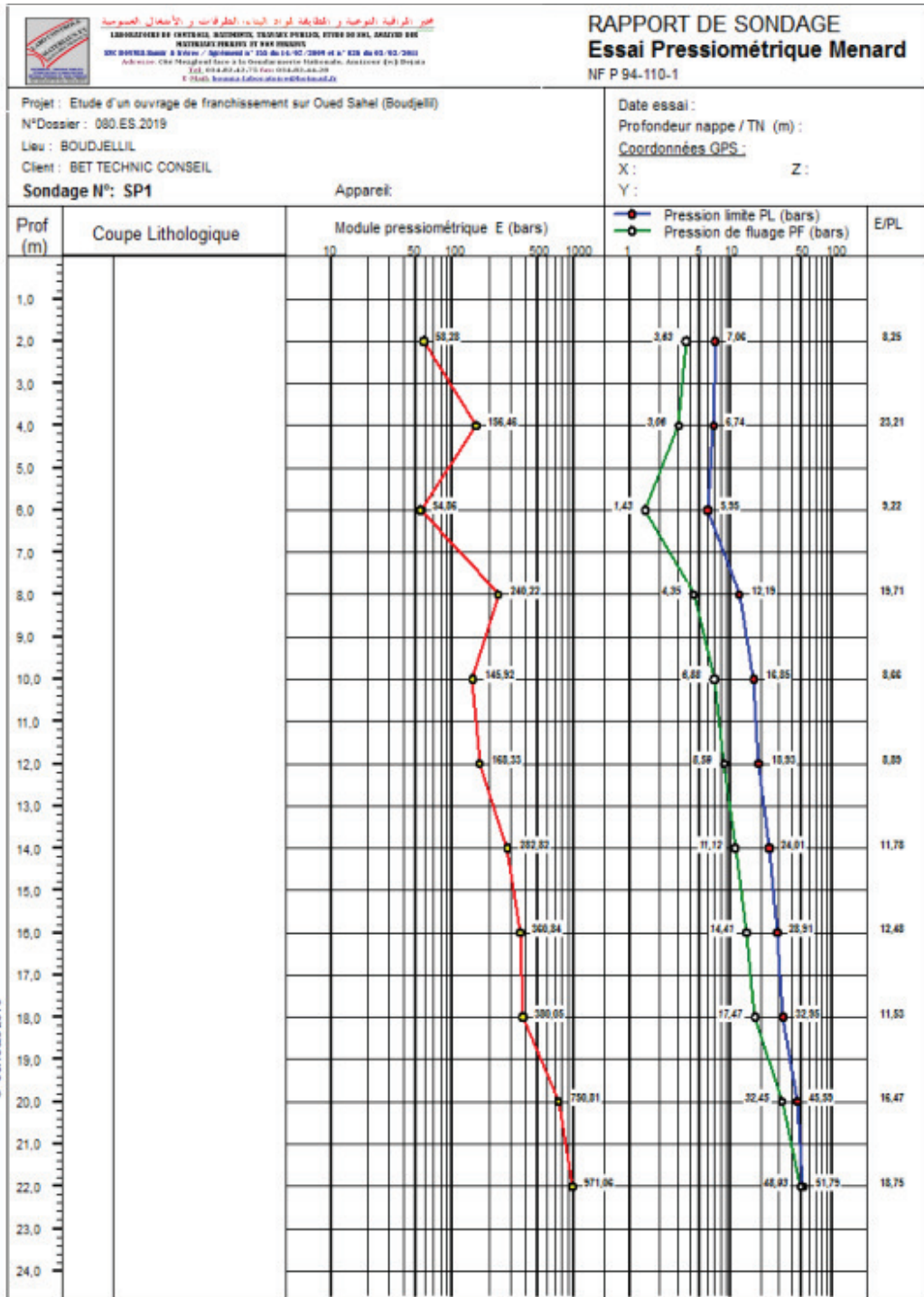


Figure A. 4. Essai pressiométrique du sondage N01.

A.3. Analyse granulométrique :

Figure A. 5. Essai pressiométrique du sondage N02.

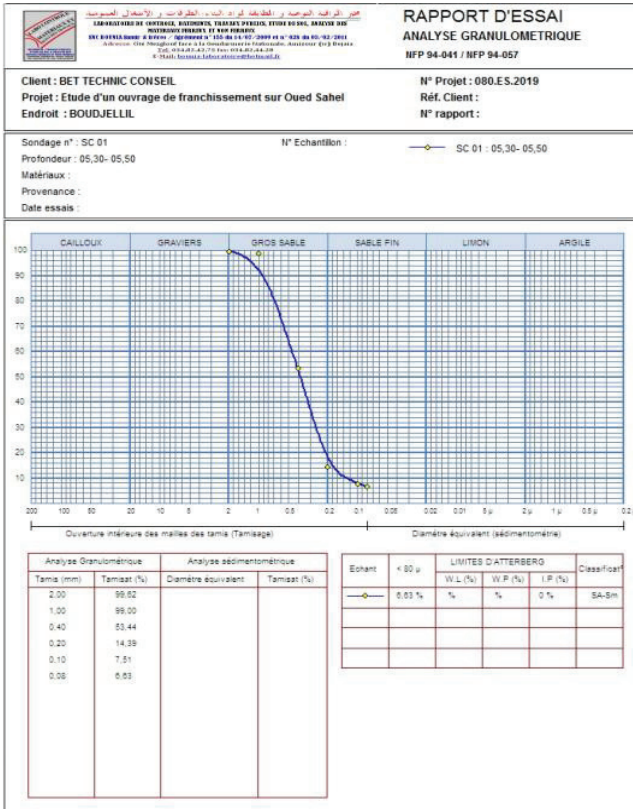


Figure A. 6. Analyse granulométrique du sondage N01.

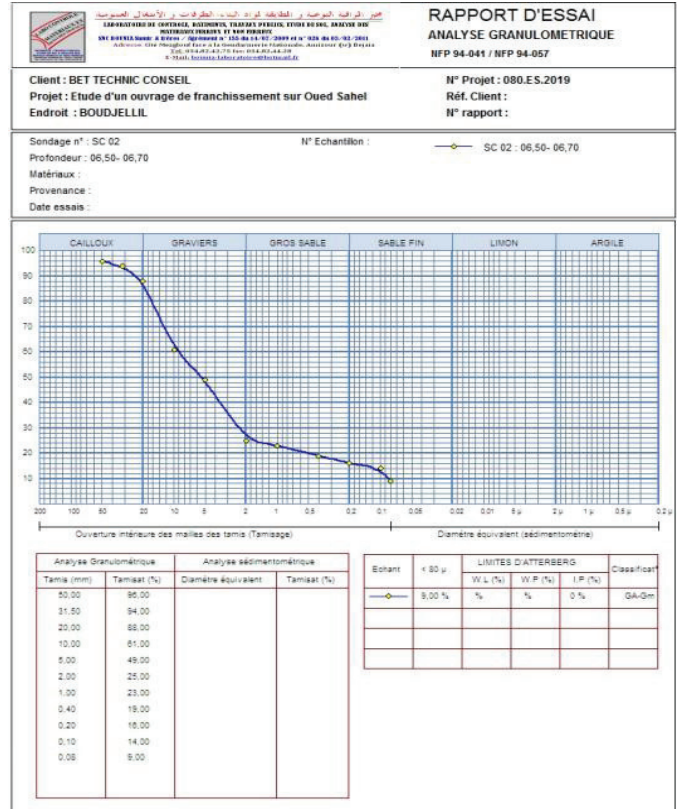


Figure A. 7. Analyse granulométrique du sondage N02.

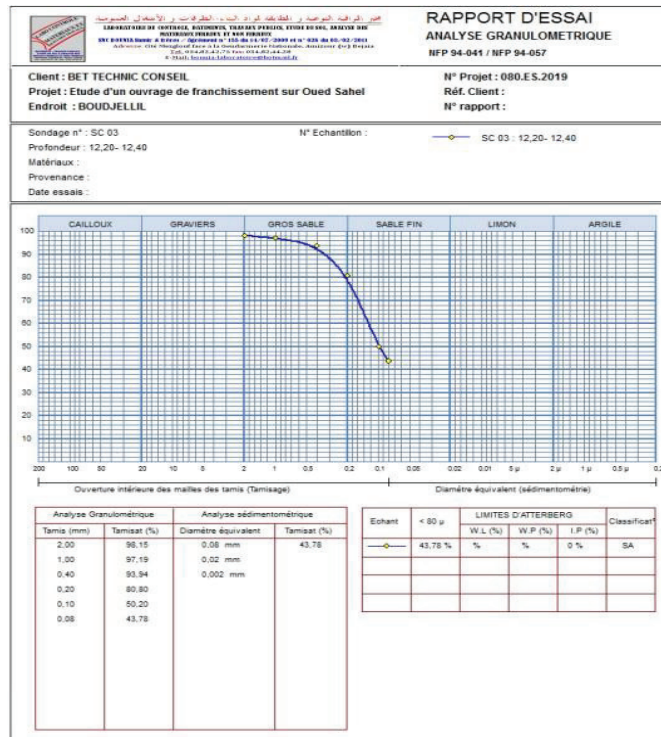


Figure A. 8. Analyse granulométrique du sondage N03.

B.1. Pondération du moment :
Tableau B.1. Calcul de K0 pour $\Theta = 0,506$

$\Theta=0.506$	$\alpha=0,188 \Rightarrow K0$								
y/e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0,60404	0,821336	1,028344	1,195848	1,268852	1,195848	1,028344	0,821336	0,60404
b/4	-0,012444	0,305652	0,62182	0,926992	1,195848	1,380524	1,43642	1,418952	1,381032
b/2	-0,52022	-0,147464	0,230656	0,621844	1,028344	1,43642	1,806632	2,096948	2,354496
3b/4	-0,971316	-0,565212	-0,147464	0,305652	0,821336	1,418952	2,096948	2,81802	3,525292
b	-1,404636	-0,971316	-0,394628	-0,012444	0,60404	1,381032	2,354496	3,525292	4,834292

Tableau B.2. Calcul de K1 pour $\Theta = 0,506$.

$\Theta=0.506$	$\alpha=1 \Rightarrow K1$								
y/e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0,856652	0,925116	1,002656	1,079268	1,118716	1,079268	1,002656	0,925116	0,856652
b/4	0,6771	0,7566	0,851436	0,963636	1,079268	1,160296	1,163888	1,130716	1,093124
b/2	-0,394312	-0,059432	0,283936	0,646844	1,032016	1,421484	1,763044	2,000408	2,18856
3b/4	0,446408	0,526764	0,626012	0,7566	0,925116	1,130716	1,360724	1,581284	1,754232
b	0,367924	0,446408	0,5444	0,6771	0,856652	1,093124	1,392784	1,754232	2,159624

Tableau B. 3. Calcul de $K\alpha$ pour $\Theta = 0,506$.

$\Theta=0,506$	$\alpha=0,188 \Rightarrow K\alpha$								
y/e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0,71639	0,86749	1,01692	1,14400	1,20208	1,14400	1,01692	0,86749	0,71639
b/4	0,29424	0,50622	0,72394	0,94329	1,14400	1,28257	1,31521	1,29076	1,25298
b/2	-0,46422	-0,10831	0,25435	0,63296	1,02998	1,42978	1,78725	2,05401	2,28069
3b/4	-0,34077	-0,07954	0,19655	0,50622	0,86749	1,29076	1,76950	2,26797	2,73759
b	-0,61627	-0,34077	0,02302	0,29424	0,71639	1,25298	1,92676	2,73759	3,64470

Tableau B.4. Calcul de $K\alpha$ pour chaque position.

y/e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
POUTRE1	-0,4730077	-0,2049301	0,11325286	0,40446721	0,7949648	1,27262405	1,84498825	2,49338707	3,17300474
POUTRE2	-0,4247155	-0,099105	0,23585553	0,59240414	0,97798236	1,38529019	1,78156826	2,12247672	2,4269014
POUTRE3	0,17288529	0,40789211	0,64880979	0,89363756	1,12575439	1,30612732	1,39073418	1,41287644	1,41741551
POUTRE4	0,71639218	0,86749338	1,01691896	1,14399767	1,20207724	1,14399767	1,01691896	0,86749338	0,71639218

Tableau B.5. Calcul de $K\alpha$ moy pour la surcharge A(l).

	une voie chargée			deux voies chargées		
	L (m)	S (m ²)	$K\alpha$ moy	L (m)	S (m ²)	$K\alpha$ moy
P01	4	0,9631	0,240775	8	7,6005	0,9500625
P02	4	1,5471	0,386775	8	7,9863	0,9982875
P03	4	2,9827	0,745675	8	8,2934	1,036675
P04	4	4,2077	1,051925	8	8,3994	1,049925

Tableau B.6. Calcul de $K\alpha$ moy pour les surcharges Mc120 et D240.

CHARGEMENT Mc120				CHARGEMENT D240			
	L (m)	S (m ²)	$K\alpha$ moy		L (m)	S (m ²)	$K\alpha$ moy
P01	2	0,9054	0,4527	P01	3,2	2,1172	0,661625
P02	2	1,178	0,589	P02	3,2	2,6549	0,8296563
P03	2	1,6913	0,84565	P03	3,2	3,2226	1,0070625
P04	2	2,1434	1,0717	P04	3,2	3,6961	1,1550313

Tableau B.6. Calcul de $K\alpha$ moy pour la surcharge Bc une voie chargée.

	K1	K2	$K\alpha$ moy
P01	1,1672	1,2311	1,19915
P02	1,144	0,8936	1,0188
P03	1,0932	0,7957	0,94445
P04	0,8675	0,4079	0,6377

Tableau B.7. Calcul de $K\alpha$ moy pour la surcharge Bc deux voies chargées.

	K1	K2	K3	K4	$K\alpha$ moy
P01	1,1672	1,2311	1,2224	1,0844	1,176275
P02	1,144	0,8936	0,5924	0,4045	0,758625
P03	1,0932	0,7957	0,4498	0,288	0,656675
P04	0,8675	0,4079	-0,0991	-0,2018	0,243625

Tableau B. 9. Calcul de $K\alpha$ moy pour la surcharge Bt une voie chargée.

	K1	K2	$K\alpha$ moy
P01	1,1788	1,323	1,2509
P02	1,1186	1,0329	1,07575
P03	1,1186	0,8447	0,98165
P04	0,8974	0,4561	0,67675

Tableau B. 10. Calcul de $K\alpha_{moy}$ pour la surcharge Bt deux et trois voies chargées.

	K1	K2	K3	K4	$K\alpha_{moy}$
P01	1,1788	1,323	1,4645	1,3871	1,33835
P02	1,1186	1,0329	0,8238	0,6338	0,902275
P03	1,1186	0,8447	0,5211	0,3409	0,706325
P04	0,8974	0,4561	-0,0321	-0,1442	0,2943

Tableau B. 11. Calcul de $K\alpha_{moy}$ pour le trottoir.

	L (m)	S (m²)	$K\alpha_{moy}$
P01	2	2,5123	1,25615
P02	2	2,0109	1,00545
P03	2	1,6824	0,8412
P04	2	1,5529	0,77645

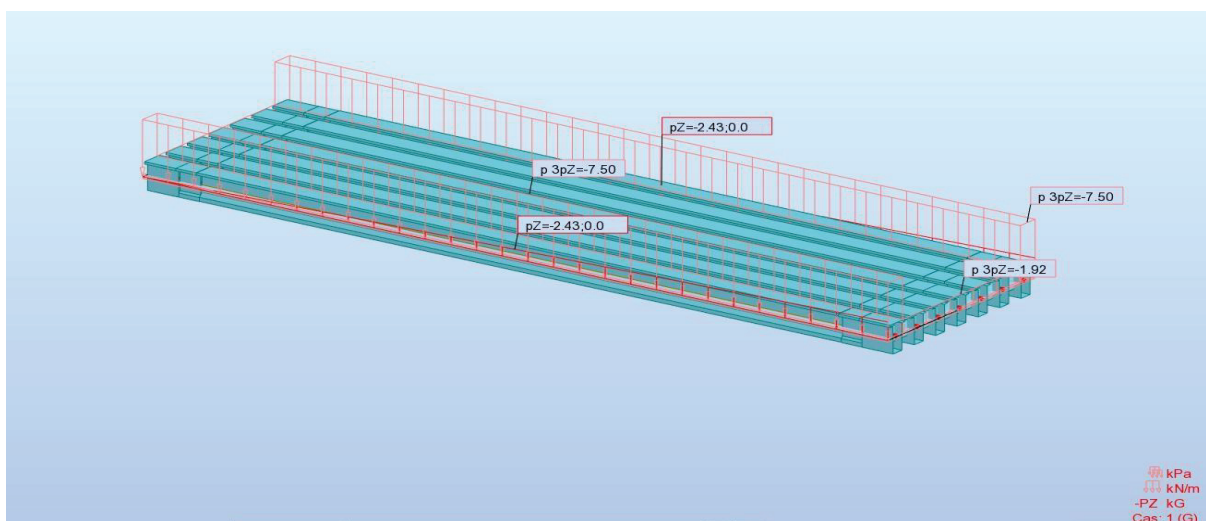
Tableau B. 12. Calcul du moment réel dans les poutres.

Charges/Poutres		M0 (KN.m)	Poutre 1		Poutre2		Poutre 3		Poutre 4		
			$K\alpha_{moy}$	Mréél (KN.m)	$K\alpha_{moy}$	Mréél (KN.m)	$K\alpha_{moy}$	Mréél (KN.m)	$K\alpha_{moy}$	Mréél (KN.m)	
Poids propre G		4564,87	1	4564,87	1	4564,87	1	4564,87	1	4564,87	
Surcharge A(l)	1 voie	754,25	0,240775	181,6045438	0,386775	291,7250438	0,745675	562,4253688	1,051925	793,4144313	
	2 voies	1508,5	0,9500625	1433,169281	0,9982875	1505,916694	1,036675	1563,824238	1,049925	1583,811863	
Surcharge B	Bc	1 file	678,98	0,4527	307,374246	0,589	399,91922	0,84565	574,179437	1,0717	727,662866
		2 files	1257,68	0,661625	832,11253	0,82965625	1043,442073	1,0070625	1266,562365	1,15503125	1452,659703
	Bt	1 tandem	487,47	1,2509	609,776223	1,07575	524,3958525	0,98165	478,5249255	0,67675	329,8953225
		2 tandems	982,33	1,33835	1314,701356	0,902275	886,3318008	0,706325	693,8442373	0,2943	289,099719
Convoi	Mc120	1343,04	0,4527	607,994208	0,589	791,05056	0,84565	1135,741776	1,0717	1439,335968	
	D240	2202,87	0,661625	1457,473864	0,82965625	1827,624863	1,0070625	2218,427769	1,15503125	2544,38369	
Trottoir		60,81	1,25615	76,3864815	1,00545	61,1414145	0,8412	51,153372	0,77645	47,2159245	

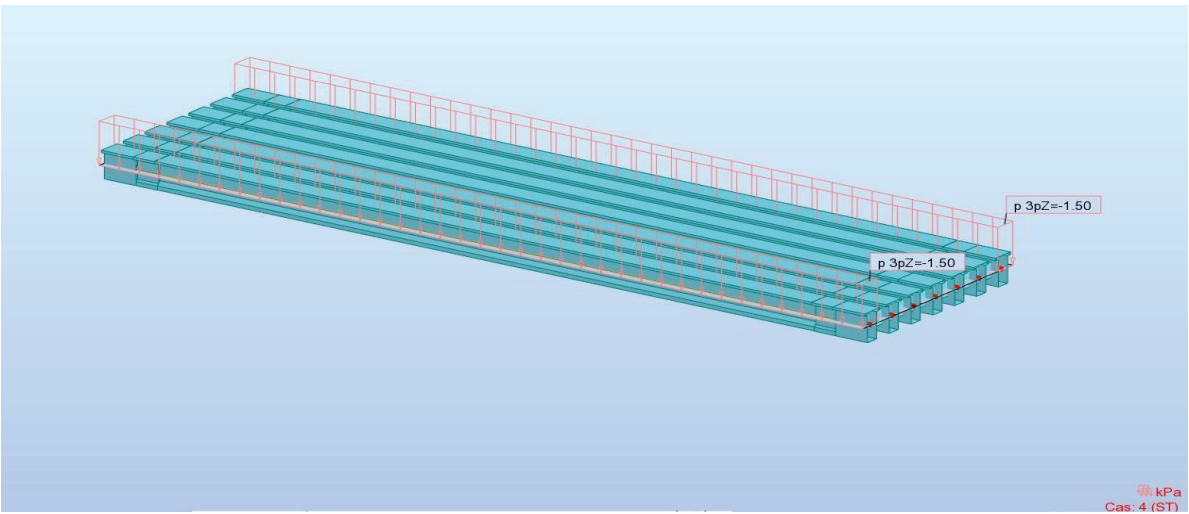
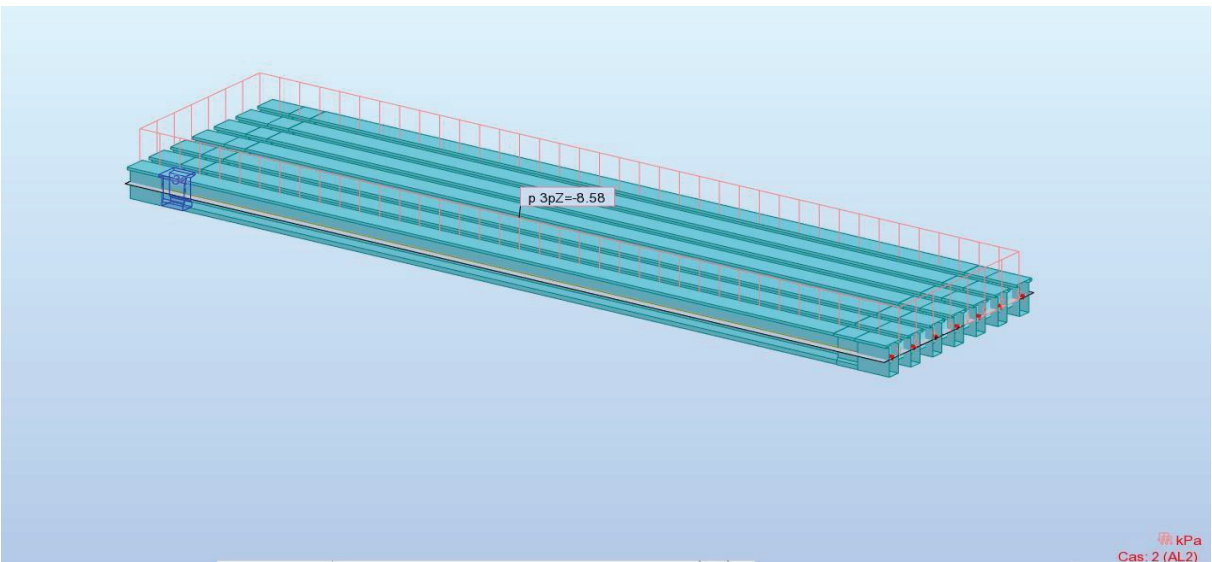
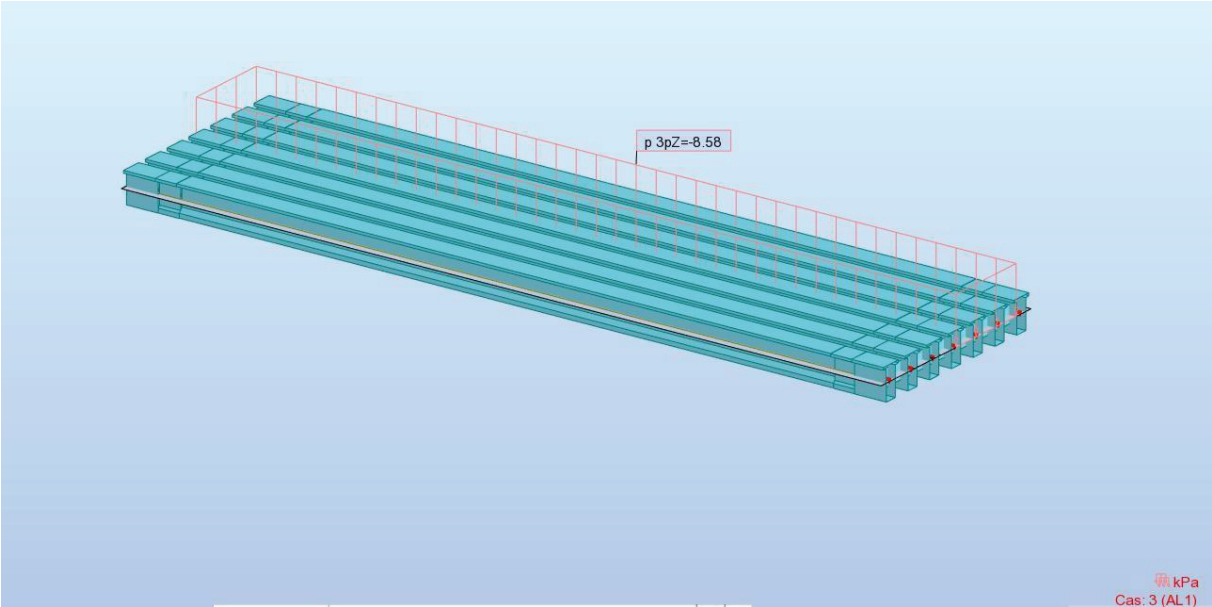
Tableau B. 12. Combinaison d'action.

		Poutre 01	Poutre 02	Poutre 03	Poutre 04
E.L.S	G +1.2A(L)+St	6361,05962	6433,11145	6492,61246	6512,66016
	G +1.2Bc+St	5639,79152	5878,1419	5878,1419	6355,27757
	G +1.2Bt+St	6218,89811	5689,60958	5448,63646	4959,00559
	G +Mc120	5172,86421	5355,92056	5700,61178	6004,20597
	G +D240	6022,34386	6392,49486	6783,29777	7109,25369
E.L.U	1.35G+1.6A(L) +1.6St	618672,739	618764,743	618841,414	618867,094
	1.35G+1.6Bc+1.6St	7616,17292	7929,90808	8270,91968	8562,3755
	1.35G+1.6Bt+1.6St	8388,31504	7678,53164	7354,57067	6700,67953
	1.35G+1.35Mc120	6983,36668	7230,49276	7695,8259	8105,67806
	1.35G+1.35Dc240	8130,16422	8629,86807	9157,45199	9597,49248

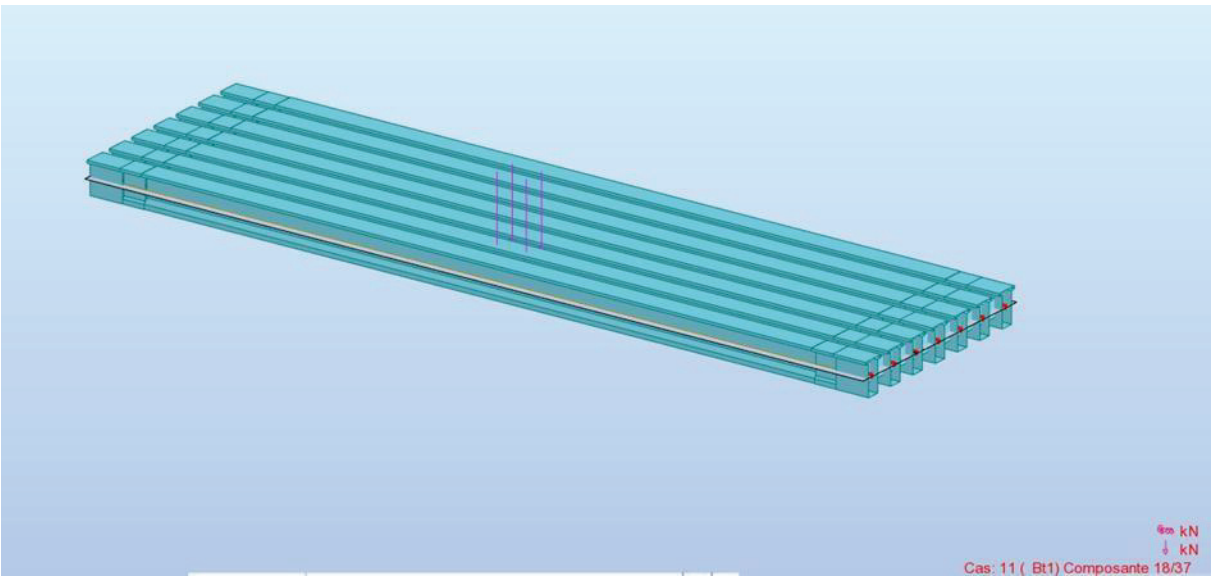
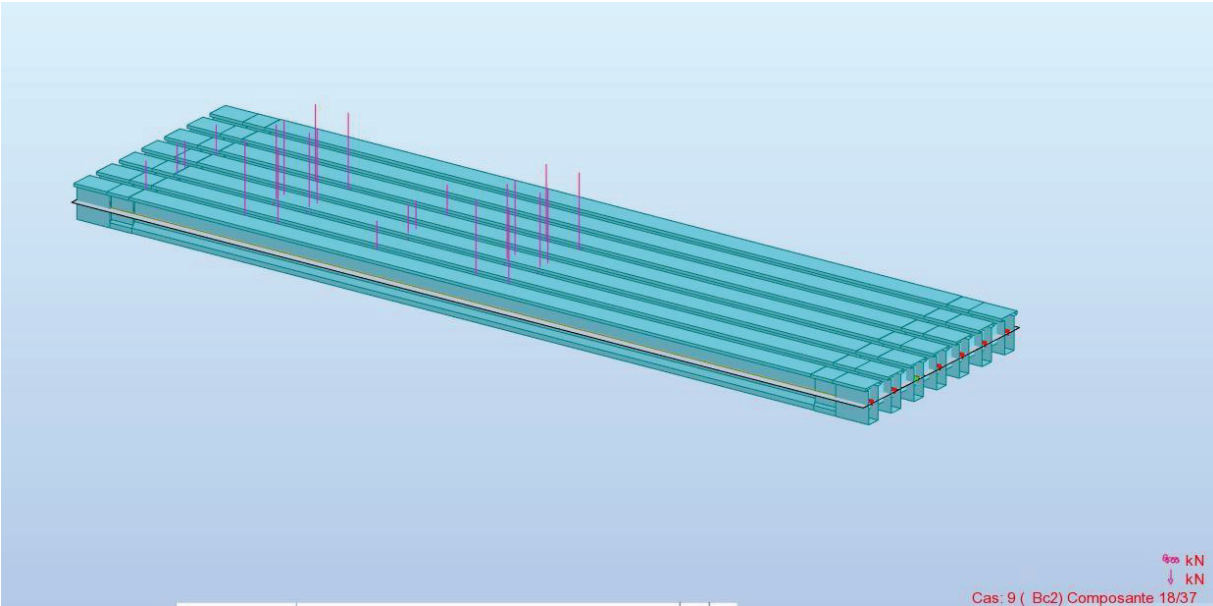
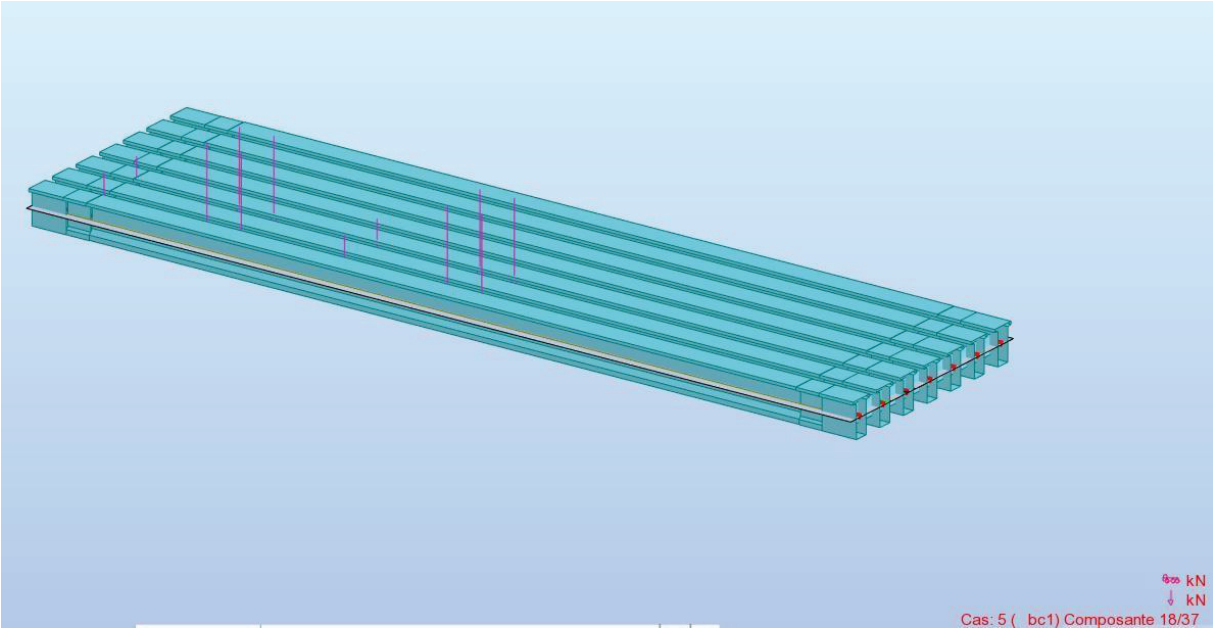
Chargement du tablier :



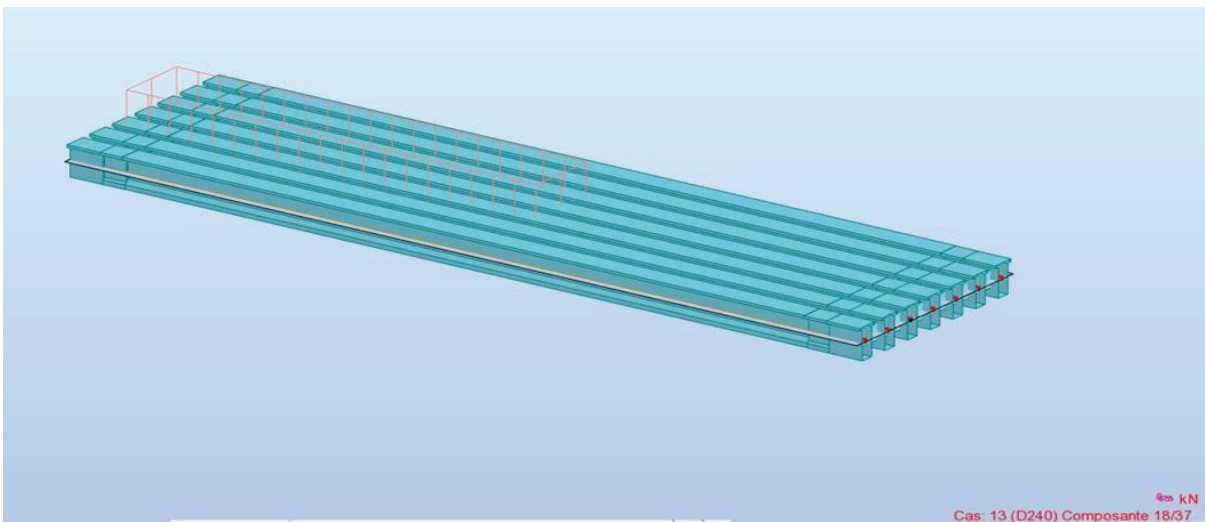
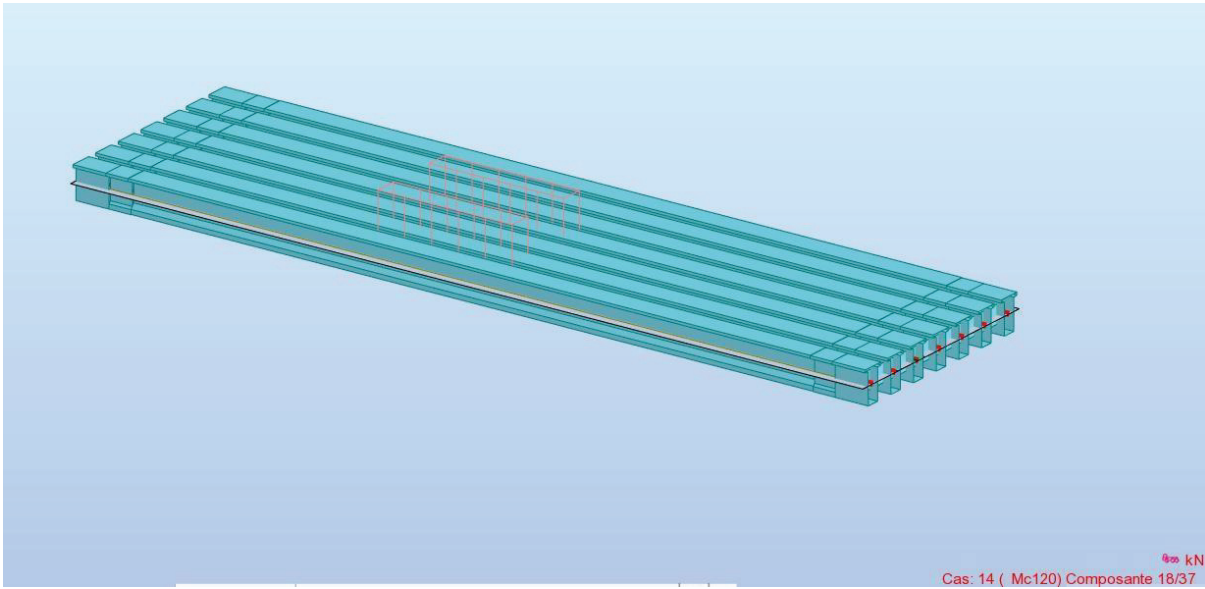
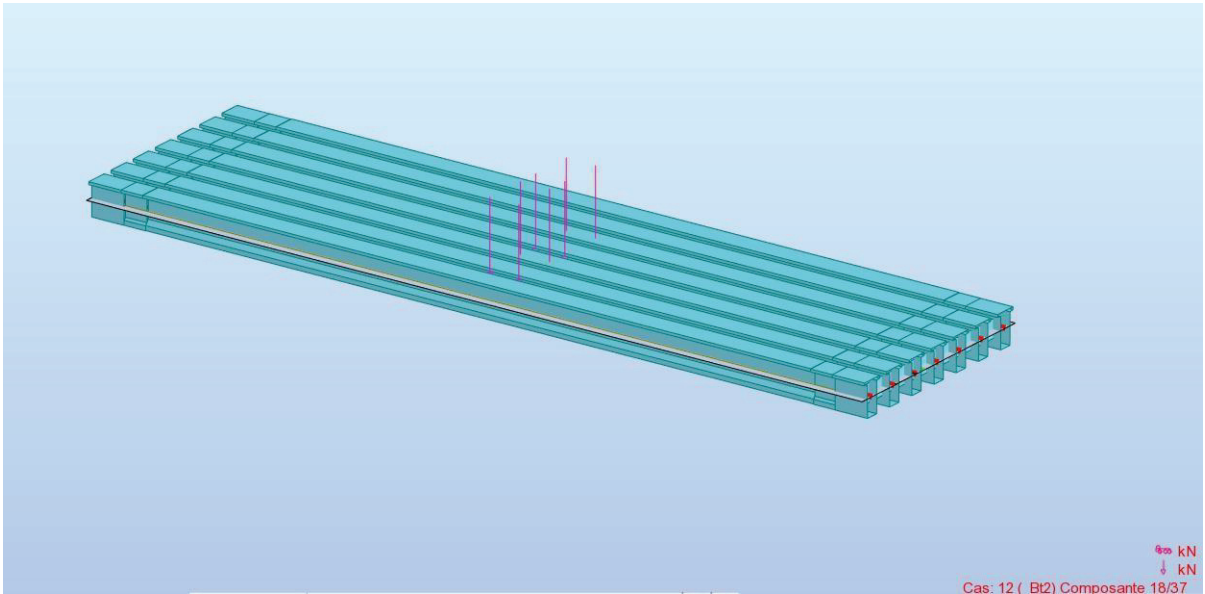
ANNEXE B. REPARTITION TRANSVERSALE



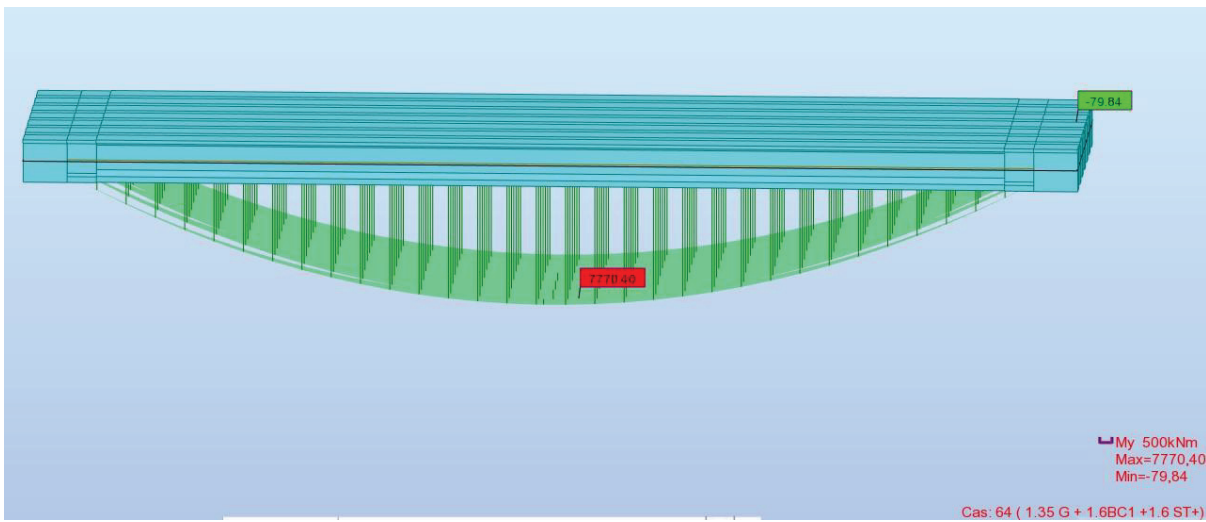
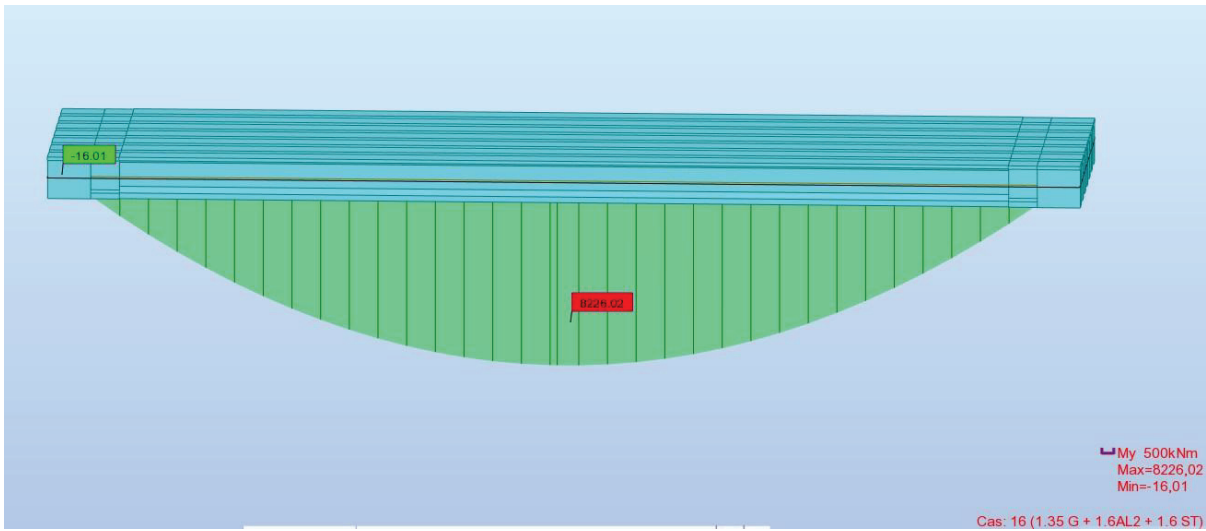
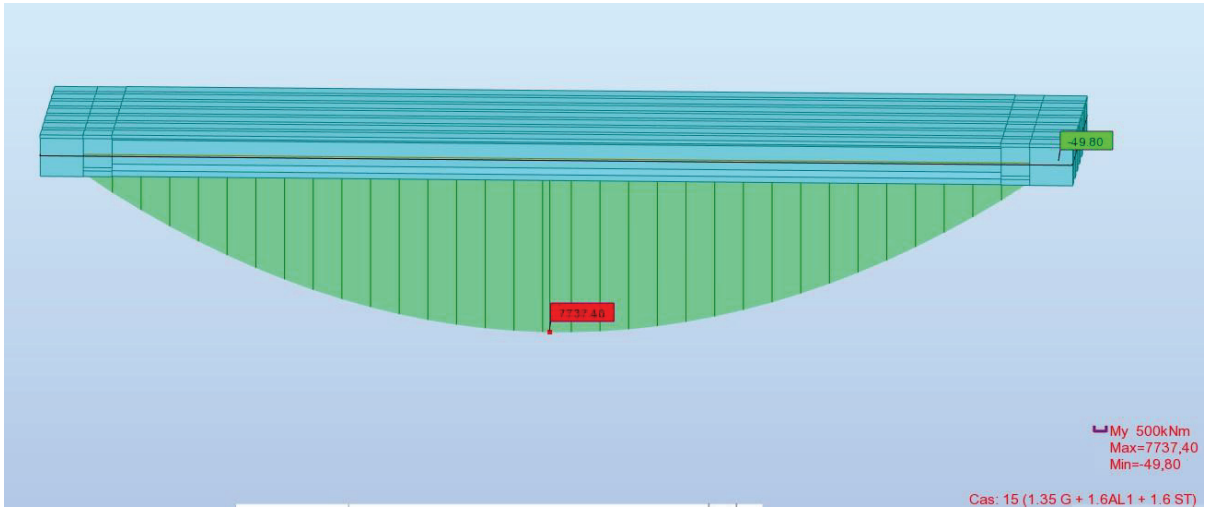
ANNEXE B. REPARTITION TRANSVERSALE



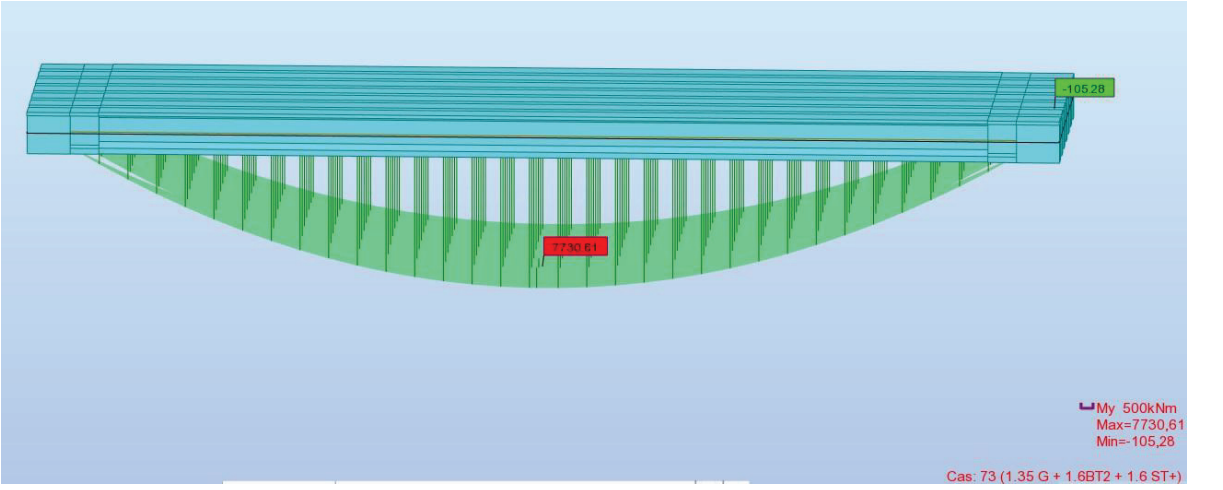
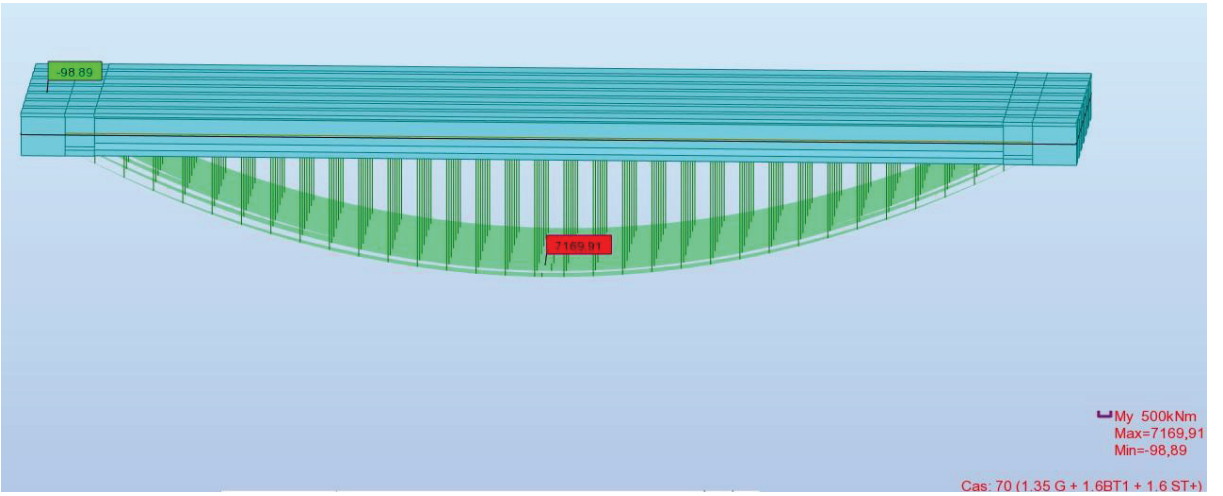
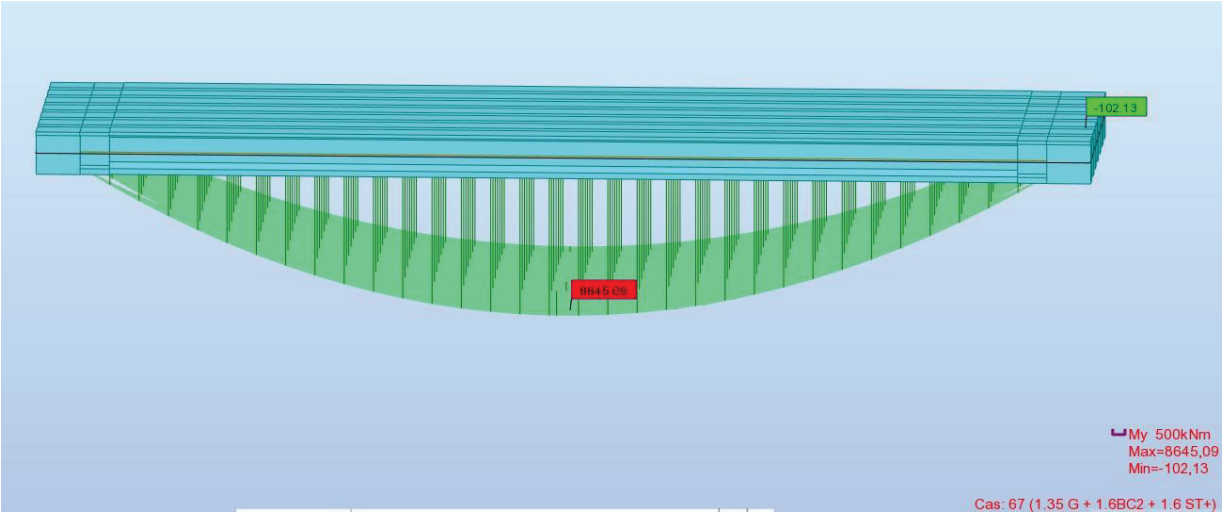
ANNEXE B. REPARTITION TRANSVERSALE

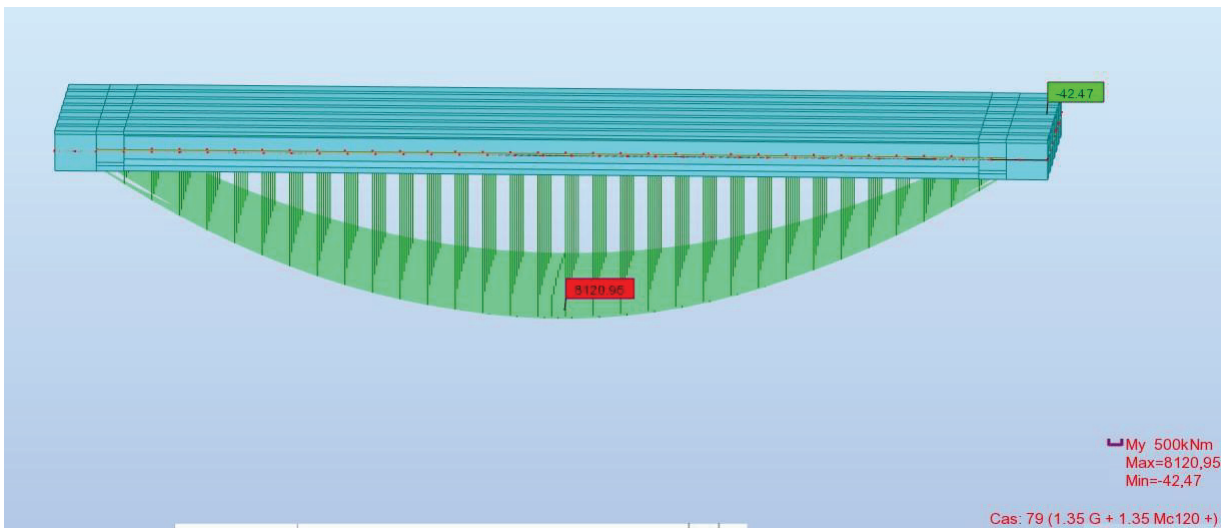
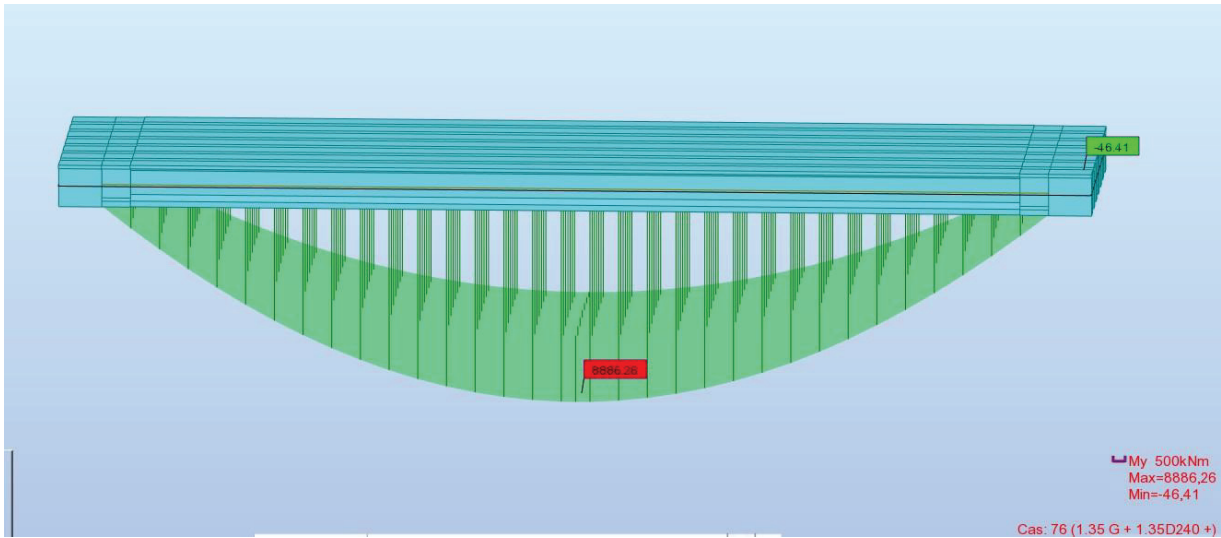


Moment fléchissant ELU :

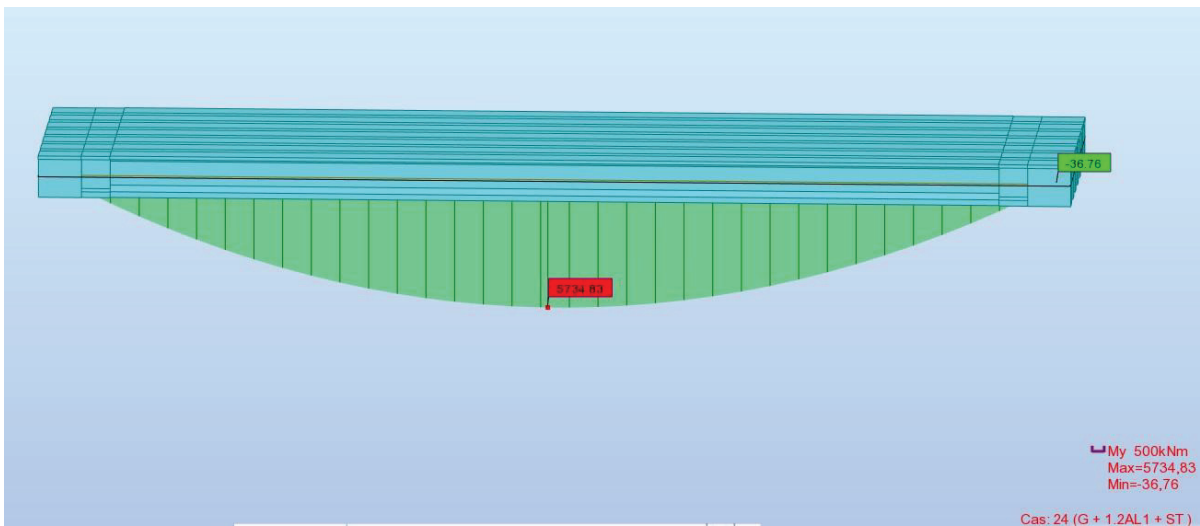


ANNEXE B. REPARTITION TRANSVERSALE

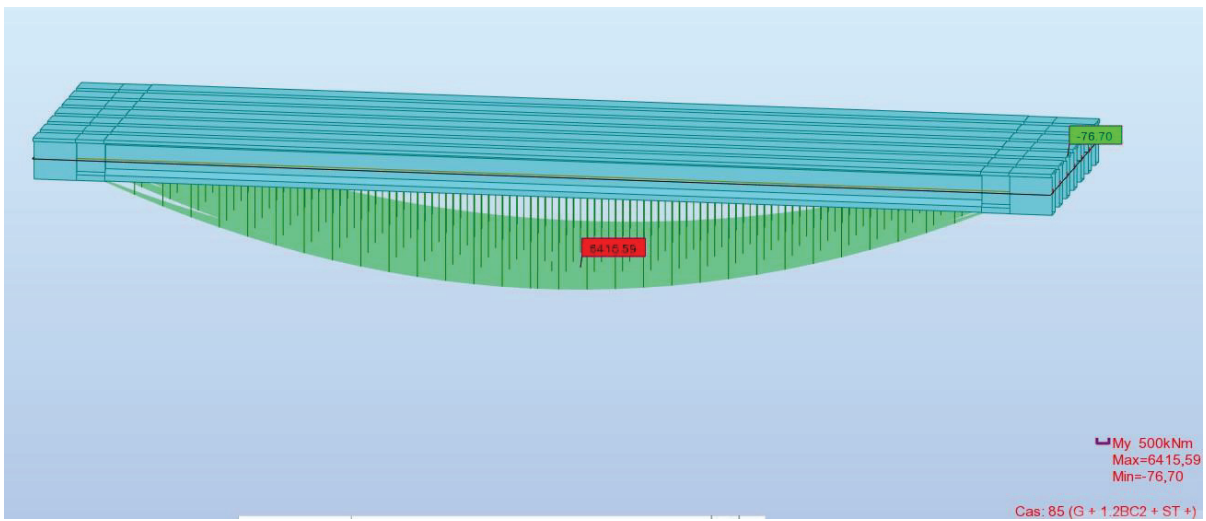
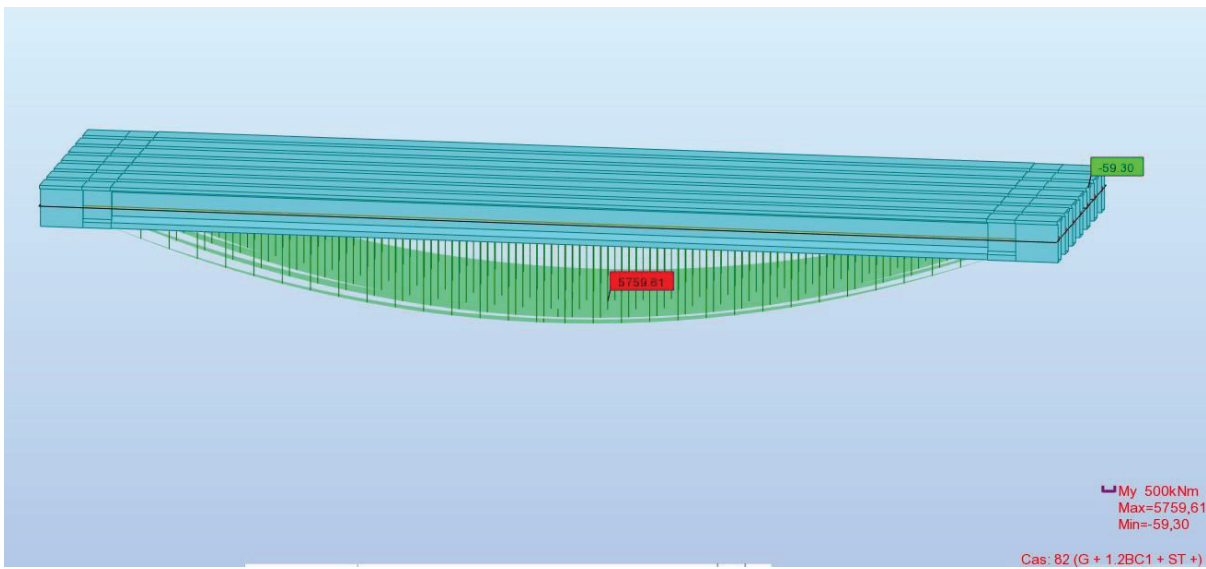
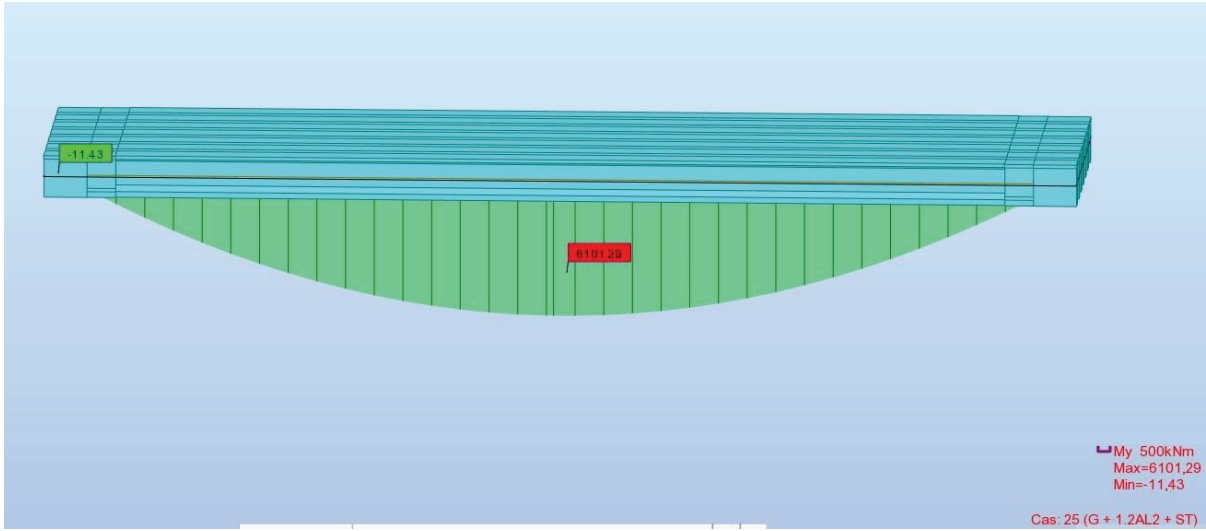




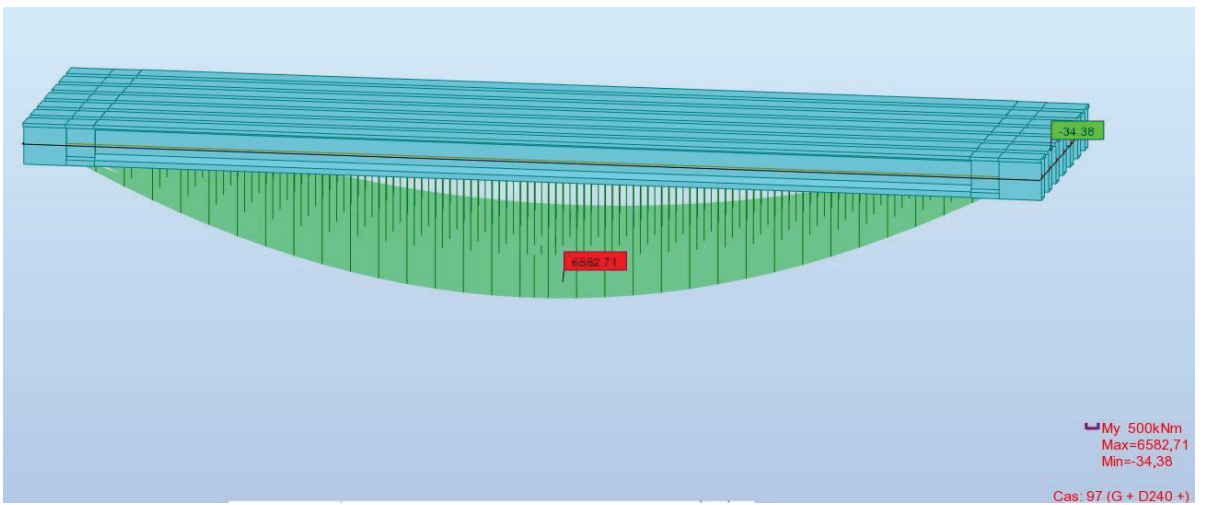
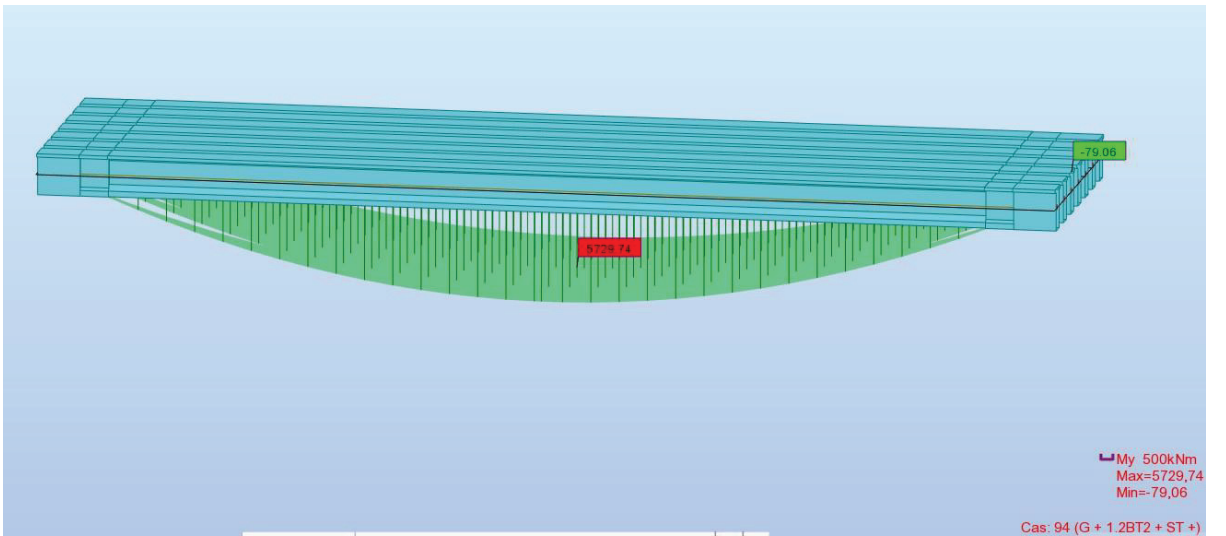
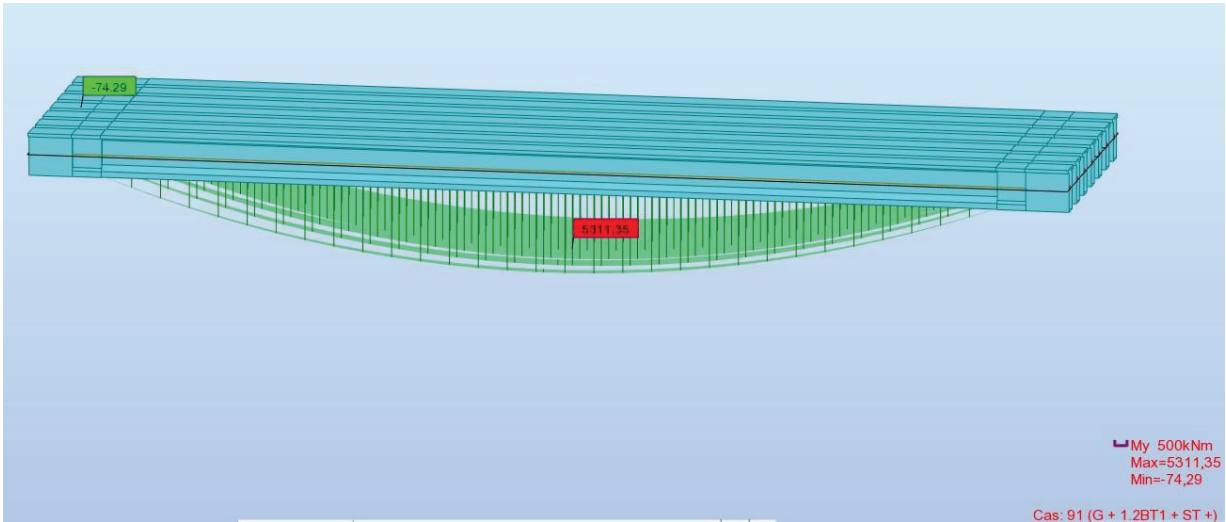
Moment fléchissant ELS :

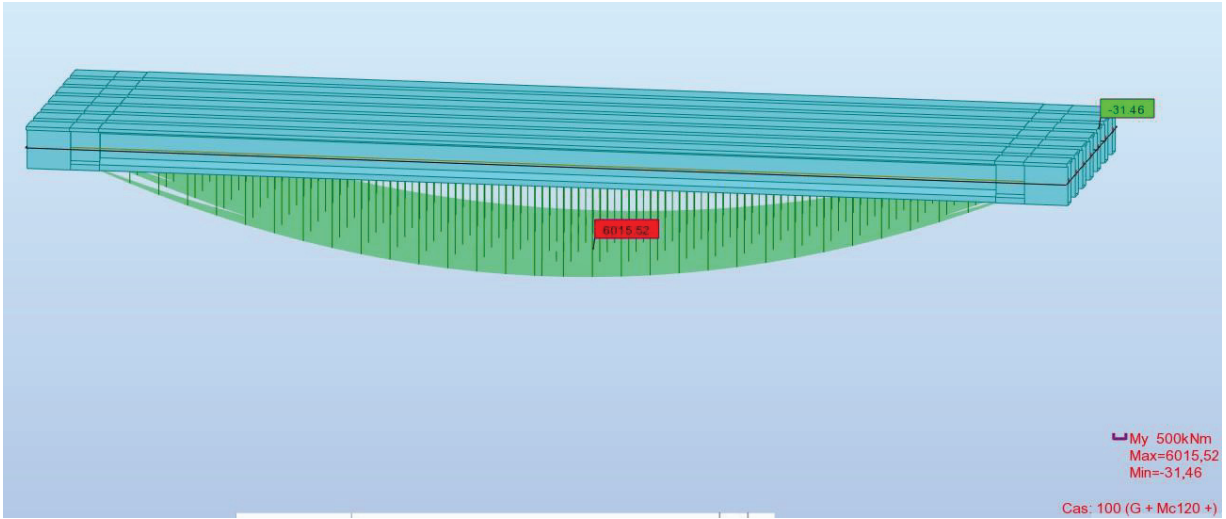


ANNEXE B. REPARTITION TRANSVERSALE

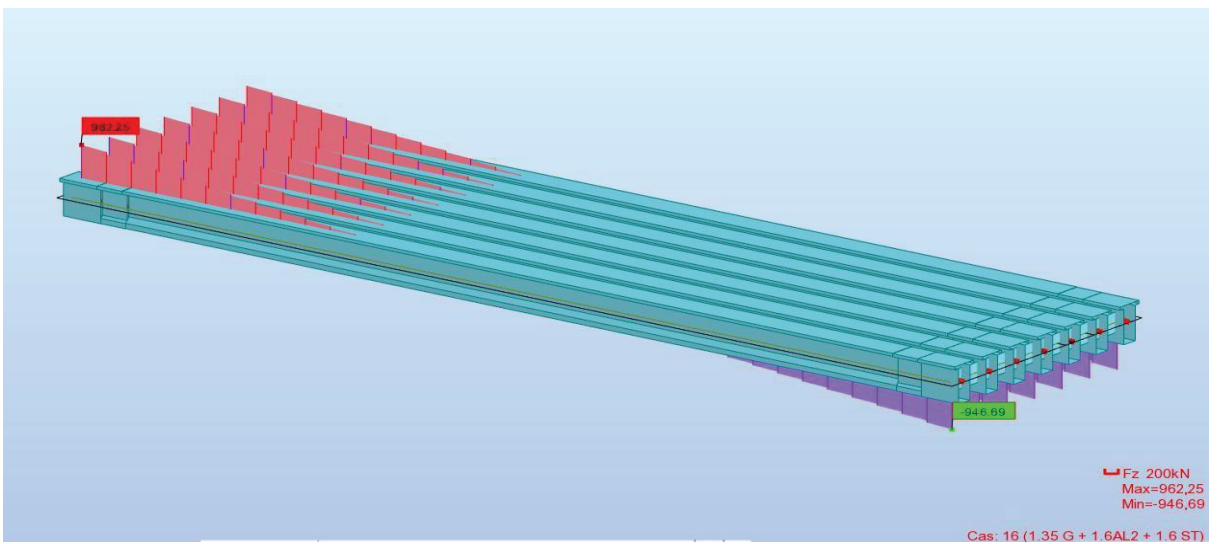
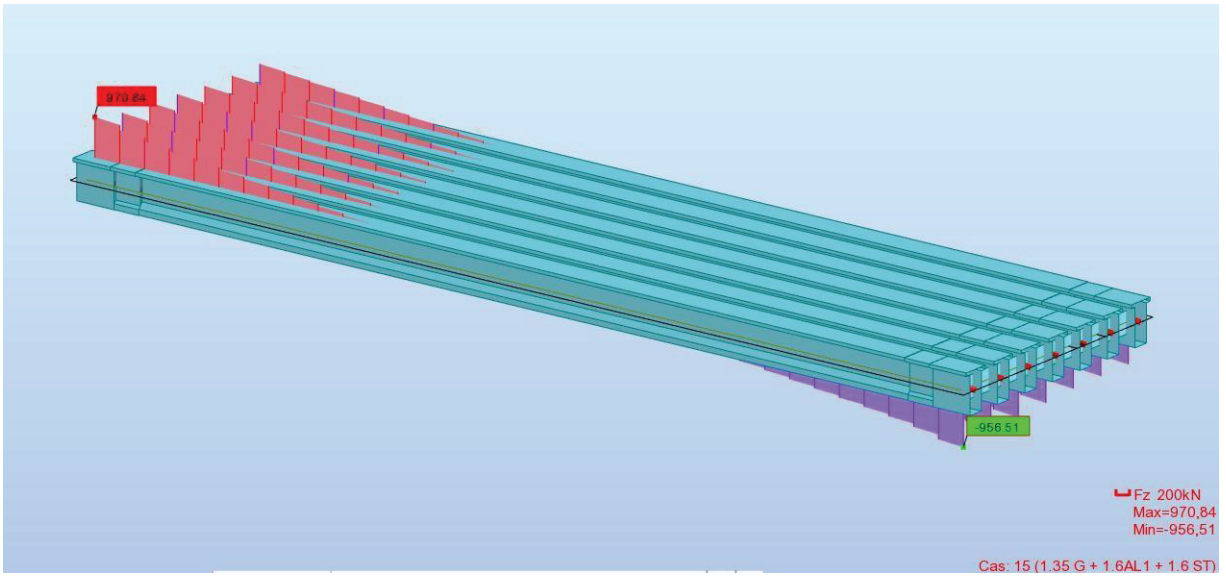


ANNEXE B. REPARTITION TRANSVERSALE

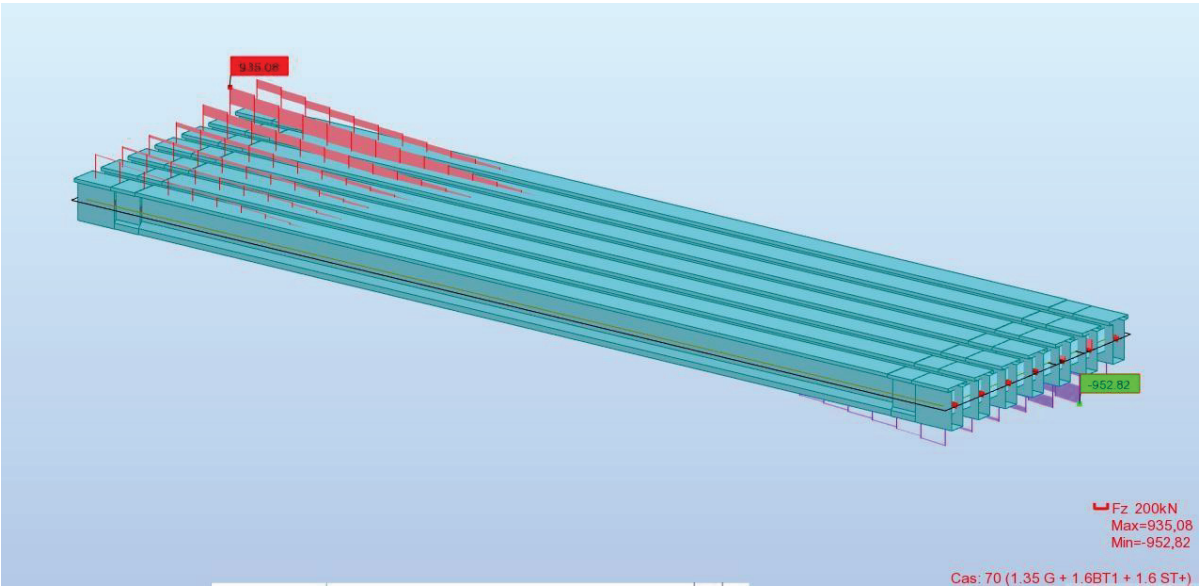
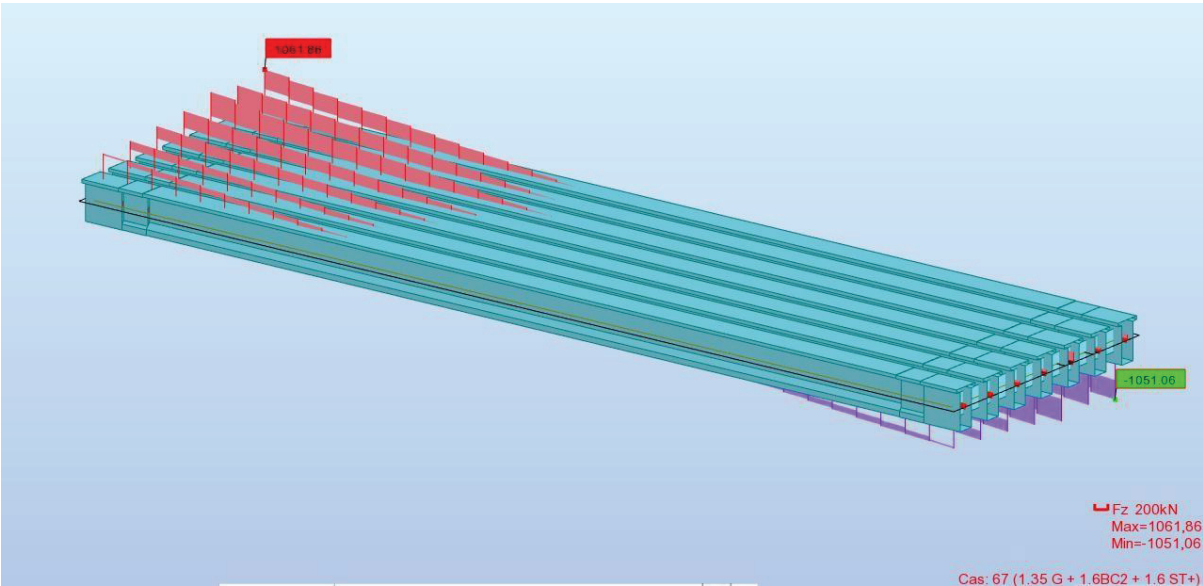
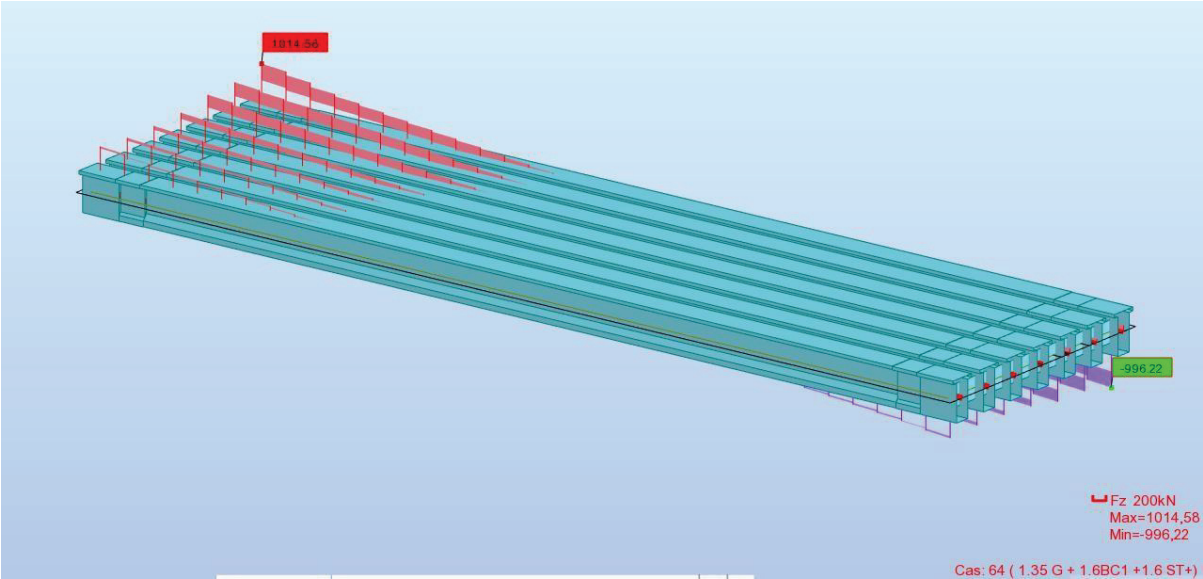




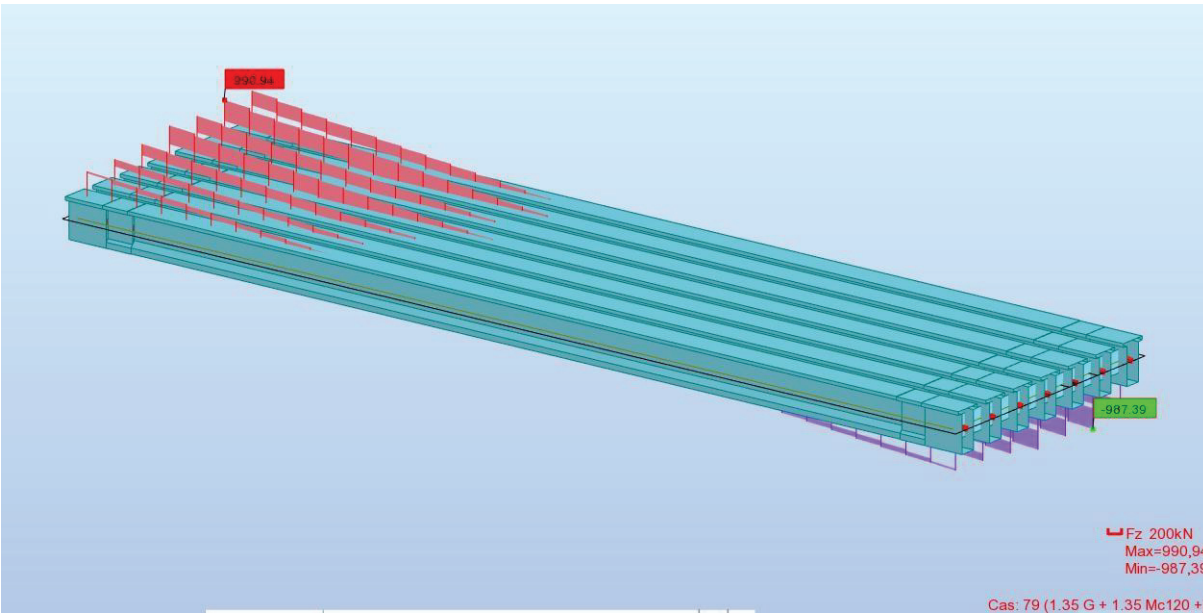
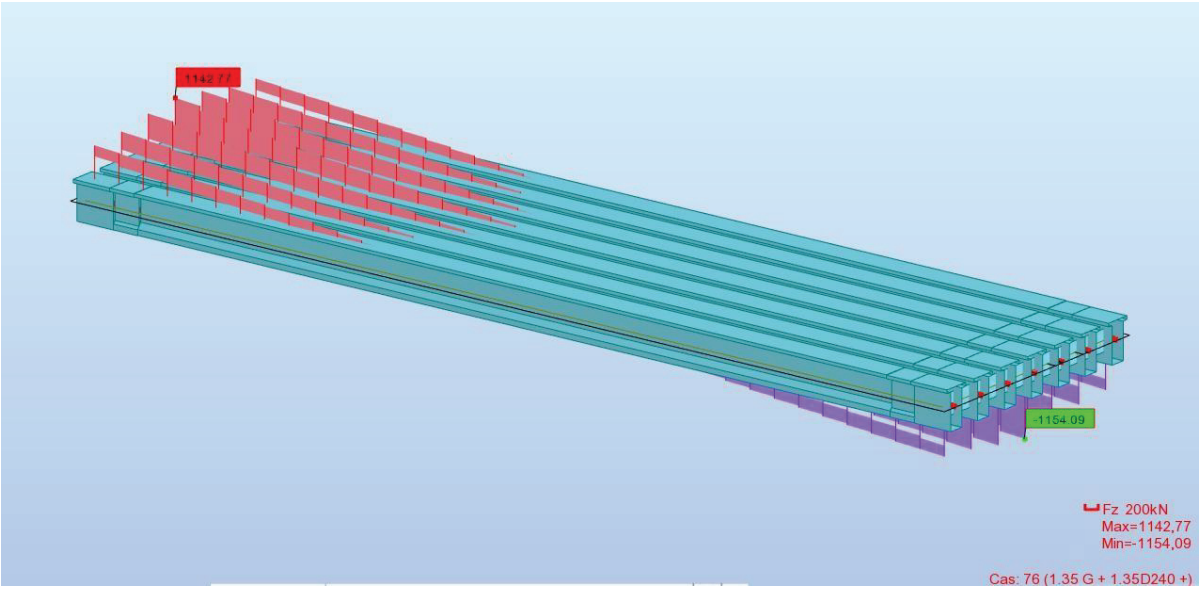
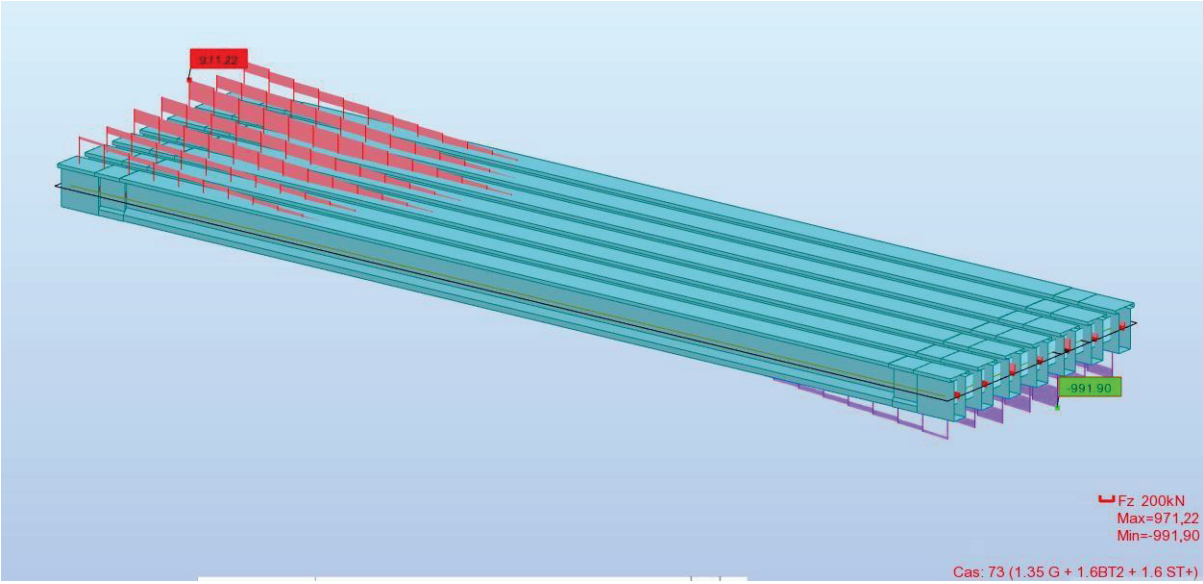
Efforts tranchants ELU :



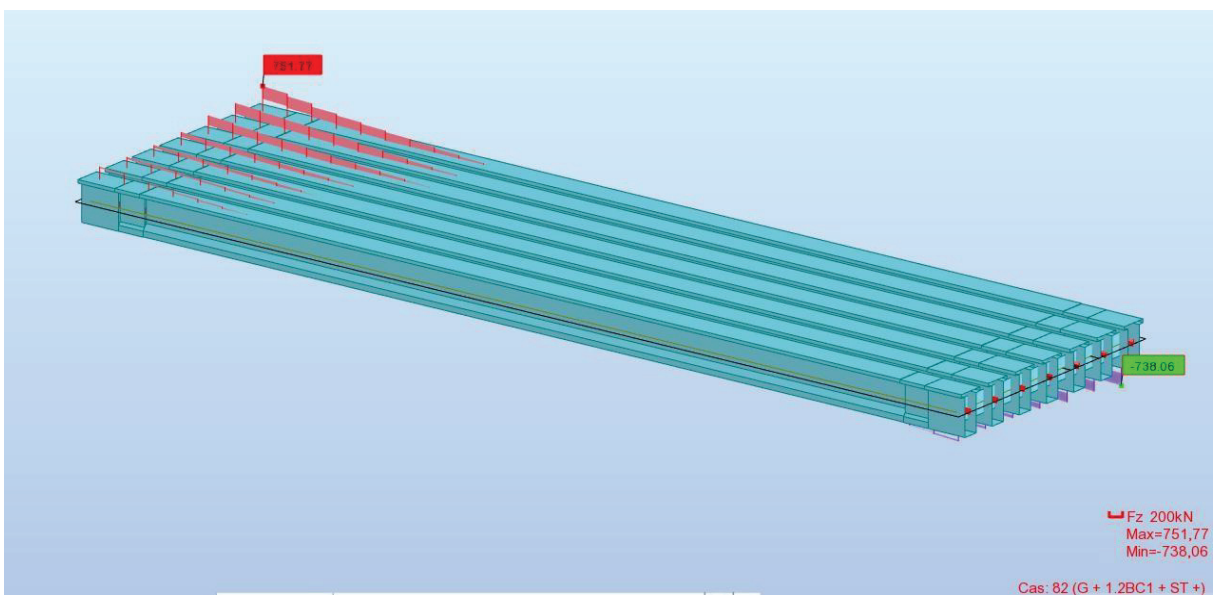
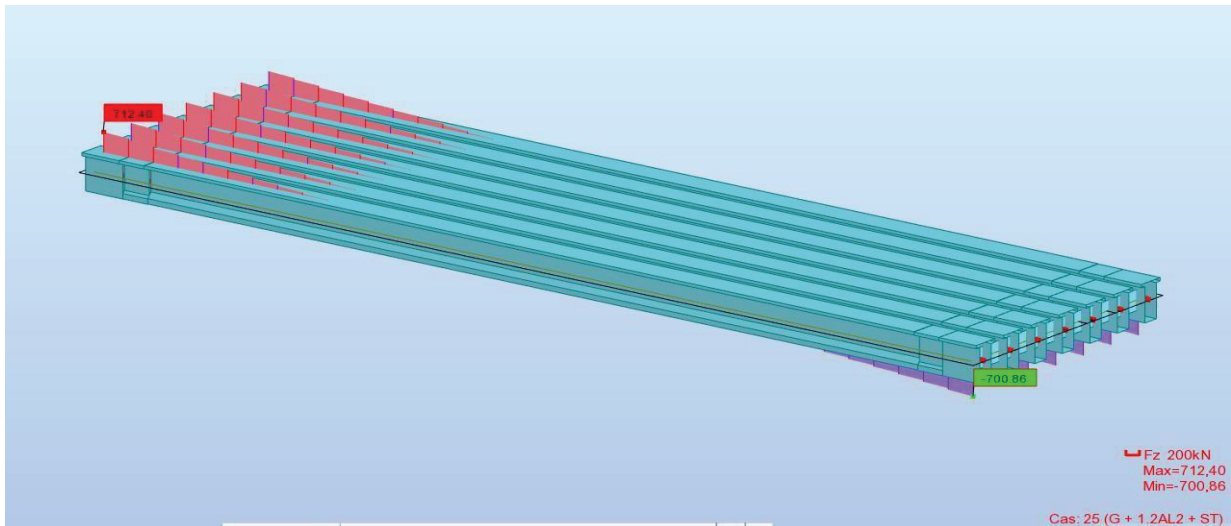
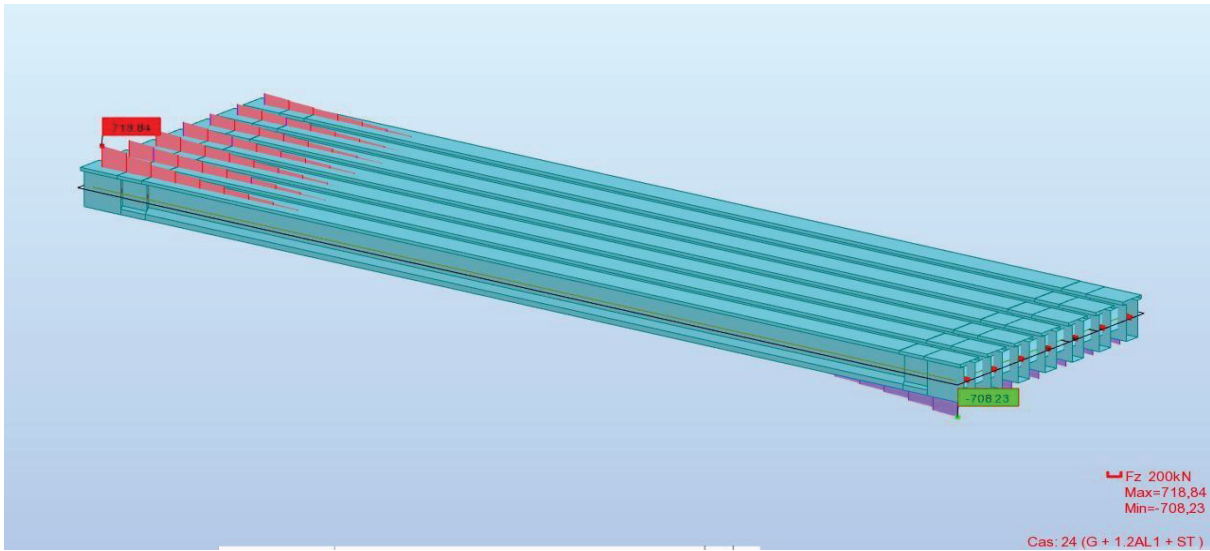
ANNEXE B. REPARTITION TRANSVERSALE



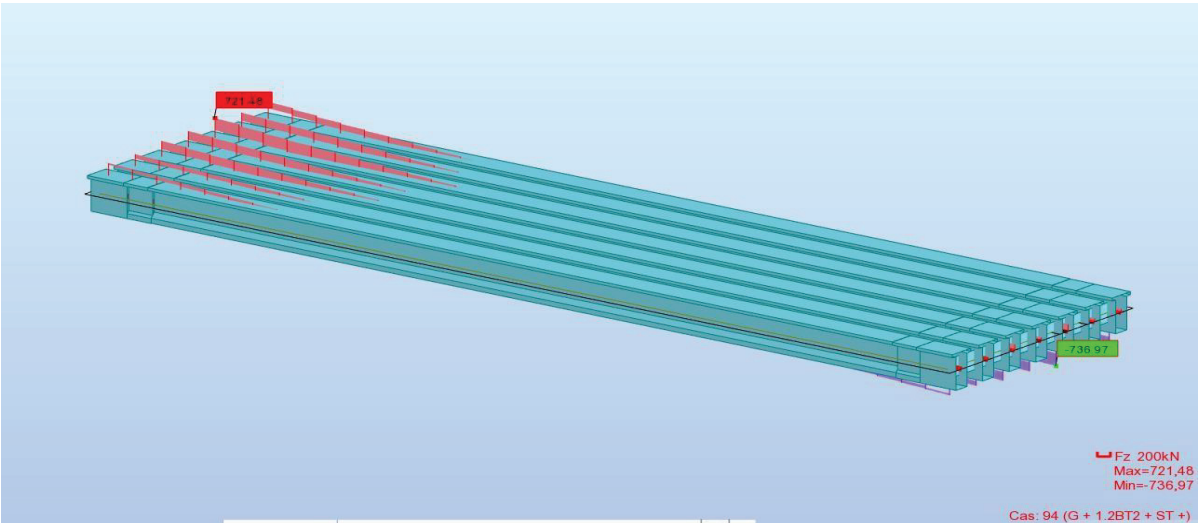
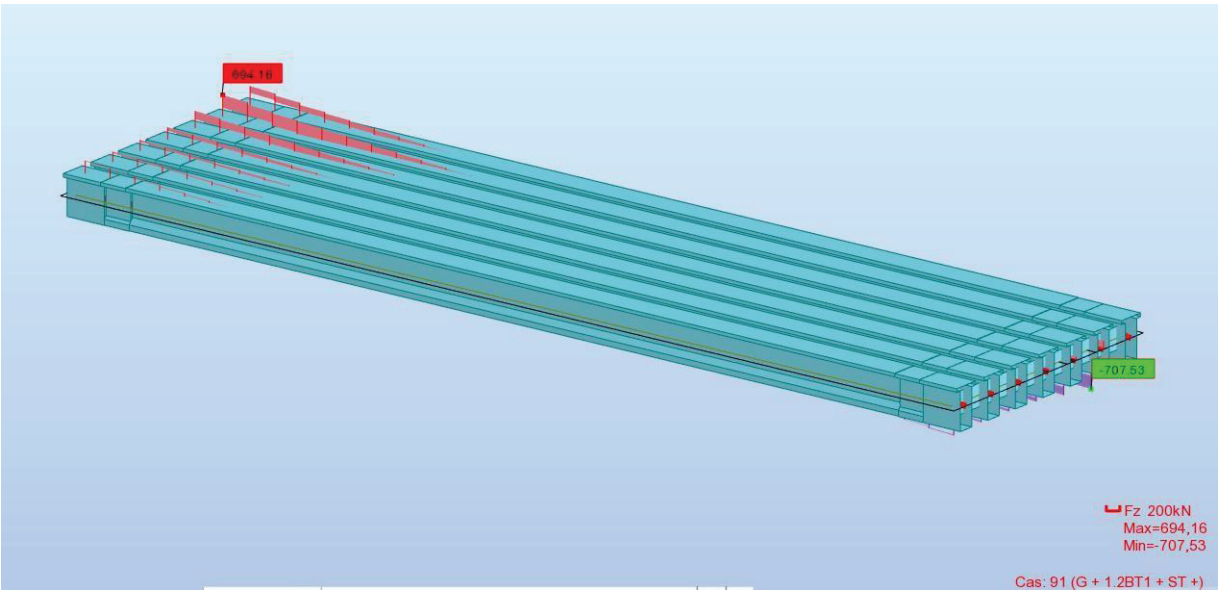
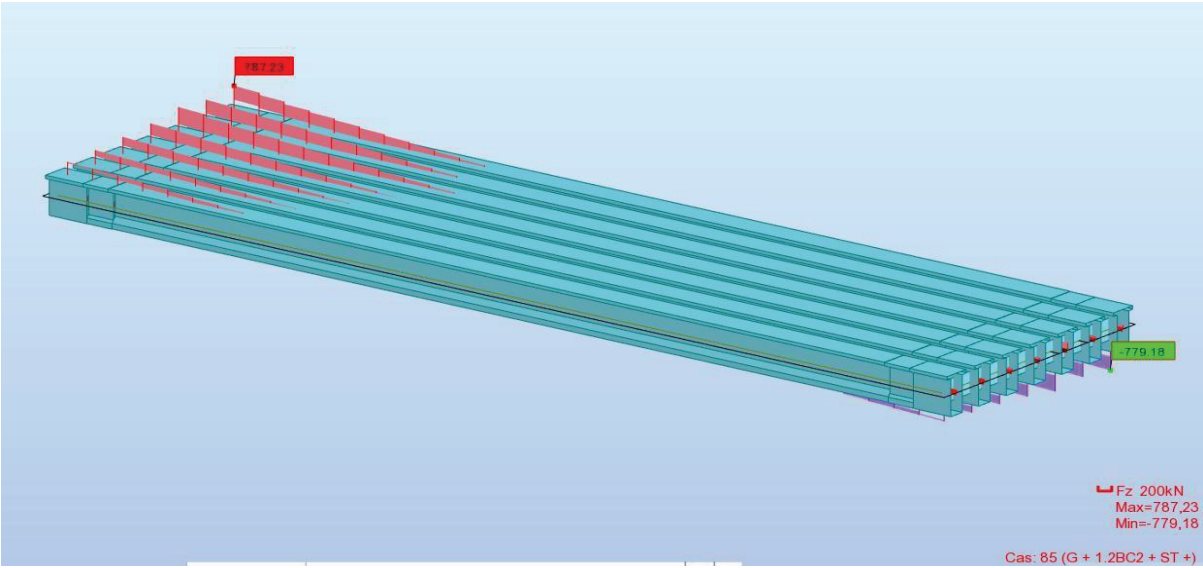
ANNEXE B. REPARTITION TRANSVERSALE



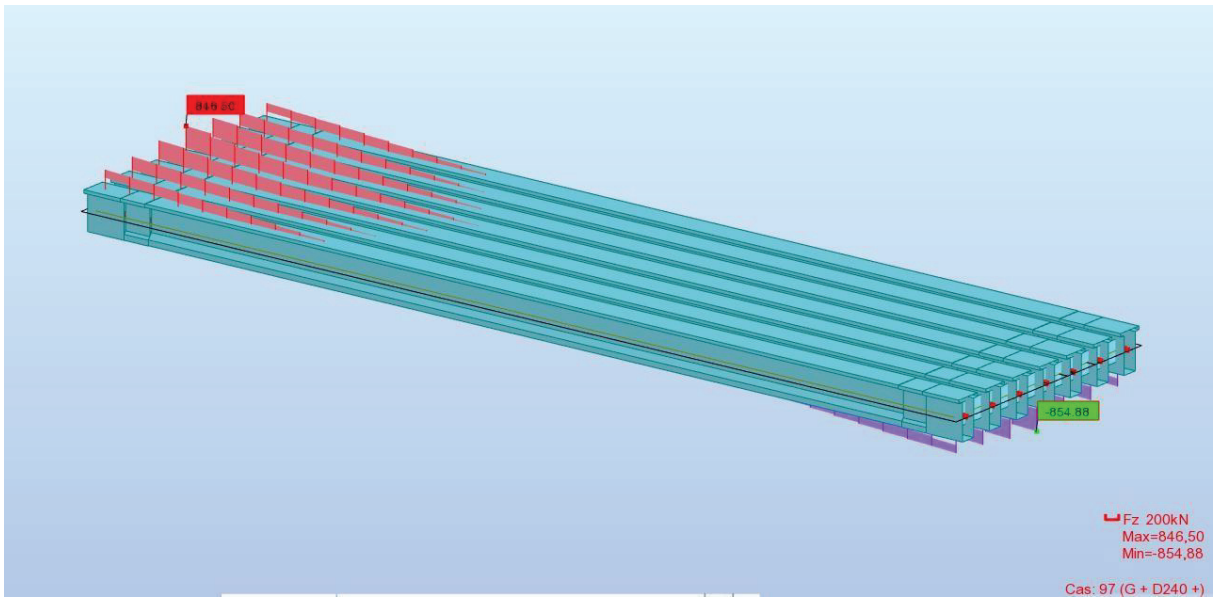
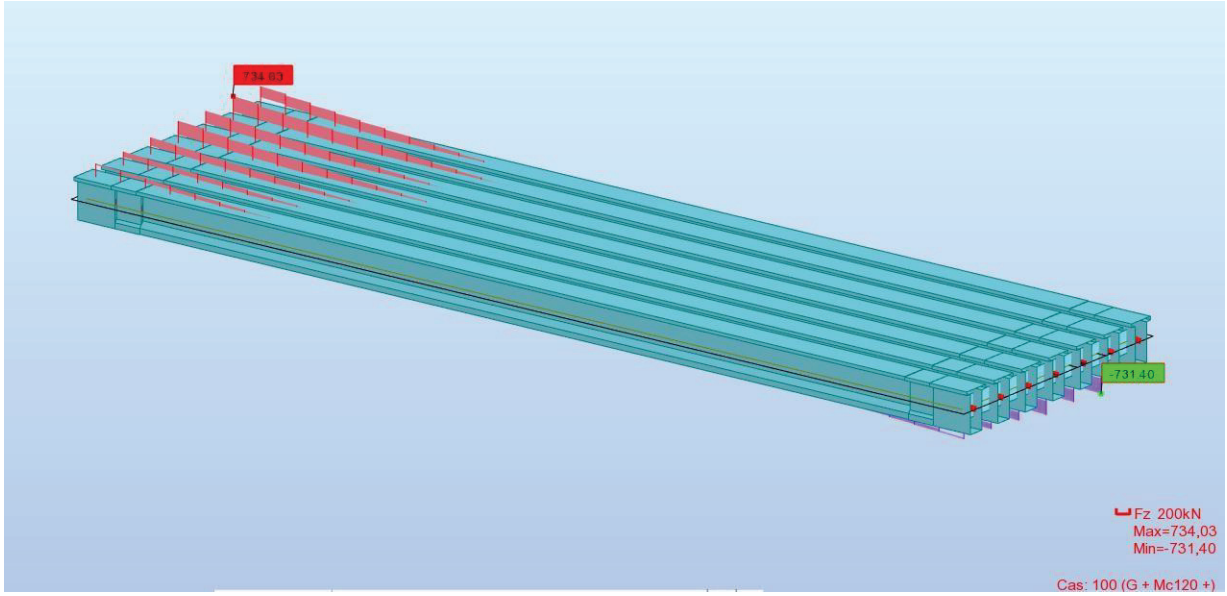
Efforts tranchants ELS :



ANNEXE B. REPARTITION TRANSVERSALE



ANNEXE B. REPARTITION TRANSVERSALE



Vérification des contraintes :

Première phase : Après 7 jours

f_{c7}	23,18	MPa
f_{t7}	1,99	MPa
σ_{11}	-1,39	MPa
σ_{22}	-2,99	MPa
σ_{33}	13,91	MPa
ΔP	10	%
n cable	3	

Deuxième phase : Après 28 jours

f_{c28}	35,00	MPa
f_{t28}	2,70	MPa
σ_{11}	-1,89	MPa
σ_{22}	-4,05	MPa
σ_{33}	21,00	MPa
ΔP	10	%
n cable	3	

3ème phase : Apres coulage de la dalle

f_{c28}	35,00	MPa
f_{t28}	2,70	MPa
σ_{11}	-1,89	MPa
σ_{22}	-4,05	MPa
σ_{33}	21,00	MPa
ΔP	15	%
n cable	3	

Quatrième phase : En service

f_{c28}	35,00	MPa
f_{t28}	2,70	MPa
σ_{11}	-2,70	MPa
σ_{22}	-4,05	MPa
σ_{33}	21,00	MPa
ΔP	25	%
n cable	3	

Ferraillage de l'entretoise :

Nappe supérieure :

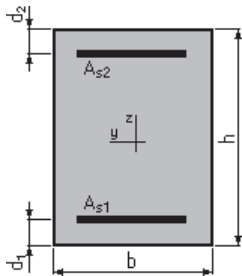
Calcul de Section en Flexion Simple

1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 35,0$ (MPa) Acier: $f_e = 500,0$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91

2. Section:



$b = 30,0$ (cm)
 $h = 95,0$ (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)	165,47	0,00
Etat Limite de Service	122,57	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 6,5$ (cm ²)	Section théorique	$A_{s2} = 0,0$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s\ min} = 3,0$ (cm ²)		
théorique	$\rho = 0,24$ (%)		
minimum	$\rho_{min} = 0,11$ (%)		

Analyse par Cas:

Cas ELU	$M_{max} = 165,47$	(kN*m)	$M_{min} = 0,00$	(kN*m)
Coefficient de sécurité:	1,49		Pivot: A	
Position de l'axe neutre:	$y = 5,9$	(cm)		
Bras de levier:	$Z = 87,6$	(cm)		
Déformation du béton:	$\epsilon_b = 0,70$	(‰)		
Déformation de l'acier:	$\epsilon_s = 10,00$	(‰)		
Contrainte de l'acier:				

tendue: $\sigma_s = 434,8$ (MPa)

Cas ELS $M_{max} = 122,57$ (kN*m) $M_{min} = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,00

Position de l'axe neutre: $y = 21,1$ (cm)

Bras de levier: $Z = 83,0$ (cm)

Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 4,7$ (MPa)

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 21,0$ (MPa)

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 228,6$ (MPa)

Contrainte limite de l'acier:

$\sigma_{s\ lim} = 228,6$ (MPa)

Nappe inférieure :

Calcul de Section en Flexion Simple

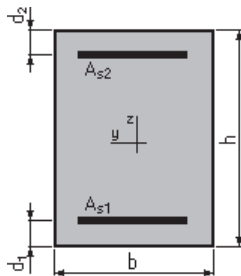
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 35,0$ (MPa)

Acier: $f_e = 500,0$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91

2. Section:



$b = 30,0$ (cm)

$h = 95,0$ (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)	124,81	0,00
Etat Limite de Service	92,45	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique $A_{s1} = 4,8$ (cm²)

Section théorique $A_{s2} = 0,0$ (cm²)

Section minimum théorique $A_{s \min} = 3,0$ (cm²)
 minimum $\rho = 0,18$ (%)
 $\rho_{\min} = 0,11$ (%)

Analyse par Cas:

Cas ELU $M_{\max} = 124,81$ (kN*m) $M_{\min} = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,48 Pivot: A
 Position de l'axe neutre: $y = 4,4$ (cm)
 Bras de levier: $Z = 88,2$ (cm)
 Déformation du béton: $\epsilon_b = 0,51$ (‰)
 Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 10,00$ (‰)
 Contrainte de l'acier:
 tendue: $\sigma_s = 434,8$ (MPa)

Cas ELS $M_{\max} = 92,45$ (kN*m) $M_{\min} = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,00
 Position de l'axe neutre: $y = 18,6$ (cm)
 Bras de levier: $Z = 83,8$ (cm)
 Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 2,0$ (MPa)
 Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 21,0$ (MPa)
 Contrainte de l'acier:
 tendue: $\sigma_s = 25,3$ (MPa)
 Contrainte limite de l'acier:
 $\sigma_{s \text{ lim}} = 228,6$ (MPa)

Armature transversale :

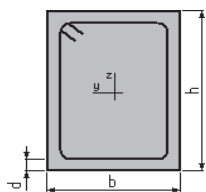
Calcul de Section à l'effort Tranchant

1. Hypothèses :

Béton: $f_{c28} = 35,0$ (MPa) Acier: $f_e = 500,0$ (MPa)

- Calcul suivant BAEL 91
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Fissuration préjudiciable
- Pas de reprise de bétonnage
- Calcul en poutre

2. Section :



$b = 30,0$ (cm)
 $h = 95,0$ (cm)
 $d = 5,0$ (cm)

3. Efforts tranchants appliqués :

ANNEXE.D CALCUL FERRAILLAGE DU TABLIER

V : effort tranchant
N : effort de compression

Cas N°	Type	V (kN)	N (kN)
1.	ELU	547,71	0,00

4. Résultats :

Contrainte tangente maximale $\tau_u = 2,0$ (MPa)
Contrainte tangente limite $\tau_{u,lim} = 3,5$ (MPa)

Armatures transversales

Inclinaison des armatures : $\alpha = 90$ (deg) Longueur de la travée : $L = 10,0$ (m)
Armatures d'effort tranchant : Section $A_t = 1,1$ (cm²)
Cadres: $1 \text{ } \varnothing 12$
Espacement : $S_t = 12,1$ (cm) Répartition des armatures d'âmes à mi-portée :
Espacement maximum : $S_{t,max} = 40,0$ (cm) $6 + 9*11 + 3*13 + 2*16 + 3*20 + 2*25 + 3*35 + 2*40$
(cm)

Résultats robot expert :

Ferrailage chevêtre :

a. Nappe supérieure :

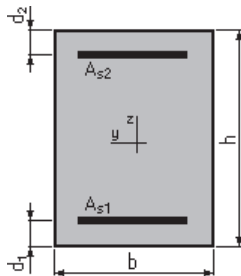
Calcul de Section en Flexion Simple

1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 27,0$ (MPa) Acier: $f_e = 500,0$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91

2. Section:



$b = 250,0$ (cm)
 $h = 125,0$ (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)	2804,89	0,00
Etat Limite de Service	2078,61	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 91,5$ (cm ²)	Section théorique	$A_{s2} = 0,0$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s\ min} = 84,0$ (cm ²)	Section maximum	$A_{s\ max} = 750,0$ (cm ²)
théorique	$\rho = 0,30$ (%)		
minimum	$\rho_{min} = 0,28$ (%)	maximum	$\rho_{max} = 2,40$ (%)

Analyse par Cas:

Cas ELU	$M_{max} = 2804,89$ (kN*m)	$M_{min} = 0,00$ (kN*m)
Coefficient de sécurité:	1,63	Pivot: A
Position de l'axe neutre:	$y = 13,0$ (cm)	
Bras de levier:	$Z = 114,8$ (cm)	
Déformation du béton:	$\epsilon_b = 1,21$ (‰)	
Déformation de l'acier:	$\epsilon_s = 10,00$ (‰)	

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 434,8$ (MPa)

Cas ELS $M_{max} = 2078,61$ (kN*m) $M_{min} = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,00

Position de l'axe neutre: $y = 31,2$ (cm)

Bras de levier: $Z = 109,6$ (cm)

Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 4,9$ (MPa)

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 16,2$ (MPa)

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 207,3$ (MPa)

Contrainte limite de l'acier:

$\sigma_{s \text{ lim}} = 207,3$ (MPa)

b. Nappe inférieure :

Calcul de Section en Flexion Simple

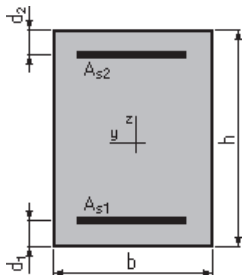
1. Hypothèses:

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:



$b = 250,0$ (cm)

$h = 125,0$ (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)	361,55	0,00
Etat Limite de Service	267,93	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique $A_{s1} = 30,0$ (cm²)

Section théorique $A_{s2} = 0,0$ (cm²)

Section minimum $A_{s \text{ min}} = 30,0$ (cm²)

théorique $\rho = 0,10$ (%)
 minimum $\rho_{\min} = 0,10$ (%)

Analyse par Cas:

Cas ELU $M_{\max} = 361,55$ (kN*m) $M_{\min} = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 4,27 Pivot: A
 Position de l'axe neutre: $y = 4,3$ (cm)
 Bras de levier: $Z = 118,3$ (cm)
 Déformation du béton: $\varepsilon_b = 0,37$ (‰)
 Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 10,00$ (‰)
 Contrainte de l'acier:
 tendue: $\sigma_s = 434,8$ (MPa)

Cas ELS $M_{\max} = 267,93$ (kN*m) $M_{\min} = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 2,64
 Position de l'axe neutre: $y = 19,1$ (cm)
 Bras de levier: $Z = 113,6$ (cm)
 Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 0,4$ (MPa)
 Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 16,2$ (MPa)
 Contrainte de l'acier:
 tendue: $\sigma_s = 5,4$ (MPa)
 Contrainte limite de l'acier:

$$\sigma_{s \text{ lim}} = 207,3 \text{ (MPa)}$$

c. Effort tranchant :

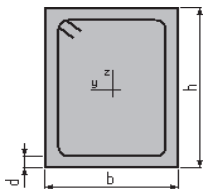
Calcul de Section à l'effort Tranchant

1. Hypothèses :

Béton: $f_{c28} = 27,0$ (MPa) **Acier: $f_e = 500,0$ (MPa)**

- Calcul suivant BAEL 91
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Fissuration préjudiciable
- Pas de reprise de bétonnage
- Calcul en poutre

2. Section :



$b = 250,0$ (cm)
 $h = 125,0$ (cm)
 $d = 5,0$ (cm)

3. Efforts tranchants appliqués :

V : effort tranchant
N : effort de compression

Cas N°	Type	V (kN)	N (kN)
1.	ELU	2980,20	0,00

4. Résultats :

Contrainte tangente maximale $\tau_u = 1,0$ (MPa)
 Contrainte tangente limite $\tau_{u,lim} = 2,7$ (MPa)

Armatures transversales

Inclinaison des armatures : $\alpha = 90$ (deg) Longueur de la travée : $L = 10,0$ (m)
 Armatures d'effort tranchant : Section $A_t = 3,1$ (cm²)
 Cadres: $2 \text{ } \varnothing 14$
 Espacement : $S_t = 14,7$ (cm) Répartition des armatures d'âmes à mi-portée :
 Espacement maximum : $S_{t,max} = 40,0$ (cm) $7 + 8*13 + 2*16 + 1*20 + 1*25 + 2*35 + 6*40$
 (cm)

Ferraillage des colonnes :

a. Ferraillage longitudinal :

Calcul de Section en Flexion Déviée Composée

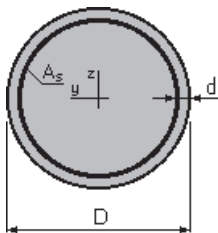
1. Hypothèses:

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)

$d = 5,0$ (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N°	Type	N (kN)	M _y (kN*m)	M _z (kN*m)
1.	ELS	3624,14	1573,97	0,00
2.	ELU	4893,40	1334,30	0,00
3.	ELA	3503,33	10463,33	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique $A_s = 342,3$ (cm²)

Section minimum $A_{s \min} = 176,7$ (cm²)

Section maximum $A_{s \max} = 883,6$ (cm²)

théorique $\rho = 1,94$ (%)

minimum $\rho_{\min} = 0,50$ (%)

maximum $\rho_{\max} = 5,00$ (%)

Analyse par Cas:

Cas N° 1: Type ELS N = 3624,14 (kN) M_y = 1573,97 (kN*m) M_z = 0,00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 3,20

Position de l'axe neutre: $y = 104,0$ (cm)

Bras de levier: $Z = 102,8$ (cm)

Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 5,1$ (MPa)

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 16,2$ (MPa)

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 29,7$ (MPa)

comprimée: $\sigma_s' = 72,1$ (MPa)

Contrainte limite de l'acier:

$\sigma_{s \lim} = 207,3$ (MPa)

Cas N° 2: Type ELU **N = 4893,40 (kN)** **M_y = 1334,30 (kN*m)** **M_z = 0,00 (kN*m)**

Coefficient de sécurité: 5,18 Pivot: B

Position de l'axe neutre: y = 124,3 (cm)

Bras de levier: Z = 88,7 (cm)

Déformation du béton: $\epsilon_b = 3,50$ (‰)

Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 0,57$ (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 114,7$ (MPa)

comprimée: $\sigma'_s = 434,8$ (MPa)

Cas N° 3: Type ELA **N = 3503,33 (kN)** **M_y = 10463,33 (kN*m)** **M_z = 0,00 (kN*m)**

Coefficient de sécurité: 1,00 Pivot: B

Position de l'axe neutre: y = 51,9 (cm)

Bras de levier: Z = 120,1 (cm)

Déformation du béton: $\epsilon_b = 3,50$ (‰)

Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 6,26$ (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 500,0$ (MPa)

comprimée: $\sigma'_s = 500,0$ (MPa)

b. Ferrailage transversal (zone courante) :

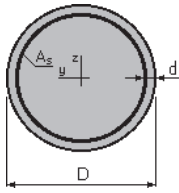
Calcul de Section à l'effort Tranchant

1. Hypothèses :

Béton: $f_{c28} = 27,0$ (MPa) **Acier: $f_e = 500,0$ (MPa)**

- Calcul suivant BAEL 91
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Fissuration préjudiciable
- Calcul en poteau

2. Section :



$D = 150,0$ (cm)

$d = 5,0$ (cm)

3. Efforts tranchants appliqués :

V : effort tranchant
N : effort de compression

Cas N°	Type	V (kN)	N (kN)
1.	ELU	222,15	4893,40
2.	ELA	443,33	3503,33

4. Résultats :

Contrainte tangente maximale $\tau_u = 0,3$ (MPa)
Contrainte tangente limite $\tau_{u,lim} = 2,7$ (MPa)

Armatures transversales

Inclinaison des armatures : $\alpha = 90$ (deg)
Armatures d'effort tranchant : Section $A_t = 2,0$ (cm²)
Cadres: $1 \text{ } \varnothing 16$
Espacement : $S_t = 20,0$ (cm)
Espacement maximum : $S_{t,max} = 40,0$ (cm)

c. Ferrailage transversal (zone critique) :

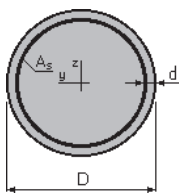
Calcul de Section à l'effort Tranchant

1. Hypothèses :

Béton: $f_{c28} = 27,0$ (MPa) Acier: $f_e = 500,0$ (MPa)

- Calcul suivant BAEL 91
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Fissuration préjudiciable
- Calcul en poteau

2. Section :



$D = 150,0$ (cm)

$d = 5,0$ (cm)

3. Efforts tranchants appliqués :

V : effort tranchant
N : effort de compression

Cas N°	Type	V (kN)	N (kN)
1.	ELU	222,15	4893,40
2.	ELA	443,33	3503,33

4. Résultats :

Contrainte tangente maximale $\tau_u = 0,3$ (MPa)
Contrainte tangente limite $\tau_{u,lim} = 2,7$ (MPa)

Armatures transversales

Inclinaison des armatures : $\alpha = 90$ (deg)
Armatures d'effort tranchant : Section $A_t = 2,0$ (cm²)
Cadres : 1 \varnothing 16
Espacement : $S_t = 15,0$ (cm)
Espacement maximum : $S_{t,max} = 40,0$ (cm)

Ferrailage des pieux :

Calcul de Section en Flexion Déviée Composée

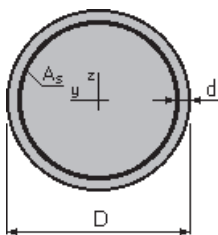
1. Hypothèses:

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:



ANNEXE.E FERRAILLAGE DE LA PILE

$D = 120,0$ (cm)

$d = 7,0$ (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N°	Type	N (kN)	M _y (kN*m)	M _z (kN*m)
1.	ELU	2110,98	211,54	0,00
2.	ELS	1391,56	226,46	0,00
3.	ELA	1338,00	277,36	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique $A_s = 113,1$ (cm²)

Section minimum $A_{s \min} = 113,1$ (cm²)

Section maximum $A_{s \max} = 565,5$ (cm²)

théorique $\rho = 1,00$ (%)

minimum $\rho_{\min} = 0,50$ (%)

maximum $\rho_{\max} = 5,00$ (%)

Analyse par Cas:

Cas N° 1: Type ELU N = 2110,98 (kN) M_y = 211,54 (kN*m) M_z = 0,00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 8,08 Pivot: B

Position de l'axe neutre: $y = 119,2$ (cm)

Bras de levier: $Z = 60,6$ (cm)

Déformation du béton: $\varepsilon_b = 3,50$ (‰)

Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 0,00$ (‰)

Contrainte de l'acier:

comprimée: $\sigma_s' = 434,8$ (MPa)

Cas N° 2: Type ELS N = 1391,56 (kN) M_y = 226,46 (kN*m) M_z = 0,00 (kN*m)

ANNEXE.E FERRAILLAGE DE LA PILE

Coefficient de sécurité: 7,47

Position de l'axe neutre: $y = 119,1$ (cm)

Bras de levier: $Z = 67,9$ (cm)

Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 2,2$ (MPa)

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 16,2$ (MPa)

Contrainte de l'acier:

comprimée: $\sigma_s' = 30,3$ (MPa)

Contrainte limite de l'acier:

$\sigma_{s \text{ lim}} = 207,3$ (MPa)

Cas N° 3: Type ELA $N = 1338,00$ (kN) $M_y = 277,36$ (kN*m) $M_z = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 12,39 Pivot: B

Position de l'axe neutre: $y = 94,4$ (cm)

Bras de levier: $Z = 70,0$ (cm)

Déformation du béton: $\varepsilon_b = 3,50$ (‰)

Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 0,68$ (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 135,8$ (MPa)

Les efforts agissant sur le mur frontal :

Désignation	N (KN)	H (KN)	ev (m)	eh (m)	M _{v/o} (KN.m)	M _{H/O} (KN.m)
Les efforts dus au poids propre						
Mur frontal	2291,63	/	0,00	3,14	0,00	/
Dalle de transition	123	/	0,91	7,35	904,05	/
Corbeau	56,10	/	0,8874	7,053	49,78314	/
Mur garde-grève	155,75	/	0,5548	7,31	86,4101	/
Poids des terres sur dalle de transition	563,81	/	0,91	7,35	513,06255	/
poussée des terres sur mur frontal	/	1936,159	/	-2,783333	/	-5388,98
poids sur DDT 10KN/m ²	394,57	/	2,7	/	0	/
poussée sur 10kn/m ²	/	257,6393	/	-4,175	/	-1075,64
Les efforts provenant du tablier						
Rg	3756,18	/	-0,20	/	-751,24	/
R(Al)	1234,80	/	-0,20	/	-246,96	/
Rbc	1132,15	/	-0,20	/	-226,43	/
RMc120	1091,22	/	-0,20	/	-218,24	/
RD240	1796,57	/	-0,20	/	-359,31	/
Rst	54,00	/	-0,20	/	-10,80	/
Hf+r	/	98,71	/	-6,30	/	-621,89
HT°	/	62,19	/	-6,30	/	-391,79
Frein Al	/	25,00	/	-6,30	/	-157,50
Frein Bc	/	150,00	/	-6,30	/	-945,00

Les combinaisons des efforts sur le mur frontal :

- ELU :

	N (KN)	H (KN)	M _H (KN.m)	M _V (KN.m)	ΔM (KN.m)
1.35G+0.9T	9377,72	2803,05	-8467,27	1082,79	-7384,48
1.35G+0.9T+1.6Q	10009,04	3215,27	-10188,30	1082,79	-9105,51
1.35G+0.9T+1.6A(l)	11439,80	2843,05	-8719,27	670,38	-8048,90
1.35G+0.9T+1.6Bc	11275,56	3043,05	-9979,27	703,23	-9276,05
1.35G+0.9T+1.35Mc120	10850,86	2803,05	-8467,27	788,17	-7679,11
1.35G+0.9T+1.35D240	11803,10	2803,05	-8467,27	597,72	-7869,56

- ELS :

	N (KN)	H (KN)	M _H (KN.m)	M _V (KN.m)	ΔM (KN.m)
G+0.6T	7341,03	2072,18	-6245,94	802,07	-5443,87
G+0.6T+1.2Q	7814,52	2381,35	-7536,71	802,07	-6734,64
G+0.6T+1.2A(l)	8876,79	2102,18	-6434,94	492,76	-5942,18
G+0.6T+1.2Bc	8753,61	2252,184	-7379,94	517,39	-6862,54
G+0.6T+Mc120	8432,25	2072,18	-6245,94	583,83	-5662,11
G+0.6T+D240	9137,60	2072,18	-6245,94	442,76	-5803,18

Calcul du ferrailage : (Note de calcul robot expert) :

1. Mur frontal :

Calcul de Section en Flexion Déviée Composée

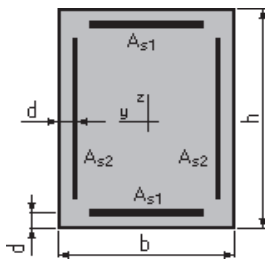
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 27,0$ (MPa)

Acier: $f_e = 500,0$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91

2. Section:



$b = 100,0$ (cm)

$h = 140,0$ (cm)

$d = 5,0$ (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N°	Type	N (kN)	M _y (kN*m)	M _z (kN*m)
1.	ELU	902,43	662,30	0,00
2.	ELS	1252,84	893,45	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

ANNEXE.F CALCUL DE LA CULEE

Section théorique A_{s1}	= 14,0 (cm ²)	Section théorique A_{s2}	= 0,0 (cm ²)
Section minimum $A_{s \min}$	= 28,0 (cm ²)	Section maximum $A_{s \max}$	= 700,0 (cm ²)
théorique ρ	= 0,20 (%)		
minimum ρ_{\min}	= 0,10 (%)	maximum ρ_{\max}	= 5,00 (%)

Analyse par Cas:

Cas N° 1: Type ELU **N = 902,43 (kN)** **M_y = 662,30 (kN*m)** **M_z = 0,00 (kN*m)**

Coefficient de sécurité: 4,91 Pivot: B

Position de l'axe neutre: $y = 36,2$ (cm)

Bras de levier: $Z = 120,5$ (cm)

Déformation du béton: $\varepsilon_b = 3,50$ (‰)

Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 9,56$ (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 434,8$ (MPa)

comprimée: $\sigma_s' = 434,8$ (MPa)

Cas N° 2: Type ELS **N = 1252,84 (kN)** **M_y = 893,45 (kN*m)** **M_z = 0,00 (kN*m)**

Coefficient de sécurité: 1,58

Position de l'axe neutre: $y = 50,8$ (cm)

Bras de levier: $Z = 118,1$ (cm)

Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 3,4$ (MPa)

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 16,2$ (MPa)

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 22,3$ (MPa)

comprimée: $\sigma_s' = 48,4$ (MPa)

Contrainte limite de l'acier:

$\sigma_{s \lim} = 207,3$ (MPa)

2. Mur garde-grève :

Calcul de Section en Flexion Simple

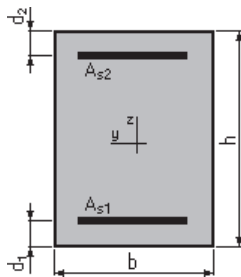
1. Hypothèses:

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:



$$b = 100,0 \text{ (cm)}$$

$$h = 30,0 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 5,0 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 5,0 \text{ (cm)}$$

3. Moments appliqués:

	M_{\max} (kN*m)	M_{\min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	150,24	0,00
Etat Limite de Service	112,57	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 25,2$ (cm ²)	Section théorique	$A_{s2} = 0,0$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s \min} = 3,0$ (cm ²)		
théorique	$\rho = 1,01$ (%)		
minimum	$\rho_{\min} = 0,12$ (%)		

Analyse par Cas:

Cas ELU $M_{\max} = 150,24$ (kN*m) $M_{\min} = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,56 Pivote: B

Position de l'axe neutre: $y = 9,0$ (cm)

Bras de levier: $Z = 21,4$ (cm)

Déformation du béton: $\epsilon_b = 3,50$ (‰)

Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 6,26$ (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 434,8$ (MPa)

Cas ELS $M_{\max} = 112,57$ (kN*m) $M_{\min} = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,00

Position de l'axe neutre: $y = 10,5$ (cm)

Bras de levier: $Z = 21,5$ (cm)
 Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 10,0$ (MPa)
 Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 16,2$ (MPa)
 Contrainte de l'acier:
 tendue: $\sigma_s = 207,3$ (MPa)
 Contrainte limite de l'acier:
 $\sigma_{s \text{ lim}} = 207,3$ (MPa)

3. La dalle de transition :

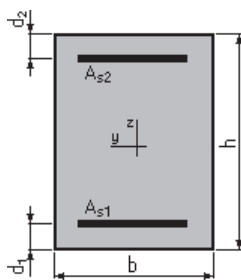
Calcul de Section en Flexion Simple

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)
 $h = 30,0$ (cm)
 $d_1 = 5,0$ (cm)
 $d_2 = 5,0$ (cm)

3. Moments appliqués:

	M_{\max} (kN*m)	M_{\min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	96,26	0,00
Etat Limite de Service	73,08	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 16,0$ (cm ²)	Section théorique	$A_{s2} = 0,0$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s \text{ min}} = 3,0$ (cm ²)		
théorique	$\rho = 0,64$ (%)		
minimum	$\rho_{\min} = 0,12$ (%)		

Analyse par Cas:

Cas ELU $M_{\max} = 96,26$ (kN*m) $M_{\min} = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,64 Pivot: A
 Position de l'axe neutre: $y = 5,7$ (cm)
 Bras de levier: $Z = 22,7$ (cm)
 Déformation du béton: $\varepsilon_b = 2,94$ (‰)
 Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 10,00$ (‰)
 Contrainte de l'acier:
 tendue: $\sigma_s = 434,8$ (MPa)

Cas ELS $M_{\max} = 73,08$ (kN*m) $M_{\min} = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,00
 Position de l'axe neutre: $y = 8,8$ (cm)
 Bras de levier: $Z = 22,1$ (cm)
 Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 7,5$ (MPa)
 Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 16,2$ (MPa)
 Contrainte de l'acier:
 tendue: $\sigma_s = 207,3$ (MPa)
 Contrainte limite de l'acier:
 $\sigma_{s \text{ lim}} = 207,3$ (MPa)

4. Le corbeau :

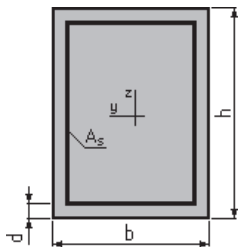
Calcul d'une Section Comprimée

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)
 $h = 30,0$ (cm)
 $d = 5,0$ (cm)

3. Forces:

	N (kN)
Etat Limite Ultime (fondamental)	99,72
Etat Limite de Service	74,16
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00

4. Résultats:

Résistance des Matériaux:

Section brute	$B = 3000,0$	(cm ²)	Section réduite	$B_r = 2744,0$	(cm ²)
Long flambement	$l_{fy} = 3,0$	(m)	Long flambement	$l_{fz} = 3,0$	(m)
Inertie	$I_y = 225000,0$	(cm ⁴)	Inertie	$I_z = 2500000,0$	(cm ⁴)
Rayon de giration	$i_y = 8,7$	(cm)	Rayon de giration	$i_z = 28,9$	(cm)
Elancement	$\lambda_y = 34,6$		Elancement	$\lambda_z = 10,4$	
	$\alpha = 0,65$		N_u (béton seul)	$= 3283,33$	(kN)

Béton:

$$\sigma (\text{ELS}) = 0,2 \text{ (MPa)}$$

$$0,6 f_{cj} = 15,0 \text{ (MPa)}$$

Acier:

Section théorique	$A_s = 10,4$	(cm ²)
Section minimum	$A_{s \text{ min}} = 10,4$	(cm ²)
Section maximum	$A_{s \text{ max}} = 150,0$	(cm ²)
théorique	$\rho = 0,52$	(%)
minimum	$\rho_{\text{min}} = 0,35$	(%)
maximum	$\rho_{\text{max}} = 5,00$	(%)

5. Mur en retour :

a. Dans la direction XX :

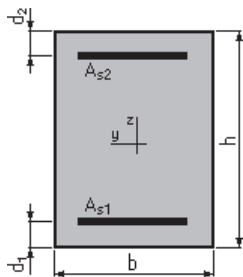
Calcul de Section en Flexion Simple

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:



$$b = 100,0 \text{ (cm)}$$

$$h = 70,0 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 5,0 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 5,0 \text{ (cm)}$$

3. Moments appliqués:

	M_{\max} (kN*m)	M_{\min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	0,00	0,00
Etat Limite de Service	160,00	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 12,8$ (cm ²)	Section théorique	$A_{s2} = 0,0$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s \min} = 6,5$ (cm ²)		
théorique	$\rho = 0,20$ (%)		
minimum	$\rho_{\min} = 0,10$ (%)		

Analyse par Cas:

Cas ELS $M_{\max} = 160,00$ (kN*m) $M_{\min} = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,00

Position de l'axe neutre: $y = 14,0$ (cm)

Bras de levier: $Z = 60,3$ (cm)

Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 1,9$ (MPa)

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 16,2$ (MPa)

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 23,1$ (MPa)

Contrainte limite de l'acier:

$\sigma_{s \lim} = 207,3$ (MPa)

b. Dans la direction YY :

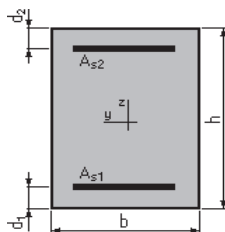
Calcul de Section en Flexion Composée

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:



$b = 100,0$ (cm)

$h = 70,0$ (cm)

$d_1 = 5,0$ (cm)

$d_2 = 5,0$ (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N°	Type	N (kN)	M (kN*m)
1.	ELS	250,00	450,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 31,2$ (cm ²)	Section théorique	$A_{s2} = 31,2$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s\ min} = 14,0$ (cm ²)	Section maximum	$A_{s\ max} = 350,0$ (cm ²)
théorique	$\rho = 0,89$ (%)		
minimum	$\rho_{min} = 0,20$ (%)	maximum	$\rho_{max} = 5,00$ (%)

Analyse par Cas:

Cas N° 1: Type ELS N = 250,00 (kN) M = 450,00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,00
 Position de l'axe neutre: $y = 20,7$ (cm)
 Bras de levier: $Z = 58,1$ (cm)
 Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 6,5$ (MPa)
 Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 16,2$ (MPa)

Contrainte de l'acier:
 tendue: $\sigma_s = 207,3$ (MPa)
 comprimée: $\sigma_s' = 73,4$ (MPa)
 Contrainte limite de l'acier: $\sigma_{s\ lim} = 207,3$ (MPa)