République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
المـــدرســـة الوطنيـــة العليـــا للأشغـال العمومية
فرنسـيس جانســون
École Nationale Supérieure des Travaux Publics
Francis Jeanson

Mémoire

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

Filière : Travaux Publics

Spécialité : Infrastructure de base

Thème

CONCEPTION ET ETUDE D'UN PONT DE L'EXTENSION DE LA PREMIERE LIGNE DE TRAMWAY DE CONSTANTINE AU PK 10+700.

Présenté par :

BAYOU Nora

Encadré par :

Mr. Y BABAKHOUYA

Mr. K Hamadi

Promotion 2020 /2021

© ENSTP-FJ – Garidi – Vieux Kouba

Remerciements

Je voudrais dans un premier temps remercier ALLAH le tout puissant et miséricordieux, qui m'a donné le courage, la force et la patience pour pouvoir accomplir ce Modeste travail.

Je tiens tout particulièrement à exprimer mes reconnaissances et toutes mes gratitudes à Mr BABAKHOUYA Youcef, consultant ouvrage d'arts chez B.I.E.S.T.A, mon encadrant de mémoire de fin d'études, pour tout ses grands efforts, ses orientations et surtout sa patience qui ont constitué un apport considérable sans lequel ce travail n'aurait pas pu être mené au bon port.

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

Merci à tous mes enseignants pour le savoir qu'ils m'ont transmis durant mon cursus au sein de ***l'E.N.S.T.P****.*

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 m'ont fournis.

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

Sans oublier, mes plus précieux remerciements à ma famille respective, pour tout le soutien qu'ils m'ont m'apporté tout au long de ma vie, merci d'avoir fait de moi ce que je suis aujourd'hui.

J'exprime également mes vifs remerciements aux membres du jury d'avoir pris le temps de lire et d'évaluer mon modeste travail.

Ayant dans l'impossibilité de citer tous les noms, j'adresse mes sincères remerciements à toute personne qui, de près ou de loin, aurait contribué à la réalisation de ce mémoire.

DEDICACES

A ma mère et mon père

A mes frères

A tous mes amis

ملخص

يهدف هذا العمل الذي يدخل في إطار مشروع نهاية التخرج إلى القيام بتصميم ودراسة جسر سكة حديد جزء من أعمال امتداد خط الترام الأول لقسنطينة بين مدينة "زواغي" والمدينة الجديدة "علي منجلي" بالنقطة الكيلومترية 10+700.

تبدأ هذه المذكرة ببحث ببليوغرافي حول العزلة الزلزالية ونظام التحكم في الزلازل ، تطرقنا بعد ذلك إلى عرض تقديمي للمشروع وتقييم الإجراءات وفرضيات الحساب، يليها تصميم الجسر حيث اقترحنا ثلاثة متغيرات مختلفة وتحليلها لاختيار الأنسب وفقا لدراسة متعددة المعايير، تتم دراسة المتغير المختار على مرحلتين رئيسيتين: دراسة البنية الفوقية ودراسة البنية التحتية، حيث يتم إجراء فحوصات الحساب وفقًا للمعايير والقواعد المعمول بها في الجزائر، ويتم إجراء النمذجة باستخدام برنامج ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS .

الكلمات المفتاحية: الجسر، تصميم، سابقة الاجهاد ، البنية التحتية.

Résumé

L'objet du présent travail de fin d'études est de concevoir et d'étudier un pont ferroviaire intégré dans les travaux de l'extension de la première ligne de tramway de Constantine entre la ville de ZOUAGHI et la nouvelle ville ALI MENDJELI au PK 10+700.Ce rapport commencera par une recherche bibliographique sur l'isolation parasismique et le système de contrôle sismique, Nous avons dressé, par la suite et après une présentation du projet en question et une évaluation des actions et hypothèses de calcul, suivi de la conception de l'ouvrage où on a proposé trois variantes distinctes à analyser pour en choisir la plus convenable selon une étude multicritères, L'étude de la variante retenue se fait en deux étapes majeures : étude de la superstructure et étude de l'infrastructure, dans lesquelles les vérifications de calcul sont effectuées conformément aux normes et règles utilisées en Algérie, et la modélisation est faite avec le logiciel **ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS**.

Mots clés : Pont, Conception, Précontrainte, Infrastructure.

Abstract

The object of this end of studies work is to design and study a railway bridge integrated into the works of the extension of the first tram line of Constantine between the city of ZOUAGHI and the new city ALI MENDJELI at PK 10 + 700. This report will begin with a bibliographical research on seismic isolation and seismic control systeme, We have drawn up, subsequently and after a presentation of the project in question and an evaluation of the actions and calculation hypotheses, followed by the design of the work where we proposed three distinct variants. to be analyzed to choose the most suitable according to a multi-criteria study, The study of the chosen variant is carried out in two major stages: study of the superstructure and study of the infrastructure, in which the design checks are carried out in accordance with the standards and rules used in Algeria, and the modeling is done with the software **ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS**.

Key words : Bridge, Design, Prestressing, Infrastructure.

.

Sommaire

INTRODUCTON GENERALE **1**

CHAPITRE I. RECHERCHE BIBLIOGRAPHIQUE

I.1. INTRODUCTION 2
I.2. SYSTEMES DE PROTECTION SISMIQUE 2
I.2.1. Système de contrôle passif 2
I.2.1.1. Systèmes d'isolation sismique 3
I.2.1.2. Dissipation d'énergie 3
I.3. PRINCIPE DE FONCTIONNEMENT DES SYSTEMES D'ISOLATION 3
I.4. ORGANES PARASISMIQUES ET DISPOSITIFS D'AMORTISSEMENT 4
I.4.1. Amortisseurs 4
I.4.1.1. Amortisseurs hystérétiques 4
I.4.1.2. Amortisseurs visqueux 4
I.4.1.3. Amortisseurs à frottement 4
I.4.2. Appuis parasismiques 4
I.4.2.1. Les appuis à déformation 5
I.4.2.2. Appuis à glissement 6
I.4.3. Avantages des appuis parasismiques 7
I.5. CONCLUSION 7

CHAPITRE II. PRESENTATION DE L'OUVRAGE

II.1. INTRODUCTION 8
II.2. PRESENTATION DE L'OUVRAGE 8
II.2.1. Objectif du projet 8
II.2.2. Situation du site 8
II.2.3. L'obstacle à franchir 9
II.3. LES DONNEES DU PROJET 9
II.3.1. Les données fonctionnelles 9
II.3.1.1. Tracé en plan 9
II.3.1.2. Profil en long 10
II.3.1.3. Profil en travers 10
II.3.1.4. Gabarit 11
II.3.2. Les données naturelles 11
II.3.2.1. Topographie 11
II.3.2.2. Géotechnique 11
II.3.2.3. Sismicité du site 13
II.3.2.4. Climatologie 13
II.4. CONCLUSION 13

CHAPITRE III. EVALUATION DES ACTIONS ET HYPOTHESES DE CALCUL

III.1. INTRODUCTION 14
III.2. NORMES ET REGLES DE CALCUL 14
III.3. CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX 14
III.3.1. Béton 14
III.3.2. Armatures 15
III.3.2.1. Armatures passives 15
III.3.2.2. Armatures De Précontrainte 15
III.3.3. Acier de construction 16
III.3.3.1. Caractéristiques mécaniques 16
III.3.4. Contrainte admissible 16
III.3.4.1. Béton 16
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. Les actions dues aux trafics 19
III.4.3.1. Charges verticales 19
III.4.3.2. Forces horizontales 20
III.4.3.3. Effets dynamiques 21
III.4.4. Autres actions variables 21
III.4.4.1. Action thermique 21
III.4.4.2. Vent 21
III.4.5. Actions accidentelles 21
III.4.6. Action sismique 21
III.4.6.1. Coefficient d'accélération de zone 21
III.4.6.2. Classification des sites 22
III.4.6.3. Spectre de réponse 22
III.5. COMBINAISONS D'ACTIONS 23
III.5.1. Combinaisons des composantes de l'action sismique 23
III.5.2. Groupe de charge 24
III.5.3. Combinaison des actions 24
III.6. CONCLUSION 24

CHAPITRE IV. CONCEPTION ET DIMENSIONNEMENT

IV.1. INTRODUCTION 25
IV.2. DEMARCHE DE CONCEPTION 25
IV.2.1. Gamme de portée 25
IV.2.2. Longueur de l'ouvrage 26
IV.2.3. Choix des variantes 26
IV.3. CONCEPTION ET PRE-DIMENSIONNEMENT DE LA VARIANTES 1 : 26

« Pont a poutres précontraintes du type VIPP » 26
IV.3.1. Pré-dimensionnement de la superstructure 26
IV.3.1.1. Conception longitudinale....26
IV.3.1.2. Conception transversale....26
IV.3.1. Pré-dimensionnement de l'infrastructure (pile/culée) 27
IV.3.1.1. Pré-dimensionnement des piles :....27
IV.3.1.1. Pré-dimensionnement des culées : 27
IV.2. CONCEPTION ET PRE-DIMENTIONNEMENT DE LA VARIANTE 2 : « pont voussoirs en béton précontraint construit par encorbellements successifs » 31
IV.2.1. Pré-dimensionnement de la superstructure 31
IV.2.1.1. Conception longitudinale....31
IV.2.1.2. Découpage des voussoirs....31
IV.2.1.3. Conception transversale....32
IV.2.2. Pré-dimensionnement de l'infrastructure....33
IV.2.2.1. Pré-dimensionnement des piles / Guide SETRA : 33
IV.2.2.2. Pré dimensionnement des culées remblayés/ Guide SETRA :....34
IV.3. CONCEPTION ET PRE-DIMENSIONNEMENT DE LA VARIANTES 3 : 36
«Pont Mixte» 36
IV.3.1. Pré-dimensionnement de la superstructure : 36
IV.3.1.1. Conception longitudinale....36
IV.3.1.2. Conception longitudinale....36
IV.3.1.3. Conception transversale....36
IV.3.1.4. Conception des différents éléments de la structure....36
IV.3.2. Pré-dimensionnement de l'infrastructure....37
IV.4. VERIFICATION DU PREDIMENSIONNEMENT....40
IV.4.1. Vérification de la variante 1....40
IV.4.1.1. Sollicitations 40
IV.4.1.2. Estimation de la section de précontrainte 40
IV.4.1.3. Vérification des contraintes 41
IV.4.2. Vérification de la variante 2....42
IV.4.2.1. Modélisation et résultats....42
IV.4.2.2. Estimation des sections de précontraintes 42
IV.4.2.3. Vérification des contraintes 43
IV.4.3. Vérification de la variante 3....43
IV.4.3.1. Modélisation et résultats....43
IV.4.3.2. Vérification des pièces de pont 44
IV.5. DEVIS QUANTITATIF ET ESTIMATIF....48
IV.6. ANALYSE MULTICRITERE 51
IV.7. CONCLUSION....52

CHAPITRE V. ETUDE LONGITUDINALE

V.1. INTRODUCTION 53
V.2. STABILITE EN PHASE DE CONSTRUCTION 53
V.2.1. Différentes phases de construction d'un fléau 53
V.2.2. Charges à prendre en compte 53
V.2.3. Combinaisons d'action 54
V.2.4. Evaluation des efforts 54
V.3. EVALUATION DES EFFORTS EN SERVICE 55
V.3.1. Phases de réalisation du tablier 55
V.3.2. Modélisation 55
V.3.3. Combinaisons d'action 56
V.3.4. Résultats 57
V.4. CONCLUSION 58

CHAPITRE VI. ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

VI.1. INTRODUCTION 59
VI.2. ETUDE DE LA PRECONTRAINTE DU FLEAU 59
VI.2.1. Détermination du nombre de câbles de fléau 59
VI.2.2. Disposition et enrobage des câbles 61
VI.2.3. Tracé des câbles en plan 61
VI.2.4. Tracé des câbles en élévation 62
VI.3. ETUDE DE LA PRECONTRAINTE DE CONTINUITE 62
VI.3.1. Détermination du nombre de câbles de continuité en travée principale 62
VI.3.2. Détermination du nombre de câbles de continuité en travée de rive 64
VI.3.3. Tracé des câbles de continuité 64
VI.4. EVALUATION DES PERTES DE LA PRECONTRAINTE 67
VI.4.1. Pertes de tension instantanées 67
VI.4.1.1. Pertes de tension par frottement 67
VI.4.1.2. Pertes de tension par recul de l'ancrage 67
VI.4.1.3. Pertes de tension dues aux non-simultanéités de la mise en tension 68
VI.4.2. Pertes de tension différées 68
VI.4.2.1. Pertes par retrait du béton 68
VI.4.2.2. Pertes par fluage 69
VI.4.2.3. Pertes par relaxation 69
VI.4.3. Pertes de tension différées Pertes totales 69
VI.4.4. Application sur les câbles de fléau 69
VI.5. VERIFICATION DES CONTRAINTES 70
VI.5.1. Vérification des contraintes pour le demi-fléau en phase de construction 70
VI.5.2. Vérification des contraintes en phase de service 71
VI.6. ARMATURES DES ZONES TENDUES 71

VI.7. CONCLUSION....71

CHAPITRE VII. ETUDE TRANSVERSALE

VII.1. INTRODUCTION....72
VII.2. EVALUATION DES EFFORTS....72
VII.2.1. Modélisation....72
VII.2.2. Détermination des sollicitations....72
VII.3. FERRAILLAGE....73
VII.3.1. Exemple de ferraillage de l'hourdis supérieur de VSP....73
VII.3.2. Exemple de ferraillage de l'hourdis inférieur de VSP....74
VII.3.3. Exemple de calcul du ferraillage de l'âme....75
VII.3.4. Ferraillage passif du voussoir....75
VII.4. CONCLUTION....76

CHAPITRE VIII. ETUDE SISMIQUE ET EQUIPEMENTS DU PONT

VIII.1. INTRODUCTION....77
VIII.2. APPAREIL D'APPUI....77
VIII.2.1. Choix de type d'appareil d'appui....77
VIII.2.3. Dimensionnement de l'appareil d'appui....78
VIII.2.3.1. Aire de l'appareil d'appui....78
VIII.2.3.2. Calcul de l'épaisseur de l'appareil d'appui T....78
VIII.2.3.3. Dimensionnement des frettes....79
VIII.2.4. Evaluation des efforts horizontaux....80
VIII.2.4.1. Efforts dus aux actions statiques :....80
VIII.2.4.2. Efforts dus aux actions dynamiques :....80
VIII.2.4.3. Centre de rigidité :....81
VIII.2.5. Vérification de l'appareil d'appui....81
VIII.2.5.1. Résistance à la compression....81
VIII.2.5.2. Sécurité au flambement....81
VIII.2.5.3. Limitation de la distorsion....82
VIII.2.5.4. Condition du non-glissement....83
VIII.2.6. Etude sismique....83
VIII.2.6.1. Caractéristiques de l'ouvrage relatives à l'étude sismique....83
VIII.2.6.2. Méthode de calcul....83
VIII.2.6.3. Modèle dynamique de la superstructure....85
VIII.3. JOINTS DE DILATATION....86
VIII.3.1. Dimensionnement du joint de dilatation....86
VIII.3.2. Type du joint....86
VIII.4. GARDE-CORPS....87
VIII.5. CONCLUSION....87

CHAPITRE IX. ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

IX.1. INTRODUCTION 88
IX.2. ETUDE DE LA PILE 88
IX.2.1. Détermination des sollicitations 88
IX.2.1.1. Détermination des sollicitations en statique 89
IX.2.1.2. Evaluation des efforts sismiques agissant sur la pile 89
IX.2.1.3. Combinaisons des actions sismiques de la pile 90
IX.2.1.4. Combinaisons des directions sismiques 90
IX.2.1.5. Calcul des efforts provenant du tablier 90
IX.2.1.6. Ferraillage de la pile 91
IX.2.2. Calcul des fondations 91
IX.2.2.1. Estimation de la capacité portante du pieu 92
IX.2.2.2. Calcul des actions sur pieux 93
IX.2.2.3. Ferraillage de la semelle de la pile 94
IX.2.2.4. Ferraillage des pieux de la pile 95
IX.3. CONCLUSION 97

CONCLUSION GENERALE 98

BIBLIOGRAPHIE

ANNEXE A

ANNEXE B

ANNEXE C

ANNEXE D

ANNEXE E

Liste des figures

CHAPITRE I. RECHERCHE BIBLIOGRAPHIQUE

Figure I.1. Schéma de contrôle passif. 2
Figure I.2. Spectre de réponse pour les trois cas. 3
Figure I.3. Photo et schéma d'un isolateur en élastomère d'amortissement élevé (HDRB). 5
Figure I.4. Isolateur de base en élastomère avec barreau de plomb (LRB). 6
Figure I.5. Isolateur en pendule de friction (FPS). 7

CHAPITRE II. PRESENTATION DE L'OUVRAGE

Figure II.1. Le Tracé d'extension de la première ligne de tramway de Constantine. 8
Figure II.2. Implantation de l'ouvrage sur Google Maps. 9
Figure II.3. Tracé en plan de la voie portée. 9
Figure II.4. Profil en long de la voie portée. 10
Figure II.5. Profil en travers de la voie portée. 10
Figure II.6. Coupe lithologique. 12

CHAPITRE III. EVALUATION DES ACTIONS ET HYPOTHESES DE CALCUL

Figure III.1. Les contraintes admissibles de la classe II de la précontrainte. 18
Figure III.2. Schéma représentatif du matériel roulant (cotation en mm). 19
Figure III.3. Spectre de réponse élastique : composante horizontale. 22
Figure III.4. Spectre de réponse élastique : composante verticale. 23

CHAPITRE IV. CONCEPTION ET DIMENSIONNEMENT

Figure IV. 1. Coupe transversale d'un voussoir. 32
Figure IV. 2. Moment maximal obtenu suite à une modélisation avec Robot. 40
Figure IV. 3. Moment maximal obtenu suite à une modélisation avec Robot. 42
Figure IV. 4. Moment maximal obtenu suite à une modélisation avec Robot. 44
Figure IV. 5. Moment fléchissant max des poutres latérales 46
Figure IV. 6. Contrainte de torsion max des poutres latérales. 46
Figure IV. 7. Effort tranchant max des poutres latérales. 46
Figure IV. 8. Moment fléchissant max des poutres transversales au stade de montage. 47
Figure IV. 9. Effort tranchant max des poutres transversales au stade de montage. 47

CHAPITRE V. ETUDE LONGITUDINALE

Figure V.1. Fléau en cours de construction. 53
Figure V.2. Modèle de calcul. 56
Figure V.3. Moment maximum à l'ELS. 57
Figure V.4. Effort tranchant maximum à l'ELS. 57

Figure V.5. Moment maximum à l'ELU. 57
Figure V.6. Effort tranchant maximum à l'ELU. 58

CHAPITRE VI. ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

Figure VI.1. Tracé en plan des câbles. 61
Figure VI.2. Tracé en élévation des câbles. 62
Figure VI.9. Diagramme des contraintes à x = 16 m (Fin V06). 71

CHAPITRE VII. ETUDE TRANSVERSALE

Figure VII.1. Vue en 3D du voussoir à la clé et sur pile modélisé sur le logiciel. 72
Figure VII.2. Schéma du ferraillage passif du voussoir sur pile. 76
Figure VII.3. Schéma du ferraillage passif du voussoir à la clef. 76

CHAPITRE VIII. ETUDE SISMIQUE ET EQUIPEMENTS DU PONT

Figure VIII.1. Définition géométrique d'un appareil d'appui. 77
Figure VIII.2. Schéma fonctionnelle des appareils d'appuis. 80
Figure VIII.3. Le déplacement maximal de la superstructure sous la combinaison de l'effet sismique. 85
Figure VIII.4. Joint de dilatation pour les ponts tramway. 87

CHAPITRE IX. ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

Figure IX. 1. Dimensions de la pile la plus haute. 88
Figure IX. 2. Ferraillage pile + semelle + pieu. 97

Liste des tableaux

CHAPITRE II. PRESENTATION DE L'OUVRAGE

Tableau I.1. Compagne de recherche géotechnique. 11

CHAPITRE III. EVALUATION DES ACTIONS ET HYPOTHESES DE CALCUL

Tableau III.1. Caractéristiques de béton. 14
Tableau III.2. Caractéristiques des câbles de précontrainte. 15
Tableau III.3. Les caractéristiques de l'acier de construction. 16
Tableau III.4. Les contraintes admissibles à la compression du béton. 17
Tableau III.5. Les contraintes admissibles des armatures passives. 17
Tableau III.6. Evaluation des compléments de charges permanentes. 19
Tableau III.7. Tram vide CITADIS402. 20
Tableau III.8. Tram à condition de charge maximale CITADIS402. 20
Tableau III.9. Détermination des groupes de charges. 24

CHAPITRE IV. CONCEPTION ET DIMENSIONNEMENT

Tableau IV. 1. Gamme de portée. 25
Tableau IV. 2. Récapitulation du pré-dimensionnement de la variante 1. 27
Tableau IV. 3. Choix et dimensions de la pile retenue pour la variante 1. 28
Tableau IV. 4. Choix et dimensions de la culée retenue pour la variante 1. 29
Tableau IV. 5. Découpage des voussoirs. 31
Tableau IV. 6. Les dimensions de la section transversale du voussoir. 32
Tableau IV. 7. Tableau récapitulatif de pré-dimensionnement des piles. 33
Tableau IV. 8. Tableau récapitulatif de pré-dimensionnement des piles. 34
Tableau IV. 9. Dimensionnement des éléments de la structure. 37
Tableau IV. 10. Tableau récapitulatif de pré-dimensionnement des piles. 37
Tableau IV. 11. Tableau récapitulatif de pré-dimensionnement des culées. 38
Tableau IV. 12. Classifications des éléments. 44
Tableau IV. 13. Vérifications relatives aux poutres latérales. 47
Tableau IV. 14. Vérifications relatives aux poutres transversales lors du stade de montage. 48
Tableau IV. 15. Montant total de chaque variante. 48
Tableau IV. 16. Devis estimatif et quantitatif de la variante 1. 48
Tableau IV. 17. Devis estimatif et quantitatif de la variante 2. 49
Tableau IV. 18. Devis estimatif et quantitatif de la variante 3. 50
Tableau IV. 19. Analyse multicritère des variantes. 52

CHAPITRE V. ETUDE LONGITUDINALE

Tableau V.1. Evaluation des moments fléchissant (KN.m) de demi-fléau majoré. 54
Tableau V.2. Les combinaisons d'actions. 56

CHAPITRE VI. ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

Tableau VI.1. Estimation du nombre de câbles du fléau pour chaque section. 60
Tableau VI.2. Estimation du nombre de câbles de continuité de travée principale P1-P2. 63
Tableau VI.3. Estimation du nombre de câbles de continuité pour la travée de rive. 64
Tableau VI.10. Pourcentages (%) des pertes de tension moyennes des câbles de fléau. 69
Tableau VI.11. Contraintes des fibres extrêmes dans la phase de construction. 70

CHAPITRE VII. ETUDE TRANSVERSALE

Tableau VII.1. Moments extrêmes au niveau du voussoir à la clef et sur pile. 73
Tableau VII.2. Ferraillage passif du VSP et du VC. 75

CHAPITRE VIII. ETUDE SISMIQUE ET EQUIPEMENTS DU PONT

Tableau VIII.1. Les réactions appliquées sur les appareils d'appuis. 78
Tableau VIII.2. Les dimensions des appareils d'appuis. 79
Tableau VIII.3. Efforts horizontaux dus au tablier. 81

CHAPITRE IX. ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

Tableau IX.1. Implantation et dimensions des piles choisies. 88
Tableau IX.2. Evaluations des efforts de la pile la plus sollicitée. 89
Tableau IX.3. L'évaluation des actions sismiques de la pile. 89
Tableau IX.4. Combinaisons des directions sismiques sur la pile. 90
Tableau IX.5. Efforts provenant du tablier. 90
Tableau IX.6. Les sollicitations sismiques de la pile. 91
Tableau IX.7. Evaluation des efforts max de la pile aux états limites. 91
Tableau IX.8. Q_{max} et Q_{min} pour chaque état limite. 92
Tableau IX.9. Estimation de la capacité portante des pieux de la pile. 93
Tableau IX.10. Estimation des actions sur pieux de la pile à l'ELS. 93
Tableau IX.11. Calcul des actions sur pieux de la pile à l'ELU. 94
Tableau IX.12. Calcul des actions sur pieux de la pile à l'ELA. 94
Tableau IX.13. La détermination des sollicitations en tête des pieux de la pile. 96

CHAPITRE I

RECHERCHE BIBLIOGRAPHIQUE SUR ISOLATION SISMIQUE

I.1. INTRODUCTION

Pour renforcer la sécurité structurale et l'intégrité contre certains évènements sismiques, des techniques plus efficaces et plus fiables pour la conception parasismique de structures basées sur des concepts de contrôle structurel sont souhaitées. Parmi les systèmes de contrôle structurels développés, l'isolation sismique à la base est l'une des alternatives les plus prometteuses.

Lors d'un tremblement de terre, les mouvements du sol sont transmis aux superstructures par l'intermédiaire de leurs fondations, l'idée de séparer l'infrastructure de sa superstructure permet au sol de se déplacer librement, ainsi les accélérations ne seront pas transmises à la superstructure. Une isolation peut cependant être obtenue au moyen des appareils d'appuis dont la rigidité horizontale est plus faible que celle la structure, ces appuis sont appelés appuis parasismiques ou isolateurs.

I.2. SYSTEMES DE PROTECTION SISMIQUE

Les systèmes de protection sismique actuellement utilisés ont des dispositifs de contrôle passif relativement simple aux systèmes complètement actifs.

Les systèmes passifs sont, les plus connus et ils incluent les systèmes d'isolation sismique et les systèmes mécaniques de dissipation d'énergie. Le système de protection sismique peut être classé en quatre catégories.

Parmi les systèmes de protection sismique précités ; nous nous sommes intéressés à une recherche bibliographique sur le système passif.

I.2.1. Système de contrôle passif

Les systèmes passifs ont trois principaux avantages : le premier est le prix bas, le deuxième est l'atténuation passive, c'est-à-dire, sans apport d'énergie de l'extérieur et sans aucune intervention extérieure supplémentaire, et le troisième est son fonctionnement même pendant un séisme majeur.

Les techniques passives d'amortissement des vibrations structurales utilisent l'intégration ou l'ajout de matériaux ou systèmes, possédant des propriétés amortissantes, couplés à la structure de telle façon que les vibrations de la structure soient amorties passivement, c'est à dire, sans aucune intervention extérieure supplémentaire et sans apport d'énergie de l'extérieure. Principalement, il existe deux catégories de système passif : la première est l'isolation sismique et la deuxième est la dissipation d'énergie.

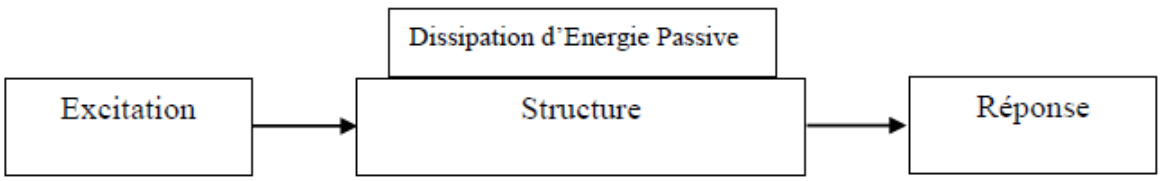


Figure I.1. Schéma de contrôle passif.

I.2.1.1. Systèmes d'isolation sismique

Ces systèmes consistent à mettre, entre l'infrastructure et la superstructure, des dispositifs qui ont une déformabilité horizontale très importante et une rigidité verticale très élevée. Ces dispositifs permettent à découpler le mouvement du sol de la structure dans le but de réduire les forces transmises à cette dernière. L'isolateur capte la déformation (inélastique) et filtre les accélérations (hautes fréquences) de sorte que la superstructure isolée se déplace essentiellement selon un mode rigide subissant de faibles accélérations et presque pas de déformations.

L'isolation à la base repose sur le principe que si la période de vibration est augmentée suffisamment pour s'éloigner de la période d'excitation prédominante du tremblement de terre, les accélérations transmises à la structure (et par conséquent les forces d'inertie) sont considérablement réduites. En revanche, l'augmentation de la période engendre des déplacements plus importants concentrés au niveau de l'isolateur. Dès lors l'incorporation d'un dispositif de dissipation d'énergie (amortissement) à l'isolateur est requise afin de contrôler les déplacements et réaliser un compromis satisfaisant entre la réduction de la force et l'accroissement du déplacement.

I.2.1.2. Dissipation d'énergie

Les systèmes passifs de dissipation ont le même principe de base que les isolateurs sismiques lorsqu'ils sont incorporés dans la structure : ils peuvent absorber une portion de l'énergie d'excitation extérieure. En plus, ils peuvent réduire substantiellement le mouvement différentiel entre les éléments de la structure et par conséquence réduire les dégâts de cette dernière.

I.3. PRINCIPE DE FONCTIONNEMENT DES SYSTEMES D'ISOLATION

Pour mieux comprendre le fonctionnement de systèmes d'isolation sismique, plusieurs recherches ont été réalisées.

- Cas 1 : sans isolateur (T_1 ,γ_1)
- Cas 2 : aves isolateur (T_2 ,γ_2)
- Cas 3 : avec isolateur et amortisseur (T_3 ,γ_3)

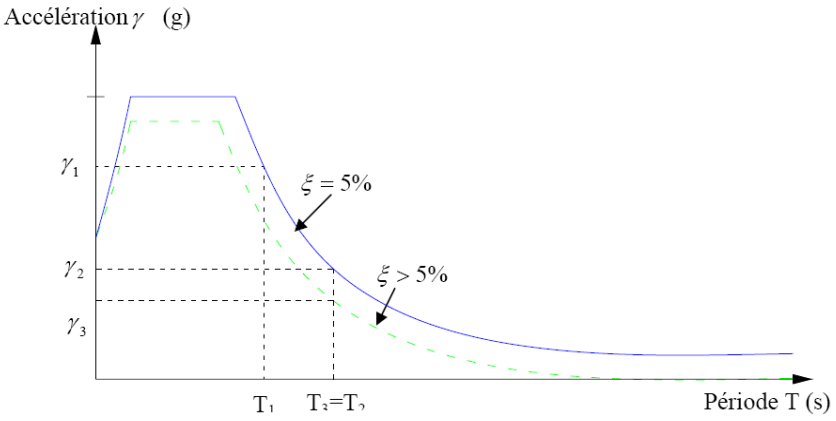


Figure I.2. Spectre de réponse pour les trois cas.

L'accélération sismique γ_2 donnée par la période T2 est plus faible que celle donnée par T1. Par voie de conséquence, l'effort sismique engendré sera moins important.

La période T3 égale à T2, mais l'accélération sismique γ_3 est plus faible que γ_2. Cela s'explique par le fait que l'addition d'un amortisseur n'influe pas sur la période de vibration d'une structure ; mais elle fait diminuer les sollicitations dynamiques par le biais de l'augmentation de l'amortissement.

I.4. ORGANES PARASISMIQUES ET DISPOSITIFS D'AMORTISSEMENT

I.4.1. Amortisseurs

Les amortisseurs parasismiques sont des dispositifs spéciaux qui ont pour objectif de fournir un amortissement supplémentaire aux structures afin de diminuer à la fois les efforts et les déplacements de la structure en dissipant l'énergie introduite dans l'ouvrage durant les cycles de chargement alternés.

Les amortisseurs utilisés pour les structures de génie civil soumises à des actions dynamiques potentiellement importantes (séismes) ont un comportement qui peut s'éloigner notablement du domaine élastique linéaire. On distingue trois familles principales d'amortisseurs.

I.4.1.1. Amortisseurs hystérétiques

Lorsque la structure est en mouvement, ces matériaux se déforment de manière à dissiper l'énergie sismique. Ces amortisseurs ne demandent pas d'entretien et sont faciles à remplacer.

I.4.1.2. Amortisseurs visqueux

Les amortisseurs visqueux sont également très efficaces. Ils peuvent être montés plus facilement en superstructure. Celle-ci doit autoriser les déformations indispensables à leur fonctionnement. De nombreux types d'amortisseurs visqueux existent : amortisseurs à fluide visqueux et amortisseurs à extrusion de plomb.

I.4.1.3. Amortisseurs à frottement

Les amortisseurs à friction (frottement) comprennent une série de plaques fixées les unes aux autres par des boulons en acier à haute résistance et spécialement traitées pour produire un degré de friction maximale. Le principe de ces amortisseurs repose sur le phénomène de dissipation de l'énergie par friction.

I.4.2. Appuis parasismiques

Les appuis parasismiques ou isolateurs parasismiques sont des dispositifs permettant une isolation partielle entre l'infrastructure et la superstructure, ils ne laissent passer que des efforts déterminés par leurs propres caractéristiques.

Ils doivent permettre des déplacements horizontaux importants grâce à leur faible rigidité horizontale devant celle de la structure, par ailleurs ils présentent une grande rigidité verticale avec une capacité de supporter les charges gravitaires de la structure pendant et hors séisme. La structure reposant sur des appuis parasismiques s'appelle une structure isolée.

Plusieurs types d'appuis parasismiques existent. Selon leur mode de fonctionnement, ils peuvent être classés en plusieurs catégories :

- Appuis à déformation ;
- Appuis à glissement ;
- Appuis à déformation et glissement ;
- Appuis à roulement.

I.4.2.1. Les appuis à déformation

Ils sont en général constitués d'un empilement de feuillets d'élastomère naturel (caoutchouc) ou synthétique (néoprène) séparés par des frettes métalliques.

On distingue différents types d'appuis à déformation tels que les appuis en caoutchouc fretté à haute dissipation et les appuis en caoutchouc fretté avec amortisseur en barreau de plomb.

❖ Appuis en caoutchouc fretté à haute dissipation (HDRB)

Le terme HDRB est appliqué aux appuis en élastomères utilisé fournit une quantité d'amortissement significative, habituellement à partir de 8% à 15% de l'amortissement critique.

Un isolateur en élastomère d'amortissement élevé est constitué de plusieurs couches en caoutchouc avec des propriétés d'amortissement élevées séparées par des plaques en acier afin d'augmenter la rigidité verticale.

Il est verticalement rigide capable de soutenir les charges verticales de pesanteur tout en étant latéralement flexible, capable de permettre des grands déplacements horizontaux. Au moyen de ses possibilités de flexibilité et d'absorption d'énergie, le système HDRB reflète et absorbe partiellement une partie de l'énergie du tremblement de terre avant que cette énergie ne puisse être transmise à la structure.

Ces appareils peuvent donc résister à des déformations en cisaillement très grandes, beaucoup plus élevées que les élastomères simples.

L'élastomère à amortissement élevé a un comportement non-linéaire sous les forces latérales, ce comportement non-linéaire est obtenu par l'ajout des composants chimiques qui changent les propriétés du matériau.

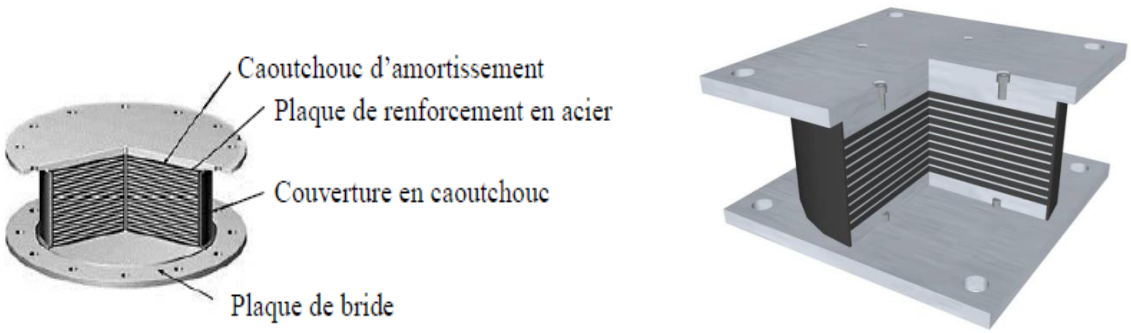


Figure I.3. Photo et schéma d'un isolateur en élastomère d'amortissement élevé (HDRB).

❖ Appuis en caoutchouc fretté avec amortisseur en barreau de plomb (LRB)

Un isolateur LRB est construit d'une alternance de couches de caoutchouc et d'acier contribue à assurer la stabilité, soutient la structure et isole les vibrations, en outre un noyau de plomb inséré comme centre de LRB pour augmenter l'effet d'amortissement et équipé dans le haut et le bas par des plaques en acier.

Il a la particularité d'être flexible dans le sens horizontal, mais assez rigide dans le sens vertical. La rigidité horizontale de l'appui est également conçue de telle manière qu'elle puisse résister aux forces du vent avec peu ou pas de déformation. Il soutient non seulement le chargement vertical mais également prolonge la période de réaction de séisme de la structure et exerce l'isolation et la dissipation d'énergie.

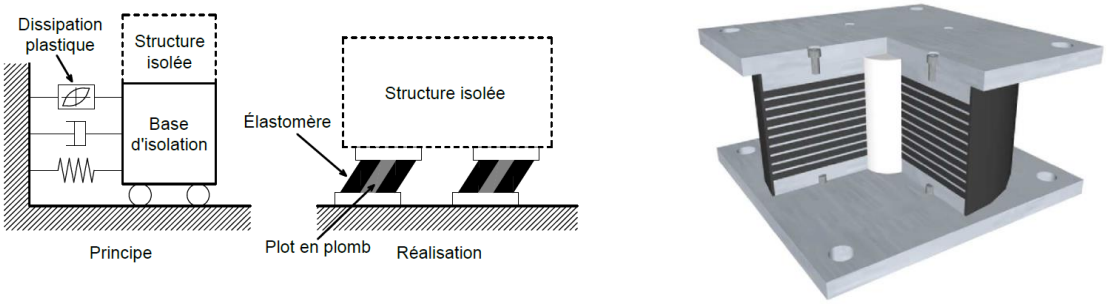


Figure I.4. Isolateur de base en élastomère avec barreau de plomb (LRB).

I.4.2.2. Appuis à glissement

Ce système est composé de plaques solidaires à la superstructure et d'autres plaques fixées aux piles et leur interface constitue le plan de glissement.

Ces systèmes permettent le découpage des mouvements horizontaux et verticaux de la superstructure de ceux des éléments de fondations qui est du à la différence importante des fréquences d'oscillation dans les deux directions.

On trouve dans la famille des appuis glissants ; le système du pendule de frottement, FPS (Friction Pendulum System) et le système d'appui glissant sans recentrage, SI.

❖ Appuis en pendules glissants (Friction Pendulum System)

L'isolateur en pendule à friction est un des systèmes d'isolation à la base les plus récents pour améliorer l'isolation sismique des structures. Il est constitue d'une surface sphérique d'acier inoxydable et d'un glisseur articulé en matériaux composites à base de Téflon. Le système FPS est composé d'un mécanisme de reconstitution basé sur sa géométrie concave.

Les FPS travaillent sur le principe qu'un pendule simple, lors d'un tremblement de terre le glisseur articulé se déplace le long de la surface concave faisant déplacer la structure de petits mouvements harmoniques et augmentant la période normale de la structure afin d'éviter les forces de tremblements de terre les plus fortes. Ils réduisent les charges latérales et les mouvements de vibration transmise à la structure et peuvent protéger les structures et leur contenu pendant des séismes forts**.**

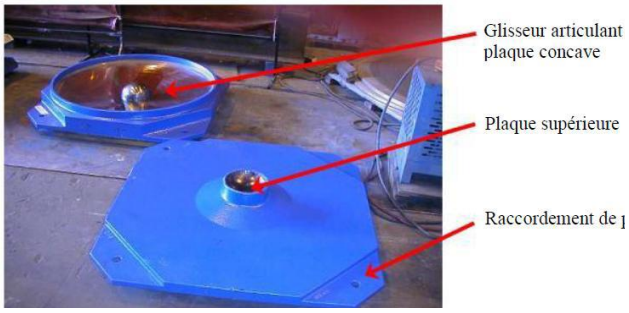


Figure I.5. Isolateur en pendule de friction (FPS).

❖ Appuis à déformation et à glissement

Ces appuis résultent de l'association de plaques de glissement et des appuis élastomères. Dans un premier temps, le système se déforme latéralement grâce à la distorsion de l'élastomère.

Lorsque la force nécessaire à l'accroissement de la distorsion devient supérieure à la force de frottement entre les plaques, ce qui se produit lors des séismes de très forte intensité, le glissement commence à se produire. Ce système de protection sismique est très efficace et entraine une réduction à la fois des accélérations et des déplacements en superstructure et conduit ainsi à une diminution importante des efforts tranchants à la base.

❖ Appuis à roulement

Pour permettre des mouvements dans deux directions, on utilise des billes sphériques ou deux couches orthogonales de rouleaux cylindriques Ces systèmes d'appuis peuvent être complétés par un dispositif de blocage vis-à-vis de l'action du vent ainsi que des amortisseurs parasismiques peuvent être prévus afin de limiter les déplacements.

I.4.3. Avantages des appuis parasismiques

Les principaux avantages sont :

- Une large réduction des forces sismiques agissantes sur la structure ;
- Le niveau de protection pouvant être obtenu est très supérieur au niveau exigé dans les codes parasismiques même en cas des séismes de niveaux très élevés ;
- Les vies humaines sont protégées et les accidents secondaires sont réduits ;
- Ils assurent une protection des équipements ;

I.5. CONCLUSION

La technique d'isolation parasismique est une alternative admise de conception pour la réduction des risques des tremblements de terre ainsi que pour la réalisation d'une performance sismique supérieure pour les structures nouvelles et existantes.

Dans cette modeste recherche les différents types de dispositifs utilisés dans l'isolation sismique ont été passés en revue. Nous avons présenté leur principe de base. Les systèmes d'isolation passive, étant plus simples, sont de loin ceux qui sont utilisés couramment dans les applications réelles.

CHAPITRE II

PRESENTATION DE L'OUVRAGE

II.1. INTRODUCTION

Pour bien atteindre ses objectifs de franchissement et de service, la conception d'un pont doit satisfaire un certain nombre d'exigences fonctionnelles (données de tracé routier) et naturelles (données de son environnement) et les concilier avec celles du maître de l'ouvrage.

II.2. PRESENTATION DE L'OUVRAGE

II.2.1. Objectif du projet

Le présent projet de fin d'études a pour but d'effectuer les études techniques détaillées en vue de la construction d'un pont Autoroute Est-ouest. Ce pont fait partie du projet de réalisation d'extension de la première ligne de tramway de Constantine entre la ville de Zouaghi et la nouvelle ville Ali Mendjeli, cette extension s'étend sur une longueur de 10.35 Km contenant 12 stations voyageurs tout au long de son parcours ainsi qu'une multitude d'ouvrages d'art.

Voici ci-après une photo montrant une vue aérienne de l'extension y compris toutes les stations et les ouvrages qu'elle contient.

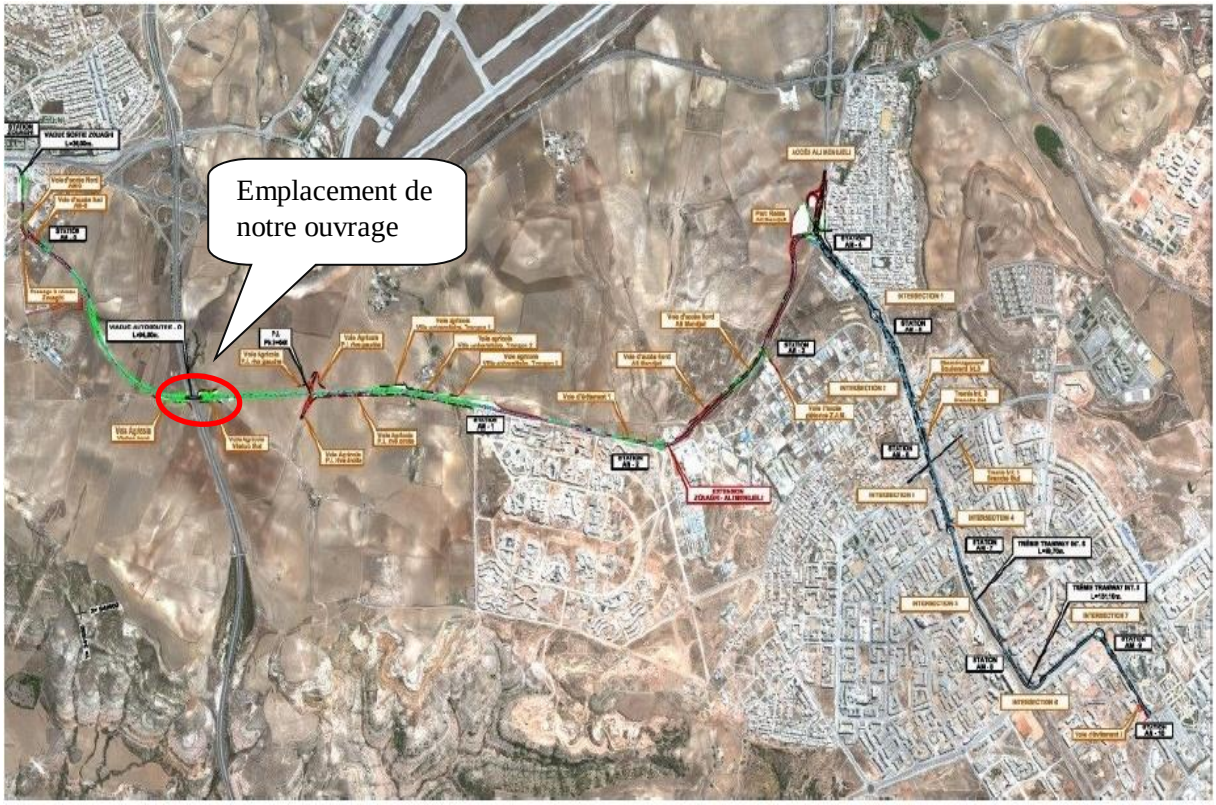


Figure II.1. Le Tracé d'extension de la première ligne de tramway de Constantine.

II.2.2. Situation du site

L'ouvrage en question se situe dans la zone dénommée « Secteur 6 » de l'extension de la première ligne de tramway de Constantine à partir du PK 10+705.710 venant de Zouaghi jusqu'au PK 10+800.910 allant vers Ali Mendjeli.

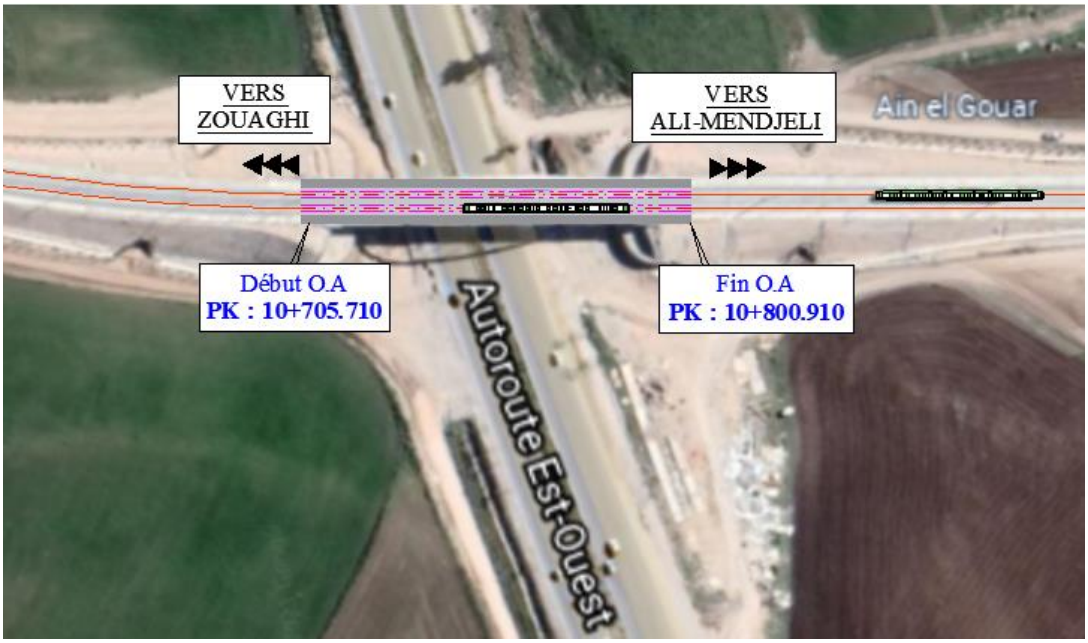


Figure II.2. Implantation de l'ouvrage sur Google Maps.

II.2.3. L'obstacle à franchir

Notre ouvrage servira de franchissement l'autoroute Est-Ouest de 2×3voie qui fait 33.25 m de large.

II.3. LES DONNEES DU PROJET

II.3.1. Les données fonctionnelles

II.3.1.1. Tracé en plan

L'ouvrage est un pont droit d'une longueur entraxe de 95.2 m et une largeur de 12.2 m.

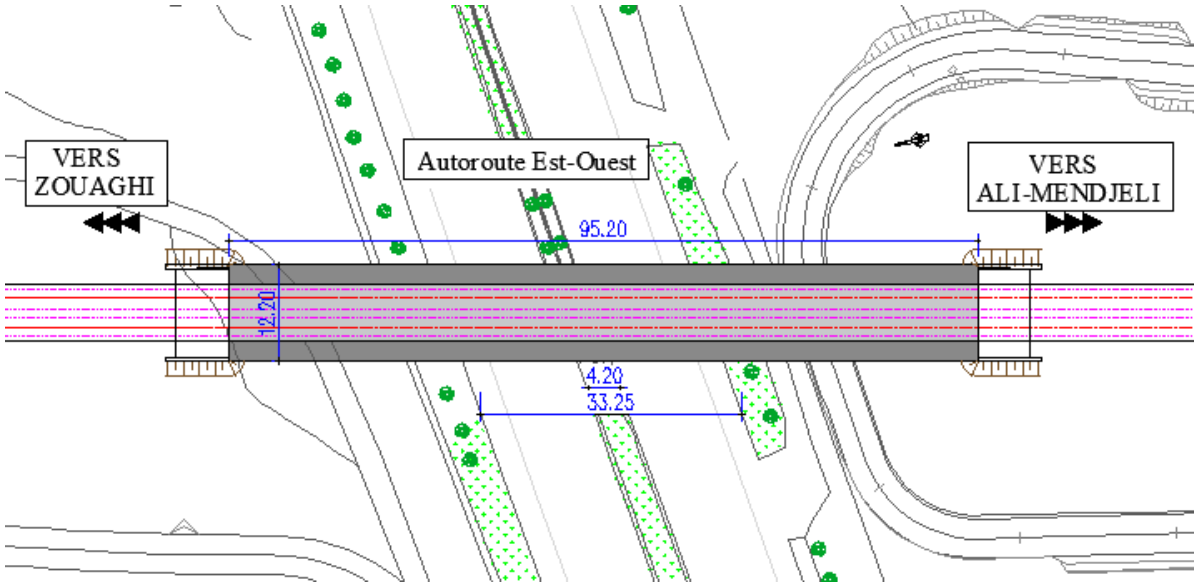


Figure II.3. Tracé en plan de la voie portée.

II.3.1.2. Profil en long

Longitudinalement, le tracé de la ligne présente les caractéristiques suivantes :

- Parabole de rayon R_p=-2000 m du PK 10+706.420 jusqu'à la fin de l'ouvrage au PK 10+800.140.

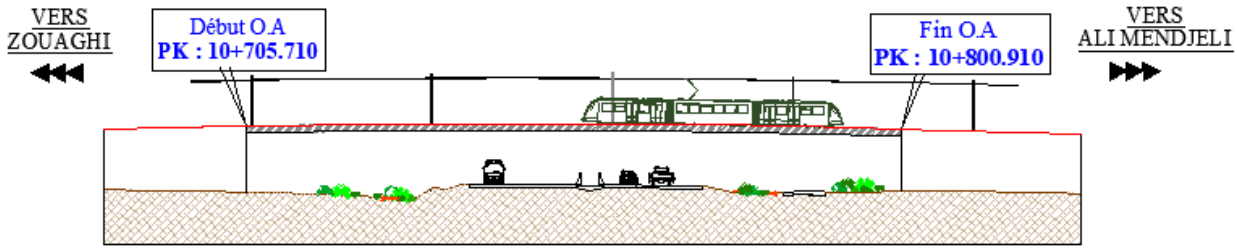


Figure II.4. Profil en long de la voie portée.

II.3.1.3. Profil en travers

Le profil en travers de la voie portée par l'ouvrage est défini par l'ensemble des éléments suivants :

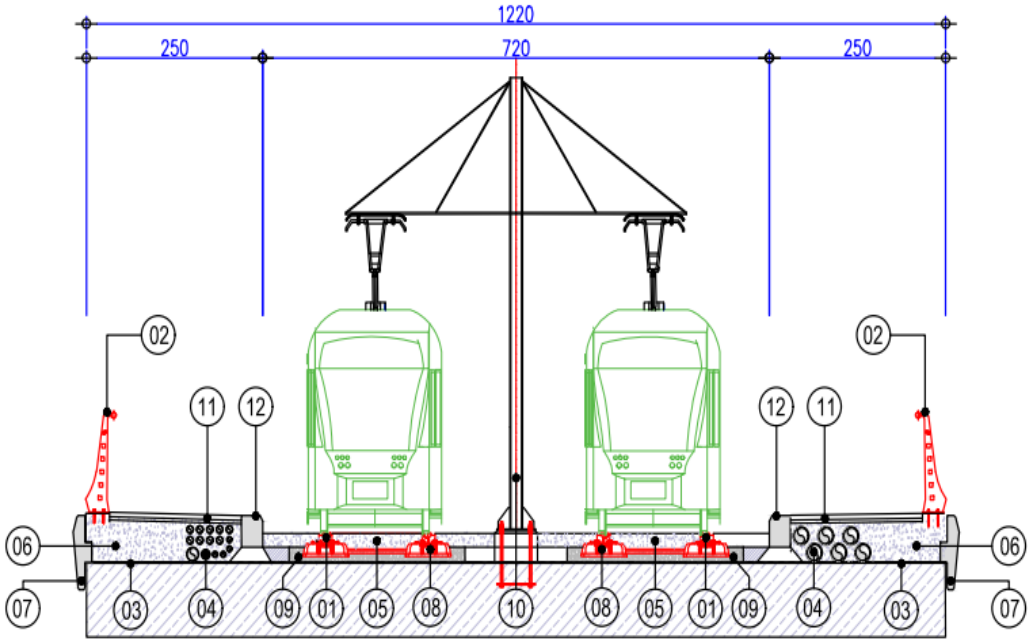


Figure II.5. Profil en travers de la voie portée.

1 : Rail Ri54g2.
2 : Garde-corps.
3 : Imperméabilisation.
4 : Multitubulaire de courant.
5 : Béton de revêtement C20/25.
6 : Trottoir en béton C20/25.
7 : Corniche préfabriquée.
8 : Traverse Bi-Bloc en béton.
9 : Dalle de calage en béton C30/37.
10 : Poteau LAC (Ligne Aérienne de Contact).
11 : Dalle préfabriquée en béton d'épaisseur 6 cm.
12 : Bordure GLO (Gabarit Limite d'Obstacle) en béton préfabriqué.

II.3.1.4. Gabarit

L'ouvrage doit franchir une autoroute ce qui conduit à un dégagement vertical à respecter d'au moins de 5.25 m.

II.3.2. Les données naturelles

II.3.2.1. Topographie

Notre ouvrage se situe dans une zone agricole qui se caractérise par une topographie plus au moins plate.

II.3.2.2. Géotechnique

L'étude géotechnique est primordiale pour tout projet d'ouvrage d'art car elle permet d'obtenir l'épaisseur des différentes couches lithologiques, leurs caractéristiques physiques, mécaniques ainsi que chimiques. Dans le but d'adapter le projet aux conditions du site pour choisir une solution optimale de franchissement, le mode de fondation (type et ancrage), le taux de travail, et l'évaluation des risques éventuels (agressivité, gonflement, stabilité…).

Les données géotechniques sont obtenues suite à des reconnaissances donnant des renseignements sur le terrain naturel rencontré, le niveau de la nappe phréatique et des indications quantitatives sur la nature des terres rencontrées.

❖ Essais in situ :

Pour l'étude de ce pont, on dispose deux paires de sondages rotatifs associés à sondages pressiométriques, tous à une profondeur de 35 m, selon la table suivante.

Tableau I.1. Compagne de recherche géotechnique.

Tronçon	Dénomination	Z (UTM)	Prof (m) atteinte
AM	SC-AM-10+718.310	718	35
	SP-AM-10.718.310	718	35
	SC-AM-10+788.310	717	35
	SP-AM-10+788.310	717	35

❖ Essais au laboratoire :

Divers essais mécaniques et chimiques ont pu être exécutés, selon la nature et la structure des sols, sur les échantillons prélevés au niveau du site, selon les modes opératoires en vigueur au laboratoire, en particulier :

- Densité sèche γd (t/m3).
- Essai à la compression simple RC (bar).
- Limites d'Atterberg, Granulométrie.

❖ Résultats obtenus :

La lithologie qui domine ici, dans l'intervalle de profondeurs reconnu par les sondages, est l'UG-II (marnes), dans laquelle apparaissent quelques niveaux de calcaires (UG-V), d'épaisseur généralement décimétrique. L'unité de marnes (UG-II) est présente relativement près de la surface (entre 2,5 et 4,5 m de profondeur) jusqu'à la fin des sondages réalisés à 35 m de profondeur.

À la surface affleurent des niveaux de terre végétale (UG-0b) ou d'alluvions quaternaires (UG-Ib), dans lequel les alluvions ont 4,5 m d'épaisseur. Dans plusieurs des sondages, a été détecté également un niveau d'argiles tufacées ou caliche (UG-Ia) d'une épaisseur représentative de 2 m.

On remarque qu'a été enregistrée une tendance monotone et croissante dans la valeur du SPT par rapport à la profondeur. Cependant, il n'y a pas une augmentation soudaine de la valeur de SPT à une profondeur donnée mais la croissance est progressive. Quoi qu'il en soit, à partir de 10 m de profondeur, presque tous les essais donnent une valeur supérieure à 20, qui passent à 30 à partir des 25 m de profondeur.

D'après les mesures piézométriques réalisées, la nappe phréatique serait située à 2 m de profondeur dans le sondage SC-AM-10+718, ce qui la placerait à la cote +716 ; dans le cas du sondage SC-AM-10+788, elle a été localisée à environ 3 m de profondeur (cote +714).

Il est donc possible qu'apparaisse de l'eau dans l'excavation de recépage de l'appui au PK10+718.310, mais l'on espère qu'elle puisse être épuisée et évacuée avec une certaine facilité. Pour les autres appuis, les recépages sont à des cotes légèrement supérieures et il n'est donc pas prévisible que de l'eau apparaisse dans les excavations.

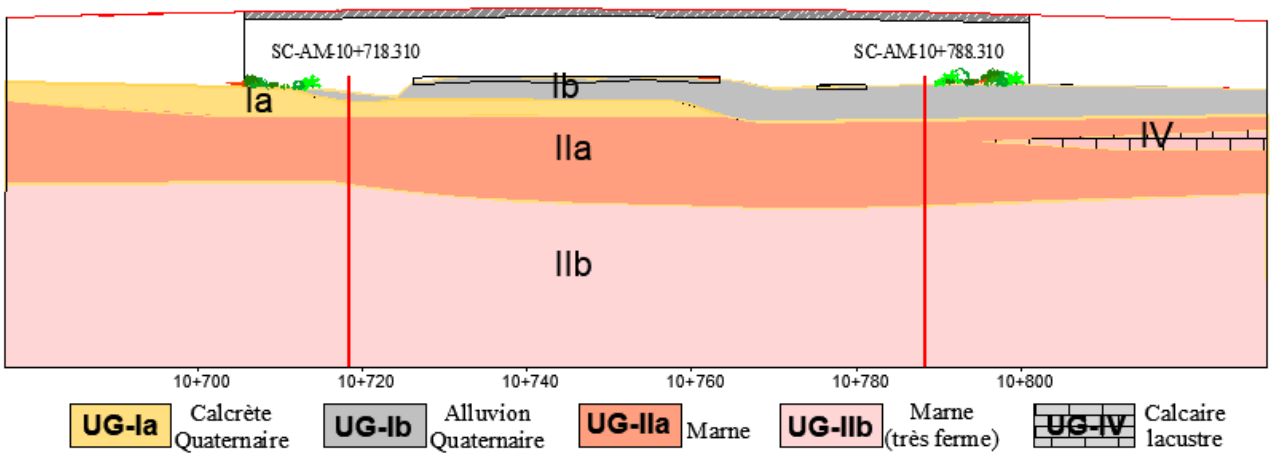


Figure II.6. Coupe lithologique.

II.3.2.3. Sismicité du site

La sismicité est déterminée selon les règles parasismiques algériennes applicables au domaine des ouvrages d'art (RPOA 2008).

❖ **Classification de la zone sismique : d'après l'article 3.1.1 du RPOA2008**

La carte de zonage sismique (figure 3.1 du RPOA), révèle l'appartenance de la région de Constantine à la zone IIa.

❖ **Classification du pont : d'après l'article 2.2 du RPOA2008**

Les ponts franchissant ou longeant de grandes liaisons d'aménagement du territoire sont classés dans le groupe 2, à savoir des ponts importants.

❖ **Coefficient d'accélération de zone « A » :d'après l'article 3.1.2 du RPOA2008**

Le coefficient d'accélération de zone « A » est défini en fonction de la zone sismique et de l'importance du pont. Selon le tableau 3.1 du RPOA, ceci correspond à A = 0.20.

II.3.2.4. Climatologie

❖ **Température :**

Un climat tempéré chaud est présent à Constantine, la variation saisonnière de température est entre -15° et +35°.

❖ **Pluviométrie :**

La zone étudiée se caractérise par un régime climatique de type semi-aride méditerranéen (300-350<P<550-600mm) présentant deux saisons différenciées en saison sèche (juin-septembre) et saison humide (octobre-avril).

❖ **Neige :**

Selon le D.T.R. C 2-4.7 RNV (version 2013), la région de Constantine se trouve en zone A, à cet effet la charge de la neige à prendre en compte est de 0.53 KN/m^2.

❖ **Vent :**

Les efforts engendrés sur la structure par le vent, sont fixés parle RCPR à une surcharge répartie de 2 KN/m^2.

II.4. CONCLUSION

La récolte des données relatives à l'ouvrage (données naturelles et fonctionnelles) et au site d'implantation est une étape primordiale avant commencée la conception et l'étude de l'ouvrage. Cette description sommaire est en partie basée sur les documents donnés par l'organisme d'accueil de stage.

CHAPITRE III

EVALUATION DES ACTIONS ET HYPOTHESES DE CALCUL

III.1. INTRODUCTION

Au cours du présent chapitre, nous allons définir et évaluer les principales actions occasionnées par l'ensemble des charges permanentes additionnées aux actions d'origine fonctionnelles ainsi que naturelles susceptibles d'intervenir au cours de la durée de vie de notre ouvrage. Pour cela, nous commencerons par la définition de l'ensemble des matériaux de construction et leurs caractéristiques, et des normes et règlements en vigueur en Algérie.

III.2. NORMES ET REGLES DE CALCUL

- Règles BAEL 91 révisées 99 : règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé.
- Règles de BPEL 91 : Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton précontraint.
- Eurocode 1 : actions sur les structures, partie 1-1 : poids volumique, poids propre et charges d'exploitation, pour le calcul des charges permanentes.
- Eurocode 1 : actions sur les structures, partie 2 : actions sur les ponts, dues au trafic, pour le calcul des surcharges ferroviaires.
- Eurocode 2 : calcul des structures en béton, partie 2 : pont en béton.
- RPOA 2008 : pour déterminer les actions sismiques.
- Fascicule 62 : règles techniques de conception et de calcul des fondations des ouvrages de génie civil.
- Guide SETRA.

III.3. CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX

III.3.1.Béton

Béton est un terme générique qui désigne un matériau monolithique de construction composite fabriqué à partir de granulats (sable, graves) agglomérés par un liant.

Tableau III.1. Caractéristiques de béton.

	Elément	**Type**	f_{c28} **(MPa)**	f_{t28} **(MPa)**
Superstructure	Tablier	C 35/45 – XC3	35	2.7
Infrastructure	Propreté	C 16/20	16	1.56
	Pieux	C 30/37 – XC2	30	2.4
	Fondations	C 30/37 – XC2	30	2.4
	Elévations	C 30/37 – XC3	30	2.4

III.3.2.Armatures

Les aciers utilisés dans l'ouvrage de béton précontraint sont de deux natures différentes :

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

III.3.2.1. Armatures passives

Ce sont des aciers à haute adhérence de nuance Fe E500

- La limite d'élasticité : f_e = 500 MPa
- Module de la déformation élastique : E_s = 200 GPa
- Allongement de rupture : $\varepsilon > 5\ \%$

III.3.2.2. Armatures De Précontrainte

Les armatures actives sont des câbles Freyssinet dont les détails sont montrés dans le tableau II.2 ci-dessous

Tableau III.2. Caractéristiques des câbles de précontrainte.

Caractéristiques		Poutres	fléau	Continuité
Toron	T	T15s	T15s	T15s
Section d'un toron	A_P (mm²)	150	150	150
Nombre de torons par câble	n_T	12	12	19
Section d'un câble	S (mm²)	1 800	1 800	2 850
Diamètre de la gaine	Φ (mm)	80	80	100
Résistance ultime	f_{prg} (MPa)	1 860	1 860	1 860
Limite élastique	f_{peg} (MPa)	1 674	1 674	1 674
Contrainte à l'origine	σ_{P0} (MPa)	1 488	1 488	1 488
Coefficient de frottement droit	φ (m-1)	0.002	0.003	
Coefficient de frottement de courbure	f (rd-1)	0.18	0.20	
Module d'élasticité	E_p (MPa)	190 000		
Coefficient de Relaxation maximale des câbles à 1 000 heures	ρ (%)	2.5		
Coefficient de Recul d'ancrage	g (mm)	4		

III.3.3.Acier de construction

III.3.3.1. Caractéristiques mécaniques

Les aciers de construction doivent répondre à certaines exigences concernant leurs propriétés mécaniques : la résistance (résistance élastique et résistance à la traction), la ductilité, l'énergie de rupture et la soudabilité. Ceux qui ont été choisis pour le projet présentent des propriétés mécaniques qui sont indiquées dans la table ci-dessous:

Tableau III.3. Les caractéristiques de l'acier de construction.

	Type	**f_y (MPa)**	**f_u(MPa)**
Acier en poutres et charpente métallique e≤ 40 mm	S355 J2+N	355	510
Acier en poutres et charpente métallique e > 40 mm	S355 K2+N	355	470
Profilés métalliques	S355 J2+N	355	510 (e≤ 40 mm)
			470 (e > 40 mm)
Acier pour connecteurs	S235 J2G3 +C450	235	450
Boulons	Nelson	350	450

❖ **Autres caractéristiques mécaniques :**

- Module d'élasticité : E = 210000 MPa.
- Module de cisaillement : G = 81 000 MPa.
- Coefficient de Poisson : ν = 0.3.
- Amortissement structurel : 5%.
- Coefficient de dilatation thermique : $\alpha = 1.1\times10^{-5}$ °C^{-1}.
- Coefficient partiel de sécurité :
  - γ_{M0} = 1.00 pour le calcul de résistance des profilés.
  - γ_{M1} = 1.10 pour le calcul de instabilités.
  - γ_{M2} =1.25 pour le calcul de la résistance des assemblages (boulons, soudure).

III.3.4.Contrainte admissible

III.3.4.1. Béton

❖ <u>Contraintes admissibles à la compression :</u>

$f$bu = 0.85 × fcj / θ × γb (MPa) à ELU ;
$f$bc = 0.6 × fc28 à l'ELS.

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

$$\begin{cases} \theta=1 & \text{si } t > 24h \\ \theta=0.9 & \text{si } 1 \leq t \leq 24h \\ \theta=0.85 & \text{si } t < 1h \end{cases}$$

Aussi, le coefficient γ_b étant un coefficient réducteur de résistance, prend les valeurs suivantes :

$$\begin{cases} \gamma b = 1.5 \text{ Situation durable.} \\ \gamma b = 1.5 \text{ situation transitoire.} \\ \gamma b = 1.15 \text{ Situation accidentelle.} \end{cases}$$

Tableau III.4. Les contraintes admissibles à la compression du béton.

Etat	Contraintes limites		Tablier	Elévations & Fondations	Pieux
ELU	f_{bu} (MPa)	γ_b = 1.50	19.83	17	14.17
		γ_b = 1.15	30.43	26.09	21.74
ELS	$f_{bc}(\overline{\sigma_{bc}})$(MPa)		21.00	16.20	15.00

❖ Déformation longitudinale du béton :

Le module de déformation longitudinale du béton "E_{ij}" défini par les règles B.A.E.L est comme suit :

$$\begin{cases} \mathbf{E_{ij}=11\,000} \times \sqrt[3]{\mathbf{f_{cj}}}, \text{ Module de déformation instantanée du béton} < 24h. \\ \mathbf{E_{ij}=3\,700} \times \sqrt[3]{\mathbf{f_{cj}}}, \text{ Module de déformation sous chargement de langue durée.} \end{cases}$$

❖ Déformation Transversale du béton :

Selon la loi de Hooke, la formule du module d'élasticité transversale est :

$$\mathbf{G= E/2\,(1+\nu)}$$

Avec **ν** étant le coefficient de poisson représenté par le rapport entre la déformation latérale et déformation longitudinale, tel que :

$$\begin{cases} \nu=0.2 \text{ à l'état limite de service.} \\ \nu=0.3 \text{ à l'état limite ultime (plasticité).} \end{cases}$$

❖ Contrainte limite de traction des aciers :

Tableau III.5. Les contraintes admissibles des armatures passives.

Fissuration	Formule de la contrainte limite		Super	Infra
Peu nuisible	$\sigma_s=\frac{f_e}{\gamma_s}$	S-Durable ou transitoire :γ_s= 1.15	434.78	434.78
		S-Accidentelle :γ_s= 1	500.00	500.00

Préjudiciable	$\sigma_s = \max\left\{\frac{1}{2} \times f_e \; ; 110\sqrt{n \times f_{tj}}\right\}$,n=1.6 pour **HA**	250.00	250.00
Très préjudiciable	$\sigma_s = \max\left\{0.4 \times f_e \; ; 88\sqrt{n \times f_{tj}}\right\}$,n=1.6 pour **HA**	200.00	200.00

❖ Classe de justification de la précontrainte :

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

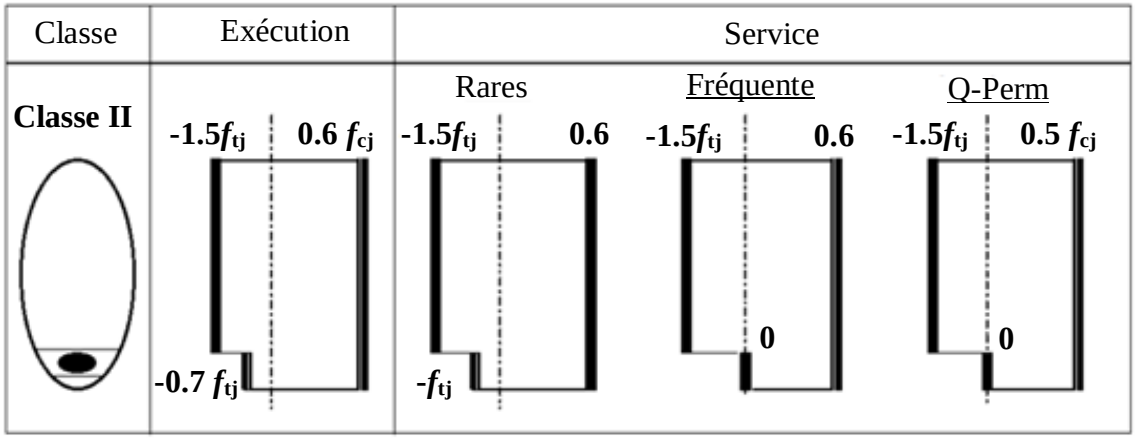


Figure III.1. Les contraintes admissibles de la classe II de la précontrainte.

III.4. EVALUATION DES ACTIONS

III.4.1.Les charges permanentes

Les Charges Permanentes sont dues aux poids des matériaux constituant la structure des éléments permanent incorporés dans la structure. Le calcul de ces charges se fait automatiquement avec un logiciel de calcul de structures. Sachant que les poids volumiques des matériaux donnés par les normes sont :

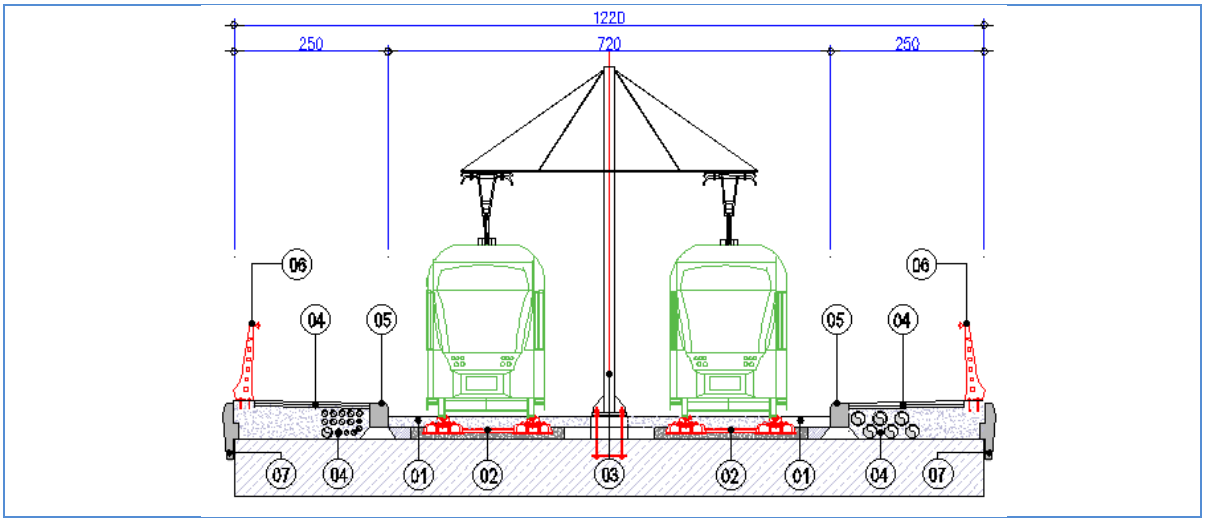
- Béton armé : 25 kN/m^3.
- Béton non armé : 24 kN/m^3.
- Acier : 78.5 kN/m^3.
- Asphalte 23.0 kN /m^3.
- Remblai de sol compacté : 20 kN/m^3.
- Terrain naturel : 18 kN/m^3.

III.4.2.Les compléments de charges permanentes

Les compléments de charges permanentes comprennent notamment le poids propre des installations fixes et les équipements de la plateforme de la voie portée par l'ouvrage.

Les actions dues aux compléments de charges sont résumés dans le tableau ci-dessous.

Tableau III.6. Evaluation des compléments de charges permanentes.



L'élément	La densité γ (kN/m^3)	La charge répartie (kN/ml)	Nombre d'éléments	La charge (kN/ml)	La charge (kN/m^2)
1. Béton de revêtement	24.00	31.00	2	62.00	8.64
2. Rail	78.5	1.10	2	2.20	/
2. Traverses bi-blocs	25.00	4.20	2	8.40	2.00
3. Poteau caténaire (LAC)	/	0.017	/	0.017	/
4. Trottoirs avec tubulaires	25.00	30.25	2	60.50	12.1
5. Murette	24.00	5.00	2	10.00	/
6. Garde-corps	/	1.00	2	2.00	/
7. Corniche	24.00	4.25	2	8.50	/

III.4.3.Les actions dues aux trafics

III.4.3.1. Charges verticales

Les chargements ci-dessous correspondent au matériel roulant prévu dans le projet (des rams ALSTOM de type CITADIS 402). Ces chargements pourront être augmentés jusqu'à 5%, en fonction de l'aménagement intérieur prévu.

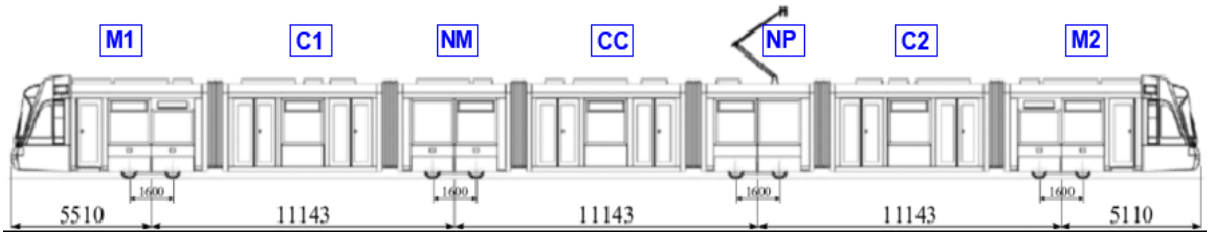


Figure III.2. Schéma représentatif du matériel roulant (cotation en mm).

❖ **Condition de Tram vide :**

Tableau III.7. Tram vide CITADIS402.

Rame en VOM	**M1**	**C1**	**NM**	**CC**	**NP**	**C2**	**M2**
Total	111.84	569.9	84.24	57.21	72.35	56.55	111.01
Masse totale par bogie	140.15		1412.3		130.90		137.90
Masse par essieux	70.08		70.62		65.45		68.95
Masse totale rame	550.19						
Masse /m²	5.28						

❖ **Condition de Charge Maximale :**

Etat de charge maximale : véhicule en tare + passagers assis+passagers debout (6p/m² de 0.70kN) 100kN max / essieu.

Tableau III.8. Tram à condition de charge maximale CITADIS402.

Rame en CCM	**M1**	**C1**	**NM**	**CC**	**NP**	**C2**	**M2**
Total	146.81	113.97	108.50	114.88	96.62	113.53	145.98
Masse totale par bogie	203.61		222.82		212.48		201.36
Masse par essieux	101.81		111.41		106.24		100.68
Masse totale rame	840.28						
Masse /m²	8.06						

❖ **Charge sur trottoirs :**

Il convient de prendre une surcharge due aux piétons et aux deux-roues des charges d'entretien courantes par une charge uniformément répartie **5 kN /m²**.

III.4.3.2. Forces horizontales

❖ **Effort de lacet**

L'effort de lacet doit être considéré comme une force concentrée agissant horizontalement au niveau supérieur des rails et perpendiculairement à l'axe de la voie.

La valeur caractéristique de cet effort est prise Q= 100 kN non-majorée par le coefficient dynamique.

❖ **Forces de freinage et d'accélération**

Pour les lignes à trafic spécialisé, on peut considérer des forces de freinage et d'accélération égales à 25% de la somme des charges d'essieux, avec une valeur maximale de 1000 kN pour les efforts d'accélérations et de 6000 kN pour les efforts de freinage.

Pour notre cas et pour la charge maximale, on trouve

$$Q_{ac} = Q_{fr} = (840.28 \times 0.25)/3 \times 11.143 = 6.28 KN/m.$$

III.4.3.3. Effets dynamiques

Le coefficient dynamique prend en considération l'amplification dynamique des efforts et l'effet de vibration dans la structure, mais ne considère pas les effets de résonance et d'excessives vibrations du tablier. Les charges du tramway sont pondérées par un coefficient de majoration dynamique $\boldsymbol{\varphi}$ définis selon l'Eurocode 1-2.

Le coefficient $\boldsymbol{\varphi}$ prévus pour la justification globale du tablier est le suivant:

Pour une voie normalement entretenue : $\varphi_3 = \dfrac{2.16}{\sqrt{L_\varphi} - 0.2} + 0.73$

$\mathbf{L_\varphi}$: la longueur déterminante, et: $1.00 \leq \boldsymbol{\varphi_3} \leq 2.00$.

III.4.4. Autres actions variables

III.4.4.1. Action thermique

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

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 : $\mathbf{\Delta l = \alpha \times \Delta T \times L}$.

Sachant que :

- $\boldsymbol{\alpha}$: le coefficient de dilatation thermique, égal: 1.1×10^{-5} °C pour le béton et 1.22×10^{-5} °C dans le cas de l'acier.
- $\mathbf{\Delta T}$: la variation de température, tel que T_0 = 10°C (Température de référence).
- **L** : longueur de l'ouvrage en mètre.

III.4.4.2. Vent

Le vent qui souffle affecte l'ouvrage sous forme d'une charge horizontale uniforme, selon la normale à l'axe longitudinal de la voie, avec une pression de 2 KN/m².

III.4.5. 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.4.6. Action sismique

Les charges sismiques seront prises en considération conformément aux règles énoncées dans le règlement parasismique algérien des ouvrages d'art (R.P.O.A).

Pour construire le spectre de réponse de calcul il faudra établir les paramètres suivants :

III.4.6.1. Coefficient d'accélération de zone

Les pontes et passerelles situé à Constantine se trouve en zone IIa, ce qui correspond à une sismicité moyenne

Le coefficient d'accélération est traité dans le chapitre précédant, il est défini en fonction de la zone sismique IIa et de l'importance du pont (Groupe de pont 2), d'où : A= 0.20.

III.4.6.2. Classification des sites

Les sites sont classés en quatre catégories en fonction des propriétés mécaniques des sols qui les constituent.

Notre pont se trouve sur un terrain de la Catégorie S3 (site meuble). Il s'agit de dépôts d'argiles molle à moyennement raide.

III.4.6.3. Spectre de réponse

❖ Composante horizontale

Le spectre de réponse élastique (Sae) pour les deux composantes horizontales est donne en fonction de la période élastique (T) et du taux d'amortissement (ξ) de l'ouvrage par.

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

Avec :

A : coefficient d'accélération.

g : accélération de la pesanteur (**g=9.81 m/s²**).

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

T_1 ,T_2 : périodes caractéristiques associées au site (**T_1=0.20 s**, **T_2=0.50 s**).

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

ξ : taux d'amortissement (**ξ =5%**).

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

M : masse totale du système.

K : rigidité totale du système.

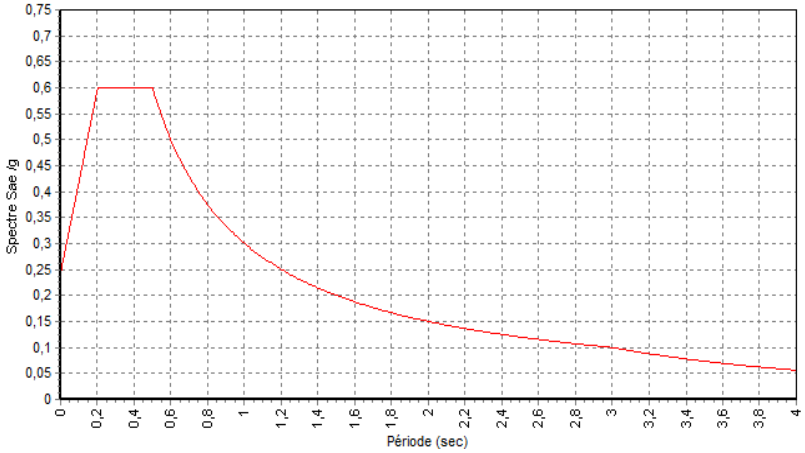


Figure III.3. Spectre de réponse élastique : composante horizontale.

❖ **Composante verticale :**

Le spectre de réponse élastique pour la composante verticale est donne en fonction de la période élastique (T) et du taux d'amortissement (ξ) de l'ouvrage par :

$$Sae^{V}(T,\xi)(m/s^2) = \begin{cases} A.g.\alpha\left(1+\dfrac{T}{T_1}(2.5\eta-1)\right) & 0 \le T \le T_1 \\ 2.5\eta.A.g.\alpha & T_1 \le T \le T_2 \\ 2.5\eta.A.g.\alpha\left(\dfrac{T_2}{T}\right) & T_2 \le T \le 3.0\,s \\ 2.5\eta.A.g.\alpha\left(\dfrac{3T_2}{T^2}\right) & T \ge 3.0\,s \end{cases}$$

α: coefficient qui tient compte de l'importance de la composante verticale en zone de forte sismicité **α = 0.7** pour la zone sismique IIa.

T_1 ,T_2 : périodes caractéristiques associées au site (**T_1=0.20 s**, **T_2=0.40 s**).

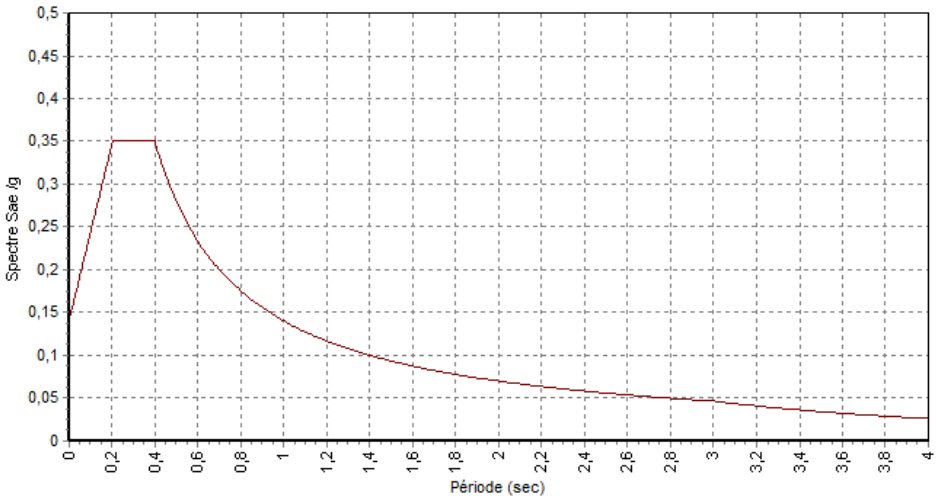


Figure III.4. Spectre de réponse élastique : composante verticale.

III.5. COMBINAISONS D'ACTIONS

III.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 :

$E1 = E_x \pm 0.3\,E_y \pm 0.3\,E_z$
$E2 = E_y \pm 0.3\,E_x \pm 0.3\,E_z$
$E3 = E_z \pm 0.3\,E_x \pm 0.3\,E_y$

E_x, E_y et E_z : sont les effets des actions sismiques dans chacune des directions respectives X, Y et Z.

III.5.2.Groupe de charge

Les actions composées de la circulation du tramway sont appelées groupe de charges, chacune de ces actions sera multipliée par un coefficient, comme l'indique le tableau ci-dessous :

Tableau III.9. Détermination des groupes de charges.

Nombre de voies	Groupe de charges	Voie chargée	Forces verticales	Forces horizontales	
			Surcharge roulante de tramway	Freinage/démarrage	Effort de lacet
1	gr 11	V1	1	1	0.5
	gr 12	V1	1	0.5	1
2	gr 21	V1	1	1	0.5
		V2	1	1	0.5
	gr 22	V1	1	0.5	1
		V2	1	0.5	1

III.5.3.Combinaison des actions

Afin de déterminer les efforts maximaux dans les cas les plus défavorables, on combine les actions calculées précédemment suivant l'Eurocode1, et on aura les combinaisons aux états limites suivantes :

- **ELU** : 1.35G + 1.45Q + 0.9T + 1.5W.
- **ELS** : G + Q + 0.6T + W.
- **ELA sismique** : G + 0.3 (Q + St) +E + 0.5 T.

Où :

G : action permanente.
Q : action variable d'exploitation (Tramway et surcharge sur trottoirs).
T : action de température.
W : action du vent.
E : action sismique

III.6. CONCLUSION

Au cours de ce chapitre nous avons apprécié les différentes charges et surcharges ferroviaires agissant sur l'ouvrage. Ceci dit, une meilleure connaissance des charges réellement appliquées et de la résistance effective de la structure porteuse, permet souvent d'évaluer la sécurité structurale des ouvrages.

CHAPITRE IV

CONCEPTION ET DIMENSIONNEMENT

IV.1. INTRODUCTION

Dans ce chapitre nous traiterons la conception et le pré-dimensionnement de notre ouvrage, qui a pour objectif de déterminer le type d'ouvrage a projeté, et qui pourra par la suite répondre aux différentes contraintes imposées par le site, des exigences architecturales et paysagères tout en respectant l'enveloppe économique. Pour satisfaire ces objectifs nous devrions effectuer une étude multicritères sur chacune des variantes entretenues, pour enfin choisir celle qui présente des caractéristiques optimales selon :

- La nature de l'obstacle à franchir.
- L'emplacement des appuis
- Les techniques et moyens de réalisation selon l'accessibilité du site.
- Le niveau d'eau selon les crues centennales.
- L'esthétique de l'ouvrage.

IV.2. DEMARCHE DE CONCEPTION

Afin de limiter notre choix, nous devrions tout d'abord passer par une brève présentation des gammes des portées usuelles des ponts selon la technique de construction et les matériaux utilisés.

IV.2.1. Gamme de portée

Tableau IV. 1. Gamme de portée.

Type de l'ouvrage		La gamme de portée
	Pont dalle armé (PSIDA)	7 à 15 m
PSIDP	Dalle pleine	14 à 20 m
	Dalle pleine poussée	10 à 20 m
	Dalle à large encorbellement	18 à 25 m
Pont dalle nervure	A hauteur constante	25 à 30 m
	A hauteur variable	35 à 45 m
Poutres préfabriquées	Pré-tension (PRAD)	10 à 30 m
	Post-tension (VIPP)	20 à 50 m
Pont mixte	Bipoutre isostatique	30 à 80 m
	Bipoutre continue	40 à 90 m
	Quadri poutre	40 à110 m
Pont précontrainte construits par encorbellements successifs section constante		40 à 80 m
Pont précontrainte construits par encorbellements successifs section variable		65 à 200 m
Pont hauban		Plus de 100 m
Pont suspendu		Plus de 100 m

IV.2.2. Longueur de l'ouvrage

La longueur dépend des contraintes imposées par le site d'implantation de l'ouvrage ainsi que la conception du remblai d'accès et les appuis d'extrémités (la hauteur normale de remblai varié entre 6 à 8 m selon le document SETRA).

IV.2.3. Choix des variantes

Pour ce qui est de notre projet, le positionnement respecte le tracé de l'extension de la première ligne tramway de Constantine Zouaghi-Ali Mendjeli. La structure du tablier est conditionnée par la possibilité d'implantation des appuis et le travelage vu l'ensemble des contraintes à franchir, le gabarit à respecter et le mode de construction sachant que l'obstacle qu'on devrait traversera son importance, donc on ne devrait pas interrompre la circulation.

Ces différentes considérations liées à l'environnement du site ont donc principalement un impact sur l'implantation des appuis de l'ouvrage et aussi sur la procédure de construction à envisager.

Par conséquent et en prenant en considération les différents critères cités par-dessus les variantes envisagées sont :

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

IV.3. CONCEPTION ET PRE-DIMENSIONNEMENT DE LA VARIANTES 1 :

« Pont a poutres précontraintes du type VIPP »

IV.3.1. Pré-dimensionnement de la superstructure

Les ouvrages à poutres préfabriquées du type VIPP (Viaduc à travées Indépendantes à Poutres Préfabriquées précontraintes par post-tension) sont des structures précontraintes relativement simples, leur bonne conception doit néanmoins respecter certaines règles tant sur le plan technique qu'esthétique.

IV.3.1.1. Conception longitudinale

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

Pour cette variante nous allons adapter un pont de 2 travées équidistantes d'une longueur de 40 m, donnant ainsi un pont d'une longueur totale de 80.2 m.

IV.3.1.2. Conception transversale

Le pré-dimensionnement a été élaboré conformément au guide de conception SETRA VIPP.

Tableau IV. 2. Récapitulation du pré-dimensionnement de la variante 1.

Elément	Formule	Valeur retenue
Hauteur totale du tablier	$L/20 \leq H_t \leq L/17$ m L : portée de la poutre.	H_t = 2.05 m
Epaisseur de la dalle	$0.16 \leq e \leq 0.25$ m	e = 0.25 m
Hauteur de la poutre	$h = H_t - e$	h = 1.8 m
Entraxe entre les poutres	$1.3 \leq \lambda \leq 2$ m	λ=1.59 m
Entraxe des poutres de rive	L_a : dépend de la larguer de l'ouvrage et de l'entraxe des poutres.	L_a = 11.10 m
Nombre de poutres	$N = \frac{L_a}{\lambda} + 1$	8 poutres
Largeur de la table de compression	$b \geq 0.6\ h$	b = 1.10 m
Epaisseur de la table de compression	$E \geq 0.1$ m	e = 0.15 m
Largeur du talon	$60\text{ cm} \leq Lt \leq 90\text{ cm}$	b_t = 0.6 m
L'épaisseur du talon	$10\text{ cm} \leq e_t \leq 20\text{ cm}$	e_t = 0.25 m
Epaisseur d'âme	Section d'about	b_0 = 0.6 m
	Section à mi-travée	b_0 = 0.3 m
Pente de la face inférieure de la table de compression	$1/15 \leq \text{Tan}\ \alpha \leq 1/10$	1/10
Gousset de la table de compression	/	$\beta = 45°$
Gousset du talon	$1 \leq \text{Tan}\ \theta \leq 1.5$	Tan θ = 1 θ = 45 °
Epaisseur de l'entretoise d'about	$25\text{ cm} < E_e < 30\text{ cm}$	35
Hauteur de l'entretoise d'about	$He = H_p - 0.55$	1.25

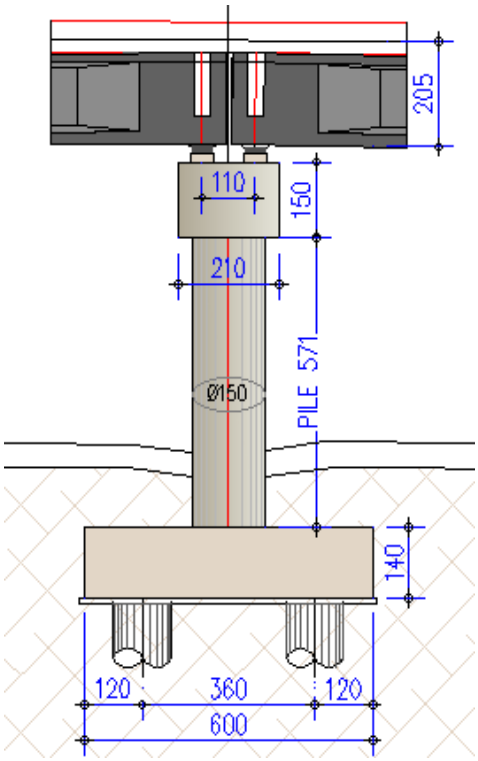
IV.3.1. Pré-dimensionnement de l'infrastructure (pile/culée)

IV.3.1.1. Pré-dimensionnement des piles :

Le rôle de pile est primordial dans le fonctionnement mécanique du tablier. Le tablier peut être totalement encastré ou simplement appuyé, afin de transmettre toutes les charges qui lui sont appliquées vers le sol support par l'intermédiaire de la semelle et des pieux (en cas de fondations profondes).

La conception des piles est tributaire du type et du mode de construction du tablier, du type et du mode d'exécution des fondations, 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
Pile	Hauteur	5.71 m	
Nombre de colonnes (fûts)		3	
Chevêtre	Dimensions	2.10× 12.2 ×1.5 (m×m×m)	
Section	Forme	Circulaire pleine constante	
	Dimensions	Diamètre de 1.50 m	
Semelles	Largeur	6 m	
	Longueur	11 m	
	Hauteur	1.4 m	
Pieux	Nombre	6	
	Diamètre	1.2 m	
	Profondeur	15 m	

IV.3.1.1. Pré-dimensionnement des culées :

La culée est un élément fondamental de la structure de tout ouvrage dont le rôle est double. En effet, une culée joue à la fois le rôle d'appui du tablier de part le fait qu'elle soit soumise aux mêmes efforts que les piles, mais aussi le rôle de mur de soutènement car elle subit l'effet résultant de la poussée des terres et des surcharges de remblais.

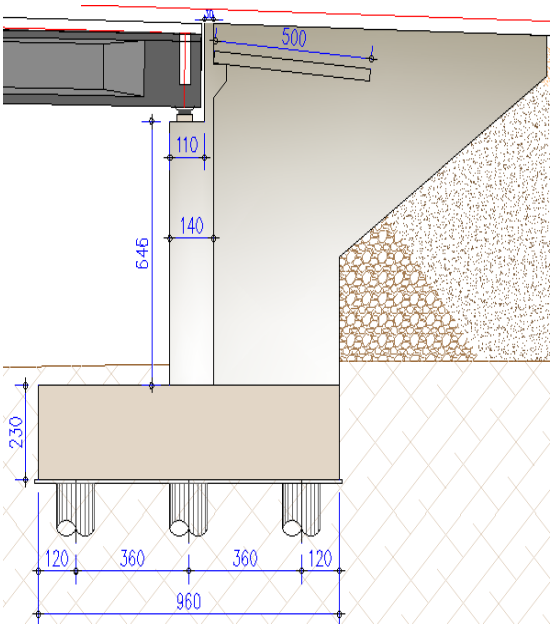
Vu les résultats géotechniques, et les données naturelles du site, le recours à des culées remblayées semblent être la meilleure solution pour notre pont. La conception et l'exécution de ce type de culée sont réputées pour être relativement simples.

Ce type de culée se compose des éléments suivants :

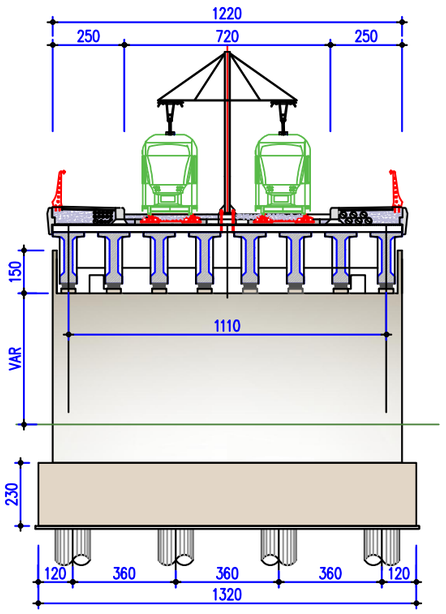
- Le mur de front sur lequel s'appuie le tablier de l'ouvrage.
- Deux murs en retour servant à assurer le soutènement des terres de remblais.
- Un mur garde-grève qui protège l'about du tablier en retenant les terres d'une part et qui assure la fixation du joint de chaussée d'autre part.
- Une dalle de transition destinée à atténuer les effets des dénivellations se produisant entre la chaussée courante et l'ouvrage tout en assurant le confort de l'usager.

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

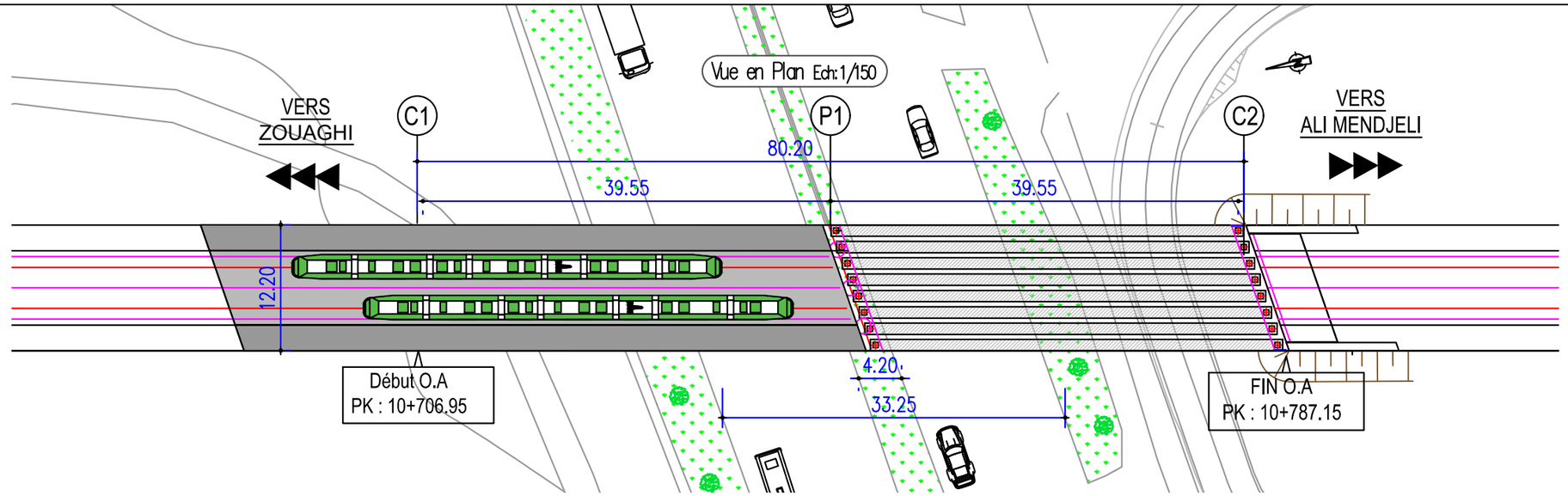
Tableau IV. 4. Choix et dimensions de la culée retenue pour la variante 1.

Elément		Valeur	Figure
Mur frontal	Hauteur	3.50 / 4.0 m	
	Epaisseur	1.4 m	
	Longueur	12.20 m	
Mur garde grève	Hauteur	2.40 m	
	Epaisseur	0.30 m	
	Longueur	12.20 m	
Mur en retour	Epaisseur	0.50 m	
Dale de transition	Hauteur	0.30 m	
	Largeur	5.00 m	
Semelles	Largeur	9.6 m	
	Longueur	13.2 m	
	Hauteur	2.3 m	
Pieux	Nombre	12	
	Diamètre	1.2 m	
	Profondeur	15 m	

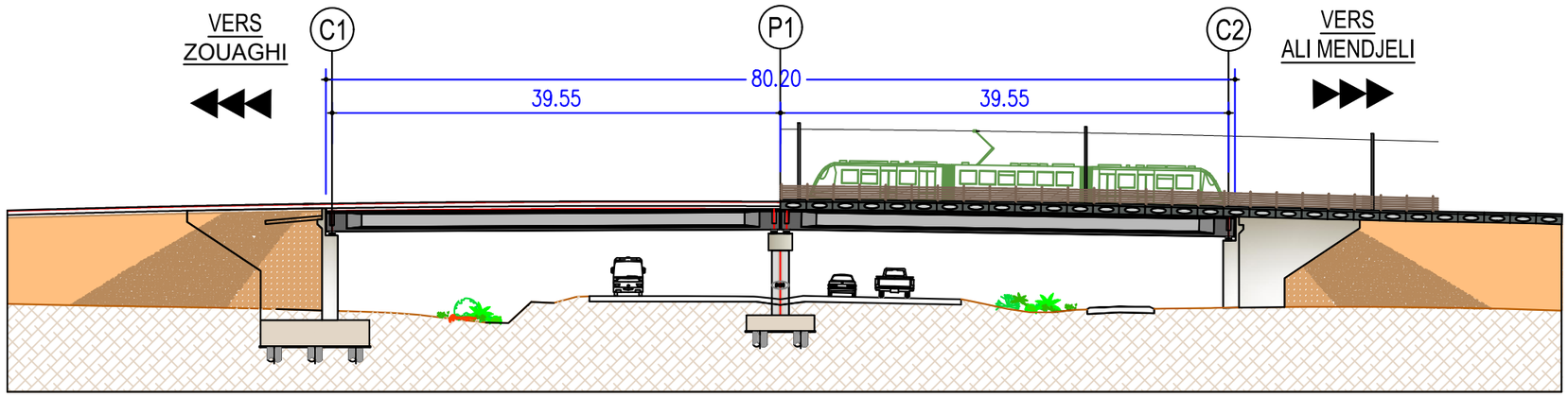
Coupe Transversale sur Culee Ech:1/80



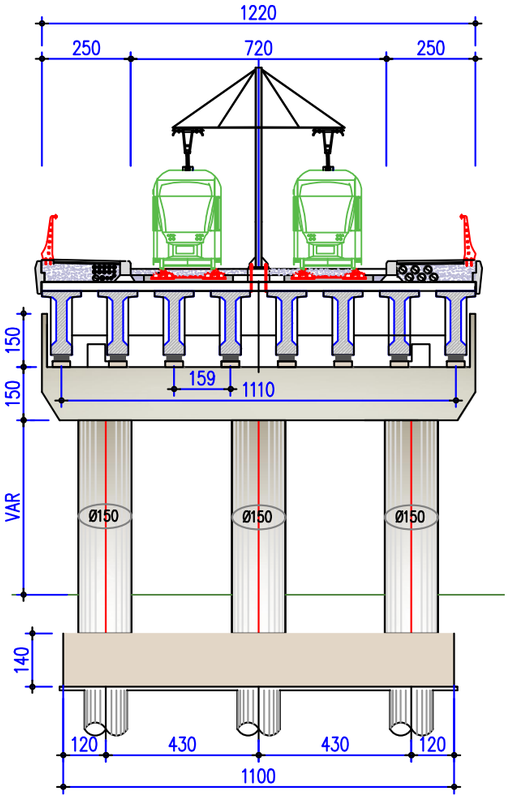
Vue en Plan Ech:1/150



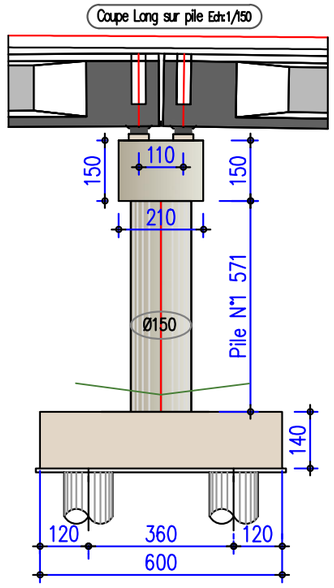
Coupe Longitudinale Ech:1/150



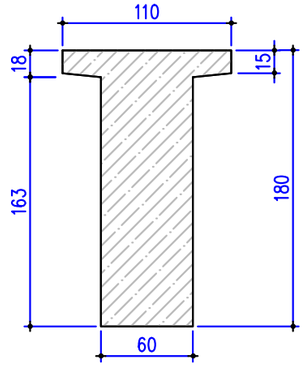
Coupe Transversale sur Pile Ech:1/80



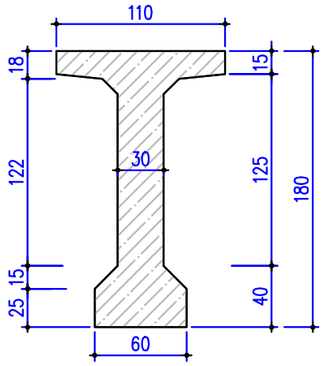
Coupe Long sur pile Ech:1/150



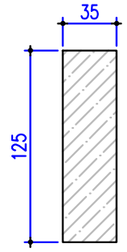
SECTION D'ABOUT Ech : 1/15



SECTION MEDIANE Ech : 1/15



DETAIL ENTRETOISES Ech : 1/15



IV.2. CONCEPTION ET PRE-DIMENTIONNEMENT DE LA VARIANTE 2 : « pont voussoirs en béton précontraint construit par encorbellements successifs »

IV.2.1. Pré-dimensionnement de la superstructure

La méthode de construction par encorbellement successif est très utile pour des portées moyennement grandes où on peut atteindre les 150 m. Elle est très avantageuse dans les sites où on doit toujours assurer la fluidité du trafic des voies avoisinées.

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

IV.2.1.1. Conception longitudinale

Pour cette variante nous allons adapter un pont de 03 travées, comportant 01 travée principale d'une longueur de 52 m comprises entre deux travées de rives, possédant une longueur de 28.20 m au début de l'ouvrage et à la fin, donnant ainsi un pont d'une longueur totale de 110.30 m.

IV.2.1.2. Découpage des voussoirs

Pour un ouvrage dont les voussoirs préfabriqué par encorbellements successifs on distingue trois types de voussoir :

Tableau IV. 1. Découpage des voussoirs.

Type de voussoirs	Description	Valeur retenue
Voussoirs sur piles	Pour les ouvrages préfabriqués, les dimensions du voussoir sur pile sont souvent incompatibles avec la capacité des engins de transport et de pose des voussoirs.	2.3 m
Voussoirs courants	On peut atteindre généralement des longueurs de voussoirs courants entre 2 et 2.6 m.	2.4 m
Voussoirs de clavage	Il faut qu'ils permettent aux opérateurs de tirer les câbles de précontrainte librement sans être très élancé, il varie de 1,5 à 3 m.	1.7 m

Utilisant ce découpage, nous allons donc disposer, d'un nombre total de 47 voussoirs distribués comme suit :

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

IV.2.1.3. Conception transversale

Puisque on a une largeur de tablier inférieur à 20 mètres donc la solution la plus économique est celle d'un caisson à section fermé.

Son pré-dimensionnement est montré dans le tableau ci-dessous qui est basé sur le guide SETRA (ponts en béton précontraint construits par encorbellements successifs) :

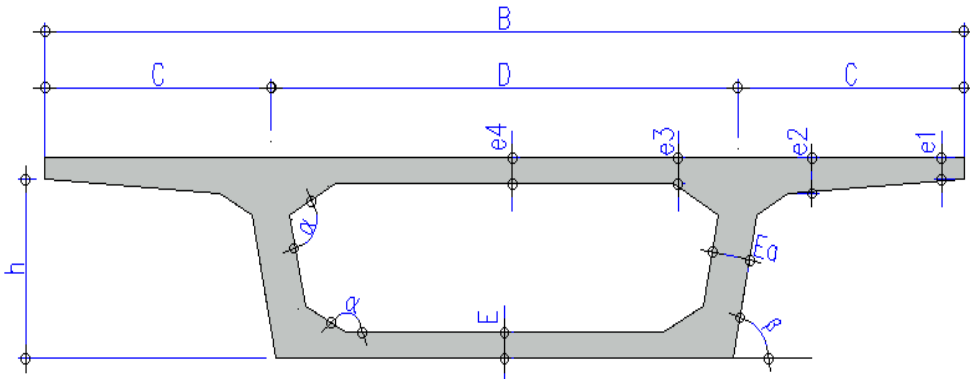


Figure IV. 1. Coupe transversale d'un voussoir.

Tableau IV. 2. Les dimensions de la section transversale du voussoir.

Elément	Formule	Valeur
Hauteur du voussoir h	$\frac{L}{25} < h < \frac{L}{20}$	h = 2 m
Largeur du voussoir B	B = L	B = 12.2 m
C	C = B/4	C = 3 m
D	D = B /2	D = 6.2 m
Epaisseur de l'hourdis supérieur e_1	e_1> 16 cm à 18 cm	e_1 = 25 cm
e_2	C/8 < e_2 < C/7	e_2 = 41 cm
e_3	e_3 = 0.1 + D/25	e_3 = 30 cm
e_4	D/30 < e_4< D/25 $e_{4\ min}$ = 20 cm	e_4 = 30 cm
Inclinaison de l'âme	10 ≤ β ≤ 30%	30 %
Epaisseur de l'âme E_a	cas courant : $E_a = \frac{L}{275} + 1.25\frac{B}{L} - 0.125$ cas particulier : $E_a = 0.26 + \frac{L}{500}$	E_a = 50 cm
Epaisseur de l'hourdis inférieur E_c=E_p =E	E ≥ 2Φ + d + e E ≥ 18 à 22 cm	E = 30 cm

Gousset supérieur	30°<α<45°	α =30°
Gousset inférieur	30°< β <45°	α =30°

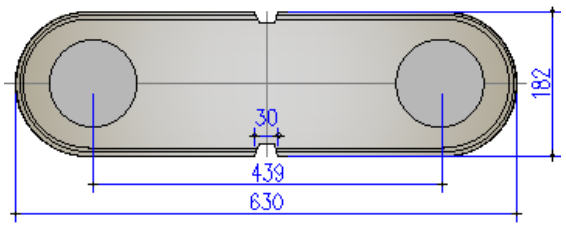
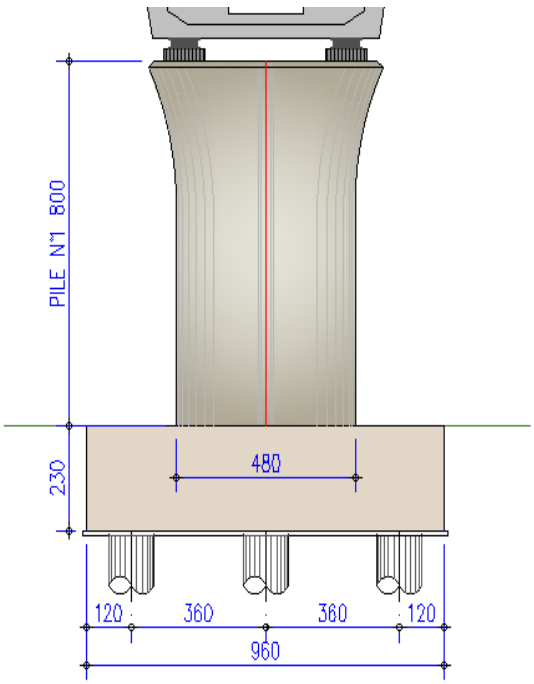
IV.2.2. Pré-dimensionnement de l'infrastructure

IV.2.2.1. Pré-dimensionnement des piles / Guide SETRA :

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

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

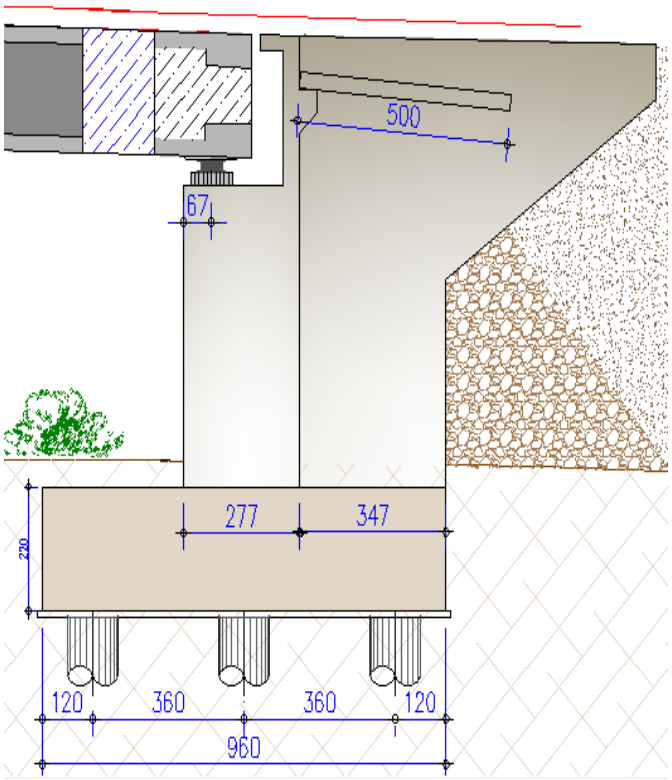
Tableau IV. 3. Tableau récapitulatif de pré-dimensionnement des piles.

Elément		Valeur/Description	Figure
Section	Forme	Rectangulaire + raccordements circulaires	
	Dimensions	6.3 × 1.82 m² Φ = 1.82 m	
Hauteur	P1	8 m	
	P2	6.82 m	
Semelles	Largeur	9.6 m	
	Longueur	9.6 m	
	Hauteur	2.3 m	
Pieux	Nombre	9 m	
	Diamètre	1.2 m	
	Profondeur	15 m	

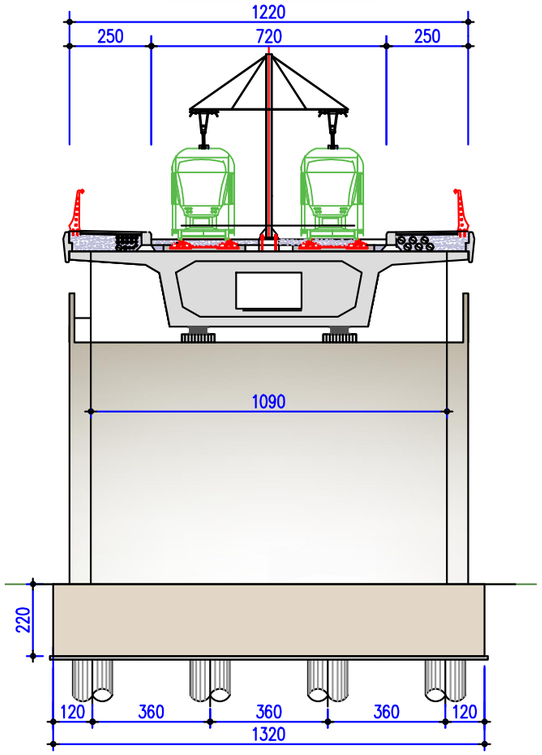
IV.2.2.2. Pré dimensionnement des culées remblayés/ Guide SETRA :

Concernant les culées de cette variante, on a choisi le même type de culée (remblayée) que la variante 1 et ses dimensions sont définies, selon le document « Projet et construction des ponts : Généralités – Fondations – Appuis – Ouvrages courants ».

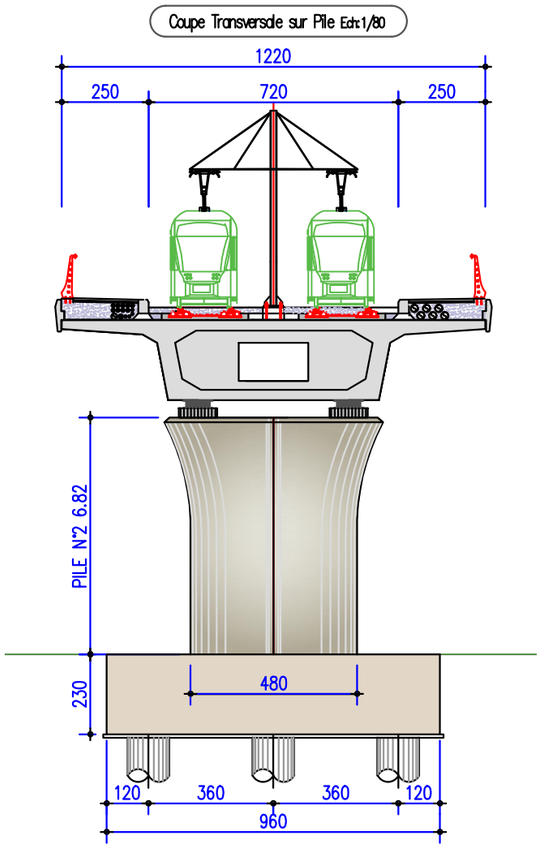
Tableau IV. 4. Tableau récapitulatif de pré-dimensionnement des piles.

Elément		Valeur	Figure
Mur frontal	Hauteur	5.55 / 6 m	
	Epaisseur	2.77 m	
	Longueur	12.2 m	
Mur garde grève	Hauteur	2.82 m	
	Epaisseur	0.40 m	
	Longueur	12.2 m	
Mur en retour	Epaisseur	0.70 m	
Dale de transition	Hauteur	0.30 m	
	Largeur	5.00 m	
Semelles	Largeur	9.6 m	
	Longueur	13.2 m	
	Hauteur	2.2 m	
Pieux	Nombre	12	
	Diamètre	1.2 m	
	Profondeur	15 m	

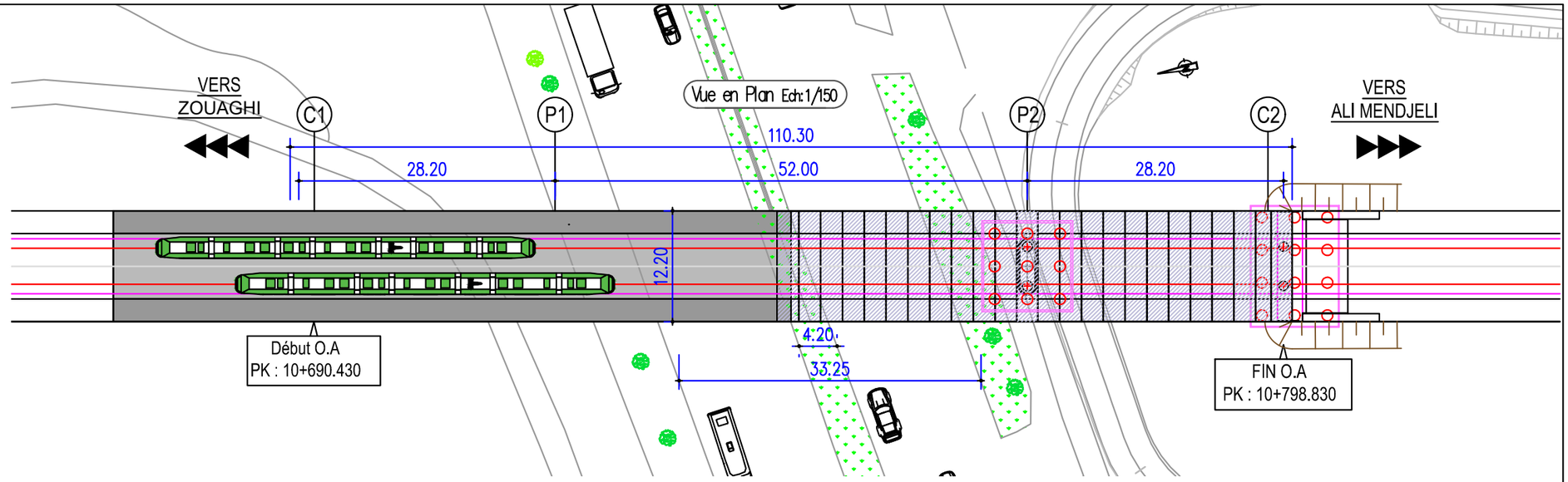
Coupe Transversale sur Culee Ech:1/80



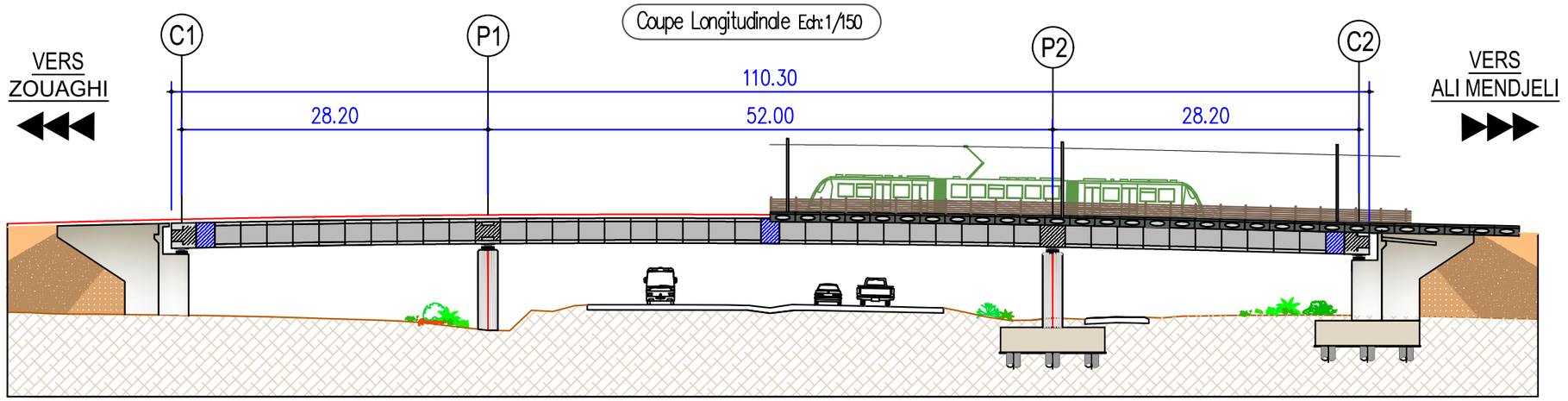
Coupe Transversale sur Pile Ech:1/80



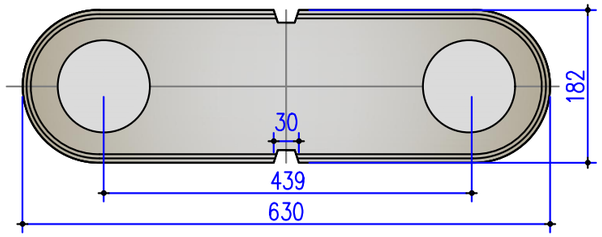
Vue en Plan Ech:1/150

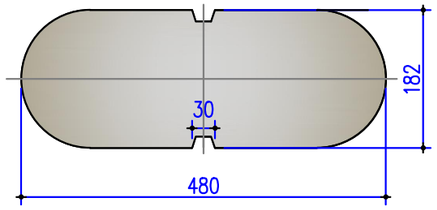


Coupe Longitudinale Ech:1/150

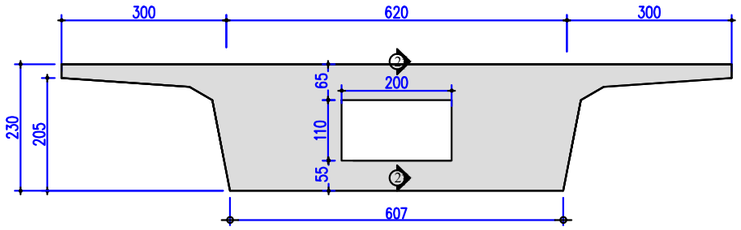


Vue en Plan Pile Ech:1/35

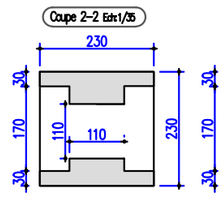




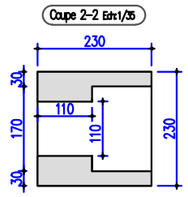
Coupe Voussoir Pile/Culée Ech:1/35



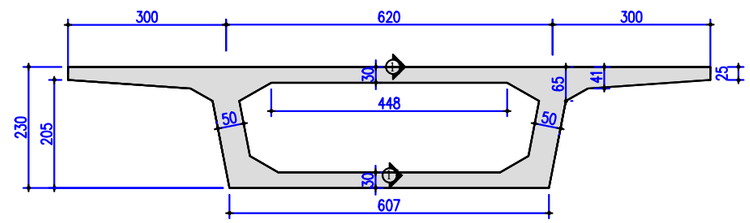
Coupe 2-2 Ech:1/35



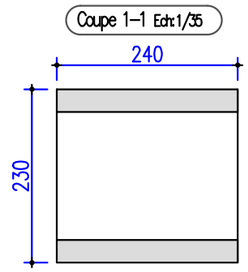
Coupe 2-2 Ech:1/35



Coupe Voussoir Courant Ech:1/35



Coupe 1-1 Ech:1/35



IV.1. CONCEPTION ET PRE-DIMENSIONNEMENT DE LA VARIANTES 3 :

«Pont Mixte»

Les ouvrages mixtes acier-béton à poutres sont construits par des poutres latérales continues (travaillant à la flexion longitudinale) solidarisés par des entretoises (servant à maintenir l'écartement des poutres et à résister aux moments de torsion), supportant une dalle pleine en béton armé connectée aux semelles supérieures par des connecteurs. La gamme usuelle des portées des ouvrages mixtes à poutres va de 30 m à 110 m pour les travées continues et de 25 à 90 m pour les travées indépendantes.

IV.1.1. Pré-dimensionnement de la superstructure :

IV.1.1.1. Conception longitudinale

On propose dans cette variante un pont mixte bipoutre, à travées continues, à profilés biais et à hauteur constante. L'implantation des culées donne une longueur totale de 90.15 m. Donc on projette une travée principale de 42 m et deux travées de rives de 23.5 m.

IV.1.1.2. Conception longitudinale

On propose dans cette variante un pont mixte bipoutre, à travées continues, à profilés biais et à hauteur constante. L'implantation des culées donne une longueur totale de 90.15 m. Donc on projette une travée principale de 42 m et deux travées de rives de 23.5 m.

IV.1.1.3. Conception transversale

Ayant un tablier plutôt large (12,2 m), la solution la plus courante consiste à connecter longitudinalement une dalle en béton aux 02 poutres et transversalement à des pièces de pont espacées de 1.75 m.

IV.1.1.4. Conception des différents éléments de la structure

❖ Poutres latérales :

Les poutres portantes latérales sont formées d'une section métallique de géométrie tubulaire rectangulaire constante, elles doivent être conçues pour résister à la flexion due aux charges appliquées sur le tablier.

❖ Poutres transversales :

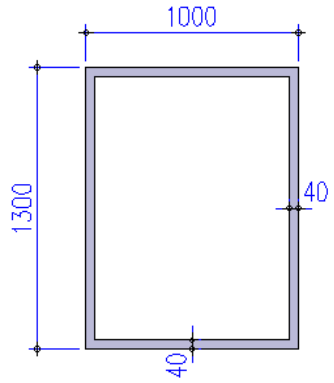
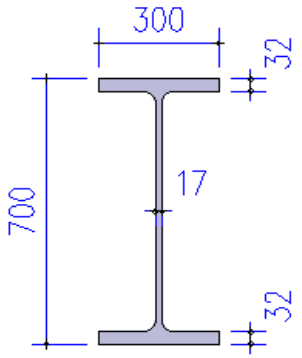
Les poutres transversales sont des profilés en HEB 700 de 12.20 m de longueur, disposées transversalement au tablier avec un espacement de 1.75 m, portant directement la charge de la dalle et les transmettre aux poutres latérales. Elles travaillent essentiellement en flexion simple.

❖ La dalle :

Dans le cas d'un ouvrage à pièces de pont, CALGARO recommande une dalle d'épaisseur constante et comprise entre 20 et 24 cm. On choisit e = 25 cm.

La connexion entre les poutres transversales et la dalle sur lesquelles elle est mise, est assurée par des connecteurs de type goujons.

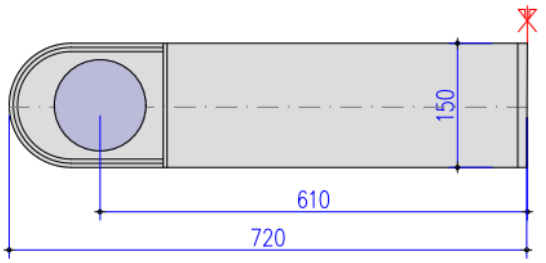
Tableau IV. 1. Dimensionnement des éléments de la structure.

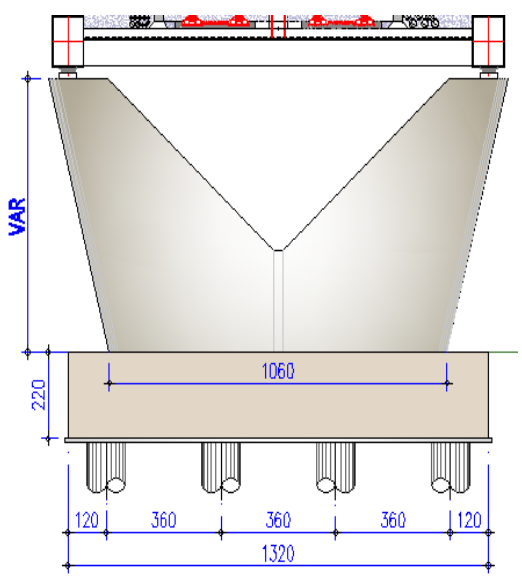
Elément	Dimensions	Figure correspondante
Poutre latérale	b = 1 000 m t_w = 40 mm h = 1 300 mm	
Entretoises HEB 700	b = 300 m h = 700 mm t_w = 17 mm t_f = 32 mm	

IV.1.2. Pré-dimensionnement de l'infrastructure

❖ Pré-dimensionnement des piles :

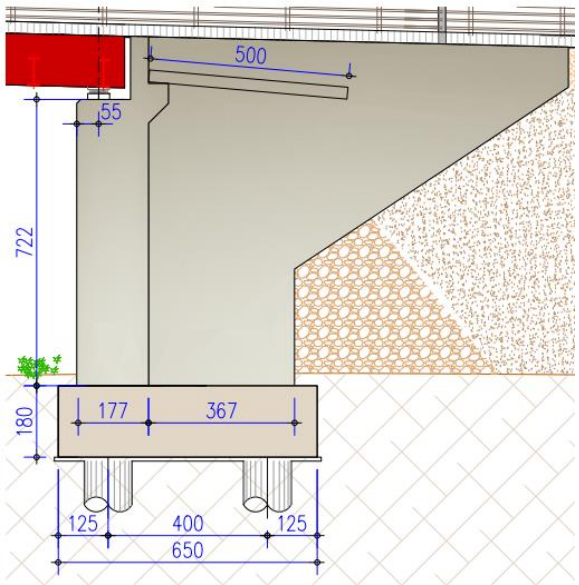
Tableau IV. 2. Tableau récapitulatif de pré-dimensionnement des piles.

Elément		Valeur/Description	Figure
Section	Forme	Rectangulaire + raccordements circulaires	
	Dimensions	14.40 × 1.5 m² Φ = 1.5 m	

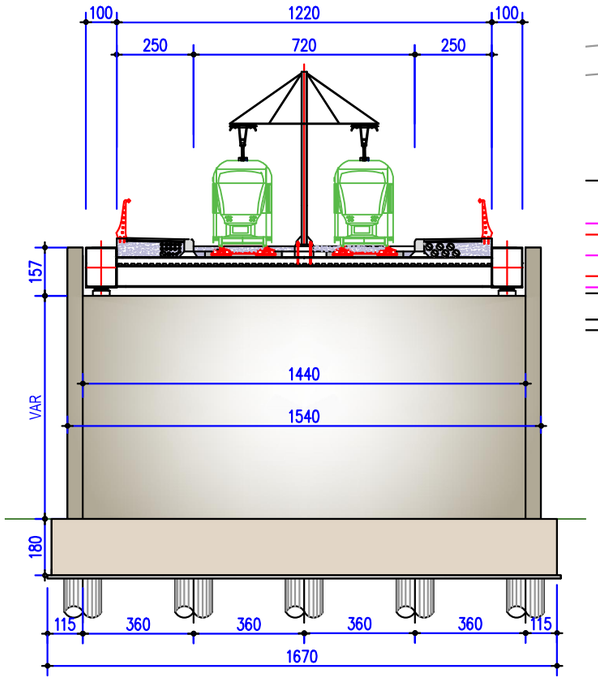
Hauteur	P1	7 .88 m	
	P2	7.95 m	
Semelles	Largeur	6 m	
	Longueur	13.2 m	
	Hauteur	2.2 m	
Pieux	Nombre	8	
	Diamètre	1.2 m	
	Profondeur	15 m	

❖ <u>Pré dimensionnement des culées remblayés/ Guide SETRA :</u>

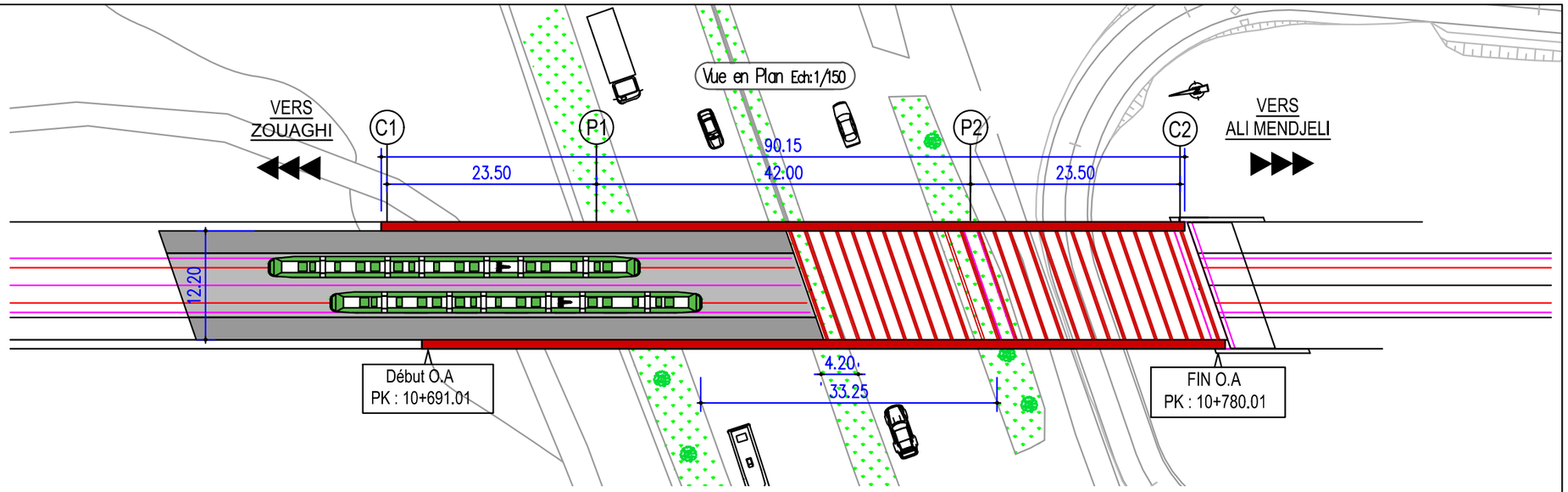
Tableau IV. 3. Tableau récapitulatif de pré-dimensionnement des culées.

Elément		Valeur	Figure
Mur frontal	Hauteur	7.22 / 8 m	
	Epaisseur	1.8 m	
	Longueur	15.4 m	
Mur garde grève	Hauteur	1.57 m	
	Epaisseur	0.45 m	
	Longueur	15.4 m	
Mur en retour	Epaisseur	0.50 m	
Dale de transition	Hauteur	0.30 m	
	Largeur	5.00 m	
Semelles	Largeur	6.5 m	
	Longueur	16.7 m	
	Hauteur	1.8 m	
Pieux	Nombre	10	
	Diamètre	1.2 m	
	Profondeur	15 m	

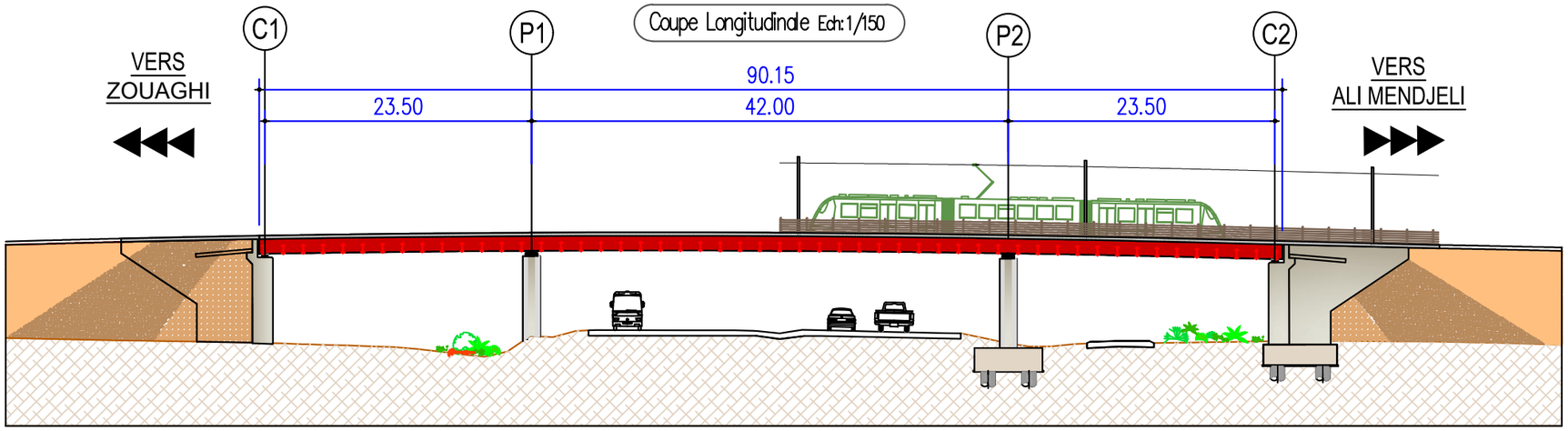
Coupe Transversale sur Culee Ech:1/80



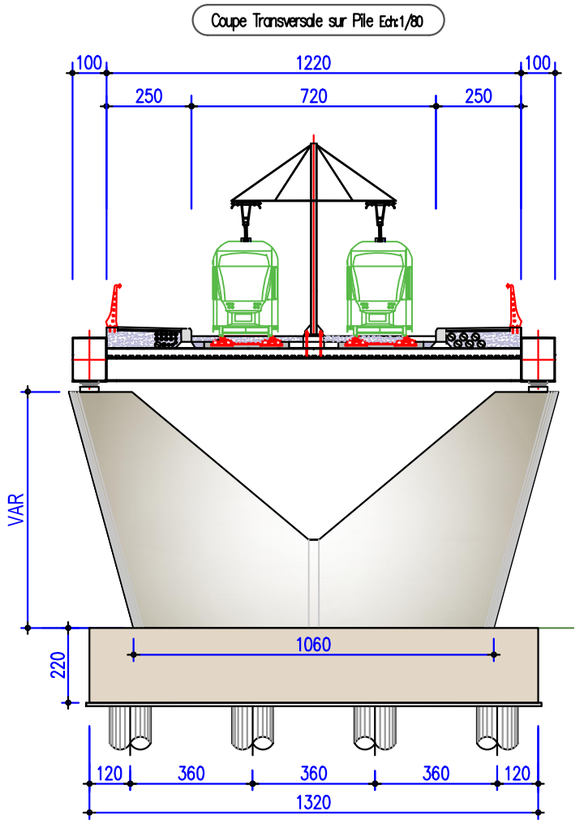
Vue en Plan Ech:1/150



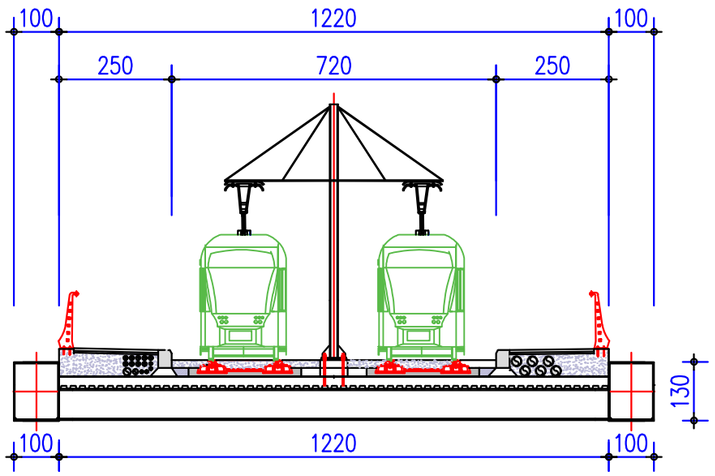
Coupe Longitudinale Ech:1/150



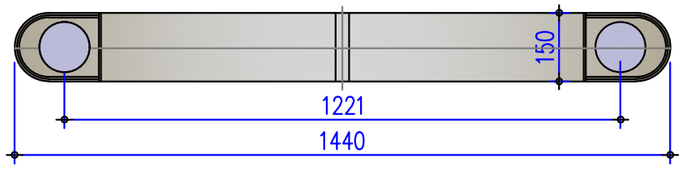
Coupe Transversale sur Pile Ech:1/80



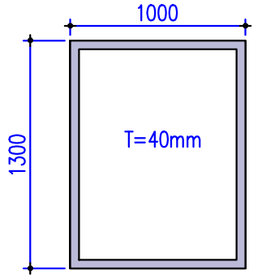
Coupe Transversale sur tablier Ech:1/80



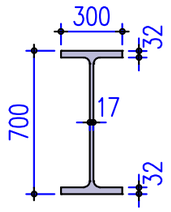
Vue en Plan Pile Ech:1/35



Poutre latérale Ech:1/10



HEB 700 Ech:1/10



IV.1. VERIFICATION DU PREDIMENSIONNEMENT

A la fin du pré-dimensionnement de l'ensemble des variantes proposées, nous allons effectuer un mince calcul en adaptant une seule combinaison de charges analogues aux trois variantes, dont le but est d'effectuer une comparaison diligente et superficielle.

Cette combinaison associe le poids propre aux surcharges suivantes :

IV.1.1. Vérification de la variante 1

IV.1.1.1. Sollicitations

La modélisation du tablier est faite avec le logiciel « Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2019» sachant que :

- Le tablier est constitué par des poutres qui sont modélisées par des éléments barre avec des sections transversales exportées à partir du logiciel de dessin « AutoCAD 2019 - Version Etudiant » avec ses dimensions réelles, ainsi que par une dalle qui quant à elle est modélisée par un élément panneau à 4 nœuds et vu que les deux travées sont identiques alors la modélisation se fera que pour une seule.
- Concernant les conditions d'appuis, l'ouvrage est isostatique donc il sera doublement appuyé d'un côté et simplement appuyé de l'autre.
- Pour le calcul de la structure, on introduit les charges calculées dans le chapitre précédent avec un coefficient de majoration dynamique de 1.09 (L_φ= portée = 39 m) ainsi que les combinaisons d'actions afin d'avoir les efforts les plus défavorables.

Le diagramme du moment obtenu sous la combinaison la plus défavorable à l'ELS est montrée dans la figure ci-après :

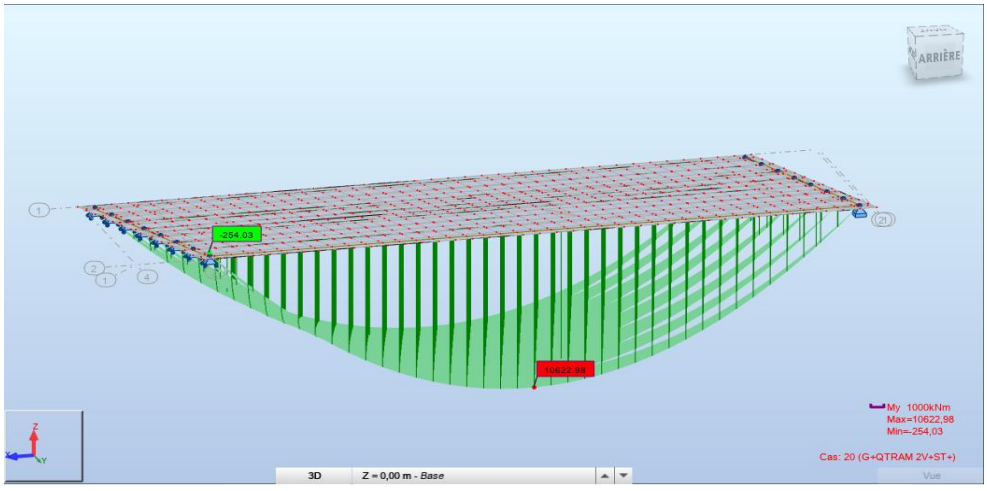


Figure IV. 1. Moment maximal obtenu suite à une modélisation avec Robot.

IV.1.1.2. Estimation de la section de précontrainte

La section de précontrainte est estimée à mi- travée où le moment fléchissant est maximal, mais les caractéristiques géométriques utilisées seront celles de la section intermédiaire et les câbles de précontrainte du type 12T15s.

$$\mathbf{Ap = \frac{Mext}{\sigma_{p0} \times Zp}} \quad \mathbf{et} \quad \mathbf{n \geq \frac{A_P}{(1-\Delta P) \times A_0}}$$

Avec :

$\mathbf{A_P}$: section de précontrainte à déterminer ;

$\mathbf{M_{ext}}$: moment maximal, égale à 10.62 MN.m.

$\mathbf{\sigma_{p0}}$: sa tension d'origine qui est égale à 1 488 MPa (toron T15, classe 1 860 Mpa).

$\mathbf{Z_p = 0,9 \times dp} = 0,9 \times (0,9 \times 2,05) = 1,66$ m.

n : nombre de câbles à déterminer.

Δ_P : perte de tension, elle est estimée dès le début de 25 %.

$\mathbf{A_0}$: section de précontrainte d'un câble, égale à 1 800 mm^2 pour un câble de 12T15s.

Application Numérique :

$A_P = 4299.46$ mm² ➔ $n \geq 3.18$ Prenons: **n = 4 câbles 12T15s**.

IV.1.1.3. Vérification des contraintes

Pour vérifier les contraintes on utilise les caractéristiques géométriques de la section à mi travée. Les conditions à vérifier sont comme suit :

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

Avec :

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

- Contrainte limite de compression du béton : $\overline{\sigma_{bc}} = 0,6 \times f_{c28} = 21$MPa.
- Contrainte limite de traction du béton : $\overline{\sigma_{bt1}} = 1,5 \times f_{t28} = 4,05$MPa (H.S d'enrobage).
- Contrainte limite de traction du béton : $\overline{\sigma_{bt2}} = 1 \times f_{t28} = 2.7$MPa (S d'enrobage).

Application Numérique :

B = 1.06 m^2 ; I = 0,48 m^4 ; υ = 0,84 m ; υ' = 1.21 m
d = 21 cm ; e_0 = 1 m ; P = 8.04 ; M = 10.62 MN.m

$\overline{\sigma_{bt2}} = -2,7 \leq \sigma_{inf} = 1.08 \leq \overline{\sigma_{bc}} = 21$ MPa

$\overline{\sigma_{bt1}} = -4.05 \leq \sigma_{sup} = 12.09 \leq \overline{\sigma_{bc}} = 21$ MPa

On en déduit que ces contraintes sont bien vérifiées dans un premier concept préliminaire.

IV.1.2. Vérification de la variante 2

IV.1.2.1. Modélisation et résultats

- Le tablier est modélisé étant un élément barre d'une section transversale exporter à partir du logiciel de dessin « AutoCAD 2019» avec ses dimensions réelles.
- Concernant les conditions d'appuis, l'ouvrage est doublement appuyé au niveau de la culée C1 et simplement appuyé sur les autres appuis.
- Pour le calcul de la structure, on introduit les charges calculées dans le chapitre précédent avec un coefficient de majoration dynamique égale à 1.05 (L_φ=k × L_m pour 3 travées k = 1.3 et L_m la portée moyenne donc L_φ = 46.97m) ainsi que les combinaisons d'actions afin d'avoir les efforts les plus défavorables.

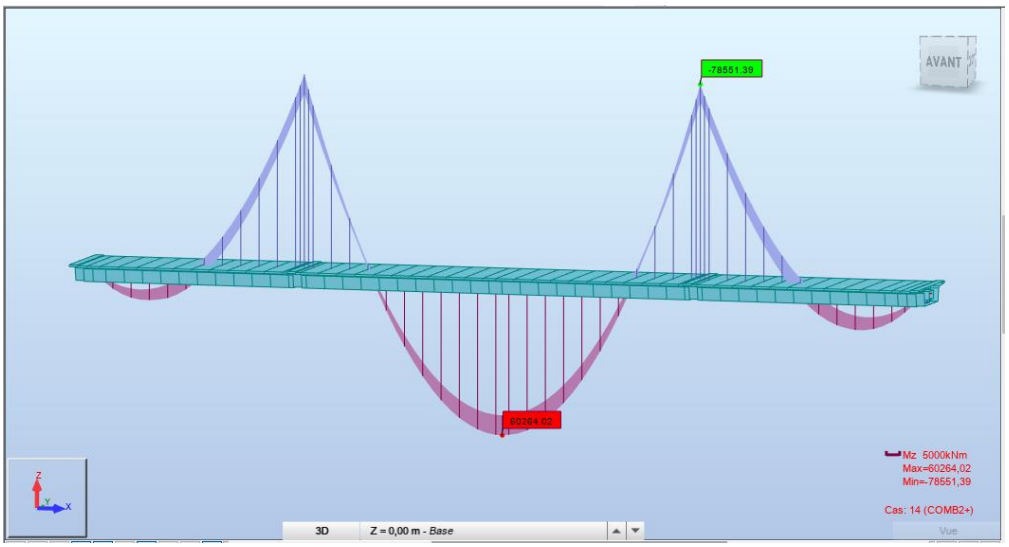


Figure IV. 2. Moment maximal obtenu suite à une modélisation avec Robot.

IV.1.2.2. Estimation des sections de précontraintes

L'estimation de section de précontrainte dans cette phase se basant sur l'approche d'utilisation la précontrainte intérieure pour reprendre le poids propre de l'ouvrage ainsi les charges et les surcharges effectives a introduit on le considère comme une poutre continue on calcule la précontrainte sur pile et à mi-travée.

Application Numérique :

Sur pile

> M_{ext} = 66.28 MN.m ; Z_p = 0,9×0,9×2.3= 1.86 m
> A_P = 23 947.85 mm² n ≥ 16.37
> Prenons : **n = 22 câbles 13T15s**

A mi-travée

> M_{ext} = 60.26 MN.m ; Z_p = 0,9×0,9×2.3 = 1.86 m.
> A_P = 21 772.75 mm² n ≥ 10.18
> Prenons : **n = 12 câbles 19T15s**

IV.1.2.3. Vérification des contraintes

On vérifier les contraintes sur pile et à mi- travée de la même façon que la variante 01 :

❖ **Sur pile** :

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

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

❖ **A mi- travée :**

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

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

Application Numérique :

Sur pile :

B = 14.67 m^2 ; I = 7.78 m^4 ; υ = 0.99 m; υ’ = 1.31 m
d = 15 cm ; e_0 = 0.84 m ; P = 47.87 MN ; M = 66.28 MN.m
$\overline{\sigma_{bt1}}$ = -4.05 ≤ σ_{inf} = 6.75 ≤ $\overline{\sigma_{bc}}$ = 21 MPa
$\overline{\sigma_{bt2}}$ = -2,7 ≤ σ_{sup} = -1.12 ≤ $\overline{\sigma_{bc}}$ = 21 MPa

Sur mi-travée:

B = 7.90 m^2 ; I = 5.77 m^4 ; υ = 0.89 m ; υ’ = 1.41 m
d = 15 cm ; e_0 = 1.26 m ; P = 38.16 MN ; M = 60.26 MN.m
$\overline{\sigma_{bt2}}$ = -2,7 ≤ σ_{inf} = 6.70 ≤ $\overline{\sigma_{bc}}$ = 21 MPa
$\overline{\sigma_{bt1}}$ = -4.05 ≤ σ_{sup} = 1.85 ≤ $\overline{\sigma_{bc}}$ = 21 MPa

On en déduit que ces contraintes sont bien vérifiées dans un premier concept préliminaire.

IV.1.3. Vérification de la variante 3

IV.1.3.1. Modélisation et résultats

- Tous les éléments porteurs de la structure sont modélisés comme barre où la section transversale est créée par l’utilisateur ou importée de la bibliothèque du logiciel.
- La dalle, quant à elle est modélisée par un élément panneau à 4 nœuds sur la largeur du tablier (12.2 m).
- Concernant les conditions d’appuis, l’ouvrage est doublement appuyé au niveau de la culée C1 et simplement appuyé sur les autres appuis.
- Pour le calcul de la structure, on introduit les charges calculées dans le chapitre précédent avec un coefficient de majoration dynamique égale à 1.07 (L_φ=k × L_m pour 3 travées k = 1.3 et L_m la portée moyenne donc L_φ = 42.3 m) ainsi que les combinaisons d’actions afin d’avoir les efforts les plus défavorables.

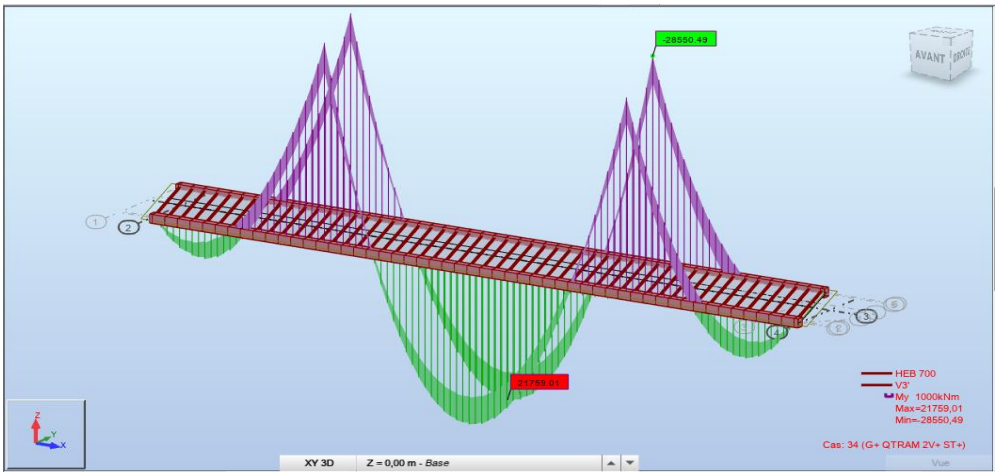


Figure IV. 3. Moment maximal obtenu suite à une modélisation avec Robot.

IV.1.3.2. Vérification des pièces de pont

1. Classification de la section transversale :

Le calcul de la résistance d'une section se fait en fonction de sa classe, selon l'Eurocode 3.

Tableau IV. 1. Classifications des éléments.

Section	Mode de fonctionnement	Critère pour la classe 1		Résultat		Classe
Poutre latérale	Paroi fléchie	$c/t \leq 72\varepsilon$		Ame	$29.5 \leq 58.32$	1
				Semelle	$22 \leq 58.32$	1
Poutre transversale	Paroi fléchie	âme	$c/t \leq 72\varepsilon$	Ame	$38.18 \leq 58.32$	1
		Semelle En console	Extrémité comprimée $c/t \leq \frac{9\varepsilon}{\alpha}$ Extrémité fléchie $c/t \leq \frac{9\varepsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$	Semelle	Extrémité comprimée $3.58 \leq 34.71$ Extrémité fléchie $3.58 \leq 75.75$	1 1

Avec :

α : le facteur d'imperfection correspondant à la courbe appropriée de flambement, $\alpha = 0.21$ pour la section de la poutre transversale (section HEB700 ce qui correspond à la courbe « a »).

c : peut être la hauteur de l'âme ou la largeur de la semelle selon la classification à considérer :

$c = h - 3t$: pour la classification de l'âme,

$c = b - 3t$:pour la classification de la semelle.

Pour les semelles en console **c = b/2 – t_w/2 – r**.

t : l'épaisseur de la paroi correspondante.

ε : coefficient, $\varepsilon = \sqrt{(235/f_y)} = 0.81$ où : f_y = 355 MPa.

2. Calcul de la résistance de la section transversale :

❖ Poutre latérale :

Les poutres longitudinales travaillent en flexion simple, par conséquent, elles devront être vérifiées vis-à-vis du moment fléchissant, du cisaillement qui sera réduit par l'effet de la torsion et de la possibilité d'interaction de l'effort tranchant sur le moment résistant plastique, la vérification à l'ELU de l'élément revient à vérifier la résistance de la section transversale.

- Moment de flexion (M_{Ed}) :

$$\frac{M_{Ed}}{M_{c.Rd}} \leq 1$$

Où : $M_{c.Rd} = M_{pl.Rd} = \frac{W_{pl} \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$, pour la section 1 (moment résistant plastique).

- Effort tranchant (V_{Ed}) :

$$\frac{V_{Ed}}{V_{c.Rd}} \leq 1 \quad \text{et} \quad V_{c.Rd} = V_{pl.Rd} = \frac{A_v \cdot (f_y/\sqrt{3})}{\gamma_{M0}}.$$

Tel que :

V_{Ed} : valeur de calcul du moment fléchissant.
$V_{e,Rd}$: le moment résistant de calcul au cisaillement.
A_V : aire de cisaillement.
f_y : moment résistance élastique de section brute.
γ_{M0} : coefficient de sécurité égale 1 (section classe 1).

- Moment fléchissant + Effort tranchant (M_{Ed} + V_{Ed}) :

Si $V_{Ed} \leq 0.5\ V_{pl.Rd}$, **alors :** $M_{Ed} \leq M_{c.Rd}$

Si $V_{Ed} > 0.5\ V_{pl.Rd}$, **alors :** $M_{Ed} \leq M_{V.Rd}$

Avec :

$M_{c.Rd}$: moment résistant plastique tel que défini précédemment.
$M_{V.Rd}$: moment résistant plastique réduit compte tenu de l'effort tranchant, déterminé en utilisant une limite l'élasticité réduite f_{red} pour l'aire de cisaillement seule soit :

$$f_{red} = (1 - \rho) \cdot f_y \quad \text{et} \quad \rho = \left(\frac{2.V_{ed}}{V_{pl.Rd}} - 1\right)^2$$

Dans le cas de combinaison d'effort tranchant et de moment de torsion, il convient de réduire la résistance plastique au cisaillement de $V_{pl.Rd}$ à $V_{pl.T.Rd}$ pour prendre en compte les effets de la torsion, et il convient que l'effort tranchant de calcul satisfasse :

$$\frac{V_{Ed}}{V_{pl.T.Rd}} \leq 1 \quad \text{et} \quad V_{pl.T.Rd} = \left[1 - \frac{\tau_{t.Ed}}{\left(f_y/\sqrt{3}\right)/\gamma_{M0}}\right] \times V_{pl.Rd}$$

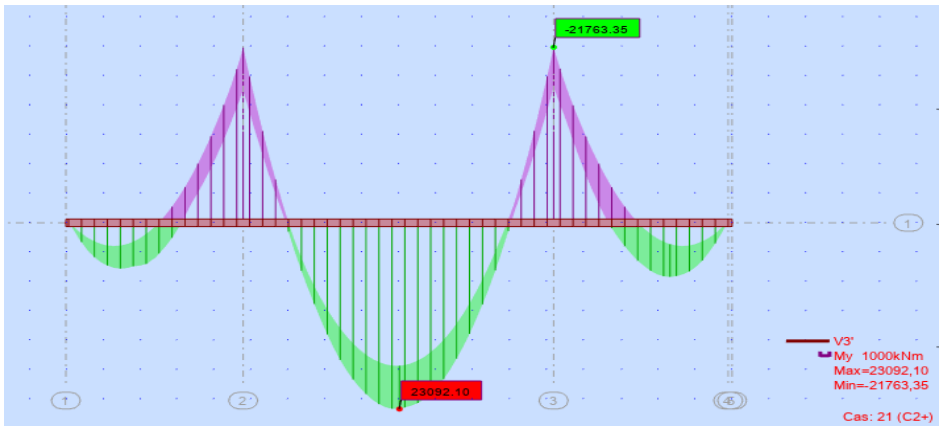


Figure IV. 4. Moment fléchissant max des poutres latérales

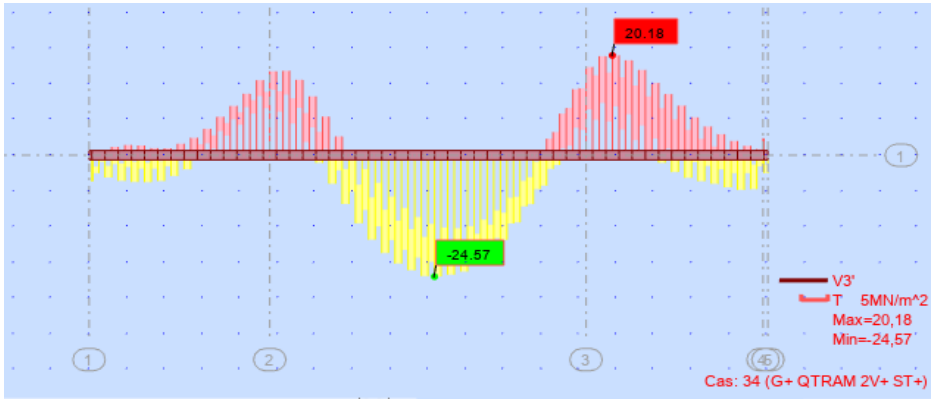


Figure IV. 5. Contrainte de torsion max des poutres latérales.

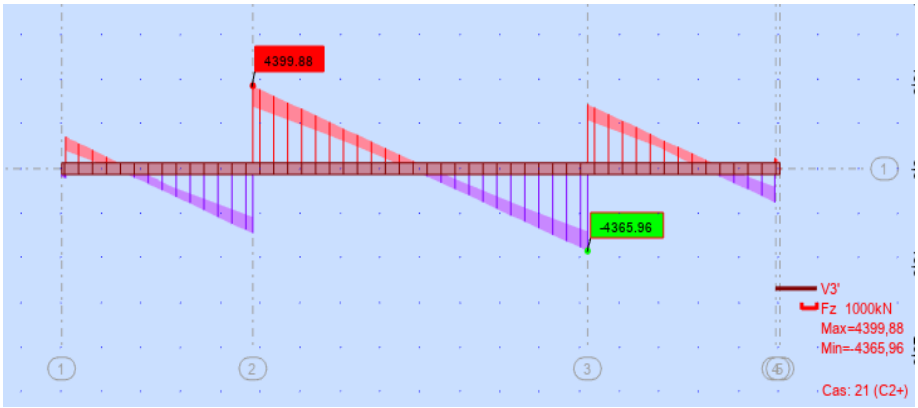


Figure IV. 6. Effort tranchant max des poutres latérales.

Tableau IV. 2. Vérifications relatives aux poutres latérales.

Au moment fléchissant		**A l'effort tranchant**		**A l'interaction**	
$\mathbf{M_{Ed}}$	23.092MN.m	$\mathbf{V_{Ed}}$	4.399 MN	$\mathbf{V_{pl.T.Rd}}$	22.513 MN
		$\mathbf{A_v}$	124800 mm^2		
		$\mathbf{V_{pl.Rd}}$	25.579 MN		
$\mathbf{M_{pl.Rd}}$	31.950MN.m	$\boldsymbol{\tau_{t.Ed}}$	24.570MN/m^2	**0.5** $\mathbf{V_{pl.T.Rd}}$	11.256 MN
		$\mathbf{V_{pl.T.Rd}}$	22.513MN		
$\frac{\mathbf{M_{Ed}}}{\mathbf{M_{pl.Rd}}}$	$0.723 \leq 1$	$\frac{\mathbf{V_{Ed}}}{\mathbf{V_{pl.T.Rd}}}$	$0.195 \leq 1$	$\mathbf{V_{Ed}} \leq \mathbf{0.5}\ \mathbf{V_{pl.Rd}}$ (pas d'interaction)	

❖ **Poutre transversale :**

Les poutres transversales travaillent aussi en flexion simples, elles devront être vérifiées vis-à vis du moment fléchissant au stade de montage, du cisaillement et de la possibilité d'interaction de l'effort tranchant sur le moment résistant plastique.

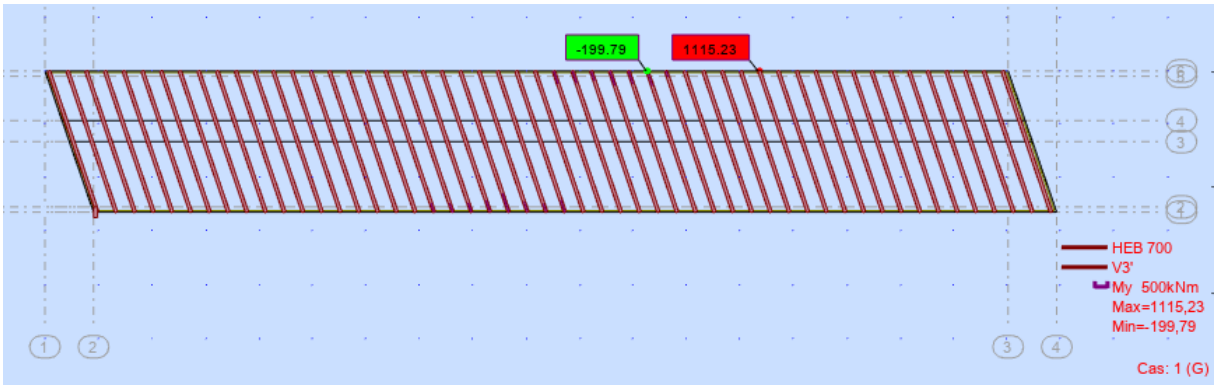


Figure IV. 7. Moment fléchissant max des poutres transversales au stade de montage.

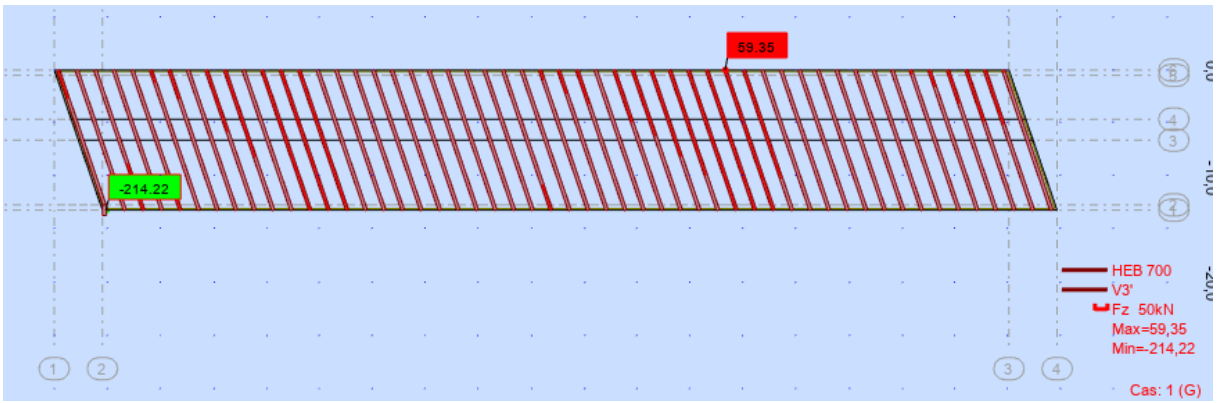


Figure IV. 8. Effort tranchant max des poutres transversales au stade de montage.

Tableau IV. 3. Vérifications relatives aux poutres transversales lors du stade de montage.

Au moment fléchissant		**A l'effort tranchant**		**A l'interaction**	
$\mathbf{M_{Ed}}$	1.115 MN.m	$\mathbf{V_{Ed}}$	0.214 MN	$\mathbf{V_{Ed}}$	0.214 MN
		$\mathbf{A_v}$	13 712 mm^2		
$\mathbf{M_{pl.Rd}}$	2.956 MN.m	$\mathbf{V_{pl.Rd}}$	2.81 MN	$\mathbf{0.5\ V_{pl.Rd}}$	1.405 MN
$\frac{\mathbf{M_{Ed}}}{\mathbf{M_{pl.Rd}}}$	$0.377 \leq 1$	$\frac{\mathbf{V_{Ed}}}{\mathbf{V_{pl.Rd}}}$	$0.076 \leq 1$	$\mathbf{V_{Ed} \leq 0.5\ V_{pl.Rd}}$ (pas d'interaction)	

IV.2. DEVIS QUANTITATIF ET ESTIMATIF

Tous les détails de calcul des devis pour les trois variantes sont donnés dans les tableaux IV.16, IV.17 et IV.18, on obtiendra le montant total avec toutes taxes comprises pour chacune des variantes comme suit :

Tableau IV. 4. Montant total de chaque variante.

Variante 1	**Variante 2**	**Variante 3**
128 412 305.00 DA	**184 794 505.00 DA**	**321 160 770.00**

Tableau IV. 5. 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					
1.1	Forage des pieux Ø 1200mm verticaux en terrain non rocheux	ML	450	13 000.00	5 850 000.00
1.2	Fourniture et mise en œuvre des tubes métalliques Ø 50/60 pour auscultation sonique	ML	1 350	2 500.00	3 375 000.00
1.3	Essais d'auscultation sonique	U	30	45 000.00	1 350 000.00
1.4	Recepage des pieux	U	30	24 000.00	720 000.00
1.5	Essais statiques des pieux isolés sous compression axiale	U	1	4 000 000.00	4 000 000.00
TOTAL (Poste 1)					**15 295 000.00**

Poste 2 : Béton					
2.1	Béton de propreté de 10 cm pour fonds de fouilles	M^3	81	10 500.00	850 500.00
2.2	Béton RN 25 pour pieux	M^3	509	14 000.00	7 119 000.00
2.3	Béton RN 30 pour semelles (piles culées) et dalles de transition	M^3	695	15 000.00	10 425 000.00
2.4	Béton RN 30 pour piles	M^3	73	16 000.00	1 186 000.00
2.5	Béton RN 30 pour culées	M^3	164	16 000.00	6 576 000.00
2.6	Béton RN 35 pour poutres + hourdis + entretoises	M^3	1 067	20 000.00	16 660 000.00
TOTAL (Poste 2)					**42 798 500.00**

Poste 3 : Acier					
3.1	Acier FeE50 pour Infrastructure	T	151.00	132 000.00	19 932 000.00
3.2	Acier Fe E50 pour superstructure	T	167.00	132 000.00	22 044 000.00
3.3	Acier de précontrainte	T	16	490 000.00	7 840 000.00
TOTAL (Poste 3)					**49 816 000.00**

TOTAL HORS TAXES	**107 909 500.00**
T V A 19 %	**20 502 805.00**
TOTAL EN TTC	**128 412 305.00**

Cent vingt-huit millions quatre cent-douze mille trois cent cinq Dinars Algérien

Tableau IV. 6. 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					
1.1	Forage des pieux Ø 1 200mm verticaux en terrain non rocheux	ML	630	13 000.00	8 190 000.00
1.2	Fourniture et mise en œuvre des tubes métalliques Ø 50/60 pour auscultation sonique	ML	1890	2500.00	4 725 000.00
1.3	Essais d'auscultation sonique	U	42	40 000.00	1 680 000.00
1.4	Recepage des pieux	U	42	25 000.00	900 000.00
1.5	Essais statiques des pieux isolés sous compression axiale	U	1	400 0000.00	400 0000.00
TOTAL (Poste 1)					**19 603 000.00**

Poste 2 : Béton					
2.1	Béton de propreté de 10 cm pour fonds de fouilles	M^3	53	10 500.00	556 500.00
2.2	Béton RN 25 pour pieux	M^3	712	14 000.00	9 968000.00
2.3	Béton RN 30 pour semelles et dalles de transition	M^3	982	15 000.00	14 730 000.00
2.4	Béton RN 30 pour piles	M^3	146	16 000.00	2 336 000.00
2.5	Béton RN 30 pour culées	M^3	492	16 000.00	7 872 000.00
2.6	Béton RN 35 pour voussoirs	M^3	900	35 000.00	31 500 000.00
TOTAL (Poste 2)					**66 962 500.00**

Poste 3 : Acier					
3.1	Acier Fe E50 pour infrastructure	T	207	132 000.00	27 324 000.00
3.2	Acier Fe E50 A pour voussoirs	T	180	132 000.00	23 760 000.00
3.3	Acier de précontraint pour voussoirs	T	36	490 000.00	17 640 000.00
TOTAL (Poste 3)					**68 724 000.00**

TOTAL HORS TAXES	**155 289 500.00**
T V A 19 %	**29 505 005.00**
TOTAL EN TTC	**184 794 505.00**
Cent quatre-vingt-quatre millions sept cent quatre-vingt-quatorze mille cinq cents cinq Dinars Algérien	

Tableau IV. 7. Devis estimatif et quantitatif de la variante 3.

DEVIS ESTIMATIF ET QUANTITATIF VARIANTE N°03

N°	Désignations des postes	U	Quantités	Prix unitaire (HT)	Montant
Poste 1 : Pieux					
1.1	Forage des pieux Ø 1 200mm verticaux en terrain non rocheux	ML	600	10 000.00	6000 000.00
1.2	Fourniture et mise en œuvre des tubes métalliques Ø 50/60 pour auscultation sonique	ML	1 800	2500.00	4 500 000.00
1.3	Essais d'auscultation sonique	U	40	40 000.00	1 600 000.00
1.4	Recepage des pieux	U	40	24 000.00	960 000.00
1.5	Essais statiques des pieux	U	1	400 0000.00	4 00 0000.00
TOTAL (Poste 1)					**17 060 000.00**

Poste 2 : Béton					
2.1	Béton de propreté de 10 cm	M^3	58	10 500.00	609 000.00
2.2	Béton RN 25 pour pieux	M^3	678	14 000.00	9 153 000.00
2.3	Béton RN 30 pour semelles (piles culées) et dalles de transition	M^3	1066	15 000.00	15 990 000.00
2.4	Béton RN 30 pour piles	M^3	200	16 000.00	3 200 000.00
2.5	Béton RN 30 pour culées	M^3	518	16 000.00	8 288 000.00
2.6	Béton RN 35 pour hourdis	M^3	291	18 000.00	5 238 000.00
TOTAL (Poste 2)					**42 478 000.00**

Poste 3 : Acier					
3.1	Acier haute adhérence Fe E50 A pour infrastructure	T	233	125 000.00	29 125 000.00
3.2	Acier haute adhérence Fe E50 A pour la dalle	T	52	125 000.00	6 500 000.00
3.4	acier charpente métallique pour tablier (poutre+entretoise)	T	416	320 000.00	141 440 000.00
3.5	Assemblage et montage du tablier métallique	T	416	80 000.00	33 280 000.00
TOTAL (Poste 3)					**210 345 000.00**

TOTAL HORS TAXES	**269 883 000.00**
T V A 19 %	**51 277 770.00**
TOTAL EN TTC	**321 160 770.00**

Trois cent vingt-un millions cent-soixante mille sept cent soixante-dix-sept Dinars Algérien

IV.3. ANALYSE MULTICRITERE

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

Chacune des trois variantes proposées fera, donc, l'objet d'une comparaison selon des critères d'esthétique, d'économie, d'entretien, technique d'exécution et délais de réalisation en tenant compte des recommandations des documents traitant ce type d'analyse ainsi que de l'avis technico-commercial des ingénieurs sur terrain.

Tableau IV. 8. Analyse multicritère des variantes.

Variante	Avantages	Inconvénients
Variante 1 : Pont à poutres préfabriquées en béton précontraint par post-tension	- Maîtrise de la méthode d'exécution - Possibilité d'assemblage d'éléments préfabriqués sans l'utilisation d'échafaudage - Ne nécessite pas beaucoup d'entretien. - Insensible aux tassements différentiels des appuis. - Coût de réalisation bas relativement aux autres variantes.	- Contrainte de dégagement vertical (tablier de 2.05 m de haut). - Contrainte de visibilité pour l'usager due à l'implantation de la pile intermédiaire au milieu de l'autoroute Est-Ouest. - Poids propre assez grand. - Il présente un aspect esthétique ordinaire.
Variante 2 : Pont en béton précontraint construit par encorbellements successifs	-Rapidité de construction dans le cas d'ouvrage à voussoirs préfabriqués. -Souplesse d'exécution liée à la possibilité d'accélérer la construction en multipliant le nombre des bases de départ. -Rapport coût-esthétique assez bien.	- Contrainte de dégagement vertical (voussoir de 2.3 m de haut). - La mise en tension des câbles de précontraintes nécessite une main d'œuvre qualifiée. - Eléments structuraux de dimensions importantes. - Entretien difficile en cas de grands dégâts (séisme).
Variante 3 : Pont mixte	- Tablier de pont mince. -Augmentation de la sécurité des usagers, la pile n'entrave pas la visibilité. -Structure légère. - Ouvrage présente un aspect esthétique et architectural.	-Nécessite une main d'œuvre qualifiée (pour les soudures). -Difficulté d'exécution. - Coût très élevé relativement aux deux premières variantes.

IV.4.CONCLUSION

Après analyse des points de comparaison tout en se basant sur les critères cités précédemment et sur le devis quantitatif, On constate qu'en terme d'économie et de délais de réalisation c'est la première variante qui est la plus avantageuse.

Cependant, en termes de rapport technico-commercial c'est plutôt la deuxième variante qui répond le mieux à cela, intégrant les possibilités d'implantation des appuis et le mode de construction convenable pour le franchissement de l'autoroute Est-Ouest.

Ainsi que la variante mixte a pu être une bonne solution, cependant le coût très élevé et l'entretien périodique peuvent s'opposer à ce choix, donc on opte pour la variante pont à encorbellement successif.

CHAPITRE V

ETUDE LONGITUDINALE

V.1. INTRODUCTION

Au cours de ce chapitre, nous allons effectuer une étude longitudinale qui vise à assurer la stabilité des fléaux avant leur solidarisation par l'opération dit, de clavage.

L'étude de cette stabilité nécessite le passage par un ensemble de combinaisons, en situation temporaires de construction.

La méthode de construction des ponts par encorbellement successifs se résume en la réalisation de fléaux par assemblage des voussoirs de part et d'autre de la pile en se passant de tout contact avec le sol.

Les voussoirs seront fixés grâce à des câbles de précontrainte, tirés et cachetés à l'extrémité des voussoirs et de façon symétrique par rapport à la pile.

La continuité de l'ouvrage s'obtient par l'opération citée ci-dessus, qui consiste au collage entre les extrémités des fléaux adjacents de voussoirs dit de clavage, suivie de la mise en tension des câbles de continuité.

V.2. STABILITE EN PHASE DE CONSTRUCTION

V.2.1. Différentes phases de construction d'un fléau

La stabilité en phase de construction est assurée par des câbles de précontraints appelés « câbles de fléau », ils sont dimensionnés pour reprendre les moments négatifs, servant aussi à assembler les voussoirs successifs.

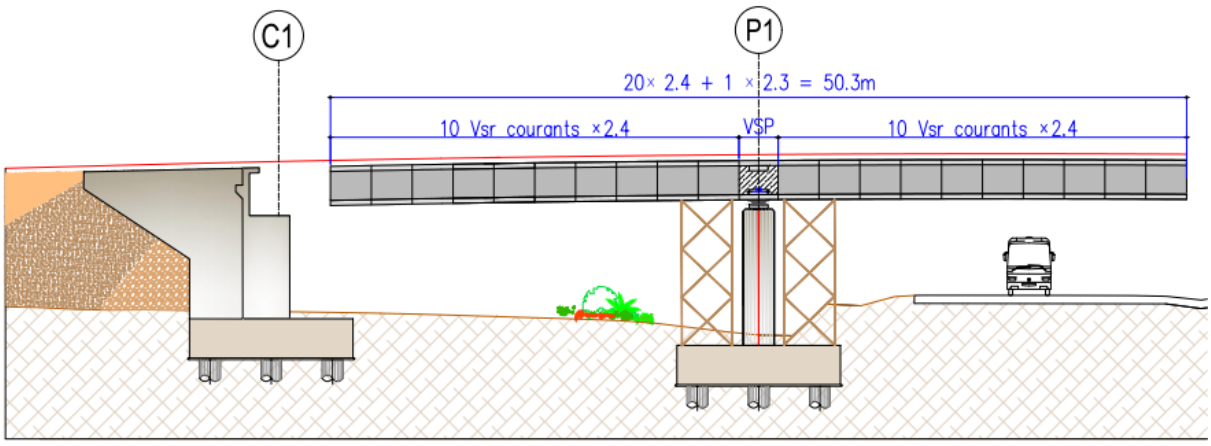


Figure V.1. Fléau en cours de construction.

V.2.2. Charges à prendre en compte

Les charges à prendre en compte pour la justification d'un fléau sont définies par les documents SETRA comme suit :

V.2.2.1. Charges de chantier aléatoire

Les charges de chantier aléatoires correspondent aux personnels et aux matériaux posés sur le fléau en construction, ces charges sont données par deux actions :

- Une charge répartie notée Q_{PRA1}= 0.2KN/m^2 sur un demi- fléau pour les ouvrages de portée <120 :

  Q_{PRA1} = 0,2 KN/m², linéarisation de la charge, $Q_{PRA1} = 0,2 \times L_T = 2,44$ KN/ml.

- Une charge concentrée notée $Q_{PRA2} = 50 + 5L_T$ (KN) appliquée en bout de fléau, à l'extrémité de dernier voussoir terminé, cette charge représente le poids des rouleaux, des compresseurs, du petit matériel.
  $Q_{PRA2} = (50 + 5L_T) = 111$ KN.

- L'action du vent appliquée sur un demi-fléau : W = 0.2 kN/m².
  $W = 0,2 \times L_T = 2,44$ KN/ml.

Avec : LT = 12,20 m.

V.2.3. Combinaisons d'action

Pour les voussoirs préfabriqué le guide de conception SETRA, propose une seul combinaison d'action en cours de réalisation à prendre en compte et qui est :

- **Fondamentales du type A** : une justification vis-à-vis des états limites ultimes d'équilibre statique, le fléau ne doit pas décoller de ses cales.

❖ <u>En situation temporaire de construction (type A) :</u>

- A1 : 1.1 (G_{max} + G_{min}) + 1.25 (Q_{pra1} + Q_{pra2} + W).
- A2 : 0.9 (G_{max} + G_{min}) + 1.25 (Q_{pra1} + Q_{pra2} + W).

V.2.4. Evaluation des efforts

Pour l'évaluation des efforts nous utilisons un modèle de calcul à l'aide d'un logiciel à base d'éléments finis. Dans ce modèle nous considérons que le tablier travaille comme une bi-console.

Les résultats sont résumés dans le Tableau IV.2.

Tableau V.1. Evaluation des moments fléchissant (KN.m) de demi-fléau majoré.

Position	Combinaison A1	Combinaison A2
Axe VSP	64252.73	52922.55
Fin VSP	66424.65	55052.07
Fin V01	54040.40	44828.61
Fin V02	42924.70	35646.24
Fin V03	33077.55	27504.99
Fin V04	24498.96	20404.83
Fin V05	17188.91	14345.77
Fin V06	11147.42	9327.81

Fin V07	6374.49	5350.96
Fin V08	2874.11	2415.2
Fin V09	634.28	520.55
Fin V10	0	0

V.3. EVALUATION DES EFFORTS EN SERVICE

Lors de la mise en service de notre ouvrage, la charge de tramway sera appliquée, on est donc en phase de service.

Le chargement appliqué est le même que celui défini au préalable dans le chapitre précédent. Les calculs seront procédés par un logiciel de calcul à base d'éléments finis.

Cette phase de dimensionnement est caractérisée par le nouveau mode de fonctionnement hyperstatique de l'ouvrage, engendré par le clavage de toutes les travées. Le moment négatif à la clé est équilibré par des câbles de précontrainte appelés câbles de continuité.

V.3.1. Phases de réalisation du tablier

- **Phase N°1 :** disposition des voussoirs par encorbellement à partir de la pile P1 et des voussoirs de la culée C1 par cintrage à partir du sol.
- **Phase N°2 :** clavage de la travée de rive (P1-C1).
- **Phase N°3 :** disposition des voussoirs par encorbellement à partir de la pile P2 et des voussoirs de la culée C2 par cintrage à partir du sol.
- **Phase N°4 :** clavage de la travée de rive (P2-C2).
- **Phase N°5 :** Clavage de la travée intermédiaire (P1-P2)

V.3.2. Modélisation

La modélisation est la partie nécessitant le plus d'attention dans l'étude d'une structure, quelle que soit la complexité du modèle, elle a pour objet l'élaboration d'un modèle apte à décrire d'une manière plus au moins approchée le fonctionnement de l'ouvrage sous différentes conditions.

En général, la modélisation d'un ouvrage comprend :

- La définition de la structure.
- La définition des différentes sections de l'ouvrage.
- La définition de la bibliothèque des matériaux utilisés (béton, acier).
- La définition des conditions d'appui.
- La définition des cas de charge et des combinaisons de calcul.
- Résultats de calcul.

Dans notre cas, la modélisation est opérée comme suit :

- La structure est définie par des éléments barres.
- Les sections et les matériaux utilisés sont déjà définis dans les chapitres III&IV.
- Les appuis sont considérés comme des appuis simples sauf au niveau la culé C1 qui sera définie par un appui double.
- Les charges et surcharges avec ces combinaisons sont définies, dans le chapitre III.



Figure V.2. Modèle de calcul.

V.3.3. Combinaisons d'action

Toutes les combinaisons avec les différents groupes de charge à considérer pour notre cas sont mentionné dans le tableau ci-dessous, ces dernières seront introduites manuellement une par une dans le logiciel de calcul.

Tableau V.2. Les combinaisons d'actions.

Etat limite	Combinaisons	
ELS	Gr 11	$G + (Q_{max\ 1v} + Q_{Fr/Ac} + 0.5\ Q_{lacet}) + St + 0.6\ T$
	Gr 12	$G + (Q_{max\ 1v} + 0.5\ Q_{Fr/Ac} + Q_{lacet}) + St + 0.6\ T$
	Gr 21	$G + (Q_{max\ 2v} + Q_{Fr/Ac} + 0.5\ Q_{lacet}) + St + 0.6\ T$
	Gr 22	$G + (Q_{max\ 2v} + 0.5\ Q_{Fr/Ac} + Q_{lacet}) + St + 0.6\ T$
ELU	Gr 11	$1.35\ G + 1.45(Q_{max\ 1v} + Q_{Fr/Ac} + 0.5\ Q_{lacet}) + 1.5\ St + 0.9\ T$
	Gr 12	$1.35\ G + 1.45(Q_{max\ 1v} + 0.5\ Q_{Fr/Ac} + Q_{lacet}) + 1.5\ St + 0.9\ T$
	Gr 21	$1.35\ G + 1.45(Q_{max\ 2v} + Q_{Fr/Ac} + 0.5\ Q_{lacet}) + 1.5\ St + 0.9\ T$
	Gr 22	$1.35\ G + 1.45(Q_{nmax\ 2v} + 0.5\ Q_{Fr/Ac} + Q_{lacet}) + 1.5\ St + 0.9\ T$

V.3.4. Résultats

Les résultats des sollicitations maximales (V et M) obtenues sont présentés ci-dessous sous forme de diagrammes, en considérant les combinaisons les plus défavorables à l'état limite de service (ELS) et à l'état limite ultime (ELU).

Les résultats ci-dessous sont donnés en KN pour l'effort tranchant et en KN.m pour le moment fléchissant.

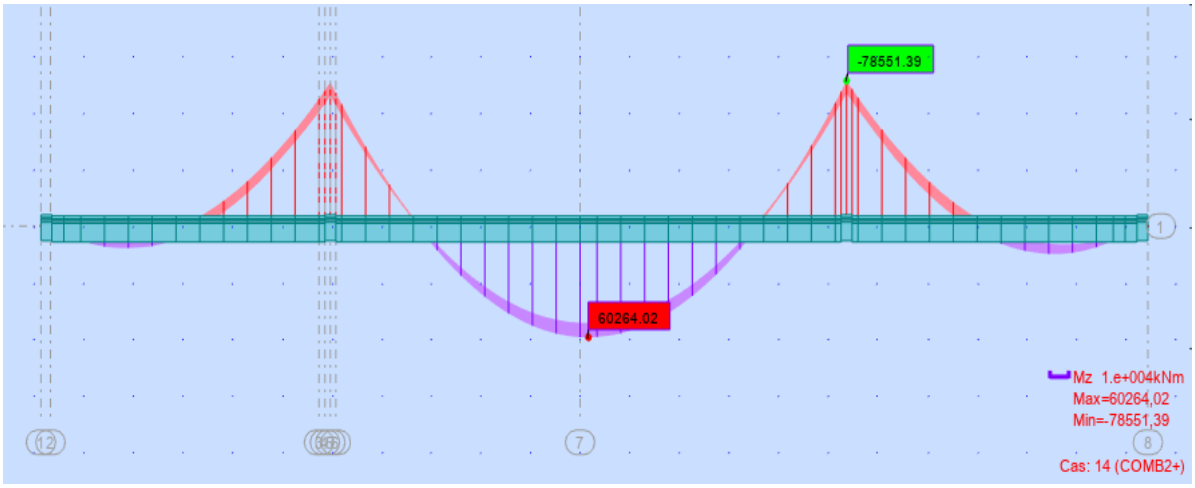


Figure V.3. Moment maximum à l'ELS.

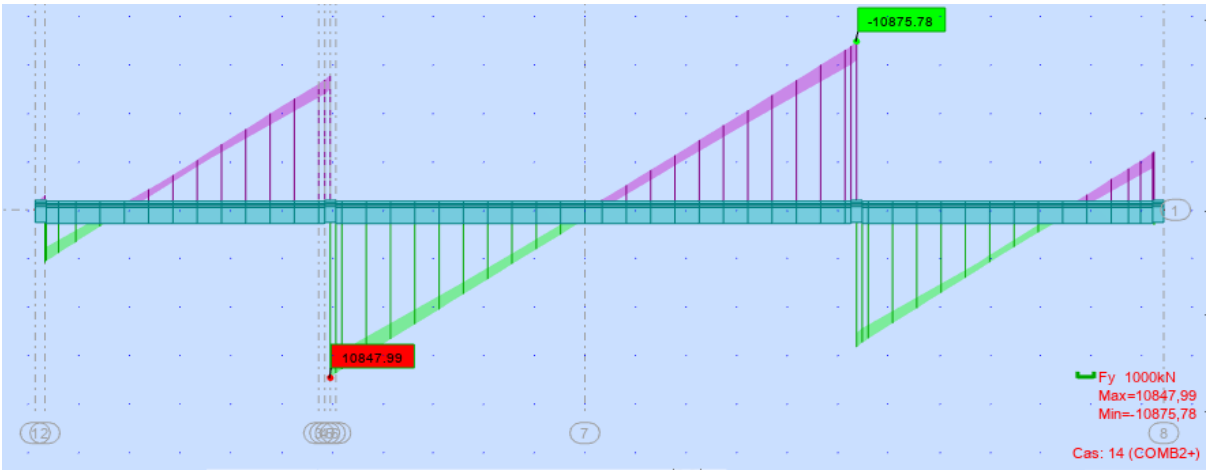


Figure V.4. Effort tranchant maximum à l'ELS.

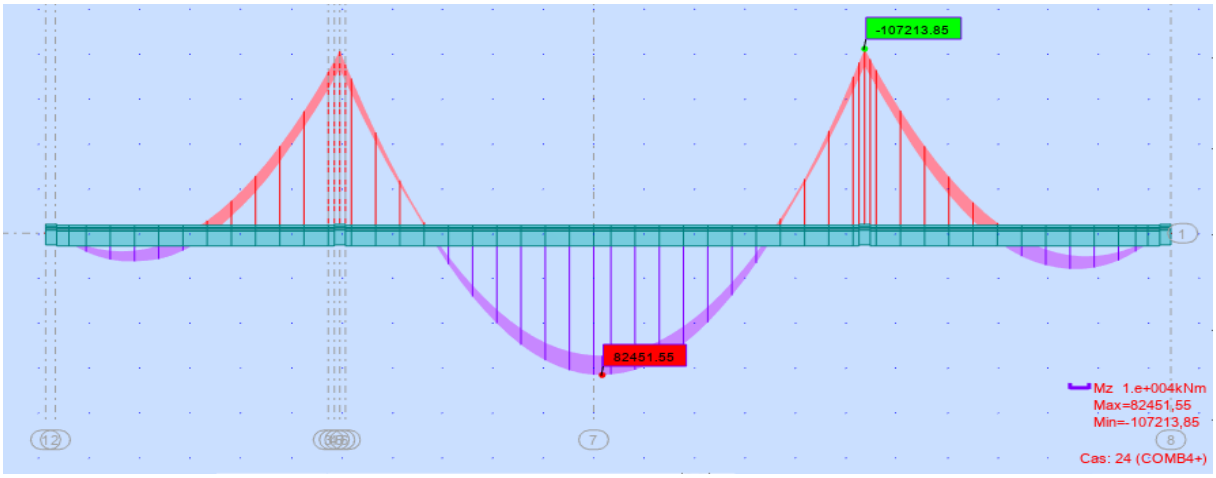


Figure V.5. Moment maximum à l'ELU.

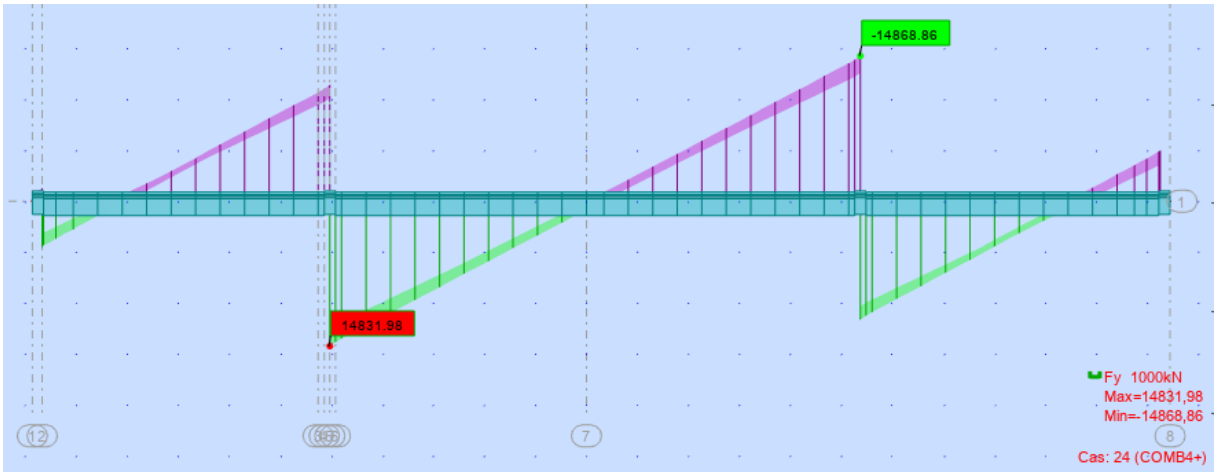


Figure V.6. Effort tranchant maximum à l'ELU.

V.4. CONCLUSION

L'étude du tablier d'un pont construit par encorbellement successifs est basée sur deux principales phases, l'une est avant l'achèvement des fléaux, le système mécanique dans cette phase est isostatique, et le moment maximum est celui à l'encastrement sur les piles.

Dans la seconde phase, après clavage le schéma statique est devenu hyperstatique et tous les charges de service serrant appliqué.

CHAPITRE VI

ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

VI.1. INTRODUCTION

L'application du procédé de précontrainte aux ponts construits par encorbellements successifs se fait principalement en deux étapes :

- La première étant de maintenir les fléaux isostatiques en équilibre sur leur pile, puis coller les voussoirs les uns aux autres par une précontrainte horizontale (câbles de fléau).
- La seconde partie consiste à relier les fléaux entre eux et aux parties de rives, qui sont construites sur des cintres par une précontrainte appelée précontrainte de continuité.

Ces deux étapes vont être explicitées avec de plus amples détails dans ce qui suivra, en commençant par la détermination du nombre nécessaire de câbles, puis on calcule les pertes de ces câbles avant de terminer par la vérification des contraintes dans le béton.

VI.2. ETUDE DE LA PRECONTRAINTE DU FLEAU

Les câbles de fléau sont disposés au voisinage de la membrure supérieure du caisson et mis en tension symétriquement par rapport à l'axe de la pile au fur et à mesure de l'avancement de la réalisation, et ce pour :

- Assembler les voussoirs successifs en phase de construction et reprendre les moments négatifs dus au poids propre des fléaux et aux charges du chantier.

- Participer avec les câbles de continuité à la reprise des moments négatifs dus aux charges permanentes et d'exploitations en phase de service.

VI.2.1. Détermination du nombre de câbles de fléau

Le nombre de câbles de fléau est déterminé par la relation suivante :

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

Avec :

P : la force de précontrainte.
n : nombre de câbles.
$\mathbf{P_0}$: effort de précontrainte limite créé par un câble 12T15s, classe 1 860.
Δ_P : le pourcentage des pertes estimé à 25 %.

❖ Evaluation de l'effort de précontrainte P_0 :

La tension d'origine :

$$\sigma_{p0} = \min (0.8\, f_{prg} ; 0.9\, f_{peg}) = 1488 \text{ MPa.}$$

$P_0 = \sigma_{p0} \times S_{câble}$, S = 1 800 mm^2 ➔ P_0 = 2 678.40 KN

❖ Evaluation de l'effort de précontrainte P :

L'effort de précontrainte P est calculé à partir de la relation suivante :

$$P = \frac{\frac{M \times v}{I}}{\frac{1}{S} + \frac{e \times v}{I}} \; ; \; e = v - d$$

Avec :

P : la force de précontrainte.
v : la distance du centre de gravité de la section considérée à la fibre supérieure.
I : le moment d'inertie longitudinal de la section.
e : l'excentricité du câble par rapport au centre de gravité.
M : moment maximal dû au poids propre et surcharge.
S : la section du voussoir sur l'axe de la pile.

Application Numérique :

M = 5 7445.92 kN.m (COMB : A1 – Axe VSP, voir chapitre V)
d = 0.15 m; I = 7.78 m^4; S=14.67 m^2; v = 0.99 m
P_0 = 2 680 KN; ΔP = 25 %; P = 41 760 KN
D'où: n ≥ 20.79 ➔ on prend: n = 20 câbles de 12T15s.

Le nombre de câbles correspondant à chaque voussoir sont résumés dans le tableau ci-après.

Tableau VI.1. Estimation du nombre de câbles du fléau pour chaque section.

Position	x (m)	M (kN.m)	H (m)	υ (m)	I (m^4)	S (m^2)	e (m)	P (MN)	N^{bre} câbles	N^{bre} retenus
Axe VSP	0	57445.92	2.30	0.99	7.78	14.67	0.84	41.76	20.79	**20**
Fin VSP	1.05	59114.82	2.30	0.89	5.77	7.9	0.74	37.88	18.86	**20**
Fin V01	3.35	55053.66	2.30	0.89	5.77	7.9	0.74	35.28	17.56	**20**
Fin V02	5.65	43725.30	2.30	0.89	5.77	7.9	0.74	28.02	13.95	**18**
Fin V03	7.95	33690.51	2.30	0.89	5.77	7.9	0.74	21.59	10.75	**16**
Fin V04	10.25	24949.29	2.30	0.89	5.77	7.9	0.74	15.99	7.96	**14**
Fin V05	12.55	17501.65	2.30	0.89	5.77	7.9	0.74	11.21	5.58	**12**
Fin V06	14.85	11347.58	2.30	0.89	5.77	7.9	0.74	7.27	3.62	**10**
Fin V07	17.15	6487.07	2.30	0.89	5.77	7.9	0.74	4.16	2.07	**8**
Fin V08	19.45	2920.14	2.30	0.89	5.77	7.9	0.74	1.87	0.93	**6**
Fin V09	21.75	646.79	2.30	0.89	5.77	7.9	0.74	0.41	0.21	**4**
Fin V10	24.05	0.00	2.30	0.89	5.77	7.9	0.74	0.00	0.00	**2**

NB : Le nombre de câbles doit être entier et pair étant donné qu'on a deux âmes. Leur disposition doit aussi être la même pour éviter le phénomène de torsion.

VI.2.2. Disposition et enrobage des câbles

Afin de permettre une mise en place correcte du béton (cheminé de bétonnage) et d'éviter toutes interactions entre les paquets de gaines lors de la mise en tension.

Nous devrions donc respecter la distance minimale entre les conduits et respecter l'enrobage, autrement dit :

- L'espacement horizontal entre axes de deux câbles : $e_h \geq 2\times\Phi_g \rightarrow e_h \geq 16$ cm.
- L'espacement vertical entre axes de deux câbles : $e_v \geq 2\times\Phi_g \rightarrow e_v \geq 16$ cm.
- L'enrobage : **C = max (3/4 a, Φ, d)** ➔ C ≥ 15 cm.

Avec :

a : la dimension horizontale du rectangle circonscrit au conduit ou au paquet de conduits.

Φ : diamètre de la gaine (Φ = 80 mm).

d : 4 cm pour les ouvrages courants.

VI.2.3. Tracé des câbles en plan

En plan, les câbles de précontrainte suivent un tracé parallèle à l'axe longitudinal de la poutre caisson, puis afin de s'ancrer dans l'axe de l'âme, ils prennent une trajectoire en plan de forme 'S' jusqu'à l'ancrage, cependant il nous est possible de préserver un tracé dépourvu de variation en plan.

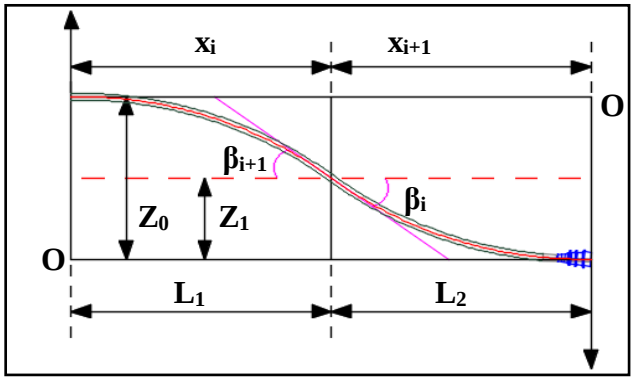


Figure VI.1. Tracé en plan des câbles.

❖ **Allure en plan des câbles du fléau**

- L'équation de la parabole : $Z(x) = Z_0 + (Z_1 - Z_0)\ (\frac{x}{l})^2$
- Les rayons de courbure : $R_i(x) = \frac{(x_i)^2}{2\times(z_i - z_{i+1})}$; $R_{i+1}(x) = \frac{(x_{i+1})^2}{2\times(z_{i+1} - z_{i+2})}$
- L'inclinaison dans la section intermédiaire : $\beta_i(x) = \text{Arctg}\ \frac{2\times(z_i - z_{i+1})}{x_i}$
- L'inclinaison dans la section d'ancrage : $\beta_{i+1}(x) = \text{Arctg}\ \frac{2\times(z_{i+1})}{x_{i+1}}$

Avec :

Z_i, Z_{i+1}: distance de la déviation du câble.

L_i, L_{i+1}: longueur de la courbure du câble.

l: distance sur laquelle se fait la courbure (longueur d'un voussoir).

β: l'angle de la déviation.

R_{min}: rayon minimal pour les câbles 12T15s, 3 m < R_{min}.

Dans le cas mis en étude, les deux courbes seront de même allure, mais de sens opposés ce qui signifie xi = x_i+1.

VI.2.4. Tracé des câbles en élévation

Le tracé des câbles devra satisfaire les conditions suivantes :

- Il faut éviter le croisement des câbles au maximum. En particulier au niveau des âmes ;
- Les câbles suivront une trajectoire rectiligne jusqu'au dernier voussoir où ils subissent une déviation parabolique.

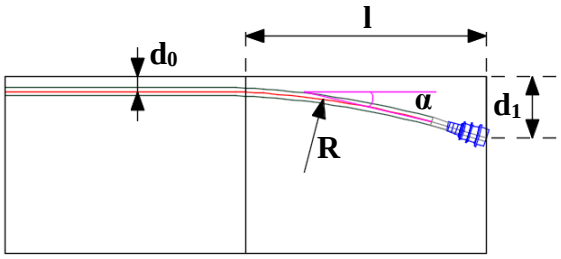


Figure VI.2. Tracé en élévation des câbles.

❖ **<u>Allure en élévation des câbles du fléau :</u>**

- L'équation de la parabole : $\mathbf{y = d_0 + (d_1 - d_0) \times (\frac{x}{l})^2}$
- Le rayon de courbure en un point située à une distance x : $\mathbf{\alpha_n = Artg\ (2 \times (d_1 - d_0)) \times \frac{x}{l^2}}$
- L'angle de déviation : $\mathbf{\alpha_n = Artg(2 \times (d_1 - d_0)) \times \frac{x}{l^2}}$

<u>Avec :</u>

d_1 : distance du point d'ancrage à la fibre supérieure.
d_0 : distance du CDG du câble à la fibre supérieure.
l : distance sur laquelle se fait la courbure (longueur d'un voussoir).
R_{min} : rayon minimal de câbles (R_{min} = 3 m).

Les équations et les paramètres du tracé sont mis en évidence dans **l'annexe C**.

VI.3. ETUDE DE LA PRECONTRAINTE DE CONTINUITE

La précontrainte de continuité ce sont des câbles mis en tentions après le clavage afin de s'opposer aux moments hyperstatiques qui en résultent, et aux moments fléchissant dus aux charges d'exploitation.

VI.3.1. Détermination du nombre de câbles de continuité en travée principale

Les câbles de continuité en travée intermédiaire auront pour fonction la reprise des moments positifs. Donc, pour calculer le nombre de ces câbles, on utilise le moment positif maximal obtenu suite à un calcul par un logiciel à base d'éléments finis, en appliquant les formules suivantes :

$$\mathbf{P} = \frac{\frac{\mathbf{M} \times \mathbf{v'}}{\mathbf{I}}}{\frac{\mathbf{1}}{\mathbf{S}} + \frac{\mathbf{e} \times \mathbf{v'}}{\mathbf{I}}} \quad \text{, avec : } \mathbf{e = v' - d} \quad \mathbf{, n \geq \frac{P}{0.75 \times P_0}}$$

Avec :

M : le moment fléchissant dû à la combinaison de charge la plus défavorable.

v' : distance entre le CDG et les fibres supérieures.

ΔP : les pertes de tension, estimées à 25 %.

Le nombre de câbles de continuité pour la travée principale (P1 – P2), est résumé dans le tableau VI.2 suivi d'un exemple de calcul sur le voussoir V10 qui est le voussoir le plus sollicité.

Application Numérique :

M = 60 155.60 kN.m (COMB-ELS : G + $Q_{max\ 2v}$ + St, voir chapitre V)
d = 0.15 m ; I = 5.77 m^4; S=7.90 m^2; v' = 1.41 m ; P_0 = 4 240.8 KN;
ΔP = 25 % ; P = 33 830 KN
D'ou: n ≥ 10.25 → On prend: n = 12 câbles de 19T15s.

Tableau VI.2. Estimation du nombre de câbles de continuité de travée principale P1-P2.

Section	M (kN.m)	v' (m)	v (m)	I (m^4)	S (m^2)	e (m)	P (MN)	N^{bre} câbles	N^{bre} retenus
FIN V3	-2982.89	1.41	0.89	5.77	7.90	1.26	-1.68	-0.51	**2**
FIN V4	13123.82	1.41	0.89	5.77	7.90	1.26	7.38	2.24	**4**
FIN V5	26881.33	1.41	0.89	5.77	7.90	1.26	15.12	4.58	**6**
FIN V6	38252.44	1.41	0.89	5.77	7.90	1.26	21.51	6.52	**8**
FIN V7	47381.98	1.41	0.89	5.77	7.90	1.26	26.65	8.07	**10**
FIN V8	53979.18	1.41	0.89	5.77	7.90	1.26	30.36	9.20	**12**
FIN V9	58250.72	1.41	0.89	5.77	7.90	1.26	32.76	9.92	**12**
FIN V10	60155.60	1.41	0.89	5.77	7.90	1.26	33.83	10.25	**12**
FIN V10	60003.65	1.41	0.89	5.77	7.90	1.26	33.75	10.22	**12**
FIN V9	58079.94	1.41	0.89	5.77	7.90	1.26	32.67	9.89	**12**
FIN V8	53690.85	1.41	0.89	5.77	7.90	1.26	30.20	9.15	**12**
FIN V7	47035.02	1.41	0.89	5.77	7.90	1.26	26.45	8.01	**10**
FIN V6	37873.77	1.41	0.89	5.77	7.90	1.26	21.30	6.45	**8**
FIN V5	26372.15	1.41	0.89	5.77	7.90	1.26	14.83	4.49	**6**
FIN V4	12590.16	1.41	0.89	5.77	7.90	1.26	7.08	2.14	**4**
FIN V3	-3632.67	1.41	0.89	5.77	7.90	1.26	-2.04	-0.62	**2**

VI.3.2. Détermination du nombre de câbles de continuité en travée de rive

Les câbles de continuité en travée de rive ont le même rôle et la même formule de calcul que ceux de la travée principale. Le nombre de câbles de continuité pour la travée de rive est résumé dans le tableau VI.3.

Application Numérique

> M = 15 109.32 kN.m (COMB-ELS : G + $Q_{max\ 2v}$ + St, voir chapitre V)
> d = 0.15 m; I = 5.77 m^4; S=7.90 m^2; ν' = 1.41 m; P_0 = 2901.60 KN;
> ΔP = 25 %; P = 8500 KN
>
> D'ou: n ≥ 3.76 → On prend: n = 4 câbles de 13T15s.

Tableau VI.3. Estimation du nombre de câbles de continuité pour la travée de rive.

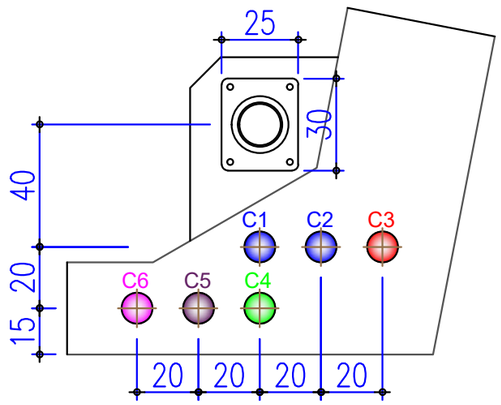
Section	M (kN.m)	ν' (m)	ν (m)	I (m^4)	S (m^2)	e (m)	P (MN)	N^{bre} câbles	N^{bre} retenus
FIN V4	-5563.67	1.41	0.89	5.77	7.9	1.26	-3.13	-1.39	**0**
FIN V5	3314.83	1.41	0.89	5.77	7.9	1.26	1.86	0.83	**2**
FIN V6	9604.06	1.41	0.89	5.77	7.9	1.26	5.40	2.39	**4**
FIN V7	13463.75	1.41	0.89	5.77	7.9	1.26	7.57	3.35	**4**
FIN V8	15109.32	1.41	0.89	5.77	7.9	1.26	8.50	3.76	**4**
FIN V9	14500.07	1.41	0.89	5.77	7.9	1.26	8.16	3.61	**4**
FIN V10	11527.90	1.41	0.89	5.77	7.9	1.26	6.48	2.87	**4**
FIN V C	7717.98	1.41	0.89	5.77	7.9	1.26	4.34	1.92	**2**
FIN VSC	0.00	1.41	0.89	5.77	7.9	1.26	0.00	0.00	**0**

VI.3.3. Tracé des câbles de continuité

Après avoir terminé l'estimation de nombre de câbles pour chaque voussoir, on va montrer leurs dispositions, par trois pièces. Tracé en plan, en élévation et par une coupe transversale.

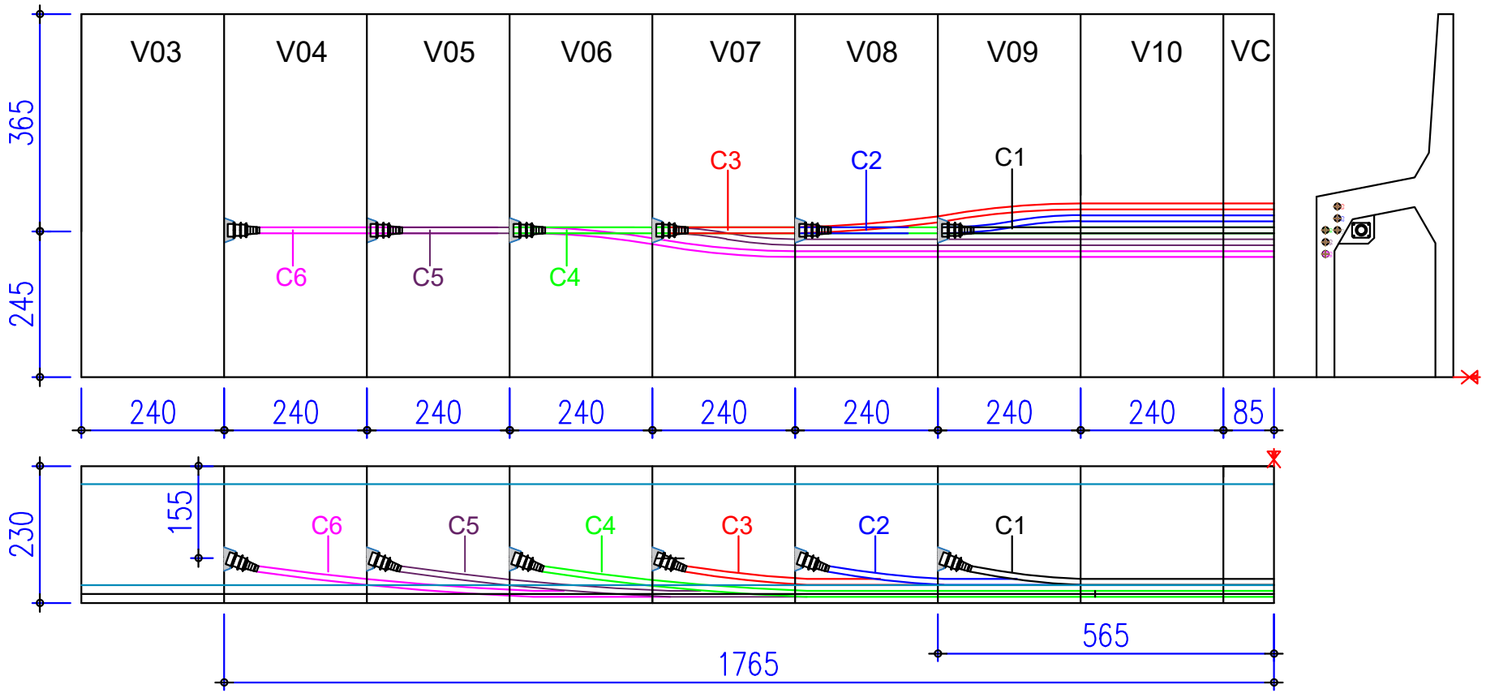
Les équations et les paramètres du tracé sont montrés dans **l'annexe C**.

Disposition des câbles de continuité – T.principale Ech:1/10

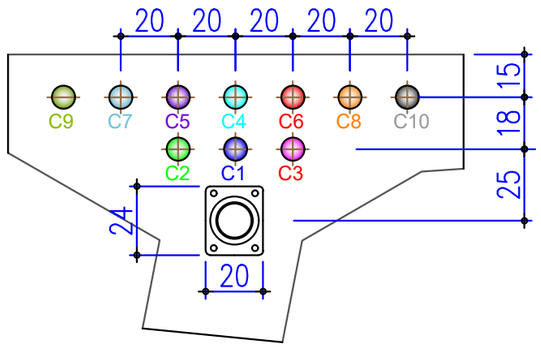


Caractéristiques des câbles :
Type de câble : **19T15s**
Section Ap = **2 850 mm²**
Classe : **1 860**
Module d'élasticité : **190 000 MPa**
Nombre de câbles **: 12**
Dimensions plaque d'ancrage : **30x25 cm²**

Tracé combiné des câbles de continuité – T.principale Ech:1/30

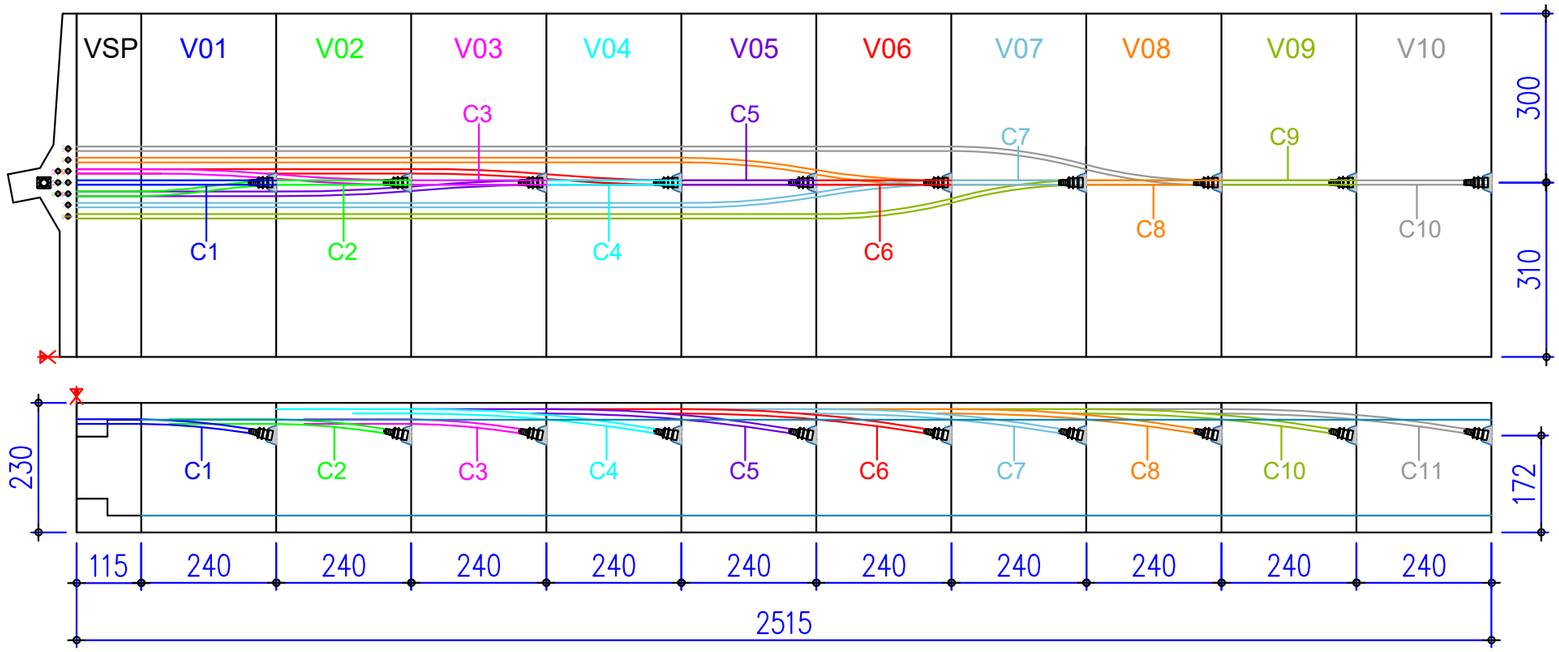


Disposition des câbles de fléau – axe VSP Ech:1/10

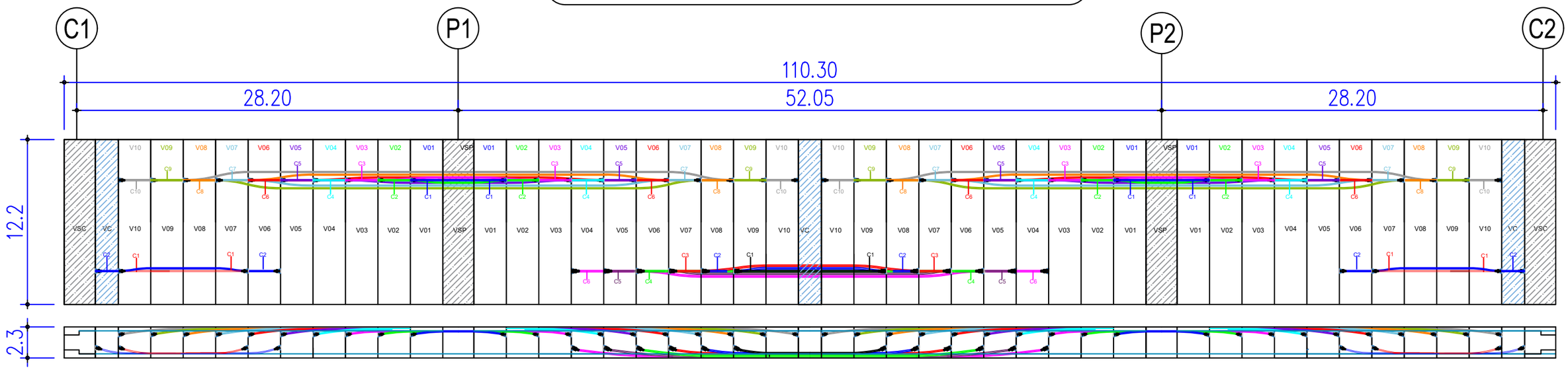


Caractéristiques des câbles :
Type de câble : **12T15s**
Section Ap = **1 800 mm²**
Classe : **1 860**
Module d'élasticité : **190 000 MPa**
Nombre de câbles **: 20**
Dimensions plaque d'ancrage : **24x20 cm²**

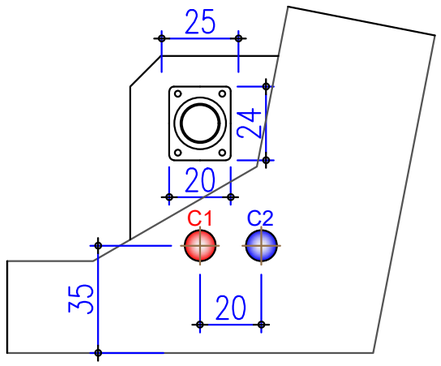
Tracé combiné des câbles de fléau – P1 et P2 Ech:1/30



Tracé combiné des câbles de precontrainte Ech:1/100



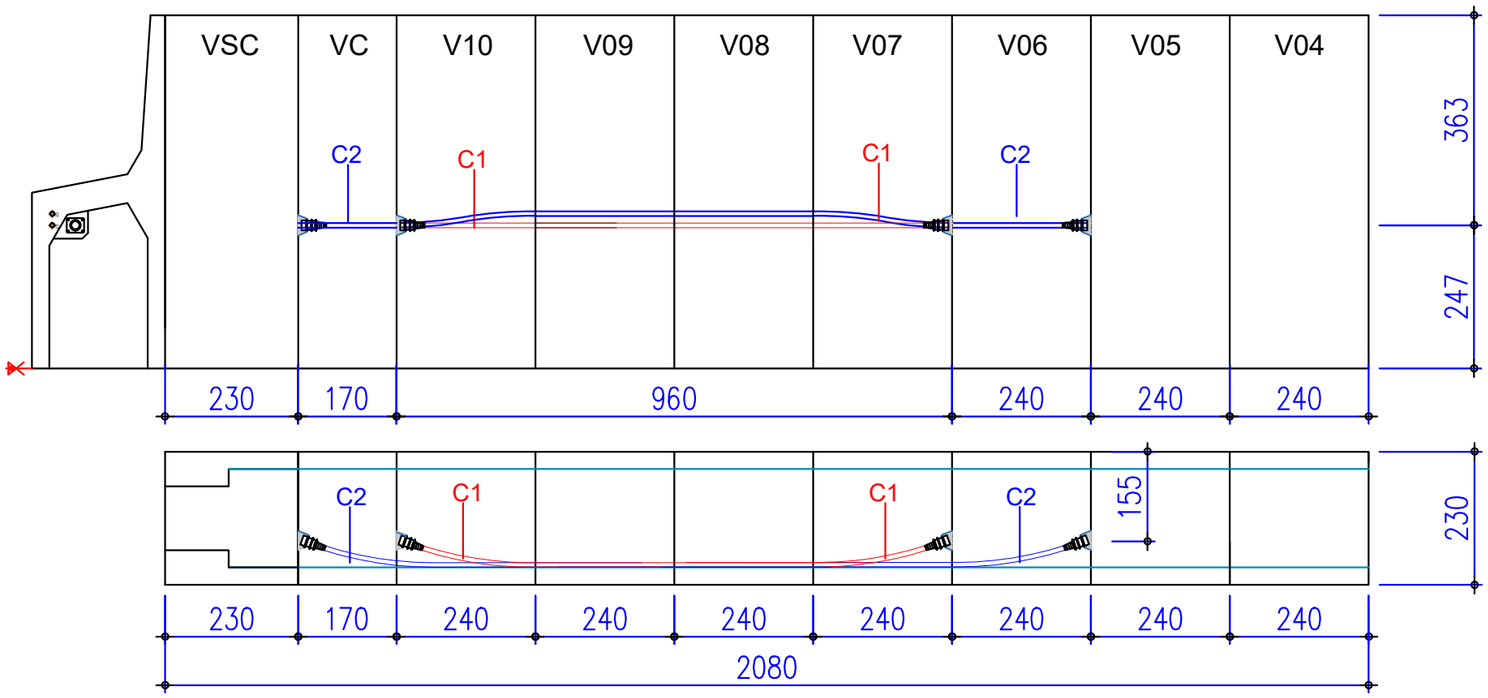
Disposition des câbles de continuité – T. de rive Ech:1/10



Caractéristiques des câbles :

Type de câble : **13T15s**
Section Ap = **1 950 mm²**
Classe : **1 860**
Module d'élasticité : **190 000 MPa**
Nombre de câbles **: 4**
Dimensions plaque d'ancrage : **24x20 cm²**

Tracé combiné des câbles de continuité – T. de rive Ech:1/30



VI.1. EVALUATION DES PERTES DE LA PRECONTRAINTE

En général, on désigne par ≪ perte de précontrainte ≫: toutes différences entre la force exercée par le vérin lors de sa mise en tension, et la force qui s'exerce en un point donné d'une armature donnée à un temps donné.

En béton précontraint les pertes ne sont nullement négligeables et l'on constate même une perte de l'ordre de 20 % à 30 % de la précontrainte initiale, ils peuvent être rangés sous deux catégories : pertes instantanées et pertes différées.

VI.1.1. Pertes de tension instantanées

Elles se produisent au moment de la mise en tension des câbles et on distingue :

- Pertes de tension par frottement, $\Delta\sigma_{\varphi}$.
- Pertes de tension par recul de l'ancrage, $\Delta\sigma_{g}$.
- Pertes de tension par déformation instantanée du béton, $\Delta\sigma_{e}$.

La valeur des pertes instantanées totale est : $\Delta\sigma_{i} = \Delta\sigma_{\varphi} + \Delta\sigma_{g} + \Delta\sigma_{e}$

VI.1.1.1. Pertes de tension par frottement

Elles sont provoquées par le frottement droit ou de courbure des câbles sur la gaine lors de leur mise en tension. Cela est déterminé par la formule :

$$\Delta\sigma_{\varphi}(x) = \sigma_{p0} \times (1 - e^{-(f \times \theta + \varphi \times x)})$$

σ_{p0} : la tension à l'origine.

e : la base des logarithmes népériens.

$f\ (rd^{-1}) = 0{,}20$: coefficient de frottement en courbe.

θ (rd): somme des déviations angulaires arithmétiques du câble sur la distance x.

$\varphi\ (m^{-1}) = 0{,}003$: coefficient de frottement en ligne.

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

Durant la phase de construction, le câble présente des déviations angulaires α en élévation et β en plan, d'où la variation θ égal à :

$\theta = \alpha + \beta$: lorsque les déviations se succèdent.

$Tg\theta = \sqrt{tg^2\,\beta + tg\,\alpha^2}$: si ces déviations ont lieu simultanément.

VI.1.1.2. Pertes de tension par recul de l'ancrage

Cette perte de tension résulte du glissement de l'armature par rapport à son ancrage, du tassement ou de la déformation de l'ancrage. Son influence diminue à partir de l'ancrage jusqu'à s'annuler à une distance ≪ d ≫, ils sont définies comme suit :

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

k : fonction croissante.

d : longueur dans laquelle s'effectue le recul d'ancrage.
σ_{p0} : contrainte initiale.
g = 4 mm : l'intensité du recul d'ancrage.
E_p **= 190 000 MPa** : module d'élasticité des aciers.

VI.1.1.3. Pertes de tension dues aux non-simultanéités de la mise en tension

L'ouvrage est construit étape par étape, ce qui implique des mises en tension successives. Le fait de ne pas tendre en même temps tous les câbles d'une même pièce provoque une perte de tension, en effet la mise en tension du premier câble va entraîner un raccourcissement de la pièce, de même lors de mise en tension du deuxième câble et ainsi de suite.

Donc si la pièce comporte « n » câbles, le premier câble subit un effet de « n-1 » suivants, seul le dernier câble ne subit ce type de perte. La valeur moyenne des pertes dues au raccourcissement instantané de béton vaut alors :

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

σ_b : contrainte finale (après stabilisation des pertes instantanées) du béton au niveau des câbles dans l'ouvrage soumis à ses seules charges permanentes.

E_p : module d'élasticité des câbles précontraints.

E_{bi} : module de déformation instantanée du béton.

P : effort de précontrainte, $P = P_0 (1 - \Delta P)$.

M_p : moment dû au poids propre.

VI.1.2. Pertes de tension différées

La tension dans les câbles se réduit progressivement au cours du temps, on distingue :

- Perte de tension due au retrait du béton, $\Delta\sigma_r$.
- Perte de tension due au fluage du béton, $\Delta\sigma_{fl}$.
- Perte de tension due à la relaxation d'acier, $\Delta\sigma_\rho$.

La valeur des pertes différées totale est : $\Delta\sigma_d = \Delta\sigma_r + \Delta\sigma_{fl} + \frac{5}{6}\Delta\sigma_p$

VI.1.2.1. Pertes par retrait du béton

Au cours de son durcissement le béton subit une diminution de volume dû à une évaporation de l'eau excédentaire contenue dans le béton et à des réactions chimiques, il aura lieu dans les premiers mois après le coulage du béton.

Si t_0 est l'âge du béton au moment de la mise en tension d'un câble, la partie non encore effectuée du retrait vaut : $\varepsilon_r [1 - r(t_0)]$. Donc : $\Delta\sigma_r = E_p \varepsilon_r [1 - r(t_0)]$.

Plus souvent, on peut négliger la valeur $r(t_0)$ devant 1, ce qui donne : $\Delta\sigma_r \approx E_p \varepsilon_r$

ε_r : retrait final, estimé par 2×10^{-4} pour région tempérée (humide).
r (t) : loi d'évolution du retrait en fonction du temps.

VI.1.2.2. Pertes par fluage

Le fluage dans le béton est une déformation dans le temps qui se produit sous l'effet d'une contrainte constante. Par contre au retrait, le fluage commence au moment du chargement et se développe au cours de temps. La perte due au fluage vaut : $\Delta\sigma_{fl} = E_p \times \varepsilon_f$

La déformation finale de fluage : $\varepsilon_f = \frac{\sigma_M - \sigma_M}{E_{bj}}$

σ_M : contrainte maximale (après pertes instantanées) de compression du béton au niveau du câble moyen. D'après le BPEL cette contrainte vaut : $\sigma_M = 1{,}5\ \sigma b$.

D'où : $\Delta\sigma_{fl} = 2.5 \times \sigma_b \times \frac{E_P}{E_{ij}}$ σ_b : contrainte finale dans le béton au niveau du câble.

VI.1.2.3. Pertes 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 de tension finale due à la relaxation peut être estimée par la formule :

$$\Delta\sigma_\rho = \frac{6}{100} \times \rho_{1000}\left(\frac{\sigma_i}{f_{prg}} - \mu_0\right) \times \sigma_i \quad \text{, avec : } \mu = \frac{\sigma_i(x)}{f_{prg}}$$

ρ_{1000} **(%) = 2.5 %** : relaxation garantie à 1 000 h.

σ_{pi} : contrainte initiale de l'armature dans la section d'abscisse x.

μ_0 **= 0.43** : coefficient valant pour les armatures à très basse relaxation **(TBR)**.

VI.1.3. Pertes de tension différées Pertes totales

Les pertes totales sont la somme des pertes instantanées et différées : $\Delta\sigma_{tot} = \Delta_{\sigma i} + \Delta_{\sigma d}$

VI.1.4. Application sur les câbles de fléau

Le tableau VI.10 ci-dessous est le résultat d'un calcul plus détaillé dans **l'Annexe C**.

Tableau VI.1. Pourcentages (%) des pertes de tension moyennes des câbles de fléau.

Section	$\Delta\sigma_\varphi$	$\Delta\sigma_g$	$\Delta\sigma_e$	$\Delta_{\sigma i}$	$\Delta\sigma_r$	$\Delta\sigma_{fl}$	$\Delta\sigma_p$	$\Delta\sigma_d$	$\Delta\sigma_{tot}$
AXE VSP	12,57	0,2	0,19	12,96	3,83	0,96	3,48	7,682	20,642
FIN VSP	12,27	0,57	0,48	13,32	3,83	2,34	3,43	9,026	22,346
FIN V1	10,47	1,77	0,57	12,81	3,83	2,79	3,5	9,534	22,344
FIN V2	10,37	2,12	0,63	13,12	3,83	3,09	3,45	9,803	**22,923**
FIN V3	10,34	1,06	0,69	12,09	3,83	3,4	3,6	10,237	22,327
FIN V4	10,12	0,77	0,7	11,59	3,83	3,47	3,68	10,362	21,952
FIN V5	9,69	1,85	0,67	12,21	3,83	3,31	3,59	10,128	22,338
FIN V6	8,92	2,22	0,62	11,76	3,83	3,07	3,65	9,943	21,703
FIN V7	7,58	2,77	0,54	10,89	3,83	2,69	3,78	9,669	20,559
FIN V8	5,07	3,7	0,44	9,21	3,83	2,17	4,04	9,364	18,574
FIN V9	2,5	5,54	0,29	8,33	3,83	1,47	4,17	8,772	17,102
FIN V10	0	10,55	0,12	10,67	3,83	0,61	3,81	7,617	18,287

On constate que les pertes totales trouvées sont proches en moyenne de celles supposées au début (25%). Pour la suite du calcul on prend : **$\Delta\sigma$ = 22.92 %.**

VI.2. VERIFICATION DES CONTRAINTES

Cette étape a pour but la vérification de l'ensemble des contraintes engendrées par l'application de l'effort de précontrainte. Les contraintes normales doivent rester inférieures aux valeurs limites admissibles dans chaque section.

La condition à vérifier est la suivante : $\overline{\sigma_{bt}} \leq \sigma_y \leq \overline{\sigma_{bc}}$

$$\sigma(y) = \frac{P}{B} + \frac{Pe_0 + M}{I} y$$

P : effort de précontrainte avec pertes.
B : section transversale.
I : inertie de la section considérée.
e_0 : excentricité du câble de précontraint moyen.
M : moment extérieur.
y : distances de son centre de gravité aux fibres extrêmes.

VI.2.1. Vérification des contraintes pour le demi-fléau en phase de construction

La première étape de vérification des contraintes est conditionnée par :

- $\overline{\sigma_{bc}}$ **= 0,6 × *fc*28 = 21MPa**
- $\overline{\sigma_{bt1}}$**= 1,5 × *ft*28 = 4,05MPa** ; H.S d'enrobage.
- $\overline{\sigma_{bt2}}$**= 1 × *ft*28 = 2.7MPa** ; S d'enrobage.

Les résultats sont résumés dans le **tableau VI.11** (les contraintes sont bien vérifiées).

Tableau VI.2. Contraintes des fibres extrêmes dans la phase de construction.

Section	N° câbles	M (kN.m)	v' (m)	v (m)	I (m4)	S (m2)	e_{moy} (m)	P (MN)	σ_{Sup} (MPa)	σ_{Inf} (MPa)	0BS
Axe VSP	20	57445,92	1,31	0,99	7,78	14,67	0,79	41,29	-0,37	7,02	**OK**
Fin VSP	20	59114,82	1,41	0,89	5,77	7,90	0,69	41,29	0,48	12,75	**OK**
Fin V01	20	55053,66	1,41	0,89	5,77	7,90	0,66	41,29	0,94	12,01	**OK**
Fin V02	18	43725,30	1,41	0,89	5,77	7,90	0,67	37,16	1,81	9,28	**OK**
Fin V03	16	33690,51	1,41	0,89	5,77	7,90	0,69	33,03	2,48	6,87	**OK**
Fin V04	14	24949,29	1,41	0,89	5,77	7,90	0,68	28,90	2,84	4,96	**OK**
Fin V05	12	17501,65	1,41	0,89	5,77	7,90	0,67	24,77	2,99	3,37	**OK**
Fin V06	10	11347,58	1,41	0,89	5,77	7,90	0,65	20,64	2,95	2,09	**OK**
Fin V07	8	6487,07	1,41	0,89	5,77	7,90	0,63	16,51	2,70	1,12	**OK**
Fin V08	6	2920,14	1,41	0,89	5,77	7,90	0,60	12,39	2,26	0,48	**OK**
Fin V09	4	646,79	1,41	0,89	5,77	7,90	0,53	8,26	1,61	0,14	**OK**
Fin V10	2	0,00	1,41	0,89	5,77	7,90	0,31	4,13	0,72	0,21	**OK**

VI.2.2. Vérification des contraintes en phase de service

Dans le cadre de l'étude de l'ouvrage en service. Il y a deux cas de vérification :

- **Etat à vide** : on prend en considération seulement le poids propre du tablier.
- **Etat en charge** : on prend en considération les charges et surcharges.

La vérification des contraintes dans cette phase est conditionnée par :

- $\overline{\sigma_{bc}}$ **= 0,6 ×** f**c28 = 21MPa**
- $\overline{\sigma_{bt1}}$**= 1,5 ×** f**t28 = 4,05MPa** ; Hors section d'enrobage ;
- $\overline{\sigma_{bt2}}$**= 1 ×** f**t28 = 2.7MPa** ; Section d'enrobage.

Les résultats sont résumés dans l'annexe C (Toutes les contraintes sont vérifiées) :

VI.3. ARMATURES DES ZONES TENDUES

Dans les zones où on a une traction en béton, il est nécessaire de disposer une section d'armatures passives minimales A_s (art. 6.1.32 4.1 des Règles BPEL).

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

$\mathbf{B_t}$: aire nette de la section du béton en traction.
$\boldsymbol{\sigma_{Bt}}$: valeur absolue de la contrainte maximale de traction.
$\mathbf{N_{Bt}}$: la résultante des contraintes de traction correspondantes.

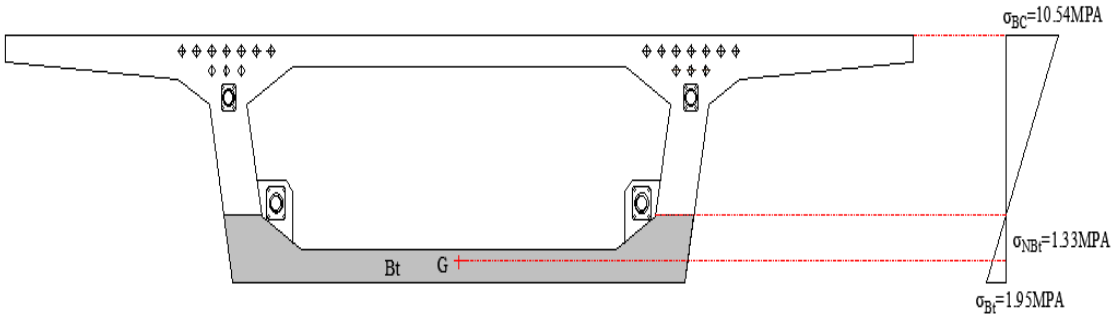


Figure VI.1. Diagramme des contraintes à x = 16 m (Fin V06).

B_t = 2.31 m 2 ; σ_{Bt} = 1.95 MPa ; σ_{NBt} = 1.33 MPa ; donc : N_{Bt} = 3.07 MN

$A_S = \frac{2.31}{1000} + \frac{3.07}{500} \times \frac{2.7}{1.95}$ =108.12 cm^2 (8.86 cm^2/ml) ➔ 2 nappes de HA16 / e = 20 cm.

VI.4. CONCLUSION

D'après les calculs et les vérifications effectués, on conclut que l'ouvrage travaille en sécurité. On constate que les contraintes sont bien vérifiées, ce qui permet de dire que la précontrainte a été bien dimensionnée.

CHAPITRE VII

ETUDE TRANSVERSALE

VII.1. INTRODUCTION

Au cours de ce chapitre, il y a lieu de déterminer les armatures transversales (armatures passives) pour les sections d'âmes ainsi que pour celles des hourdis inférieur et supérieur.

Pour les ouvrages construits par encorbellements successifs, la section tubulaire (caisson) est la structure transversale la mieux adaptée du fait de sa grande rigidité à la torsion et de la raideur en flexion des deux membrures, supérieure et inférieure.

VII.2. EVALUATION DES EFFORTS

VII.2.1. Modélisation

La modélisation est effectuée par un logiciel à base d'éléments finis. Le caisson est modélisé par un portique fermé (cadre) appuyé au niveau de la partie inférieure des âmes par deux appuis simples à l'extrémité de chaque âme.

On prendra une largeur du caisson égale à 1 m, les sections des différents éléments du caisson sont prises comme des sections équivalentes en matière de poids et d'inertie.

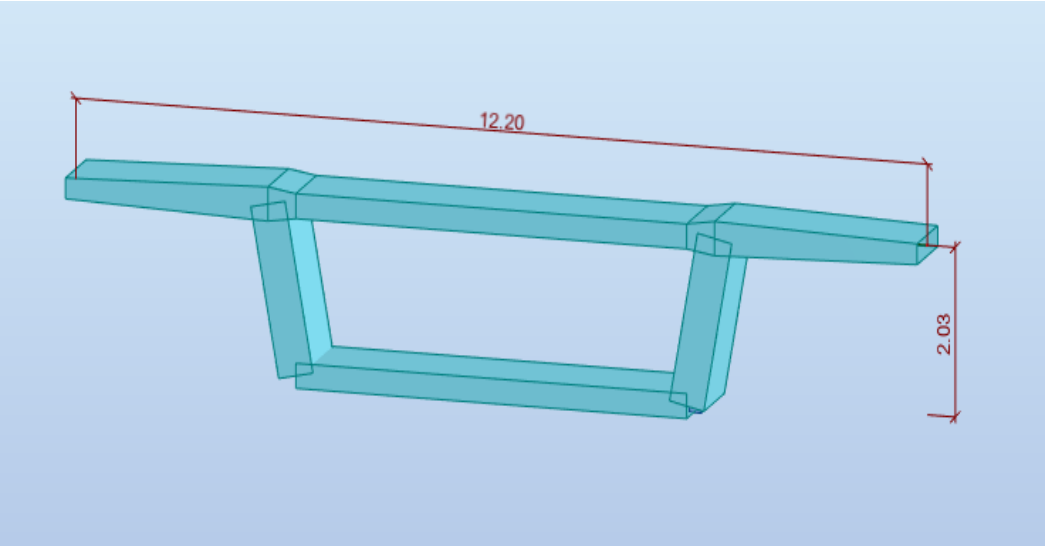


Figure VII.1. Vue en 3D du voussoir à la clé et sur pile modélisé sur le logiciel.

VII.2.2. Détermination des sollicitations

Les charges à considérer sont définies au préalable dans le chapitre III. Le voussoir devra être ferraillé sous un moment propre à la combinaison la plus défavorable, donnée par l'EUROCODE 2.

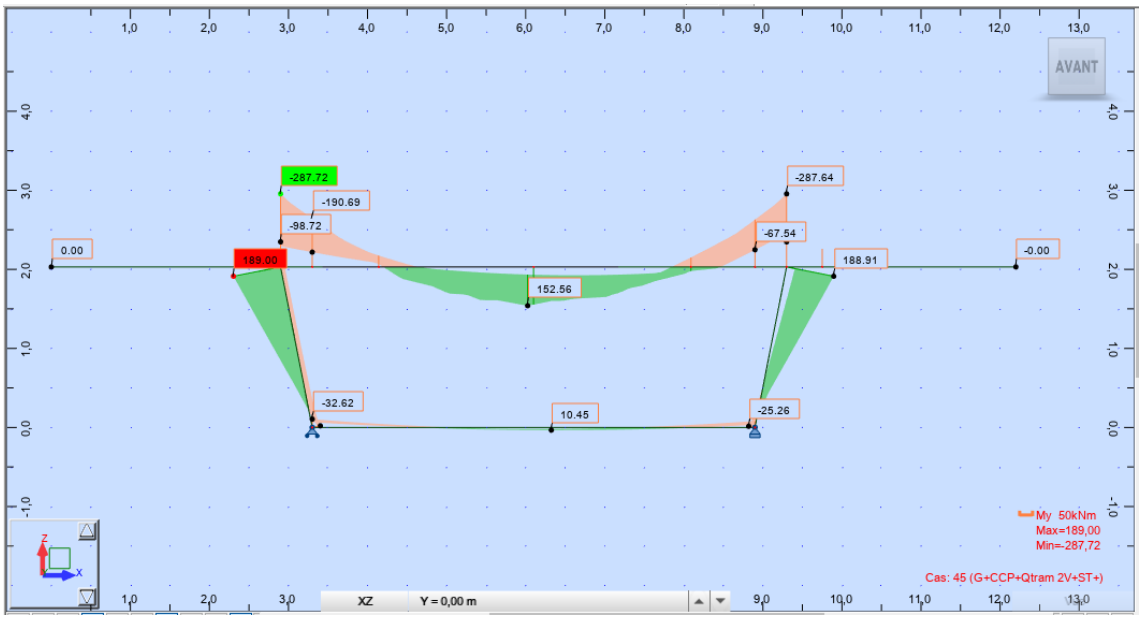
Ces combinaisons sont celles énumérées dans les tableaux V.2 établis au niveau du chapitre V.

VII.2.3. Résultats

Les résultats sont représentés dans les tableaux subséquents :

Tableau VII.1. Moments extrêmes au niveau du voussoir à la clef et sur pile.

	M_{max} (KN.m)		M_{min} (KN.m)	
	M_{ult}	M_{ser}	M_{ult}	M_{ser}
Hourdis supérieur	165.02	152.56	-410.81	-287.72
Hourdis inférieur	7.96	10.45	-45.49	-32.62
Âme	277.53/486.24	189/344.02	-45.49/212.95	-32.62/157.29



Moment maximal pour la combinaison de l'ELS : G + CCP + Qtram 2V+St.

VII.3. FERRAILLAGE

Afin d'effectuer un ferraillage adéquat nous allons subdiviser le voussoir en plusieurs éléments, définis ci-dessous :

- Deux dalles : qui travaillent en flexion simple.
- Deux âmes : qui travaillent en flexion composée.

VII.3.1. Exemple de ferraillage de l'hourdis supérieur de VSP

Les fissurations sont jugées préjudiciables, de ce fait, le dimensionnement de la section rectangulaire sera à l'ELS.

❖ Nappe inférieure :

Application Numérique :

b = 1.00 m ; Le ferraillage est calculé par mètre linéaire.

h = 0.41 m ; c = 0.05 m ; M_{ser} (inf) = 152.56 KN.m

$\overline{\sigma_{bc}}$ = 21 MPa ; $\overline{\sigma s}$ = 250 MPa ; d = 0,9 × h = 0.9 × 30 = 37 cm

$x = \frac{15\times\overline{\sigma_{bc}}}{15\times\overline{\sigma_{bc}}+\overline{\sigma s}}\times d$ = 21 cm $z = d - \frac{x}{3}$ = 30 cm

$M_1 = 0.5 \times b \times x \times \overline{\sigma_{bc}} \times z$ = 661.5 KN.m

$M_1 \geq M_{ser}$ (sup) ➔Section sans armatures comprimées (S.S.A.C).

$$A_{ser} = \frac{M_{ser}}{z\times\overline{\sigma_{st}}}$$

A_{ser} = 19 cm² ➔ On propose une nappe de 6HA25.

(C.N.F) $A_{min} = 0.23 \times \frac{f_{tj}}{f_e} \times b \times d$

A_{CNF} = 6.15 cm² ➔ **$A_{min} \geq A_{ser}$ ➔Condition de non-fragilité est vérifiée**.

❖ Nappe supérieure :

Application Numérique :

h = 0.41 m ; d = 0.37 m ; x = 0.21 m ; z = 0.30 m ; M_{ser} (sup) = 287.72 KN.m ;

$M_1 = 0.5 \times b \times x \times \overline{\sigma_{bc}} \times z$ = 348.33 KN.m

$M_1 \geq M_{ser}$ (sup) ➔ Section sans armatures comprimées (S.S.A.C).

A_{ser} = 37.20 cm² ➔ On propose une nappe de 2HA32+4HA25.

A_{CNF} = 7.27 cm² ➔**Condition de non-fragilité est vérifiée**.

❖ Ferraillage longitudinal :

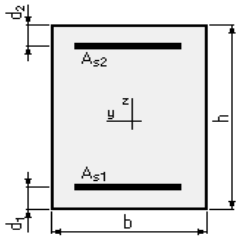
Les armatures longitudinales ne sont que des armatures de construction, car, comme mentionné antérieurement, on a utilisé l'approche totale, ce qui signifie que les câbles de précontrainte reprennent toutes les charges et les surcharges de l'ouvrage.

$$A_{sl} = \frac{A_{st}}{3} = 6.86 \text{ cm}^2$$

$A_{min} = 0.23 \times \frac{f_{tj}}{f_e} \times b \times d$ = 4.58 cm² On propose une nappe de 5HA12.

VII.3.2. Exemple de ferraillage de l'hourdis inférieur de VSP

Le ferraillage sera calculé à l'aide de l'outil informatique, en utilisant le logiciel ROBOT expert 2010, d'où les données entrées ainsi que les résultats seront énoncés ci-dessous



Entrer les moments max et min à l'ELU et l'ELS (Tableau VII.1).

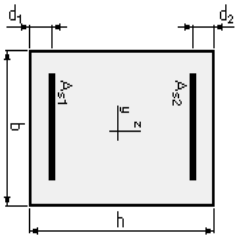
b = 100.0 cm ;
h = 30.0 cm.

d_1 = 5.0 cm ;
d_2 = 5.0 cm.
Résultats : A_{s1} = 3.6 cm², A_{s2} = 5.6 cm².
Prenons : **6HA12** pour les deux nappes.

VII.3.3. Exemple de calcul du ferraillage de l'âme

Entrer les moments et les efforts normal max et min à l'ELU et l'ELS (Tableau VII.1).

b = 100.0 cm.
h = 50.0 cm.
d_1 = 5.0 cm.
d_2 = 5.0 cm.
Résultats : A_{s1} = 5.7 cm², A_{s2} = 5.6 cm².
Prenons : **6HA12** pour les deux nappes.



VII.3.4. Ferraillage passif du voussoir

Les résultats de ferraillage sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VII.2. Ferraillage passif du VSP et du VC.

Elément		Transversal			Longitudinal
		Nappe	As	Ø	Ø
VSP	Hourdis supérieur	Sup	37.2	2HA32+4HA25	HA12
		Inf	19	6HA20	HA12
	Hourdis inférieur	Sup	3.6	6HA12	HA16
		Inf	5.6	6HA12	HA16
	Âme	Externe	5.7	6HA12	HA12
		Interne	5.6	6HA12	HA12
VC	Hourdis supérieur	Sup	37.2	2HA32+4HA25	HA12
		Inf	19	6HA20	HA12
	Hourdis inférieur	Sup	3.6	6HA12	HA16
		Inf	5.6	6HA12	HA16
	Âme	Externe	5.7	6HA12	HA12
		Interne	5.6	6HA12	HA12

NB : les armatures longitudinales au niveau de l'hourdis inférieur sont les armatures des zones tendues (flexion longitudinale) calculées au paragraphe VI.6.

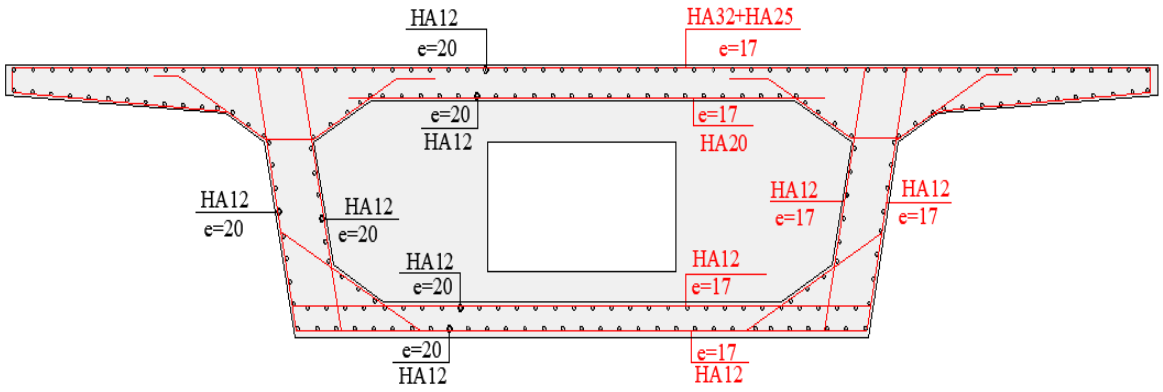


Figure VII.2. Schéma du ferraillage passif du voussoir sur pile.

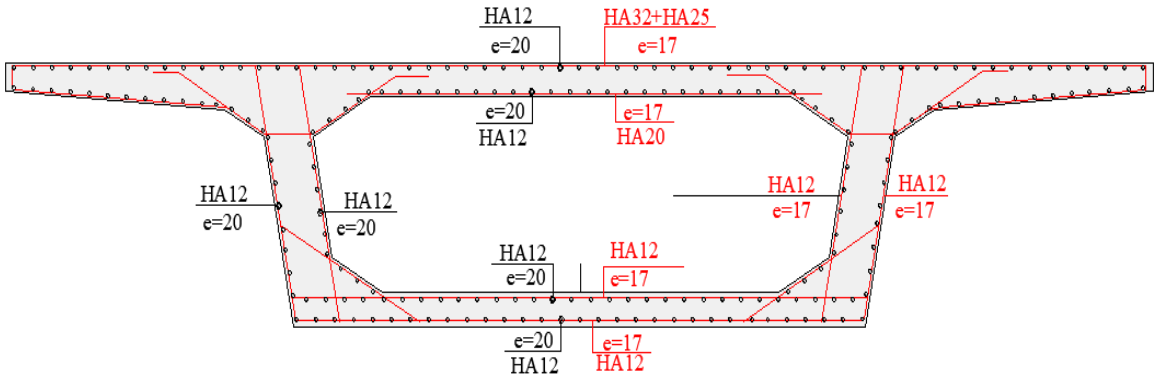


Figure VII.3. Schéma du ferraillage passif du voussoir à la clef.

N.B : les diagrammes des moments sont représentés dans **l'annexe B**.

VII.4. CONCLUTION

Ce chapitre traité a été consacré à l'étude transversale du tablier, à savoir le VSP et le VC, afin de déterminer les différentes sollicitations agissant sur les voussoirs.

La modélisation des voussoirs précités sur logiciel, nous a ultérieurement permis, de procéder au calcul du ferraillage passif des éléments constructifs du voussoir.

Le but de ce ferraillage est de rigidifier la section transversale du caisson, nous permettant ainsi d'assurer la transmission des charges verticales aux appuis.

CHAPITRE VIII

ETUDE SISMIQUE ET EQUIPEMENTS DU PONT

VIII.1. INTRODUCTION

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

Au présent, on va étudier les équipements nécessaires pour l'ouvrage, tel que l'appareil d'appui et le joint de chaussée, à l'état limite ultime et accidentel (séisme).

VIII.2. APPAREIL D'APPUI

Les appareils d'appui sont des éléments de structure qui assurent la liaison entre le tablier et les appuis, ils ont pour fonction de transmettre les efforts verticaux et horizontaux.

VIII.2.1. Choix de type d'appareil d'appui

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

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

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

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 utilisé couramment pour ça facilité de son mise en œuvre, réglage et contrôle.

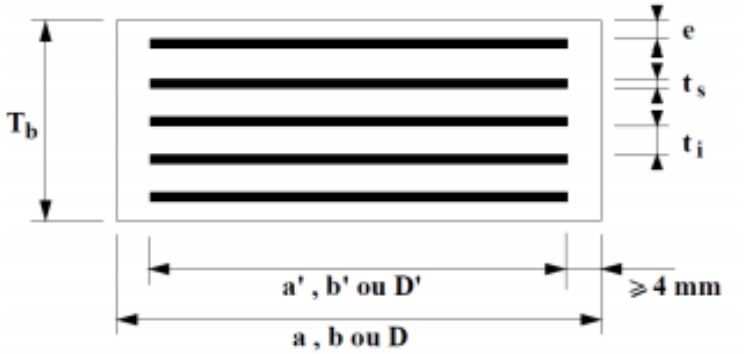


Figure VIII.1. Définition géométrique d'un appareil d'appui.

Avec :

T : épaisseur totale de l'élastomère.
T_b : épaisseur totale de l'appareil.
n : nombre de feuillets élémentaires d'élastomère.
t_i : épaisseur nominale d'un feuillet élémentaire d'élastomère.

$\mathbf{t_s}$: épaisseur d'une frette élémentaire.
e : enrobage.

VIII.2.2. Evaluation des efforts normaux appliqués sur les appareils d'appuis

Les réactions ainsi que les efforts verticaux appliqués seront calculés à l'ELU :

Tableau VIII.1. Les réactions appliquées sur les appareils d'appuis.

Pile /culé	Rmax (MN)	Nmax (MN) = Rmax/N^bre d'appareil
Culée 01	5.48	5.48/2 = 2.74
Pile 01	25.94	25.94/2 = 12.97
Pile 02	**26.19**	26.19/2 = 13.09
Culée 02	**5.96**	5.96/2 = 2.98

VIII.2.3. Dimensionnement de l'appareil d'appui

Selon le guide technique SETRA, les dimensions en plan de l'appareil d'appui sont déterminées à partir de la contrainte normale sous la réaction maximale à L'E.L.U.

VIII.2.3.1. Aire de l'appareil d'appui

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

$$\sigma_{max}=\frac{N_{max}}{a\times b}\leq \sigma_{adm}=20\ MPa \text{ ; avec } N_{max}=\frac{R_{max}}{2}$$

Application Numérique :

Pour culées :	Pour piles :
R_{max} = 5.96 MN	R_{max} = 26.19 MN
➔$a \times b \geq 1\ 490\ cm^2$	➔$a \times b \geq 6\ 548 cm^2$
On prend : $\mathbf{a \times b = 600 \times 600\ mm^2}$	On prend : $\mathbf{a \times b = 1200 \times 1200\ mm^2}$

VIII.2.3.2. Calcul de l'épaisseur de l'appareil d'appui T

La vérification de la condition de non-flambement pour déterminer la hauteur de l'élastomère **:**

$$\mathbf{a/10 \leq T \leq a/5}$$

Où :

T: est l'épaisseur de l'appareil d'appui

a : est le grand côté de l'élastomère.

Application Numérique :

Pour culées :	Pour piles :
a = 600 ➔ **20 ≤ T ≤ 120 (mm)**	a = 1200 ➔ **120 ≤ T ≤ 240 (mm)**

VIII.2.3.3. Dimensionnement des frettes

Pour déterminer les épaisseurs des frettes de l'appareil d'appui, on vérifie les conditions sur la contrainte de traction des frettes suivantes :

$$\begin{cases} t_s = \dfrac{a \,.\, \sigma_m}{\beta \,.\, \sigma_e} \\ t_s \geq 2 \text{ mm} \end{cases}$$

Sachant que :

$$\sigma_m = \frac{N_{max}}{a \times b} \; ; \; \beta = \frac{a \times b}{2 \times G\,(a+b)} \; ; \; \sigma_e = 235 \text{ kg/mm}^2$$

Où : G est le module d'élasticité statique, G = 0.9 MPa.

Application Numérique :

Pour culées :	Pour piles :
σ_m = 8.28 MPa β = 16.67➔ t_s> 1.27 mm ➔ On prend : **t_s=3 mm**	σ_m = 9.09 MPa β = 33.33➔ t_s> 1.39 mm ➔ On prend : **t_s=3 mm**

Tableau VIII.2. Les dimensions des appareils d'appuis.

	Cas de la culée	**Cas de la pile**
R_{max}	5.96 MN	26.19 MN
N_{max}	2.98 MN	13.09 MN
a×b	600 × 600 mm^2	1200 × 1200 mm^2
T	60 ≤ T ≤ 120 mm	120 ≤ T ≤ 240 mm
T_s	> 1.27 mm	> 1.39 mm

Les dimensions sont résumées ci-après :

Pour culées :	Pour piles :
5 Feuilles d'élastomère : t_i = 12 mm.	7 Feuilles d'élastomère : t_i = 20 mm.
6 Frettes métalliques de : t_s = 3 mm	8 Frettes métalliques de : t_s = 3 mm
Enrobage des chants : 4 mm	Enrobage des chants : 4 mm
Enrobage extérieur : 6 mm	Enrobage extérieur : 8 mm
Dimensions : **600× 600 ×90 mm^3**	Dimensions : **1200 × 1200 ×180 mm^3**

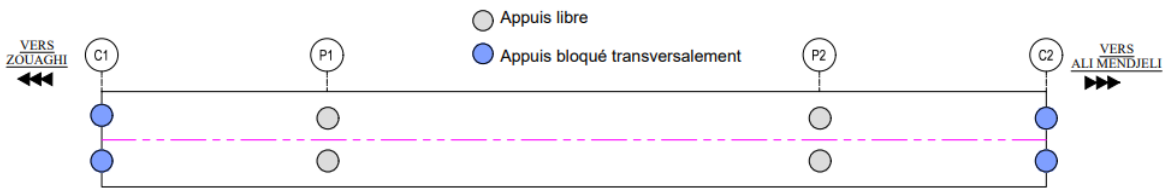


Figure VIII.2. Schéma fonctionnelle des appareils d'appuis.

NB : le blocage transversal au niveau de culée est assuré par des plots parasismiques.

VIII.2.4. Evaluation des efforts horizontaux

VIII.2.4.1. Efforts dus aux actions statiques :

L'effort statique en tête de chaque appui est donné par la formule suivante :

$$\mathbf{H_{sta}} = \frac{\Delta_x \times \mathbf{G} \times \mathbf{a} \times \mathbf{b}}{\mathbf{T_q}}$$

G : module de déformation transversale d'appareil d'appui, G = 0.9 MPa.

Δ_x : déformation due à la force considérée.

a×b: dimensions de l'appareil d'appuis.

$\mathbf{T_q}$: épaisseur des feuillets d'élastomère.

Action due au retrait dans chaque appareil appui :

$$\mathbf{H_r} = \frac{\Delta_r \times \mathbf{G} \times \mathbf{a} \times \mathbf{b}}{\mathbf{T_q}} \; ; \Delta_r = \varepsilon_r \times |X_i|, \text{ avec } : \varepsilon_r = 2 \times 10^{-4}, \text{ coefficient de retrait.}$$

Action due à la variation de la température :

$$\mathbf{H_T} = \frac{\Delta_T \times \mathbf{G} \times \mathbf{a} \times \mathbf{b}}{\mathbf{T_q}} ; \Delta_T = \varepsilon_T \times |X_i| , \text{où : } \varepsilon_T = \Delta T \times \alpha$$

$\Delta T = 25$ °C et $\alpha = 1.1 \times 10^{-5}$; $\varepsilon_T = 2.75 \times 10^{-4}$.

Action due au fluage :

$$\mathbf{H_{fl}} = \frac{\Delta_{fl} \times \mathbf{G} \times \mathbf{a} \times \mathbf{b}}{\mathbf{T_q}} ; \Delta_{Tfl} = \varepsilon_{fl} \times |X_i| , \text{ où : } \varepsilon_{fl} = K_{fl} \times 10^{-4}$$

$\mathbf{K_{fl}}$: coefficient du fluage à t = 0 au moment où il subit la contrainte σ_b est de 2 à 3.

On prend : $K_{fl} = 2.5$ ➔ $\varepsilon_{fl} = 2.5 \times 10^{-4}$.

VIII.2.4.2. Efforts dus aux actions dynamiques :

Les actions dynamiques (démarrage, freinage, effort de lacet, effort de centrifuge) sont définies dans chapitre III.

VIII.2.4.3. Centre de rigidité :

Le centre de rigidité : $\mathbf{X_{CR} = \frac{\sum X_i K_i}{\sum K_i} = 54.27\ m}$

Avec :

$\mathbf{K_i}$: raideur d'appui.
$\mathbf{X_i}$: position des appuis.
$\mathbf{|X_i|}$: la distance entre l'appui et le contre de rigidité.

Tableau VIII.3. Efforts horizontaux dus au tablier.

	(m)$\|X_i\|$	K_i(MN/m)	H_r(MN)	H_T(MN)	H_{flu}(MN)
C1	54.27	12.00	0.048	0.067	0.061
P1	26.07	21.29	0.043	0.059	0.054
P2	25.93	21.61	0.043	0.059	0.053
C2	54.13	12.00	0.048	0.066	0.060

VIII.2.5. Vérification 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 qu'il est nécessaire de limiter pour éviter toute dégradation.

La vérification se fait selon le RPOA 2008 et on trouve :

VIII.2.5.1. Résistance à la compression

La contrainte moyenne de compression doit vérifier la condition suivante :

$$\mathbf{\sigma_{ap} = \frac{N_{max}}{a \times b} \leq 20\ MPa}$$

Application Numérique :

Cas culées :

$\sigma_{ap} = \frac{2.98}{0.6 \times 0.6} = 8.28$ MPa

$8.28 \leq \sigma_{adm} = 20$ MPa➔**Vérifié**.

Cas piles :

$\sigma_{ap} = \frac{13.09}{1.2 \times 1.2} = 9.09$ MPa

$9.09 \leq \sigma_{adm} = 20$ MPa➔**Vérifiée**.

VIII.2.5.2. Sécurité au flambement

On doit vérifier que : $\gamma_s \times Pu < Pc$

Avec :

γ_s : coefficient de sécurité. $\gamma_s = 3$.
Pu : valeur maximale des charges verticales à l'ELU.
Pc : charge critique de flambement. $Pc = 4 \times G \times B \times S^2 \times d/h$. tel que :
G : module de cisaillement. **G = 0.9 MPa**.

B : aire nominale en plan de l'appui. **B = a × b**.
d : somme d'une épaisseur de frette et d'une épaisseur d'élastomère. $\mathbf{d = t_i + t_s}$.
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. $\mathbf{S = (a \times b) / (2t_i (a + b))}$

Application Numérique :

Cas culées :

$$S=\frac{600\times 600}{2\times 10\times(600+600)}=15$$

d = 0.12 + 0.03 = 0.15 m
h = 0.090 m
B = 0.6× 0.6 = 0.36 m²

$$Pc=\frac{4\times 0.9\times 0.36\times 0.15^2\times 0.15}{0.090}$$

➔Pc = 42.12 MN
Pu = 2.98 MN
$\gamma_s \times Pu = 3 \times 2.98 = 8.94$ MN
$\gamma_s \times Pu \leq Pc$➔ Condition vérifiée.

Cas piles :

$$S=\frac{1200\times 1200}{2\times 20\times(1200+1200)}=15$$

d = 0.20 + 0.03 = 0.23 m
h = 0.180 m
B = 1.2 × 1.2 = 1.44 m²

$$Pc=\frac{4\times 0.9\times 1.44\times 0.15^2\times 0.23}{0.180}$$

➔Pc = 149.04 MN
Pu = 13.09 MN
$\gamma_s \times Pu = 3 \times 13.09 = 39.27$ MN
$\gamma_s \times Pu \leq Pc$➔ Condition vérifiée.

VIII.2.5.3. Limitation de la distorsion

La distorsion **$\delta = \tan(\gamma)$**. rapport du déplacement horizontal **γ** à l'épaisseur totale de l'élastomère **T** doit être limité à :

$$\begin{cases} \delta c=0.7+4\,(\delta 0-0.7)(0.25-p) & \text{Si } p \leq 0.25 \\ \delta c=1.4\,(1-2p) & \text{Si } p > 0.25 \end{cases}$$

Avec :

$\mathbf{p = P_u/P_c}$
$\mathbf{\delta_0 = c/T_c}$
$\mathbf{\delta = d/T_b}$
$\mathbf{T_b}$: hauteur totale de l'appareil d'appui.
$\mathbf{T_c}$: épaisseur totale de l'élastomère.
c : le plus petit côté pour un appui rectangulaire.
δ : la distorsion de l'appareil d'appui.
d : déplacement horizontal.

Application Numérique :

Cas culées :

$$P=\frac{2.98}{42.12}=0.07 \;;\; P<0.25$$

δc = 0.7+4(8.33- 0.7)(0.25- 0.07)
δc = 6.19

Cas piles :

$$P=\frac{13.09}{149.04}=0.09 \;;\; P<0.25$$

δc = 0.7+4(7.69- 0.7)(0.25- 0.09)
δc = 5.17

$\delta_0 = \frac{600}{72} = 8.33 > 2$. on prend 2	$\delta_0 = \frac{1200}{156} = 7.69 > 2$. on prend 2
$\delta = \frac{44}{90} = 0.49$	$\delta = \frac{63}{180} = 0.35$
$\delta < \delta c$➔Condition vérifiée	**$\delta < \delta c$➔Condition vérifiée**

VIII.2.5.4. Condition du non-glissement

Pour assurer la stabilité des appareils d'appuis au glissement dans le cas dynamique. on vérifiera la condition : **$H < f .N$**.

Tel que :

H : l'effort horizontal.
N : l'effort vertical.
f : coefficient de frottement. ***f* = 0.1 + (0.6 / σ_m)**.

Cas culées :	Cas piles :
N = 2.98 MN	N = 13.09 MN
σ_m= 8.28 MPa ; f = 0.17	σ_m= 9.09 MPa ; f = 0.17
H = 1.74 MN	H = 1.10 MN
H > 2.98× 0.17 = 0.51 MN	H < 13.09× 0.13 = 2.23 MN
➔Condition non vérifiée.	**➔Condition vérifiée**.

Donc on doit placer des dispositifs de non-glissement au niveau de la culée.

VIII.2.6. Etude sismique

VIII.2.6.1. Caractéristiques de l'ouvrage relatives à l'étude sismique

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

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

VIII.2.6.2. Méthode de calcul

De manière générale l'analyse d'un pont se fait par la méthode spectrale monomodale (mode fondamental) ou par la méthode du spectre de réponse (analyse dynamique linéaire).

❖ **la méthode spectrale monomodale**

Pour que la méthode spectrale monomodale soit applicable elle doit respecter les conditions suivantes :

- Masse totale mise en mouvement :

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 $\mathbf{M_P}$ doit être inférieure à **43 %** de la masse du tablier : $\mathbf{M_T}$.

$$\mathbf{M_T\ (M_T = G + \alpha Q).}$$

G : le poids propre du tablier.
Q : charge d'exploitation (charge tramway pour 2 voies chargées).
α : 30 % des charges d'exploitations.

Résultat :

$M_P = \rho \times \sum (si \times hi) = 25 \times (40.14+34.5) \times 1.82 =$ **3396.12 kN**

$M_T = G + \alpha Q = 39910.52 + 0.3 \times 1680.56 =$ **40414.67 kN**

$M_P \leq 0.43\ M_T$ ➔ **Condition Vérifiée.**

- L'Angle biais :

Le biais (angle de l'axe du tablier avec l'axe de ses appuis) doit être supérieur à 70 grades et les raideurs longitudinales et transversales totales des appuis ne doivent pas varier de plus de 10% par rapport aux valeurs calculées sans biais.

Résultat :

Notre pont est un ouvrage droit ➔**Condition Vérifiée**.

- Courbure du pont :

Il s'agit d'un pont droit non courbé ➔**Condition Vérifiée.**

- Symétrie transversale :

La symétrie transversale c'est-à-dire la distance entre le centre de masse du tablier et le centre élastique des appuis (excentricité théorique e_o) n'excède pas 5% de la distance entre appuis extrêmes pour l'étude du séisme transversal : $e_o = |X_M - X_R| \leq 5\%\ L$

$$\mathbf{X_M = \frac{L}{2}} \qquad \mathbf{X_{CR} = \frac{\sum X_i K_i}{\sum K_i} = 54.27\ m}$$

Résultat :

$X_M = 110.30 / 2 = 55.15$ m

$X_R = 54.27$ m

$|55.15 - 54.27| = 0.88 \leq 5.52$ m ➔**Condition Vérifiée.**

Toutes les conditions sont vérifiées par conséquent l'utilisation de cette méthode est permise.

❖ **la méthode du spectre de réponse**

L'analyse par le spectre de réponse est une analyse élastique des réponses dynamiques maximales de tous les modes significatifs de la structure, elle se base sur un calcul dynamique multimodal spectral où la réponse globale est obtenue par des combinaisons statiques des contributions modales maximales.

Quant aux modes significatifs, tous les modes qui ont une distribution importante à la réponse structurale totale doivent être pris en compte, autrement dit, la somme des masses modales effectives atteint pour les modes considérés au moins 90 % de la masse totale du pont, ou bien 70 % à condition de considérer le mode résiduel qui tient compte des modes négligés.

Pour note cas, nous allons adopter la méthode du spectre de réponse.

VIII.2.6.3. Modèle dynamique de la superstructure

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 II, afin de déterminer les périodes et les déplacements de la structure.

La combinaison d'actions à l'ELA est écrite sous la forme suivante : G + ΨQ + E.

Avec :

Q : actions variables des charges d'exploitation. Pour notre cas : $Q = Q_{TRAM\ 2V}$.
Ψ : 30 % des charges d'exploitations pour ponts rails.

L'effet vertical du séisme sera négligeable pour le tablier, le déplacement maximal de la superstructure a été inscrit pour la combinaison G +0.3 Q + Ex + 0.3 Ey, comme le montre la figure suivante :

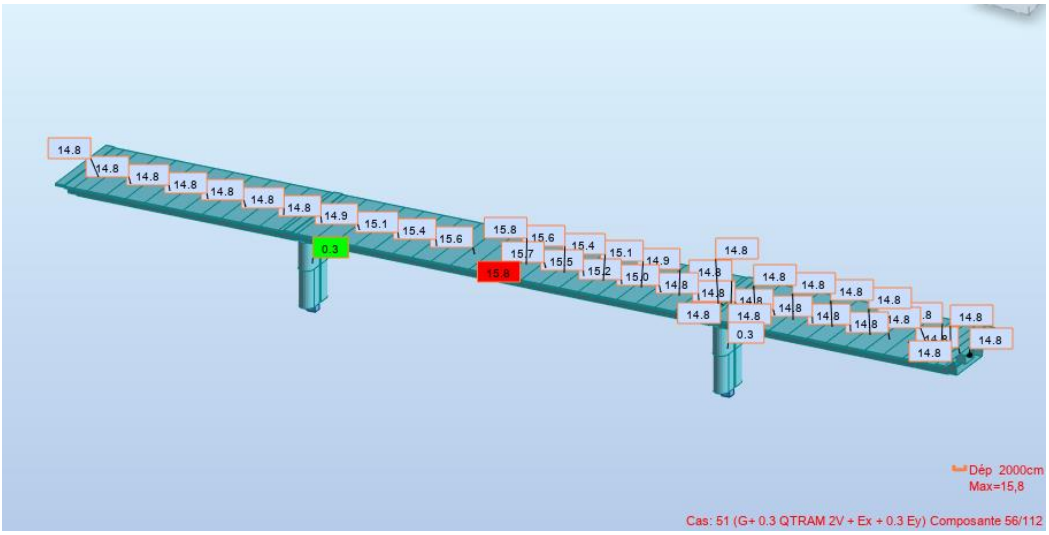


Figure VIII.3. Le déplacement maximal de la superstructure sous la combinaison de l'effet sismique.

Après calcul des modes propres à l'aide du logiciel, on obtiendra :

- Une période T = 1.95 s dans le sens longitudinal avec une participation de 96.60 % de la masse modale (somme des masses égale à 99.99%).

- Une période T = 0.48 s dans le sens transversal avec une participation de 65.73 % de la masse modale (somme des masses égale à 90.23 %).

On remarque bien que le déplacement max de la structure est au niveau de tablier le sens (yy) et il est égal à : dlong = 15.8 cm, qui est relativement grand. Il est indispensable de prendre des mesures pour diminuer les déplacements au niveau de tablier, par exemple, choisir des appareils d'appuis de type pot.

VIII.3. JOINTS DE DILATATION

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.

VIII.3.1. Dimensionnement du joint de dilatation

D'après le RPOA. la combinaison à considérer pour le dimensionnement du joint est :

$$\mathbf{W = W_D + 0.4\ W_T + W_S/3}.$$

Où :

W : souffle total du joint.

$\mathbf{W_D}$: souffle des déformations différer (retrait + fluage). $\mathbf{W_D = 6.02}$

$\mathbf{W_T}$: souffle thermique. $\mathbf{W_T = 3\ cm}$.

$\mathbf{W_S}$: souffle sismique. $\mathbf{W_S = 15.8\ cm}$.

Le souffle sismique a été calculé lors du calcul des efforts séismiques.

Le souffle thermique : $W_T = L \times \varepsilon_T$

Le souffle des déformations différées (retrait + fluage) : $W_D = L \times (\varepsilon_f + \varepsilon_r)$

L : longueur de dilatation (entre les joints de chaussé) qui vaut 109.4 m

$\boldsymbol{\varepsilon_T}$: coefficient de la température. $\varepsilon_T = 2.75 \times 10^{-4}$

$\boldsymbol{\varepsilon_f}$: coefficient de fluage. $\varepsilon_f = 2.5 \times 10^{-4}$

$\boldsymbol{\varepsilon_r}$: coefficient de retrait. $\varepsilon_r = 2 \times 10^{-4}$

Donc on aura : $\mathbf{W = 12.48\ cm}$.

VIII.3.2. Type du joint

Dans le cas d'un pont tramway, les joints de dilatations utilisées sont une sorte de deux tôles métalliques superposées fixées d'une extrémité, la figure ci-dessous illustre le type utilisé :



Figure VIII.4. Joint de dilatation pour les ponts tramway.

VIII.4. GARDE-CORPS

Les trottoirs prévus sur l'ouvrage sont destinés au piétonne et il est donc envisagé d'installer des garde-corps pour la sécurité des passagers. Sachant que la dimension du garde-corps est un élément important dans l'aspect architectural de l'ouvrage, le type approprié est adapté afin de ne pas masquer la vue.

VIII.5. CONCLUSION

Les équipements du pont jouent un rôle fondamental dans la conception. Le calcul et la survie de l'ouvrage. Ce sont ces équipements qui permettent à un pont d'assurer sa fonction vis-à-vis des usagers notamment après un séisme.

CHAPITRE IX

ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

IX.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 piles, les culées ainsi que leurs fondations et les accessoires.

IX.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 encastré.

Pour notre ouvrage, nous allons adopter des piles de type voile qui ont une section (Rectangulaire avec deux raccordements circulaires) répondant aux exigences du rendement mécanique ainsi que pour leur esthétique.

Tableau IX.1. Implantation et dimensions des piles choisies.

Piles	Hauteur	Position	Section	
			Forme	Dimensions
P1	8 m	10+638.630	Rectangulaire + raccordements circulaires	6.3 × 1.82 m^2 Φ= 1.82 m
P2	6.82 m	10+690.630		

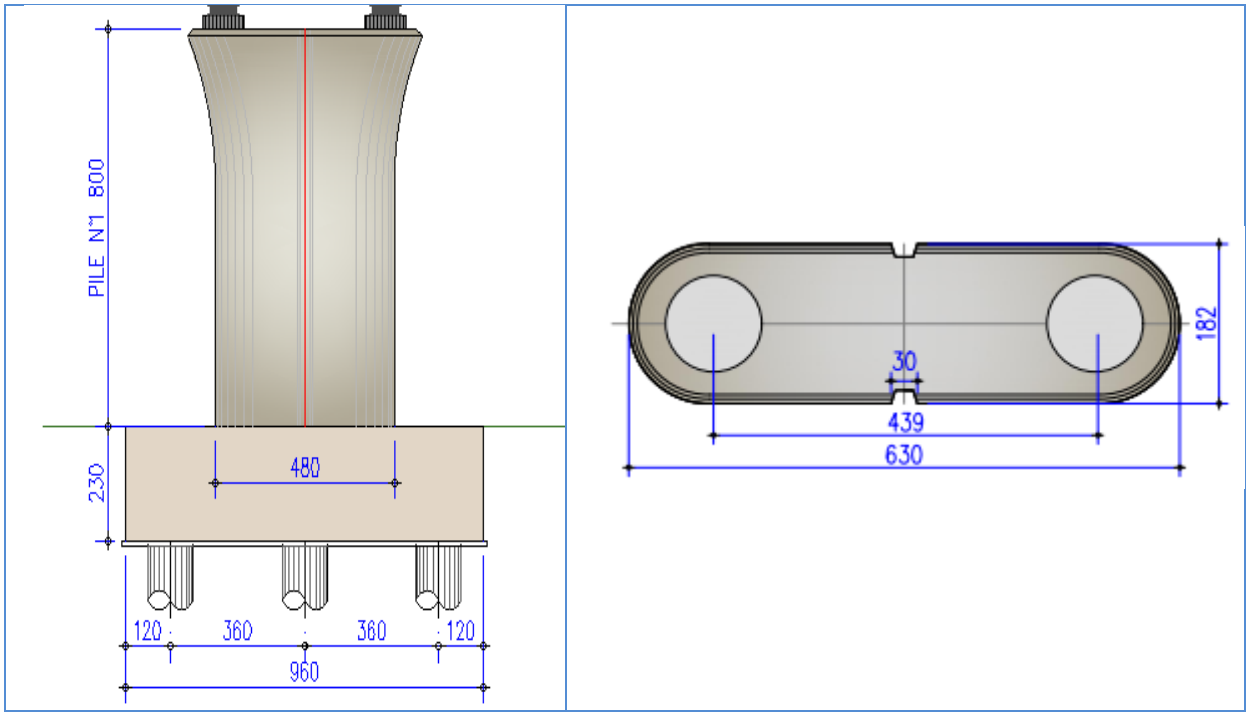


Figure IX. 1. Dimensions de la pile la plus haute.

IX.2.1. Détermination des sollicitations

IX.2.1.1. Détermination des sollicitations en statique

Le calcul des efforts a été faite par rapport au point A situé :
- Bas de la pile.
- Centre de la pile.

Les forces horizontales sont appliquées au niveau de l'extrémité inferieure de l'appareil d'appui, Alors, le bras de levier est égal à : H = H_{pile}= 8 m.

Tableau IX.2. Evaluations des efforts de la pile la plus sollicitée.

Désignation	N (KN)	H (KN)	I_{FV}(x/o)	I_{FH}(y/o)	M_{FV}/o	M_{FH}/o
voile	1 826.37	/	0.00	4	0.00	/
G Tablier	16 634.96	/	0.00	8	0.00	/
H_{f+r}	/	238.24	/	8	/	1 905.92
$H_{T°}$	/	119.12	/	8	/	952.96
Qtram 1v	776.16	/	0.00	/	0.00	/
Qtram 2v	1 554.74	/	0.00	/	0.00	/
S_t	820.11	/	0.00	/	0.00	/
Freinage Qtram 1v	/	155.04	/	8	/	1 240.28
Freinage Qtram 2v	/	310.07	/	8	/	2 480.56

NB : les valeurs de combinaisons des actions de la pile à l'ELS et à l'ELU se trouvent en **Annexe E**.

IX.2.1.2. Evaluation des efforts sismiques agissant sur la pile

Le tableau VIII.3 ci-dessous définit les actions sismiques agissant sur les piles dues aux charges d'inertie et aux réactions sismiques du tablier.

Tableau IX.3. L'évaluation des actions sismiques de la pile.

Désignation	N (kN)	H_L(kN)	H_T(kN)	I_{FV}(x/o)	I_{FH}(y/o)	M_N	M_L (kN.m)	M_T (kN.m)
Pille	630.00	630	490	0.00	4	0.00	2 500	1 950
Séisme tablier	1 090	3 200	1 520	0.00	8	0.00	25 620	12 180

Pour la combinaison des actions par direction, On cumule quadratiquement :

$$F=\sqrt{F_{tablier}^{2}+F_{inertielles}^{2}}$$

IX.2.1.3. Combinaisons des actions sismiques de la pile

D'après le RPOA 2008, la combinaison d'action sismique est définie comme suit :

« **G + 0.3 Q + E** », il est recommandé de combiner ces actions pour avoir le cas le plus défavorable.

IX.2.1.4. Combinaisons des directions sismiques

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

$E1 = E_L + 0.3 (E_T + E_V)$.
$E2 = E_T + 0.3 (E_L + E_V)$.
$E3 = E_V + 0.3 (E_L + E_T)$.

Tableau IX.4. Combinaisons des directions sismiques sur la pile.

	E_L	E_T	E_V	E_1	E_2	E_3
V_L (MN)	3 260	0.00	0.00	3 260	980	980
V_T(MN)	0.00	1 600	0.00	480	1 600	480
M_L	25 750	0.00	0.00	25 750	7 720	7 720
M_T	0.00	12 340	0.00	3 700	12 340	3 700
N (MN)	0.00	0.00	1 260	380	380	1 260

IX.2.1.5. Calcul des efforts provenant du tablier

Dans le cas dynamique les efforts dus au tablier R sont à combiner selon le RPOA comme suit : R = G + 0.3 Q + 0.4 T + D.

Tableau IX.5. Efforts provenant du tablier.

	R_{max}	R_{min}
N (kN)	17 100	16 870
H_T(kN)	0.00	0.00
H_L (kN)	380	330
M_L(kN.m)	3 030	2 660
M_T(kN.m)	0.00	0.00

Les combinaisons d'actions sont faites par rapport aux effets maximums attendus. On a 6 combinaisons :

$E_1 = E_1 + R_{max} + PP_P$
$E_2 = E_2 + R_{max} + PP_P$
$E_3 = E_3 + R_{max} + PP_P$
$E_4 = - E_1 + R_{min} + PP_P$

$\mathbf{E_5 = - E_2 + R_{min} + PP_P}$

$\mathbf{E_6 = - E_3 + R_{min} + PP_P}$

Sachant que :

PP_P : l'effort normal de la pile. $\mathbf{PP_P = 1\ 830\ kN}$.

Les résultats sont résumés dans le tableau ci-après :

Tableau IX.6. Les sollicitations sismiques de la pile.

	E_1	E_2	E_3	E_4	E_5	E_6
V_L (MN)	3 640	1 360	1 360	-2930	-650	-650
V_T(MN)	480	1 980	860	480	1 980	860
M_L	6 730	15 370	6 730	-23090	-5 060	-5 060
M_T	3 700	12 340	3 700	3700	12 340	3 700
N (MN)	19 310	19 310	20 190	18 320	18 320	17 440

IX.2.1.6. Ferraillage de la pile

La pile est soumise à une flexion déviée composée, elle est sollicitée par un effort normal provenant du tablier et des moments de flexion.

Tableau IX.7. Evaluation des efforts max de la pile aux états limites.

ELS		**ELU**		**ELA**	
$M_{L.max}$	5 454.36 kN.m/ml	**$M_{L.max}$**	7 399.55 kN.m/ml	**$M_{L.max}$**	15 370 kN.m/ml
$M_{t.max}$	0	**$M_{t.max}$**	0	**$M_{t.max}$**	12 340 kN.m/ml
T_{max}	681.80 kN/ml	**T_{max}**	924.94 kN/ml	**T_{max}**	1 980 kN/ml
N_{cor}	20 836.18 kN/ml	**N_{cor}**	28 407.33 kN/ml	**N_{cor}**	19 310 kN/ml

La détermination des armatures principales se fait avec le logiciel ROBOT-Expert pour une section rectangulaire avec deux raccordements circulaires sollicitée en flexion déviée composée, et on trouve :

Résultats :

Ferraillage principal : A_S = 315.5 cm² ; Soit 44HA32/ml, avec St = 25 cm.

Ferraillage transversal: A_{st} = As/4 ; Soit : 26HA20/ml, avec St = 17.5 cm en zone critique et de 25 cm en zone courante.

IX.2.2. Calcul des fondations

La détermination du nombre de pieux nécessaires pour transmettre les charges au sol ainsi que la profondeur est fonction de la capacité portante d'un pieu (résistance de pointe $\mathbf{q_u}$ et frottement latérale axiale unitaire limite $\mathbf{q_s}$), donné par le rapport géotechnique, et l'effort vertical dû au tablier et à la pile.

IX.2.2.1. Estimation de la capacité portante du pieu

D'après le fascicule n°62. la capacité portante d'un pieu est fonction de la résistance de pointe $\mathbf{Q_{pu}}$ et le frottement axial unitaire limite $\mathbf{Q_{su}}$. est calculée comme suit :

$$Q_{pu} = \frac{\pi \cdot D^2}{4} \cdot q_{pu}$$

$$Q_{su} = \pi \cdot D \cdot \int_{z_t}^{z_p} q_{su} \cdot dz$$

Avec :

$\mathbf{q_{pu}}$: contrainte de rupture sous la pointe.
$\mathbf{q_{su}}$: frottement latérale unitaire limite.
$\mathbf{z_t}$: profondeur de la tête du pieu.
$\mathbf{z_p}$: profondeur de la base du pieu.

Remarque :

- Les valeurs de $\mathbf{q_{pu}}$ et $\mathbf{q_{su}}$ sont déterminées par les essais pressiométriques, Les valeurs données par le rapport géotechnique seront jointes en annexe A.
- Après re-consultation des résultats des essais pressiométriques donnés par le rapport géotechnique. on a décidé de choisir une profondeur de 12 m pour les pieux de la pile.
- A ce niveau de profondeur. les pieux seront ancrés dans une marne très ferme qui a donnée des pressions limites de 2.8 MPa, ça sera largement suffisant pour reprendre les charges.

Conformément aux indications du chapitre C.4 du fascicule N°62, il faut obtenir que la charge axiale de calcul en tête du pieu reste comprise entre deux limites notées Q_{min} et Q_{max} ci-après définies en fonction de la combinaison d'actions considérées :

Tableau IX.8. Q_{max} et Q_{min} pour chaque état limite.

Etat limite	Q_{min}	Q_{max}
ELU : fondamentales	$-Q_{tu} / 1.4$	$Q_u / 1.4$
ELS : rares	$-Q_{tc} / 1.4$	$Q_c / 1.1$
ELA : sismiques	$-Q_{tu} / 1.3$	$Q_u / 1.2$

Où :

$\mathbf{Q_u}$: charge limite en compression du pieu. $\mathbf{Q_u = Q_{pu} + Q_{su}}$
$\mathbf{Q_{tu}}$: charge limite en traction du pieu. $\mathbf{Q_{tu} = Q_{su}}$
$\mathbf{Q_c}$: charge de fluage en compression. $\mathbf{Q_c = 0.5\ Q_{pu} + 0.7\ Q_{su}}$
$\mathbf{Q_{tc}}$: charge de fluage en traction. $\mathbf{Q_{tc} = 0.7\ Q_{su}}$

Les résultats de calcul des capacités portantes à l'ELU et à l'ELS sont dans le tableau suivant :

Tableau IX.9. Estimation de la capacité portante des pieux de la pile.

Désignation	Valeur	ELU	
q_{pu}	5803 kPa	Q_{min}	-4472.73 kN
$\Sigma\ q_{su}$	1661 kPa	Q_{max}	9160.61 kN
Q_{su}	6261.82 kN	ELS	
Q_{pu}	6563.04 kN	Q_{min}	- 3130.91 kN
Q_u	12824.86 kN	Q_{max}	6967.99 kN
Q_c	7664.79 kN	ELA	
Q_{tu}	6261.82 kN	Q_{min}	-4 816.78 kN
Q_{tc}	4383.27 kN	Q_{max}	10 687.38 kN

IX.2.2.2. Calcul des actions sur pieux

La charge appliquée sur pieux se calcule par rapport à leur nombre et leurs entraxes comme suit :

$$R_i = \frac{N}{n} \pm \frac{M_x \cdot y_i}{\sum(y_i^2)} \pm \frac{M_y \cdot x_i}{\sum(x_i^2)}$$

Sachant que :

R_i: effort revenant sur chaque pieu.
N : effort normal total.
n : le nombre des pieux total. $n \geq N / Q_{max}$.
$M_{x.\,y}$: les moments fléchissant dans le sens *x* et y.
$x_i.\ y_i$: la distance entre pieux par rapport à l'axe de la semelle.

La géométrie des pieux est :

- Nombre : trois files de 3 pieux. 9 en total.
- Entraxe : 3.6 m
- Diamètre : 1.2 m
- Profondeur : 12 m.

Les actions sur pieux à l'ELS, à l'ELU et à l'ELA sismique sont définies dans les tableaux ci-dessous :

Tableau IX.10. Estimation des actions sur pieux de la pile à l'ELS.

ELS	1ère file	2ème file	3ème file
	R_1	R_2	R_3
G	2787,75	2 640.06	2 640.05
$G+Q_{tram1V}+0.6T+R_{etrait}+F_{luage}+ST$	3057,27	2 817.42	2 817.42
$G+Q_{tram2V}+0.6T+R_{etrait}+F_{luage}+ST$	3235,94	2 903.93	2 903.93

Tableau IX.11. Calcul des actions sur pieux de la pile à l'ELU.

ELS	1ère file	2ème file	3ème file
	R_1	R_2	R_3
1.35G	3768.57	3564.08	3564.07
$1.35G+1.45Q_{tram1V}+0.9T+R_{etrait}+F_{luage}+1.5ST$	4153.18	3825.81	3825.81
$1.35G+1.45Q_{tram2V}+0.9T+R_{etrait}+F_{luage}+1.5ST$	4401.50	3951.25	3951.25

Tableau IX.12. Calcul des actions sur pieux de la pile à l'ELA.

ELS	1ère file	2ème file	3ème file
	R_1(KN)	R_2(KN)	R_3(KN)
E1	2 540	2 180	1 820
E2	3 060	2 180	1 300
E3	2 650	2 280	1 920
E4	650	2 070	3 490
E5	1 730	2 070	2 410
E6	1 630	1 970	2 310

Constatation : on remarque bien que :

$R_{max.ELS}$ = 3235.94 kN < $Q_{max.ELS}$ = 6 967.99 kN

$R_{max.ELU}$ = 4401.50 KN < $Q_{max.ELU}$ = 9 160.61 kN

$R_{max.ELA}$ = 3490 kN < $Q_{max.ELA}$ = 10 687.38 kN➔ pas de risque de poinçonnement.

$R_{min.ELS}$ = 2 640.05 kN > 0

$R_{min.ELU}$ = 3564.07 kN > 0

$R_{min.ELA}$ = 650 kN > 0 ➔ pas de risque de soulèvement.

IX.2.2.3. Ferraillage de la semelle de la pile

Pour le ferraillage de la semelle on utilise la méthode des bielles, conditionnée par :

$$\begin{cases} \alpha \geq 45° \\ h \geq \frac{L}{2} - \frac{b}{4} \end{cases} ; \; h = H - d'$$

L : entraxe entre les pieux.
b : épaisseur de la pile.

Application Numérique :

L = 3.6 m ; b = 1.82 m ; H = 2.3 m ; d' = 0.1 m ; h = 2.2 m

$$\frac{L}{2} - \frac{b}{4} = 1.35m$$

$\alpha_1 = \alpha_2 = \text{Arctg}\left(\frac{h}{\frac{L}{2}-\frac{b}{4}}\right) = 58.59\ °$ ➔ Condition vérifié.

D'après le document « SETRA » la section d'armature transversale inférieure est déterminée par la méthode des bielles est égale à :

$$\mathbf{As} = \frac{\mathbf{R_{max}}}{\bar{\sigma}_a} \times \frac{\frac{L}{2}-\frac{b}{4}}{h}$$

Application Numérique :

$R_{max.ELS} = 3235.94$ KN ; $R_{max.ELA} = 3490$ KN

$\bar{\sigma}_{a.ELS} = \frac{2}{3} f_e = 333.33$MPa ; $\bar{\sigma}_{a.ELU} = f_e = 500$ MPa

$A_{s.ELS} = 59.35\ cm^2$; $A_{s.ELA} = 42.62\ cm^2$

Donc $A_s = 59.35\ cm^2$ ➔ Prenons : 13HA25 ($A_s = 63.83\ cm^2$)

Les armatures transversales placées dans les bandes axées sur les pieux ayant une largeur (L) telle que :

$$St = \frac{\Phi pieux + H}{n - 1} = 23\ cm$$

On opte pour un espacement de 20 cm.

Armatures transversales supérieures :

$A_{s1} = A_s/3 = 21.28\ cm^2/ml$; Soit : HA16, avec un espacement de 18 cm.

Armatures longitudinales inférieures :

$A_{s2} = A_s/2 = 31.92\ cm^2/ml$; Soit : HA16, avec un espacement de 18 cm.

Armatures longitudinales supérieures :

$A_{s3} = A_{s1}/4 = 15.96\ cm^2/ml$; Soit : HA14, avec un espacement de 18 cm.

Armatures latérales :

$A_{s4} = A_s/10 = 6.38\ cm^2/ml$; Soit : HA12, avec un espacement de 20 cm.

IX.2.2.4. Ferraillage des pieux de la pile

Le pieu est un élément en béton armé soumis à la flexion composée, son comportement dans le sol peut s'exprimer par l'équation différentielle suivante :

$$\mathbf{EI} \times \frac{\mathbf{d^4y}}{\mathbf{d^4x}} + \mathbf{C_u by} = \mathbf{0}$$

b : diamètre du pieu.
C_u : module de réaction du sol.
y : déplacement en tête du pieu.

La solution de l'équation s'écrit sous la forme :

$$\alpha = \sqrt[4]{\frac{4EI}{C_u b}}$$ Où : **α :** est la longueur élastique du pieu.

Le pieu est soumis à un moment fléchissant en chaque dixième de section, dont les déplacements et les rotations en tête sont nuls (pieux encastrés en tête). Ce moment est déterminé par la méthode WERNER :

$$\overline{M} = - \frac{\chi_{\theta P}}{\chi_{\theta M}} \times \frac{\overline{P}}{\lambda}$$

$\lambda = \sqrt[4]{\frac{C_u b}{4EI}}$. **λ :** coefficient d'amortissement du module de WERNER.

$\chi_{\theta P}$ et $\chi_{\theta M}$: coefficient déterminé à partir de l'abaque de WERNER en fonction de **λ × L**.

$\overline{P}$ **:** l'effort tranchant en tête du pieu, $\overline{P}$**=H/n**. n étant le nombre de pieux.

Les résultats de calcul sont déterminés dans le tableau suivant :

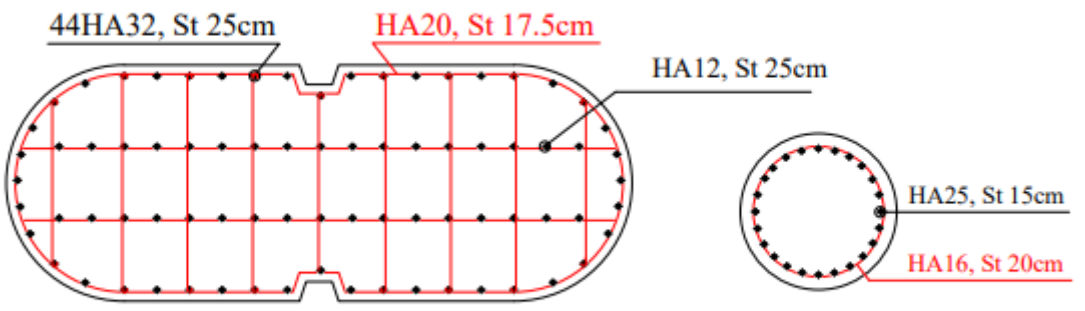
Tableau IX.13. La détermination des sollicitations en tête des pieux de la pile.

L (m)	12	**λ**	0.226
E (MPa)	34 180	**λ × L**	2.707
C_u (MN/m^3)	85	**$\chi_{\theta P}$**	1.22
b (m)	1.2	**$\chi_{\theta M}$**	1.52
I (m^4)	0.1018	**$\overline{P}$ (kN)**	423.37
n	15	**$\overline{M}$ (kN.m)**	1500.24

Le calcul du ferraillage des pieux se fait avec le logiciel ROBOT-Expert pour une section circulaire de diamètre 1.2 m soumise à une flexion composé :

Ferraillage principal : A_s = 113.1cm² ; Soit : 24HA25/ml, avec St = 15 cm.

Ferraillage horizontal : on opte pour des cerces de HA16, avec un espacement de 12.5 cm en zone critique et de 20 cm en zone courante.



Ferraillage de la section du pile Ferraillage de la section du pieu

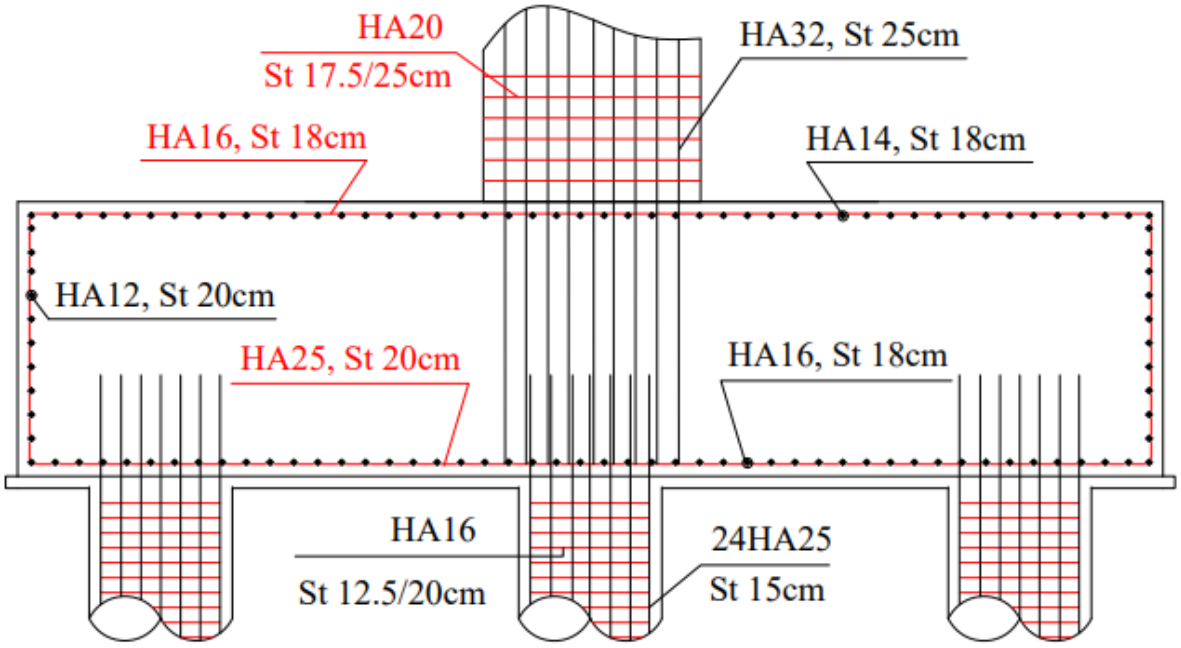


Figure IX. 2. Ferraillage pile + semelle + pieu.

IX.3. CONCLUSION

L'étude de l'infrastructure abordée dans ce chapitre traite le dimensionnement ainsi la stabilité de la pile et de la culée tout en vérifiant le ferraillage de ses éléments qui lui permettrait d'avoir un fonctionnement adéquat. D'où l'ouvrage peut-être exploite en toute sécurité.

CONCLUTION GENERALE

Le travail présenté le long de ce mémoire s'inscrit dans le cadre de mon projet de fin d'études intitulé « Conception et étude d'un pont de l'extension de la première ligne de tramway de Constantine au PK 10+700 ».

Ce travail m'a permis d'acquérir les différentes techniques d'assimilation des phénomènes physiques, le passage vers le logiciel à partir d'une modélisation correcte, la maîtrise de la réglementation régissant les principes de calcul des structures dans le domaine des ouvrages d'art. Ceci se fait à partir de a lecture des différentes références bibliographiques, l'utilisation du logiciel comme moyen de calcul et surtout grâce au côtoiement d'ingénieurs et de chercheurs dans le domaine de génie civil.

Cet ouvrage, m'a permis visualiser les différentes phases d'exécution d'un ouvrage d'art, d'appliquer différents règlements (BAEL et RPOA, Euro code), ainsi l'utilisation des plusieurs logiciels de calcul et de dessin notamment : AUTOCAD, ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS, ROBOT EXPERT et MICROSSOFT OFFICE EXCEL.

Ce projet de fin d'études est une excellente synthèse de tout ce qu'on a appris durant notre cursus à l'Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics et aussi une occasion pour intégrer le milieu professionnel.

Pour conclure, on espère avoir fait de notre mieux pour l'accomplissement de ce travail qui n'est autre que le fruit 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.

BIBLIOGRAPHIE

[1] : Comité européen de normalisation CEN, EN 1990 Eurocodes 0 : Bases de calcul des structures.

[2] : Comité européen de normalisation CEN, EN 1991 Eurocode 1 : Actions sur les structures.

[3] : Comité européen de normalisation CEN, EN 1992 Eurocode 2 : Calcul des structures en béton.

[4] : Comité européen de normalisation CEN, EN 1993 Eurocode 3 : Calcul des structures en acier.

[5] : CALGARO, J.A., BERNARD-GELY, A., Conception des ponts, Ecole nationale des ponts et chaussées de Paris, France, 1994.

[6] : Benredhouane Mustapha, Cours de Béton Armé. Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics d'Alger, 2019.

[7] : Calgaro, J.A & Virlogeux M, projet et construction des ponts. Ecole Nationale des Ponts et Chaussées de Paris (France), 1987.

[8] : Calgaro. J.A & Bérnard-Gély. A, conception des ponts. Ecole Nationale des Ponts et Chaussées de Paris (France), 1994.

[9] : Chaussin. R & Fuentes. A. & Lacroix. R, & Perchat. J, la précontrainte. Ecole Nationale des Ponts et Chaussées de Paris (France), 1992.

[10] : CHAUSSIN. R, béton précontraint. Direction Techniques des Ouvrages d'Art au Laboratoire Central des Ponts et Chaussées (France), 1992.

[11] : Document SETRA, ponts courants en zone sismique. Ministère de l'Equipement, des Transports, du Logement, du Tourisme et de la Mer (France), janvier 2000.

[12] : Document SETRA, ponts en béton précontraint construits par encorbellements successifs. Ministère de l'Equipement, des Transports, du Logement, du Tourisme et de la Mer (France), juin 2003.

[13] : Document SETRA, ponts mixtes acier-béton. Ministère de l'Ecologie, de l'Energie, de Développement Durable et du la Mer (France), septembre 2009.

[14] : Kibboua. A, cours des règles parasismiques applicables sur un pont. Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics d'Alger, 2018.

[15] : Thonier. H, le béton précontraint aux états limite. Ecole Nationale des Ponts et Chaussées de Paris : 2ème édition, (France), 1992.

ANNEXES

Résultats de la reconnaissance géotechnique

1-Coupes des sondages carottés.

2- Coupes des sondages pressiométriques.

3- Résultats des essais pressiométriques.

4- Essais de laboratoire.

MESURE INFORMATIQUE GEOLOGIE — GEOSOFT

Dossier: 100DRDE23 25 15 | Site : Ali Mendjeli

Forage : SC-AM-1+865

Client : CORSAN CORVIAM

Type : Standard Penetration Test

Etude : EXTENSION DE LA 1ère LIGNE DU TRAMWAY CONSTANTINE

Z: 717.745 m
X: 284699.382
Y: 4019708.656

Date : 21/10/2015
Début : 0.00 m
Fin : 35.00 m
Page: 1 / 1

Remarque :

Niveau d'eau:

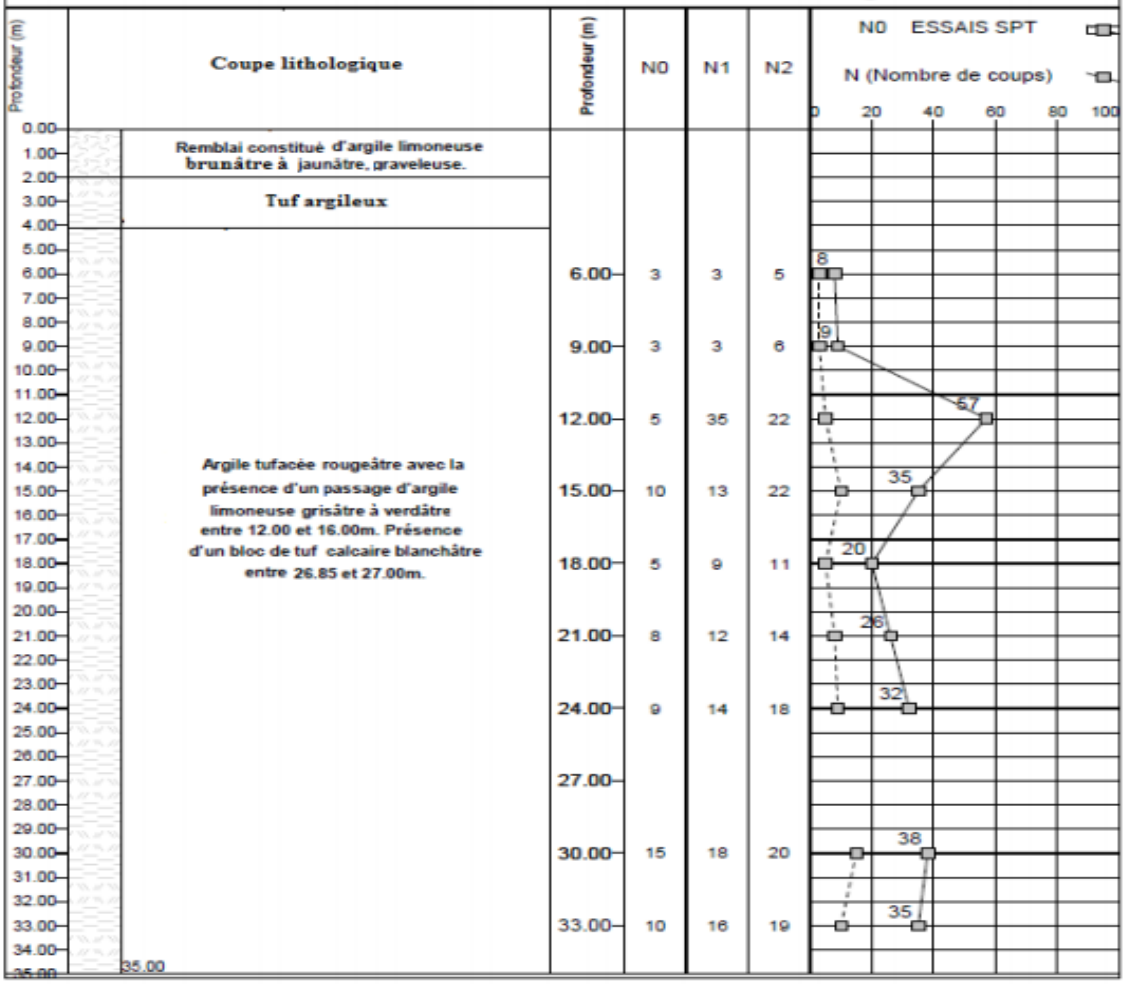




Figure A.1. Sondage carotté (SC-AM-10+718.310) sur 35 m de profondeur.

MESURE INFORMATIQUE GEOLOGIE

Dossier:	100DRDE23 25 15	Site :	Ali Mendjeli

Forage : SC-AM-1+935

Client : CORSAN CORVIAM

Type : Standard Penetration Test

Etude : EXTENSION DE LA 1ère LIGNE DU TRAMWAY CONSTANTINE

Z: 717.13 m — Date : 06/10/2015

X: 284684.664 — Début : 0.00 m

Y: 4019640.182 — Fin : 35.00 m

Remarque :

Niveau d'eau:

Page: 1 / 1

Profondeur (m)	Coupe lithologique	Profondeur (m)	N0	N1	N2
0.00 – 3.00	Remblai hétérogène	3.00	4	4	6
3.00 – 35.00	Argile tufacée rougeâtre et verdâtre avec quelques passages blanchâtres peu graveleuse entre 17 et 18m	6.00	16	16	9
		9.00	13	14	8
		12.00	11	14	13
		15.00	16	15	18
		18.00	12	11	15
		21.00	13	10	11
		24.00	16	15	17
		27.00	16	18	22
		30.00	18	20	22
		33.00	17	18	26

N0 ESSAIS SPT

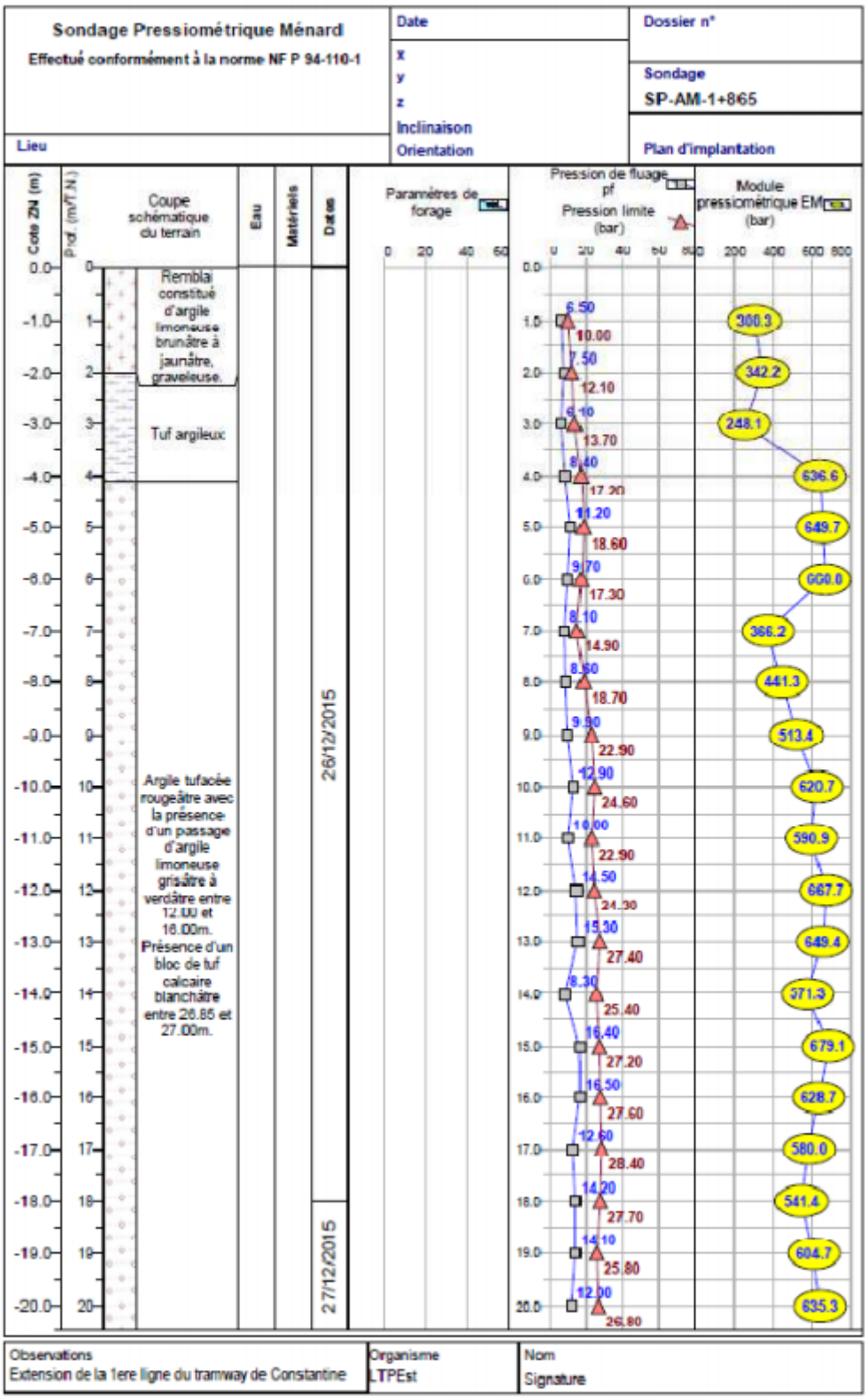
N (Nombre de coups)

0 20 40 60 80 100

10 25 22 27 33 26 21 32 40 42 44



Figure A.2. Sondage carotté (SC-AM-10+788.310) sur 35 m de profondeur.


Sondage Pressiométrique Ménard
Effectué conformément à la norme NF P 94-110-1
Date
x
y
z
Inclinaison
Orientation
Dossier n°
Sondage
SP-AM-1+865
Lieu
Plan d'implantation
Cote ZN (m)
Prof. (m/T.N.)
Coupe schématique du terrain
Eau
Matériels
Dates
Paramètres de forage
Pression de fluage pf
Pression limite (bar)
Module pressiométrique EM (bar)
Remblai constitué d'argile limoneuse brunâtre à jaunâtre, graveleuse.
Tuf argileux
Argile tufacée rougeâtre avec la présence d'un passage d'argile limoneuse grisâtre à verdâtre entre 12.00 et 16.00m. Présence d'un bloc de tuf calcaire blanchâtre entre 26.85 et 27.00m.
26/12/2015
27/12/2015
Observations
Extension de la 1ere ligne du tramway de Constantine
Organisme
LTPEst
Nom
Signature

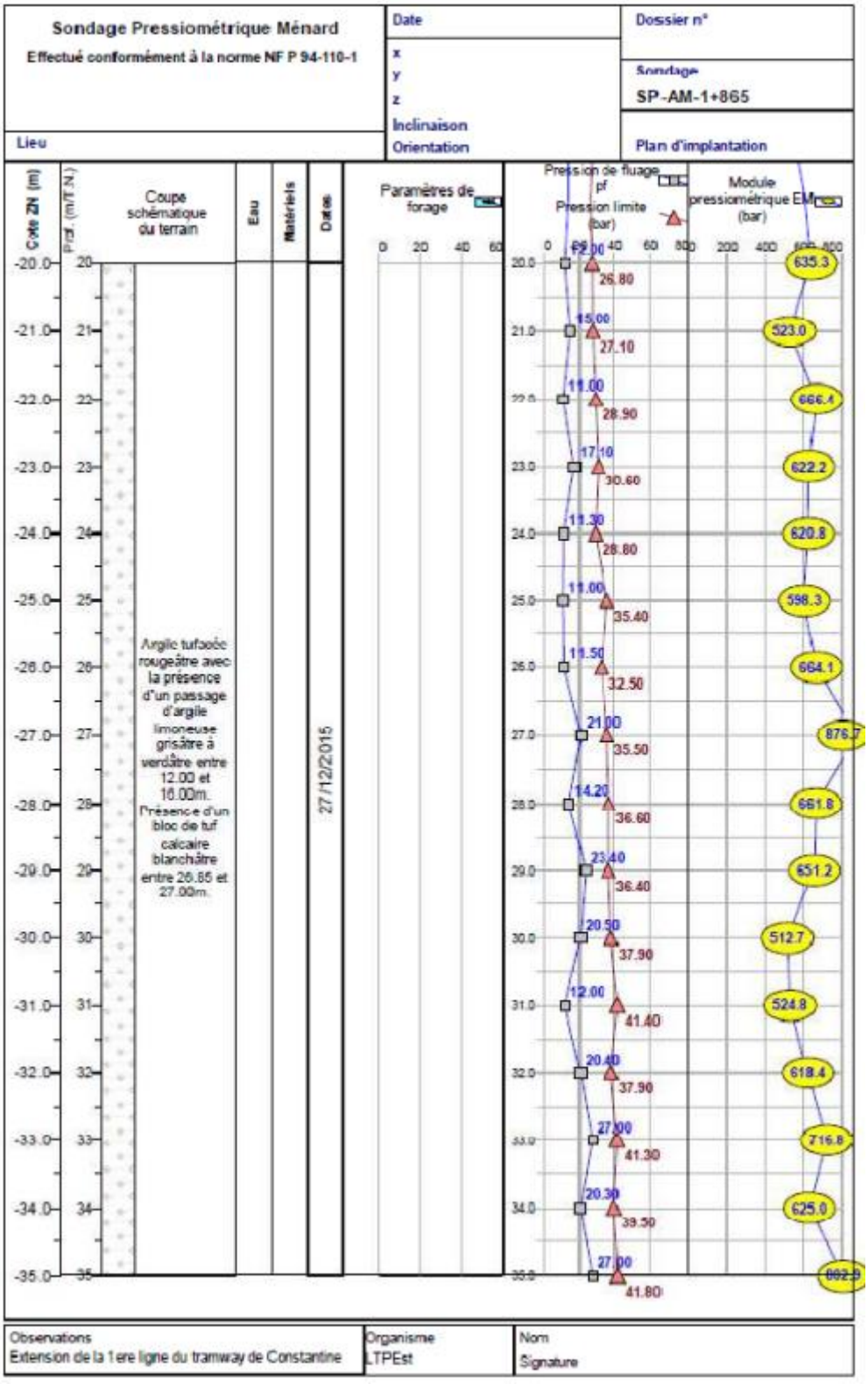
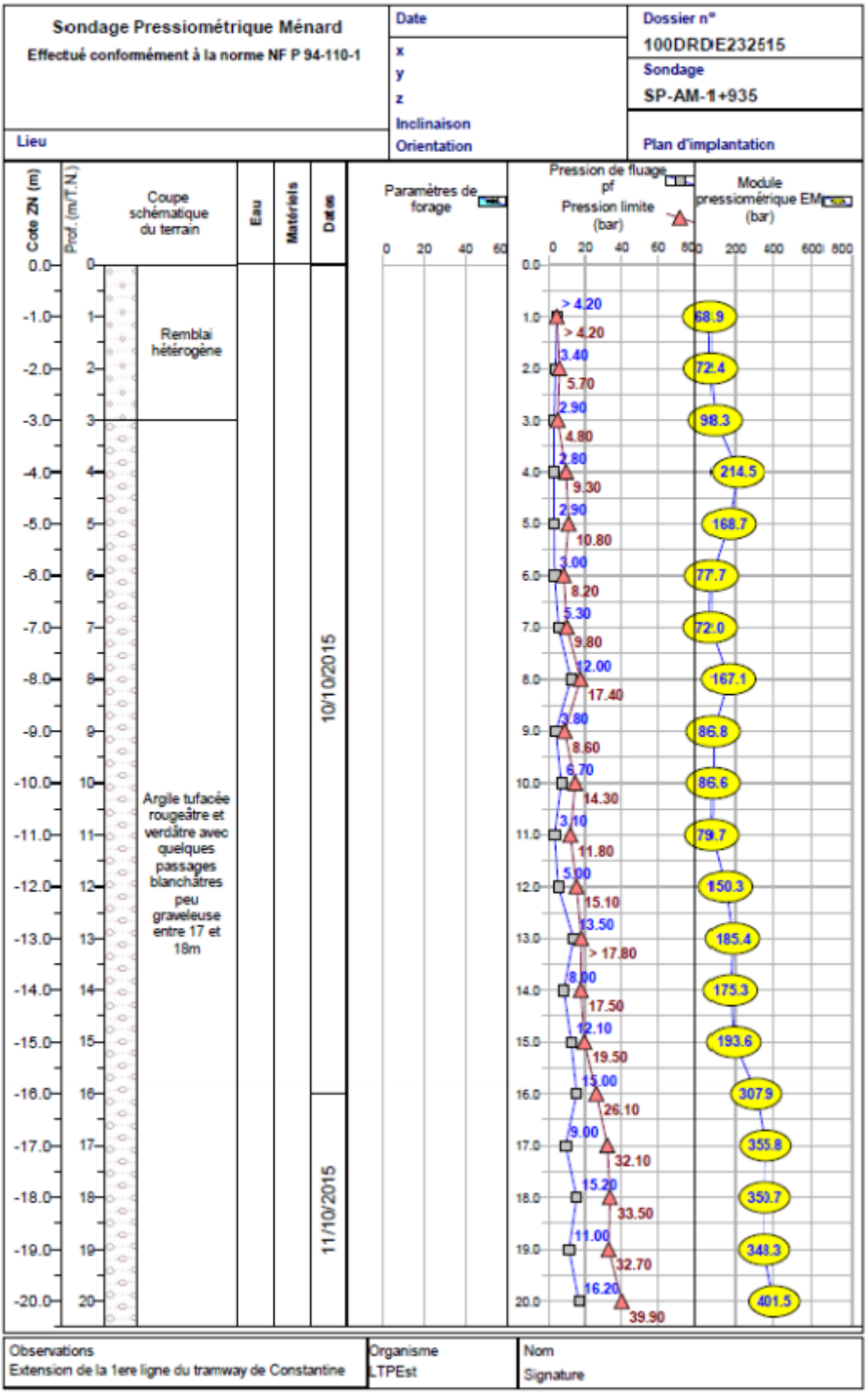


Figure A.3. Essai pressiométrique Menard (SCP-10+718.310) sur 35 m de profondeur.


Sondage Pressiométrique Ménard
Effectué conformément à la norme NF P 94-110-1
Date
x
y
z
Inclinaison
Orientation
Dossier n°
100DRDE232515
Sondage
SP-AM-1+935
Lieu
Plan d'implantation
Cote ZN (m)
Prof. (m/T.N.)
Coupe schématique du terrain
Eau
Matériels
Dates
Paramètres de forage
Pression de fluage pf
Pression limite (bar)
Module pressiométrique EM (bar)
Remblai hétérogène
Argile tufacée rougeâtre et verdâtre avec quelques passages blanchâtres peu graveleuse entre 17 et 18m
10/10/2015
11/10/2015
> 4.20
> 4.20
3.40
5.70
2.90
4.80
2.80
9.30
2.90
10.80
3.00
8.20
5.30
9.80
12.00
17.40
3.80
8.60
5.70
14.30
3.10
11.80
5.00
15.10
13.50
> 17.80
8.00
17.50
12.10
19.50
15.00
26.10
9.00
32.10
15.20
33.50
11.00
32.70
16.20
39.90
68.9
72.4
98.3
214.5
168.7
77.7
72.0
167.1
86.8
86.6
79.7
150.3
185.4
175.3
193.6
307.9
355.8
350.7
343.3
401.5
Observations
Extension de la 1ere ligne du tramway de Constantine
Organisme
LTPEst
Nom
Signature

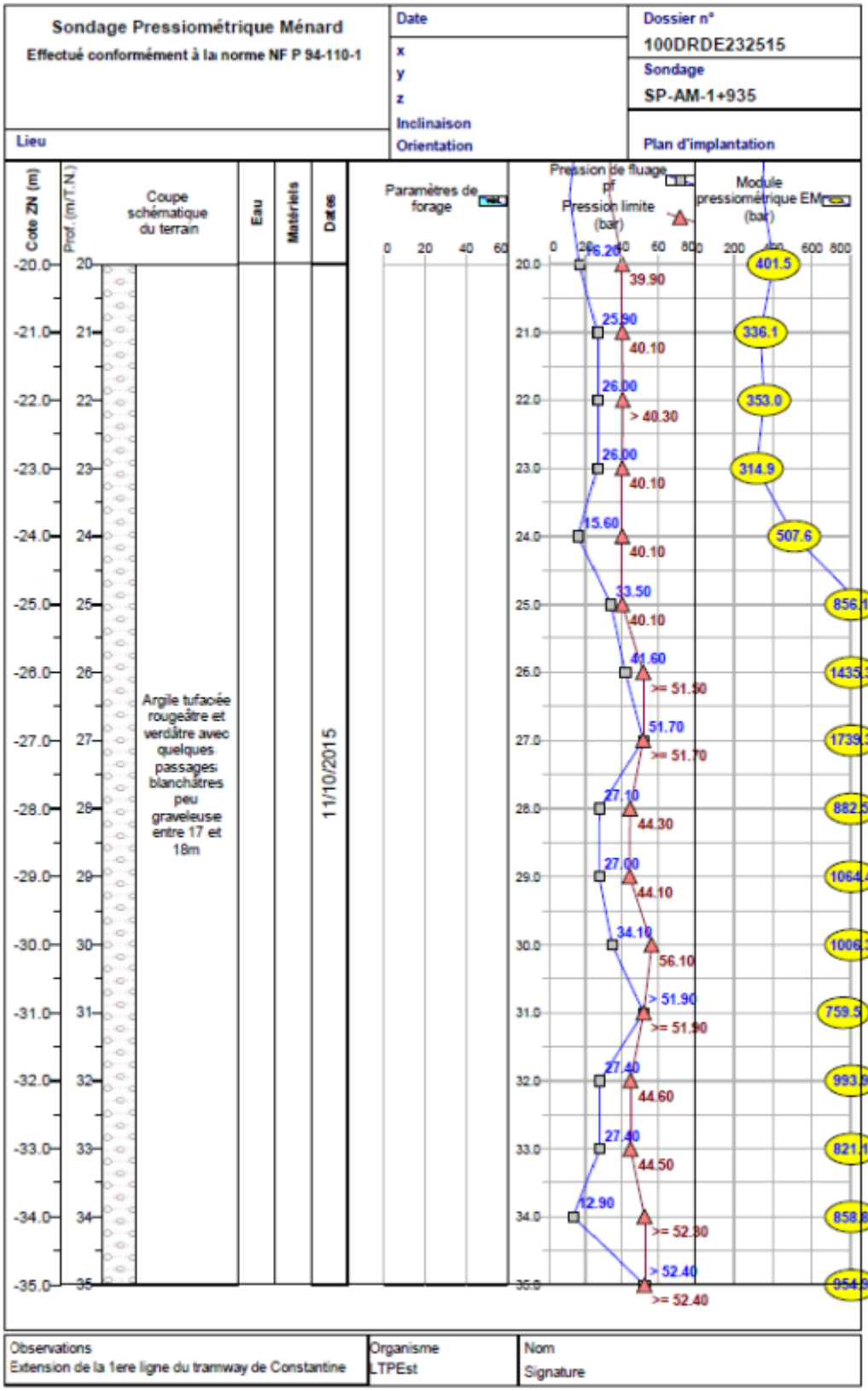


Figure A.4. Essai pressiométrique Menard (SCP-10+788.310) sur 35 m de profondeur.

Position Z de la pointe	Longueur de pieu (m)	Pression limite (pL) MPa	Frottement axial unitaire limite (qs) kPa	Résistance de pointe (qb) kPa	Résistance Limite (MN	Pression de compression (MPa)
711	1	1,5	128			
710	2	1,9	133			
709	3	2,3	138			
708	4	2,5	140			
707	5	2,3	138			
706	6	2,5	138	5626	9,04	5,1
705	7	2,8	142	5775	9,57	5,4
704	8	2,6	139	5922	10,09	5,7
703	9	2,8	141	5935	10,44	5,9
702	10	2,8	141	6024	10,89	6,2
701	11	2,9	142	5896	11,06	6,3
700	12	2,8	141	5803	11,28	6,4
699	13	2,6	138	5681	11,46	6,5
698	14	2,7	139	5705	11,82	6,7
697	15	2,8	140	5941	12,45	7,0
696	16	2,9	141	6012	12,88	7,3
695	**17**	**3,1**	**143**	**6453**	**13,25**	**7,5**
694	18	2,9	141	6618	13,25	7,5
693	19	3,6	148	6860	13,25	7,5
692	20	3,3	145	7271	13,25	7,5

Figure A.5. Résultats du calcul à l'appui P-1 / pieu 1200 mm.

Position Z de la pointe	Longueur de pieu (m)	Pression limite (pL) MPa	Frottement axial unitaire limite (qs) kPa	Résistance de pointe (qb) kPa	Résistance limite (MN	Pression de compression (MPa)
713	1	1,9	133			
712	2	1,8	131			
711	3	1,5	128			
710	4	1,9	133			
709	5	2,3	138			
708	6	2,5	140			
707	7	2,3	138			
706	8	2,5	138	5557	9,58	5,4
705	9	2,8	141	5683	10,08	5,7
704	10	2,6	139	5830	10,60	6,0
703	11	2,8	141	5843	10,95	6,2
702	12	2,8	141	5932	11,39	6,5
701	13	2,9	141	5804	11,57	6,6
700	14	2,8	140	5711	11,79	6,7
699	15	2,6	138	5589	11,96	6,8
698	16	2,7	139	5613	12,32	7,0
697	17	2,8	139	5849	12,95	7,3
696	**18**	**2,9**	**141**	**5920**	**13,25**	**7,5**
695	19	3,1	143	6361	13,25	7,5
694	20	2,9	140	6526	13,25	7,5
693	21	3,6	148	6768	13,25	7,5

Figure A.6. Résultats du calcul à l'appui P-1 / pieu 1200 mm.

Position Z de la pointe	Longueur de pieu (m)	Pression limite (pL) MPa	Frottement axial unitaire limite (qs) kPa	Résistance de pointe (qb) kPa	Résistance limite (MN	Pression de compression (MPa)
716	1	1,2	0			
715	2	1,4	0			
714	3	1,8	0			
713	4	1,9	0			
712	5	1,8	0			
711	6	1,5	0			
710	7	1,9	0			
709	8	2,3	0			
708	9	2,5	138			
707	10	2,3	136			
706	11	2,5	137	5338	7,72	4,4
705	12	2,8	141	5545	8,31	4,7
704	13	2,6	138	5692	8,83	5,0
703	14	2,8	140	5705	9,18	5,2
702	15	2,8	140	5794	9,62	5,4
701	16	2,9	141	5666	9,80	5,5
700	17	2,8	140	5573	10,01	5,7
699	18	2,6	137	5451	10,19	5,8
698	19	2,7	138	5475	10,55	6,0
697	20	2,8	138	5711	11,17	6,3
696	21	2,9	140	5782	11,60	6,6
695	22	3,1	142	6223	12,49	7,1
694	23	2,9	140	6388	13,03	7,4
693	**24**	**3,6**	**147**	**6630**	**13,25**	**7,5**
692	25	3,3	144	7041	13,25	7,5
691	26	3,6	147	7054	13,25	7,5

Figure A.7. Résultats du calcul à l'appui C-1 / pieu 1200 mm.

Position Z de la pointe	Longueur de pieu (m)	Pression limite (pL) MPa	Frottement axial unitaire limite (qs) kPa	Résistance de pointe (qb) kPa	Résistance limite (MN	Pression de compression (MPa)
716	1	1,2	0			
715	2	1,4	0			
714	3	1,8	0			
713	4	1,9	0			
712	5	1,8	0			
711	6	1,5	0			
710	7	1,9	0			
709	8	2,3	136			
708	9	2,5	138			
707	10	2,3	136			
706	11	2,5	137	5338	8,04	4,6
705	12	2,8	141	5545	8,64	4,9
704	13	2,6	138	5692	9,15	5,2
703	14	2,8	140	5705	9,50	5,4
702	15	2,8	140	5794	9,95	5,6
701	16	2,9	141	5666	10,12	5,7
700	17	2,8	140	5573	10,34	5,9
699	18	2,6	137	5451	10,51	6,0
698	19	2,7	138	5475	10,87	6,2
697	20	2,8	138	5711	11,50	6,5
696	21	2,9	140	5782	11,92	6,7
695	22	3,1	142	6223	12,82	7,3
694	**23**	**2,9**	**140**	**6388**	**13,25**	**7,5**
693	24	3,6	147	6630	13,25	7,5
692	25	3,3	144	7041	13,25	7,5
691	26	3,6	147	7054	13,25	7,5

Figure A.8. Résultats du calcul à l'appui C-2 / pieu 1200 mm.

REFERENCES DE L'ECHANTILLON			TENEUR EN EAU	MASSE VOLUMIQUE DU SOL SEC	DEGRE DE SATURATION	GRANULOMETRIE		LIMITES D'ATTERBERG			CLASSIFICATION
SONDAGES CAROTTES		PROFONDEUR (m)	W (%)	γd (g/cm³)	Sr (%)	2 (mm)	80 (µm)	W_L (%)	W_P (%)	I_P (%)	
SC-AM-1+865	EP	14.50-15.00	24,83	1,60	99,87	100	100	57,69	28,1	29,59	At
	SPT	24.00-24.45	20,4	/	/	100	86	41,77	20,35	21,41	Ap
	EP	30.45-30.90	25,76	1,58	99,93	100	100	76,59	37,90	38,69	At
SC-AM-1+935	EP	5.40-5.70	22,24	1,66	98,13	96	87	36,15	17,97	18,18	Ap
	EP	11.60-12.00	35,89	1,36	99,88	100	100	79,35	38,41	40,93	Lt
	EP	20.60-21.00	25,81	1,57	99,93	100	100	60,75	30,09	30,66	At
	EP	32.60-33.00	24,9	1,60	99,95	100	100	52,08	26,95	25,13	At

Figure A.9. Essais physiques (AM-10+718.310) et (AM-10+788.310).

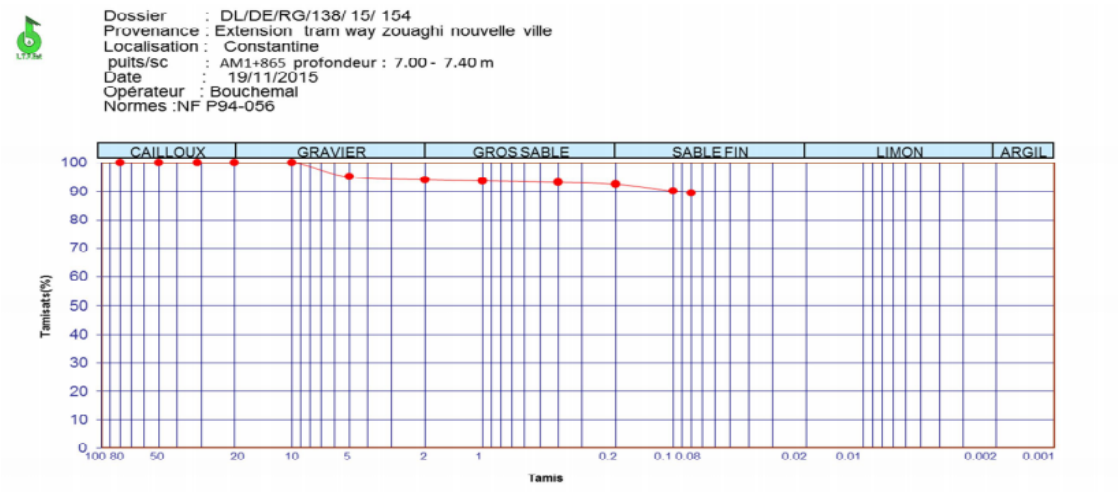


Figure A.10. Courbes analyses granulométriques (AM-10+718.31).

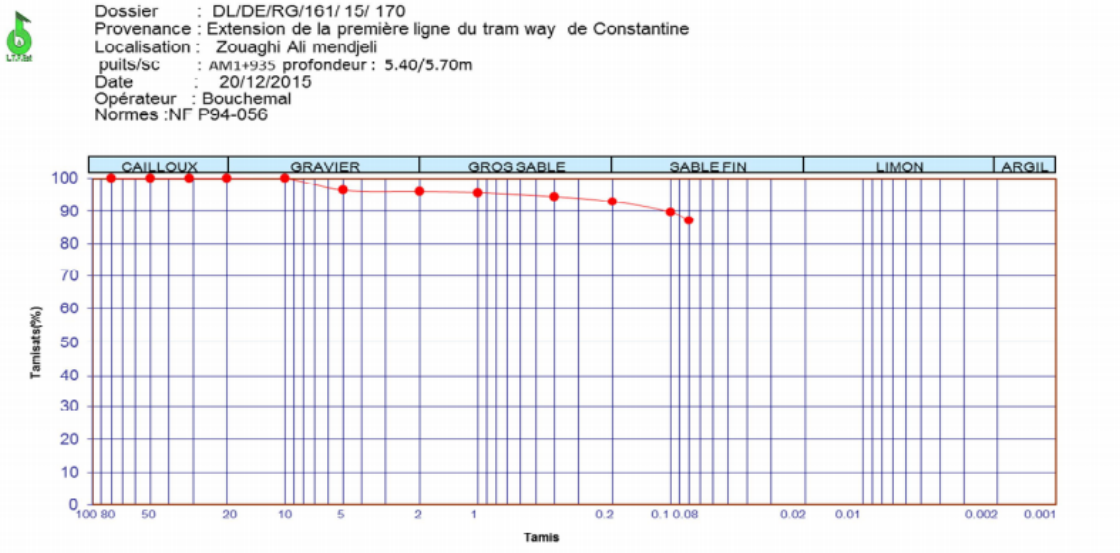


Figure A.11. Courbes analyses granulométriques (AM-10+788.310).

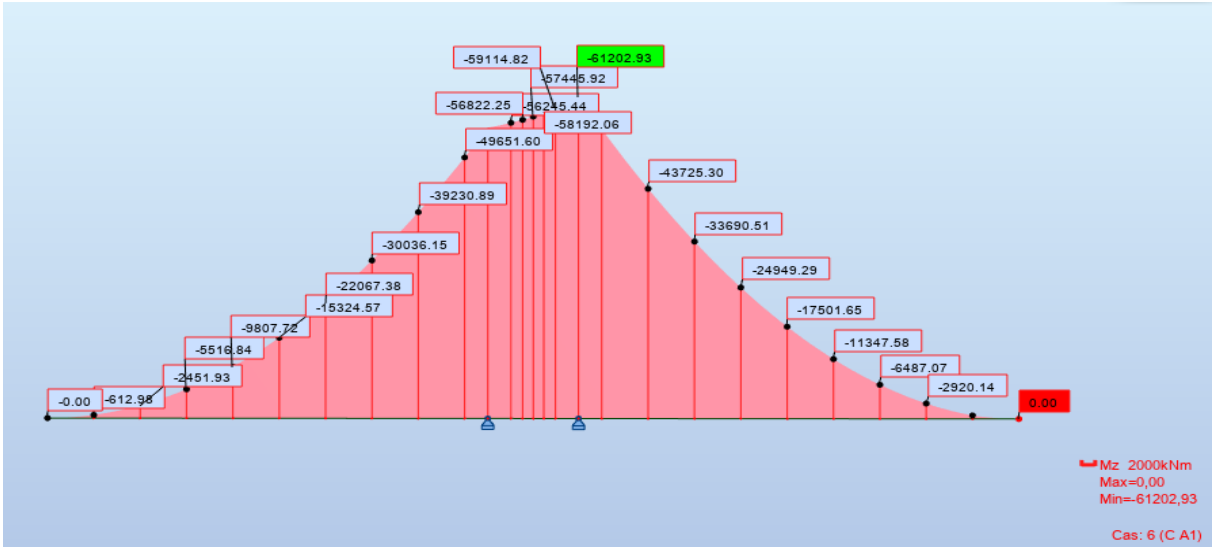


Figure B.1. Moment fléchissant d'un fléau sous la combinaison A1.

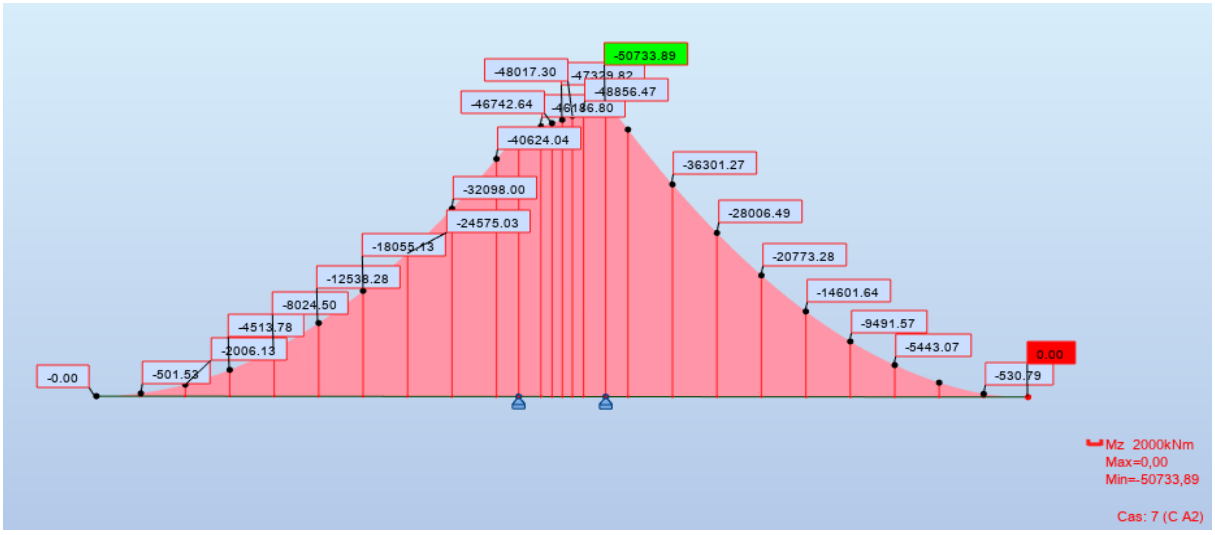


Figure B.2. Moment fléchissant d'un fléau sous la combinaison A2.

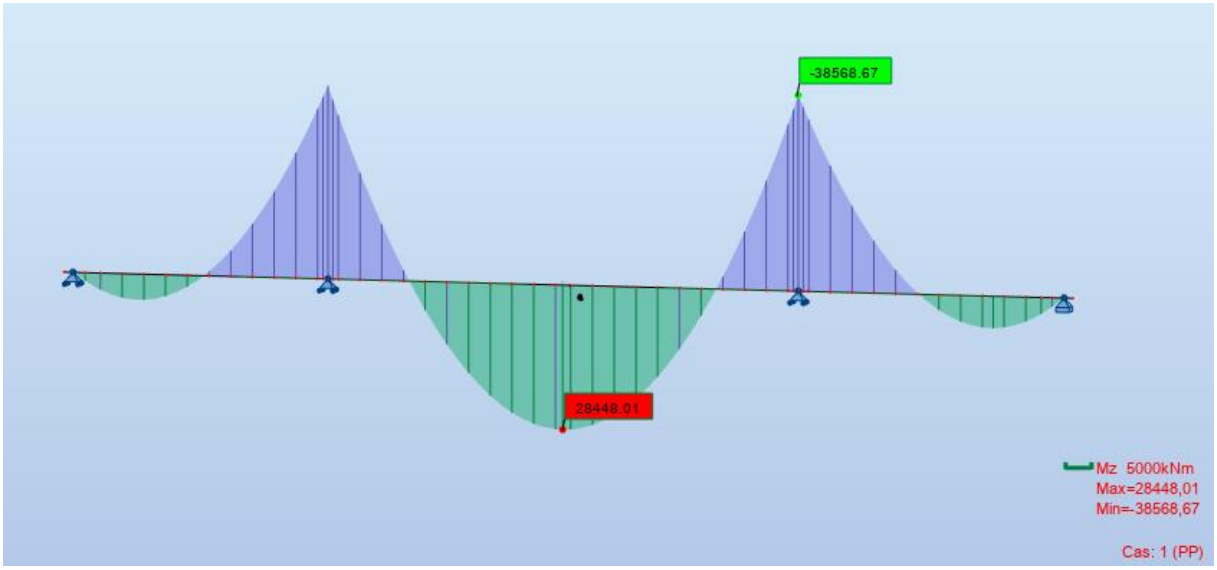


Figure B.3. Moment fléchissant longitudinal du au poids propre.

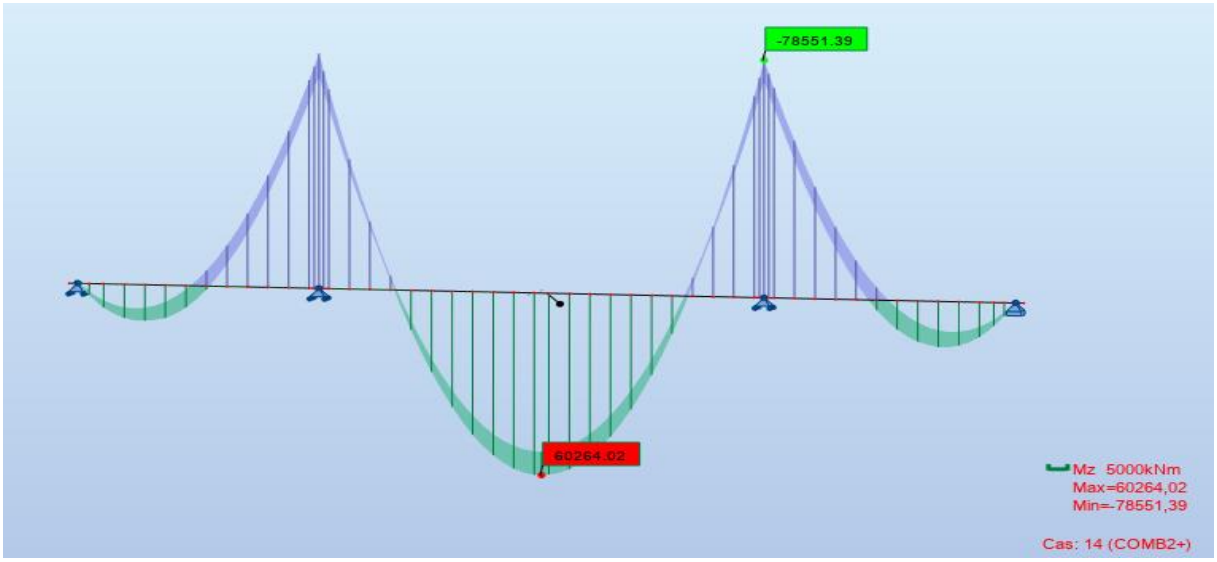


Figure B.4. Moment fléchissant longitudinal sous la Combinaison G + Qtram 2V + ST.

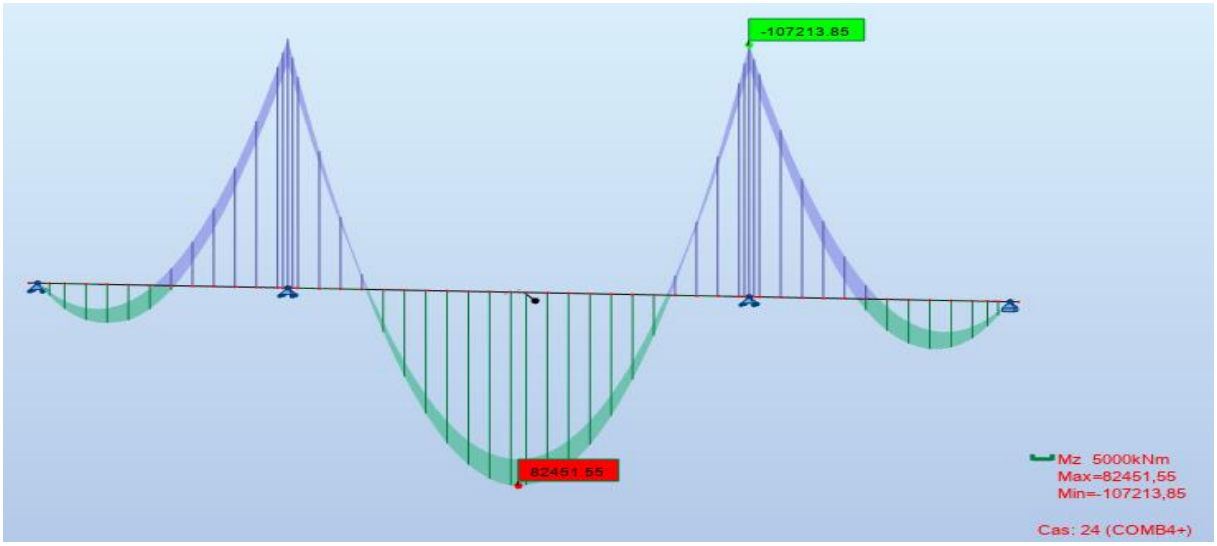


Figure B.5. Moment fléchissant longitudinal sous la Combinaison 1.35G + 1.45Qtram 2V + 1.5ST

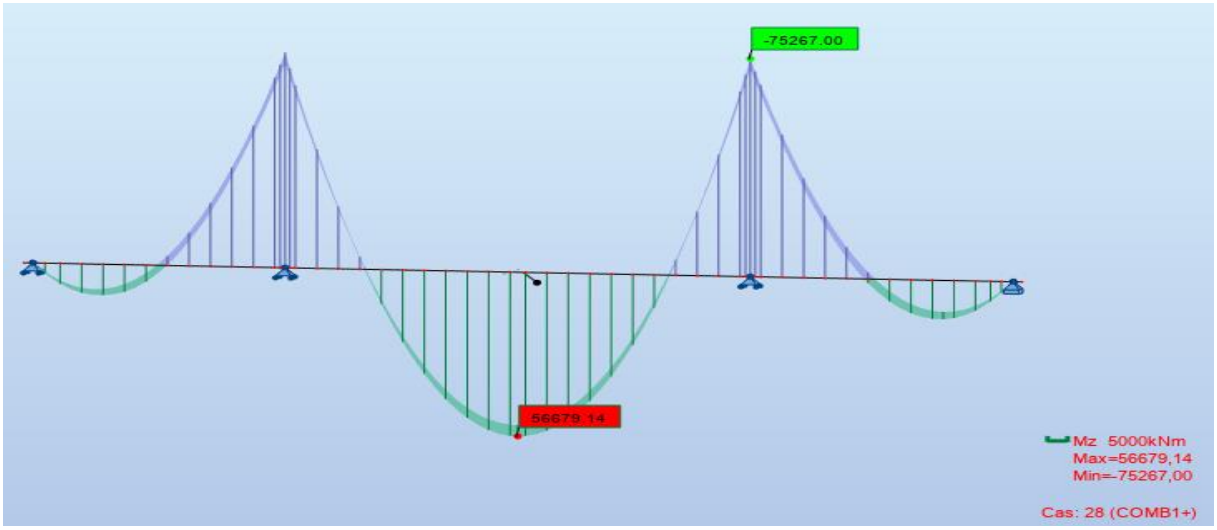


Figure B.6. Moment fléchissant longitudinal sous la Combinaison G + Qtram 1V + ST.

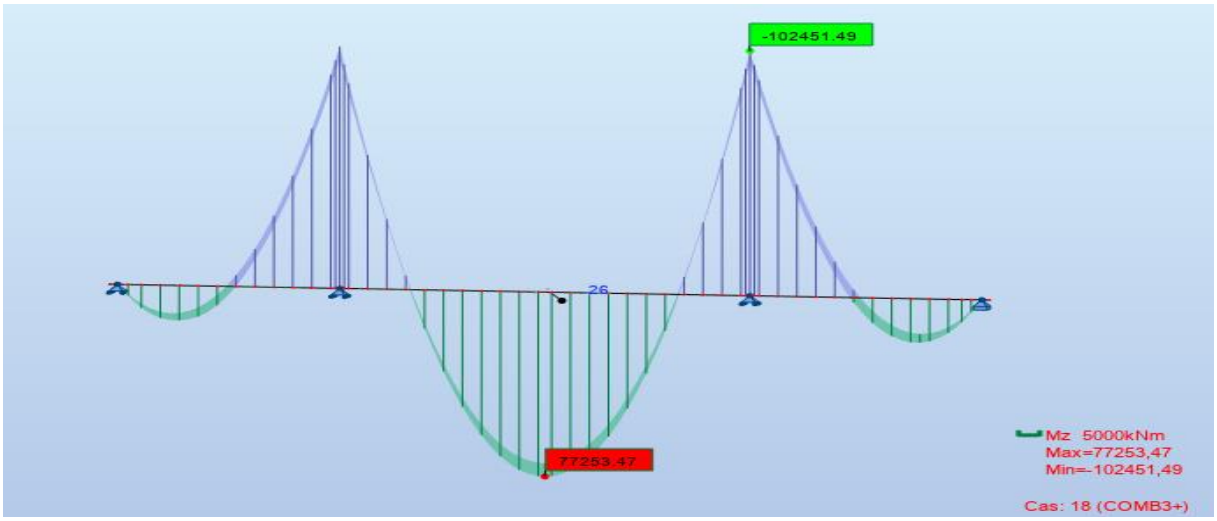


Figure B.7. Moment fléchissant longitudinal sous la Combinaison 1.35G + 1.45Qtram 1V + 1.5ST.

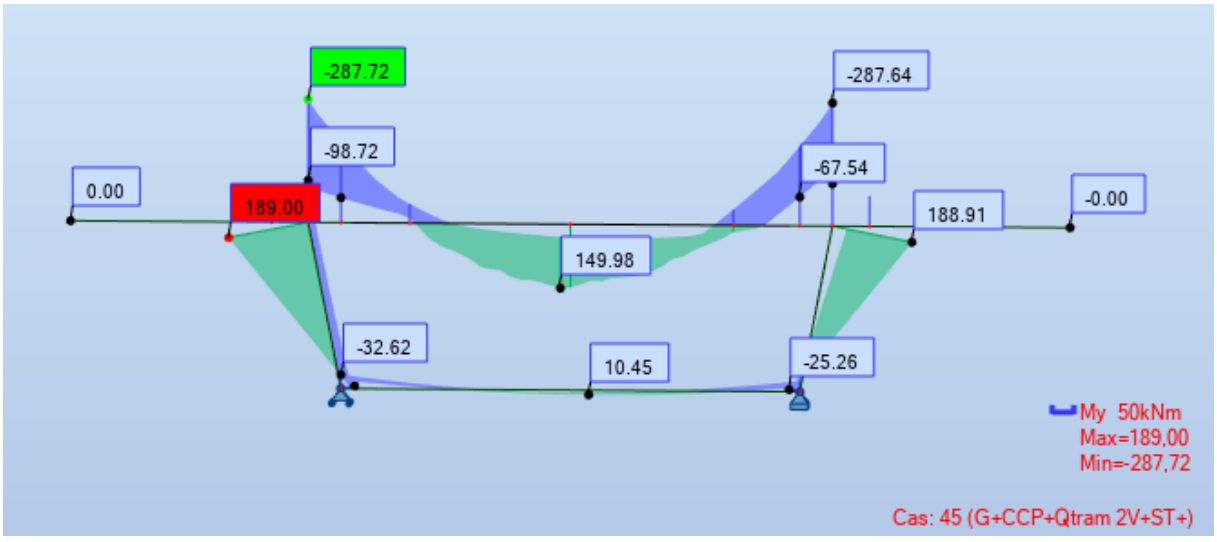


Figure B.8. Moment fléchissant transversal à la clé et sur pile sous la Combinaison G + Qtram 2V + ST.

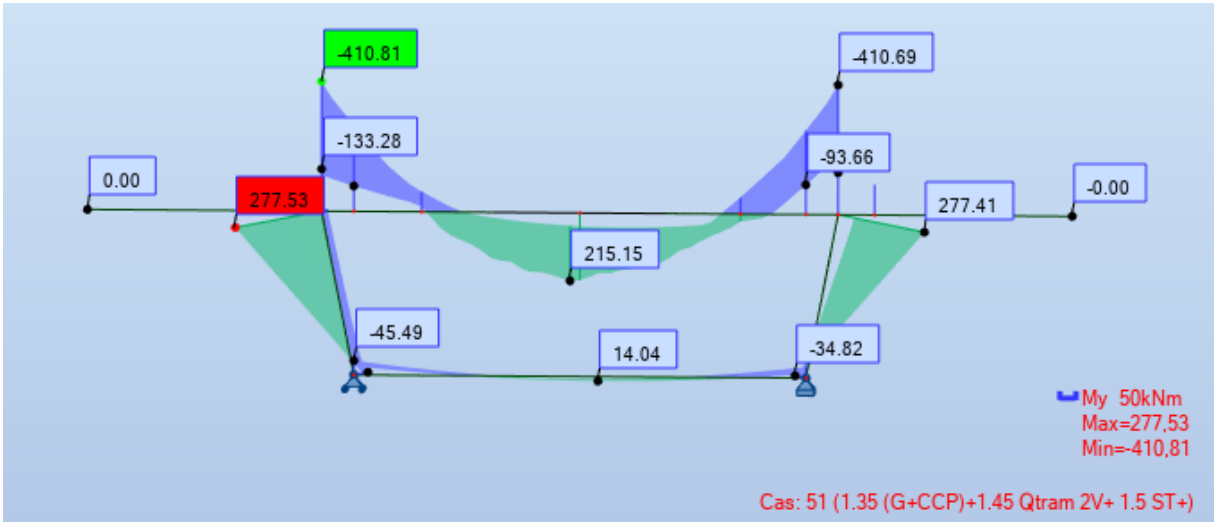


Figure B.9. Moment fléchissant transversal à la clé et sur pile sous la Combinaison 1.35G + 1.45Qtram2V + 1.5ST.

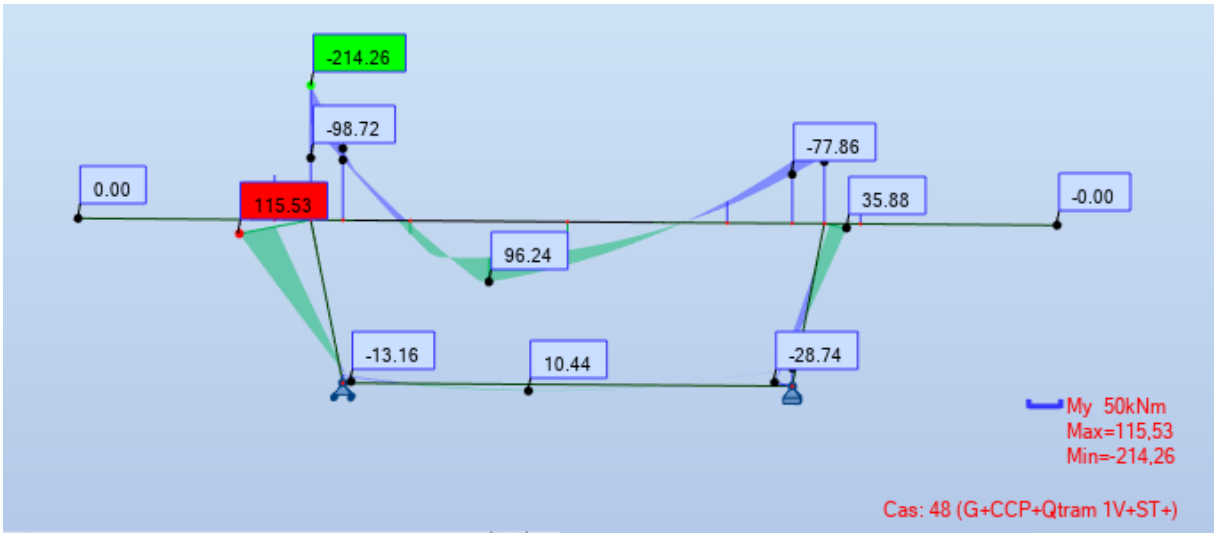


Figure B.10. Moment fléchissant transversal à la clé et sur pile sous la Combinaison G + Qtram 1V + ST.

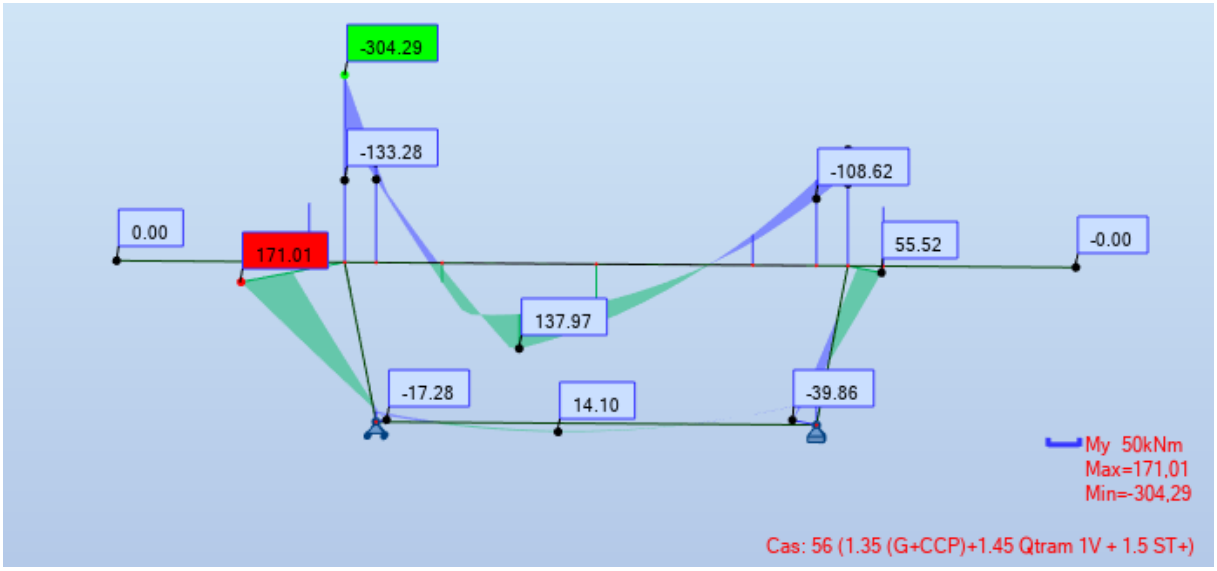


Figure B.11. Moment fléchissant transversal à la clé et sur pile sous la Combinaison 1.35G + 1.45Qtram 1V + 1.5ST.

Etude de la Précontrainte et justification des voussoirs

ETUDE DE LA PRECONTRAINTE DE FLEAU

Données

Armatures de précontraintes

Type Câble :	12	T15s
Classe :	1860	
Résistance ultime :	f_{prg} = 1 860	MPa
Limite élastique :	f_{peg} = 1674	MPa
Module d'élasticité :	E_p = 190 000	MPa
Section droite d'un toron :	$A_{p\ 1t}$ = 150	mm²
Section droite d'un cable :	A_p = 1 800	mm²
	F_{p0}= 221,4	KN

D gaine =	0,08	m
f =	0,2	(rd^{-1})
ϕ =	0,003	(m^{-1})
g =	4	mm
μ_0=	0,43	
ρ_{1000h}=	2,5	

Calcul de P0

$$P_0 = \sigma_{p0} \times S_{câble12T15s}$$

$$\sigma_{p0} = \min (0.8\ f_{prg}\ ;\ 0.9\ f_{peg})$$

σ_{p0} =	1488	MPa
P_0 =	2,68	MN

d =	15	cm

ΔP =	25	%

$$n \geq \frac{P}{\Delta P \times P0} \qquad \frac{\frac{M \times v'}{I}}{\frac{1}{S} + \frac{e \times v'}{I}} \qquad e = v' - d$$

Données Voussoirs

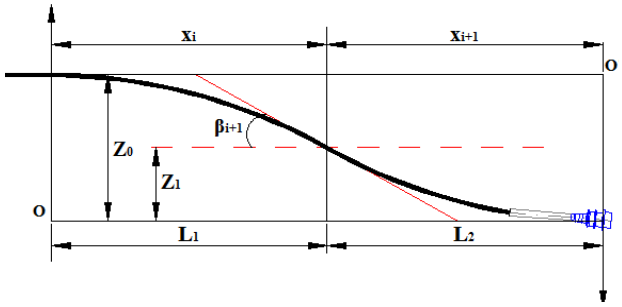
L vsp =	2,3	m
L vs =	2,4	m
n vs =	10	

Tracé en plan des câbles

$$Z(x) = Z_0 + (Z_1 - Z_0)\left(\frac{x}{l}\right)^2$$

$$R_i(x) = \frac{(x_i)^2}{2 \times (z_i - z_{i+1})} \; ; \; R_{i+1}(x) = \frac{(x_{i+1})^2}{2 \times (z_{i+1} - z_{i+2})}$$

$$\beta_i(x) = \text{Arctg}\frac{2 \times (z_i - z_{i+1})}{x_i} \qquad \beta_{i+1}(x) = \text{Arctg}\frac{2 \times (z_{i+1})}{x_{i+1}}$$

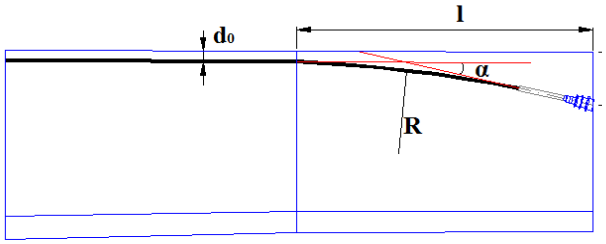


Vrs	Câbles	L1,2 (m)	Zi (m)	Zi+1 (m)	Xi (m)	Xi+1 (m)	Ri (m)	Ri+1 (m)	βi (rad)	βi+1 (rad)	Equation		
FIN V1	C1	Rectiligne											
FIN V2	C2	1,20	0,20	0,10	1,20	1,20	7,20	7,20	0,17	0,17	0,2	-0,0694	X^2
FIN V3	C3	2,40	0,20	0,10	2,40	2,40	28,80	28,80	0,08	0,08	0,2	-0,0174	X^2
FIN V4	C4	Rectiligne											
FIN V5	C5	2,4	0,2	0,1	2,4	2,4	28,80	28,80	0,08	0,08	0,2	-0,0174	X^2
FIN V6	C6	2,4	0,2	0,1	2,4	2,4	28,80	28,80	0,08	0,08	0,2	-0,0174	X^2
FIN V7	C7	2,4	0,4	0,2	2,4	2,4	14,40	14,40	0,17	0,17	0,4	-0,0347	X^2
FIN V8	C8	2,4	0,4	0,2	2,4	2,4	14,40	14,40	0,17	0,17	0,4	-0,0347	X^2
FIN V9	C9	2,4	0,6	0,3	2,4	2,4	9,60	9,60	0,24	0,24	0,6	-0,0521	X^2
FIN V10	C10	2,4	0,6	0,3	2,4	2,4	9,60	9,60	0,24	0,24	0,6	-0,0521	X^2

Tracé des câbles en élévation

$$y = d_0 + (d_1 - d_0) \times \left(\frac{x}{l}\right)^2$$

$$R_c(x) = \frac{x^2}{2 \times (d_1 - d_0)} \geq R_{min} \quad \alpha_n = \text{artg}(2 \times (d_1 - d_0)) \times \frac{x}{l^2}$$



Vrs	Câbles	L(m)	d0	d1	Ri(m)	α(rad)	Equation			
FIN V1	**C1**	2,4	0,33	0,58	11,52	0,21	0,33	+	0,043	X^2
FIN V2	**C2**	2,4	0,33	0,58	11,52	0,21	0,33	+	0,043	X^2
FIN V3	**C3**	2,4	0,33	0,58	11,52	0,21	0,33	+	0,043	X^2
FIN V4	**C4**	4,6	0,15	0,58	24,60	0,18	0,15	+	0,020	X^2
FIN V5	**C5**	4,6	0,15	0,58	24,60	0,18	0,15	+	0,020	X^2
FIN V6	**C6**	4,6	0,15	0,58	24,60	0,18	0,15	+	0,020	X^2
FIN V7	**C7**	4,6	0,15	0,58	24,60	0,18	0,15	+	0,020	X^2
FIN V8	**C8**	4,6	0,15	0,58	24,60	0,18	0,15	+	0,020	X^2
FIN V9	**C9**	4,6	0,15	0,58	24,60	0,18	0,15	+	0,020	X^2
FIN V10	**C10**	4,6	0,15	0,58	24,60	0,18	0,15	+	0,020	X^2

CALCULE DES PERTES

1. Pertes de tension par frottement

φ =	0.003	m-1
f =	0.2	
σ_{p0} =	1 488	MPa

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

X	Câbles	L	θ1	θ2	θ3	Axe VSP	FIN VSP	FIN V1	FIN V2	FIN V3	FIN V4	FIN V5	FIN V6	FIN V7	FIN V8	FIN V9	FIN V10
3.55	C1	2.40	0.21	0.21	0.21	75.02	70.13	0									
5.95	C2	2.40	0.54	0.37	0.21	174.83	170.29	70.13	0								
8.35	C3	2.40	0.37	0.29	0.21	140.77	136.12	103.52	70.13	0							
10.75	C4	2.40	0.18	0.18	0.18	109.47	104.70	94.71	84.64	74.50	0.00						
13.15	C5	2.40	0.35	0.27	0.18	164.13	159.55	149.95	140.28	107.78	74.50	0.00					
15.55	C6	2.40	0.35	0.27	0.18	173.62	169.08	159.55	149.95	140.28	107.78	74.50	0.00				
17.95	C7	2.40	0.52	0.35	0.18	225.17	220.80	211.64	202.42	193.13	183.78	130.24	74.50	0.00			
20.35	C8	2.40	0.52	0.35	0.18	234.23	229.89	220.80	211.64	202.42	193.13	183.78	130.24	74.50	0.00		
22.75	C9	2.40	0.67	0.43	0.18	282.34	278.17	269.43	260.63	251.76	242.82	233.83	224.76	151.74	74.50	0.00	
25.15	C10	2.40	0.67	0.43	0.18	290.99	286.85	278.17	269.43	260.63	251.76	242.82	233.83	224.76	151.74	74.50	0.00
Pertes de tension par frottement moyennes						187.056	182.56	155.79	154.35	153.81	150.54	144.19	132.67	112.75	75.41	37.25	0.00
(%)						12.57	12.27	10.47	10.37	10.34	10.12	9.69	8.92	7.58	5.07	2.50	0.00

2. Pertes de tension par recul de l'ancrage

g =	0.004	m
Ep =	190 000	MPa

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

X	Câbles	L	θ1	θ2	θ3	k	d	Axe VSP	FIN VSP	FIN V1	FIN V2	FIN V3	FIN V4	FIN V5	FIN V6	FIN V7	FIN V8	FIN V9	FIN V10
3.55	C1	3.55	0.20	0.20	0.20	0.01	4.19	30.07	84.28	184.02									
5.95	C2	4.80	0.54	0.37	0.20	/	3.21	-	-	79.36	219.63								
10.75	C3	4.80	0.37	0.28	0.20	/	4.51	-	-	-	64.21	204.48							
13.15	C4	7.20	0.18	0.18	0.18	0.02	3.41	-	-	-	-	78.10	72.48						
15.55	C5	7.20	0.35	0.26	0.18	/	4.88	-	-	-	-	-	7.87	156.87					
17.95	C6	7.20	0.35	0.26	0.18	/	4.88	-	-	-	-	-	-	7.87	156.87				
20.35	C7	7.20	0.52	0.35	0.18	/	4.77	-	-	-	-	-	-	-	7.96	156.96			
22.75	C8	7.20	0.52	0.35	0.18	/	4.77	-	-	-	-	-	-	-	-	7.96	156.96		
25.15	C9	7.20	0.68	0.43	0.18	/	4.72	-	-	-	-	-	-	-	-	-	8.00	157.00	
27.55	C10	7.20	0.68	0.43	0.18	/	4.72	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	8.00	157.00
Pertes de tension par recul d'ancrage moyennes								3.01	8.43	26.34	31.54	15.80	11.48	27.46	32.97	41.23	54.99	82.50	157.00
(%)								0.20	0.57	1.77	2.12	1.06	0.77	1.85	2.22	2.77	3.70	5.54	10.55

3. Pertes de tension dues aux non-simultanéités de la mise en tension

$$\Delta\sigma_e(x) = 2{,}64 \times \sigma_b(x) \text{ , avec : } \sigma_{bi} = \frac{P}{B} + \frac{P \times e^2}{I_G} - \frac{M_p \times e}{I_G}$$

Ebi =	35 981.73	MPa
Ep =	190 000	MPa
P_0 =	2.68	MN

Abcs	N° câbles	υ (m)	dmoy (m)	e moy (m)	I (m4)	S (m2)	Mg (MN.m)	P (MPa)	Δσe (MPa)	Δσe (%)
Axe VSP	20	0.99	0.20	0.79	7.78	14.67	57.45	2.34	2.88	0.19
FIN VSP	20	0.89	0.20	0.69	5.77	7.90	59.11	2.33	7.10	0.48
FIN V1	20	0.89	0.22	0.66	5.77	7.90	55.05	2.35	8.46	0.57
FIN V2	18	0.89	0.22	0.67	5.77	7.90	43.73	2.34	9.37	0.63
FIN V3	16	0.89	0.20	0.69	5.77	7.90	33.69	2.37	10.29	0.69
FIN V4	14	0.89	0.21	0.68	5.77	7.90	24.95	2.39	10.46	0.70
FIN V5	12	0.89	0.22	0.67	5.77	7.90	17.50	2.37	9.96	0.67
FIN V6	10	0.89	0.23	0.65	5.77	7.90	11.35	2.38	9.22	0.62
FIN V7	8	0.89	0.25	0.63	5.77	7.90	6.49	2.40	8.06	0.54
FIN V8	6	0.89	0.29	0.60	5.77	7.90	2.92	2.44	6.49	0.44
FIN V9	4	0.89	0.36	0.53	5.77	7.90	0.65	2.46	4.38	0.29
FIN V10	2	0.89	0.58	0.31	5.77	7.90	0.00	2.40	1.81	0.12

4. Pertes totales instantanées

	Axe VSP	**FIN VSP**	**FIN V1**	**FIN V2**	**FIN V3**	**FIN V4**	**FIN V5**	**FIN V6**	**FIN V7**	**FIN V8**	**FIN V9**	**FIN V10**
Pertes instantanées (%)	12.97	13.31	12.80	13.12	12.09	11.59	12.20	11.75	10.89	9.20	8.34	10.67

5. Pertes par retrait

$$\Delta\sigma_r \approx E_p\,\varepsilon_r$$

Ep =	190 000	MPa
ε =	0.0003	

Pertes dues au retrait	
Pertes	en (%)
57	3.83

6. Pertes par fluage

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

Ebi =	35 981.73	MPa
Ep =	190 000	MPa

Absi	N° cables	υ (m)	d (m)	e moy (m)	I (m4)	S (m2)	Mg (MN.m)	P (MPa)	Δσf (MPa)	Δσe (%)
Axe VSP	20	0.99	0.20	0.79	7.78	14.67	57.45	2.33	14.21	0.96
FIN VSP	20	0.89	0.20	0.69	5.77	7.90	59.11	2.32	34.81	2.34
FIN V1	20	0.89	0.23	0.66	5.77	7.90	55.05	2.34	41.48	2.79
FIN V2	18	0.89	0.22	0.67	5.77	7.90	43.73	2.33	46.05	3.09
FIN V3	16	0.89	0.20	0.69	5.77	7.90	33.69	2.35	50.65	3.40
FIN V4	14	0.89	0.21	0.68	5.77	7.90	24.95	2.37	51.59	3.47
FIN V5	12	0.89	0.22	0.67	5.77	7.90	17.50	2.35	49.23	3.31
FIN V6	10	0.89	0.24	0.65	5.77	7.90	11.35	2.36	45.65	3.07
FIN V7	8	0.89	0.26	0.63	5.77	7.90	6.49	2.39	40.00	2.69
FIN V8	6	0.89	0.29	0.60	5.77	7.90	2.92	2.43	32.28	2.17
FIN V9	4	0.89	0.37	0.53	5.77	7.90	0.65	2.45	21.82	1.47
FIN V10	2	0.89	0.58	0.31	5.77	7.90	0.00	2.39	9.05	0.61

7. Pertes par relaxation

$$\Delta\sigma_{\rho} = \frac{6}{100} \times \rho_{1000}(\mu - \mu_0) \times \sigma_i(x) \text{ , avec : } \mu = \frac{\sigma_i(x)}{f_{prg}}$$

Abcs	N° cables	σi	μ	μ0	Δσrel (MPa)	en (%)
Axe VSP	20	1295.05	0.69	0.43	51.72	3.48
FIN VSP	20	1289.91	0.69	0.43	50.98	3.43
FIN V1	20	1297.41	0.69	0.43	52.07	3.50
FIN V2	18	1292.74	0.69	0.43	51.39	3.45
FIN V3	16	1308.10	0.70	0.43	53.62	3.60
FIN V4	14	1315.52	0.70	0.43	54.71	3.68
FIN V5	12	1306.39	0.70	0.43	53.37	3.59
FIN V6	10	1313.15	0.70	0.43	54.36	3.65
FIN V7	8	1325.96	0.71	0.43	56.26	3.78
FIN V8	6	1351.11	0.72	0.43	60.07	4.04
FIN V9	4	1363.87	0.73	0.43	62.04	4.17
FIN V10	2	1329.19	0.71	0.43	56.75	3.81

$\rho_{1\,000}$ =	2.5	%
μ_0 =	0.43	
f_{prg} =	1 860	MPa

8. Pertes différées totales

	Axe VSP	FIN VSP	FIN V1	FIN V2	FIN V3	FIN V4	FIN V5	FIN V6	FIN V7	FIN V8	FIN V9	FIN V10
PERTES DIFFEREES	7.68	9.02	9.53	9.80	10.23	10.36	10.12	9.94	9.66	9.36	8.77	7.61
PERTES INSTANTANES	12.96	13.31	12.80	13.12	12.09	11.59	12.20	11.75	10.89	9.20	8.34	10.67
Total (%)	**20.64**	**22.33**	**22.34**	**22.92**	**22.32**	**21.95**	**22.33**	**21.69**	**20.55**	**18.56**	**17.11**	**18.29**

VERIFICATION DES CONTRAINTES POUR LA PHASE CONSTRUCTION

σp0 =	1488.00	MPa
P0 =	2.68	MPa
ΔP	22.92	MPa

$$\sigma(y) = \frac{P}{B} + \frac{Pe_0 + M}{I} y$$

	x (m)	N° câbles	M (kN.m)	υ' (m)	υ (m)	I (m4)	S (m2)	emoy (m)	P (MN)	σSup (MPa)	σInf (MPa)	OBS
Axe VSP	0	20	57445.92	1.31	0.99	7.78	14.67	0.79	41.29	-0.37	7.02	**OK**
Fin VSP	1.15	20	59114.82	1.41	0.89	5.77	7.90	0.69	41.29	0.48	12.75	**OK**
Fin V01	3.55	20	55053.66	1.41	0.89	5.77	7.90	0.66	41.29	0.94	12.01	**OK**
Fin V02	5.95	18	43725.30	1.41	0.89	5.77	7.90	0.67	37.16	1.81	9.28	**OK**
Fin V03	8.35	16	33690.51	1.41	0.89	5.77	7.90	0.69	33.03	2.48	6.87	**OK**
Fin V04	10.75	14	24949.29	1.41	0.89	5.77	7.90	0.68	28.90	2.84	4.96	**OK**
Fin V05	13.15	12	17501.65	1.41	0.89	5.77	7.90	0.67	24.77	2.99	3.37	**OK**
Fin V06	15.55	10	11347.58	1.41	0.89	5.77	7.90	0.65	20.64	2.95	2.09	**OK**
Fin V07	17.95	8	6487.07	1.41	0.89	5.77	7.90	0.63	16.51	2.70	1.12	**OK**
Fin V08	20.35	6	2920.14	1.41	0.89	5.77	7.90	0.60	12.39	2.26	0.48	**OK**
Fin V09	22.75	4	646.79	1.41	0.89	5.77	7.90	0.53	8.26	1.61	0.14	**OK**
Fin V10	25.15	2	0.00	1.41	0.89	5.77	7.90	0.31	4.13	0.72	0.21	**OK**

fc28 =	35	MPa	
σbc	21	MPa	
ft28 =	-2.7	MPa	
σbt1	-4.05	MPa	Hors section d'enrobage
σbt2	-1.89	MPa	En section d'enrobage

ETUDE DE LA PRECONTRAINTE DE CONTINUITE

Données

Armatures de précontraintes

Type :	19	T15s
Type :	13	T15s
Classe :	1860	

Pour la travée centrale

Pour la travée de rive

Résistance ultime : f_{prg} =	1860	MPa
Limite élastique : f_{peg} =	1674	MPa
Module d'élasticité : E_p =	190000	MPa
Section d'un toron : A_{1t} =	150	mm²
Section d'un cable : A_p =	2850	mm²
Section d'un cable : A_p =	1950	mm²

Pour la travée centrale

Pour la travée de rive

Calcul de P0

$$P_0 = \sigma_{p0} \times S_{câble12T15s}$$

$$\sigma_{p0} = \min (0.8\, f_{prg} ; 0.9\, f_{peg})$$

σ_{p0} =	1488	MPa
P_0 =	4,24	MN
P_0 =	2,90	MN

Pour la travée centrale

Pour la travée de rive

d =	15	cm

$$n \geq \frac{P}{\Delta P \times P0}$$

$$\frac{\frac{M \times v'}{I}}{\frac{I}{S} + \frac{e \times v'}{I}}$$

e = v' - d

ΔP =	25	%

Données Voussoirs

L vsp =	2,3	m
L vs =	2,4	m
n vs =	10	

Tracé en plan des câbles

1. Travée principale

Vrs	Câbles	Z_i (m)	Z_{i+1} (m)	X_i (m)	X_{i+1} (m)	R_i (m)	R_{i+1} (m)	β_i (rad)	β_{i+1} (rad)	Equation		
FIN V3	C6	0,4	0,2	2,4	2,4	14,40	14,40	0,17	0,17	0,4	-0,035	X^2
FIN V4	C5	0,2	0,1	1,2	1,2	7,20	7,20	0,17	0,17	0,2	-0,069	X^2
FIN V5	C4	RECTLIGNE										
FIN V6	C3	0,4	0,2	2,4	2,4	14,40	14,40	0,17	0,17	0,4	-0,035	X^2
FIN V7	C2	0,2	0,1	1,2	1,2	7,20	7,20	0,17	0,17	0,2	-0,069	X^2
FIN V8	C1	RECTILIGNE										

1. Travée de rive

Vrs	Câbles	Zi (m)	Zi+1 (m)	Xi (m)	Xi+1 (m)	Ri (m)	Ri+1 (m)	βi (rad)	βi+1 (rad)	Equation		
FIN V5	C2	0,2	0,1	1,2	1,2	7,20	7,20	0,17	0,17	0,2	-0,069	X^2
FIN V6	C1	RECTLIGNE										
FIN V10	C1	RECTLIGNE										
FIN VSC1	C2	0,2	0,1	1,2	1,2	7,20	7,20	0,17	0,17	0,2	-0,069	X^2
										0,2	-0,069	X^2

Tracé des câble en élévation

1. Travée principale

Vrs	Câblés	L (m)	d0 (m)	d1 (m)	Ri (m)	α (rad)	Equation		
FIN V3	**C6**	4,8	0,15	0,75	19,2	0,24	0,15	0,6	x^2
FIN V4	**C5**	4,8	0,15	0,75	19,2	0,24	0,15	0,6	x^3
FIN V5	**C4**	4,8	0,15	0,75	19,2	0,24	0,15	0,6	x^4
FIN V6	**C3**	2,4	0,35	0,75	7,2	0,32	0,35	0,4	x^5
FIN V7	**C2**	2,4	0,35	0,75	7,2	0,32	0,35	0,4	x^6
FIN V8	**C1**	2,4	0,35	0,75	7,2	0,32	0,35	0,4	x^7

2. Travée de rive

Vrs	Câbles	L (m)	d0 (m)	d1 (m)	Ri (m)	α (rad)	Equation		
FIN V5	C2	2,40	0,35	0,75	7,2	0,32	0,35	0,4	x^3
FIN V6	C1	2,40	0,35	0,75	7,2	0,32	0,35	0,4	x^4
FIN V10	C1	2,40	0,35	0,75	7,2	0,32	0,35	0,4	x^5
FIN VC	C2	1,70	0,35	0,75	3,613	0,44	0,35	0,4	x^6

VERIFICATION DES CONTRAINTES POUR LA PHASE DE SERVICE

$$\sigma(y) = \frac{P}{B} + \frac{Pe_0 + M}{I} y$$

σ_{p0} =	1488,00	MPa	
P0 =	4,24	MN	**Pour la travée centrale**
P0 =	2,90	MN	**Pour la travée de rive**
ΔP =	24,13	MPa	

f_{c28} =	35	MPa	
σ_{bc} =	21	MPa	
f_{t28} =	-2,7	MPa	
σ_{bt1} =	-4,05	MPa	H.S.E
σ_{bt2} =	-2,7	MPa	E.S.E

Tableau C.10 : Vérification des contraintes en phase de service : A vide.

Section	X(m)	M (kN.m)	Nf	Nc	v' (m)	υ (m)	I (m^4)	S (m^2)	e f (m)	e c (m)	P f (MN)	P c (MN)	σSup (MPa)	σInf (MPa)	OBS
début VSC 1	0.00	0.00	0.00	0.00	1.31	0.99	7.78	14.67	0.00	1.09	0.00	0.00	0.00	0.00	**OK**
début VC	2.30	-1584.69	0.00	2.00	1.41	0.89	5.77	7.90	0.00	1.09	0.00	6.44	-0.02	2.14	**OK**
début V 01	4.00	-3297.20	2.00	4.00	1.41	0.89	5.77	7.90	0.80	1.09	6.44	12.87	1.58	3.81	**OK**
début V 02	6.40	-4743.45	4.00	4.00	1.41	0.89	5.77	7.90	0.80	1.09	12.87	12.87	3.41	3.01	**OK**
début V 03	8.80	-5052.44	6.00	4.00	1.41	0.89	5.77	7.90	0.80	1.09	19.31	12.87	5.07	2.49	**OK**
début V 04	11.20	-4224.18	8.00	4.00	1.41	0.89	5.77	7.90	0.80	1.09	25.74	12.87	6.55	2.25	**OK**
début V 05	13.60	-2258.65	10.00	4.00	1.41	0.89	5.77	7.90	0.80	1.09	32.18	12.87	7.86	2.29	**OK**
début V 06	16.00	844.13	12.00	2.00	1.41	0.89	5.77	7.90	0.80	1.09	38.61	6.44	9.25	0.07	**OK**
début V 07	18.40	5084.18	14.00	0.00	1.41	0.89	5.77	7.90	0.80	1.09	45.05	0.00	10.48	-1.86	**OK**
début V 08	20.80	10461.48	16.00	0.00	1.41	0.89	5.77	7.90	0.78	0.00	51.48	0.00	11.08	-0.71	**OK**
début V 09	23.20	16976.04	18.00	0.00	1.41	0.89	5.77	7.90	0.76	0.00	57.92	0.00	11.50	0.72	**OK**
début V 10	25.60	24627.86	20.00	0.00	1.41	0.89	5.77	7.90	0.75	0.00	64.35	0.00	11.75	2.43	**OK**
début VSP	28.00	33416.94	20.00	0.00	1.41	0.89	5.77	7.90	0.75	0.00	64.35	0.00	10.40	4.58	**OK**
AXE VSP P1	29.15	35791.91	20.00	0.00	1.31	0.99	7.78	14.97	0.75	0.00	64.35	0.00	5.85	2.24	**OK**
début V 11	30.30	32269.79	20.00	0.00	1.41	0.89	5.77	7.90	0.75	0.00	64.35	0.00	10.57	4.30	**OK**
début V 12	32.70	21086.67	20.00	0.00	1.41	0.89	5.77	7.90	0.75	0.00	64.35	0.00	12.30	1.57	**OK**
début V 13	35.10	11040.80	18.00	0.00	1.41	0.89	5.77	7.90	0.76	1.40	57.92	0.00	12.42	-0.73	**OK**
début V 14	37.50	2132.19	16.00	2.00	1.41	0.89	5.77	7.90	0.78	1.40	51.48	6.44	11.79	0.27	**OK**

début V 15	39.90	-5639.15	14.00	4.00	1.41	0.89	5.77	7.90	0.80	1.40	45.05	12.87	10.98	1.55	**OK**
début V 16	42.30	-12273.24	12.00	6.00	1.41	0.89	5.77	7.90	0.80	1.39	38.61	19.31	9.86	3.33	**OK**
début V 17	44.70	-17770.07	10.00	8.00	1.41	0.89	5.77	7.90	0.80	1.38	32.18	25.74	8.56	5.38	**OK**
début V 18	47.10	-22129.64	8.00	10.00	1.41	0.89	5.77	7.90	0.80	1.38	25.74	32.18	7.10	7.70	**OK**
début V 19	49.50	-25351.96	6.00	12.00	1.41	0.89	5.77	7.90	0.80	1.38	19.31	38.61	5.43	10.34	**OK**
début V 20	51.90	-27437.01	4.00	12.00	1.41	0.89	5.77	7.90	0.80	1.38	12.87	38.61	4.15	10.27	**OK**
début VC P1-P2	54.30	-28368.07	2.00	12.00	1.41	0.89	5.77	7.90	0.80	1.38	6.44	38.61	2.68	10.49	**OK**
début V 21	56.00	-28368.07	2.00	12.00	1.41	0.89	5.77	7.90	0.80	1.38	6.44	38.61	2.68	10.49	**OK**
début V 22	58.40	-27373.05	4.00	12.00	1.41	0.89	5.77	7.90	0.80	1.38	12.87	38.61	4.14	10.28	**OK**
début V 23	60.80	-25240.77	6.00	12.00	1.41	0.89	5.77	7.90	0.80	1.38	19.31	38.61	5.42	10.36	**OK**
début V 24	63.20	-21971.22	8.00	10.00	1.41	0.89	5.77	7.90	0.80	1.38	25.74	32.18	7.05	7.78	**OK**
début V 25	65.60	-17564.42	10.00	8.00	1.41	0.89	5.77	7.90	0.80	1.39	32.18	25.74	8.50	5.47	**OK**
début V 26	68.00	-12020.36	12.00	6.00	1.41	0.89	5.77	7.90	0.80	1.40	38.61	19.31	9.78	3.45	**OK**
début V 27	70.40	5339.04	14.00	4.00	1.41	0.89	5.77	7.90	0.80	1.40	45.05	12.87	9.29	4.23	**OK**
début V 28	72.80	2479.54	16.00	2.00	1.41	0.89	5.77	7.90	0.78	1.40	51.48	6.44	11.73	0.36	**OK**
début V 29	75.20	11435.38	18.00	0.00	1.41	0.89	5.77	7.90	0.76	0.00	57.92	0.00	12.36	-0.63	**OK**
début V 30	77.60	21528.48	20.00	0.00	1.41	0.89	5.77	7.90	0.75	0.00	64.35	0.00	12.23	1.68	**OK**
début VSP	80.00	32758.83	20.00	0.00	1.41	0.89	5.77	7.90	0.75	0.00	64.35	0.00	10.50	4.42	**OK**
AXE VSP P2	81.15	38568.67	20.00	0.00	1.31	0.99	7.78	14.97	0.75	0.00	64.35	0.00	5.50	2.71	**OK**
début V 31	82.30	33835.42	20.00	0.00	1.41	0.89	5.77	7.90	0.75	0.00	64.35	0.00	10.33	4.68	**OK**
début V 32	84.70	24851.87	20.00	0.00	1.41	0.89	5.77	7.90	0.75	0.00	64.35	0.00	11.72	2.49	**OK**
début V 33	87.10	17005.57	18.00	0.00	1.41	0.89	5.77	7.90	0.76	0.00	57.92	0.00	11.50	0.73	**OK**
début V 34	89.50	10296.53	16.00	0.00	1.41	0.89	5.77	7.90	0.78	1.09	51.48	0.00	11.10	-0.75	**OK**
début V 35	91.90	4724.75	14.00	2.00	1.41	0.89	5.77	7.90	0.80	1.09	45.05	6.44	10.26	0.58	**OK**
début V 36	94.30	290.23	12.00	4.00	1.41	0.89	5.77	7.90	0.80	1.09	38.61	12.87	9.07	2.47	**OK**
début V 37	96.70	-3007.03	10.00	4.00	1.41	0.89	5.77	7.90	0.80	1.09	32.18	12.87	7.97	2.11	**OK**
début V 38	99.10	-5167.03	8.00	4.00	1.41	0.89	5.77	7.90	0.80	1.09	25.74	12.87	6.70	2.02	**OK**
début V 39	101.50	-6075.26	6.00	4.00	1.41	0.89	5.77	7.90	0.80	1.09	19.31	12.87	5.23	2.24	**OK**
début V 40	103.90	-4823.48	4.00	4.00	1.41	0.89	5.77	7.90	0.80	1.09	12.87	12.87	3.43	2.99	**OK**
début VC	106.30	-3248.73	2.00	2.00	1.41	0.89	5.77	7.90	0.80	1.09	6.44	6.44	1.84	1.29	**OK**

début VSC	108.00	-1793.53	0.00	0.00	1.41	0.89	5.77	7.90	0.00	1.09	0.00	0.00	0.28	-0.44	**OK**
FIN VSC	110.30	0.00	0.00	0.00	1.31	0.99	7.78	14.67	0.00	1.09	0.00	0.00	0.00	0.00	**OK**

Tableau C.11 : Vérification des contraintes en phase de service : En charge.

Section	X(m)	M (kN.m)	Nf	Nc	υ' (m)	υ (m)	I (m^4)	S (m^2)	e f (m)	e c (m)	P f (MN)	P c (MN)	σSup (MPa)	σInf (MPa)	OBS
début VSC 1	0.00	0.00	0.00	0.00	1.31	0.99	7.78	14.67	0.00	1.09	0.00	0.00	0.00	0.00	**OK**
début VC	2.30	-3819.30	0.00	2.00	1.41	0.89	5.77	7.90	0.00	1.09	0.00	6.44	0.32	1.60	**OK**
début V 01	4.00	-7866.27	2.00	4.00	1.41	0.89	5.77	7.90	0.80	1.09	6.44	12.87	2.29	2.69	**OK**
début V 02	6.40	-11152.40	4.00	4.00	1.41	0.89	5.77	7.90	0.80	1.09	12.87	12.87	4.40	1.45	**OK**
début V 03	8.80	-11886.83	6.00	4.00	1.41	0.89	5.77	7.90	0.80	1.09	19.31	12.87	6.12	0.82	**OK**
début V 04	11.20	-10899.54	8.00	4.00	1.41	0.89	5.77	7.90	0.80	1.09	25.74	12.87	7.58	0.62	**OK**
début V 05	13.60	-1166.20	10.00	4.00	1.41	0.89	5.77	7.90	0.80	1.09	32.18	12.87	7.69	2.56	**OK**
début V 06	16.00	-7464.81	12.00	2.00	1.41	0.89	5.77	7.90	0.80	1.09	38.61	6.44	10.54	-1.95	**OK**
début V 07	18.40	17832.05	14.00	0.00	1.41	0.89	5.77	7.90	0.80	1.09	45.05	0.00	8.51	1.25	**OK**
début V 08	20.80	30679.67	16.00	0.00	1.41	0.89	5.77	7.90	0.78	0.00	51.48	0.00	7.96	4.23	**OK**
début V 09	23.20	45433.01	18.00	0.00	1.41	0.89	5.77	7.90	0.76	0.00	57.92	0.00	7.11	7.68	**OK**
début V 10	25.60	61793.29	20.00	0.00	1.41	0.89	5.77	7.90	0.75	0.00	64.35	0.00	6.02	11.51	**OK**
début VSP	28.00	66215.06	20.00	0.00	1.41	0.89	5.77	7.90	0.75	0.00	64.35	0.00	5.34	12.60	**OK**
AXE VSP P1	29.15	65206.80	20.00	0.00	1.31	0.99	7.78	14.97	0.75	0.00	64.35	0.00	2.11	7.19	**OK**
début V 11	30.30	59685.10	20.00	0.00	1.41	0.89	5.77	7.90	0.75	0.00	64.35	0.00	6.34	11.00	**OK**
début V 12	32.70	38925.13	20.00	0.00	1.41	0.89	5.77	7.90	0.75	0.00	64.35	0.00	9.55	5.93	**OK**
début V 13	35.10	20288.05	20.00	0.00	1.41	0.89	5.77	7.90	0.76	1.40	64.35	0.00	12.56	1.15	**OK**
début V 14	37.50	2982.89	18.00	2.00	1.41	0.89	5.77	7.90	0.78	1.40	57.92	6.44	13.24	0.07	**OK**
début V 15	39.90	-13123.82	14.00	4.00	1.41	0.89	5.77	7.90	0.80	1.40	45.05	12.87	12.13	-0.28	**OK**
début V 16	42.30	-26881.33	12.00	6.00	1.41	0.89	5.77	7.90	0.80	1.39	38.61	19.31	12.11	-0.24	**OK**
début V 17	44.70	-38252.44	10.00	8.00	1.41	0.89	5.77	7.90	0.80	1.38	32.18	25.74	11.72	0.37	**OK**
début V 18	47.10	-47381.98	8.00	10.00	1.41	0.89	5.77	7.90	0.80	1.38	25.74	32.18	10.99	1.53	**OK**
début V 19	49.50	-53979.18	6.00	12.00	1.41	0.89	5.77	7.90	0.80	1.38	19.31	38.61	9.85	3.34	**OK**
début V 20	51.90	-58250.72	4.00	12.00	1.41	0.89	5.77	7.90	0.80	1.38	12.87	38.61	8.90	2.74	**OK**

début VC P1-P2	54.30	-60155.60	2.00	12.00	1.41	0.89	5.77	7.90	0.80	1.38	6.44	38.61	7.59	2.72	**OK**
début V 21	56.00	-60003.65	2.00	12.00	1.41	0.89	5.77	7.90	0.80	1.38	6.44	38.61	7.56	2.75	**OK**
début V 22	58.40	-58079.94	4.00	12.00	1.41	0.89	5.77	7.90	0.80	1.38	12.87	38.61	8.87	2.78	**OK**
début V 23	60.80	-53690.85	6.00	12.00	1.41	0.89	5.77	7.90	0.80	1.38	19.31	38.61	9.81	3.41	**OK**
début V 24	63.20	-47035.02	8.00	10.00	1.41	0.89	5.77	7.90	0.80	1.38	25.74	32.18	10.91	1.66	**OK**
début V 25	65.60	-37873.77	10.00	8.00	1.41	0.89	5.77	7.90	0.80	1.39	32.18	25.74	11.64	0.51	**OK**
début V 26	68.00	-26372.15	12.00	6.00	1.41	0.89	5.77	7.90	0.80	1.40	38.61	19.31	11.99	-0.06	**OK**
début V 27	70.40	-12590.16	14.00	4.00	1.41	0.89	5.77	7.90	0.80	1.40	45.05	12.87	12.05	-0.15	**OK**
début V 28	72.80	3632.67	16.00	2.00	1.41	0.89	5.77	7.90	0.78	1.40	51.48	6.44	11.56	0.64	**OK**
début V 29	75.20	21233.33	18.00	0.00	1.41	0.89	5.77	7.90	0.76	0.00	57.92	0.00	10.85	1.76	**OK**
début V 30	77.60	40031.42	20.00	0.00	1.41	0.89	5.77	7.90	0.75	0.00	64.35	0.00	9.38	6.20	**OK**
début VSP	80.00	60952.40	20.00	0.00	1.41	0.89	5.77	7.90	0.75	0.00	64.35	0.00	6.15	11.31	**OK**
AXE VSP P2	81.15	66514.35	20.00	0.00	1.31	0.99	7.78	14.97	0.75	0.00	64.35	0.00	1.94	7.42	**OK**
début V 31	82.30	67468.60	20.00	0.00	1.41	0.89	5.77	7.90	0.75	0.00	64.35	0.00	5.14	12.90	**OK**
début V 32	84.70	62947.65	20.00	0.00	1.41	0.89	5.77	7.90	0.75	0.00	64.35	0.00	5.84	11.80	**OK**
début V 33	87.10	45736.52	18.00	0.00	1.41	0.89	5.77	7.90	0.76	0.00	57.92	0.00	7.07	7.75	**OK**
début V 34	89.50	29908.45	16.00	0.00	1.41	0.89	5.77	7.90	0.78	1.09	51.48	0.00	8.08	4.04	**OK**
début V 35	91.90	16695.81	14.00	2.00	1.41	0.89	5.77	7.90	0.80	1.09	45.05	6.44	8.42	3.50	**OK**
début V 36	94.30	5563.67	12.00	4.00	1.41	0.89	5.77	7.90	0.80	1.09	38.61	12.87	8.26	3.76	**OK**
début V 37	96.70	-3314.83	10.00	4.00	1.41	0.89	5.77	7.90	0.80	1.09	32.18	12.87	8.02	2.03	**OK**
début V 38	99.10	-9604.06	8.00	4.00	1.41	0.89	5.77	7.90	0.80	1.09	25.74	12.87	7.38	0.94	**OK**
début V 39	101.50	-13463.75	6.00	4.00	1.41	0.89	5.77	7.90	0.80	1.09	19.31	12.87	6.37	0.44	**OK**
début V 40	103.90	-15109.32	4.00	4.00	1.41	0.89	5.77	7.90	0.80	1.09	12.87	12.87	5.01	0.48	**OK**
début VC	106.30	-7717.98	2.00	2.00	1.41	0.89	5.77	7.90	0.80	1.09	6.44	6.44	2.53	0.20	**OK**
début VSC	108.00	-3819.30	0.00	0.00	1.41	0.89	5.77	7.90	0.00	1.09	0.00	0.00	0.59	-0.93	**OK**
FIN VSC	110.30	0.00	0.00	0.00	1.31	0.99	7.78	14.67	0.00	1.09	0.00	0.00	0.00	0.00	**OK**

ETUDE SISMIQUE

Calcul sismique / RPOA.

1. Définition de la Masse de la Structure :

M = 3 991,05 t = 39910,5151 KN

M = 3991051,51 Kg

2. Composante Longitudinale :

Détermination de la raideur longitudinale de la structure :

$$k_{pile} = n_{voile} \times \frac{3EI}{h^3} \quad \text{et} \quad k_{A\text{-}app} = n_{A\text{-}App} \times \frac{G \times a \times b}{T}$$

E= 34180 MPa

Piles	H_{moy} (m)	S (m^2)	I (m^4)	n voile	k_{pile} (MN/m)
P1	8	10,69	2,74	1	548,74
P2	6,82	10,69	2,74	1	885,70

$K_{a\text{-}app}$ =	11,08	(MN/m)

G dy = 1,2 MPa

module d'élasticité dynamique

$$K_{app} = \frac{1}{\frac{1}{k_{pile}} + \frac{1}{k_{A\text{-}app}}}$$

Piles	k_{pile} (MN/m)	$k_{Ap\text{-}d'appui}$ (MN/m)	$n_{A\text{-}Apps}$	K_{appuis} (MN/m)
P1	548,74	11,08	2	21,29
P2	885,70	11,08	2	21,61

Culées	$k_{Ap\text{-}d'appui}$ (MN/m)	$n_{A\text{-}Apps}$	K_P (MN/m)
C1	6,00	2	12,00
C2	6,00	2	12,00

K_{lon} =	**66,91**	(MN/m)

c. Composante Transversale

Détermination de la raideur transversale de la structure :

$$k_{pile} = n_{voile} \times \frac{3EI}{h^3} \quad et \quad k_{A\text{-}app} = n_{A\text{-}App} \times \frac{G \times a \times b}{T}$$

E=	34180	MPa

Piles	H_{moy} (m)	S(m2)	I (m^4)	kpille (MN/m)
P1	8	10,69	31,65	6338,57
P2	6,82	10,69	31,65	10230,77

$K_{a\text{-}app}$ =	11,08	(MN/m)

G dy =	1,2	MPa

$$K_{app} = \frac{1}{\frac{1}{k_{pile}} + \frac{1}{k_{A\text{-}app}}}$$

Piles	k_{pile} (MN/m)	$k_{Ap\text{-}d'appui}$ (MN/m)	$n_{A\text{-}Apps}$	K_{appuis} (MN/m)
P1	6338,57	11,08	2	22.08
P2	10230,77	11,08	2	22.11

Culées	$k_{Ap\text{-}d'appui}$ (MN/m)	$n_{A\text{-}Apps}$	K_P (MN/m)
C1	6,00	2	12,00
C2	6,00	2	12,00

ETUDE DE LA PILE

1. Effort sismique combiné selon le RPOA pour chaque appui.

	EX	EY	EZ	E1	E2	E3
C1	1 773.47	12 186.03	0	5 429.279	12 718.07	4 187.85
P1	3 017.75	617.14	0	3 202.892	1 522.46	1 090.46
P2	3 017.93	645.81	0	3 211.673	1 551.18	1 099.12
C2	1 773.63	12 175.80	0	5 426.37	127 07.89	4 184.82

2. Combinaisons à l'ELS et à l'ELU des efforts statiques à la base de pile la plus sollicitée.

	N	H	MH	MV	ΔM(KN)
G	18461,33	309,71	2477,69	0,00	2477,69
$G+Q_{tram1V}+0.6T+R_{etrait}+F_{luage}+ST$	20057,60	495,75	3966,03	0,00	3966,03
$G+Q_{tram2V}+0.6T+R_{etrait}+F_{luage}+ST$	20836,18	681,80	5454,36	0,00	5454,36
1.35G	24922,80	428,83	3430,65	0,00	3430,65
$1.35G+1.45Q_{tram1V}+0.9T+R_{etrait}+F_{luage}+1.5ST$	27278,39	676,89	5415,10	0,00	5415,10
$1.35G+1.45Q_{tram2V}+0.9T+R_{etrait}+F_{luage}+1.5ST$	28407,33	924,94	7399,55	0,00	7399,55

3. Combinaisons à l'ELS et à l'ELU des efforts statiques à la base de la semelle.

	N	**H**	**MH**	**MV**	**ΔM(KN)**
G	23 760.53	309.71	3 190.03	0.00	3 190.03
$G+Q_{tram1V}+0.6T+R_{etrait}+F_{luage}+ST$	25 356.80	464,75	5 180.68	0.00	5 180.68
$G+Q_{tram2V}+0.6T+R_{etrait}+F_{luage}+ST$	26 135.38	619,78	7 171.33	0.00	7 171.33
1.35G	32 076.72	428.83	4 416.96	0.00	4 416.96
$1.35G+1.45Q_{tram1V}+0.9T+R_{etrait}+F_{luage}+1.5ST$	34 432.31	653.63	7 071.16	0.00	7 071.16
$1.35G+1.45Q_{tram2V}+0.9T+R_{etrait}+F_{luage}+1.5ST$	35 561.25	878.43	9 725.36	0.00	9 725.36

4. Les valeurs du moment fléchissant et effort tranchant en tête du pieu.

	Hmax(KN)	**$\bar{P}$(KN/pieux)**	**Mmax(KN.m)**	**Ncor(KN)**
ELS	619.78	68.86	244.03	2903.93
ELU	878.43	97.6	345.87	3951.25
ELA	3810	423.37	1500.24	1818.74