

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

المدرسة الوطنية العليا للأشغال العمومية
فرنسيس جانسون

École Nationale Supérieure des Travaux Publics

Francis Jeanson



Mémoire

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

Filière : Travaux Publics

Spécialité : Infrastructures de Base

Thème

**CONCEPTION ET ETUDE D'UN VIADUC DU
PK 23 + 970 AU PK 24 + 114 DE LA
PENETRANTE RELIANT MASCARA A
L'AUTOROUTE EST-OUEST**

Présenté par :

LAIREDJ AYMENE
MELLIT YOUNES

Encadré par :

Mr : Y.BABAKHOUYA

Co-encadré par :

Mr : T.ABDELLI

Promotion 2020/2021

REMERCIEMENTS

Je tiens avant tout à exprimer mes parfaits remerciements et gratitude à ALLAH le plus puissant qui nous a donné la force, le courage et la volonté pour élaborer cet intéressant travail.

*Nous tenons à saisir également cette occasion et adresser nos profonds remerciements et nos profondes reconnaissances à **Mr BABAKHOUYA Youcef**, notre encadrant de mémoire de fin d'étude, pour l'orientation, la confiance, la patience qui ont constitué un apport considérable sans lequel ce travail n'aurait pas pu être mené au bon port.*

Je tiens à exprimer mes sincères remerciements à Mr ABDELLI TAHER, enseignant à l'ENSTP, mon Co-encadrant de mémoire de fin d'études, de m'avoir accordé sa confiance et accepté de m'aider.

*Je souhaite adresser mes remerciements les plus sincères à tous les enseignants de l'ENSTP, pour la richesse et la qualité de leur enseignement, et aussi l'équipe administratif surtout **Mme MAKOUDI, Mme BOUREBIA, Mme BOUMEHRAZ** qui mon toujours aidé et soutenu, merci pour votre générosité.*

*Je remercie également toute l'équipe administratif de **L'ADA** et particulièrement **Mme AKLI** et **Mme KHAMMAR** pour nous fournir les données et documents nécessaires pour la réalisation de ce projet.*

*Notre remerciement s'adresse aussi à toutes les personnes qui ont contribué au succès de mon stage et ça en commençant par le chef de projet **MR TOUIOUI NAAMANE** et mes deux maitres de stage, **Mr HADDADI ROCHDI** et **Mr Abderrahim**, pour leur accueil, le temps passé ensemble et le partage de leur expertise au quotidien. Ils furent d'une aide précieuse.*

Mes vifs remerciements vont également aux membres du jury pour l'intérêt qu'ils ont porté à mon projet de fin d'études, en acceptant d'examiner mon travail et de l'enrichir par leurs propositions.

Enfin, je tiens à témoigner toute ma gratitude à l'ensemble des personnes qui m'ont aidé de près ou de loin à l'élaboration de ce travail.

DEDICACE

Je dédie ce travail, ...

A MA CHERE MERE,

Aucune dédicace ne saurait exprimer mon respect mon amour éternel et ma considération pour les sacrifices que vous avez consenti pour mon instruction et mon bien être, Tu as su m'inculquer le sens de la responsabilité, de l'optimisme et de la confiance en soi face aux difficultés de la vie. Tes conseils ont toujours guidé mes pas vers la réussite. Je te dois ce que je suis aujourd'hui et ce que je serai demain et je ferai toujours de mon mieux pour rester ta fierté et ne jamais te décevoir. Que Dieu le tout puissant te préserve.

A MON CHER PERE,

A l'âme pure de mon père, qui a veillé à mon éducation, et m'a donné tous les soins nécessaires pour devenir ce que je suis, A celui qui m'a toujours poussé à poursuivre mes études et m'a encouragé, qui peut être fier de trouver ici le résultat de longues années de sacrifices et de privations pour m'aider à avancer dans la vie, Merci pour les valeurs nobles, l'éducation et le soutien permanent venu de ta part.

A MA TRES CHERE SŒUR NOUNA,

En souvenir d'une enfance dont nous avons partagé les meilleurs et les plus agréables moments. Pour toute la complicité et l'entente qui nous unissent. Je vous souhaite tout le bonheur que vous méritez et un brillant avenir.

A MA PETITE SŒUR LA PRINCESSE ARIDJ,

Tu es mon ange gardien et ma porte de bonheur.

A MES CHER FRERE ADEM ET AKREM,

Pour toute l'ambiance dont vous nous entourez, pour toute la spontanéité et la bonne humeur qui vous caractérisent, qui savent toujours comment procurer la joie et le bonheur pour toute la famille.

A MA GRANDE FAMILLE,

Paternelle et maternelle : a tout la famille LAIREDJ et BOULIAIRE à mes grands-parents, mes tantes (AKILA, SOUAD, SIHEM, MASOUDA, KHADOUJA), mes oncles (AZOUZ, HAMID, HAKIM, RACHID, FOUAD, MOHHAMED) ET (RACHID, NOURI ALAH YARHAMHOUM, ainsi que mes cousins et cousines, et surtout HAMZA, HMIDOU, REDA, ISLEM, ANIS, HANI, SAMI, LOUAY pour l'amour et le soutien qu'ils m'ont toujours accordé.

A toute la famille ENSTP, Et tous les amis que j'ai rencontré à cette école et surtout mes amie (JOE, YASSIN, SAADOU, AMINE, RABEH, KHIROU, MEHDI, HOUCIN) et mais copains de chambre que J'ai partagés avec eux des moment inoubliable (NISSOU, DJABER, SABER, ABDOU).

Enfin,..... A vous.

LAIREDJ AYMENE

DEDICACE

Je dédie ce travail, ...

A MA CHERE MERE,

Aucune dédicace ne saurait exprimer mon respect mon amour éternel et ma considération pour les sacrifices que vous avez consenti pour mon instruction et mon bien être, Tu as su m'inculquer le sens de la responsabilité, de l'optimisme et de la confiance en soi face aux difficultés de la vie. Tes conseils ont toujours guidé mes pas vers la réussite. Je te dois ce que je suis aujourd'hui et ce que je serai demain et je ferai toujours de mon mieux pour rester ta fierté et ne jamais te décevoir. Que Dieu le tout puissant te préserve.

A MON CHER PERE,

A l'âme pure de mon père, qui a veillé à mon éducation, et m'a donné tous les soins nécessaires pour devenir ce que je suis, A celui qui m'a toujours poussé à poursuivre mes études et m'a encouragé, qui peut être fier de trouver ici le résultat de longues années de sacrifices et de privations pour m'aider à avancer dans la vie, Merci pour les valeurs nobles, l'éducation et le soutien permanent venu de ta part.

A MA TRES CHERE SŒUR RIMA,

En souvenir d'une enfance dont nous avons partagé les meilleurs et les plus agréables moments. Pour toute la complicité et l'entente qui nous unissent. Je vous souhaite tout le bonheur que vous méritez et un brillant avenir à toi et à ton marie.

A MES PETITES PRINCESSES MOUNA ET AYA,

Vous êtes mes anges gardiens et mes portes de bonheur.

A Mon CHER FRERE YAHIA (HAYOU),

Pour toute l'ambiance dont tu nous entoures, pour toute la spontanéité et la bonne humeur qui tu caractérisent, qui sait toujours comment procurer la joie et le bonheur pour toute la famille.

A MA GRANDE FAMILLE,

Paternelle et maternelle : a tout la famille MELLIT et KAOULA à mes grands-parents Allah yarhamhoum, mon chère oncle ALI et sa femme ainsi mes cousins (TITOU et MOUSSA) et cousines (HOUDA et MOUNA), pour l'amour et le soutien qu'ils m'ont toujours accordé.

A TOUTE LA FAMILLE ENSTP,

Et tous les amis que j'ai rencontré à cette école et surtout mes amie (JOE, YASSIN, SAADOU, AMINE, RABEH, KHIROU, MEHDI, HOUCIN) et mes copains de chambre que J'ai partagés avec eux des moment inoubliable (AYMENE, DJABER, SABER, ABDOU).

Enfin, A vous.

MELLIT YOUNES

ملخص:

يهدف هذا العمل المتواضع الى تصمّم ودراسة الجسر المتواجد بين النقطة الكيلومترية 970+23 والنقطة الكيلومترية 114+24 التابع لطريق الرابط بين ولاية معسرو الطريق السيار شرق غرب.

يبدا هذا التقرير ببحث ببليوغرافي حول الخرسانة ذاتية الوضع وبعد ذلك قمنا بعرض المشروع الذي سندرسه وايضا عرض مختلف المتغيرات التي سنحللها لنختار منها الأنسب بعد القيامه بدراسة متعددة المعايير، ثم قمنا بالتعريف بالحمولات والحمولات الزائدة التي يتعرض لها الجسر متبوعة بحساب سابقة الاجهاد، الدراسة الزلزالية ودراسة المنشأة القاعدية المتمثلة في الأرصفة والدعامات وفي الأخير سننهيها بخاتمة عامة. وهذا مع احترام المنضومات المعمول بها في الجزائر وأوروبا، وأيضا بالاعتماد على برنامج الحساب روبات.

الكلمات المفتاحية: الجسر، سابقة الاجهاد، قاعدة، الاسمنت المسلح، لاحقة الشد.

Résumé :

Ce travail consiste à faire la conception et l'étude du viaduc situé entre le PK23+970 et PK 24+114 relevant de la pénétrante autoroutière reliant mascara a l'autoroute Est-Ouest. Ce rapport commencera par une recherche bibliographique sur le béton autoplaçant par la suite à la présentation de l'ouvrage mit en étude ainsi que les différentes variantes à analyser pour en choisir la plus convenable selon une étude multicritère, suivi de la définition des charges et surcharges auxquelles sera soumis l'ouvrage pour une éventuelle étude du tablier, accompagnée le calcul de la précontrainte, l'étude sismique, l'étude de l'infrastructure à savoir, les piles et les culées, finissant par une conclusion générale. En se référant à des règlements utilisés en Algérie et en Europe. La modélisation des différentes parties du projet sera établie par le logiciel a base des éléments finis « ROBOT ».

Mots clés : pont, précontrainte, fondation, béton armé, post-tension.

Abstract :

This modest work consists in the design and study of the viaduct located between the PK23+970 and PK 24+114 under the penetrating highway connecting mascara to the East-West highway. This report will begin with a bibliographical research on self-lacing concrete, which will then be examined in the presentation of the book and the various variants to be analysed in order to select the most suitable one according to a multicriteria study, monitoring of the definition of the loads and surcharges to which the work will be subjected for a possible study of the deck, accompanied by the calculation of the prestressing, the seismic study, the study of the infrastructure namely, the piers and abutments, ending with a general conclusion. Referring to regulations used in Algeria and Europe. The modelling of the different parts of the project will be established by the finite element software «ROBOT».

Keywords : bridge, prestressing, foundation, reinforced concrete, Post tensioned pre-stressed beams.

SOMMAIRE

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

CHAPITRE I : PRESENTATION DU PROJET

I.1. INTRODUCTION	2
I.2. PRESENTATION DU PROJET	2
I.2.1. Objectif et situation du projet	2
I.2.2. Obstacle franchi	2
I.3. LES DONNEES DU PROJET	3
I.3.1. Les données fonctionnelles	3
I.3.2. Les données naturelles	4
I.3.3. Topographie	4
I.3.4. Géotechnique	4
I.3.5. Sismicité du site	5
I.3.6. Climatologie	5
I.4. CONCLUSION	5

CHAPITRE II : CONCEPTION ET PRE-DIMENSIONNEMENT

II.1. INTRODUCTION	6
II.2. ELEMENTS PRINCIPAUX DE CONCEPTION	6
II.3. IPRESENTATION ET PREDIMENSIONNEMENT DES VARIANTES	6
II.3.1. Variante 1 : « Pont voussoirs en BP construit par encorbellements successifs »	6
II.3.1.1. Description de la méthode	6
II.3.1.2. Conception longitudinale	6
II.3.1.3. Conception transversale	7
II.3.1.4. Conception de l'infrastructure	8
II.3.2. Variante 2 : « pont à poutres préfabriquées par post- tension (vipp) »	11
II.3.2.1. Conception longitudinale	11
II.3.2.2. Conception transversale	11
II.3.2.3. Conception de l'infrastructure (pile/culée)	12
II.3.3. VARIANTE 3 : « PONT MIXTE »	15
II.3.3.1. Conception longitudinale	15
II.3.3.2. Conception transversale	15
II.3.3.3. Conception des poutres principales :	15

II.3.3.4.	Conception des entretoises :.....	16
II.3.3.5.	Choix de la nuance d'acier :.....	16
II.3.3.6.	La connexion entre la dalle et la charpente métallique :.....	16
II.3.3.7.	L'épaisseur de la dalle :.....	16
II.3.3.8.	Prédimensionnement de l'infrastructure :.....	17
II.4.	ANALYSE DES VARIANTES	20
II.4.1.	Devis estimatif et quantitatif.....	20
II.4.1.1.	La variante vousoir :.....	20
II.4.1.2.	La variante poutre.....	21
II.4.1.3.	La variante bi-poutre.....	22
II.4.2.	Analyse multicritère des variantes	23
II.5.	CONCLUSION	25

CHAPITRE III : CHARGES ET HYPOTHESES DE CALCULS

III.1	INTRODUCTION.....	26
III.2	NORMES ET REGLES DE CALCUL.....	26
III.3	CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX	26
III.3.1.	Béton.....	26
III.3.2.	Armatures.....	26
III.3.2.1.	Armatures Passives	26
III.3.2.2.	Armatures De Précontrainte.....	27
III.3.3.	Contraintes Admissibles	27
III.3.3.1.	Béton.....	27
III.3.3.2.	Armatures.....	28
III.4	EVALUATION DES ACTIONS	28
III.4.1.	Les Actions	28
III.4.2.	Evaluation des actions hors trafic	28
III.4.2.1.	Actions permanentes.....	28
III.4.2.2.	Actions variables.....	31
III.4.3.	Evaluation des actions dues trafic.....	32
III.4.3.1.	Système de charge à considérer	32
III.4.3.2.	Caractéristiques du pont.....	32
III.4.3.3.	Système de charge A.....	33
III.4.3.4.	Système de charge B.....	34
III.4.3.5.	Coefficient de majoration dynamique.....	36

III.4.3.6.	Effort de freinage	37
III.4.3.7.	Charges militaires Mc 120	37
III.4.3.8.	Convoi exceptionnel D240	38
III.5	CONCLUSION.....	39

CHAPITRE IV : ETUDE LONGITUDINALE

IV.1.	INTRODUCTION.....	40
IV.2.	CALCUL DES MOMENTS FLECHISSANTS	40
IV.2.1.	Calcul du moment fléchissant dû à la charge permanente	40
IV.2.2.	Calcul du moment dû à la surcharge a(l)	41
IV.2.3.	Calcul du moment dû à la surcharge bc	42
IV.2.4.	Calcul du moment dû à la charge bt.....	47
IV.2.5.	Calcul du moment dû à la surcharge mc120	48
IV.2.6.	Calcul du moment dû à la surcharge d240	49
IV.2.7.	Le bilan	50
IV.3.	CALCUL DES EFFORTS TRANCHANTS	50
IV.3.1.	Calcul des efforts tranchants dûs à la charge permanente	50
IV.3.2.	Calcul des efforts tranchants dûs à la surcharge a(l).....	51
IV.3.3.	Calcul des efforts tranchants dûs à la surcharge bc	52
IV.3.4.	Calcul des efforts tranchants dûs à la surcharge bt	54
IV.3.5.	Calcul des efforts tranchants dûs à la surcharge mc120	55
IV.3.6.	Calcul des efforts tranchants dûs à la surcharge d240	56
IV.4.	CONCLUSION	57

CHAPITRE V : MODELISATION ET PRECONTRAINTE

V.1.	INTRODUCTION.....	58
V.2.	MODELISATION DE L'OUVRAGE	58
V.2.1.	Les étapes de modélisation	58
V.2.2.	Les Résultats obtenus.....	59
V.3.	LA PRECONTRAINTE.....	60
V.3.1.	Modes de précontrainte	61
V.3.2.	Choix du procédé	61
V.3.3.	Phase de montage.....	61

V.3.4.	Dimensionnement des câbles de précontrainte	61
V.3.4.1.	Dimensionnement en classe II	62
V.3.4.1.1.	Les valeurs minimales de la précontrainte.....	63
V.3.4.1.2.	Choix des câbles	63
V.3.4.1.3.	Détermination de nombre des câbles	64
V.3.4.1.4.	Détermination de nombre de câble à l'about.....	64
V.3.4.1.5.	Vérification des contraintes	65
V.3.4.1.6.	Position des câbles	67
V.3.4.1.7.	Calcul des pertes	71
V.3.4.1.8.	Vérification des contraintes normales	75
V.3.4.1.9.	Vérification des contraintes tangentielles	78
V.3.4.2.	Armatures passives des poutres	80
V.3.4.2.1.	Armatures des zones tendues.....	80
V.3.4.2.2.	Le pourcentage minimum à disposer	81
V.3.4.2.3.	Armatures de peau	81
V.4	CONCLUSION.....	82

CHAPITRE VI :

ETUDE DE L'HOUDIS

VI.1.	INTRODUCTION.....	83
VI.2.	LA FLECHE	83
VI.3.	LA FLECHE DUE AU POIDS PROPRE.....	83
VI.4.	CONTRE FLECHE.....	83
VI.5.	FLECHE DE CONSTRUCTION.....	84
VI.6.	FLECHE MAXIMALE A ELS	84
VI.7.	FLECHE TOTALE	85
VI.8.	ETUDE DE L'HOUDIS	85
VI.8.1.	La modélisation de la dalle	85
VI.8.2.	Evaluation des efforts	86
VI.8.3.	Ferraillages.....	88

CHAPITRE VII : ETUDE SISMIQUE ET EQUIPEMENT DE TABLIER

VII.1.	INTRODUCTION.....	90
VII.2.	APPAREIL D'APPUI.....	90
VII.2.1.	Choix du type d'appareil d'appui.....	90
VII.2.2.	Dimensionnement de l'appareil d'appui.....	90
VII.2.2.1	Aire de l'appareil d'appui :	91
VII.2.2.2	Calcul de l'épaisseur de l'appareil d'appui T :	91
VII.2.2.3	Dimensionnement des frettes :	91
VII.3.	ETUDE SISMIQUE.....	92
VII.3.1.	Caractéristiques de l'ouvrage relatives à l'étude sismique.....	92
VII.3.2.	Méthode de calcul.....	92
VII.3.3.	Analyse monomodale spectrale.....	93
VII.3.3.1	Principe de la méthode.....	93
VII.3.3.2	Domaine d'application.....	93
VII.3.3.3	Vérification des critères.....	94
VII.3.4.	Sollicitation sismique longitudinale.....	94
VII.3.4.1	Evaluation de la masse.....	94
VII.3.4.2	Evaluation des raideurs.....	94
VII.3.4.3	Evaluation de la période propre de l'ouvrage $T = 2\pi\sqrt{MK}$	96
VII.3.4.4	Evaluation de spectre de réponse élastique.....	97
VII.3.4.5	Calcul de l'effort longitudinale.....	97
VII.3.5.	Sollicitation sismique total.....	98
VII.3.5.1	Vérification de la condition.....	98
VII.3.5.2	Evaluation des raideurs.....	98
VII.3.5.3	Evaluation de la période propre de l'ouvrage.....	100
VII.3.5.4	Evaluation de spectre de réponse élastique.....	100
VII.3.5.5	Calcul de l'effort total.....	101
VII.3.6.	Sollicitation sismique verticale.....	102
VII.3.7.	Combinaison des composantes de l'action sismique.....	102
VII.4.	EVALUATION DES EFFORTS DUS A VARIATION LINEAIRE.....	103
VII.5.	VERIFICATIONS DES APPAREILS D'APPUI.....	104
VII.5.1.	Résistance a la compression.....	104
VII.5.2.	Sécurité au flambement.....	104
VII.5.3.	Limitation de la distorsion.....	105
VII.5.4.	Condition de non glissement :	106
VII.6.	DES D'APPUI.....	106
VII.6.1.	Dimensionnement des dés d'appuis.....	106

VII.6.2.	Ferraillage des dés d'appuis au niveau de la pile et la culée.....	107
VII.7.	JOINT DE CHAUSSEE.....	108
VII.7.1.	Calcul du souffle	108
VII.7.2.	Type de joint	109
VII.8.	CONCLUSION.....	110

CHAPITRE VIII :	L'INFRASTRUCTURE
------------------------	-------------------------

VIII.1	INTRODUCTION.....	111
VIII.2	ETUDE DE LA PILE.....	111
VIII.2.1	Conception de la pile	111
VIII.2.1.1	La forme des piles.....	111
VIII.2.1.2	Prédimensionnement des éléments de la pile.....	111
VIII.2.1.3	Implantation des appuis	112
VIII.2.1.4	Pile pris en considération dans le calcul	112
VIII.2.2	Evaluation des efforts sur la pile.....	112
VIII.2.2.1	Répartition des charges sur la pile	112
VIII.2.2.2	Evaluation des efforts agissant sur la pile.....	113
VIII.2.2.3	Evaluation des efforts sismiques.....	114
VIII.2.2.4	Effort à la Base de la Pile.....	116
VIII.2.2.5	Combinaisons des efforts.....	119
VIII.2.3	Ferraillage des éléments de la pile	120
VIII.2.3.1	Le chevêtre.....	120
VIII.2.3.2	Le fut.....	123
VIII.2.3.3	Les fondations.....	124
VIII.3	ETUDE DE LA CULEE	130
VIII.3.1	Pré-dimensionnement de la culée	130
VIII.3.2	Efforts dus à la culée.....	131
VIII.3.3	Ferraillage des éléments de la culée.....	132
VIII.3.3.1	Ferraillage du mur garde grève	132
VIII.3.3.2	Dalle de transition	134
VIII.3.3.3	Corbeau d'appui de la dalle de transition	134
VIII.3.3.4	Mur en retour	135
VIII.3.3.5	Mur frontal	136
VIII.4	ETUDE DES FONDATION	136
VIII.4.1	Etude de la semelle	136
VIII.4.1.1	Calcul des sollicitations	137
VIII.4.1.2	Nombre des pieux	137
VIII.4.1.3	Effort revenant à chaque pieu	137

VIII.4.1.4 Ferrailage de la semelle	138
VIII.4.2 Etude des pieux	139
VIII.5 CONCLUSION	141

CONCLUSION GENERALE.....	142
---------------------------------	------------

BIBLIOGRAPHIE

ANNEXES

ANNEXE A
ANNEXE B
ANNEXE C
ANNEXE D

LISTE DES FIGURES

CHAPITRE I : PRESENTATION DU PROJET

Figure I. 1 : Situation du projet sur maps.	2
Figure I. 2 : Axe en plan de la voie portée.	3
Figure I. 3 : Profil en long de la voie portée.....	3
Figure I. 4 : Profil en travers de la voie portée.....	4

CHAPITRE II : CONCEPTION ET PRE-DIMENSIONNEMENT

Figure II. 1: Notation des dimensions.	7
---	---

CHAPITRE III : CHARGES ET HYPOTHESES DE CALCULS

Figure III. 1: Limitation des contraintes des sections en B.P.	28
Figure III. 2: la variation des sections de la poutre.	29
Figure III. 3: Largeur roulable.....	33
Figure III. 4: Système de charges Bc.....	35
Figure III. 5: Système de charges Bt.	36
Figure III. 6: Disposition de système Mc120.	38
Figure III. 7: Convois exceptionnel D240.	38

CHAPITRE IV : ETUDE LONGITUDINALE

Figure IV. 1: Le moment du a la charge permanente.	40
Figure IV. 2: Le moment du a la charge A(L).....	41
Figure IV. 3: Disposition des charges du systèmes Bc.....	42
Figure IV. 4: Disposition de la résultante du convoi (Système Bc) à droite de l'axe de la poutre.....	43
Figure IV. 5: Disposition de la résultante du convoi (Système Bc) à gauche de l'axe de la poutre.....	44
Figure IV. 6: Disposition du convoi Bc (pour la section $x=0.25L$).....	46
Figure IV. 7: Disposition de la résultante du a la charge Bt (la section plus dangereuse) .	47
Figure IV. 8: Disposition du convoi Bt (pour la section $x=0.25L$)	47
Figure IV. 9: Disposition du convoi Mc120 (pour la section $x=0.5L$).....	48
Figure IV. 10: Disposition du convoi Mc120 (pour la section $x=0.25L$).....	49
Figure IV. 11: Disposition du convoi D240 (pour la section $x=0.5L$)	49
Figure IV. 12: Schéma statique d'une poutre sous charge permanente seul.	50
Figure IV. 13: Schéma statique d'une poutre sous la surcharge A(L).	51
Figure IV. 14: Disposition du convoi Bc (pour la section $x=0.25L$).....	52
Figure IV. 15: Disposition du convoi Bt (pour la section $x=0.0L$)	54
Figure IV. 16: Disposition du convoi Mc120 (pour la section $x=0$)	55
Figure IV. 17: Disposition du convoi D240 (pour la section $x=0.0L$)	56

CHAPITRE V : MODELISATION ET PRECONTRAINTE

Figure V. 1: Modèle de calcul.	58
Figure V. 2: Moment maximal à l'ELS.	59
Figure V. 3: Effort tranchant maximal à l'ELS.....	59
Figure V. 4: Effort tranchant maximal à l'ELU.....	60
Figure V. 5: Moment maximal à l'ELU.....	60
Figure V. 6: Schéma représente l'effet de la précontrainte.	61
Figure V. 7: Classe de calcul / Selon BPEL.	62
Figure V. 8: Caractéristiques des câbles.....	63
Figure V. 9: La géométrie des câbles de précontrainte.	67
Figure V. 10: Caractéristiques des plaques d'ancrages.	68
Figure V. 11: Valeurs moyennes des coefficients f et ϕ	71
Figure V. 12: Sections de vérifications.	75
Figure V. 13: Diagramme des contraintes et ferrailage à mi- travée.....	80
Figure V. 14: Ferrailage de la poutre.....	81

CHAPITRE VI : ETUDE DE L'HOUDIS

Figure VI. 1: Flèche due au poids propre.	83
Figure VI. 2: Contre flèche de précontrainte.....	84
Figure VI. 3: La flèche maximale à l'ELS.	84
Figure VI. 4: Affectation de G_{max}	86
Figure VI. 5: La modélisation de l'hourdis.	86
Figure VI. 6: Diagramme des moments sous $G + 1.2 Bt1$ à l'ELS.....	86
Figure VI. 7: Diagramme des moments sous $1.35G + 1.6 Bt1$ à l'ELU	87

Figure VI. 8: Diagramme des moments sous $G + 1.2Bt_2$ à l'ELS.....	87
Figure VI. 9: Diagramme des moments sous $1.35G + 1.6Bt_2$ à l'ELU.	87
Figure VI. 10: Ferrailage de la dalle.....	89

CHAPITRE VII : ETUDE SISMIQUE ET EQUIPEMENT DE TABLIER

Figure VII. 1: Définition géométrique d'un appareil d'appui.....	90
Figure VII. 2: Ferrailage de dé d'appuis.....	108
Figure VII. 3: Type de Joint de chaussée.....	109
Figure VII. 4: les dimensions de Joint de chaussée.....	109
Figure VII. 5: les éléments de Joint de chaussée.....	109

CHAPITRE IX : L'INFRASTRUCTURE

Figure VIII. 1: Vue de profile (à coté) de la pile P03.....	112
Figure VIII. 2: Le spectre de réponse élastique pour la composante verticale.....	116
Figure VIII. 3: Diagramme du moment fléchissant à ELS.....	121
Figure VIII. 4: Diagramme du moment fléchissant à ELU.	121
Figure VIII. 5: Diagramme de l'effort tranchant a ELS.....	121
Figure VIII. 6: Diagramme de l'effort tranchant a ELU.....	121
Figure VIII. 7: Notations de la méthode des bielles.....	126
Figure VIII. 8: Ferrailage des éléments de la pile.	130
Figure VIII. 9: Ferrailage des éléments de la culée.....	141

LISTE DES TABLEAUX

CHAPITRE II : CONCEPTION ET PRE-DIMENSIONNEMENT

Tableau II. 1 : Les dimensions de la section transversale du voussoir.....	7
Tableau II. 2: Tableau récapitulatif de prédimensionnement des piles.	8
Tableau II. 3 : Tableau récapitulatif de prédimensionnement des culées.....	9
Tableau II.4 : Prédimensionnement de la 2ème variante.....	11
Tableau II. 5: Choix et dimensions de la pile retenue pour la variante 2.....	12
Tableau II. 6: Choix et dimensions de la culée retenue pour la variante 2.	13
Tableau II. 7: Prédimensionnement des poutres métalliques.	15
Tableau II. 8: Prédimensionnement des entretoises.	16
Tableau II. 9: Tableau récapitulatif de prédimensionnement des piles.	17
Tableau II. 10: Tableau récapitulatif de prédimensionnement des culées.....	18
Tableau II. 11: Devis estimatif et quantitatif pour la variante voussoir.	20
Tableau II. 12: Devis estimatif et quantitatif pour la variante poutre.....	21
Tableau II. 13: Devis estimatif et quantitatif pour la variante bi-poutre.	22
Tableau II. 14: Analyse multicritère des variantes.....	23

CHAPITRE III : CHARGES ET HYPOTHESES DE CALCULS

Tableau III. 1: Contraintes admissibles à la compression de béton.....	27
Tableau III. 2: Contraintes admissibles de traction des armatures passives.....	28
Tableau III. 3: Tableau récapitulatif des charges.	31
Tableau III. 4: Températures extrêmes en Algérie.	31
Tableau III. 5: Epaisseur du tablier à prendre en compte pour la pression du vent.	32
Tableau III. 6: Caractéristiques du pont.	33
Tableau III. 7: Coefficient a_1	33
Tableau III. 8: les valeurs de $A(l)$	34
Tableau III. 9: les valeurs de b_c	34
Tableau III. 10: les valeurs de B_c	35
Tableau III. 11: les valeurs de b_t	35
Tableau III. 12: les valeurs de B_t	36
Tableau III. 13: les valeurs de Coefficient de majoration dynamique.....	37
Tableau III. 14: les valeurs de l'effort de freinage de system de charge.....	37

CHAPITRE IV : ETUDE LONGITUDINALE

Tableau V. 1: Ordonnées des lignes d'influence du 1er cas de la charge B_c	55
Tableau V. 2: Ordonnées des lignes d'influence du 2em cas de la charge B_c	55
Tableau V. 3: Recherche de la section dangereuse C	56
Tableau V. 4: Ordonnées des lignes d'influence de la charge B_c (section $x=0.25L$)	57
Tableau V. 5: Le bilan des moments fléchissants	61
Tableau V. 6: Ordonnées des lignes d'influence de la charge B_c (section $x=0.0L$)	64
Tableau V. 7: Ordonnées des lignes d'influence de la charge B_c (section $x=0.25L$)	64
Tableau V. 8: Le bilan des efforts tranchants.....	68

CHAPITRE V : MODELISATION ET PRECONTRAINTES

Tableau V. 1: caractéristique de la poutre.	61
Tableau V. 2: caractéristique de tablier.	62
Tableau V. 3: Résultats de logiciel.	63
Tableau V. 4: Caractéristiques de câble.	64
Tableau V. 5: les paramètres calculés pour vérifier les contraintes totales.	66
Tableau V. 6: Les caractéristiques géométriques des sections de chaque phase.....	66
Tableau V. 7: les contraintes sur la fibre supérieure et inférieure.	67
Tableau V. 8: Position des câbles.	69
Tableau V. 9: les paramètres calculés pour la Détermination de l'angle de relevage.	70
Tableau V. 10: Caractéristiques du tracé des câbles de précontrainte des poutres.	70
Tableau V. 11: Valeurs des pertes dues aux frottements.....	72
Tableau V. 12: Valeurs des pertes par recul d'ancrage.....	71
Tableau V. 13: Valeurs des pertes par déformation instantanée du béton.	73
Tableau V. 14: Valeurs des pertes par retrait.	73
Tableau V. 15: Valeurs des pertes par fluage.....	74
Tableau V. 16: Valeurs des pertes par relaxation.	74
Tableau V. 17: Valeurs des pertes totales.....	75
Tableau V. 18: Caractéristiques nettes des sections de vérification.....	76

Tableau V. 19: Caractéristiques de chaque phase de vérification.	76
Tableau V. 20: Vérification des contraintes normales pour phases 1 et 2.....	77
Tableau V. 21: Vérification des contraintes normales pour phases 3 et 4.....	78
Tableau V. 22: les paramètres calculés pour la vérification des contraintes tangentielles..	79
Tableau V. 23: les paramètres pour le calcul de section.	80

CHAPITRE VI : ETUDE DE L'HOURLDIS

Tableau VI. 1: Tableau recapitulative sur le ferrailage de la dalle.....	89
--	----

CHAPITRE VII : ETUDE SISMIQUE ET EQUIPEMENT DE TABLIER

Tableau VII. 1: Caractéristiques de l'appareil d'appui.....	92
Tableau VII. 2: Raideurs des futs.	96
Tableau VII. 3: Raideur totale par appui.	96
Tableau VII. 4: Les paramétrées liée au spectre de réponse.	97
Tableau VII. 5: REPARTITION DES EFFORTS.....	98
Tableau VII. 6: Raideurs des futs.	99
Tableau VII. 7: Raideur totale par appui.	100
Tableau VII. 8: Les paramétrées liée au spectre de réponse.	100
Tableau VII. 9: REPARTITION DES EFFORTS.....	102
Tableau VII. 10: Combinaison des efforts.....	103

CHAPITRE VIII : L'INFRASTRUCTURE

Tableau VIII. 1: Implantation des appuis.	113
Tableau VIII. 2: Réactions et moments dus au séisme à la base de chaque fût.	114
Tableau VIII. 3: les actions sismiques.	117
Tableau VIII. 4: Combinaisons des directions.	117
Tableau VIII. 5: Les moments des réactions horizontale.	117
Tableau VIII. 6: Efforts provenant du Tablier.....	118
Tableau VIII. 7: Efforts provenant de la pile.....	118
Tableau VIII. 8: Combinaisons d'action au pied de la pile.....	118
Tableau VIII. 9: Combinaisons des efforts.....	119
Tableau VIII. 10: Les Sollicitations d'un seul fut sous la combinaison max.....	123
Tableau VIII. 11: les résultats des efforts statiques.....	124
Tableau VIII. 12: Les Sollicitations sous la combinaison max	125
Tableau VIII. 13: Nombre de pieux sous la semelle.	125
Tableau VIII. 14: Les valeurs de Nmax et de Nmin pour les combinaisons les plus défavorables.	126
Tableau VIII. 15: Paramètres de calcul.	127
Tableau VIII. 16: Valeurs de σ_s pour les différents combinaisons.	127
Tableau VIII. 17: Calcul la section d'armatures.	127
Tableau VIII. 18: Les valeurs du moment fléchissant et effort tranchant en tête du pieu.	129
Tableau VIII. 19: Les dimensions des éléments de la culée.....	130
Tableau VIII. 20: Calcul du coefficient de poussée Kad.....	131

Tableau VIII. 21: Evaluations des efforts du mur frontale.....	131
Tableau VIII. 22: Combinaisons des moments et efforts tranchants pour la dalle de transition.....	134
.....	
Tableau VIII. 23: Résultats et ferrailage du mur en retour.....	136
Tableau VIII. 24: Combinaisons des moments et efforts tranchants pour le mur frontal.	136
Tableau VIII. 25: Les dimensions de la semelle sous la culée et la semelle sous la pile..	137
Tableau VIII. 26: Les sollicitations les plus défavorables sur la semelle.....	137
Tableau VIII. 27: Nombre de pieux sous la semelle.	137
Tableau VIII. 28: Les valeurs de Nmax et de Nmin pour les combinaisons les plus défavorables.	138
Tableau VIII. 29: Paramètres de calcul.	138
Tableau VIII. 30: Valeurs de σ_s pour les différents combinaisons.	139
Tableau VIII. 31: Calcul la section d'armatures.	139
Tableau VIII. 32: Les valeurs du moment fléchissant et effort tranchant en tête du pieu.	140

LISTE DES ABREVIATIONS

- AAEF** : Appareils d'Appui en Elastomère Fretté.
AAP : Appareils d'Appui à Pot d'élastomère.
BA : Béton Armé.
BAEL : Béton armé aux Etats limites.
BPEL : Béton précontrainte aux Etats limites.
CCP : Complément des charges permanentes.
CPA : Ciment Portland Artificiel.
CQC : Combinaison Quadratique Complète.
DA : Dinar Algérien.
ELA : Etats Limites Accidentelles.
ELS : Etats Limites de Service.
ELU : Etats Limites Ultimes.
E_P : Module d'Elasticité des câbles de Précontrainte.
E_s : Module d'Elasticité de l'acier.
f_{c28} : Résistance caractéristique de béton à la Compression à 28 jours.
f_e : Limite d'Elasticité de l'acier.
f_{peg} : Contrainte Elastique Garantie de Précontrainte.
f_{prg} : Contrainte de Rupture Garantie de Précontrainte.
f_{t28} : Résistance caractéristique de béton à la Traction à 28 jours.
HA : Haute Adhérence.
NF : Norme Française.
PGA : (Pic Ground Acceleration) Accélération maximale du sol.
PGV : (Pic Ground Velocity) Vitesse maximale du sol.
PK : Point Kilométrique.
PP73 : Piles et Palées 1973.
RCPR : Règles définissant les Charges à appliquer pour le calcul et les épreuves des Ponts Routes.
RN : Route Nationale.
RPOA : Règles Parasismiques applicables au domaine des Ouvrages d'Art.
Sae : Spectre de réponse Elastique en Accélération.
St : Espacement des armatures Transversales.
SETRA : Service d'études techniques des routes et autoroutes.
VC : Voussoir à la Clef.
VIPP : Viaduc à travées Indépendantes à Poutres Préfabriquées précontraintes par posttension.
VSC : Voussoir coulé Sur Cintre.
VSP : Voussoir sur Pile.
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.
ΔT : Variation uniforme de la température
Δθ : Gradient thermique.
ΔP : Pertes de tension dans les câbles de Précontrainte.
12T15 : 12 Torons de 15 mm de diamètre (chaque toron a 7 fils

INTRODUCTION GENERALE

INTRODUCTION GENERALE

Le projet de fin d'études est le fruit de la formation d'ingénieur, il nous permet de mettre en pratique les connaissances acquises pendant cinq années d'études, le choix de projet doit être cohérent avec notre domaine professionnel et au même temps une initiation dans la conception et le dimensionnement, et dans notre projet on choisit de faire conception et étude d'un pont qui se situe à Mascara

D'une manière générale, les ponts sont des constructions en élévation, qui permettent de franchir des dépressions ou des obstacles naturels (vallée –cours d'eau...etc.), ou artificiels tels que (route, voie ferrée...etc.), destinés à offrir du service à des usagers. Donc les ponts sont d'une utilité publique incontestable, c'est pour quoi leur réalisation fait partie de la famille des ouvrages d'art et leur construction relève du génie civil.

Dans le cadre du développement des réseaux routiers, la direction des travaux publics de la wilaya de Mascara a lancé un programme de réalisation d'une pénétrante autoroutière reliant Mascara à l'autoroute Est-Ouest sur 43 km en 2x2 voies. Cette liaison comprend plusieurs ouvrages d'art à réaliser avec des techniques et méthodes de réalisation différentes, dépendent de la structure et du type de l'ouvrage, des matériaux utilisés, ainsi que des obstacles à franchir.

La démarche de conception d'un pont particulier suppose, de la part de l'ingénieur, une vaste culture technique lui permettant d'identifier les solutions les plus économiques, tirant le meilleur parti des propriétés des matériaux dont il peut disposer, limitant au maximum les aléas prévisibles lors de l'exécution et intégrant une préoccupation esthétique forte. Ceci n'est possible que s'il fait référence à des normes, des guides, des livres, des recommandations des experts et surtout à sa propre expérience.

Pour cela, nous proposons dans ce projet, une conception, étude et modélisation d'un viaduc afin de contribuer à la maîtrise de la démarche pour la conception des ponts, le calcul des éléments structuraux, la modélisation par logiciel et son exploitation.

CHAPITRE I : PRESENTATION DU PROJET

I.1. INTRODUCTION

Un pont est un ouvrage en élévation, construit in situ, permettant à une voie de circulation de franchir un obstacle naturel ou artificiel telles que rivière, vallée, route, voie ferrée, canal, etc. et cette voie portée peut être une voie routière (pont route), piétonne (passerelle), ferroviaire (pont-rail).

Pour cela il faut tenir considération les différents paramètres qui influent sur l'ouvrage, en commençant par les exigences fonctionnelles passant par l'objectif de cet ouvrage jusqu'aux exigences naturelles.

Sa conception nécessite donc de solides connaissances et la récolte du maximum d'informations sur le site. Et cette dernière fera l'objet abordé dans ce chapitre.

I.2. PRESENTATION DU PROJET

I.2.1. Objectif et situation du projet

Le viaduc objet de mon projet de fin d'études est consacré à la conception et l'étude d'un viaduc situé entre le PK 23 + 970 et le PK 24 + 114 d'une longueur de 144 m, dans le cadre du projet de réalisation de la pénétrante autoroutière reliant Mascara à l'autoroute Est-Ouest sur 43 km en 2x2 voies.

Les travaux de réalisation du projet, confiés à un groupement d'entreprises algéro-Espagnol LIC, SARL IRRIGOUT, CHM INFRASTRUCTURE, ETP BENZAMIA.



Figure I. 1 : Situation du projet sur maps.

I.2.2. Obstacle franchi

L'ouvrage passe au-dessus d'un oued qui s'appelle oued ELOUZ.

I.3. LES DONNEES DU PROJET

I.3.1. Les données fonctionnelles

❖ Tracé en plan :

L'ouvrage mit en étude présente une longueur totale de 144 m, l'axe en plan de notre ouvrage est inscrit dans un alignement droit.

Vu que l'axe de l'ouvrage forme un angle de 68 avec l'axe d'oued, donc la structure géométrique de notre pont sera biais.

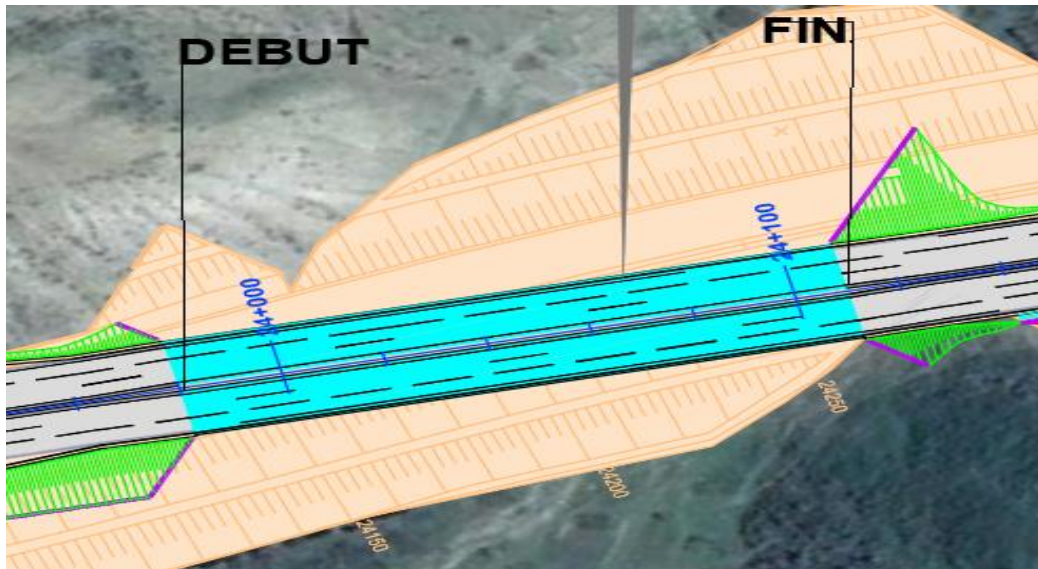


Figure I. 2 : Axe en plan de la voie portée.

❖ Profil en long :

Longitudinalement, la voie portée présente les particularités suivantes :

- Début du projet au PK 23+970 a une altitude de 373.7 m.
- Fin du projet au PK 24+114 a une altitude de 378.5 m.

→ Ce qui apporte une pente longitudinale de 3.37 %.

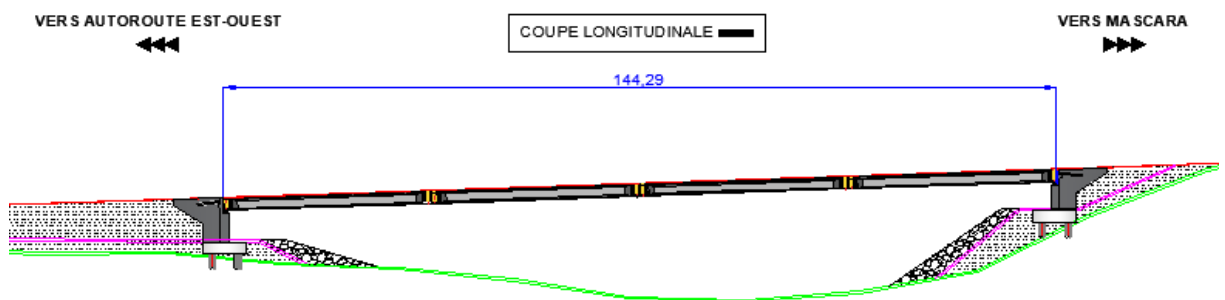


Figure I. 3 : Profil en long de la voie portée.

❖ Profil en travers :

Le profil en travers n'est autre que :

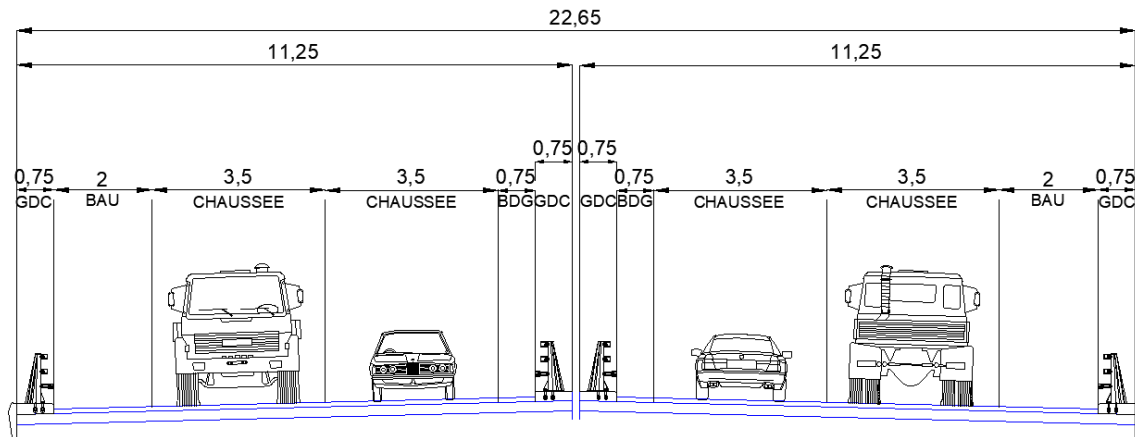


Figure I. 4 : Profil en travers de la voie portée.

Le profil en travers est défini par :

- Largeur du tablier 11.25 m.
- Le dévers: 2.5 %.
- Largeur roulable : 9.75 m.
- Largeur de trottoir : 0.75 m.
- Nombre de voies de circulation : 3 voies.
- Glissière.
- Corniche.

I.3.2. Les données naturelles

La collection des données naturelles est une étape essentielle qui influant directement sur le type de l'ouvrage adéquat et sa conception.

I.3.3. Topographie

L'analyse du levé topographique et la visite du site effectuée, nous a permis de juger que le projet est implanté dans une zone montagneuse.

I.3.4. Géotechnique

L'étude géotechnique est primordiale pour tout projet d'ouvrage d'art car elle permet d'obtenir l'épaisseur des différentes couches lithologiques, leurs caractéristiques physiques, mécaniques ainsi que chimiques. Dans le but d'adapter le projet aux conditions du site pour choisir une solution optimale de franchissement, le mode de fondation (type et ancrage), le taux de travail, et l'évaluation des risques éventuels (agressivité, gonflement, stabilité...). Les données géotechniques sont obtenues suite à des reconnaissances donnant des renseignements sur le terrain naturel rencontré, le niveau de la nappe phréatique et des indications quantitatives sur la nature des terres rencontrées tels que :

- Paramètres mécaniques de résistance (pour les problèmes de capacité portante).
- Paramètres rhéologiques (pour les problèmes de tassement et de fluage).
- Compacité et Perméabilité.
- ❖ Essais in situ :

Le programme d'investigation géotechnique consiste à l'exécution des essais suivants :

Deux (02) sondages carottés (SC) de 30 mètres de profondeur accompagnent chacun des essais de pénétration au carottés (S.P.T.).

Deux (02) forages pressiométrique (SP) de 40 mètres de profondeur chacun accompagnes par des essais pressiométriques chaque 2.00 m.

La campagne piézométrique menée aux droits des sondages réalisés a montré que aucune présence d'eau dans les profondeurs mesurées.

❖ Essais au laboratoire :

Les échantillons récupérés lors des sondages carottés, ont été soumis aux différents essais de laboratoire suivants :

- Essais d'identification physique.
- Analyses chimiques du sol.
- Essais mécaniques.

I.3.5. Sismicité du site

L'ouvrage est situé dans la wilaya de MASCARA. Selon le règlement parasismique algérien (RPOA2008), notre ouvrage est classé en zone **IIa** c.à.d. une zone de sismicité moyenne.

. Sachant que la présente étude porte sur la réalisation d'un ouvrage d'art donc appartient au Groupe 2 (pont important) ce qui signifie que le coefficient d'accélération à conférer pour le dimensionnement de cette architecture sera de $A = 0,20$.

I.3.6. Climatologie

Le climat de la région est influencé par des facteurs qui lui donnent des caractéristiques spécifiques.

❖ Température :

Les effets de la température sont essentiels à prendre en considération dans les calculs.

Selon la réglementation en vigueur, en tenant compte que la structure est située au nord de l'Algérie, la gamme de températures est située entre +35°C et -15°C.

❖ Pluviométrie :

La wilaya de MASCARA est caractérisée par un climat semi-humide qui se distingue par un été chaud et un hiver froid et humide ce qui a permis d'avoir une pluviométrie atteignant 800 mm en moyenne par an.

❖ L'humidité :

La région présente un caractère d'humidité relative qui égale à 60%.

I.4. CONCLUSION

L'étude de site d'implantation de l'ouvrage est une étape cruciale, il faut bien considérer l'environnement et les obstacles à franchir (les données naturelles et fonctionnelles), pour pouvoir bien choisir par la suite les variantes les mieux adaptées au site.

CHAPITRE II : CONCEPTION ET

PRE-DIMENSIONNEMENT

II.1. INTRODUCTION

La conception des ponts est une étape très essentielle dans l'élaboration d'un projet. Pour les ponts, c'est elle qui permet de fixer la nature et le type d'ouvrage dont l'objectif l'optimisation d'un ouvrage projeté d'un point de vue technique, économique et esthétique qui répondra au mieux aux besoins et contraintes imposées en amont du projet.

Pour satisfaire ces objectifs nous devrions effectuer une étude multicritère sur chacune des variantes suivantes :

- Pont en béton précontraint construit par encorbellements successifs.
- Pont à poutres préfabriquées par post - tension (VIPP).
- Pont mixte bipoutre.

II.2. ELEMENTS PRINCIPAUX DE CONCEPTION

L'étude d'un projet est conduite par un ingénieur qui doit rechercher la solution la plus adaptée respectant les contraintes et les données fonctionnelles imposées. Pour aboutir au meilleur choix, il doit d'une part bien connaître l'éventail des solutions possibles, avec leurs sujétions, leurs limites et leur coût, et d'autre part être en mesure de recenser et d'évaluer les contraintes avec la plus grande précision possible, afin de limiter au maximum les aléas pendant l'exécution. Pour le choix du type d'ouvrage, on prend en considération les éléments principaux suivants :

- Profil en long de la chaussée.
- Position possible pour les appuis.
- La nature du sol.
- Le gabarit à respecter.
- Débit de crue centennale.
- L'ouverture de l'ouvrage.
- Les conditions d'exécution et d'accès à l'ouvrage.

II.3. IPRESENTATION ET PREDIMENSIONNEMENT DES VARIANTES

II.3.1. Variante 1 : « Pont voussoirs en BP construit par encorbellements successifs »

II.3.1.1. Description de la méthode

La méthode de construction par encorbellement successif a été adaptée dans de nombreux projets sur tout pour des portées moyennement grandes où on peut atteindre les 150 m. ce qui témoigne des nombreux avantages de ce procédé par exemple elle est très utile dans les sites urbains où on doit toujours assurer la fluidité du trafic des voies avoisinées.

Cette méthode consiste à construire le tablier du pont à partir des piles soit en coulant les voussoirs sur place ou en utilisant des voussoirs préfabriqués, choix pour lequel on a opté pour cette variante.

II.3.1.2. Conception longitudinale

Pour cette variante on propose une coupe longitudinale composée d'une travée principale de 64 m et deux travées de rives de 39.50 m pour avoir une longueur totale de l'ouvrage de 144.22 m.

❖ Découpage des voussoirs :

Le découpage dépend du matériel de levage et manutention disponible, on peut atteindre généralement des longueurs de voussoirs courants entre 2.5 et 4 m.

Dans notre cas on opte pour des voussoirs courants de 3 m de longueur, des voussoirs sur pile de 2.5 m et des voussoirs de clavage de 2 m pour le travée principale et 2.1 pour les travées de rives, ce qui nous donne :

- 41 voussoirs courants.
- 4 voussoirs sur pile.
- 2 voussoirs sur culée.
- 3 voussoirs de clavage.

II.3.1.3. Conception transversale

D'après le guide de conception de SETRA : Pont en béton précontraint construit par encorbellements successifs, on propose le pré-dimensionnement de la section transversale de l'ouvrage :

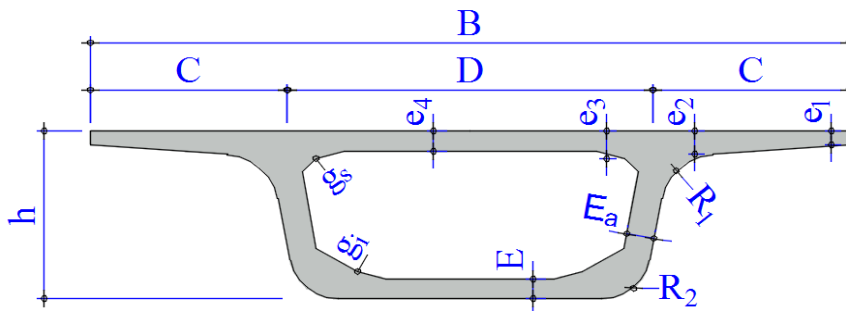


Figure II. 1 : Notation des dimensions.

Tableau II. 1 : Les dimensions de la section transversale du voussoir.

Elément	Formule	Valeur
Hauteur du voussoir h	$L/25 < h < L/20$	$h = 2.8 \text{ m}$
Largeur du voussoir B	$B = 1$	$B = 11.25 \text{ m}$
C	$C = B/4$	$C = 2.8 \text{ m}$
D	$D = B/2$	$D = 5.65 \text{ m}$
Epaisseur de l'hourdis supérieur e_1	$e_1 > 16 \text{ cm à } 18 \text{ cm}$	$e_1 = 25 \text{ cm}$
e_2	$C/8 < e_2 < C/7$	$e_2 = 35 \text{ cm}$
e_3	$D/30 < e_3 < D/25 \mid e_{3 \text{ min}} = 20 \text{ cm}$	$e_3 = 25 \text{ cm}$
Inclinaison de l'âme	10 à 30%	30 %
Epaisseur de l'âme E_a	cas courant : $E_a = L/275 + 1.25 B/L - 0.125$ cas particulier : $E_a = 0.26 + L/500$	$E_a = 40 \text{ cm}$
Epaisseur de l'hourdis inférieur $E_c = E_p = E$	$E \geq 2\Phi + d + e$ $E \geq 18 \text{ à } 22 \text{ cm}$	$E = 40 \text{ cm}$
Gousset supérieur et inférieur	$30^\circ < \alpha < 45^\circ \mid 30^\circ < \alpha < 45^\circ$	$\alpha = 30^\circ \mid \alpha = 30^\circ$

II.3.1.4. Conception de l'infrastructure

❖ Piles :

Les piles sont des appuis qui travaillent essentiellement à transmettre les charges de la structure aux fondations.

Pour cette variante, selon les documents SETRA, on a choisi des piles de type voile qui ont une section répondant aux exigences du rendement mécanique ainsi que pour leur esthétique.

Les dimensions des piles sont définies dans le tableau ci-après :

Tableau II. 2: Tableau récapitulatif de prédimensionnement des piles.

Eléments	Dimensions (m)		Figure
Piles	Longueur	5	
	Largeur	5.2	
	Epaisseur	0.6	
	Hauteur	$H_1 = 11.7$ $H_2 = 17.4$	
Semelles	Largeur	11	
	Longueur	6	
	Hauteur	1.7	
Pieux	Nombre	6	
	Diamètre	1,2	
	Profondeur	18	

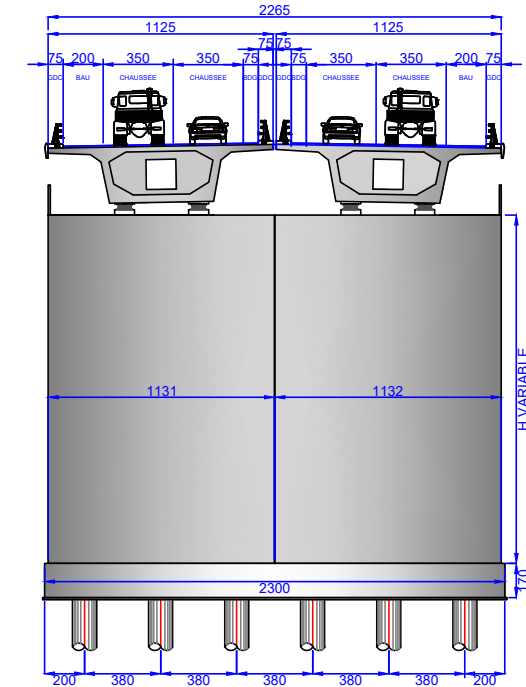
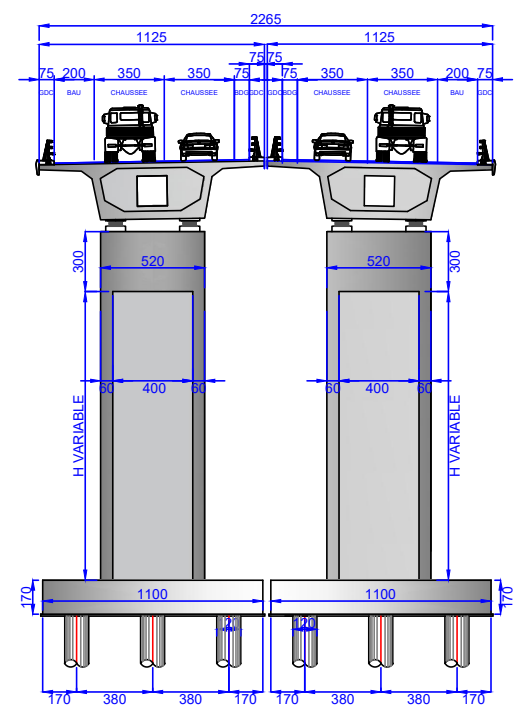
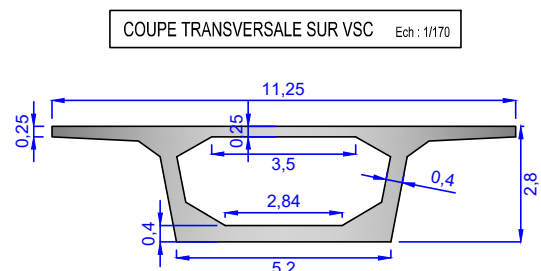
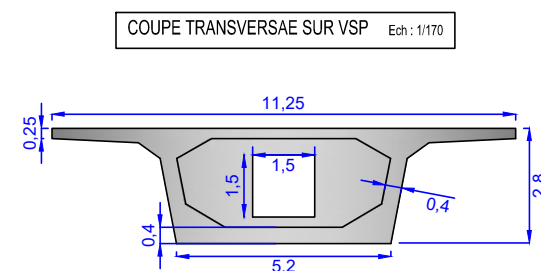
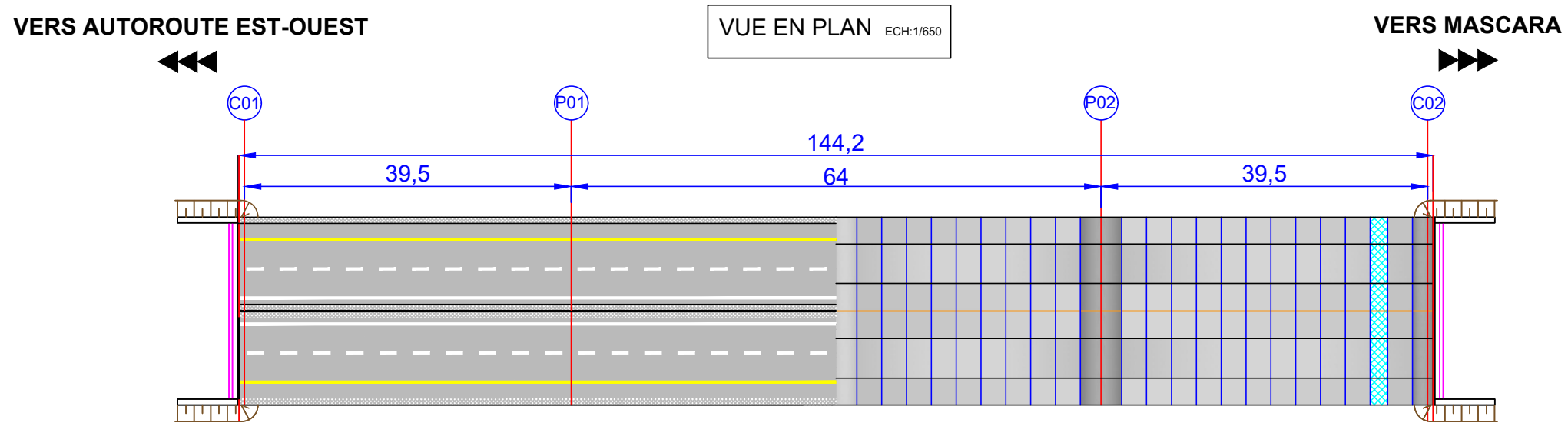
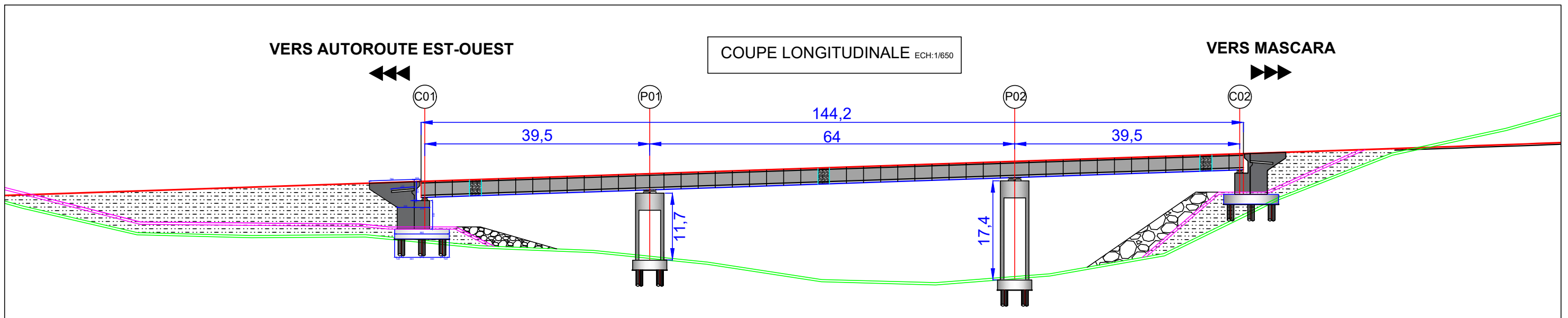
❖ Culées :

La culée est un élément fondamental du pont qui assure la liaison entre le tablier de pont et les remblais (ou le terrain naturel), donc elle assure à la fois les fonctions d'appui de tablier comme les piles parce qu'elles sont soumises aux mêmes efforts, est aussi elle subit la poussée des terres et des surcharges sur remblais en tant que mur de soutènement.

D'après les résultats géotechniques, et les données naturelles du site, on a trouvé que la meilleure solution pour notre pont est de choisir la culée remblayée comme type de culée.

Tableau II. 3 : Tableau récapitulatif de prédimensionnement des culées.

Eléments	Dimensions (m)		Figure
Mur frontal	Hauteur	5 – 3.73	
	Longueur	11.32	
	Épaisseur	2,7	
Mur en retour	Épaisseur	0.7	
Mur garde grève	Hauteur	3.29	
	Épaisseur	0.4	
Semelles	Largeur	9,6	
	Longueur	23	
	Hauteur	1.7	
Pieux	Nombre	18	
	Diamètre	1,2	
	Profondeur	25	



II.3.2. Variante 2 : « pont à poutres préfabriquées par post-tension (vipp) »

Les ponts à poutres précontraintes du type VIPP (Viaduc à travées Indépendantes à Poutres Préfabriquées précontraintes par post-tension) représentent la solution la plus simple et la plus fréquente, grâce à leurs grands avantages comme l'intérêt économique et la facilité de réalisation.

Le tablier est constitué de poutres longitudinales de hauteur constante, elles sont souvent parallèles et équidistantes et sont solidarisiées entre elles par des entretoises et un hourdis de faible épaisseur.

Ces poutres comportent une large table de compression, formant la membrure supérieure, et des talons, constituant la fibre inférieure, ces deux éléments étant reliés par une âme de faible épaisseur. Les poutres ainsi réalisées ont un bon rendement mécanique qui permet à la structure d'atteindre des portées allant de 30 à 50 mètres.

II.3.2.1. Conception longitudinale

Le choix des portées est conditionné par les possibilités d'implantation des appuis, étape essentielle dans la recherche des solutions envisageables tout en restant dans l'intervalle de portée possible pour la gamme des ponts VIPP.

Pour cette variante nous allons adapter un pont de 4 travées équidistantes avec des poutres de 36 m de longueur, donnant ainsi un pont d'une longueur totale de 144.3 m.

II.3.2.2. Conception transversale

Le prédimensionnement a été élaboré conformément au guide de conception SETRA VIPP, notre tablier présente une largeur de 11.25 m, repose sur sept poutres de 2 m de hauteur, avec un espacement de 1.675 m entre elle, solidarisiées par une dalle de 22 cm d'épaisseur. Les dimensions sont présentées dans le tableau qui suit :

Tableau II.4 : Prédimensionnement de la 2ème variante.

Elément	Formule	Valeur retenue
Hauteur totale du tablier	$H_t = h + e$	$H_t = 2.22 \text{ m}$
Epaisseur de la dalle	$0.16 \leq e \leq 0.25 \text{ m}$	$e = 0.22 \text{ m}$
Hauteur de la poutre	$L/20 \leq h \leq L/17 \text{ m (L : la portée)}$	$h = 2 \text{ m}$
Entraxe entre les poutres	$1.3 \leq \lambda \leq 2 \text{ m}$	$\lambda = 1.675 \text{ m}$
Nombre de poutres	$N = L_a / \lambda + 1$	7 poutres
Largeur/ Epaisseur de la table de compression	$b \geq 0.6 h \mid E \geq 0.1 \text{ m}$	$b = 1.2 \text{ m} \mid e = 0.15 \text{ m}$
Largeur du talon	$b_t = B_t / N$ Avec : $B_t = \frac{1 \times L^2}{H_t^2 \times K}$ $1100 \leq K \leq 1300$	$b_t = 0.6 \text{ m}$
L'épaisseur du talon	$10 \text{ cm} \leq e_t \leq 20 \text{ cm}$	$e_t = 0.15 \text{ m}$
Epaisseur d'âme	Section d'about	$b_0 = 0.6 \text{ m}$
	Section à mi-travée	$b_0 = 0.25 \text{ m}$
Pente de la face inférieure de la table de compression	$1/15 \leq \tan \alpha \leq 1/10$	$\alpha = 6^\circ$
Gousset de la table de compression	/	$\beta = 45^\circ$
Gousset du talon	$1 \leq \tan \theta \leq 1.5$	$\tan \theta = 1 ; \theta = 45$
Entretoise d'about	/	$0.3 \times 1.519 \text{ m}^2$

II.3.2.3. Conception de l'infrastructure (pile/culée)

❖ Piles / Guide SETRA

Une pile est un appui intermédiaire, a pour rôle de transmettre les efforts provenant des charges et surcharges jusqu'au sol de fondations, elle intervient dans la résistance globale du pont.

Les dimensions des piles sont définies dans le tableau ci-après :

Tableau II. 5 : Choix et dimensions de la pile retenue pour la variante 2.

Elément		Valeur / Description	Figure
Hauteur	P1	10.25 m	
	P2	15.80 m	
	P3	16.30 m	
Nombre de fûts		3	
Chevêtre	Dimensions	2.50 × 11.25 × 1.65 (m×m×m)	
Section	Forme	Circulaire pleine constante	
	Dimensions	Diamètre de 1.50 m	
Fondation	Type	Profonde sur 6 pieux : Φ = 1.20 m L = 18.00 m	
	Dimensions semelle	6.00 × 11.00 × 1.70 (m×m×m)	

❖ Culées / Guide SETRA

D'après les résultats géotechniques, et les données naturelles du site, on a trouvé que la meilleure solution pour notre pont est de choisir la culée remblayée comme type de culée.

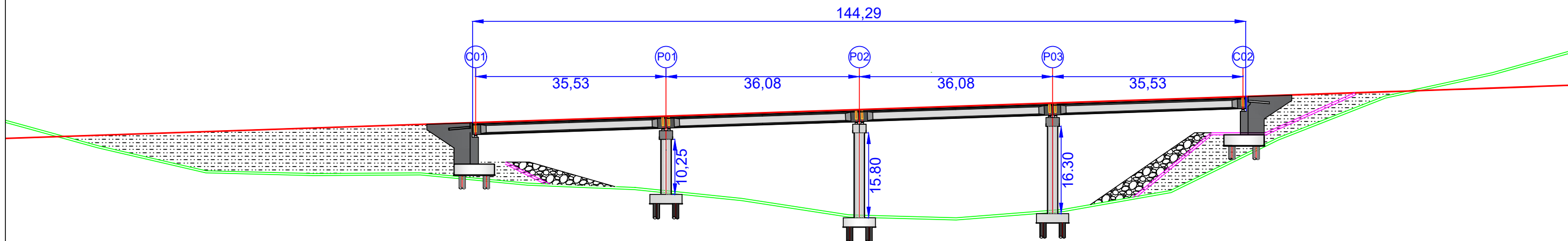
Tableau II. 6 : Choix et dimensions de la culée retenue pour la variante 2.

Elément		Valeur	Figure
Mur frontal	Hauteur	5.04 m	
	Epaisseur	1.52 m	
	Longueur	11.32 m	
Mur garde grève	Hauteur	2.66 m	
	Epaisseur	0.35 m	
	Longueur	11.32 m	
Mur en retour	Epaisseur	0.70 m	
Dalle de transition	Hauteur	0.30 m	
	Largeur	4.00 m	
Fondation	Type	Profondeur sur 6 pieux : $\Phi = 1.20$ m $L = 25.00$ m	
	Dimensions semelle	7.52×11.32×2 (m×m×m)	

VERS AUTOROUTE EST-OUEST

COUPE LONGITUDINALE ECH:1/700

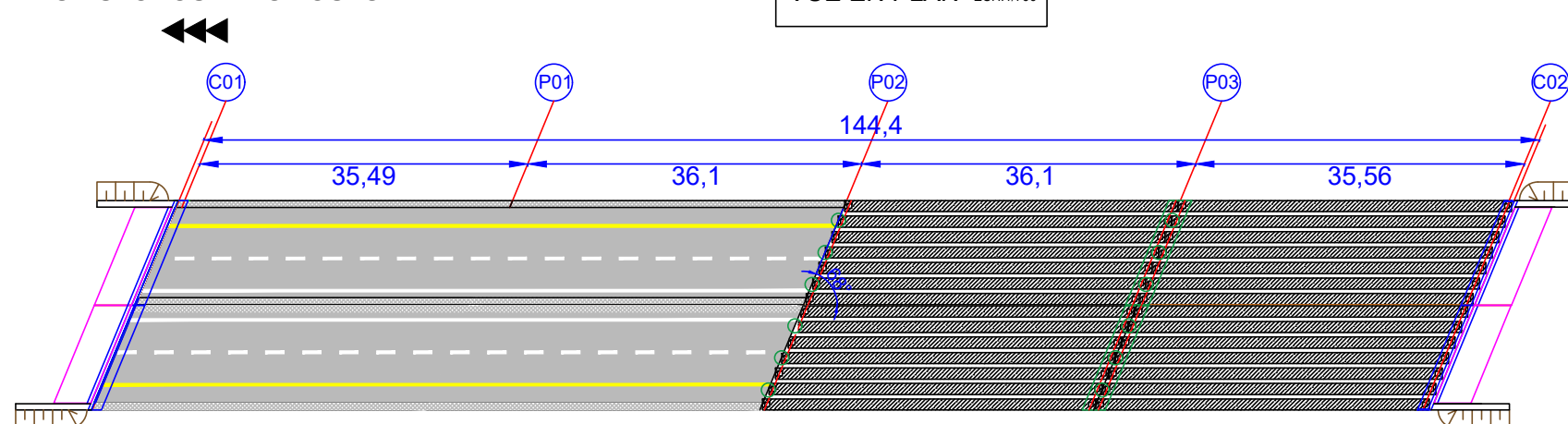
VERS MASCARA



VERS AUTOROUTE EST-OUEST

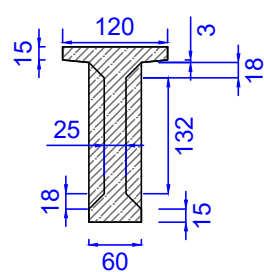
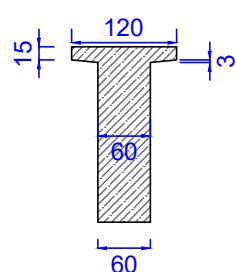
VUE EN PLAN ECH:1/700

VERS MASCARA



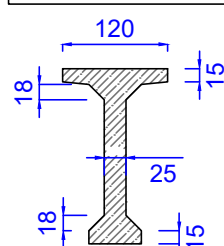
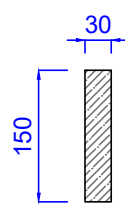
SECTION D'ABOUT Ech : 1/80

SECTION INTERMÉDIAIRE Ech : 1/80

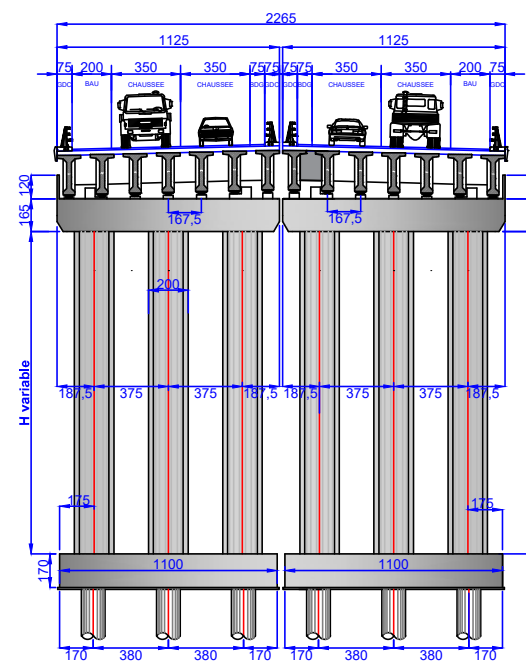


ENTROTOISE D'ABOUT Ech : 1/80

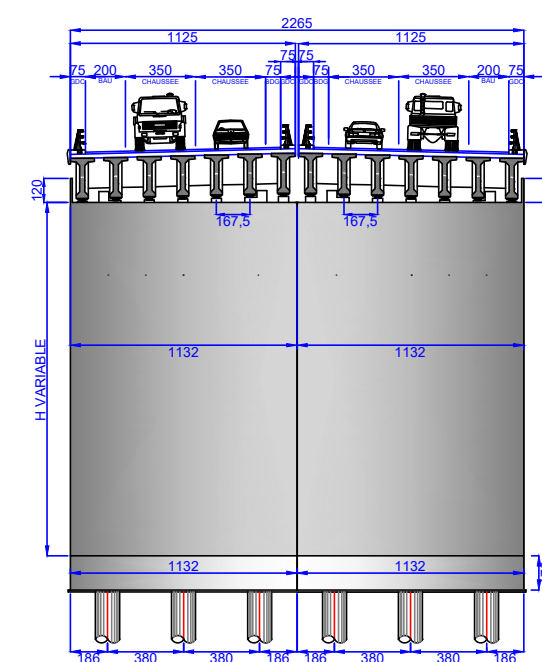
SECTION MÉDIANE Ech : 1/80



COUPE TRANSVERSALE SUR PILE ECH:1/350



COUPE TRANSVERSALE SUR CULEE ECH:1/350



II.3.3.4. Conception des entretoises :

Les pièces de pont sont des profilés en I à âme pleine, disposées transversalement au tablier avec un espacement de 4 m, composée généralement de tôles soudées, portant directement la dalle tout en assurant l'entretoisement des poutres principales.

Tableau II. 8 : Prédimensionnement des entretoises.

Eléments	Valeur (mm)
Hauteur de l'entretoise	900
Largeur de la semelle b	250
Epaisseur de la semelle t_f	20
Epaisseur de l'âme t_w	12

II.3.3.5. Choix de la nuance d'acier :

Les nuances des aciers de charpente sont de qualité S355 N, cette qualité désigne la ténacité de l'acier, c'est-à-dire sa capacité à absorber l'énergie des chocs sans risque de rupture fragile.

II.3.3.6. La connexion entre la dalle et la charpente métallique :

La dalle est assemblée avec la semelle supérieure des profilés métalliques par l'intermédiaire d'un organe mécanique sous forme de tige appelé « goujon », permettant alors d'éviter tout glissements relatifs du tablier par rapport aux poutres, leur espacement est déterminé par un calcul détails.

II.3.3.7. L'épaisseur de la dalle :

Afin d'éviter toute contrainte d'encombrement de ferrailage dans la phase de dimensionnement, nous allons adapter une dalle en béton armé d'une épaisseur de 35 cm et munie d'une pente transversale de 2.5 % pour assurer l'écoulement des eaux.

II.3.3.8. Prédimensionnement de l'infrastructure :

❖ Prédimensionnement des piles / Guide SETRA

Tableau II. 9 : Tableau récapitulatif de prédimensionnement des piles.

Eléments	Dimensions (m)		Figure
Pile	Largeur	2.5	
	Longueur	7.25	
	Hauteur	$H_1 = 12.9 - H_2 = 18.1$	
Semelles	Largeur	6	
	Longueur	11	
	Hauteur	1.7	
Pieux	Nombre	6	
	Diamètre	1,20	
	Profondeur	18	

❖ Pré dimensionnement des culées remblayés/ Guide SETRA :

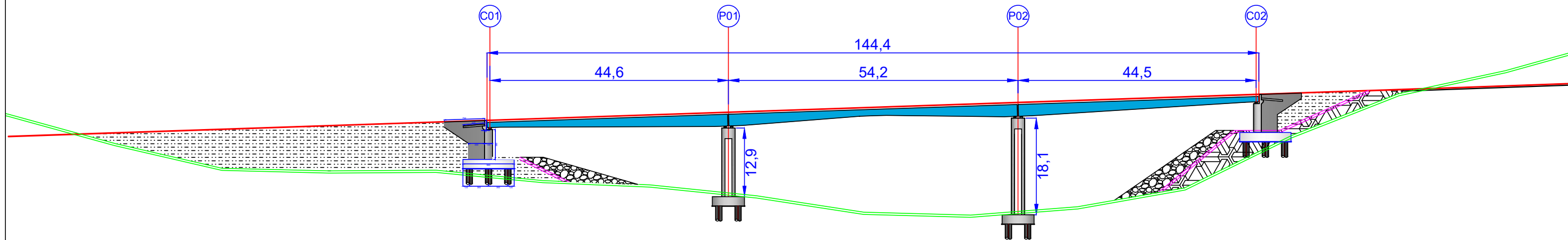
Tableau II. 10 : Tableau récapitulatif de prédimensionnement des culées.

Eléments	Dimensions (m)		Figure
Mur frontal	Hauteur	5.6 - 5,4	
	Longueur	11.32	
	Épaisseur	1,48	
Mur en retour	Épaisseur	0,7	
Mur garde grève	Hauteur	1.67	
	Épaisseur	0,35	
Semelles	Largeur	9,6	
	Longueur	23	
	Hauteur	1.7	
Pieux	Nombre	9	
	Diamètre	1,2	
	Profondeur	25	

VERS AUTOROUTE EST-OUEST

COUPE LONGITUDINALE ECH:1/700

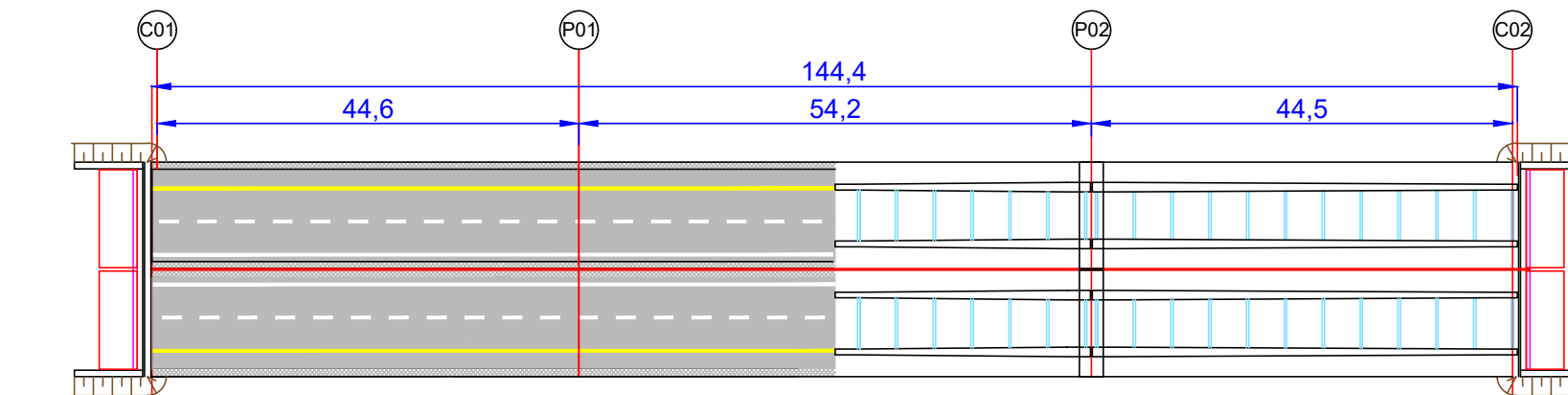
VERS MASCARA



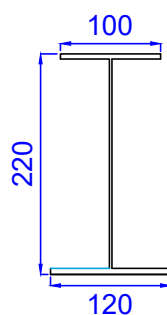
VERS AUTOROUTE EST-OUEST

COUPE LONGITUDINALE ECH:1/700

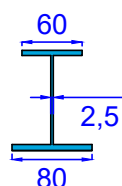
VERS MASCARA



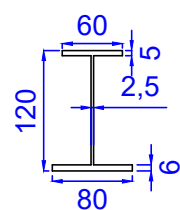
DETAIL POUTRE SUR PILE Ech: 1/70



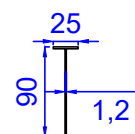
DETAIL POUTRE SUR CULLE Ech: 1/70



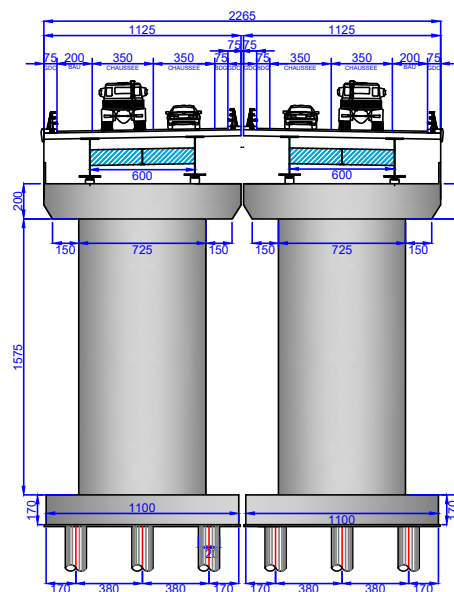
DETAIL POUTRE SUR CLEF Ech: 1/70



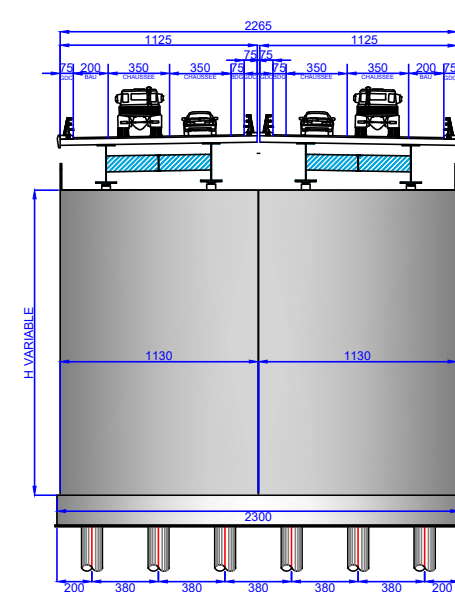
DETAIL ENTRETOISES Ech: 1/70



COUPE TRANSVERSALE SUR PILE ECH:1/400



COUPE TRANSVERSALE SUR CULEE ECH:1/400



II.4. ANALYSE DES VARIANTES

II.4.1. Devis estimatif et quantitatif

II.4.1.1. La variante voussoir :

Tableau II. 11 : Devis estimatif et quantitatif pour la variante voussoir

N°	Désignations des postes	U	Quantités	Prix unitaire (HT)	Montant
----	-------------------------	---	-----------	--------------------	---------

Poste 1 : Pieux					
1/1	Forage des pieux Ø 1 200 mm verticaux en terrain non rocheux	ML	1 500,00	60 000,00	90 000 000,00
1/2	Fourniture et mise en œuvre des tubes métalliques Ø 50/60 pour auscultation sonique	ML	4 500,00	2 500,00	11 250 000,00
1/3	Essais d'auscultation sonique	U	60,00	40 000,00	2 400 000,00
1/4	Recepape des pieux	U	60,00	24 000,00	1 440 000,00
1/5	Essais statiques des pieux isolés sous compression axiale	U	1,00	4 000 000,00	4 000 000,00
TOTAL (Poste 1)					109 090 000,00

Poste 2 : Béton					
2/1	Béton de propreté de 10 cm pour fonds de fouilles	M3	75,00	10 500,00	787 500,00
2/3	Béton RN 27 pour semelles (piles. culées) et dalles de transition	M3	1 200,00	15 000,00	18 000 000,00
2/4	Béton RN 27 pour piles	M3	1 515,00	16 000,00	24 240 000,00
2/5	Béton RN 27 pour culées	M3	875,00	16 000,00	14 000 000,00
2/6	Béton RN 35 pour voussoirs en béton précontraint	M3	2 340,00	35 000,00	81 900 000,00
TOTAL (Poste 2)					138 927 500,00

Poste 3 : Acier					
3/1	Acier haute adhérence Fe E500 pour infrastructure	T	505,00	132 000,00	66 660 000,00

CHAPITRE II. CONCEPTION ET PRE-DIMENSIONNEMENT

3/2	Acier haute adhérence Fe E50 A pour voussoirs en béton précontraint	T	468,00	132 000,00	61 776 000,00
3/3	Acier de précontraint par post-tension pour voussoirs préfabriqués	T	95,00	490 000,00	46 550 000,00
TOTAL (Poste 3)					174 986 000,00
TOTAL HORS TAXES					423 003 500,00
T V A 19 %					80 370 665,00
TOTAL EN TTC					503 374 165,00
Cinq cent trois millions trois cent soixante-quatorze mille et cent soixante-cinq Dinars Algérien					

II.4.1.2. La variante poutre.

Tableau II. 11 : Devis estimatif et quantitatif pour la variante poutre

N°	Désignations des postes	U	Quantités	Prix unitaire (HT)	Montant
Poste 1 : Pieux					
1/1	Forage des pieux Ø 1200mm verticaux en terrain non rocheux	ML	2 016,00	60 000,00	120 960 000,00
1/2	Fourniture et mise en œuvre des tubes métalliques Ø 50/60 pour auscultation sonique	ML	6 048,00	2 500,00	15 120 000,00
1/3	Essais d'auscultation sonique	U	72,00	40 000,00	2 880 000,00
1/4	Recepape des pieux	U	72,00	24 000,00	1 728 000,00
1/5	Essais statiques des pieux isolés sous compression axiale	U	1,00	4 000 000,00	4 000 000,00
TOTAL (Poste 1)					144 688 000,00
Poste 2 : Béton					
2/1	Béton de propreté de 10 cm pour fonds de fouilles	M3	90,00	10 500,00	945 000,00
2/3	Béton RN 27 pour semelles (piles. Culées) et dalles de transition	M3	1 415,00	15 000,00	21 225 000,00
2/4	Béton RN 27 pour piles	M3	730,00	16 000,00	11 680 000,00
2/5	Béton RN 27 pour culées	M3	560,00	16 000,00	8 960 000,00
2/6	Béton RN 35 pour voussoirs	M3	2 440,00	20 000,00	48 800 000,00
TOTAL (Poste 2)					91 610 000,00
Poste 3 : Acier					

3/1	Acier haute adhérence Fe E50 A pour infrastructure	T	360,00	132 000,00	47 520 000,00
3/2	Acier haute adhérence Fe E50 A pour superstructure	T	490,00	132 000,00	64 680 000,00
3/3	Acier de précontrainte par post-tension pour les poutres	T	55	470 000,00	25 850 000,00
3/5	Assemblage et montage du tablier métallique	T	0	/	/
TOTAL (Poste 3)					138 050 000,00

TOTAL HORS TAXES	374 348 000,00
T V A 19 %	71 126 120,00
TOTAL EN TTC	445 474 120,00
Quatre cent quarante-cinq millions quatre cent soixante-quatorze mille et cent vingt Dinars Algérien	

II.4.1.3. La variante bi-poutre.

Tableau II. 12 : Devis estimatif et quantitatif pour la variante bi-poutre

N°	Désignations des postes	U	Quantités	Prix unitaire (HT)	Montant
----	-------------------------	---	-----------	--------------------	---------

Poste 1 : Pieux					
1/1	Forage des pieux Ø 1200mm verticaux en terrain non rocheux	ML	1 200,00	55 000,00	66 000 000,00
1/2	Fourniture et mise en œuvre des tubes métalliques Ø 50/60 pour auscultation sonique	ML	3 600,00	2 500,00	9 000 000,00
1/3	Essais d'auscultation sonique	U	60,00	40 000,00	2 400 000,00
1/4	Recepape des pieux	U	60,00	24 000,00	1 440 000,00
1/5	Essais statiques des pieux isolés sous compression axiale	U	1,00	4 000 000,00	4 000 000,00
TOTAL (Poste 1)					82 840 000,00

Poste 2 : Béton					
2/1	Béton de propreté de 10 cm pour fonds de fouilles	M3	75,00	10 500,00	787 500,00
2/3	Béton RN 27 pour semelles (piles. Culées) et dalles de transition	M3	1 200,00	15 000,00	18 000 000,00
2/4	Béton RN 27 pour piles	M3	1 210,00	16 000,00	19 360 000,00
2/5	Béton RN 27 pour culées	M3	570,00	16 000,00	9 120 000,00

2/6	Béton RN 35 pour la dalle	M3	1 140,00	18 000,00	20 520 000,00
TOTAL (Poste 2)					67 787 500,00

Poste 3 : Acier					
3/1	Acier haute adhérence Fe E50 A pour infrastructure	T	430,00	125 000,00	53 750 000,00
3/2	Acier haute adhérence Fe E50 A pour superstructure	T	230,00	125 000,00	28 750 000,00
3/3	Acier charpente métallique pour tablier (poutre+entretoise)	T	595	340 000,00	202 300 000,00
3/5	Assemblage et montage du tablier métallique	T	595	80 000,00	47 600 000,00
TOTAL (Poste 3)					332 400 000,00

TOTAL HORS TAXES	483 027 500,00
T V A 19 %	91 775 225,00
TOTAL EN TTC	574 802 725,00
Cinq cent soixante-quatorze millions huit cent deux mille et sept cent vingt-cinq Dinars Algérien	

II.4.2. Analyse multicritère des variantes

Tableau II. 13 : Analyse multicritère des variantes

	Avantages	Inconvénients
Variantes 1 : Pont voussoir	<p>1-On peut atteindre des portées plus grandes, donc moins de piles.</p> <p>2-Accélérer la construction en multipliant le nombre des bases de départ.</p> <p>3-Ouvrage élancé ayant une qualité esthétique incontestable.</p> <p>4-Franchir des vallées très profondes Réduction et meilleure utilisation des coffrages.</p> <p>5-La facilité de franchir en courbe.</p>	<p>1-L'exécution nécessite une main d'œuvre qualifiée notamment la pose des gaines et la mise en tension des câbles de précontraintes.</p> <p>2- Le procédé est lent à cause du nombre important des voussoirs (ils sont très courts par rapport à la longueur de l'ouvrage).</p> <p>3- La difficulté de coulage sur place.</p> <p>4- Les effets de fluage du béton et de la relaxation des aciers.</p> <p>3-Le poids est très important.</p>

<p>Variantes 2 : Pont poutre</p>	<p>1-La possibilité d'assembler des éléments préfabriqués sans échafaudage et sans étaielement.</p> <p>2- Préfabrication des poutres pendant la réalisation des fondations, ce qui réduit les délais d'exécution d'ouvrage.</p> <p>3-La maîtrise de la méthode d'exécution.</p> <p>4-Les coffrages des poutres peuvent être utilisés un plus grand nombre de fois.</p> <p>5-Un autre intérêt de ce type de structure provient de son fonctionnement isostatique qui la rend pratiquement insensible aux déformations imposées, en particulier aux tassements différentiels des appuis et aux effets d'un gradient thermique.</p>	<p>1-Poids très important comparant à la construction métallique.</p> <p>2-Déformation des poutres par fluage due à compression excessive de leur partie inférieure.</p> <p>3-Ne s'adapte que plus difficilement aux franchissements biais ou courbe.</p> <p>4-La structure à poutres est plus sensible que les structures massives aux chocs transversaux de véhicules hors gabarits.</p> <p>5-Le type de cet ouvrage est moins esthétique.</p> <p>6-Le cout élevé de la pré-tension comparant la post-tension.</p> <p>7-Coffrage compliqué et limité au marché.</p>
<p>Variantes 3 : Pont mixte Bi-poutre</p>	<p>1-la possibilité de franchir des grandes portées.</p> <p>2-La rapidité d'exécution globale.</p> <p>Offre de multiples possibilités de conception architecturale.</p> <p>3-L'excellent rapport poids/performance du matériau acier.</p> <p>4-La qualité architecturale qui s'attache à la netteté.</p>	<p>1-Le coût est plus élevé.</p> <p>2-Le problème majeur des ponts mixtes est l'entretien contre la corrosion et le phénomène de fatigue dans les assemblages.</p> <p>3-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.</p> <p>4-Demande une main d'œuvre qualifiée (surtout les soudeurs).</p> <p>5-L'exigence de la surveillance avec des visites périodiques.</p> <p>5-Sensibilité au gradient thermique.</p>

II.5. CONCLUSION :

Pour cette analyse nous résumerons notre étude de variantes en quatre points importants : L'économie, l'esthétique, l'exécution et l'entretien.

La variante trois (Pont mixte Bi-poutre) a des avantages comme la rapidité de l'exécution et La légèreté du tablier est beaucoup mieux que la variante une et deux, par contre à des inconvénients déjà cité auparavant en vue d'entretien (corrosion le défaut numéro une des ponts en charpente métallique) et son cout est plus élevée.

La variante une (pont a caisson) a aussi des avantages comme La facilité de franchir en courbe et L'absence totale de l'entretien jusqu'au bout de certain temps, mais les inconvénients sont beaucoup plus que la deuxième, telle que La difficulté de coulage et la longue durée d'exécution d'ouvrage.

À savoir que la variante pont à poutres a pu être la solution convenable à ce franchissement et la plus adaptée, parce qu'elle présente autant d'avantage que la première et la troisième, en entretien et économie ainsi que la facilité d'exécution.

Donc on opte pour une variantes pont a poutre préfabriquée par post-tension (vipp).

***CHAPITRE III : CHARGES ET HYPOTHESES DE
CALCULS***

III.1 INTRODUCTION

Dans ce chapitre on va définir et évaluer les principales actions occasionnées par l'ensemble des charges permanentes additionnées aux actions d'origine.

On doit commencer par définir les normes et les règlements algérienne quand va suivre, ainsi les matériaux de construction et leur caractéristique.

III.2 NORMES ET REGLES DE CALCUL

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

- Règles B.A.E.L 91 modifiées 99 : règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé, suivant la méthode des états limites.
- Règles B.P.E.L. 91 : règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton précontraint, suivant la méthode des états limites.
- RCPR : Règles définissant les charges à appliquer pour le calcul et les éprouves des ponts routes.
- RPOA 2008 : règles parasismiques applicables au domaine des ouvrages d'art.
- Fascicule 62 : règles techniques de conception et de calcul des fondations des ouvrages de génie civil.
- Guide SETRA.

III.3 CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX

Le choix des matériaux de construction conditionne en grande partie la conception ainsi que le calcul du pont.

On donne ci-dessous les caractéristiques du béton et des aciers actifs et passifs utilisés dans la construction de l'ouvrage.

III.3.1. Béton

- Pour la superstructure, le béton sera dosé à 450 kg/m^3 de ciment CPA42.5 avec les caractéristiques mécaniques suivantes : $f_{c28} = 35 \text{ MPa}$ et $f_{t28} = 2,7 \text{ MPa}$.
- Pour l'infrastructure, le béton sera dosé à 350 kg/m^3 de ciment CPA42.5 avec les caractéristiques mécaniques suivantes : $f_{c28} = 27 \text{ MPa}$ et $f_{t28} = 2,22 \text{ MPa}$.

III.3.2. Armatures

Les aciers utilisés dans les ouvrages en béton précontraint sont de deux natures différentes :

- Les aciers passifs : pour reprendre les efforts tranchants et limiter les fissures.
- Les aciers actifs : pour la précontrainte.

III.3.2.1. Armatures Passives

Ce sont des aciers à haute adhérence de nuance **Fe E500**.

- ❖ La limite d'élasticité : $f_e = 500 \text{ MPa}$
- ❖ Modules de la déformation élastique : $E_s = 200 \text{ GPa}$

III.3.2.2. Armatures De Précontrainte

Les armatures de précontraintes sont constituées de torons **12T15**.

- Résistance ultime : $f_{prg} = 1770 \text{ MPa}$
- Limite élastique : $f_{peg} = 1593 \text{ MPa}$
- Module d'élasticité : $E_p = 190\,000 \text{ MPa}$
- Section droite d'un toron : $A_{p\ 1\text{toron}} = 140 \text{ mm}^2$
- Section d'un câble : $A_p = 1680 \text{ mm}^2$
- Diamètre du gain : $\Phi = 80.00 \text{ mm}$
- Coefficient de relaxation des câbles à 1 000 heures : $\rho = 2.5 \%$
- Coefficient de recul d'encrage : $g = 6 \text{ mm}$

f_{peg} : limite élastique conventionnelle à 0.1 %.

f_{prg} : contrainte de rupture garantie.

III.3.3. Contraintes Admissibles

III.3.3.1. Béton

❖ Contraintes admissibles à la compression :

$$f_{bu} = 0,85 f_{cj} / \theta \cdot \gamma_b \text{ (MPa).}$$

Le coefficient θ est fixé selon la durée d'application de la charge à :

$\theta = 1$ lorsque la durée $> 24\text{h}$.

$\theta = 0.9$ lorsque cette durée $1 < h < 24 \text{ h}$.

$\theta = 0.85$ lorsqu'elle est $< 1 \text{ h}$.

$$f_{bc} = 0,6 f_{c28} \text{ (MPa).}$$

Tableau III. 1: Contraintes admissibles à la compression de béton.

Etat	Contrainte limite		Superstructure	Infrastructure	$\gamma_b = \begin{cases} 1,5 & \text{Situation durable} \\ 1,5 & \text{Situation transitoire} \\ 1,15 & \text{Situation accidentelle} \end{cases}$
ELU	f_{bu} (MPa)	$\gamma_b = 1,5$	19,83	15,30	
		$\gamma_b = 1,15$	25,87	19,96	
ELS	$f_{bc} / \overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)		21,00	16,20	

❖ Déformation longitudinale du béton :

On considère un module de déformation longitudinale pour le béton « E_{ij} » défini par les règles B.A.E.L comme ce qui suit :

$$E_{ij} = 11\,000 \times \sqrt[3]{f_{cj}} ; \text{ Module de déformation instantanée du béton } < 24 \text{ h.}$$

$$E_{vi} = 3\,700 \times \sqrt[3]{f_{cj}} ; \text{ Module de déformation sous chargement de langue durée.}$$

III.3.3.2. Armatures

❖ Contrainte limite de traction des aciers :

Tableau III. 2: Contraintes admissibles de traction des armatures passives.

Fissuration	Contrainte limite (MPa)		Superstructure	Infrastructure
Peu nuisible	$\sigma_s = f_e / \gamma_s$	S-Durable ou transitoire : $\gamma_s = 1,15$	434,78	434,78
		S-Accidentelle : $\gamma_s = 1$	500,00	500,00
Préjudiciable	$\sigma_s = \max \left\{ \frac{1}{2} \times f_e ; 110 \sqrt{n \times f_{tj}} \right\} ; n = 1,6$		250,00	250,00
Très préjudiciable	$\sigma_s = \max \left\{ 0,4 \times f_e ; 88 \sqrt{n \times f_{tj}} \right\} ; n = 1,6$		200,00	200,00

❖ Classe de justification de la précontrainte :

Classe II (la plus courante). Elle admet les contraintes de traction dans le béton, sans la formation des fissures.

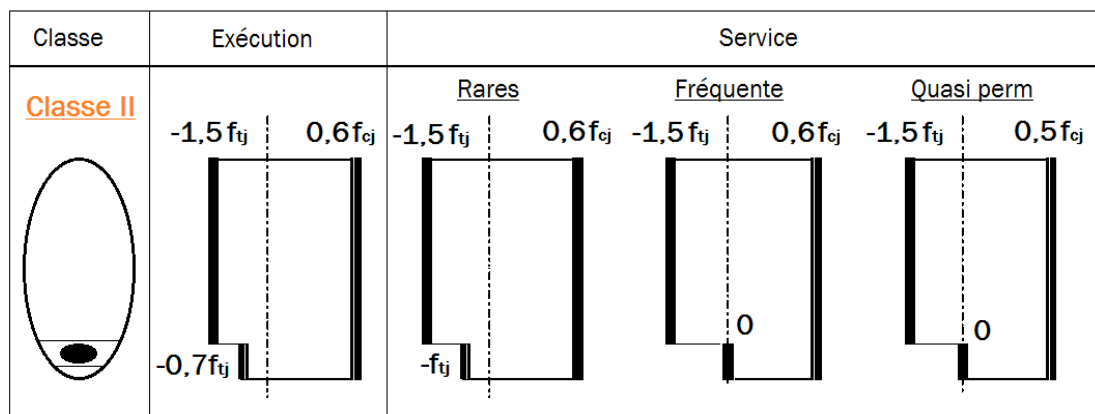


Figure III. 1: Limitation des contraintes des sections en B.P.

III.4 EVALUATION DES ACTIONS

III.4.1. Les Actions

Les actions appliquées à un pont sont de deux types :

- Les actions hors trafic.
- Les actions dues au trafic.

III.4.2. Evaluation des actions hors trafic

Les actions hors trafic sont composées d'action permanente et action variable.

III.4.2.1. Actions permanentes

Les charges permanentes sont les charges dont l'intensité est constante ou très peu variable dans le temps ou varie toujours dans le même sens en tendant vers une limite.

Les charges permanentes comprennent :

- Le Poids propre G des éléments de la structure.
- Le poids des équipements fixe de toute nature (Garde-corps, corniche, revêtement...).
- ❖ Les elements porteurs (cp) :
- **Poids total des poutres :**

Les poutres de notre ouvrage ont une section variable (figure IV.2).

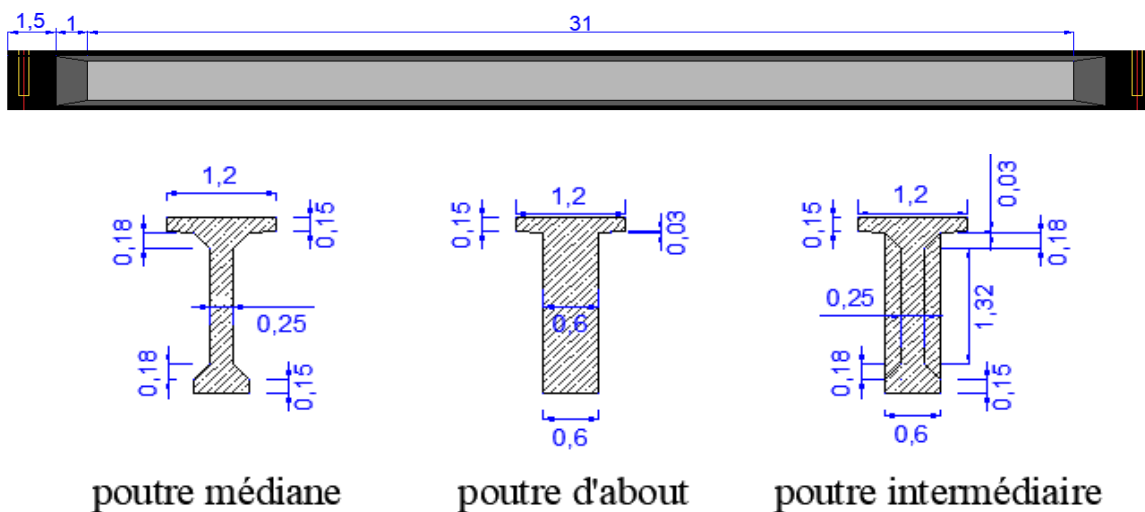


Figure III. 2: la variation des sections de la poutre.

- **Le poids d'une poutre est :**

$$P_{\text{poutre}} = \text{Volume}_{\text{poutre}} \times \text{Poids volumique Béton armé}$$

$$V_{\text{poutre}} = ((1,299 \times 3) + (1,022 \times 2) + (0,776 \times 31)) = 29,997 \text{ m}^3$$

$$P_{\text{poutre}} = 29,997 \times 25 = 749,925 \text{ KN}$$

Le poids total des poutres d'une seule travée :

$$P_{\text{poutres}} = (749,925 \times 7) = 5249,475 \text{ KN}$$

Le poids total des poutres par mètre linéaire :

$$G_{\text{poutres}} = \frac{5249,475}{36} = 145,81875 \text{ KN/ml}$$

- **Poids total de la dalle**

On a:

L'épaisseur de la dalle = **0.22 m**

La Largeur de la dalle = **11.25 m**

$$G_{\text{Dalle}} = 0.22 \times 11.25 \times 1 \times 25 = \mathbf{61.875 \text{ KN/ml}}$$

- **Poids de l'entretoise**

$P_{\text{entretoise}} = \text{Volume}_{\text{entretoise}} \times \text{Poids volumique Béton armé}$

$$\text{Volume}_{\text{entretoise}} = 1,519 \times 0,3 = \mathbf{0.4557 \text{ m}^3}$$

$$P_{\text{entretoise}} = 6 \times (0.4557 \times 25) = \mathbf{68.355 \text{ KN}}$$

$$P_{\text{entretoises}} = (2 \times 68.355) = \mathbf{136.71 \text{ KN}}$$

- **Le poids total des entretoises par mètre linéaire :**

$$G_{\text{entretoises}} = \frac{136.71}{36} = \mathbf{3.7975 \text{ KN/ml}}$$

- ❖ Les compléments de charges permanentes (CCP) :

- **Les trottoirs**

Les dimensions de trottoirs ont (gauche et droite).

$$S_{\text{trottoir}} = 0.21 \times 0.75 = 0.1575 \text{ m}^2.$$

$$P_{\text{trottoir}} = 0.1575 \times 25 = 3.9375 \text{ KN/ml.}$$

Pour les deux trottoirs

$$P = 2 \times 3.9375 = \mathbf{7.875 \text{ KN/ml.}}$$

- **Poids du revêtement**

$G_{\text{revêtement}} = \text{Epaisseur}_{\text{revêtement}} \times \text{Largeur roulable} \times \text{Poids Propre du revêtement}$

$$G_{\text{revêtement}} = 0.08 \times 9.75 \times 1 \times 24$$

$$G_{\text{revêtement}} = \mathbf{18.72 \text{ KN/ml}}$$

- **Poids des corniches**

$G_{\text{corniches}} = (\text{surface}_{\text{corniche}} \times \text{poid propre du béton})$

$$G_{\text{corniches}} = (0.089 \times 25)$$

$$G_{\text{corniches}} = \mathbf{2.225 \text{ KN/ml}}$$

- **Poids des glissières**

$$G_{\text{glissière}} = \mathbf{1 \text{ KN/ml}}$$

$$G_{\text{glissières}} = \mathbf{2 \text{ KN/ml}}$$

Tableau III. 3: Tableau récapitulatif des charges.

Les charges	Eléments	Poids (KN/ml)	Poids total (KN)
Cp	Poutres	145.81875	5249.475
	Dalle	61.875	2227.5
	Entretoise	3.7975	136.71
CCP	Les trottoires	7.875	283.5
	Revêtement	18.72	673.92
	Les corniches	2.225	80.1
	Les Glissières	2	72
G (un seul travé)	242.3	8723.2	
G_{TOTAL} (tous les través)	34965.5		

III.4.2.2. Actions variables

❖ Action thermique :

- **Variation de température**

Le gradient thermique résulte d'un réchauffement ou d'un refroidissement unilatéral de courte durée de la structure porteuse.

Tableau III. 4: Températures extrêmes en Algérie.

Zone	Désignation	T _{min} (C°)	T _{max} (C°)
I	Algérie du Nord (climat tempéré)	-15	35
II	Le proche et moyen Sud	-20	45
III	L'extrême Sud	-30	50

Selon **RCPR** on adopte une variation uniforme de température T de : + 35 °C / -15 °C dans le cas de notre pont qui situé à mascara.

• Gradient thermique

Il y a lieu de prendre en compte l'effet d'un même gradient thermique vertical tout le long de l'ouvrage. Il est admis une variation linéaire de température sur la hauteur de la section. Le module d'élasticité est considéré pour le béton et le module instantané.

Le gradient est positif si la température de la fibre supérieure de tablier est plus grande que celle de la fibre inférieure.

Dans notre cas le gradient thermique est égale à $+35^{\circ}\text{C}$ en phase de la construction et -15°C en service.

❖ Action du vent

Selon le RCPR2008 (fascicule 61, Titre II) : Pour les ouvrages en service, le vent exerce une pression horizontale statique appliquées aux surfaces frappées d'intensité égale à :

- En service $W_H=2.00\text{KN/m}^2$.
- En construction $W_H=1.25\text{KN/m}^2$.

Pour le calcul des efforts liés au vent, la surface latérale soumise à la pression du vent est fonction de la géométrie de l'ouvrage, le tableau suivant donne les différentes épaisseurs du tablier exposées au vent.

Tableau III. 5: Epaisseur du tablier à prendre en compte pour la pression du vent.

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

III.4.3. Evaluation des actions dues trafic

III.4.3.1. Système de charge à considérer

Les surcharges utilisées pour le dimensionnement sont les suivantes :

- Système de charge routière type A(I).
- Système de charge routière type B (B_c , B_t).
- Système de charge militaire $M_c 120$.
- Convoi exceptionnel D240.

III.4.3.2. Caractéristiques du pont

❖ Largeur roulable :

la largeur roulable est définie comme la largeur comprise entre dispositifs de retenue ou bordures.

$$L_r = \text{largeur totale} - \text{la largeur des trottoirs} = 11.25 - (0.75 \times 2) = \mathbf{9.75 \text{ m}}$$

❖ Largeur chargeable :

Elle est déduite de la largeur roulable (largeur roulable moins 0.5 m pour chaque dispositif de retenue).

$$L_c = L_r - (0.5 \times 2) = 8.75 \text{ m}$$

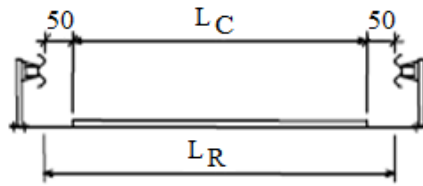


Figure III. 3: Largeur roulable.

Nombre de voies : $N = \text{ent}(L_c/3) = \text{ent}(8.75/3) = \text{ent}(2.91) = 2$

Tableau III. 6: Caractéristiques du pont.

Largeur roulable	9.75 m
Largeur chargeable	8.75 m
Nombre de voie	2
Largeur d'une voie	4.38 m

❖ Classe de pont :

Notre pont supporte une chaussée de largeur roulable supérieure à 7 m. Donc selon **RCPR** la classe de notre pont est la première classe.

III.4.3.3. Système de charge A

$$A(l) = 2.30 + \frac{360}{L+12} \quad a_2 = \frac{v_0}{l}$$

Avec :

L : la longueur chargée du tablier en (m) ;

l : la largeur d'une voie en (m).

$v_0 = 3,5$	pour les ponts de classe I
$v_0 = 3$	pour les ponts de classe II
$v_0 = 2,75$	pour les ponts de classe III

En fonction de la classe du pont et du nombre de voies chargées, la valeur **A(l)** est multipliée par les coefficients **a1** et **a2**.

Tableau III. 7: Coefficient a1.

Nobre de voies		1	2	3	4	>5
Classe de pobt	première	1	1	0.9	0.75	0.7
	Deuxième	1	0.9	-	-	-
	Troisième	0.9	0.8	-	-	-

$$A(l) = 2.3 + \frac{360}{12+l} \text{ [KN/m}^2\text{]} \quad ; \quad a_2 = \frac{v_0}{l}$$

$$A(l) = 2.3 + \frac{360}{12+36} = 9.8 \text{ KN/m}^2 \quad ; \quad a_2 = \frac{3.5}{4.38} = 0.8$$

La charge finale $A_2(l)$ pour chaque voie de circulation est calculée par l'équation :

$$A_1(l) = a_1 \times A(l) \times a_2 \times \text{Largeur}_{\text{parties chargées}}$$

❖ Une voie chargée:

$$A_1(l) = a_1 \times A(l) \times a_2 \times \text{Largeur}_{\text{parties chargées}} = 1 \times 9.8 \times 0.8 \times 4.38 = \mathbf{34.3 \text{ KN/ml}}$$

❖ Deux voies chargées :

$$A_1(l) = a_1 \times A(l) \times a_2 \times \text{Largeur}_{\text{voies chargées}} = 1 \times 9.8 \times 0.8 \times 8.75 = \mathbf{68.6 \text{ KN/ml}}$$

Tableau III. 8: les valeurs de A(l).

N des voies	L (m)	A(l) (kN/m ²)	a ₁	a ₂	A(l)×a ₁ ×a ₂ (kN/m ²)	L _v (m)	A(l) (kN/ml)
1	36	9,80	1	0,80	7,84	4,38	34,30
2	36	9,80	1	0,80	7,84	8,75	68,60

III.4.3.4. Système de charge B

Comporte lui-même trois systèmes à appliquer séparément, et indépendants l'un de l'autre, on cite :

- Le système B_c qui se compose de camions types (300 kN).
- Le système B_t se compose de groupes de 2 essieux dits « essieux tandems ».

❖ Système de charges B_c / Article 4.5.1 RCPR :

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

Tableau III. 9: les valeurs de b_c

Classe de pont	1	2	3	4	>5
Première	1.2	1.1	0.95	0.8	0.7
deuxième	1	1	-	-	-
troisième	1	0.8	-	-	-

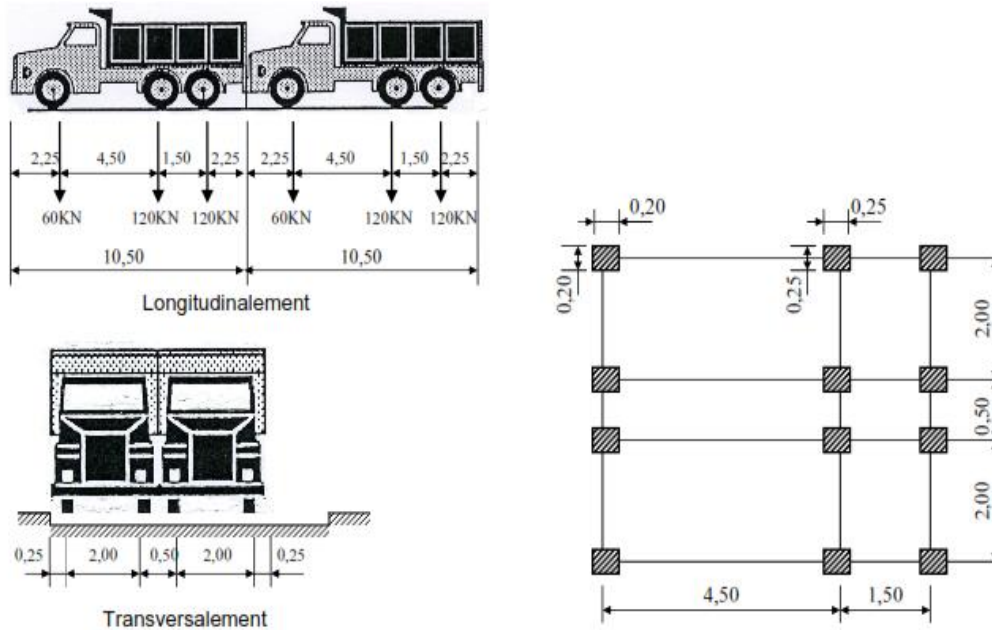


Figure III. 4: Système de charges Bc.

Les valeurs de Bc sont dans le tableau suivant :

Tableau III. 10: les valeurs de Bc.

N° des voies	B _c (kN)	b _c	B _c x b _c (kN)
1	600	1,2	720
2	1200	1,1	1320

❖ Système de charges B_t / Article 4.5.3 RCPR :

En fonction de la classe du pont, la valeur des charges du système **B_t** prise en compte est multipliée par le coefficient **b_t = 1.2** (pont de classe 1).

Tableau III. 11: les valeurs de b_t.

Classe de pont	b _t
Première classe	1.2
Deuxième classe	1

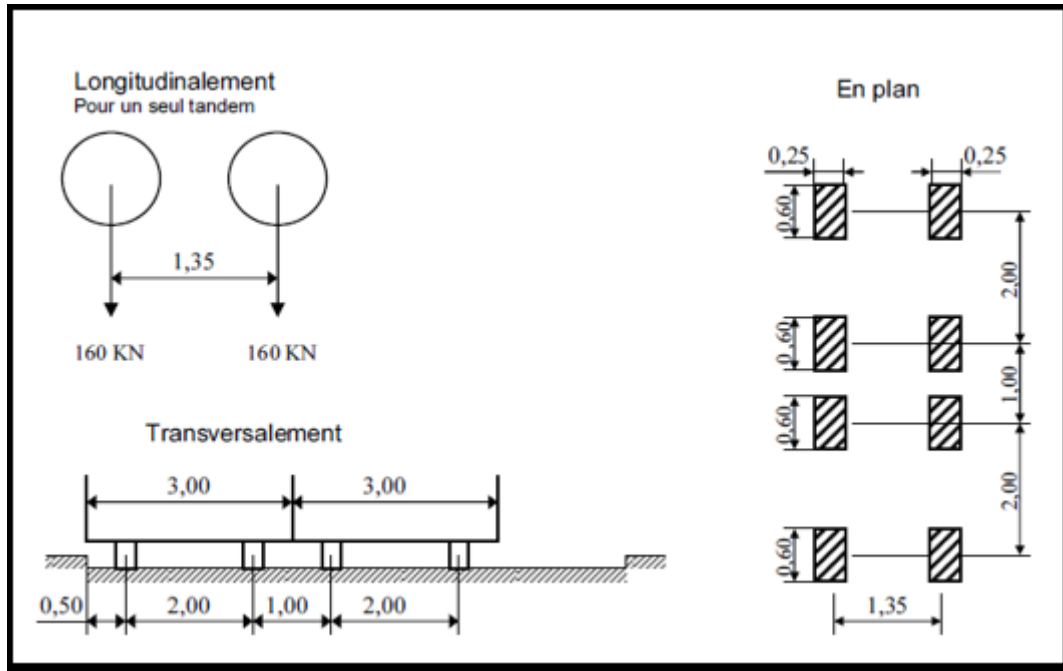


Figure III. 5: Système de charges Bt.

Les valeurs de Bt sont dans le tableau suivant :

Tableau III. 12: les valeurs de Bt.

N° des voies	B _t (kN)	b _t	B _t x b _t (kN)
1	320	1,2	384
2	640	1,2	768

III.4.3.5. Coefficient de majoration dynamique

Les charges dynamiques (mobiles), civils ou militaires, provoquent dans la structure des effets (déplacements, vitesses et accélérations), supérieurs à celles provoqués dans le cas statique (charges immobiles), ce phénomène physique est appelé « l'amplification dynamique ».

Le règlement RCPR prend cet effet en considération en frappant les valeurs des charges mobiles par un coefficient δ appelé 'coefficient de majoration dynamique' déterminé par la formule:

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

L : représente la longueur de l'élément exprimée en mètres.

G : sa charge permanente.

S : La valeur maximal de la charge considérée.

Les charges du système **B** et **Mc120** sont multipliées par les coefficients de majorations dynamiques indiqués dans le tableau suivant:

Tableau III. 13: les valeurs de Coefficient de majoration dynamique.

Système de charge	L (m)	G (kN)	S (kN)	δ
B _c (une voie)	36	8723,2	720	1,061
B _c (deux voies)			1320	1.071
B _t (une voie)			384	1,055
B _t (deux voies)			640	1.062
Mc120			1100	1,067

III.4.3.6. Effort de freinage

❖ Système de charge B_c :

L'effort de freinage susceptible d'être développé par le système B_c se trouve limité au poids d'un véhicule de 300 KN.

❖ Système de charge A :

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

$$F = \frac{A \times S}{20 + 0.0035 \times S} \text{ (KN)}$$

Les valeurs de l'effort de freinage de système de charge A représenté dans le tableau suivant :

Tableau III. 14: les valeurs de l'effort de freinage de system de charge

N des voies	S (m ²)	A(l) (kN/m ²)	F (kN)
1	157,50	7,84	60,08
2	315,00	7,84	117,03

III.4.3.7. Charges militaires Mc 120

Les véhicules militaires du type Mc120 comporte deux chenilles avec une charge totale de **1100 KN**.

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

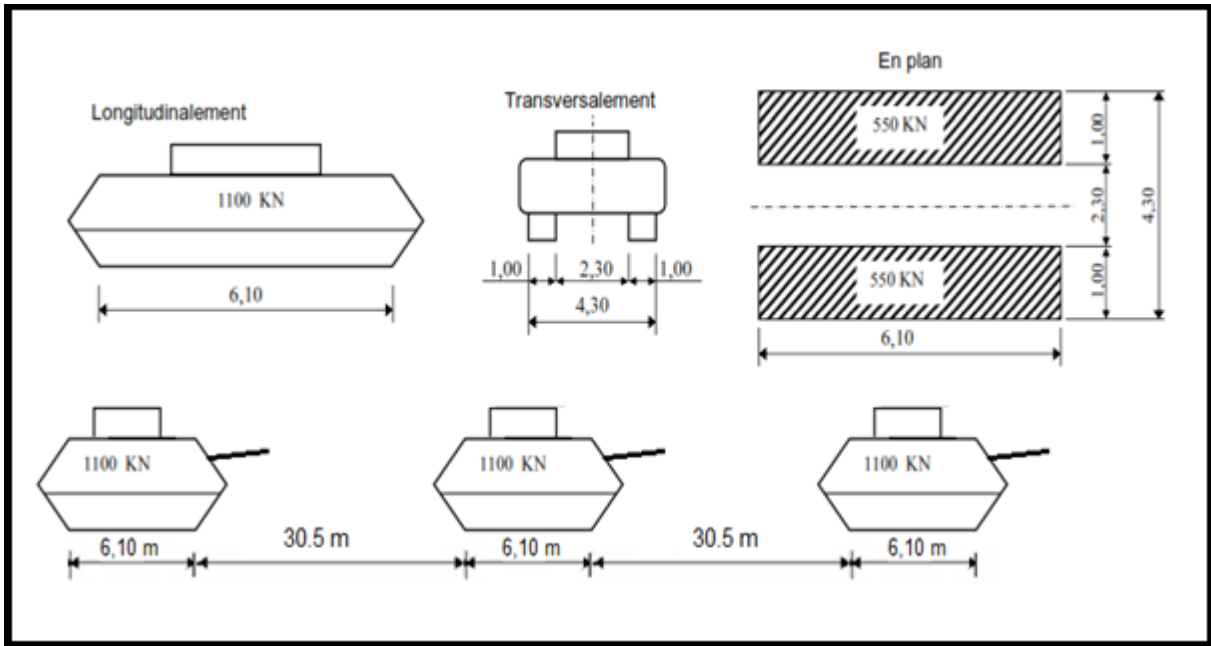


Figure III. 6: Disposition de système Mc120.

Le système Mc 120 est multiplié par le coefficient δ , qui est égal 1.067.

III.4.3.8. Convoi exceptionnel D240

Le convoi **D240** est supposé circuler seul quel que soit la largeur et la longueur du pont, il a une charge totale qui est égale à **2400 KN**.

Dans le sens transversal, son axe longitudinal est réputé situé à 3.50 m du bord de la largeur chargeable.

Ce convoi exceptionnel est supposé rouler à une vitesse au maximum égale à 10 Km/h. Ce système n'est pas donc concerné par la majoration dynamique, il ne développe ni force de freinage ni force centrifuge.

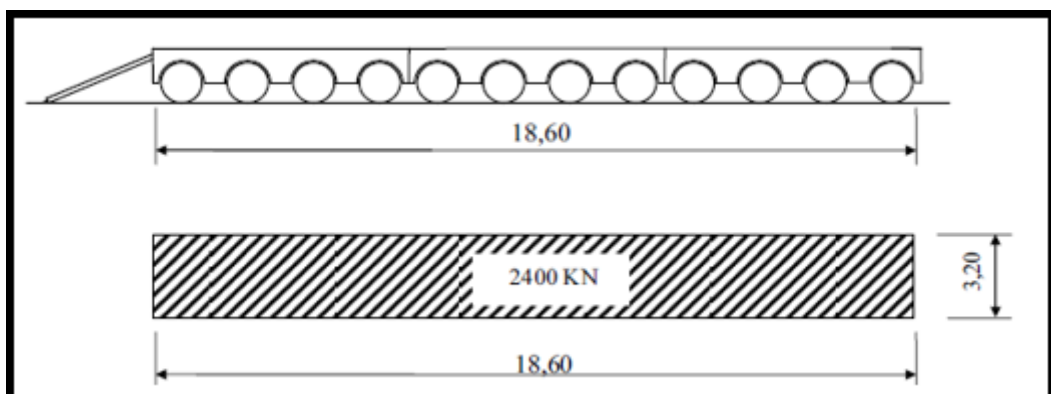


Figure III. 7: Convois exceptionnel D240.

III.5 CONCLUSION

Dans ce chapitre on a défini les caractéristiques des matériaux, les actions hors trafic et dues au trafic avec les différents types de charge établie par les normes et les règles pour le calcul et les épreuves des ponts-routes. En effet, grâce à une meilleure connaissance des charges réellement appliquées et de la résistance effective de la structure porteuse, il est souvent possible d'évaluer la sécurité structurale d'ouvrages.

CHAPITRE IV : ETUDE LONGITUDINALE

IV.1. INTRODUCTION

Utilisation des lignes d'influences : La ligne d'influence du moment fléchissant en un point donnée d'une poutre est une courbe donnant la variation du moment fléchissant en ce point quand une force égale à l'unité se déplace sur la poutre (pour une poutre isostatique ; cette courbe est formée de deux droites).

Pour obtenir les moments, on multiplie les ordonnées des lignes d'influences par la force F dans le cas où cette force est concentrée, si elle est répartie uniformément, c'est par l'aire de la ligne d'influence se trouvant sous cette charge uniforme.

IV.2. CALCUL DES MOMENTS FLECHISSANTS

IV.2.1. Calcul du moment fléchissant dû à la charge permanente

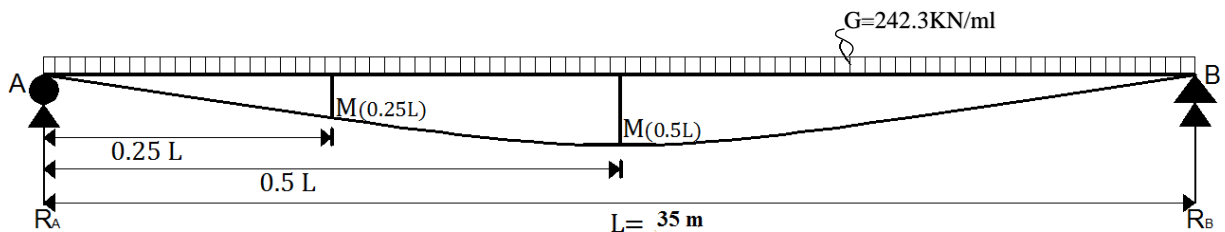


Figure IV. 1: Le moment du a la charge permanente.

On détermine le moment fléchissant dans les sections abscisses, $x = 0.5 L$ et $x = 0.25 L$.

❖ Calcul des réactions R_A et R_B :

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

$$= \frac{242.3 \times 35}{2}$$

$$R_A = R_B = 4240.25 \text{ KN}$$

❖ Calcul du moment fléchissant M à l'abscisse : $x = 0.25 L$:

$$M_{x=0.25L} = R_A \times \frac{L}{4} - \frac{G \times L}{4} \times \frac{L}{8} = 3 \times \frac{G \times L^2}{32} = 3 \times \frac{242.3 \times 35^2}{32}$$

$$M_{x=0.25L} = 27826.64 \text{ KN.m}$$

❖ Calcul du moment fléchissant M à l'abscisse : $x = 0.5 L$:

$$M_{x=0.5L} = \frac{G \times L^2}{8} = \frac{242.3 \times 35^2}{8}$$

$$M_{x=0.5L} = 37102.19 \text{ KN.m}$$

IV.2.2. Calcul du moment dû à la surcharge a(l)

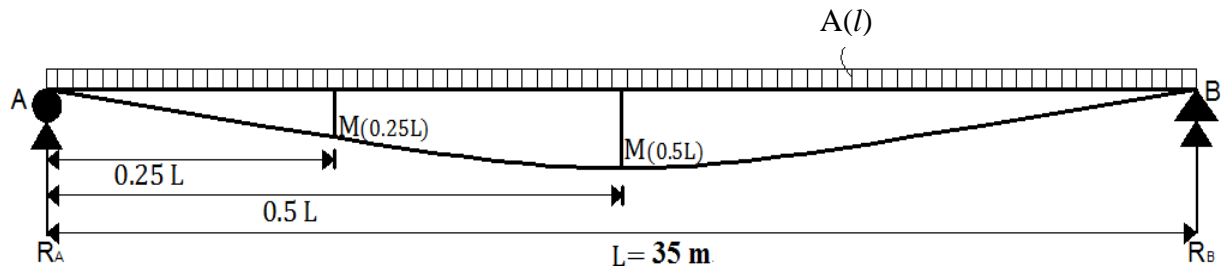


Figure IV. 2: Le moment du a la charge A(L)

❖ Calcul des réactions R_A et R_B :

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

Une voie chargée :

$$R_A = R_B = A(l)_{1v} \times \frac{L}{2} = 34.3 \times \frac{35}{2}$$

$$R_A = R_B = 600.25 \text{ KN}$$

Deux voies chargées :

$$R_A = R_B = A(l)_{2v} \times \frac{L}{2} = 68.6 \times \frac{35}{2}$$

$$R_A = R_B = 1200.5 \text{ KN}$$

❖ Calcul du moment fléchissant M à l'abscisses : $x = 0.25 L$:

Une voie chargée

$$M_{(0.25*L)} = R_A \times \frac{L}{4} - \frac{A(l)_{1v} \times L}{4} \times \frac{L}{8} = 600.25 \times \frac{35}{4} - \frac{34.3 \times 35^2}{32}$$

$$M_{(0.25*L)} = 3939.14 \text{ KN.m}$$

Deux voies chargées

$$M_{(0.25*L)} = R_A \times \frac{L}{4} - \frac{A(l)_{2v} \times L}{4} \times \frac{L}{8} = 1200.5 \times \frac{35}{4} - \frac{68.6 \times 35^2}{32}$$

$$M_{(0.25*L)} = 7878.28 \text{ KN.m}$$

❖ Calcul du moment fléchissant M à l'abscisse : $x = 0.5 L$:

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

Une voie chargée

$$M_{1v (x=0.5L)} = A(l)_{1v} \times \frac{L^2}{8}$$

$$M_{1v (x=0.5L)} = 5252.19 \text{ KN.m}$$

Deux voies chargées

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

$$M_{2v (x=0.5L)} = 10504.32 \text{ KN.m}$$

IV.2.3. Calcul du moment dû à la surcharge bc

❖ Détermination de la section la plus défavorable

Le système Bc est constitué d'un convoi de charge ponctuelle auquel on doit chercher la position qui donne la sollicitation maximale, pour cela on utilise la méthode de « Barré » qui consiste à déterminer la résultante des forces pour une charge des essieux plus proche de la résultante, tant que le milieu de la poutre coïncide avec le milieu de la distance entre la résultante et la charge la plus proche.

Soit X la distance entre l'essieu de 60 KN à gauche de la médiane et la résultante R comme le montre la figure ci-dessous :

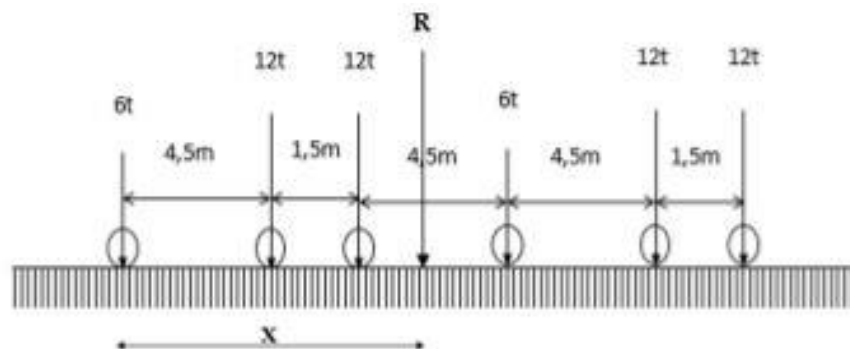


Figure IV. 3: Disposition des charges du systèmes Bc.

❖ Théorème de BARRE:

Le moment fléchissant est maximum au droit de l'essieu de façon que cet essieu et la résultante du convoi se trouvent symétriquement par rapport à l'axe de la poutre. La résultante peut se trouver soit à droite soit à gauche de l'axe de la poutre.

Premier cas : (la résultante se trouve à droite de l'axe de la poutre).

$$X_R = \frac{\sum P_i \times X_i}{\sum P_i}$$

$$\Sigma P_i = 600 \text{ KN}$$

$$X_R = \frac{120 \times 4.5 + 120 \times 6 + 60 \times 10.5 + 120 \times 15 + 120 \times 16.5}{600}$$

$$X_R = 9.45 \text{ m}$$

$$a = X_R - 1.5 - 4.5$$

$$a = 3.45 \text{ m.}$$

Pour ce cas Le moment fléchissant maximum obtenu est positionné au droit de l'essieu de 120 KN (point C) qui est symétrique par rapport à l'axe de la poutre :

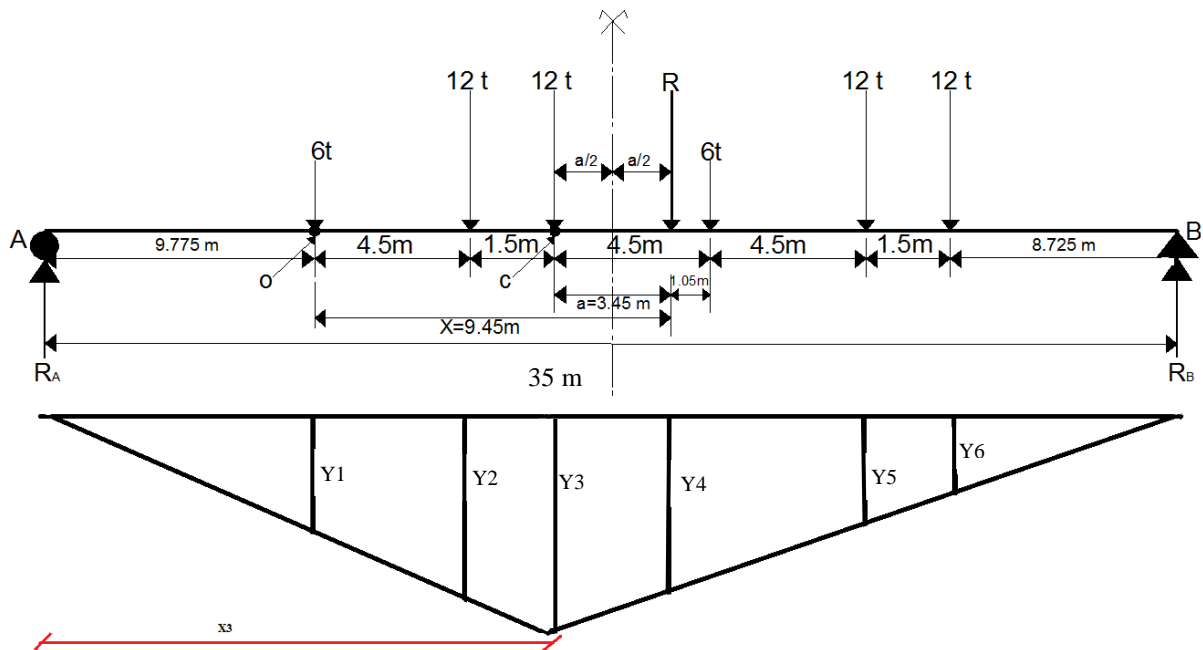


Figure IV. 4: Disposition de la résultante du convoi (Système Bc) à droite de l'axe de la poutre.

❖ Calcul du moment fléchissant M à la section dangereuse (point C) :

D'après la similitude des triangles semblables :

La valeur de Y_3 est donnée par la formule suivante

$$Y_3 = \frac{X_3}{L} (L - X_3)$$

$$Y_3 = \frac{15.775}{35} (35 - 15.775) = 8.665$$

Pour calculer les ordonnées Y_i on utilise l'équation :

- $Y_i = \frac{8.665}{15.775} * X_i$ **pour:** $0 \leq X_i \leq 15.775$

- $Y_i = \frac{8.665}{19.225} * (L - X_i)$ **pour :** $15.775 \leq X_i \leq 35$

On obtient le tableau suivant :

Tableau IV. 1: Ordonnées des lignes d'influence du 1er cas de la charge Bc

Xi	9.775	14.275	15.775	20.275	24.775	26.275
Yi	5.369	7.841	8.665	6.636	4.608	3.932

Le moment max au Pt C est donné par la formule suivante :

$$M/c = \sum P_i * Y_i = 3725.82 \text{ KN.m}$$

Deuxième cas:

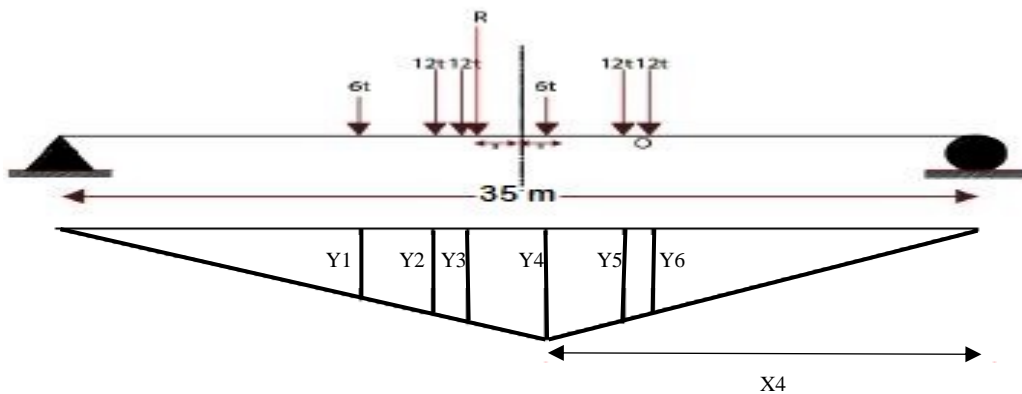


Figure IV. 5: Disposition de la résultante du convoi (Système Bc) à gauche de l'axe de la poutre

Remarque :

Si on refaire le calcul du moment fléchissant $M_{/C}$ en supposant que la résultante se trouve à gauche de l'axe de la poutre on trouve :

$$X_R = \frac{120 \times 4.5 + 120 \times 6 + 60 \times 10.5 + 120 \times 15 + 120 \times 16.5}{600}$$

$$X_R = 9,45 \text{ m}$$

$$a = 1.05 \text{ m}$$

$$X_4 = 16.975$$

$$Y_4 = 8.742$$

La même méthode utilisée dans le cas précédent on obtient le tableau suivant :

Tableau IV. 2: Ordonnées des lignes d'influence du 2em cas de la charge Bc

Xi	7.525	12.025	13.525	18.025	22.525	24.025
Yi	3.649	5.832	6.559	8.742	6.424	5.652

Le moment max est:

$$M/c = \sum P_i * Y_i = 3679.5 \text{ KN.m}$$

Donc le cas le plus défavorable est le 1^{er} cas : la résultante se trouve à droite de l'axe de la poutre.

Une voie chargée :

$$\begin{aligned} M_{1/C} &= M_{/C} \times \delta_{Bc1} \times bc1 \\ &= 3725.82 * 1.2 * 1.061 \end{aligned}$$

$$M_{1/C} = 4743.71 \text{ KN.m}$$

Deux voies chargées :

$$\begin{aligned} M_{2/C} &= M_{/C} \times \delta_{Bc2} \times bc2 \times 2 \\ &= 3725.82 * 1.1 * 1.071 \end{aligned}$$

$$M_{2/C} = 8778.78 \text{ KN.m}$$

❖ Calcul du moment fléchissant M à la section : $x = 0.25 L$:

Pour déterminer la section critique (C) qui correspond à la charge critique P qui engendre le moment fléchissant max au niveau de (C), cette charge doit vérifier les inégalités suivantes :

$$\sum_{i=1}^{i=j} \frac{P_i}{a} \geq \sum_{i=j+1}^{i=n} \frac{P_i}{b} \quad \text{et} \quad \sum_{i=1}^{i=j-1} \frac{P_i}{a} \leq \sum_{i=j}^{i=n} \frac{P_i}{b}$$

Pour : $X = 0.25 L$

$$a = 8.75 \text{ m}; b = 26.25 \text{ m}$$

Tableau IV. 3: Recherche de la section dangereuse C

Pi	P1	P2	P3	P4	P5	P6
Condition1	$\frac{60}{8.75} > \frac{540}{26.25}$	$\frac{180}{8.75} > \frac{420}{26.25}$	$\frac{300}{8.75} > \frac{300}{26.25}$	$\frac{360}{8.75} > \frac{240}{26.25}$	$\frac{480}{8.75} > \frac{120}{26.25}$	$\frac{600}{8.75} > \frac{0}{26.25}$
Résultats	Non	Oui	Oui	Oui	Oui	oui
Condition2	$\frac{0}{8.75} < \frac{600}{26.25}$	$\frac{60}{8.75} < \frac{540}{26.25}$	$\frac{180}{8.75} < \frac{420}{26.25}$	$\frac{300}{8.75} < \frac{300}{26.25}$	$\frac{360}{8.75} < \frac{240}{26.25}$	$\frac{480}{8.75} < \frac{120}{26.25}$
Résultats	Oui	Oui	Non	Non	Non	Non

D'après ce tableau on constate que c'est la charge P2 qui engendre le moment maximal au droit de cette section (0.25L).

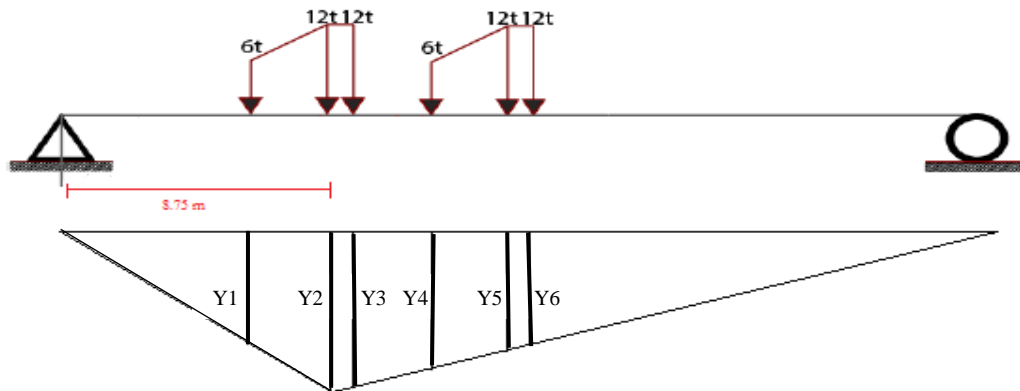


Figure IV. 6: Disposition du convoi Bc (pour la section $x=0.25L$)

$$Y_2 = \frac{8.75}{35} (35 - 8.75) = 6.5625$$

La même méthode utilisée dans le cas précédent on obtient le tableau suivant :

Tableau IV. 4: Ordonnées des lignes d'influence de la charge Bc (section $x=0.25L$)

X_i	4.25	8.75	10.25	14.75	19.25	20.75
Y_i	3.1875	6.5625	6.1875	5.0625	3.9375	3.5625

Le moment max est:

$$M_c = \sum P_i * Y_i = 2925 \text{ KN.m}$$

Une voie chargée:

$$M_{1/0.25L} = M/c \times \delta_{Bc1} \times bc1$$

$$M_{1/0.25L} = 3724.12 \text{ KN.m}$$

Deux voies chargées:

$$M_{2/0.25L} = M/c \times \delta_{Bc2} \times bc2 \times 2$$

$$M_{2/0.25L} = 6891.885 \text{ KN.m}$$

IV.2.4. Calcul du moment dû à la charge bt

❖ Calcul du moment fléchissant M à la section dangereuse (au droit de la charge P_1):

Un seul cas se présente pour la position R par rapport à l'axe médiane. Appliquons le Théorème de Barré, on aura :

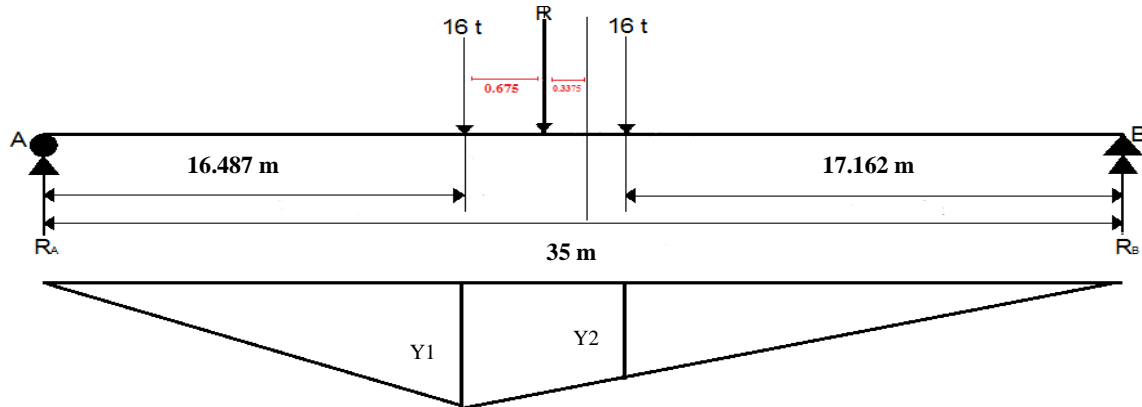


Figure IV. 7: Disposition de la résultante du a la charge Bt (la section plus dangereuse)

$$Y_1 = \frac{16.487}{35} (35 - 16.487) = 8.72$$

$$Y_2 = 8.08$$

Le moment max est :

$$M = \sum P_i * Y_i = 2688 \text{ KN.m}$$

Un tandem :

$$M_{1\max} = M \times \delta_{Bt1} \times b_{t1}$$

$$M_{1\max} = 3403 \text{ KN.m}$$

Deux tandems :

$$M_{2\max} = M \times \delta_{Bt2} \times b_{t2} \times 2$$

$$M_{2\max} = 6851.17 \text{ KN.m}$$

❖ Calcul du moment fléchissant M à la section : $x = 0.25L$ (au droit de la charge P_1):

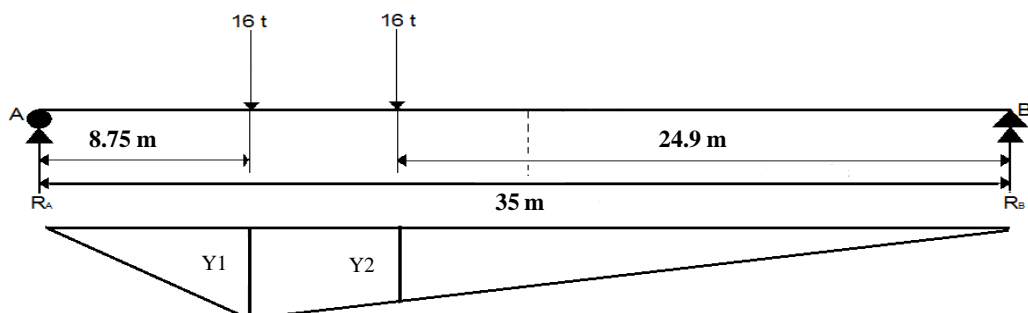


Figure IV. 8: Disposition du convoi Bt (pour la section $x=0.25L$)

$$Y_1 = \frac{8.75}{35} (35 - 8.75) = 6.5625$$

$$Y_2 = 6.225$$

Le moment au droit de la charge P1 est :

$$M = \sum P_i * Y_i = 2046 \text{ KN.m}$$

Un tandem :

$$M_{1/0.25L} = M \times \delta_{Bt1} \times b_{t1}$$

$$M_{1/0.25L} = 2590.23 \text{ KN.m}$$

Deux tandems :

$$M_{2/0.25L} = M_{0.25L} \times \delta_{Bt2} \times b_{t2} \times 2$$

$$M_{2/0.25L} = 5214.84 \text{ KN.m}$$

IV.2.5. Calcul du moment dû à la surcharge mc120

- ❖ Calcul du moment fléchissant M à la section dangereuse (0.5 L):

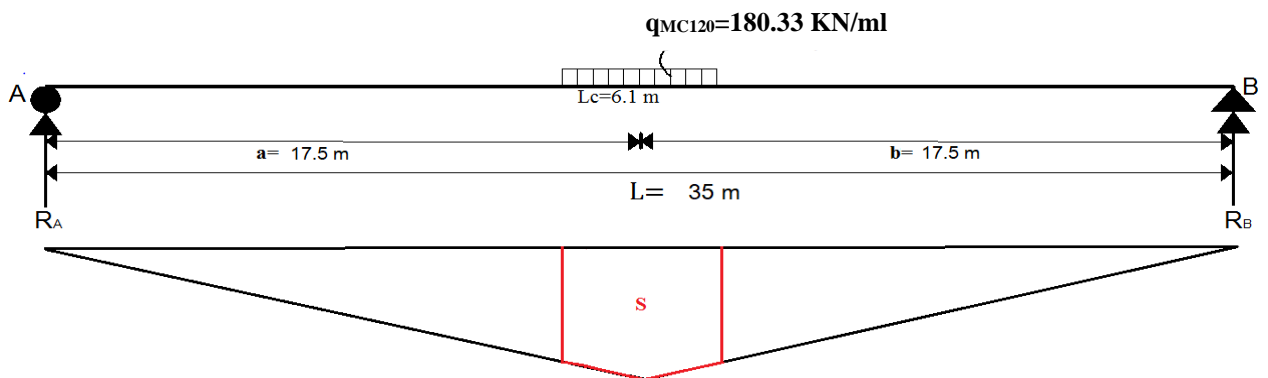


Figure IV. 9: Disposition du convoi Mc120 (pour la section $x=0.5L$)

- ❖ Calcul du moment fléchissant M à la section : $x = 0.5 L$:

$$M = q * S$$

Avec:
$$S = \frac{a*b}{L} * Lc * \left(1 - \frac{Lc}{2*L}\right)$$

On a:
$$S = \frac{17.5*17.5}{35} * 6.1 * \left(1 - \frac{6.1}{2*35}\right)$$

$$S = 48.72375 \text{ m}^2$$

$$M = 8786.35 \text{ KN.m}$$

$$M_{maj} = M \times \delta_{Mc120} = 9375 \text{ KN.m}$$

❖ Calcul du moment fléchissant M à la section : $x = 0.25 L$:

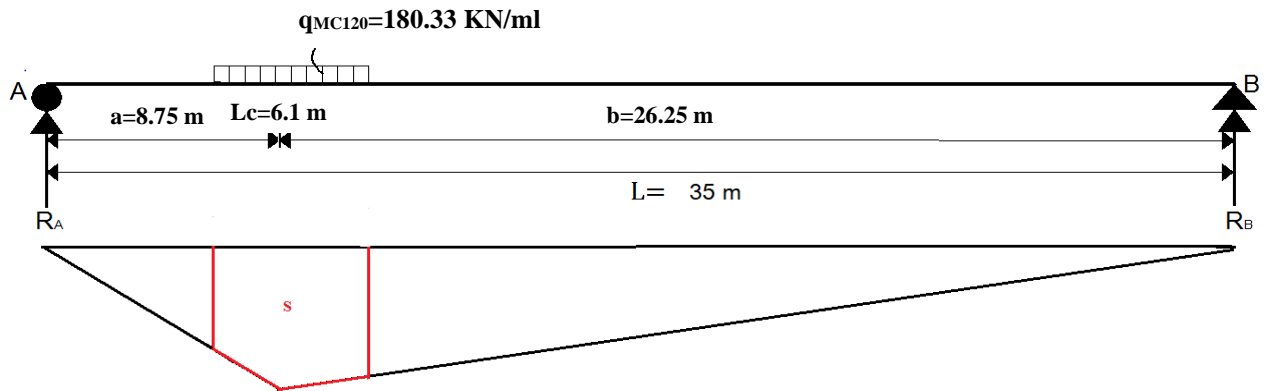


Figure IV. 10: Disposition du convoi Mc120 (pour la section $x=0.25L$)

$$S = 36.5428 \text{ m}^2$$

$$M = 6589.26 \text{ KN.m}$$

$$M_{\text{maj}} = M \times \delta_{\text{Mc120}} = 7030.74 \text{ KN.m}$$

IV.2.6. Calcul du moment dû à la surcharge d240

❖ Calcul du moment fléchissant M à la section : $x = 0.5 L$:

On procède de la même manière que la surcharge Mc120 pour déterminer le moment :

$$M = q * S$$

On a: $S = 119.505 \text{ m}^2$

$$M = q * S = 129.03 * 119.505$$

$$M = 15419.73 \text{ KN.m}$$

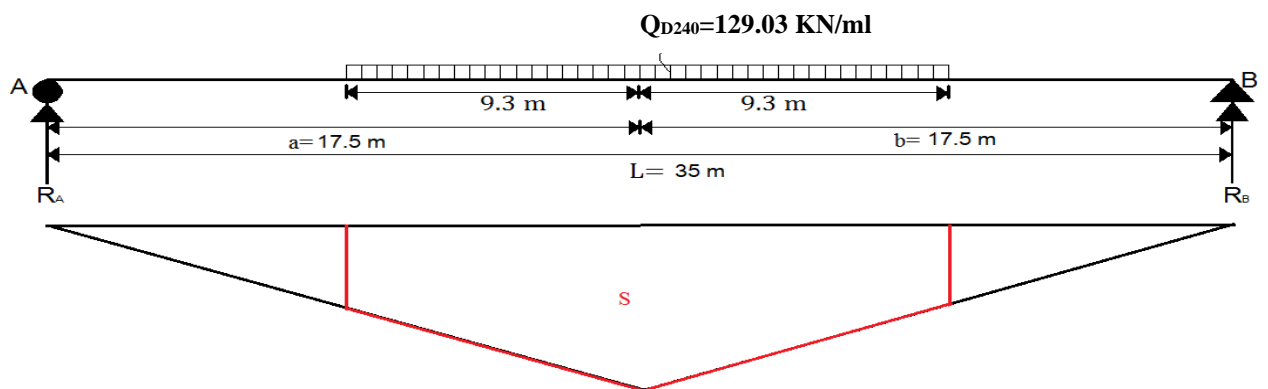


Figure IV. 11: Disposition du convoi D240 (pour la section $x=0.5L$)

- ❖ Calcul du moment fléchissant M à la section : $x = 0.25 L$:

$$M=q*S$$

On a: $S= 89.628 \text{ m}^2$

$$M= q*S = 129.03*89.628$$

$$M= 11564.7 \text{ KN.m}$$

IV.2.7. Le bilan

Tableau IV. 5: Le bilan des moments fléchissants

Charge et surcharge		$M_{0.25L}$	M_{max} (KN.m)	M_{max}/Poutre (KN.m)
Charge permanent G		27826.64	37102.19	5300.31
A(l)	1 voie	3939.14	5252.19	750.31
	2 voies	7878.28	10504.32	1500.62
B _c	1 voie	3724.12	4743.71	677.61
	2 voies	6891.885	8778.78	1254.1
B _t	1 tandem	2590.23	3403	486.14
	2 tandems	5214.84	6851.17	978.74
Mc120		7030.74	9375	1339.29
D240		11564.7	15419.73	2202.82

IV.3. CALCUL DES EFFORTS TRANCHANTS

IV.3.1. Calcul des efforts tranchants dûs à la charge permanente

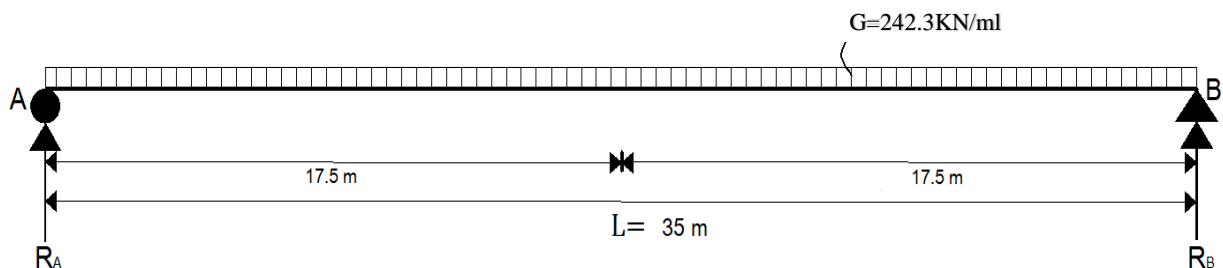


Figure IV. 12: Schéma statique d'une poutre sous charge permanente seul.

- ❖ Calcul des réactions R_A et R_B :

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

$$R_A = R_B = 4240.25 \text{ KN}$$

- ❖ Calcul de l'effort tranchant à $x = 0$:

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

$$T_{x=0} = 4240.25 \text{ KN}$$

- ❖ Calcul de l'effort tranchant à $x = 0.25L$:

$$T_{x=0.25L} = R_A - \frac{G \times L}{4} = 2032.62 \text{ KN}$$

$$T_{x=0.25L} = 2120.13 \text{ KN}$$

IV.3.2. Calcul des efforts tranchants dûs à la surcharge $a(l)$

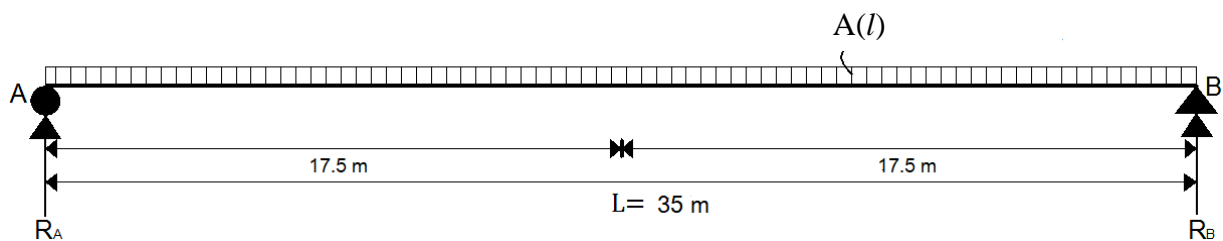


Figure IV. 13: Schéma statique d'une poutre sous la surcharge $A(L)$.

- ❖ Calcul des réactions R_A et R_B :

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

Une voie chargée :

$$R_A = R_B = 600.25 \text{ KN}$$

Deux voies chargées :

$$R_A = R_B = 1200.5 \text{ KN}$$

- ❖ Calcul de l'effort tranchant à $x = 0$:

Une voie chargée

$$T_{1v} = A(l)_{1v} \times \frac{L}{2} = 34.3 \times \frac{35}{2}$$

$$T_{1v} = 600.25 \text{ KN}$$

Deux voies chargées :

$$T_{2v} = A(l)_{2v} \times \frac{L}{2} = 68.6 \times \frac{35}{2}$$

$$T_{2v} = 1200.5 \text{ KN}$$

❖ Calcul de l'effort tranchant à $x = 0.25L$:

Une voie chargée

$$T_{1v} = A(l)_{1v} \times \frac{L}{2} - A(l)_{1v} \times \frac{L}{4} = 34.3 \times \frac{35}{4}$$

$$T_{1v} = 300.13 \text{ KN}$$

Deux voies chargées :

$$T_{2v} = A(l)_{2v} \times \frac{L}{4} = 6.86 \times \frac{35}{4}$$

$$T_{2v} = 600.25 \text{ KN}$$

IV.3.3. Calcul des efforts tranchants dûs à la surcharge bc

On utilise la méthode des lignes d'influence et on calcule, l'effort tranchant à la section $X = 0$ et $X = 0.25L$

❖ Calcul de l'effort tranchant à la section : $x = 0$:

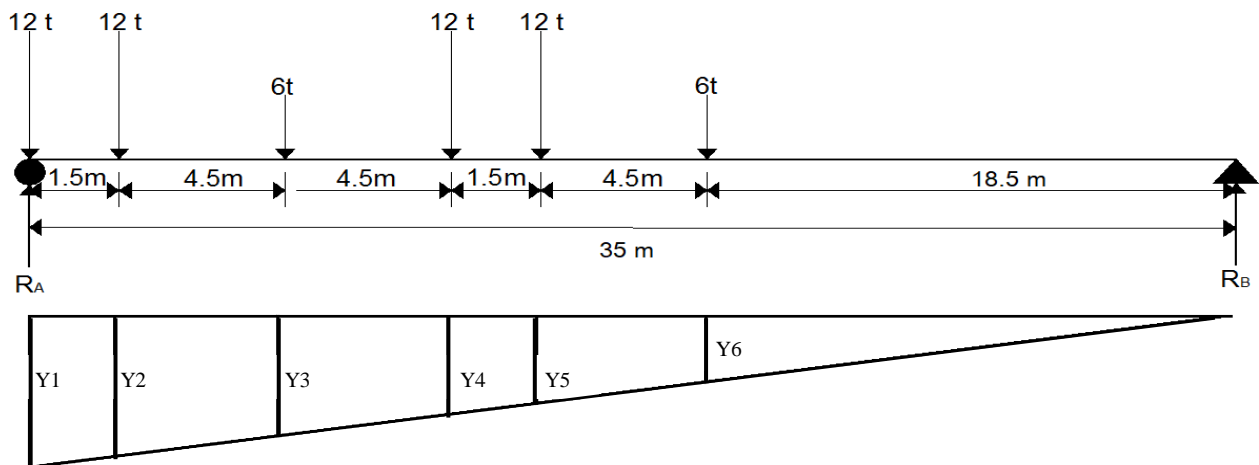


Figure IV. 14: Disposition du convoi Bc (pour la section $x=0.25L$)

$$T = \sum P_i * Y_i$$

Avec : $Y_i = \frac{b_i}{L}$

Pour $x = 0$:

$$a = 0 \text{ m}; b = 35 \text{ m}$$

$$Y_1 = \frac{35}{35} = 1$$

La même formule de Y_i utilisée dans le cas précédent (la méthode de T'haies), on obtient le tableau suivant :

Tableau IV. 6: Ordonnées des lignes d'influence de la charge B_c (section $x=0.0L$)

Y_i	Y_1	Y_2	Y_3	Y_4	Y_5	Y_6
Valeur	1	0.975	0.828	0.7	0.657	0.528

$$T = 481.2 \text{ KN}$$

Une voie chargée:

$$T_{1v} = T \times \delta_{Bc1} \times b_{c1}$$

$$T_{1v} = 612.66 \text{ t}$$

Deux voies chargées:

$$T_{2v} = T \times \delta_{Bc2} \times b_{c2} \times 2$$

$$T_{2v} = 1133.8 \text{ KN}$$

❖ Calcul de l'effort tranchant à la section : $x = 0.25L$:

On procède de la même manière que la section $x = 0$ on obtient le tableau suivant :

Tableau IV. 7: Ordonnées des lignes d'influence de la charge B_c (section $x=0.25L$)

Y_i	Y_1	Y_2	Y_3	Y_4	Y_5	Y_6
Valeur	0.75	0.707	0.578	0.45	0.407	0.278

$$T = 329.04 \text{ KN}$$

Une voie chargée:

$$T_{1v} = T \times \delta_{Bc1} \times b_{c1}$$

$$T_{1v} = 419.83 \text{ KN}$$

Deux voies chargées:

$$T_{2v} = T \times \delta_{Bc2} \times b_{c2} \times 2$$

$$T_{2v} = 775.28 \text{ KN}$$

IV.3.4. Calcul des efforts tranchants dûs à la surcharge bt

❖ Calcul de l'effort tranchant à la section : $x = 0$:

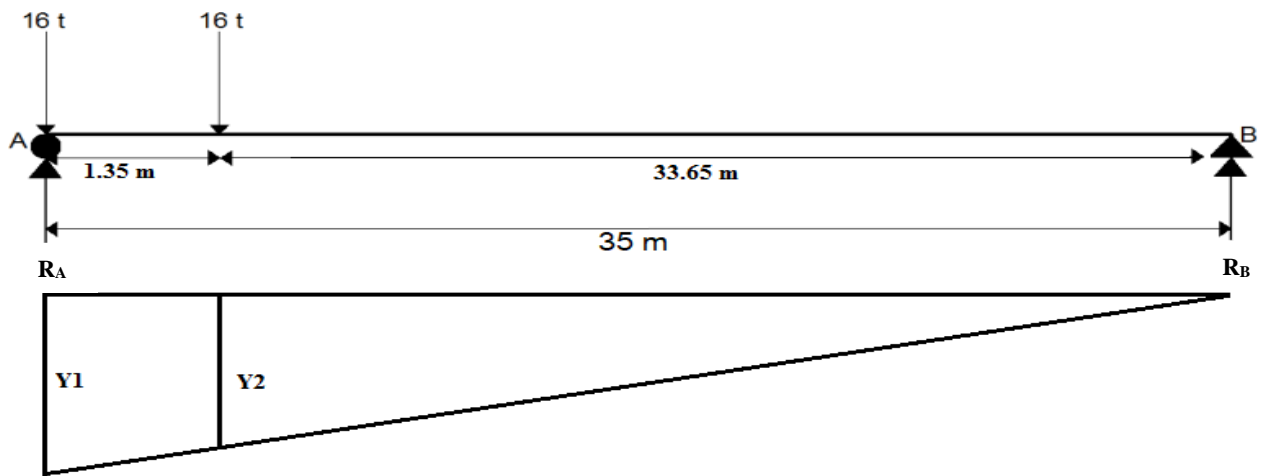


Figure IV. 15: Disposition du convoi Bt (pour la section $x=0.0L$)

$$Y_1 = \frac{35}{35} = 1$$

$$Y_2 = \frac{33.65}{35} = 0.961$$

$$T = 313.76 \text{ KN}$$

Une voie chargée :

$$T_{1v} = T \times \delta_{Bt1} \times b_{t1}$$

$$T_{1v} = 397.22 \text{ KN}$$

Deux voies chargées :

$$T_{2v} = T_{\max} \times \delta_{Bt2} \times b_{t2} \times 2$$

$$T_{2v} = 799.71 \text{ KN}$$

❖ Calcul de l'effort tranchant à la section : $x = 0.25L$:

On procède de la même manière que la section $x = 0$ on obtient :

$$Y_1 = \frac{26.25}{35} = 0.75$$

$$Y_2 = \frac{24.9}{35} = 0.711$$

$$T = 233.76 \text{ KN}$$

Une voie chargée :

$$T_{1v} = T \times \delta_{Bt1} \times b_{t1}$$

$$T_{1v} = 295.94 \text{ KN}$$

Deux voies chargées :

$$T_{2v} = T_{\max} \times \delta_{Bt2} \times b_{t2} \times 2$$

$$T_{2v} = 595.8 \text{ KN}$$

IV.3.5. Calcul des efforts tranchants dûs à la surcharge mc120

En utilisant la méthode de l'RDM :

$$\sum M/b = (R_A * L) - (q * 6.1 * (b - \frac{6.1}{2})) = 0$$

$$R_A = T_{\max}$$

❖ Calcul de l'effort tranchant à la section : $x = 0$:

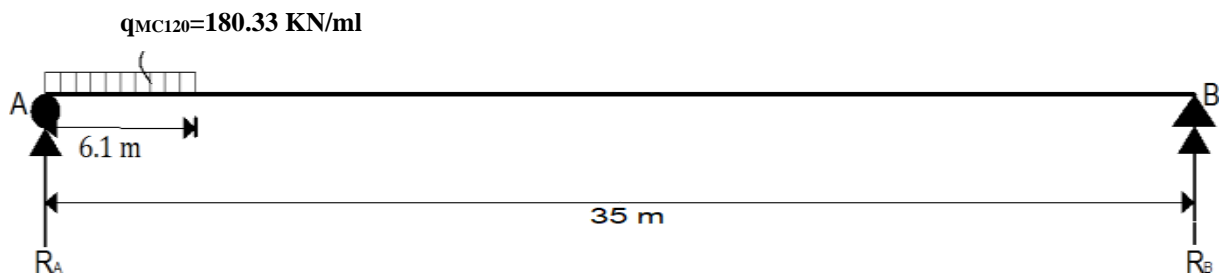


Figure IV. 16: Disposition du convoi Mc120 (pour la section $x=0$)

Pour $x = 0$ on a :

$$a = 0 \text{ m}; b = 35 \text{ m}$$

$$q = 180.33 \text{ KN/ml}$$

$$\sum M/b = (R_A * 35) - (180.33 * 6.1 * (35 - \frac{6.1}{2})) = 0$$

$$R_A = 1004.15 \text{ KN}$$

$$T_0 = R_A = 1004.15 \text{ KN}$$

$$T_{\max} = R_A \times \delta_{Mc120}$$

$$T_{\max} = 1071.43 \text{ KN}$$

❖ Calcul de l'effort tranchant à la section : $x = 0.25L$:

Pour $x = 0.25L$ on a :

$$a = 8.75 \text{ m}; b = 26.25 \text{ m}$$

$$\sum M/b = (R_A * 35) - (180.33 * 6.1 * (26.25 - \frac{6.1}{2})) = 0$$

$$R_A = 729.15 \text{ KN}$$

$$T_{0.25L} = R_A = 729.15 \text{ KN}$$

$$T_{\max} = R_A \times \delta_{Mc120}$$

$$T_{\max} = 778 \text{ KN}$$

IV.3.6. Calcul des efforts tranchants dûs à la surcharge d240

Avec la méthode de RDM utilisée précédemment on calcule l'effort tranchant dû à la surcharge D240 :

$$\sum M/b = (R_A * L) - (q * 18.6 * (b - \frac{18.6}{2})) = 0$$

$$R_A = T_{\max}$$

❖ Calcul de l'effort tranchant à la section : $x = 0$:

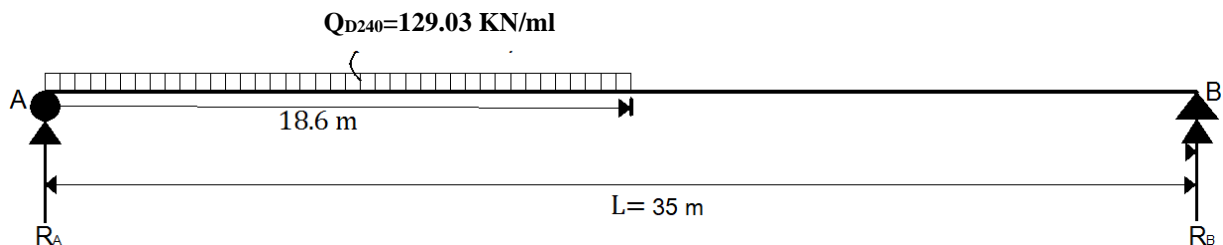


Figure IV. 17: Disposition du convoi D240 (pour la section $x=0.0L$)

Pour $x=0$ on a:

$$a = 0 \text{ m}; b = 35 \text{ m}.$$

$$q = 129.03 \text{ KN/ml}.$$

$$\sum M/b = (R_A * 35) - (129.03 * 18.6 * (35 - \frac{18.6}{2})) = 0$$

$$R_A = 1762.25 \text{ KN}$$

$$T_0 = R_A = 1762.25 \text{ KN}$$

❖ Calcul de l'effort tranchant à la section : $x = 0.25L$:

Pour $x=0.25L$ on a:

$$a = 8.75 \text{ m}; b = 26.25 \text{ m}.$$

$$\sum M/b = (R_A * 35) - (129.03 * 18.6 * (26.25 - \frac{18.6}{2})) = 0$$

$$R_A = 1162.26 \text{ KN}$$

$$T_{0.25L} = R_A = 1162.26 \text{ KN}$$

❖ Le bilan

Tableau IV. 8: Le bilan des efforts tranchants

Charge et surcharge		$T_{0.25L}$	T_{max} (KN)	$T_{max}/Poutre$ (KN)
Charge permanent G		2120.13	4240.25	605.75
A(l)	1 voie	300.13	600.25	85.75
	2 voies	600.25	1200.5	171.5
B_c	1 voie	419.83	612.66	87.52
	2 voies	775.28	1133.8	161.97
B_t	1 tandem	295.94	397.22	56.75
	2 tandems	595.8	799.71	114.24
Mc120		778	1071.43	153.06
D240		1162.26	1762.25	251.75

IV.4. CONCLUSION

L'étude longitudinale qui a été faite dans ce chapitre, a pour but de déterminer les différentes sollicitations (moment et l'effort tranchant) dues aux charges permanentes et aux surcharges d'exploitation agissantes sur le tablier.

***CHAPITRES V : MODELISATION ET
PRECONTRAINTE***

V.1. INTRODUCTION

Dans ce chapitre, on va commencer à faire une modélisation pour notre structure en utilisant le logiciel robot pour déterminer les moments et les efforts tranchant maximales, après on va entamer notre étude de la précontrainte.

V.2. MODELISATION DE L'OUVRAGE

Modéliser une structure consiste à l'idéaliser en un système d'éléments appropriés qui permettent d'analyser le comportement avec une précision suffisante et un volume de calcul raisonnable.

Etant donné que l'ouvrage isostatique avec cinq travées indépendantes, on étudiera une seule travée (une dalle de 22 cm d'épaisseur avec 7 poutres). Les poutres sont considérées comme un élément section.

V.2.1. Les étapes de modélisation

La modélisation en 3d de notre ouvrage passe par les étapes suivantes :

- La déclaration des lignes de constructions.
- La déclaration des nœuds.
- Relier les nœuds soit par des éléments rectilignes (Barre), soit par des éléments plaques.
- Définition de différentes caractéristiques des matériaux (Acier, Béton).
- Définition et affectation des différentes sections.
- Définition et affectation des différentes charges et surcharges.
- Définition des différentes combinaisons de charges.
- Définir l'appui correspondant au fonctionnement de la structure.
- Analyse sous les différentes combinaisons de charges.
- L'exploitation des résultats obtenus.

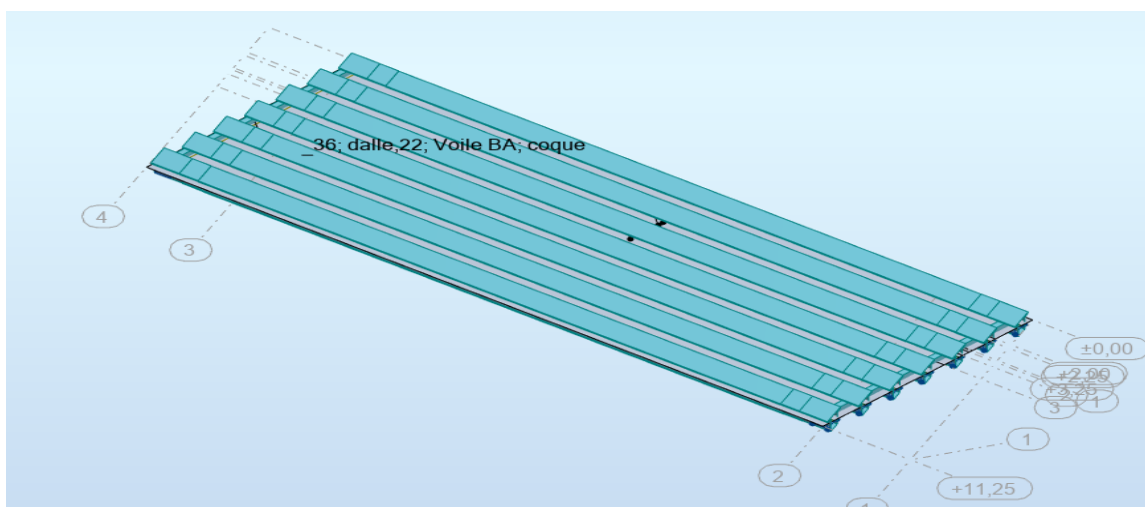


Figure V. 1: Modèle de calcul.

V.2.2. Les Résultats obtenus

Les résultats des sollicitations maximales V et M, en KN et en KN.m, à l'ELS et à l'ELU, sont montrées dans les diagrammes ci-dessous, et qui sont obtenues sous le convoi D240.

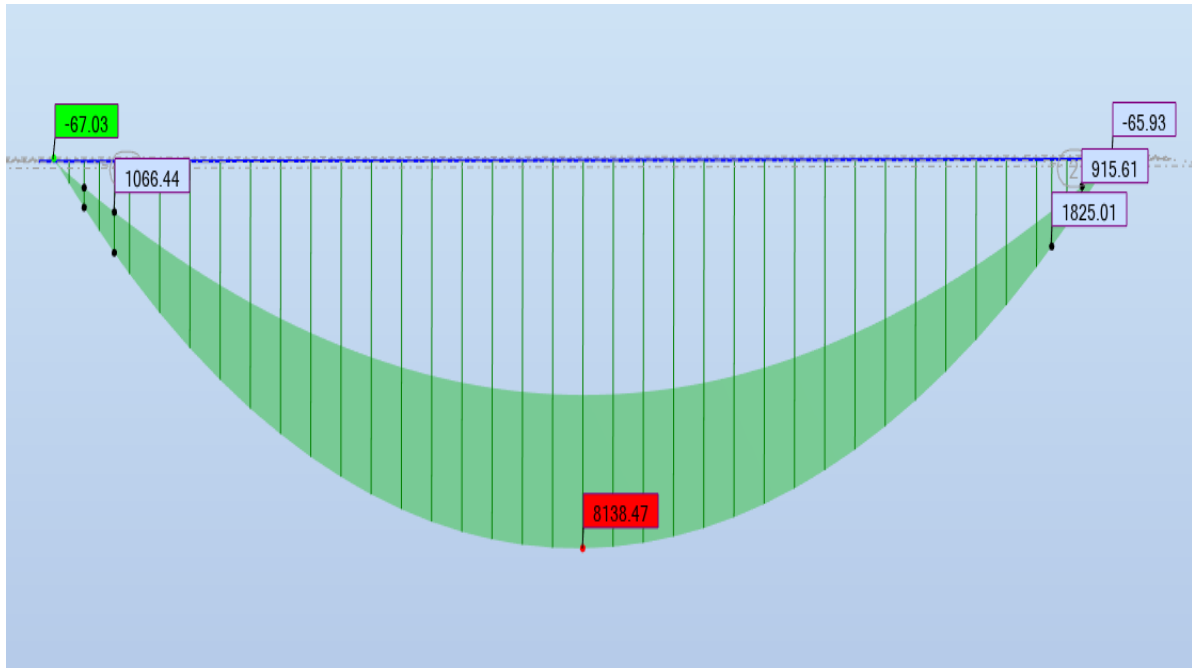


Figure V. 2: Moment maximal à l'ELS.

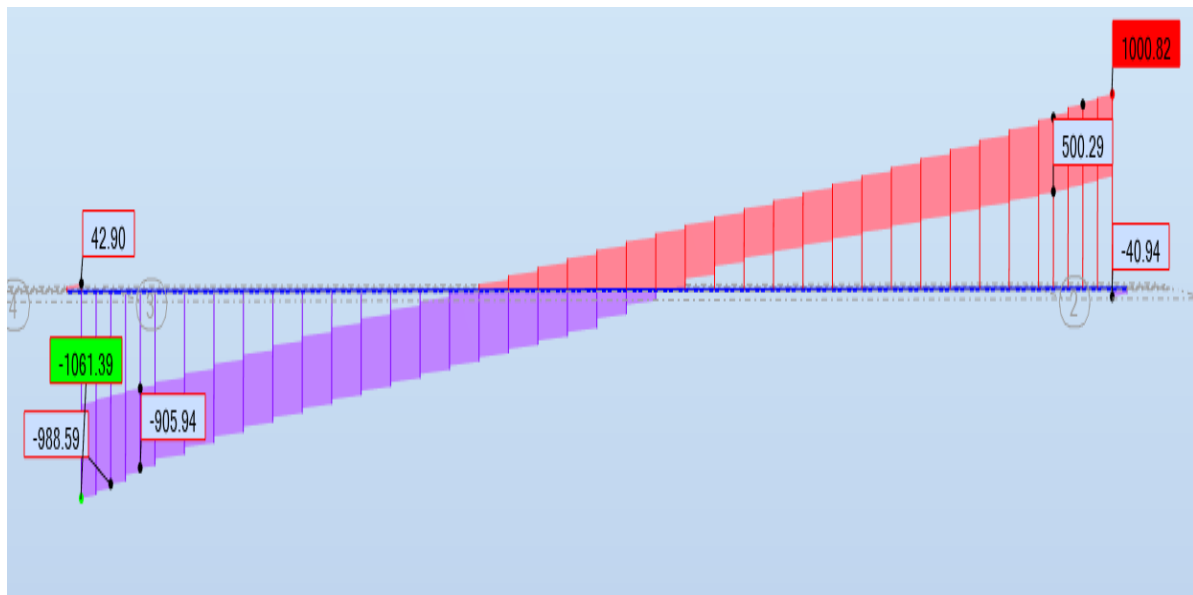


Figure V. 3: Effort tranchant maximal à l'ELS.

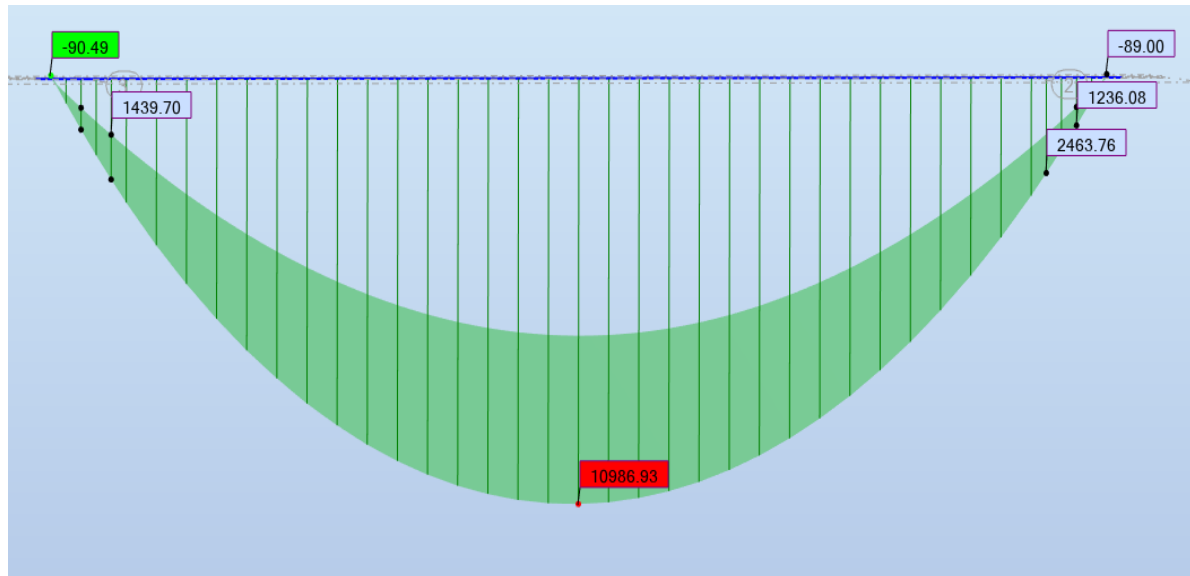


Figure V. 5: Moment maximal à l'ELU.

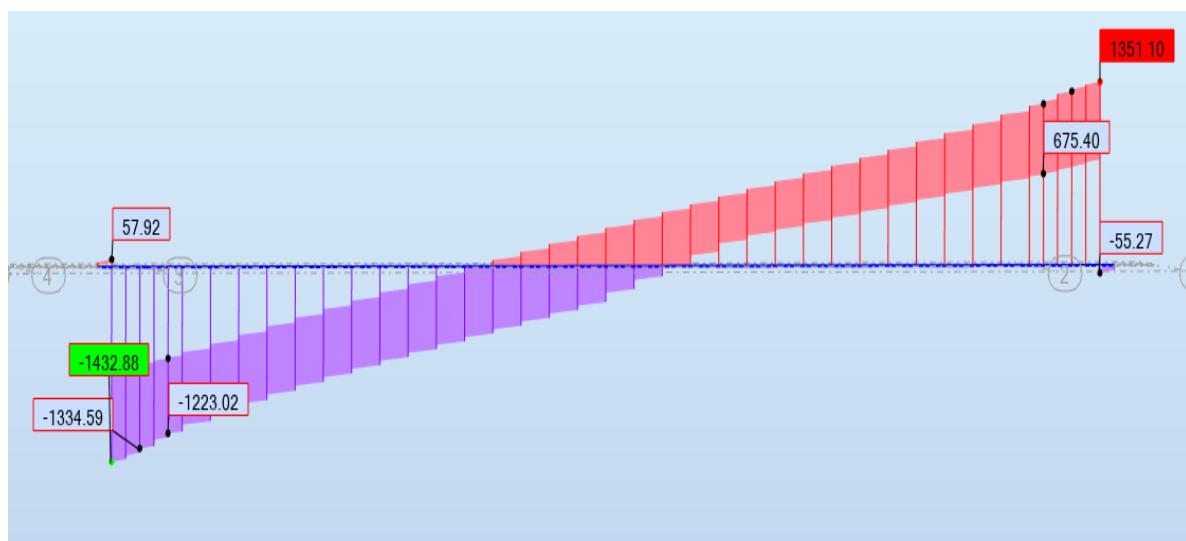


Figure V. 4: Effort tranchant maximal à l'ELU.

V.3. LA PRECONTRAINTE

Un ouvrage en béton est dit en béton précontrainte quand il est soumis à un système d'effort créés artificiellement pour engendrer des contraintes permanentes, qui composées avec les contraintes dues aux charges extérieures, donnent des contraintes totales comprises entre les limites que le béton peut supporter indéfiniment, en tout sécurité.

Autrement dit, les zones qui doivent subir des tractions créent artificiellement une contrainte de compression préalable (une précontrainte) est ainsi l'effort de traction dangereux n'engendre qu'une décompression du béton ; celui-ci ne risque alors plus de se fissurer à condition que la contrainte de compression préalablement appliqué ne soit pas inférieure à la contrainte de traction en cause.

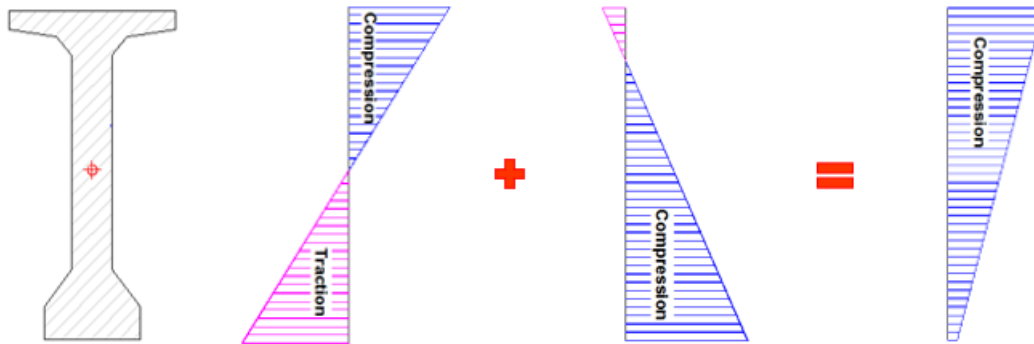


Figure V. 6: Schéma représente l'effet de la précontrainte.

V.3.1. Modes de précontrainte

La précontrainte peut se classer en deux catégories

- Précontrainte par pré-tension.
- Précontrainte par post-tension.

V.3.2. Choix du procédé

Dans notre étude on a choisi comme variante pont a poutre préfabriqué précontrainte par post-tension.

V.3.3. Phase de montage

La mise en précontrainte par post-tension est réalisée par la succession des étapes suivantes :

- Des conduits (les plus utilisés sont des « gaines ») sont positionnés à l'intérieur du coffrage avant bétonnage.
- Les armatures sont enfilées dans les conduits après bétonnage.
- Les armatures sont tendues à leurs extrémités par des vérins qui prennent appui sur le béton de la poutre et « ancrées » par des systèmes d'ancrages ; la tension des armatures se transmet au béton et le comprime.
- Les vérins sont ensuite démontés et les excédents de câbles coupés ; les conduits sont enfin injectés par un coulis de ciment (ou parfois par des cires ou des graisses) afin de protéger les armatures de précontrainte de la corrosion.
- Après l'injection on procède au cachetage des têtes d'ancrages afin d'éviter toute infiltration d'eau jusqu'aux ancrages.

V.3.4. Dimensionnement des câbles de précontrainte

Les caractéristiques de notre poutre sont résumées dans les tableaux suivants :

Tableau V. 1: caractéristique de la poutre.

	About		Médiane	
	Poutre seul	Poutre+ dalle	Poutre seul	Poutre+ dalle
B (m²)	1,299	1,667	0,776	1,1440
u' (m)	1,070	1,300	1,127	1,4440
u (m)	0,930	0,920	0,873	0,7760

I_G (m ⁴)	0,477	0,789	0,372	0,6150
i^2 (m ²)	0,367	0,473	0,480	0,538
ρ	0,369	0,396	0,487	0,480

Tableau V. 2: caractéristique de tablier.

HP	HP+D	LPOUTRE	LPORTÉ	NPOUTRE	EDALLE	EC	λ	L _T	b _{About}
2	2.22	36	35	7	0.22	0.03	1.675	1.2	0.6

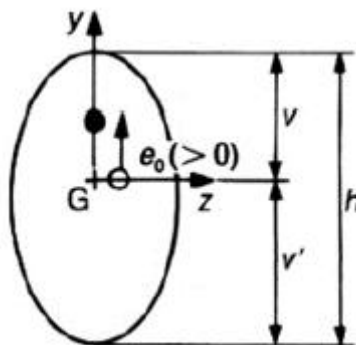
B : l'aire de la section.

Ω : périmètre de la section.

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

I_G : le moment d'inertie.

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



V.3.4.1. Dimensionnement en classe II

Classe	Exécution	Service					
		Rares		Fréquente		Quasi perm	
Classe II	-1,5 f _{tj} 0,6 f _{ej}	-1,5 f _{tj} 0,6 f _{ej}	-1,5 f _{tj} 0,6 f _{ej}	-1,5 f _{tj} 0,6 f _{ej}	-1,5 f _{tj} 0,5 f _{ej}	-1,5 f _{tj} 0,5 f _{ej}	
	-0,7 f _{tj}	-f _{tj}		0		0	

Figure V. 7: Classe de calcul / Selon BPEL.

V.3.4.1.1. Les valeurs minimales de la précontrainte

$$P_{MIN} = \text{MAX} (P1 ; P2)$$

$$P1 = \frac{Ac * v * v'}{I * (v + v')} * (M_{max} - M_{min}); \quad P2 = \frac{M_{max}}{\frac{I}{Ac * v'} + v' - d'}$$

Tableau V. 3: Résultats de logiciel.

M_{gp}	2,981	MN.m
M_{max}	8,138	MN.m
M_{min}	4,923	MN.m
V_M	1,061	MN
V_m	0,578	MN
d'	0.22	m

$$P1 = \frac{1.144 * 0.776 * 1.444}{0.615 * (0.776 + 1.444)} * (8.138 - 4.923) = 3.02 \text{ MN}; \quad P2 = \frac{8.138}{\frac{0.615}{1.444 * 1.144} + 1.444 - 0.22} = 5.10 \text{ MN}$$

$$P_{MIN} = \text{MAX} (P1; P2) = \text{MAX} (3.02; 5.10) = 5.10 \text{ MN}$$

V.3.4.1.2. Choix des câbles

On a choisi comme câble de précontrainte le câble **12T15**.

T_m	D	S	F_{pk}	M	F_{p0.1%}	F_o	T_o
MPa	mm	mm²	kN	kg/m	kN	kN	N/mm²
1770	12.5	93	165	0.726	145	130.5	1416
1770	12.9	100	177	0.781	156	140.4	1416
1770	15.3	140	248	1.093	218	196.2	1416
1770	15.7	150	266	1.172	234	210.6	1416
1860	12.5	93	173	0.726	152	136.8	1488
1860	12.9	100	186	0.781	164	147.6	1488
1860	15.3	140	260	1.093	229	206.1	1488
1860	15.7	150	279	1.172	246	221.4	1488

D	diamètre nominal
F _{pk}	valeur caractéristique de la charge maximale (égale à f _{pk} .A _p selon Eurocode 2 ou F _m selon prEN)
F _{p0.1%}	valeur caractéristique de la charge à la limite conventionnelle d'élasticité à 0,1%
F _o	force maximale indicative à la mise en tension sous l'ancrage : F _o = Min { 0,8 F _{pk} ; 0,9 F _{p0.1%} }
M	masse nominale par mètre
S	section nominale
T _o	contrainte à l'origine correspondante à F _o
T _m	contrainte à rupture

Figure V. 8: Caractéristiques des câbles.

Les caractéristiques de notre câble est illustré dans le tableau suivant :

Tableau V. 4: Caractéristiques de câble.

cable	Nbr toron	A _P 1toron	A _P cable	F _{prg}	F _{p0}	F _{peg}	D _{gaine}
12T15	12	0.00014	0.00168	1770	196.2	1593	0.08
f	φ	g	μ0	ρ _{1000h}	E _P	f _e	Sigma S
0.18	0.002	6	0.43	2.5	190000	500	434.783

V.3.4.1.3.Détermination de nombre des câbles

$$N = \frac{P_{min}}{P_0 * (1 - \Delta P_0)}$$

Avec : ΔP_0 : est la perte initiale de l'ordre 20% - 30% ; on prend : $\Delta P_0 = 25\%$.

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

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

$$P_0 = \min\{2.354 ; 2.41\} = 2.35 \text{ MN}$$

$$N = \frac{5.10}{2.35 * (1 - 0.25)} = 2.89 \quad \text{donc : } N = 3$$

Le nombre de câble de précontrainte égale : **N = 3 câbles.**

V.3.4.1.4.Détermination de nombre de câble à l'about

$$\left\{ \begin{array}{l} n = \frac{P_{sup}}{P_0 * (0.88)} \quad \text{Avec : } N = 3 \text{ câbles} \\ n = \frac{P_{inf}}{P_0 * (0.88)} \quad \text{Et } n : \text{ nbr des câbles a l'about} \end{array} \right.$$

Et on a :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{sup} = \frac{P}{B_n} + \frac{v}{I_n} (Pe_0 + Mg) \geq -1,5 f_{tj} = \bar{\sigma}_{bt} \\ \sigma_{inf} = \frac{P}{B_n} - \frac{v'}{I_n} (Pe_0 + Mg) \leq 0,6 f_{cj} = \bar{\sigma}_{bc} \end{array} \right.$$

On calcule P :

$$\left\{ \begin{array}{l} P_{sup} \leq \frac{-1.5 * f_{tj} - \frac{M_g * v}{I_n}}{\frac{1}{B_n} + \frac{v * e_0}{I_n}} = 13.23 \\ P_{inf} \leq \frac{0.6 * f_{cj} - \frac{M_g * v'}{I_n}}{\frac{1}{B_n} + \frac{v' * e_0}{I_n}} = 7.45 \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} n = \frac{P_{sup}}{P_0 * (0.88)} = \frac{13.23}{2.35 * (0.88)} = 6.39 > 3 \\ n = \frac{P_{inf}}{P_0 * (0.88)} = \frac{7.45}{2.35 * (0.88)} = 3.60 > 3 \end{array} \right.$$

Donc on n'a pas de câble à l'extrados, et la position des trois câbles est à l'about de poutre.

V.3.4.1.5. Vérification des contraintes

Les vérifications sont pour les 4 étapes, tel que :

- **Première étape** : elle commence dès le septième jour, tel que la mise en tension est à 50 % et les pertes considérées sont de 5 %.
- **Deuxième étape** : Après 28 jours, tel que la mise en tension des câbles est de 100%, et les pertes considérées sont de 12%.
- **Troisième étape** : Après le coulage de l'hourdis sur place. Les efforts pris sont celle de la deuxième phase avec le poids propre de l'hourdis couler sur place, dans cette étape on a le tablier vide sans effort de service et la mise en tension est faite à 100% avec des pertes de 15%.
- **Quatrième étape** : Dans cette étape l'ouvrage est en service avec une mise en tension à 100% et des pertes de 25%.

Le tableau suivant présente les paramètres calculés pour vérifier les contraintes totales,

Tant que :

$$f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83 * j} \times F_{c28} \quad ; \quad f_{tj} = 0.06 * f_{cj} + 0.6$$

$$\overline{\sigma}_{bt1} = -1.5 * f_{tj} \quad ; \quad \overline{\sigma}_{bt2} = -0.7 * f_{tj} \quad ; \quad \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 * f_{cj}$$

Tableau V. 5: les paramètres calculés pour vérifier les contraintes totales.

phase	La mise en tension (%)	f_{cj} (MPa)	f_{tj} (MPa)	$\overline{\sigma}_{bt1}$ (MPa)	$\overline{\sigma}_{bt2}$ (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	ΔP (%)	nbr cable
Première phase	50	23.18	1.99	-2.99	-1.39	13.91	5	3
Deuxième phase	100	35	2.7	-4.05	-1.89	21	12	3
Troisième phase	100	35	2.7	-4.05	-1.89	21	15	3
Quatrième phase	100	35	2.7	-4.05	-2.7	21	25	3

Les caractéristiques géométriques de la section poutre et la section poutre + dalle à mi-travée sont dans le tableau suivant :

Tableau V. 6: Les caractéristiques géométriques des sections de chaque phase.

Phase	I_g (m ⁴)	B (m ²)	V (m)	v' (m)
Première phase	0,3721	0,776	0,873	1,127
Deuxième phase	0,3721	0,776	0,873	1,127
Troisième phase	0,615	1,144	0,776	1,444
Quatrième phase	0,615	1,144	0,776	1,444

Les vérifications à faire sont : $\overline{\sigma}_{bt2} \leq \sigma_{inf} \leq \overline{\sigma}_{bc}$ et $\overline{\sigma}_{bt1} \leq \sigma_{sup} \leq \overline{\sigma}_{bc}$

On a : $e_0 = v' - d' = v' - 0.22$

$$P = \frac{Mt(\%)}{100} * n * P_0 * \left(1 - \frac{\Delta P(\%)}{100}\right)$$

$$\sigma_{inf} = \frac{P}{B} + (P \times e_0 - M) \times \frac{v'}{I}$$

$$\sigma_{sup} = \frac{P}{B} - (P \times e_0 - M) \times \frac{v}{I}$$

Tableau V. 7: les contraintes sur la fibre supérieure et inférieure.

Phase	e ₀ (m)	M (MN.m)	P (MN)	σ _{sup} (MPa)	σ _{inf} (MPa)	Obs
Phase 1	0,91	2,98	3,35	4,19	4,49	C.V
Phase 2	0,91	2,98	6,21	1,81	16,01	C.V
Phase 3	1,22	4,3	6,00	1,42	12,37	C.V
Phase 4	1,22	8,14	5,30	6,73	0,72	C.V

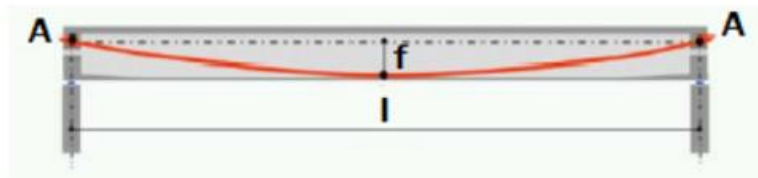
Nous remarquons bien que durant toutes les phases de réalisation de l’ouvrage, les contraintes sur la fibre supérieure et inférieure ne dépassent pas les contraintes admissibles, donc les contraintes sont préalablement bien vérifiées.

V.3.4.1.6. Position des câbles

Au niveau de la section mi travée, le moment fléchissant est maximal, donc les armatures de précontraintes doivent travailler à leur capacité maximale. Elles seront disposées de manière à avoir une excentricité maximale entre la section mi travée et la section d about.

La géométrie des câbles essentiellement paraboliques puisque les charges permanentes sont généralement uniformément ré- parties. Un alignement droit d'un mètre environ précède l'ancrage.

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



$$\beta(l) = 4 \times \frac{f}{\ell}$$

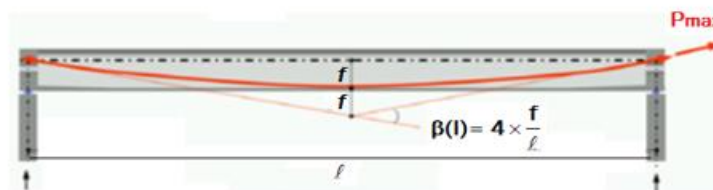
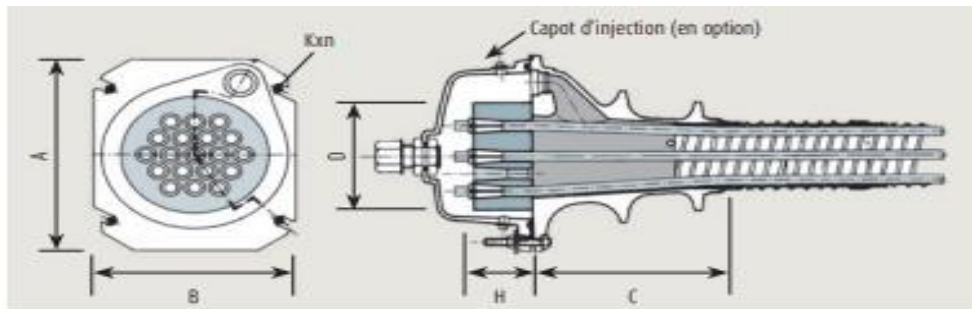


Figure V. 9: La géométrie des câbles de précontrainte.

Dans la section d’about on doit respecter les conditions imposées par l'emplacement des plaques d’ancrage. La plaque d’ancrage adéquate pour un câble 12T15 est de dimensions :



Unités	A (mm)	B (mm)	C (mm)	D (mm)	H (mm)	Kxn (mm)
3C15	150	110	120	85	50	M10x2
4C15	150	120	125	95	50	M10x2
7C15	180	150	186	110	55	M12x2
9C15	225	185	260	150	55	M12x4
12C15	240	200	165	150	65	M12x4
13C15	250	210	246	160	70	M12x4
19C15	300	250	256	185	80	M12x4
22C15	330	275	430	220	90	M12x4
25C15	360	300	400	230	95	M16x4
25CC15	350	290	360	220	95	M16x4
27C15	350	290	360	220	100	M16x4
31C15	385	320	346	230	105	M16x4
37C15	420	350	466	255	110	M16x4
55C15	510	420	516	300	145	M20x4

Figure V. 10: Caractéristiques des plaques d'ancrages.

$A \times B = 240 \times 200 \text{ mm}^2$, dont l'entraxe vertical est déterminé comme suit :

$$f_{c28} = 35 \text{ MPa} \implies a = b = 369.50 \text{ mm}$$

$$X \geq 0.85 \times a \implies X \geq 314.07 \text{ mm} \implies X = 350 \text{ mm.}$$

Les câbles sont de préférence ancrés à l'about à espacement constant de façon à bien répartir l'effort de précontrainte et ainsi limiter au mieux les effets de la diffusion. Ainsi que la résultante des forces de précontrainte coïncide avec le CDG de la section d'about.

Tableau V. 8: Position des câbles.

Cable	Y_i	Section d'about	Y_i	Section médian
C ₁	0.85		0.12	
C ₂	1.2		0.2	
C ₃	1.55		0.36	

❖ Angle de relevage α

Un alignement droit d'un mètre d'environ précède l'ancrage. Cet alignement est incliné d'un angle α qui est donné par la formule suivante :

$$\text{Arc sin} \left[\frac{v_M - \bar{v}}{P} \right] \leq \alpha \leq \text{Arc sin} \left[\frac{v_m + \bar{v}}{P} \right]$$

Avec :

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

$\bar{\tau}$: contrainte tangentielle limité en état limite de service ; $\bar{\tau} = \sqrt{0,4 * f_{tj} * (f_{tj} + \sigma_x)}$

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

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

n : nombre de gaines.

B_{Gaine} : surface de la gaine.

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

b_0 : largeur brute.

n_{lit} : nombre de lits.

Φ : diamètre de la gaine.

Les valeurs sont représentées dans les tableau suivant :

Tableau V. 9: les paramètres calculés pour la Détermination de l'angle de relevage.

$b_n =$	0,52	m
$B_n =$	1,65	m ²
$P =$	5,30	MN
σ_x	3,21	MPa
$\bar{\tau}$	2,53	MPa
\bar{V}	2,33	MPa

Donc on trouve : $-13.89 \leq \alpha \leq 33.33$

L'angle de relevage est applique sur le câble sur une distance de 1 m.

❖ Rayon de courbure : est calculer par la relation suivante : $\frac{1}{R} \approx 8 * \frac{f}{l^2}$

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

l : est la distance mesurée horizontalement entre les extrémités de la parabole ($l= 34.50$ m).

❖ L'angle de déviation β : sur une longueur l peut être calculé par : $\beta = 4 * \frac{f}{l}$

Les résultats sont cités dans le tableau suivant :

Tableau V. 10: Caractéristiques du tracé des câbles de précontrainte des poutres.

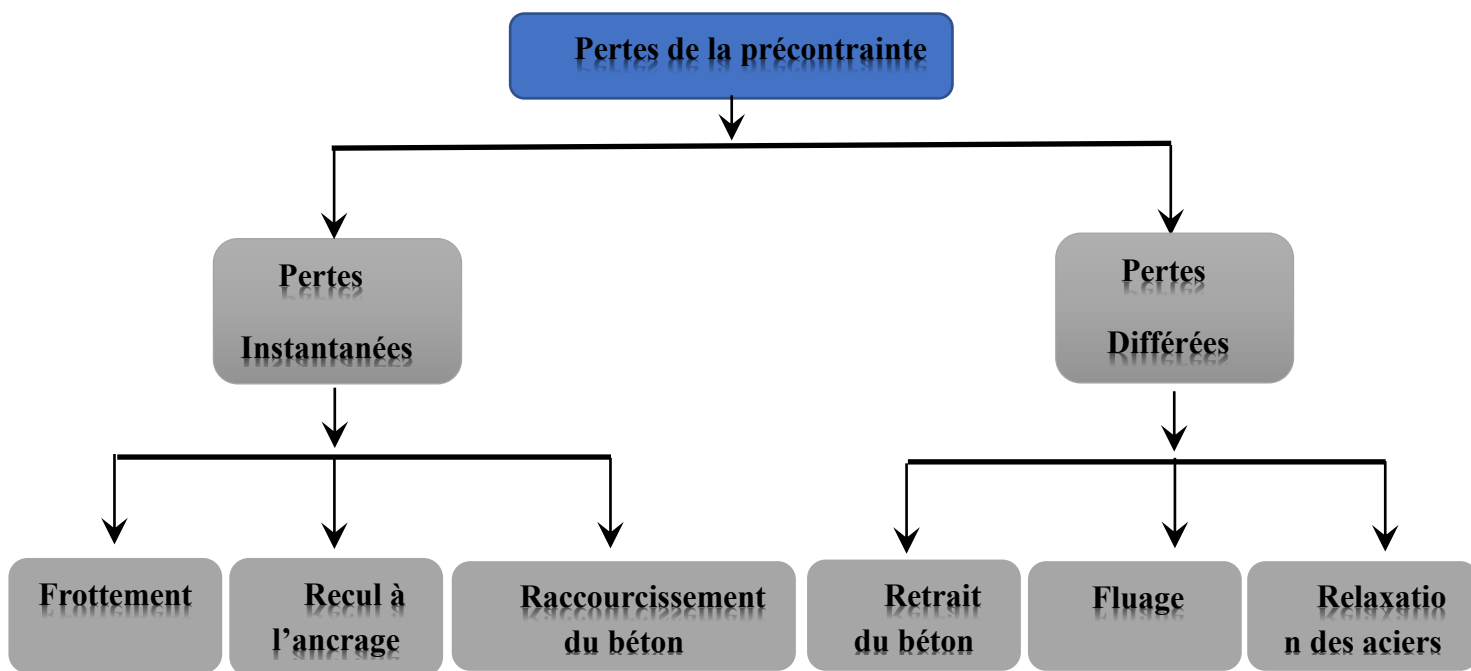
N° câble	l (m)	α_{rel} (°)	Yi (m)			f (m)	R (m)	$\beta(l)$ rad
			0,15	1	18			
C1	34	4,52	0,84	0,77	0,12	0,65	221,35	0,077
C2	34	6,18	1,18	1,09	0,2	0,89	162,73	0,104
C3	34	7,35	1,53	1,42	0,36	1,06	136,27	0,125

V.3.4.1.7. Calcul des pertes

En béton précontraint, les pertes ne sont nullement négligeables et l'on constate même Une perte de l'ordre de 20% à 30% de la précontrainte initiale.

Les pertes de précontrainte peuvent être rangées sous deux catégories :

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



❖ Les pertes de tension instantanées :

- **Pertes par frottement :**

Cas	Nature des armatures	f		φ (m ⁻¹)
		3 ≤ R ≤ 6 (m)	R ≥ 6 (m)	
I Câbles ne traversant pas de joints ou surfaces de reprise	Fils tréfilés ronds et lisses	$\frac{22 - R}{100}$	0,16	0,002
	Torons	$\frac{24 - R}{100}$	0,18	
II Câbles traversant de nombreux joints ou reprises de bétonnage	Fils tréfilés ronds et lisses	$\frac{24 - R}{100}$	0,18	0,003
	Torons	$\frac{26 - R}{100}$	0,20	

Figure V. 11: Valeurs moyennes des coefficients f et φ.

$$\sigma_{\varphi}(x) = \sigma_{p0} \times (1 - e^{[-(f \times \beta + \varphi \times x)])}$$

$$\varphi = 0.002 \text{ m}^{-1}$$

$$f = 0.18$$

$$\sigma_{p0} = 1416 \text{ MPa}$$

Tableau V. 11: Valeurs des pertes dues aux frottements.

N° câble	x=l/2 (m)	β (rad)	fβ+ φx	Δσ _φ (MPa)	Δσ _φ Moy (MPa)	Δσ _φ Moy (%)
C1	18	0,077	0,050	68,82	74,91	5,29%
C2	18	0,104	0,055	75,51		
C3	18	0,125	0,058	80,40		

- **Pertes dues au recul à l'ancrage :**

$$\Delta\sigma_g(x) = 2 \times \sigma_{p0} \times k (d - x) , \text{ avec } k = f \times \frac{\beta}{l} + \varphi \quad \text{et} \quad d = \sqrt{\frac{E_p g}{\sigma_{p0} k}}$$

K(x) : en fonction de l'abscisse x.

l : longueur de la poutre.

d : longueur sur laquelle s'effectue le recule d'ancrage.

g : intensité du recule d'ancrage.

Tableau V. 12: Valeurs des pertes par recul d'ancrage.

N° câble	l (m)	k (m ⁻¹)	d (m)	Δσ _g (l/2)	Δσ _g (0)
C1	18	0,0028	17,05	0	133,69
C2	18	0,0030	16,26	0	140,21
C3	18	0,0032	15,75	0	144,81
MOYENNE	/			0	139.57
POURCENTAGE	/			0%	10%

- Pertes par déformation instantanée du béton :

$$\sigma_e = \frac{1 E_p}{2 E_{ij}} \sigma_{bi} \quad , \quad \sigma_{bi} = \frac{P}{B} + \frac{P \times e^2}{I_G} - \frac{M_p \times e}{I_G}$$

Tableau V. 13: Valeurs des pertes par déformation instantanée du béton.

M_g =	2,98	MN
E_{ij} =	35981,73	MPa
e =	0,90	m
B =	0,78	m ²
I_G =	0,37	m ⁴
N cable	3	/
σ_{bi}	15.98	MPa
σ_e	42.18	MPa
σ_e (%)	2.98	%

- ❖ Les pertes de tension différées :

- Pertes par retrait :

$$\Delta\sigma_r \approx E_p \times \varepsilon_r$$

$E_p = 190000 \text{ MPa}$; $\varepsilon_r = 3 * 10^{-4}$ en climat tempéré sec zone B.

Tableau V. 14: Valeurs des pertes par retrait.

Δσ_r	57.00	MPa
Δσ_r	4.03 %	%

- Perte par fluage :

$$\Delta\sigma_{fl} = 2,5 \sigma_b(x) \times \frac{E_p}{E_{ij}} \quad \sigma_{bi} = \frac{P}{B} + \frac{P \times e^2}{I_G} - \frac{M_p \times e}{I_G}$$

Tableau V. 15: Valeurs des pertes par fluage.

M_p(CP+CCP)	I_{nette}	B	V'	e₀(pouter+dale)	P	σ_b	Δσ_{fl}	Δσ_{fl}
MN.m	m⁴	m²	m	m	MN	MPa	MPa	%
4.92	0.615	1.144	1.444	1.22	5.30	7.65	100.96	7.13%

- **Perte par relaxation :**

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

Tableau V. 16: Valeurs des pertes par relaxation.

designation	La valeur	unité
ρ₁₀₀₀	2.5%	%
μ₀	0.43	
f_{prg}	1770	MPa
σ_i	1298.91	MPa
Δσ_p	59.2	MPa
Δσ_p	4.18%	%

- ❖ Pertes totales :

Pertes instantanées : Δσ_{inst} = Δσ_φ + Δσ_g + Δσ_e = 74,91 + 00 + 41.53 = 117.09 MPa

Pertes différées : Δσ_{diff} = Δσ_r + Δσ_{fl} + $\frac{5}{6}$ * Δσ_p = 57.00 + 100.96 + $\frac{5}{6}$ * 57.08 = 207.29 MPa

Tableau V. 17: Valeurs des pertes totales.

Les pertes	La valeur (MPa)	Percentage (%)
Pertes instantanées $\Delta\sigma_{Inst}$	117.09	8.27
Pertes différées $\Delta\sigma_{diff}$	207.29	14.64
Totale des pertes $\Delta\sigma$	324.38	22.91

V.3.4.1.8. Vérification des contraintes normales

- **Phase 1** : au 7^{ème} jour, la poutre est sur le banc de préfabrication, les câbles consomment environ de 50% des pertes instantanées.
- **Phase 2** : au 28^{ème} jour, la poutre est sur le banc de préfabrication, les câbles consomment environ de 100% des pertes instantanées.
- **Phase 3** : On suppose que les câbles consomment la totalité des pertes instantanées et 50% des pertes différées.
- **Phase 4** : La mise en service de l'ouvrage, les câbles ont consommé la totalité des pertes.

❖ Les caractéristiques des Sections :

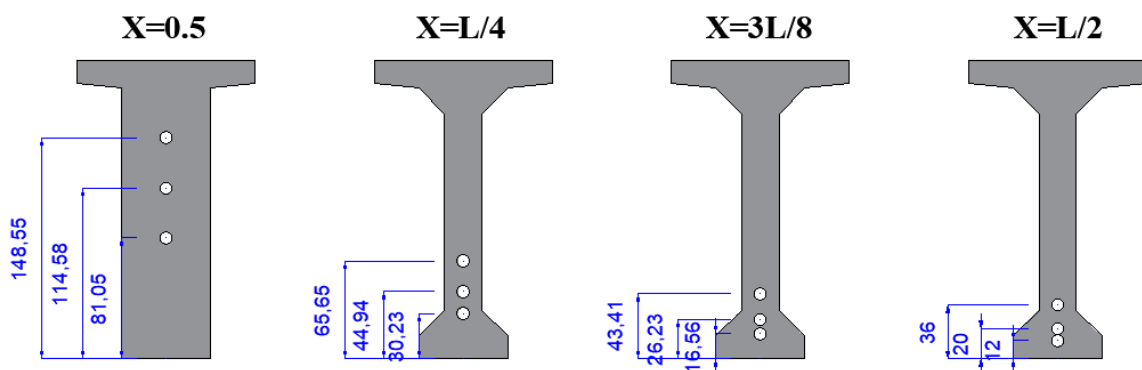


Figure V. 12: Sections de vérifications.

Tableau V. 18: Caractéristiques nettes des sections de vérification.

	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)	2,00	2,22	2,00	2,22	2,00	2,22	2,00	2,22
B _{nette} (m ²)	1,284	1,652	0,761	1,129	0,761	1,129	0,761	1,129
v _n (m)	0,931	0,919	0,860	0,763	0,856	0,761	0,855	0,760
v' _n (m)	1,069	1,301	1,140	1,457	1,144	1,459	1,145	1,460
I _{nG} (m ⁴)	0,476	0,788	0,365	0,600	0,361	0,594	0,359	0,592
ρ (%)	37,25	39,90	48,92	47,80	48,44	47,39	48,19	47,26

❖ Effort de précontrainte P :

Pour la justification de la précontrainte à ELS, on doit calculer :

$$P_0 = 2.35 \text{ MN}$$

$$\text{Valeur caractéristique maximale : } P_1 = 1,02 P_0 - 0,8 \Delta P$$

$$\text{Valeur caractéristique minimale : } P_2 = 0,98 P_0 - 1,2 \Delta P$$

Les résultats sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau V. 19: Caractéristiques de chaque phase de vérification.

	N cables	% Mt	ΔP	P1	P2	d _{x=0,5}	d _{x=L/4}	d _{x=3L/8}	d _{x=L/2}
Phase 1	3	50	4,13	3,48	3,29	1,15	0,47	0,29	0,23
Phase 2	3	100	8,27	6,74	6,22	1,15	0,47	0,29	0,23
Phase 3	3	100	15,59	6,32	5,60	1,15	0,47	0,29	0,23
Phase 4	3	100	22,91	5,91	4,98	1,15	0,47	0,29	0,23

❖ Justification des contraintes normales :

Les conditions à vérifier sont : $\overline{\sigma}_{bt2} \leq \sigma_{inf} \leq \overline{\sigma}_{bc}$ et $\overline{\sigma}_{bt1} \leq \sigma_{sup} \leq \overline{\sigma}_{bc}$

$$\sigma_p : \left\{ \sigma_{p,sup} = \frac{M_{els} * v}{I_g} ; \sigma_{p,inf} = \frac{M_{els} * v'}{I_g} \right\}$$

$$\sigma_{pi} : \left\{ \sigma_{pi,sup} = \frac{P_i}{B} - \frac{P_i * v * e}{I_g} ; \sigma_{pi,inf} = \frac{P_i}{B} + \frac{P_i * v' * e}{I_g} \right\}$$

$$\sigma_{max} = \left\{ \sigma_{max,sup} = \sigma_{p,sup} + \sigma_{p1,sup} ; \sigma_{max,inf} = \sigma_{p,inf} + \sigma_{p1,inf} \right\}$$

$$\sigma_{\min} = \left\{ \begin{array}{l} \sigma_{\min,\text{sup}} = \sigma_{p,\text{sup}} + \sigma_{p2,\text{sup}} ; \sigma_{\min,\text{inf}} = \sigma_{p,\text{inf}} + \sigma_{p2,\text{inf}} \end{array} \right\}$$

Et voilà les résultats pour les phases 1 et 2 :

Tableau V. 20: Vérification des contraintes normales pour phases 1 et 2.

PHASES		PHASE 1				PHASE 2			
SECTIONS		X = 0.5	X =L/4	X =3L/8	X =L/2	X = 0.5	X = L/4	X = 3L/8	X = L/2
e (m)		-0,08	0,67	0,86	0,92	-0,08	0,67	0,86	0,92
M _{els}		0,00	2,20	2,78	2,98	0	2,20	2,78	2,98
σ _p	σ _{sup}	0,00	5,17	6,60	7,10	0,00	5,17	6,60	7,10
	σ _{inf}	0,00	-6,86	-6,76	-9,51	0,00	-6,86	-8,82	-9,51
σ _{p1}	σ _{sup}	3,25	-0,93	-2,50	-3,04	6,28	-1,79	-4,83	-5,88
	σ _{inf}	2,10	11,88	14,04	14,79	4,06	22,96	27,14	28,58
σ _{p2}	σ _{sup}	3,06	-0,87	-2,36	-2,87	5,80	-1,65	-4,46	-5,43
	σ _{inf}	1,98	11,20	13,24	13,94	3,75	21,20	25,06	26,39
σ _{min}	σ _{sup}	3,25	4,25	4,10	4,06	6,28	3,38	1,77	1,22
	σ _{inf}	2,10	5,02	7,28	5,28	4,06	16,10	18,31	19,07
σ _{max}	σ _{sup}	3,06	4,30	4,25	4,23	5,80	3,52	2,14	1,67
	σ _{inf}	1,98	4,34	6,47	4,43	3,75	14,34	16,23	16,88

Après le calcul des contraintes normal (contraintes supérieures et inférieures), on a trouvé que toutes les contraintes sont vérifiées.

Et les résultats des phases 3 et 4 sont cités dans le tableau ci-dessous :

Tableau V. 21: Vérification des contraintes normales pour phases 3 et 4.

PHASES		PHASE 3				PHASE 4			
SECTIONS		X = 0.5	X =L/4	X =3L/8	X =L/2	X = 0.5	X = L/4	X = 3L/8	X = L/2
e (m)		0,15	0,99	1,17	1,23	0,15	0,99	1,17	1,23
M _{els}		0,00	3,17	4,07	4,3	0	6,08	7,61	8,14
σ _p	σ _{sup}	0,00	4,03	5,21	5,52	0,00	7,73	9,75	10,45
	σ _{inf}	0,00	-7,69	-9,99	-10,60	0,00	-14,76	-18,70	-20,07
σ _{p1}	σ _{sup}	2,69	-2,34	-3,89	-4,41	2,52	-2,19	-3,64	-4,12
	σ _{inf}	5,43	20,76	23,80	24,83	5,08	19,40	22,24	23,21
σ _{p2}	σ _{sup}	2,39	0,11	-0,70	-3,91	4,33	0,21	-1,32	-3,47
	σ _{inf}	4,81	18,39	21,08	21,99	4,28	16,35	18,74	19,56
σ _{min}	σ _{sup}	2,69	1,69	1,32	1,11	2,52	5,54	6,12	6,33
	σ _{inf}	5,43	13,07	13,81	14,23	5,08	4,64	3,54	3,14
σ _{max}	σ _{sup}	2,39	4,14	4,51	1,61	4,33	7,94	8,43	6,97
	σ _{inf}	4,81	10,69	11,09	11,39	4,28	1,59	0,05	-0,51

Donc les contraintes des phases 3 et 4 sont admissibles.

V.3.4.1.9. Vérification des contraintes tangentielles

❖ Vérification vis-à-vis de l'ELS

$$\tau^2 \leq 0,4 \cdot f_{tj} [f_{tj} + \sigma_x] = \bar{\tau}_1^{-2}$$

$$\tau^2 \leq 2 \cdot \frac{f_{tj}}{f_{cj}} [0,6 \cdot f_{cj} - \sigma_x] \times [f_{tj} + \sigma_x] = \bar{\tau}_2^{-2}$$

Si $\sigma_x < 0,4 \cdot f_{cj}$ on a $\bar{\tau}_1 < \bar{\tau}_2$, donc on vérifie juste que $\tau < \bar{\tau}_1$

$$\sigma_x = \frac{P}{B_n}, \text{ avec } P = \sum_{i=1}^4 P_i \cos \alpha_i \quad ; \quad P_1 = P_2 = P_3 = 1.81 \text{ MN}$$

$$\alpha_1 = 4.52^\circ ; \alpha_2 = 6.18^\circ ; \alpha_3 = 7.35^\circ ; B_n = 1.65 \text{ m}^2$$

$$P = (P_1 \cdot \cos \alpha_1 + P_2 \cdot \cos \alpha_2 + P_3 \cdot \cos \alpha_3) = 5.41 \text{ MN}$$

$$\sigma_x = \frac{P}{B_n} = 3.28 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_1 = \sqrt{(0,4 * f_{tj} * (f_{tj} + \sigma_x))} = 2.54 \text{ MPa}$$

$$\tau = \frac{V_{red} \cdot S_n(y)}{I_n \cdot b_n}, \text{ Avec } V_{red} = V_{ser} - \sum P_i \sin \alpha_i$$

Tableau V. 22: les paramètres calculés pour la vérification des contraintes tangentielles.

Vser =	1,06	MPa
Vred =	0,49	MPa
Sn =	0,59	m ³
In =	0,79	m ⁴
bn =	0,52	m
τ	0.71	MPa

Donc on a $0.71 < 2.54 \implies \tau < \bar{\tau}_1 < \bar{\tau}_2 \implies$ donc les contraintes de cisaillement sont vérifiées dans la section d'about.

❖ Vérification de l'effort tranchant vis-à-vis de l'ELU

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

σ_x, σ_y : représentent les contraintes normales au niveau de G ; $\sigma_x = P/B_n$.

$$\tau_u : \text{contrainte tangentielle ultime } \tau_u = \frac{V_{u,red} \cdot S_n(y)}{I_n \cdot b_n}$$

Et on a : $v_{ult} = 1.43 \text{ MPa}$, $S_n = 0.59 \text{ m}^3$, $I_n = 0.79 \text{ m}^4$, $b_n = 0.52 \text{ m}$, $\sigma_x = 3.28 \text{ MPa}$.

$$P = (P_1 \cdot \sin \alpha_1 + P_2 \cdot \sin \alpha_2 + P_3 \cdot \sin \alpha_3) = 0.57 \text{ MN}$$

$$V_{u,red} = V_{ult} - P = 1.43 - 0.57 = 0.86 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_{u,red} \cdot S_n(y)}{I_n \cdot b_n} = \frac{0.86 \cdot 0.59}{0.79 \cdot 0.52} = 1.24 \text{ MPa} \implies \beta_u = 18.59^\circ$$

On prend : $\beta_u = 30^\circ$

$$\tau_u = 1.24 \leq f_{c28} / 6 = 5.83 \text{ MPa} .$$

Donc les bielles comprimées de béton sont vérifiées.

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

Donnée par :

$$\frac{A_t \times f_e}{b_n \times S_t \times \gamma} \geq \left[\tau_u - \frac{f_{tj}}{3} \right] \times \text{tg } \beta_u$$

Tableau V. 23: les paramètres pour le calcul de section.

τ_u	1,24	MPa
f_e	500,00	MPa
f_{t28}	2,70	MPa
b_n	0,52	m
γ_s	1,15	/

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 2.36 \text{ cm}$$

V.3.4.2. Armatures passives des poutres

V.3.4.2.1. Armatures des zones tendues

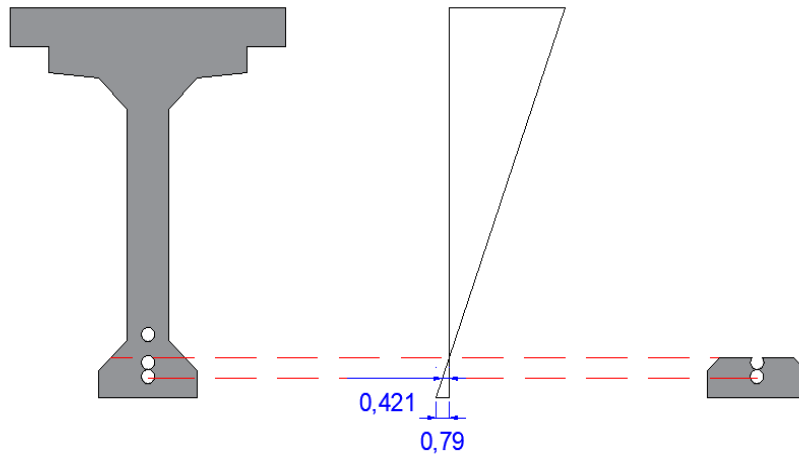


Figure V. 13: Diagramme des contraintes et ferrailage à mi-travée.

On a :

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

B_t : aire de la section du béton en traction : $B_t = 0.12 \text{ m}^2$

σ_{Bt} : valeur absolue de la contrainte maximale de traction : $\sigma_{Bt} = 0.79 \text{ MPa}$

N_{bt} : la résultante des contraintes de traction correspondantes : $N_{bt} = \sigma_{Bt}/B_t = 0.051 \text{ MN}$

$\sigma_{Nbt} = 0.421 \text{ MPa}$

$A_s = 4.65 \text{ cm}^2$

Donc on trouve : **4 HA 14**

V.3.4.2.2. Le pourcentage minimum à disposer

Le pourcentage minimum à disposer est donné par l'équation :

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 0,6 \times \frac{\gamma_5 \cdot b_n}{f_e} \longrightarrow \frac{A_t}{S_t} \geq 7.17 \text{ cm}^2/\text{m}$$

S_t : L'espacement des armatures tel que : $S_t \leq \text{Min} (1\text{m} ; 0.8h ; 3b_0) \longrightarrow S_t \leq 100 \text{ cm}$.

Donc on a un cadre de **HA12** avec un espacement de **15 cm** à l'appui et **25 cm** à mi-travée.

V.3.4.2.3. Armatures de peau

La section des armatures de peau disposées parallèlement à la fibre moyenne d'une poutre doit être d'au moins 3 cm^2 par mètre de longueur de parement mesuré perpendiculairement à leur direction. Ceci correspond à environ des barres HA12 espacées de 20 cm.

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

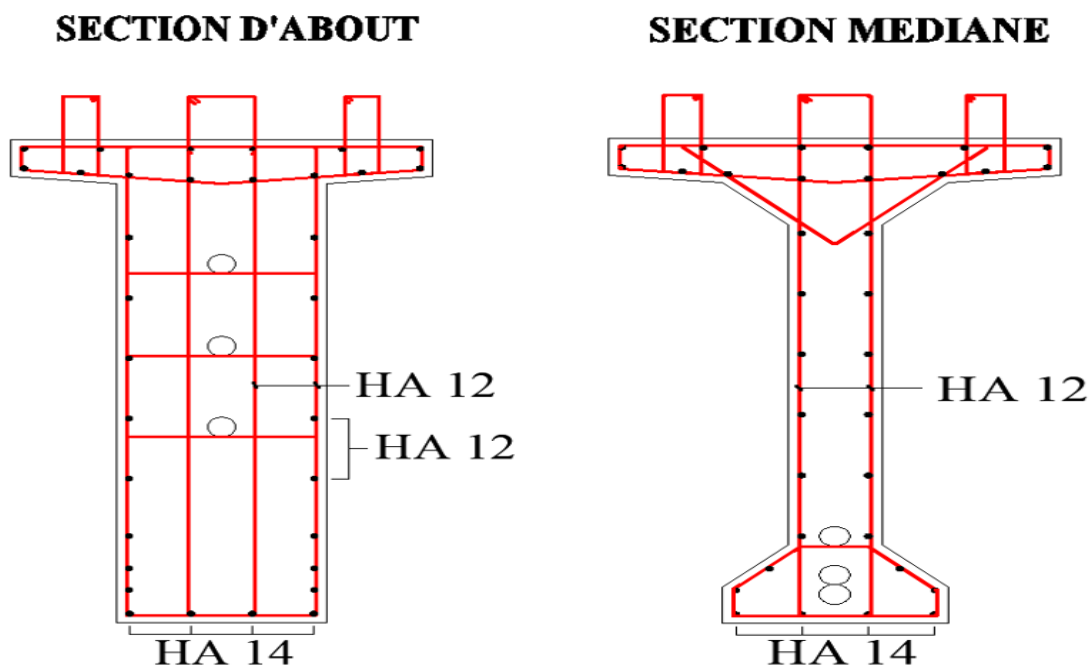


Figure V. 14: Ferrailage de la poutre.

V.4. CONCLUSION

Le béton précontraint est un matériau composite du génie civil permettant de concevoir et de réaliser des structures performantes, économiques et élégantes.

L'étude de la précontrainte, nous a permis de choisir les câbles de précontrainte utilisé et déterminer leurs dispositions et de vérifier que le câblage choisit satisfait les conditions exigées de sécurité et de confort.

CHAPITRES VI : ETUDE DE L'HOURLDIS

VI.1. INTRODUCTION

Dans ce chapitre, on va commencer à faire la vérification de la flèche et la contre flèche ensuite entamer le ferrailage transversal et longitudinal de l'hourdis ainsi que le ferrailage d'entretoise.

VI.2. LA FLECHE

La flèche est usuellement la valeur maximale du déplacement d'une poutre sous l'action d'une charge, Et dans ce chapitre on va calculer plusieurs types de flèche à l'aide de logiciel robot.

VI.3. LA FLECHE DUE AU POIDS PROPRE

La flèche max due au poids propre est donnée par la combinaison G Max.

Le résultat donné ci-dessous sous forme de diagrammes.

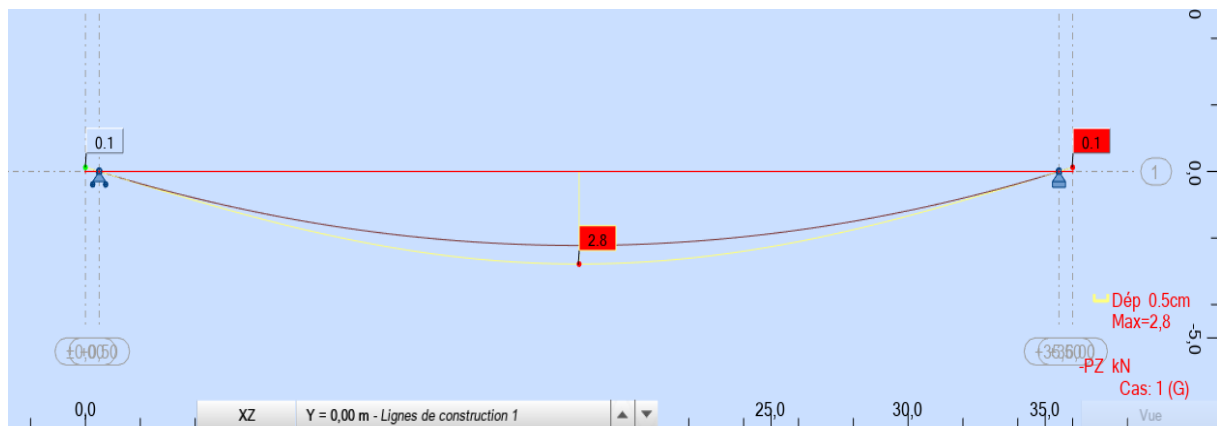


Figure VI. 1: Flèche due au poids propre.

D'après ce diagramme on constate que la flèche maximale de la poutre due au poids propre est égale à 2.8 cm.

$$f_G = 2.8 \text{ cm}$$

VI.4. CONTRE FLECHE

La contre flèche est une courbure donnée à une poutre lors de sa fabrication, en vue de compenser la déformation due à la charge qu'elle devra porter, Et la contre flèche quand va calculer dans ce chapitre et la flèche due au précontrainte.

A l'aide de logiciel robot on tire la valeur de contre flèche de diagramme ci-dessous :

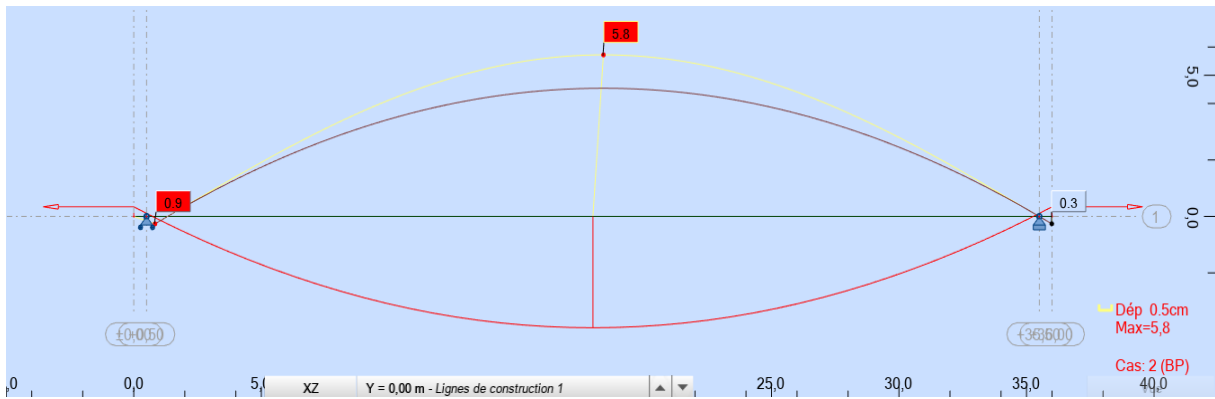


Figure VI. 2: Contre flèche de précontrainte.

On constate que la contre flèche maximale de la poutre due la mise en tension des câbles de précontraintes (la mise en tension a 100 % pour les quatre câbles) est égale à 5.8 cm.

$$f_p = -5.8 \text{ cm}$$

VI.5. FLECHE DE CONSTRUCTION

La flèche de construction est donnée par la formule suivante :

$$f_c = 3/4(|f_p| - f_G)$$

$$f_c = 3/4 (5.8 - 2.8) = 3 \text{ cm}$$

VI.6. FLECHE MAXIMALE A ELS

La flèche maximale à l'ELS est donnée par la combinaison de calcul : $G_{max} + D_{240}$

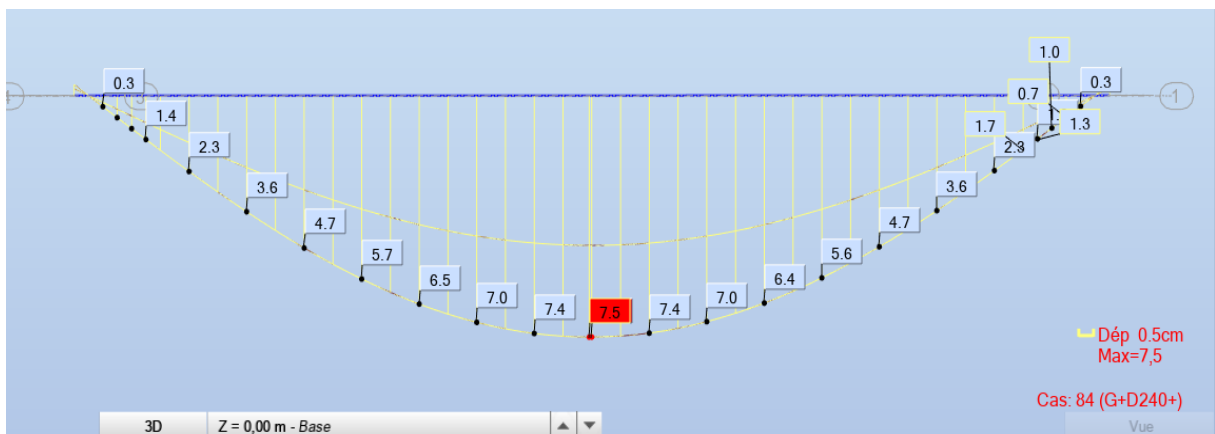


Figure VI. 3: La flèche maximale à l'ELS.

La flèche maximale de la poutre à ELS est égale à 7.5 cm.

$$f_{ELS} = 7.5 \text{ cm}$$

VI.7. FLECHE TOTALE

Et pour calculer La flèche totale maximale on somme les différentes flèches calculer et on trouve :

$$f_{TOT} = f_{ELS} + f_P + f_C$$

$$f_{tot} = 4.7 \text{ cm}$$

La flèche admissible : $f_{adm} = L/700 = 5,1 \text{ cm}$ et $5.1 > 4.7$

$f_{adm} > f_{TOT}$ **Condition vérifiée.**

VI.8. ETUDE DE L'HOURLDIS

L'hourdis est une dalle en béton armé, qui joue le rôle d'entretoise donc il assure la répartition transversale des efforts. Cette dalle est destinée à recevoir la couche de roulement, les surcharges et à transmettre ces dernières aux poutres qui a leur tour les transmettrons aux fondations, elle est soumise 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.

Donc, On va étudier que la flexion transversale, en déterminant la section d'acier nécessaire pour la dalle.

VI.8.1. La modélisation de la dalle

La dalle est modélisée en utilisant un élément Barre, dont la largeur est prise égale à 1 m. 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.

La modélisation représenté dans les figure ci-dessous :

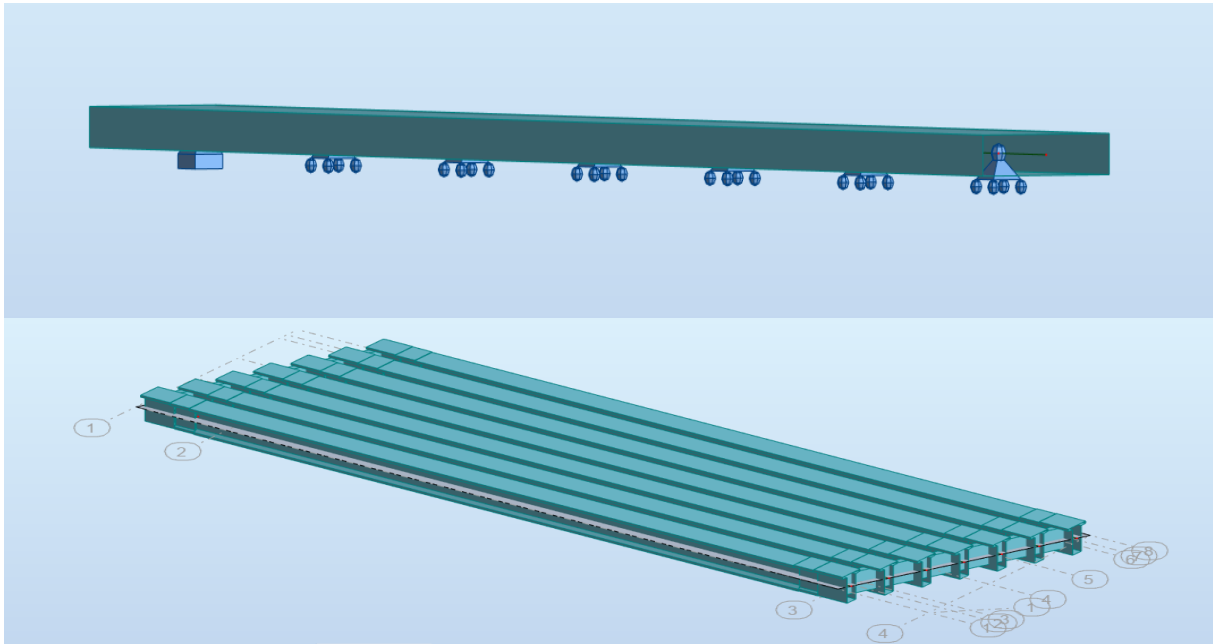


Figure VI. 5: La modélisation de l'hourdis.

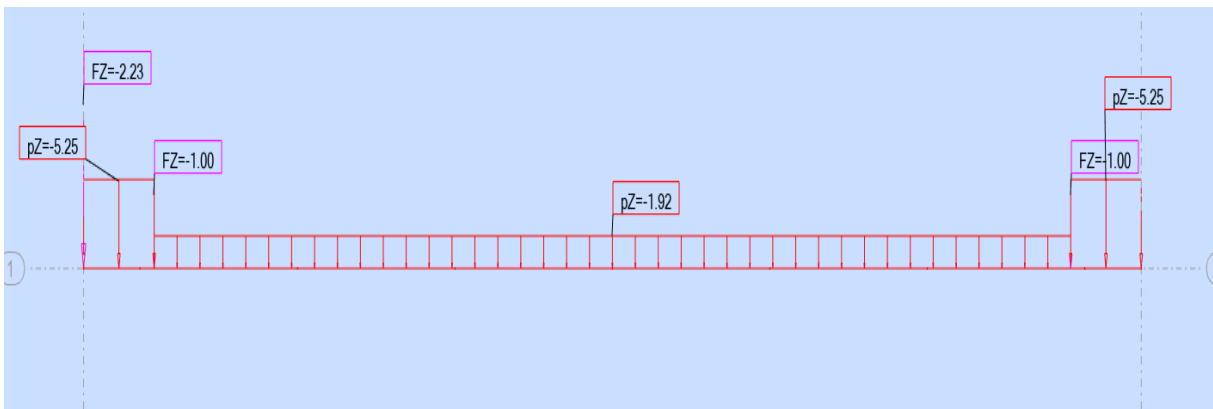


Figure VI. 4: Affectation de Gmax.

VI.8.2. Evaluation des efforts

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

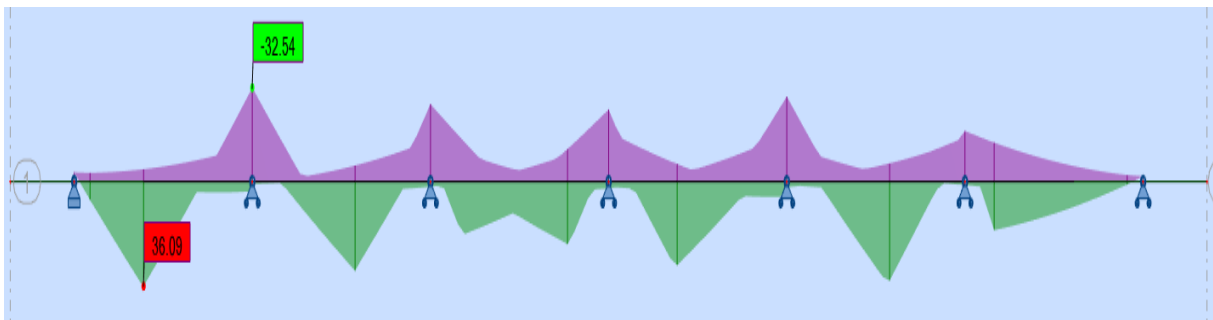


Figure VI. 6: Diagramme des moments sous G + 1.2 Bt1 à l'ELS.

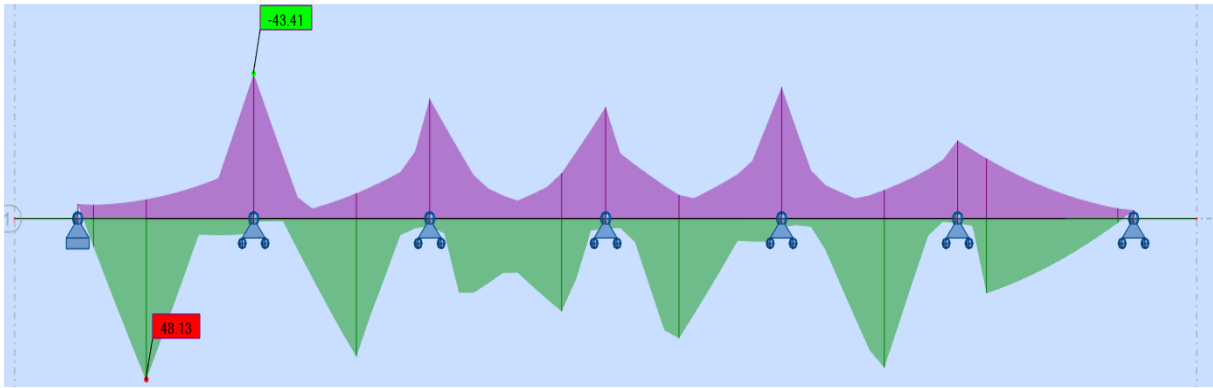


Figure VI. 7: Diagramme des moments sous $1.35G + 1.6 Bt1$ à l'ELU

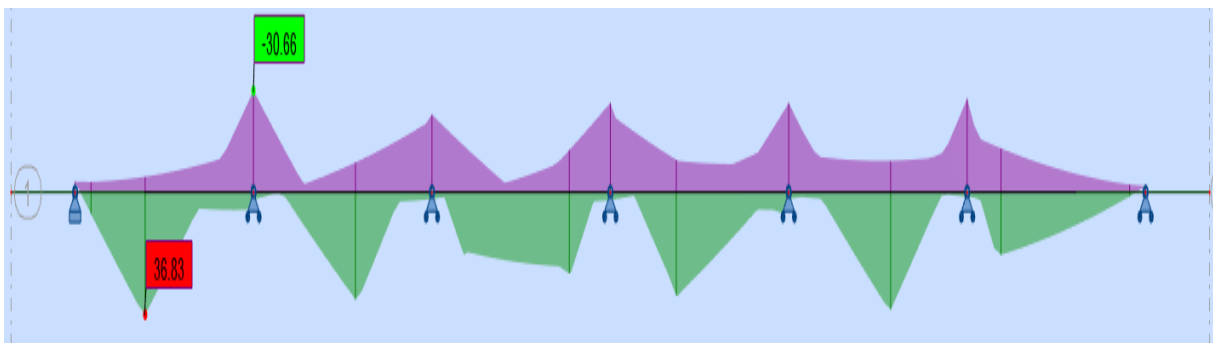


Figure VI. 8: Diagramme des moments sous $G + 1.2Bt2$ à l'ELS.

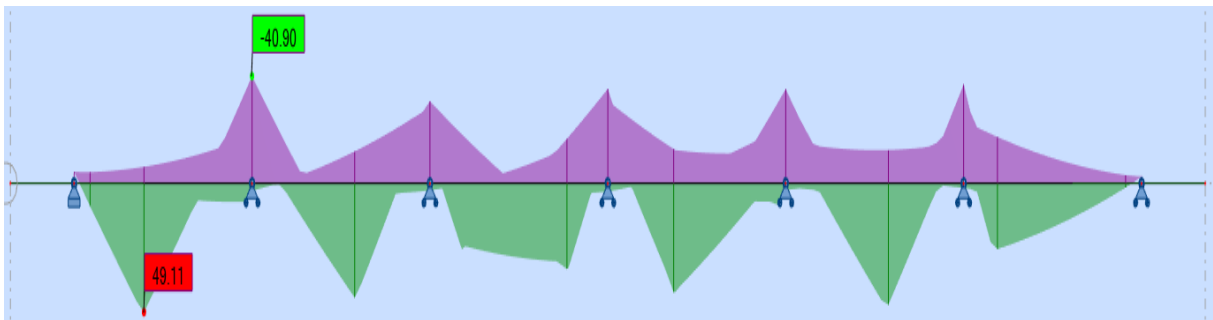


Figure VI. 9: Diagramme des moments sous $1.35G + 1.6Bt2$ à l'ELU.

Donc les moments max à l'ELS sont :

Fibre supérieure : $M_{ELS} = 32.54 \text{ KN.m.}$

Fibre inférieure : $M_{ELS} = 36.83 \text{ KN.m.}$

VI.8.3. Ferrailages

Le ferrailage transversal de la dalle est calculé à l'aide du logiciel ROBOT expert 2010,

La dalle est soumise à un moment fléchissant, elle est ferrillée en flexion simple.

Les résultats sont présentés comme suite :

❖ La nappe supérieure :

- Les armatures transversales :

Le moment maximal est négatif : $M_{sup} = -32.54 \text{ KN.m}$.

Par robot expert on a trouvés que :

$$A_s \geq 8.6 \text{ cm}^2 \rightarrow 5 \text{ HA16} \rightarrow A_s = 10.05 \text{ cm}^2.$$

Avec un espacement de 25 cm et enrobage = 5cm.

- Les armatures longitudinales de construction :

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

On prend: 5HA10 ($A_s = 3.93 \text{ cm}^2$).

Avec un espacement de 25 cm et enrobage =5cm.

❖ La nappe inferieure :

- Les armatures transversales :

Le moment maximal est positif : $M_{sup} = 36.83 \text{ KN.m}$.

Par robot expert : on a trouvé que :

$$A_s \geq 9.8 \text{ cm}^2 \rightarrow 5 \text{ HA16} \rightarrow A_s = 10.05 \text{ cm}^2.$$

Avec un espacement de 20 cm et enrobage =5cm.

- Les armatures longitudinales de construction :

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

On prend 5HA10 ($A_s = 3.93 \text{ cm}^2$);

Avec un espacement de 20 cm et enrobage =5 cm

Tableau VI. 1: Tableau récapitulative sur le ferrailage de la dalle.

Ferrailage transversal	Nappe superieure	5HA 16 espacée de $St = 25$ cm
	Nappe inferieure	5HA 16 espacée de $St = 25$ cm
Ferrailage longitudinal	Nappe superieure	5HA 10 espacée de $St = 25$ cm
	Nappe inferieure	5HA 10 espacée de $St = 25$ cm

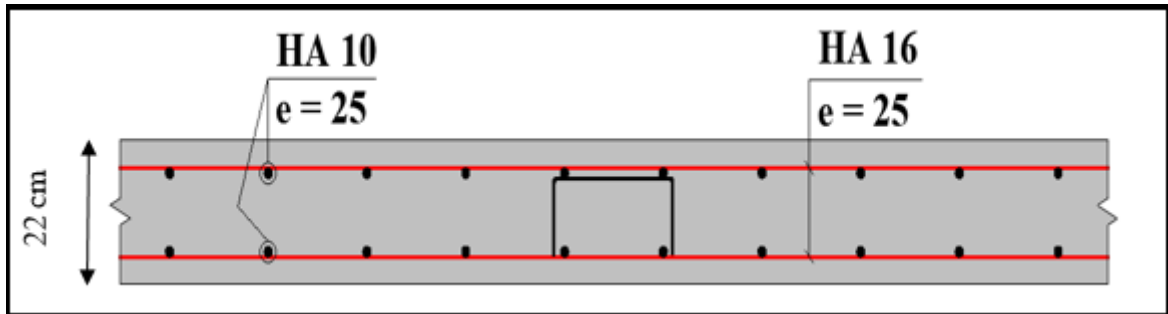


Figure VI. 10: Ferrailage de la dalle.

***CHAPITRES VII : ETUDE SISMIQUE ET
EQUIPEMENT DE TABLIER***

VII.1. INTRODUCTION

Les équipements recouvrent l'ensemble des dispositifs dont, la nature, la conception et le fonctionnement se diversifient, tout en jouant un rôle primordial dans la survie de l'ouvrage.

Ces dispositifs présentent un but qui consiste à rendre le tablier d'un pont apte à remplir sa fonction vis-à-vis des usagers.

Dans ce qui suit, nous allons étudier quelques équipements nécessaires pour un ouvrage, tel que l'appareil d'appui et le joint de chaussée.

VII.2. APPAREIL D'APPUI

L'appareil d'appui est un élément de structure placé à la liaison entre la structure et son support, dont la fonction principale résulte en la transmission des efforts essentiellement verticaux ou accompagnés d'efforts horizontaux.

Les appareils d'appui en élastomère fretté AAEF représentent plus de 90 % des appareils d'appui utilisés sur les ponts. Ce choix est dû aux certains avantages de type d'appareils :

- Descente de charge.
- Déplacements horizontaux et rotation libre.
- Durabilité, coût, son environnement et ses dispositions constructives.

VII.2.1. Choix du type d'appareil d'appui

Pour l'ouvrage mis en étude nous allons opter pour des appareils d'appui en élastomère fretté suite à leur constitution sous forme de feuillets d'élastomère (du néoprène en général) empilée avec interposition de tôles d'acier jouant le rôle de frettes.

Le type d'appareils d'appui préalablement choisi, est le plus couramment employé pour tous les ouvrages en béton en raison des avantages qu'ils présentent :

- Facilité de mise en œuvre.
- Facilité de réglage et de contrôle.
- Ils permettent de répartir les efforts horizontaux entre plusieurs appuis.

VII.2.2. Dimensionnement de l'appareil d'appui

La définition géométrique de l'appareil d'appui est donnée sur la figure suivante dans avec :

- a, b, a', b' sont les dimensions des appareils de forme rectangulaire.
- D et D' sont les diamètres des appareils d'appui de forme circulaire.
- a et a' désignent toujours les plus petites dimensions en plan de l'appareil d'appui s'il est rectangulaire.

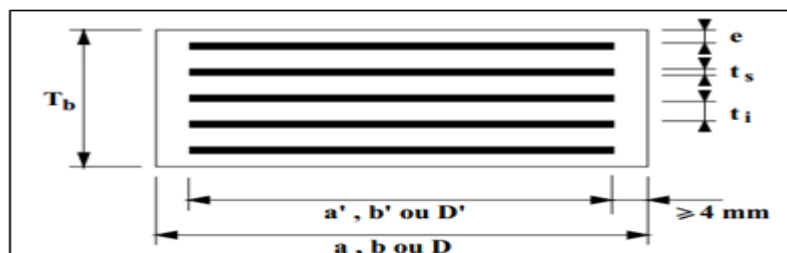


Figure VII. 1: Définition géométrique d'un appareil d'appui.

Avec :

T : épaisseur totale de l'élastomère.

T_b : épaisseur totale de l'appareil.

n : nombre de feuillets élémentaires d'élastomère.

t_i : épaisseur nominale d'un feuillet élémentaire d'élastomère.

t_s : épaisseur d'une frette élémentaire.

e : enrobage.

VII.2.2.1 Aire de l'appareil d'appui :

Sous réserve des justifications complémentaires, la contrainte de compression moyenne devra être comprise entre 20 et 25 MPa sur la surface « A » de l'appareil d'appui.

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

Avec :

R_{max} : Réaction maximale dans l'appui **R_{max} = 1.061 MN**.

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

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

$$\rightarrow a \times b \geq \frac{R_{\max}}{\sigma_{\text{adm}}} = \frac{1.061}{20} = 530.5 \text{ cm}^2$$

On prend : $a \times b = 25 \times 35 \text{ cm}^2$

VII.2.2.2 Calcul de l'épaisseur de l'appareil d'appui T :

Condition de non flambement : $a/10 \leq T \leq a/5$

Sachant que : « a » est le grand côté de l'élastomère.

$$a/10 \leq T \leq a/5 \rightarrow 350/10 \leq T \leq 350/5$$

$$35 \leq T \leq 70 \text{ mm}$$

VII.2.2.3 Dimensionnement des frettes :

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

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

$$\sigma_m = \frac{N_{\max}}{a \times b} = \frac{1.061 \times 10^6}{250 \times 350} = 12.13 \text{ MPa}$$

$$\beta = \frac{a \times b}{2 \times G \times (a + b)} = 8.1$$

Sachant que : $\sigma_e = 235 \text{ Kg/mm}^2$; $G = 0.9 \text{ MPa}$

————→ $t_s > 1.59 \text{ mm}$ $t_s = 2 \text{ mm}$

On prend :

Tableau VII. 1: Caractéristiques de l'appareil d'appui.

Feuillets d'élastomère : $t_i =$	10	mm
Frettes métalliques de : $t_s =$	2	mm
Enrobage des chants :	4	mm
Enrobage extérieur :	5	mm
Épaisseur totale de l'élastomère : T	50	mm
Épaisseur totale de l'appareil : T_d	60	mm

VII.3. ETUDE SISMIQUE

Les ponts peuvent être amenés à osciller sous l'effet des tremblements de terre, cette oscillation peut être verticale ou horizontale, en fonction de la direction d'excitation. Dans le cas de faible à moyenne sismicité (cas de notre ouvrage), une excitation verticale ne génère aucun dégât, car les ouvrages sont conçus en premier lieu de manière à reprendre les charges verticales telles que le poids propre et les surcharges d'exploitations, A l'inverse de la composante vertical la composante horizontale du séisme, peut causer des sollicitations nettement plus grandes que les autres actions. Et particulièrement, dans les ponts à poutre, cette action est très importante dans le sens longitudinal que dans le sens transversal.

VII.3.1. Caractéristiques de l'ouvrage relatives à l'étude sismique

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

- Le pont est classé selon le risque sismique en **groupe 2** (pont important).
- L'ouvrage se trouve dans une zone sismique **IIa** (sismicité moyenne).
- Le coefficient d'accélération de zone **A = 0.2** (RPOA, tableau 3.1).
- Le sol est de catégorie **S3**.
- Le taux d'amortissement du matériau constituant les appuis (béton armé), $\xi = 5 \%$.
- Le module de cisaillement d'élastomère des appareils d'appuis est **G = 1.2 MPa**.

VII.3.2. Méthode de calcul

Il existe plusieurs méthodes d'analyse sismique d'un pont qui se diffère tout dépend de la zone sismique, la géométrie, et l'importance du pont, parmi les méthodes indiquées dans le guide RPOA on trouve les méthodes suivantes :

- Analyse monomodale spectrale (mode fondamentale).
- La méthode multimodale spectrale.
- Analyse par le spectre de puissance.
- Analyse temporelle.
- Analyse temporelle non linéaire.

Et pour l'analyse sismique de notre pont on a choisi la méthode monomodale spectrale puisque nous avons une zone de moyenne sismicité et une géométrie de pont simple.

VII.3.3. Analyse monomodale spectrale

VII.3.3.1 Principe de la méthode

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

VII.3.3.2 Domaine d'application

Cette méthode ne s'applique pas aux ponts spéciaux : arcs, ponts à béquilles, ponts à câbles (de suspension ou d'haubanage), ponts cantilevers. Elle s'applique aux ponts remplissant les critères suivants simultanément:

- Critère 1:

La masse modale (Masse totale mise en mouvement par le mode fondamental), doit être supérieure à 70% de la masse totale de la structure y compris la masse des appuis en élévation (fut et chevêtre).

- Critère 2:

Le biais (l'angle de l'axe du tablier avec l'axe de ses appuis), doit être supérieur à 70 gr et les raideurs longitudinales et transversales totales des appuis ne varient pas de plus de 10% par rapport aux valeurs calculées sans biais.

- Critère 3:

La courbure (l'angle balayé en plan par la tangente à l'axe), doit être inférieur à 30 gr et les raideurs longitudinales et transversales totales des appuis ne varient pas de plus de 10% par rapport aux valeurs calculées sans courbure.

- Critère 4:

La symétrie transversale c'est-à-dire la distance entre le centre de masse du tablier et le centre élastique des appuis n'excède pas 5% de la distance entre appuis extrêmes pour l'étude du séisme transversal.

VII.3.3.3 Vérification des critères

❖ Masse modale:

Cette condition est vérifiée pour le séisme longitudinal (dans le cas où le tablier est isolé de toutes les piles par des appareils en élastomère frette ou glissants) si :

$$M_p \leq 0.43M_t$$

On a:

- $M_t = 242.3 \times 144.3 = 34965.51$ KN (**Masse totale du tablier**).
- $M_p = M_f + M_c = (2413.875 + 3720.9 + 3838.65) + 3 \times 1160.156$
 $= 13453.89$ KN (**Masse de l'ensemble des piles hors fondations**)

Donc : $M_p = 13453.89$ KN $\leq 0.43M_t = 15035.1708$ KN (**Condition vérifié**)

- ❖ Le biais : l'angle de biais de l'ouvrage est 75 gr > 70 gr (**Condition vérifié**).
- ❖ La courbure : L'ouvrage étudié ne présente aucune courbure, il n'y a pas une vérification vis-à-vis de cette condition.
- ❖ La symétrie transversale : Cette condition est vérifiée du fait que l'ouvrage est symétrique aussi bien géométriquement que mécaniquement.

Donc la méthode est applicable sur notre ouvrage.

VII.3.4. Sollicitation sismique longitudinale

VII.3.4.1 Evaluation de la masse

Selon l'RPOA, On prend en considération la masse totale du tablier mise en mouvement à laquelle on rajoute la moitié supérieure des piles si le tablier est lié à ses appareils d'appuis (appareils fixes ou néoprène).

Poids total propre du tablier $M_t = 34965.51$ KN

VII.3.4.2 Evaluation des raideurs

❖ Rigidités des piles

La raideur de la pile comprend la raideur des fûts est celle des appareils d'appui qui sont monté en série le chevêtre est supposé infiniment rigide.

$$K_{pile.L} = \frac{1}{\frac{1}{K_{fut.L}} + \frac{1}{K_{app}}}$$

❖ Raideur de l'appareil d'appui (K_{app}) :

La raideur des appareils d'appui est calculée selon le guide d'application du RPOA (§5.1.2.2), par la formule suivante :

$$K_{app} = \frac{n \times G \times a \times b}{T}$$

Avec:

n: nombre d'appareil d'appui (n=14) .

G: le module de cisaillement de l'appareil (1.2 Mpa).

a,b : les dimensions en plan de l'appareil (250*350 mm²).

e: l'épaisseur totale de caoutchouc de l'appareil (50 mm).

$$K_{app, pile} = \frac{14 \times 1.2 \times 0.25 \times 0.35}{0.050} = 29.4 \text{ MN/m}$$

$$K_{app, culée} = \frac{7 \times 1.2 \times 0.25 \times 0.35}{0.050} = 14.7 \text{ MN/m}$$

❖ Raideur des fûts ($K_{fut.L}$):

La raideur d'un fût encastré en bas et articulé en tête est calculée selon le guide d'application du RPOA (§5.1.2.2) par la formule suivante :

$$K_{fut.L} = n \frac{3EI_L}{h^3}$$

Avec:

n : nombre de fûts (n=3).

E : module d'élasticité instantané du béton (E = 33000 Mpa)

I_L : moment d'inertie en plan du fût ($I = \frac{\pi D^4}{64} = 0.79 \text{ m}^4$)

h : hauteur de fût (variable).

$$K_{fut.L(1)} = 3 \times \frac{3 \times 33000 \times 0.79}{10.25^3} = 216.5 \text{ MN/m}$$

$$K_{fut.L(2)} = 3 \times \frac{3 \times 33000 \times 0.79}{15.8^3} = 59.11 \text{ MN/m}$$

$$K_{fut.L(3)} = 3 \times \frac{3 \times 33000 \times 0.79}{16.3^3} = 53.83 \text{ MN/m}$$

Tableau VII. 2: Raideurs des futs.

Piles	H _{moy} (m)	D (m)	I (m ⁴)	n Fût	k _{Fût} (MN/m)
P1	10,25	2	0,79	3	216,50
P2	15,80	2	0,79	3	59,11
P3	16,30	2	0,79	3	53,83

Et on a:

$$K_{pile.L} = \frac{1}{\frac{1}{K_{fut.L}} + \frac{1}{K_{app}}}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau dessous :

Tableau VII. 3: Raideur totale par appui.

Piles	k _{Fût} (MN/m)	k _{Ap-d'appui} (MN/m)	n _{A-Apps}	K _{appuis} (MN/m)
P1	216,50	2,10	14	25,88
P2	59,11	2,10	14	19,63
P3	53,83	2,10	14	19,02
C ₁	∞	2.10	7	14.70
C ₂	∞	2.10	7	14.70

❖ Rigidités du système:

$$K_{Lon} = 2 \times K_{culée} + K_{pile(1)} + K_{pile(2)} + K_{pile(3)}$$

$$= 93.93 \text{ MN/m}$$

VII.3.4.3 Evaluation de la periode propre de l'ouvrage

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{M}{K}}$$

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{34965.51 \times 10^2}{93.93 \times 10^6}} = 1.21 \text{ s}$$

VII.3.4.4 Evaluation de spectre de réponse élastique

Selon le RPOA 2008 on trouve les paramètres suivant (pour plus de détail voir l'annexe) :

Tableau VII. 4: Les paramètres liés au spectre de réponse.

ELEMENT	DESIGNATION	VALEURS	UNITE
A	Coefficient d'accélération de zone	0.20	-----
S	Coefficient de site	1.2	-----
T1	Période caractéristique associée à la catégorie de site	0.20	s
T2	Période caractéristique associée à la catégorie de site	0.50	s
n	Facteur de correction d'amortissement	1	-----

On a: $T=1.21$ s

$$T_2 = 0.5 \leq T \leq 3.0 \text{ s}$$

Donc:

$$S_a(t; \varepsilon) = 2.5nAgS \frac{T_2}{T}$$

$$S_a(t; \varepsilon) = 2.5 \times 1 \times 0.2 \times 9.81 \times 1.2 \times \frac{0.5}{1.21} = 2.43 \text{ m/s}^2$$

VII.3.4.5 Calcul de l'effort longitudinale

❖ Effort total:

$$F = M \times S_a(T; \varepsilon)$$

$$F = 3496.55 \times 2.43 = 8488.73 \text{ KN}$$

❖ DEPLACEMENT DE TABLIER

Le déplacement longitudinal du tablier par rapport aux fondations a pour expression :

$$D = \left(\frac{T}{2\pi} \right)^2 \cdot S_a(T)$$

$$D_{\text{lon}} = \left(\frac{1.21}{2\pi} \right)^2 \times 2.43 = 0.090 \text{ m}$$

❖ Repartition des efforts:

La force horizontale se répartit sur chaque appui (i) au prorata des raideurs :

$$F_i = \frac{K_i}{K} F$$

Sur pile :

$$F_{pile(1)} = \frac{25.88}{93.93} \times 8488.7 = 2339.2 \text{ KN} ; F_{pile(2)} = \frac{19.63}{93.93} \times 8488.7 = 1774.3 \text{ KN}$$

$$F_{pile(3)} = \frac{19.02}{93.93} \times 8488.7 = 1718.4 \text{ KN}$$

Sur culée:

$$F_{culée} = \frac{14.7}{93.93} \times 8488.7 = 1328.4 \text{ KN}$$

Les résultats sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau VII. 5: REPARTITION DES EFFORTS.

Piles	K _{appui} (MN/m)	K _T (MN/m)	F (KN)	F _{appui} (KN)
C1	14,70	93,93	8488,7	1328,4
P1	25,88	93,93	8488,7	2339,2
P2	19,63	93,93	8488,7	1774,3
P3	19,02	93,93	8488,7	1718,4
C2	14,70	93,93	8488,7	1328,4

VII.3.5. Sollicitation sismique total

VII.3.5.1 Vérification de la condition

Selon l'Eurocode Le tablier du notre pont courant repose entièrement sur des appareils d'appui en élastomère fretté et qu'il n'est bloqué nulle part transversalement, On pourra considérer que le tablier est un bloc rigide si ses déformations sont négligeables par rapport à celles des appuis.

Alors l'ouvrage étudié appartient au domaine des ponts à tablier rigide.

VII.3.5.2 Evaluation des raideurs

❖ Rigidités des piles

La raideur de la pile comprend la raideur des fûts est celle des appareils d'appui qui sont monté en série le chevêtre est supposé infiniment rigide.

$$K_{pile.L} = \frac{1}{\frac{1}{K_{fut.L}} + \frac{1}{K_{app}}}$$

❖ Raideur de l'appareil d'appui (K_{app}) :

Les raideurs de l'appareil d'appui sont déjà calculées :

$$K_{app, pile} = 29.4 \text{ MN/m}$$

$$K_{app, culée} = 14.7 \text{ MN/m}$$

❖ Raideur des futs ($K_{fut.L}$) :

La raideur d'un fût encastré en bas et articulé en tête est calculée selon le guide d'application du RPOA (§5.1.2.2) par la formule suivante :

$$K_{fut.L} = n \frac{3EI_T}{h^3}$$

Avec:

n : nombre de fûts (n=3).

E : module d'élasticité instantané du béton (E = 33000 Mpa).

I_L : moment d'inertie en plan du fût ($I = 90.71 \text{ m}^4$) déterminer a l'aide de logiciel autocade.

h : hauteur de fût (variable).

$$K_{fut.L(1)} = 3 \times \frac{3 \times 33000 \times 90.71}{10.25^3} = 8339.37 \text{ MN/m}$$

$$K_{fut.L(2)} = 3 \times \frac{3 \times 33000 \times 90.71}{15.8^3} = 2276.84 \text{ MN/m}$$

$$K_{fut.L(3)} = 3 \times \frac{3 \times 33000 \times 90.71}{16.3^3} = 2073.68 \text{ MN/m}$$

Tableau VII. 6: Raideurs des futs.

Piles	H _{moy} (m)	D (m)	I (m ⁴)	n Fût	k _{Fût} (MN/m)
P1	10,25	2	90,71	3	8339,37
P2	15,80	2	90,71	3	2276,84
P3	16,30	2	90,71	3	2073,68

Et on a:

$$K_{pile.L} = \frac{1}{\frac{1}{K_{fut.L}} + \frac{1}{K_{app}}}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau dessous :

Tableau VII. 7: Raideur totale par appui.

Piles	$k_{Fât}$ (MN/m)	$k_{Ap-d'appui}$ (MN/m)	n_{A-Apps}	K_{appuis} (MN/m)
P1	8339,37	2,10	14	29,30
P2	2276,84	2,10	14	29,03
P3	2073,68	2,10	14	28,99
C ₁	∞	2.10	7	14.70
C ₂	∞	2.10	7	14.70

❖ **Rigidités du système:**

$$K_{Tran} = 2 \times K_{culée} + K_{pile(1)} + K_{pile(2)} + K_{pile(3)}$$

$$= 116.76 \text{ MN/m}$$

VII.3.5.3 Evaluation de la période propre de l'ouvrage

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{M}{K}}$$

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{34965.51 \times 10^2}{116.76 \times 10^6}} = 1.09 \text{ s}$$

VII.3.5.4 Evaluation de spectre de réponse élastique

Selon le RPOA 2008 on trouve les paramètres suivant (pour plus de détail voir l'annexe):

Tableau VII. 8: Les paramétrées liée au spectre de réponse.

ELEMENT	DESIGNATION	VALEURS	UNITE
A	Coefficient d'accélération de zone	0.20	-----
S	Coefficient de site	1.2	-----

T1	Période caractéristique associée à la catégorie de site	0.20	s
T2	Période caractéristique associée à la catégorie de site	0.50	s
n	Facteur de correction d'amortissement	1	-----

On a: $T=1.09$ s

$$T_2 = 0.5 \leq T \leq 3.0 \text{ s}$$

Donc:

$$S_a(t; \varepsilon) = 2.5nAgS \frac{T_2}{T}$$

$$S_a(t; \varepsilon) = 2.5 \times 1 \times 0.2 \times 9.81 \times 1.2 \times \frac{0.5}{1.09} = 2.71 \text{ m/s}^2$$

VII.3.5.5 Calcul de l'effort total

❖ Effort transversal:

$$F = M \times S_a(T; \varepsilon)$$

$$F = 3496.55 \times 2.71 = 9462.07 \text{ KN}$$

❖ Déplacement de tablier

Le déplacement transversal du tablier par rapport aux fondations a pour expression :

$$D = \left(\frac{T}{2\pi} \right)^2 \cdot S_a(T)$$

$$D_{\text{tran}} = \left(\frac{1.09}{2\pi} \right)^2 \times 2.71 = 0.081 \text{ m}$$

❖ Repartition des efforts:

La force horizontale se répartit sur chaque appui (i) au prorata des raideurs :

$$F_i = \frac{K_i}{K} F$$

Sur pile :

$$F_{pile(1)} = \frac{29.30}{116.71} \times 9462.1 = 2375.2 \text{ KN} ; F_{pile(2)} = \frac{29.03}{116.71} \times 9462.1 = 2353.2 \text{ KN}$$

$$F_{pile(3)} = \frac{28.99}{116.71} \times 9462.1 = 2350.2 \text{ KN}$$

Sur culée:

$$F_{culée} = \frac{14.7}{116.71} \times 9462.1 = 1191.8 \text{ KN}$$

Les résultats sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau VII. 9: REPARTITION DES EFFORTS.

Piles	K _{appui} (MN/m)	K _T (MN/m)	F (KN)	F _{appui} (KN)
C1	14,70	116,71	9462,1	1191,8
P1	29,30	116,71	9462,1	2375,2
P2	29,03	116,71	9462,1	2353,2
P3	28,99	116,71	9462,1	2350,2
C2	14,70	116,71	9462,1	1191,8

VII.3.6. Sollicitation sismique verticale

Notre ouvrage est situé dans une zone de sismicité moyenne (IIa) donc on considère que la composante sismique verticale est négligeable.

VII.3.7. Combinaison des composantes de l'action sismique

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

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

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

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

Ex, Ey et Ez sont les effets des actions sismiques dans chacune des directions respectives X, Y et Z.

Tableau VII. 10: Combinaison des efforts.

Appui	EX(KN)	EY(KN)	E1(KN)	E2(KN)
C1	1328,42	1 191,77	1 685,9	1 590,29
P1	2339,18	2 375,16	3 051,7	3 076,92
P2	1774,32	2 353,15	2 480,3	2 885,45
P3	1718,40	2 350,22	2 423,5	2 865,74
C2	1328,42	1 191,77	1 685,9	1 590,29

VII.4. EVALUATION DES EFFORTS DUS A VARIATION LINEAIRE

❖ Action due au retrait et fluage

On a :

$$F_{r+f} = \frac{\Delta_{r+f} \times G \times a \times b \times n}{T} \quad \text{et} \quad \Delta_{L_{r+f}} = (L_{\text{porté}}/2) \times 55 \times 10^{-5}$$

coefficient de retrait $\varepsilon_f = 3.5 \times 10^{-4}$.

coefficient de retrait : $\varepsilon_r = 2 \times 10^{-4}$.

G : module de déformation transversale d'appareil d'appui, $G = 0.9 \text{ MPa}$.

Δ_{r+f} : déformation due à la force considérée.

a × **b** : dimensions de l'appareil d'appuis.

T : épaisseur des feuillets d'élastomère.

L_{porté} : la longueur de la portée ($L=35\text{m}$).

Application numérique :

$$\Delta_{L_{r+f}} = (35/2) \times 55 \times 10^{-5} = 0.0096 \text{ m}$$

$$F_{r+f} = \frac{0.0096 \times 0.9 \times 0.25 \times 0.35 \times 7}{0.05} = 106.116 \text{ KN}$$

❖ Action due à la variation de la température

On a :

$$F_{r+f} = \frac{\Delta L_T \times G \times a \times b \times n}{T} \quad \text{et} \quad \Delta L_T = (L_{\text{porté}}/2) \times \alpha \times \Delta T$$

α : Béton armé $\alpha = 9.9 \times 10^{-6}$

$\Delta T = 35$

$$\Delta L_T = (35/2) \times 9.9 \times 10^{-6} \times 35 = 0.0061 \text{ m}$$

$$F_{r+f} = \frac{0.0061 \times 0.9 \times 0.25 \times 0.35 \times 7}{0.05} = 66.85 \text{ KN}$$

❖ Action due au freinage de bc et Al

On a :

$$F_{Bc} = 300 \times 1.2 = 360 \text{ KN}$$

$$\Delta L_{Fbc} = \frac{F_{Bc} \times Td}{a \times b \times n \times G}$$

F_{Bc} : force de freinage.

Td : épaisseur totale de l'appareil d'appui

$$\Delta L_{Fbc} = \frac{360 \times 10^{-3} \times 0.06}{0.25 \times 0.35 \times 14 \times 0.9} = 0.0196 \text{ m}$$

$$F_{Al} = 117.03 \text{ KN}$$

$$\Delta L_{Fal} = \frac{F_{Al} \times Td}{a \times b \times n \times G}$$

F_{Al} : force de freinage.

Td : épaisseur totale de l'appareil d'appui

$$\Delta L_{FAI} = \frac{117.03 \times 10^{-3} \times 0.06}{0.25 \times 0.35 \times 14 \times 0.9} = 0.0064 \text{ m}$$

VII.5. VERIFICATIONS DES APPAREILS D'APPUIS

Suivant l'RPOA il y a quatre types de vérification pour les appareils d'appuis en élastomère fretté :

VII.5.1. Résistance a la compression

On doit vérifier : $\sigma_m \leq \sigma_{adm} = 20 \text{ MPa}$

Avec :
$$\sigma_m = \frac{N_{max}}{a \times b}$$

Application Numérique :

$$\sigma_{ap} = \frac{1.061}{0.25 \times 0.35} = 12.13 \text{ MPa}$$

$$12.13 \leq \sigma_{adm} = 20 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Vérifiée.}$$

VII.5.2. Sécurité au flambement

On doit vérifier :

$$\gamma_s \times P_u \leq P_c$$

Avec :

γ_s : le coefficient de sécurité, $\gamma_s = 3$.

P_u : la valeur maximale des charges verticales à l'ELU.

$P_c = 4 \times G \times B \times S^2 \times d/h$: la charge critique de flambement.

$G = 0,9 \text{ MPa}$

B : l'aire nominale de l'appui.

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

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

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

Application Numérique :

$$S = \frac{250 \times 350}{2 \times 10 \times (500 + 500)} = 7.29$$

$$d = 0,01 + 0,002 = 0,012 \text{ m ; } h = 0,06 \text{ m}$$

$$B = 0,25 \times 0,35 = 0,09 \text{ m}^2$$

$$P_c = \frac{4 \times 0,9 \times 0,09 \times 7.29^2 \times 0,012}{0,06}$$

$$\rightarrow P_c = 3.35 \text{ MN}$$

$$\rightarrow P_u = 1,06 \text{ MN}$$

$$\gamma_s \times P_u = 3 \times 1.06 = 3.18 \text{ MN}$$

$$\gamma_s \times P_u \leq P_c \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

VII.5.3. Limitation de la distorsion

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

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

$$\begin{cases} \delta_c = 0,7 + 4 (\delta_0 - 0,7)(0,25 - p) & \text{Si } p \leq 0,25 \\ \delta_c = 1,4 (1 - 2p) & \text{Si } p > 0,25 \end{cases}$$

Avec :

$$p = P_u/P_c \quad , \quad \gamma = d_{\text{long}} + 0.4 * \Delta L_{T+} + \Delta L_{R+f}$$

$$\delta_0 = c/T_q$$

$$\delta = d/T_d$$

c : le plus petit côté pour un appui rectangulaire.

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

γ : déplacement horizontal.

Application Numérique :

$$P = \frac{1.06}{3.35} = 0,317 \text{ MN}$$

$$P > 0,25 \longrightarrow \delta_c = 0.51$$

$$\gamma = 0.10242 \text{ m}$$

$$\delta = 0.10242/(0.06) = 1.707$$

$$1.707 > 0.51$$

$$\delta > \delta_c \longrightarrow \text{Condition non vérifiée}$$

Donc on doit mettre des dispositifs de non distorsion.

VII.5.4. Condition de non glissement :

On doit vérifier que la force horizontale :

$$H < f \times N_{\max} \quad \text{et} \quad f = 0.1 + \left(\frac{0.6}{\sigma_m} \right)$$

Avec :

N : est l'effort de compression vertical.

f : est le coefficient de frottement.

H_{tablier} (sens longitudinal)

$$N = 0.62 \text{ MN}$$

$$\sigma_m = 7.72 \text{ MPa} ; f = 0,18$$

Cas culées :

$$N = 0.62 \text{ MN}$$

$$\sigma_m = 7.12 \text{ MPa}; f = 0,18$$

$$H = 0.26 \text{ MN}$$

$$H > 0.62 \times 0,18 = 0,11 \text{ MN}$$

→ Condition non vérifiée.

Cas piles :

$$N = 0.62 \text{ MN}$$

$$\sigma_m = 7.12 \text{ MPa}; f = 0,18$$

$$H = 0.24 \text{ MN}$$

$$H > 0.62 \times 0,18 = 0.11 \text{ MN}$$

→ Condition non vérifiée.

Donc on doit placer des dispositifs de non-glissement (Le néoprène doit être équipé d'un système anti-cheminement car la condition de glissement n'est pas vérifiée) au niveau de la pile et la culée.

VII.6. DES D'APPUIS

Le dé d'appui permet de diffuser les charges localisées provenant directement du tablier vers l'élément porteur, ainsi que rattraper le dévers du tablier.

VII.6.1. Dimensionnement des dés d'appuis

$$A = b + 200$$

$$B = a + 200$$

$$h \geq 2 B_0 / P_0$$

Où: $B_0 = A \times B.$

$$P_0 = 2 (A + B).$$

Application numérique :

$$A = 250 + 200 \rightarrow A = 450 \text{ mm.}$$

$$B = 350 + 200 \rightarrow B = 550 \text{ mm.}$$

$$B_0 = 0.45 \times 0.55 = 0,25 \text{ m}^2$$

$$P_0 = 2 (0.45 + 0.55) = 2 \text{ m.}$$

$$h \geq 0,25 \text{ m. on prend : } h = 0,25 \text{ m}$$

VII.6.2. Ferrailage des dés d'appuis au niveau de la pile et la culée

Les différentes sections d'armatures sont évaluées suivant le guide SETRA (P.P.73).

❖ Armatures de chaînage :

Ces armatures de chaînage sont généralement disposées en une seule nappe ancrée aux extrémités soit par boucle à plat soit dans le corps de fût.

$$A_c = \frac{0,25 \times N}{\sigma_s}$$

N : réaction maximale.

σ_s : contrainte limite des armatures d'acier. $\sigma_s = 500/1,15 = 435 \text{ MPa.}$

$$A_c = \frac{0,25 \times 1.061}{435} = 6.09 \text{ cm}^2$$

On prend: 4 HA14 pour $A_c = 6.16 \text{ cm}^2$

❖ Armatures de profondeur :

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.

$$A_p = \frac{0,125 \times N}{\sigma_s}$$

$$A_p = \frac{0,125 \times 1.061}{435} = 3.05 \text{ cm}^2$$

On prend: 4 HA10 pour $A_p = 3.14 \text{ cm}^2$

❖ Armatures de diffusion

• Frette supérieure :

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

$$A_s = \frac{0,04 \times N}{\sigma_s}$$

$$A_s = \frac{0,04 \times 1.061}{435} = 1 \text{ cm}^2$$

On prend: **3HA8** pour $A_{sup} = 1.51 \text{ cm}^2$

- Frette inférieure :

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

$$A_i = \frac{0,10 \times N}{\sigma_s}$$

$$A_i = \frac{0,10 \times 1.061}{435} = 2.4 \text{ cm}^2$$

On prend : **4 HA10** pour $A_{inf} = 3.14 \text{ cm}^2$

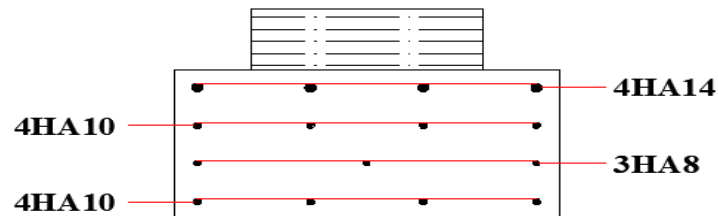


Figure VII. 2: Ferrailage de dé d'appuis.

VII.7. JOINT DE CHAUSSEE

Pour un passage entre les tabliers confortables, ainsi que limiter les déformations sur le début et la fin des tabliers. Il faut placer à chaque extrémité du tablier des joints de chaussée pour garantir la continuité de la surface de circulation, tout en permettant les déformations dû à la température, fluage, retrait, freinage et séisme.

VII.7.1. Calcul du souffle

On les dimensionne avec la combinaison suivante d'après le RPOA (Art7.5.2) :

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

Avec :

W : souffle total du joint.

W_D : souffle des déformations différées (retrait + fluage).

W_T : souffle thermique.

W_S : souffle sismique.

CHAPITRE VII. ETUDE SISMIQUE ET EQUIPEMENT DE TABLIER

Le souffle sismique a été calculé lors du calcul des efforts sismiques ($W_s = 0.090$).

Le souffle thermique : $W_T = 0.0061$

Le souffle des déformations différées (retrait + fluage) : $W_D = 0.0096$

Donc : $W = 0.042 m$.

VII.7.2. Type de joint

On choisit le type de joint de chaussée selon le souffle calculé, suivant le catalogue de joints de chaussée.

Souffle	S<50	50≤S≤60	60≤S≤80	80≤S≤110	110≤S≤160	160≤S≤230	230≤S≤250	S>250
WP	-	-	-	-	-	-	WP250	WP ⁿ
Wd	-	Wd60	Wd80	Wd110	Wd160	Wd230	-	-
WOSd	-	WOSd50	WOSd75	WOSd100	-	-	-	-
WR	-	WR50	WR75	-	-	-	-	-
JEP	JEP3	JEP5	JEP8	-	-	-	-	-

Figure VII. 3: Type de Joint de chaussée.

Type	OL	A min.	A max.	B min.	B max.	D min.	D max.	H	C	E	F
JEP3	30	30	60	80	110	10	40	80	140	60	55
JEP5	50	25	75	75	125	10	60	80	140	75	59
JEP8	80	25	105	75	155	10	90	80	140	95	59

Figure VII. 4: les dimensions de Joint de chaussée.

Le modèle choisi en fonction du souffle calculé est le joint **JEP3**.

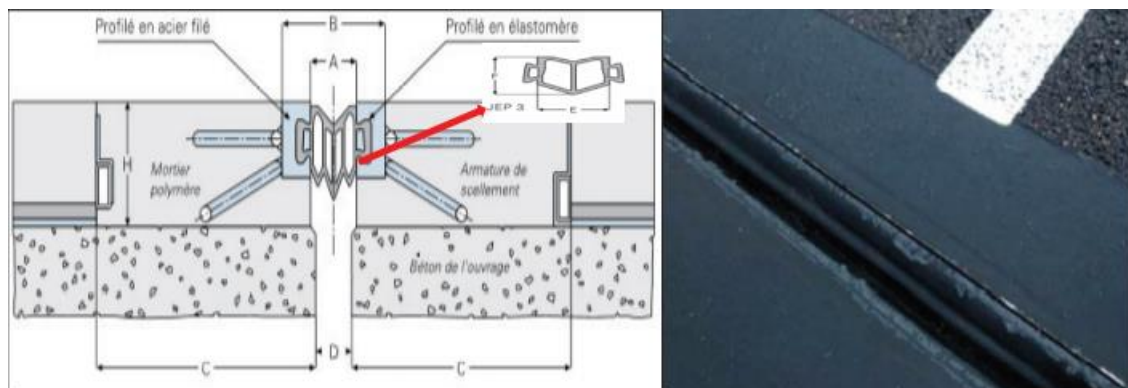


Figure VII. 5: les éléments de Joint de chaussée.

VII.8. CONCLUSION

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

CHAPITRE VIII : L'INFRASTRUCTURE

VIII.1 INTRODUCTION

L'étude de l'infrastructure d'un ouvrage est une étude très importante de l'ouvrage, Celles-ci doivent transmettre au sol, les charges verticales et les charges sismiques horizontales. D'une part, cela exige une liaison efficace entre la fondation et la superstructure, et d'autre part, un bon ancrage au niveau du sol.

Le choix et le dimensionnement de l'infrastructure est basé sur la nature et le mode de la construction du tablier, les contraintes naturelles du site et les contraintes fonctionnelles du projet.

VIII.2 ETUDE DE LA PILE

La pile est un appui intermédiaire qui a un rôle de transmettre les charges au sol, d'une manière générale, une pile comporte deux parties bien distinctes :

- Une superstructure où fût, sur laquelle repose le tablier.
- Une fondation, constituée soit par une simple semelle ou sur une fondation profonde (puit ou pieux).

VIII.2.1 Conception de la pile

VIII.2.1.1 La forme des piles

Elle se compose dans notre cas d'un chevêtre en béton armé sur lequel repose le tablier par l'intermédiaire des appareils d'appui, de trois futs de forme circulaire permettant la transmission des charges aux fondations et d'une semelle superficielle.

Notre choix est motivé par deux critères principaux, un critère économique et l'autre esthétique.

- Économique : cette forme présente des quantités du béton et d'aciers plus au moins inférieure par rapport aux piles composées de voiles.
- Esthétique : on doit suivre les instructions données par le maître d'ouvrage (ANA : Agence Nationale des Autoroutes), qui consiste de garder la même forme des piles sur toute la pénétrante autoroutière entre Mascara et l'autoroute Est-Ouest.

VIII.2.1.2 Prédimensionnement des éléments de la pile

❖ Chevetre:

C'est l'élément sur lequel repose les poutres, il assure la transmission des charges au fut, il permet également de placer des vérins pour soulever le tablier en cas de changement d'appareils d'appui.

- Longueur : Elle est égale à la largeur du tablier. $L = 11.25$ m
- Largeur : $E = 2.50$ m
- Hauteur : $H = 1,65$ m

❖ Futs:

Leur rôle est de transmettre les efforts à la semelle, ils sont de forme cylindrique, de diamètre généralement constant. La pile étudiée contient 3 futs de dimensions géométriques suivantes :

Diamètre fixe : ($D = 2 \text{ m}$).

Hauteur variable: ($H_{\max} = 16.30 \text{ m}$).

❖ Semelle :

- Epaisseur : 1.7 m
- Largeur : 6 m
- Longueur : 11 m
- Béton de propreté : 0,10 m

VIII.2.1.3 Implantation des appuis

Tableau VIII. 1: Implantation des appuis.

Pile	P1	P2	P3
Hauteur	10.25	15.80	16.30
Position PK	24+005.84	24+041.92	24+078.0

VIII.2.1.4 Pile pris en considération dans le calcul

Pour la suite de calcul on va travailler par la pile qui présente une hauteur max.

La pile concernée par le calcul est la Pile P03, qui caractérisé par les dimensions mentionnées dans la figure ci-après :

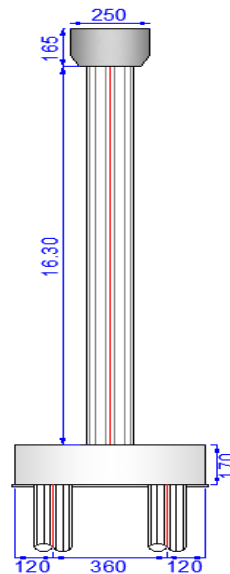


Figure VIII. 1: Vue de profile (à coté) de la pile P03.

VIII.2.2 Evaluation des efforts sur la pile

VIII.2.2.1 Répartition des charges sur la pile

❖ Poids propre du tablier

Le poids propre du tablier $G=8723.21 \text{ KN}$.

La charge reprise par chaque pile : $R_{cp} = \frac{2 \times G}{2} = 8723.21 \text{ KN}$

- ❖ Poids propre de la pile
- **Chevêtre**

$$G_{ch} = \gamma_b \times \text{Surface} \times \text{largeur}$$

$$G_{ch} = 1160.16 \text{ KN}$$

- **Fut :**

$$G_f = 3 \times \pi \times R^2 \times h \times \gamma_b = 3840.60 \text{ KN}$$

- **Semelle :**

$$G_s = V \times \gamma_b = 2805 \text{ KN}$$

- ❖ Réaction du au poids propre de la pile

$$V_1 = 1160.16 + 3840.6 + 2805 = 7805.76 \text{ KN}$$

VIII.2.2.2 Evaluation des efforts agissant sur la pile

L'effet le plus défavorable est obtenu lorsqu'on applique les surcharges sur les deux travées du pont (phase d'exploitation).

- ❖ SYSTEME DE CHARGE A(1)

Les 2 vois sont chargées sur deux travées :

$$R_{A1} = 2 \times \frac{\text{Surcharge}_{\text{trv}}}{2} = 1659.6 \text{ KN}$$

- ❖ SYSTEME DE CHARGE Bc

On applique la surcharge Bc sur les deux voies des deux travées.

$$R_{Bc} = R \times b_c \times \delta_{bc3} = 1223.48 \text{ KN}$$

- ❖ CHARGE MILITAIRE Mc120

$$R_{Mc120} = R \times \delta_{Mc120} = 1139.45 \text{ KN}$$

- ❖ CONVOI EXCPETIONNEL D240

$$R_{D240} = (R_1 + R_2) = 2118.86 \text{ KN}$$

Les charges horizontales (calculé précédemment dans le chapitre III et VII).

Les charges permanentes et d'exploitations quand n'a calculer génèrent des sollicitations sur la pile qui se résument dans des forces horizontales, verticales et des moments, et tous ces valeurs sont résumées dans le tableau ci-dessous.

Tableau VIII. 2: Réactions et moments dus au séisme à la base de chaque fût.

Sollicitations	Charge	Pile 03
Vertical	G (chevêtre)	1160.16
	G (fût)	3840.60
	G (Tablier)	8723.21
	A(l)	1659.60
	Bc	1223.48
	Mc120	1139.45
	D240	2118.86
Horizontal Longitudinal (KN)	Freinage A(l)	74.74
	Freinage Bc	180.00
	Température	66.85
	Fluage + Retrait	106.12
Moment Longitudinal (KN)	Freinage A(l)	1341.58
	Freinage Bc	3231.00
	Température	1200.01
	Fluage + Retrait	1904.78

VIII.2.2.3 Evaluation des efforts sismiques

❖ Calcul de période

$$\text{On a: } T = 1,784 \times \sqrt{\frac{\rho \times A \times L^4}{E \times I}}$$

Avec :

ρ : masse volumique du matériau de l'appui (en kg/m³).

E : Module d'young du matériau de l'appui (en Pa).

A : section équivalente (en m²) de l'appui pour retrouver la masse totale de l'appui.

I: inertie (en m⁴) à ajuster pour retrouver la même flèche (d) en tête sous l'action d'une charge (F): $I = F \cdot L^3 / 3 \cdot E \cdot d$.

L: hauteur de la pile.

$\rho =$	2500	kg/m ³	$h =$	16,30	m
$A =$	$\frac{M}{H \times 25} = 12,27$	m ²	$M =$	5000,75	KN
$E =$	33 000	MPa	$I_{\text{tran}} =$	90,71	m ⁴
$I_{\text{long}} = 2.36 \text{ m}^4$					

$$T_{\text{trans}} = 1,784 \times \sqrt{\frac{2500 \times 12,27 \times 16,3^4}{10^6 \times 33000 \times 90,71}} = 0,048 \text{ s}$$

$$T_{\text{long}} = 1,784 \times \sqrt{\frac{2500 \times 12,27 \times 16,3^4}{10^6 \times 33000 \times 2,36}} = 0,298 \text{ s}$$

❖ Composantes horizontales

Le spectre de réponse élastique pour la composante horizontale est calculé par les formules suivantes :

$$S_a = \begin{cases} A \cdot S \cdot g \cdot (1 + (T/T_1) \cdot (2,5\eta - 1)); & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5 \cdot A \cdot \eta \cdot S \cdot g; & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5 \cdot A \cdot \eta \cdot S \cdot g \cdot (T_2/T); & T_2 \leq T \leq 0,3 \text{ s} \\ 2,5 \cdot A \cdot \eta \cdot S \cdot g \cdot (3T_2/T^2); & T \geq 0,3 \text{ s} \end{cases}$$

Avec :

$A =$	0,2
$S =$	1,2
$T_2 =$	0,50 s
$T_1 =$	0,20 s

$0 \leq T \leq T_1$	$T_1 \leq T \leq T_2$
$S_{a, \text{Tran}} = A \cdot S \cdot g \cdot (1 + (T/T_1) \cdot (2,5\eta - 1))$ $= 0,2 \cdot 1,2 \cdot 9,81 \cdot (1 + (0,048/0,2) \cdot (2,5 - 1))$ $= 3,20 \text{ m/s}^2$	$S_{a, \text{long}} = 2,5 \cdot A \cdot \eta \cdot S \cdot g$ $= 2,5 \cdot 0,2 \cdot 1,2 \cdot 9,81$ $= 5,89 \text{ m/s}^2$

❖ Composantes verticale

Le spectre de réponse élastique pour la composante verticale est donné en fonction de la période élastique (T) et du taux d'amortissement (ξ) de l'ouvrage par :

$$S_{ae}^V(T) \text{ (m/s}^2\text{)} = \begin{cases} \alpha A g \left(1 + \frac{T}{T_1} (2.5\eta - 1) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\alpha A g \eta & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\alpha A g \eta \left(\frac{T_2}{T} \right) & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\alpha A g \eta \left(\frac{3T_2}{T^2} \right) & T \geq 3.0s \end{cases} \quad (3.2)$$

g : accélération de la pesanteur (=9,81m/s²)

A : est donnée dans le tableau 3.1

α : coefficient qui tient compte de l'importance de la composante verticale en zone de forte sismicité :

$\alpha = 0,7$ pour les zones sismiques I, IIa et IIb et 1,0 pour la zone sismique III.

T_1, T_2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site données dans le tableau ci après.

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

Figure VIII. 2: Le spectre de réponse élastique pour la composante verticale.

On a : $T_1 \leq T \leq T_2$ et $\eta=1$; $\alpha=0.7$ (IIa)

$$S_{a \text{ ver}} = 2.5 * A * \alpha * \eta * g = 2.5 * 0.2 * 0.7 * 9.81 = 3.43 \text{ m/s}^2$$

VIII.2.2.4 Effort à la Base de la Pile

❖ Evaluations des actions Sismiques

On calcule les actions sismiques avec les relations suivant :

$$N = M_{\text{pile}} * S_{a \text{ ver}}$$

$$V_L = M_{\text{pile}} * S_{a \text{ long}}$$

$$V_T = M_{\text{pile}} * S_{a \text{ trans}}$$

Tableau VIII. 3: les actions sismiques.

Dés	N (MN)	V _L (MN)	V _T (MN)	/FV/o (x/o)	/FH/O/a (y/a,o)	M _{FV/o}	M _{FHL/o}	M _{FHT/o}
Pile	1,72	2,94	1,60	0,00	8,15	0,00	24,0	13,05
Séis Tab	0,00	2,42	2,87	0,00	16,30	0,00	39,50	46,71

❖ Combinaisons des directions

On a calculé les efforts et les moments avec les combinaisons suivantes :

$$E_1 = E_L + 0.3(E_T + E_v) ; E_2 = E_T + 0.3(E_L + E_v) ; E_3 = E_v + 0.3(E_L + E_T)$$

Tableau VIII. 4: Combinaisons des directions.

	E _L	E _T	E _v	E ₁	E ₂	E ₃
V _L (MN)	3,81	0,00	0,00	3,81	1,14	1,14
V _T (MN)	0,00	3,28	0,00	0,98	3,28	0,98
M _L	46,22	0,00	0,00	46,22	13,86	13,86
M _T	0,00	48,50	0,00	14,55	48,50	14,55
N (MN)	0,00	0,00	1,72	0,52	0,52	1,72

❖ Efforts provenant du Tablier

On a recalculé les moments des réactions horizontale (freinage, température et retrait+fluage).

Tableau VIII. 5: Les moments des réactions horizontale.

Désig	H (KN)	/FH/O/a (y/a,o)	M _{FH/o}
Fr Al	74,74	16,30	1218,26
Fr Bc	180	16,30	2934
Hf+r	106,116	16,30	1729,68
HT°	66,85	16,30	1089,7

Les combinaisons utilisées dans le calcul les plus défavorable :

Pour R_{max}:

G+ 0,2 D₂₄₀+ 0,4 H_T + H_{flv}

Tableau VIII. 6: Efforts provenant du Tablier.

	R_{max}	R_{min}
N (MN)	9,15	8,95
V(MN)	0,17	0,15
M_L(MN)	2,75	2,41

❖ Efforts provenant de la pile

PP_p = N_{Fûts} + N_{Chevetre}

Tableau VIII. 7: Efforts provenant de la pile.

Désig	N (MN)
Fûts	3,84
Chevetre	1,16
PP_p	5,00

❖ Combinaisons d'action au pied de la pile

E1 + R_{max} + PP_p

E2 + R_{max} + PP_p

E3 + R_{max} + PP_p

-E1+R_{min}+PP_p (le signe – porte uniquement sur l’effort normal puisque la pile est symétrique).

-E2+R_{min}+PP_p (le signe – porte uniquement sur l’effort normal puisque la pile est symétrique).

-E3+R_{min}+PP_p (le signe – porte uniquement sur l’effort normal puisque la pile est symétrique).

Tableau VIII. 8: Combinaisons d'action au pied de la pile.

	E₁	E₂	E₃	E₄	E₅	E₆
V_L (MN)	3,98	1,31	1,31	3,66	1,00	1,00
V_T(MN)	0,98	3,28	0,98	0,98	3,28	0,98
M_L	48,97	16,62	16,62	43,81	11,46	11,46
M_T	14,55	48,50	14,55	14,55	48,50	14,55
N (MN)	14,66	14,66	15,86	13,63	13,63	12,43

VIII.2.2.5 Combinaisons des efforts

Les combinaisons les plus défavorables sont les suivants :

$$\text{ELS; } G + 1.2 Bc + 0.6\Delta T + H_{r+f}$$

$$\text{ELU; } 1.35G + 1.6 Bc + 0.9 \Delta T + H_{r+f}$$

$$\text{ELA ; } G + E_1 + 0.4 \Delta T + H_{r+f}$$

Les valeurs de combinaisons les plus défavorables à L'ELS et à L'ELU et L'ELA sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau VIII. 9: Combinaisons des efforts.

Réactions	Combinaison	Pile 03
R_v (KN)	ELS	15192.13
	ELU	20484.91
	ELA	14660
V_L (KN)	ELS	362.23
	ELU	491.42
	ELA	3980
V_T (KN)	ELA	980
M_L (KN.m)	ELS	6501.98
	ELU	8821.05
	ELA	48970
M_T (KN.m)	ELA	14550

❖ VERIFICATION DE FLAMBEMENT DU FUT

Le fut est encasté dans la semelle et le chevêtre, mais le chevêtre n'est pas encasté dans le tablier, donc le fut est considéré comme encasté libre.

$$L_f = 0.7L_0 = 0.7 \times 16.30 = 11.41 \text{ m}$$

L_f : la longueur du flambement

$$\lambda = \frac{L_f}{i}$$

Avec : i : rayon de giration $i = \sqrt{\frac{i}{s}} = \frac{D}{4} = 0.5 \text{ m}$

Donc:

$$\lambda = \frac{11.41}{0.5} = 22.82$$

On a:

$$\bar{\lambda} = \max \left\{ \begin{array}{l} 50 \\ \min\left(\frac{67 \cdot e_0}{D}; 100\right) \end{array} \right.$$

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{48970}{14660} = 3.34 \text{ m}$$

$$\bar{\lambda} = 50$$

Alors :

$$\lambda = 22.82 \leq \bar{\lambda} = 50$$

(Condition vérifiée : Pas de risque de flambement sur la pile)

VIII.2.3 Ferrailage des éléments de la pile

VIII.2.3.1 Le chevêtre

L'étude du chevêtre est faite sur deux étapes, Une étude a la flexion et une étude a la torsion.

Le chevêtre étudié est appuyé sur trois fûts.

Pour avoir les moments fléchissant et les efforts tranchant à l'intérieur du chevêtre, on utilise le logiciel de modélisation Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2019.

❖ MOMENT FLECHISSANT : (sous combinaison maximale)

ELS:

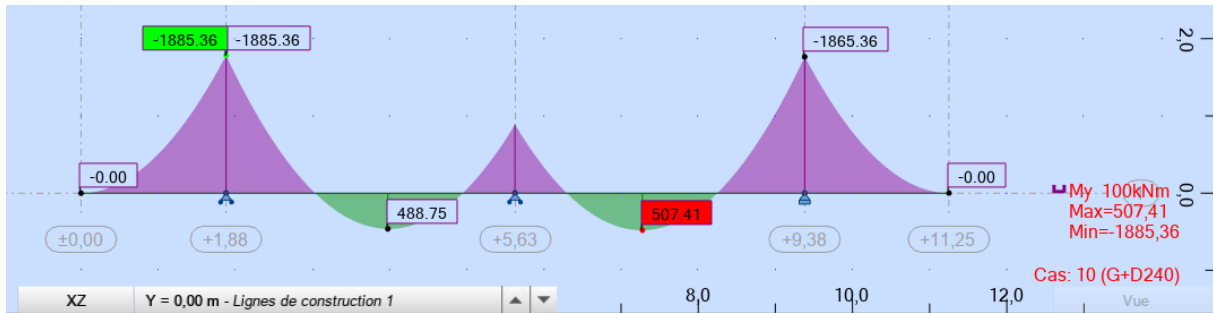


Figure VIII. 3: Diagramme du moment fléchissant à ELS.

ELU :

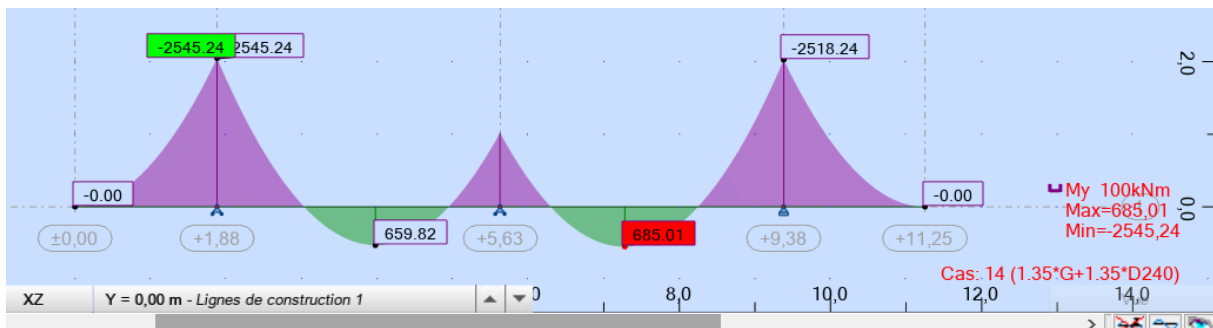


Figure VIII. 4: Diagramme du moment fléchissant à ELU.

❖ EFFORT TRANCHANT : (sous combinaison maximale)

ELS :

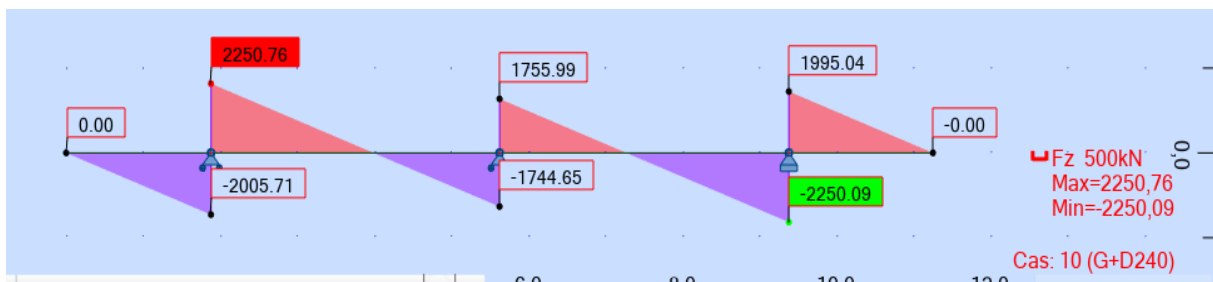


Figure VIII. 5: Diagramme de l'effort tranchant a ELS.

ELU :

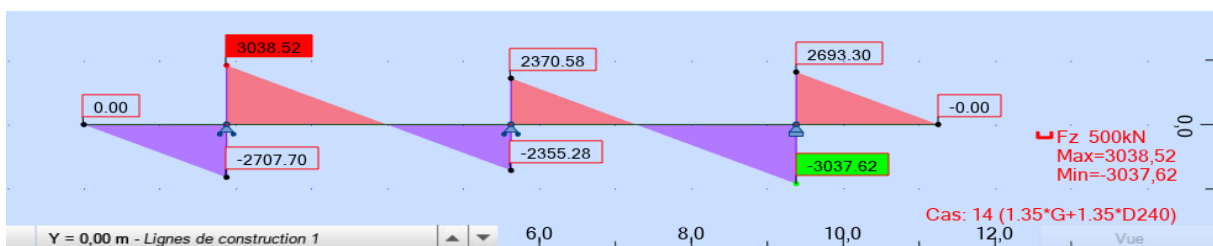


Figure VIII. 6: Diagramme de l'effort tranchant a ELU.

Après le calcul des moments fléchissant on ferraille le chevêtre selon les règles du BAEL, La fissuration est jugée préjudiciable alors on fait un ferrailage à l'ELS.

❖ Armatures longitudinale:

- La nappe supérieure:

Le moment maximal est négatif : $M_{sup} = - 1885.36 \text{ KN.m}$;

Par robot expert : on a trouvé que : $A_s \geq 50.1 \text{ cm}^2 \rightarrow 11\text{HA}25 \rightarrow A_s = 54.00 \text{ cm}^2$;

Avec un espacement de 25 cm et enrobage =5cm.

- La nappe inférieure :

Le moment maximal est positif : $M_{sup} = 507.41 \text{ KN.m}$

Par robot expert : on a trouvé que : $A_s \geq 40 \text{ cm}^2 \rightarrow 6\text{HA}25+5\text{HA}20 \rightarrow A_s = 45.16 \text{ cm}^2$; Avec un espacement de 25 cm et enrobage =5cm.

❖ Les armatures transversales:

Par robot expert:

1 cadre de HA16 espacement = 15 cm zone critique et 25 cm zone courant.

❖ Dimensionnement à la torsion:

Détermination du ferrailage nécessaire peu résisté à l'effort de torsion, on considère une section rectangulaire ayant la hauteur de chevêtre et de largeur l_t .

$$l_t = l_c \quad \text{si } l_c \leq \emptyset + h_c$$

$$l_t = l_c + \emptyset \quad \text{si } l_c > \emptyset + h_c$$

$$h_c = 1.65\text{m}; \emptyset = 2\text{m}; l_c = 2.5\text{m} \longrightarrow l_t = l_c$$

La contrainte tangente de torsion donne par :

$$\tau_b = \frac{c}{2 \times \Omega \times b_n}$$

b_n : l'épaisseur de la paroi de la section creuse équivalent, $b_n = \frac{h_c}{6} = 0.275 \text{ m}$

Ω : L'aire de torsion, $\Omega = (h_c - b_n) \times (l_t - b_n) = (1.65 - 0.275) \times (2.5 - 0.275) = 3.059 \text{ m}^2$

- Evaluation de moment de torsion

- Phase de construction:

$$C = P_g * e$$

$$P_g = 233.31 \text{ KN/ml}; e = 0.55 \text{ m} \longrightarrow C = 233.31 * 0.55 = 128.32 \text{ KN.m/ml}$$

- Phase de service:

$$C = \text{Sur}(D240) * e$$

$$\text{Sur}(D240) = 188.34 \text{ KN/ml}; e = 0.55 \text{ m} \longrightarrow C = 103.59 \text{ KN.m/ml}$$

$$C = \max(C1; C2) = 128.32 \text{ KN.m/ml}$$

- Verifications des contraintes tangentielles:

La condition a vérifié est :

$$\tau_b^2 + \tau_v^2 \leq \tau_{lim}^2$$

$$\tau_b = \frac{c}{2 * \Omega * b_n} = 53.98 \text{ KN/m}^2 = 0.054 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = \frac{v_v}{b_0 * d} = 818.46 \text{ KN/m}^2 = 0.818 \text{ MPa}$$

$$\tau_{lim} = \min \left\{ 0.2 * f_{c28} / \gamma_b = 3.6 \text{ MPa}; 5 \text{ MPa} \right\} = 3.6 \text{ MPa}$$

$$0.672 \leq 12.96 \text{ MPa} \longrightarrow \text{verifier.}$$

$$A_s = \frac{1}{\bar{\sigma}_a} * \frac{c * P}{2 * \Omega}$$

Avec : $\bar{\sigma}_a = 2 * F_e / 3 = 333.33 \text{ MPa}$; $P = 7.75 \text{ m}$; $A_s = 4.88 \text{ cm}^2 \longrightarrow$ on prend: **4T14**; $e = 0.25 \text{ m}$

VIII.2.3.2 Le fut

Les Sollicitations d'un seul fut sous la combinaison max sont présenter dans le tableau suivant :

Tableau VIII. 10: Les Sollicitations d'un seul fut sous la combinaison max.

Combinaison	Sollicitation	
	N (KN)	M (KN.m)
ELU (1.35G + 1.6 Bc + 0.9 ΔT + D)	6828.30	2940.35
ELS (G + 1.2 Bc + 0.6ΔT + D)	5064.04	2167.33
ELA (G + E₁ + 0.4 ΔT + D)	4886.67	16323.33

❖ Section d'acier :

Avec Robot expert :

$A_s = 347.9 \text{ cm}^2$ Donc : on prend **44 HA32** ($A_s = 353.87 \text{ cm}^2$), espacement= 15 cm.

Cerces transversales :

Par robot expert :

1 cerce H14, espacement= 15 cm zone critique et 20 cm zone courant.

VIII.2.3.3 Les fondations

❖ Evaluation des efforts statiques

Tableau VIII. 11: les résultats des efforts statiques.

Sollicitations	Charge	Pile 03
Vertical	G (semelle)	2805.00
	G (chevêtre)	1160.16
	G (fût)	3840.60
	G (Tablier)	8723.21
	A(l)	1659.60
	Bc	1223.48
	Mc120	1139.45
	D240	2118.86
Horizontal Longitudinal (KN)	Freinage A(l)	74.74
	Freinage Bc	180.00
	Température	66.85
	Fluage + Retrait	106.12
Moment Longitudinal (KN)	Freinage A(l)	1468.64
	Freinage Bc	3537.00
	Température	1313.66
	Fluage + Retrait	2085.17

❖ Evaluation des efforts sismiques

Ce qui concerne l'évaluation des efforts sismiques et les combinaisons à ELS, ELU et ELA, sont calculées et donnés à l'Annexe.

❖ Les combinaisons des efforts

Les combinaisons les plus défavorables sont les suivants :

$$\text{ELS: } G + 1.2 Bc + 0.6\Delta T + H_{r+f}$$

$$\text{ELU: } 1.35G + 1.6 Bc + 0.9 \Delta T + H_{r+f}$$

$$\text{ELA : } G + E_1 + 0.4 \Delta T + H_{r+f}$$

Tableau VIII. 12: Les Sollicitations sous la combinaison max

Combinaison	Sollicitation	
	N (KN)	M (KN.m)
ELU (1.35G + 1.6 Bc + 0.9 ΔT + D)	24271.66	9656.47
ELS (G + 1.2 Bc + 0.6ΔT + D)	17997.13	7117.77
ELA (G + E₁ + 0.4 ΔT + D)	14830	55420

❖ Calcul de nombre de pieux

Le nombre de pieux est en fonction de la capacité portante d'un pieu donné par le rapport géotechnique et l'effort vertical dû au tablier.

$$n_p = \frac{N_{\max}}{Q_p}$$

Avec :

N_{\max} : l'effort normal maximal à l'ELS.

Q_p : capacité portante d'un pieu à l'ELS.

Tableau VIII. 13: Nombre de pieux sous la semelle.

N_{\max} (kN)	17997.13
Q_p (kN)	6219.3
n_p	2.89
On prend	6 pieux

❖ Effort revenant à chaque pieu

$$N_i = \frac{N}{n} \pm \frac{M_x \times Y}{\sum Y^2} \pm \frac{M_y \times X}{\sum X^2}$$

Avec :

n : nombres des pieux.

N : effort normal.

M_x, M_y : moments dans les sens x, y.

X, Y : la distance des pieux par rapport à l'axe de la semelle, $X = Y = 1.8 \text{ m}$

Tableau VIII. 14: Les valeurs de N_{max} et de N_{min} pour les combinaisons les plus défavorables.

Etat	N _{max} (kN)	N _{min} (kN)
ELU	4939,39	3151,16
ELS	3658.57	2340.47
ELA	7603.75	-2659.21

$$N_{\max-\text{els}} = 3658.57 \text{ kN} < 6219.30 \text{ kN.}$$

$$N_{\max-\text{ela}} = 7603.75 \text{ kN} < 11173.4 \text{ kN} \rightarrow \text{Pas de risque de poinçonnement.}$$

$$N_{\min} = -2659.21 < 7703.92 \rightarrow \text{Pas de risque de soulèvement.}$$

❖ Ferrailage de fondation

- La semelle

méthode des bielles:

On applique la méthode des bielles mentionné dans le document technique Setra Piles et Palées PP73 §4 (page 422), tel que cette méthode est valable si les deux conditions suivantes sont vérifiées :

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

Avec:

L: entraxe des deux files de pieux (L=3.6 m)

b: diamètre de fut (b=2 m)

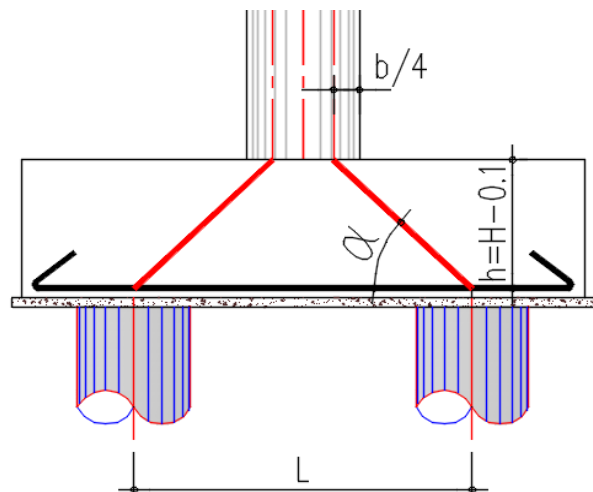


Figure VIII. 7: Notations de la méthode des bielles.

h: hauteur utile de la semelle (h=1.7 m)

On a :

$$\tan \alpha = \frac{h}{\frac{L}{2} - \frac{b}{4}} = \frac{1.7}{1.8 - 0.5} = 1.308$$

Donc: $\alpha = 52.62^\circ \geq 45^\circ$

Et on a: $h = 1.7 \text{ m} \geq \frac{L}{2} - \frac{b}{2} = 1.3 \text{ m}$

(Les deux conditions sont vérifiées).

Tableau VIII. 15: Paramètres de calcul.

b (m)	h (m)	$\varnothing_{\text{pieu}}$ (m)	L (m)	Fe MPa
2.00	1.7	1.20 m	3.6	500

On a:

$$A_i = \frac{N_i}{\sigma_s} \times \frac{L_i}{h}$$

Avec:

Tableau VIII. 16: Valeurs de σ_s pour les différents combinaisons.

γ_s	ELS	1.5	$\sigma_s=333.33 \text{ MPa}$
	ELU	1.15	$\sigma_s=434.78 \text{ MPa}$
	ELA	1	$\sigma_s=500 \text{ MPa}$

Donc :

Tableau VIII. 17: Calcul la section d'armatures.

combinaison	N_i (KN)	L_i (m)	σ_s (MPa)	A_i (cm ²)
ELU	4939.39	3.6	434.78	86.87
ELS	3658.57	3.6	333.33	83.93
ELA	7603.74	3.6	500	116.29
A=Max (A_i)				116.29/L'

Armatures transversales inférieures :

$A_s = A_s / 2.90 = 40.1 \text{ cm}^2/\text{ml}$; Soit : **5HA32**, avec un espacement de 25 cm.

Armatures transversales supérieures :

$$As_2 = As/3 = 13.367 \text{ cm}^2/\text{ml} ; \text{ Soit : } \mathbf{5HA20}, \text{ avec un espacement de } 25 \text{ cm.}$$

Armatures longitudinales inférieures :

$$As_1 = As/2 = 20.05 \text{ cm}^2/\text{ml} ; \text{ Soit : } \mathbf{5HA25}, \text{ avec un espacement de } 25 \text{ cm.}$$

Armatures longitudinales supérieures :

$$As_3 = As/4 = 10.025 \text{ cm}^2/\text{ml} ; \text{ Soit : } \mathbf{5HA16}, \text{ avec un espacement de } 25 \text{ cm.}$$

Armatures latérales :

$$As_4 = As/10 = 5.59 \text{ cm}^2/\text{ml} ; \text{ Soit : } \mathbf{6HA12}, \text{ avec un espacement de } 20 \text{ cm.}$$

- Les pieux

❖ Action sur les pieux

Le comportement d'un élément flexible dans le sol peut s'exprimer mathématiquement l'aide de l'équation différentielle du 4ème ordre :

$$EI \frac{d^4 y}{dx^4} + c_u + by = 0$$

Avec:

b : diamètre du pieu ; b = 1.2 m

c_u : module de réaction du sol ; $c_u = 30 \text{ Kg/cm}^3$

y : déplacement en tête du pieu

Une solution de cette équation est de la forme :

$$\alpha = \sqrt[4]{\frac{4EI}{c_u b}}$$

Avec :

I : moment d'inertie du pieu ; $I = \pi \frac{D^4}{64} = \pi \frac{120^4}{64} = 10.17 \times 10^6 \text{ cm}^4$

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

❖ Calcul du coefficient d'amortissement du module de WARNER λ :

$$\lambda = \frac{1}{\alpha} = \sqrt[4]{\frac{c_u b}{4EI}} = \sqrt[4]{\frac{30 \times 120}{4 \times 330000 \times 10.17 \times 10^6}} = 0.228 \text{ m}^{-1}$$

Donc :

$$\lambda \times L = 0.228 \times 18 = 4.103$$

L : hauteur du pieu (L=18 m).

D'où, en tire les valeurs de (X_{ϕ}^H, X_{ϕ}^M) à partir du tableau WERNER.

$$\lambda.L = 4.103 \rightarrow \begin{cases} X_{\phi}^H = 1.27 \\ X_{\phi}^M = 1.55 \end{cases}$$

Le moment en tête du pieu donné par la relation suivante :

$$\bar{M} = - \frac{X_{\phi}^H}{X_{\phi}^M} \times \frac{\bar{P}}{\lambda}$$

Tableau VIII. 18: Les valeurs du moment fléchissant et effort tranchant en tête du pieu.

Etat	\bar{P} (kN/pieu)	\bar{M} (kN.m)
ELU	81.9	295.17
ELS	60.37	217.6
ELA	670.44	2416.97

Par robot expert:

$A_s = 153.8 \text{ cm}^2$ Donc : on prend **20HA32** ; $St=20\text{cm}$.

Pour les armatures transversales, on prendra des cerces HA12 avec un espacement de 20 cm dans la zone courante et 15 cm dans la zone de critique.

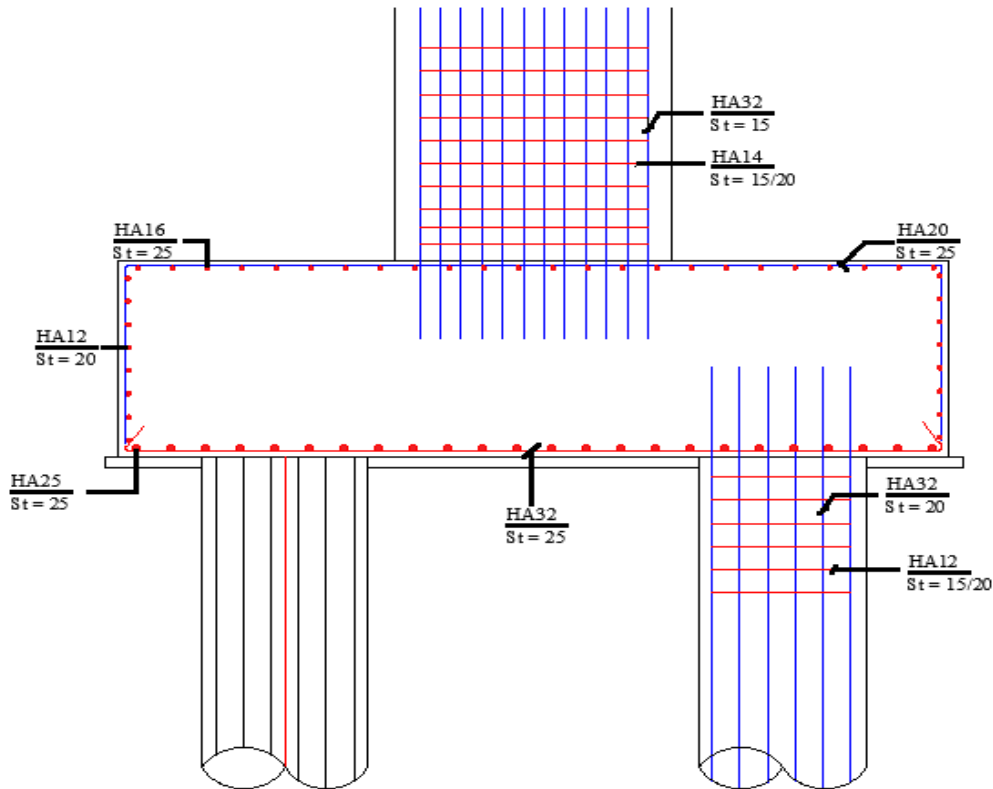


Figure VIII. 8: Ferrailage des éléments de la pile.

VIII.3 ETUDE DE LA CULEE

La culée est l'un des éléments fondamentaux dans l'ensemble de la structure d'un pont car elle sert comme appui extrême du tablier du pont. Elle a pour rôle principal d'assurer le raccordement de l'ouvrage au sol et assurer la continuité entre la chaussée de la route et celle portée par le pont. Elle assure à la fois les fonctions d'appui de tablier et du mur de soutènement.

VIII.3.1 Pré-dimensionnement de la culée

Tableau VIII. 19: Les dimensions des éléments de la culée.

ELEMENT	Longueur	Epaisseur	Hauteur
Mur frontale	11.32	1.52	5
Mur garde grève	11.32	0.35	2.67
Mur en retour	/	0.7	/
Dalle de transition	10.57	0.3	4
La semelle	11.32	2	7.5

VIII.3.2 Efforts dus à la culée

❖ Calcul du coefficient de poussée

Les efforts d'inertie du mur ou des terres reposant sur la semelle sont calculés à partir des coefficients sismiques k_h , k_v :

$$k_h = 0.2 \quad ; \quad k_v = 0.3 \times k_h = 0.06$$

k_h : Coefficient sismique horizontal ;

k_v : Coefficient sismique vertical.

La valeur des poussées des terres sur la culée est donnée par la formule suivante :

$$F_{ah} = \frac{1}{2} \gamma (1 \pm k_v) k_{ad} \times H^2$$

Dans les conditions sismiques, le coefficient de poussée sera déterminé par la formule de MONOBE- OKABE qui est citée dans le **RPOA** :

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

Avec :

H : est la hauteur du mur.

γ : est le poids des terres.

$\varphi = 30^\circ$: angle de frottement interne du remblai sans cohésion.

$\beta = 0$: angle de talus avec l'horizontale.

$$\theta = \arctg \left(\frac{k_H}{1 \pm k_v} \right).$$

Les coefficients de poussée sont présentés dans le tableau ci-dessous :

Tableau VIII. 20: Calcul du coefficient de poussée Kad

Action du séisme	k_H	k_v	θ (°)	K_{ad}
Condition normale	0	0	-	0,333
Séisme « horizontal ; $1+k_v$ »	0.2	0.06	10.68	0.464
Séisme « horizontal ; $1-k_v$ »	0.2	-0.06	12.01	0.484

Tableau VIII. 21: Evaluations des efforts du mur frontale.

Sollicitation Désignation	N (KN)	H (KN)	IFV(x/o)	IFH(y/o)	M_{FV}/o	M_{FH}/o
Mur garde grève	263,76	/	0,58	6,07	153,769748	/
Mur frontal	2150,80	/	0,00	2,5	0	/
Mur en retour	1301,37	/	3,62	4,62	4709,65803	/
Dalle de transition	158,55	/	0,96	6,40	152,208	/
corbeau	63,72	/	0,94	6,38	59,64192	/

Poids des T sur DDT	328,69	/	0,96	7,23	315,54144	/
Poussée Mur Frontal	0	2024,257	/	-2,533	/	-5128,118
Poids Sur 10kN/m ²	429,048	/	2,26	/	969,64848	/
Poussée Sur 10kN/m ²	/	266,3496	/	-3,8	/	-1012,128

Somme	4695,93	2290,6066	/	/	6360,46762	-6140,246
-------	---------	-----------	---	---	------------	-----------

Rg	4361,60	/	-0,26	/	-1134,02	/
R(AI)	1234,80	/	-0,26	/	-321,05	/
Rbc	1128,59	/	-0,26	/	-293,43	/
RMc120	1088,31	/	-0,26	/	-282,96	/
RD240	1796,57	/	-0,26	/	-467,11	/
RST	0,00	/	0,00	/	0,00	/
Hf+r	/	53,06	/	-5,00	/	-265,29
HT°	/	33,43	/	-5,00	/	-167,13
Frein AI	/	74,74	/	-5,00	/	-373,70
Frein Bc	/	180,00	/	-5,00	/	-900,00

NB1 : Le calcul des efforts a été faite par rapport au point A situé :

- Bas du mur frontal.
- Centre du mur frontal.

Les combinaisons et les sollicitations sont montrés dans *l'Annexe.*

VIII.3.3 Ferrailage des éléments de la culée

VIII.3.3.1 Ferrailage du mur garde grève

❖ Evaluation des efforts

- Moment des poussées des terres

$$M_p = \frac{P \times H}{3} \text{ et } P = \frac{1}{2} K_a \times \gamma \times H^2 \times L$$

Avec :

H : hauteur des remblais, **H = 2.67 m.**

K_a : coefficient de poussée des terres, **K_a = 0.33.**

L : longueur des remblais, **L = 1 m.**

- **M_P - ELS = 20.94 kN.m/ml.**
- **M_P - ELU = 28.27 kN.m/ml.**

- Moment due à la force de freinage $M_{f Bc}$

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

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

Avec :

μ : coefficient de pondération, $\mu = 1.6$ à l'E.L.U et $\mu = 1.2$ à l'E.L.S ; $P = 60$ kN.

- $M_{f-ELS} = 68.78$ kN.m/ml.
- $M_{f-ELU} = 91.71$ kN.m/ml.

- Poussée d'une charge locale située en arrière du mur garde grève.

Le moment d'encastrement à la base du mur garde grève aura pour expression la formule suivante :

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

Avec :

γ : coefficient de pondération. $\gamma = 1,6$ à ELU et $1,2$ à ELS.

B_c : coefficient de pondération du système B_c .

δ : coefficient de majoration dynamique pour une charge sur remblai.

h : hauteur de mur garde grève.

$$\delta = 1.061 ; K_a = 0.33 ; B_c = 1.2 \rightarrow K_u = 0.67 ; K_s = 0.5$$

h(m)	0,5	0,75	1	1,5	2	2,5	3
M_p / k (t,m/ml)	2,23	3,4	4,41	6,11	7,45	8,56	9,49

On a $h=2.67$ m donc Par l'interpolation on trouve : $MP/K=8.88$ KN.m

- $M_{Pc-ELS} = 44.75$ kN.m/ml.
- $M_{Pc-ELU} = 59.67$ kN.m/ml.

- Combinaison d'actions

- $M_{ELS} = M_G + 1.2M_Q = 134.47$ kN.m/ml.
- $M_{ELU} = 1.35M_G + 1.6M_Q = 179.64$ kN.m/ml.

❖ Ferraillage de mur garde-grève (Voir Figure IX.9)

Le mur garde-grève est sollicité par une flexion simple, la fissuration est considérée préjudiciable.

Section d'acier : avec logiciel de calcul on trouve $A_s = 20.4$ cm².

On prend **5HA25/ml** ; $A_s = 24.54$ cm². avec $St = 25$ cm.

Armatures transversales : $A_{st} = A_s/4 = 5.1$ cm² ; Soit : **5HA12/ml** avec $St = 25$ cm.

Armature de construction : $A's = A_s/3 = 6.8$ cm² ; Soit : **5HA14/ml** avec $St = 25$ cm.

VIII.3.3.2 Dalle de transition

❖ Evaluation des efforts

La dalle est supposée simplement appuyée sur ses deux extrémités, on évalue les efforts sur une bande de 1 m.

- Remblais : $G_{\text{remblais}} = 20 \times 0.7 \quad \longrightarrow G_{\text{remblais}} = 14 \text{ KN/ml} ;$
- Poids propre de la dalle : $G_{\text{P,Dalle}} = 25 \times 0.22 \quad \longrightarrow G_{\text{P,dalle}} = 5.5 \text{ KN/ml} ;$
- Revêtement : $G_{\text{Revêtement}} = 24 \times 0.08 \quad \longrightarrow G_{\text{Revêtement}} = 1.92 \text{ KN/ml} ;$
- Surcharge d'exploitation : $\longrightarrow Q = 10 \text{ KN/ml}.$

❖ Combinaison d'actions sur la dalle de transition

Tableau VIII. 22: Combinaisons des moments et efforts tranchants pour la dalle de transition.

Etat	Combinaison	Moment fléchissant (kN.m)	Effort tranchant (kN)
ELU	1.35G+1.6Q	89.83	89.83
ELS	G+1.2Q	66.84	66.84

❖ Ferraillage de la dalle de transition (Voir Figure IX.9)

La dalle de transition est sollicitée par une flexion simple, la fissuration est considérée préjudiciable.

Section d'acier : $A_s = 11.9 \text{ cm}^2$ On prend **4HA20/ml** avec $St = 25 \text{ cm}$.

Armatures transversales : $A_{st} = A_s / 4 = 2.98 \text{ cm}^2$, Soit : **4HA12/ml** avec $St = 25 \text{ cm}$ (nappe supérieur et nappe inférieur).

Armature de construction : $A's = A_s / 3 = 3.97 \text{ cm}^2$, Soit : **4HA14/ml** avec $St = 25 \text{ cm}$.

VIII.3.3.3 Corbeau d'appui de la dalle de transition

Le corbeau c'est un appui pour la dalle de transition, il est soumis à la réaction de cette dernière.

❖ Evaluation des efforts

- Réaction due au poids des remblais

La réaction due au poids des remblais est donnée par la formule suivante :

$$R_{\text{Rem}} = \frac{ql}{2} \quad ; \quad R_{\text{Rem}} = \frac{21.42 \times 4}{2} = 42.84 \text{ kN/m}$$

Avec :

L : longueur de la dalle de transition ;

q : charges des remblais ; $q = q_{\text{remblais}} + q_{\text{revêtement}} + q_{\text{p dalle}}$.

- Réaction des surcharges sur remblais

La réaction due aux surcharges sur remblais est donnée par la formule ci-après :

$$R_{\text{sur-remblais}} = \frac{ql}{2} ; R_{\text{sur-remblais}} = \frac{10 \times 4}{2} = 20 \text{ kN/ml}$$

Avec :

q : surcharges sur remblais.

- Réaction due au poids du corbeau :

$$R_{\text{Cor}} = V \times \gamma$$

Avec :

V : volume du corbeau.

γ : densité du béton.

$$R_{\text{Cor}} = 0.24 \times 25 = 6 \text{ kN/ml}$$

❖ Combinaison d'actions sur le corbeau

- $R_{\text{ELU}} = 1,35 \times M_G + 1,6 \times M_Q = 97.93 \text{ kN/ml.}$
- $R_{\text{ELS}} = M_G + 1,2 \times M_Q = 72.84 \text{ kN/ml.}$

❖ Ferraillage du corbeau (Voir Figure IX.9)

Le corbeau est sollicité par une compression simple, la fissuration est considérée préjudiciable.

Section d'acier : $A_s = 11.2 \text{ cm}^2$ On prend **6HA16/ml** avec $St = 20 \text{ cm.}$

Armature de construction : $A's = A_s/3$; Soit : **4HA12/ml** avec $St = 25 \text{ cm.}$

VIII.3.3.4 Mur en retour

❖ Evaluation des efforts

Pour calculer les sollicitations on utilise un modèle 3D par logicielle ROBOT. Le mur en retour est supposé encasturer sur ces deux côtés, il est sollicité par les charges suivantes :

- Poussée des terres : $P_{\text{terres}} = 0.5 \times (0.333 \times 20 \times 7.64) = 25.44 \text{ Kpa.}$
- Poussée des surcharges de remblais : $P_{\text{sr}} = 3,33 \text{ kN/m}^2.$
- Poids de CCP : $P_{\text{eq}} = 11.1 \text{ kN/ml.}$
- Poids propre du mur (logiciel).

❖ Combinaisons des efforts

$$\underline{\text{E.L.S}} : \mathbf{Mu} = (M_t + M_{\text{pp}} + M_{\text{CCP}}) + 1,2 (M_{\text{sr}}).$$

$$\underline{\text{E.L.U}} : \mathbf{Mu} = 1,35(M_t + M_{\text{pp}} + M_{\text{CCP}}) + 1,6 (M_{\text{sr}}).$$

❖ Résultat et ferraillage (Voir Figure VIII.9)

Tableau VIII. 23: Résultats et ferrailage du mur en retour.

		Max ELU	Max ELS	As	Armatures
Sens verticale	Coté remblais	192	144	9.5	5HA16
	Coté extérieure	/	/	7.7	5HA14
Sens horizontale	Coté remblais	350	254	17	4HA25
	Coté extérieure	/	/	8.04	4HA16

VIII.3.3.5 Mur frontal

Le mur frontal est un élément qui est encastré dans la semelle, il travaille à la flexion composée. Il est sollicité essentiellement aux : charges permanentes, poids propres de la superstructure, poussée des terres, surcharge sur les remblais et les surcharges d'exploitations).

❖ Combinaison d'actions :

Le résultat des combinaisons les plus défavorables est montré dans le tableau : (détail de calcul voir Annexe).

Tableau VIII. 24: Combinaisons des moments et efforts tranchants pour le mur frontal.

Cas	N (kN)	T (kN)	M (kN.m)	N (kN/ml)	M (kN.m/ml)
ELS max	9196.28	2632.99	7429.64	812.39	656.33
ELU max	12383.83	3548.62	10020.33	1093.98	885.19
ELA max	8483.96	4864.35	15980.80	749.46	1411.73

❖ Ferrailage mur frontal (voir figure VIII.9) :

Résultat :

Section d'acier : avec logiciel de calcul on trouve : $A_s = 14.7 \text{ cm}^2$.

On prend **5HA20/ml** avec $St = 25 \text{ cm}$.

Armatures transversales :

$A_{st} = A_s/4$. On prend : **5HA12/ml** avec $St = 25 \text{ cm}$.

Armatures de construction :

$A's = A_s/3$. On prend : **5HA14/ml** avec $St = 25 \text{ cm}$.

VIII.4 ETUDE DES FONDATION

VIII.4.1 Etude de la semelle

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

Tableau VIII. 25: Les dimensions de la semelle sous la culée et la semelle sous la pile.

Longueur:	11.32
Largeur:	7.51
Epaisseur:	2

Les résultats des efforts agissant sur la semelle sont récapitulés dans l'Annexe

VIII.4.1.1 Calcul des sollicitations

Le tableau suivant résume les sollicitations obtenues lors des combinaisons des charges citées précédemment (détail de calcul Voir Annexe) :

Tableau VIII. 26: Les sollicitations les plus défavorables sur la semelle.

Etat	N (kN)	H (kN)	M (kN.m)
ELS	17024.42	3302.95	2811.38
ELU	22982.97	4461.99	9774.31
ELA	12652.55	7269.93	27393.91

VIII.4.1.2 Nombre des pieux

Le nombre de pieux est en fonction de la capacité portante d'un pieu donné par le rapport géotechnique et l'effort verticale du au tablier

$$n_p = \frac{N_{\max}}{Q_p}$$

Avec :

N_{\max} : l'effort normal maximal à l'ELS.

Q_p : capacité portante d'un pieu a l'ELS.

Tableau VIII. 27: Nombre de pieux sous la semelle.

N_{\max}	17024.42
Q_p	6238
n_p	2,73
On prend	6 pieux de 25 m de profondeur

VIII.4.1.3 Effort revenant à chaque pieu

$$N_i = \frac{N}{n} \pm \frac{M_x \times Y}{\sum Y^2} \pm \frac{M_y \times X}{\sum X^2}$$

Avec :

n : nombres des pieux.

N : effort normal.

M_x, M_y : moments dans les sens x,y.

X = y = 2.26 m : la distance des pieux par rapport à l'axe de la semelle.

Tableau VIII. 28: Les valeurs de N_{max} et de N_{min} pour les combinaisons les plus défavorables.

Etat	N max (kN)	N min (kN)
ELS	3338.42	2630.07
ELU	4504.84	3552.15
ELA	4184.48	88.56

$$N_{\max-els} = 3\,338,42 \text{ kN} < 6238 \text{ kN};$$

$$N_{\max-elu} = 4504.84 \text{ kN} < 9835 \text{ kN.} \rightarrow \text{pas de risque de poinçonnement.}$$

$$N_{\min} > 0 \rightarrow \text{pas de risque de soulèvement.}$$

VIII.4.1.4 Ferrailage de la semelle

Pour le ferrailage de la semelle on utilise la méthode des bielles, conditionnée par :

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

Avec :

$$h = H - d'.$$

L : entraxe entre les pieux.

b : épaisseur de la pile ou le mur frontal.

$$\text{On a :} \quad \tan \alpha = \frac{h}{\frac{L}{2} - \frac{b}{4}} = \frac{1.9}{2.26 - 0.38} = 1.01$$

$$\text{Donc:} \quad \alpha = 45.33^\circ \geq 45^\circ$$

$$\text{Et on a:} \quad h = 1.9 \text{ m} \geq \frac{L}{2} - \frac{b}{4} = 1.88 \text{ m}$$

(Les deux conditions sont vérifiées).

Tableau VIII. 29: Paramètres de calcul.

b (m)	h (m)	Ø _{pieu} (m)	L (m)	Fe MPa
1.52	1.9	1.20 m	4.52	500

On a:

$$A_i = \frac{N_i}{\sigma_s} \times \frac{L_i}{h}$$

Avec:

Tableau VIII. 30: Valeurs de σ_s pour les différents combinaisons.

γ_s	ELS	1.5	$\sigma_s=333.33$ MPa
	ELU	1.15	$\sigma_s=434.78$ MPa
	ELA	1	$\sigma_s=500$ MPa

Donc :

Tableau VIII. 31: Calcul la section d'armatures.

combinaison	N_i (KN)	L_i (m)	σ_s (MPa)	A_i (cm ²)
ELU	4504.83	4.52	434.78	102.52
ELS	3338.42	4.52	333.33	99.10
ELA	4184.47	4.52	500	82.81
A=Max (A_i)				102.52/L'

Armatures transversales inférieures :

$$A_s = A_s / 3.10 = 33.07 \text{ cm}^2/\text{ml} ; \text{ Soit : } \mathbf{5HA32}, \text{ avec un espacement de } 25 \text{ cm.}$$

Armatures transversales supérieures :

$$A_{s2} = A_s / 3 = 11.024 \text{ cm}^2/\text{ml} ; \text{ Soit : } \mathbf{5HA20}, \text{ avec un espacement de } 25 \text{ cm.}$$

Armatures longitudinales inférieures :

$$A_{s1} = A_s / 2 = 16.54 \text{ cm}^2/\text{ml} ; \text{ Soit : } \mathbf{5HA25}, \text{ avec un espacement de } 25 \text{ cm.}$$

Armatures longitudinales supérieures :

$$A_{s3} = A_s / 4 = 8.268 \text{ cm}^2/\text{ml} ; \text{ Soit : } \mathbf{5HA16}, \text{ avec un espacement de } 25 \text{ cm.}$$

Armatures latérales :

$$A_{s4} = A_s / 10 = 3.307 \text{ cm}^2/\text{ml} ; \text{ Soit : } \mathbf{4HA12}, \text{ avec un espacement de } 25 \text{ cm.}$$

VIII.4.2 Etude des pieux

❖ Action sur les pieux

Le comportement d'un élément flexible dans le sol peut s'exprimer mathématiquement l'aide de l'équation différentielle du 4^{ème} ordre :

$$EI \frac{d^4 y}{dx^4} + c_u + by = 0$$

Avec:

b : diamètre du pieu ; b = 1.2 m

c_u : module de réaction du sol ; $c_u = 30 \text{ Kg/cm}^3$

y : déplacement en tête du pieu

Une solution de cette équation est de la forme :

$$\alpha = \sqrt[4]{\frac{4EI}{c_u b}}$$

Avec :

I : moment d'inertie du pieu ; $I = \pi \frac{D^4}{64} = \pi \frac{120^4}{64} = 10.17 \times 10^6 \text{ cm}^4$

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

❖ **Calcul du coefficient d'amortissement du module de WARNER λ**

$$\lambda = \frac{1}{\alpha} = \sqrt[4]{\frac{c_u b}{4EI}} = \sqrt[4]{\frac{30 \times 120}{4 \times 330000 \times 10.17 \times 10^6}} = 0.228 \text{ m}^{-1}$$

Donc :

$$\lambda \times L = 0.228 \times 25 = 5.699$$

L: hauteur du pieu (L=25 m).

D'où, en tire les valeurs de (X_ϕ^H, X_ϕ^M) à partir du tableau WERNER.

$$\lambda.L = 5.699 \rightarrow \begin{cases} X_\phi^H = 1.42 \\ X_\phi^M = 1.63 \end{cases}$$

Le moment en tête du pieu donné par la relation suivante : $\bar{M} = - \frac{X_\phi^H}{X_\phi^M} \times \frac{\bar{P}}{\lambda}$

Tableau VIII. 32: Les valeurs du moment fléchissant et effort tranchant en tête du pieu.

Etat	\bar{P} (kN/pieu)	\bar{M} (kN.m)
ELU	743.67	2838.82
ELS	550.49	2101.4
ELA	1211.655	4625.29

Par robot expert:

$A_s = 161.7 \text{ cm}^2$ Donc : on prend **21HA32** ; $S_t=20\text{cm}$.

Pour les armatures transversales, on prendra des cerces HA12 avec un espacement de 20 cm dans la zone courante et 15 cm dans la zone de critique.

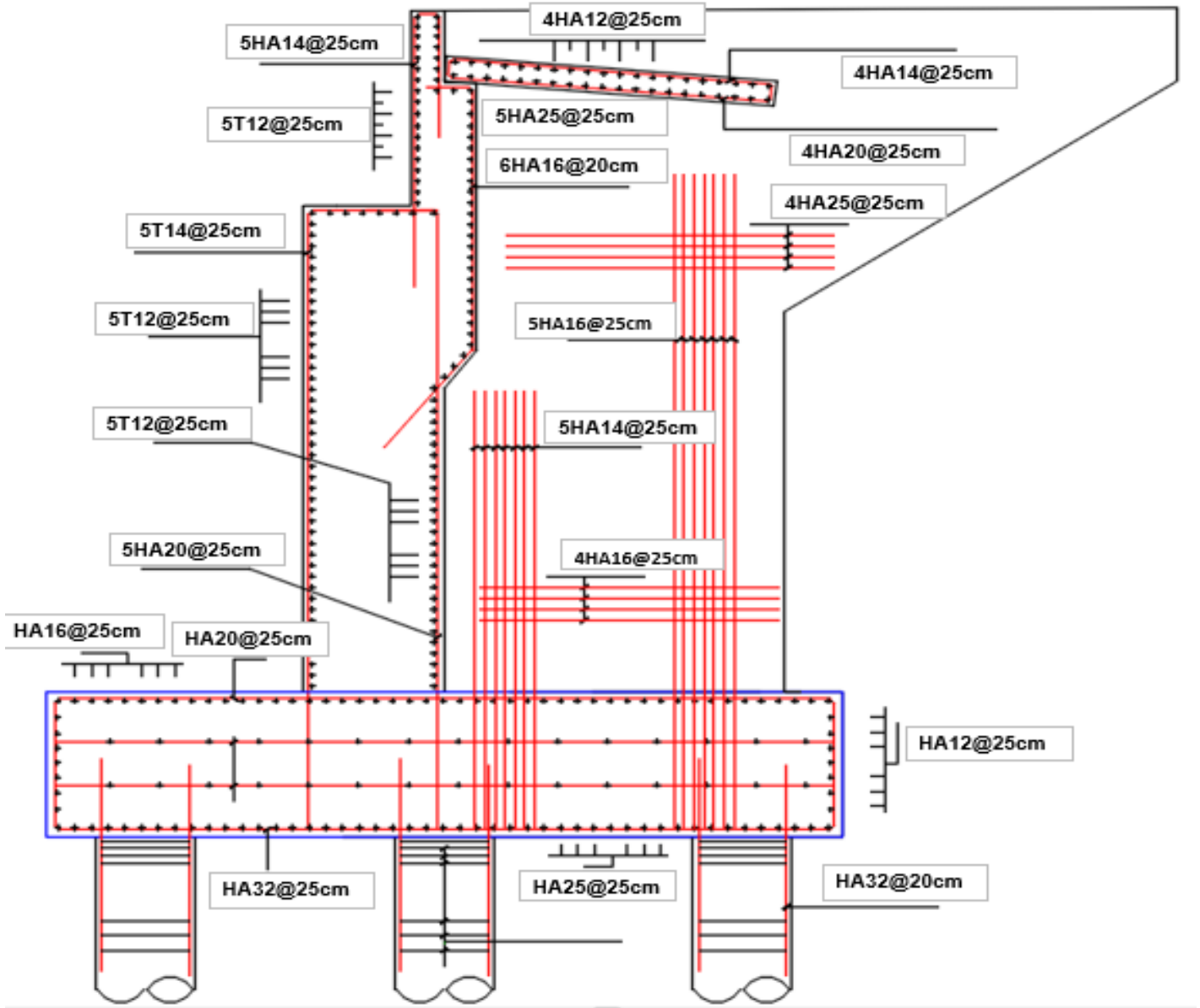


Figure VIII. 9: Ferrailage des éléments de la culée.

VIII.5 CONCLUSION

L'étude de l'infrastructure abordée dans ce chapitre traite le dimensionnement, ainsi la stabilité de la pile et de la culée tout en vérifiant le ferrailage de ses éléments, en tenue compte d'effet sismique surtout que notre ouvrage se situe dans une zone de sismicité moyen, qui lui permettrait d'avoir un fonctionnement adéquat, d'où l'ouvrage peut-être exploité en toute sécurité.

CONCLUSION GENERALE

CONCLUSION GENERALE

Le projet de fin d'études est une phase importante dans le cycle de formation d'élève ingénieur et c'est la meilleure occasion pour nous de mettre en évidence notre connaissances théoriques acquises durant notre cursus de formation à l'école nationale supérieure des travaux publics, et aussi c'est une expérience enrichissante qui nécessite la réflexion d'une part, et des connaissances étendues dans le domaine d'emploi des différents types de structures d'autre part.

Ce travail nous a permis d'acquérir les différentes techniques d'assimilation des phénomènes physiques, le passage vers le logiciel à partir d'une modélisation correcte, la maîtrise de la réglementation régissant les principes de calcul des structures dans le domaine des ouvrages d'art. Ceci se fait à partir de la lecture des différentes références bibliographiques, l'utilisation du logiciel comme moyen de calcul et surtout grâce au côtoiement d'ingénieurs et de chercheurs dans le domaine de génie civil.

Nous avons traité dans ce mémoire les principales étapes de l'étude d'un pont en commençant par la conception générale, une fois que les variantes ont été définies et analysées, nous avons retenu la variante la plus avantageuse pour le pré dimensionner et étudier d'une manière profonde. Nos connaissances se trouvent très enrichies, le fait d'être en contact direct avec les ingénieurs d'ouvrage d'art de (SAPTA), qui dispose des compétences qualifiées.

Cette étude, nous a permis de visualiser les différentes phases d'exécution d'un ouvrage d'art, d'appliquer différents règlements (BAEL et RPOA, Euro code, etc...), l'utilisation variée des logiciels du domaine tels qu'AUTOCAD, Robot, SketchUp ainsi que Microsoft Office.

Enfin, ce mémoire est une première expérience pour nous en tant qu'élève ingénieur, qui s'est avérée très enrichissante, tant du point de vue informations et connaissances acquises que sur l'aspect organisation et gestion du temps.

BIBLIOGRAPHIE

BIBLIOGRAPHIE

BENREDHOUANE Mustapha, Cours de Béton Armé. Ecole nationale supérieure des travaux publics d'Alger, (2017)

Document SETRA, (septembre 2009) « Ponts mixtes acier-béton ». Ministère de l'écologie, de l'énergie, de développement durable et de la mer (France).

Document SETRA, (juin 2003) « Ponts en béton précontraint construits par encorbellements successifs ». Ministère de l'équipement, des transports, du logement, du tourisme et de la mer (France).

Document SETRA, (Février 1996) « Ponts à poutres préfabriquées précontraintes par post-tension ». Centre des techniques d'ouvrages d'art (France).

CALGARO, J.A., & BERNARD-GELY.A, (1994) « Conception des ponts ». Ecole nationale des ponts et chaussées de Paris (France).

THONIER. H, (1992) « Le béton précontraint aux états limites ». Ecole nationale des ponts et chaussées de Paris : 2ème édition, (France).

CHAUSSIN, R., & FUENTES, A., & LACROIX, R., & PERCHAT, J, (1992) « La précontrainte ». Ecole nationale des ponts et chaussées de Paris (France).

CHAUSSIN. R, (1992) « Béton précontraint ». Direction Techniques des Ouvrages d'Art au Laboratoire Central des Ponts et Chaussées (France).

CALGARO, J.A., & Virlogeux, M, (1987) « Projet et construction des ponts », Ecole nationale des ponts et chaussées de Paris (France).

Différent cours de l'Ecole nationale supérieure des travaux publics d'Alger.

Document Technique Règlementaire DTR « REGLES DDEFINISSANT LES CHARGES A APPLIQUER POUR LE CALCUL ET EPREUVE DES PONT ROUTES »

Document Technique Règlementaire DTR « REGLES PARASISMIQUE APPLICABLES AU DOMAINE DES OUVRAGE D'ART », RPOA2008

***ANNEXE A : RESULTATS DES ESSAIS
GEOTECHNIQUES***

ANNEXE A

3.1.2. Travaux réalisés

Se compte avec deux sondages pressiométriques, SP-24+000 et SP-24+070 et deux sondages carottés, nommés comme SC-24+035 et SC-24+130. Toutes ces recherches sont réalisées dans l'axe central de la structure.

La distribution de ces travaux selon les exemples de la structure est la suivante :

Culée d'entrée : Sondage SP-24+000

Piles : SC-24+035, SP-24+070.

Culée de sortie : SC-24+130

SONDAGE	TYPE	PROFONDEUR	PRESSIOMÉTROS	SPT	INTACT	PARAFFINÉ	REMANIÉ
SP-24+000	Pressiométrique	40,0 m	20	-	-	-	-
SC-24+035	Carotté	30,0 m	-	5	-	9	-
SP-24+070	Pressiométrique	40,0 m	20	-	-	-	-
SC-24+130	Carotté	30,0 m	-	8	-	5	-

Résultats d'essais au laboratoire

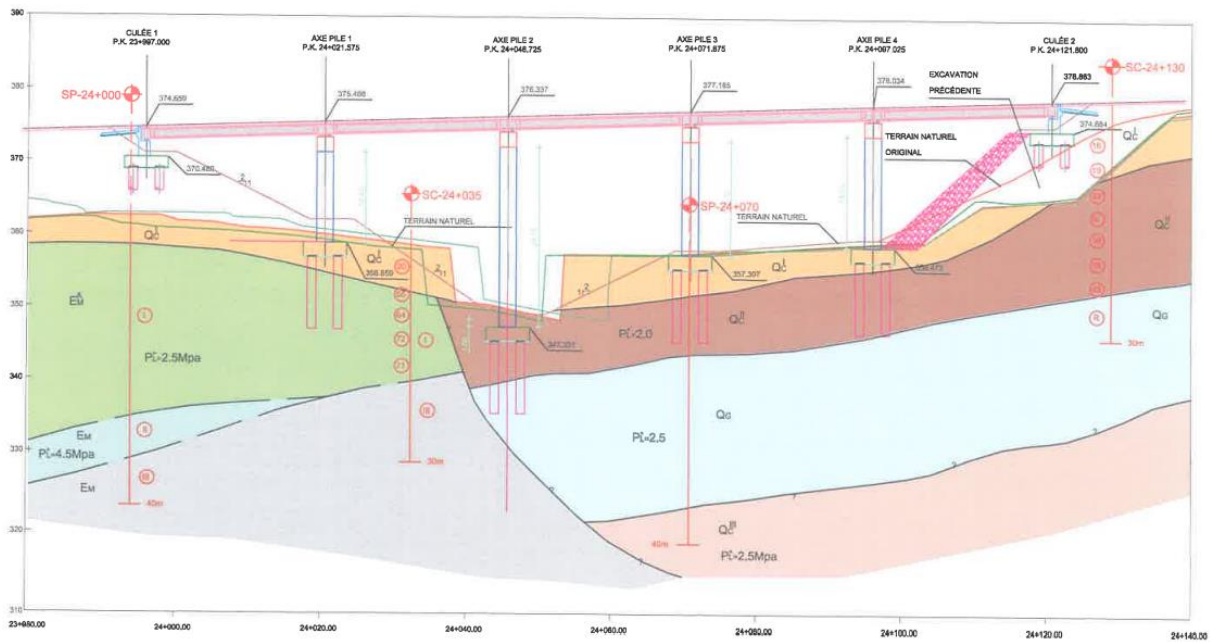
Se dispose des suivantes essais de laboratoire, correspondantes au sondage SC-24+035:

Référence	Profondeur (m)	Paramètres physiques				Limites d'Atterberg		Analyse granulométrique			Analyses Chimiques Du Sol			Compress. simple Rc (bars)
		W (%)	Gd (t/m3)	Gh (t/m3)	Sr (%)	WL (%)	Ip (%)	< 2mm (%)	< 80µ (%)	< 2µ (%)	Sulfate (%)	MO (%)	Carbonate (%)	
SC-24+035	2.20 – 2.43	16.96	1.69	1.98	79.12	39.0	14.0	97.82	92.84		0.366	4.09		
	7.70 – 7.93	18.27	1.63	1.93	77.37	37.0	13.0	96.49	89.00		0.609		16.72	0.80
	9.10 – 9.40	19.35	1.73	2.06	96.42	35.0	13.0	94.47	84.12					0.36
	12.60 – 12.94	17.40	1.71	2.01	83.88	38.0	13.0	95.16	81.37		0.507			1.06
	19.57 – 20.00													

Résultats d'analyse chimique

Sondage/Puits N°	Ech. N°	Prof.	Sulfates (%)	CaCO ₃ (%)	Gypse	Sels solubles	M.O (%)	Matière en Susp. (%)
SC-24+035	SU-1314-AG15	02.20 à 02.43 m	0.36668	-	-	-	4.09	-
	SU-1315-AG15	07.70 à 07.93 m	0.60976	16.72	-	-	-	-
	SU-1317-AG15	12.60 à 12.94 m	0.50676	-	-	-	-	-

Profile géotechnique



LÉGENDE		SYMBOLOGIE	
Tertiaire: Unité éocène Em		⊕ SC- Sondage carotte.	
	Ea. Sables et/ou Argiles et marnes grès verticils.	⊕ SP- Sondage pressiométrique.	
	Euv. Marnes grès verticils.	⊙ SPT	
	Euv. Marnes calcaires gris.	⊙ Niveaux géotechniques: I, II y III Unité Em.	
Quaternaire		P.	Pc: Pression limite nette (Mpa)
	Qc'. Recouvrement colluviale / alluviale. Argile avec sable et horizons des graviers.		
	Qc. Alluvial argilo-glaiveux. Présence d'intercalations irrégulières de gravier.		
	Qc. Alluvial. Grèves et sables.		
	Qc'. Alluvial argilo-limonaux.		

Resultas d'essais pressiométrique

Sondage SP-24+000

PROF.	UNITÉ	PI (tn/m2)	PI* (Tn/m2)	E (tn/m2)	E/PI*	
2	Colluvial (Qc')	126.2	124.2	2347.9	18.9	
4		220.8	216.8	3241.1	14.9	
6		228.7	222.7	2858.7	12.8	
8		247.5	239.5	3348.1	14.0	
10		270.4	260.4	3622.5	13.9	
12		270.9	258.9	3469.4	13.4	
14	Marnes Altéré (I)	282.6	268.6	3762.6	14.0	
16		274.5	258.5	1521.8	5.9	
18		281.1	263.1	3416.1	13.0	
20		286.7	266.7	3347.4	12.6	
22		290.5	267.4	3833.5	14.3	
24		323.9	298.7	3452.3	11.6	
26		316.6	289.3	3612.8	12.5	
28		322.6	293.2	3681.6	12.6	
30		Marnes (II)	486.5	455.0	6411.3	14.1
32			477.7	444.1	5540.6	12.5
34	Marno-Calcaires (III)	524.8	489.1	14645.9	29.9	
36		527.0	489.2	13089.8	26.8	
38		528.6	488.7	15313.9	31.3	
40		530.9	488.9	13601.1	27.8	

Sondage SP-24+070

PROF.	UNITÉ	PI (tn/m2)	PI* (Tn/m2)	E (tn/m2)	E/PI*
2	Colluvial (Qc')	106.3	104.3	1968.0	18.9
4		121.2	117.2	1951.7	16.7
6		125.2	119.2	2033.4	17.1
8	Alluvial (Qc'')	253.9	245.9	3593.1	14.6
10		245.8	235.8	3400.6	14.4
12		236.1	224.1	3685.5	16.4
14	Alluvial Q _c	269.9	255.9	3745	14.6
16		266.1	250.1	3592.4	14.4
18		278.7	260.7	3643.1	14.0
20		266.4	246.4	3666.1	14.9
22		243.1	221.1	3252.4	14.7
24		266.1	242.1	3408.4	14.1
26		253.1	227.1	3461.4	15.2
28		282.3	254.3	4311.6	17.0
30		256.5	226.5	3219.5	14.2
32		288.8	256.8	3357.3	13.1
34		305.5	271.5	3396.3	12.5
36	Alluvial (Qc''')	300.0	264.0	3410.6	12.9
38		289.9	251.9	3758.0	14.9
40		318.7	278.7	3811.2	13.7

Méthodologie de calcul

CHARGES PAR PIEU

Les expressions pour le calcul des charges limites en compression Q_L et en traction Q_{TL} d'un élément de fondation profonde s'est calculé selon les formulations générales suivantes :

$$Q_L = Q_{pu} + Q_{su}$$

$$Q_{TL} = Q_{su}$$

D'où:

Q_{pu} : Résistance limite mobilisée dans la pointe de l'élément de fondation profonde.

Q_{su} : Résistance limite mobilisée par frottement latéral dans la hauteur considérée du pieu.

À partir de la dernière valeur de résistance par pointe Q_{pu} et par fût Q_{su} , se calcule la nommée charge de fluage, Q_c , à partir de l'expression (applicable aux pieux perforés) :

$$\text{Compression: } Q_c = 0,5 \times Q_{pu} + 0,7 \times Q_{su}$$

$$\text{Traction: } Q_{tc} = 0,7 \times Q_{su}$$

Enfin, en fonction de la valeur de charge de fluage et charge limite, les valeurs de charge admissibles pour chacun des états limites considérés, s'obtient en base à :

Etats Limites	Combinaisons	Traction	Compression
E.L.U	Fondamentales	$Q_{TL} / 1,40$	$Q_L / 1,40$
	Accidentelles	$Q_{TL} / 1,30$	$Q_L / 1,20$
E.L.S	Rares	$Q_{tc} / 1,40$	$Q_c / 1,10$
	Quasi-permanentes	-	$Q_c / 1,40$

1. CULEE E1

L. PIEU (m)	PROF. DEPUIS SURFACE (m)	EMP. MARNES (m)	COMPRESSION				TRACTION	
			QL (Tn)	Qc (Tn)	QELU(Tn)	QELS (Tn)	QELU(Tn)	QELS (Tn)
30.60	33.10	20.1	1376.8	873.3	983.5	623.80	660.33	462.23

FROTTEMENT NÉGATIVE: 254.5 TN

2. PILE P1

L. PIEU (m)	PROF. DEPUIS SURFACE (m)	EMP. MARNES (m)	COMPRESSION				TRACTION	
			QL (Tn)	Qc (Tn)	QELU(Tn)	QELS (Tn)	QELU(Tn)	QELS (Tn)
22.00	25.00	20	1372.2	870.1	980.2	621.50	657.04	459.93

FROTTEMENT NÉGATIVE + CHARGE VERTICALE: 86,5 TN

3. PILE P2

L. PIEU (m)	PROF. DEPUIS SURFACE (m)	EMP. MARNES (m)	COMPRESSION				TRACTION	
			QL (Tn)	Qc (Tn)	QELU(Tn)	QELS (Tn)	QELU(Tn)	QELS (Tn)
23.70	28.20	18.2	1344.3	873.2	960.2	623.69	717.87	502.51

4. PILE P3

L. PIEU (m)	PROF. DEPUIS SURFACE (m)	EMP. MARNES (m)	COMPRESSION				TRACTION	
			QL (Tn)	Qc (Tn)	QELU(Tn)	QELS (Tn)	QELU(Tn)	QELS (Tn)
28.50	30.50	16.5	1342.5	871.9	958.9	622.76	716.55	501.59

5. PILE P4

L. PIEU (m)	PROF. DEPUIS SURFACE (m)	EMP. MARNES (m)	COMPRESSION				TRACTION	
			QL (Tn)	Qc (Tn)	QELU(Tn)	QELS (Tn)	QELU(Tn)	QELS (Tn)
26.30	28.30	16	1340.8	870.7	957.7	621.93	715.37	500.76

CHARGE VERTICALE: 10.2 TN

8. CULEE E2

L. PIEU (m)	PROF. DEPUIS SURFACE (m)	EMP. MARNES (m)	COMPRESSION				TRACTION	
			QL (Tn)	Qc (Tn)	QELU(Tn)	QELS (Tn)	QELU(Tn)	QELS (Tn)
34.00	36.50	12.5	1341.7	871.3	958.4	622.39	716.01	501.21

FROTTEMENT NÉGATIVE: 252.7 TN

***ANNEXE B : DIAGRAMMES DES EFFORTS
INTERNES***

ANNEXE B

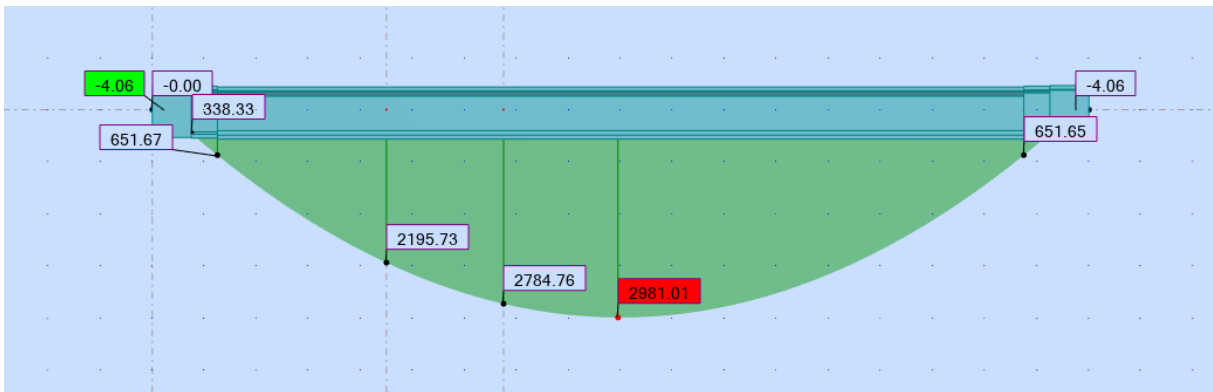


Figure B. 1: Moment fléchissant longitudinal sous le poids propre d'une seule poutre.

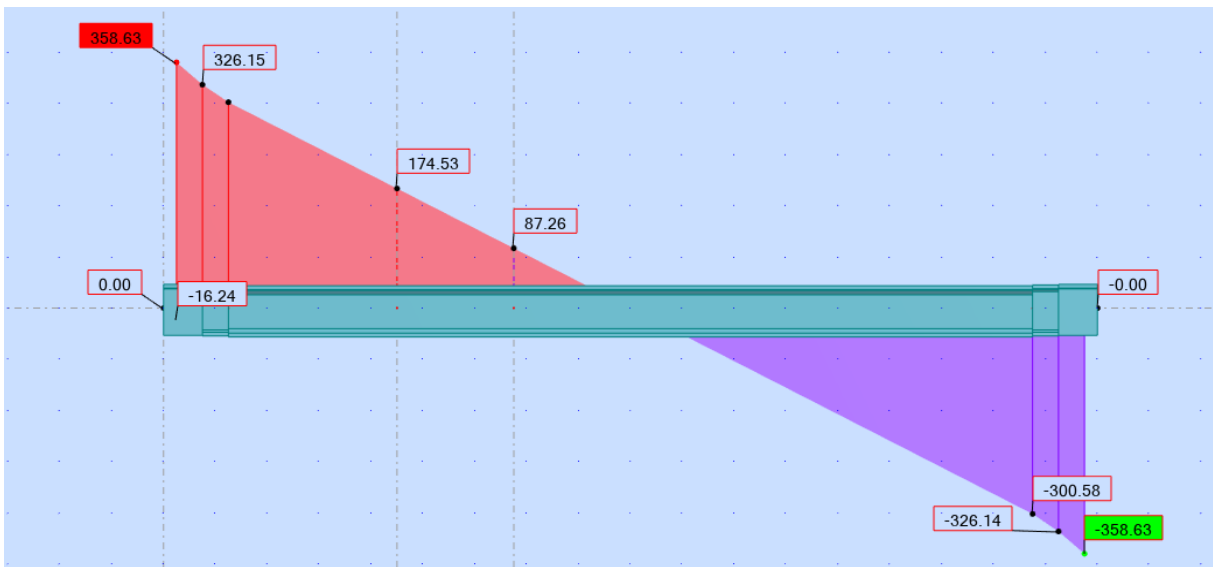


Figure B. 2: Effort tranchant longitudinal sous le poids propre d'une seule poutre.

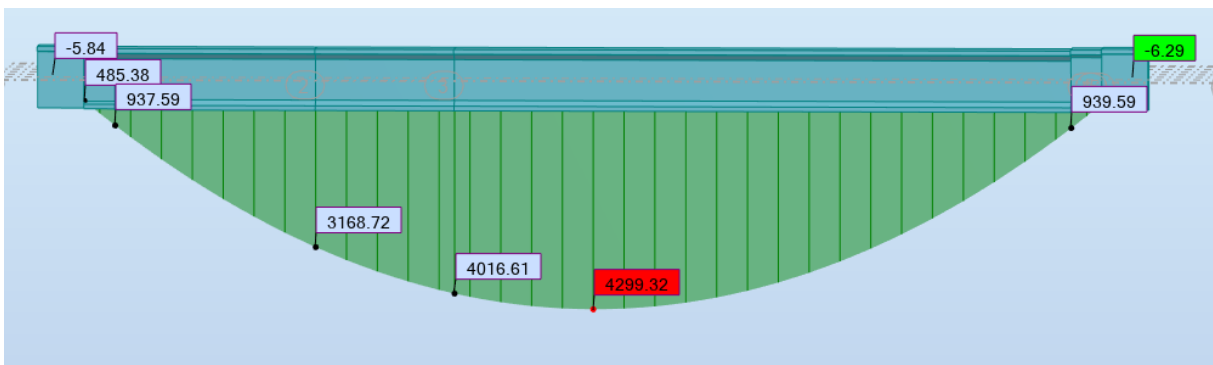


Figure B. 3: Moment fléchissant longitudinal sous le poids propre de poutres + dalle.

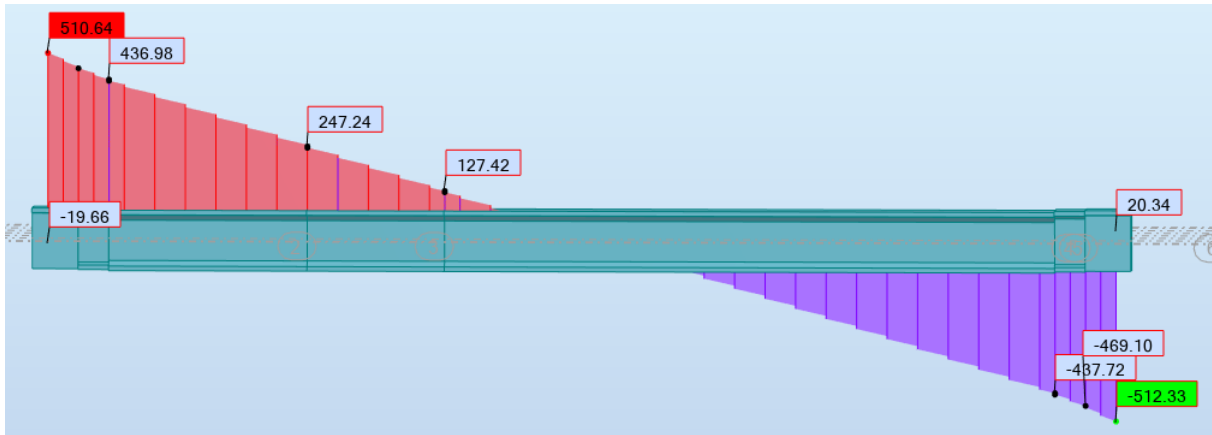


Figure B. 4: Effort tranchant longitudinal sous le poids propre de poutres + dalle.

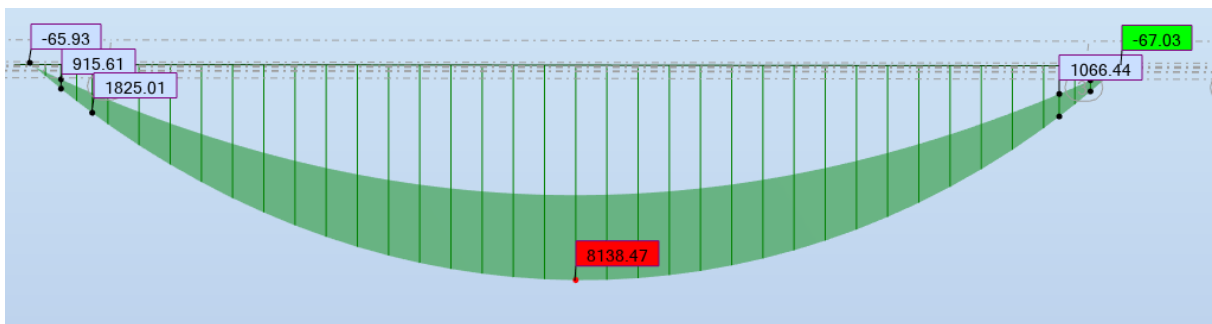


Figure B. 5: Moment fléchissant longitudinal sous la combinaison G+D240.

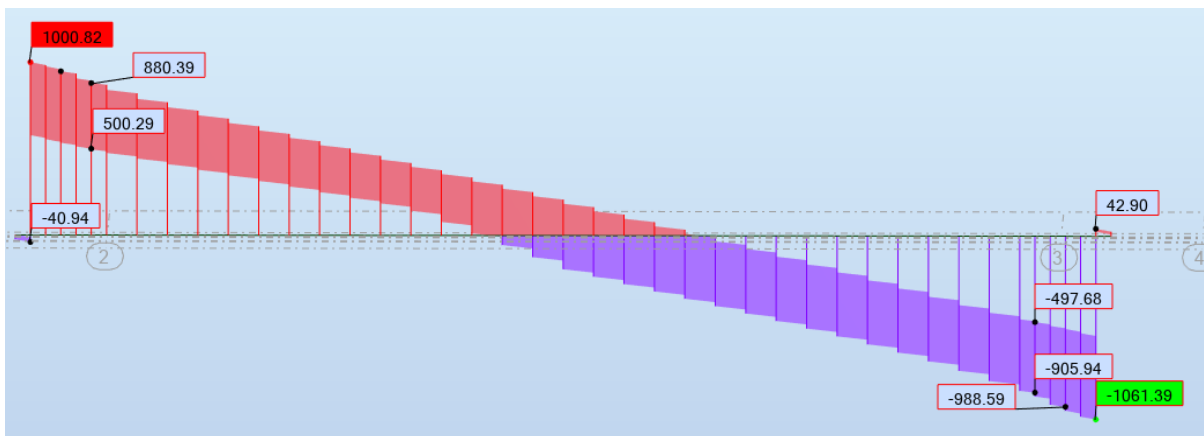


Figure B. 6: Effort tranchant longitudinal sous la combinaison G+D240.

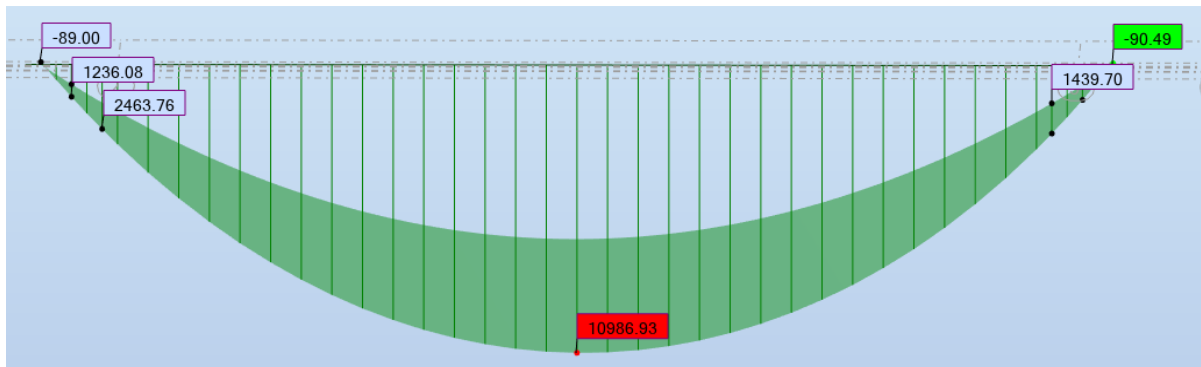


Figure B. 7 : Moment fléchissant longitudinal sous la combinaison 1.35G+1.35D240.

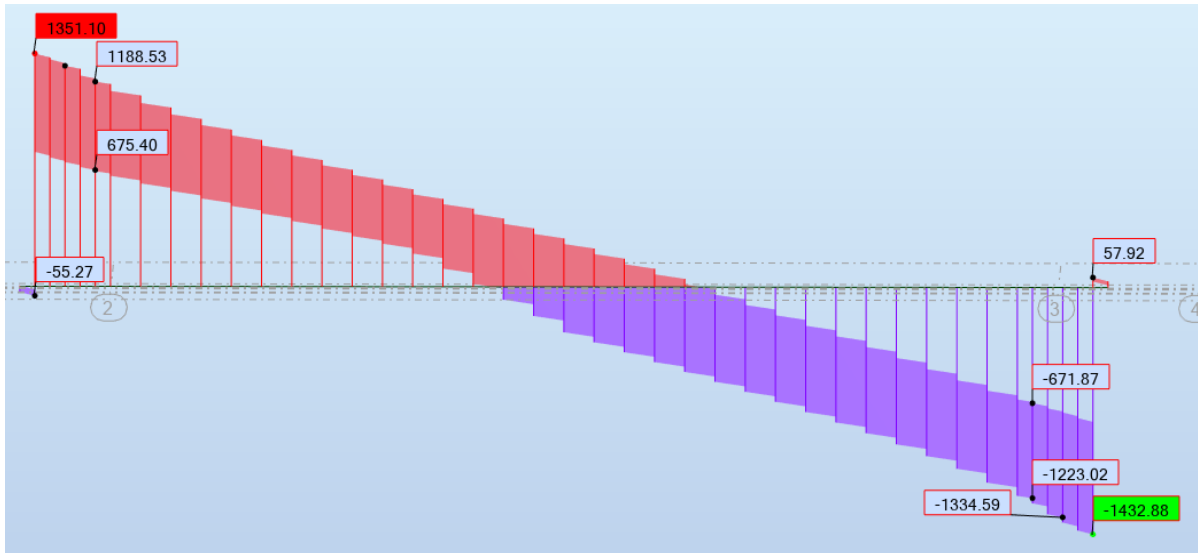


Figure B. 8 : Effort tranchant longitudinal sous la combinaison 1.35G+1.35D240.

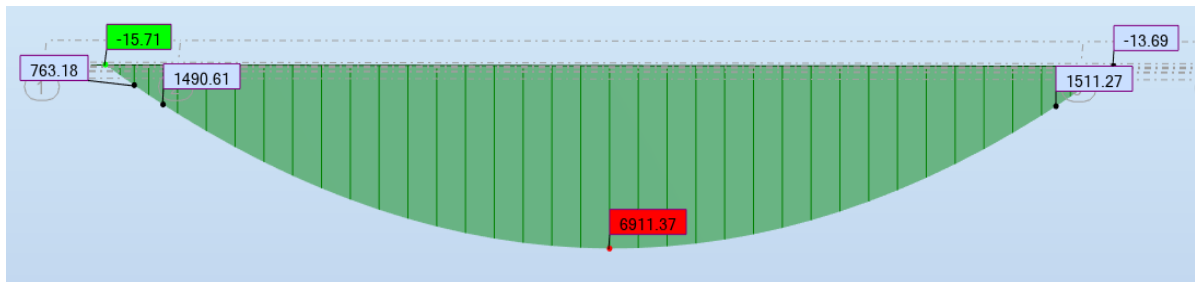


Figure B. 9 : Moment fléchissant longitudinal sous la combinaison G+1.2A(L).

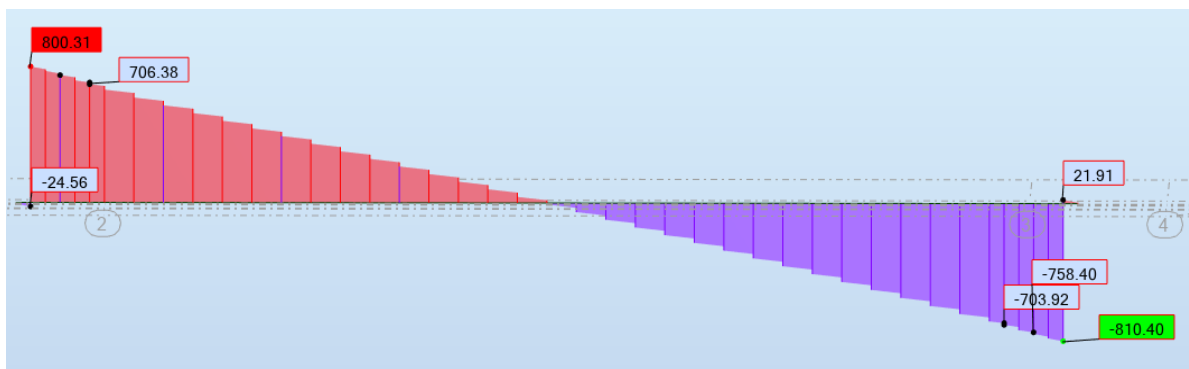


Figure B. 10 : Effort tranchant longitudinal sous la combinaison G+1.2A(L).

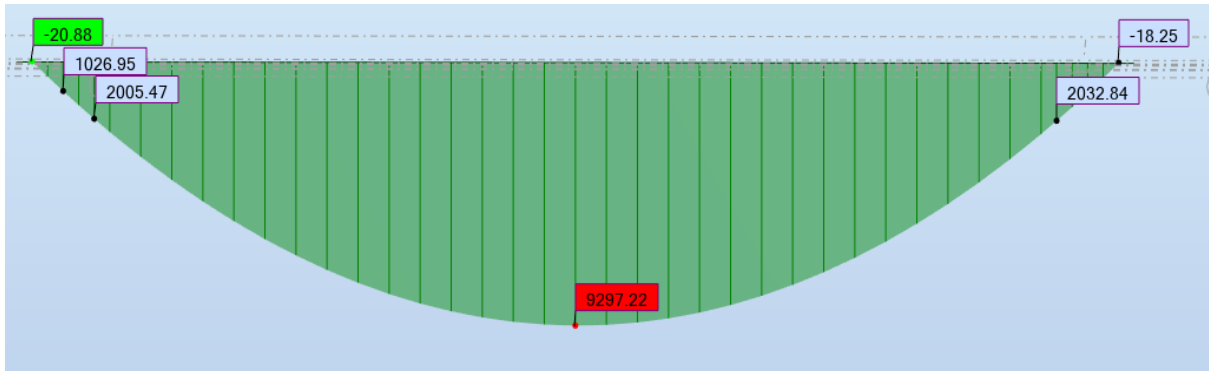


Figure B. 11 : Moment fléchissant longitudinal sous la combinaison 1.35G+1.6A(L).

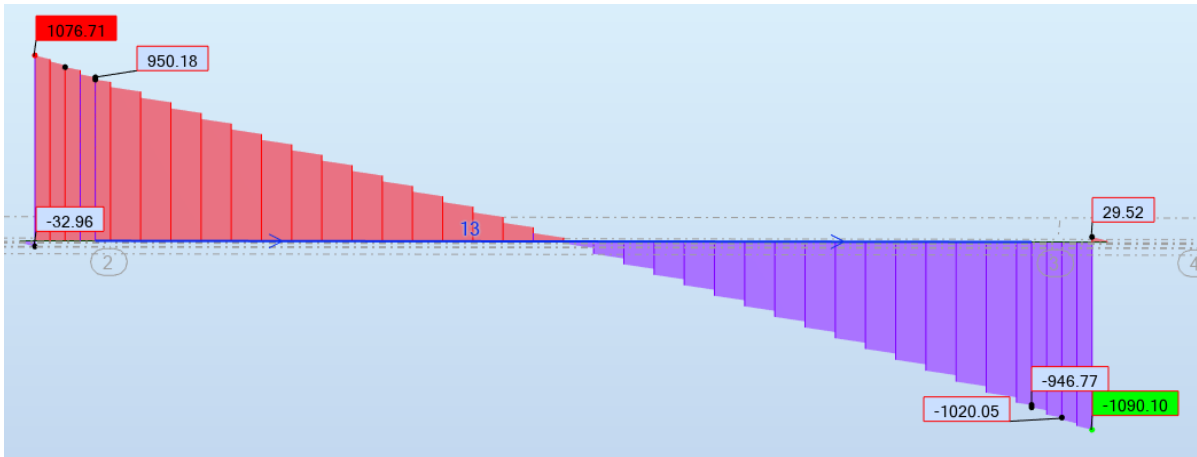


Figure B. 12 : Effort tranchant longitudinal sous la combinaison 1.35G+1.6A(L).

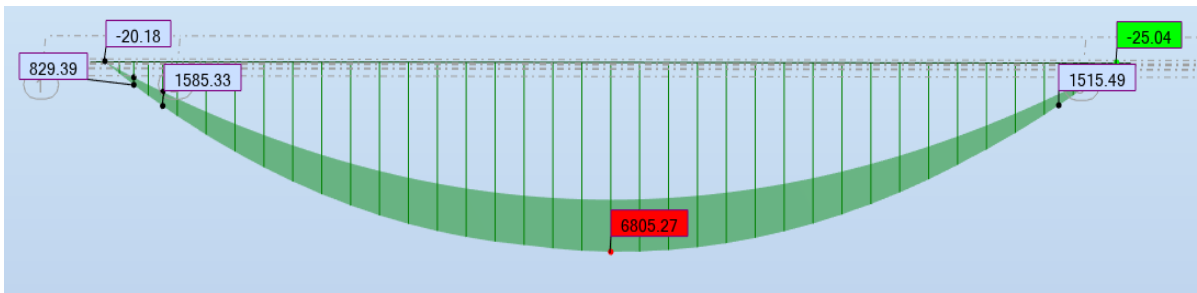


Figure B. 13 : Moment fléchissant longitudinal sous la combinaison G+1.2Bc.

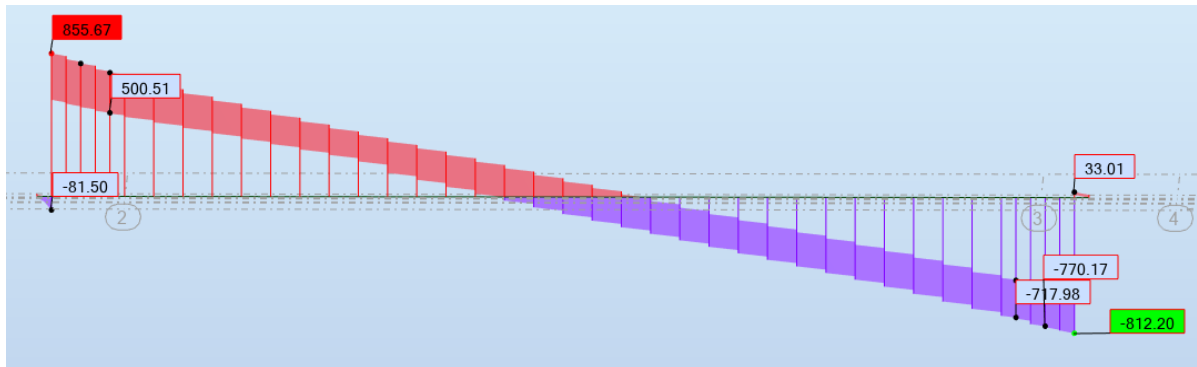


Figure B. 14 : Effort tranchant longitudinal sous la combinaison G+1.2Bc.

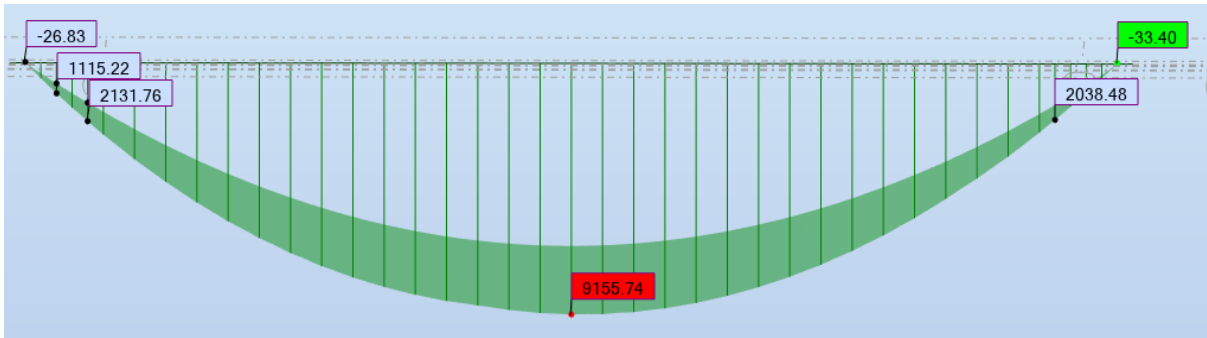


Figure B. 15 : Moment fléchissant longitudinal sous la combinaison 1.35G+1.6Bc.

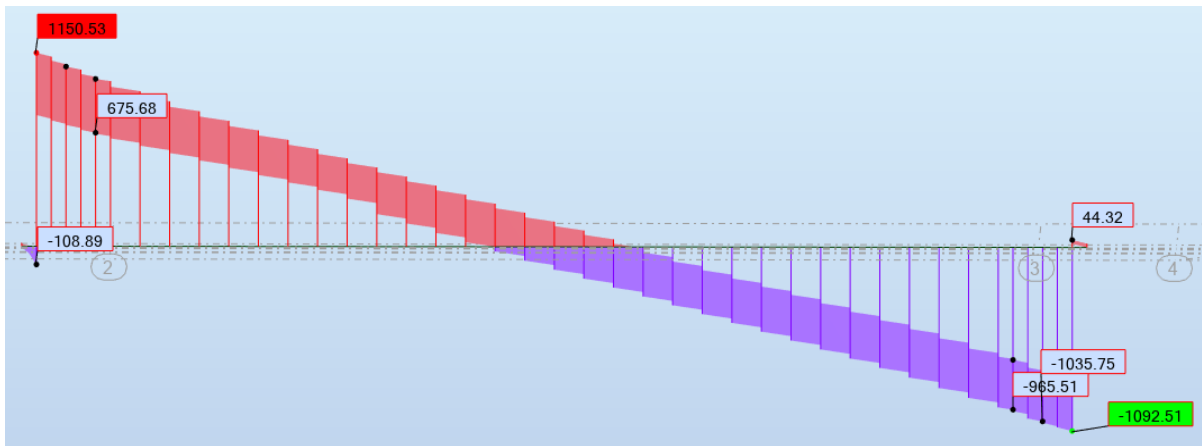


Figure B. 16: Effort tranchant longitudinal sous la combinaison 1.35G+1.6Bc.

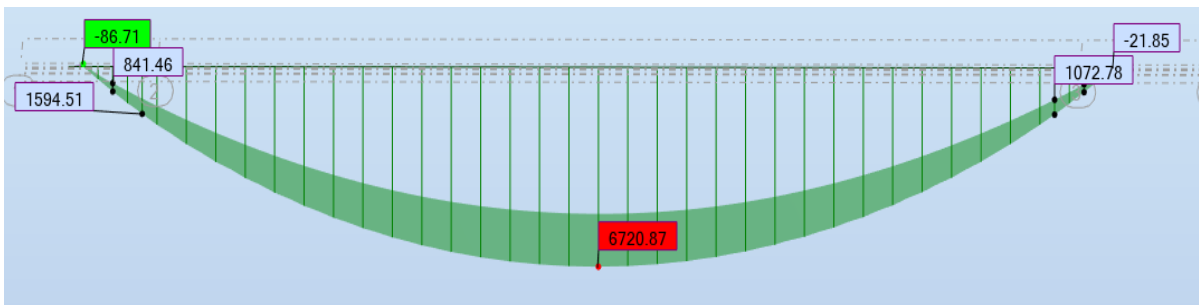


Figure B. 17 : Moment fléchissant longitudinal sous la combinaison G+1.2Bt.

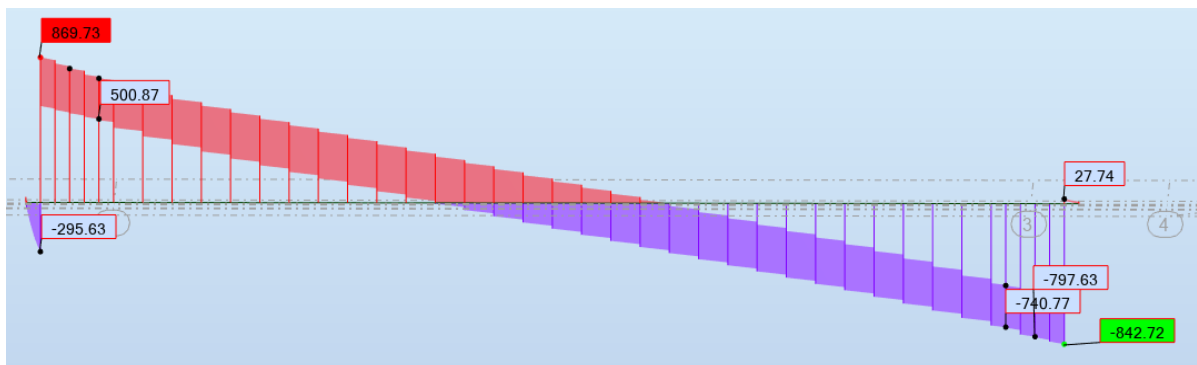


Figure B. 18 : Effort tranchant longitudinal sous la combinaison G+1.2Bt.

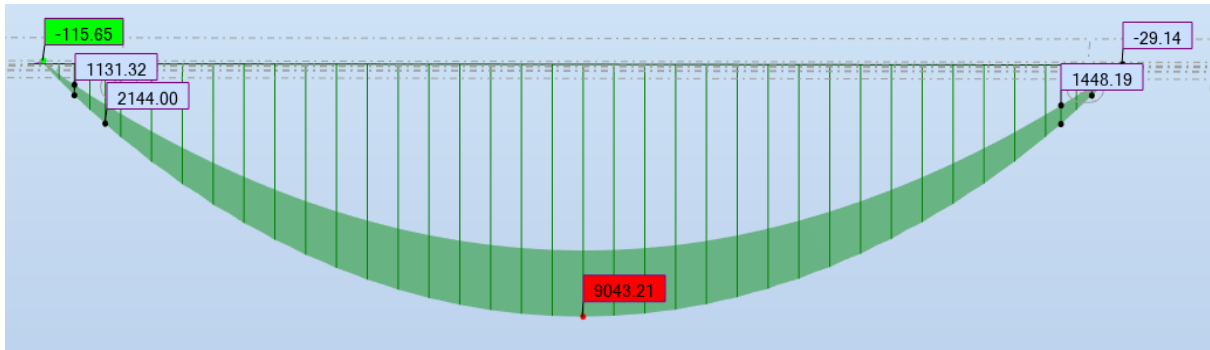


Figure B. 19 : Moment fléchissant longitudinal sous la combinaison 1.35G+1.6Bt.

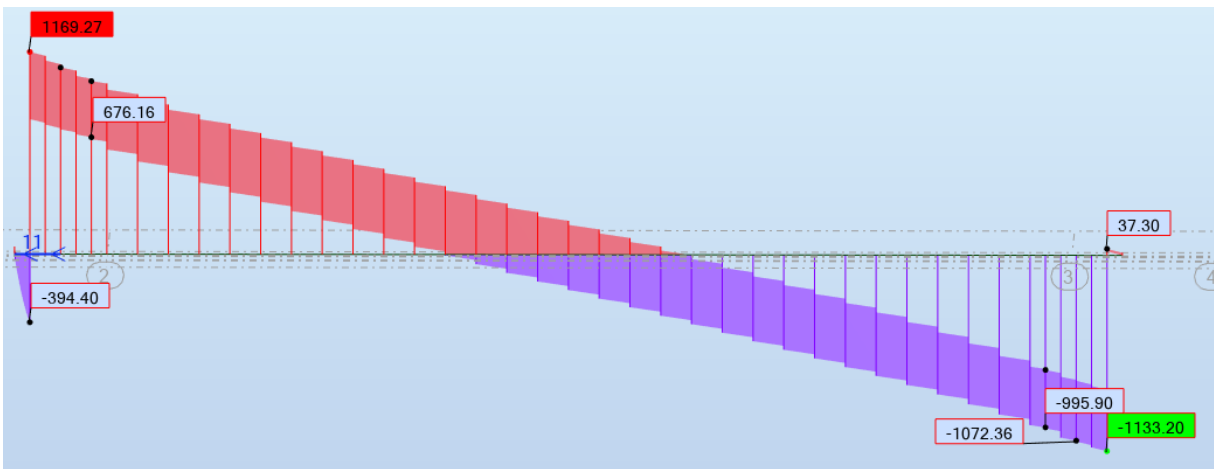


Figure B. 20 : Effort tranchant longitudinal sous la combinaison 1.35G+1.6Bt.

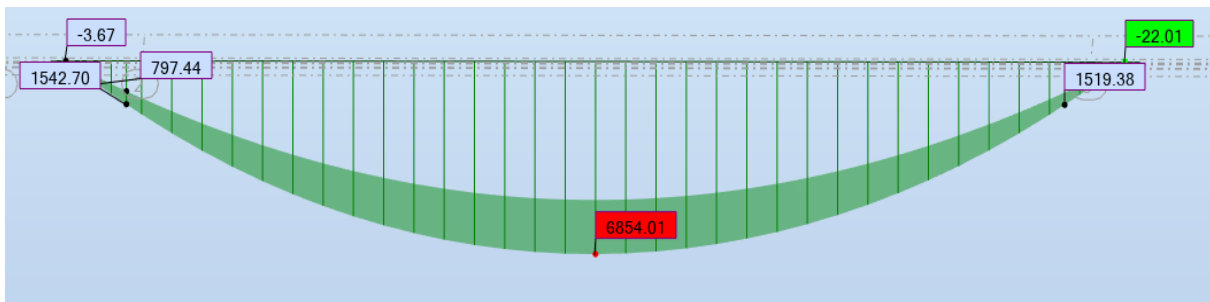


Figure B. 21 : Moment fléchissant longitudinal sous la combinaison G+Mc120.

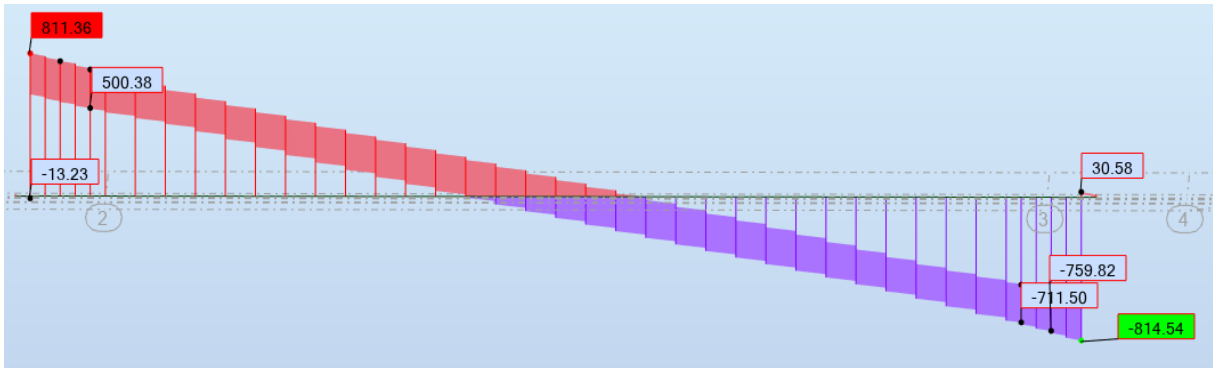


Figure B. 22 : Effort tranchant longitudinal sous la combinaison G+Mc120.

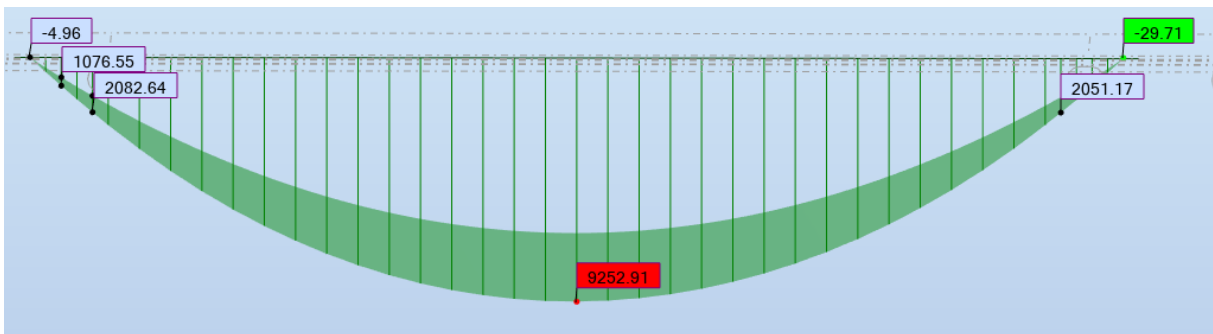


Figure B. 23 : Moment fléchissant longitudinal sous la combinaison 1.35G+1.35Mc120.

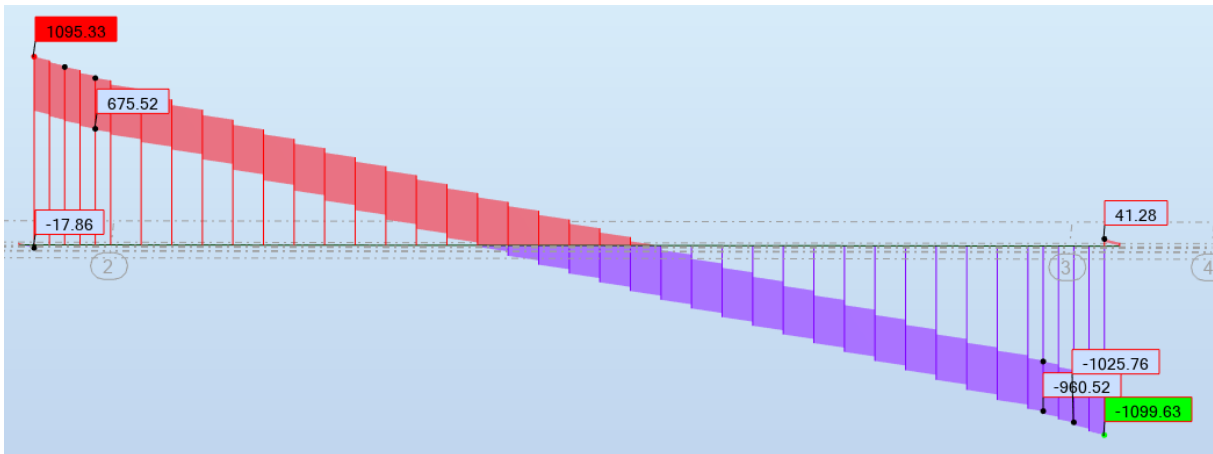


Figure B. 24 : Effort tranchant longitudinal sous la combinaison 1.35G+1.35Mc120.

ANNEXE C : TABLEAUX DE CALCUL

ANNEXE C

Tableau c. 1: Tableau récapitulatif des réactions.

Charge	Culée	Pile
R _g	4361,60	8723,21
R _(AI)	1234,80	1659,60
R _{bc}	1128,59	1223,48
R _{Mc120}	1088,31	1139,45
R _{D240}	1796,57	2118,86

Tableau c. 2: Calcul des futs combinaisons a L'ELS.

	N	H	MH	MV	ΔM
G	13723,96	146,23	2624,78	0,00	2624,78
G+1.2AI+ST+0.6T	15715,48	235,92	4234,68	0,00	4234,68
G+1.2Bc+ST+0.6T	15192,13	362,23	6501,98	0,00	6501,98
G+Mc120+0.6T	14863,41	146,23	2624,78	0,00	2624,78
G+D240+0.6T	15842,82	146,23	2624,78	0,00	2624,78

Tableau c. 3: Calcul des futs combinaisons a L'ELU.

	N	H	MH	MV	ΔM
1,35G	18527,34	203,42	3651,45	0,00	3651,45
1.35G+1.6AI+1.6ST+0.9T	21182,70	323,01	5797,99	0,00	5797,99
1.35G+1.26B+1.6ST+0.9T	20484,91	491,42	8821,05	0,00	8821,05
1.36G+1.35Mc120+0.9T	21387,80	203,42	3651,45	0,00	3651,45
1.35G+1.35D240+0.9T	18527,34	203,42	3651,45	0,00	3651,45

Tableau c. 4: Calcul des fondation combinaisons a L'ELS

	N	H	MH	MV	ΔM	1ère file	2ème file
						R ₁	R ₂
G	16528,96	146,23	2873,37	0,00	2873,37	2488,77	3020,88
G+1.2AI+ST+0.6T	18520,48	235,92	4635,73	0,00	4635,73	2657,51	3515,98
G+1.2Bc+ST+0.6T	17997,13	362,23	7117,77	0,00	7117,77	2340,47	3658,57
G+Mc120+0.6T	17668,41	146,23	2873,37	0,00	2873,37	2678,68	3210,79
G+D240+0.6T	18647,82	146,23	2873,37	0,00	2873,37	2841,92	3374,02

Tableau c. 5: Calcul des fondation combinaisons a L'ELU.

	N	H	MH	MV	ΔM	1ère file	2ème file
						R ₁	R ₂
1,35G	22314,09	203,42	3997,27	0,00	3997,27	3348,90	4089,13
1.35G+1.6AI+1.6ST+0.9T	24969,45	323,01	6347,10	0,00	6347,10	3573,88	4749,27
1.35G+1.6Bc+1.6ST+0.9T	24271,66	491,42	9656,47	0,00	9656,47	3151,16	4939,39
1.36G+1.35Mc120+0.9T	23852,35	203,42	3997,27	0,00	3997,27	3605,27	4345,51
1.35G+1.35D240+0.9T	25174,55	203,42	3997,27	0,00	3997,27	3825,64	4565,88

Tableau c. 6: Effort sismque Semelle.

V _L (MN)	V _T (MN)	M _L (MN)	M _T (MN)	N (MN)
0.56	0.56	0.48	0.48	0.17

Tableau c. 7: Effort du au poids Semelle.

Semelle	H(m)	B(m)	L(m)	N(MN)	K _h	K _v
	1.70	6.00	11.00	2.81	0.20	0.06

Tableau c. 8: Effort à la Base de la fondation.

Dés	N (MN)	V _L (MN)	V _T (MN)	I _{FV} /o (x/o)	I _{FH} /O/a (y/a,o)	M _{FV} /o	M _{FHL} /o	M _{FHT} /o
Pile	1,72	2,94	1,60	0,00	9,85	0,00	29,0	15,77
Séis Tab	0,00	2,42	2,87	0,00	18,00	0,00	43,62	51,58

Tableau c. 9: Efforts provenant du Tablier.

	R _{max}	R _{min}
N(MN)	9.15	8.95
V(MN)	0.17	0.15
M _L (MN)	3.04	2.66

Tableau c. 10: Combinaisons des directions.

	E _L	E _T	E _V	E ₁	E ₂	E ₃
V _L (MN)	3,85	0,00	0,00	3,85	1,16	1,16
V _T (MN)	0,00	3,33	0,00	1,00	3,33	1,00
M _L	52,38	0,00	0,00	52,38	15,71	15,71
M _T	0,00	53,94	0,00	16,18	53,94	16,18
N (MN)	0,00	0,00	1,73	0,52	0,52	1,73

Tableau c. 11: Combinaisons d'action au pied de la pile.

	E ₁	E ₂	E ₃	E ₄	E ₅	E ₆
V _L (MN)	4,02	1,32	1,32	3,71	1,01	1,01
V _T (MN)	1,00	3,33	1,00	1,00	3,33	1,00
M _L	55,42	18,75	18,75	49,72	13,05	13,05
M _T	16,18	53,94	16,18	16,18	53,94	16,18
N (MN)	14,83	14,83	16,04	13,80	13,80	12,59

Tableau c. 12: Actions sur les pieux.

	ELA	
	R ₁ (MN)	R ₂ (MN)
E1	7,60	-2,66
E2	4,21	0,74
E3	4,41	0,94
E4	6,90	-2,30
E5	3,51	1,09
E6	3,31	0,89

Tableau c. 13: Mur frontal combinaisons a l'ELS.

	N (KN)	H (KN)	M_H (KN.m)	M_v (KN.m)	Δ M (KN.m)
G+0.6T	7327,12	2097,37	-5493,69	-452,86	-5946,54
G++0.6T+1.2Q	7841,98	2416,99	-6708,24	710,72	-5997,52
G+0.6T+1.2A(l)+1,2Q	9323,74	2506,68	-7156,68	325,47	-6831,21
G+0.6T+1.2Bc+1,2Q	9196,28	2632,990	-7788,24	358,60	-7429,64
G+0.6T+Mc120+1,2Q	8930,28	2416,99	-6708,24	427,76	-6280,48
G+0.6T+D240+1,2Q	9638,55	2416,99	-6708,24	243,61	-6464,63

Tableau c. 14: Mur frontal combinaisons a l'ELU.

	N (KN)	H (KN)	M_H (KN.m)	M_v (KN.m)	Δ M (KN.m)
1.35G+0.9T	9891,61	2834,46	-7431,52	-611,35	-8042,87
1.35G++0.9T+1.6Q	10578,09	3260,62	-9050,92	940,08	-8110,84
1.35G+0.9T+1.6(A(l)+Q)	12553,77	3380,20	-9648,84	426,41	-9222,44
1.35G+0.9T+1.6(Bc+Q)	12383,83	3548,62	-10490,92	470,59	-10020,33
1.35G+0.9T+1.35Mc120+1,6Q	12047,30	3260,62	-9050,92	558,09	-8492,84
1.35G+0.9T+1.35D240+1,6Q	13003,46	3260,62	-9050,92	309,49	-8741,44

Tableau c. 15: Evalutaion des charges Statiques.

Désignation	N (KN)	H (KN)	lFV(x/o)	lFH(y/o)	M_{FV}/o	M_{FH}/o
Semelle	4245	/	0	1	0	/
Mur F	2150,8	/	0	4,5	0	/
DDT	158,55	/	0,96	8,402	152,208	/
Mur en R	1301,37	/	3,619	6,62	4709,658	/
Corbeau	63,72	/	0,936	8,08	59,64192	/
MGG	263,756	/	0,583	8,067	153,76975	/
Poids des Terres Amot	4150,9332	/	2,265	5,258	9401,8637	/
Poids des T sur DDT	328,689	/	0,96	9,232	315,54144	/

Somme	12662,818	0	/	/	14792,683	0
-------	-----------	---	---	---	-----------	---

Rg	4361,60	/	-0,26	/	-1134,02	/
R(Al)	246,96	/	-0,26	/	-64,21	/
Rbc	225,72	/	-0,26	/	-58,69	/
RMc120	217,66	/	-0,26	/	-56,59	/
RD240	359,31	/	-0,26	/	-93,42	/
Hf+r	/	53,06	/	-7,00	/	-371,40
HT°	/	13,37	/	-7,00	/	-93,59
Frein Al	/	14,95	/	-7,00	/	-104,64
Frein Bc	/	36,00	/	-7,00	/	-252,00

Tableau c. 16: Evalutaion des charges Sismique.

Désignation	N (KN)	H (KN)	IFV(x/o)	IFH(y/o)	MFV/o	MFH/o
Semelle	254,70	849,00	0,00	1,00	0,00	849,00
Mur F	129,05	430,16	0,00	4,50	0,00	1935,72
DDT	9,51	31,71	0,96	8,40	9,13	266,43
Mur en R	78,08	260,27	3,62	6,62	282,58	1723,01
Corbeau	3,82	12,74	0,94	8,08	3,58	102,97
MGG	15,83	52,75	0,58	8,07	9,23	425,54
Poids des Terres Amot	249,06	830,19	2,27	5,26	564,11	4365,12
Poids des T sur DDT	19,72	65,74	0,96	9,23	18,93	606,89

Somme	759,77	2532,56	/	/	887,56	10274,69
-------	--------	---------	---	---	--------	----------

Tableau c. 17: Evalutaion des charges Sismique due à la poussée dynamique.

Désignation	N (KN)	H (KN)	IFV(x/o)	IFH(y/o)	MFV/o	MFH/o
Pad (1+kv)	/	4811,25	/	3,200	/	15395,98
Pad (1-kv)	/	4455,49	/	3,200	/	14257,57

Tableau c. 18: Evalutaion des charges Sismique due au tablier.

	Nt (kN)	Vt (kN)	Mv (Kn.m)	Mh (Kn.m)
Seisme Tablier	0,00	1685,95	0,00	11801,65

Tableau c. 19: Evalutaion des charges Sismique de trois cas.

	N (kN)	V (kN)	M (Kn.m)
CAS 1	0,00	7534,85	28253,54
CAS 2	0,00	7188,55	27223,34
CAS 3	759,77	0,00	887,56

Tableau c. 20: Combinaison d'action.

	N	V	M
P max - H + 0,3V	13250,06	7637,28	26796,34
P min - H - 0,3V	12652,55	7269,93	27393,91
P max + V - 0,3H	13781,90	2362,88	7018,87
P min - V - 0,3H	12120,71	2237,94	8337,57

Tableau c. 21: Combinaisons de charges à l'ELS.

	N (KN)	H (KN)	M _H (KN.m)	M _v (KN.m)	Δ M (KN.m)
G+0.6T	17024,42	3302,95	-10847,28	13658,67	2811,38
G++0.6T+1.2Q	17539,28	3706,68	-12785,19	14822,24	2037,06
G+0.6T+1.2A(l)+1,2Q	19021,04	3796,37	-13413,00	14436,99	1023,99
G+0.6T+1.2Bc+1,2Q	18893,58	3922,683	-14297,19	14470,12	172,94
G+0.6T+Mc120+1,2Q	18627,59	3706,68	-12785,19	14539,28	1754,10
G+0.6T+D240+1,2Q	19335,85	3706,68	-12785,19	14355,14	1569,95

Tableau c. 22: Combinaisons de charges à l'ELU.

	N (KN)	H (KN)	M_H (KN.m)	M_v (KN.m)	Δ M (KN.m)
1.35G+0.9T	22982,97	4461,99	-14664,89	18439,20	3774,31
1.35G++0.9T+1.6Q	23669,44	5000,30	-17248,76	19990,64	2741,88
1.35G+0.9T+1.6(A(l)+Q)	25645,12	5119,89	-18085,85	19476,96	1391,11
1.35G+0.9T+1.6(Bc+Q)	25475,19	5288,30	-19264,76	19521,14	256,38
1.35G+0.9T+1.35Mc120+1,6Q	25138,66	5000,30	-17248,76	19608,64	2359,88
1.35G+0.9T+1.35D240+1,6Q	26094,82	5000,30	-17248,76	19360,04	2111,28

Tableau c. 23: Actions sur les pieux a l'ELS.

	ELS	
	R₁(MN)	R₂(MN)
G+0.6T	3044,73	2630,07
G++0.6T+1.2Q	3073,44	2772,99
G+0.6T+1.2A(l)+1,2Q	3245,69	3094,66
G+0.6T+1.2Bc+1,2Q	3161,68	3136,18
G+0.6T+Mc120+1,2Q	3233,96	2975,24
G+0.6T+D240+1,2Q	3338,42	3106,86

Tableau c. 24: Actions sur les pieux a l'ELU.

	ELU	
	R₁(MN)	R₂(MN)
1.35G+0.9T	4108,84	3552,15
1.35G++0.9T+1.6Q	4147,11	3742,70
1.35G+0.9T+1.6(A(l)+Q)	4376,78	4171,60
1.35G+0.9T+1.6(Bc+Q)	4264,77	4226,96
1.35G+0.9T+1.35Mc120+1,6Q	4363,81	4015,74
1.35G+0.9T+1.35D240+1,6Q	4504,84	4193,44

Tableau c. 25: Actions sur les pieux a l'ELA.

	ELA	
	R₁(MN)	R₂(MN)
P max - H + 0,3V	4184,48	232,21
P min - H - 0,3V	4128,96	88,56
P max + V - 0,3H	2814,60	1779,37
P min - V - 0,3H	2634,98	1405,25

ANNEXE D : FERRAILLAGE

ANNEXE D

Ferrailage de l'Hourdis

❖ Nappe supérieure (Calcul de Section en Flexion Simple)

1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 35,0$ (MPa)

Acier: $f_e = 500,0$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

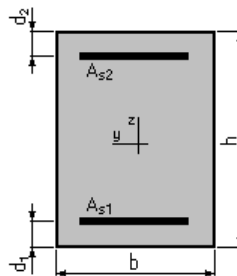
2. Section:

$b = 100,0$ (cm)

$h = 22,0$ (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)	0,00	0,00
Etat Limite de Service	32,54	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 8,6$ (cm ²)	Section théorique	$A_{s2} = 0,0$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s \min} = 2,8$ (cm ²)		
théorique	$\rho = 0,50$ (%)		
minimum	$\rho_{\min} = 0,17$ (%)		

Analyse par Cas:

Cas ELS	$M_{max} = 32,54$ (kN.m)	$M_{min} = 0,00$ (kN.m)
Coefficient de sécurité:	1,00	
Position de l'axe neutre:	$y = 5,5$ (cm)	
Bras de levier:	$Z = 15,2$ (cm)	
Contrainte maxi du béton:	$\sigma_b = 7,9$ (MPa)	
Contrainte limite:	$0,6 f_{cj} = 21,0$ (MPa)	
Contrainte de l'acier tendue:	$\sigma_s = 250,0$ (MPa)	
Contrainte limite de l'acier:	$\sigma_{s \lim} = 250,0$ (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 mod. 99

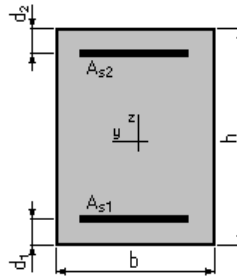
2. Section:

$b = 100,0$ (cm)

$h = 22,0$ (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)	0,00	0,00
Etat Limite de Service	36,83	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 9,8$ (cm ²)	Section théorique	$A_{s2} = 0,0$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s \min} = 2,8$ (cm ²)		
théorique	$\rho = 0,57$ (%)		
minimum	$\rho_{\min} = 0,17$ (%)		

Analyse par Cas:

Cas ELS	$M_{max} = 36,83$ (kN.m)	$M_{min} = 0,00$ (kN.m)
Coefficient de sécurité:	1,00	
Position de l'axe neutre:	$y = 5,7$ (cm)	
Bras de levier:	$Z = 15,1$ (cm)	
Contrainte maxi du béton:	$\sigma_b = 8,5$ (MPa)	
Contrainte limite:	$0,6 f_{cj} = 21,0$ (MPa)	
Contrainte de l'acier tendue:	$\sigma_s = 250,0$ (MPa)	
Contrainte limite de l'acier:	$\sigma_{s \lim} = 250,0$ (MPa)	

Ferrailage de chevêtre

❖ 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 mod. 99

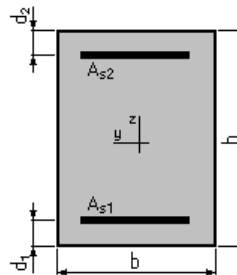
2. Section:

$b = 250,0$ (cm)

$h = 165,0$ (cm)

$d_1 = 5,0$ (cm)

$d_2 = 5,0$ (cm)



3. Moments appliqués:

	M_{max} (kN.m)	M_{min} (kN.m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	685,01	0,00
Etat Limite de Service	507,41	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 40,0$ (cm ²)	Section théorique	$A_{s2} = 0,0$ (cm ²)
Section minimum théorique	$A_{s \min} = 40,0$ (cm ²)		
minimum	$\rho = 0,10$ (%)		
	$\rho_{\min} = 0,10$ (%)		

Analyse par Cas:

Cas ELU $M_{max} = 685,01$ (kN.m) $M_{min} = 0,00$ (kN.m)

Coefficient de sécurité:	4,00	Pivot: A
Position de l'axe neutre:	$y = 5,7$ (cm)	
Bras de levier:	$Z = 157,7$ (cm)	
Déformation du béton:	$\epsilon_b = 0,37$ (‰)	
Déformation de l'acier:	$\epsilon_s = 10,00$ (‰)	
Contrainte de l'acier tendue:	$\sigma_s = 434,8$ (MPa)	

Cas ELS $M_{max} = 507,41$ (kN.m) $M_{min} = 0,00$ (kN.m)

Coefficient de sécurité:	2,99
Position de l'axe neutre:	$y = 25,4$ (cm)
Bras de levier:	$Z = 151,5$ (cm)
Contrainte maxi du béton:	$\sigma_b = 0,4$ (MPa)
Contrainte limite:	$0,6 f_{cj} = 16,2$ (MPa)
Contrainte de l'acier tendue:	$\sigma_s = 6,0$ (MPa)
Contrainte limite de l'acier:	$\sigma_{s \lim} = 250,0$ (MPa)

❖ **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
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

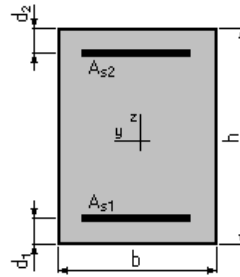
2. Section:

$b = 250,0$ (cm)

$h = 165,0$ (cm)

$d_1 = 5,0$ (cm)

$d_2 = 5,0$ (cm)



3. Moments appliqués:

	M_{max} (kN.m)	M_{min} (kN.m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	-2545,24	0,00
Etat Limite de Service	-1885,36	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 0,0$ (cm ²)	Section théorique	$A_{s2} = 50,1$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s\ min} = 0,0$ (cm ²)		
théorique	$\rho = 0,13$ (%)		
minimum	$\rho_{min} = 0,10$ (%)		

Analyse par Cas:

Cas ELU $M_{max} = -2545,24$ (kN.m) $M_{min} = 0,00$ (kN.m)

Coefficient de sécurité:	1,34	Pivot: A
Position de l'axe neutre:	$y = 7,1$ (cm)	
Bras de levier:	$Z = 157,2$ (cm)	
Déformation du béton:	$\epsilon_b = 0,47$ (‰)	
Déformation de l'acier:	$\epsilon_s = 10,00$ (‰)	
Contrainte de l'acier tendue:	$\sigma_s = 434,8$ (MPa)	

Cas ELS $M_{max} = -1885,36$ (kN.m) $M_{min} = 0,00$ (kN.m)

Coefficient de sécurité:	1,00
Position de l'axe neutre:	$y = 28,1$ (cm)
Bras de levier:	$Z = 150,6$ (cm)
Contrainte maxi du béton:	$\epsilon_b = 1,6$ (MPa)
Contrainte limite:	$0,6 f_{cj} = 16,2$ (MPa)
Contrainte de l'acier comprimée:	$\sigma_s' = 21,9$ (MPa)
Contrainte limite de l'acier:	$\sigma_s\ lim = 250,0$ (MPa)

Ferraillage de la culée

❖ Ferraillage de Mur frontale (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 poutre
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

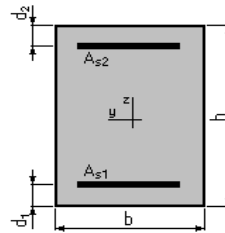
3. Section:

$b = 100,0$ (cm)

$h = 152,0$ (cm)

$d_1 = 5,0$ (cm)

$d_2 = 5,0$ (cm)



3. Efforts appliqués:

Cas N^O	Type	N (kN)	M (kN.m)
1.	ELS	812,39	656,33
2.	ELU	1093,98	885,19
3.	ELA	749,46	1411,73

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 14,7$ (cm ²)	Section théorique	$A_{s2} = 0,0$ (cm ²)
Section minimum théorique	$A_{s \text{ min}} = 14,7$ (cm ²)		
minimum	$\rho = 0,10$ (%)		
	$\rho_{\text{min}} = 0,10$ (%)		

Analyse par Cas:

Cas N^O 1: Type ELSN = 812,39 (kN) M = 656,33 (kN.m)

Coefficient de sécurité:	2,61
Position de l'axe neutre:	$y = 53,0$ (cm)
Bras de levier:	$Z = 129,3$ (cm)
Contrainte maxi du béton:	$\sigma_b = 2,2$ (MPa)
Contrainte limite:	$0,6 f_{cj} = 16,2$ (MPa)
Contrainte de l'acier tendue:	$\sigma_s = 14,5$ (MPa)
Contrainte limite de l'acier:	$\sigma_{s \text{ lim}} = 250,0$ (MPa)

Cas N^O 2: Type ELU N = 1093,98 (kN) M = 885,19 (kN.m)

Coefficient de sécurité:	3,76	Pivot: B
Position de l'axe neutre:	$y = 38,8$	(cm)
Bras de levier:	$Z = 131,5$	(cm)
Déformation de l'acier:	$\epsilon_s = 9,76$	(‰)
Déformation du béton:	$\epsilon_b = 3,50$	(‰)

Contrainte de l'acier tendue: $\sigma_s = 434,8$ (MPa)

Cas N° 3: Type ELA **N = 749,46 (kN)** **M = 1411,73 (kN.m)**

Coefficient de sécurité: 1,20 Pivot: A

Position de l'axe neutre: $y = 10,3$ (cm)

Bras de levier: $Z = 142,9$ (cm)

Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 10,00$ (‰)

Déformation du béton: $\varepsilon_b = 0,75$ (‰)

Contrainte de l'acier tendue: $\sigma_s = 500,0$ (MPa)

❖ Ferrailage de 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 mod. 99

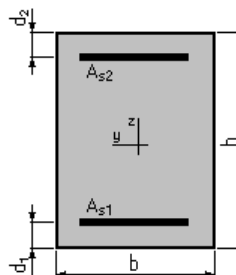
2. Section:

$b = 100,0$ (cm)

$h = 35,0$ (cm)

$d_1 = 5,0$ (cm)

$d_2 = 5,0$ (cm)



3. Moments appliqués:

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	179,64	0,00
Etat Limite de Service	134,47	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique $A_{s1} = 20,4$ (cm²) Section théorique $A_{s2} = 0,0$ (cm²)

Section minimum $A_s \min = 3,4$ (cm²)

théorique $\rho = 0,68$ (%)

minimum $\rho_{min} = 0,11$ (%)

Analyse par Cas:

Cas ELU **$M_{max} = 179,64$ (kN*m)** **$M_{min} = 0,00$ (kN*m)**

Coefficient de sécurité: 1,34 Pivot: A

Position de l'axe neutre: $y = 7,2$ (cm)

Bras de levier: $Z = 27,1$ (cm)

Déformation du béton: $\varepsilon_b = 3,18$ (‰)
 Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 10,00$ (‰)
 Contrainte de l'acier tendue: $\sigma_s = 434,8$ (MPa)

Cas ELS $M_{max} = 134,47$ (kN*m) $M_{min} = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,00
 Position de l'axe neutre: $y = 10,8$ (cm)
 Bras de levier: $Z = 26,4$ (cm)
 Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 9,4$ (MPa)
 Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 16,2$ (MPa)
 Contrainte de l'acier tendue: $\sigma_s = 250,0$ (MPa)
 Contrainte limite de l'acier: $\sigma_{s \text{ lim}} = 250,0$ (MPa)

❖ **Ferraillage de corbeau (Calcul d'une Section Comprimée)**

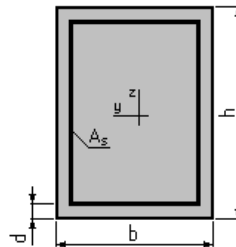
1. Hypothèses:

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 mod. 99

2. Section:

$b = 100,0$ (cm)
 $h = 40,0$ (cm)
 $d = 5,0$ (cm)



3. Forces:

	N (kN)
Etat Limite Ultime (fondamental)	97,93
Etat Limite de Service	72,84
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00

4. Résultats:

Résistance des Matériaux:

Section brute	$B = 4000,0$ (cm ²)	Section réduite	$B_r = 3724,0$ (cm ²)
Long flambement	$l_{fy} = 3,0$ (m)	Long flambement	$l_{fz} = 3,0$ (m)
Inertie	$I_y = 533333,3$ (cm ⁴)	Inertie	$I_z = 3333333,3$ (cm ⁴)
Rayon de giration	$i_y = 11,5$ (cm)	Rayon de giration	$i_z = 28,9$ (cm)
Elancement	$\lambda_y = 26,0$	Elancement	$\lambda_z = 10,4$
	$\alpha = 0,70$	N_u (béton seul)	$= 5183,98$ (kN)

Béton:

σ (ELS) = 0,2 (MPa)
 $0,6 f_{cj}$ = 16,2 (MPa)

Acier:

Section théorique A_s = 11,2 (cm²)
 Section minimum $A_{s \text{ min}}$ = 11,2 (cm²)
 Section maximum $A_{s \text{ max}}$ = 200,0 (cm²)
 Théorique ρ = 0,42 (%)
 Minimum ρ_{min} = 0,28 (%)
 Maximum ρ_{max} = 5,00 (%)

❖ **Ferrailage de Dalle de transition (Calcul de Section en Flexion Simple)**

1. Hypothèses:

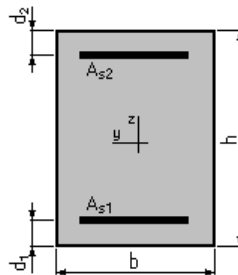
Béton: $f_{c28} = 27,0$ (MPa)

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 mod. 99

2. Section:

$b = 100,0$ (cm)
 $h = 30,0$ (cm)
 $d_1 = 5,0$ (cm)
 $d_2 = 5,0$ (cm)



3. Moments appliqués:

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	89,83	0,00
Etat Limite de Service	66,84	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique $A_{s1} = 11,9$ (cm²) Section théorique $A_{s2} = 0,0$ (cm²)
 Section minimum $A_{s \text{ min}} = 3,0$ (cm²)
 théorique $\rho = 0,48$ (%)
 minimum $\rho_{\text{min}} = 0,12$ (%)

Analyse par Cas:

Cas ELU $M_{\text{max}} = 89,83$ (kN*m) $M_{\text{min}} = 0,00$ (kN*m)
 Coefficient de sécurité: 1,35 Pivot: A
 Position de l'axe neutre: $y = 4,2$ (cm)
 Bras de levier: $Z = 23,3$ (cm)
 Déformation du béton: $\epsilon_b = 2,04$ (‰)

Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 10,00$ (‰)
 Contrainte de l'acier tendue: $\sigma_s = 434,8$ (MPa)

Cas ELS $M_{\max} = 66,84$ (kN*m) $M_{\min} = 0,00$ (kN*m)
 Coefficient de sécurité: 1,00
 Position de l'axe neutre: $y = 7,8$ (cm)
 Bras de levier: $Z = 22,4$ (cm)
 Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 7,6$ (MPa)
 Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 16,2$ (MPa)
 Contrainte de l'acier tendue: $\sigma_s = 250,0$ (MPa)
 Contrainte limite de l'acier: $\sigma_{s \text{ lim}} = 250,0$ (MPa)

❖ **Ferraillage de Mur en retour xx (Calcul de Section en Flexion Simple)**

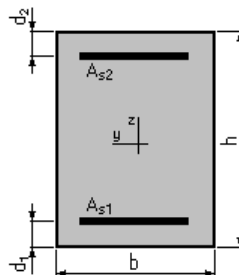
1. Hypothèses:

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 mod. 99

2. Section:

$b = 100,0$ (cm)
 $h = 70,0$ (cm)
 $d_1 = 5,0$ (cm)
 $d_2 = 5,0$ (cm)



3. Moments appliqués:

	M_{\max} (kN*m)	M_{\min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	350,00	0,00
Etat Limite de Service	254,00	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique $A_{s1} = 17,0$ (cm²) Section théorique $A_{s2} = 0,0$ (cm²)
 Section minimum $A_{s \text{ min}} = 6,5$ (cm²)
 Théorique $\rho = 0,26$ (%)
 Minimum $\rho_{\min} = 0,10$ (%)

Analyse par Cas:

Cas ELU $M_{\max} = 350,00$ (kN*m) $M_{\min} = 0,00$ (kN*m)
 Coefficient de sécurité: 1,32 Pivot: A
 Position de l'axe neutre: $y = 6,0$ (cm)
 Bras de levier: $Z = 62,6$ (cm)
 Déformation du béton: $\varepsilon_b = 1,03$ (‰)

Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 10,00$ (‰)
 Contrainte de l'acier tendue: $\sigma_s = 434,8$ (MPa)

Cas ELS $M_{\max} = 254,00$ (kN*m) $M_{\min} = 0,00$ (kN*m)
 Coefficient de sécurité: 1,00
 Position de l'axe neutre: $y = 15,8$ (cm)
 Bras de levier: $Z = 59,7$ (cm)
 Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 5,4$ (MPa)
 Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 16,2$ (MPa)
 Contrainte de l'acier tendue: $\sigma_s = 250,0$ (MPa)
 Contrainte limite de l'acier: $\sigma_{s \text{ lim}} = 250,0$ (MPa)

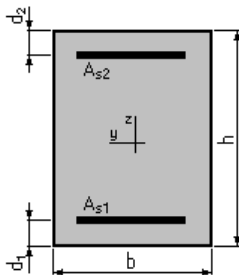
❖ **Ferraillage de Mur en retour yy (Calcul de Section en Flexion Simple)**

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 mod. 99

2. Section:



$b = 100,0$ (cm)
 $h = 70,0$ (cm)
 $d_1 = 5,0$ (cm)
 $d_2 = 5,0$ (cm)

3. Moments appliqués:

	M_{\max} (kN*m)	M_{\min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	192,00	0,00
Etat Limite de Service	144,00	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique $A_{s1} = 9,5$ (cm²) Section théorique $A_{s2} = 0,0$ (cm²)
 Section minimum $A_{s \text{ min}} = 6,5$ (cm²)
 Théorique $\rho = 0,15$ (%)

Minimum $\rho_{\min} = 0,10$ (%)

Analyse par Cas:

Cas ELU $M_{\max} = 192,00$ (kN*m) $M_{\min} = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,36 Pivot: A
 Position de l'axe neutre: $y = 3,4$ (cm)
 Bras de levier: $Z = 63,7$ (cm)
 Déformation du béton: $\epsilon_b = 0,54$ (‰)
 Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 10,00$ (‰)
 Contrainte de l'acier tendue: $\sigma_s = 434,8$ (MPa)

Cas ELS $M_{\max} = 144,00$ (kN*m) $M_{\min} = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,00
 Position de l'axe neutre: $y = 12,2$ (cm)
 Bras de levier: $Z = 60,9$ (cm)
 Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 1,7$ (MPa)
 Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 16,2$ (MPa)
 Contrainte de l'acier tendue: $\sigma_s = 21,3$ (MPa)
 Contrainte limite de l'acier: $\sigma_{s \text{ lim}} = 250,0$ (MPa)

❖ Ferrailage de Fut (Calcul de Section en Flexion Déviée Composée)

1. Hypothèses:

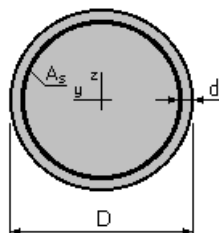
Béton: $f_{c28} = 27,0$ (MPa) **Acier:** $f_e = 500,0$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:

$D = 200,0$ (cm)

$d = 5,0$ (cm)



3. Efforts appliqués:

Cas	N^O	Type	N (kN)	M_y (kN*m)	M_z (kN*m)
1.	ELU		6828,30	2940,35	0,00
2.	ELS		5064,04	2167,33	0,00
3.	ELA		4886,67	16323,33	0,00

4. Résultats:**Sections d'Acier:**Section théorique $A_S = 347,9 \text{ (cm}^2\text{)}$ Section minimum $A_{S \text{ min}} = 62,8 \text{ (cm}^2\text{)}$ Section maximum $A_{S \text{ max}} = 1570,8 \text{ (cm}^2\text{)}$ Théorique $\rho = 1,11 \text{ (\%)}$ Minimum $\rho_{\text{min}} = 0,10 \text{ (\%)}$ maximum $\rho_{\text{max}} = 5,00 \text{ (\%)}$ **Analyse par Cas:****Cas N^O 1: Type ELU $N = 6828,30 \text{ (kN)}$ $M_y = 2940,35 \text{ (kN*m)}$ $M_z = 0,00 \text{ (kN*m)}$**

Coefficient de sécurité: 5,00 Pivot: B

Position de l'axe neutre: $y = 149,4 \text{ (cm)}$ Bras de levier: $Z = 126,5 \text{ (cm)}$ Déformation du béton: $\varepsilon_b = 3,50 \text{ (\%)}_0$ Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 1,06 \text{ (\%)}_0$

Contrainte de l'acier:

Tendue: $\sigma_s = 211,8 \text{ (MPa)}$ Comprimée: $\sigma_s' = 434,8 \text{ (MPa)}$ **Cas N^O 2: Type ELSN $N = 5064,04 \text{ (kN)}$ $M_y = 2167,33 \text{ (kN*m)}$ $M_z = 0,00 \text{ (kN*m)}$**

Coefficient de sécurité: 4,46

Position de l'axe neutre: $y = 158,6 \text{ (cm)}$ Bras de levier: $Z = 131,9 \text{ (cm)}$ Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 3,5 \text{ (MPa)}$ Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 16,2 \text{ (MPa)}$

Contrainte de l'acier:

Tendue: $\sigma_s = 9,4 \text{ (MPa)}$ Comprimée: $\sigma_s' = 50,8 \text{ (MPa)}$ Contrainte limite de l'acier: $\sigma_s \text{ lim} = 250,0 \text{ (MPa)}$

Cas N^O 3: Type ELA **N = 4886,67 (kN) M_y = 16323,33 (kN*m) M_z = 0,00 (kN*m)**

Coefficient de sécurité: 1,00 Pivot: B

Position de l'axe neutre: y = 57,8 (cm)

Bras de levier: Z = 167,1 (cm)

Déformation du béton: ε_b = 3,50 (‰)

Déformation de l'acier: ε_s = 8,28 (‰)

Contrainte de l'acier:

Tendue: σ_s = 500,0 (MPa)

Comprimée: σ_s' = 500,0(MPa)

❖ Ferrailage de pieux pile (Calcul de Section en Flexion Déviée Composée)

1. Hypothèses:

Béton: f_{c28} = 27,0 (MPa)

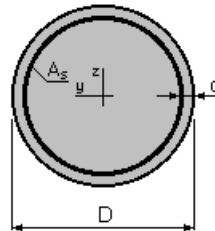
Acier: f_e = 500,0 (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:

D = 120,0 (cm)

d = 5,0 (cm)



3. Efforts appliqués:

Cas N ^O	Type	N (kN)	M _y (kN*m)	M _z (kN*m)
1.	ELS	2340,47	217,60	0,00
2.	ELU	3151,16	295,17	0,00
3.	ELA	-2659,21	2416,17	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_s = 153,8 (cm²)

Section minimum A_{s min} = 22,6 (cm²) Section maximum A_{s max} = 565,5 (cm²)

Théorique ρ = 1,36 (%)

Minimum $\rho_{\min} = 0,10$ (%)maximum $\rho_{\max} = 5,00$ (%)**Analyse par Cas:****Cas N^O 1: Type ELS** **N = 2340,47 (kN)** **M_y = 217,60 (kN*m)** **M_z = 0,00 (kN*m)**

Coefficient de sécurité: 6,02

Position de l'axe neutre: y = 167,6 (cm)

Bras de levier: Z = 63,0 (cm)

Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 2,7$ (MPa)Contrainte limite: 0,6 f_{cj} = 16,2 (MPa)

Contrainte de l'acier:

 Comprimée: $\sigma_s' = 38,9$ (MPa)

Contrainte limite de l'acier:

 $\sigma_s \text{ lim} = 250,0$ (MPa)**Cas N^O 2: Type ELU** **N = 3151,16 (kN)** **M_y = 295,17 (kN*m)** **M_z = 0,00 (kN*m)**

Coefficient de sécurité: 5,97 Pivot: C

Position de l'axe neutre: y = 123,7 (cm)

Bras de levier: Z = 61,0 (cm)

Déformation du béton: $\varepsilon_b = 3,42$ (‰)Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 0,00$ (‰)

Contrainte de l'acier:

 Comprimée: $\sigma_s' = 434,8$ (MPa)**Cas N^O 3: Type ELA** **N = -2659,21 (kN)** **M_y = 2416,17 (kN*m)** **M_z = 0,00 (kN*m)**

Coefficient de sécurité: 1,00 Pivot: A

Position de l'axe neutre: y = 20,4 (cm)

Bras de levier: Z = 104,9 (cm)

Déformation du béton: $\varepsilon_b = 2,17$ (‰)Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 10,00$ (‰)

Contrainte de l'acier:

 tendue: $\sigma_s = 500,0$ (MPa) comprimée: $\sigma_s' = 321,4$ (MPa)

❖ Ferrailage de pieux culée (Calcul de Section en Flexion Déviée Composée)

1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 27,0$ (MPa)

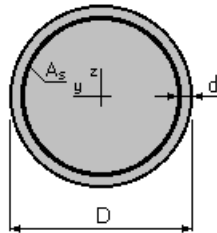
Acier: $f_e = 500,0$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:

$D = 120,0$ (cm)

$d = 5,0$ (cm)



3. Efforts appliqués:

Cas N^O	Type	N (kN)	M_y (kN*m)	M_z (kN*m)
1.	ELS	3044,73	2101,40	0,00
2.	ELU	4108,84	2838,82	0,00
3.	ELA	4128,96	4625,29	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique $A_s = 161,7$ (cm²)

Section minimum $A_{s \text{ min}} = 22,6$ (cm²) Section maximum $A_{s \text{ max}} = 565,5$ (cm²)

Théorique $\rho = 1,43$ (%)

Minimum $\rho_{\text{min}} = 0,10$ (%) maximum $\rho_{\text{max}} = 5,00$ (%)

Analyse par Cas:

Cas N^O 1: Type ELS $N = 3044,73$ (kN) $M_y = 2101,40$ (kN*m) $M_z = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,12

Position de l'axe neutre: $y = 57,1$ (cm)

Bras de levier: $Z = 91,1$ (cm)

Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 14,5$ (MPa)

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 16,2$ (MPa)

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 219,2$ (MPa)
comprimée: $\sigma_s' = 197,4$ (MPa)

Contrainte limite de l'acier:

$\sigma_s \text{ lim} = 250,0$ (MPa)

Cas N^O 2: Type ELU $N = 4108,84$ (kN) $M_y = 2838,82$ (kN*m) $M_z = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,48 Pivot: B

Position de l'axe neutre: $y = 60,1$ (cm)

Bras de levier: $Z = 86,7$ (cm)

Déformation du béton: $\varepsilon_b = 3,50$ (‰)

Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 3,18$ (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 434,8$ (MPa)

comprimée: $\sigma_s' = 434,8$ (MPa)

Cas N^O 3: Type ELA $N = 4128,96$ (kN) $M_y = 4625,29$ (kN*m) $M_z = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,00 Pivot: B

Position de l'axe neutre: $y = 46,4$ (cm)

Bras de levier: $Z = 92,9$ (cm)

Déformation du béton: $\varepsilon_b = 3,50$ (‰)

Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 5,16$ (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 500,0$ (MPa)

comprimée: $\sigma_s' = 500,0$ (MPa)