

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 / Master

Filière : Travaux Publics

Spécialité : Infrastructures de Base

Thème

**Conception et étude d'un pont sur la 4^{ème}
rocade d'Alger du PK12+402 au PK12+612
dans la wilaya de Ain Defla**

Présenté par :

TAYEB BEY Hichem
RICHA Zakaria

Encadré par :

Mr. AMIEUR Mohamed

Promotion 2021 / 2022

Remerciements

D'abord, je tiens à remercier ALLAH le Clément, le Miséricordieux, pour nous avoir guider et bénéficier de l'Enseignement qui nous a été prodigué dans cette illustre Ecole ENSTP et nous avoir donné la volonté et la force nécessaire afin de réaliser ce modeste travail.

Nous adressons nos profonds remerciements à nos parents qui tout au long de notre cursus, nous ont toujours encouragé et soutenu. Nous souhaitons qu'ils trouvent, dans la réalisation de ce travail, l'aboutissement de de leurs efforts ainsi que l'expression de notre affectueuse gratitude.

On tient témoigner notre profonde et sincère gratitude à notre encadreur Monsieur **DR.M. AMIEUR** pour sa disponibilité, sa patience, son savoir et son dévouement sans borne. Pour leur précieux conseils et orientation et tous ce qui font pour nous.

Nous remercions également Monsieur **BABAKHOUYA Youcef**, Ingénieur consultant ouvrages d'art, pour toute l'aide qu'il nous a apportée ainsi que pour sa bienveillance

Nous remercions également **Mme MEHIAOUI HADJEBAR Mahdia Y**, Maitre de conférences classe B, pour ses conseils méthodologiques, son implication ainsi que pour l'intérêt incontestable apporté à l'élaboration de ce projet..

Nous désirons aussi remercier tous nos professeurs de **P'E.N.S.T.P** pour le savoir qu'ils nous ont transmis.

Merci à tous les responsables de l'administration de l'école notamment ceux de notre département respectif, ils nous ont été d'une très grande aide.

Merci aux responsables de la bibliothèque pour l'intérêt qu'elles portent à l'égard des étudiants ainsi que pour toute l'aide qu'elles nous ont fournis.

Nos remerciements iront également vers tous ceux qui ont accepté avec bienveillance de participer au jury de ce mémoire.

Enfin, nous adressons nos plus sincères remerciements à tous nos proches et amis, qui nous ont toujours encouragés au cours de la réalisation de ce mémoire.

MERCI A TOUTES ET A TOUS.

Dédicace

Je dédie ce modeste travail à....

Tout particulièrement à mes chers parents, tous les mots du monde ne sauront décrire ou exprimer ce que je ressens envers vous, vous m'avez tout appris dans la vie c'est grâce à vous que j'en suis là aujourd'hui, tout ce que je dirais ou ferais ne serait suffisant pour vous rendre ne serait-ce qu'un peu de tous ce que vous m'avez donné, pour vos encouragements votre patience, votre dynamisme, votre bonne humeur votre soutien infaillible, votre confiance et votre amour qui ne m'a jamais quitté ainsi que tous les sacrifices que vous n'avez cessé de faire depuis ma naissance.

A mes chers frères Amine, Boualem, Missoum, Nouredine, Mustapha, mes sœurs et belles-sœurs, avec lesquels j'ai partagé le mal et le bien, merci d'être là pour moi. Je vous souhaite que du bonheur et de la réussite.

*A toutes la famille **RICHA**, vous m'avez toujours encouragé et soutenu, merci infiniment et que Dieu le tout-puissant vous protège.*

*A toi mon binôme et mon confrère **TAYEB BEY Hichem** et sa famille qui était avec moi tout au long de ce travail, j'avais le plaisir de travailler avec toi, merci.*

A Mes confrères et Mes frères : SAKA Abdelhak, KHIER Mohamed, DJAIDJA Ilyes, ARAR KARIM, BOURKAB Aymen, HABA Akram, HAMADI Imam , CHEHAT Abdelghani, OUELDBABALI Abdelhak ,LEFRAS Abdelraouf , CHERFAOUI Moncif, BRAHIMI Azzedin, SOURAKH Mohamed , ANTRI Yasmine , LAOUCI Oussama, ZAOUI Dhia , KHELFEHOUM Moumen, DOUARA Amar , DJALAAB Moumen, OUALI Ali, ZEKOUA Abdelhakim, SELLOUL Abdrahmen ...

A tous mes enseignants, camarades, et toute la famille de l'ENSTP Mme MAKOUDI Imane et Mme BOUREBIA Mahdia.

A tous ceux qui ont contribué de loin ou de près à la réalisation de ce mémoire.

إِلَيْكَ أَنْتَ أَيُّهَا الْقَارِئُ

الى الذين نحبهم مكانتكم ليست بين الاسطر لان مقامهم اجل واعلى فالقلب سكناهم.

R. Zakaria

Dédicace

*Avant tous Je remercie **ALLAH** le tout Puissant, clément et Miséricordieux de m'avoir motivé à Réaliser ce modeste travail et de m'avoir permis d'en arriver jusqu'au là*

Je dédie ce modeste travail

A la plus belle étoile qui puissent exister dans l'univers, Ma très chère mère, qui m'accompagné durant les moments les plus pénibles de ce long parcours de mon éducation.

A mon cher père qui n'a pas cessé de m'encourager et de se sacrifier pour que je puiss Franchir tout obstacle durant toutes mes années d'études, que dieu me le garde en très bonne Santé.

A ma chère grand-mère Messouda qui ne m'oublie pas dans ses prières

*A mes chers frères ; Madani, Bilal et A.Elalli et à mes chères sœurs et ces enfant
A.Elmadjid , Barae , Dhia*

A tous Mes Oncles : Brahim, Said, A.Elbaki , Fouad

A mon cousin TAYEB-BEY Morad

*A tous la famille TAYEB-BEY et particulièrement ADEL, Mohamed, Oussama, Mehdi,
A.Errahim , Salah*

*A mon binôme et mon confrère **RICHA Zakaria** et sa famille qu'a était avec moi tout au long dr ce travail, j'avais la plissure de travailler avec toi*

*A tous me enseignants camarade et toute la famille de l'E.N.S.T. P et particulièrement
mme BOURBIA Mahdia et mme MAKOUDI Imane*

A mes confrères : BOURKAB Aymene, Nadir sydou, Ilyes Dj, SAKA Abdo, KHIER Mohamed, HABA Akram, HAMADI Imem, CHERFAOUI Mounsif, ANTRI Yassin, SORAKHE Mohamed, ARAR Karim, OUALI ALI, ZAOUI Dhia, DJALAB Moumen, BRAHIMI Azeddin, LAUISSI Oussama, DOUARA Ammar, KHELFOUM Moumen, KHLIFI Ayoub, SAOUDI Ilyes,SEGUENI Mosaab

إلئك أنت أيها القارئ

استودع الله أصدقاء ظنوا أنى انساهم وهم أقرب الى قلبي منى مكانتكم ليست بين ال ا سطر لان مقامهم
أجل واعلى.

J.Fichem

المخلص

العمل الحالي لمشروع التخرج هو موضوع تصميم ودراسة جسر الطريق السريع في أعمال الطريق الإجتنابي الرابع للجزائر العاصمة بين خميس - مليانة وبرواقية بين النقطتين الكيلومترين PK 12 + 402 و PK12+612 بطول 210متر.

بدأنا عملنا بنظرة عامة على الجسور ثم بعرض للمشروع المعني بالإضافة إلى تقييم الإجراءات وفرضيات الحساب، بعد ذلك إنتقلنا إلى التصميم العام للجسر حيث اقترحنا ثلاث خيارات متميزة لتلبية احتياجات المشروع واستنادا على تحليل متعدد المعايير، اخترنا جسر مبنى باستعمال روافد من الخرسانة مسبقة الإجهاد، تتم دراسة هذا الأخير على مرحلتين رئيسيتين: دراسة البنية الفوقية ودراسة البنية التحتية، حيث تتم النمذجة باستخدام برنامج ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS، ويتم إجراء فحوصات الحساب وفقا للمعايير والقواعد المعمول بها.

الكلمات المفتاحية: جسر الخرسانة مسبقة الإجهاد، جسر الطريق السريع، البنية الفوقية، البنية التحتية

Résumé

Le présent travail du projet de fin d'études fait l'objet de la conception et l'étude d'un pont autoroutier dans les travaux de la 4-ème rocade d'Alger entre Khemis-Miliana et Berrouaghia au PK 12+402.

Nous avons débuté notre travail par une généralité sur les ponts ensuite par une présentation du projet en question ainsi qu'une évaluation des actions et hypothèses de calcul. Ensuite, on a entamé la conception de l'ouvrage où l'on a proposé trois variantes distinctes répandant aux besoins du projet et sur la base de choix multicritères, nous avons opté pour la variante pont à poutre en béton précontraint par post tension. L'étude de la variante retenue se fait en deux étapes majeures : l'étude de la superstructure et l'étude de l'infrastructure, dans lesquelles la modélisation est faite avec le logiciel ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS, et les vérifications de calcul sont effectuées conformément aux normes et aux règles en vigueur.

Mots clés : pont à poutre en béton précontraint par post tension, pont autoroutier, l'étude de la superstructure, l'étude de l'infrastructure, spectre

Abstract

The present work of the final study project is the subject of the design and study of a motorway bridge in the works of the 4th ring road of Algiers between Khemis-Miliana and Berrouaghia at PK 12+402.

We began our work with a generality on the bridges and then with a presentation of the project in question as well as an evaluation of the actions and calculation hypotheses. Then we started the general design of the bridge, and three different variants were proposed, extending to the needs of the project, and on the basis of multiple criteria, we opted for pre stressed concrete girder bridge variant. The study of the selected variant is made in two major steps: the study of the superstructure and the study of the infrastructure, in which the modelling is done with the software ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS, and calculation checks are carried out in accordance with the current standards and rules.

Keywords: Prestressed, concrete, bridge, spectrum

SOMMAIRE

INTRODUCTION GENERALE.....	- 1 -
CHAPITRE I. GENERALITES SUR LES OUVRAGES D'ARTS-	
I.1 INTRODUCTION.....	- 2 -
I.2 DEFINITION DE PONT.....	- 2 -
I.3 CLASSIFICATION DES PONTS.....	- 2 -
I.3.1 Ponts voûtes.....	- 3 -
I.3.2 Ponts en béton précontraint.....	- 3 -
I.3.3 Ponts mixtes acier/béton	- 5 -
I.3.4 Pont métallique.....	- 5 -
I.3.5 Ponts en bois.....	- 6 -
I.3.6 Pont en arc.....	- 6 -
I.3.7 Ponts à câbles.....	- 7 -
CHAPITRE II. PRESENTATION DE PROJET	
II.1 INTRODUCTION :	- 8 -
II.2 PRESENTATION ET DESCRIPTION DE PROJET :	- 8 -
II.2.1 Situation du projet :	- 8 -
II.2.2 L'obstacle à franchir :	- 9 -
II.3 LES DONNES DE PROJET :	- 9 -
II.3.1 Les donnes fonctionnelles :	- 9 -
II.3.1.1 Trace en plan :	- 9 -
II.3.1.2 Le profil en long	- 10 -
II.3.1.3 Le profil en travers :	- 10 -
II.3.2 Les données naturelles :	- 10 -
II.3.3 Les données topographiques :	- 11 -
II.3.4 Géologie :	- 11 -
II.3.5 Géotechnique :	- 11 -
II.3.5.1 Essais in situ :	- 11 -
II.3.6 Caractéristiques du sol :	- 12 -

II.3.7	Sismicité.....	- 12 -
II.3.8	Données climatiques	- 12 -
II.3.8.1	Les actions dues au vent :	- 12 -
II.3.8.2	Les actions dues à la variation du Température :.....	- 12 -
II.3.8.3	Les actions dues à la neige :.....	- 12 -
II.4	CONCLUSION :	- 12 -

CHAPITRE III.ÉVALUATION DES ACTIONS ET HYPOTHÈSES DE CALCUL

III.1	INTRODUCTION :	- 13 -
III.2	NORMES, GUIDES ET REGLES DE CALCUL :.....	- 13 -
III.3	CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX :.....	- 13 -
III.3.1	Béton :.....	- 14 -
III.3.1.1	Resistance à la compression :	- 14 -
III.3.1.2	Resistance à la traction :	- 14 -
III.3.1.3	Contraintes admissibles à la compression	- 14 -
III.3.1.4	Déformation longitudinale du béton :.....	- 15 -
III.3.1.5	Déformation transversale du béton :.....	- 15 -
III.3.1.6	Coefficient de poisson :	- 15 -
III.3.2	Aciers :.....	- 16 -
III.3.2.1	Aciers passifs :.....	- 16 -
III.3.2.2	Aciers actifs :	- 17 -
III.4	EVALUATION DES ACTIONS.....	- 18 -
III.4.1	Les charges permanentes	- 18 -
III.4.2	Les compléments de charges permanentes	- 18 -
III.4.3	Évaluation des actions dues au trafic.....	- 19 -
III.4.3.1	Les caractéristiques de pont.....	- 19 -
III.4.3.2	Les systèmes de charge à considérer	- 19 -
III.4.4	Actions climatiques	- 24 -
III.4.4.1	Action thermique	- 24 -
III.4.4.2	Vent	- 25 -

III.4.4.3	Actions accidentelles	- 25 -
III.4.4.4	Action sismique	- 25 -
III.4.4.5	Spectre de réponse	- 25 -
III.4.5	Combinaison des actions	- 26 -
III.4.5.1	Combinaisons des composantes de l'action sismique	- 26 -
III.4.5.2	Combinaison des actions	- 27 -
III.5	CONCLUSION.....	- 27 -

CHAPITRE IV. CONCEPTION ET PRE DIMENSIONNEMENT

IV.1	INTRODUCTION :	- 28 -
IV.2	CRITERES DE CHOIX DU TYPE D'OUVRAGE :	- 28 -
IV.3	CONCEPTION ET PRE-DIMENSIONNEMENT DES VARIANTES :	- 28 -
IV.3.1	1ère Variante : pont mixte bipoutres	- 28 -
IV.3.1.1	Conception longitudinale :	- 29 -
IV.3.1.2	Conception transversale :	- 29 -
IV.3.1.3	Conception des poutres principales :	- 29 -
IV.3.1.4	Conception des entretoises :	- 30 -
IV.3.1.5	Choix de la nuance d'acier :	- 30 -
IV.3.1.6	La connexion entre la dalle et la charpente métallique :	- 30 -
IV.3.1.7	Conception de l'infrastructure :	- 30 -
IV.3.1.8	MODELISATION ET CALCUL SISMIQUE DE LA 1 ^{er} Variante.....	- 32 -
IV.3.2	2eme Variante : Pont caisson (Voussoir) construit par encorbellement successif.....	- 38 -
IV.3.2.1	Conception longitudinale :	- 38 -
IV.3.2.2	Découpage des voussoirs	- 38 -
IV.3.2.3	Conception transversale :	- 38 -
IV.3.2.4	Conception de l'infrastructure :	- 39 -
IV.3.2.5	Modélisation et calcul sismique de la 2 ^{eme} variante.....	- 41 -
IV.3.3	3eme Variante : Pont à Poutres Préfabriquées en Béton Précontraint par Post-tension.....	- 47 -
IV.3.3.1	Conception longitudinale :	- 47 -
IV.3.3.2	Conception transversale :	- 47 -

IV.3.3.3	Conception de l'infrastructure :	- 48 -
IV.3.3.4	Modélisation et calcul sismique de la 3 ^{ème} variante.....	- 50 -
IV.4	DEVIS QUANTITATIF ET ESTIMATIF	- 56 -
IV.5	ANALYSE MULTICRITERE.....	- 59 -
IV.5.1	1ere Variante pont mixte bipoutres	- 59 -
IV.5.2.2	-ème Variante Pont en béton précontraint construit par encorbellements successifs :	- 59 -
IV.5.3	3eme variante pont à poutre préfabriqué en béton précontraint par post tentions.....	- 60 -
IV.6	CHOIX DE LA VARIANTE.....	- 60 -
IV.7	CONCLUSION.....	- 61 -

CHAPITRE V.REPARTITION LONGITUDINALE ET TRANSVERSALE

V.1	INTRODUCTION	- 62 -
V.2	DETERMINATION DES CHARGES	- 62 -
V.3	CALCUL LONGITUDINAL DES MOMENTS FLECHISSANT ET EFFORT TRANCHANT	- 64 -
V.3.1	Poutre seule :	- 64 -
V.3.2	Poutre + Dalle :	- 64 -
V.3.3	Poids propre totale :	- 65 -
V.3.4	Surcharge A(l) :	- 65 -
V.3.5	Moment max du system de charge BC.....	- 66 -
V.3.6	Moment max du Système de charge Bt.....	- 67 -
V.3.7	Moment max du Convoie MC120.....	- 67 -
V.3.8	Convoie exceptionnelle D240	- 67 -
V.3.9	Effort tranchant max Bc	- 68 -
V.3.10	Effort tranchant max Bt	- 69 -
V.3.11	Effort tranchant max Mc120.....	- 70 -
V.3.12	Effort tranchant max D240	- 70 -
V.4	REPARTITION TRANSVERSALE DES EFFORTS	- 71 -
V.4.1	Principes fondamentaux de la méthode.....	- 72 -
V.4.2	Les étapes de calcule	- 72 -
V.4.2.1	Détermination des coefficients	- 72 -

V.4.2.2	Coefficients de répartition transversale $K\alpha$	- 74 -
V.4.2.3	Calcul du coefficient $K\alpha$ pour chaque poutre	- 75 -
V.4.2.4	Détermination de $K\alpha_{\text{moy}}$ pour chaque type de chargement	- 76 -
V.4.2.5	Conclusion :	- 78 -
V.4.3	Vérification Automatique	- 78 -
V.5	CONCLUSION	- 81 -

CHAPITRE VI. CARACTERISTIQUES DES ELEMENTS DU TABLIER

VI.1	INTRODUCTION	- 82 -
VI.2	CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DU TABLIER	- 82 -
VI.3	CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DE LA POUTRE	- 82 -
VI.3.1	Section d'about	- 83 -
VI.3.2	Section intermédiaire	- 84 -
VI.3.3	Section Médiane	- 84 -
VI.4	CONCLUSION	- 85 -

CHAPITRE VII. ETUDE DE PRECONTRAINTE

VII.1	INTRODUCTION	- 86 -
VII.2	PRECONTRAINTE PAR POST-TENSION :	- 86 -
VII.3	DIMENSIONNEMENT DE LA PRECONTRAINTE	- 86 -
VII.3.1	Données de calcul :	- 86 -
VII.4	DIMENSIONNEMENT DE LA PRECONTRAINTE :	- 87 -
VII.4.1	Valeur minimale de la précontrainte en service	- 87 -
VII.4.2	Détermination du nombre de câble	- 88 -
VII.4.3	Pré-vérification des contraintes	- 88 -
VII.5	TRACE DES CABLES DE PRECONTRAINTES	- 90 -
VII.6	CALCUL DES PERTES	- 94 -
VII.6.1	TYPES DE PERTES	- 94 -
VII.6.1.1	Pertes de tension instantanées	- 94 -
VII.6.1.2	Pertes de tension différées	- 96 -
VII.6.1.3	Pertes totales :	- 98 -
VII.7	VERIFICATION DES CONTRAINTES	- 99 -
VII.7.1	Contraintes admissibles	- 99 -

VII.7.2	Caractéristiques nettes des sections	- 99 -
VII.7.3	Justifications de la poutre a l'ELS	- 99 -
VII.7.4	Justification des contraintes normales	- 100 -
VII.7.5	Justification des contraintes tangentielles :	- 101 -
VII.7.6	Armatures des zones tendues :	- 102 -
VII.7.7	Justifications de la poutre a l'ELU :	- 103 -
VII.7.8	Justifications du béton :	- 104 -
VII.8	CONCLUSION	- 104 -

CHAPITRE VIII.ETUDE DU TABLIER

VIII.1	INTRODUCTION	- 105 -
VIII.2	FLECHES ET CONTRE FLECHES	- 105 -
VIII.2.1	Contre flèche de précontrainte :	- 105 -
VIII.2.2	Flèche de construction :	- 106 -
VIII.2.3	Flèche maximale à ELS :	- 106 -
VIII.2.4	Flèche totale :	- 107 -
VIII.3	ETUDE DE L'ENTRETOISE	- 107 -
VIII.3.1	Principe de ferrailage :	- 107 -
VIII.3.2	Evaluation des efforts :	- 107 -
VIII.3.3	Ferrailage	- 108 -
VIII.3.3.1	Ferrailage nappe supérieure :	- 108 -
VIII.3.3.2	Ferrailage nappe inférieure :	- 108 -
VIII.3.3.3	Cadres transversales (effort tranchant) :	- 108 -
VIII.4	ETUDE DE L'HOUDIS	- 109 -
VIII.4.1	Evaluation des efforts :	- 110 -
VIII.4.2	Ferrailage	- 110 -
VIII.4.2.1	Ferrailage nappe supérieure (sur appui) :	- 111 -
VIII.4.2.2	Ferrillages nappe inferieure (mi-travée):	- 111 -
VIII.5	ARMATURE PASSIF TRANSVERSALE DES POUTRES	- 111 -
VIII.5.1	Armature de peau :	- 111 -
VIII.6	CONCLUSION	- 113 -

CHAPITRE IX.ETUDE SISMIQUE ET EQUIPEMENTS DU TABLIER

IX.1	INTRODUCTION	- 114 -
IX.2	MODIFICATIONS APPORTEES A LA CONCEPTION DE LA VARIANTE RETENUE	- 114 -
IX.3	PRE-DIMENSIONNEMENT D'APPAREIL D'APPUI	- 115 -
IX.4	ETUDE SISMIQUE.....	- 116 -
IX.4.1	Caractéristiques de l'ouvrage relatives à l'étude sismique.....	- 116 -
IX.4.2	Méthode de calcul.....	- 116 -
IX.4.2.1	Angle de biais :.....	- 116 -
IX.4.2.2	Angle de courbure	- 117 -
IX.4.2.3	Masse totale mise en mouvement par le mode fondamental :.....	- 117 -
IX.4.3	Spectre de réponse	- 117 -
IX.5	VERIFICATION DE L'APPAREIL D'APPUI.....	- 119 -
IX.5.1	Résistance à la compression	- 119 -
IX.5.2	Sécurité au flambement	- 119 -
IX.5.3	Limitation de la distorsion.....	- 120 -
IX.5.4	Condition du non-glissement :.....	- 120 -
IX.6	DES D'APPUI	- 121 -
IX.6.1	Dimensionnement des dés d'appuis au niveau de la pile et la culée	- 121 -
IX.6.2	Ferraillage des dés d'appuis au niveau de la pile et la culée	- 121 -
IX.6.2.1	Armatures de chaînage :.....	- 121 -
IX.6.2.2	Armatures horizontales :	- 122 -
IX.6.2.3	Frette supérieure :.....	- 122 -
IX.6.2.4	Frette inférieure :.....	- 122 -
IX.7	JOINT DE CHAUSSEE	- 123 -
IX.7.1	Dimensionnement du joint de chaussée.....	- 123 -
IX.7.2	Type de joint.....	- 123 -
IX.8	CONCLUSION.....	- 123 -

CHAPITRE X.ETUDE INFRASTRUCTURE

X.1	INTRODUCTION	- 124 -
X.2	ETUDE DE LA PILE	- 124 -
X.2.1	Evaluation de la raideur totale K.....	- 124 -
X.2.2	Evaluation des efforts agissant sur la pile	- 125 -

X.2.3	Ferraillage de la pile	- 126 -
X.2.4	Vérification de la stabilité de la pile vis-à-vis du flambement.....	- 126 -
X.2.5	Calcul du ferraillage	- 127 -
X.2.5.1	Sous moment de flexion oblique	- 127 -
X.3	ETUDE DE LA CULEE.....	- 130 -
X.3.1	Dimensionnement de la culée	- 130 -
X.3.2	Evaluation des sollicitations.....	- 131 -
X.3.2.1	Détermination des sollicitations en statique	- 131 -
X.3.2.2	Détermination des sollicitations sismiques.....	- 133 -
X.3.2.3	Combinaison des actions sismiques totales de la culée	- 136 -
X.3.3	Ferraillage des éléments de la culée	- 136 -
X.3.3.1	Mur frontal.....	- 136 -
X.3.3.2	Mur garde de grève.....	- 137 -
X.3.3.3	Dalle de transition.....	- 139 -
X.3.3.4	Corbeau.....	- 139 -
X.3.3.5	Mur en retour	- 140 -
X.4	ETUDE DES FONDATIONS	- 141 -
X.4.1	Etude de la semelle.....	- 141 -
X.4.1.1	Calcul des sollicitations	- 142 -
X.4.1.2	Effort revenant à chaque pieu	- 142 -
X.4.1.3	Ferraillage de la semelle	- 143 -
X.4.2	Etude des pieux	- 144 -
X.4.2.1	Actions sur les pieux.....	- 144 -
X.4.2.2	Calcul du coefficient d'amortissement du module de warner λ et le moment.....	- 145 -
X.4.2.3	Ferraillage des pieux :	- 146 -
X.5	CONCLUSION	- 147 -
CONCLUSION GENERALE.....		- 148 -

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

ANNEXE A

ANNEXE B

ANNEXE C

LISTE DES FIGURES

CHAPITRE I. GENERALITES SUR LES OUVRAGES D'ARTS

Figure I.1 Exemple de pont voutes	- 4 -
Figure I.2 Exemple des ponts en béton précontraint.....	- 5 -
Figure I.3 Exemple ponts mixtes	- 6 -
Figure I.4 Exemple pont métallique.....	- 6 -
Figure I.5 Exemple d'un pont en bois.....	- 7 -
Figure I.6 Exemple pont en arc	- 7 -
Figure I.7 Exemple d'un pont suspendue	- 8 -
Figure I.8 Exemple d'un pont haubans	- 8 -

CHAPITRE II. PRESENTATION DE PROJET

Figure II.1 Location du Pont 12.4	- 8 -
Figure II.2 Situation du projet sur Google Earth.....	- 9 -
Figure II.3 Trace en plan de la voix porté.....	- 9 -
Figure II.4 Profil en long de la voix portée	- 10 -
Figure II.5 : Profile en travers de la voix porté	- 10 -
Figure II.6 : Location d'Exploration.	- 11 -

CHAPITRE III EVALUATION DES ACTIONS ET HYPOTHESES DE CALCUL

Figure III.1 Limitation des contraintes des sections en BP.....	- 17 -
Figure III.2 Système de charge Bc	- 20 -
Figure III.3 Système de charge Bt.....	- 21 -
Figure III.4 Système de charge Br	- 22 -
Figure III.5 Système de charge Mc 120	- 23 -
Figure III.6 Système de charge D240	- 24 -
Figure III.7 Spectre de réponse élastique : composante horizontale.....	- 26 -

CHAPITRE IV. CONCEPTION ET PRE-DIMENSIONNEMENT

Figure IV.1 Coupe transversale d'un tablier bipoutre.....	- 29 -
Figure IV.2 Modèle de calcul de la variante	- 34 -

Figure IV.3 fréquence du sens longitudinal variante 1	- 35 -
Figure IV.4 fréquence du sens transversale variante 1.....	- 35 -
Figure IV.5 : Les composants du voussoir (poutre-caisson).....	- 38 -
Figure IV.6 Modèle de calcul de la variante	- 43 -
Figure IV.7 fréquence dans le sens longitudinal variante 2	- 44 -
Figure IV.8 fréquence dans le sens transversal variante 2	- 44 -
Figure IV.9 Présentation 3d de la variante 3.....	- 47 -
Figure IV.10 Modèle de calcul de la variante	- 52 -
Figure IV.11 fréquence dans le sens transversal variante 3	- 53 -
Figure IV.12 fréquence dans le sens longitudinal variante 3	- 53 -

CHAPITRE V. REPARTITION LONGITUDINALE ET TRANSVERSALE

Figure V.1 Schéma statique d'une poutre	- 64 -
Figure V.2 Schéma statique d'une poutre+dalle	- 64 -
Figure V.3 Schéma statique de poids propre total	- 65 -
Figure V.4 Schéma statique sous charge A(L).....	- 65 -
Figure V.5 Schéma statique du système Bc	- 66 -
Figure V.6 Moment fléchissant sous charge Bt	- 67 -
Figure V.7 Moment fléchissant sous charge MC120.....	- 67 -
Figure V.8 Moment fléchissant sous charge D240	- 68 -
Figure V.9 Schéma statique du Bc	- 69 -
Figure V.10 Schéma statique du Bt.....	- 69 -
Figure V.11 Schéma statique du Mc120	- 70 -
Figure V.12 Schéma statique du système D240.....	- 70 -
Figure V.13 Maillage de la dalle.....	- 72 -
Figure V.14 Répartition transversal des charges.....	- 72 -
Figure V.15 Poutre équivalente.....	- 74 -
Figure V.16 Poutre réel	- 74 -
Figure V.17 Les lignes d'influence de chaque poutre.....	- 75 -
Figure V.18 Disposition transversale des poutres.....	- 75 -
Figure V.19 calcul de K moy cas d'une charge concentrée.....	- 76 -

Figure V.20 calcul de K moy cas d'une charge répartie.....	- 76 -
Figure V.21 Moment max sous la combinaison la plus défavorable à l'ELS	- 79 -
Figure V.22 Moment max sous la combinaison la plus défavorable à l'ELU	- 79 -
Figure V.23 Effort tranchant max sous la combinaison la plus défavorable à l'ELU	- 80 -
Figure V.24 Effort tranchant max sous la combinaison la plus défavorable à l'ELS.....	- 80 -

CHAPITRE VI. CARACTERISTIQUES DES ELEMENTS DU TABLIER

Figure VI.1 Coupe transversale du tablier	- 82 -
---	--------

CHAPITRE VII ETUDE DE LA PRECONTRAINTTE

Figure VII.1 Géométrie des câbles.....	- 90 -
Figure VII.2 illustration du l'angle de déviation.....	- 91 -
Figure VII.3 Dispositions constructives des câbles de précontrainte	- 91 -
Figure VII.4 Dimensions et dispositions des plaques d'ancrage.	- 91 -
Figure VII.5 Diagramme des contraintes à mi travée.	- 102 -

CHAPITRE VIII. ETUDE DU TABLIER

Figure VIII.1Flèche max de la poutre due à poids propre	- 105 -
Figure VIII.2 Contre flèche max de la poutre due à la mise en tension de la précontraintes.....	- 106 -
.....	- 106 -
Figure VIII.3 Flèche max de la poutre à ELS	- 106 -
Figure VIII.4 Modélisation de l'entretoise.....	- 107 -
Figure VIII.5 Diagramme d'effort tranchant pour l'entretoise.	- 108 -
Figure VIII.6 Diagramme de moment pour l'entretoise.	- 108 -
Figure VIII.7 Ferrailage de l'entretoise.	- 109 -
Figure VIII.8 Moment -Dalle ELS.....	- 110 -
Figure VIII.9 Moment -Dalle ELU.	- 110 -
Figure VIII.10 Ferrailage de la dalle.....	- 111 -
Figure VIII.11 Ferrailage de « poutre + dalle »	- 112 -
Figure VIII.12 Ferrailage de la poutre.	- 112 -

CHAPITRE IX. ETUDE SISMIQUE ET EQUIPEMENTS DU TABLIER

Figure IX.1 Conception de pile modifiée (voile évidée).....	- 114 -
Figure IX.2 schéma d'un appareil d'appui de type B choisi pour l'ouvrage.	- 116 -

Figure IX.3 modèle 3D	- 117 -
Figure IX.4 Spectre de réponse horizontale Sae/g	- 118 -
Figure IX.5 Principe d'un dispositif anti-cheminement	- 121 -

CHAPITRE X. ETUDE INFRASTRUCTURE

Figure X.1 Sollicitations agissant sur la pile N02.....	- 126 -
Figure X.2 Abaqués de WALTHER.	- 128 -
Figure X.3 Ferrailage de pile à la base.....	- 130 -
Figure X.4 Les moments MXX sur le mur en retour avec le logiciel.	- 140 -
Figure X.5 Les moments MYY sur le mur en retour avec le logiciel.	- 141 -
Figure X.6 Les dimensions des semelles.....	- 142 -
Figure X.7 Ferrailage semelle des piles.	- 146 -
Figure X.8 ferrailages culés.	- 147 -

LISTE DES TABLEAUX

CHAPITRE III. EVALUATION DES ACTIONS ET HYPOTHESES DE CALCUL

Tableau III-1 Les contraintes admissibles du béton a l'ELU	- 14 -
Tableau III-2 Les contraintes admissibles du béton a l'ELS	- 15 -
Tableau III-3 Caractéristiques mécaniques du béton	- 15 -
Tableau III-4 Les contraintes admissibles des armatures passives.	- 16 -
Tableau III-5 Tableau représentatif du calcul des compléments de charges permanentes ..	- 18 -
Tableau III-6 Données du pont	- 19 -
Tableau III-7 Coefficients bc	- 21 -
Tableau III-8 Coefficients Bt.	- 22 -
Tableau III-9 Le gradient thermique selon le type de tablier	- 25 -
Tableau III-10 Combinaisons de charges réglementaires	- 27 -

CHAPITRE IV. CONCEPTION ET PRE-DIMENSIONNEMENT

Tableau IV-1 Prédimensionnement des poutres métalliques.	- 29 -
Tableau IV-2 Pré-dimensionnement des entretoises	- 30 -
Tableau IV-3 Choix et dimensions de la pile retenue pour la variante 1	- 31 -
Tableau IV-4 Choix et dimensions de la culée retenue pour la variante 1	- 32 -
Tableau IV-5 Les dimensions des appareils d'appui retenus	- 33 -
Tableau IV-6 Les modes propres d'analyse modale variante 1	- 34 -
Tableau IV-7 Les dimensions de la section transversale du voussoir	- 39 -
Tableau IV-8 Choix et dimensions de la pile retenue pour la variante 2	- 40 -
Tableau IV-9 Choix et dimensions de la culée retenue pour la variante 2	- 41 -
Tableau IV-10 Les dimensions des appareils d'appui retenus	- 42 -
Tableau IV-11 Les modes propres d'analyse modale variante 2	- 43 -
Tableau IV-12 Pré-dimensionnement de la 3eme variante	- 48 -
Tableau IV-13 Choix et dimensions de la pile retenue pour la variante 3	- 49 -
Tableau IV-14 Choix et dimensions de la culée retenue pour la variante 3	- 50 -

Tableau IV-15 Les dimensions des appareils d'appui retenus	51 -
Tableau IV-16 Les modes propres d'analyse modale variante 3.....	52 -
Tableau IV-17 Devis estimatif et quantitatif de la variante 1.	56 -
Tableau IV-18 Devis estimatif et quantitatif de la variante 2.	57 -
Tableau IV-19 Devis estimatif et quantitatif de la variante 3.	58 -
Tableau IV-20 Comparaison de la variante selon les critères.	60 -

REPARTITION LONGITUDINALE ET TRANSVERSALE

Tableau V-1 Calcul de la charge permanente CP et CCP	62 -
Tableau V-2 Calcul du système A(L)	63 -
Tableau V-3 Calcule Bc	63 -
Tableau V-4 Calcule Bt.....	63 -
Tableau V-5 Calcul de coefficient dynamique pour le système B et Mc120.....	64 -
Tableau V-6 les sollicitations sous poutre seul	64 -
Tableau V-7 Les sollicitations sous poutre+Dalle	65 -
Tableau V-8 Les sollicitations sous poids propre	65 -
Tableau V-9 Les sollicitations sous charge A(l)	66 -
Tableau V-10 Moment fléchissant sous charge Bc.....	67 -
Tableau V-11 Moment fléchissent sous charge Bt	67 -
Tableau V-12 Moment fléchissant sous charge Mc120.....	67 -
Tableau V-13 Moment fléchissant sous charge D240	68 -
Tableau V-14 Moment fléchissant max dus aux charges et surcharges.....	68 -
Tableau V-15 Effort tranchant sous charge Bc	69 -
Tableau V-16 Effort tranchant sous charge Bt.....	70 -
Tableau V-17 Effort tranchant sous charge Mc120	70 -
Tableau V-18 Effort tranchant sous charge D240.....	71 -
Tableau V-19 Effort tranchant max dus aux charges et surcharge	71 -
Tableau V-20 Le calcul de Paramètre d'entretoisement	73 -
Tableau V-21 Calcul Paramètre de torsion" α "	73 -
Tableau V-22 Tableau des valeurs de coefficient $K\alpha$	75 -
Tableau V-23 Tableau des valeurs de coefficient K_a pour chaque poutre.....	76 -
Tableau V-24 Valeurs de $K\alpha_{moy}$ pour les charges.....	77 -

Tableau V-25 Tableau des moments réel max	- 77 -
Tableau V-26 Combinaison de charge pour moment max.....	- 78 -
Tableau V-27 tableaux récapitulatif et comparatif des moments maximaux.....	- 81 -

CHAPITRE VI. CARACTERISTIQUES DES ELEMENTS DU TABLIER

Tableau VI-1 Formule de détermination des caractéristiques géométriques de la poutre ...	- 83 -
Tableau VI-2 caractéristique géométrique de la section d'about	- 83 -
Tableau VI-3 caractéristique géométrique de la section d'about avec hourdis	- 83 -
Tableau VI-4 caractéristique géométrique de la section intermédiaire.....	- 84 -
Tableau VI-5 caractéristique géométrique de la section intermédiaire avec hourdis	- 84 -
Tableau VI-6 caractéristique géométrique de la section médiane.....	- 84 -
Tableau VI-7 caractéristique géométrique de la section médiane avec hourdis	- 85 -

CHAPITRE VII. ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

Tableau VII-1 Caractéristiques des sections	- 86 -
Tableau VII-2 Caractéristiques des câbles 12T15	- 87 -
Tableau VII-3 Données de calcul.....	- 87 -
Tableau VII-4 Evaluation de P_{MIN}	- 88 -
Tableau VII-5 Détermination du nombre de câble.....	- 88 -
Tableau VII-6 Caractéristiques et résultats de chaque vérification des contraintes.....	- 89 -
Tableau VII-7 Estimation des contraintes et interprétation des résultats.....	- 90 -
Tableau VII-8 Caractéristiques du tracé des câbles.	- 92 -
Tableau VII-9 Valeurs des pertes dues aux frottements.	- 95 -
Tableau VII-10 Valeurs des pertes dues au recul à l'ancrage.....	- 95 -
Tableau VII-11 Valeurs des Pertes par déformation instantanée du béton	- 96 -
Tableau VII-12 Valeur des Pertes par retrait	- 97 -
Tableau VII-13 Valeur des Pertes par fluage.	- 97 -
Tableau VII-14 Pertes par relaxation.	- 98 -
Tableau VII-15 Résultat pertes totales	- 98 -
Tableau VII-16 Contraintes Admissibles.....	- 99 -
Tableau VII-17 Caractéristiques nettes des sections.....	- 99 -
Tableau VII-18 Caractéristiques de chaque phase de vérification.....	- 100 -

Tableau VII-19 Calcul des contraintes pour les phases 2 et 4	- 100 -
Tableau VII-20 Calcul des contraintes pour les phases 2 et 4	- 101 -
Tableau VII-21 Contrainte tangentielle « τ »	- 102 -
Tableau VII-22 Détermination l'angle β_u	- 103 -

CHAPITRE VIII. ETUDE DU TABLIER

Tableau VIII-1 Contre flèche max de la poutre due à la mise en tension de la précontraintes...	- 105 -
---	---------

CHAPITRE IX. ETUDE SISMIQUE ET EQUIPEMENTS DU TABLIER

Tableau IX-1 Les dimensions des appareils d'appuis	- 116 -
Tableau IX-2 Déplacement maximal de la combinaison $G + EX + 0.3EY + 0.4 T + D$	- 118 -
Tableau IX-3 Résultat vérification flambement appareil d'appuis.....	- 119 -
Tableau IX-4 Application numérique de la vérification de non glissement	- 120 -
Tableau IX-5 Les dimensionnes des dés-appuis	- 121 -
Tableau IX-6 Calcule et ferrailage de dé d'appuis	- 122 -

CHAPITRE X. ETUDE INFRASTRUCTURE

Tableau X-1 Raideurs statiques et dynamiques longitudinales des appuis.....	- 124 -
Tableau X-2 Raideurs statiques et dynamiques transversales des appuis.....	- 125 -
Tableau X-3 Evaluations des efforts des appuis à l'ELS.....	- 125 -
Tableau X-4 Evaluations des efforts des appuis à l'ELA.....	- 125 -
Tableau X-5 Résultat utilises dans les abaqes de WALTHER	- 128 -
Tableau X-6 Dimensions des éléments de la culée	- 130 -
Tableau X-7 Détermination des sollicitations en statique.....	- 131 -
Tableau X-8 Les actions transmises par le tablier	- 132 -
Tableau X-9 Les combinaisons des actions appliquées sur la culée à l'ELU et à l'ELS....	- 133 -
Tableau X-10 Calcul des efforts dû à la culée dans le cas dynamique	- 134 -
Tableau X-11 Coefficient de calcul de la poussée dynamique	- 134 -
Tableau X-12 Calcul des poussées dynamiques	- 135 -
Tableau X-13 Les efforts sismiques dus au tablier	- 135 -
Tableau X-14 L'évaluation des actions sismiques de la culée	- 135 -
Tableau X-15 La détermination de R_{max} et R_{min}	- 136 -

Tableau X-16 Les combinaisons des actions sismiques totales de la culée	- 136 -
Tableau X-17 Les sollicitations défavorables à l'ELU et à l'ELS du mur frontal.	- 136 -
Tableau X-18 Evaluation des efforts de la dalle de transition	- 139 -
Tableau X-19 Calcul du ferrailage du mur en retour.	- 141 -
Tableau X-20 Les dimensions de la semelle sous la culée et sous la pile	- 141 -
Tableau X-21 Les sollicitations les plus défavorables sur les semelles.	- 142 -
Tableau X-22 Les valeurs de N_{max} et de N_{min} pour les combinaisons les plus défavorables-	143 -
Tableau X-23 La vérification des conditions de la méthode des bielles.	- 143 -
Tableau X-24 Résultat Calcul du coefficient λ	- 145 -
Tableau X-25 Les valeurs du moment fléchissant et effort tranchant en tête du pieu	- 145 -



INTRODUCTION GENERALE

INTRODUCTION GENERALE

On considère un pays développé que s'il dispose de moyens et d'infrastructures durables dans le domaine du transport. Ce dernier est synonyme de modernité d'efficacité et pour une réelle relance économique d'un pays. C'est aussi sa condition sine qua non de la prospérité.

L'Algérie doit accorder un intérêt particulier à ce secteur qui représente l'une des clés de la richesse en perfectionnant ces ouvrages qu'ils soient à court, à moyen ou à long terme.

Le développement du réseau de transports urbains tend à faciliter le déplacement des biens et des personnes, ce dernier confère une importance particulière à l'infrastructure routière et autoroutière.

Le réseau autoroutier algérienne s'étend sur plusieurs wilayas et régions. Qui se compose plusieurs rocades qui ont été réalisées ces dernières années et plusieurs extensions de ces lignes autoroutières sont prévues et sont en cours de réalisation comme 4^{eme} rocade d'Alger.

La 4^{eme} rocade d'Alger s'étend sur une distance de 300 km, allant de Aïn Defla jusqu'à la wilaya de Bordj Bou-Arréridj où elle rejoint l'autoroute Est-Ouest, en passant par Médéa, Bouira et M'sila tout en contournant Alger, selon les données techniques de ce projet.

Cette rocade comporte plusieurs ouvrages, dont un d'entre eux qui fait l'objet de notre projet de fin d'études.

Le présent mémoire portera sur « Conception et étude d'un pont a la 4^{eme} rocade d'Alger au PK12+402 ».

Le travail effectué s'articule autour de cinq axes principaux :

1. **Généralités** sur l'ouvrage d'arts.
2. **Présentation générale** du projet ainsi que l'ensemble des données nécessaires à la conception, L'évaluation des charges et surcharges et des hypothèses de calcul.
3. **La proposition** et le dimensionnement de variantes et l'établissement d'un devis et d'une analyse multicritères.
4. **L'étude** de la superstructure ainsi que le dimensionnement de l'ensemble des composantes du tablier suivi des vérifications qui en découlent.
5. **L'étude** de l'infrastructure en fonction des caractéristiques du sol.

Pour terminer avec une conclusion générale qui clôture le mémoire.



CHAPITRE I

GENERALITES SUR LES OUVRAGES D'ARTS



I.1 INTRODUCTION

Les hommes ont toujours eu besoin, pour se déplacer, pour franchir des obstacles, et pour traverser des rivières, de construire de simples passages en utilisant des pierres naturelles. Puis, en choisissant et même en disposant intelligemment ces pierres pour fabriquer ce que nous appelons aujourd'hui une poutre.

L'origine des ponts remonte à la nuit des temps. L'histoire de la construction des ponts est avant tout celle des matériaux qui les constituent.

Au fil des siècles et des années, les ponts ont beaucoup évolué. Des techniques de conception toujours plus novatrices ont donc fait leur apparition au cours du temps pour permettre de bâtir des ouvrages plus grands, plus solides, et plus imposants. Nous allons donc vous répertorier dans ce chapitre les différents matériaux utilisés pour construire les ponts, ainsi que leurs structures. L'innovation la plus importante est la découverte du béton précontraint. En effet, le béton précontraint a révolutionné le développement et la construction des ponts.

I.2 DEFINITION DE PONT

Un pont est un ouvrage en élévation, construit in-situ, permettant à une voie de circulation (dite voie portée) de franchir un obstacle naturel ou artificiel (rivière, vallée, route, voie ferrée, canal ...etc.)

La voie portée peut être :

- Une voie routière (pont-route).
- Une voie piétonne (passerelle).
- Une voie ferroviaire (pont-rail).
- Une voie d'eau (pont-canal).

On peut distinguer les différents types d'ouvrages suivants :

- Ponceau : petit pont d'une seule travée (5 à 8m).
- Viaduc : ouvrage de grande longueur constitué de plusieurs travées et situé à hauteur élevée par rapport à la brèche.
- Passerelle : pont léger livrant passage à de faibles charges, piétons, cyclistes...etc.

I.3 CLASSIFICATION DES PONTS

Tout d'abord, un pont comprend trois parties distinctes :

- Le tablier, structure sur laquelle se fait le déplacement à niveau ou avec une pente suffisamment faible pour être admissible par des piétons, des animaux ou des véhicules (automobiles, trains, avions, ...) entre ses deux extrémités,

- Les appuis qui supportent le tablier : culées aux deux extrémités et piles intermédiaires ou piles-culées si le tablier n'est pas continu,
- Les fondations qui permettent la transmission des efforts de l'ouvrage au terrain.

Ensuite, plusieurs classifications peuvent être considérées en fonction des critères choisis :

- Le matériau utilisé (le bois, la maçonnerie, l'acier, béton armé, béton précontraint).
- La nature de la voie portée (pont-route, pont-rail, pont-canal, pont-aqueduc1 ...etc.).
- La structure (ponts à poutres, ponts-dalles, ponts en arc, ponts-cadre, ponts suspendus, ponts caissons, ponts à haubans, ...etc.)
- La forme (ponts droits, ponts biais, ponts courbes, ...).
- Leur mode d'exécution (ponts réalisés par encorbellement, par poussage, sur cintre).
- La voie portée (passage supérieur ou inférieur).

La conception architecturale générale d'un ouvrage de franchissement fixe fait appel aux trois modes fondamentaux de fonctionnement mécanique des structures (flexion, compression et traction) pour donner cinq types de ponts fixes : les ponts à voûtes, les ponts en béton précontraint, les ponts en arc, les ponts suspendus et les ponts à haubans.

I.3.1 Ponts voûtes

Les ponts voûtés sont des ponts appartenant à la classe des ponts en arc. Ce dernier couvre les portées de 2 à 100 mètres. Pour les très petites portées, les ponceaux voûtés massifs et en plein cintre, essentiellement employés comme ouvrages de décharge hydraulique, sont des ouvrages plutôt rustiques, mais ils constituent une solution simple et robuste. Des ouvrages en voûte mince, constitués d'éléments préfabriqués en béton ou métalliques, sont souvent employés pour des ouvrages courants jusqu'à 9 m d'ouverture à condition que la hauteur de couverture du remblai reste inférieure à 7 m.



Figure I.1 Exemple de pont voûtes

I.3.2 Ponts en béton précontraint

En 1928 EUGENE FREYSSINET a découvert le béton précontraint, le premier pont en béton précontraint est conçu en 1946 avec une portée de 55 mètres et fut entièrement préfabriqué à l'aide de voussoir. Les ponts à poutre préfabriquées en béton précontrainte constitué une solution

CHAPITRE I. GENERALITES SUR LES OUVRAGES D'ARTS

intéressante pour les moyens portés d'ordre de 30-50m, ainsi il existe d'autre type de pont en béton précontraint tels que :

Pont dalle ou dalle nervurée en béton précontraint : Les tabliers des ponts-dalles en béton précontraint figurent parmi les plus minces et accordent une grande finesse à la structure, ils s'adaptent particulièrement aux ouvrages à grandes courbures et autorisent des portées de 10 à 25 m.

Pont à béquilles : Les ponts à béquilles permettent, au même titre que les ponts en arc à tabliers portés de franchir de grandes brèches, ils sont également choisis pour leur esthétique qui dégage l'espace et qui épargne le site de ligne verticales, jugées désagréables dans certains paysages.

Pont extradossé : Les ponts extradossés ressemblent physiquement aux ponts haubanés à la différence près que les câbles sont continus de part et d'autre du pylône appelé dans ce cas déviateur, ces derniers sont généralement moins grands que les pylônes d'un pont à haubans. Ces



Figure I.2 Exemple des ponts en béton précontraint.

ponts se comportent structurellement comme des ponts à poutres mais permettent des tabliers plus légers.

I.3.3 Ponts mixtes acier/béton :

Un pont mixte acier/béton comporte des éléments structurels en acier et en béton armé ou précontraint, dont la particularité réside dans le fait de faire fonctionner ces matériaux selon leurs aptitudes optimales, notamment en compression pour le béton et en traction pour l'acier.



Figure I.3 Exemple ponts mixtes

I.3.4 Pont métallique

Les poutres métalliques peuvent être positionnées sous la chaussée ou de part et d'autre on distingue :

- Les poutres à âme pleine sont actuellement les plus utilisées car leur fabrication est relativement aisée.
- Les poutres caissons ont une meilleure résistance à la torsion que les poutres à âme pleine.
- Les poutres en treillis, constituées de barres métalliques horizontales, verticales ou obliques, appelées membrures. Elles ne sont aujourd'hui utilisées que lorsque les contraintes constructives ne permettent pas de mettre en place des poutres sous chaussées.
- Les poutres bow-strings ne doivent pas être confondues avec les poutres en treillis de hauteur variable. Extérieurement elles y ressemblent, mais il s'agit bien d'arc dont la poutre inférieure de liaison sert de tirant.



Figure I.4 Exemple pont métallique

I.3.5 Ponts en bois

Les poutres en bois sont disponibles en deux grandes catégories : le bois massif et le lamellé-collé, les assemblages sont réalisés soit traditionnellement par l'intermédiaire de tenons et mortaises, soit par clouage ou boulonnage. On distingue également les différentes essences utilisées parmi lesquelles nous citerons le pin, le sapin, l'épicéa, le chêne, le châtaignier, le douglas, certaines sont plus adaptées à certaines expositions, il sera préférable par exemple d'utiliser le pin pour un climat maritime. Un des éléments primordiaux pour assurer la durabilité du bois est de le conserver sec.



Figure I.5 Exemple d'un pont en bois

I.3.6 Pont en arc

Avec le perfectionnement des propriétés de l'acier et des capacités de calculs apparentent les ponts en arc. Généralement, dans un pont en arc, ont franchi la rivière ou la brèche en une seule fois par une seule arche alors que dans le pont à voûtes, le tablier repose sur des piles intermédiaires. Le pont en arc associe la compression à la flexion. Ils se caractérisent par le fait qu'ils exercent sur les culées un effort oblique tendant à écartier les points d'appui. Ils peuvent être différenciés selon la nature des matériaux de l'ouvrage (métal, béton armé, bois), selon la structure ou selon la position du tablier (porté, suspendu ou intermédiaire).



Figure I.6 Exemple pont en arc

I.3.7 Ponts à câbles

On peut distinguer deux types de pont à câbles :

Les ponts suspendus : sont des ponts dont les éléments porteurs principaux sont des câbles auxquels les réactions du tablier sont transmises par des suspentes.



Figure I.7 Exemple d'un pont suspendue

Les ponts à haubans : sont des ponts dont les éléments porteurs principaux sont des poutres soutenues par des câbles obliques rectilignes appelés haubans



Figure I.8 Exemple d'un pont haubans



CHAPITRE II

PRESENTATION DE PROJET

II.1 INTRODUCTION :

Dans le domaine des travaux publics, la récolte des informations liés au projet sur site est très importante pour entamer la conception et l'étude d'un pont qui franchit un obstacle donné. Une bonne connaissance des principaux types des structures, de l'étendue de leur domaine d'emploi et de leurs méthodes de pré dimensionnement est indispensable pour entreprendre les études de définition d'un pont dans un site donné ; mais un pont n'est pas seulement un ouvrage d'art : il est construit dans le but d'assurer un service pour lequel l'opinion publique exige un haut niveau de qualité, de sécurité et de fiabilité. En ce qui concerne la résistance structurale, ce niveau est normalement garanti par le respect des normes.

II.2 PRESENTATION ET DESCRIPTION DE PROJET :

II.2.1 Situation du projet :

L'objet de notre travail consiste à la conception et l'étude d'un pont du PK : 12 + 402 et l'élévation à cet endroit et de ~360 m. La ligne de longueur d'environ 210 m se termine à PK : 12 + 612 et à l'élévation de ~355 m. Ce dernier sera construit dans le cadre du projet d'autoroute de la 4ème Rocade d'Alger.

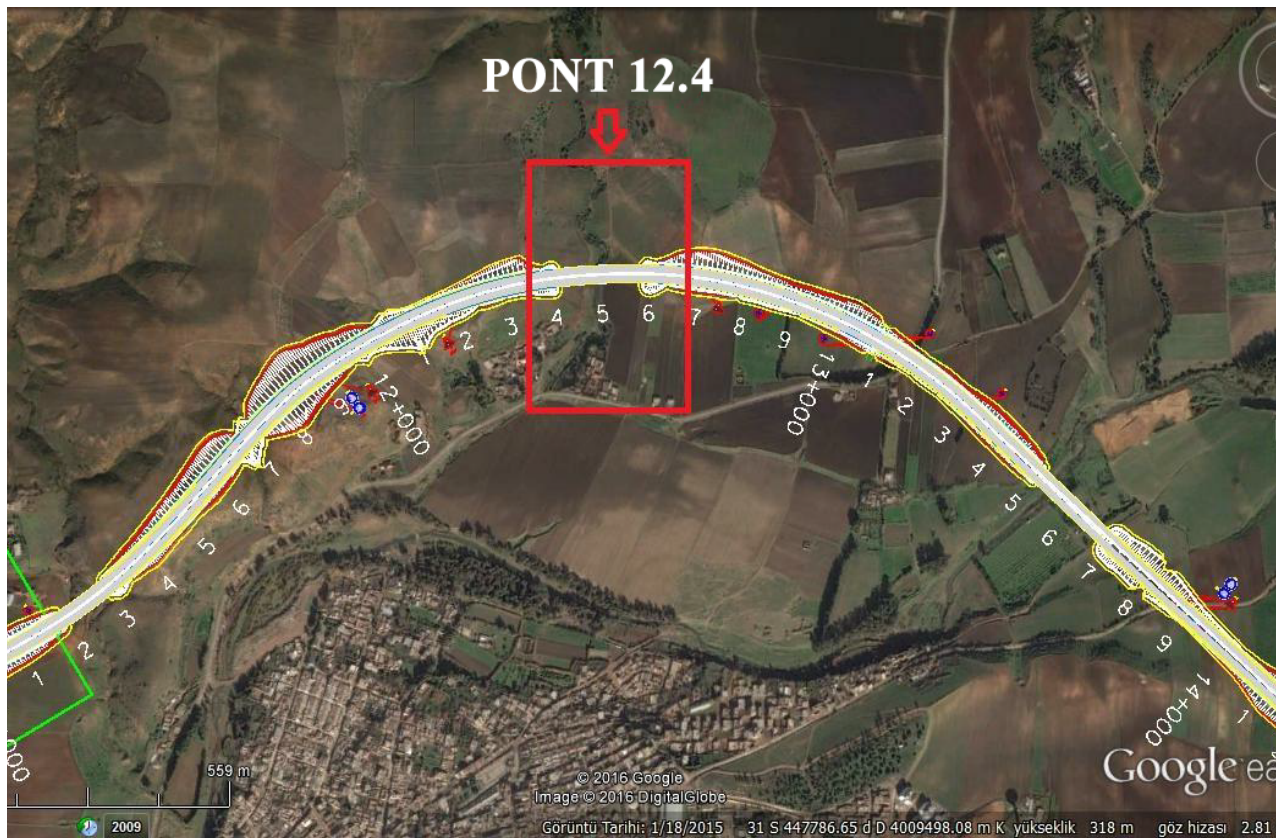


Figure II.1 Location du Pont 12.4

II.2.2 L'obstacle à franchir :

L'ouvrage passe au-dessus d'Oued Zouambia et une route communale.

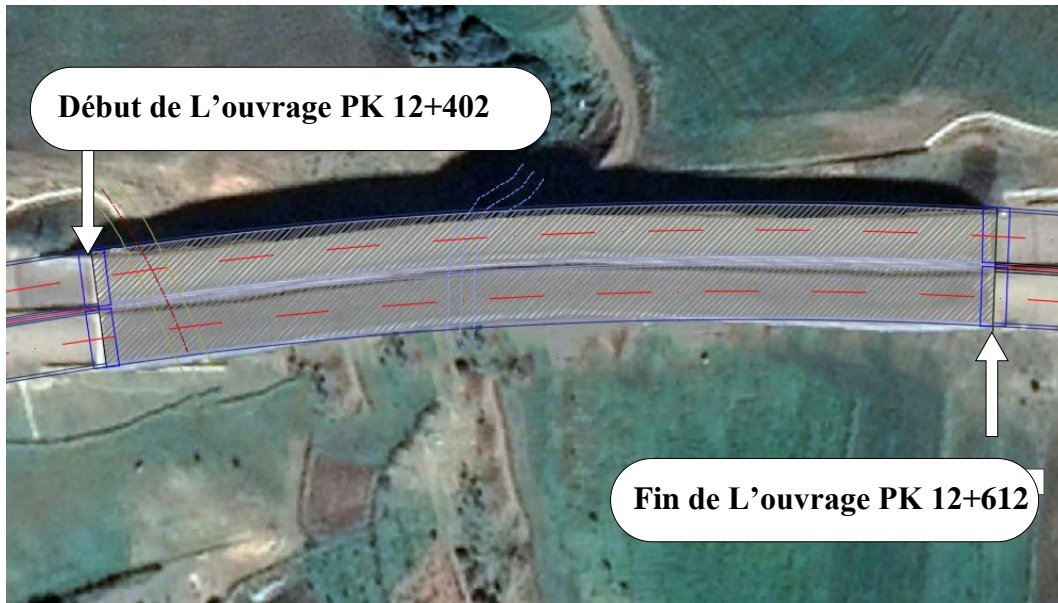


Figure II.2 Situation du projet sur Google Earth

II.3 LES DONNES DE PROJET :

II.3.1 Les donnes fonctionnelles :

II.3.1.1 Tracé en plan :

Le tracé en plan est la ligne définissant la géométrie de l'axe de la voie portée, dessinée sur un plan de situation et repérée par les coordonnées de ces points caractéristiques.

Les caractéristiques du tracé en plan de l'axe principal de l'ouvrage sont :

La structure géométrique de l'ouvrage est courbée de rayon de **1050 m** et de longueur de **210m**.

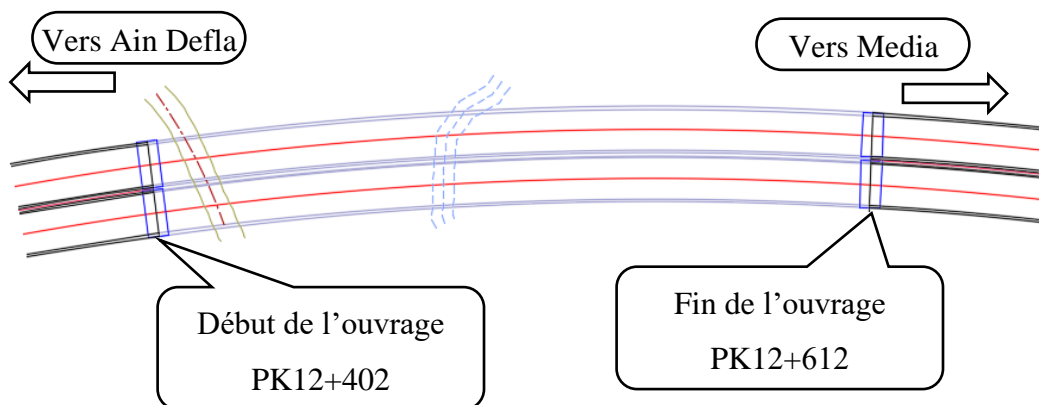


Figure II.3 Tracé en plan de la voie porté

II.3.1.2 Le profil en long

Le profil en long de l'axe de roulement définissant en élévation le tracé en plan, c'est en fonction des paramètres liés aux contraintes fonctionnelles de l'obstacle à franchir ou aux contraintes naturelles que l'on définit le profil en long.

- Il présente une longueur de **210 m** et une pente longitudinale de $I = -3.400 \%$.

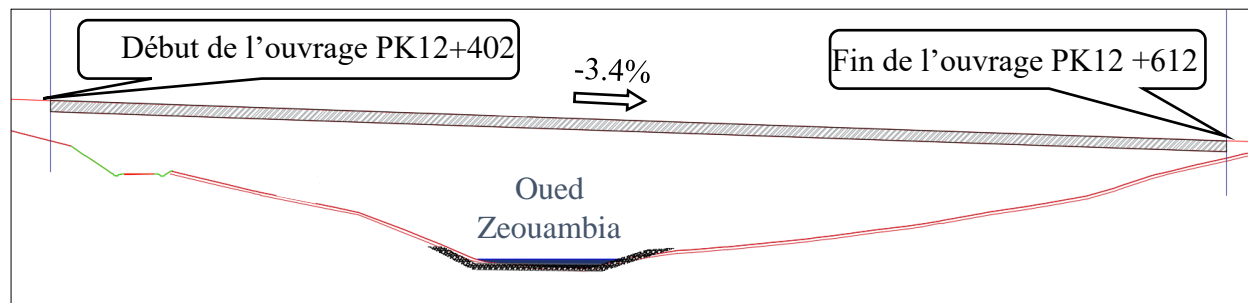


Figure II.4 Profil en long de la voie portée

II.3.1.3 Le profil en travers :

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

- Largeur roulable 10.95 m ;
- La largeur totale : 13.25 m ;
- Nombre de voies de circulation : 3 voies de 3.5 m ;
- Le divers : 2.5 % ;

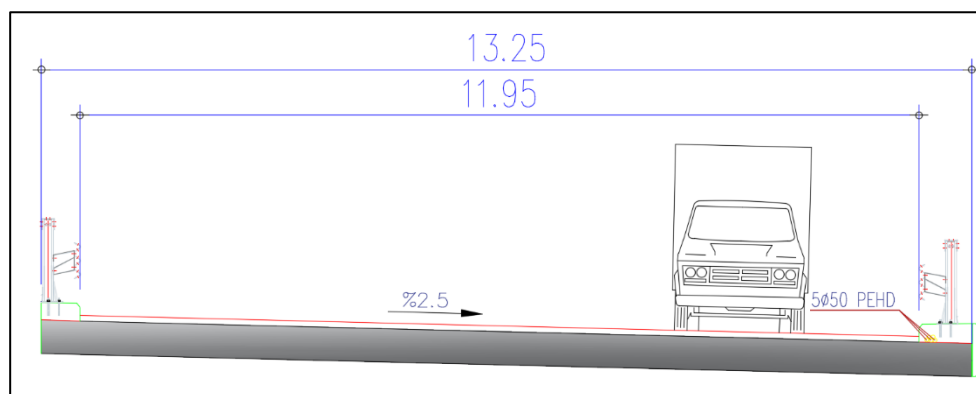


Figure II.5 : Profile en travers de la voie porté

II.3.2 Les données naturelles :

Les données naturelles est une étape essentielle pour définir le type de l'ouvrage adéquat. Elles sont récoltées directement sur le site du projet, elles sont fixes et inchangées, et nécessaires pour l'étude de l'infrastructure de l'ouvrage ainsi que la conception de l'ouvrage lui-même.

II.3.3 Les données topographiques :

Il convient de disposer d'un levé topographique et d'une vue en plan du site indiquant les possibilités d'accès, ainsi que les aires disponibles pour les installations du chantier et les Stockages.

II.3.4 Géologie :

D'après la carte géologique de AIN DEFLA (rapport géotechnique), les sondages de recherches et les travaux de cartographie géologique effectuée sur la zone d'examen font observer que des unités alluvionnaires d'âge quaternaire et des unités du miocène sont dominantes dans la zone de l'ouvrage

II.3.5 Géotechnique :

Les données géotechniques sont évidemment primordiales dans l'étude d'un ouvrage en contact avec le sol, elles sont indispensables pour la détermination du type de fondation des appuis, et de choisir un bon emplacement dans le but d'avoir un bon comportement mécanique de l'ouvrage en question.

Elles sont obtenues à partir d'une reconnaissance qui doit donner des informations nécessaires sur le terrain naturel, le niveau de la nappe et l'implantation possibles des fondations.

II.3.5.1 Essais in situ :

Six (06) sondages carottés (sc) ont des profondeurs variables de 20.00 à 30.00 m positionnés et jumelés avec des sondages pressiométriques (SPT) à 30.00 m de profondeur, avec des prélèvements des échantillons intacts destinés pour les essais de laboratoire (voir annexe A pour les résultats).

La coupe lithologique montre entre PK : 12 + 480 et 12 + 530 les unités d'alluvion d'âge quaternaire dont l'épaisseur atteint environ 4.00 mètres chevauche une unité d'argile solide/très solide dont l'épaisseur atteint environ 10.00 - 12.00 mètres. Ces unités chevauchant l'unité d'argile rigide d'âge miocène, partiellement à niveau de grès et de gravier, une unité d'argile/marne rigide est observée. Type de fondations choisies sont des fondations profondes sur pieux type fores ayant un diamètre 120 cm ancrées à de profondeur entre 19 et 22 mètres.



Figure II.6 : Location d'Exploration.

II.3.6 Caractéristiques du sol :

D'après les données des essais géotechniques, le rapport géotechnique et le règlement de classification des sites en fonction des propriétés mécaniques des sols qui les constituent (voire l'Annexe A), en déduire que la catégorie de notre sol est **S3**.

II.3.7 Sismicité

La sismicité est déterminée selon les règles parasismiques algériennes applicables au domaine des ouvrages d'art (RPOA 2008). Le site étudié se situe dans la zone **Ib** qui correspond à une zone de sismicité moyenne, la section autoroutière **Khemis Miliana-Berrouaghia** est considérée comme un ouvrage de grande importance (groupe 2.). tel que $A=0.25$.

II.3.8 Données climatiques

II.3.8.1 Les actions dues au vent :

Les actions dues au vent se manifestent par des pressions exercées normalement aux surfaces qui pour des constructions de basse, sont souvent admises uniformes, ces pressions peuvent être positives (surpression intérieure) ou négatives (dépression intérieure). Il existe 3 zones de vent en Algérie. La région de AIN DEFLA est classée dans la zone I, avec une vitesse de référence (tableau A1.1-RNV99). $V_{ref}=25\text{m/s}$. et de force de 2KN

II.3.8.2 Les actions dues à la variation de la Température :

Les effets de la température sont bien évidemment pris en compte dans le calcul des constructions, elle a son effet au niveau des joints de chaussée et les appareils d'appuis ($+35^{\circ}$ à -15°C) tel que $\Delta T=25^{\circ}$

II.3.8.3 Les actions dues à la neige :

Les effets de la neige ne sont pas pris en compte dans le calcul des ponts, mais ils peuvent intervenir dans quelques cas particuliers (ouvrage en phase de construction).

II.4 CONCLUSION :

On a présenté dans ce chapitre les données naturelles et fonctionnelles relatives à notre ouvrage, sa situation géographique ainsi que l'obstacle franchit, afin de pouvoir faire la conception de l'ouvrage qui répond à ces paramètres mentionnés.



CHAPITRE III
EVALUATION DES
ACTIONS ET HYPOTHESES
DE CALCUL



III.1 INTRODUCTION :

Le but d'un calcul de pont est de vérifier ses dimensions et de s'assurer de son fonctionnement. Il doit pouvoir supporter tout le long de sa durée de service, avec des marges appropriées, les efforts dus à son propre poids, ainsi que les efforts dus à toutes les actions naturelles et fonctionnelles qui lui seront imposées, tout au long de sa vie utile. Ce chapitre retient les différents matériaux de construction utilisés pour définir l'ouvrage ainsi que les règlements utilisés pour le calcul et les essais des ponts routiers.

III.2 NORMES, GUIDES ET REGLES DE CALCUL :

➤ **Règles BAEL91 modifiées 99 :**

(Fascicule n° 62 (titre I, section I)), Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé.

➤ **Règles BPEL91 :**

(Le Fascicule 62 Titre II, section II) : relatif aux règles de conception et de calcul des ouvrages en béton précontraint.

➤ **Règles R.C.P.R :**

Règles définissant les charges à appliquer pour le calcul et les épreuves des ponts routiers, pour le calcul des actions dues à l'intervention d'un convoi routier et les actions thermiques

➤ **Règle R.P.O.A, version 2008 :**

(**Règles parasismiques des ouvrages d'art**) : le présent règlement contient des principes de conception et de dimensionnement, des critères et des dispositions constructives pour les ponts-neufs, pour réduire au minimum leur susceptibilité aux dommages dus aux actions sismiques.

➤ **D.T.R. C 2 - 4.7 RNV (version 2013) :**

Document Technique Réglementaire C 2 - 4.7 Règlement Neige et Vent version 2013, pour le calcul des actions dues au vent et 2 - 4.72 - 4.7.

➤ **Fascicule 62 Titre 5 :**

Règles techniques de conception et de calcul des fondations des ouvrages de génie civil.

➤ **Document Setra :**

Service d'étude technique des routes et autoroutes

III.3 CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX :

Le choix des matériaux de construction détermine en grande partie la conception et le calcul des ponts, et nous présentons ici les propriétés et les caractéristiques du béton, des armatures et de l'acier de construction qui sont directement liées au calcul et à la conception des éléments composites.

III.3.1 Béton :

Le béton est un matériau s'obtient en mélangeant dans des proportions convenables, et de façon homogène ; le ciment, le sable, le gravier, l'eau, et éventuellement des additions et des adjuvants le béton possède une résistance supérieure lorsqu'il est sujet à la compression, en comparaison de la résistance qu'il oppose lors de la traction, cette dernière étant considérée comme inférieure.

III.3.1.1 Resistance à la compression :

Le béton est défini par la valeur de sa résistance à la compression à l'âge de 28 j, qui est notée " f_{c28} " elle est choisie a priori compte tenu des possibilités locales et des règles de contrôle qui permettent de vérifier qu'elle est atteinte.

$$\begin{cases} f_{c28} = 35 \text{ Mpa} & \text{Pour superstructure} \\ f_{c28} = 27 \text{ Mpa} & \text{Pour infrastructure} \\ f_{c28} = 10 \text{ Mpa} & \text{Pour Béton de propreté} \end{cases}$$

III.3.1.2 Resistance à la traction :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06f_{cj}$$

$$\begin{cases} f_{c28} = 2.7 \text{ Mpa} & \text{Pour superstructure} \\ f_{c28} = 2.22 \text{ Mpa} & \text{Pour infrastructure} \\ f_{c28} = 1.2 \text{ Mpa} & \text{Pour Béton de propreté} \end{cases}$$

III.3.1.3 Contraintes admissibles à la compression

L'état limite ultime "ELU : $f_{bu} = \frac{0.85f_{c28}}{\theta \times \gamma_b}$ Mpa (B.A.E.L 91-REV99).

Avec f_{c28} : résistance caractéristique à 28 jours.

θ : coefficient égale à $\begin{cases} 1.00 = \text{La durée d'application considérée est supérieur à 24 h} \\ 0.90 = \text{la durée est compris entre 1 h et 24 h.} \\ 0.85 = \text{la durée inférieure à 1 h} \end{cases}$

γ_b : coefficient de sécurité $\begin{cases} 1.50 \text{ Situation durable ou transitoire} \\ 1.15 \text{ Situation accidentelle} \end{cases}$

Tableau III-1 Les contraintes admissibles du béton a l'ELU

ETAT	Contrainte limites		f_{bu}
ELU	$f_{c28}(35\text{Mpa})$	$\gamma_b = 1.50$	19.83
		$\gamma_b = 1.15$	30.43
	$f_{c28}(27\text{Mpa})$	$\gamma_b = 1.50$	15.30
		$\gamma_b = 1.15$	23.47
	$f_{c28}(10\text{Mpa})$	$\gamma_b = 1.50$	5.66
		$\gamma_b = 1.15$	8.69

$$f_{bc} = 0.6 \times f_{c28}$$

Tableau III-2 Les contraintes admissibles du béton a l'ELS

ETAT	Contrainte limites	f _{bc}
ELS	f _{c28} (35Mpa)	21.00
	f _{c28} (27Mpa)	16.20
	f _{c28} (10Mpa)	6.00

III.3.1.4 Déformation longitudinale du béton :

On considère un module de déformation longitudinal pour le béton "E_{ij}" défini par l'article 2.1.2 B.A.E.L comme ce qui suit :

- Module de déformation instantanée du béton $E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}}$ Pour une durée d'application inférieure à 24h.
- Module de déformation sous chargement de longue durée

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

III.3.1.5 Déformation transversale du béton :

Il est donné par la formule suivante : $G = E / 2(1 + \nu)$

Avec :

E : module de déformation longitudinal (module de YOUNG)

ν : coefficient de poisson

III.3.1.6 Coefficient de poisson :

Le coefficient de poisson ν représente la variation relative de dimension transversale d'une pièce soumise à une variation relative de dimension longitudinale. Le coefficient ν du béton pour un chargement instantané est de l'ordre de 0,3 mais il diminue avec le temps pour se rapprocher de la valeur 0,2. Quant au cas d'un béton fissuré, ν devient nul. On acquiert pour les calculs de béton précontraint la valeur. ν = 0, 2 pour un béton non fissuré (ELS) et ν = 0 pour un béton fissuré (ELU), tableau ci-après résume les caractéristiques d béton

Tableau III-3 Caractéristiques mécaniques du béton

	f _{c28} (MPa)	f _{t28} (MPa)	E _{ij} (MPa)	E _{vj} (MPa)
Superstructure	35	2.7	35981.73	5152.16
Infrastructure	27	2.22	33000	4826.73

III.3.2 Aciers :

Il existe deux types d'aciers différents utilisés dans les ouvrages de béton précontraint : les aciers actifs, qui créent et maintiennent la précontrainte dans le béton ; et les aciers passifs nécessaires pour reprendre les efforts tranchants afin de limiter la fissuration.

III.3.2.1 Aciers passifs :

Les armatures passives sont des armatures identiques à celle du béton armé. (Les armatures passives sont tendues que sous des sollicitations extérieures).et la limite élastique de ces aciers sont de 400 à 500 Mpa.

Les aciers utilisés sont des aciers courants à haute adhérence de classe FeE50 type 1, sa limite élastique est égale à 500MPa

Les caractères mécaniques servant de base aux justifications est la limite d'élasticité garantie désignée par f_e . Dans ce qui suit le module d'élasticité longitudinale de l'acier E_s est pris égal à 2.10^5 MPa.

Dans les calculs relatifs à l'ELU on introduit un coefficient γ_s tel que :

$$\begin{cases} \gamma_s = 1.00 & \text{Situation accidentelle.} \\ \gamma_s = 1.15 & \text{Situation durable ou transitoire.} \end{cases}$$

III.3.2.1.1 Contrainte limite de traction :

En fissuration peu nuisible : $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$.

En fissuration préjudiciable : $\sigma_s = \max \left(\left(\frac{2}{3}\right) \times f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right)$.

En fissuration très préjudiciable : $\sigma_s = \max \left(\left(\frac{1}{2}\right) f_e ; 90 \sqrt{\eta f_{tj}} \right)$.

Avec :

$\eta = 1.00$ Treillis soudés et ronds lisses (RL).

$\eta = 1.60$ Acier à haute adhérence (HA).

Tableau III-4 Les contraintes admissibles des armatures passives.

Fissuration	Contraintes limite		Superstructure	Infrastructure
Peu nuisible	σ_s	S-durable ou transitoire $\gamma_s = 1.15$	434.78	434.78
		S-accidentelle $\gamma_s = 1$	500	500
Préjudiciable	$\sigma_s = \max \left(\left(\frac{2}{3}\right) \times f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right) ; \eta = 1.6$		250	250
Très préjudiciable	$\sigma_s = \max \left(\left(\frac{1}{2}\right) f_e ; 90 \sqrt{\eta f_{tj}} \right) ; \eta = 1.6$		200	200

III.3.2.2 Aciers actifs :

Les armatures actives sont des armatures en acier à haute résistance qu'on utilise pour les constructions en béton précontraint, Les armatures actives de précontrainte sont sous tension même sans aucune sollicitation extérieure. Ils sont classés par catégories : fils, barres, torons.

Les câbles Freyssinet sont définis comme suit :

- Un chiffre indiquant le nombre de torons constituant le câble.
- La lettre T signifiant qu'il s'agit d'un câble à torons.
- Un second chiffre définissant le type de torons.

Les armatures de précontraintes choisies sont constituées de torons **T15 TBR** (très basse relaxation) qui présentent les caractéristiques suivantes :

- Résistance ultime : **fprg = 1 770 MPa.**
- Limite élastique : **fpeg = 1 593 MPa.**
- Module d'élasticité : **Ep = 190 000 MPa.**
- Section droite d'un toron : **Ap 1toron = 140 mm².**
- Diamètre du gain : **Φ = 80/100 mm.**
- Coefficient de relaxation des câbles à 1 000 heures : **ρ = 2 %.**
- Coefficient de recul d'encrage : **g = 6 mm.**

III.3.2.2.1 Classe de justification de la précontrainte :

Classe II : cette classe admet les contraintes de traction dans le béton, mais pas la formation des fissures

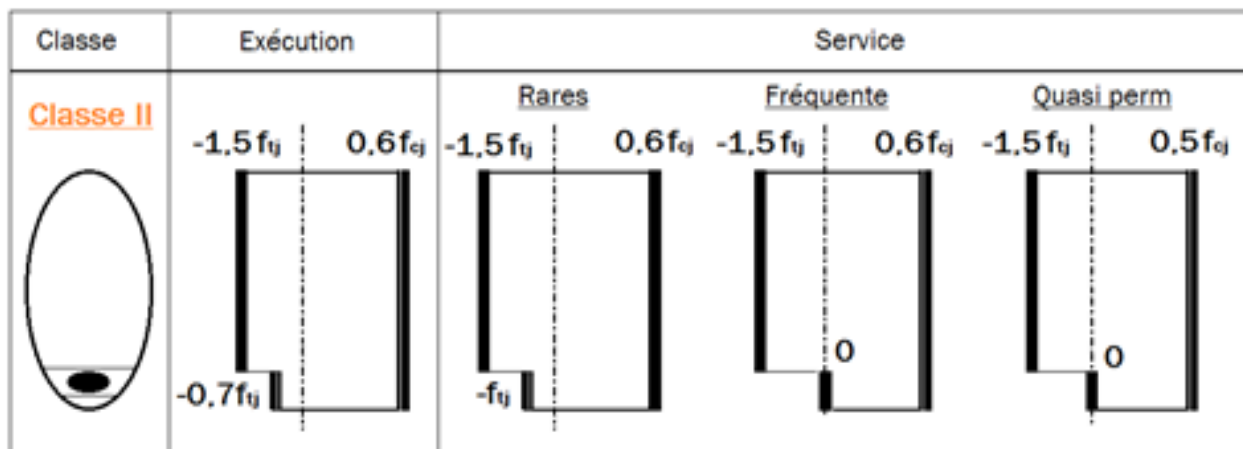


Figure III.1 Limitation des contraintes des sections en BP

III.4 EVALUATION DES ACTIONS

III.4.1 Les charges permanentes

Les charges permanentes représentent les charges du poids propre des éléments porteurs (Charge permanente CP) tels que les poutres et la dalle. Le calcul de ces charges se fait par utilisation de poids volumique des matériaux données par les normes suivantes :

$$\rho_{\text{béton}} : 25 \text{ KN/m}^3 \text{ (Tableau 3.1 RCPR2008)}$$

$$\rho_{\text{Acier}} : 78 \text{ KN/m}^3 \text{ (Tableau 3.1 RCPR2008)}$$

$$\rho_{\text{Remblai}} : 18 \text{ KN/m}^3$$

III.4.2 Les compléments de charges permanentes

Les charges complémentaires permanentes (CCP) représentent le poids propre des équipements fixes non porteurs de toute nature tel que les corniches et les garde-corps.

Les actions dues aux charges complémentaires permanentes sont résumées dans le tableau ci-dessous :

Tableau III-5 Tableau représentatif du calcul des compléments de charges permanentes

L'élément	La densité γ (kN/m ³)	La charge répartie (kN/ml)	Nombre d'éléments	La charge linéaire (kN/ml)	La charge surfacique (kN/m ²)
1. Trottoirs	25.00	4.16	2	8.32	6.4
2. Corniche	25.00	1.4	1	1.4	/
3. Glissières	/	1	2	2	/
4. Revêtement	24.00	23.9	1	23.9	2

III.4.3 Évaluation des actions dues au trafic

III.4.3.1 Les caractéristiques de pont

Les données de notre pont qui seront utilisées pour le calcul des surcharges sont présentées dans le tableau suivant :

Tableau III-6 Données du pont

Données du pont	Formule ou normes utilisées	Valeur retenue
Largeur roulable	Largeur comprise entre bordures	Lr=11.95 m
Largeur chargeable	Figure 4.1 RCPR	Lc=10.95 m
Nombre de voies	$N = [Lc/3]$ (RCPR)	N= 3 voies
Largeur d'une voie	$Lv = Lc/N$ (RCPR)	Lv= 3.65
Classe du pont	D'après RCPR $Lr > 7$	Première classe

III.4.3.2 Les systèmes de charge à considérer

On va prendre en considération les systèmes de charges suivants :

- Système de charge routière type A(l)
- Système de charge routière type B (Bc, Bt, Br)
- Système de charge militaire Mc 120
- Convoi exceptionnel D 240

III.4.3.2.1 Système de charge routière type A(l)

Pour les ponts comportant des portées unitaires atteignant au plus 200 m, la chaussée supporte une charge uniforme dont l'intensité est égale au produit de la valeur A(l) donnée ci-après par des coefficients. La charge A(l), exprimée en kilonewton par mètre carré (kN/m²) est donnée en fonction de la longueur chargée.

Tel que les formules sont exprimées par :

- L Longueur de la travée chargée
- $A(L) = 2,3 + 360/(12 + L)$
- $\alpha 1$ et $\alpha 2$ Coefficients de correction
- $A1(L) = \max \begin{cases} \alpha 1 \times A(L) \\ 4 - 0.002L \end{cases}$
- $A2(L) = A1(L) \times \alpha 2$
- $\alpha 2 = V/V_0$ ou $\begin{cases} V & \text{largeur du voie} \\ V_0 & \text{Coefficient en fonction de classe de pont} \end{cases}$

III.4.3.2.2 Système de charge B

Le système de charges B inclut trois cas distincts dont il y a lieu d'examiner indépendamment les effets pour chaque élément des ponts :

- Le système Bc se compose de camions types.
- Le système Br se compose d'une roue isolée.
- Le système Bt se compose de groupes de deux essieux dénommés essieux-tandems.

Les deux premiers systèmes Bc, Br s'applique aux ponts de quelle que soit leur classe ; le système Bt ne s'applique qu'aux ponts de 1ère et 2ème classe (RCPR).

a) Système Bc

Il se compose de deux camions à trois essieux, pondéré par un coefficient bc dépendant de la classe du pont et du nombre de voies chargées.

- Longitudinalement : le nombre de camions est limité à deux
- Transversalement : Autant de convois que de voies

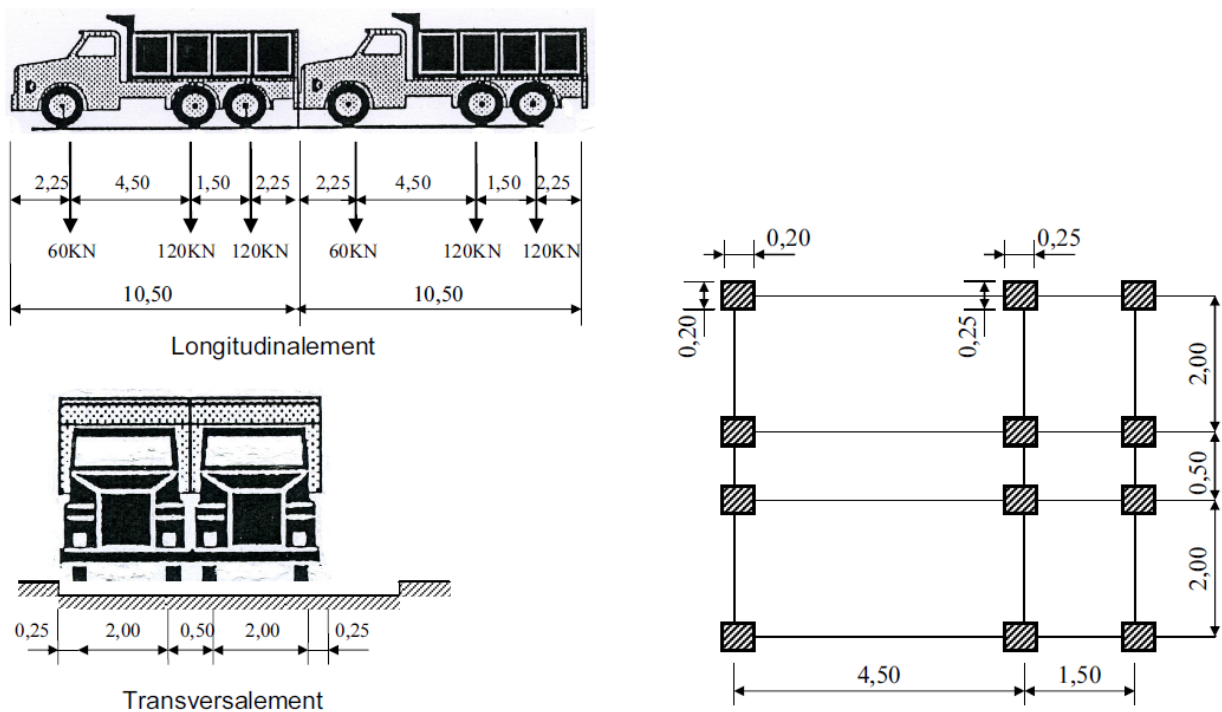


Figure III.2 Système de charge Bc

➤ Les coefficients de majoration dynamique et coefficients bc :

Les calculs des réactions se font en considérant les charges comme étant statique, mais en effet, l'effet d'une charge statique est inférieur à celle qui est dynamique, donc les surcharges du système B et MC sont multipliées par des coefficients de majoration dynamique.

Ce coefficient est déterminé par la formule :

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

Bc1=1,062
Bc2=1.071
Bc3=1.077

Tel que :

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

G : sa charge permanent.

S : sa charge maximale de Bc

Tableau III-7 Coefficients bc

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

b) Système Bt:

Un tandems type de système Bt comporte deux essieux, On dispose un camion longitudinalement et deux camions au maximum transversalement et répond aux caractéristiques suivantes

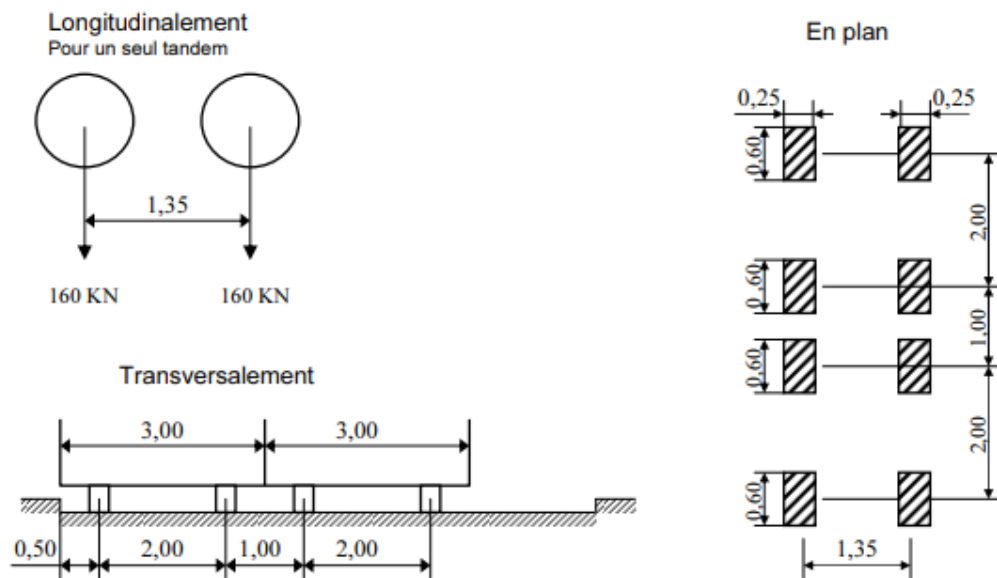


Figure III.3 Système de charge Bt.

Il ne s'applique qu'aux ponts de première et deuxième classe

- Le nombre de camions est limité à deux dans le sens transversal ;
- Il est affecté d'un coefficient de pondération bt indique dans le tableau suivant :

Tableau III-8 Coefficients Bt.

Classe de pont	Bt
Première classe	1.20
Deuxième classe	1.00

Coefficient est déterminé par la formule :

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

bt1=1.056
bt2=1.061

c) Système Br

Le système Br se compose d'une roue isolée que l'on peut disposer n'importe où sur la largeur roulable. et répond aux caractéristiques suivantes :

- Une roue isolée, porte une masse de 10t.
- Sa surface d'impact sur la chaussée est un rectangle de 0.60mx0.30m.
- Le rectangle d'impact de la roue Br, disposé régulièrement à l'axe longitudinal de Lachaussée, peut être placé n'importe où sur la largeur roulable.

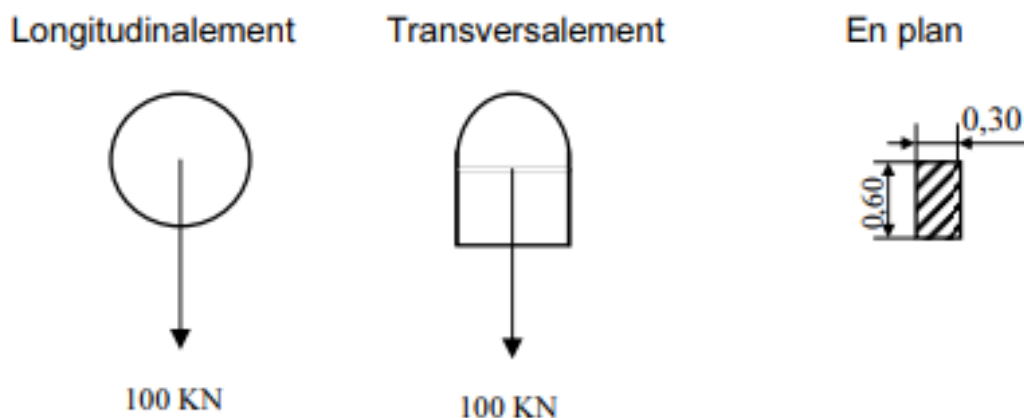


Figure III.4 Système de charge Br

Coefficient est déterminé par la formule :

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

III.4.3.2.3 Système Mc120 :

Les ponts doivent être calculés de manière à supporter les convois du type MC120 susceptibles dans certains cas d'être défavorables sur les charges A et aucune force de freinage et centrifuge n'est développée par cette charge.

Les véhicules Mc120 peuvent circuler en convois :

- Dans le sens transversal : un seul convoi quelle que soit la largeur de la chaussée.
- Dans le sens longitudinal : le nombre de convois n'est pas limité.

Un véhicule type du système Mc120 comporte deux chenilles et répond aux caractéristiques indiquées sur la figure suivante :

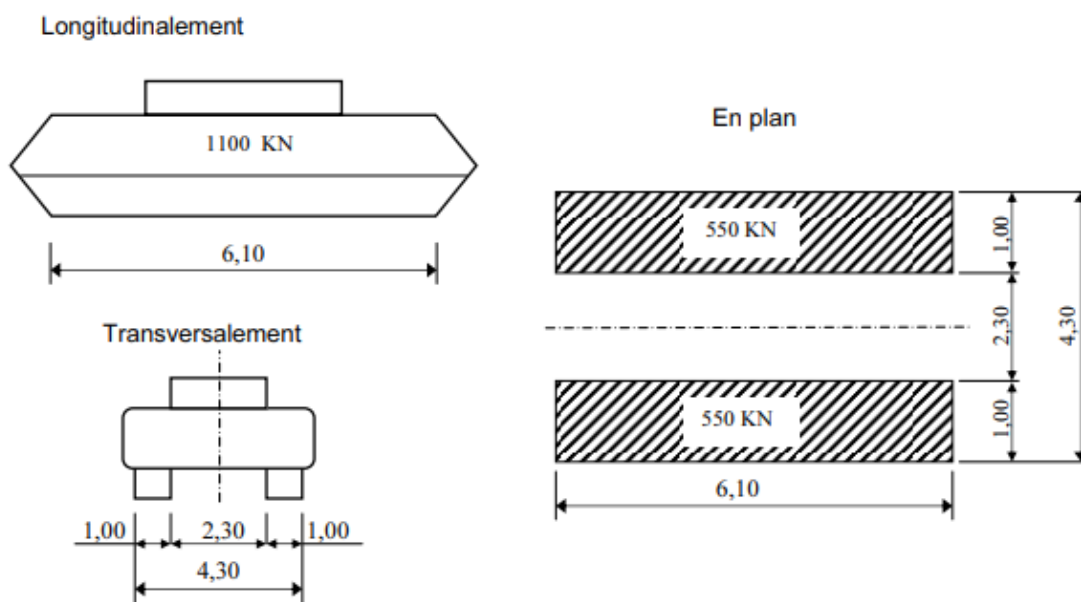


Figure III.5 Système de charge Mc 120

Le coefficient de majoration dynamique est déterminé par la formule :

$$\delta = 1 + \frac{0.6}{1 + 4 \times \frac{G}{S}} + \frac{0.4}{1 + 0.2 \times L} = 1.068$$

III.4.3.2.4 Système D 240 « charge exceptionnelle » :

Le convoi type D240 comporte une remorque de trois éléments de quatre lignes à deux essieux de 2400 Kn de poids total, ce poids est supposé reparti au niveau de la chaussée sur un rectangle uniformément chargé de 3,20 m de large et 18,60 m de longueur et répond aux caractéristiques indiquées sur la figure suivante :

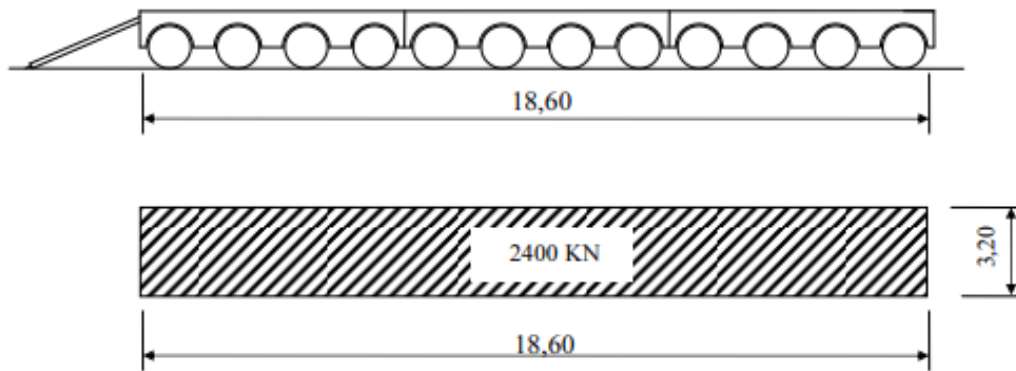


Figure III.6 Système de charge D240

Le convoi D240 n'est pas majoré par le coefficient de majoration dynamique, il est supposé de ne développer aucune réaction de freinage, ni force centrifuge.

Ce convoi est supposé rouler sur les ponts à une vitesse au plus égale à **10 km/h**, ce qui justifie l'absence des effets dynamique. Efforts de freinage :

III.4.3.2.5 Système de charge Bc:

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

III.4.3.2.6 Système de charge AL :

L'effort de freinage correspondant à la charge A est égal à :

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

Avec : S : la surface chargée en (m²).

III.4.4 Actions climatiques

III.4.4.1 Action thermique

III.4.4.1.1 Variation uniforme de la température :

Selon le RCPR, pour une zone du nord de l'Algérie (climat tempéré), la variation uniforme des températures est entre + 35 °C et – 15 °C.

La loi fixant la variation linéaire de la température est : $\Delta l = \alpha \times \Delta T \times L$.

Sachant que :

α : le coefficient de dilatation thermique, $\alpha = 9.9 \times 10^{-6} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$ pour le béton armé et $11.6 \times 10^{-6} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$ dans le cas de l'acier.

ΔT : la variation de température, tel que $T_0 = 25 \text{ } ^\circ\text{C}$ (Température de référence).

L : longueur de l'ouvrage en mètre.

III.4.4.1.2 Gradient thermique :

Le gradient est positif si la température de la fibre supérieure du tablier est plus grande que celle de la fibre inférieure. Les valeurs numériques à prendre en compte pour le gradient thermique vertical sont données dans le tableau ci-dessous :

Tableau III-9 Le gradient thermique selon le type de tablier

	En construction	En service
Tablier mixte	± 15	± 8
Tablier en béton	± 12	± 7

III.4.4.2 Vent

L'action du vent agit horizontalement sur les surfaces du tablier et des sous-structures exposées au vent, elle est considérée égale à une pression constante de 2.00 kN/m².

III.4.4.3 Actions accidentelles

Les forces agissant sur l'ouvrage en cas d'un déraillement du matériel roulant sont considérées excentrées de ± 1.5 m de l'axe de la voie.

III.4.4.4 Action sismique

Les actions sismiques prises en compte seront conformes au RPOA. La classification de la zone sismique de l'ouvrage est traitée dans le chapitre précédant (zone IIb : sismicité moyenne).

III.4.4.4.1 Coefficient d'accélération de zone

Le coefficient d'accélération de zone défini en fonction de la zone sismique **IIb** et de l'importance du pont (Groupe de pont 2), d'où : A = 0.25.

III.4.4.4.2 Classification des sites

D'après l'étude géotechnique, le site est de classe **S3** (site meuble).

III.4.4.5 Spectre de réponse

III.4.4.5.1 Composante horizontale :

Le spectre de réponse élastique (S_{ae}) pour les deux composantes horizontales est donné en fonction de la période élastique (T) et du taux d'amortissement (ξ) de l'ouvrage, par la formule :

$$S_{ae}^H(T, \xi) (m/s^2) = \begin{matrix} A. g. S \left(1 + \frac{T}{T_1} (2.5\eta - 1) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta. A. g. S & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta. A. g. S \left(\frac{T_2}{T} \right) & T_2 \leq T \leq 3.0 s \\ \left(2.5\eta. A. g. S \left(\frac{3T_2}{T^2} \right) \right) & T \geq 3.0 s \end{matrix}$$

Sachant que :

A : coefficient d'accélération.

g : accélération de la pesanteur ($g = 9.81 \text{ m/s}^2$).

S : coefficient de site ($S = 1.2$).

T₁, T₂ : périodes caractéristiques associées au site .

η : facteur de correction de l'amortissement ($\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)}$).

ξ : taux d'amortissement ($\xi = 5 \%$).

T : période fondamentale de l'ouvrage ($T = \sqrt{M/K}$).

M : masse totale du système.

K : rigidité totale du système

D'où on obtient la courbe ci-dessous :

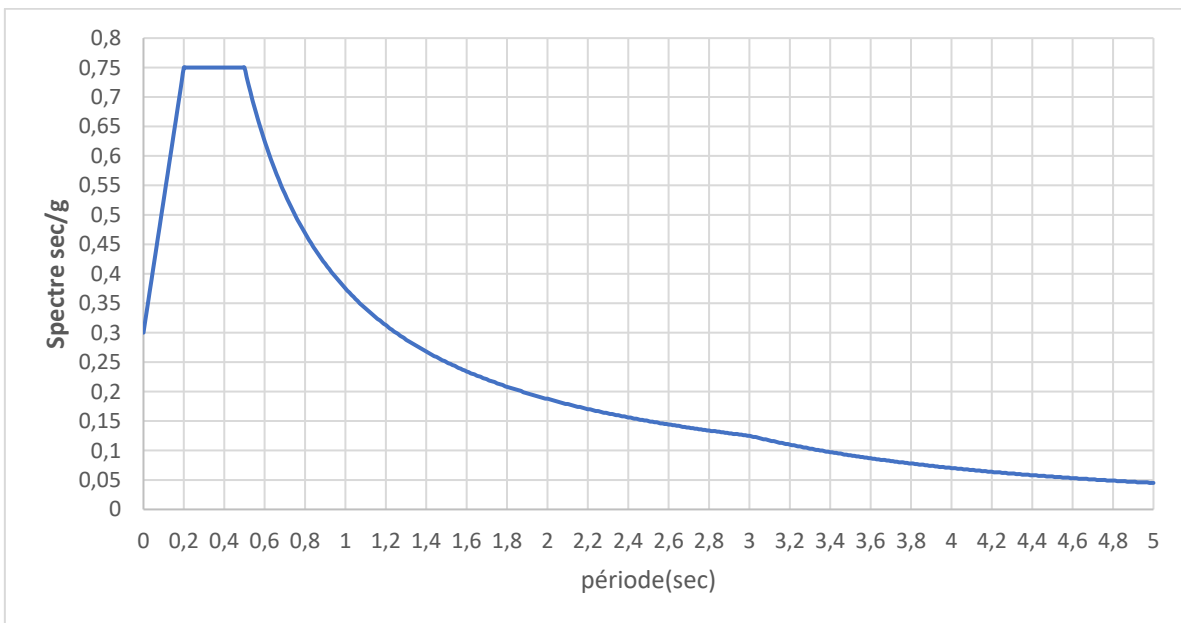


Figure III.7 Spectre de réponse élastique : composante horizontale

III.4.5 Combinaison des actions

III.4.5.1 Combinaisons des composantes de l'action sismique

Selon RPOA, les effets des différentes composantes du mouvement d'ensemble sont combinés de la manière suivante :

$$E1 = E_x \pm 0.3 E_y \pm 0.3 E_z$$

$$E2 = E_y \pm 0.3 E_x \pm 0.3 E_z$$

$$E3 = E_z \pm 0.3 E_x \pm 0.3 E_y$$

Ex, Ey et Ez : représentent les effets des actions sismiques dans chacune des directions respectives X, Y et Z.

III.4.5.2 Combinaison des actions

Afin de déterminer les efforts maximaux dans les cas les plus défavorables, on combine les actions calculées précédemment suivant RPOA et RCPR, et on obtiendra les combinaisons aux états limites suivantes :

- **ELU** : $1.35 G + 1.45 Q + 0.9 T + 1.5 W$.
- **ELS** : $G + Q + 0.6 T + W$.
- **ELA** : $G+E+0.4T+D+\psi Q$.

Pour le calcul routier suivant, les combinaisons des sollicitations aux états limites s’effectuent en multipliant les sollicitations par des coefficients de pondérations qui sont regroupés dans le tableau ci-dessous :

Tableau III-10 Combinaisons de charges réglementaires

Type de charge	ELU	ELS
Charges permanentes	1.35	1
Charge à caractère civil (A(I), B)	1.6	1.2
Mc 120 et D240	1.35	1
Température	0.9	0.6
Gradient thermique	0.75	0.5
Vent	1.5	1
Charges sur trottoirs	1.6	1

III.5 CONCLUSION

Après avoir présenté et localisé et défini les matériaux et les charges qu’on va utiliser dans ce projet, on va les introduites avec le logiciel « Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2019 – Version étudiant » afin de déterminer les efforts maximaux sur lesquels est basé le dimensionnement de la structure et de les exploiter dans les chapitres suivants pour pouvoir aboutir à un bon choix du type d’ouvrage et aussi garantir un bon fonctionnement de la variante retenue



CHAPITRE IV
CONCEPTION ET PRE-
DIMENSIONNEMENT

IV.1 INTRODUCTION :

La conception est une étape critique dans l'optimisation des travaux d'aménagement d'un point de vue technique, économique et esthétique. Différents paramètres sont pris en compte pour arriver à une conception répondant au mieux aux besoins et exigences identifiés en amont du projet. Dans ce qui suit, il s'agira d'une analyse multicritère entre différentes variantes soigneusement pré-dimensionnées.

IV.2 CRITERES DE CHOIX DU TYPE D'OUVRAGE :

Pour franchir un obstacle donné, les concepteurs recherchent généralement la solution la plus appropriée en fonction des contraintes imposées, qui peuvent être de nature très diverse. Afin d'arriver au meilleur choix, il doit, d'une part, connaître l'éventail des solutions possibles, leurs contraintes, leurs limites et leurs coûts, et d'autre part, il doit être capable d'identifier et d'évaluer les contraintes dans le plus grand moyen possible de limiter les dangers lors de l'exécution. Dans le cas de notre franchissement, plusieurs variantes peuvent être envisagées, mais, tout d'abord, nous citons les différents critères de choix qui sont :

- L'obstacle à franchir.
- La voie portée : pont (route, rails...etc.).
- Le matériau principal dont ils sont constitués.
- La fonction mécanique : isostatique ou hyperstatique.
- La disposition en plan : droits, biais, courbes.
- Leur durée de vie prévue : définitive ou provisoire.

Nous devons rechercher la solution la plus économique, en respectant les contraintes imposées aux lieux. Pour nos travaux, nous devons traverser un oued et une route avec un pont autoroutier, les principaux matériaux disponibles sont le béton armé, le béton précontraint et l'acier (poutres passives, poutres actives et poutres métalliques). Parmi les solutions possibles, nous employons trois variantes.

1ère Variante : pont mixte bipoutres.

2ème Variante : Pont caisson (Voussoir) construit par encorbellement successif.

3ème Variante : Pont à poutres préfabriqués en béton précontraint.

IV.3 CONCEPTION ET PRE-DIMENSIONNEMENT DES VARIANTES :

IV.3.1 1ère Variante : pont mixte bipoutres :

Un pont mixte est constitué par l'association d'une ossature métallique et d'une dalle en béton armé par l'intermédiaire de connecteurs empêchant le glissement et le soulèvement de la dalle par rapport à l'ossature. La conception des ponts mixtes est principalement liée au nombre et à la nature des poutres métalliques. La conception transversale de ce pont est guidée par :

- Le rapport poids du tablier/coût de la charpente métallique
- Le coût de fabrication et de montage de la charpente métallique
- Les critères d'élançement : Les critères de résistance à la torsion

La structure métallique est composée de deux poutres. C'est, actuellement, la conception la plus fréquente car elle réduit le nombre des assemblages, couteux en temps d'usinage.

La gamme usuelle des portées pour les ponts mixtes bipoutre, une portée principale de 30 à 130 m, une largeur totale de 7/8 mètres à une vingtaine de mètres.

IV.3.1.1 Conception longitudinale :

On propose dans cette variante à projeter un pont mixte bipoutre à hauteur Constant composé d'une travée principale de **87 m** de longueur et de deux travées de rives de **61 m** de longueur, ce qui résulte une longueur totale de pont égale à **211 m**.

IV.3.1.2 Conception transversale :

Le tablier est de largeur égale à 13.25 m, une solution consiste à appuyer la dalle longitudinalement sur les deux poutres.

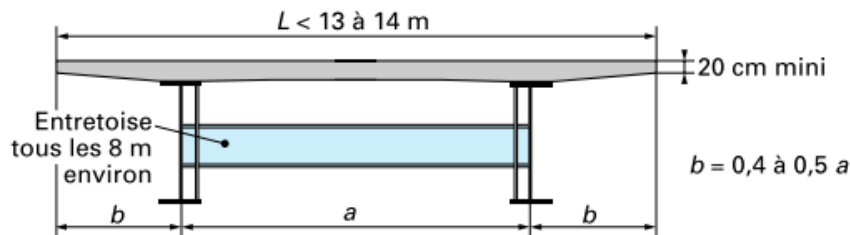


Figure IV.1 Coupe transversale d'un tablier bipoutre.

$1.5 \text{ m} \leq a \leq 0.55 L \rightarrow$ On opte pour : **a = 6.6 m**, par conséquence **b = 3.32 m**.

IV.3.1.3 Conception des poutres principales :

Les poutres principales sont des profilés en acier reconstitués avec profil en I soudés en usine. Les dimensions optées sont résumées dans le tableau ci-après.

Tableau IV-1 Prédimensionnement des poutres métalliques.

Elément	Ration usuel	Valeur (mm)
Epaisseur de la dalle en Béton armé	300 à 400 mm	Moy=350
Hauteur sur pile	$H = L/28$	3100
Epaisseur de l'âme	$t_w \geq 0,005 \times d$	35
Epaisseur semelle supérieure	$20 \leq t_s \leq 150$	50
Largeur semelle inférieure	$500 \text{ mm} \leq b_i \leq 1200 \text{ mm}$	1200
Largeur semelle supérieure	$400 \text{ mm} \leq b_s \leq 1000 \text{ mm}$	960
Epaisseur de la semelle inférieure	$20 \leq t_i \leq 150$	60

IV.3.1.4 Conception des entretoises :

Les entretoises sont des poutres secondaires en I, relient deux poutres principales, ils s'ont plusieurs rôles :

- Rigidifier la charpente
- Reprendre les efforts transversaux
- Stabilité des poutres contre le déversement.

Au stade du pré dimensionnement, on pourra prévoir un **IPE600** avec un espacement environ de 7 mètres.

Les dimensions transversales sont résumées dans le tableau ci-dessous :

Tableau IV-2 Pré-dimensionnement des entretoises

Elément	Valeur (mm)
Hauteur de l'entretoise	600
Largeur de la semelle b	220
Epaisseur de la semelle t_f	19
Epaisseur de l'âme t_w	12

IV.3.1.5 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.

IV.3.1.6 La connexion entre la dalle et la charpente métallique :

La connexion poutres métallique-dalle béton armé est assurée par des connecteurs de type goujons, de 20 mm de diamètre et de hauteur de 210 mm, leur espacement est déterminé par un calcul plus détaillé.

IV.3.1.7 Conception de l'infrastructure :

IV.3.1.7.1 Conception de pile

Le rôle de la pile est essentiel dans le fonctionnement mécanique du tablier. Le tablier peut être entièrement encastré ou simplement appuyé afin que toutes les charges qui lui sont appliquées soient transférées au sol support par des fondations et des pieux (dans le cas de fondations profondes).

La conception des piles dépend du type et du mode de construction du tablier, du type et du mode d'exécution de la fondation et de certaines contraintes naturelles ou fonctionnelles liées au site.

Le tableau ci-après décrit notre choix des piles pour cette variante.

Tableau IV-3 Choix et dimensions de la pile retenue pour la variante 1

Elément		Valeur / Description	Figure
Hauteur	P1	18.85 m	
	P2	15.80 m	
Chevêtre	Dimensions	2.8 × 9.25 × 2.00 (m×m×m)	
Section	Forme	Voile évidée	
	Dimensions	Largeur :2.80 m Longueur :6.65 m Epaisseur :0.70 m	
Fondation	Type	Profonde sur 12 pieux : $\Phi = 1.20$ m L = 19.00 m	
	Dimensions semelle	9.60 × 13.25 × 2.80 (m×m×m)	

IV.3.1.7.2 Conception du Culée :

La culée est un élément essentiel de la structure de tout ouvrage à double finalité, En effet, la culée agit comme un appui pour le tablier car elle est soumise aux mêmes efforts que les piles, mais agit également comme un mur de soutènement car elle est soumise à la poussée des terres et à la surcharge des remblais.

Compte tenu des résultats géotechniques et des données naturelles du site, l'utilisation de culées en remblai semblait être la meilleure solution pour notre pont.

Une culée en remblai est toute culée qui se présente sous la forme d'un mur de front encastré sur une semelle, surmonté par un mur de garde-grève et prolongé par des murs en retour.

Les dimensions des éléments de la culée sont définies ci-dessous :

Tableau IV-4 Choix et dimensions de la culée retenue pour la variante 1

Elément		Valeur	Figure
Mur frontal	Hauteur	4.50 / 2.50m	
	Epaisseur	1.51 m	
	Longueur	13.25 m	
Mur garde grève	Hauteur	4.15 m	
	Epaisseur	0.50 m	
	Longueur	13.25 m	
Mur en retour	Epaisseur	0.50 m	
Dalle de transition	Hauteur	0.30 m	
	Largeur	5 m	
Fondation	Type	Profonde sur 8 pieux : $\Phi = 1.20$ m $L = 19$ m	
	Dimensions semelle	$6.0 \times 13.25 \times 1.8$ (m×m×m)	

IV.3.1.8 MODELISATION ET CALCUL SISMIQUE DE LA 1^{er} Variante

L'étude sismique a été réalisée selon la méthode spectrale appliquée RPOA, le modèle de calcul utilisé a été préparé par le logiciel "Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2019 - Student Version".

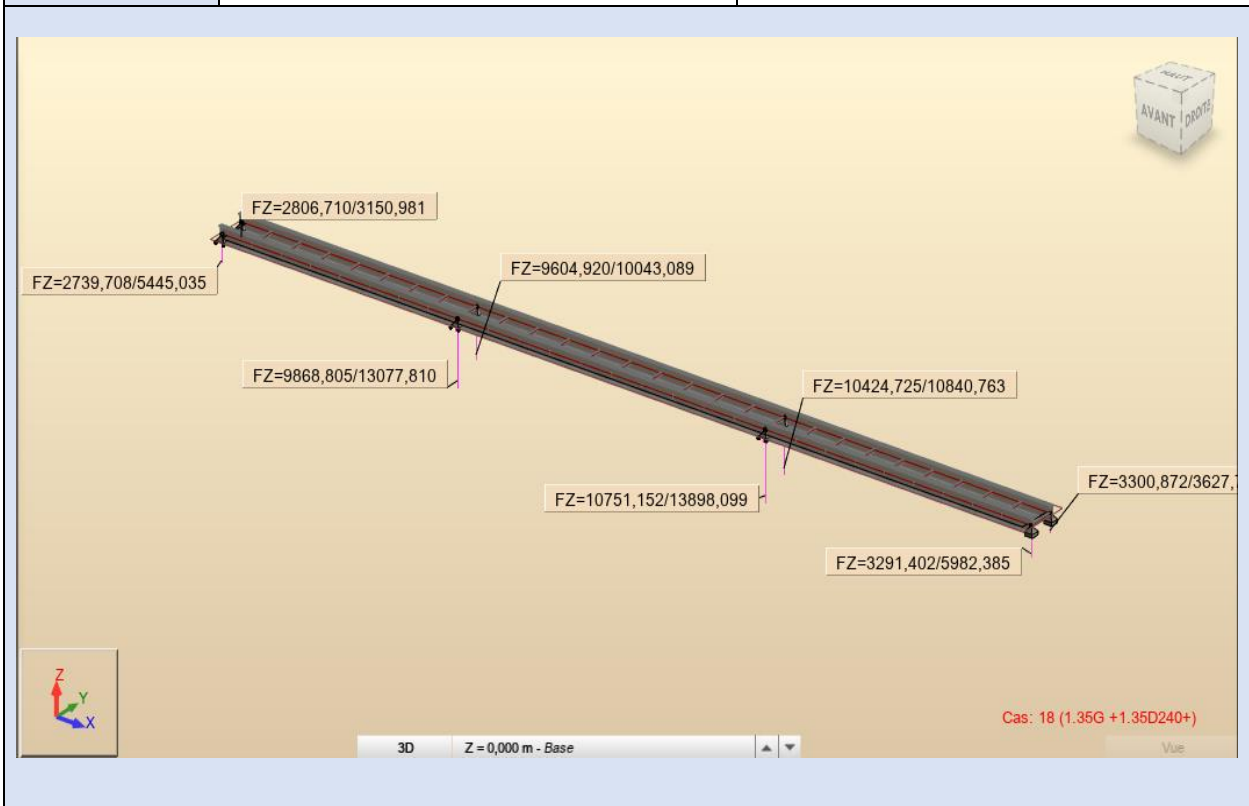
IV.3.1.8.1 Pré-dimensionnement des appareils d'appui

Les tabliers de pont reposent sur leurs appuis par l'intermédiaire de deux appareils d'appui en élastomère fretté, conçus pour transmettre les efforts essentiellement verticaux ou accompagnés d'efforts horizontaux. Les calculs sont effectués sous combinaison **G+D240+0.6T+0.5Δθ**

Les dimensions de ces appareils sont définies dans le tableau ci-dessous :

Tableau IV-5 Les dimensions des appareils d'appui retenus

	Appareil d'appui de la pile	Appareil d'appui de la culée
R_{max} (MN)	13.8	5.9
a × b (mm²)	800 × 900	500 × 550
T (mm)	138	105
Détails	- 5 feuilles d'élastomère : $t_i = 20$ mm. - 6 frettes métalliques : $t_s = 3$ mm. - Enrobage extérieur = 10 mm. - Enrobage des chants = 4 mm.	- 5 feuilles d'élastomère : $t_i = 12$ mm. - 6 frettes métalliques : $t_s = 3$ mm. - Enrobage extérieur = 6 mm. - Enrobage des chants = 4 mm.



IV.3.1.8.2 Modèle de calcul

Cette variante se fait avec le logiciel « Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2019 - Version Etudiant » et on note que :

- Tous les éléments porteurs de la structure sont modélisés comme élément barre où la section transversale est créée par l'utilisateur ou importée de la bibliothèque du logiciel.
- Concernant les conditions d'appuis, l'ouvrage est simplement appuyé au niveau des culées et encastré aux piles

- Pour la liaison tablier-pile, on utilise la commande nœuds compatibles.

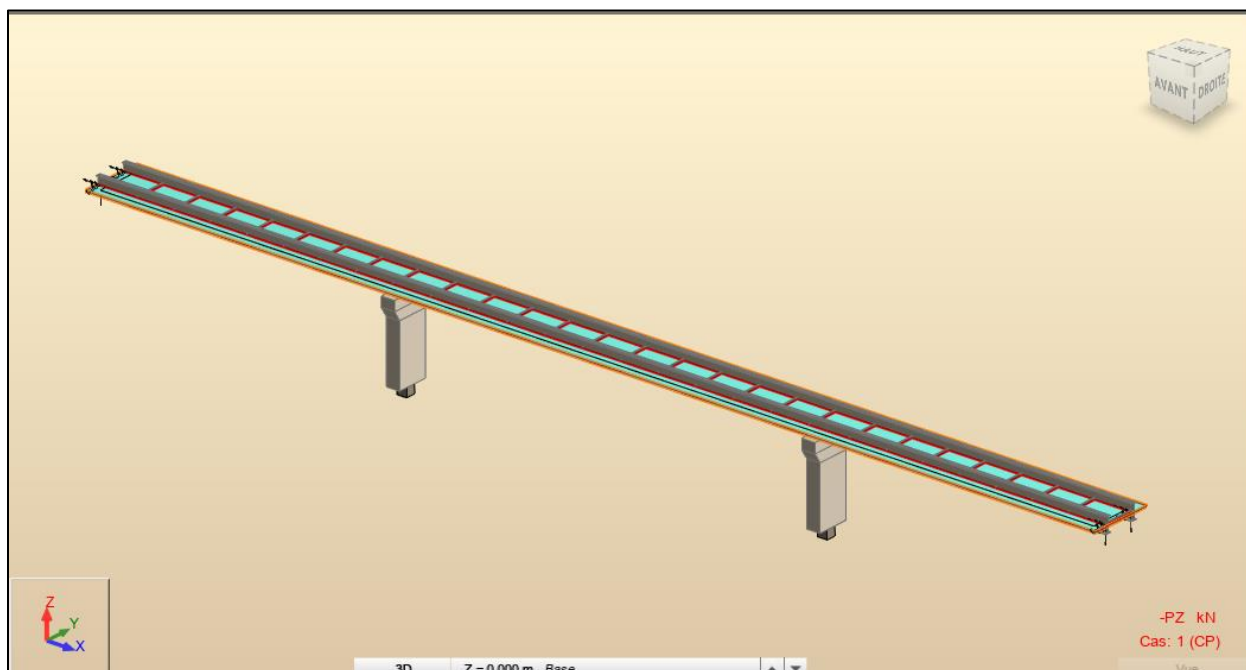


Figure IV.2 Modèle de calcul de la variante

IV.3.1.8.3 Analyse modale et résultats de calcul

Tableau IV-6 Les modes propres d'analyse modale variante 1

Mode	Fréquence	Période	Participation modèle UX	Participation modèle UY
1	0.51	1.95	0.00	82.83
2	0.51	1.94	84.5	0.00
3	0.61	1.64	0.00	0.01
4	1.24	0.80	0.00	0.50
5	2.95	0.34	0.00	0.00

Après calcul des modes propres à l'aide du logiciel, dont les résultats seront donnés en annexe, on obtiendra :

- Une période $T = 1,94$ s dans le sens longitudinal avec une participation de **84.5 %** de la masse modale.

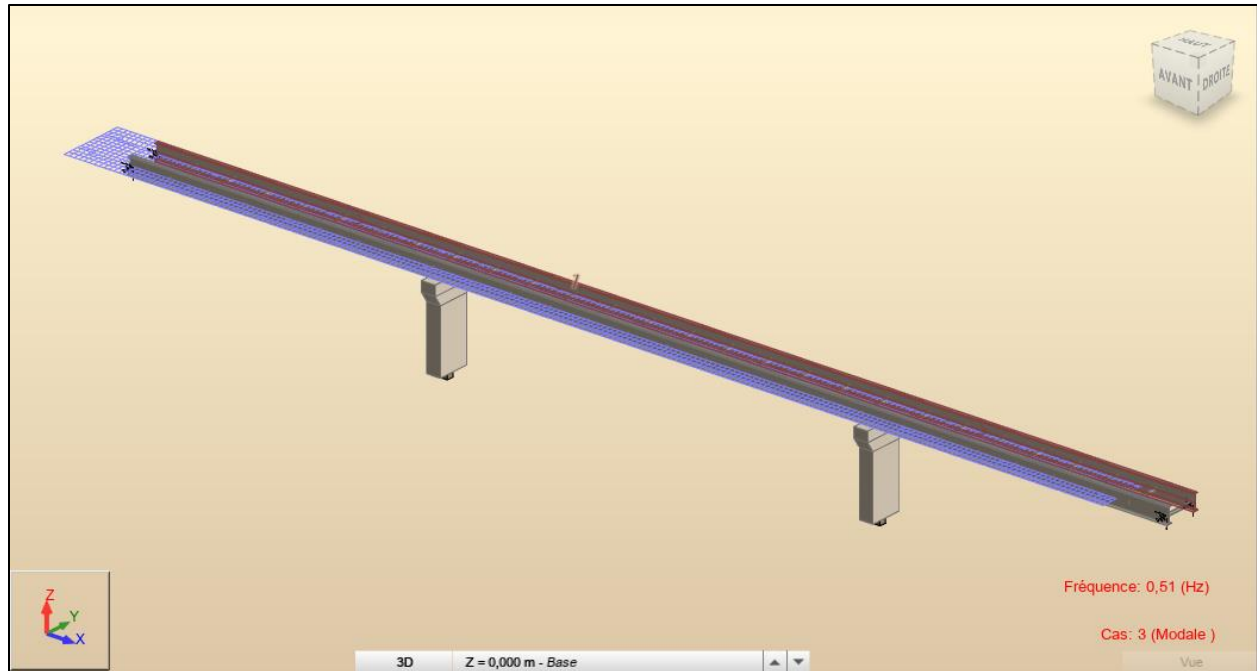


Figure IV.3 fréquence du sens longitudinal variante 1

- Une période $T = 1.95$ s dans le sens transversal avec une participation de **82.83** % de la masse modale.

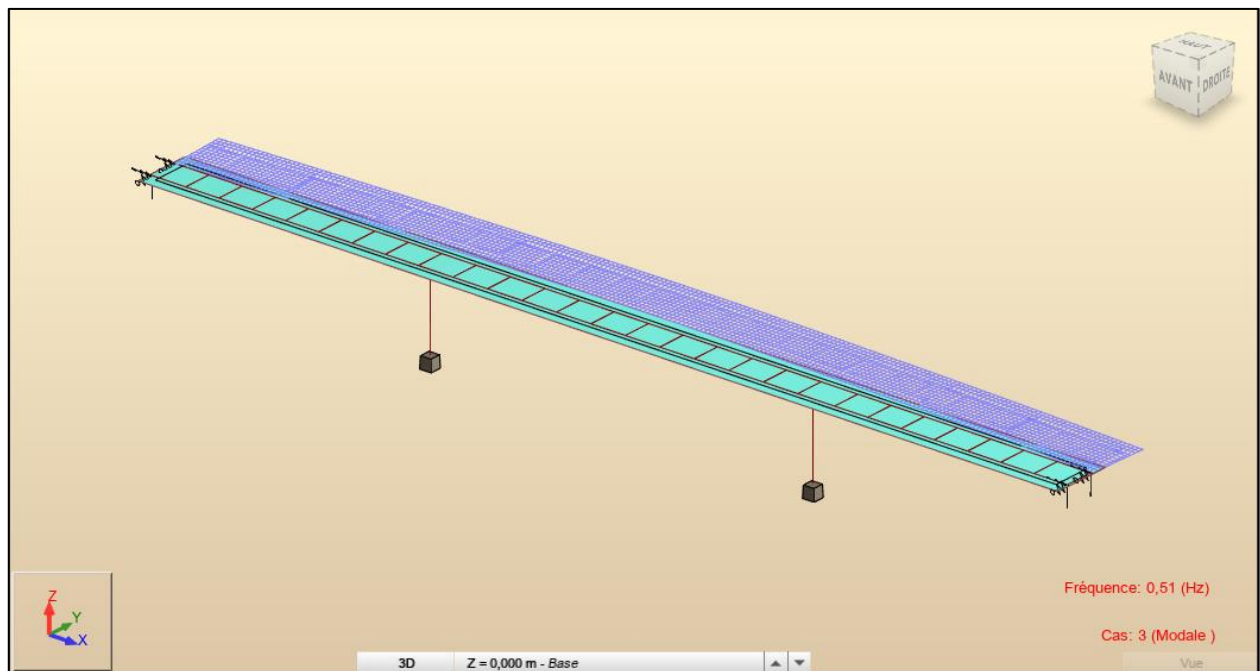
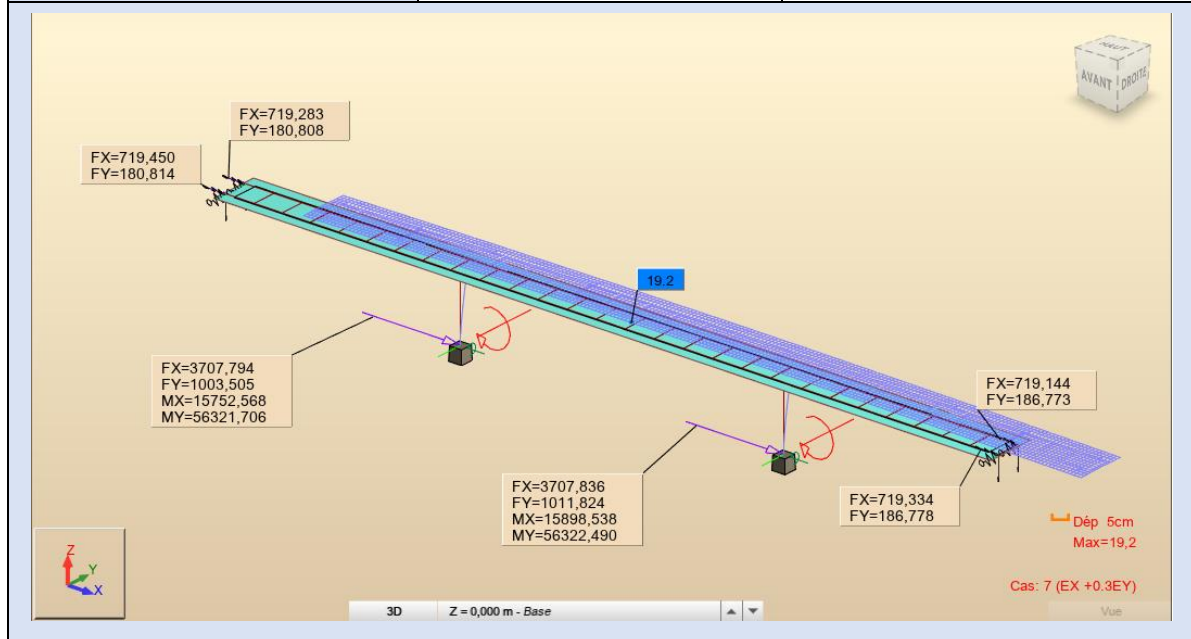


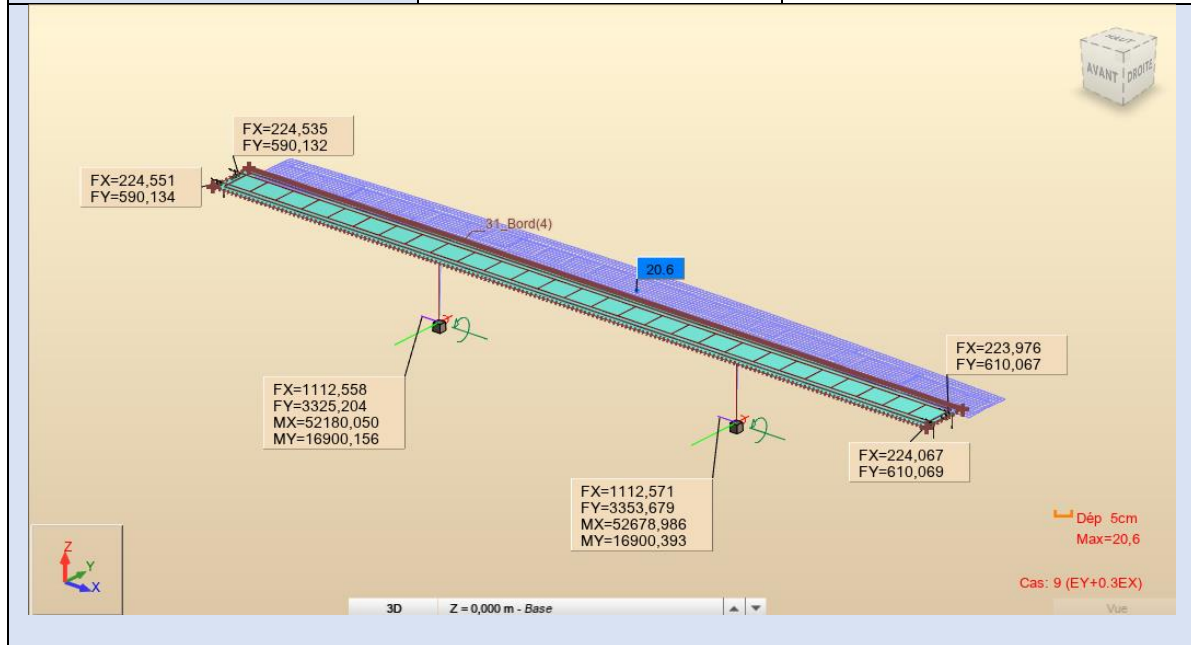
Figure IV.4 fréquence du sens transversale variante 1

IV.3.1.8.4 Analyse spectrale et résultats de calcul

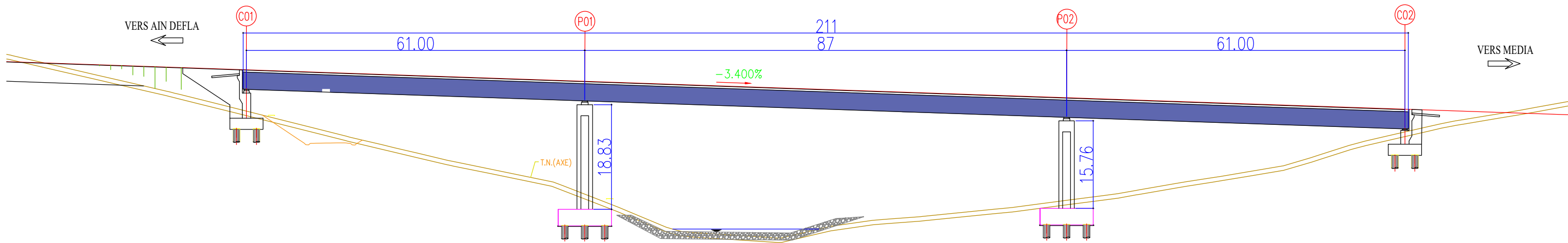
Sens de séisme	Déplacement maximal (cm)	Sollicitations à la base de la Pile
Longitudinal	19.20	FX =3707.8 FY =1011.8 MX =15898.538 MY =56322.49



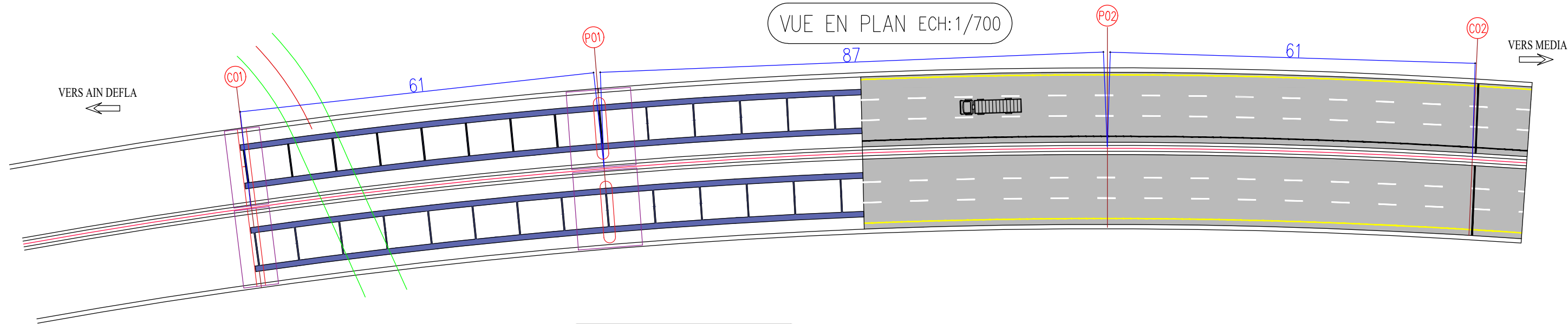
Transversal	20.60	FX =1112.5 FY =3353.8 MX =52678.986 MY =16900.393
-------------	-------	--



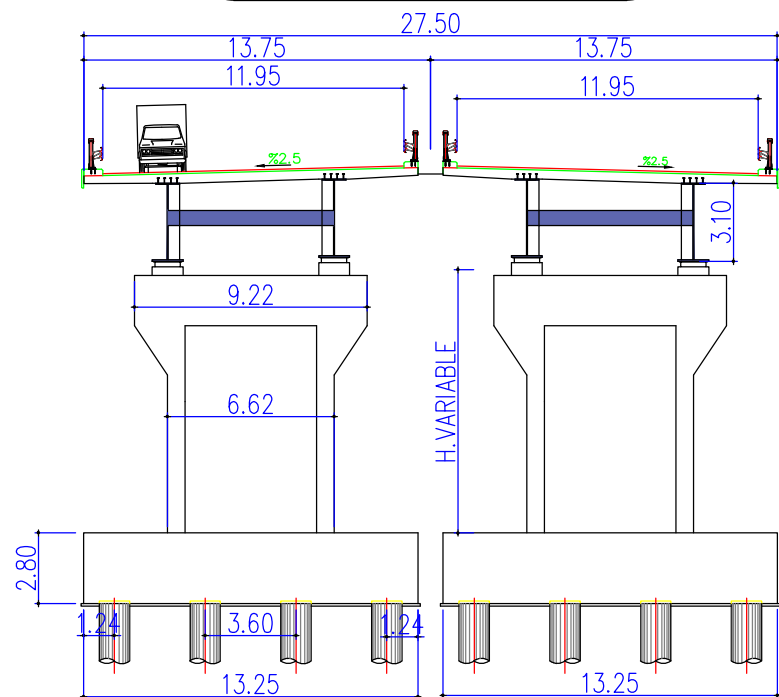
PROFIL EN LONG ECH:1/700



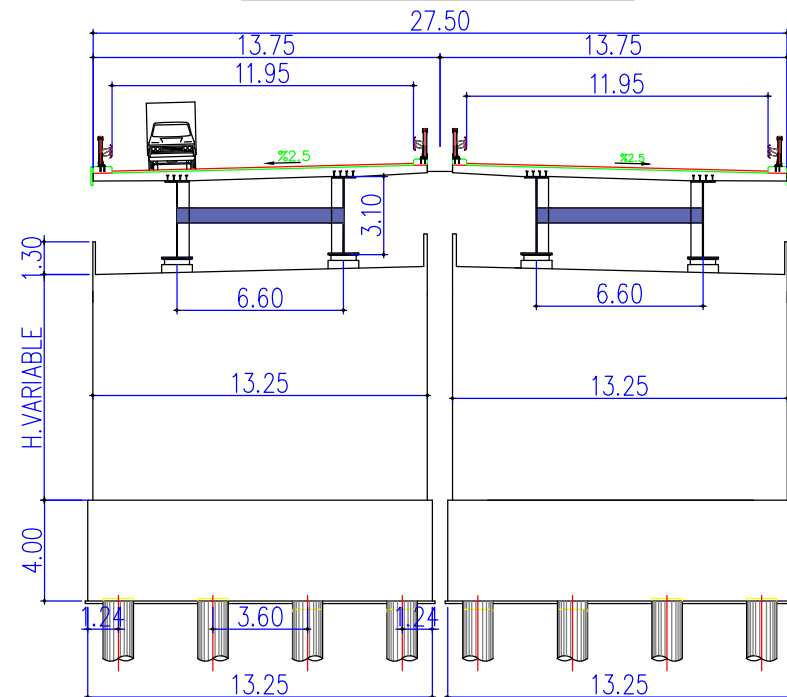
VUE EN PLAN ECH:1/700



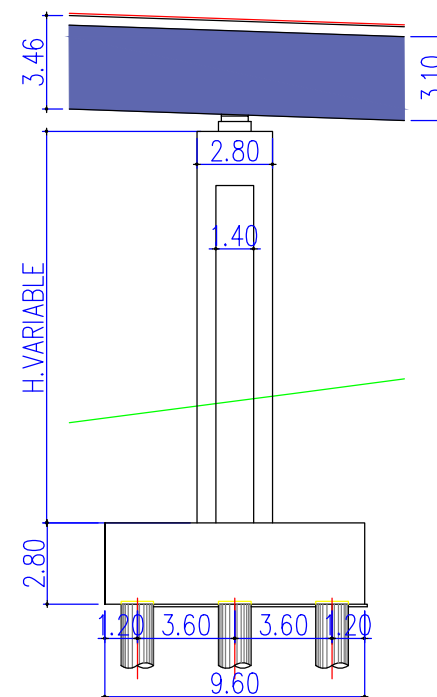
COUPE SUR PILE ECH:1/300



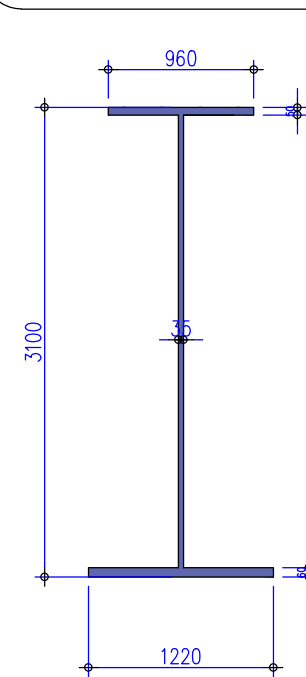
COUPE SUR CULEE ECH:1/300



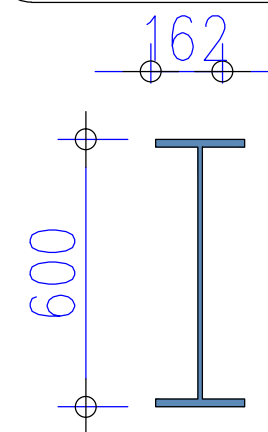
COUPE LONG PILE ECH:1/250



S SUR PRS ECH:1/50



S-IP600 ECH:1/20



IV.3.2 2eme Variante : Pont caisson (Voussoir) construit par encorbellement successif :

Les ponts-caissons construits en encorbellement successif, permettant d'atteindre couramment des grandes portées de l'ordre de 130 ou 140 m, mais dont le domaine d'emploi s'étend jusqu'à 200 m de portée principale. Cette méthode consiste à ériger l'ouvrage symétriquement en porte à faux à partir des piles, par tranches successives appelées voussoirs, coulés en place ou préfabriqués, la stabilité étant assurée par la mise en tension successive des câbles de précontrainte, ancrés à l'extrémité de chaque voussoir. Lorsque tous les tronçons ont été confectionnés, on obtient ce que l'on appelle un fléau. Pour les travées inférieures à 70m, le tablier est réalisé par des voussoirs de hauteur constante ($h_p = h_c$). Et pour les travées supérieures à 70m le tablier est réalisé par des voussoirs de hauteur variable.

IV.3.2.1 Conception longitudinale :

Pour cette deuxième variante on propose une coupe longitudinale composée d'une travée principale de **55.7 m** et deux travées de rives de **91.6 m** pour avoir une longueur totale de l'ouvrage de **206.6 m**.

IV.3.2.2 Découpage des voussoirs

Dans notre cas on opte pour des voussoirs courants de 4.7m de longueur, des voussoirs sur pile de 7 m et des voussoirs de clavage de 2 m, ce qui nous donne :

- 36 voussoirs courants.
- 2 voussoirs sur pile.
- 2 voussoirs sur culée.
- 3 voussoirs de clavage.

IV.3.2.3 Conception transversale :

Nous examinons dans ce paragraphe, en nous basant sur le guide SETRA (ponts en béton précontraint construits par encorbellements successifs en 2003), le dimensionnement des différents éléments constitutifs du voussoir. La **figure IV.5** précise les notations utilisées, alors que les valeurs optées sont montrées dans le tableau ci-dessous : présentées dans le tableau ci-dessous

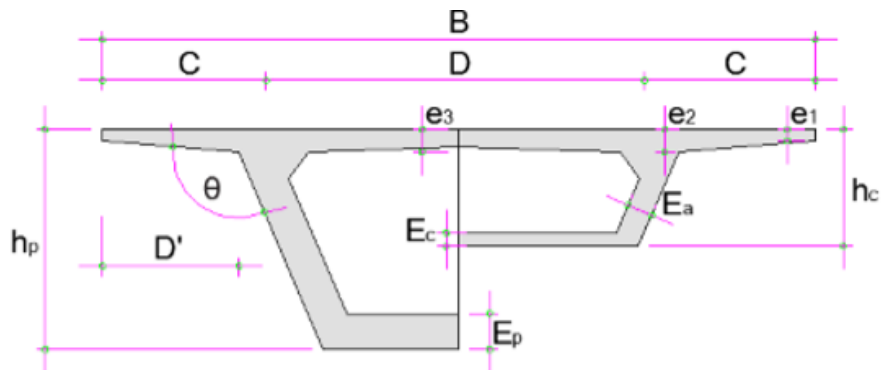


Figure IV.5 : Les composants du voussoir (poutre-caisson)

Tableau IV-7 Les dimensions de la section transversale du voussoir.

Élément	Formule	Valeur
Hauteur du voussoir sur pile	$\frac{L}{h_p} = 14 + \frac{L}{45}$	$h_p = 5.8\text{m}$
Hauteur du voussoir sur culée	$\frac{L}{h_c} = 19 + \frac{L}{7}$	$H_c = 2.9\text{ m}$
Largeur du voussoir B	$B = l$	$B = 13.25\text{ m}$
C	$C = B/4$	$C = 3.3\text{ m}$
D	$D = B /2$	$D = 6.6\text{ m}$
Épaisseur de l'hourdis supérieur e_1	$e_1 > 20\text{ cm à } 25\text{ cm}$	$e_1 = 25\text{ cm}$
e_2	$D/5 < e_2 < D/7$	$e_2 = 42\text{ cm}$
e_3	$D/25$	$e_3 = 45\text{ cm}$
Inclinaison de l'âme	10 à 30%	30 %
Épaisseur de l'âme E_a	$E_a = 26 + \frac{L(m)}{5}$	$E_a = 45\text{ cm}$
Épaisseur de l'hourdis inférieur E_c et E_p	$E_c \geq \max \left\{ 18; 3 \times \phi; \frac{E_a}{3} \right\} \text{ cm}$ $E_p = 2.5 E_c$	$E_c = 30\text{ cm}$ $E_p = 75\text{ cm}$
Gousset supérieur	$30^\circ < \alpha < 45^\circ$	$\alpha = 45^\circ$
Gousset inférieur	$30^\circ < \alpha < 45^\circ$	$\alpha = 30^\circ$

IV.3.2.4 Conception de l'infrastructure :

IV.3.2.4.1 Conception de pile :

Les piles sont des appuis qui sont principalement utilisés pour transférer les charges de la structure à la fondation.

Pour cette variante, selon le document SETRA, on a choisi des piles en voile évidée dont la section répond aux exigences d'efficacité mécanique et d'esthétique

Le tableau ci-après décrit notre choix des piles pour cette variante.

Tableau IV-8 Choix et dimensions de la pile retenue pour la variante 2

Élément		Valeur / Description	Figure
Hauteur	P1	12.70 m	
	P2	13.5 m	
Chevêtre	Dimensions	6.00× 7.00× 2.00 (m×m×m)	
Section	Forme	Voile évidée	
	Dimensions	Largeur :4m Longueur :6 m Epaisseur :0.6 m	
Fondation	Type	Profonde sur 12 pieux : $\Phi = 1.20$ m L = 19.00 m	
	Dimensions semelle	9.60 × 13.25 × 3.00 (m×m×m)	

IV.3.2.4.2 Conception du Culée :

Concernant les culées de cette variante, on a choisi le même type de culée (remblayée) et défini ses dimensions selon le document « Projet et construction des ponts : Généralités – Fondations – Appuis – Ouvrages courants ».

Les dimensions des éléments de la culée sont définies ci-dessous :

Tableau IV-9 Choix et dimensions de la culée retenue pour la variante 2.

Elément		Valeur	Figure
Mur frontal	Hauteur	4.46 /3.85 m	
	Epaisseur	2.20 m	
	Longueur	13.25 m	
Mur garde grève	Hauteur	3.70 m	
	Epaisseur	0.45 m	
	Longueur	13.25 m	
Mur en retour	Epaisseur	0.50 m	
Dalle de transition	Hauteur	0.30 m	
	Largeur	4.00 m	
Fondation	Type	Profonde sur 8 pieux : $\Phi = 1.20$ m $L = 19.00$ m	
	Dimensions semelle	$6.0 \times 13.25 \times 2$ (m×m×m)	

IV.3.2.5 Modélisation et calcul sismique de la 2^{ème} variante

L'étude sismique a été réalisée selon la méthode spectrale appliquée RPOA, le modèle de calcul utilisé a été préparé par le logiciel "Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2019 - Student Version".

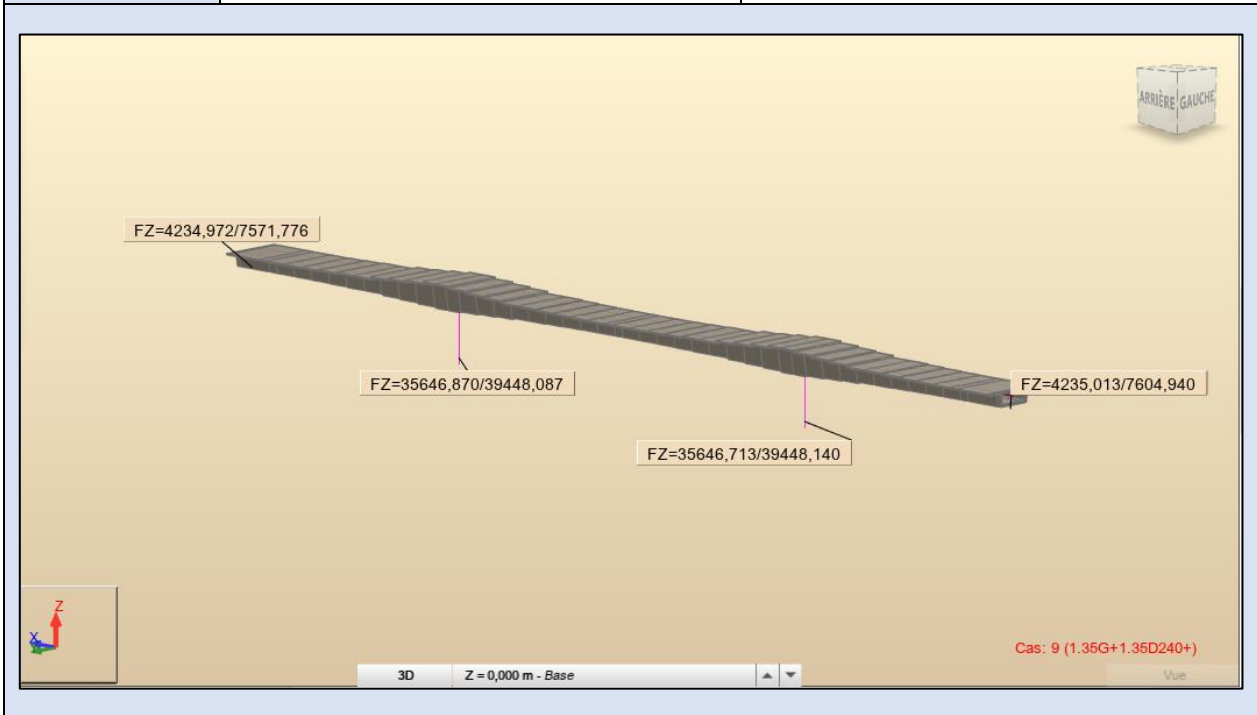
IV.3.2.5.1 Pré-dimensionnement des appareils d'appui

Les tabliers de pont reposent sur leurs appuis par l'intermédiaire de quatre appareils d'appui en élastomère fretté sur pile et deux pour la culée, le calcul a été effectué sous combinaison **G+D240+0.6T+0.5Δθ**.

Les dimensions de ces appareils sont définies dans le tableau ci-dessous :

Tableau IV-10 Les dimensions des appareils d'appui retenus

	Appareil d'appui de la pile	Appareil d'appui de la culée
R_{max} (MN)	9.8	3.8
a × b (mm²)	700 × 800	400 × 500
T (mm)	133	75
Détails	<ul style="list-style-type: none"> - 6 feuilles d'élastomère : t_i = 16 mm. - 7 frettes métalliques : t_s = 3 mm. - Enrobage extérieur = 8 mm. - Enrobage des chants = 4 mm. 	<ul style="list-style-type: none"> - 4 feuilles d'élastomère : t_i = 12 mm. - 5 frettes métalliques : t_s = 3 mm. - Enrobage extérieur = 6 mm. - Enrobage des chants = 4 mm.



IV.3.2.5.2 Modèle de calcul

Cette variante se fait avec le logiciel « Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2019 - Version Etudiant » et on note que :

- Tous les éléments porteurs de la structure sont modélisés comme élément barre où la section transversale est créée par l'utilisateur ou importée de la bibliothèque du logiciel.
- Concernant les conditions d'appuis, l'ouvrage est simplement appuyé au niveau des culées et encastré aux piles
- Pour la liaison tablier-pile, on utilise la commande nœuds compatibles.

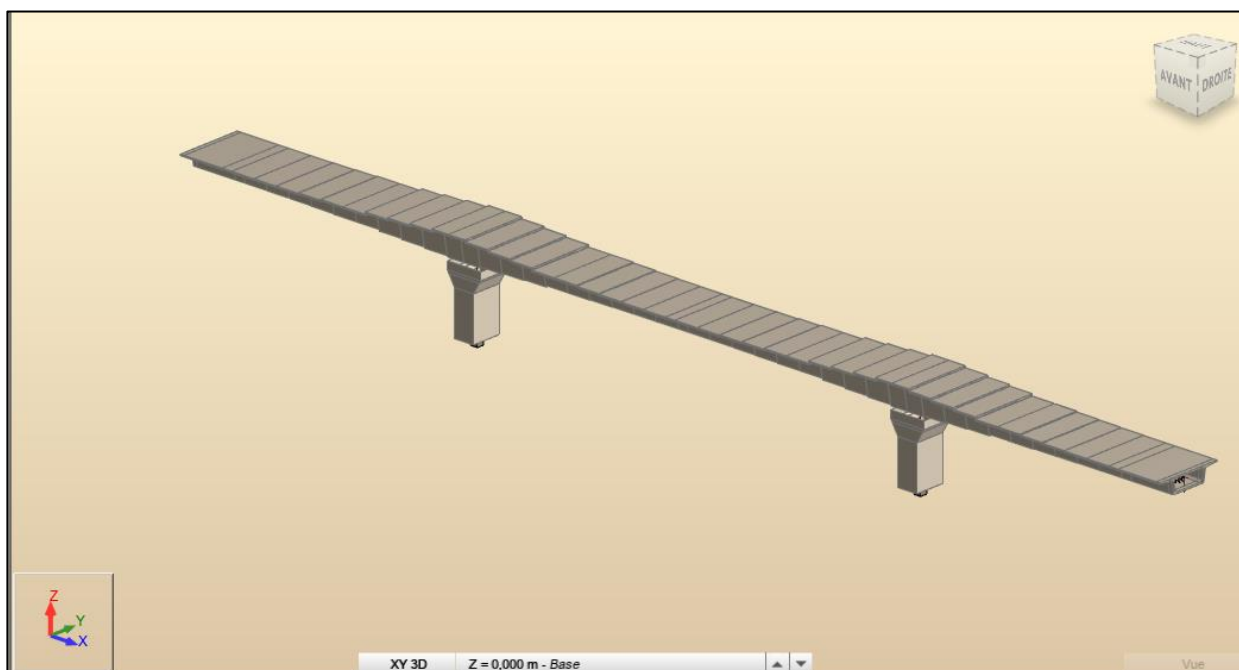


Figure IV.6 Modèle de calcul de la variante

IV.3.2.5.3 Analyse modale et résultats de calcul

Tableau IV-11 Les modes propres d'analyse modale variante 2

Mode	Fréquence	Période	Participation modèle UX	Participation modèle UY
1	0.48	2.09	0.00	87.71
2	0.48	2.07	88.34	0.00
3	0.55	1.81	0.00	0.00
4	1.14	0.87	0.00	0.47
5	2.79	0.36	0.00	0.00

Après calcul des modes propres à l'aide du logiciel, dont les résultats seront donnés en annexe, on obtiendra :

- Une période $T = 2.07s$ dans le sens longitudinal avec une participation de **88.34 %** de la masse modale.

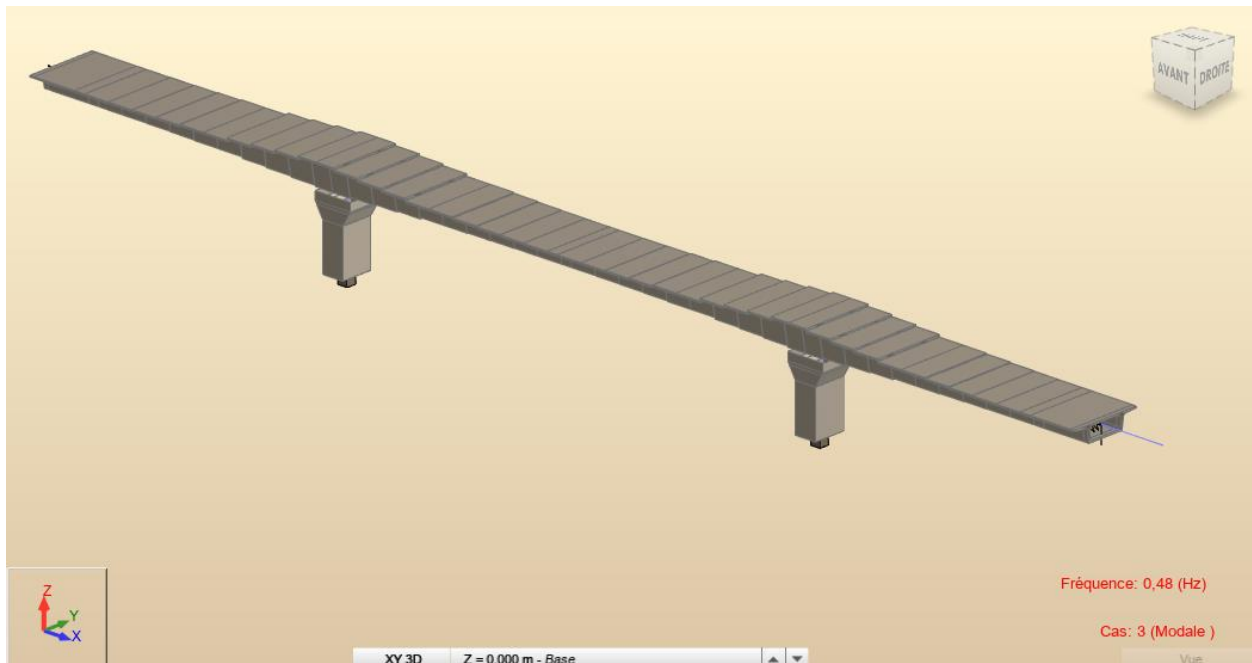


Figure IV.7 fréquence dans le sens longitudinal variante 2

- Une période $T = 2.09 s$ dans le sens transversal avec une participation de **87.71%** de la masse modale.

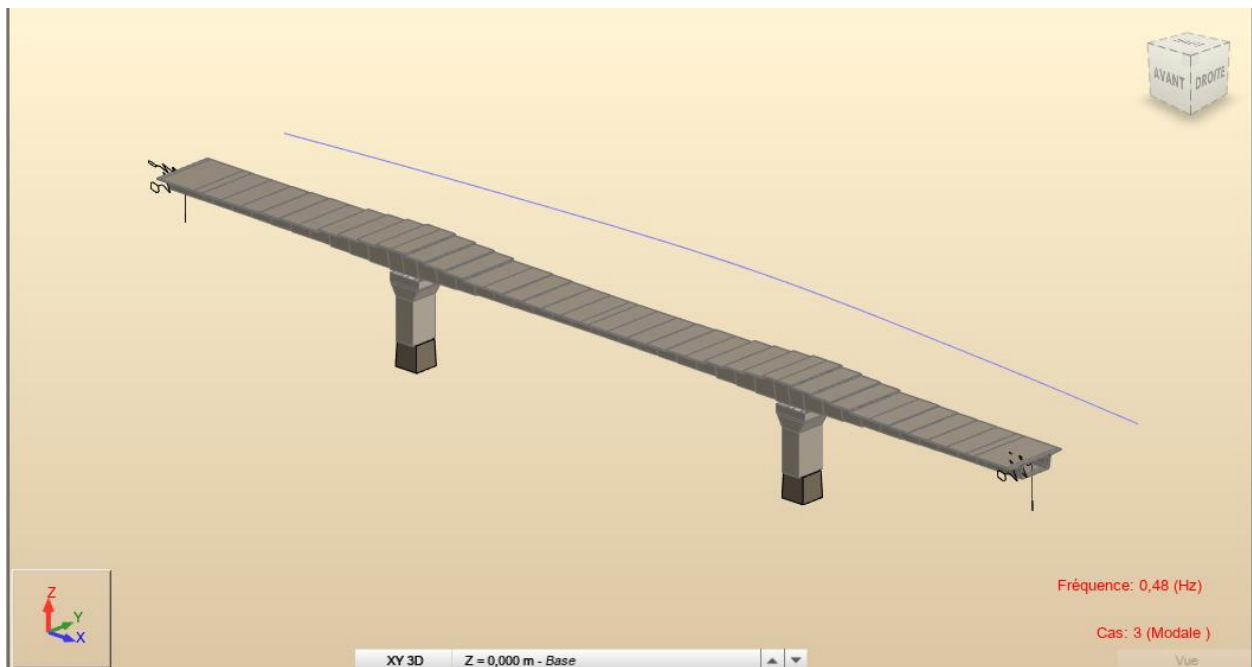
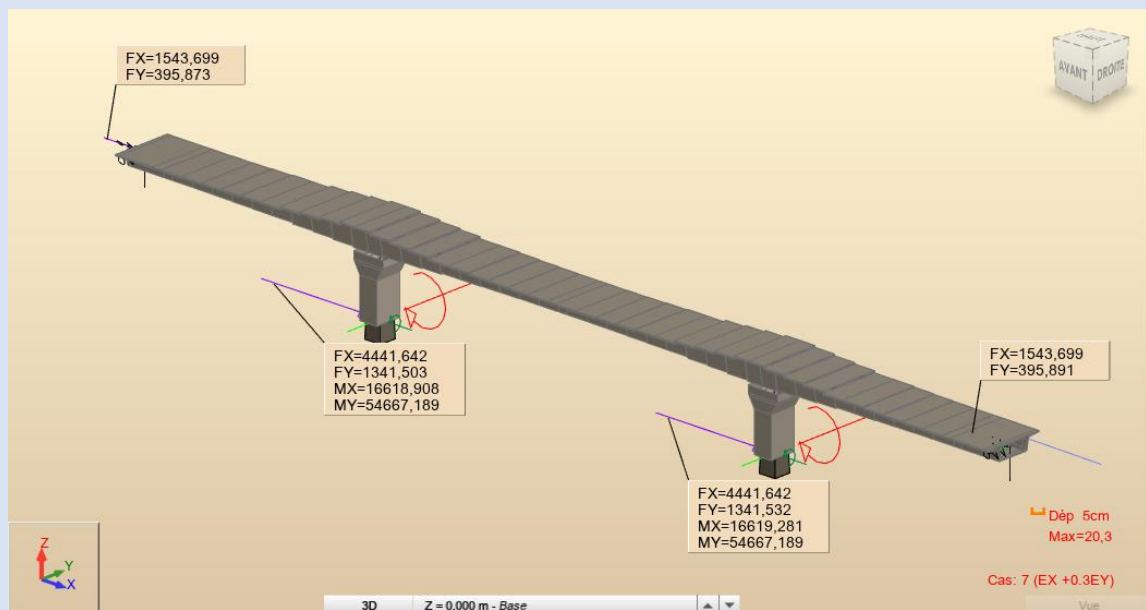


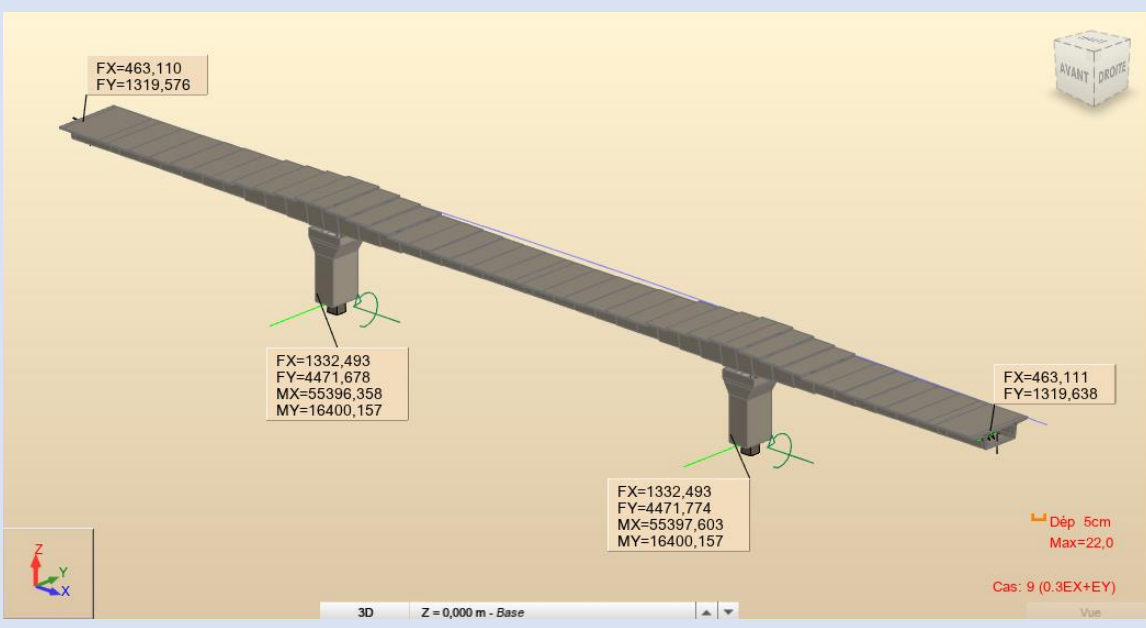
Figure IV.8 fréquence dans le sens transversal variante 2

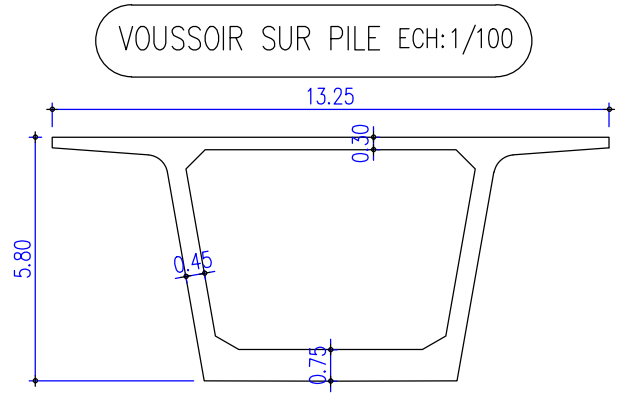
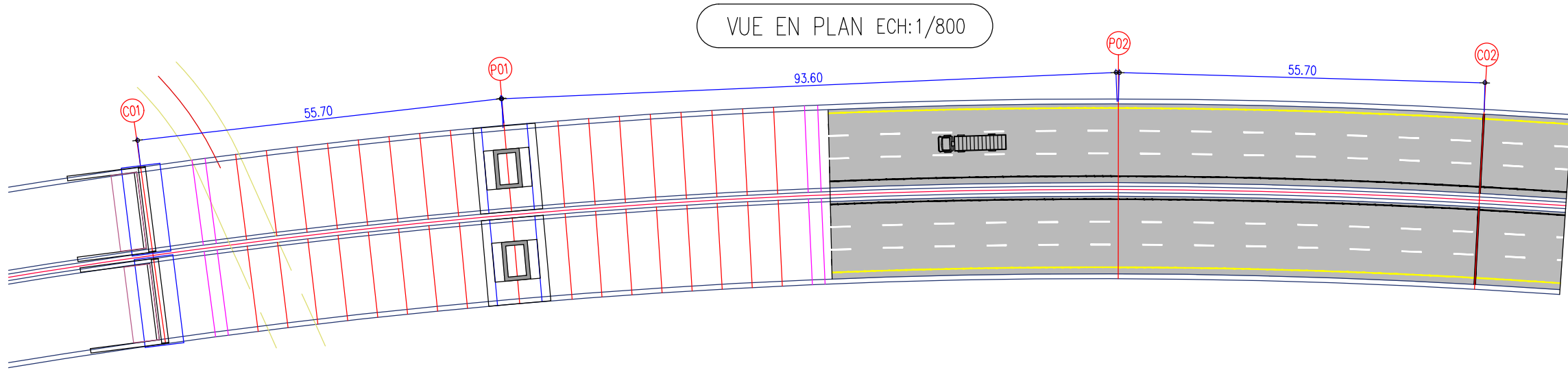
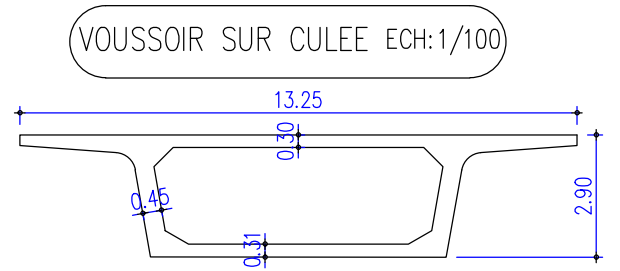
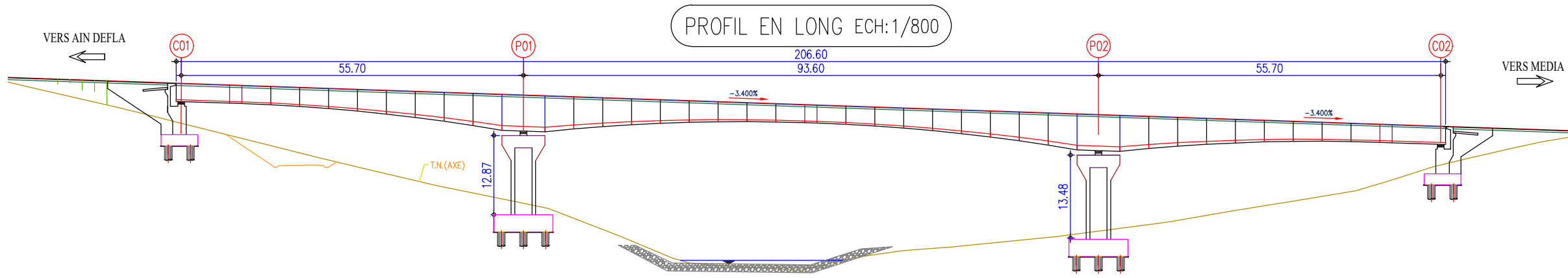
IV.3.2.5.4 Analyse spectrale et résultats de calcul

Sens de séisme	Déplacement maximal (cm)	Sollicitations à la base de la Pile
Longitudinal	20.30	FX =4441.642 FY =1341.532 MX =16619.281 MY =54667.189

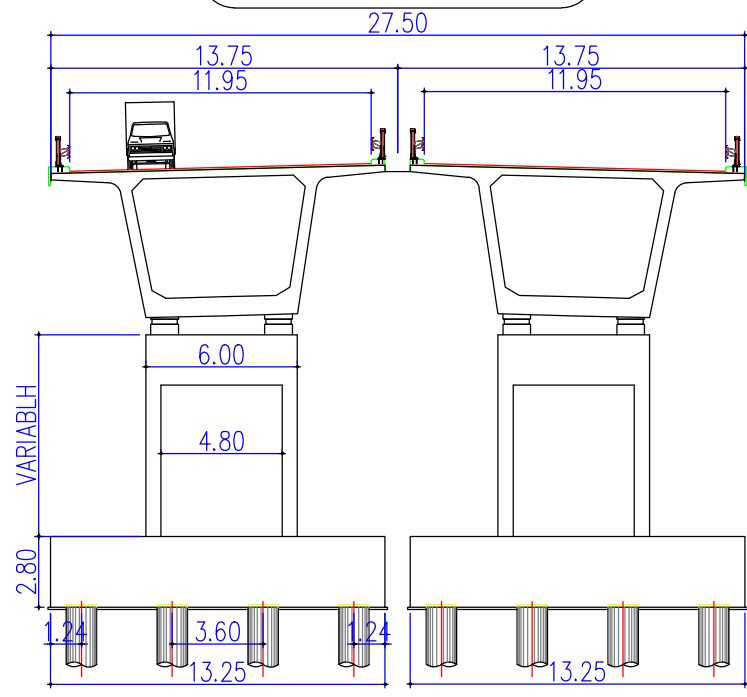


Transversal	22.00	FX =1332.493 FY =4471.774 MX =55397.603 MY =16400.157
--------------------	--------------	--

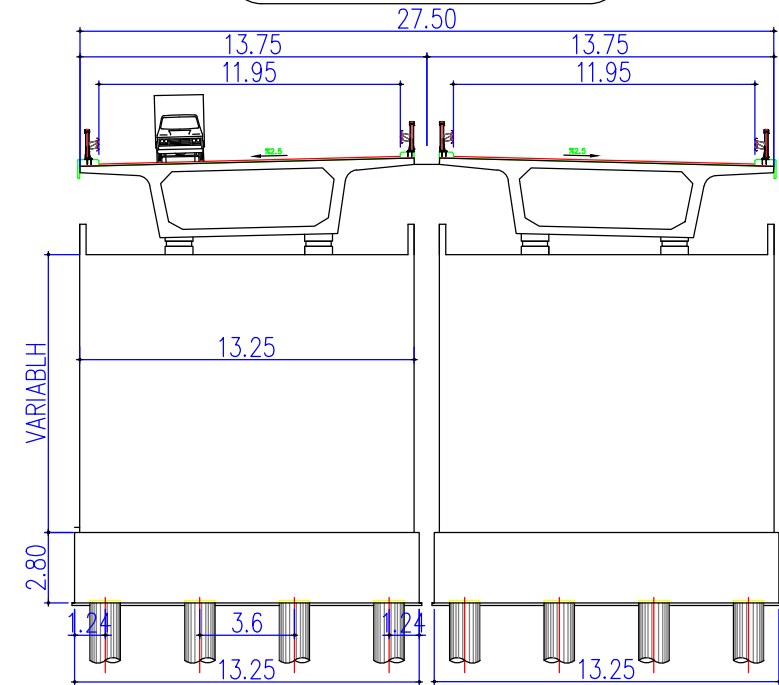




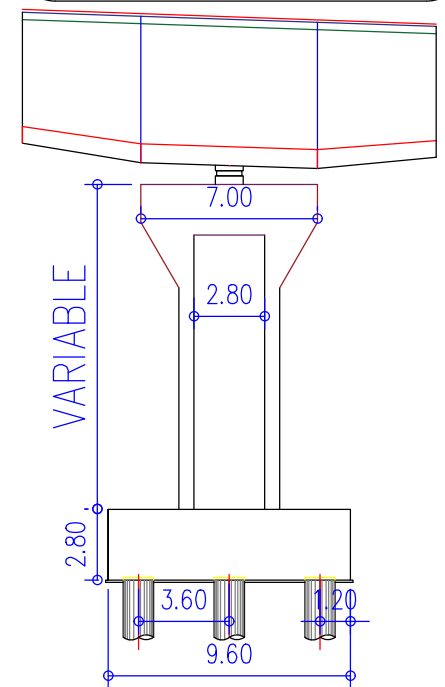
COUPE SUR PILE ECH:1/300



COUPE SUR CULEE ECH:1/300



COUPE LOG PILE ECH:1/280



IV.3.3 3eme Variante : Pont à Poutres Préfabriquées en Béton Précontraint par Post-tension:

Les ponts à poutres précontraintes du type VIPP (Pont à travées Indépendantes à Poutres Préfabriquées précontraintes par post-tension), sont souvent très économiques, pour des portées allant jusqu'à une trentaine de mètres en précontrainte par prés-tension, et pour des portées comprises entre 30 et 50m en précontrainte par poste tension.

Le tablier est constitué de poutres longitudinales de hauteur constante reliés entre eux par des entretoises, et un hourdis de mince épaisseur qui supportent la chaussée.

Ce type d'ouvrage est adapté au franchissement en viaduc de brèches importantes, en longueur ou en hauteur, et aux sites difficiles d'accès. Ces viaducs comportent alors des appuis d'une certain hauteur qui découpent la brèche en une succession de travées de longueur égales dégagent les tirant d'air bien proportionnés du point de vue de rapport hauteur/longueur, Les poutres ainsi réalisées ont un bon rendement mécanique qui permet à la structure d'atteindre des portées allant de 30 à 50 mètres.

IV.3.3.1 Conception longitudinale :

Le choix de la portée dépend la possibilité 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 proposons une coupe longitudinale composée de 6 travées équidistantes avec une longueur de poutre de **34,5** m et une longueur totale de l'ouvrage de **210,3** m.

IV.3.3.2 Conception transversale :

Les caractéristiques géométriques de la poutre principale sont déterminées suivant le guide SETRA VIPP

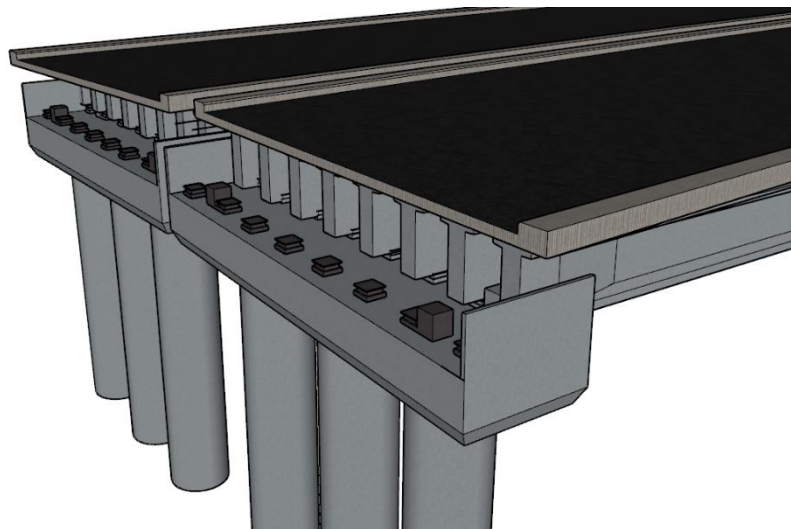


Figure IV.9 Présentation 3d de la variante 3

Tableau IV-12 Pré-dimensionnement de la 3eme variante

Elément	Formule	Valeur retenue
Epaisseur de la dalle	$0.16 \leq e \leq 0.25 \text{ m}$	$e = 0.25 \text{ m}$
Hauteur de la poutre	$L/20 \leq Ht \leq L/17 \text{ m}$	$h = 1.75\text{m}$
Entraxe entre les poutres	$1.3 \leq \lambda \leq 2 \text{ m}$	$\lambda = 1.7\text{m}$
Entraxe des poutres de rive	L_a : l'entraxe des poutres de rive	$L_a = 9.8 \text{ m}$
Nombre de poutres	$N = \frac{L_a}{\lambda} + 1$	8 poutres
Largeur de la table de compression	$b \geq 0.6 h$	$b = 1.1 \text{ m}$
Epaisseur de la table de compression	$E \geq 0.1 \text{ m}$	$e = 0.15 \text{ m}$
Largeur du talon	$40\text{cm} \leq L_t \leq 60\text{cm}$	$L_t = 0.55 \text{ m}$
L'épaisseur du talon	$10 \text{ cm} \leq e_t \leq 20 \text{ cm}$	$e_t = 0.20 \text{ m}$
Epaisseur d'âme	Section d'about	$b_0 = 0.55 \text{ m}$
	Section à mi-travée	$b_0 = 0.25 \text{ m}$
Pente de la face inférieure de la table de compression	$1/15 \leq \text{Tan } \alpha \leq 1/10$	$\alpha = 5^\circ$
Gousset de la table de compression	/	$\beta = 45^\circ$
Gousset du talon	$1 \leq \text{Tan } \theta \leq 1.5$	$\text{Tan } \theta = 1$ $\theta = 45^\circ$
Entretoise d'about	/	0.30×1.25 m^*m

IV.3.3.3 Conception de l'infrastructure :

IV.3.1.7.1 Conception de pile :

La pile est un appui intermédiaire supportant le tablier de l'ouvrage, elle se compose, dans notre cas, d'un chevrete en béton arme sur lequel repose le tablier par l'intermédiaire des appareils d'appui, de trois fûts de forme circulaire permettant la transmission des charges aux fondations

Le tableau ci-après décrit notre choix des piles pour cette variante.

Tableau IV-13 Choix et dimensions de la pile retenue pour la variante 3

Élément		Valeur / Description	Figure
Hauteur	P1	12.60 m	
	P2	24.95 m	
	P3	23.90 m	
	P4	17.25 m	
	P5	11.05 m	
Chevêtre	Dimensions	3.2 × 13.25 × 1.5 (m×m×m)	
Section	Forme	Futs circulaire	
	Dimensions	Diamètre :2.00m	
Fondation	Type	Profonde sur 12 pieux : Φ = 1.20 m L = 20.00 m	
	Dimensions semelle	9.60 × 13.25 × 2.80 (m×m×m)	

IV.3.3.3.1 Conception du Culée :

La culée est l'un des éléments fondamentaux dans l'ensemble de la structure du pont, elle sert comme appui extrême du tablier du pont mais son rôle principal est d'assurer le raccordement de l'ouvrage au terrain de façon à avoir une continuité entre la chaussée de la route et celle portée par le pont.

Compte tenu des résultats géotechniques et des données naturelles du site, l'utilisation de culées en remblai semblait être la meilleure solution pour notre pont.

Les dimensions des éléments de la culée sont définies ci-dessous :

Tableau IV-14 Choix et dimensions de la culée retenue pour la variante 3

Elément		Valeur	Figure
Mur frontal	Hauteur	6.55 / 3.15 m	
	Epaisseur	1.40 m	
	Longueur	13.25 m	
Mur garde grève	Hauteur	2.20 m	
	Epaisseur	0.30 m	
	Longueur	13.25 m	
Mur en retour	Epaisseur	0.50 m	
Dalle de transition	Hauteur	0.30 m	
	Largeur	5 m	
Fondation	Type	Profonde sur 8 pieux : $\Phi = 1.20 \text{ m}$ $L = 19.00 \text{ m}$	
	Dimensions semelle	$6.00 \times 13.25 \times 1.8$ (m×m×m)	

IV.3.3.4 Modélisation et calcul sismique de la 3^{eme} variante

L'étude sismique a été réalisée selon la méthode spectrale appliquée RPOA, le modèle de calcul utilisé a été préparé par le logiciel "Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2019 - Student Version".

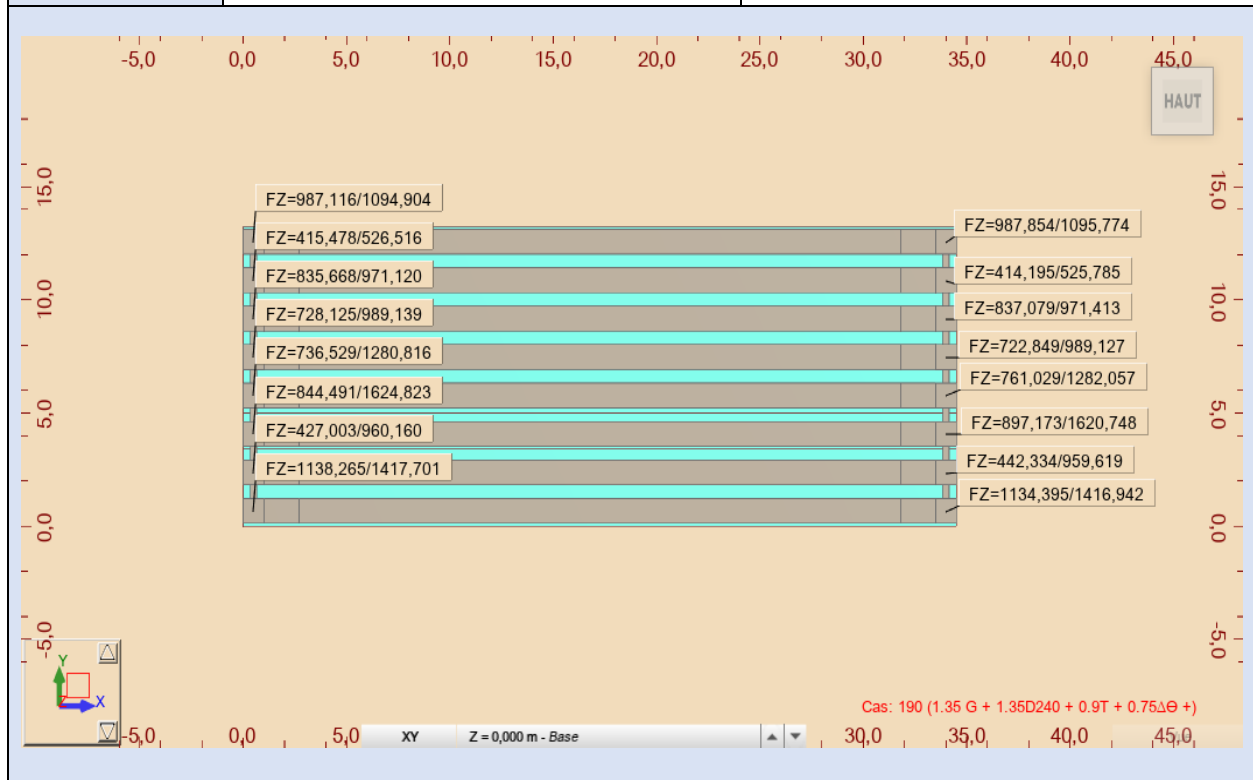
IV.3.3.4.1 Pré-dimensionnement des appareils d'appui

Les tabliers de pont reposent sur leurs appuis par l'intermédiaire de seize appareils d'appui en élastomère fretté sur pile et huit pour la culée,

Les dimensions de ces appareils sont définies dans le tableau ci-dessous :

Tableau IV-15 Les dimensions des appareils d'appui retenus

	Appareil d'appui de la pile	Appareil d'appui de la culée
R_{max} (MN)	1.6	1.6
a × b (mm²)	350 × 350	350 × 350
T (mm)	65	65
Détails	- 4 feuilles d'élastomère : $t_i = 10$ mm. - 5 frettes métalliques : $t_s = 3$ mm. - Enrobage extérieur = 5 mm. - Enrobage des chants = 4 mm.	- 4 feuilles d'élastomère : $t_i = 10$ mm. - 5 frettes métalliques : $t_s = 3$ mm. - Enrobage extérieur = 5 mm. - Enrobage des chants = 4 mm.



IV.3.3.4.2 Modèle de calcul

Cette variante se fait avec le logiciel « Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2019 - Version Etudiant » et on note que :

- Tous les éléments porteurs de la structure sont modélisés comme élément barre où la section transversale est créée par l'utilisateur ou importée de la bibliothèque du logiciel.
- Concernant les conditions d'appuis, l'ouvrage est simplement appuyé au niveau des culées et encasté aux piles

- Pour la liaison tablier-pile, on utilise la commande nœuds compatibles.



Figure IV.10 Modèle de calcul de la variante

IV.3.3.4.3 Analyse modale et résultats de calcul

Tableau IV-16 Les modes propres d'analyse modale variante 3

Mode	Fréquence	Période	Participation modèle UX	Participation modèle UY
1	0.75	1.32	60.56	0.1
2	1.06	0.94	1.17	0.14
3	1.11	0.94	0.05	28.72
4	1.20	0.84	0.02	11.33
5	1.27	0.79	21.11	0.00

Après calcul des modes propres à l'aide du logiciel, dont les résultats seront donnés en annexe, on obtiendra :

Une période $T = 1.32s$ dans le sens longitudinal avec une participation de **60.56%** de la masse modale.

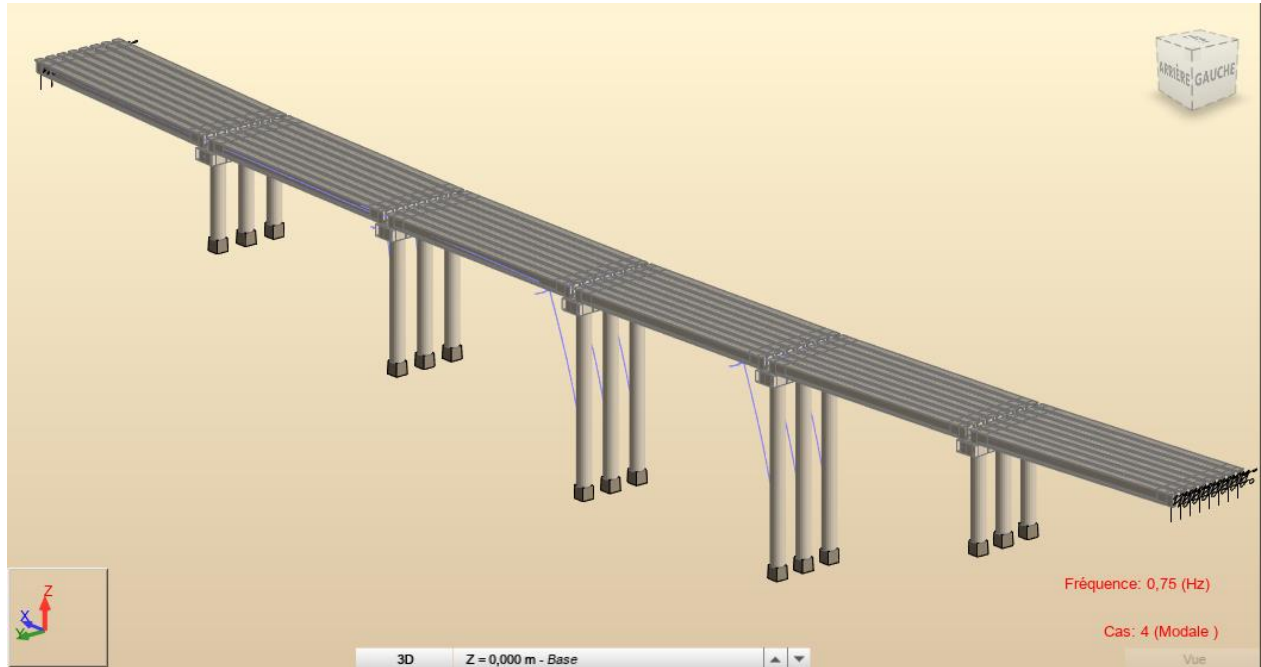


Figure IV.12 fréquence dans le sens longitudinal variante 3

Une période $T = 1.11$ s dans le sens transversal avec une participation de **28.72%** de la masse modale.

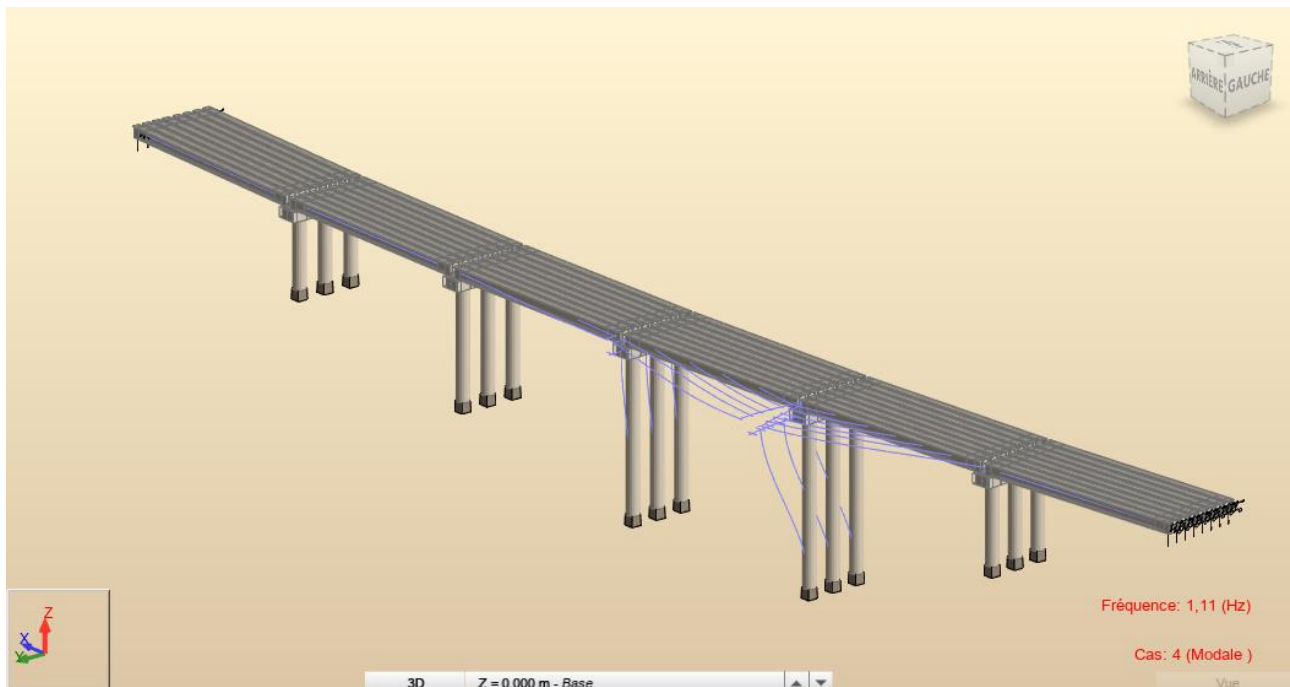
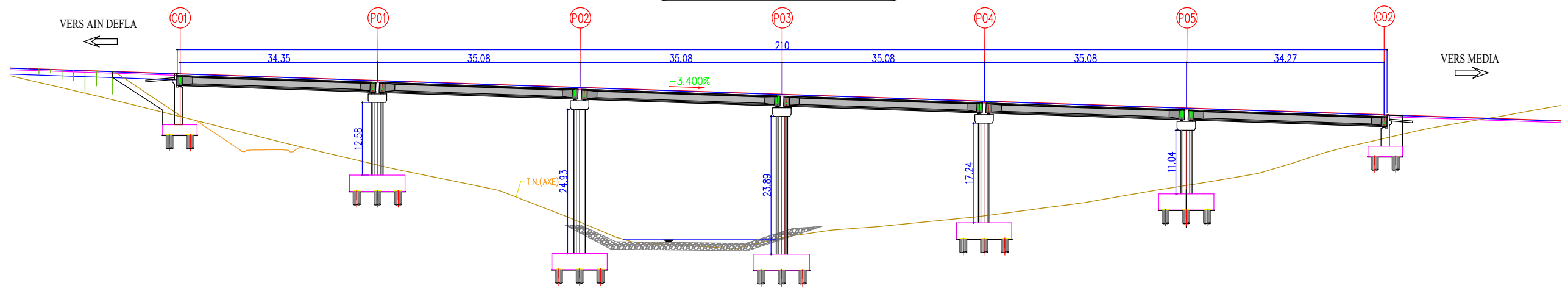


Figure IV.11 fréquence dans le sens transversal variante 3

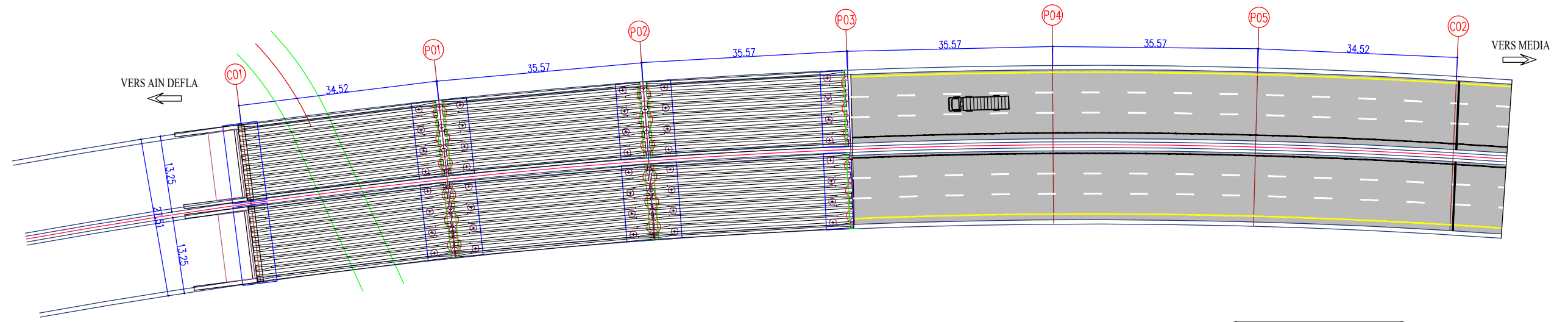
IV.3.3.4 Analyse spectrale et résultats de calcul

Sens de séisme	Déplacement maximal (cm)	Sollicitations à la base de la Pile
Longitudinal	18.7	FX =1002 FY =678.006 MX =7405.520 MY =17937.197
Transversal	12.2	FX =396.038 FY =2273.202 MX =20778.998 MY =6333.478

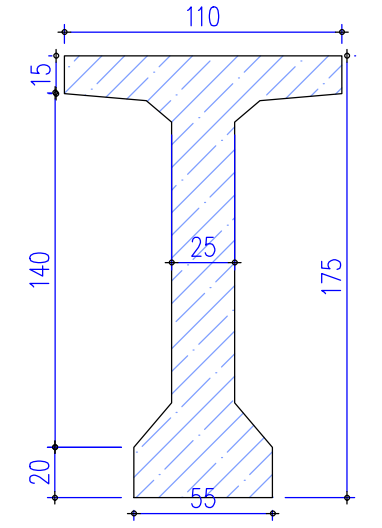
VUE EN PLAN ECH:1/800



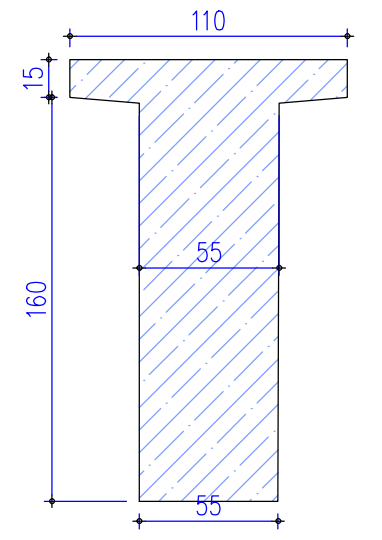
PROFIL EN LONG ECH:1/800



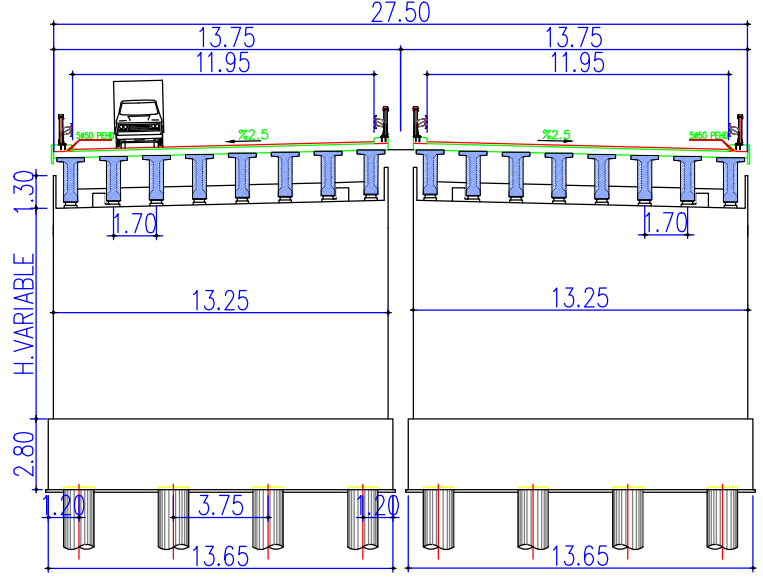
S-MEDIANE ECH:1/30



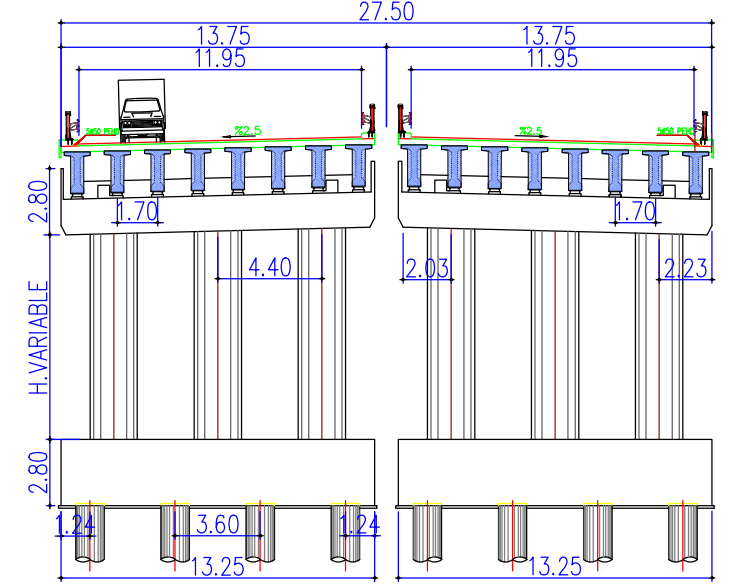
S-ABOUT ECH:1/30



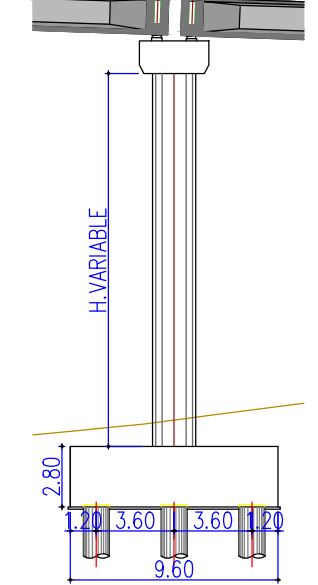
COUPE SUR CULEE ECH:1/300



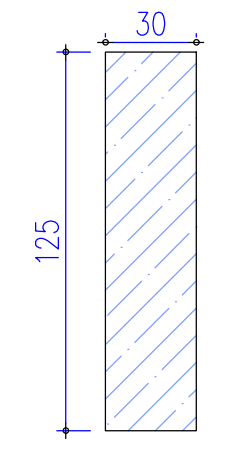
COUPE SUR PILE ECH:1/300



COUPE LONG PILE ECH:1/350



ENTRETOISE ECH:1/25



IV.4 DEVIS QUANTITATIF ET ESTIMATIF

Tous les détails de calcul des devis pour les trois variantes sont donnés dans les tableaux IV.17, IV.18 et IV.19

Tableau IV-17 Devis estimatif et quantitatif de la variante 1.

DEVIS ESTIMATIF ET QUANTITATIF VARIANTE N°01					
N°	Désignations des postes	U	Quantités	Prix unitaire (HT)	Montant
Poste 1 : Pieux					
N1	Forage des pieux 1200mm verticaux en terrain non rocheux	ML	670	60 000	40200000,00 DA
N2	Recépage de pieux	U	40	42 000	1680000,00 DA
N3	Essais statiques des pieux isolés sous compression axiale	U	2	4 000 000	8 000 000,00 DA
N4	Essais d'auscultation sonique	U	40	40 000	1600000,00 DA
TOTAL (Poste 1)					51480000,00 DA
Poste 2 Béton					
N1	Béton de propreté de 10 cm pour Fonds de fouilles	M3	70	10 500	735000,00 DA
N3	Béton RN 27 pour semelles	M3	1041	12 000	12492000,00 DA
N4	Béton RN 27 pour piles	M3	650	12 000	7800000,00 DA
N5	Béton RN 27 pour culées	M3	248	12 000	2976000,00 DA
N6	Béton RN 35 pour hourdis	M3	984	16 000	15744000,00 DA
TOTAL (Poste 2)					39747000,00 DA
Poste 3 : Acier					
N1	Acier Fe E50 pour Infrastructure	T	305	160 000	48800000,00 DA
N2	Acier Fe E50 pour superstructure	T	174	160 000	27840000,00 DA
N3	Charpente métallique	T	772	600 000	463200000,00 DA
TOTAL (Poste 3)					539840000,00 DA
TOTAL HORS TAXES					631067000,00 DA
T V A 19 %					119902730,00 DA
TOTAL EN TTC					750969730,00 DA
Sept cent cinquante millions neuf cent soixante-neuf mille sept cent trente Dinars					

Tableau IV-18 Devis estimatif et quantitatif de la variante 2.

DEVIS ESTIMATIF ET QUANTITATIF VARIANTE N°02					
N°	Désignations des postes	U	Quantités	Prix unitaire (HT)	Montant

Poste 1 : Pieux					
N1	Forage des pieux 1200mm verticaux en terrain non rocheux		670	60 000	40200000,00 DA
N2	Recépage de pieux	U	40	42 000	1680000,00 DA
N3	Essais statiques des pieux isolés sous compression axiale	U	2	4 000 000	8 000 000,00 DA
N4	Essais d'auscultation sonique	U	40	40 000	1600000,00 DA
TOTAL (Poste 1)					51480000,00 DA

Poste 2 Béton					
N1	Béton de propreté de 10 cm pour Fonds de fouilles	M3	70	10 500	735000,00DA
N2	Béton RN 27 pour semelles	M3	1041	12 000	12492000,00DA
N3	Béton RN 27 pour piles	M3	652	12 000	7824000,00DA
N4	Béton RN 27 pour culées	M3	350	12 000	4200000,00DA
N5	Béton RN 35 pour voussoir	M3	2940	40 000	117600000,00DA
TOTAL (Poste 2)					142851000,00DA

Poste 3 : Acier					
N1	Acier Fe E50 pour Infrastructure	T	200	160 000	32000000,00 DA
N2	Acier Fe E50 pour superstructure	T	600	160 000	96000000,00 DA
N3	Acier de précontrainte	T	150	600 000	90000000,00 DA
TOTAL (Poste 3)					218000000,00DA

TOTAL HORS TAXES	412331000,00DA
T V A 19 %	78342890,00DA
TOTAL EN TTC	490673890,00DA
Quatre cent quatre-vingt-dix millions six cent soixante-treize mille huit cent quatre-vingt-dix Dinars	

Tableau IV-19 Devis estimatif et quantitatif de la variante 3.

DEVIS ESTIMATIF ET QUANTITATIF VARIANTE N°0 3					
N°	Désignations des postes	U	Quantités	Prix unitaire (HT)	Montant

Poste 1 : Pieux					
N1	Forage des pieux 1200mm verticaux en terrain non rocheux	M3	1444	60 000	86640000,00 DA
N2	Recépage de pieux	U	76	4 200	319200,00 DA
N3	Essais statiques des pieux isolés sous compression axiale	U	2	4 000 000	8000000,00 DA
N4	Essais d'auscultation sonique	U	76	40 000	3120000,00 DA
TOTAL (Poste 1)					98079200,00 DA

Poste 2 Béton					
N1	Béton de propreté de 10 cm pour Fonds de fouilles	M3	84	10 500	882000,00 DA
N2	Béton RN 27 pour semelles	M3	2073	12 000	24876000,00 DA
N3	Béton RN 27 pour piles	M3	846	12 000	10152000,00 DA
N4	Béton RN 27 pour culées	M3	296	12 000	3552000,00 DA
N5	Béton RN 35 pour hourdis + poutre	M3	2000	16 000	32000000,00 DA
TOTAL (Poste 2)					71462000,00 DA

Poste 3 : Acier					
N1	Acier Fe E50 pour Infrastructure	T	482	160 000	77120000,00 DA
N2	Acier Fe E50 pour superstructure	T	400	160 000	64000000,00 DA
N3	Acier de précontrainte	T	80	550 000	44000000,00 DA
TOTAL (Poste 3)					185120000,00 DA

TOTAL HORS TAXES	354661200,00 DA
T V A 19 %	67385628,00 DA
TOTAL EN TTC	422046828,00 DA
Quatre cent vingt-deux millions quarante-six mille huit cent vingt-huit Dinars	

IV.6 ANALYSE MULTICRITERE

L'analyse multicritères est un outil d'aide à la décision utilisé pour comparer différentes options sur la base de critères préalablement convenus.

Dans cette analyse, on tiendra compte des critères principaux, qui sont :

- L'économie.
- L'entretien.
- L'exécution.
- L'esthétique

IV.6.1 1ere Variante pont mixte bipoutres :

Le pont mixte présente deux avantages sur le plan **d'exécution** :

- La rapidité d'exécution.
- La légèreté du tablier.

Par contre, il présente plusieurs points sensibles :

- **Pour l'économie :**
 - Il pose le problème de la préfabrication et le transport des éléments.
 - Le coût est très élevé.
 - Il pose des coûts supplémentaires pour la limitation de son déplacement important dû à l'action sismique.
- **Pour l'entretien :**
 - La nécessité d'entretien périodique face aux phénomènes de corrosion et fatigue dans les assemblages.
 - Les poutres en I sont sensibles au diversement ce qui demande le remplacement immédiat des pièces endommagées.
- **Pour l'exécution :**
 - Demande une main d'œuvre très qualifiée.
 - Vérification de la stabilité est mise en jeu à tous les stades d'exécution
- **Pour l'esthétique :**
 - Pour le côté esthétique a un aspect esthétique et architectural acceptable.

IV.6.2 2-ème Variante Pont en béton précontraint construit par encorbellements

successifs :

Le pont voussoir présente deux avantages sur le plan d'esthétique économique et excutions :

- Rapport coût-esthétique assez bien
- Souplesse d'exécution

Par contre, il présente plusieurs points sensibles :

- **Pour l'économie :**
 - Le coût élevé de main d'œuvre
 - Il pose des couts supplémentaires pour la limitation de son déplacement très important dû à l'action sismique
- **Pour l'entretien :**
 - Entretien difficile en cas de grands dégâts (séisme).
 - Changement des appareils d'appuis difficile
- **Pour l'exécution :**
 - Un délai plus au moins long par rapport d'autres variantes.
 - La mise en tension des câbles de précontraintes nécessite une main d'œuvre qualifiée.
 - Vérification de la stabilité est mise en jeu à tous les stades d'exécution.
- **Pour l'esthétique :**
 - Pour le côté esthétique a un aspect esthétique et architectural bien.

IV.6.3 3-ème variante pont à poutre préfabriqué en béton précontraint par post tentions

Le pont à poutres multiples présente des avantages sur tous les plans de cette analyse :

- **Pour l'économie :**
 - Coût de réalisation bas relativement aux autres variantes
 - Les coffrages peuvent être utilisés plusieurs fois.
- **Pour l'entretien :**
 - Un entretien facile par rapport les autres variantes.
- **Pour l'exécution :**
 - L'exécution est rapide grâce à la préfabrication des poutres
 - Maîtrise de la méthode d'exécution.
- **Pour l'esthétique :**
 - Il présente un aspect esthétique ordinaire.

IV.7 CHOIX DE LA VARIANTE

Tableau IV-20 Comparaison de la variante selon les critères.

	1-ere Variante	2-ème Variante	3-ème variante
L'économie (3/3)	0	2	3
L'entretien (2/2)	1	1	2
L'exécution (3/3)	3	2	2
L'esthétique (2/2)	1	2	1
TOTAL (10/10)	5	7	8

- **Interprétation du tableau :**

Après l'analyse et l'évaluation des trois variantes selon les critères de choix cités précédemment on a choisi la variante « Pont à poutres en béton précontraintes par post tension » car elle répond bien mieux aux critères de choix en termes d'économie (cout) et aussi son mode d'exécution(délai).

IV.8 CONCLUSION

Le choix de la variante que nous avons fait reste toujours théorique en raison des conditions non prises en compte (des moyens de l'entreprise de réalisation, de la difficulté d'accès au chantier...etc.), et comme il a été indiqué dans ce chapitre, le déplacement de la variante retenue dû aux efforts sismiques est relativement grand par conséquent on doit prendre des mesures et des modifications pour diminuer cette déformée, donc une étude approfondie et plus détaillée sera faite dans les chapitres suivants.



CHAPITRE V
REPARTITION
LONGITUDINALE ET
TRANSVERSALE



V.1 INTRODUCTION

Le calcul d'un pont, comme toute autre construction, a pour objet de vérifier que le dimensionnement adopté lui confère le niveau (initial) de fiabilité requis compte tenu de la qualité exigée des matériaux qui seront utilisés et du niveau de contrôle prévu lors de son exécution. Pour assurer sa fonction, il doit être capable de résister, avec les marges appropriées, non seulement aux efforts engendrés par son poids propre, mais aussi aux efforts dus à l'ensemble des actions d'origine naturelle et fonctionnelle qui lui seront appliquées.

Notons que ces charges et surcharges agissant sur le pont pouvant être classées comme suit.

- Les actions permanentes
- Les actions variables

L'ouvrage étant chargé conformément au règlement, on doit déterminer les sections dangereuses (les plus sollicitées) transversalement et longitudinalement.

- Longitudinalement, le calcul du moment en utilisant les lois de la statique (RDM), on appliquera aussi le théorème de BARRE pour calculer le moment sous chargement Bc.
- Transversalement, l'évaluation du moment transversal à partir du moment longitudinal précédemment calculé en utilisant la méthode de GUYON –MASSONNET.

V.2 DETERMINATION DES CHARGES

D'après le RCPR (Règles Définissant les Charges à Appliquer pour le Calcul et les Epreuves des Ponts Routes), il y a des charges agissant sur l'ouvrage en phase de service quant à déjà défini dans le **CHAPITRE III HYPOTHESE DE CALCUL ET EVALUATION DE CHARGES** qui donne les résultats dans les tableaux suivant :

Tableau V-1 Calcul de la charge permanente CP et CCP

Eléments	Formule	Résultats (KN)
Poutre	$V_p \times \rho_{\text{béton}}$	613
Dalle	$V_{\text{dalle}} \times \rho_{\text{béton}}$	2857,03
Entretoise	$V_{\text{entretoise}} \times \rho_{\text{béton}}$	141,75
Trottoirs +corniches	$(V_{\text{Trottoirs}} + V_{\text{corniches}}) \times \rho_{\text{béton}}$	339,825
Revêtement	$V_{\text{Revêtement}} \times \rho_{\text{Revêtement}}$	824,55
Glissières	D'après le RCPR	69
CCP		1233,4 KN
G		9136,2 KN
G		264,8 KN/ml
G_{Total}		55611,4 KN

- V : volume de l'élément
- ρ : poids volumique

Tableau V-2 Calcul du système A(L)

Nombre de voies	L (m)	A(L) (kN/m ²)	α_1	A1(L) (Kn/m ²)	α_2	A2(L) (Kn/m ²)	Lv	A2(L) (Kn/ml)
01	34,5	10,04	1	10,04	0,96	9,63	3,65	35,15
02	34,5	10,04	1	10,04	0,96	9,63	7,30	70,29
03	34,5	10,04	0,9	9,04	0,96	8,67	10,95	94,90

- L Longueur de la travée chargée
- $A(L) = 2,3 + 360/(12 + L)$
- α_1 et α_2 Coefficients de correction
- $A1(L) = \max \begin{cases} \alpha_1 \times A(L) \\ 4 - 0.002L \end{cases}$
- $A2(L) = A1(L) \times \alpha_2$
- $\alpha_2 = V/V_0$ ou $\begin{cases} V & \text{largeur du voie} \\ V_0 & \text{Coefficient en fonction de classe de pont} \end{cases}$
- $V_0 = 3.5$

Tableau V-3 Calcule Bc

Nombre de voies	B _c (kN)	b _c	B _c x b _c (kN)
1	600	1,2	720
2	1200	1,1	1320
3	1800	0,95	1710

- b_c :Coefficients de correction

Tableau V-4 Calcule Bt

Nombre de voies	B _t (kN)	b _t	B _t x b _t (kN)
1	320	1,2	384
2	640	1,2	768

- b_t : Coefficients de correction

Tableau V-5 Calcul de coefficient dynamique pour le système B et Mc120

Système de chargement	L (m)	G (kN)	S (kN)	δ
B_{c1}	34,5	9136,2	720	1,062
B_{c2}			1320	1,071
B_{c3}			1710	1,077
B_{t1}			320	1,056
B_{t2}			640	1,061
Mc120			1100	1,068

V.3 Calcul longitudinal des moments fléchissant et effort tranchant :

Le calcul des éléments de réduction consiste à déterminer le moment fléchissant et l’effort tranchant sous l’effet des charges permanentes et des surcharges d’exploitation.

V.3.1 Poutre seule :

$P_{poutre} = 17.76 \text{ KN/ml}$

$R_A = R_B = \frac{l \times P_{poutre}}{2}$

$M(x) = R_A \times x - p_{poutre} \times \frac{x^2}{2}$

$T(x) = R_A - P_{poutre} \times X$

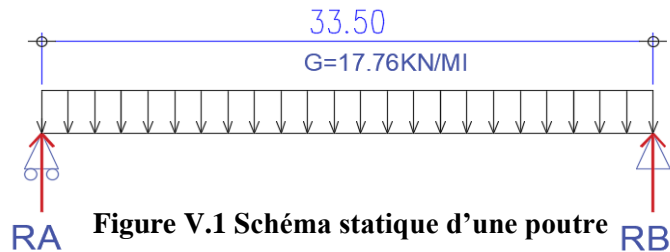


Figure V.1 Schéma statique d'une poutre

Tableau V-6 les sollicitations sous poutre seul

Section	R(x) (KN)	T(x) (KN)	M(x) (KN.m)
0,00L	297.48	297.48	0.00
0,25L	/	148.74	1868.546
0,50L	/	0.00	2491.395

V.3.2 Poutre + Dalle :

$P_{poutre+dalle} = 28.385 \text{ KN/ml}$

$R_A = R_B = \frac{l \times P_{p+d}}{2}$

$M(x) = R_A \times x - p_{p+d} \times \frac{x^2}{2}$

$T(x) = R_A - P_{p+d} \times X$

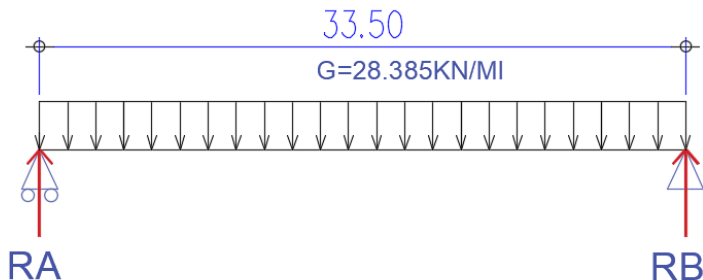


Figure V.2 Schéma statique d'une poutre+dalle

Tableau V-7 Les sollicitations sous poutre+Dalle

Section	R(x) (KN)	T(x) (KN)	M(x) (KN.m)
0,00L	475.449	475.449	0.00
0,25L	/	237.724	2986.412
0,50L	/	0.00	3981.883

V.3.3 Poids propre totale :

Poids propre G = 264,8 KN/ml.

Réaction RA =RB

$$M(x) = RA \times x - \frac{G \cdot x^2}{2}$$

$$T(x) = RA - G x.$$

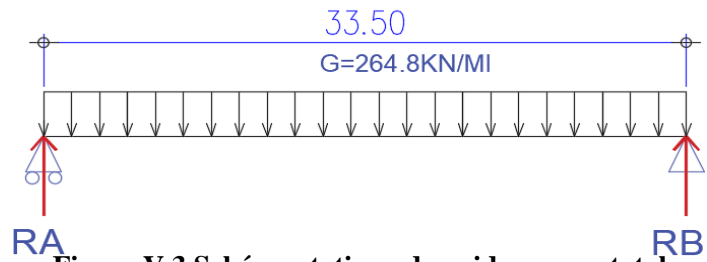


Figure V.3 Schéma statique de poids propre total

Tableau V-8 Les sollicitations sous poids propre

Section	R(x)(KN)	T(x) (KN)	T0 (KN)	M(x) (KN.m)	M0 (KN.m)
0.00L	4435.4	4435.4	554.424	00	00
0.25L	/	2217.7	277.21	27859.856	3482.482
0.50L	/	00	00	37146.475	4643.30

V.3.4 Surcharge A(l) :

1 voie :

Charge Q = 35.15 KN/ml.

2 voie :

Charge Q = 70.29 KN/ml

3 voies :

Charge Q = 94.90 KN/ml

Réaction RA =RB(KN)

$$M(x) = RA \times x - \frac{Q \cdot x^2}{2}$$

$$T(x) = RA - Q x$$

$$RA_1 = \frac{1 \times Q}{2} = \frac{33.5 \times 35.15}{2} = 588.76 ; RA_2 = \frac{1 \times Q}{2} = \frac{33.5 \times 70.29}{2} = 1177.35 ; RA_3 = \frac{1 \times Q}{2} = \frac{33.5 \times 94.90}{2} = 1589.57$$

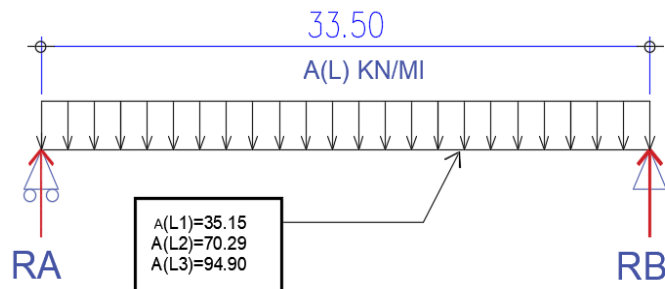


Figure V.4 Schéma statique sous charge A(L)

Tableau V-9 Les sollicitations sous charge A(l)

	A(L) (KN/ml)	T(KN)	T0=T/8(KN)	M (KN.m)	M0=M /8 (KN.m)
1voie	35.15	588.763	73.59	4930.886	616.358
2 voies	70.29	1177.358	147.169	9860.369	1232.54
3 voies	94.90	1589.575	198.69	13312.691	1664.08

V.3.5 Moment max du system de charge BC

Théorème de barrée :

Le moment fléchissant est maximal dans une poutre au passage d'un convoi, se produit au droit d'un essieu. Tel que cet essieu soit symétrique à la résultante des forces engagées sur la poutre par rapport au milieu.

La position de la résultante **R** du convoi :

$$\Sigma (P_i \times d_i) = X_r \times \Sigma P_i = X_r \times R$$

$$120 \times 4.5 + 120 \times 6 + 60 \times 10,5 + 120 \times 15 + 120 \times 16.5 = X_r \times R$$

$$R \cdot x = 5670 \text{ kN.m}$$

$$R = \Sigma P_i = 600 \text{ kN} \Rightarrow x = \mathbf{9,45 \text{ m}}$$

$$2a = x - 6 = 3,45 \text{ m} \Rightarrow \mathbf{a = 1,725 \text{ m}}$$

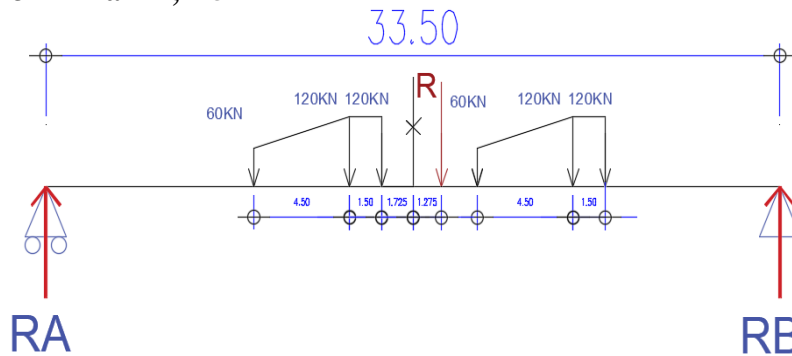


Figure V.5 Schéma statique du système Bc

$$\Sigma M/B=0 \Rightarrow R_A \times 33.5 = 600 \times 15.025 \Rightarrow R_A = 269.1 \text{ kN}$$

$$\Sigma M/O=0 \Rightarrow M = R_A \times 15.025 - 60 \times 6 - 120 \times 1.5$$

$$M = \mathbf{3503.22 \text{ KN}}$$

$$M_{bc1v} = M \times bc \times \delta_{bc} \times 1 = 3503.22 \times 1.20 \times 1,062 \times 1 = 4464.5 \text{ KN.m}$$

$$M_{bc2v} = M \times bc \times \delta_{bc} \times 2 = 3503.22 \times 1.10 \times 1,071 \times 2 = 8254.28 \text{ KN.m}$$

$$M_{bc3v} = M \times bc \times \delta_{bc} \times 3 = 3503.22 \times 0.95 \times 1,077 \times 3 = 10752.95 \text{ KN.m}$$

Tableau V-10 Moment fléchissant sous charge Bc

	M (KN.m)	M0=M/8(KN.m)
1 voie	4464.5	56.39
2 voies	8254. 28	105.49
3 voies	10752.95	136.65

V.3.6 Moment max du Système de charge Bt

Un seul tandem :

$$M(L/2)=160 \times 16.75 - 160 \times (1.35/2)$$

$$M=2572 \text{ KN.m}$$

Deux tandems :

$$M=5144 \text{ KN.m}$$

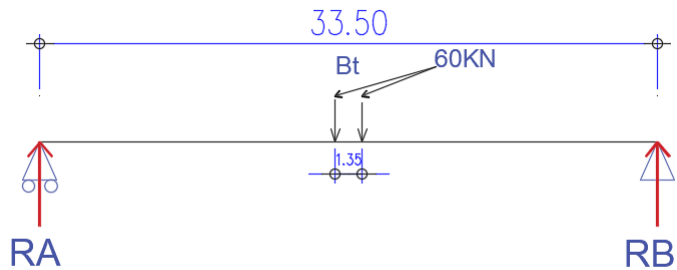


Figure V.6 Moment fléchissant sous charge Bt

Tableau V-11 Moment fléchissent sous charge Bt

	M(KN.m)	b _t	δ	M(KN.m)	M ₀ =M/8 (KN.m)
Un seul tandem	2572	1.2	1,056	3259.23	407.40
Deux tandems	5144	1.2	1,061	6549.34	818.66

V.3.7 Moment max du Convoie MC120

A cause de la symétrie

$$R_B = R_A = 550 \text{ kN}$$

$$\sum M/o=0 \Rightarrow M=R_A \times 16.75 - 180.3 \times \frac{3.05^2}{2}$$

$$\Rightarrow M=8372.455 \text{ KN.m}$$

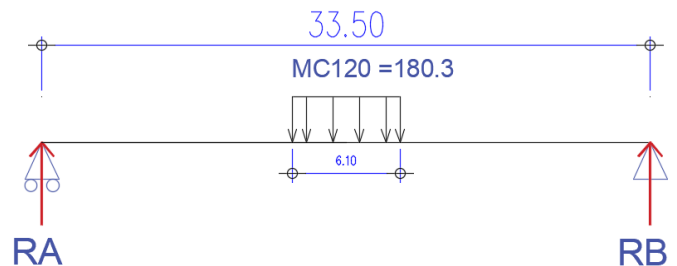


Figure V.7 Moment fléchissant sous charge MC120

Tableau V-12 Moment fléchissant sous charge Mc120

La charge (KN/ml)	M (KN.m)	δ	M (KN.m)	M ₀ =M/8 (KN.m)
180.3	8372.455	1,068	8941.78	1117.72

V.3.8 Convoie exceptionnelle D240

$$R_B = R_A = 1199.979 \text{ kN}$$

$$\sum M/o=0 \Rightarrow M=R_B \times 16.75 - 129.03 \times \frac{9.3^2}{2}$$

$$\Rightarrow M=14519.746 \text{ KN.m}$$

Moment revenant à chaque poutre :

$$M_0 = M / 8 = 14519.746 / 8 = 1814.69.m$$

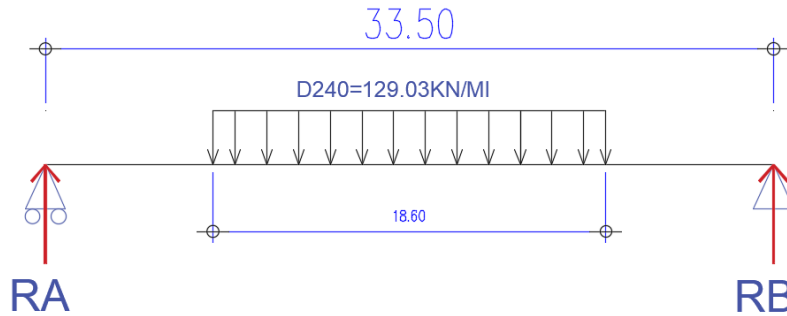


Figure V.8 Moment fléchissant sous charge D240

Tableau V-13 Moment fléchissant sous charge D240

La charge (KN/ml)	M (KN.m)	δ	M (KN.m)	$M_0=M/8$ (KN.m)
129.03	14519.746	1	14519.746	1814.69

Tableau V-14 Moment fléchissant max dus aux charges et surcharges

		Mmax (KN.m)	M0 (KN.m)
Poids propre	G	37146.475	4643.30
A(L)	1 voie	4930.886	616.358
	2 voies	9860.369	1232.54
	3 voies	13312.691	1664.08
Bc	1 voie	4464.5	56.39
	2 voies	8254.28	105.49
	3 voies	10752.95	136.65
Bt	1 tandem	2572	407.40
	2 tandems	5144	818.66
Mc120		8941.78	1117.72
D240		14519.746	1814.69

V.3.9 Effort tranchant max Bc

$$\sum M/A=0 \Rightarrow RB \times 33.5 - 120 \times 33.5 - 120 \times 32 - 60 \times 27.5 - 120 \times 23 - 120 \times 21.5 - 60 \times 17 = 0$$

$$\Rightarrow RB = 473.73 \text{ kN} \Rightarrow T(x=0) = 473.73 \text{ kN}$$

Une voie de Bc: $T_{\max} = 473.73 \times 1,20 \times 1,062 \times 1 = 603.72 \text{ KN}$. D'où :

$$T_0 = T_{\max} / 8 = 603.72 / 8 = 75.46 \text{ KN}$$

Deux voies de Bc: $T_{\max} = 473.73 \times 1,10 \times 1,071 \times 2 = 1115.16 \text{ KN}$. D'où :

$$T_0 = T_{\max} / 8 = 139.39 \text{ KN}$$

Trois voies de Bc: $T_{\max} = 473.73 \times 0,95 \times 1,077 \times 3 = 1454.09 \text{ KN}$. D'où :

$T_0 = T_{max}/8 = 181.76 \text{KN}$.

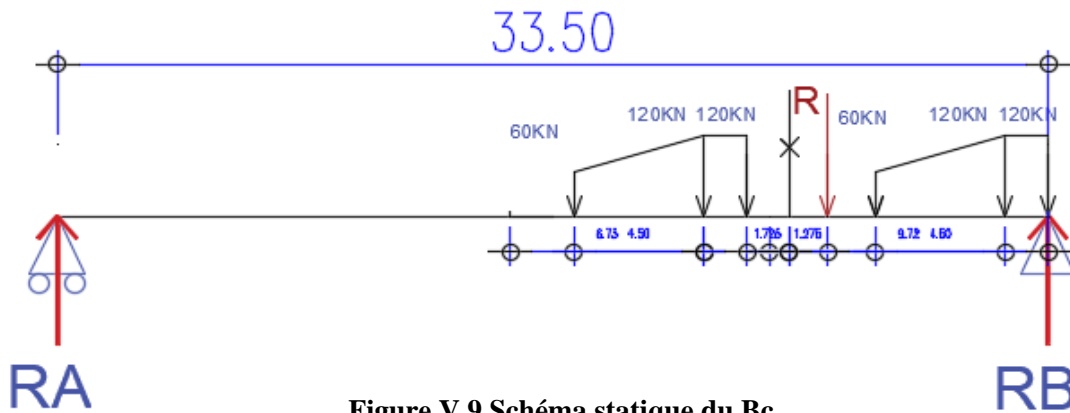


Figure V.9 Schéma statique du Bc

Tableau V-15 Effort tranchant sous charge Bc

	T (KN)	T0=T/8(KN)
1 voie	603.72	75.46
2 voies	1115.16	139.39
3 voies	1454.09	181.76

V.3.10 Effort tranchant max Bt

$\Sigma M/A=0 \Rightarrow RB \times 33.5 - 160 \times 32.15 - 160 \times 33.5 = 0 \Rightarrow RB = 313.55 \text{ kN}$

$\Rightarrow T(x=0) = 313.55 \text{ kN}$

Un tandem : $T_{max} = 313.55 \times 1.2 \times 1.056 = 397.33 \text{ KN}$

D'où $T_{max} / n \text{ poutre} = 49.66 \text{ KN}$

Deux tandems : $T_{max} = 1.2 \times 313.55 \times 2 \times 1.061 = 798.42 \text{ KN}$

$T_0 = T_{max}/8 = 99.80 \text{ KN}$

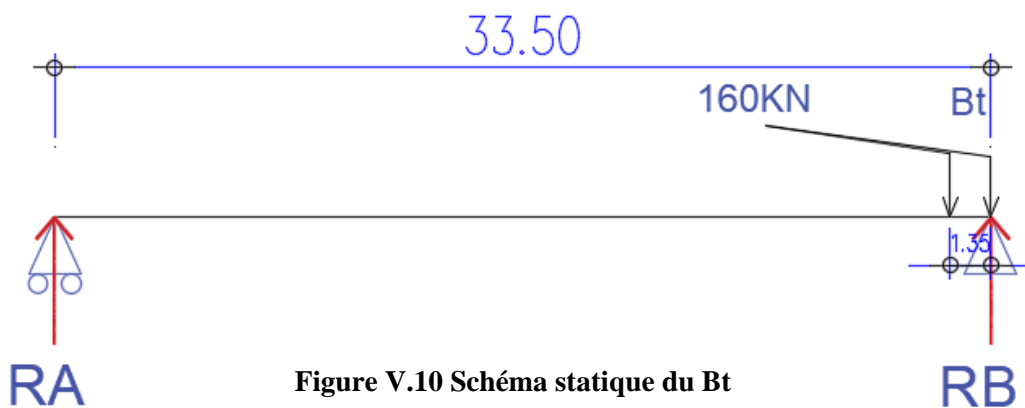


Figure V.10 Schéma statique du Bt

Tableau V-16 Effort tranchant sous charge Bt

	M(KN)	T ₀ =T/8 (KN)
Un seul tandem	397.33	49.66
Deux tandems	798.42	99.80

V.3.11 Effort tranchant max Mc120

$$\Sigma M/A=0 \Rightarrow RB \times 33.5 - 1100 \times (33.5 - 3.05) = 0$$

$$\Rightarrow T(x=0) = 999.845 \text{ kN}$$

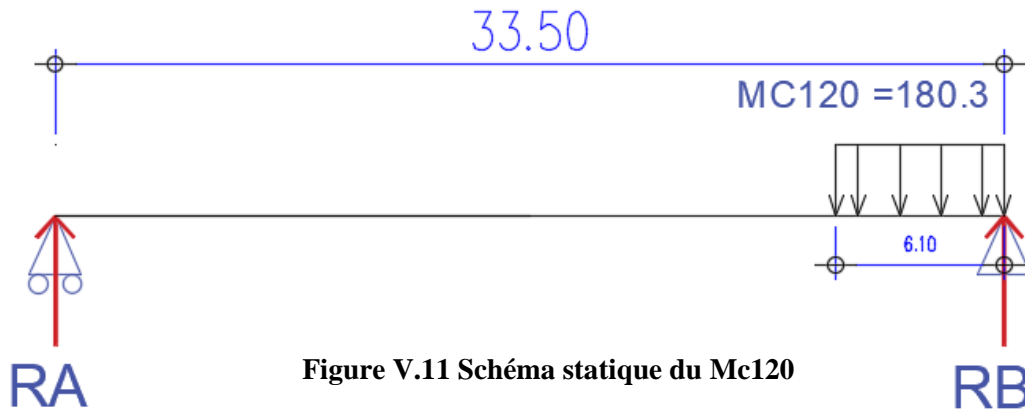


Figure V.11 Schéma statique du Mc120

Tableau V-17 Effort tranchant sous charge Mc120

La charge (KN/ml)	T (KN)	δ	T (KN)	T ₀ =T/8 (KN)
180.3	999.845	1,068	1067.83	133.47

V.3.12 Effort tranchant max D240

$$\Sigma M/A=0 \Rightarrow RB \times 33.5 - 2400 \times (33.5 - 9.3) = 0 \Rightarrow RB = 1733.731 \text{ kN}$$

$$T(x=0) = 1733.731 \text{ kN}$$

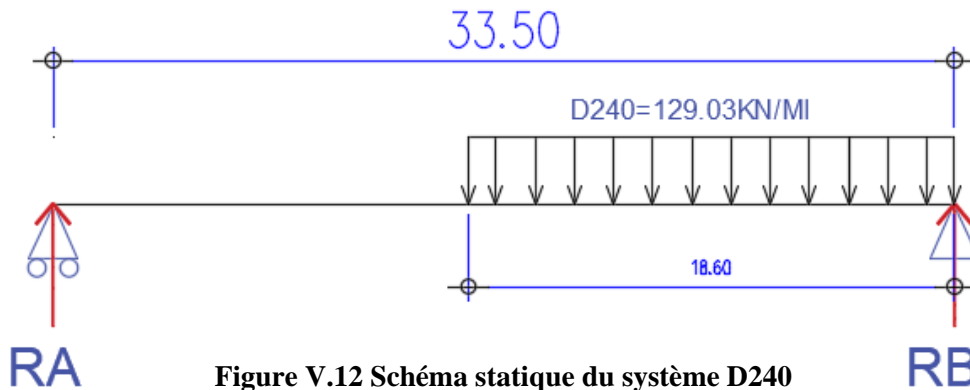


Figure V.12 Schéma statique du système D240

Tableau V-18 Effort tranchant sous charge D240

La charge (KN/ml)	T (KN)	δ	T (KN)	T0=T/8 (KN)
129.03	1733.731	1	1733.731	216.71

Tableau V-19 Effort tranchant max dus aux charges et surcharge

		Tmax (KN)	T0 (t)
Poids propre	G	4435.4	554.424
A(L)	1 voie	588.763	73.59
	2 voies	1177.358	147.169
	3 voies	1589.575	198.69
Bc	1 voie	603.72	75.46
	2 voies	1115.16	139.39
	3 voies	1454.09	181.76
Bt	1 tandem	397.33	49.66
	2 tandems	798.42	99.80
Mc120		999.845	133.47
D240		1733.731	216.71

Remarque

Après avoir évalué les efforts longitudinaux les plus défavorables en différentes sections, nous procédons à la répartition transversale de ces efforts sur les différentes poutres, afin de trouver la poutre la plus sollicitée, pour cela, nous utiliserons l’une des méthodes disponibles selon la rigidité de l’entretoise. Le choix de la méthode consiste à déterminer le paramètre d’entretoisement θ et qui vérifier la condition suivante :

- Si $\theta < 0,3$ La méthode de J.Courbon.
- Si $\theta > 0,3$ La méthode de Guyon-Massonnet.

V.4 Répartition transversale des efforts

Lorsque la rigidité torsionnelle des éléments d'un pont ne peut être négligée, la section transversale du pont est considérée comme étant déformable. C'est alors qu'on utilise la méthode de Guyon-Massonnet, Cette méthode est une méthode de calcul des dalles ou de réseaux de poutres.

Le calcul des sollicitations longitudinales se fait en considérant la structure comme un élément barre ; mais en effet pour un calcul exact des sollicitations de notre tablier il faut savoir comment ces efforts se répartissent transversalement pour avoir bien armée notre construction, et ses éléments.

La méthode préconisée a donc uniquement pour but la détermination du facteur de répartition transversale.

Cette détermination se fait à l'aide de tables détaillées présentées par M. MASSONNET.

V.4.1 Principes fondamentaux de la méthode

La méthode est basée sur deux hypothèses

- Le grillage de poutre réelle est assimilé à une dalle orthotrope présentant les mêmes rigidités moyennes à la flexion et à la torsion dont l'équation aux dérivées partielles est :

$$\rho p \frac{d^4 w}{dx^4} + (\gamma p + \gamma E) \frac{d^4 w}{dx^2 dy^2} + \rho E \frac{d^4 w}{dy^4} = p(x, y)$$

- La répartition transversale des charges sur les différentes poutres est la même que si le tablier est sollicité par des forces qui varient suivant une fonction sinusoïdale dans le

V.4.2 Les étapes de calcul

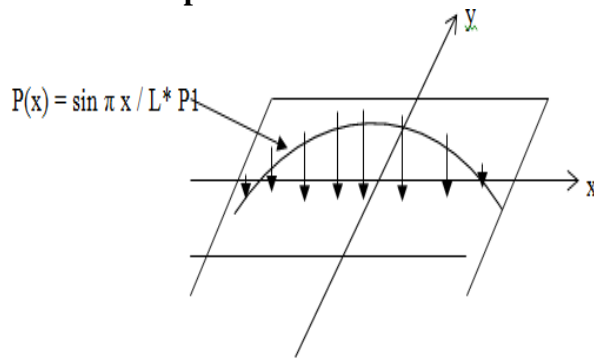


Figure V.13 Répartition transversal des charges

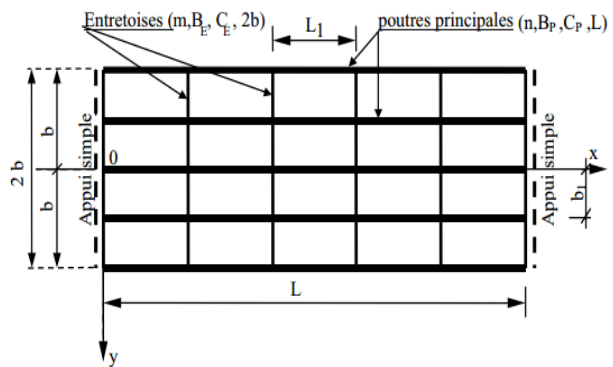


Figure V.14 Maillage de la dalle

V.4.2.1 Détermination des coefficients

V.4.2.1.1 Paramètre d'entretoisement

$$\theta = \frac{b}{l} \cdot \sqrt[4]{\frac{\rho p}{\rho E}} \begin{cases} p : & \text{poutre} \\ e : & \text{entretoise} \end{cases}$$

La dalle fictive qui modélisera le pont et fera l'objet de notre étude, aura une largeur de 2b, Comptant un nombre entier de distances entre axes des poutres. Elle est alors supérieure à la Largeur réelle du pont.

$$2b = nb \begin{cases} b : & \text{demi largeur de l'ouvrage} = 6.80\text{m} \\ b_0 : & \text{entraxe des poutres} 1.70\text{m} \\ n : & \text{nombre de poutre (8 poutres)} \end{cases}$$

Tableau V-20 Le calcul de Paramètre d'entretoisement

Indice	Nom	Formule	Valeur
B₁	Entraxe des poutres	/	1.7m
I₀	Inertie de la section sur appuis avec hourdis	D'après AUTOCAD	0.5633 m ⁴
I_M	Inertie de la section à mi- travée avec hourdis.	D'après AUTOCAD	0.4683m ⁴
I_p	Inertie équivalente	$I_p = I_0 + (I_M - I_0) \frac{8}{3\pi}$	0.2584m ⁴
ρ_p	Rigidité flexionnelle unitaire des poutres	$\rho_p = \frac{B_p}{b_1} = \frac{E I_p}{b_1}$	0.1520 E
L₁	Entraxe des entretoises		33.5
I_D=I_E	Inertie de la dalle	$I_D = (L_1 \times hD^3)/12$	1.30208 x 10 ⁻³ m ⁴
E	Rigidité flexionnelle unitaire des entretoises.	$\rho_E = \rho_D = \frac{E I_D}{L_1}$	1.30208 x 10 ⁻³ E
			θ=0.67

V.4.2.1.2 Paramètre de torsion α

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

Tableau V-21 Calcul Paramètre de torsion" α"

Indice	Nom	Formule	Valeur
G	Module de déformation transversale du béton	$G=E / 2 (1 +\nu)$	0,41666667E
C_p	Rigidité torsionnelle de la poutre	$\frac{G}{3} \sum h_i \cdot b_i^3 + \frac{b'}{12} \cdot d^3$	2.923 x 10 ⁻³ E
γ_p	Rigidité torsionnelle unitaire de la poutre	C _p /b ₁	1.7196 x 10 ⁻³ E
C_d	Rigidité torsionnelle de la dalle	2*G*I_d	1.0848 x 10 ⁻³ E
γ_E	Rigidité torsionnelle unitaire des entretoises	C_d/L₁	0. 1.0848 x 10 ⁻³ E
			α=0,178

E : module de déformation longitudinal du béton (module de Young).

ν : coefficient de poisson égal à 0.2

b' : entraxe des poutres d : épaisseur de la dalle

I_d : inertie de la dalle = $100 \cdot 223 / 12 = 88733.333 \text{ cm}^4$

Calcul de la section simplifiée :

- **Section de la table de compression S_1 à mi- travée :**

$$S_1 = 2450 \text{ cm}^2$$

Largeur de la table : 130 cm $h_1 = S_1 / 130 = 18.84 \text{ cm}$

- **Section du Talon S_2 :**

$$S_2 = 2100$$

Largeur du talon $h_2 = S_2 / 60 = 35 \text{ cm}$

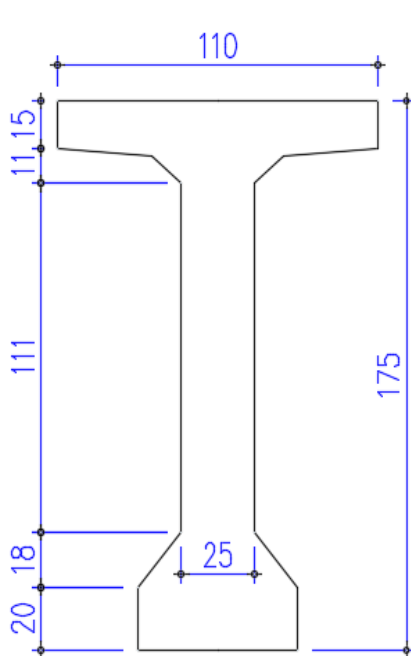


Figure V.15 Poutre réel

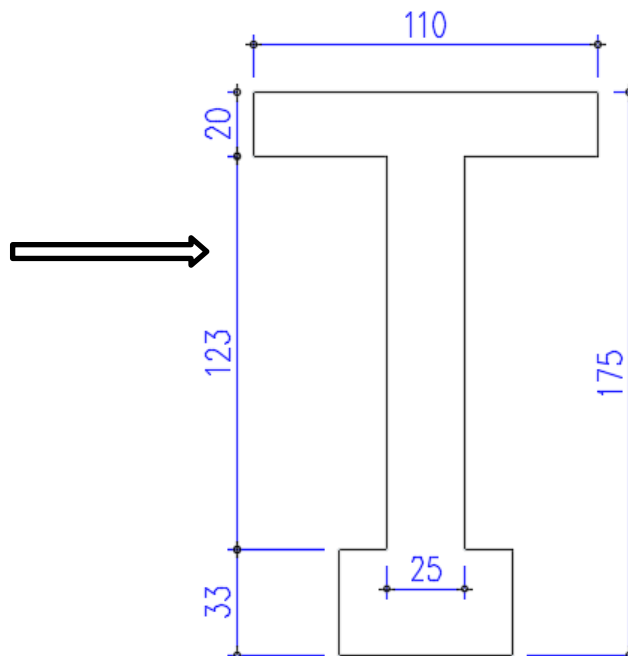


Figure V.16 Poutre équivalente

V.4.2.2 Coefficients de répartition transversale K_α

$$\alpha = f(y, e, \alpha, \theta)$$

Les formules d'interpolation suivantes

- $0 < \theta \leq 0.1$ $k_\alpha = k_0 + (k_1 - k_0) \alpha^{0.05}$
- $0.1 < \theta \leq 1$ $k_\alpha = k_0 + (k_1 - k_0) \alpha^{(1 - \frac{\exp(0.065 - \theta)}{0.665})}$
- $\theta > 1$ $k_\alpha = k_0 + (k_1 - k_0) \sqrt{\alpha}$

Puisque $0.1 < \theta = 0.67 < 1,00$ notre cas est le 2eme

Tableau V-22 Tableau des valeurs de coefficient $K\alpha$

$\theta = 0.67$	K alpha									
	y \ e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0		0,2711	0,6567	1,0395	1,3722	1,5290	1,3722	1,0395	0,6567	0,2711
b/4		-0,1009	0,2612	0,6365	1,0222	1,3722	1,5644	1,4648	1,1115	0,9275
b/2		-0,2946	-0,0135	0,2887	0,6365	1,0395	1,4648	1,8029	1,9266	1,9642
3b/4		-0,3989	-0,2190	-0,0135	0,2612	0,6567	1,2126	1,9266	2,7090	3,4196
b		-0,4739	-0,3989	-0,2946	-0,1009	0,2711	0,9275	1,9642	3,4196	5,1946

V.4.2.3 Calcul du coefficient $K\alpha$ pour chaque poutre

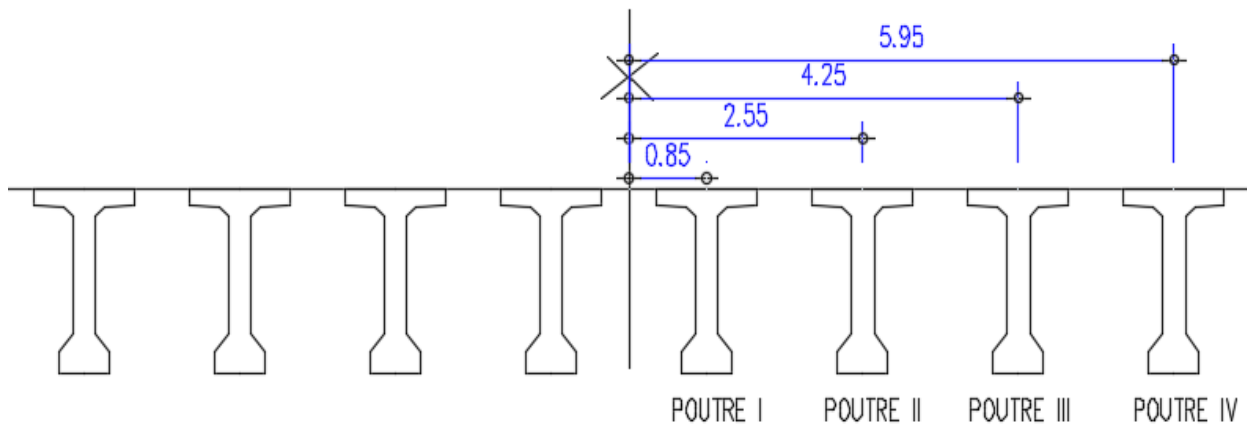


Figure V.17 Disposition transversale des poutres

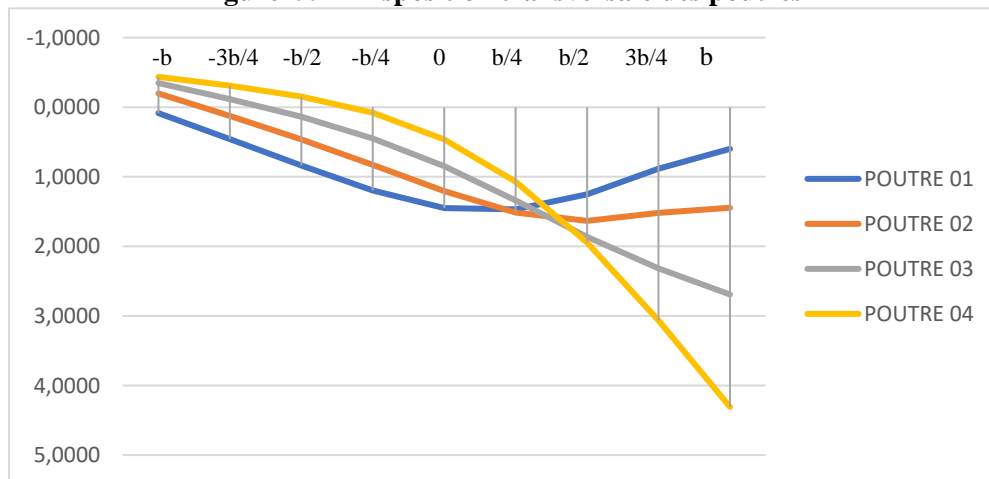


Figure V.18 Les lignes d'influence de chaque poutre

Tableau V-23 Tableau des valeurs de coefficient Ka pour chaque poutre

$\theta = 0.67$		K alpha							
y \ e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
P1	0,0851	0,4589	0,8380	1,1972	1,4506	1,4683	1,2522	0,8841	0,5993
P2	-0,1978	0,1239	0,4626	0,8294	1,2059	1,5146	1,6339	1,5190	1,4458
P3	-0,3467	-0,1162	0,1376	0,4489	0,8481	1,3387	1,8648	2,3178	2,6919
P4	-0,4364	-0,3089	-0,1540	0,0801	0,4639	1,0700	1,9454	3,0643	4,3071

V.4.2.4 Détermination de K_{αmoy} pour chaque type de chargement

Après avoir déterminé les lignes d'influences, on dispose convenablement nos surcharges suivant le règlement « fascicule 61 »

Dans le cas des charges concentrées ; la valeur sera directement lue sur le graphe, pour le système Bc par exemple ; on prendra la moyenne des valeurs trouvées pour chaque charge.

$$K_{\alpha moy} = \sum_{i=1}^n \frac{K_i}{n}$$

- **K** : ordonnée K au droit de la surcharge
- **N** : nombre d'axe de la surcharge

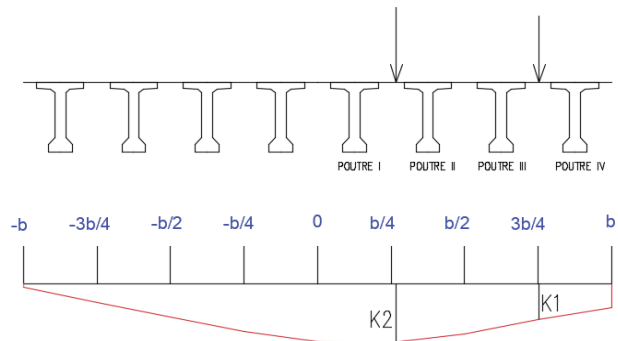


Figure V.19 calcul de K moy cas d'une charge concentrée

- Pour une charge uniformément répartie
AL, Mc120, D240.

$$K_{\alpha moy} = \frac{\text{surface de la ligne d'influence surchargée}}{\text{largeur surchargée}}$$

NB : les surfaces et les distance sont calculé en utilisant le logiciel AUTOCAD

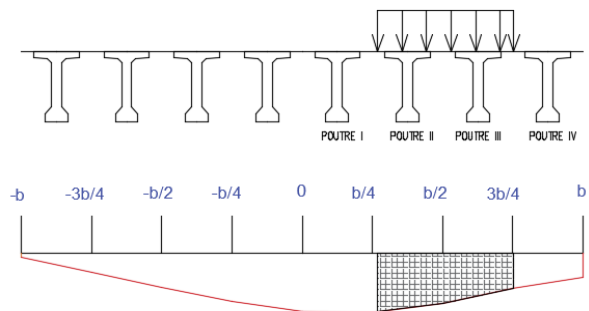


Figure V.20 calcul de K moy cas d'une charge répartie

Les résultats relatifs de différentes poutres sont détaillés dans les tableaux qui suivent :

Tableau V-24 Valeurs de K_{amoy} pour les charges.

Convois		Poutre 01	Poutre 02	Poutre 03	Poutre 04
A(L)	1voie	1.0978	1.5659	2.0259	2.4060
	2 voies	1.2548	1.4168	1.5025	1.5339
	3 voies	1.1242	1.1096	1.0612	0.9797
Bc	1voie	1.05	1.445	2.12	2.61
	2 voies	1.22	1.4725	1.7575	1.94
	3 voies	1.2566	1.3350	1.41	1.41
Bt	1voie	1.05	1.445	2.12	2.61
	2 voies	1.2325	1.4300	1.6875	1.8100
Mc120		1.2	1.515	1.28	1.9812
D240		1.5424	1.5619	1.3984	1.1416

Tableau V-25 Tableau des moments réel max

		M_0	Poutre 01		Poutre 02		Poutre 03		Poutre 04	
			K_{amoy}	M réel	K_{amoy}	M réel	K_{amoy}	M réel	K_{amoy}	M réel
Poids propre G		4643.30	1	4643.3	1	4643.3	1	4643.3	1	4643.3
A(L)	1voie	616.358	1.0978	676.63	1.5659	965.15	2.0259	1248.67	2.4060	1482.95
	2 voies	1232.54	1.2548	1546.59	1.4168	1746.26	1.5025	<u>1851.89</u>	1.5339	<u>1890.59</u>
	3 voies	1664.08	1.1242	<u>1870.75</u>	1.1096	<u>1846.46</u>	1.0612	1765.92	0.9797	163.29
Bc	1voie	56.39	1.05	59.20	1.445	81.48	2.12	119.54	2.61	147.17
	2 voies	105.49	1.22	120.69	1.4725	155.33	1.7575	158.40	1.94	<u>204.65</u>
	3 voies	136.65	1.2566	<u>171.71</u>	1.3350	<u>182.42</u>	1.41	<u>192.68</u>	1.41	192.67
Bt	1voie	407.40	1.05	427.77	1.445	588.69	2.12	863.68	2.61	1063.31
	2 voies	818.66	1.2325	1008.1	1.4300	1170.68	1.6875	1381.49	1.8100	1481.77
Mc120		1117.72	1.2	1341.26	1.515	1693.34	1.28	1430.69	1.9812	2214.41
D240		1814.69	1.5424	2798.97	1.5619	2834.36	1.3984	2537.67	1.1416	2071.65

Combinaisons des charges : les combinaisons de charge sont retirées du Règlement des Charge pour le calcul des Pont Routier (RCPR2008) (art 6.2.2)

Tableau V-26 Combinaison de charge pour moment max

	COMBINAISON	Poutre 01	Poutre 02	Poutre 03	Poutre 04
ELS	G+1,2 Bc	4849,352	4862,204	4874,516	4888,88
	G+1,2A(l)	6888,2	6859,052	6865,568	6912,008
	G+1,2 Bt	5853,02	6048,116	6301,088	6421,424
	G+Mc120	5984,56	6336,64	6073,99	6857,71
	G+D240	7442,27	7477,66	7180,97	6714,95
ELU	1.35 G+1,6 A(l)	9261,655	9222,791	9231,479	9293,399
	1.35 G+1,6 Bc	6543,191	6560,327	6576,743	6595,895
	1.35 G+1,6 Bt	7881,415	8141,543	8478,839	8639,287
	1.35 G+1.35 Mc120	8079,156	8554,464	8199,8865	9257,9085
	1.35 G+1.35 D240	10047,0645	10094,841	9694,3095	9065,1825

V.4.2.5 Conclusion :

La poutre la plus sollicité c'est la poutre 02 sous la combinaison :

À ELS G+D240=**7477.66 KN.m**

À ELU 1,35(G+D240) = **10094.841 KN.m**

V.4.3 Vérification Automatique :

Après le calcul manuel des sollicitations et la répartition transversale sur toute la largeur de tablier avec la méthode de GUYON MASSONNET, on va pour vérifier les valeurs à l'aide d'un logiciel de calcul Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2019, Le calcul des sollicitations avec ROBOT est basé sur une méthode purement numérique (la méthode des éléments finis) sur laquelle on discrétise le corps a des petits éléments ont des dimensions bien définis.

Les résultats obtenus sont les suivant (représenter dans les figures suivants) :

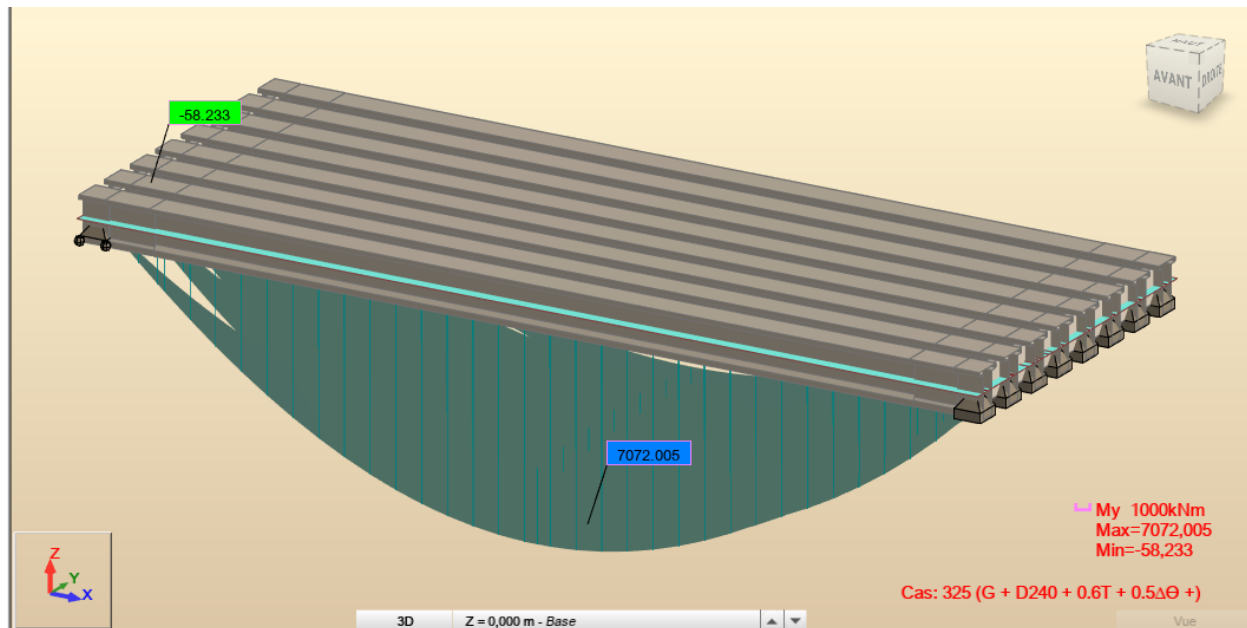


Figure V.21 Moment max sous la combinaison la plus défavorable à l'ELS

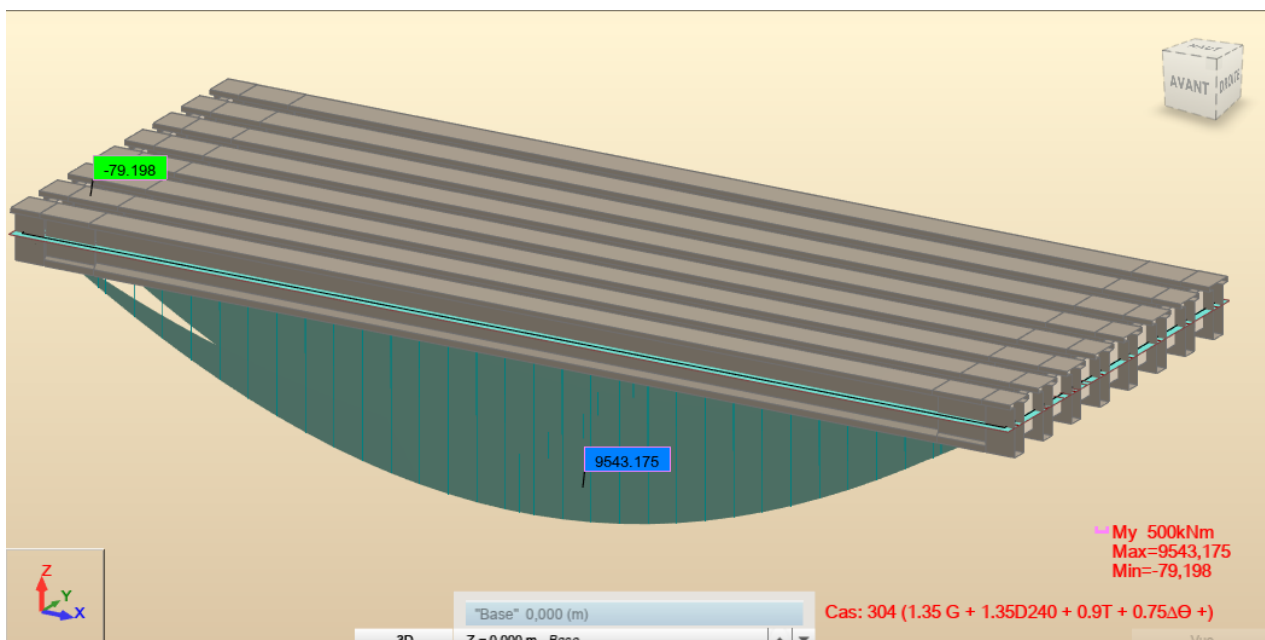


Figure V.22 Moment max sous la combinaison la plus défavorable à l'ELU

La poutre la plus sollicitée c'est la poutre 03 sous la combinaison :

À ELS $G+D240=7072.005 \text{ KN.m}$

À ELU $1,35(G+D240) = 9543.175 \text{ KN.m}$

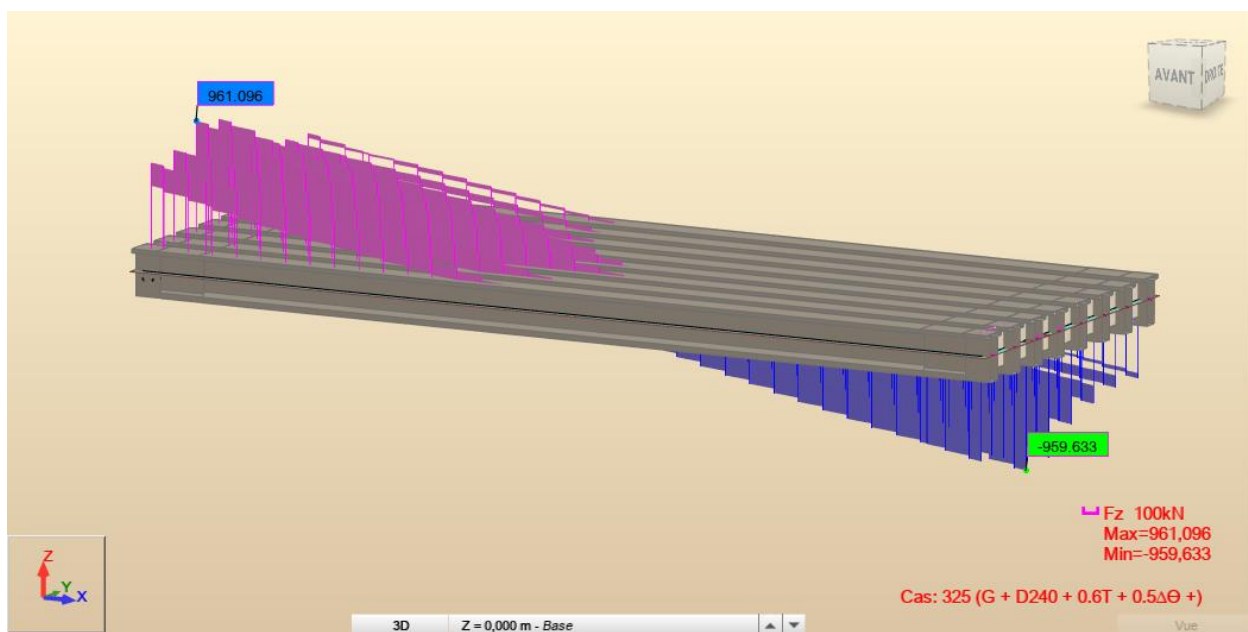


Figure V.23 Effort tranchant max sous la combinaison la plus défavorable à l'ELS

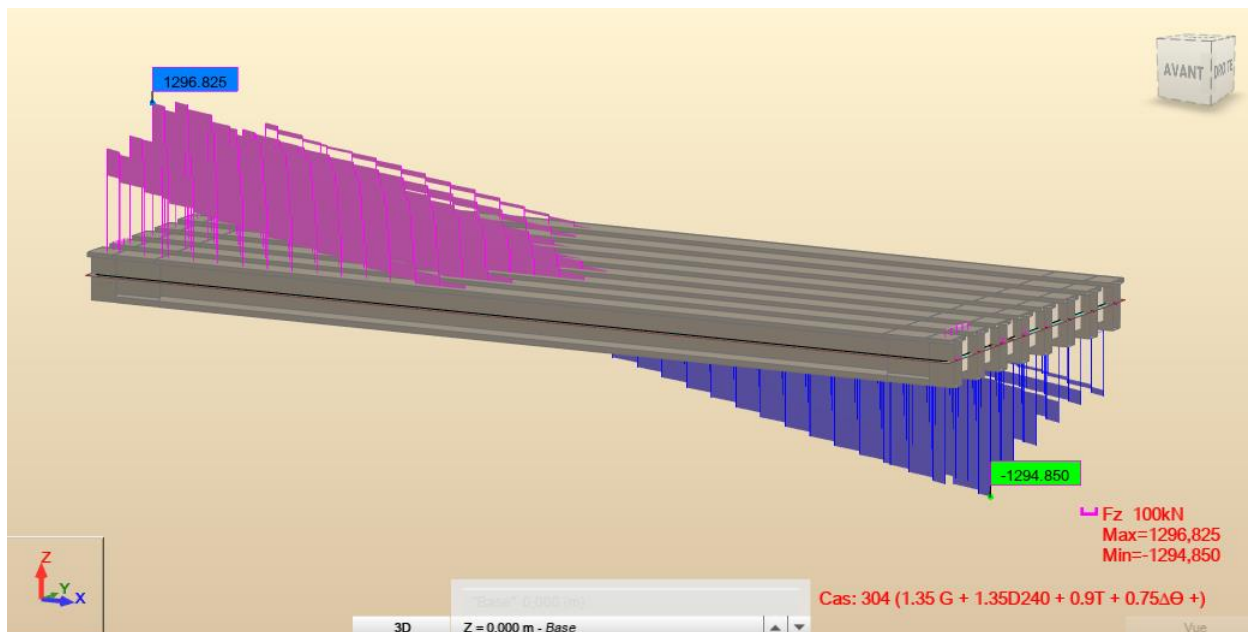


Figure V.24 Effort tranchant max sous la combinaison la plus défavorable à l'ELU

La poutre la plus sollicitée c'est la poutre 03 sous la combinaison :

À ELS $G+D240=961.096 \text{ KN}$

À ELU $1,35(G+D240) = 1296.825 \text{ KN}$

Les résultats des diagrammes des sollicitations pour les autres combinaisons sont mentionnés dans l'**annexe**

Tableau V-27 tableaux récapitulatif et comparatif des moments maximaux

		Calcul manuel		Vérification automatique	
		Valeur	Sous combinaison	Valeur	Sous combinaison
ELS 5.73%	Moment fléchissant max (KN.m)	7477.60	G+D240	7072.005	G+D240
ELU 5.78%	Moment fléchissant max (KN.m)	10094.841	1.35 G+1.35 D240	9542.876	1.35G+1.35D240

Remarque :

L'erreur trouvée étant dans la marge admise à savoir <10% ;

Les prochains calculs seront faits par les résultats obtenus numériquement

V.5 Conclusion

Après avoir déterminé les éléments de réduction (moment fléchissant), on a bien remarqué que les résultats des deux méthodes de calculs sont proches avec un petit écart, et cela dû principalement aux différences dans les hypothèses de calcul



CHAPITRE VI

CARACTERISTIQUES DES ELEMENTS DU TABLIER



VI.1 INTRODUCTION

La géométrie des poutres est relativement élaborée, ce qui permet d'obtenir de bonnes propriétés mécaniques. La poutre comprend une table de compression qui constitue les fibres supérieures et un talon large qui constitue les fibres inférieures. Ces deux éléments sont reliés par une âme de faible épaisseur variable.

VI.2 CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DU TABLIER

Notre tablier est constitué de 8 poutres de 34.5m surmonté par une dalle de 25cm, d'où une coupe transversale a été mentionné précédemment

La Largeur totale du tablier $L_a=13.25$ m.

Nombre de poutre $n = 8$ poutres.

Espacement des poutres $\lambda=1.7$ m.

Epaisseur de l'hourdis $e_h=0.25$ m.

Revêtement $e_{rev} = 0,08$ m.

Dévers $d = 2,50\%$.

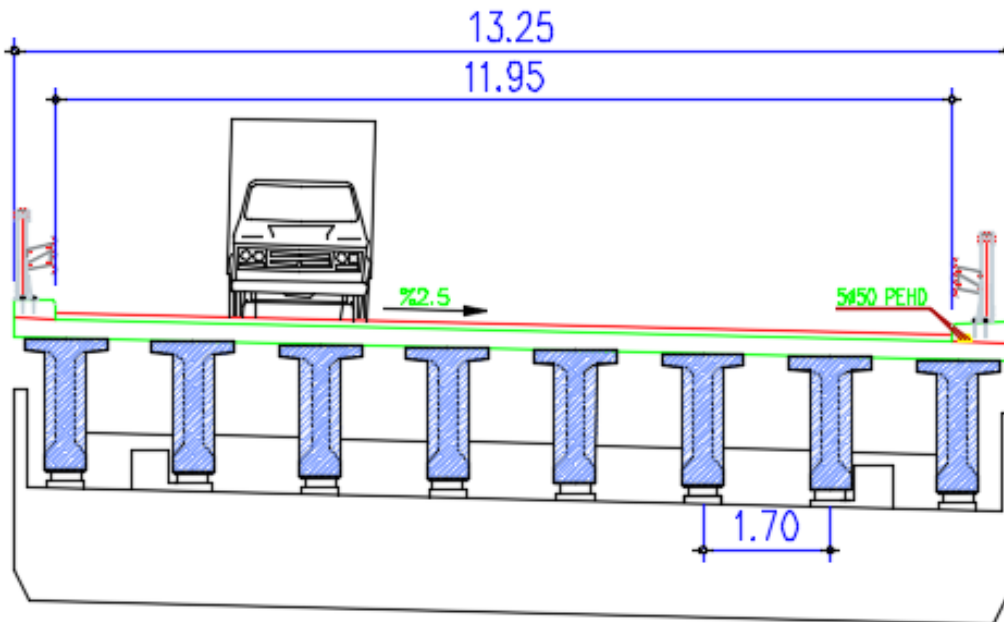


Figure VI.1 Coupe transversale du tablier

VI.3 CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DE LA POUTRE

Chaque poutre est composée de trois section transversaux, les caractéristiques géométriques de ces derniers sont présentes dans les tableaux suivants :

Tableau VI-1 Formule de détermination des caractéristiques géométriques de la poutre

Formule	Définition
$B_{brute} = x.y$	Section brute de l'élément
$I_{\Delta} = bh^3/36$ $I_{\Delta} = bh^3/12$	Le moment d'inertie par rapport à l'axe passant par le centre de gravité : <ul style="list-style-type: none"> • Pour une section triangulaire • Pour une section rectangulaire
$V' = CG$ $V = H - V'$	Distance de la fibre supérieur et inférieur par rapport de CG
$I_G = I_{\Delta} - B.V'^2$	Le moment d'inertie de la section par rapport à l'axe passant par CG
$B_{nette} = 0.95 \times B_{brute}$	Section nette de la poutre
$P = I_G / V'.V. B_{brute}$	Rendement géométrique de la section

VI.3.1 Section d'about

Tableau VI-2 caractéristique géométrique de la section d'about

Section sans hourdis	
H(m)	1.75
B _{brute} (m ²)	1,06
V'(m)	0,94
V(m)	0,81
I _G (m ⁴)	0,30
ρ(%)	0.37

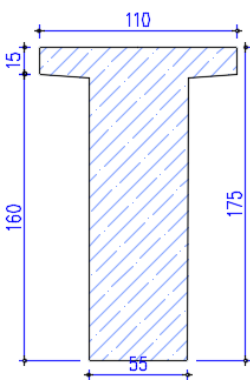
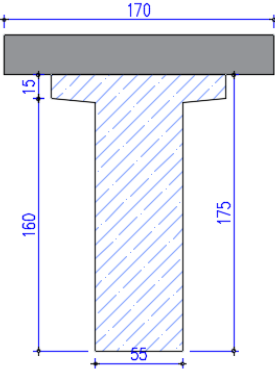


Tableau VI-3 caractéristique géométrique de la section d'about avec hourdis

Section avec hourdis	
H(m)	2.00
B _{brute} (m ²)	1,48
V'(m)	1,21
V(m)	0,79
I _G (m ⁴)	0,56
ρ(%)	0.40



VI.3.2 Section intermédiaire

Tableau VI-4 caractéristique géométrique de la section intermédiaire

Section sans hourdis	
H(m)	1.75
B_{brute}(m²)	0.820
V'(m)	0,9507
V(m)	0,80
I_G(m⁴)	0,2631
ρ(%)	0.42

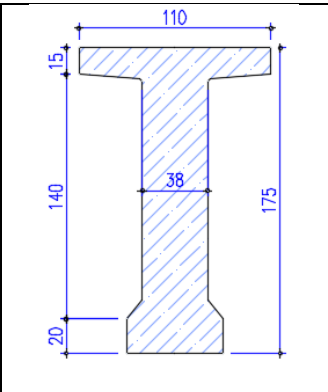
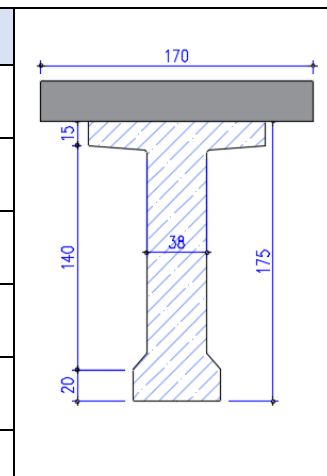


Tableau VI-5 caractéristique géométrique de la section intermédiaire avec hourdis

Section avec hourdis	
H(m)	2.00
B_{brute}(m²)	1.2451
V'(m)	1.2662
V(m)	0,48
I_G(m⁴)	0.5045
ρ(%)	0.44



VI.3.3 Section Médiane

Tableau VI-6 caractéristique géométrique de la section médiane

Section sans hourdis	
H(m)	1.75
B_{brute}(m²)	0,674
V'(m)	0,957
V(m)	0,79
I_G(m⁴)	0,246
ρ(%)	0.48

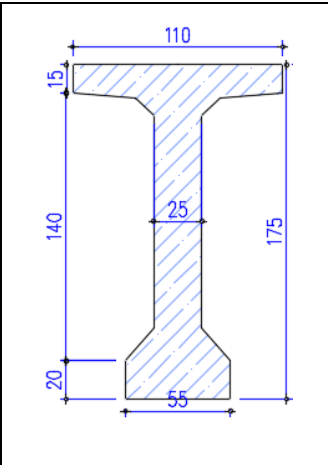
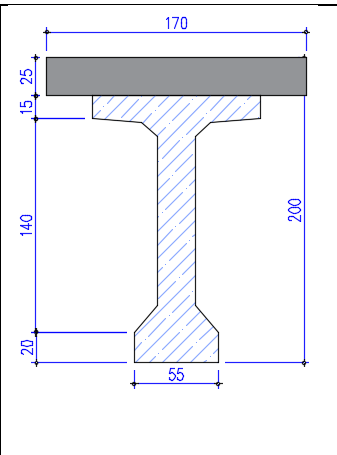


Tableau VI-7 caractéristique géométrique de la section médiane avec hourdis

Section avec hourdis	
H(m)	2.00
B_{brute}(m²)	1,31
V'(m)	0,69
V(m)	0,47
I_G(m⁴)	1,31
ρ(%)	0.47



The diagram shows a T-section with the following dimensions: top flange width is 170, flange thickness is 25, web height is 140, web width is 20, bottom flange width is 55, and total height is 200.

VI.4 CONCLUSION

Les données présentées dans ce chapitre permettront d'étudier la superstructure et l'infrastructure du projet



CHAPITRE VII

ETUDE DE LA PRECONTRAINTE



VII.1 INTRODUCTION

La précontrainte a pour but de soumettre le béton à un effort permanent de compression pour compenser les efforts de traction qui seront appliqués à l'ouvrage. Ainsi, cette technique permet de réaliser des ouvrages soumis à des contraintes importantes (ponts) ou des éléments structuraux de faible épaisseur, mais de grandes portées (poutres, dalles). La précontrainte est appliquée au béton grâce à des câbles de précontrainte en acier. Ces câbles sont tendus par des vérins de précontrainte. Lorsque l'on tend les câbles, ils vont par réaction appliquer un effort de compression au béton. Dans ce chapitre, nous abordons les différentes étapes des études de précontrainte des ponts à poutres post-tension.

VII.2 PRECONTRAINTÉ PAR POST-TENSION :

Ce procédé consiste à tendre les câbles de précontrainte, après coulage et durcissement du béton, en prenant appui sur la pièce à comprimer. Cette technique est utilisée pour les ouvrages importants est, généralement, mise en œuvre sur chantier, et la préfabrication de ce dernier passe par plusieurs phases :

- Mise en place du coffrage.
- Mise en place des armatures passives : aciers longitudinaux, cadre.....
- Mise en place des gaines plus l'étanchéité des gaines.
- Mis en place des plaques d'appui.
- Coulage du béton.
- Durcissement du béton pour atteindre la résistance minimum spécifiée par le bureau d'étude pour autoriser la mise en tension.
- Pendant le durcissement du béton enfilage des câbles.
- Mis en place des plaques d'ancrage et des clavettes de blocage des torons dans le vérin d'ancrage et dans la plaque d'ancrage.
- Mise en tension d'une seule coté pour les câbles courts ou des deux côtés pour les câbles longs.

VII.3 DIMENSIONNEMENT DE LA PRECONTRAINTÉ

VII.3.1 Donnés de calcul :

Les caractéristiques géométriques prises en compte sont celles de **la poutre avec et sans hourdis** à la section **about et médiane** qui sont définies dans le tableau suivant :

Tableau VII-1 Caractéristiques des sections

	About		Médiane	
	Poutre seule	Poutre+ dalle.	Poutre seule	Poutre+ dalle.
B_{brute}(m²)	1,06	1,25	0,674	1,10
V'(m)	0,94	1,27	0,957	1,31
V(m)	0,81	0,73	0,79	0,69
I_G(m⁴)	0,30	0,50	0,246	0,47
ρ(%)	0,37	0,44	0,48	0,47

Les câbles utilisés sont des câbles **12T15** standards ayant les caractéristiques dans le tableau suivant :

Tableau VII-2 Caractéristiques des câbles 12T15

Cable	T15	Ap	0,00168 m ²	D gaine	0,08m	μ₀	0,43
Nombre du toron	12	fprg	1770Mpa	f	0,18rd ⁻¹	ρ_{1000h}	2,5
Ap 1 toron	140mm ²	F_{p0}	196,2KN	φ	0,002m ⁻¹	E_p	190000 Mpa
Ap 1 toron	0,00014m ²	fpeg	1593Mpa	g	6mm	fe	500 Mpa

Les données de l'ouvrage et les caractéristiques du béton sont définies dans les tableaux suivants.

Tableau VII-3 Données de calcul

Données de l'ouvrage		Caractéristiques du béton	
H (P)	1,75 m	F_{csup}	35 Mpa
H(P+D)	2 m	F_{cinf}	27 Mpa
L_{poutre}	34,5 m	F_{t28}	2,7 Mpa
L_{porté}	33,5 m	σ_{bc}	21Mpa
N poutres	8 m	σ_{bt}	-4,05 Mpa
E_{dalle}	0,25 m	Résultats Logiciel	
Ec	0,03 m	M_{gp}	2,4 MN.m
λ	1,7 m	M_{max}	7,072 MN.m
LT_{.cm}	1,1 m	M_{min}	4,599 MN.m
b_{About}	0,55 m	V_M	0,961 MN
		V_m	0,465 MN

VII.4 DIMENSIONNEMENT DE LA PRECONTRAINTE :

VII.4.1 Valeur minimale de la précontrainte en service

L'objectif du dimensionnement de la précontrainte est de déterminer la force effective P (après soustraction des pertes de tension) qui doit régner dans la section étudiée afin que les contraintes limites soient admissibles.

Cette force est donnée par la relation suivante : $P_{MIN} = \text{Sup} (P_I ; P_{II})$

$$P_I = \frac{\Delta M \times B \times V \times V'}{I \times (V + V')}, \text{ Section sous critique.}$$

$$P_{II} = \frac{M_{Max}}{\frac{I}{B \times V'} + V' - d'}, \text{ Section sur critique.}$$

Sachant que :

B : l'aire de la section.

V et **v'** : les distances de son centre de gravité aux fibres extrêmes.

I : le moment d'inertie de la section par rapport à G_z .

ρ : le rendement géométrique de la section.

d': distance entre le centre de gravité des câbles et de la fibre inférieure, **d' = 0.1 × h**

$\overline{\sigma_{bt1}}$ et $\overline{\sigma_{bt2}}$ Les contraintes limites de traction.

Voici ci-dessous les résultats obtenus après calcul.

Tableau VII-4 Evaluation de P_{MIN}

Evaluation de P_{MIN}			
$\overline{\sigma_{bt1}}$	-2,70 Mpa	P_I	2,62 MN
$\overline{\sigma_{bt2}}$	-4,05 Mpa	P_{II}	4,92 MN
d'	0.20 m	P_{Min}	4,92 MN

VII.4.2 Détermination du nombre de câble

Le nombre de câble est donné par la relation suivante : $n \geq \frac{P_{Min}}{P_0}$

P_0 : effort de précontrainte limite qu'un câble de **12T15** peut créer, ΔP est estimé à 25 % de pertes, $P_0 = \min \{ (0.8 \times f_{prg} \times A_p) ; (0.9 \times f_{peg} \times A_p) \}$.

Le résultat est représenté dans le tableau suivant :

Tableau VII-5 Détermination du nombre de câble.

$\Delta P =$	25 %	Donc on opte pour 3 câbles de 12T15 , classe 1 770
$P_0 =$	2,35 MN	
$n \geq$	2,79 Câbles	

VII.4.3 Pré-vérification des contraintes

La vérification des contraintes se fait en quatre phases, la première phase se fait après 7 jours (mise en tension à 50 %), la deuxième phase se fait à 28 jours (mise en tension à 100%), la troisième phase se fait après coulage de la dalle et enfin la dernière phase se fait en service

Dans ce qui suivra, les vérifications se feront seulement pour les phases déterminantes qui sont la deuxième et la quatrième phase.

Les vérifications se font à mi-travée et les conditions à vérifier sont comme suit :

- Au niveau de fibre inférieure : $\overline{\sigma}_{bt2} \leq \sigma_{inf} \leq \sigma_{bc}$
- Au niveau de fibre supérieure : $\overline{\sigma}_{bt1} \leq \sigma_{sup} \leq \sigma_{bc}$

Avec :

$$\sigma_{inf} = \frac{P}{B} + (P \times e_0 - M) \times \frac{v'}{I} \text{ et } \sigma_{sup} = \frac{P}{B} - (P \times e_0 - M) \times \frac{v'}{I}, \text{ avec : } e_0 = v' - d$$

Tableau VII-6 Caractéristiques et résultats de chaque vérification des contraintes.

Première phase : Après 7 jours			Deuxième phase : Après 28 jours		
Mise en tension des câbles à 50 %. Les pertes sont estimées à 5 %.			Mise en tension des câbles à 100 %. Les pertes sont estimées à 10 %.		
f_{c7}	23,18	MPa	f_{c28}	35,00	MPa
f_{t7}	1,99	MPa	f_{t28}	2,70	MPa
$\overline{\sigma}_{bt2}$	-1,39	MPa	$\overline{\sigma}_{bt2}$	-1,89	MPa
$\overline{\sigma}_{bt1}$	-2,99	MPa	$\overline{\sigma}_{bt1}$	-4,05	MPa
$\overline{\sigma}_{bc}$	13,91	MPa	$\overline{\sigma}_{bc}$	21,00	MPa
ΔP	5	%	ΔP	10	%
n câble	3		n câble	3	
Troisième phase : Après coulage de la dalle			Quatrième phase : En service		
Mise en tension des câbles à 100 %. Les pertes sont estimées à 15 %.			Mise en tension des câbles à 100 %. Les pertes sont estimées à 25 %.		
f_{c28}	35,00	MPa	f_{c28}	35,00	MPa
f_{t28}	2,70	MPa	f_{t28}	2,70	MPa
$\overline{\sigma}_{bt2}$	-1,89	MPa	$\overline{\sigma}_{bt2}$	-2,70	MPa
$\overline{\sigma}_{bt1}$	-4,05	MPa	$\overline{\sigma}_{bt1}$	-4,05	MPa
$\overline{\sigma}_{bc}$	21,00	MPa	$\overline{\sigma}_{bc}$	21,00	MPa
ΔP	15	%	ΔP	25	%
n câble	3		n câble	3	

D'où on obtiendra les résultats suivants :

Tableau VII-7 Estimation des contraintes et interprétation des résultats

Phase	e ₀ (m)	M (MN.m)	P (MN)	σ _{sup} (MPa)	σ _{inf} (MPa)	Observation
Phase 1	0,757	2,400	3,354	4,529	5,518	Condition vérifiée
Phase 2	0,757	2,400	6,356	1,669	18,795	Condition vérifiée
Phase 3	1,112	3,804	6,003	1,244	13,500	Condition vérifiée
Phase 4	1,112	7,072	5,297	6,558	1,504	Condition vérifiée

Remarque :

Les trois câbles seront placés à l'about de poutre car les conditions sont vérifiées à cet endroit les données prises pour le calcul sont celles de la poutre seule à mi-travée).

$$\begin{cases} \sigma_{sup} \geq \overline{\sigma_{bt1}} \rightarrow n \leq 5.25 \\ \sigma_{inf} \leq \overline{\sigma_{bc}} \rightarrow n \leq 3.03 \end{cases}$$

VII.5 TRACE DES CABLES DE PRECONTRAINTES

Le trace des câbles de précontrainte inclut la déviation du plan vertical et horizontal. Qui il a une forme géométrique qui suit le diagramme du moment fléchissant afin de contre balancer l'effet des charges appliquées, par conséquent elle suit une forme parabolique. Un alignement droit sur une distance d'un mètre à partir de l'ancrage précède la parabole.

La disposition des câbles à la section d'about et à la section intermédiaire suivra respectivement les conditions imposées par l'emplacement de la plaque d'ancrage (précontrainte Freyssinet) ainsi que les dispositions constructives des câbles suivant le BPEL,

Pour le calcul du rayon de courbure on pourra admettre que la pente du câble est négligeable, de sorte que pour une parabole de 2ème degré : $\frac{1}{R} \cong 8 \times \frac{f}{l^2}$

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

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

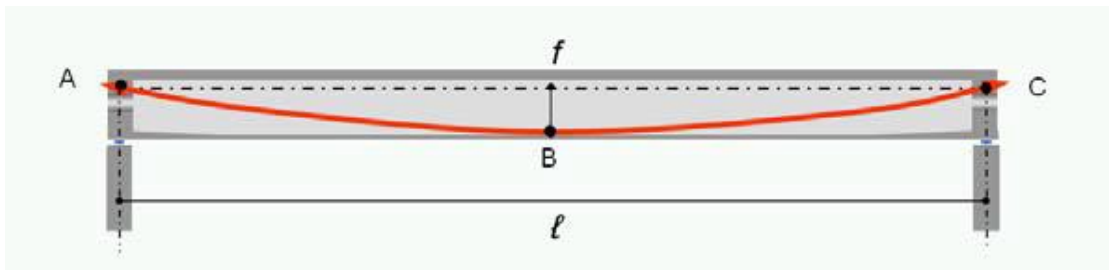


Figure VII.1 Géométrie des câbles

L'angle de déviation sur une longueur ℓ peut être calculé par l'équation : $\beta(\ell) = 4 \times \frac{f}{\ell}$

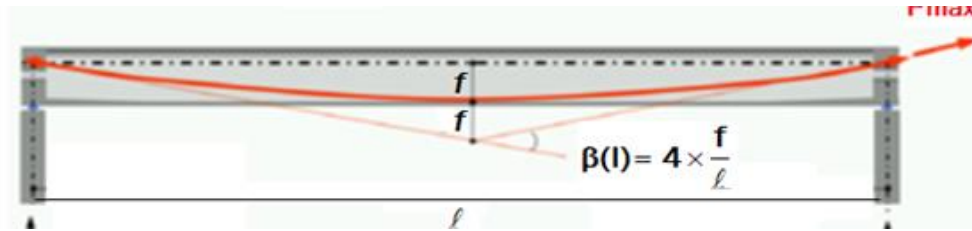


Figure VII.2 illustration du l'angle de déviation

Où f et ℓ sont les distances définies plus haut

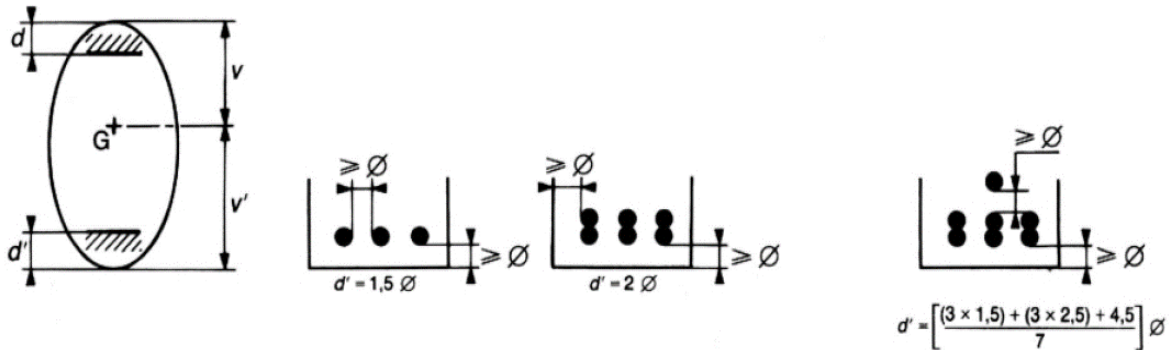
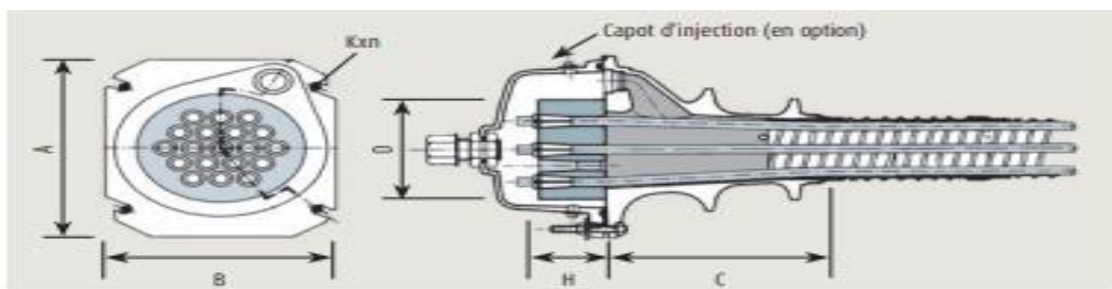


Figure VII.3 Dispositions constructives des câbles de précontrainte

- Pour la suite de calcul on doit fixer la position des câbles au $x = 1/2$, toute en suivant la 3ème disposition des câbles.
- Pour $x=0.15$ (espace de 0.15 m pour le cachetage), on respecte les conditions imposées par l'emplacement plaques d'ancrage

On opte pour des plaques d'ancrages $A \times B = 240\text{mm} \times 200\text{mm}$



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

Figure VII.4 Dimensions et dispositions des plaques d'ancrage.

L'angle de relevage α à $x = 0.15$ est donné par la formule suivante :

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

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

$\bar{\tau}$: contrainte tangentielle limitée en état limite de service, $\bar{\tau} = \sqrt{0.4 \times f_{tj} \times (f_{tj} + \sigma_x)}$

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 + hourdis, $B_n = B_{p+d} - n \times B_{Gaine}$.

b_n : largeur nette de la section d'about + hourdis, $b_n = b_0 - n \times \Phi$.

n : nombre de gaines par lit.

b_0 : largeur brute.

B_{Gaine} : surface de la gaine.

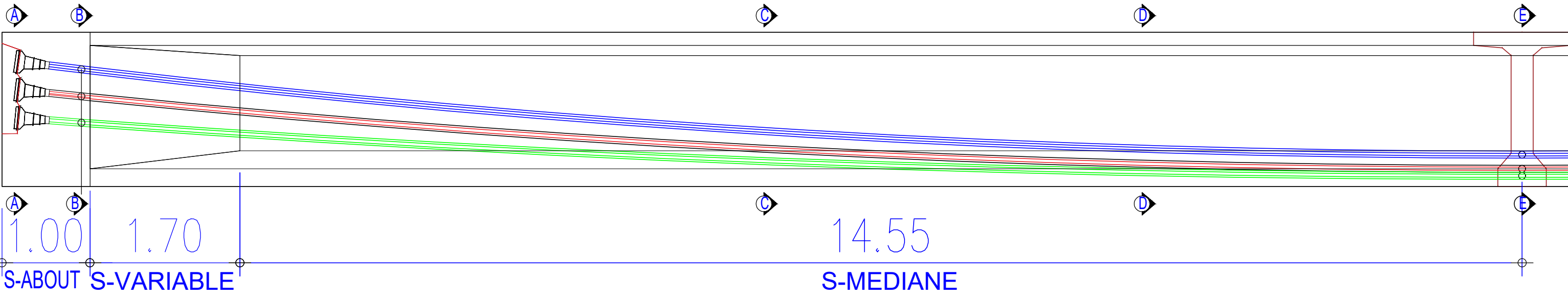
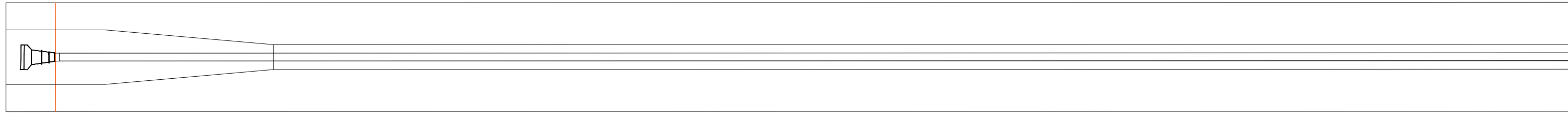
Φ : diamètre de la gaine, $\Phi = 8$ cm.

Les résultats obtenus sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau VII-8 Caractéristiques du tracé des câbles.

bn	0,47	m	L Cable	34,2	m
Bn	1,23	m ²	L rel =	0,85	m
P	5,30	MN	L pb =	32,5	m
σ_x	4,31	MPa			
$\bar{\tau}$	2,75	MPa			
\bar{V}	2,07	MPa			
			-12,07	$\leq \alpha \leq$	28,577

$\alpha_{C1} =$	4,31	$\alpha_{C2} =$	5,88	$\alpha_{C3} =$	6,92			
N° câble	l (m)	α_{rel} (°)	Yi (m)			f (m)	R (m)	$\beta(l)$ rad
			x=0,15	1	17,25			
C1	32,5	4,31	0,78	0,716	0,12	0,60	221,55	0,073
C2	32,5	5,88	1,1	1,012	0,2	0,81	162,51	0,100
C3	32,5	6,92	1,42	1,317	0,36	0,96	137,99	0,118



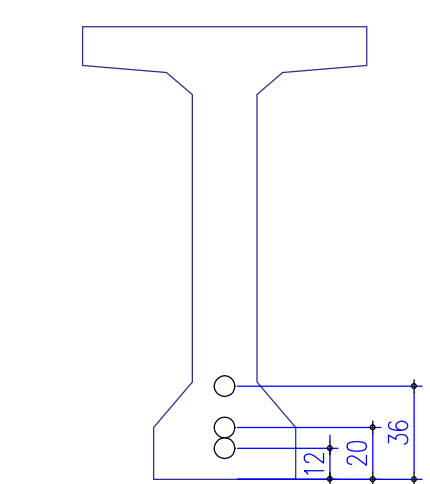
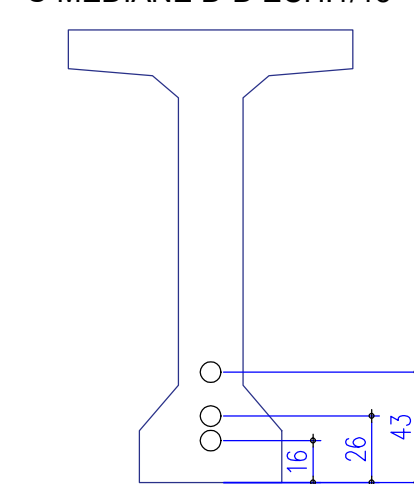
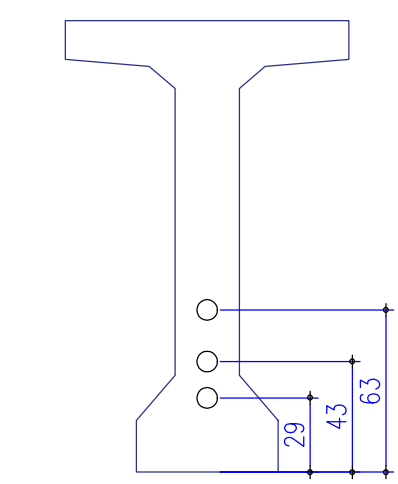
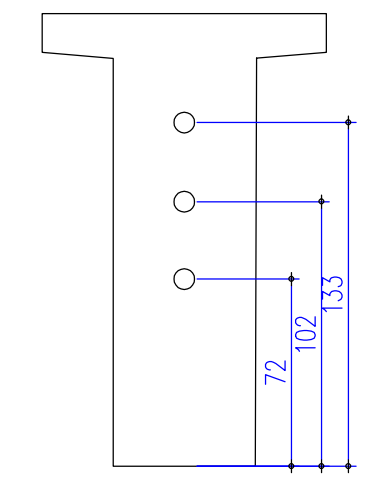
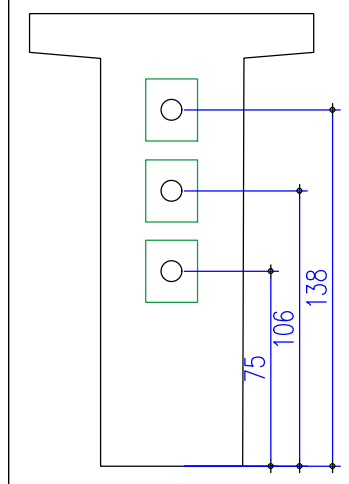
S-ABOUT A-A ECH:1/15

S-ABOUT B-B ECH:1/15

S-MEDIANE C-C ECH:1/15

S-MEDIANE D-D ECH:1/15

S-MEDIANE E-E ECH:1/15



-CARACTERISTIQUE DE CABLE

Type de câble : 12T15

Section $A_p = 1680 \text{ mm}^2$

Classe : 1 770

Module d'élasticité : 190 000 MPa

Nombre de câbles : 3

VII.6 CALCUL DES PERTES

D'une façon générale, on désigne sous le nom « perte de tension » ou « perte de précontrainte » toute différence entre l'effort exercé lors de sa mise en tension et l'effort qui s'exerce en un point donné d'une armature à un instant donné.

En post tension, l'effort de précontrainte varie à la fois :

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

VII.6.1 TYPES DE PERTES

Les pertes de tension se divisent en deux groupes :

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

VII.6.1.1 Pertes de tension instantanées

Les armatures de précontrainte subissent des pertes de tension instantanées qui sont :

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

La valeur totale de ces pertes de tension instantanées, dans une section d'abscisse « x » de l'armature, est notée : $\Delta\sigma_i(x)$.

Tel que : $\Delta\sigma_i = \Delta\sigma\phi + \Delta\sigma g + \Delta\sigma e$

VII.6.1.1.1 Pertes par frottement :

Ce type de perte se produit par frottement des câbles sur la gaine lors de la mise en tension. La tension appliquée σ_{p0} à l'origine diminue entre le point d'application et un point donné d'abscisse « x » sa nouvelle valeur est donnée par la relation :

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

σ_{p0} : La tension à l'origine

e: La base des logarithmes népériens

f: Coefficient de frottement en courbe (rd⁻¹).

β: Somme des déviations angulaires arithmétiques du câble sur la distance x (rd)

φ: Coefficient de frottement en ligne (m⁻¹)

x: La distance de la section considérée (m).

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VII-9 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	17,25	0,073	0,048	65,96	71,70	5,06%
C2	17,25	0,100	0,052	72,42		
C3	17,25	0,118	0,056	76,71		

Tel que :

$$\varphi = 0,002 \text{ (m-1)}$$

$$f = 0,18$$

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

VII.6.1.1.2 Pertes dues au recul d'ancrage :

Après la mise en tension, on bloque les armatures, un glissement assez large se fait sentir avant blocage définitif, Lors du blocage des armatures de précontraintes par le système d'ancrage, il se produit un léger mouvement des dispositifs d'ancrage par rapport au béton. Le déplacement du câble à l'intérieur de la gaine est freiné entre le frottement de câble et sa gaine. Au bout d'une certaine distance « d » les pertes s'annulent, cette perte est calculée par la formule suivante :

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

Avec :

K(x) : En fonction de l'abscisse x : $k = f \times \frac{\beta}{l} + \varphi$

l : Longueur de la moitié de la poutre.

d : Longueur sur laquelle s'effectue le recule d'ancrage : $d = \sqrt{\frac{E_p \times g}{\sigma_{p0} \times k}}$

g : Intensité du recul d'ancrage, **g = 6mm**

Tableau VII-10 Valeurs des pertes dues au recul à l'ancrage

N° câble	l (m)	k (m ⁻¹)	d (m)	Δσ _{p(l/2)}	Δσ _{p(0)}
C1	17,25	0,0028	17,06	0	133,63 (MPa)
C2	17,25	0,0030	16,26	0	140,18 (MPa)
C3	17,25	0,0032	15,79	0	144,39 (MPa)

VII.6.1.1.3 Pertes par déformation instantanée du béton :

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

$$\sigma_e = \frac{1E_p}{2E_{ij}} \times \sigma_{bi}$$

Avec :

$$\sigma_{bi} : \text{contrainte parabole du béton} : \sigma_{bi} = \frac{P}{B} + \frac{P \times e^2}{I_G} - \frac{M_p \times e}{I_G}$$

P : Effort de précontrainte, **P = n x A_P (σ_{p0} - Δσ_{φMoy})**

A_P : section du câble de précontrainte.

E_P : module d'élasticité de l'acier.

E_{ij} : module de déformation longitudinale instantanée du béton.

e : excentricité moyenne des câbles.

M_p : moment dû au poids propre de la poutre.

I_G : moment d'inertie de la section médiane seule.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VII-11 Valeurs des Pertes par déformation instantanée du béton

M_g =	2,40	MN
E_{ij} =	35981,73	MPa
e =	0,74	m
B =	0,67	m ²
I_G =	0,25	m ⁴
n cable =	3	

σ_{bi}	17,64	MPa
σ_e	46,57	MPa
σ_e	3,29%	%

VII.6.1.2 Pertes de tension différées

VII.6.1.2.1 Pertes par retrait :

Les câbles, liés au béton à leurs extrémités par les ancrages, et tout au long de leur tracé par le coulis d'injection, sont astreints à subir les mêmes variations de déformations que le béton adjacent.

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

$$\Delta\sigma_r = E_p \varepsilon_r [r(t) - r(t_1)]$$

ε_r: Retrait total du béton

t₁ : l'âge du béton au moment de sa mise en précontrainte

$r(t)$: une fonction traduisant l'évolution du retrait en fonction du temps Très souvent, on peut négliger $r(t_1)$ devant 1, ce qui conduit à la formule simplifiée suivante : $\Delta\sigma_r \approx E_p \varepsilon_r$

Tableau VII-12 Valeur des Pertes par retrait

E_p	190 000	MPa
ε_r	2×10^{-4}	
$\Delta\sigma_r$	38,00	MPa
$\Delta\sigma_r$	2,68	%

VII.6.1.2.2 Perte par fluage

Lorsqu'une pièce est soumise, à partir de sa mise en précontrainte, à des actions permanentes subissant des variations dans le temps, la perte finale de tension due au fluage du béton est prise égale à :

$$\Delta\sigma_{fl} = 2,5\sigma_b(x) \times \frac{E_p}{E_{ij}}$$

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

j : L'âge du béton lors de sa mise en précontrainte

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

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VII-13 Valeur des Pertes par fluage.

M_p	4,60	MN.m
I_{nette}	0,4683	m^4
B	1,0991	m^2
v'	1,312	m
e_0	1,09	m
P	5,30	MN
σ_{bi}	7,48	MPa
$\Delta\sigma_{fl}$	98,74	MPa
$\Delta\sigma_{fl}$	6,97%	%

VII.6.1.2.3 Perte par relaxation

La relaxation de l'acier est un relâchement de la tension, cette perte dépend de l'acier et de son traitement

La perte finale de tension due à la relaxation de l'acier est donnée par :

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

σ_i : contrainte dans les armatures de précontrainte ; après les pertes instantanées.

ρ_{1000} : coefficient de relaxation à 1000 h (2.5% dans notre cas)

f_{prg} : contrainte limite garantie à la rupture

μ_0 Étant un coefficient pris égal à :

0,43 pour les armatures à très basse relaxation (TBR). (Notre cas)

0,30 pour les armatures à relaxation normale (RN).

0,35 pour les autres armatures.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VII-14 Pertes par relaxation.

$\Delta\sigma_p$	59,02	MPa
$\Delta\sigma_p$	4,17%	%

VII.6.1.2.4 Perte de tension différée totale

La formule donnée pour la relaxation suppose que la longueur de l'armature est constante ; or la perte par relaxation est diminuée par l'effet du raccourcissement due au retrait et fluage du béton.

Pour tenir compte de cette interaction, le BPEL propose de minorer forfaitairement la relation par le coefficient 5/6.

Ainsi, La perte différée finale est prise égale à :

$$\Delta\sigma_d = \Delta\sigma_r + \Delta\sigma_{fl} + \frac{5}{6} \Delta\sigma_{rel} = 13.13\%$$

VII.6.1.3 Pertes totales :

On constate que le pourcentage des pertes à long terme ne dépasse pas celui des pertes estimées à (25%).

Tableau VII-15 Résultat pertes totales

$\Delta\sigma_{Inst}$	118,27 Mpa	8,35 %
$\Delta\sigma_{Diff}$	185,93 Mpa	13,13 %
$\Delta\sigma_{total} =$	304,20 Mpa	21,48 %

VII.7 VERIFICATION DES CONTRAINTES

On doit vérifier, pour les quatre phases citées précédemment, que les contraintes normales et tangentielles engendrées par cette structure respectent les normes, ne dépassant pas ainsi les contraintes limites.

VII.7.1 Contraintes admissibles

Les contraintes limites de calcul sont regroupées dans le tableau au-dessous :

Tableau VII-16 Contraintes Admissibles

	$j \geq 28$ jours	$j = 7$ jours	Cas
$\overline{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	21	13.91	Exécution /Q. Rares / Q.Féquente
$\overline{\sigma}_{bt1}$ (Mpa)	-4.05	-2.99	
$\overline{\sigma}_{bt2}$ (Mpa)	-1.89	-1.39	Exécution
$\overline{\sigma}_{bt2}$ (Mpa)	-2.7	-1.99	Q.Rares

VII.7.2 Caractéristiques nettes des sections

Ces vérifications se feront pour quatre sections, $x = 0.5, L/4, 3L/8$ et $L/2$. Pour se faire, on aura besoin des caractéristiques nettes de ces sections (avec déduction de la gaine) qui seront estimées à l'aide du logiciel AUTOCAD 2016 et qui sont données par le tableau suivant

Tableau VII-17 Caractéristiques nettes des sections

	x=0.5		x=L/4		x=3L/8		x=L/2	
	Poutre seule	Poutre + Dalle	Poutre seule	Poutre + Dalle	Poutre seule	Poutre + Dalle	Poutre seule	Poutre + Dalle
H (m)	1,75	2,00	1,75	2,00	1,75	2,00	1,75	2,00
B_{nette}(m²)	1,040	1,465	0,659	1,084	0,659	1,084	0,659	1,084
v_n (m)	0,809	0,788	0,778	0,676	0,778	0,674	0,777	0,673
v²_n (m)	0,941	1,212	0,972	1,324	0,972	1,326	0,974	1,327
I_{nG} (m⁴)	0,297	0,562	0,242	0,457	0,239	0,452	0,238	0,450
ρ (%)	37,448	40,162	48,577	47,059	48,001	46,65	47,776	46,501

VII.7.3 Justifications de la poutre a l'ELS

Le calcul des contraintes se fait à l'ELS et les justifications à l'ELS se font pour deux valeurs caractéristiques de la précontrainte P1 et P2

$$P1 = 1.02 \times P0 - 0.8 \times \Delta P$$

$$P2 = 0.98 \times P0 - 1.2 \times \Delta P$$

Avec

$$P_0 = 2.35$$

Tableau VII-18 Caractéristiques de chaque phase de vérification.

	N câbles	Mt%	ΔP	P1	P2	dx=0.5	d x=L/4	x=3L/8	d x=L/2
Phase 1	3	50	4,18	3,48	3,28	1,07	0,45	0,28	0,23
Phase 2	3	100	8,35	6,73	6,21	1,07	0,45	0,28	0,23
Phase 3	3	100	11,63	6,55	5,93	1,07	0,45	0,28	0,23
Phase 4	3	100	21,48	5,99	5,10	1,07	0,45	0,28	0,23

VII.7.4 Justification des contraintes normales

On va vérifier la condition suivante :

$$\overline{\sigma_{bt1}} \leq \sigma_{inf} \leq \overline{\sigma_{bc}} \quad \text{et} \quad \overline{\sigma_{bt2}} \leq \sigma_{sup} \leq \overline{\sigma_{bc}}$$

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

Tableau VII-19 Calcul des contraintes pour les phases 1 et 2

		Phase 1				Phase 2			
		x=0.5	x=L/4	x=3L/8	x=L/2	x=0,5	x=L/4	x=3L/8	x=L/2
e (m)		-0,12	0,52	0,69	0,75	-0,12	0,52	0,69	0,75
M(ELS)		0,00	1,74	2,21	2,40	0,00	1,74	2,21	2,40
P1 (MN)		3,48	3,48	3,48	3,48	6,73	6,73	6,73	6,73
P2 (MN)		3,28	3,28	3,28	3,28	6,21	6,21	6,21	6,21
σp (MPa)	σsup	-0,01	5,61	7,20	7,82	-0,01	5,61	7,20	7,82
	σinf	0,01	-7,00	-9,00	-9,81	0,01	-7,00	-9,00	-9,81
σP1 (MPa)	σsup	4,53	-0,57	-2,53	-3,20	8,76	-1,11	-4,89	-6,19
	σinf	1,98	12,60	15,06	15,93	3,82	24,35	29,10	30,78
σP2 (MPa)	σsup	4,27	-0,54	-2,39	-3,02	8,08	-1,02	-4,51	-5,71
	σinf	1,86	11,88	14,19	15,01	3,52	22,48	26,85	28,41
σMax (MPa)	σsup	4,52	5,03	4,67	4,62	8,75	4,49	2,31	1,64
	σinf	1,98	5,61	6,06	6,12	3,83	17,36	20,10	20,97
σMin (MPa)	σsup	4,26	5,06	4,81	4,81	8,07	4,58	2,68	2,11
	σinf	1,87	4,88	5,20	5,20	3,53	15,48	17,86	18,60

Tableau VII-20 Calcul des contraintes pour les phases 3 et 4

		Phase 3				Phase 4			
		x=0	x=L/4	x=3L/8	x=L/2	x=0	x=L/4	x=3L/8	x=L/2
e (m)		0,15	0,88	1,04	1,10	0,15	0,88	1,04	1,10
MEls		0,00	2,79	3,54	3,79	0	5,369	6,7959	7,27
P1 (MN)		6,55	6,55	6,55	6,55	5,99	5,99	5,99	5,99
P2 (MN)		5,93	5,93	5,93	5,93	5,10	5,10	5,10	5,10
σp (MPa)	σsup	0,00	4,13	5,28	5,67	0,00	7,95	10,13	10,87
	σinf	0,00	-8,08	-10,39	-11,17	0,00	-15,57	-19,94	-21,42
σP1 (MPa)	σsup	3,12	-2,45	-4,15	-4,73	2,86	-2,24	-3,80	-4,33
	σinf	6,54	22,66	26,10	27,27	5,98	20,73	23,88	24,95
σP2 (MPa)	σsup	2,83	0,48	-0,35	-4,29	5,32	0,92	-0,66	-3,68
	σinf	5,93	20,54	23,66	24,72	5,09	17,65	20,33	21,24
σMax (MPa)	σsup	3,12	1,68	1,12	0,94	2,86	5,71	6,33	6,54
	σinf	6,54	14,58	15,71	16,10	5,98	5,16	3,93	3,53
σMin (MPa)	σsup	2,83	4,61	4,93	1,38	5,32	8,87	9,47	7,18
	σinf	5,93	12,46	13,27	13,55	5,09	2,09	0,39	-0,18

VII.7.5 Justification des contraintes tangentielles :

La vérification des contraintes tangentielles s’effectue phase par phase (les phases sont les mêmes que celles considérées pour la vérification des contraintes normales).au but de de vérifier que les effets d’un effort tranchant cumulé aux effets du moment fléchissant et de l’effort normal ne compromettent pas la sécurité de l’ouvrage. On doit vérifier pour cela les inégalités suivantes :

$$\tau^2 \leq 0,4 \cdot f_{tj} [f_{tj} + \sigma_x] = \overline{\tau_1^2}$$

$$\tau^2 \leq \frac{f_{tj}}{f_{cj}} [0.6 \cdot f_{cj} - \sigma_x] \times [f_{tj} + \sigma_x] = \overline{\tau_2^2}$$

Si $\sigma_x < 0,4 \cdot f_{cj}$ on a ; $\overline{\tau_1^2} \leq \overline{\tau_2^2}$ donc on vérifie juste que $\tau < \overline{\tau_1^2}$

τ : Contrainte tangentielle

σ_x : Contrainte normale longitudinale au centre de gravité, avec $\sigma_x = \frac{P}{B_n}$ et $P = \sum_{i=1}^3 P_i \cos \alpha_i$

P : Effort de précontrainte

B_n : Surface nette de la section considérée.

Qui donne :

$$P = 5.52$$

$$B_n = 1,47 \text{ m}^2$$

$$\sigma_x = 3,77 \text{ MPa}$$

La contrainte tangentielle au niveau d'une section est donnée par la formule suivante :

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

Sachant que :

V_{red} : Effort tranchant réduit

S_n : Moment statique nette par rapport à l'axe horizontal passant par le C.D.G de la section situé au-dessus de l'axe neutre, (pour la 4ème phase on prend le moment statique on prend celle de la poutre + hourdis)

b_n : Largeur nette de la section ;

I_n : Moment d'inertie nette de la section

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VII-21 Contrainte tangentielle « τ ».

τ_1 (MPa)	V_{ser} (MN)	V_{red} (MN)	S_n (m ³)	I_n (m ⁴)	b_n (m)	τ (MPa)
2,37	0,961	0,410	0,46	0,56	0,47	0,72
						$\tau < \tau_1$ Condition verifier

VII.7.6 Armatures des zones tendues :

Dans les parties de section où le béton est tendu et sous réserve que la zone tendue présente une hauteur supérieure à 5 centimètres, il est nécessaire de disposer une section d'armatures minimale A_s (art. 6.1.32 4.1 des Règles BPEL).

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

Avec :

B_t : Aire de la section du béton en traction.

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

N_{Bt} : La résultante des contraintes de traction correspondantes.

D'où : $A_s = 3,797 \text{ cm}^2$, soit (3HA14 = 4.62 cm²)

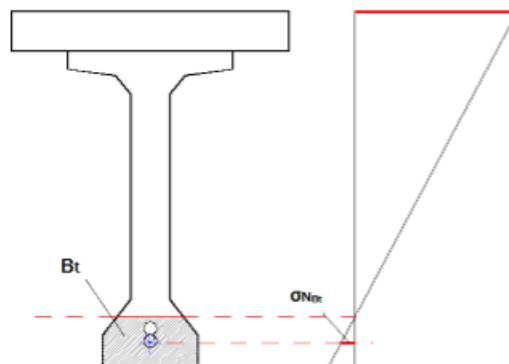


Figure VII.5 Diagramme des contraintes à mi travée.

VII.7.7 Justifications de la poutre a l'ELU :

Les justifications des éléments d'une poutre vis-à-vis de l'état-limite ultime comportent la vérification, d'une part, de la résistance des armatures transversale et, d'autre part, celle des bielles comprimées.

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

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

β_u étant toutefois borné inférieurement à 30° .

σ_x, σ_y : Représentent les contraintes normales au niveau de G ; $\sigma_x = \frac{P}{B_n}$

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

Tableau VII-22 Détermination l'angle β_u

V_{ult} =	1,29	MPa	B_n	1,47	m ²
V_{red} =	0,74	MPa	σ_x	3,77	MPa
S_n =	0,46	m ³	τ_u	1,31	MPa
I_n =	0,56	m ⁴	β_u	17,38	°
b_n =	0,47	m			

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

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

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

Avec :

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

s_t : Espacement de deux cours de ces armatures, mesuré suivant la fibre moyenne de la poutre.

f_e : Limite d'élasticité de l'acier.

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

b_n : Largeur nette de la section d'appui.

$$\frac{A_t}{s_t} \geq 0,253 \text{ cm}$$

Nous retiendrons donc un cadre HA 12 avec un espacement 15 cm

VII.7.8 Justifications du béton :

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

$$\tau_u \leq \frac{f_{c28}}{6} = 5.83 \text{ MPa}$$

Sachant que :

$$\tau_u = 1.31 \text{ MPa} ; f_{c28} = 35 \text{ MPa}$$

1,31 < 5,83 conditions vérifiées

VII.8 CONCLUSION

L'étude du précontraint est une étude indispensable dans un pont à poutres. On constate que le pourcentage des pertes à long terme ne dépasse pas celui des pertes estimées à (25%), Donc on gardera le nombre de câbles calculé précédemment. Les contraintes dans les quatre phases sont vérifiées

Les poutres sont ensuite surmontées par un hourdis qui permet l'emplacement des équipements sur le tablier. Ces derniers seront traités dans le chapitre suivant.



CHAPITRE VII

ETUDE DU TABLIER

VIII.1 INTRODUCTION

La fonction principale de la dalle d'un pont est d'offrir une surface supportant les charges d'utilisation (trafic) de l'ouvrage. La dalle, doit également supporter certains équipements du pont (CCP), dont la fonction principale est de transmettre les charges qui s'appliquent sur le pont vers les poutres, en créant des sollicitations de flexion et de cisaillement à son niveau. Pour cela, nous allons traiter dans ce chapitre l'étude du tablier, leurs modèles, dimension et vérification si nécessaire.

VIII.2 FLECHES ET CONTRE FLECHES

La flèche due au poids propre est déterminée par le modèle de calcul. Les flèches positives comptent vers le bas et les flèches négatives comptent vers le haut (contre flèche).

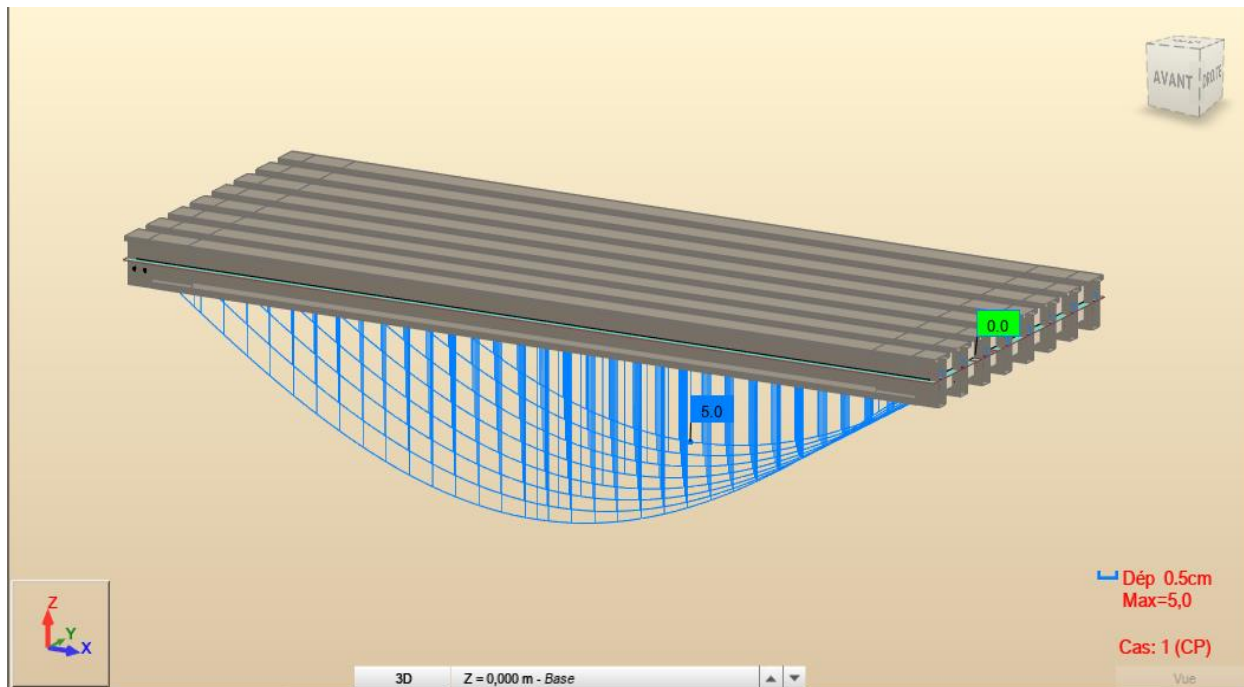


Figure VIII.1 Flèche max de la poutre due à poids propre

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

$$f_g = 5.00 \text{ cm}$$

VIII.2.1 Contre flèche de précontrainte :

Tableau VIII-1 Contre flèche max de la poutre due à la mise en tension de la précontraintes.

Données de calcul	$P_{\text{cable Moy}}$	e_0	e_1
	6.73MN	0.12m	0.75 m

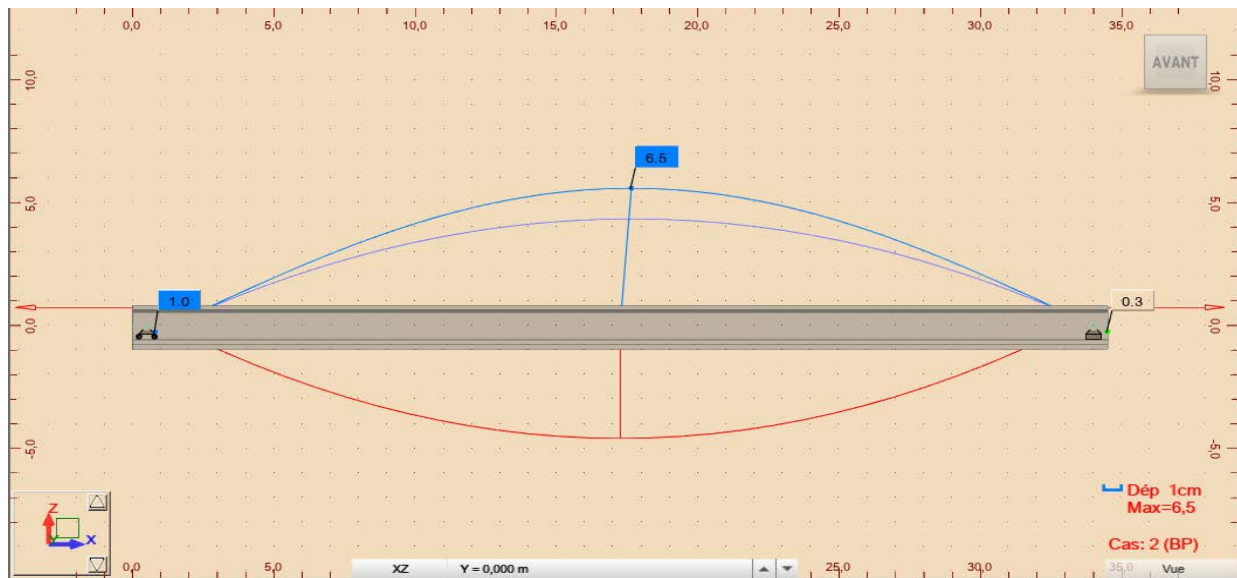


Figure VIII.2 Contre flèche max de la poutre due à la mise en tension de la précontraintes

D'après ce diagramme on constate que la contre flèche maximale de la poutre due la mise en tension des câbles de précontraintes (la mise en tension à 100 % pour les quatre câbles) est égale à :

$$f_p = -6.5 \text{ cm}$$

VIII.2.2 Flèche de construction :

$$f_c = 3/4(f_p - f_G) = 3/4 (6.5 - 5.00) = 1.125 \text{ cm} \rightarrow f_c = 1.125 \text{ cm}$$

VIII.2.3 Flèche maximale à ELS :

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

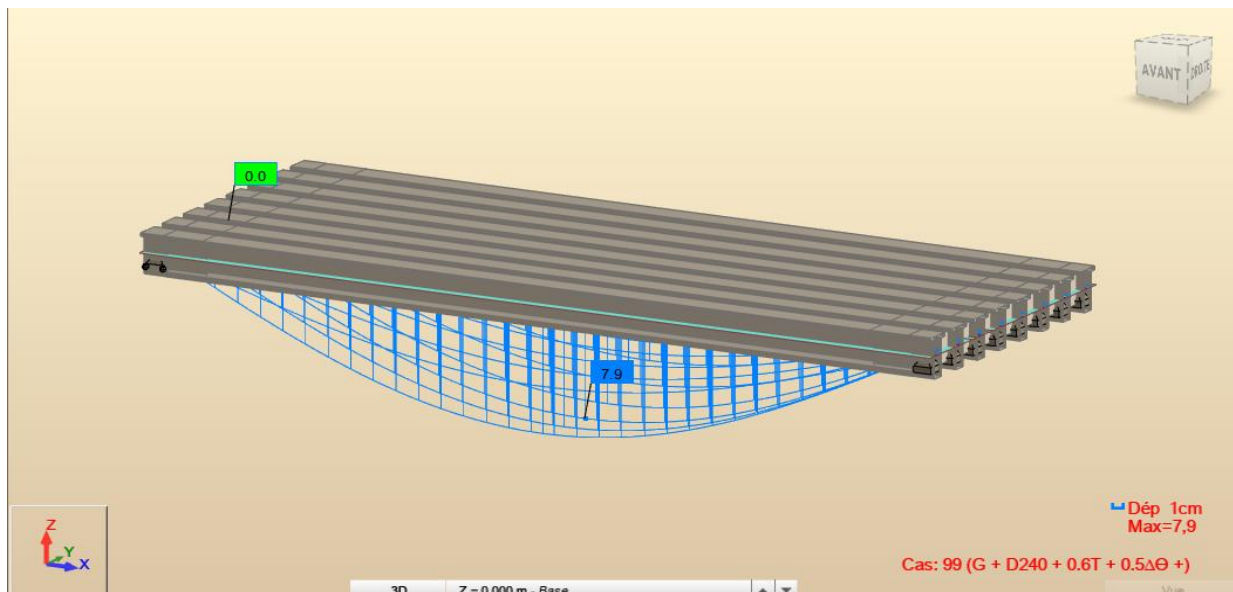


Figure VIII.3 Flèche max de la poutre à ELS

D'après le diagramme ci-dessus on constate que la flèche maximale de la poutre à ELS est égale à :

$$f_{ELS} = 7.9 \text{ cm}$$

VIII.2.4 Flèche totale :

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

$$f = f_{ELS} + f_P + f_C \rightarrow f = 2.525 \text{ cm}$$

La flèche admissible : ($L/500 = 6.9 \text{ cm}$) doit être supérieur à la flèche calculée (2.525 cm).

VIII.3 ETUDE DE L'ENTRETOISE

VIII.3.1 Principe de ferrailage :

Le rôle des entretoises est d'encastrer les poutres à la torsion et de renforcer latéralement le tablier. Leur ferrailage doit bien entendu être capable de reprendre les efforts qui s'y développent sous l'action des charges d'exploitation ou sous l'effet d'un véringage du tablier comme lors d'un changement des appareils d'appuis.

- **Ferrailage sous l'action des charges d'exploitation :**

Dans ce cas, les efforts du tablier sont directement transmis aux appuis, ce qui n'engendre pas des efforts major dans les entretoises. Le ferrailage nécessaire est donc peu important. À cet effet, ce cas, généralement, n'est pris en considération dans le dimensionnement des entretoises.

- **Ferrailage sous l'effet d'un véringage du tablier :**

Dans ce deuxième cas, les efforts sont transmis aux appuis par l'intermédiaire des entretoises et développent par conséquent des efforts importants. Les efforts sollicitant les entretoises dépendent de la position et le nombre des vérins. Il apparaît clairement la nécessité de prévoir un positionnement étudié pour éviter le développement des efforts imprévus au moment du véringage du tablier. Pour notre cas doit prévoir 5 points de véringage par entretoise.

VIII.3.2 Evaluation des efforts :

L'entretoise sera assimilée à une poutre contenue reposant sur 5 appuis espacée de 2.5 m et supporte une charge uniformément répartie. Notons que le cas de charge correspondant au véringage est souvent prépondérant pour le dimensionnement des entretoises.

Poids de la superstructure revient à l'entretoise : $G_{\text{Tablier}} = 285.33 \text{ KN/ml}$.

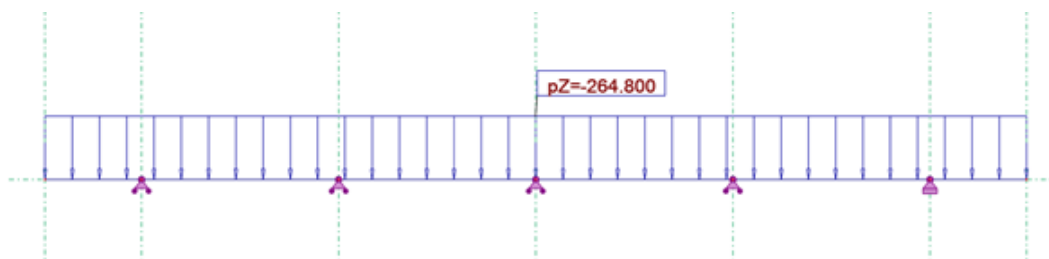


Figure VIII.4 Modélisation de l'entretoise.

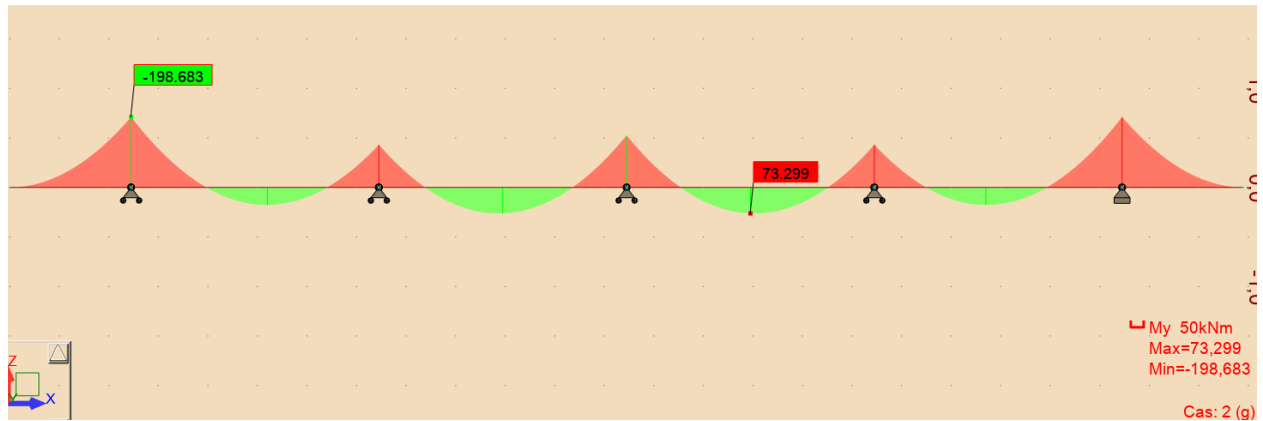


Figure VIII.5 Diagramme de moment pour l'entretoise.

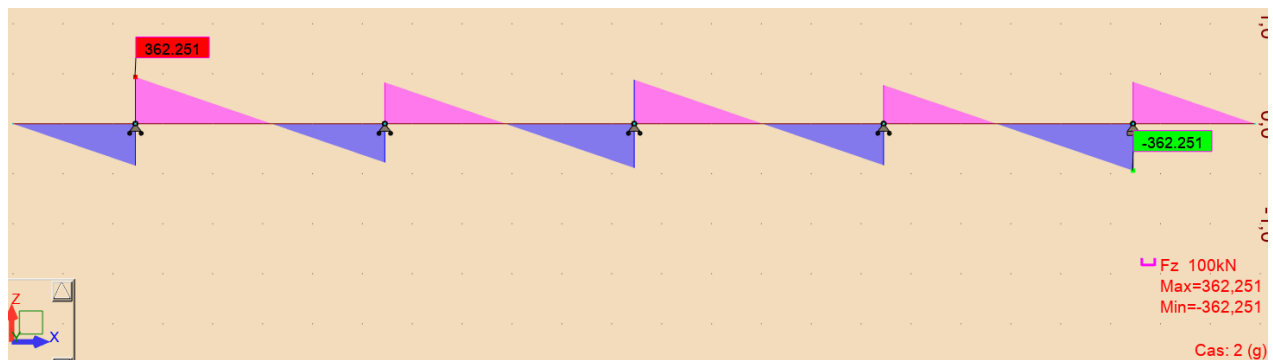


Figure VIII.6 Diagramme d'effort tranchant pour l'entretoise.

VIII.3.3 Ferrailage

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

VIII.3.3.1 Ferrailage nappe supérieure :

- **Armatures principales :**

$$A_s = 3.9 \text{ cm}^2$$

On opte pour 3 HA 14 ($A_s = 4.62 \text{ cm}^2$) ; avec un espacement de 10 cm.

- **Armatures de peau :**

Les armatures de construction égalent à 1/3 de la section A_s . On opte pour HA 10

VIII.3.3.2 Ferrailage nappe inférieure :

- **Armatures principales :**

$$A_s = 3.9 \text{ cm}^2$$

On opte pour 3 HA14 ($A_s = 4.62 \text{ cm}^2$) ; avec un espacement de 10 cm.

VIII.3.3.3 Cadres transversales (effort tranchant) :

On opte pour des cades de HA12.

Avec un espacement de 20 cm.

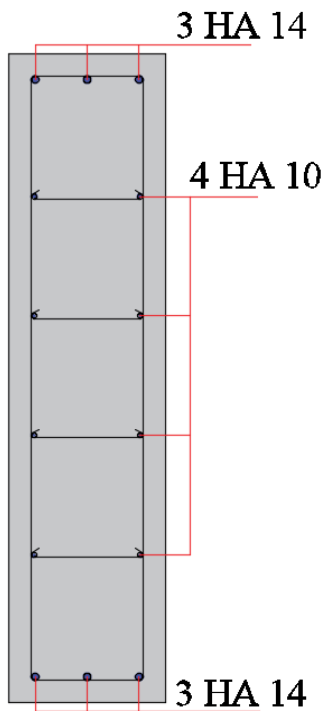


Figure VIII.7 Ferrailage de l'entretoise.

VIII.4 ETUDE DE L'HOURLDIS

L'hourdis est une dalle en béton armé, cette dernière travaille en flexion simple suivant les deux directions longitudinale et transversale et joue le rôle d'entretoise donc elle assure la répartition transversale des efforts. Cette dalle doit également supporter certains équipements du pont (CCP) et à transmettre ces dernières aux poutres qui à 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. Le calcul a été effectué par le logiciel « Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2019 - Version Etudiant » ; pour dimensionner les armatures de cette dernière dans les deux sens pour 1 m linéaire de dalle.

L'hourdis présente les dimensions suivantes :

- L'épaisseur : 25 cm
- Largeur : 13.25m
- Longueur : le long de l'ouvrage.

VIII.4.1 Evaluation des efforts :

Les résultats obtenus sont donnés ci-dessous sous forme de diagrammes représentant les moments de flexion ainsi que les efforts tranchants. 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).

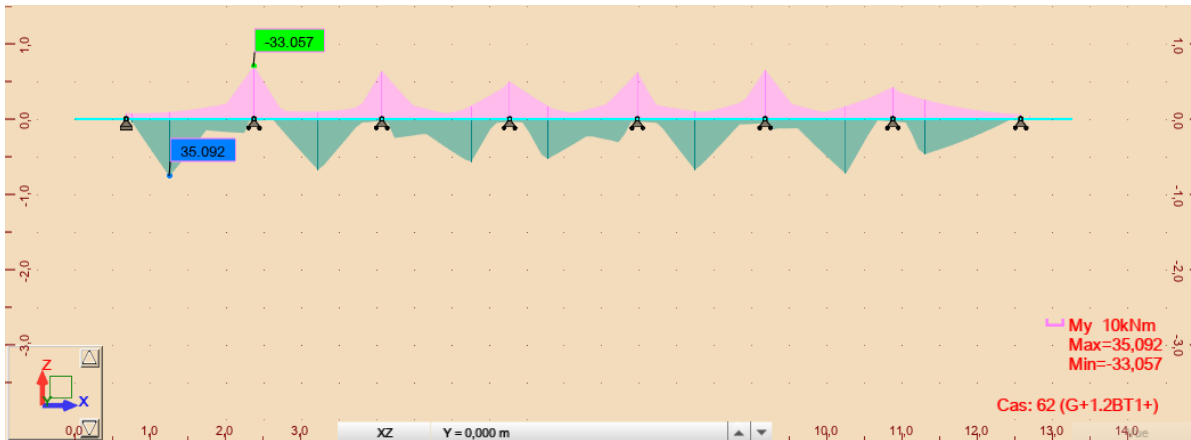


Figure VIII.8 Moment -Dalle ELS.

Donc les moments max à l'ELS sont :

Fibre supérieure : $M_{ELS} = 33.057 \text{ KN.m}$

Fibre inférieure : $M_{ELS} = 35.092 \text{ KN.m}$

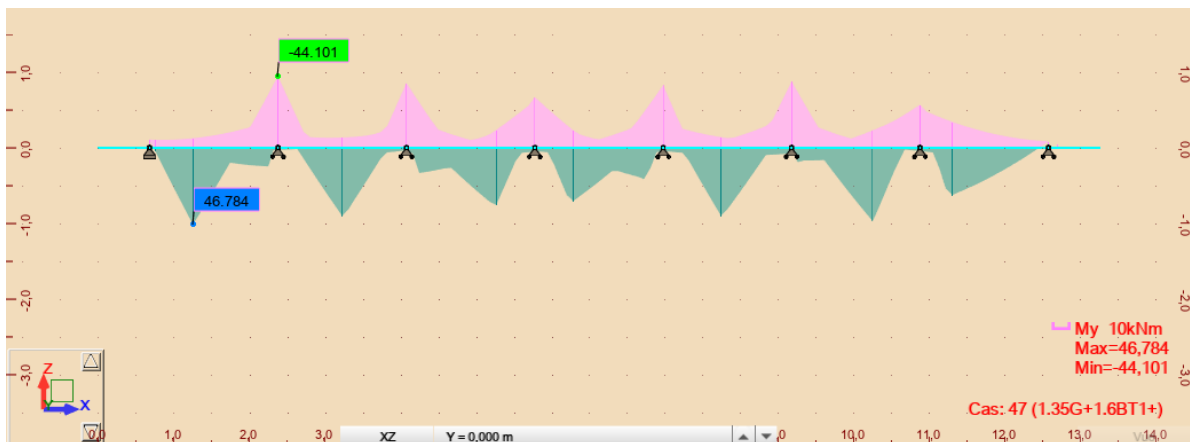


Figure VIII.9 Moment -Dalle ELU.

Les moments max à l'ELU sont :

Fibre supérieure : $M_{ELU} = 44.101 \text{ KN.m}$

Fibre inférieure : $M_{ELU} = 46.784 \text{ KN.m}$

VIII.4.2 Ferrailage

Le ferrailage transversal de la dalle est calculé à l'aide du logiciel ROBOT expert 2010, les résultats sont présentés ci-dessous :

VIII.4.2.1 Ferrailage nappe supérieure (sur appui) :

- **Armature transversale :**

$$A_s = 5.4 \text{ cm}^2$$

On opte pour **5 HA12** ($A_s = 5.65 \text{ cm}^2$) ; avec un espacement de 15 cm.

- **Armature longitudinale de construction :**

Les armatures de construction égale à 1/3 de la section A_s On opte pour **4 HA8** ($A_s = 2.01 \text{ cm}^2$); avec un espacement de 20 cm.

VIII.4.2.2 Ferrailages nappe inférieure (mi-travée):

- **Armature transversale :**

$$A_s = 5.6 \text{ cm}^2$$

On opte pour 5 HA 12 ($A_s = 5.65 \text{ cm}^2$) ; avec un espacement de 15 cm.

- **Armature longitudinale de construction :**

Les armatures de construction égale à 1/3 de la section A_s On opte pour **4 HA 8** ($A_s = 2.01 \text{ cm}^2$) ; avec un espacement de 20 cm.

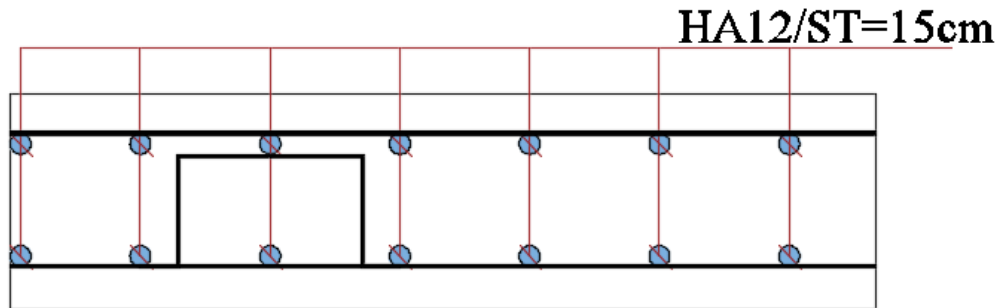


Figure VIII.10 Ferrailage de la dalle.

VIII.5 Armature passif transversale des poutres :

VIII.5.1 Armature de peau :

Des armatures passives dénommées armatures de peau sont réparties et disposées suivant deux directions sensiblement orthogonales sur toute la périphérie des pièces prismatiques.

$$A_{\min} \geq \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} 3 \text{ cm}^2/\text{m de longueur mesuré sur la section droite de l'ouvrage} \\ 0.1\% \text{ de la section de la poutre.} \end{array} \right.$$

- $0.1\%B = 0.001 \times 6741 = 6.7 \text{ cm}^2$

On choisit une armature de **5HA14**, pour section médiane

- $0.1\%B = 0.001 \times 10550 = 10.55 \text{ cm}^2$

On choisit une armature de **7HA14**, pour section about

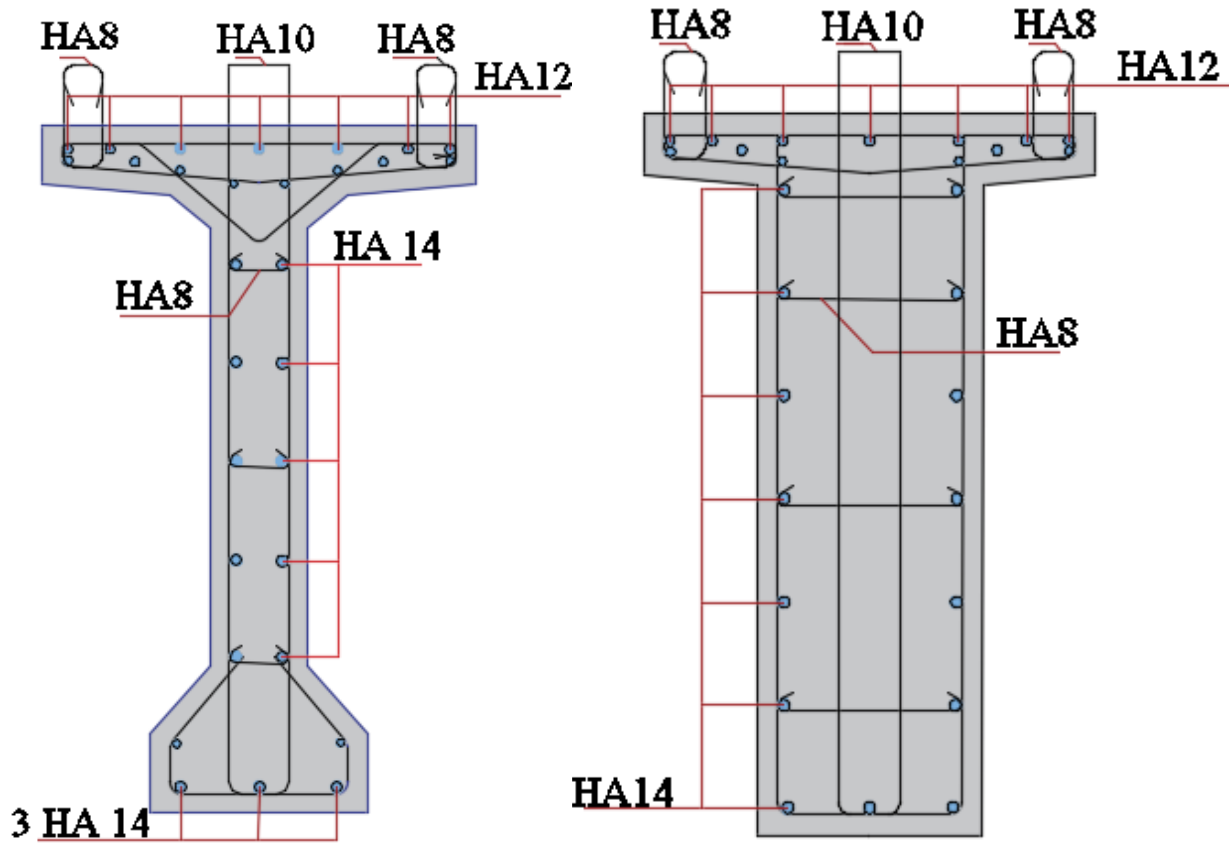


Figure VIII.12 Ferrailage de la poutre.

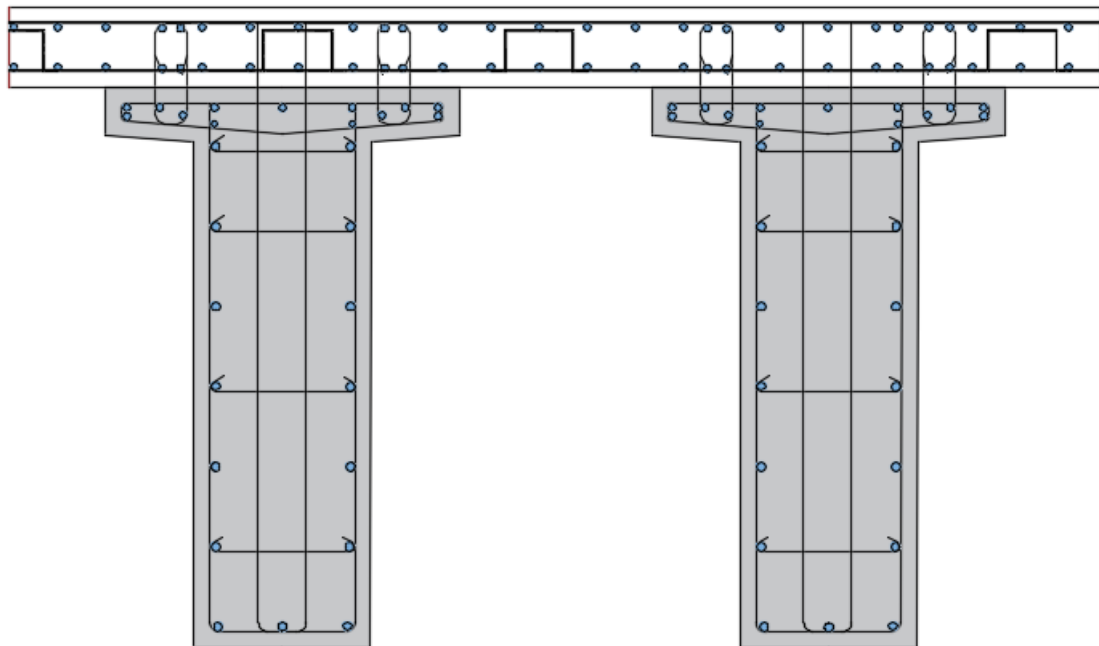


Figure VIII.11 Ferrailage de « poutre + dalle »

VIII.6 CONCLUSION

Comme on a déjà dit dans l'introduction, pour un bon fonctionnement d'un pont on a fait un bon dimensionnement et ferrailage d'hourdis et poutre qui répond aux fonctions principales du tablier que cette dernière (supporte et transmette les charges au piles et fondation), et c'est ce qu'on a effectué dans ce chapitre. Dans la suite nous entamerons l'étude de l'infrastructure et les différentes vérifications ont effectué.



CHAPITRE IX
ETUDE SISMIQUE ET
EQUIPEMENTS DU TABLIER



IX.1 INTRODUCTION

Les équipements de pont couvrent un ensemble de dispositifs de fonctionnement très divers dont le but est de rendre un tablier de pont apte à remplir sa fonction, ils permettent d'assurer la sécurité et le confort des usagers comme le garde-corps, joint de chaussée, ils permettent de protéger la structure et ses abords et en favorisant son bon fonctionnement.

IX.2 Modifications apportées à la conception de la variante retenue

Comme il a été indiqué dans le **CHAPITRE IV**, le déplacement des piles dû aux efforts sismiques est relativement grand par conséquent on doit prendre des mesures pour diminuer cette déformée, pour cela on propose la solution suivante :

- On change la conception de pile de futs par un voile évidée qui permet d'avoir une rigidité beaucoup plus importante qui réduisent automatiquement le déplacement dus aux efforts sismiques.

Après l'étude de la solution proposée, La nouvelle conception des piles sont présentées dans les figures ci-dessous :

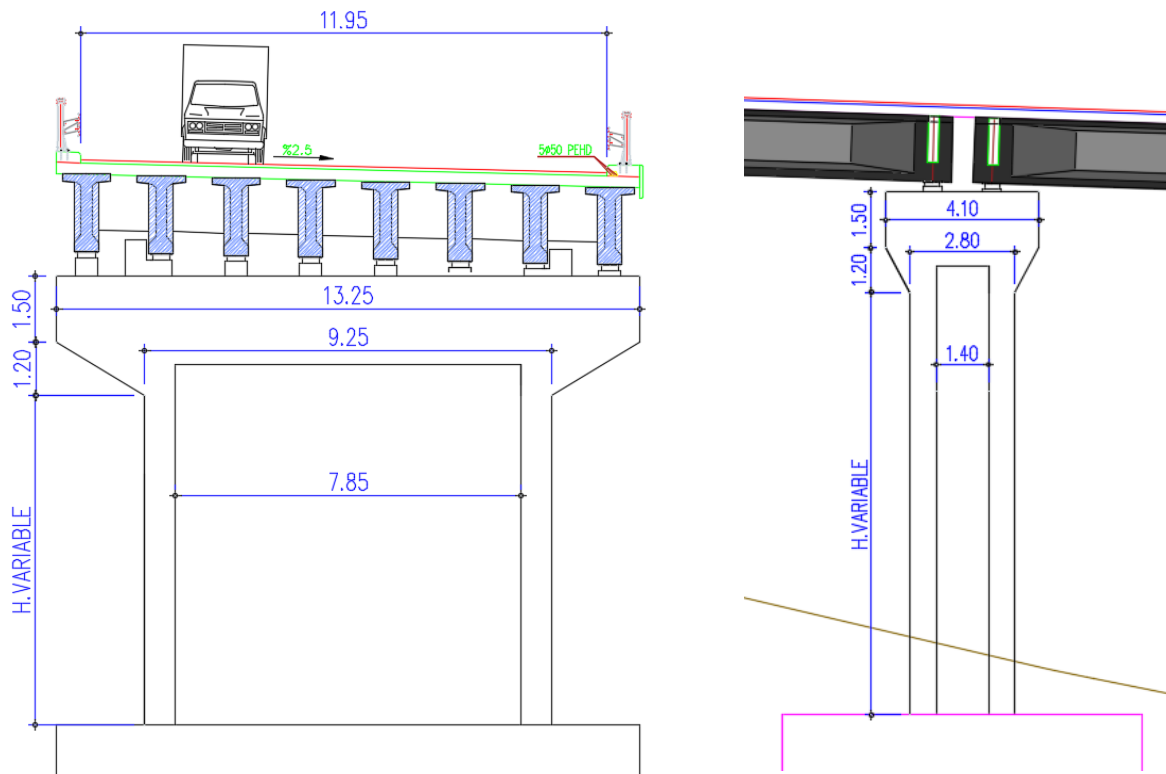


Figure IX.1 Conception de pile modifiée (voile évidée)

IX.3 PRE-DIMENSIONNEMENT D'APPAREIL D'APPUI

Les appareils d'appuis sont des dispositifs liant le tablier aux appuis, conçu spécialement pour transmettre les charges appliquées par la superstructure. Ils sont dimensionnés pour pouvoir

reprendre les efforts dans les directions bloquées : verticalement, transversalement, horizontalement ou bien toutes les directions à la fois dans le cas d'un appareil d'appui fixe.

Concernant le type des appareils d'appuis, on choisit d'utiliser des appareils de type B en élastomère fretté qui sont constitués de feuillets d'élastomère en général de néoprène empilés avec interposition de tôles d'acier jouant le rôle de frettes. Ce type d'appareils d'appuis est le plus couramment utilisé pour sa facilité de mise en œuvre, son réglage et son contrôle.

Comme il était mentionné dans le **CHAPITRE IV** on dimensionne, selon le guide de SETRA, les appareils d'appuis pour reprendre les efforts appliqués par le tablier, pour cela il faut les dimensionner en vérifiant les conditions suivantes :

- La vérification de la condition du non-écrasement permet la détermination des dimensions de l'appareil d'appui

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

Où :

R_{\max} : la réaction d'appui maximale à l'ELU

a, b : les dimensions de l'appareil d'appui avec « a » étant le plus grand côté.

σ_{adm} : la contrainte admissible.

- La vérification de la condition de non-flambement pour déterminer la hauteur de l'élastomère : $a/10 \leq T \leq a/5$.

Où :

T est l'épaisseur de l'appareil d'appui

Pour déterminer les épaisseurs des couches de l'appareil d'appui, on vérifie les conditions sur la contrainte de traction des frettes suivantes :

$$\begin{cases} t_s > \frac{a}{\beta} \times \frac{\sigma_m}{\sigma_e} \\ t_s \geq 2 \end{cases} ; \text{Ou : } \sigma_e = 235 \text{ Kg/mm}^2$$

Sachant que :

$$\sigma_m = \frac{N_{\max}}{a \times b} ; \beta = \frac{a \times b}{2 \times G \times (a+b)}$$

Où :

G est le module d'élasticité statique, $G = 0.9 \text{ MPa}$.

L'épaisseur des feuilles d'élastomère est définie en fonction des dimensions de l'appareil d'appui selon le catalogue de dimensionnement

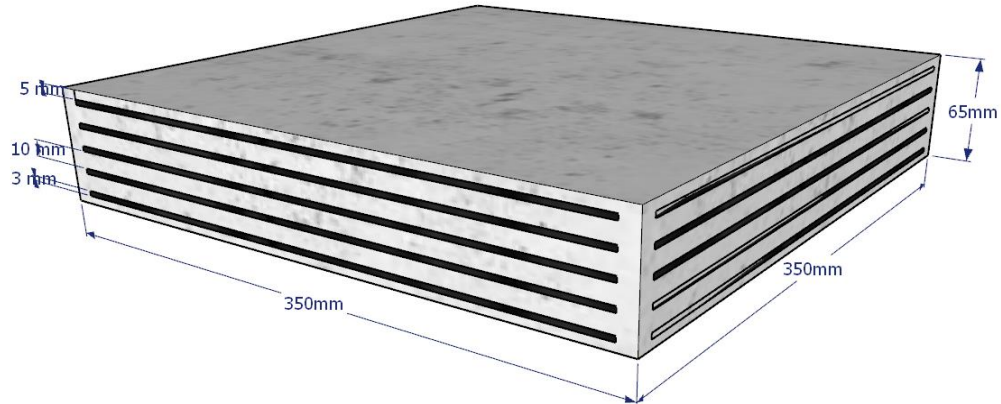


Figure IX.2 schéma d'un appareil d'appui de type B choisi pour l'ouvrage.

Les dimensions des appareils d'appuis sont mentionnee dans le tableau suivant :

Tableau IX-1 Les dimensions des appareils d'appuis

	Appareil d'appui de la pile
R_{max} (MN)	1.6 (sous la combinaison G+D240)
$a \times b$ (mm ²)	350× 350
T (mm)	65
Détails	- 4 feuilles d'élastomère : $t_i = 10$ mm. - 5frettes métalliques : $t_s = 3$ mm. - Enrobage extérieur = 5 mm. - Enrobage des chants = 4 mm.
K_{A_app} (MN/m)	3.00

IX.4 ETUDE SISMIQUE

IX.4.1 Caractéristiques de l'ouvrage relatives à l'étude sismique

D'après le RPOA 2008 les caractéristiques relatives à notre ouvrage sont comme suit :

- Le présent pont est de 2 eme groupe, classé en zone IIb
- Le sol est de catégorie S3 (site meuble).
- L'accélération de zone A = 0.25g

X.4.2 Méthode de calcul

IX.4.2.1 Angle de biais :

Le biais doit être supérieur à 70 grades et les raideurs longitudinales et transversales totales des appuis ne variant pas de plus de 10 % par rapport aux valeurs calculées sans biais

. → **Condition vérifiée** (il s'agit d'un pont sans biais).

IX.4.2.2 Angle de 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. → **Condition vérifiée** (il s'agit d'un pont de grand rayon presque droit).

IX.4.2.3 Masse totale mise en mouvement par le mode fondamental :

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 autrement dit, la masse des piles MP doit être inférieure à 43 % de la masse du tablier :

$$0.43 \times \text{Masse du tablier} = 0.43 \times G = \mathbf{23\ 912,90\ KN}$$

$$\text{Masse de pile} = \text{masse voile évidée} + \text{masse de chevêtre} = \mathbf{44\ 018,18\ KN}$$

Masse de pile > 0.43 × masse du tablier → condition non vérifiée

Alors on utilise « **la méthode du spectre de réponse** »

IX.4.3 Spectre de réponse

L'analyse du comportement dynamique de la superstructure est effectuée avec le logiciel de calcul « Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2019 - Version Etudiant », sous les effets de l'action sismique dans ses trois directions Ex, Ey et Ez (spectre horizontal et vertical) et en introduisant les combinaisons d'action sismique tel que définie dans le **CHAPITRE IV**, afin de déterminer les périodes et les déplacements de la structure...

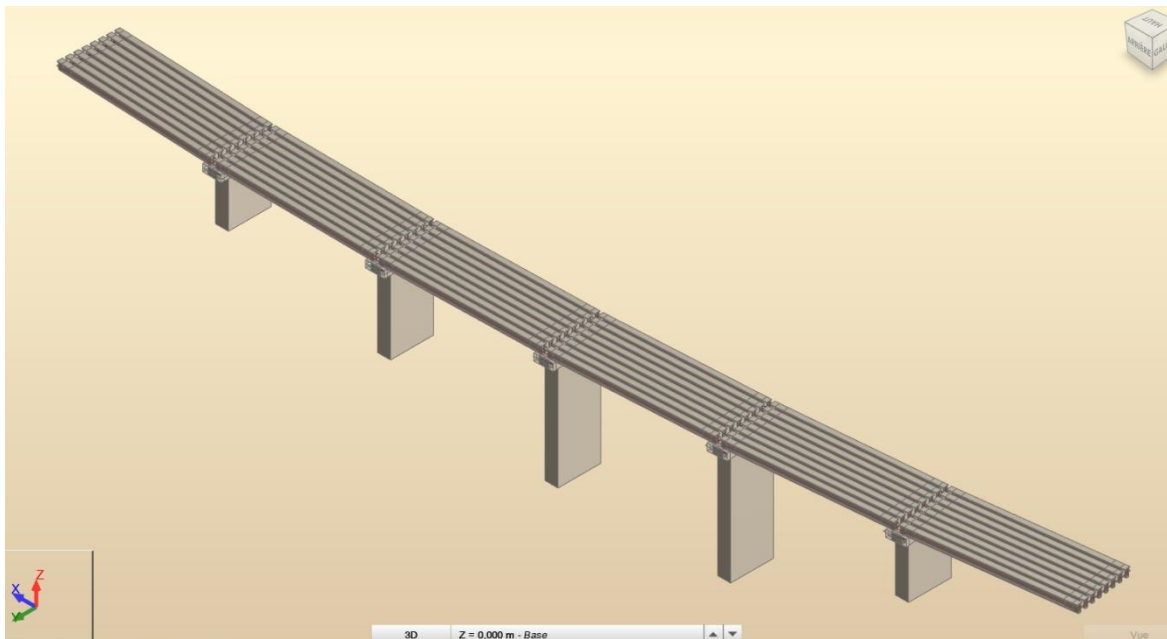


Figure IX.3 modèle 3D

On a considéré dans le calcul des modes propres, la masse du tablier, des piles et la masse des équipements. Les spectres de réponses utilisées pour le calcul sont :

Spectre de réponse horizontal :

Pour les deux directions longitudinale et transversale, on utilise le spectre montré dans la figure suivante

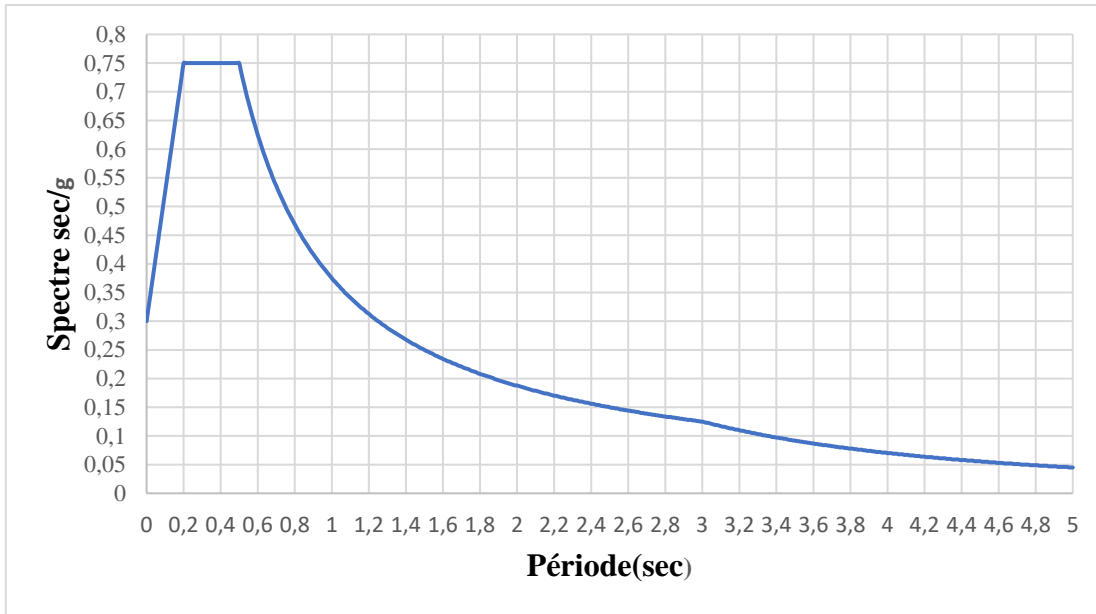


Figure IX.4 Spectre de réponse horizontale Sae/g

L'effet vertical du séisme sera négligeable pour le tablier, le déplacement maximal de la superstructure a été inscrit pour la combinaison : **G + EX+0.3EY + 0.4 T+D**, comme le montre la figure suivante :

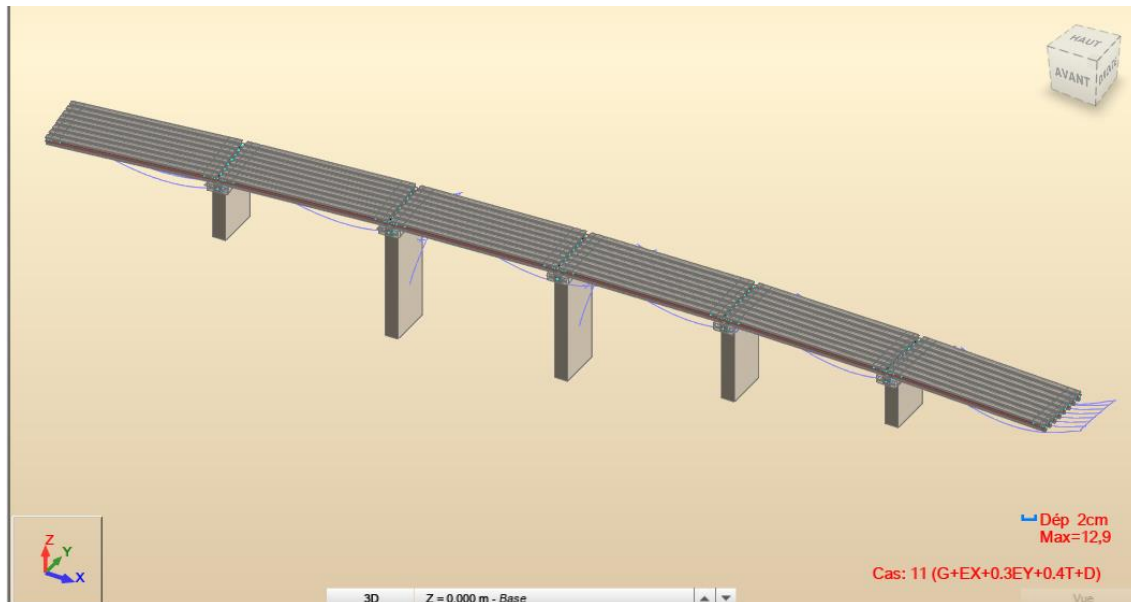


Tableau IX-2 déplacement maximal de la combinaison G + EX+0.3EY + 0.4 T+D

Période propre

Après le calcul des modes propres en utilisant le logiciel Robot (Voir Annexe) :

- **T = 0.79 s** pour le sens longitudinal. Participation modal 48.15 %
- **T = 0.63 s** pour le sens transversal. Participation modal 28.94 %

IX.5 VERIFICATION DE L'APPAREIL D'APPUI

La reprise des charges verticales, horizontales et les rotations de la part des appareils d'appuis mènent à l'apparition de déformation qui s'accompagnent de contraintes qui sont nécessaire à limiter pour éviter toute dégradation. Il y a quatre types de vérification pour les appareils d'appuis en élastomère fretté, ces vérifications se fait selon le RPOA 2008 et on trouve :

IX.5.1 Résistance à la compression

La contrainte moyenne de compression doit vérifier la condition suivante :

$$\sigma_{ap} = \frac{N_{max}}{a \times b} \leq 20MPa$$

Résultats :

$$\begin{cases} N_{max} = 1.6 MPa \\ \sigma_{ap} = 13.06 \leq 20MPa \end{cases} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

IX.5.2 Sécurité au flambement

On doit vérifier que : $\gamma_s \times P_u < P_c$, Avec :

γ_s : coefficient de sécurité, $\gamma_s = 3$.

P_u : valeur maximale des charges verticales à l'ELU.

P_c : charge critique de flambement, $P_c = 4 \times G \times B \times S^2 \times d/h$, tel que :

G : module de cisaillement, $G = 0.9 MPa$.

B : aire nominale en plan de l'appui, $B = a \times b$.

d : somme d'une épaisseur de frette et d'une épaisseur d'élastomère, $d = t_i + t_s$.

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

S : facteur de forme (rapport de l'aire nominale en plan à la surface extérieure d'un feuillet,

$$S = (a \times b) / (2t_i (a + b))$$

Tableau IX-3 Résultat vérification flambement appareil d'appuis

S	D	h	B	P _c	P _u
8.75	0,013m	0,065m	0,12m ²	6,75 MN	1,60 MN
4,80 MN ≤ 6,75 MN					
Condition vérifiée					

IX.5.3 Limitation de la distorsion

La distorsion δ , rapport du déplacement horizontal γ à l'épaisseur totale de l'élastomère T doit être limité à :

$$\begin{cases} p = \frac{P_u}{P_c} \leq 0.25, \delta \leq 0.7 + 4(\delta_0 - 0.7)(0.25 - p) \\ p = \frac{P_u}{P_c} \geq 0.25, \delta \leq 1.4(1 - 2p) \end{cases}$$

Avec :

$$\delta_0 = c/h_c, \text{ borné par : } 0.7 < \delta_0 < 2.$$

c : le petit côté de l'appareil d'appui, $c = 0.35$ m.

h_c : épaisseur totale de l'élastomère, $h_c = T = 0.05$ m.

Application numérique

$$P_u = 1.60 \text{ MN. ; } p = 0.237 ; d = 0.0169 \text{ m. ; } \delta_0 = 2$$

$$\delta = 0.26 \leq 0.7 + 4(\delta_0 - 0.7)(0.25 - p) = 0.77.$$

Condition vérifiée

IX.5.4 Condition du non-glissement :

Pour assurer la stabilité des appareils d'appuis au glissement dans le cas dynamique, on vérifiera la condition : $H < f \cdot N$.

Tel que :

H : l'effort horizontal.

N : l'effort vertical.

f : coefficient de frottement, $f = 0.1 + (0.6 / \sigma_m)$.

Tableau IX-4 application numérique de la vérification de non glissement

	Appareil d'appui pile	Appareil d'appui culée
H (MN)	0.35	0.26
N(MN)	0.60	0.62
σ_m (MPa)	4.39	5.02
F	0.22	0.22
f .N(MN)	0.13	0.14
Vérification	$H > f.N$	$H > f.N$
La condition de non-glissement n'est pas vérifiée pour l'appareil d'appui transversal dans ce cas-là, le néoprène doit être équipé d'un système anti-cheminement		

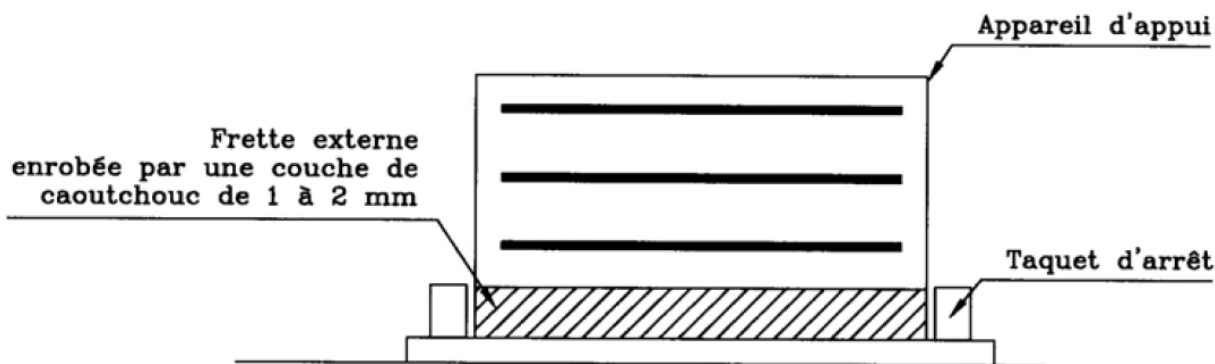


Figure IX.5 Principe d'un dispositif anti-cheminement

IX.6 DES D'APPUIS

Le dé d'appui permet de diffuser les charges localisées provenant directement du tablier vers l'élément porteur (chevêtre de cette dernière vers la pile), ainsi que rattraper le dévers du tablier.

IX.6.1 Dimensionnement des dés d'appuis au niveau de la pile et la culée

Tableau IX-5 les dimensionnes des dés-appuis

	Cas piles et culées
A(mm)	550
B(mm)	550
B₀(m²)	0.3025
P₀(m)	2.2
h (m) ≥	0.27

Sachant que :

$A = b + 200$; **A** : largeur de dé d'appuis et **b** largeur d'appareils d'appuis

$B = a + 200$; **B** : longueur de dé d'appuis et **a** longueur d'appareils d'appuis

$h \geq 2 B_0 / P_0$; **h** :Hauteur de dé d'appuis ou $B_0 = A \times B$ et $P_0 = 2 (A + B)$.

IX.6.2 Ferrailage des dés d'appuis au niveau de la pile et la culée

Les déférentes sections d'armatures sont évaluées suivant le guide SETRA (P.P.73).

IX.6.2.1 Armatures de chaînage :

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

Ces armatures de chaînage sont généralement disposées en une seule nappe ancrée aux extrémités soit par boucle à plat soit dans le corps de pile.

$$A_c = \frac{0.25 \times N}{\sigma_s}$$

N : réaction maximale.

σ_s : contrainte limite des armature d'acier. $\sigma_s = 500/1.15 = 435$ MPa.

IX.6.2.2 Armatures horizontales :

Pour limiter la propagation d'éventuelles fissures, l'ensemble des armatures horizontales placées sous le chaînage, devra reprendre un effort égal à 12.5 % de la même descend de charge.

$$A_h = \frac{0.125 \times N}{\sigma_s}$$

IX.6.2.3 Frette supérieure :

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

$$A_s = \frac{0.04 \times N}{\sigma_s}$$

IX.6.2.4 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.

$$A_i = \frac{0.10 \times N}{\sigma_s}$$

Tableau IX-6 calcul et ferrailage de dé d'appuis

			Plan de ferrailage
A_c (cm ²)	9.19	5 HA 16	
A_h (cm ²)	4.59	5 HA 12	
A_s (cm ²)	1.47	2 HA 10	
A_i (cm ²)	4.59	4 HA 12	

IX.7 Joint de chaussée

Les tabliers de ponts subissent des variations dimensionnelles longitudinales dues à des variations de température, du retrait, du fluage et des déplacements sismiques. Il convient de rendre le tablier librement dilatable, donc de ménager un jeu à ses ou à une de ces extrémités

IX.7.1 Dimensionnement du joint de chaussée

D'après le RPOA, la combinaison à considérer pour le dimensionnement du joint est :

$$W = W_D + 0.4 W_T + W_S/3$$

Où :

W : souffle total du joint.

WD : souffle des déformations différées (retrait + fluage), $WD = 0.92$

cm. **WT** : souffle thermique, $WT = 0.41$ cm.

WS : souffle sismique, $WS = 0.28$ cm.

Donc on aura : **W = 5.3 cm**

IX.7.2 Type de joint

On choisit le type de joint de chaussée selon le souffle calculé, et en regardant le catalogue de joints de chaussée CIPEC, on constate que pour un souffle de 5.3 cm il faut considérer la famille de joints appelée Wd (souffles moyens).

Le modèle pris est en fonction du souffle calculé, on a choisi le joint **W0Sd50**.

Les souffles admissibles pour ce genre de joint, permettent des déplacements longitudinaux de 15 à 65 mm.

IX.8 CONCLUSION

On a étudié dans ce chapitre la sismicité de l'ouvrage et on a constaté un déplacement assez important quand peut le diminuer avec des plots parasismiques transversale et des plots parasismiques longitudinale encastré dans le chevêtre qui donne une forme de chevêtre en T inversée et aussi on a vu le rôle de chacun des équipements du tablier ainsi que leurs méthodes de dimensionnement, afin d'assurer le confort des usages ainsi que la durabilité de l'ouvrage.



CHAPITRE X

ETUDE INFRASTRUCTURE

X.1 INTRODUCTION

La transmission des charges appliquées sur la superstructure au sol ou plus précisément le substratum, est effectuée par l'intermédiaire de l'infrastructure qui doit être dimensionnée pour répondre aux exigences de franchissement ainsi que résister aux efforts statiques et dynamiques.

Dans ce chapitre, on étudiera les éléments de l'infrastructure (les différentes étapes de dimensionnement de l'infrastructure du pont.) : les piles, les culées ainsi que leurs fondations.

X.2 ETUDE DE LA PILE

Les piles sont des appuis intermédiaires, qui transmettent les charges de la superstructure aux fondations et éventuellement au sol. Elles jouent un rôle important dans le fonctionnement mécanique du tablier qui sera appuyé ou bien encasté, ce qui est le cas de notre ouvrage...

Concernant la conception des piles on a déjà défini dans le chapitre précédent

X.2.1 Evaluation de la raideur totale K

En utilisant les caractéristiques indiquées dans le chapitre précédent, on calcule les raideurs des différents appuis par les formules suivantes :

$$k_{\text{Pile}} = \frac{3EI}{h^3}, k_{\text{A-App}} = G \times \frac{a \times b}{T} \text{ et } \frac{1}{\frac{1}{k_{\text{appareils}}} + \frac{1}{k_{\text{pile}}}}$$

Avec :

- **a, b, T** : sont respectivement les dimensions en plan, et l'épaisseur d'élastomère ;
- **G** : module de cisaillement de l'appareil d'appui, $G = 0.9$ MPa en cas statique, et 1.2 MPa en cas dynamique.
- **f_{cj}** : la résistance caractéristique du béton, vaut : $f_{c28} = 27$ MPa.

Les résultats de calculs sont mentionnés dans les tableaux suivants :

Tableau X-1 Raideurs statiques et dynamiques longitudinales des appuis

Appuis	H(m)	K appareils d'appuis		K pile (MN/m)	K appuis	
		k _s (MN/m)	k _d (MN/m)		k _s (MN/m)	k _d (MN/m)
C1	6.4	18	24	Infinie	18	24
P1	11,4	36	48	8697.57	35.85	47.74
P2	23.7	36	48	967.98	34.71	45.73
P3	22,7	36	48	1101.63	34.86	46
P4	16,04	36	48	3122.48	35.59	47.27
P5	9,85	36	48	13483.54	35.9	47.83
C2	3.2	18	24	Infinie	18	24

Tableau X-2 Raideurs statiques et dynamiques transversales des appuis.

Appuis	H(m)	K appareils d'appuis		K pile (MN/m)	K appuis	
		k _s (MN/m)	k _d (MN/m)		k _s (MN/m)	k _d (MN/m)
C1	6.4	18	24	Infinie	18	24
P1	11,4	36	48	338.71	32.54	42.04
P2	23.7	36	48	37.7	18.41	21.11
P3	22,7	36	48	42.9	19.57	22.65
P4	16,04	36	48	121.6	27.78	34.41
P5	9,85	36	48	525.08	33.69	43.98
C2	3.2	18	24	Infinie	18	24

X.2.2 Evaluation des efforts agissant sur la pile

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

Les combinaisons prises en considération sont définies dans le **chapitre IV et II**, les tableaux ci-dessous résument les sollicitations maximales à l'E.L.S, L'E.L.A.

Tableau X-3 Evaluations des efforts des appuis à l'ELS.

G+1.2BC _{3v} +0.6T+0.5 Δθ +R _{retrait} +R _{fluage}					
Appuis	N(KN)	H _{long} (KN)	H _{trans} (KN)	M _{long} (KN.m)	M _{trans} (KN.m)
P1	16010.91	1175.18	156.22	15906.33	1405.73
P2	20541.51	1006.59	124.86	25581.22	3223.23
P3	20144.58	1046.21	111.11	25703.58	2223.86
P4	17703.86	1134.62	109.55	20855.16	997.53
P5	15590.98	1127.38	129.11	14251.29	134.88

Tableau X-4 Evaluations des efforts des appuis à l'ELA.

G+EX+0.3EY+0.4T					
Appuis	N(KN)	H _{long} (KN)	H _{trans} (KN)	M _{long} (KN.m)	M _{trans} (KN.m)
P1	13092.43	4408.33	1215.37	54560.83	15971.27
P2	17631.84	5110.88	2021.15	125844.78	50521.88
P3	17229.0.59	5324.16	1827.2	125333.19	43827.29
P4	14794.70	4529.84	1143.39	76504.49	20558.46
P5	12671.84	4441.25	1123.3	48158.7	13604.87

X.2.3 Ferrailage de la pile

Vu la classification de la zone sismique (zone forte **IIb**) de notre ouvrage on calcule le ferrailage de pile à l'état limite E.L.A il donne la combinaison la plus défavorable.

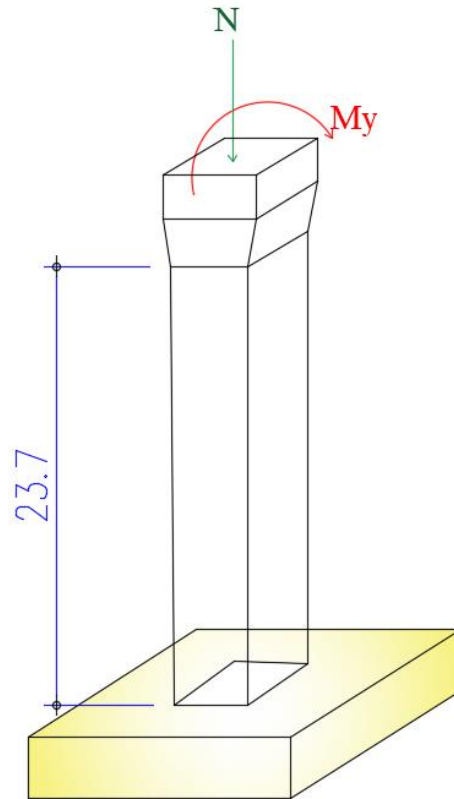


Figure X.1 Sollicitations agissant sur la pile N02.

X.2.4 Vérification de la stabilité de la pile vis-à-vis du flambement

L'élanement λ doit être inférieur à 70 pour que la vérification au flambement soit satisfaite :

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

Avec :

l_f : la longueur du flambement de la pile la plus haute : $l_f = 2 \times 23.7 = 47.4$

i : rayon de giration de la section de la pile la plus haute.

S : la section transversale de la pile.

$$i_y = \sqrt{\frac{I_y}{S}}; i_x = \sqrt{\frac{I_x}{S}}$$

Résultats :

$$I_y = 15.206 \text{ m}^4 ; I_x = 130.16 \text{ m}^4 ; S = 14.98 \text{ cm}^2.$$

$$I_f = 2 \times 23.7 = 47.40 \text{ m}.$$

$$i_y = 1.0074 \text{ m et } i_x = 2.94 \text{ m}$$

$$\lambda_x = I_f/i_x \rightarrow \lambda_x = 16.12 < 70, \text{ donc pas de risque de flambement autour de x-x}$$

$$\lambda_y = I_f/i_y \rightarrow \lambda_y = 47.04 < 70, \text{ donc pas de risque de flambement autour de y-y}$$

X.2.5 Calcul du ferrailage

X.2.5.1 Sous moment de flexion oblique :

La section est toujours orientée de manière à satisfaire la condition suivante :

$$\frac{t_y}{h} \leq \frac{t_x}{b} \rightarrow 0.08 < 0.24, \text{ donc la condition d'orientation vérifiée.}$$

t_x ; t_y Sont les épaisseurs de la section dans la direction transversale, et longitudinale respectivement.

h , b : sont les grandes dimensions de la section.

La base de la pile est soumise à une flexion oblique avec un effort normal (N) et deux moments de flexion M_x et M_y . Pour le calcul de la section des armatures on utilise les Abaqués de WALTHER pour le dimensionnement des sections en béton armé : sections creuse (Auteur : WALTHER).

Avec :

$$\eta = m_x/m_y$$

η : rapport des moments relatifs (sans dimension).

m_x, m_y, n : efforts intérieurs relatifs.

$$m_x = \frac{M_x}{f_{c28} \times b \times h^2} ; m_y = \frac{M_y}{f_{c28} \times h \times b^2} ; n = \frac{N}{f_{c28} b \times h}$$

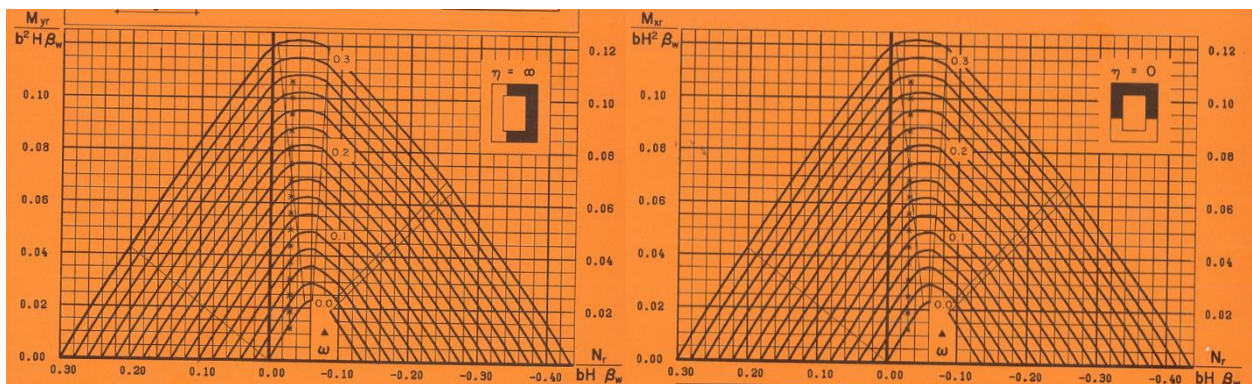


Figure X.2 Abaqués de WALTHER.

Tableau X-5 Résultat utilisés dans les abaques de WALTHER

M_x (KN.m)	M_y (KN.m)	N(KN)	m_x	m_y	n
50521.88	125844.78	17631.84	0.007726	0.26340	0.025

A partir les abaques de WALTHER ci-dessous on tire « ω ».

Direction longitudinale ($\eta = \infty$ et $\omega = 0.17$)

$$F_a = \frac{f_{c28} \times b \times h \times \omega}{\sigma_s} = \frac{27 \times 2.8 \times 9.3 \times 0.17}{500} \times 10^4 = 2390.47 \text{ cm}^2$$

$$A_s \text{ (coté b)} : 0.15 \times F_a = 358.57 \text{ cm}^2$$

$$A_s \text{ (coté h)} : 0.35 \times F_a = 836.66 \text{ cm}^2$$

Direction transversale ($\eta = 0$ et $\omega = 0.04$) :

$$F_a = \frac{f_{c28} \times b \times h \times \omega}{\sigma_s} = \frac{27 \times 2.8 \times 9.3 \times 0.04}{500} \times 10^4 = 562.5 \text{ cm}^2$$

$$A_s \text{ (coté b)} : 0.15 \times F_a = 84.36 \text{ cm}^2$$

$$A_s \text{ (coté h)} : 0.35 \times F_a = 196.86 \text{ cm}^2$$

X.2.5.1.1 Sous moment de torsion :

On cumule les contraintes tangentes dues à l'effort tranchant et au moment de torsion et on doit vérifier :

$$\tau_{uV} + \tau_{uT} \leq \tau_{lim}$$

Avec :

$$\tau_{uV} = \frac{V_u}{b_0 \times d}; \tau_{uT} = \frac{T}{2 \times b_0 \times \Omega}$$

$$\tau_{lim} \leq \left\{ \frac{0.15 \times f_{cj}}{\gamma_b} \text{ et } 4 \text{ MPa} \right\}$$

τ_{uV} : contrainte tangente due à l'effort tranchant V_u .

τ_{uT} : contrainte tangente due à l'effort tranchant T_u .

τ_{lim} : contrainte limite.

b_0 : l'épaisseur de la paroi.

Ω : aire du contour tracé à mi-épaisseur des parois.

- Armatures longitudinales :

$$\frac{\sum A_l}{u} \times f_{ed} = \frac{T}{2\Omega}$$

A_l : section totale des aciers longitudinaux.

u : périmètre du contour d'air Ω .

$$\tau_{uV} = \frac{5.1}{9.25 \times 2.8 \times 0.9} = 0.21 \text{ MPa}$$

$$\tau_{uT} = \frac{2.026}{18.06 \times 2 \times 0.7} = 0.080 \text{ MPa}$$

$$\tau_{lim} \leq \left\{ \frac{0.15 \times 27}{1.15} \text{ et } 4 \text{ MPa} \right\} = 3.52 \text{ MPa}$$

$$\tau_{uV} + \tau_{uT} \leq \tau_{lim}$$

$$\sum A_l = \frac{2.026 \times 21.3}{2 \times 434.78 \times 18.06} = 27.47 \text{ cm}^2$$

La section de ferrailage qui doit être adoptée est la section maximale :

As = 864.13 cm² pour le coté b (longitudinal).

As = 368.04 cm² pour le coté h (Transversale).

- **Choix des barres :**

Coté b (longitudinal) 2 nappes de 23HA32/coté.

Coté h (transversal) 2 nappes de 54HA32/coté.

- **Condition de non fragilité**

$A_{s-min} \geq 0.23 h \times b \times f_{tj}/f_e \rightarrow A_{s-min} \geq 321.678 \text{ cm}^2 \rightarrow$ La condition est vérifiée.

- **Armatures transversales**

La section At d'une barre transversale assurant le maintien d'une barre longitudinale ou d'un groupe de barres de section AL, doit satisfaire la condition suivante :

$$A_t = \frac{A_l \times f_{el}}{16 \times f_{et}} \times \frac{S_t(\text{mm})}{100}$$

St : l'espacement des armatures transversales en mm. Selon R.P.O.A en zone critique :

St = Min (24.ϕt ; 8.ϕl ; 0,25.d), soit ϕt = 20 mm → St = 25 cm.

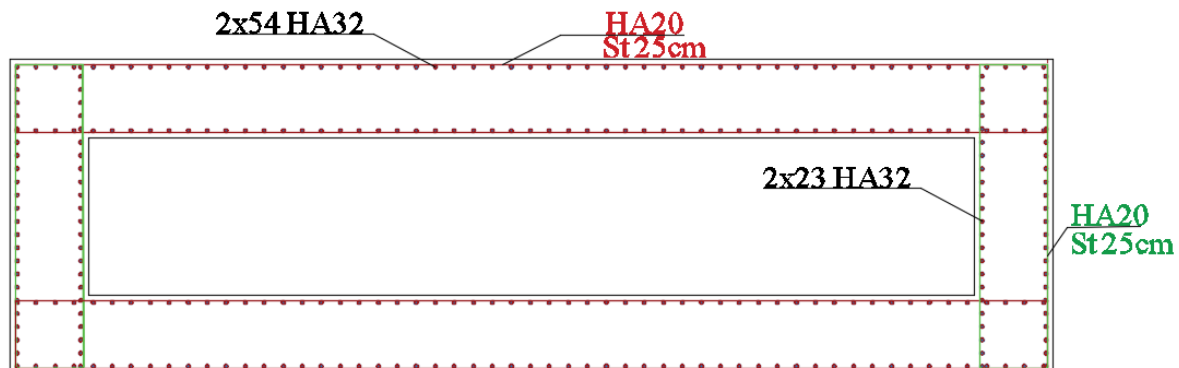


Figure X.3 Ferrailage de pile à la base

X.3 Etude de la culée

La culée est un élément fondamental de l'infrastructure d'un pont, construite aux deux bords de l'ouvrage, donc c'est l'élément qui assure le raccordement de l'ouvrage au terrain de façon à avoir une continuité entre la chaussée de la route et celle portée par le pont

La culée a deux rôles principaux, donc à la fois un appui de tablier et un mur de soutènement qui subit à la poussée des terres et des surcharges de remblais.

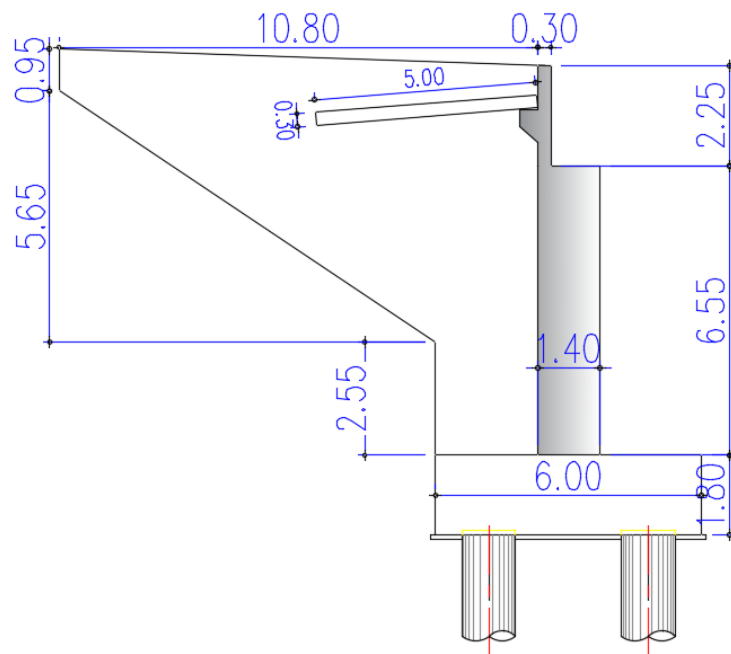
X.3.1 Dimensionnement de la culée

Les dimensions de la culée définie dans le chapitre IV

Tableau X-6 Dimensions des éléments de la culée

Elément	Hauteur(m)	Longueur(m)	Epaisseur ou largeur(m)
Semelle	1.8	13.25	6.00
Mur frontal	6.55	13.25	1.40
Dalle de transition	0.30	11.25	5.00
Mur en retour	/	/	0.70
Corbeau	/	11.85	/
Mur de garde de grève	2.25	13.25	0.30

Schéma représentatif de la culée



X.3.2 Evaluation des sollicitations

Deux sections critiques sont à considérer pour cette évaluation :

- La section au pied du mur frontal pour ce qui concerne le ferrailage de celui-ci ($Z = 1,8$ m).
- La face inférieure de la semelle pour ce qui concerne l'équilibre de la fondation ($Z = 0$).

Les vérifications dans les deux directions pouvant être effectuées de manière indépendante, seule la vérification dans le sens longitudinal est présentée dans ce chapitre, la vérification dans le sens transversal étant similaire.

X.3.2.1 Détermination des sollicitations en statique

Le calcul de la poussée statique et les charges d'inertie, effectué avec les hypothèses classiques, conduit à :

$$K_a = 0.33; \gamma_{\text{béton}} = 25 \text{ kN/m}^3; \gamma_{\text{sol}} = 18 \text{ kN/m}^3$$

Tableau X-7 Détermination des sollicitations en statique.

Désignation	N (KN)	H (KN)	IFV(x/o)	IFH(y/o)	M _{FV} /o	M _{FH} /o
Semelle	6181,92	/	0,00	0,90	0,00	/
Mur frontal	3280,57	/	0,24	5,07	787,34	/
Dalle de transition	239,96	/	3,20	9,60	767,88	/
Mur en retour	1945,57	/	4,76	7,78	9260,89	/
Corbeau	70,39	/	1,12	9,31	78,84	/
Mur de garde de grève	243,27	/	0,78	9,46	189,75	/
Poids des Terres Amont	2986,20	/	1,86	5,62	5554,33	/
Poussée des terres	/	3954,45	/	-3,53	/	-13972,40
Poussée Sur 10kN/m ²	/	414,51	/	-5,30	/	-2196,92

La réaction d'appui du tablier conduit à :

Tableau X-8 Les actions transmises par le tablier

Désignation	N (KN)	H (KN)	IFV(x/o)	IFH(y/o)	M _{FV} /o	M _{FH} /o
R _g	4568,08	/	0,00	/	0,00	/
R _{A1}	1636,96	/	0,00	/	0,00	/
R _{bc}	1454,71	/	0,00	/	0,00	/
R _{Mc120}	1085,54	/	0,00	/	0,00	/

R_{D240}	1769,55	/	0,00	/	0,00	/
H_{f+r}	/	203,14	/	-8,35	/	-1696,18
HT°		91,41		-8,35		-763,28
Freinage A1	/	194,21	/	-8,35	/	-1621,63
Freinage Bc	/	360,00	/	-8,35	/	-3006,00

Le tableau ci-après résume les combinaisons des actions précédentes à l'ELS et l'ELU :

Tableau X-9 Les combinaisons des actions appliquées sur la culée à l'ELU et à l'ELS.

Désignation		N (KN)	H (KN)	MH (KN.m)	MV (KN.m)	Δ M (KN.m)
E.L.S	G+0.6T	19515,95	4212,44	-16126,56	16639,03	512,47
	G+0.6T+1.2Q	19515,95	4709,85	-18762,86	16639,03	-2123,83
	G+0.6T+1.2A(I)	21480,31	4445,49	-18072,51	16639,03	-1433,49
	G+0.6T+1.2Bc	21261,60	4644,436	-19733,76	16639,03	-3094,73
	G+0.6T+Mc₁₂₀	20601,50	4212,44	-16126,56	16639,03	512,47
	G+0.6T+D₂₄₀	21285,51	4212,44	-16126,56	16639,03	512,47
E.L.U	1.35G+0.9T	26346,54	5695,02	-21839,55	22462,69	623,14
	1.35G+0.9T+1.6Q	26346,54	6358,24	-32998,46	22462,69	-10535,77
	1.35G+0.9T+1.6A(I)	28965,67	6005,75	-24434,16	22462,69	-1971,47
	1.35G+0.9T+1.6(Bc)	28674,07	6271,02	-26649,15	22462,69	-4186,46
	1.35G+0.9T+1.35Mc₁₂₀	28083,41	5695,02	-21839,55	22462,69	623,14
	1.35G+0.9T+1.35D₂₄₀	29177,82	5695,02	-21839,55	22462,69	623,14

X.3.2.2 Détermination des sollicitations sismiques

Le calcul dynamique de la culée prend en considération : les charges d'inertie, les poussées dynamiques et les charges dues au tablier.

X.3.2.2.1 Calcul des efforts sismiques d'inertie sur la culée :

D'après le RPOA, pour ce calcul on décompose la culée en volumes élémentaires sur lesquels on applique l'accélération horizontale.

On détermine les sollicitations au pied du mur frontal et au niveau inférieur de la semelle. Les forces sismiques horizontales et verticales sont calculées avec :

$$F_h = PP \times k_h ; F_v = PP \times k_v$$

Tel que :

$k_h = A$, où A est le coefficient d'accélération dynamique égale à 0.25 dans notre cas. $k_v = 0.3 k_h$.

PP : le poids propre de l'élément

Et donc les charges statiques calculées précédemment deviennent dans le cas dynamique :

Tableau X-10 Calcul des efforts dû à la culée dans le cas dynamique

Désignation	N (KN)	H (KN)	IFV(x/o)	IFH(y/o)	M _{FV/o}	M _{FH/o}
Semelle	463,64	1545,48	0,00	0,90	0,00	1390,93
Mur frontal	246,04	820,14	0,24	5,07	59,05	4156,48
Dalle de transition	18,00	59,99	3,20	9,60	57,59	575,91
Mur en retour	145,92	486,39	4,76	7,78	694,57	3784,13
Corbeau	5,28	17,60	1,12	9,31	5,91	163,83
Mur de garde de grève	18,25	60,82	0,78	9,46	14,23	575,33
Poids des Terres Amont	223,97	746,55	1,86	5,62	416,57	4195,61
Somme	1121,09	3736,97	/	/	1247,93	14842,22

X.3.2.2.2 Calcul des poussées dynamiques

Selon le RPOA, sous un séisme, la poussée dynamique globale comporte à la fois les effets statiques et dynamiques de la poussée active des terres et elle a pour valeur :

$$F_{ad} = \frac{1}{2} \gamma (1 \pm k_v) H^2 k_{ad} ; K_{ad} = \frac{\cos^2(\varphi - \theta)}{\cos^2 \theta \left[1 + \sqrt{\frac{\sin \varphi \cdot \sin(\varphi - \beta - \theta)}{\cos \beta \cdot \cos \theta}} \right]^2}$$

Avec :

$$\theta = \arctan (k_h / (1 \pm k_v)).$$

γ : poids volumique des terres.

H : la hauteur totale de la culée.

φ : l'angle de frottement interne du remblai.

β : l'angle fait la surface du remblai avec l'horizontale, $\beta = 0$.

Tableau X-11 Coefficient de calcul de la poussée dynamique

$\gamma(\text{kN/m}^3)$	φ°	k_h	k_v	$\theta 1^\circ(1+k_v)$	$\theta 2^\circ(1-k_v)$	$K_{ad}(1+k_v)$	$K_{ad}(1-k_v)$
18,00	30,00	0,25	0,08	13,09	15,12	0,50	0,54

Les poussées dynamiques agissant sur la culée, pour les deux cas, sont égales à :

Tableau X-12 Calcul des poussées dynamiques

Désignation	N (KN)	H (KN)	$M_{FV/o}$	$M_{FH/o}$
$P_{ad}(1+k_v)$	/	7231,00	/	25549,53
$P_{ad}(1-k_v)$	/	6670,78	/	23570,10

X.3.2.2.3 Calcul des charges sismiques dues au tablier

Les efforts dus au tablier dans le cas d'un séisme sont déterminés, par la méthode du spectre de réponse (méthode définie dans le chapitre précédent), avec le logiciel de calcul « Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2019 - Version Etudiant ».

Les résultats de calcul, pour un séisme horizontal (on néglige le cas d'un séisme vertical voir chapitre précédent), sont définis dans le tableau suivant :

Tableau X-13 Les efforts sismiques dus au tablier

Désignation	N (KN)	H (KN)	$M_{FV/o}$	$M_{FH/o}$
Séisme Tablier	0,00	1876,92	0,00	-15672,27

X.3.2.2.4 Combinaisons des actions sismiques de la culée :

L'évaluation de l'action sismique totale se fait pour trois cas :

- 1^{er} cas : cas de séisme horizontal (1+k_v).
- 2^{ème} cas : cas de séisme horizontal (1-k_v).
- 3^{ème} cas : cas de séisme vertical.

Les actions inertielles étant toutes dans la même direction, il est intéressant de les considérer en même temps, ces actions sont celles de la masse de la culée, du sol sur la semelle (efforts sismiques d'inertie et les poussées dynamiques).

La combinaison des actions se fait comme suit :

- Les actions inertielles se cumulent directement : $F_{\text{inertielles}} = \Sigma F$, F étant les forces d'inertie de la culée, du sol, de la semelle et les poussées dynamiques.

- Les actions par direction se cumulent quadratiquement : $F = \sqrt{F_{\text{tablier}}^2 + F_{\text{inertielles}}^2}$.

Tableau X-14 L'évaluation des actions sismiques de la culée

	N (kN)	V (kN)	M (Kn.m)
CAS 1	0,00	11127,40	43325,67
CAS 2	0,00	10575,64	41486,46
CAS 3	1121,09	0,00	1247,93

X.3.2.3 Combinaison des actions sismiques totales de la culée

Selon le RPOA 2008, la combinaison d'actions à l'ELA est définie comme suit :

« $G + 0.4 T + E + R_{\text{retrait}} + R_{\text{fluage}}$ »

On pose : $R = G + 0.4 T + R_{\text{retrait}} + R_{\text{fluage}}$, et on aura les résultats suivants :

Tableau X-15 La détermination de R_{max} et R_{min} .

	N (kN)	H(kN)	M (Kn.m)
R_{max}	19515,95	239,70	14637,53
R_{min}	19515,95	239,70	14637,53

Il est important d'identifier les combinaisons critiques afin de limiter les calculs. On s'intéresse aux combinaisons suivantes :

Tableau X-16 Les combinaisons des actions sismiques totales de la culée

	N (kN)	H(kN)	M (Kn.m)
$R_{\text{max}} - H + 0,3V$	19852,28	-10887,70	-28313,76
$R_{\text{min}} - H - 0,3V$	19179,63	-10335,94	-27223,31
$R_{\text{max}} + V - 0,3H$	20637,04	-3098,52	2887,76
$R_{\text{min}} - V - 0,3H$	18394,86	-2932,99	943,67

X.3.3 Ferrailage des éléments de la culée

X.3.3.1 Mur frontal

Le mur frontal est un élément qui est encasté 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'exploitation

Le ferrailage vertical du mur est calculé avec le logiciel ROBOT-Expert en considérant une section rectangulaire de dimensions : $1 \times 1.4 \text{ m}^2$ travaillant en flexion composée. Les efforts défavorables de calcul sont définis dans le tableau suivant :

Tableau X-17 Les sollicitations défavorables à l'ELU et à l'ELS du mur frontal.

	$M_{\max}(\text{KN.m/ml})$	$N_{\text{cors}}(\text{KN/ml})$	$T_{\max}(\text{KN.m/ml})$	$N_{\text{cors}}(\text{KN/ml})$
E.L.S	-934,57	804,11	261,05	804,11
E.L.U	-2079,00	1083,36	352,50	1083,36

Résultats :

- Ferrailage vertical : $A_s = 25 \text{ cm}^2$; Soit : **6HA25/ml**, avec $St = 20 \text{ cm}$.
- Ferrailage horizontal : $A_{st} = A_s/4=6.27 \text{ cm}^2$; Soit : **6HA12/ml**, avec $St = 20 \text{ cm}$.
- Armatures de construction : $A_s = A_s/3=8.33 \text{ cm}^2$; Soit : **6HA14/ml**, avec $St = 20 \text{ cm}$

X.3.3.2 Mur garde de grève

Le mur garde grève, supposé encastré à la base, est calculé en flexion simple sous l'effet des charges horizontales suivantes :

- Poussée des terres.
- Poussée d'une charge locale située en arrière du mur garde grève.
- Force de freinage.

X.3.3.2.1 Moment dû à la poussée des terres :

Le moment à l'encastrement, dû à la poussée des terres, a pour expression : $M_p = P.H/3$

Avec : $P = \frac{1}{2} .K_a .\gamma . H^2.L=15.17\text{KN/ml}$

Tel que :

P : la poussée des terres.

K_a : coefficient de poussée des terres, **K_a = 0.33**.

γ : poids volumique du remblai, $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$

H : hauteur du mur garde grève, **H = 2.26 m**.

L : longueur du remblai, **L = 1 m** (le calcul est effectué par 1 mètre linéaire).

On aura donc : **MP = 11. 43kN.m/ml**.

Résultats :

MP = 11.43 kN.m/ml à l'ELS.

MP = 11.43 kN.m/ml à l'ELU.

X.3.3.2.2 Moment dû à la force du freinage

Le moment à l'encastrement, dû à la force du freinage B_c , a pour expression

$$M_f = \frac{2\mu \times p \times H}{0.25 + 2H}$$

Avec $P=60$ KN par roue

Résultats :

$$M_P = 68.23 \text{ kN.m/ml à l'ELS.}$$

$$M_P = 90.97 \text{ kN.m/ml à l'ELU}$$

X.3.3.2.3 Moment dû à une charge locale située en arrière du mur :

Le moment fléchissant à l'encastrement dû à une charge locale a pour expression :

$$M_{Pc} = \frac{12k}{0.75 + 2h} \int_0^h \frac{h-x}{0.25+x} dx, \text{ avec: } k = k_a \times \delta \times \gamma$$

Sachant que :

γ : coefficient de pondération, $\gamma = 1.6$ à l'ELU et $\gamma = 1.2$ à l'ELS.

δ : coefficient de majoration dynamique, $\delta = 1.06$.

h : hauteur du mur garde de grève

Les valeurs de K aux états limites sont :

$$K = 0.51 \text{ à l'ELS. ; } K = 0.68 \text{ à l'ELU.}$$

La valeur de M_{Pc} / K est explicitée dans le tableau ci-dessous pour différentes valeurs de h :

$h(m)$	0,5	0,75	1	1,5	2	2,5	3
M_p/K (t.m/ml)	2,23	3,4	4,41	6,11	7,45	8,56	9,49

En faisant une interpolation linéaire pour $h = 2.26$ m, on trouve : $M_{Pc}/K = 8.11$ t.m/ml. Ainsi on aura :

$$M_{Pc} = 41.25 \text{ kN.m/ml à L'ELS.}$$

$$M_{Pc} = 55.01 \text{ kN.m/ml à L'ELU.}$$

Le moment total de l'encastrement à L'ELS et L'ELU est la somme des moments calculés précédemment :

$$M = 120.91 \text{ KN.m/ml à l'ELS.}$$

$$M = 161.4 \text{ KN.m/ml à l'ELU.}$$

Le ferrailage principal est calculé à l'aide du logiciel ROBOT-Expert en flexion simple en considérant une section rectangulaire de dimensions : $1 \times 0.30 \text{ m}^2$.

Résultats :

- Ferrailage principal (côté du remblai) : $A_s = 22,3 \text{ cm}^2$; Soit : **6HA25/ml**, avec $St = 20\text{cm}$.
- Armatures de construction (côté du tablier) : $A's = A_s/3$; Soit : **6HA14/ml**, avec $St = 20 \text{ cm}$.
- Ferrailage transversal : $A_{st} = A_s/4$; Soit : **6HA12/ml**, avec $St = 20 \text{ cm}$.

X.3.3.3 Dalle de transition

La dalle de transition est une dalle en béton armé, placée sous la chaussée aux extrémités du pont, son rôle est d'éviter le dénivellement qui pourrait se produire lors des tassements éventuels des remblais derrière la culée.

Elle se calcule comme une dalle rectangulaire supposée simplement appuyé, sachant que réellement elle est reposée sur des appuis élastiques sur toute sa surface (contact direct avec le sol). Elle est soumise à son poids propre, aux surcharges et au poids du remblai au-dessus de la dalle.

Tableau X-18 Evaluation des efforts de la dalle de transition

Type de charge	Q (kN/ml)	M(KN.m/ml)	V (kN)
Poids propre	8,1	25,3125	20,25
Revêtement	2	6,25	5
Remblai	17,1	53,4375	42,75
Surcharges	10	31,25	25

Résultats :

$$M_{ser} = MG + 1.2MQ = 122,50 \text{ kN.m/ml.}$$

$$V_{ser} = VG + 1.2VQ = 98,00 \text{ kN/ml.}$$

$$M_{ult} = 1.35 MG + 1.6 MQ = 164,75 \text{ kN.m/ml.}$$

$$V_{ult} = 1.35 VG + 1.6 VQ = 131,80 \text{ kN/ml.}$$

Le ferrailage principal est calculé à l'aide du logiciel ROBOT-Expert en flexion simple en considérant une section rectangulaire de dimensions : $1 \times 0.3 \text{ m}^2$.

Résultats :

- Ferrailage principal : $A_s = 16.8 \text{ cm}^2$; Soit : **6HA20/ml**, avec $St = 20 \text{ cm}$.
- Armatures de construction : $A's = A_s/3$; Soit : **6HA14/ml**, avec $St = 20 \text{ cm}$.
- Ferrailage transversal : $A_{st} = A_s/4$; Soit : **6HA12ml**, avec $St = 20 \text{ cm}$.

X.3.3.4 Corbeau

Le corbeau est un appui pour la dalle de transition, il est soumis à la réaction due aux poids des charges permanentes et la réaction des surcharges sur remblai. La formule de la réaction aux appuis d'une poutre simplement appuyée est écrite sous la forme : $R = q.L/2$, tel que :

L : la longueur de la dalle de transition, **L = 5 m.**

q : la charge appliquée sur la dalle, $q = 27.20 \text{ kN/ml}$ le cas des charges permanentes et $q = 10 \text{ kN/ml}$ pour la surcharge sur remblai.

Pour le calcul du ferrailage, on suppose que le corbeau travaille en flexion simple, les moments de calcul aux états limites sont :

M = 98.00 kN.m/ml à l'ELS ; **M = 131.80 kN.m/ml** à l'ELU.

Le ferrailage principal est calculé à l'aide du logiciel ROBOT-Expert pour une section rectangulaire de dimensions : $1 \times 0.40 \text{ m}$

- Ferrailage principal : **As = 11.2 cm²** ; Soit : **6HA16/ml**, avec **St = 20 cm**

X.3.3.5 Mur en retour

Le mur en retour a pour rôle d'assurer le soutènement des terres du remblai d'accès du pont. Il est soumis aux charges suivantes :

- Les poussées des terres, $P_{\text{terres}} = 52.27 \text{ kN/m}^2$.
- Les poussées des surcharges de remblais, $P_{\text{sr}} = 3.33 \text{ kN/m}^2$.
- les charges permanentes appliquées au tablier (trottoirs, glissières, corniches)
- Poids propre du mur.

Le modèle de calcul du mur en retour à l'aide du logiciel est illustré dans la figure suivante :

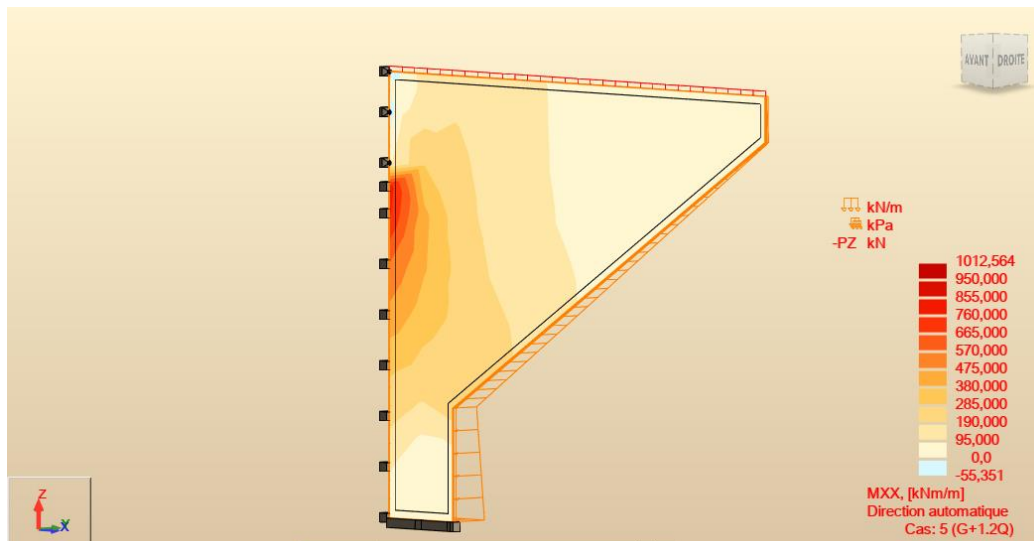


Figure X.4 Les moments MXX sur le mur en retour avec le logiciel.

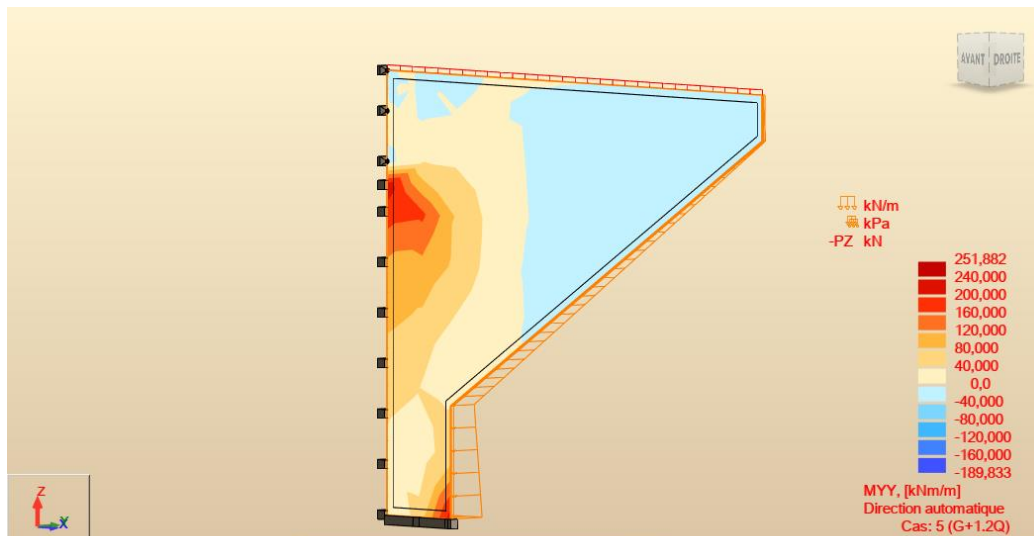


Figure X.5 Les moments MYY sur le mur en retour avec le logiciel.

Le ferrailage du mur suivant les deux directions sur la zone intérieur (remblai) et extérieur est effectué par le logiciel ROBOT Expert en considérant une section rectangulaire (1 × 0.7) m en flexion composée. Sachant que :

Résultats à l'ELS :

$$M_{XX} = 600 \text{ kN.m/ml} ; M_{YY} = 175 \text{ kN.m/ml}$$

Tableau X-19 Calcul du ferrailage du mur en retour.

	As(cm ²)	Section d'acier principale	Armatures de constructions
Le ferrailage horizontal	41.1	6HA32 ; St=20cm	6HA20 ; St=20cm
Le ferrailage vertical	15	6HA20 ; St=20cm	6HA12 ; St=20cm

X.4 Etude des fondations

X.4.1 Etude de la semelle

La semelle transmet à la fondation des efforts qui induisent dans les pieux des forces axiales et le plus souvent des moments. Pour que ces moments soient transmis. Il faut que les pieux soient mécaniquement encastrés dans la semelle. Ceci s'obtient facilement avec des pieux forés. La semelle a pour rôle de transmettre au sol les différentes charges par l'intermédiaire des pieux. Les dimensions de la semelle sous la culée et sous la pile sont présentées dans le tableau suivant :

Tableau X-20 Les dimensions de la semelle sous la culée et sous la pile

	Hauteur(m)	Largeur(m)	Longueur(m)
Semelle sous pile	2.80	9.60	13.25
Semelle sous culée	1.80	6.00	13.25

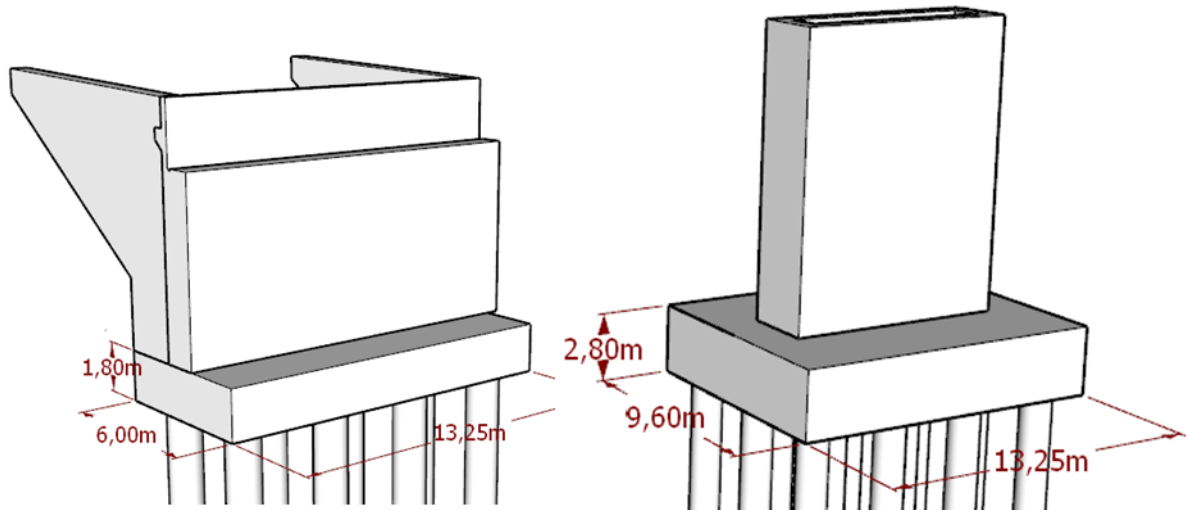


Figure X.6 Les démensions des semelles

X.4.1.1 Calcul des sollicitations

Le tableau suivant résume les sollicitations obtenues lors des combinaisons des charges citées précédemment :

Tableau X-21 Les sollicitations les plus défavorables sur les semelles.

		G+EX+0.3EY+0.4T			
Efforts Appuis	N (kN)	H _{long} (kN)	H _{trans} (kN)	M _{long} (kN.m)	M _{trans} (kN.m)
C1	19852,28	10887,70	/	28313,76	/
P1	21829.042	4463.315	1402.003	67860.186	22242.096
P2	26368.446	5216.542	2307.558	142896.027	63814.85
P3	25965.664	5428.998	2072.941	142629.949	55681.71
P4	23531.331	4566.474	1177.415	89731.621	24434.393
P5	21408.428	4474.510	1169.481	60862.002	17347.247
C2	17892.32	10887.70	/	28313,76	/

X.4.1.2 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 et y.

x, y : la distance des pieux par rapport à l'axe de la semelle.

Tableau X-22 Les valeurs de N_{max} et de N_{min} pour les combinaisons les plus défavorables

ETAT	Cas de la pile		Cas de la culée	
	N_{Max} (kN)	N_{min} (kN)	N_{Max} (kN)	N_{min} (kN)
ELA	7150	-2770	4693.55	269.52

X.4.1.3 Ferrailage de la semelle

Pour le ferrailage de la semelle on utilise la méthode des bielles. Conditionnée par :

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha \geq 45^\circ \\ h \geq \frac{L}{2} - \frac{b}{4} ; h = H - d' \end{array} \right.$$

L : entraxe entre les pieux.

b : épaisseur de la pile ou le mur frontal.

Tableau X-23 La vérification des conditions de la méthode des bielles.

	Cas de la pile	Cas de la culée
L (m)	3.60	3.60
b (m)	0.70	1.40
H (m)	2.80	1.80
d' (m)	0.10	0.10
h (m)	2.70	1.70
$\frac{L}{2} - \frac{b}{4}$ (m)	1.625	1.45
$\alpha_1 = \alpha_2 = \text{Arctg}\left(\frac{L}{\frac{L}{2} - \frac{b}{4}}\right)$	59.00°	49.55°
Conditions	Vérfiées	Vérfiées

D'après le document « SETRA » la section d'armature transversale inférieure est déterminée par la méthode des bielles est égale à :

$$A_s = \frac{N_{max}}{\sigma_a} \times \frac{L}{2} - \frac{b}{4} \frac{1}{h}$$

	Cas de pile	Cas de culée
$N_{max-ELA}$	7.15	4.69
$\overline{\sigma_{a-ELA}} = f_e$	500	500
$A_{s-ELA}(\text{cm}^2)$	86.06	80.01
Choix d'armatures	18HA25	17HA25

Les armatures transversales placées dans les bandes axées sur les pieux ayant une largeur (L) telle que :

$$L = H + \Phi_{\text{pieu}} = 2.7 + 1.2 = 3.9 \text{ m, cas pile.}$$

$$L = H + \Phi_{\text{pieu}} = 1.7 + 1.2 = 2.9 \text{ m, cas culés.}$$

Pour la semelle sous la pile :

Armatures longitudinales inférieures :

$$As1 = As/2 = 11.03 \text{ cm}^2 / \text{ml} ; \text{ Soit : } 5\text{HA}20/\text{ml}, \text{ avec un espacement de } 20\text{cm.}$$

Armatures transversales supérieures :

$$As2 = As/3 = 7.356 \text{ cm}^2 / \text{ml} ; \text{ Soit : } 5\text{HA}16/\text{ml}, \text{ avec un espacement de } 20 \text{ cm.}$$

Armatures longitudinales supérieures :

$$As3 = As/4 = 5.517 \text{ cm}^2 / \text{ml} ; \text{ Soit : } 5\text{HA}14/\text{ml}, \text{ avec un espacement de } 20 \text{ cm.}$$

Armatures latérales :

$$As4 = As/10 = 2.207 \text{ cm}^2 / \text{ml} ; \text{ Soit : } 3 \text{ HA}12, \text{ avec un espacement de } 30 \text{ cm.}$$

Pour la semelle sous la culée :

Armatures longitudinales inférieures :

$$As1 = As/2 = 13.79 \text{ cm}^2 / \text{ml} ; \text{ Soit : } 5\text{HA}20/\text{ml}, \text{ avec un espacement de } 20 \text{ cm.}$$

Armatures transversales supérieures :

$$As2 = As/3 = 9.19 \text{ cm}^2 / \text{ml} ; \text{ Soit : } 5\text{HA}16/\text{ml}, \text{ avec un espacement de } 20 \text{ cm.}$$

Armatures longitudinales supérieures :

$$As3 = As/4 = 6.89 \text{ cm}^2 / \text{ml} ; \text{ Soit : } 5\text{HA}14/\text{ml}, \text{ avec un espacement de } 20 \text{ cm.}$$

Armatures latérales :

$$As4 = As/10 = 2.61 \text{ cm}^2 / \text{ml} ; \text{ Soit : } 3 \text{ HA}12/\text{ml}, \text{ avec un espacement de } 30 \text{ cm.}$$

X.4.2 Etude des pieux

X.4.2.1 Actions sur les pieux

Le comportement d'un élément flexible dans le sol peut s'exprimer mathématiquement comme une équation différentielle :

$$EI \cdot \frac{d^4y}{dx^4} + C_u by = 0$$

Avec :

b : diamètre du pieu.

C_u : module de réaction du sol.

y : déplacement en tête du pieu.

La solution de l'équation précédente est de la forme :

$$\alpha = \sqrt[4]{\frac{4EI}{C_u b}}$$

Avec :

α : longueur élastique du pieu ;

Le pieu est soumis à un moment fléchissant en chaque dixième de section. Ce moment est déterminé par la méthode WERNER. Le pieu étant encastré en tête. Ce qui implique que les déplacements ou les rotations sont nuls.

X.4.2.2 Calcul du Coefficient d'amortissement du module de WARNER λ et le Moment:

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{C_u b}{4EI}} ; \lambda : \text{coefficient d'amortissement du module de WERNER.}$$

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

$\chi_{\theta P}$ et $\chi_{\theta M}$: coefficient déterminé à partir de l'abaque de WERNER en fonction de $\lambda \times L$.

\bar{P} : l'effort tranchant en tête du pieu, $\bar{P} = H/n$, n étant le nombre de pieux

Tableau X-24 Résultat Calcul du coefficient λ

L (m)	19
E (MPa)	33 000
Cu (MN/m³)	30
b (m)	1,2
I (m⁴)	0,101
λ	0.228
$\lambda L = 5.70$, on tire les valeurs de $(\chi_{\theta P} \cdot \chi_{\theta M})$ à partir du tableau WERNER $L = 6 \rightarrow \begin{cases} \chi_{\theta P} = 1.29 \\ \chi_{\theta M} = 1.49 \end{cases}$	

Tableau X-25 Les valeurs du moment fléchissant et effort tranchant en tête du pieu

ETAT	Cas de la pile			Cas de la culée		
	$H_{max}(KN)$	$\bar{P}(KN/pieu)$	$\bar{M}(KN.m)$	$H_{max}(KN)$	$\bar{P}(KN/pieu)$	$\bar{M}(KN.m)$
ELA	5428.99	452.42	1720.3	10887,70	1360.96	5175

X.4.2.3 Ferrailage des pieux :

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

Cas de la pile :

Section d'acier :

Avec Robot expert $A_s = 113.10 \text{ cm}^2$. Donc, on prend 24 HA25.

Armatures transversales :

On prend des cerces de HA16 avec un espacement de 12.5 en zone critique et 20 cm en zone courante.

Cas de la culée :

Section d'acier :

Avec Robot expert $A_s = 203.40 \text{ cm}^2$. Donc, on prend 26 HA32.

Armatures transversales :

On prend des cerces de HA20 avec un espacement de 15 en zone critique et 25 cm en zone courante.

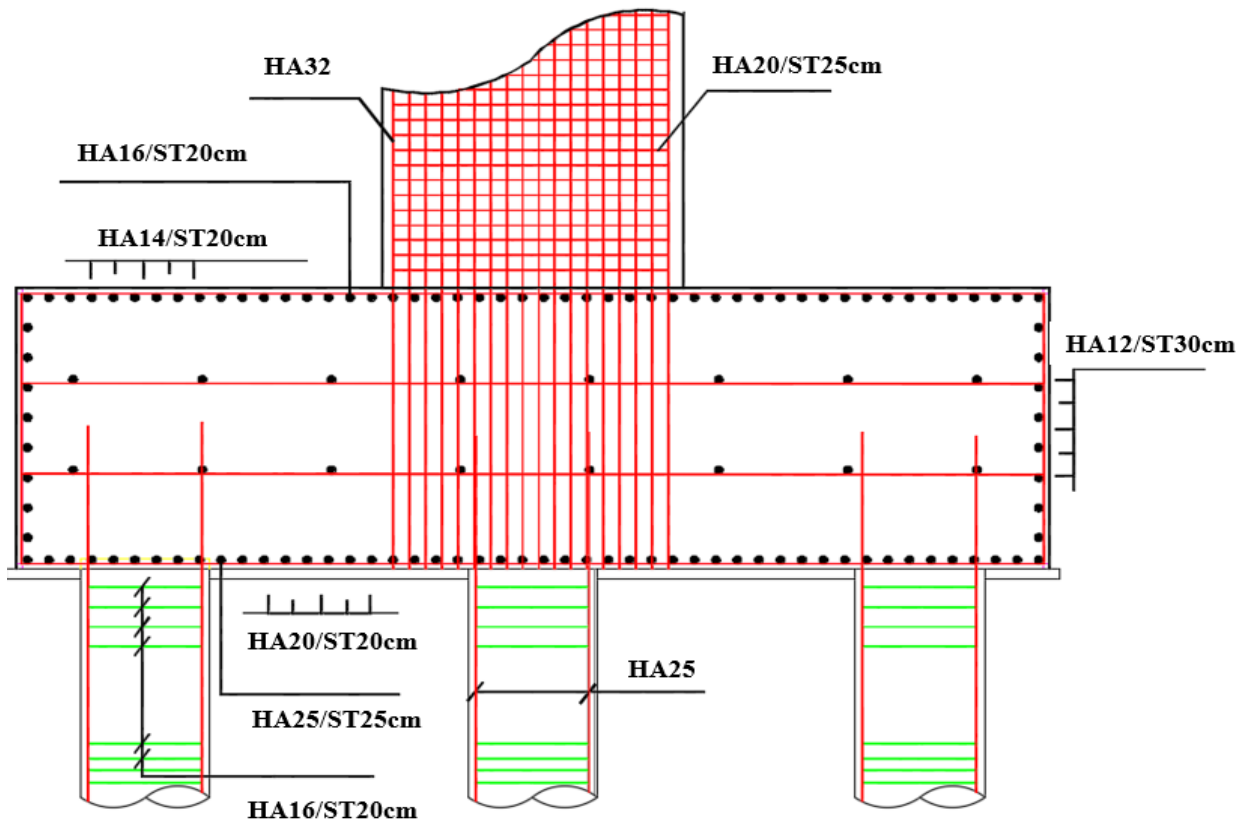


Figure X.7 Ferrailage semelle des piles.

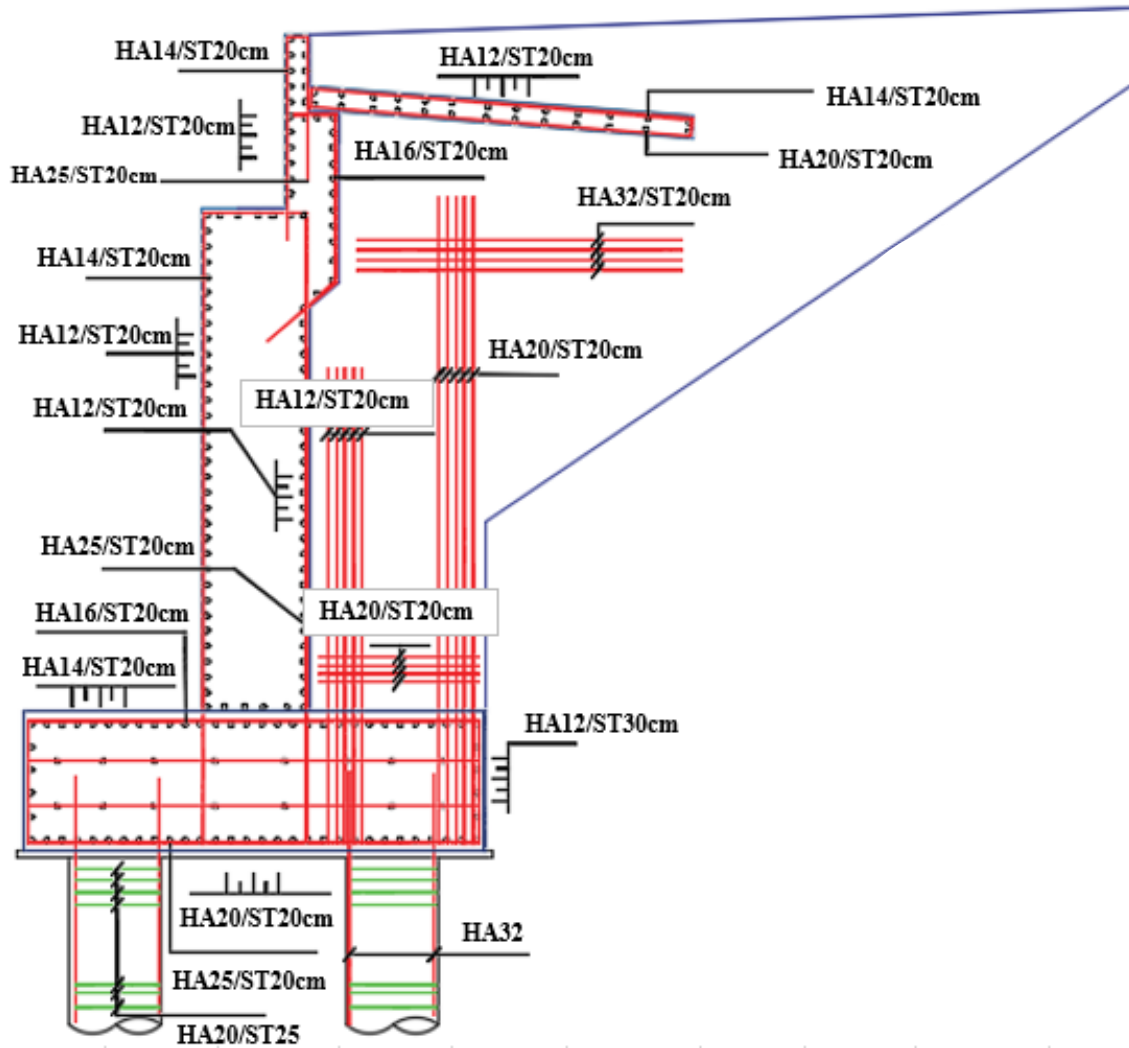


Figure X.8 ferraillages culés.

X.5 CONCLUSION

L'étude de l'infrastructure présentée dans ce chapitre traite le dimensionnement ainsi que la stabilité de la pile et de la culée tout en vérifiant le ferrailage de ses éléments. On peut conclure que la conception et le dimensionnement de l'infrastructure ainsi que les accessoires qu'on a faits, permettra à l'ouvrage d'être exploité en toute sécurité.



CONCLUSION GENERALE

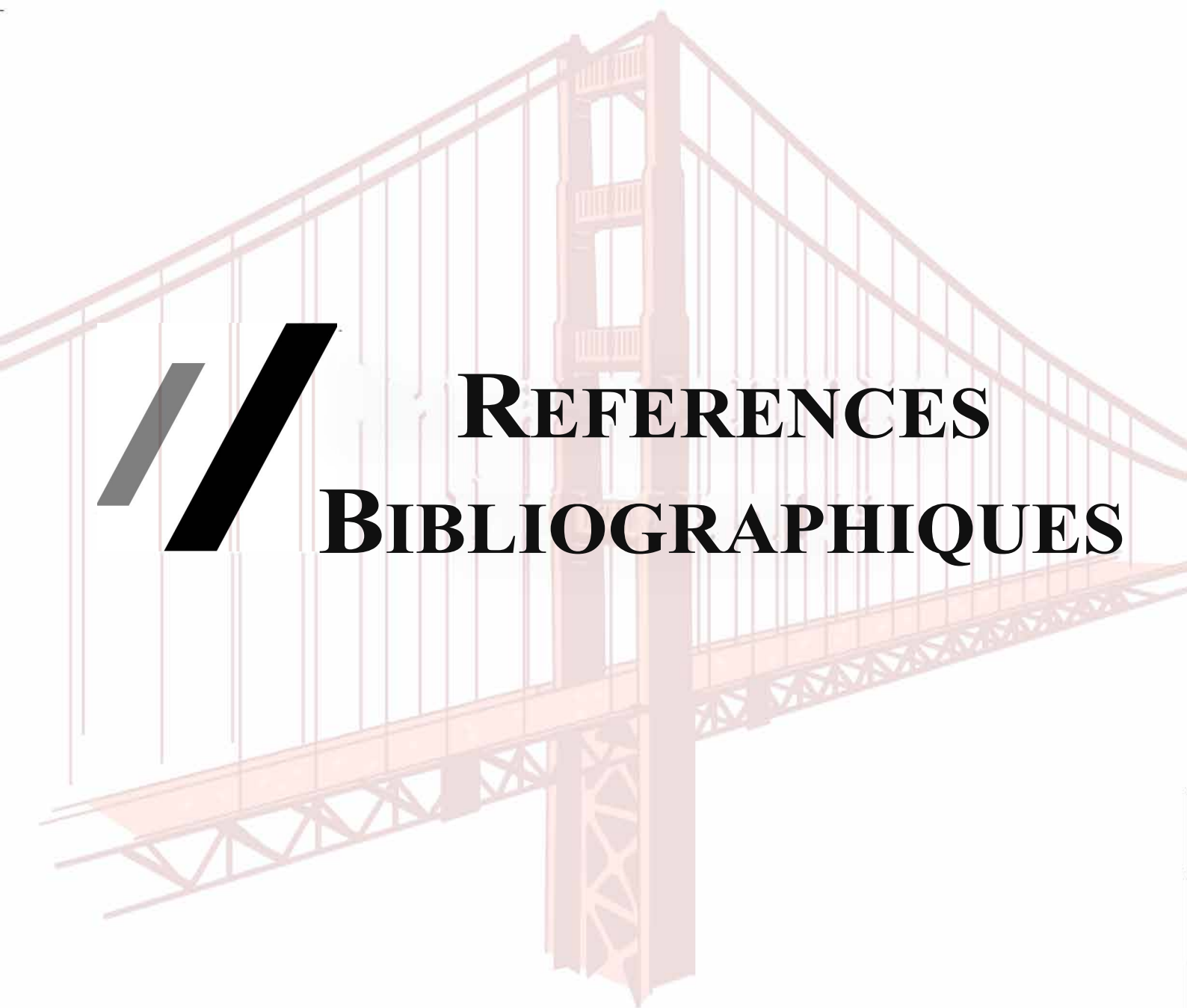
CONCLUSION GENERALE

Notre projet de fin d'étude : « Conception et étude d'un pont à la 4ème rocade d'Alger au PK12+402 » est le fruit de tout ce qu'on nous a enseigné à l'Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics. Cette étude nous a permis de mettre en pratique nos connaissances acquises sur une situation réelle avec les notions fondamentales concernant la conception et le pré dimensionnement des structures particulières.

Effectivement et grâce à cette recherche qu'on a appris à dresser une idée de plusieurs variantes d'un ouvrage, de faire une analyse multicritères pour choisir la conception adéquate pour le projet, de dimensionner, calculer et vérifier la variante la plus avantageuse en s'appuyant durant ce processus sur une bibliographie assez riche en ouvrages, normes, références et cours ainsi qu'en utilisant plusieurs logiciels de calcul et de dessin notamment : AUTOCAD, ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS, ROBOT EXPERT et MICROSOFT OFFICE EXCEL.

En générale, l'étude d'un pont met en évidence la maîtrise de toutes les connaissances théoriques acquises durant le cursus de l'élève-ingénieur, telles que la résistance des matériaux, la mécanique des sols, la mécanique des structures, le béton armé et bien d'autres.

En conclusion, on espère que ce modeste travail répond aux ambitions que vous accordez en nous. Ce travail est le résultat de trois ans d'études à l'ENSTP et qui représente une étape primaire aussi bien pour une carrière professionnelle que pour des études plus approfondies.



REFERENCES
BIBLIOGRAPHIQUES

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- **Pont à Poutres préfabriqués précontrainte par poste tension VIPP**, Guide De Conception, Service D'Etude Des Routes Et Des Autoroutes, SETRA, France, 1996.
- **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**, (Septembre 2009) "ponts mixtes acier-béton ". Ministère de l'écologie, de l'énergie, de développement durable et de la mer (France).
- **Document SETRA**, (Octobre 1977) " Appuis des tabliers PP73 Calculs complémentaires ferrailrages types.
- **Appareils D'appuis En Elastomère Fretté**, Guide Technique Utilisation Sur Les Ponts Et Viaducs Et Structures Similaires, Service D'Etude technique Des Routes Et Des Autoroutes, SETRA, France, juillet2007.
- **Règles parasismiques applicables au domaine des ouvrages d'art RPOA (2008)**. Ministère des travaux publics.
- **Règlement Neige et Vent RNV**, Document Technique Réglementaire DTR C 2-4.7, Ministère de l'habitat de l'urbanisme et de la ville, Algérie, 2013.
- **Règles définissant les charges à appliquer pour les calculs et les épreuves des ponts routes RCPR**, Document Technique Règlementaire DTR, Ministère Des Travaux Publics, Algérie, 2009.
- **CIPEC**, catalogues des joints de chaussée (juin2010), Freyssinet
- **La précontrainte Freyssinet**, Soletanche Freyssinet, 2014.
- **BELAOURA Mbarek**, (2020/2021) "Cours de béton précontraint". Ecole nationale supérieure des travaux publics d'Alger.
- **BENREDOUANE**, (2020/2021) "Cours de béton armé". Ecole nationale supérieure des travaux publics d'Alger.
- **AMIEUR, M.**, Cours de Pont, Ecole nationale supérieure des travaux publics ENSTP, Alger.



ANNEXE

Tableau 1 Résultats de Test de Pressiomètre du forage n° S-433

Profondeur (m)	E_p (kg/cm ²)	PL (kg/cm ²)
2,00	142,9	6
4,00	102,2	7
6,00	200,0	15
8,00	152,8	24
10,00	406,1	33
12,00	516,9	40
14,00	376,0	31
16,00	358,6	29
18,00	348,1	35
20,00	544,8	36

Tableau 2 Résultats de Test de Pressiomètre du forage n° S-509

Profondeur (m)	E_p (kg/cm ²)	PL (kg/cm ²)
2,00	168,5	13
4,00	155,1	9
6,00	135,0	14
8,00	184,5	18
10,00	109,2	22
12,00	91,0	18
14,00	290,2	26

Tableau 3 Résultats de Test de Pressiomètre du forage n° BH-55

Profondeur (m)	E_p (kg/cm ²)	PL (kg/cm ²)
2,00	7,0	43
4,00	9,0	48
6,00	10,0	60
8,00	9,6	60
12,00	≥35	2474
14,00	≥35	2486
16,00	≥35	2820
18,00	≥35	2867
20,00	≥35	2247
22,00	≥35	1735
24,00	≥35	1788

Tableau 4 Résultats de Test de Pressiomètre du forage n° BH-56

Profondeur (m)	E_p (kg/cm ²)	P_L (kg/cm ²)
6,00	7,5	60
8,00	≥35	781
10,00	≥35	1021
12,00	≥35	1487
14,00	≥35	3381
16,00	≥35	1887
18,00	≥35	3558
20,00	≥35	1683
22,00	≥35	1381
24,00	≥35	2766

Tableau 5 Moyenne Harmonique des Résultats de Pressiomètre

BH 56			BH 56			BH 55			BH 55		
H (m)	P_L (Bars)	H/ P_L	H (m)	E_p (Bars)	H/ E_p	H (m)	P_L (Bars)	H/ P_L	H (m)	E_p (Bars)	H/ E_p
7	7.5	0.93	7	60	0.12	3	7	0.43	3	43	0.07
2	35	0.06	2	781	0.00	2	9	0.22	2	48	0.04
2	35	0.06	2	1021	0.00	2	10	0.20	2	60	0.03
2	35	0.06	2	1487	0.00	3	9.6	0.31	3	60	0.05
2	35	0.06	2	3381	0.00	3	35	0.09	3	2474	0.00
2	35	0.06	2	1887	0.00	2	35	0.06	2	2486	0.00
2	35	0.06	2	3558	0.00	2	35	0.06	2	2820	0.00
2	35	0.06	2	1683	0.00	2	35	0.06	2	2867	0.00
2	35	0.06	2	1381	0.00	2	35	0.06	2	2247	0.00
2	35	0.06	2	2766	0.00	2	35	0.06	2	1735	0.00
2	35	0.06	2	4314	0.00	2	35	0.06	2	1788	0.00
2	35	0.06	2	4428	0.00	5	35	0.14	5	1788	0.00
1	35	0.03	1	2248	0.00	30		1.73	30		0.20
30		1.59	30		0.13						
Moyenne harmonique			Moyenne harmonique			Moyenne harmonique			Moyenne harmonique		
18.86			231.72			17.29			146.95		

ANNEXE A. RESULTAT DES ESSAIS GEOTECHNIQUES



Client : Eurostudos
 Projet : 4^e Rcade
 Sondage : SC-411 – Caisse n°01/08
 Profondeur : 0,00 à 1,50 m



Client : Eurostudos
 Projet : 4^e Rcade
 Sondage : SC-411 – Caisse n°02/08
 Profondeur : 1,50 à 3.36 m



Client : Eurostudos
 Projet : 4^e Rcade
 Sondage : SC-411 – Caisse n°03/08
 Profondeur : 3,36 à 5,90 m



Client : Eurostudos
 Projet : 4^e Rcade
 Sondage : SC-411 – Caisse n°04/08
 Profondeur : 5,90 à 8,10 m



Client : Eurostudos
 Projet : 4^e Rcade
 Sondage : SC-411 – Caisse n°05/08
 Profondeur : 8,10 à 10,10 m



Client : Eurostudos
 Projet : 4^e Rcade
 Sondage : SC-411 – Caisse n°06/08
 Profondeur : 10,10 à 11,80 m

Figure 1 Photos du sondage carotté SC-411

ANNEXE A. RESULTAT DES ESSAIS GEOTECHNIQUES



Client : EUROSTUDIOS ALGERIE
 Projet : 4° rocade d'Alger
 Sondage : SC 433 – Caisse n°01/10
 Profondeur : 0,00 à 1,80 m



Client : EUROSTUDIOS ALGERIE
 Projet : 4° rocade d'Alger
 Sondage : SC 433 – Caisse n°02/10
 Profondeur : 1,80 à 3,80 m



Client : EUROSTUDIOS ALGERIE
 Projet : 4° rocade d'Alger
 Sondage : SC 433 – Caisse n°03/10
 Profondeur : 3,80 à 5,90 m



Client : EUROSTUDIOS ALGERIE
 Projet : 4° rocade d'Alger
 Sondage : SC 433 – Caisse n°05/10
 Profondeur : 7,50 à 9,30 m



Client : EUROSTUDIOS ALGERIE
 Projet : 4° rocade d'Alger
 Sondage : SC 433 – Caisse n°04/10
 Profondeur : 5,90 à 7,50 m



Client : EUROSTUDIOS ALGERIE
 Projet : 4° rocade d'Alger
 Sondage : SC 433 – Caisse n°06/10
 Profondeur : 9,30 à 11,50 m

Figure 2 Photos du sondage carotté SC-433

ANNEXE A. RESULTAT DES ESSAIS GEOTECHNIQUES



Client : EUROSTUDIOS ALGERIE
 Projet : 4^e rocade d'Alger
 Sondage : SC 509 – Caisse n°01/5
 Profondeur : 0,00 à 3,00 m



Client : EUROSTUDIOS ALGERIE
 Projet : 4^e rocade d'Alger
 Sondage : SC 509 – Caisse n°02/5
 Profondeur : 3,00 à 5,50 m



Client : EUROSTUDIOS ALGERIE
 Projet : 4^e rocade d'Alger
 Sondage : SC 509 – Caisse n°03/5
 Profondeur : 5,50 à 7,20 m



Client : EUROSTUDIOS ALGERIE
 Projet : 4^e rocade d'Alger
 Sondage : SC 509 – Caisse n°04/5
 Profondeur : 7,20 à 9,10 m



Client : EUROSTUDIOS ALGERIE
 Projet : 4^e rocade d'Alger
 Sondage : SC 509 – Caisse n°05/5
 Profondeur : 9,10 à 15,10 m

Figure 3 Photos du sondage carotté SC- 509

ANNEXE A. RESULTAT DES ESSAIS GEOTECHNIQUES



Figure 4 Photos du sondage carotté BH-55



Figure 5 Photos du sondage carotté BH-56

ANNEXE A. RESULTAT DES ESSAIS GEOTECHNIQUES



Figure 6 Photos du sondage carotté BH-57

ANNEXE A. RESULTAT DES ESSAIS GEOTECHNIQUES

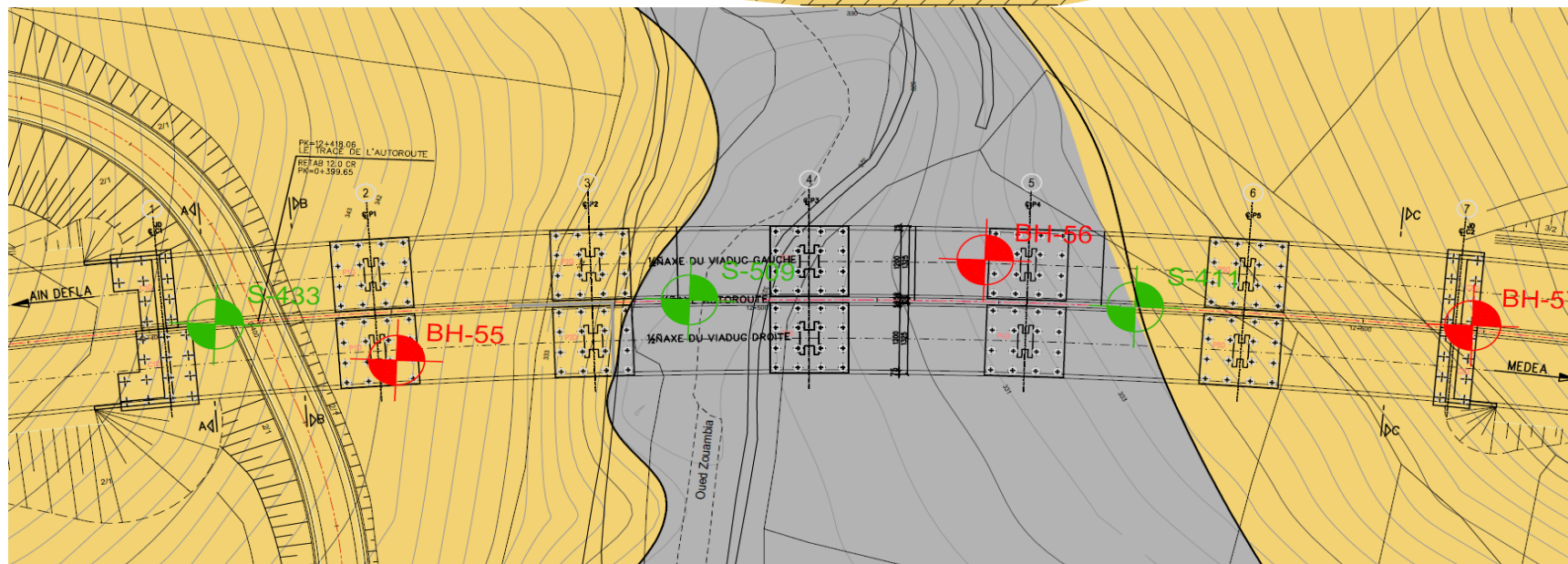
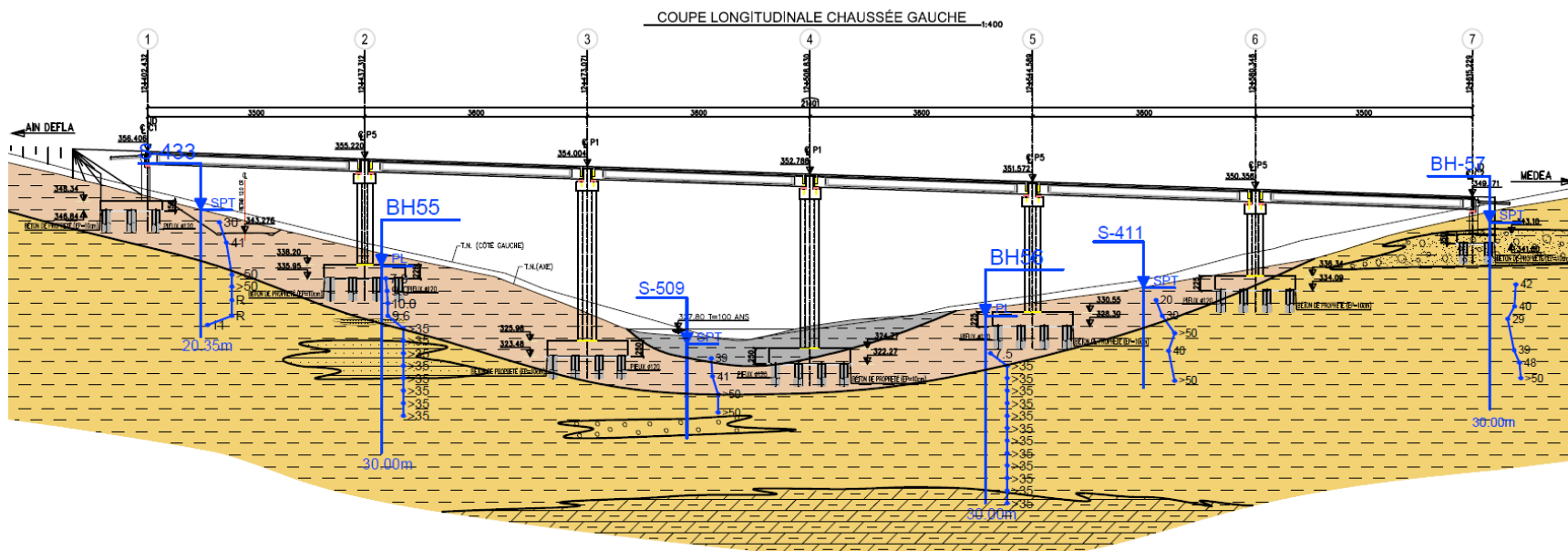
Tableau 6 Capacite portante

Foundation No:	1	Pile Diameter (m) :					1.2	GWL (m):		8	(*Uplift)							
Soil Strata	H _i (m)	γ (kN/m ³)	P _{horiz} (bar)	P _{vert} (bar)	k _p	q _{pl} (kPa)	Q _{pl} (kN)	P _{vert} (bar)	q _b (kPa)	Q _{pl} (kN)	Q _i (tons)	Q _c (tons)	Q _i / 1.4 (tons)	Q _i / 1.25 (tons)	Q _c / 1.4 (tons)	Q _{pl} / 1.50 (tons)	Pile Length (m)	
Clay	6.0	18.0						8.0	C2	50	6560	955	557	682	764	398	437	24.00
Hard Clay	18.0	18.0	25	22.0	1.2	2645	2991	35.0	C2	80								
Foundation No:	2	Pile Diameter (m) :					1.2	GWL (m):		5	(*Uplift)							
Soil Strata	H _i (m)	γ (kN/m ³)	P _{horiz} (bar)	P _{vert} (bar)	k _p	q _{pl} (kPa)	Q _{pl} (kN)	P _{vert} (bar)	q _b (kPa)	Q _{pl} (kN)	Q _i (tons)	Q _c (tons)	Q _i / 1.4 (tons)	Q _i / 1.25 (tons)	Q _c / 1.4 (tons)	Q _{pl} / 1.50 (tons)	Pile Length (m)	
Clay	7.0	18.0						8.0	C2	50	3732	823	429	588	658	306	249	15.00
Hard Clay	8.0	18.0	35	33.2	1.2	3978	4499	35.0	C2	80								
Foundation No:	3	Pile Diameter (m) :					1.2	GWL (m):		0	(*Uplift)							
Soil Strata	H _i (m)	γ (kN/m ³)	P _{horiz} (bar)	P _{vert} (bar)	k _p	q _{pl} (kPa)	Q _{pl} (kN)	P _{vert} (bar)	q _b (kPa)	Q _{pl} (kN)	Q _i (tons)	Q _c (tons)	Q _i / 1.4 (tons)	Q _i / 1.25 (tons)	Q _c / 1.4 (tons)	Q _{pl} / 1.50 (tons)	Pile Length (m)	
Clay	5.0	18.0						8.0	C2	50	4260	871	462	622	696	330	284	16.00
Hard Clay	11.0	18.0	35	32.8	1.2	3931	4446	35.0	C2	80								
Foundation No:	4	Pile Diameter (m) :					1.2	GWL (m):		1	(*Uplift)							
Soil Strata	H _i (m)	γ (kN/m ³)	P _{horiz} (bar)	P _{vert} (bar)	k _p	q _{pl} (kPa)	Q _{pl} (kN)	P _{vert} (bar)	q _b (kPa)	Q _{pl} (kN)	Q _i (tons)	Q _c (tons)	Q _i / 1.4 (tons)	Q _i / 1.25 (tons)	Q _c / 1.4 (tons)	Q _{pl} / 1.50 (tons)	Pile Length (m)	
Clay	5.0	18.0						8.0	C2	50	4260	871	462	622	697	330	284	16.00
Hard Clay	11.0	18.0	35	32.8	1.2	3937	4453	35.0	C2	80								
Foundation No:	5	Pile Diameter (m) :					1.2	GWL (m):		4	(*Uplift)							
Soil Strata	H _i (m)	γ (kN/m ³)	P _{horiz} (bar)	P _{vert} (bar)	k _p	q _{pl} (kPa)	Q _{pl} (kN)	P _{vert} (bar)	q _b (kPa)	Q _{pl} (kN)	Q _i (tons)	Q _c (tons)	Q _i / 1.4 (tons)	Q _i / 1.25 (tons)	Q _c / 1.4 (tons)	Q _{pl} / 1.50 (tons)	Pile Length (m)	
Clay	5.5	18.0						8.0	C2	50	3902	839	440	600	672	314	260	15.00
Hard Clay	9.5	18.0	35	33.1	1.2	3972	4492	35.0	C2	80								
Foundation No:	6	Pile Diameter (m) :					1.2	GWL (m):		5	(*Uplift)							
Soil Strata	H _i (m)	γ (kN/m ³)	P _{horiz} (bar)	P _{vert} (bar)	k _p	q _{pl} (kPa)	Q _{pl} (kN)	P _{vert} (bar)	q _b (kPa)	Q _{pl} (kN)	Q _i (tons)	Q _c (tons)	Q _i / 1.4 (tons)	Q _i / 1.25 (tons)	Q _c / 1.4 (tons)	Q _{pl} / 1.50 (tons)	Pile Length (m)	
Clay	0.0	18.0						8.0	C2	50	4524	902	482	644	722	344	302	15.00
Hard Clay	15.0	18.0	35	33.2	1.2	3978	4499	35.0	C2	80								
Foundation No:	7	Pile Diameter (m) :					1.2	GWL (m):		7	(*Uplift)							
Soil Strata	H _i (m)	γ (kN/m ³)	P _{horiz} (bar)	P _{vert} (bar)	k _p	q _{pl} (kPa)	Q _{pl} (kN)	P _{vert} (bar)	q _b (kPa)	Q _{pl} (kN)	Q _i (tons)	Q _c (tons)	Q _i / 1.4 (tons)	Q _i / 1.25 (tons)	Q _c / 1.4 (tons)	Q _{pl} / 1.50 (tons)	Pile Length (m)	
Clay	0.0	18.0						8.0	C2	50	4524	768	428	549	614	306	302	15.00
Hard Clay	15.0	18.0	25	23.3	1.2	2790	3155	35.0	C2	80								

ANNEXE A. RESULTAT DES ESSAIS GEOTECHNIQUES

Foundation No:	1	Pile Diameter (m) :									1.2	GWL (m):	6	(*Uplift)					
Soil Strata	H _i (m)	γ (kN/m ³)	P _{horiz(p)} (bar)	P _{le} (bar)	k _p	q _{pt} (kPa)	Q _{pt} (kN)	P _{vert} (bar)	q _s (kPa)	Q _{ti} (kN)	Q _i (tons)	Q _c (tons)	Q _i / 1.4 (tons)	Q _i / 1.25 (tons)	Q _c / 1.4 (tons)	Q _{ci} / 1.50 (tons)	Pile Length (m)		
Clay	8.0	18.0						8.0	C2	50	5730	875	503	625	700	359	382	22.00	
Hard Clay	14.0	18.0	25	22.2	1.2	2666	3016	35.0	C2	80									
Foundation No:	2	Pile Diameter (m) :									1.2	GWL (m):	5.3	(*Uplift)					
Soil Strata	H _i (m)	γ (kN/m ³)	P _{horiz(p)} (bar)	P _{le} (bar)	k _p	q _{pt} (kPa)	Q _{pt} (kN)	P _{vert} (bar)	q _s (kPa)	Q _{ti} (kN)	Q _i (tons)	Q _c (tons)	Q _i / 1.4 (tons)	Q _i / 1.25 (tons)	Q _c / 1.4 (tons)	Q _{ci} / 1.50 (tons)	Pile Length (m)		
Clay	11.0	18.0						8.0	C2	50	3581	806	418	576	645	299	239	16.00	
Hard Clay	5.0	18.0	35	33.0	1.2	3963	4482	35.0	C2	80									
Foundation No:	3	Pile Diameter (m) :									1.2	GWL (m):	-1	(*Uplift)					
Soil Strata	H _i (m)	γ (kN/m ³)	P _{horiz(p)} (bar)	P _{le} (bar)	k _p	q _{pt} (kPa)	Q _{pt} (kN)	P _{vert} (bar)	q _s (kPa)	Q _{ti} (kN)	Q _i (tons)	Q _c (tons)	Q _i / 1.4 (tons)	Q _i / 1.25 (tons)	Q _c / 1.4 (tons)	Q _{ci} / 1.50 (tons)	Pile Length (m)		
Clay	7.0	18.0						8.0	C2	50	4034	847	446	605	678	319	269	16.00	
Hard Clay	9.0	18.0	35	32.7	1.2	3925	4439	35.0	C2	80									
Foundation No:	4	Pile Diameter (m) :									1.2	GWL (m):	0.5	(*Uplift)					
Soil Strata	H _i (m)	γ (kN/m ³)	P _{horiz(p)} (bar)	P _{le} (bar)	k _p	q _{pt} (kPa)	Q _{pt} (kN)	P _{vert} (bar)	q _s (kPa)	Q _{ti} (kN)	Q _i (tons)	Q _c (tons)	Q _i / 1.4 (tons)	Q _i / 1.25 (tons)	Q _c / 1.4 (tons)	Q _{ci} / 1.50 (tons)	Pile Length (m)		
Clay	8.5	18.0						8.0	C2	50	4166	860	455	614	688	325	278	17.00	
Hard Clay	8.5	18.0	35	32.6	1.2	3917	4430	35.0	C2	80									
Foundation No:	5	Pile Diameter (m) :									1.2	GWL (m):	4	(*Uplift)					
Soil Strata	H _i (m)	γ (kN/m ³)	P _{horiz(p)} (bar)	P _{le} (bar)	k _p	q _{pt} (kPa)	Q _{pt} (kN)	P _{vert} (bar)	q _s (kPa)	Q _{ti} (kN)	Q _i (tons)	Q _c (tons)	Q _i / 1.4 (tons)	Q _i / 1.25 (tons)	Q _c / 1.4 (tons)	Q _{ci} / 1.50 (tons)	Pile Length (m)		
Clay	9.5	18.0						8.0	C2	50	3751	822	429	587	658	306	250	16.00	
Hard Clay	6.5	18.0	35	33.0	1.2	3955	4473	35.0	C2	80									
Foundation No:	6	Pile Diameter (m) :									1.2	GWL (m):	3.5	(*Uplift)					
Soil Strata	H _i (m)	γ (kN/m ³)	P _{horiz(p)} (bar)	P _{le} (bar)	k _p	q _{pt} (kPa)	Q _{pt} (kN)	P _{vert} (bar)	q _s (kPa)	Q _{ti} (kN)	Q _i (tons)	Q _c (tons)	Q _i / 1.4 (tons)	Q _i / 1.25 (tons)	Q _c / 1.4 (tons)	Q _{ci} / 1.50 (tons)	Pile Length (m)		
Clay	4.0	18.0						8.0	C2	50	4072	856	451	611	685	322	271	15.00	
Hard Clay	11.0	18.0	35	33.1	1.2	3969	4489	35.0	C2	80									
Foundation No:	7	Pile Diameter (m) :									1.2	GWL (m):	5	(*Uplift)					
Soil Strata	H _i (m)	γ (kN/m ³)	P _{horiz(p)} (bar)	P _{le} (bar)	k _p	q _{pt} (kPa)	Q _{pt} (kN)	P _{vert} (bar)	q _s (kPa)	Q _{ti} (kN)	Q _i (tons)	Q _c (tons)	Q _i / 1.4 (tons)	Q _i / 1.25 (tons)	Q _c / 1.4 (tons)	Q _{ci} / 1.50 (tons)	Pile Length (m)		
Clay	0.0	18.0						8.0	C2	50	5730	880	505	628	704	360	382	19.00	
Hard Clay	19.0	18.0	25	22.6	1.2	2711	3066	35.0	C2	80									

ANNEXE A. RESULTAT DES ESSAIS GEOTECHNIQUES



Interpolation GUYON-MASSONET

Thêta=0.67		Alfa=0=> K0							
Y	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0,1152	0,59194	1,05464	1,44478	1,62332	1,44478	1,05464	0,59194	0,1152
b/4	0,30742	0,14124	0,59532	1,04762	1,44478	1,6533	1,53272	1,23126	0,88356
b/2	0,51698	0,17164	0,19036	0,59532	1,05464	1,53272	1,91248	2,06212	2,11754
3b/4	0,62446	0,40994	0,17164	0,14124	0,59194	1,23126	2,06212	2,9903	3,86376
b	-0,7023	0,62446	0,51698	0,30742	0,1152	0,88356	2,11754	3,86376	5,99884

Thêta=0.67		Alfa=1=> K1							
Y	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0,7323	0,84804	0,99482	1,15756	1,24992	1,15756	0,99482	0,84804	0,7323
b/4	0,50966	0,616	0,7584	0,94706	1,15756	1,30136	1,26392	0,75722	1,05732
b/2	0,36306	0,45416	0,57936	0,7584	0,99482	1,26392	1,4789	1,52594	1,51078
3b/4	0,26828	0,34572	0,45416	0,616	0,84804	1,15722	1,52594	1,87728	2,10626
b	0,20154	0,26828	0,36306	0,50966	0,7323	1,05732	1,51078	2,10626	2,81632

Thêta=0.67		Alfa==> K _{alpha}							
Y	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0,2711	0,6567	1,0395	1,3722	1,5290	1,3722	1,0395	0,6567	0,2711
b/4	-0,1009	0,2612	0,6365	1,0222	1,3722	1,5644	1,4648	1,1115	0,9275
b/2	-0,2946	-0,0135	0,2887	0,6365	1,0395	1,4648	1,8029	1,9266	1,9642
3b/4	-0,3989	-0,2190	-0,0135	0,2612	0,6567	1,2126	1,9266	2,7090	3,4196
b	-0,4739	-0,3989	-0,2946	-0,1009	0,2711	0,9275	1,9642	3,4196	5,1946

		Alfa==> K _{alpha}							
P _i	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
P1	0,0851	0,4589	0,8380	1,1972	1,4506	1,4683	1,2522	0,8841	0,5993
P2	-0,1978	0,1239	0,4626	0,8294	1,2059	1,5146	1,6339	1,5190	1,4458
P3	-0,3467	-0,1162	0,1376	0,4489	0,8481	1,3387	1,8648	2,3178	2,6919
P4	-0,4364	-0,3089	-0,1540	0,0801	0,4639	1,0700	1,9454	3,0643	4,3071

Détermination de K_{moy} pour chaque type de chargement :

AL ₁			
POUTRES	S Surface(m ²)	L (Largeur chargée)	K _α moy
P1	4,0101	3,65	1,0987
P2	5,7157	3,65	1,5659
P3	7,3947	3,65	2,0259
P4	8,7819	3,65	2,4060

AL ₂			
POUTRES	S Surface(m ²)	L (Largeur chargée)	K _α moy
P1	9,1603	7,3	1,2548
P2	10,3423	7,3	1,4168
P3	10,9685	7,3	1,5025
P4	11,1976	7,3	1,5339

ANNEXE B. DIAGRAMMES ET TABLEAUX DE CALCULS

AL ₃			
POUTRES	S Surface(m ²)	L (Largeur chargée)	K α moy
P1	12,31	10,95	1,1242
P2	12,15	10,95	1,1096
P3	11,62	10,95	1,0612
P4	10,7281	10,95	0,9797

BC ₁			
POUTRES	K1	K2	K α moy
P1	0,84	1,26	1,05
P2	1,26	1,63	1,445
P3	2,38	1,86	2,12
P4	3,27	1,95	2,61

BC ₂					
POUTRES	K1	K2	K3	K4	K α moy
P1	0,84	1,26	1,32	1,46	1,22
P2	1,26	1,63	1,6	1,4	1,4725
P3	2,38	1,86	1,7	1,09	1,7575
P4	3,27	1,95	1,68	0,86	1,94

BC ₃							
POUTRES	K1	K2	K3	K4	K5	K6	K α moy
P1	0,84	1,26	1,32	1,46	1,45	1,21	1,25667
P2	1,26	1,63	1,6	1,4	1,27	0,85	1,33500
P3	2,38	1,86	1,7	1,09	0,96	0,47	1,41000
P4	3,27	1,95	1,68	0,86	0,6	0,1	1,41000

MC120			
POUTRES	S Surface(m ²)	L (Largeur chargée)	K α moy
P1	2,4	2	1,2000
P2	3,03	2	1,5150
P3	2,56	2	1,2800
P4	3,9623	2	1,9812

D240			
POUTRES	S Surface(m ²)	L (Largeur chargée)	K α moy
P1	5,09	3,30	1,5424
P2	5,1544	3,30	1,5619
P3	4,6147	3,30	1,3984
P4	3,7672	3,30	1,1416

BT ₁			
POUTRES	K1	K2	K α moy
P1	0,84	1,26	1,05
P2	1,26	1,63	1,445
P3	2,38	1,86	2,12
P4	3,27	1,95	2,61

BT ₂					
POUTRES	K1	K2	K3	K4	K α moy
P1	0,84	1,26	1,32	1,46	1,22
P2	1,26	1,63	1,6	1,4	1,4725
P3	2,38	1,86	1,7	1,09	1,7575
P4	3,27	1,95	1,68	0,86	1,94

Résultat de calculs numériques :

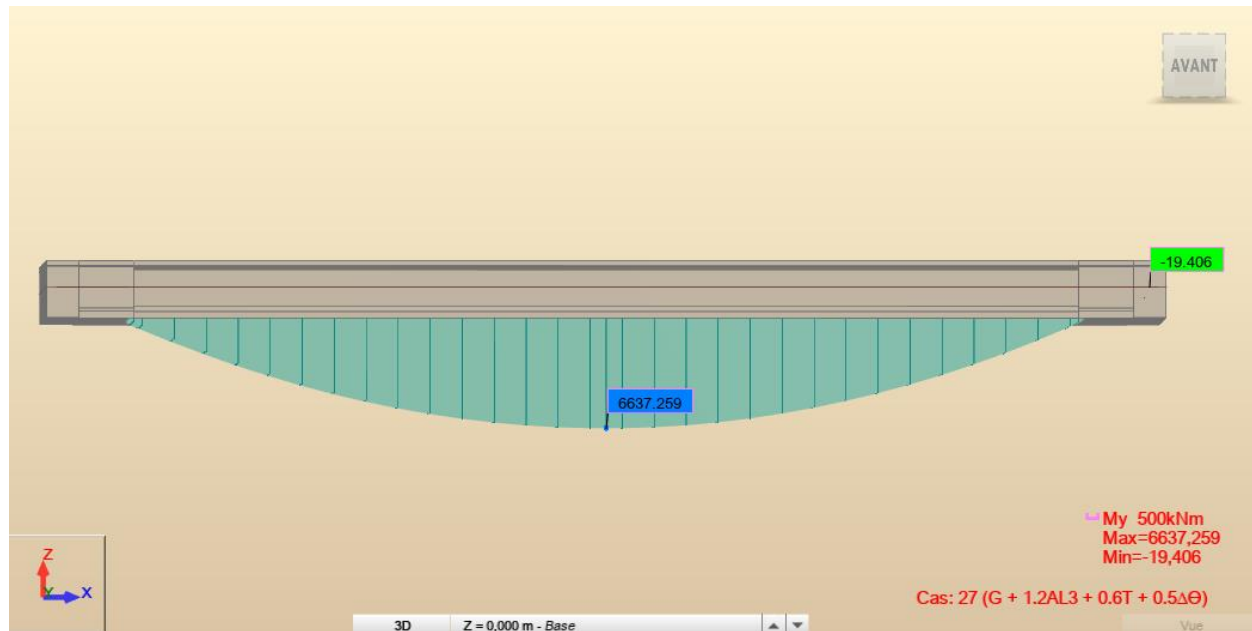


Figure 1 Moment fléchissant pour $G+1.2AL_3 +0.6T+0.5\Delta\theta$ ELS

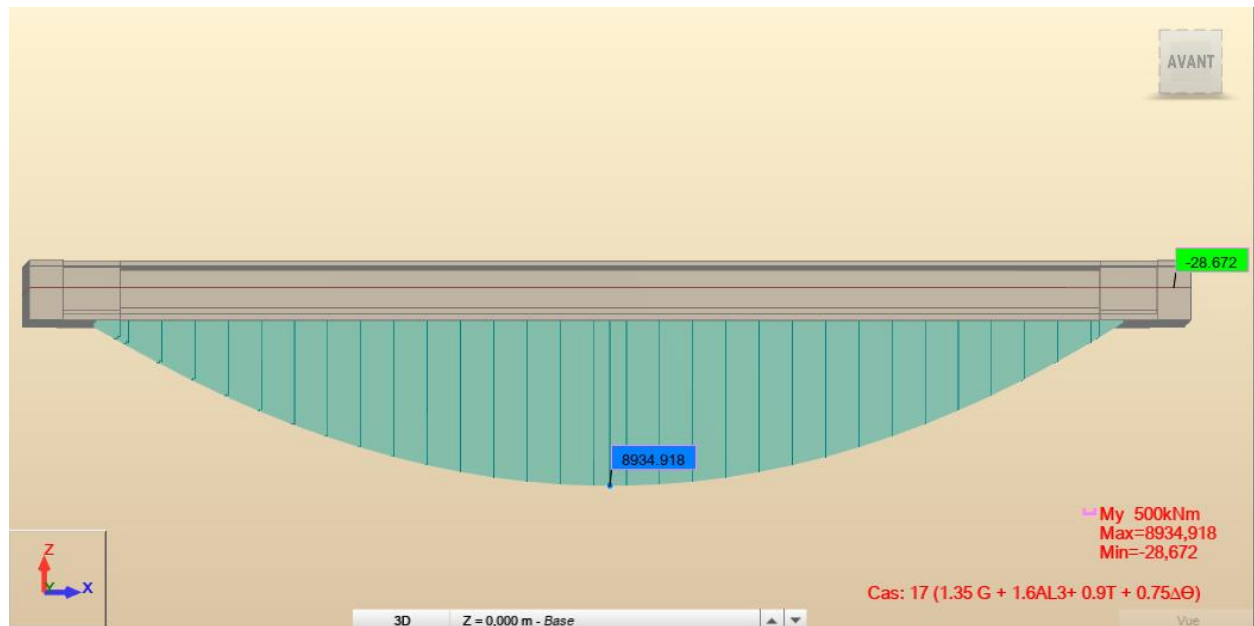


Figure 2 Moment fléchissant pour $1.35G+1.6AL_3 +0.9T+0.75\Delta\theta$ ELU

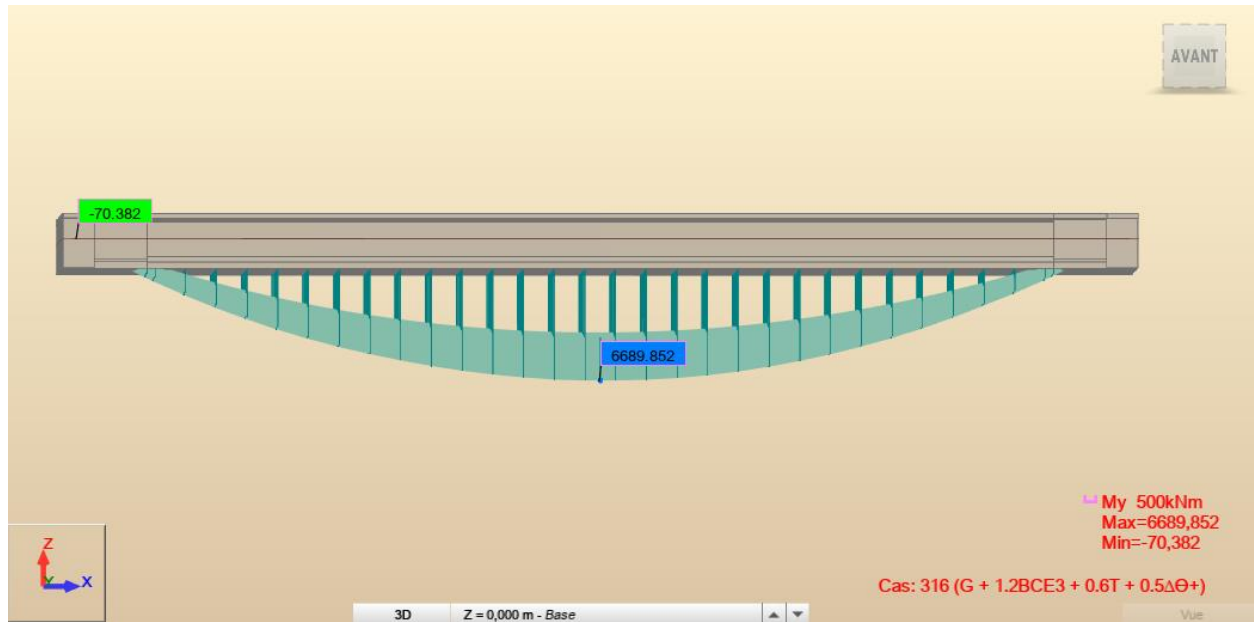


Figure 3 Moment fléchissant pour $G+1.2BC_3 + 0.6T+0.5\Delta\theta$ ELS

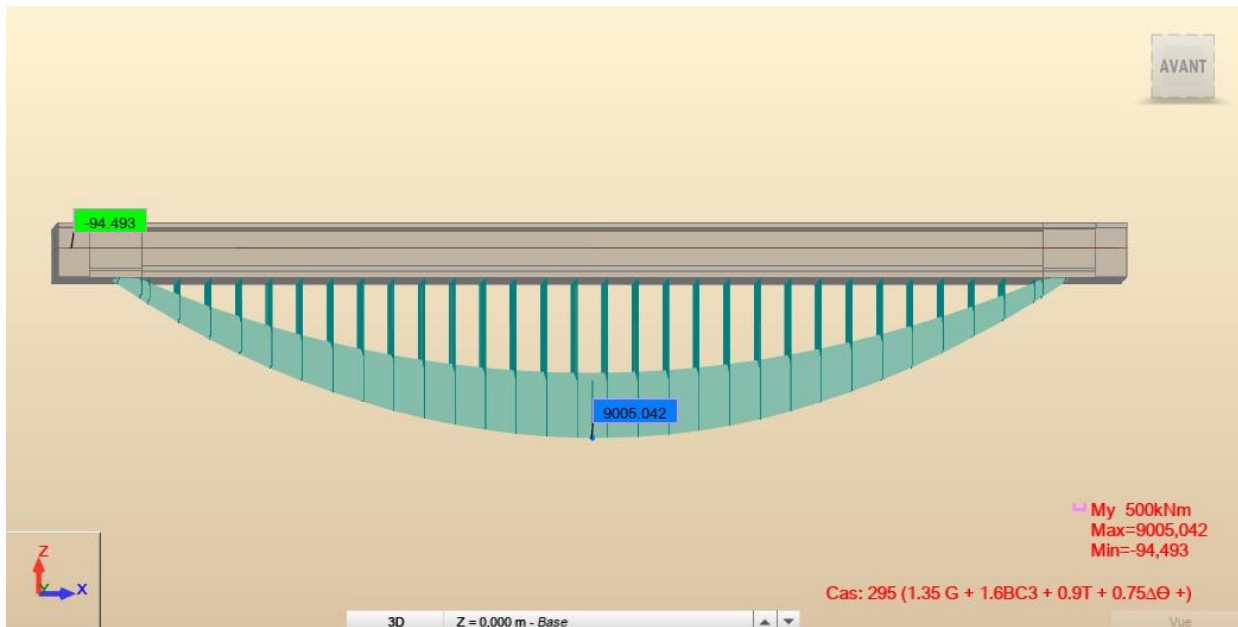


Figure 4 Moment fléchissant pour $1.35G+1.6BC_3 + 0.9T+0.75\Delta\theta$ ELU

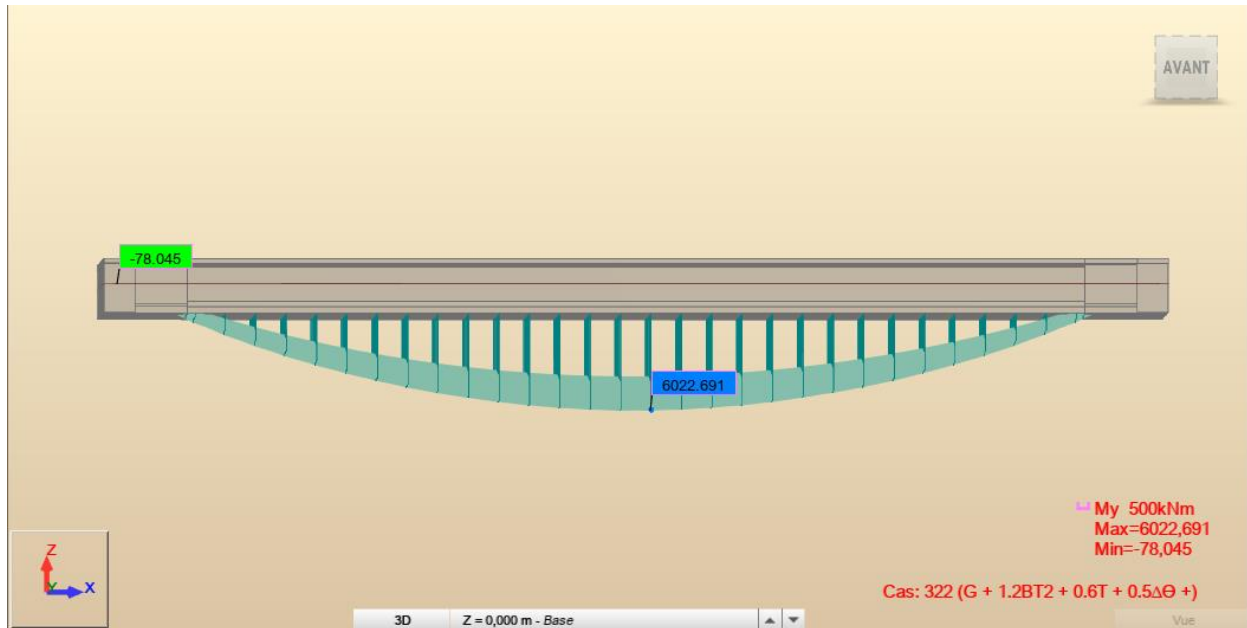


Figure 5 Moment fléchissant pour $G+1.2BT_2 + 0.6T+0.5\Delta\theta$ ELS

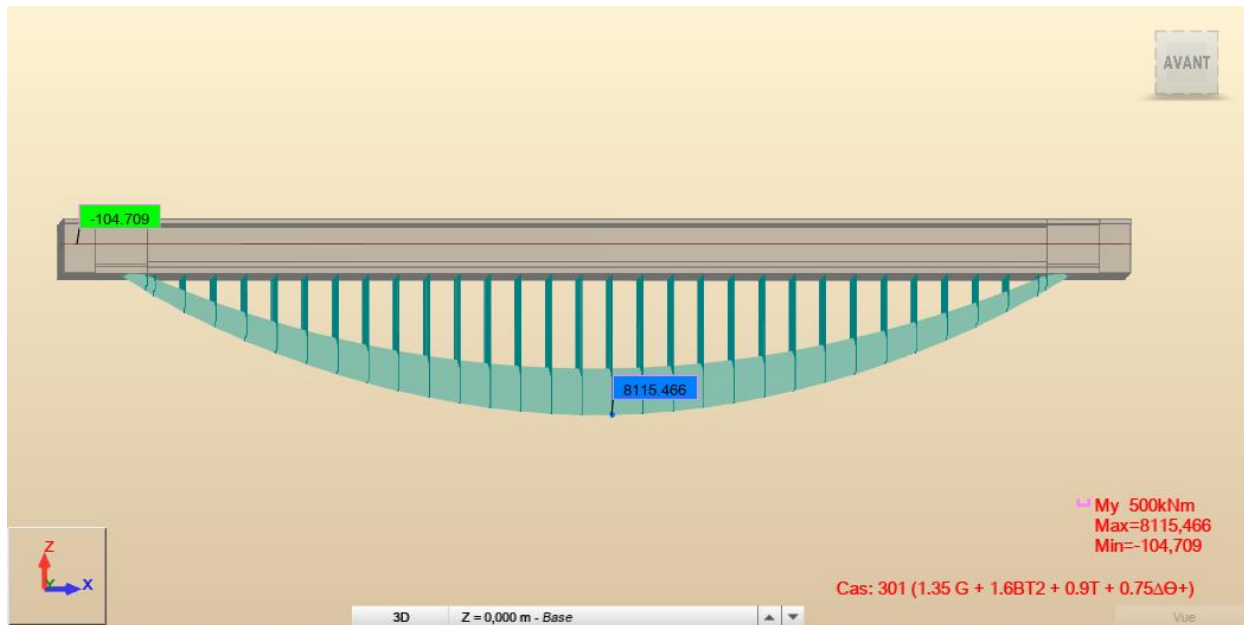


Figure 6 Moment fléchissant pour $1.35G+1.6BT_2 + 0.9T+0.75\Delta\theta$ ELU

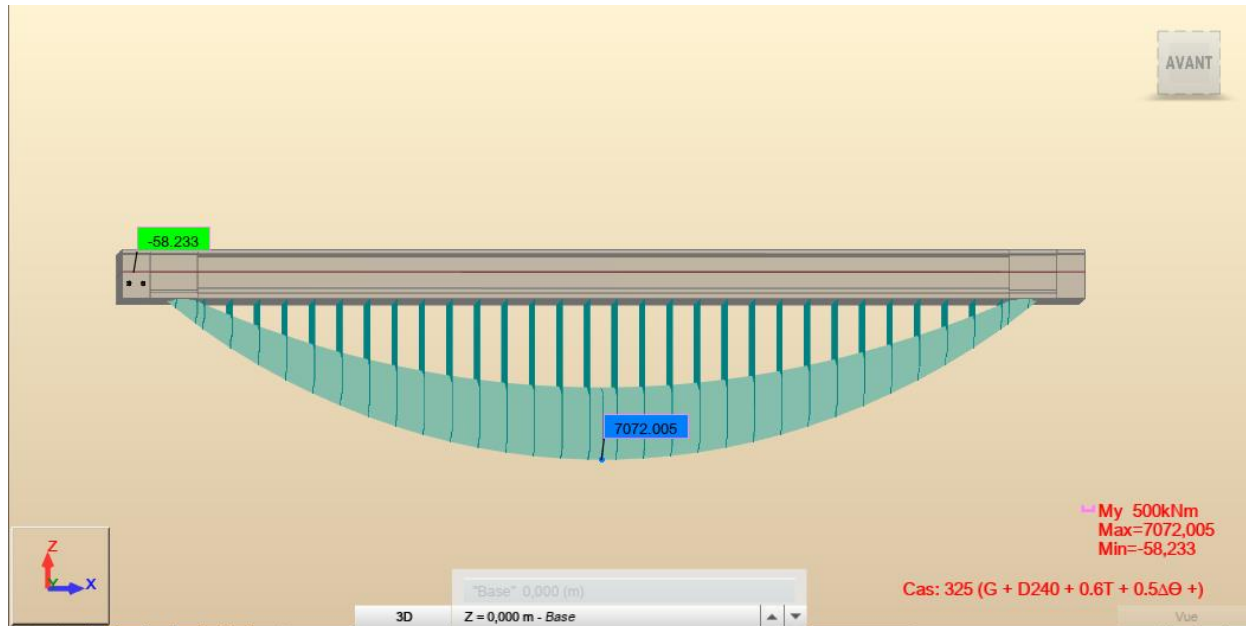


Figure 7 Moment fléchissant pour $G+D_{240} +0.6T+0.5\Delta\theta$ ELS

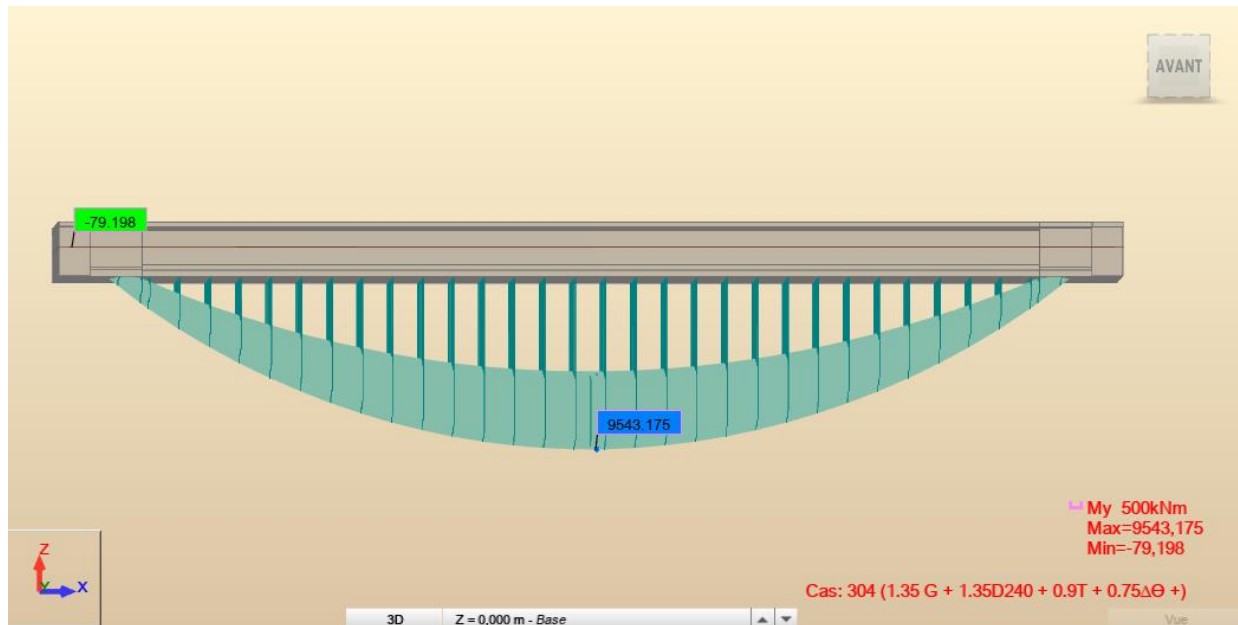


Figure 8 Moment fléchissant pour $1.35G+1.35D_{240} +0.9T+0.75\Delta\theta$ ELU

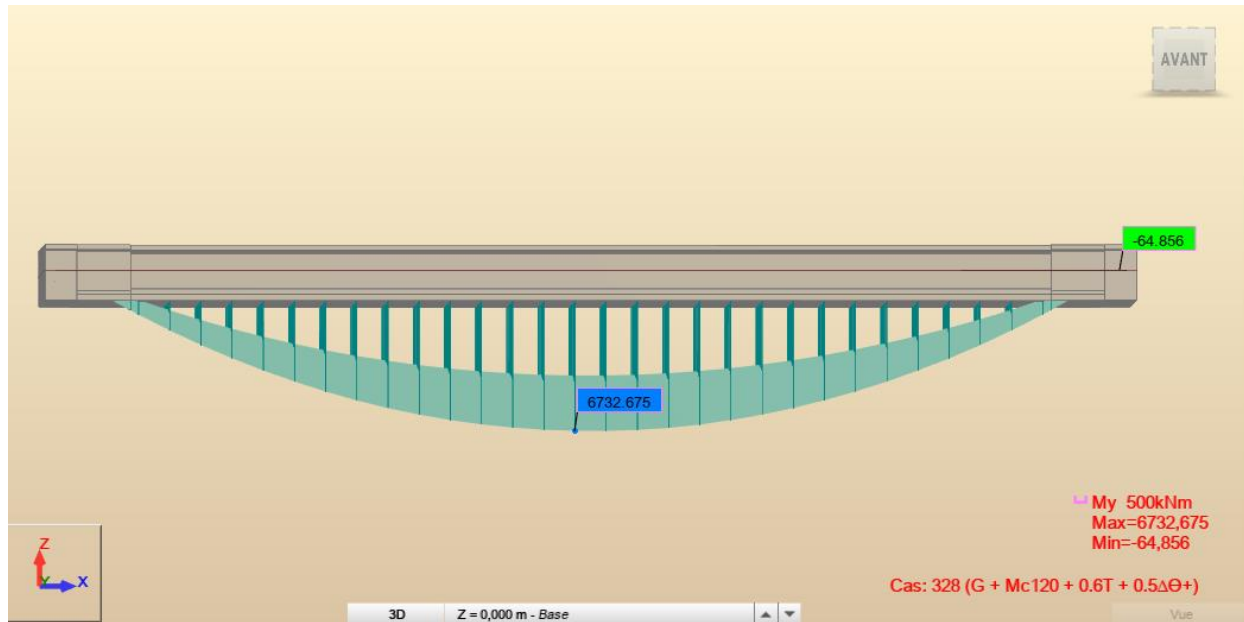


Figure 9 Moment fléchissant pour $G+MC_{120} +0.6T+0.5\Delta\theta$ ELS

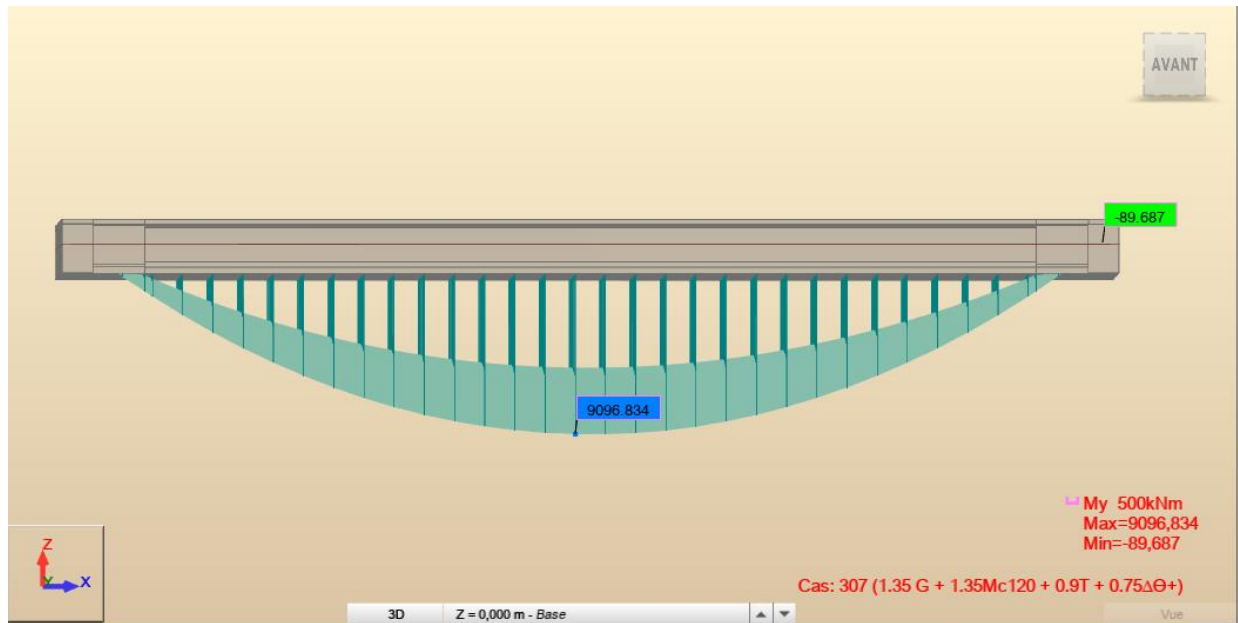


Figure 10 Moment fléchissant pour $1.35G+1.35MC_{120} +0.9T+0.75\Delta\theta$ ELU

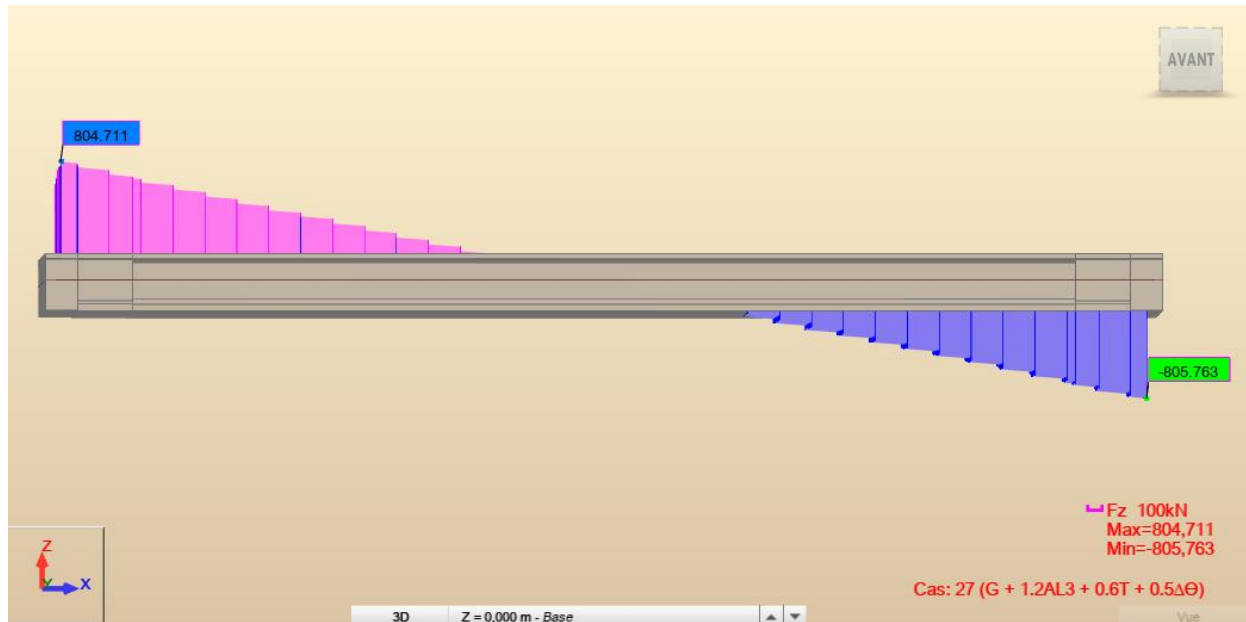


Figure 11 Effort tranchant pour $G+1.2AL_3 + 0.6T+0.5\Delta\theta$ ELS

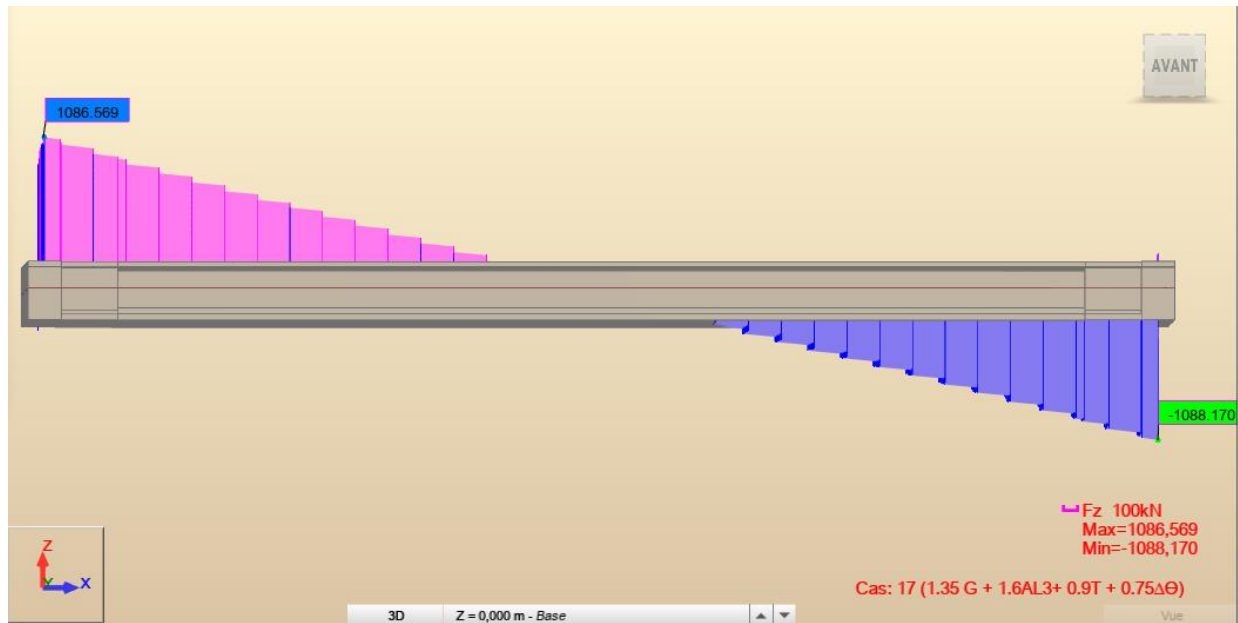


Figure 12 Effort tranchant pour $1.35G+1.6AL_3 + 0.9T+0.75\Delta\theta$ ELU

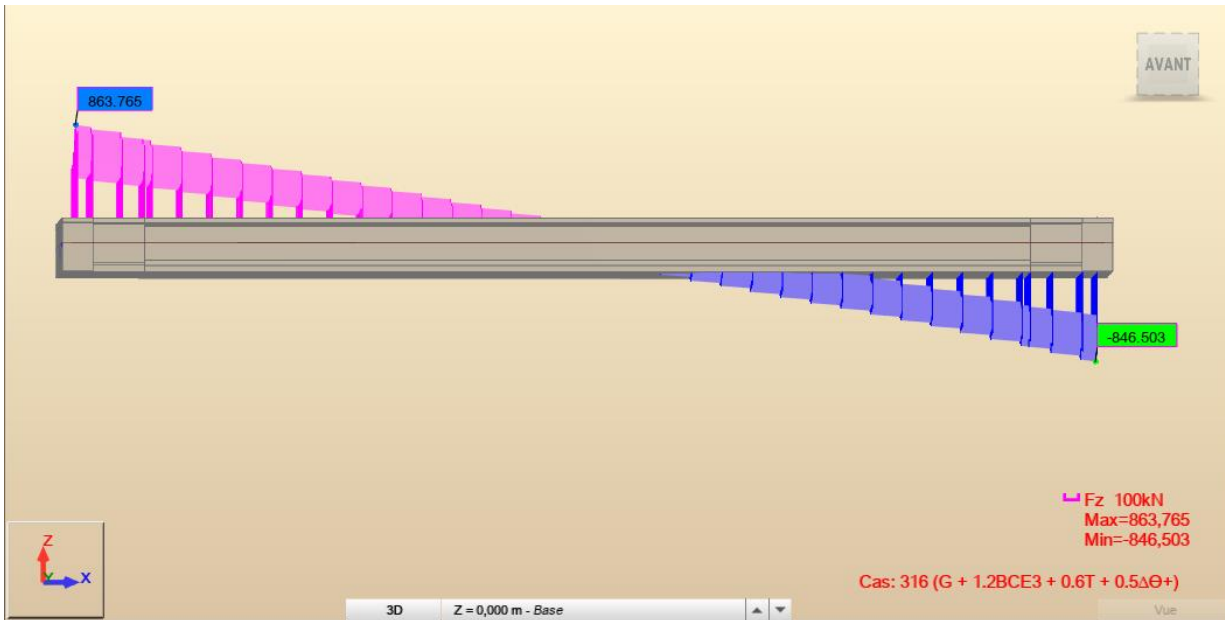


Figure 13 Effort tranchant pour $G+1.2BC_3 + 0.6T+0.5\Delta\theta$ ELS

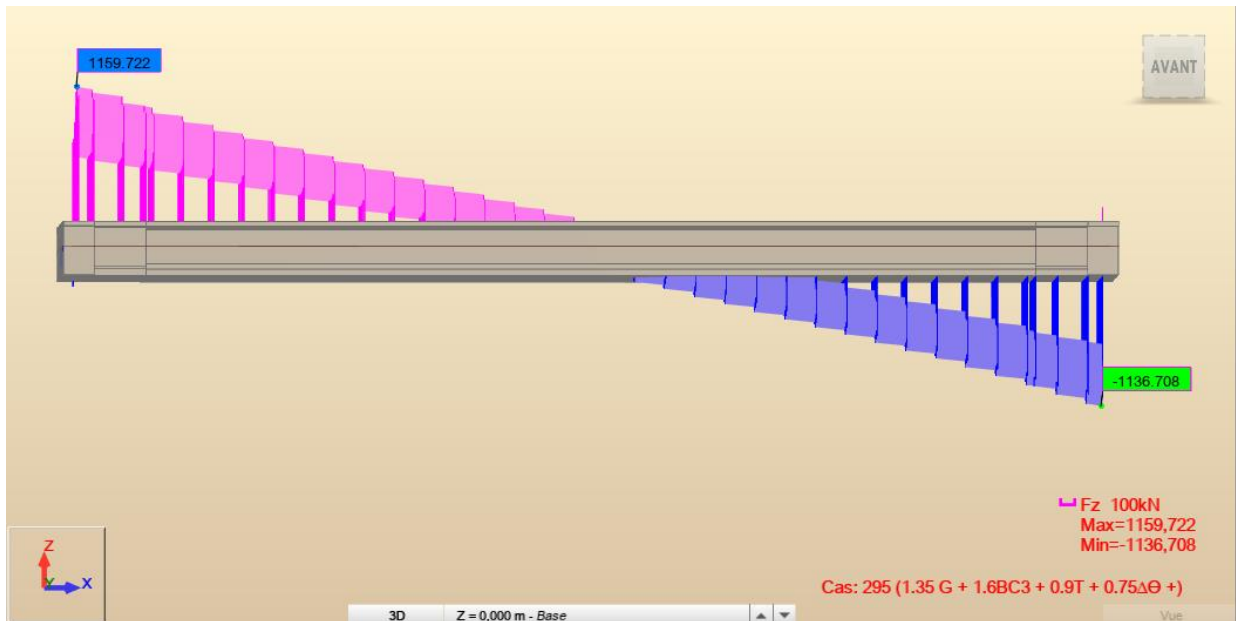


Figure 14 Effort tranchant pour $1.35G+1.6BC_3 + 0.9T+0.75\Delta\theta$ ELU

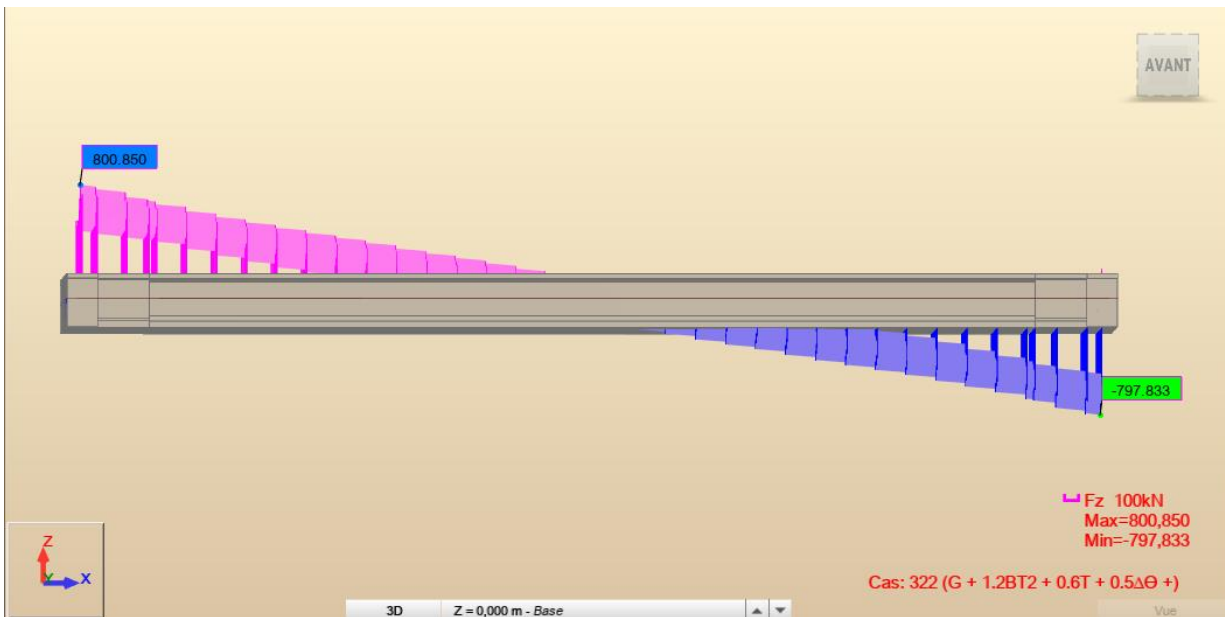


Figure 15 Effort tranchant pour $G+1.2BT_2+0.6T+0.5\Delta\theta$ ELS

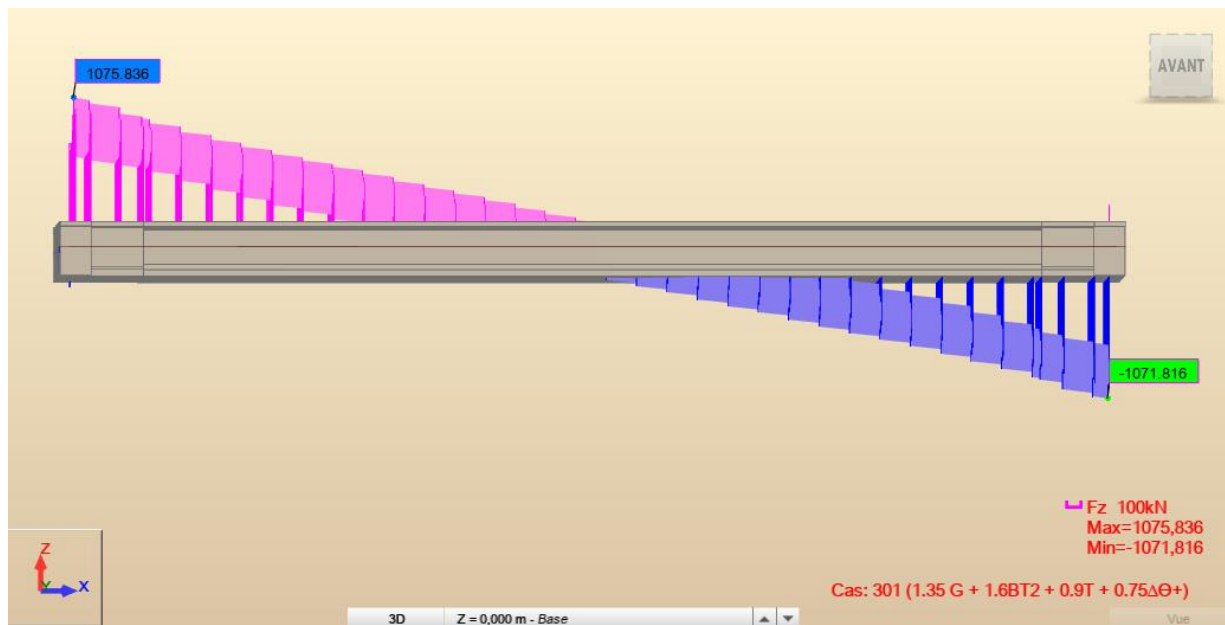


Figure 16 Effort tranchant pour $1.35G+1.6BT_2+0.9T+0.75\Delta\theta$ ELU

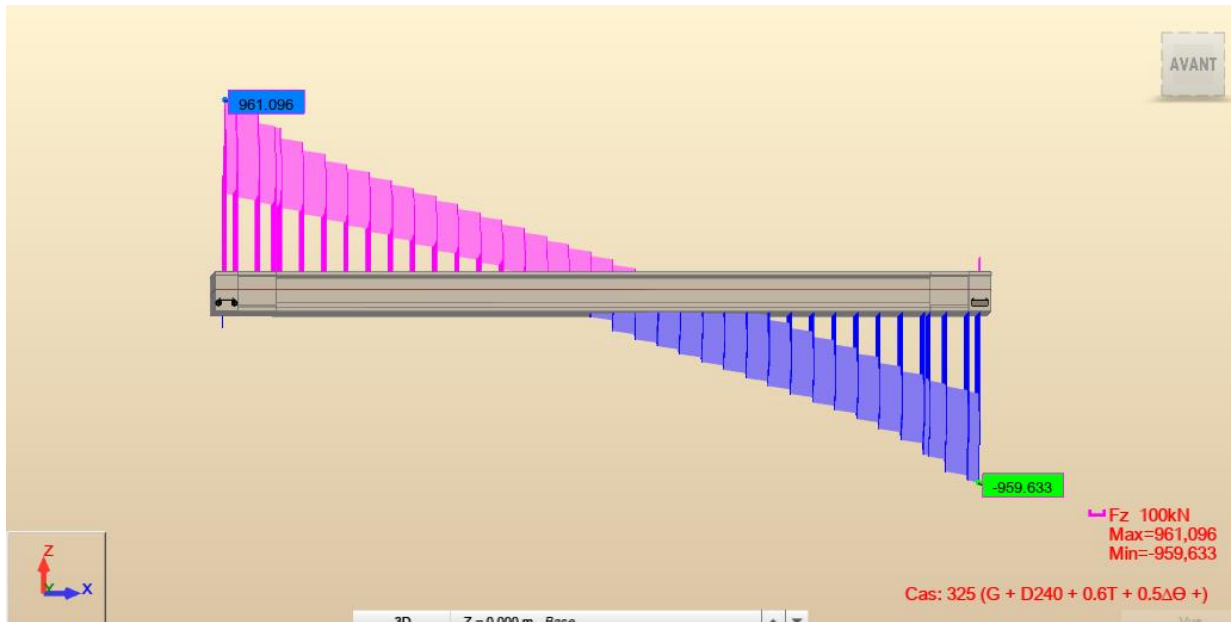


Figure 17 Effort tranchant pour $G+D_{240} +0.6T+0.5\Delta\theta$ ELS

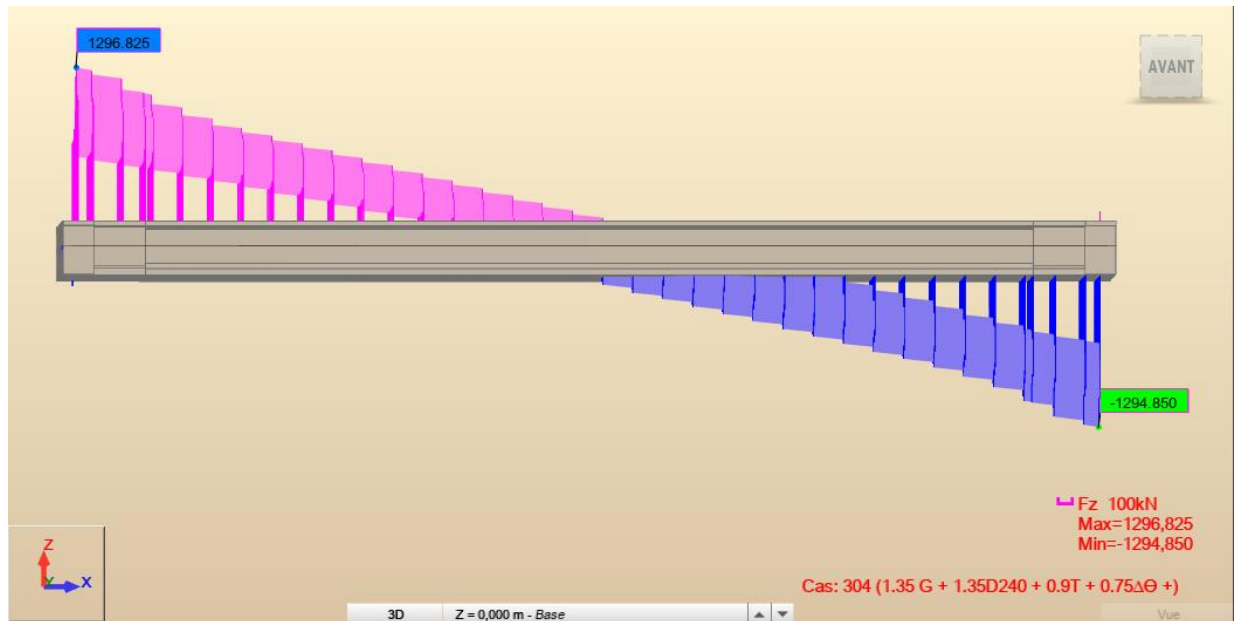


Figure 18 Effort tranchant pour $1.35G+1.35 D_{240} +0.9T+0.75\Delta\theta$ ELU

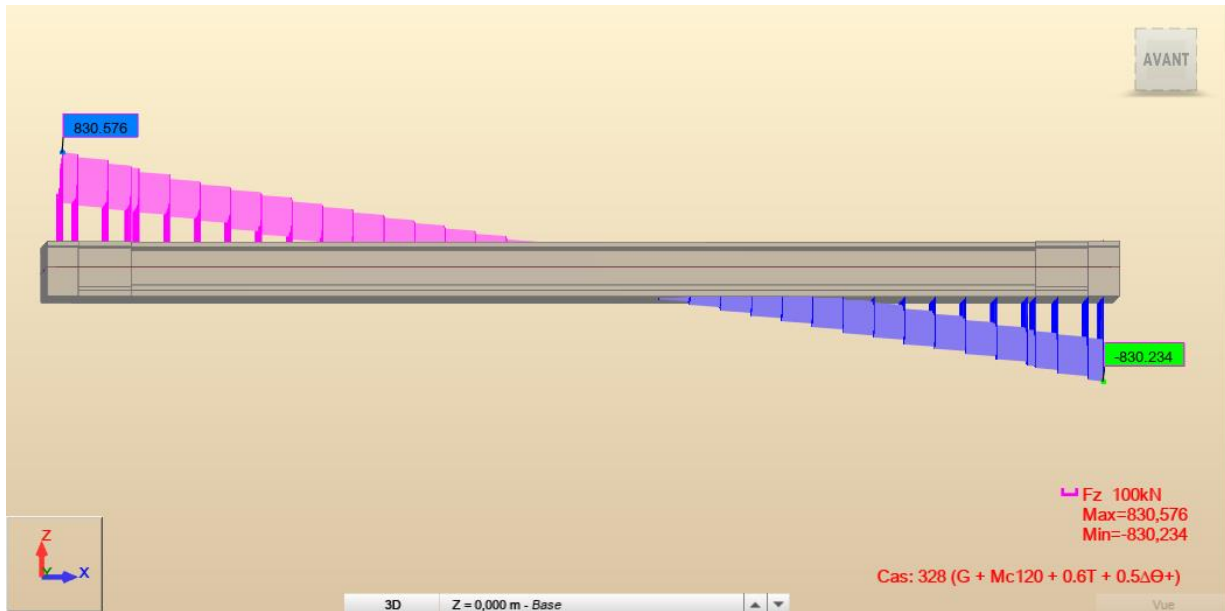


Figure 18 Effort tranchant pour $G+MC_{120} + 0.6T+0.5\Delta\theta$ ELS

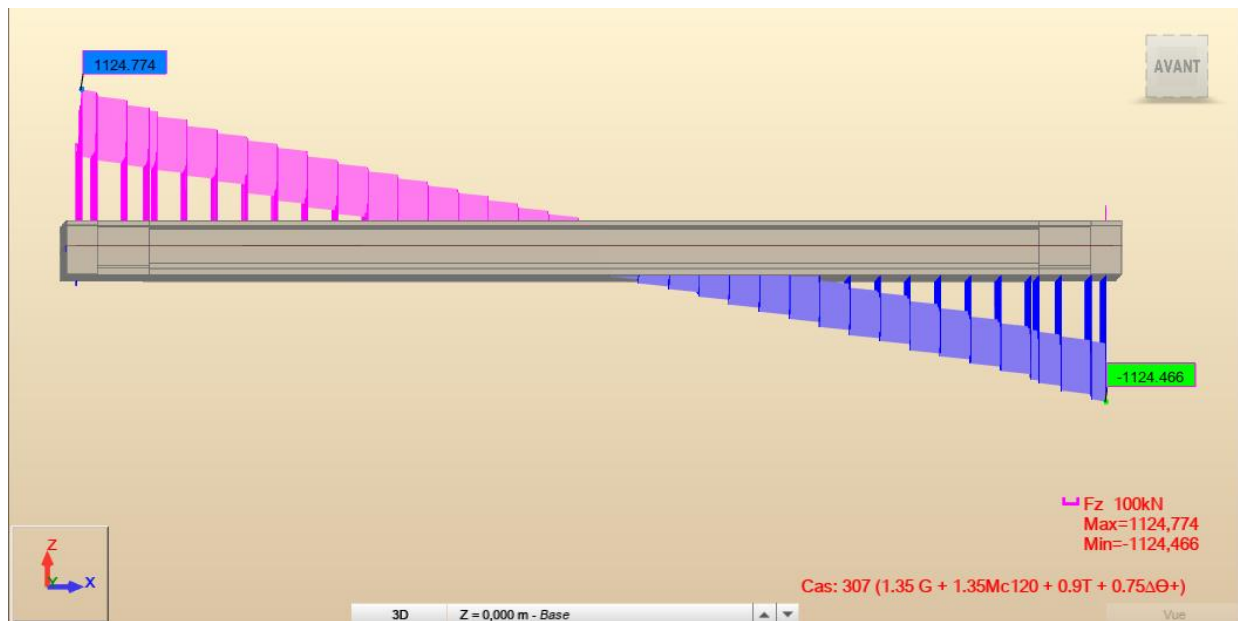


Figure 19 Effort tranchant pour $1.35G+1.35 MC_{120} + 0.9T+0.75\Delta\theta$ ELU

ANNEXE B. DIAGRAMMES ET TABLEAUX DE CALCULS



Figure 20 vue en élévation

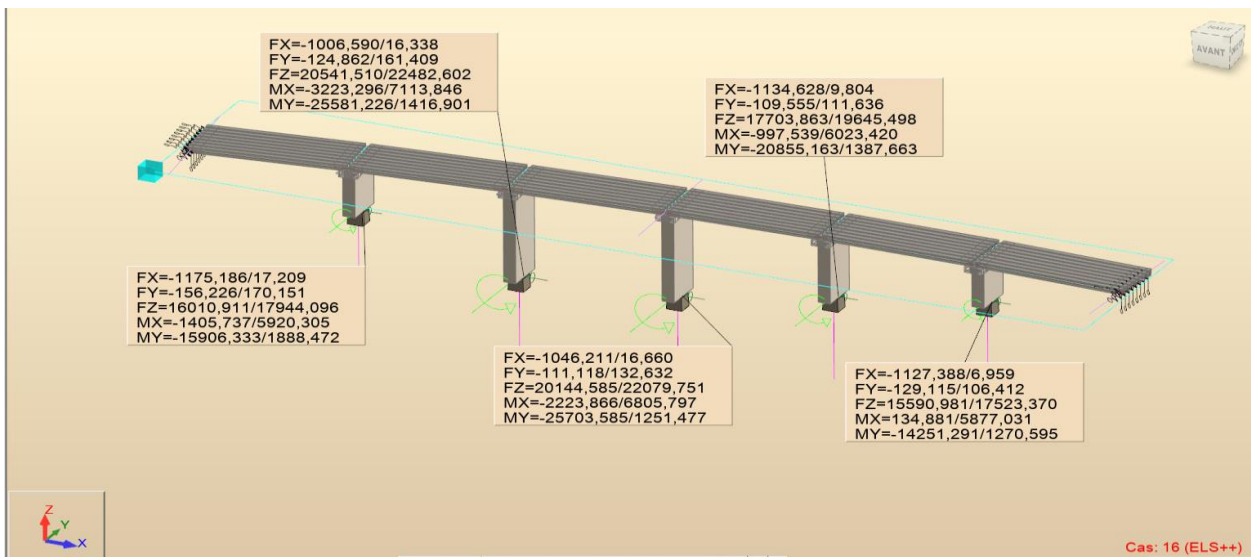


Figure 21 Etude statique sous la combinaison $G+1.2BC3v+0.6T+0.5 \Delta\theta$

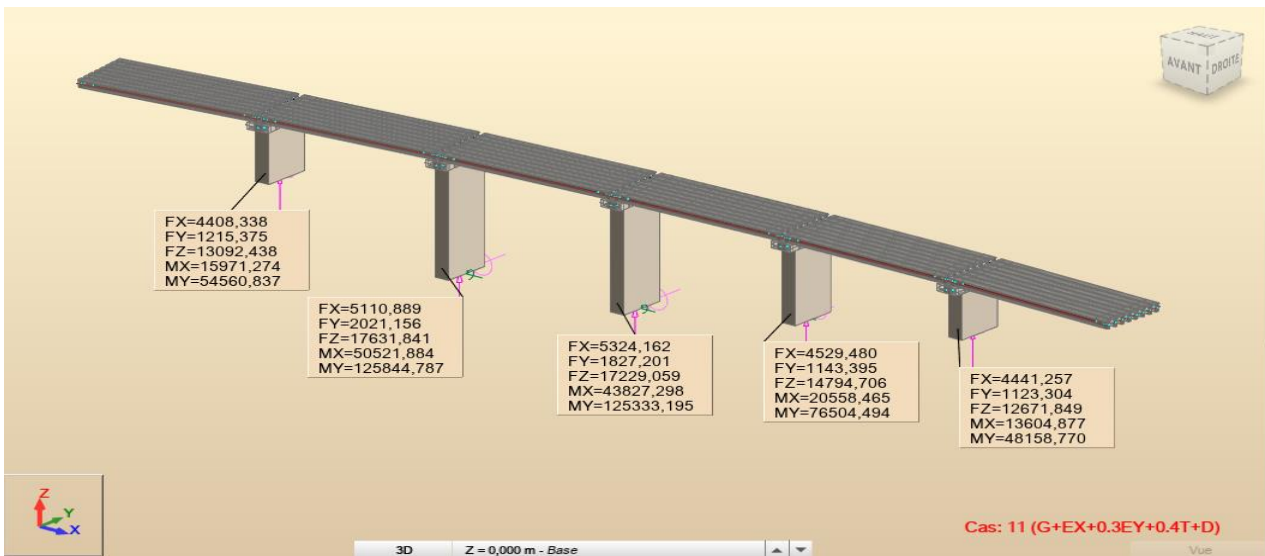


Figure 22 Etude dynamique sous la combinaison $G+EX+0.3EY+0.4T+R_{retrait}+F_{fluage}$

ANNEXE B. DIAGRAMMES ET TABLEAUX DE CALCULS

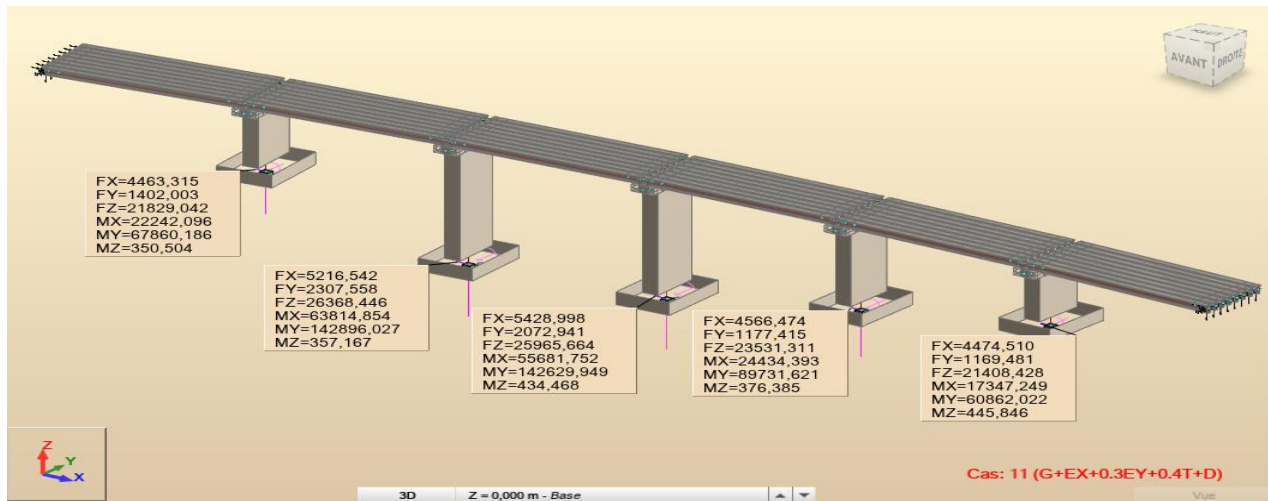


Figure 23 Etude dynamique des fondations sous la combinaison $G+EX+0.3EY+0.4T+R_{\text{retrait}}+F_{\text{fluage}}$

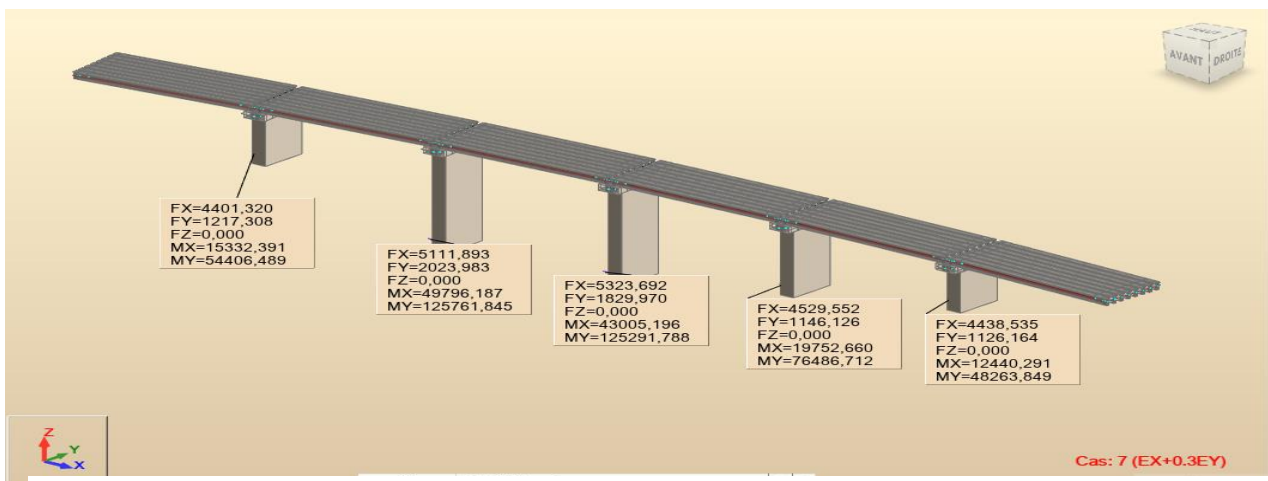


Figure 24 Etude sismique sous la combinaison $EX+0.3EY$

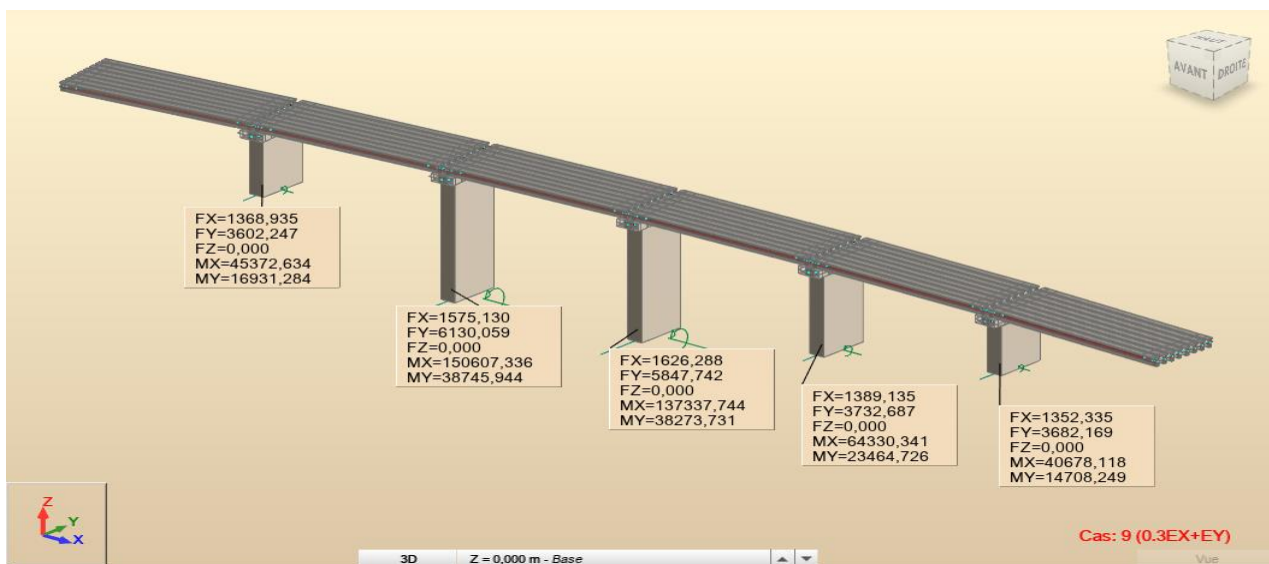


Figure 25 Etude sismique sous la combinaison $EY+0.3EX$

ANNEXE B. DIAGRAMMES ET TABLEAUX DE CALCULS

Les modes propres :

Résultats: dynamique - Cas: 5 (EX Dir. - masses_X) Modes actifs: 1..100; CQC

Valeurs

1

- Cas: 5 (EX Dir. - masses_X) Modes actifs: 1..100; CQC

Filtre	Cas	Mode
Liste complète	1A11	1A100
Sélection	5	1A100 CQC
Nombre total	11	
Nombre sélectio	1	

- Cas: 5 (EX Dir. - masses_X) Modes actifs: 1..100; CQC

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]
5/ 1	1,27	0,79	48,15	0,00	48,15	0,00
5/ 2	1,49	0,67	49,29	0,01	1,14	0,01
5/ 3	1,59	0,63	49,29	28,95	0,00	28,94
5/ 4	1,60	0,62	65,95	28,95	16,66	0,01
5/ 5	1,62	0,62	66,36	29,92	0,40	0,96
5/ 6	1,63	0,61	66,36	44,34	0,01	14,42
5/ 7	1,64	0,61	66,42	45,32	0,06	0,98
5/ 8	1,64	0,61	66,63	53,71	0,21	8,39
5/ 9	1,64	0,61	66,69	56,57	0,06	2,86
5/ 10	1,65	0,61	67,46	57,79	0,77	1,21
5/ 11	1,66	0,60	77,46	57,79	10,01	0,00
5/ 12	1,67	0,60	77,47	57,81	0,00	0,02
5/ 13	1,75	0,57	77,47	57,83	0,00	0,02
5/ 14	1,78	0,56	77,47	57,94	0,00	0,11
5/ 15	1,79	0,56	77,47	57,98	0,00	0,04
5/ 16	1,80	0,56	77,47	57,99	0,00	0,01
5/ 17	1,80	0,56	77,48	58,01	0,01	0,02
5/ 18	1,80	0,56	77,48	58,01	0,01	0,00
5/ 19	2,57	0,39	77,72	58,01	0,24	0,00
5/ 20	2,58	0,39	77,72	58,01	0,00	0,00
5/ 21	2,58	0,39	77,76	58,01	0,04	0,00
5/ 22	2,58	0,39	77,77	58,01	0,01	0,00
5/ 23	2,59	0,39	77,82	58,01	0,05	0,00
5/ 24	2,59	0,39	77,82	58,01	0,01	0,00
5/ 25	2,59	0,39	77,86	58,01	0,04	0,00
5/ 26	2,75	0,36	81,38	58,01	3,52	0,00
5/ 27	4,02	0,25	81,62	58,01	0,24	0,00
5/ 28	4,02	0,25	81,62	58,01	0,00	0,00
5/ 29	4,02	0,25	81,62	58,01	0,00	0,00
5/ 30	4,02	0,25	81,62	58,01	0,00	0,00
5/ 31	4,03	0,25	81,63	58,01	0,00	0,00
5/ 32	4,03	0,25	81,63	58,01	0,00	0,00
5/ 33	4,12	0,24	86,93	58,01	5,30	0,00
5/ 34	5,19	0,19	86,93	58,05	0,00	0,04
5/ 35	5,19	0,19	86,93	58,06	0,00	0,00
5/ 36	5,19	0,19	86,93	58,06	0,00	0,00
5/ 37	5,19	0,19	86,93	58,06	0,00	0,00
5/ 38	5,19	0,19	86,93	58,06	0,00	0,00

ANNEXE B. DIAGRAMMES ET TABLEAUX DE CALCULS

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]
5/ 39	5,19	0,19	86,93	58,06	0,00	0,00
5/ 40	5,33	0,19	86,93	58,17	0,00	0,11
5/ 41	5,34	0,19	86,93	58,23	0,00	0,05
5/ 42	5,34	0,19	86,93	58,23	0,00	0,00
5/ 43	5,34	0,19	86,93	58,23	0,00	0,00
5/ 44	5,35	0,19	86,93	58,23	0,00	0,00
5/ 45	5,35	0,19	86,93	58,23	0,00	0,00
5/ 46	5,58	0,18	86,93	60,35	0,00	2,12
5/ 47	5,59	0,18	86,93	60,37	0,00	0,02
5/ 48	5,60	0,18	86,93	60,38	0,00	0,01
5/ 49	5,60	0,18	86,93	60,38	0,00	0,00
5/ 50	5,60	0,18	86,93	60,39	0,00	0,00
5/ 51	5,60	0,18	86,93	60,39	0,00	0,01
5/ 52	5,70	0,18	86,93	67,57	0,00	7,17
5/ 53	5,87	0,17	86,93	67,57	0,00	0,00
5/ 54	5,87	0,17	86,93	67,57	0,00	0,00
5/ 55	5,87	0,17	86,93	67,57	0,00	0,00
5/ 56	5,87	0,17	86,93	67,57	0,00	0,00
5/ 57	5,87	0,17	86,93	67,57	0,00	0,00
5/ 58	5,87	0,17	86,93	67,57	0,00	0,00
5/ 59	6,13	0,16	86,93	76,66	0,00	9,10
5/ 60	6,70	0,15	93,30	76,66	6,37	0,00
5/ 61	6,78	0,15	93,30	76,66	0,00	0,00
5/ 62	6,78	0,15	93,30	76,66	0,00	0,00
5/ 63	6,78	0,15	93,30	76,66	0,00	0,00
5/ 64	6,78	0,15	93,30	76,66	0,00	0,00
5/ 65	6,78	0,15	93,30	76,66	0,00	0,00
5/ 66	6,78	0,15	93,30	76,66	0,00	0,00
5/ 67	6,79	0,15	93,30	76,66	0,00	0,00
5/ 68	6,79	0,15	93,30	76,66	0,00	0,00
5/ 69	6,79	0,15	93,30	76,67	0,00	0,01
5/ 70	6,79	0,15	93,30	76,67	0,00	0,00
5/ 71	6,79	0,15	93,30	76,67	0,00	0,00
5/ 72	6,79	0,15	93,30	76,68	0,00	0,00
5/ 73	7,19	0,14	93,30	76,68	0,00	0,00
5/ 74	7,19	0,14	93,30	76,68	0,00	0,00
5/ 75	7,19	0,14	93,30	76,68	0,00	0,00
5/ 76	7,19	0,14	93,30	76,68	0,00	0,00
5/ 77	7,19	0,14	93,30	76,68	0,00	0,00
5/ 78	7,19	0,14	93,30	76,68	0,00	0,00
5/ 79	7,46	0,13	93,30	76,68	0,00	0,00
5/ 80	7,46	0,13	93,30	76,68	0,00	0,00
5/ 81	7,46	0,13	93,30	76,68	0,00	0,00
5/ 82	7,46	0,13	93,30	76,68	0,00	0,00
5/ 83	7,46	0,13	93,30	76,68	0,00	0,00
5/ 84	7,46	0,13	93,30	76,68	0,00	0,00
5/ 85	7,69	0,13	93,30	76,68	0,00	0,00
5/ 86	7,69	0,13	93,30	76,68	0,00	0,00
5/ 87	7,69	0,13	93,30	76,68	0,00	0,00
5/ 88	7,69	0,13	93,30	76,68	0,00	0,00

ANNEXE B. DIAGRAMMES ET TABLEAUX DE CALCULS

5/ 89	7,69	0,13	93,30	76,68	0,00	0,00
Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]
5/ 90	7,69	0,13	93,30	76,68	0,00	0,00
5/ 91	8,09	0,12	93,30	76,68	0,00	0,00
5/ 92	8,09	0,12	93,30	76,68	0,00	0,00
5/ 93	8,09	0,12	93,30	76,68	0,00	0,00
5/ 94	8,09	0,12	93,30	76,68	0,00	0,00
5/ 95	8,09	0,12	93,30	76,68	0,00	0,00
5/ 96	8,09	0,12	93,30	76,68	0,00	0,00
5/ 97	8,15	0,12	99,85	76,68	6,55	0,00
5/ 98	8,45	0,12	99,85	76,68	0,00	0,00
5/ 99	8,45	0,12	99,85	76,68	0,00	0,00
5/ 100	8,45	0,12	99,85	76,68	0,00	0,00

TABLEAUX DE CALCUL MUR FRONTALE

Désignation	N (KN)	H (KN)	IFV(x/o)	IFH(y/o)	MFV/o	MFH/o
Mur frontal	3280,57	/	0	3,26	0	/
Dalle de transition	239,9625	/	3,2	7,79	767,88	/
Corbeau	70,389	/	0,88	7,51	61,94232	/
Mur garde greve	243,27	/	0,55	7,66	133,7985	/
Poids des Terres Amot	506,59	/	3,2	7,79	1621,08	/
Poussée des terres	/	2768,994157	/	-2,95666	/	-8186,9927
Poussée Sur 10kN/m²	/	346,86135	/	-4,435	/	-1538,330

Efforts dus au tablier

Rg	4568,08	/	-0,24	/	-1073,50	/
R(AI)	1636,96	/	-0,24	/	-384,69	/
Rbc	1454,71	/	-0,24	/	-341,86	/
RMc120	1085,54	/	-0,24	/	-255,10	/
RD240	1769,55	/	-0,24	/	-415,84	/
Hf+r	/	203,14	/	-6,55	/	-1330,54
HT°	/	91,41	/	-6,55	/	-598,74
Frein AI	/	194,21	/	-6,55	/	-1272,06
Frein Bc	/	360,00	/	-8,35	/	-3006,00

ANNEXE B. DIAGRAMMES ET TABLEAUX DE CALCULS

Combinaisons de charge a ELS

	N (kn)	H (kn)	M_H (KN.m)	M_V (KN.m)	ΔM (MN.m)
G+0.6T	8908,85	3026,98	-9876,776	1511,20	-8365,57
G++0.6T+1.2Q	8908,85	3443,21	-11722,77	1511,20	-10211,57
G+0.6T+1.2A(I)+ST	10873,21	3260,03	-11403,25	1049,58	-10353,67
G+0.6T+1.2Bc+ST	10654,50	3458,98	-13483,98	1100,98	-12383,00
G+0.6T+Mc120	9994,40	3026,976	-9876,78	1256,10	-8620,68
G+0.6T+D240	10678,41	3026,98	-9876,78	1095,36	-8781,42

Sollicitations les plus défavorables

$$M_{\max} = -934,57 \text{ KN.m/ml}$$

$$N_{\text{cor}} = 804,11 \text{ KN./ml}$$

$$T_{\max} = 261,05 \text{ KN./ml}$$

$$N_{\text{cor}} = 804,11 \text{ KN./ml}$$

Combinaisons de charge a ELU

	N (kn)	H (kn)	M_H (KN.m)	M_V (KN.m)	ΔM (MN.m)
1.35G+0.9T	12026,95	4094,6451	-15766,92	2417,9239	-13348,9938
1.35G++0.9T+1.6Q	12026,95	4649,62	-18228,25	2417,92	-15810,32194
1.35G+0.9T+1.6(A(I)+ST)	14646,09	4405,38	-17802,21	1802,43	-15999,78474
1.35G+0.9T+1.6(Bc+ST)	14354,48	4670,65	-29417,73	1870,95	-27546,77766
1.35G+0.9T+1.35Mc120	13112,50	4094,65	-15766,92	2073,54	-13693,38229
1.35G+0.9T+1.35D240	13796,51	4094,65	-15766,92	1856,53	-13910,38425

Sollicitations les plus défavorables

$$M_{\max} = -2079,00 \text{ KN.m/ml}$$

$$N_{\text{cor}} = 1083,36 \text{ KN./ml}$$

$$T_{\max} = 352,50 \text{ KN./ml}$$

$$N_{\text{cor}} = 1083,36 \text{ KN./ml}$$

• **FERRAILLAGE ENTRETOISE NAPPE SUPERIEURE**

Calcul de Section en Flexion Simple

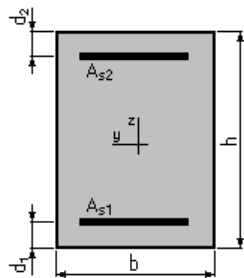
1. Hypothèses:

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:



$b = 30,0$ (cm)
 $h = 120,0$ (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	198,68	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 3,9$ (cm ²)	Section théorique	$A_{s2} = 0,0$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s\ min} = 3,9$ (cm ²)		
théorique	$\rho = 0,11$ (%)		
minimum	$\rho_{min} = 0,11$ (%)		

Analyse par Cas:

Cas ELS $M_{max} = 198,68$ (kN*m) $M_{min} = 0,00$ (kN*m)
 Coefficient de sécurité: 1,03
 Position de l'axe neutre: $y = 19,0$ (cm)
 Bras de levier: $Z = 108,7$ (cm)
 Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 6,4$ (MPa)
 Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 21,0$ (MPa)

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 486,7$ (MPa)

Contrainte limite de l'acier:

$\sigma_{s \text{ lim}} = 500,0$ (MPa)

• **FERRAILLAGE ENTRETOISE NAPPE INFERIEURE**

Calcul de Section en Flexion Simple

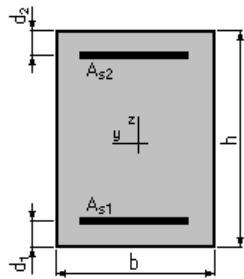
1. Hypothèses:

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:



$b = 30,0$ (cm)

$h = 120,0$ (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	73.299	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique $A_{s1} = 3,9$ (cm²)

Section théorique $A_{s2} = 0,0$ (cm²)

Section minimum $A_{s \text{ min}} = 3,9$ (cm²)

théorique $\rho = 0,11$ (%)

minimum $\rho_{\min} = 0,11$ (%)

Analyse par Cas:

Cas ELS $M_{max} = 198,68$ (kN*m) $M_{min} = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,03

Position de l'axe neutre: $y = 19,0$ (cm)

Bras de levier: $Z = 108,7$ (cm)

Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 6,4$ (MPa)

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 21,0$ (MPa)

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 486,7$ (MPa)

Contrainte limite de l'acier:

$\sigma_{s\ lim} = 500,0$ (MPa)

• FERRAILLAGE POUR LA NAPPE SUPERIEURE DE LA DALLE

Calcul de Section en Flexion Simple

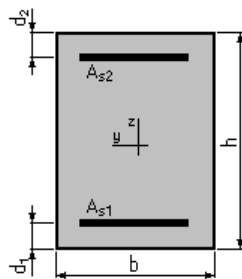
1. Hypothèses:

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)

$h = 25,0$ (cm)

$d_1 = 5,0$ (cm)

$d_2 = 5,0$ (cm)

3. Moments appliqués:

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	44,10	0,00
Etat Limite de Service	33,06	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

ANNEXE C. NOTE CALCUL DE FERRAILLAGE

Section théorique	$A_{s1} = 5,4 \text{ (cm}^2\text{)}$	Section théorique	$A_{s2} = 0,0 \text{ (cm}^2\text{)}$
Section minimum	$A_{s \text{ min}} = 3,1 \text{ (cm}^2\text{)}$		
théorique	$\rho = 0,26 \text{ (\%)}\text{)}$		
minimum	$\rho_{\text{min}} = 0,16 \text{ (\%)}\text{)}$		

Analyse par Cas:

Cas ELU $M_{\text{max}} = 44,10 \text{ (kN*m)}$ $M_{\text{min}} = 0,00 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité:	1,00	Pivot: A
Position de l'axe neutre:	$y = 1,4 \text{ (cm)}$	
Bras de levier:	$Z = 19,4 \text{ (cm)}$	
Déformation du béton:	$\varepsilon_b = 0,77 \text{ (\%)}\text{)}$	
Déformation de l'acier:	$\varepsilon_s = 10,00 \text{ (\%)}\text{)}$	
Contrainte de l'acier:		
tendue:	$\sigma_s = 434,8 \text{ (MPa)}$	

Cas ELS $M_{\text{max}} = 33,06 \text{ (kN*m)}$ $M_{\text{min}} = 0,00 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité:	1,45	
Position de l'axe neutre:	$y = 4,9 \text{ (cm)}$	
Bras de levier:	$Z = 18,4 \text{ (cm)}$	
Contrainte maxi du béton:	$\sigma_b = 7,4 \text{ (MPa)}$	
Contrainte limite:	$0,6 f_{cj} = 21,0 \text{ (MPa)}$	
Contrainte de l'acier:		
tendue:	$\sigma_s = 344,5 \text{ (MPa)}$	
Contrainte limite de l'acier:		
	$\sigma_{s \text{ lim}} = 500,0 \text{ (MPa)}$	

• FERRAILLAGE POUR LA NAPPE INFÉRIEURE DE LA DALLE

Calcul de Section en Flexion Simple

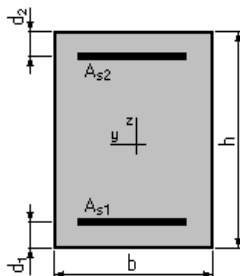
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 35,0 \text{ (MPa)}$

Acier: $f_e = 500,0 \text{ (MPa)}$

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$b = 100,0 \text{ (cm)}$

$h = 25,0 \text{ (cm)}$

$d_1 = 5,0$ (cm)

$d_2 = 5,0$ (cm)

3. Moments appliqués:

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	46,10	0,00
Etat Limite de Service	35,09	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 5,6$ (cm ²)	Section théorique	$A_{s2} = 0,0$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s\ min} = 3,1$ (cm ²)		
théorique	$\rho = 0,27$ (%)		
minimum	$\rho_{min} = 0,16$ (%)		

Analyse par Cas:

Cas ELU $M_{max} = 46,10$ (kN*m) $M_{min} = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,00 Pivot: A

Position de l'axe neutre: $y = 1,5$ (cm)

Bras de levier: $Z = 19,4$ (cm)

Déformation du béton: $\epsilon_b = 0,81$ (‰)

Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 10,00$ (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 434,8$ (MPa)

Cas ELS $M_{max} = 35,09$ (kN*m) $M_{min} = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,43

Position de l'axe neutre: $y = 5,0$ (cm)

Bras de levier: $Z = 18,3$ (cm)

Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 7,7$ (MPa)

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 21,0$ (MPa)

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 350,0$ (MPa)

Contrainte limite de l'acier:

$\sigma_{s\ lim} = 500,0$ (MPa)

• FERRAILLAGE DU MUR FRONTAL. Calcul de Section en Flexion Composée

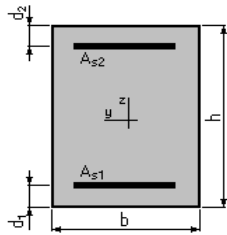
1. Hypothèses:

Béton: fc28 = 27,0 (MPa)

Acier: fe = 500,0 (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul en poteau
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$b = 100,0$ (cm)
 $h = 140,0$ (cm)
 $d_1 = 5,0$ (cm)
 $d_2 = 5,0$ (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N°	Type	N (kN)	M (kN*m)
1.	ELS	804,11	-934,57
2.	ELU	1083,36	-2079,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 25,0$ (cm ²)	Section théorique	$A_{s2} = 24,6$ (cm ²)
Section minimum théorique	$A_{s\ min} = 28,0$ (cm ²)	Section maximum	$A_{s\ max} = 700,0$ (cm ²)
	$\rho = 0,35$ (%)		
minimum	$\rho_{\min} = 0,20$ (%)	maximum	$\rho_{\max} = 5,00$ (%)

Analyse par Cas:

Cas N° 1: Type ELS N = 804,11 (kN) M = -934,57 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,58
 Position de l'axe neutre: $y = 42,6$ (cm)
 Bras de levier: $Z = 120,8$ (cm)
 Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 4,9$ (MPa)
 Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 16,2$ (MPa)

Contrainte de l'acier:
 tendue: $\sigma_s = 158,6$ (MPa)
 comprimée: $\sigma'_s = 64,4$ (MPa)
 Contrainte limite de l'acier: $\sigma_{s\ lim} = 250,0$ (MPa)

Cas N° 2: Type ELU N = 1083,36 (kN) M = -2079,00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,00 Pivot: A
 Position de l'axe neutre: $y = 14,4$ (cm)
 Bras de levier: $Z = 129,2$ (cm)
 Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 10,00$ (‰)

Déformation du béton: $\varepsilon_b = 1,20$ (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 434,8$ (MPa) comprimée: $\sigma_s' = 156,7$ (MPa)

**• FERRAILLAGE DU MUR GARDE DE GREVE.
Calcul de Section en Flexion Simple**

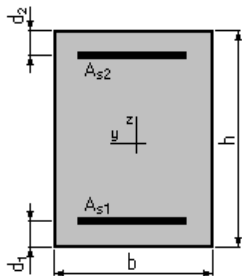
1. Hypothèses:

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)	161,40	0,00
Etat Limite de Service	120,91	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique $A_{s1} = 22,3$ (cm²)

Section théorique $A_{s2} = 0,0$ (cm²)

Section minimum $A_{s\ min} = 3,0$ (cm²)

théorique $\rho = 0,89$ (%)

minimum $\rho_{min} = 0,12$ (%)

Analyse par Cas:

Cas ELU $M_{max} = 161,40$ (kN*m) $M_{min} = 0,00$ (kN*m)

ANNEXE C. NOTE CALCUL DE FERRAILLAGE

Coefficient de sécurité: 1,31 Pivot: B
Position de l'axe neutre: $y = 7,9$ (cm)
Bras de levier: $Z = 21,8$ (cm)
Déformation du béton: $\varepsilon_b = 3,50$ (‰)
Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 7,53$ (‰)
Contrainte de l'acier:
tendue: $\sigma_s = 434,8$ (MPa)

Cas ELS $M_{\max} = 120,91$ (kN*m) $M_{\min} = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,00
Position de l'axe neutre: $y = 10,0$ (cm)
Bras de levier: $Z = 21,7$ (cm)
Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 11,1$ (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 DU MUR EN RETOUR MXX.

Calcul de Section en Flexion Simple

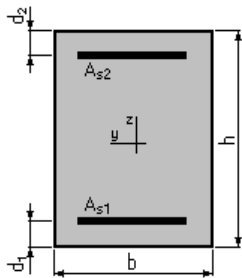
1. Hypothèses:

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)	0,00	0,00
Etat Limite de Service	600,00	0,00

Etat Limite Ultime (Accidentel) 0,00 0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 41,1 \text{ (cm}^2\text{)}$	Section théorique	$A_{s2} = 0,0 \text{ (cm}^2\text{)}$
Section minimum	$A_{s \text{ min}} = 6,5 \text{ (cm}^2\text{)}$		
théorique	$\rho = 0,64 \text{ (\%)}$		
minimum	$\rho_{\text{min}} = 0,10 \text{ (\%)}$		

Analyse par Cas:

Cas ELS $M_{\text{max}} = 600,00 \text{ (kN*m)}$ $M_{\text{min}} = 0,00 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité: 1,00
 Position de l'axe neutre: $y = 23,0 \text{ (cm)}$
 Bras de levier: $Z = 57,3 \text{ (cm)}$
 Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 9,1 \text{ (MPa)}$
 Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 16,2 \text{ (MPa)}$
 Contrainte de l'acier:
 tendue: $\sigma_s = 250,0 \text{ (MPa)}$
 Contrainte limite de l'acier:
 $\sigma_{s \text{ lim}} = 250,0 \text{ (MPa)}$

• FERRAILLAGE DU MUR EN RETOUR MYY.

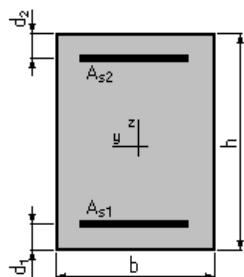
Calcul de Section en Flexion Simple

1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 27,0 \text{ (MPa)}$ Acier: $f_e = 500,0 \text{ (MPa)}$

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$b = 100,0 \text{ (cm)}$
 $h = 70,0 \text{ (cm)}$
 $d_1 = 5,0 \text{ (cm)}$

$d_2 = 5,0$ (cm)

3. Moments appliqués:

	M_{\max} (kN*m)	M_{\min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	0,00	0,00
Etat Limite de Service	175,00	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 15$ (cm ²)	Section théorique	$A_{s2} = 0,0$ (cm ²)
Section minimum théorique	$A_{s\min} = 6,5$ (cm ²)		
	$\rho = 0,18$ (%)		
minimum	$\rho_{\min} = 0,10$ (%)		

Analyse par Cas:

Cas ELS $M_{\max} = 175,00$ (kN*m) $M_{\min} = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,00

Position de l'axe neutre: $y = 13,4$ (cm)

Bras de levier: $Z = 60,5$ (cm)

Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 2,1$ (MPa)

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 16,2$ (MPa)

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 25,5$ (MPa)

Contrainte limite de l'acier:

$\sigma_{s\lim} = 250,0$ (MPa)

• FERRAILLAGE DU CORBEAU.

Calcul de Section en Flexion Simple

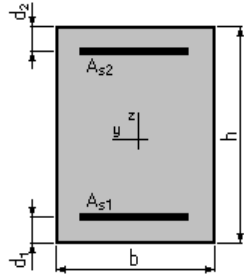
1. Hypothèses:

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)
 $h = 40,0$ (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)	131,80	0,00
Etat Limite de Service	98,00	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 11,2$ (cm ²)	Section théorique	$A_{s2} = 0,0$ (cm ²)
Section minimum théorique	$A_{s\ min} = 3,8$ (cm ²)		
	$\rho = 0,35$ (%)		
Section minimum	$\rho_{min} = 0,11$ (%)		

Analyse par Cas:

Cas ELU $M_{max} = 131,80$ (kN*m) $M_{min} = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité:	1,35	Pivot: A
Position de l'axe neutre:	$y = 4,4$ (cm)	
Bras de levier:	$Z = 33,2$ (cm)	
Déformation du béton:	$\epsilon_b = 1,43$ (‰)	
Déformation de l'acier:	$\epsilon_s = 10,00$ (‰)	
Contrainte de l'acier:		
tendue:	$\sigma_s = 434,8$ (MPa)	

Cas ELS $M_{max} = 98,00$ (kN*m) $M_{min} = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité:	1,00
Position de l'axe neutre:	$y = 9,7$ (cm)
Bras de levier:	$Z = 31,8$ (cm)
Contrainte maxi du béton:	$\sigma_b = 6,4$ (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:	
	$\sigma_{s\ lim} = 250,0$ (MPa)

• **FERRAILLAGE DES PIEUX DE LA PILE.**

Calcul de Section en Flexion Déviée Composée

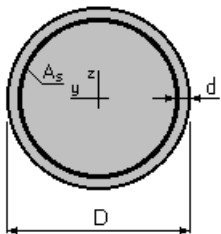
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 27,0$ (MPa)

Acier: $f_e = 500,0$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 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.	ELA	7150,00	1720,30	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique $A_s = 113,1$ (cm²)

Section minimum $A_{s\ min} = 113,1$ (cm²) Section maximum $A_{s\ max} = 565,5$ (cm²)
théorique $\rho = 1,00$ (%)
minimum $\rho_{min} = 0,50$ (%) maximum $\rho_{max} = 5,00$ (%)

Analyse par Cas:

Cas N° 1: Type ELA $N = 7150,00$ (kN) $M_y = 1720,30$ (kN*m) $M_z = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 2,15 Pivot: B

Position de l'axe neutre: $y = 89,4$ (cm)

Bras de levier: $Z = 74,0$ (cm)

Déformation du béton: $\epsilon_b = 3,50$ (‰)

Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 0,99$ (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 198,9$ (MPa)

comprimée: $\sigma_s' = 500,0$ (MPa)

• FERRAILLAGE DES PIEUX DE LA CULLEE.

Calcul de Section en Flexion Déviée Composée

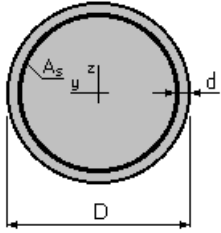
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 27,0$ (MPa)

Acier: $f_e = 500,0$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$$D = 120,0 \quad (\text{cm})$$

$$d = 7,0 \quad (\text{cm})$$

3. Efforts appliqués:

Cas N ^o	Type	N (kN)	M _y (kN*m)	M _z (kN*m)
1.	ELA	4693,55	5175,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique $A_s = 203,4 \text{ (cm}^2\text{)}$

Section minimum $A_{s \text{ min}} = 113,1 \text{ (cm}^2\text{)}$

Section maximum $A_{s \text{ max}} = 565,5 \text{ (cm}^2\text{)}$

théorique $\rho = 1,73 \text{ (\%)}$

minimum $\rho_{\text{min}} = 0,50 \text{ (\%)}$

maximum $\rho_{\text{max}} = 5,00 \text{ (\%)}$

Analyse par Cas:

Cas N^o 1: Type ELA N = 4693,55 (kN) M_y = 5175,00 (kN*m) M_z = 0,00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,00 Pivot: B

Position de l'axe neutre: $y = 49,6 \text{ (cm)}$

Bras de levier: $Z = 89,4 \text{ (cm)}$

Déformation du béton: $\epsilon_b = 3,50 \text{ (\%)}$

ANNEXE C. NOTE CALCUL DE FERAILLAGE

Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 4,46$ (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 500,0$ (MPa)

comprimée: $\sigma_s' = 500,0$ (MPa)