République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
المـــدرســـة الوطنيـــة العليـــا للأشغـال العموميـة
فرنسيس جانسون
Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics
Francis Jeanson



Mémoire

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

Filière : Travaux Publics

Spécialité : Matériaux & Structures

Thème

CONCEPTION ET ETUDE DU TABLIER DU VIADUC V09 DE LA PENETRANTE RELIANT LA VILLE DE TIZI-OUZOU A L'AUTOROUTE EST-OUEST

Présenté par :
HAMMADI Aghilas
HIGOUN Nawfel Billel

Encadré par :
Mme SEDIK Rezika
Mr TOUNSI Khaled

Promotion 2020 /2021

© ENSTP-FJ – Garidi – Vieux Kouba

Remerciements

Arrivés au terme de ce travail, nous tenons à remercier Allah le tout puissant qui nous a donné la force et la patience pour effectuer le présent travail dans les meilleures conditions.

Nous tenons à remercier notre encadreur **M^{me}. SEDIK Reszika** et **M. TOUNSI Khaled** de nous avoir encadré et dirigé le long de ce travail.

Nous tenons aussi à remercier nos enseignants à l'**ENSTP** de nous avoir formé et au personnel de l**'ENGOA** de Tizi Ouzou de nous avoir accueilli.

Nous remercions aussi tous ceux qui nous ont aidé, de près ou de loin, nos familles et amis pour leur soutien durant la réalisation de ce projet de fin d'étude.

Merci à tous et à toutes.

DEDICACES

Je dédie ce travail à mes parents, mes frères, ma sœur, mes grands-mères et à tous mes amis.

Nawfel

Je dédie ce modeste travail : à ma très chère mère qui m'a fourni son soutien au quotidien
A tous mes chères frères et sœurs
A tous mes amis

Aghilas

ملخص

هذا العمل يندرج في إطار تصميم ودراسة الجسر V9 المتواجد بين النقطة الكيلومتر19+680 والنقطة 20+400، ضمن مشروع الطريق الرابط بين ولاية تيزي وزو والطريق السيار شرق-غرب على مستوى الجباحية.

بدأنا هذا العمل بمقدمة عامة، بحث بيليوغرافي وتقديم المشروع. تطرقنا بعد ذلك الى تصميم الجسر، حيث قدمنا ثلاث اقتراحات، واستنادا لتحليل متعدد المعايير، اخترنا جسر صندوقي ذو ارتفاع متغير منجز بطريقة التثبيت المتتالي. بعد مرحلة التصميم، قمن بتقييم الحمولات والحمولات الزائدة دراسة الخرسانة سابقة الإجهاد ودراسة العناصر الأخرى لسطح الجسر، مع احترام المنظومات المعمولة بها في الجزائر واربا واستعمال برامج للحساب.

الكلمات المفتاحية: تصميم ودراسة، جسر ذو عارضة صندوقية ، التثبيت المتسلسل.

Résumé

Ce travail fait partie de la conception et de l'étude du viaduc V9 situé entre le PK19+680 et le PK20+400 et appartenant à la pénétrante autoroutière reliant Tizi-Ouzou à Djebahia.

On a débuté notre mémoire par une introduction générale, une recherché Bibliographique et une Présentation du Projet. Puis on a entamé la conception générale pendant la laquelle on a proposé trois variantes. Suite à une analyse multicritère, on a opté pour la conception d'un voussoir constitué d'un tablier continu à hauteur variable réaliser par encorbellements successifs. Après la phase de conception, nous avons effectué une évaluation des charges et des surcharges, puis un calcul de la précontrainte suivi du dimensionnement des différents équipements et éléments structuraux en se référant aux règlements et aux normes Algérienne et Européenne et en ayant recourt à des logiciels de calcul.

Mots clés : Conception et étude ; Ponts en poutre-caisson ; Encorbellements successifs.

Abstract

This work is part of the design and study of the bridge V9 located between KP19+680 and KP20+400 and is part of the penetrating highway that connects Tizi-Ouzou to Djebahia.

We started our thesis with a general introduction, a library research and a presentation of the project. Then we began the general design where we proposed three variants. After a multi-criteria analysis, we decided to opt for a box bridge with a contentious desk with variable height constructed using the successive corbeling method. After the designing phase, we did the evaluation of the loads and overloads, pre-stress calculation, and the sizing of equipment and various structural elements by referring to the Algerian and European regulation and using computation software.

Keywords : Design and study ; Box girder bridge ; successive corbeling.

SOMMAIRE

INTRODUCTION GENERALE 1

I. CHAPITRE I : RECHERCHE BIBLIOGRAPHIQUE 2

I.1 INTRODUCTION 2
I.2 CLASSIFICATION DES PONTS 2
I.3 EVOLUTION DES PONTS 2
I.3.1 Ponts primitifs 2
I.3.2 Pont en bois 3
I.3.3 Pont maçonnerie 3
I.3.4 Pont Métallique 4
I.3.5 Pont en béton arme 4
I.3.6 Pont en béton précontraint 5
I.3.7 Ponts à câbles 5
I.3.8 Les ponts suspendus : 5
I.3.9 Les ponts à haubans : 5

II. CHAPITRE II : PRESENTATION DU PROJET 7

II.1 DESCRIPTION DU PROJET 7
II.2 OBJECTIFS DU PROJET 7
II.3 LES DONNEES FONCTIONNELLES DU PROJET 7
II.3.1 Tracé en plan 7
II.3.2 Profil en long 8
II.3.3 Profil en travers 8
II.4 LES DONNEES NATURELLES 8
II.4.1. Vent 8
II.4.2. Température 8
II.4.3. La Neige : 9
II.4.4. Topographie 9
II.4.5. Etat Sismique du site 9
II.4.6. Géotechnique 10
II.4.7. Hydrologie 11
II.5 CONCLUSION 11

III. CHAPITRE III : CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX 12

III.1 INTRODUCTION 13
III.2 NORMES ET REGLES DE CALCUL 13
III.3 BETON 13
III.3.1 La résistance caractéristique à la compression 13
III.3.2 La résistance caractéristique à la traction 13
III.4 ARMATURES 14
III.4.1 Armatures passives 14
III.4.2 Armatures de précontrainte 14
III.5 CONTRAINTES ADMISSIBLES 15
III.5.1 Béton 15
III.5.2 Armatures 15

IV. CHAPITRE IV : CONCEPTION ET PREDIMENSIONNEMENT 16

IV.1 PREDIMENSIONNEMENT DES VARIANTES 16
IV.1.1 Variante N°01 : Pont à Poutres précontraintes du type VIPP 16
IV.1.2 Variante N°02 : Pont mixte acier-béton bipoutre 19
IV.1.3 Variante N°03 : Pont voussoirs en béton précontraint par encorbellement successif 23
IV.2 VERIFICATION DU PREDIMENSIONNEMENT 27
IV.2.1 Méthode de calcul 27
IV.2.2 Vérification de la variante 01 27
IV.2.3 Vérification de la variante 03 29
IV.3 ANALYSE MULTICRITERE 32
IV.3.1 Les avantages et inconvénients de chaque variante 32
IV.3.2 Devis estimatif et quantitatif du tablier des trois variantes 34
IV.3.3 Analyse des variantes : 36
IV.3.4 CONCLUSION 36

V. CHAPITRE V : CHARGES ET HYPOTHESES DE CALCUL 36

V.1 INTRODUCTION 37
V.2 EVALUATION DES ACTIONS 37
V.2.1 Evaluation des actions hors trafic 37
V.2.2 Evaluation des actions dues au trafic 38
V.3 CONCLUSION 46

VI. CHAPITRE VI : DIMENSIONNEMENT DU TABLIER 47

VI.1 INTRODUCTION 48
VI.2 EVALUATION DES EFFORTS EN PHASE DE CONSTRUCTION : 48
VI.2.1 Différentes phases de construction d'un fléau : 48
VI.2.2 Charges à prendre en compte : 49
VI.3 EVALUATION DES EFFORTS EN SERVICE : 49
VI.3.1 Phase de réalisation du tablier : 49
VI.3.2 Combinaisons d'action : 51
VI.3.3 Modélisation : 51
VI.3.4 Résultats : 52
VI.4 ETUDE DE LA PRECONTRAINTE : 53
VI.4.1 Etude de la précontrainte de fléau : 53
VI.4.2 Etude de la précontrainte de continuité : 58
VI.4.3 Evaluation des pertes de la précontrainte : 66
VI.4.4 Vérification des contraintes normales : 69
VI.4.5 Armatures des zones tendues : 71
VI.4.6 Vérification des contrainte tangentielles : 72
VI.5 ETUDE TRANSVERSALE 75
VI.5.1. Evaluation des efforts 75
VI.5.2. Ferraillage 76
VI.6 CONCLUSION 77

VII. CHAPITRE VII : EQUIPEMENTS DU PONT 78

VII.1 INTRODUCTION 80
VII.2 APPAREIL D'APPUI 80
VII.2.1 Evaluation des efforts normaux appliqués sur les appareils d'appuis 80
VII.2.2 Choix de type d'appareil d'appui 80
VII.2.3 Dimensionnement des appareils d'appui 81
VII.2.4 Evaluation des efforts et déplacements horizontaux 82

VII.2.5 Vérifications du dimensionnement ... *85*
VII.3 DES D'APPUIS ... 87
VII.3.1 Dimensionnement des dés d'appuis au niveau de la pile ... *87*
VII.3.2 Ferraillage des dés d'appuis au niveau de la pile ... *87*
VII.3.3 Dimensionnement et ferraillage des dés d'appuis au niveau de la culée ... *88*
VII.3.4 Ferraillage des dés d'appuis au niveau de la culée ... *88*
VII.4 JOINT DE CHAUSSEE ... 89
VII.4.1 Dimensionnement ... *89*
VII.4.2 Type de joint ... *90*
VII.5 CONCLUSION ... 90

CONCLUSION GENERALE ... 92

BIBLIOGRAPHIE ... 90

ANNEXE A : RESULTATS DES ESSAIS GEOTECHNIQUES ... 92

ANNEXE B : DIAGRAMMES DES EFFORTS INTERNES ... 96

ANNEXE C : TABLEAUX DE CALCUL ... 103

LISTE DES FIGURES

CHAPITRE I : RECHERCHE BIBLIOGRAPHIQUE 2

Figure I-1: Différentes parties d'un pont 2
Figure I-2: Les ponts primitifs 3
Figure I-3: Pont en bois 3
Figure I-4: Pont en maçonnerie 4
Figure I-5: Pont métallique 4
Figure I-6: Pont a poutre 5
Figure I-7: Pont suspendus 5
Figure I-8: Pont à haubans 6

CHAPITRE II : PRESENTATION DU PROJET 7

Figure II-1: Tracé en plan 7
Figure II-2: Profil en long 8
Figure II-3: Profil en travers 8
Figure II-4: Levé topographique 9
Figure II-5: plan lithologique du site 11

CHAPITRE IV : CONCEPTION ET PREDIMENSIONNEMENT 16

Figure IV-1: Morphologie générale d'un tablier. 16
Figure IV-2: Bipoutre à pièces de pont sans console 20
Figure IV-3: Découpage des voussoirs 23
Figure IV-4: Dimensions transversales du caisson fermé à 2 âmes (VSC/VSP) 24
Figure IV-5: Moment fléchissant maximale de la variante N°1 (VIPP). 27
Figure IV-6: Moment fléchissant longitudinal sous la combinaison G +D240 29

CHAPITRE V : CHARGES ET HYPOTHESES DE CALCUL 36

Figure V-1: Découpage des voussoirs 37
Figure V-2: Cas de chargement 39
Figure V-3: Système de chargement Bt 42
Figure V-4: Système de chargement Br. 43
Figure V-5: Convoi de charge Mc 120 44
Figure V-6: Convoi exceptionnel D240 44

CHAPITRE VI : DIMENSIONNEMENT DU TABLIER 47

Figure VI-1: Le cheminement de la réalisation d'un fléau. 48
Figure VI-2 : Phases de réalisation du tablier du Viaduc V09 51
Figure VI-3 : Modélisation du tablier du viaduc V9 52
Figure VI-4: Moment fléchissant maximum à l'ELS 52

Figure VI-5: Effort tranchant maximum à l'ELS 53
Figure VI-6:Moment fléchissant maximum à l'ELU 53
Figure VI-7: Effort tranchant maximum à l'ELU 53
Figure VI-8: Disposition des câbles de fléau au niveau du VSP 55
Figure VI-9: Tracé en plan des câbles de fléau. 56
Figure VI-10: Tracé en élévation des câbles de fléau 57
Figure VI-11: Tracé en élévation et en plan des câbles de fléau 58
Figure VI-12: Disposition des câbles de continuité en travée principale au niveau du voussoir de clavage 61
Figure VI-13: Tracé en élévation et en plan des câbles de continuité en travée principales 62
Figure VI-14: Disposition des câbles de continuité en travée de rive au niveau du voussoir V07 64
Figure VI-15: Tracé en élévation et en plan des câbles de continuité au niveau des travées de rive 65
Figure VI-16: frottement le long du câble lors de la mise en tension 66
Figure VI-17: Diagramme des contrainte au niveau du voussoir V 13 (à x = 73.75) 71
Figure VI-18: Effort de précontrainte 72
Figure VI-19: Vue en 3D du caisson sur pile modélisé sur le logiciel 75
Figure VI-20: Vue en 3D du caisson à la clef modélisé sur le logiciel 75
Figure VI-21: Ferraillage voussoir sur pile 77
Figure VI-22: Ferraillage voussoir à la clef 77

CHAPITRE VII : EQUIPEMENTS DU PONT 78

Figure VII-1: Définition géométrique d'un appareil d'appui 81
Figure VII-2: Ferraillage du dé d'appui au niveau de la pile. 88
Figure VII-3: Ferraillage du dé d'appui au niveau de la culée. 89
Figure VII-4: Joint du type Wd 90

LISTE DES TABLEAUX

CHAPITRE II : PRESENTATION DU PROJET 7

Tableau II-1: Coefficient d'accélération de zone : A 10

CHAPITRE III : CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX 12

Tableau III-1: caractéristiques du béton 14
Tableau III-2: caractéristiques des armatures de précontrainte 14
Tableau III-3: Contrainte limite de traction des aciers : 15

CHAPITRE IV : CONCEPTION ET PREDIMENSIONNEMENT 16

Tableau IV-1: Récapitulation du prédimensionnement de la variante N°01 (VIPP) 17
Tableau IV-2: Récapitulation du prédimensionnement de la variante N°02 20
Tableau IV-3: Récapitulation du découpage des voussoirs 23
Tableau IV-4: Récapitulation du prédimensionnement de la variante N°03 24
Tableau IV-5: Donnée nécessaire pour le calcul des contraintes 28
Tableau IV-6: Donnée nécessaire pour le calcul des contraintes sur pile 30
Tableau IV-7: Donnée nécessaire pour le calcul des contraintes sur culée 31
Tableau IV-8: Détermination du volume de béton de la variante N°1 (VIPP) 34
Tableau IV-9: Détermination du volume d'acier et du volume de béton de la variante N°2 (Mixte) 34
Tableau IV-10: Détermination du volume de béton de la variante N°3 (Voussoir) 35
Tableau IV-11: Devis estimatif et quantitatif du tablier des trois variantes 35

CHAPITRE V : CHARGES ET HYPOTHESES DE CALCUL 36

Tableau V-1: Estimation du poids dû aux CCP 37
Tableau V-2: Poids du tablier 37
Tableau V-3: Coefficient a1 40
Tableau V-4: Valeurs de A(L). 40
Tableau V-5: Les valeurs de bc. 41
Tableau V-6: Les valeurs de Bc. 42
Tableau V-7: Les valeurs de bt. 42
Tableau V-8: Valeurs de Bt. 43
Tableau V-9: Coefficients de majoration dynamique 45
Tableau V-10: L'effort de freinage F(KN) du système A 46

CHAPITRE VI : DIMENSIONNEMENT DU TABLIER 47

Tableau VI-1: Combinaison de charge en phase de service 51
Tableau VI-2: Estimation du nombre de câbles du fléau pour chaque section 54

Tableau VI-3: L'allure du tracé en plan du câble de fléau 56
Tableau VI-4: L'allure du tracé en élévation du câble de fléau 57
Tableau VI-5: Estimation du nombre de câbles de continuité pour la travée la plus sollicitée (P01-P02) 60
Tableau VI-6 : L'allure du tracé en plan du câble de continuité 61
Tableau VI-7: Estimation du nombre de câbles de continuité dans la travée de rive (C01-P01) 63
Tableau VI-8: L'allure du tracé en plan du câble de continuité en travée de rive 64
Tableau VI-9: Les pertes de tension moyennes des câbles de fléau 69
Tableau VI-10: Contraintes des fibres extrêmes dans la phase de construction 70
Tableau VI-11: Ferraillage passif du VSP et VC 76

CHAPITRE VII : EQUIPEMENTS DU PONT 78

Tableau VII-1: Les efforts normaux appliqués sur les appareils d'appuis 80
Tableau VII-2: Les dimensions de l'appareil d'appui. 82
Tableau VII-3: Déplacement horizontal du tablier. 83
Tableau VII-4 : les raideurs longitudinales des piles 84
Tableau VII-5 : les raideurs longitudinales des cules 84
Tableau VII-6 : Déplacement totale horizontal du tablier. 85

LISTE DES ABREVIATIONS

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

INTRODUCTION GENERALE

INTRODUCTION GENERALE

Les ponts font partie de la famille des ouvrages d'art. Ce sont des constructions qui permettent de franchir des obstacles naturels (vallée, cours d'eau) ou artificiels (voie de circulation) en passant par-dessus.

La conception et l'étude du viaduc V09, qui fait partie du projet de la pénétrante reliant Tizi-Ouzou à l'autoroute Est-Ouest, fait l'objet de notre mémoire. Notre objectif est d'arriver à concevoir un viaduc pouvant résister à l'ensemble des contraintes fonctionnelle (charges du trafic, accident de la route) et naturelles (vent, séisme, neige, pluie) en tenant compte des aspects techniques, économiques et esthétiques.

Notre viaduc possède un rayon de courbure égale à 650 m. Il est composé de deux ponts parallèles. Leur tablier a une largeur égale à 13.8 m et supporte une chaussée composée de 3 voies. Suite à une analyse multicritère, la variante retenue est un pont voussoirs en béton précontraint par encorbellement successif.

Ce document contient tous les calculs effectués et les résultats obtenus lors de la conception de ce viaduc.

Le plan de travail qu'on a suivi est le suivant :

- Introduction générale et recherche bibliographique.
- Présentation de l'ouvrage et des caractéristiques des matériaux.
- Prédimensionnement des variantes et vérification des contraintes.
- Analyse multicritère et choix de la variante à retenir.
- Evaluation des charges et des surcharges (RCPR).
- Etude de la précontraintes
- Dimensionnement des équipements.

CHAPITRE I : Recherche bibliographique

I.1 INTRODUCTION

L'être humain se caractérise par sa un être curieux c'est pour cela qu'il cherche tous les jours à découvrir et explorer le monde qu'il l'entoure, et pour franchir les déférents obstacles naturels (rivière, montage…) et artificielles (voie ferrée, route…) il est obligé à créer et développer des réseaux de navigation déférents : réseaux routiers, ferroviaires, marins et aériennes, parmi ces constructions les ponts qui sont datés à 850 A.V J-C.

Un pont est un ouvrage en élévation, construit in-situ qui permettent à une voie de circulation de franchir un obstacle naturel ou artificiel.

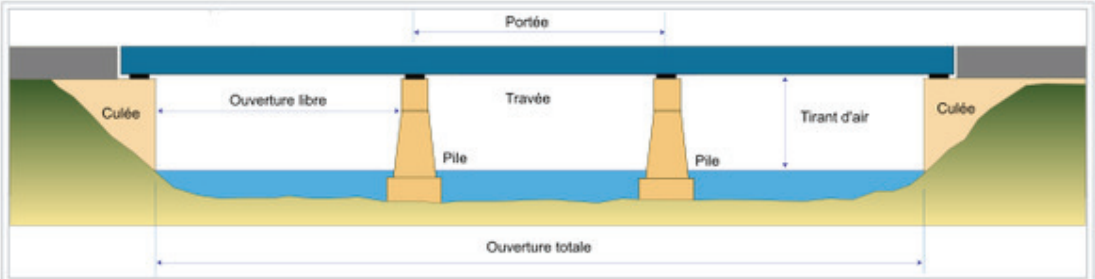


Figure I-1: Différentes parties d'un pont

I.2 CLASSIFICATION DES PONTS

On peut classer les ponts selon :

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

I.3 EVOLUTION DES PONTS

I.3.1 Ponts primitifs

Les ponts primitifs sont destinés aux piétons pour franchir une petite rivière ou un ravin. Ils ont été construits en 850 av J-C

Généralement les matériaux utilisés dans leur construction sont des matériaux locaux comme la pierre, bois et liane.



Figure I-2: Les ponts primitifs

I.3.2 Pont en bois

Ce type de pont est pour le passage des chariots lourdement chargé, puisque le bois possède des bonnes caractéristiques mécaniques et permet des assemblages en plus de sa disponibilité donc ça en fait le matériau idéal en 55 av J-C.



Figure I-3: Pont en bois

I.3.3 Pont maçonnerie

La découverte du ciment par les Romains a fait naissance des ponts maçonneries qui sont construit en voûte ou (succession des arches), et constitué de pierre taillées et assemblées par ciment, ces pierres sont tout le temps comprimé car la pierre résiste bien à la compression.



Figure I-4: Pont en maçonnerie

I.3.4 Pont Métallique

L'évolution des matériaux employé dans la construction comme la fonte, fer laminé, acier qui possède une bonne résistance à la traction ainsi une grande ductilité, le fer a permet la confection des poutres métalliques à âme pleine. Qui ont été développé ensuite en poutre triangulé pour l'économie de la matière.



Figure I-5: Pont métallique

I.3.5 Pont en béton arme

L'apparition du ce type de pont a été donné par la découverte du béton armé en 1890, il s'agit d'un pont en arc coulé sur des cintres en bois, avec le temps ils ont développé en poutres en béton armé qui sont plus économique.

I.3.6 Pont en béton précontraint

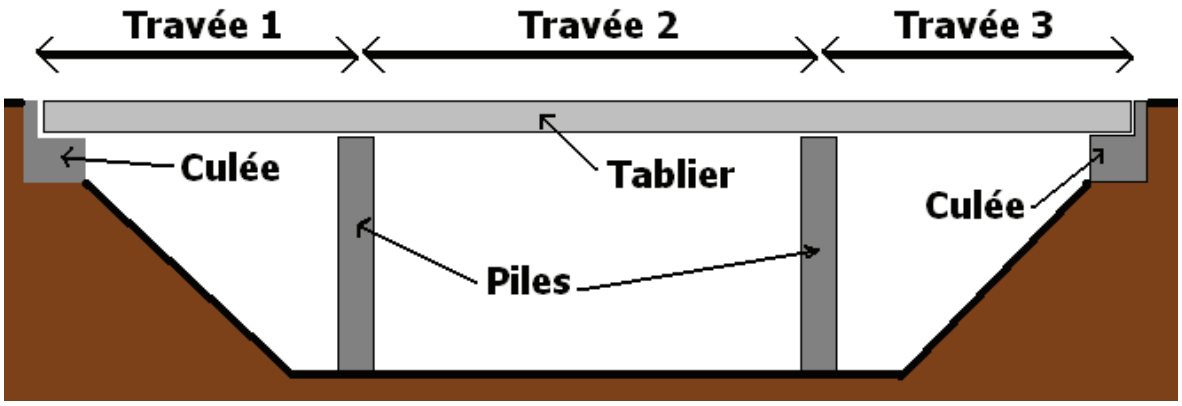


Figure I-6: Pont a poutre

I.3.7 Ponts à câbles

Pour franchir les grandes brèches les ingénieurs ont trouvé une solution, en diminuant les nombres de pile et en utilisant des câbles pour soutenir le tablier. Cette catégorie revient au XIXe siècle, On peut distinguer deux types de pont à câbles :

I.3.8 Les ponts suspendus :

Ce sont des ponts ou les câbles auxquels les réactions du tablier sont transmises par des suspentes sont des éléments porteurs principaux.

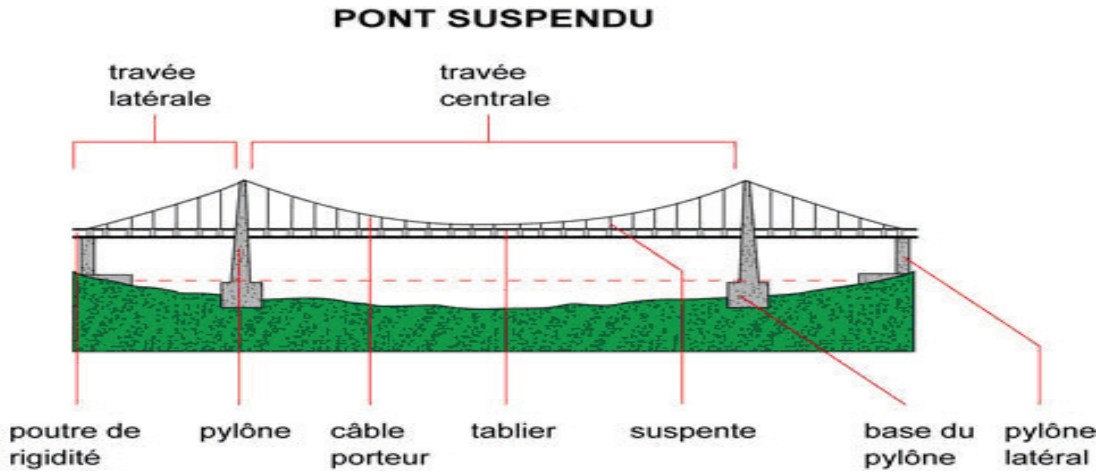


Figure I-7: Pont suspendus

I.3.9 Les ponts à haubans :

Ce sont des ponts ou les poutres soutenues par des câbles obliques rectilignes appelés haubans sont des éléments porteurs principaux.

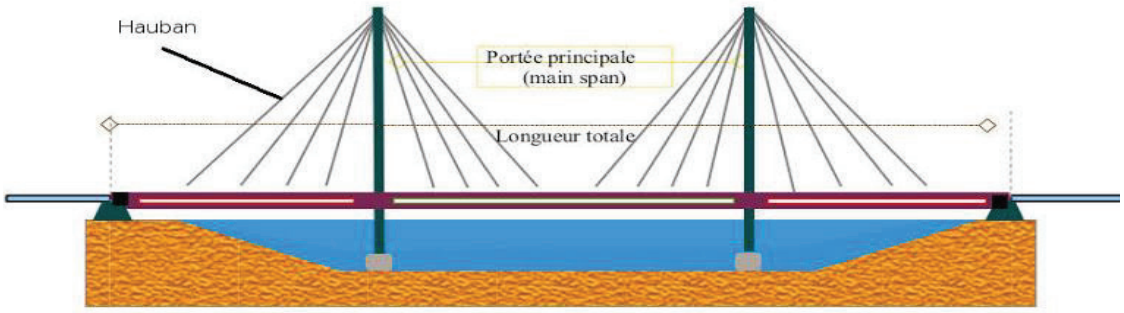


Figure I-8: Pont à haubans

Chapitre II : Présentation du projet

II.1 Description du projet

Le viaduc V09 fait partie du projet de la pénétrante autoroutière reliant Tizi-Ouzou a l'autoroute Est-Ouest au niveau de Djebahia. Cette pénétrante est composée de 23 viaducs, sept échangeurs, deux tunnels de 950 m et 710 m de long, 101 ouvrages hydrauliques, 15.8 millions m^3 volume de terrassement.

Elle traverse la wilaya de Tizi-Ouzou sur 36 Km ainsi que la wilaya de Bouira sur 12 Km. Elle est divisée en trois tronçons : le tronçon 1 de Tizi-Ouzou, le tronçon 2 de Djebahia et le tronçon 3 de Draa-el-Mizane.

II.2 Objectifs du projet

L'objectif de la réalisation du viaduc V09 est de permettre le franchissement d'une brèche qui contient un cours d'eau et qui atteint 65 m de profondeur et dépasse les 680 m de long.

La pénétrante autoroutière a pour objectifs de relier Tizi-Ouzou à l'Autoroute Est-Ouest afin de fluidifier le trafic et ainsi réduire le temps des trajets et améliorer la sécurité et le confort des conducteurs.

II.3 Les données fonctionnelles du projet

II.3.1 Tracé en plan

Le viaduc V09 est composé de deux ponts parallèles dont l'axe principal est un arc de rayon égale à 650 m.



Figure II-1: Tracé en plan

II.3.2 Profil en long

L'axe de roulement a la forme d'une droite de pente égale à 2.5%, entre le PK 19+680 et le PK 20+203, et la forme d'un arc de rayon égal 10 164.7 mètres, entre le PK 20+203 et le PK 20+380.

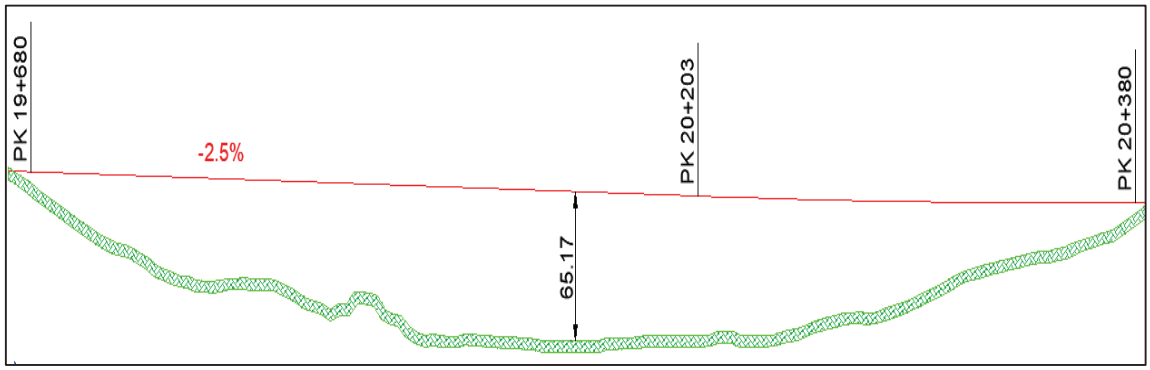


Figure II-2: Profil en long

II.3.3 Profil en travers

Le tablier a un dévers de 2.5% et une largeur de 13.8 mètres. Il est composé de trois voies de 3.5 mètres chacune, deux surlargeurs de 1 mètre chacune et une barrière de 65 centimètres de chaque côté.

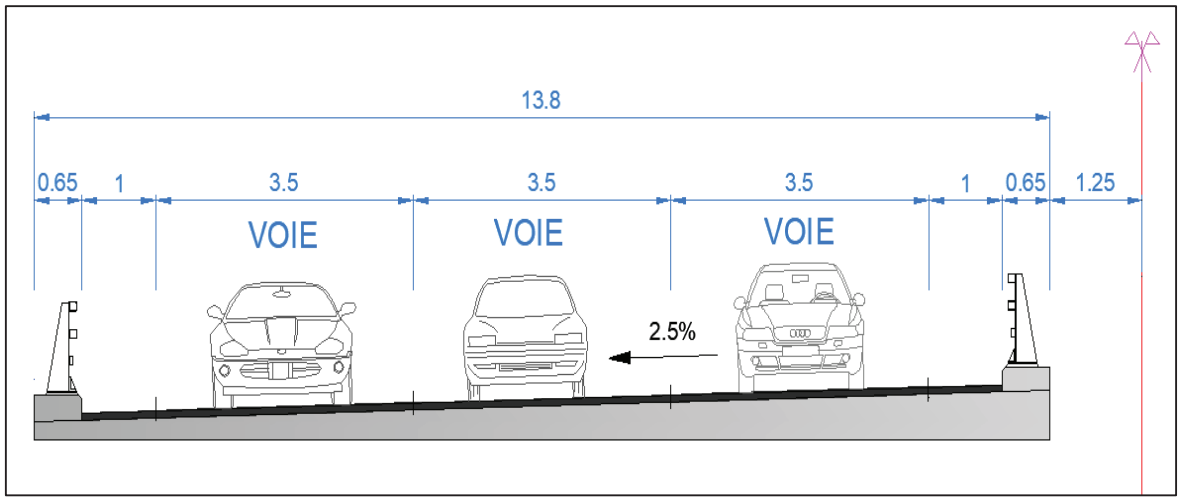


Figure II-3: Profil en travers

II.4 Les données naturelles

II.4.1. Vent

Selon le RCPR les efforts du vent sont représentés par une surcharge répartie de 1.25 KN/m² en cours et de réalisation et 2 KN/m² en service.

II.4.2. Température

La saison très chaude dure 2,9 mois, du 23 juin au 20 septembre, avec une température quotidienne moyenne maximale supérieure à 28 °C.

Le jour le plus chaud de l'année est le 11 août, avec une température moyenne maximale de 31 °C et minimale de 20 °C.

La saison fraîche dure 4,0 mois, du 24 novembre au 24 mars, avec une température quotidienne moyenne maximale inférieure à 18 °C.

Le jour le plus froid de l'année est le 19 janvier, avec une température moyenne minimale de 5 °C et maximale de 15 °C.

II.4.3. La Neige :

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

II.4.4. Topographie

Le projet est situé en zone montagneuse comme indiqué par le levé topographique.

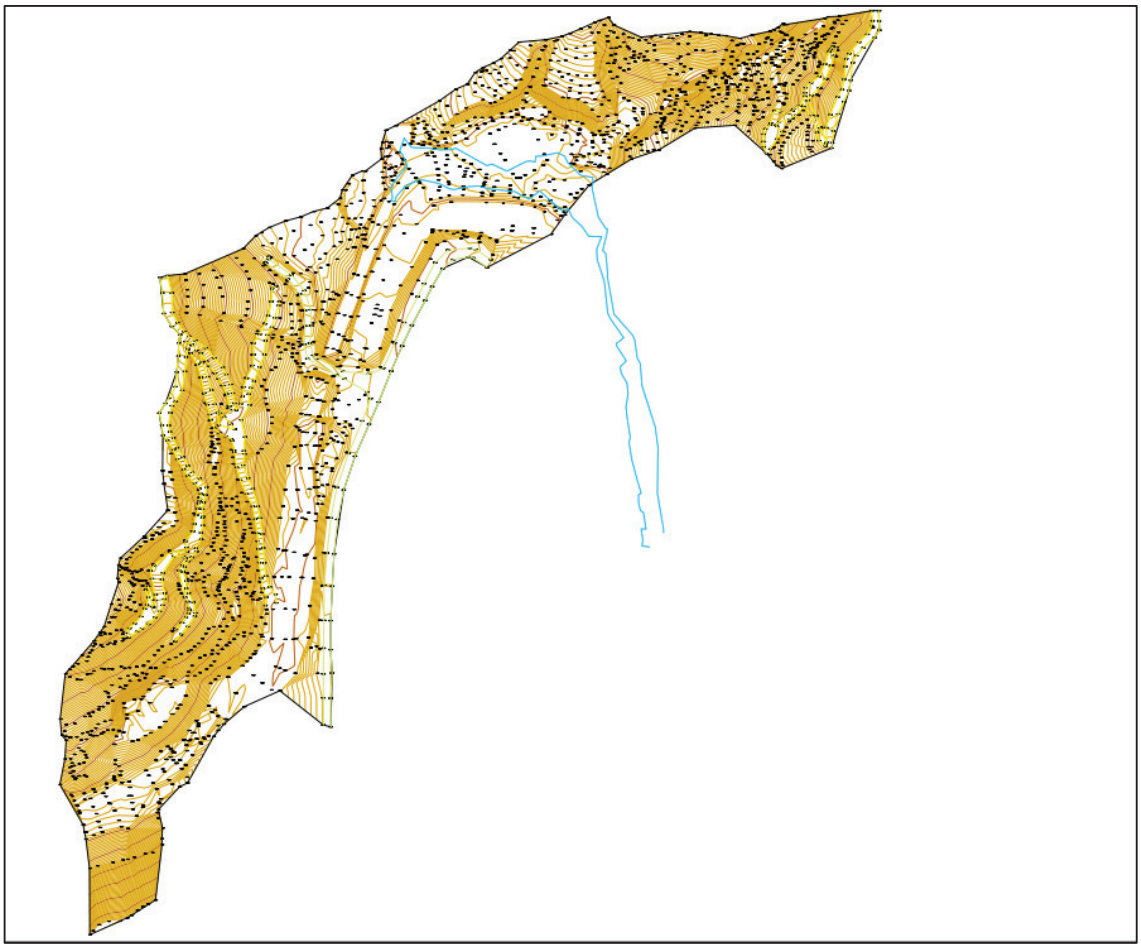


Figure II-4: Levé topographique

II.4.5. Etat Sismique du site

La réponse dynamique de la structure sous l'action des charges dues au séisme est évaluée en accord avec les règles parasismiques algériennes RPOA 2008. Selon la carte des

zones sismiques de L'Algérie incluse dans ces réglementations Le territoire national est divisé en cinq zones de sismicité croissante :

- Zone 0 : Négligeable
- Zone I : Faible
- Zone IIa : Moyenne
- Zone IIb : Élevée
- Zone III : Très élevée

Donc la zone de notre ouvrage qui est Tizi-Ouzou est considérer comme une zone de sismicité moyenne (zone IIa).

Les ouvrages d'art de la pénétrante sont classés dans l'un des trois groupes définis ci-après :

Groupe 1 : Ponts stratégiques.
Groupe 2 : Ponts importants.
Groupe 3 : Ponts d'importance moyenne.

Puisque notre ouvrage est une autoroute donc il est inclus dans le groupe 2.

Le coefficient d'accélération de zone A est défini en fonction de la zone sismique et de l'importance du pont (RPOA, tableau 3.1) :

Tableau II-1: Coefficient d'accélération de zone : A

Groupe de pont	Zone sismique			
	I	IIa	IIb	III
1	0,15	0,25	0,30	0,40
2	0,12	0,20	0,25	0,30
3	0,10	0,15	0,20	0,25

La carte de zonage sismique révèle l'appartenance de la région de Tizi-Ouzou à la Zone IIa et notre ouvrage est inclus dans le groupe 2 donc le coefficient d'accélération à prendre en compte est A = 0,20.

II.4.6. Géotechnique

L'étude géotechnique de sol nous permet de savoir la nature, la disposition ainsi que l'épaisseur des différentes couches lithologiques du sol et leurs caractéristiques physiques, mécaniques et chimiques qui nous donner également des indications quantitatives sur la nature des terrains rencontrés.

Cette étude est fondamentale dans l'étude d'un ouvrage non seulement pour déterminer le type de fondation des appuis mais aussi afin d'adapter le projet au taux de travail, et l'évaluation des risques éventuels tel que stabilité, agressivité, gonflement de ce sol.

Les informations essentielles sur la nature des terrains à savoir sont :

- paramètres mécaniques de résistance (pour les problèmes de capacité portante).
- paramètres rhéologiques (pour les problèmes de tassement et de fluage).
- compacité (pour les problèmes de terrassement).
- perméabilité (pour les problèmes d'épuisement ou de bétonnage dans les fouilles).

L'investigation utilisée pour l'étude du viaduc V09, comprends 7 sondages pressiométriques.

Ces essais de reconnaissance géotechnique est donnée dans le plan lithologique ci-dessous. Les résultats sont donnés à l'Annexe A. Le sol a été classifié selon le tableau 3.2 du règlement RPOA 2008, et d'après les valeurs obtenues par les essais dans la catégorie S2 (site ferme).

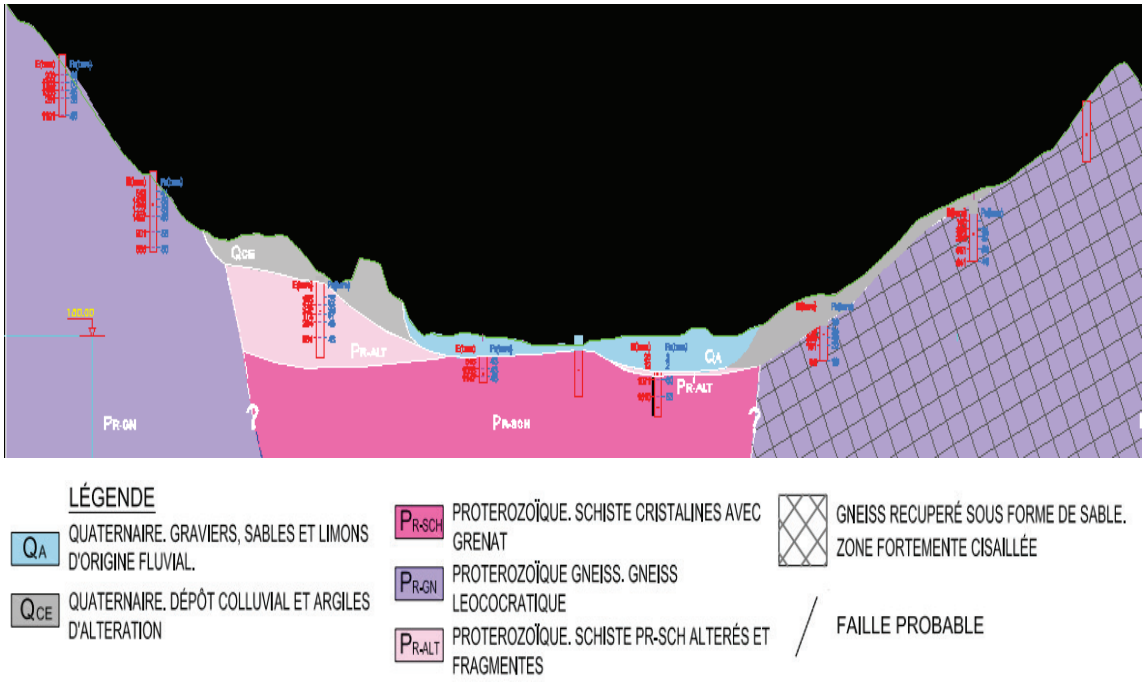


Figure II-5: plan lithologique du site

II.4.7. Hydrologie

Dans le cas du franchissement d'un cours d'eau, il est indispensable d'en connaitre parfaitement le régime : fréquence et importance des crues, débit solide, charriage éventuelle de corps flottants susceptible de heurter les piles. Mais le plus grand danger réside dans le phénomène d'affouillement, qui fut par le passé, la cause la plus fréquente d'effondrement des ponts sur un cours d'eau.

Pour notre ouvrage, et d'après la visite du site, le cours d'eau franchis a un débit modéré.

II.5 Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons exposé toutes les données relatives à l'ouvrage c'est-à-dire, les données naturelles et fonctionnelles propres à notre ouvrage ainsi que l'obstacle franchit et sa situation géographique qui sont nécessaires pour entamer l'étude et la conception adéquate

d’un pont. Ces informations sont basées sur les documents fournit par l’organisme d’accueil de stage et notre visite de site.

CHAPITRE III : Caractéristiques des matériaux

III.1 INTRODUCTION

Le choix et la qualité des matériaux de construction conditionne la conception et le calcul de toutes ouvrages. Donc notre travail dans ce chapitre consiste à donner les caractéristiques des matériaux utilise dans la construction de notre ouvrage.

III.2 Normes et règles de calcul

Le dimensionnement de notre ouvrage sera effectué conformément aux règles suivantes appliquées en Algérie :

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

III.3 Béton

Le béton est défini par sa valeur de la résistance à la compression à l'âge de 28 jours qui est notée fc28, son dosage en ciment et sa masse volumique.

III.3.1 La résistance caractéristique à la compression

Cette caractéristique est la plus importante, et elle est souvent utilisée seule pour caractériser le béton. Pour un béton âgé de j jour on a :

$$f_{cj} = \begin{cases} (j \,/\, (4.76+0.83j)) * f_{c28} & \text{Pour fc28} \leq 40 \text{ MPa} \\ (j \,/\, (1.40+0.95j)) * f_{c28} & \text{Pour fc28} > 40 \text{ MPa} \end{cases} \qquad \text{(III-1)}$$

III.3.2 La résistance caractéristique à la traction

La résistance à la traction est liée principalement à la résistance à la compression est définie selon le BAEL91 mod 99 par la formule ci-après :

$$f_{tj} = 0{,}6 + 0{,}06\, f_{cj} \qquad \text{(III-2)}$$

Tableau III-1: caractéristiques du béton

	Superstructure	Infrastructure
fc28 (MPa)	35	27
Type de Ciment	CPA 42.5	CPA 42.5
Dosage	450	350
ft28 (MPa)	2.7	2.22
Densité de BA (KN/m^3)	25	25

III.4 Armatures

Dans l'ouvrage en béton précontraint on utilise deux natures différentes d'aciers :

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

III.4.1 Armatures passives

Ce sont des aciers à haute adhérence de nuance Fe E500

La limite d'élasticité : fe = 500 MPa

Module de la déformation élastique : Es = 200 GPa

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

8 10 12 14 16 20 25 32 40

Les longueurs courantes de livraison sont de 12 ml pour les barres droites.

III.4.2 Armatures de précontrainte

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

Tableau III-2: caractéristiques des armatures de précontrainte

Caractéristiques		Clouage / fléau	Continuité
Toron	T	**T15s**	**T15s**
Section d'un toron	AP (mm²)	150	150
Nombre de torons par câble	nT	12	19
Section d'un câble	S (mm²)	2 250	2 850
Diamètre de la gaine	Φ (mm)	100	100
Résistance ultime	$f$prg (MPa)	1 860	1 860

Limite élastique	$f$peg (MPa)	1 674	1 674
Contrainte à l'origine	σ_{P0} (MPa)	1 488	1 488
Coefficient de frottement droi	φ (m-1)	0.003	
Coefficient de frott de courbure	f (rd-1)	0.20	
Module d'élasticité	Ep (MPa)	190 000	
Coefficient de Relaxation maximale des câbles à 1 000 h	ρ (%)	2.5	
Coefficient de Recul d'ancrage	g (mm)	2	

III.5 Contraintes admissibles

III.5.1 Béton

Contraintes admissibles à la compression :

$$f\boldsymbol{bu} = \mathbf{0.85} \times \boldsymbol{fcj} / \boldsymbol{\theta} \times \boldsymbol{\gamma b}\ (\boldsymbol{MPa}) \qquad \text{(III-3)}$$

$$\text{à } l'ELS,\ f\boldsymbol{bc} = \mathbf{0.6} \times f\boldsymbol{c28} \qquad \text{(III-4)}$$

Le coefficient θ et γ_b dépendent de temps :

- θ = 1.0 lorsque la durée t > 24h.
- θ = 0.9 lorsque la durée 1h < t < 24h.
- θ = 0.85 lorsque la durée t < 1h.

γ_b = { 1,5 situation durable ; 1,5 situation transitoire ; 1,15 situation accidentelle }

Déformation longitudinale du béton :

On considère un module de déformation longitudinale pour le béton "Eij" défini par les règles B.A.E.L comme ce qui suit :

Module de déformation instantanée (courte durée<24h) : $E_{ij} = 11000 * f_{cj}^{1/3}$ (III-5)
Module de déformation différée (longue durée) : $E_{ij} = 3700 * f_{cj}^{1/3}$ (III-6)

III.5.2 Armatures

Contrainte limite de traction des aciers :

Tableau III-3: Contrainte limite de traction des aciers :

Fissuration	Contrainte limite (MPa)		Superstructure	Infrastructure
Peu nuisible	$\sigma s = fe / \gamma s$	S-Durable ou transitoire :γs =1.15	434.78	434.78
		S-Accidentelle : γs = 1		
Préjudiciable	σ_s=max {0.5* fe;110 (n* f_{tj})$^{0.5}$ }; n = 1.6		250	250
Très préjudiciable	σ_s=max {0.4* fe ; 88 (n* $f$tj)$^{0.5}$ }; n = 1.6		200	200

CHAPITRE IV : Conception et prédimensionnement

IV.1 Prédimensionnement des variantes

IV.1.1 Variante N°01 : Pont à Poutres précontraintes du type VIPP

Ce type de pont est composé de travées indépendantes à poutres préfabriqué précontraintes par post-tension solidarisées entre elles par des entretoises au niveau des appuis et une dalle de faible épaisseur qui supporte la chaussée.

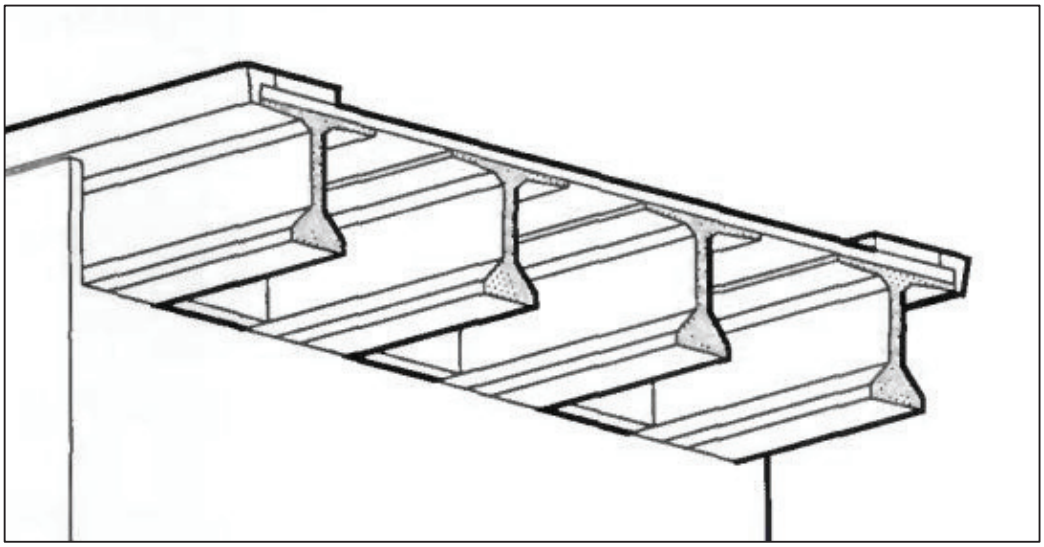


Figure IV-1: Illustration d'un tablier de pont à poutre.

IV.1.1.1 Conception longitudinale

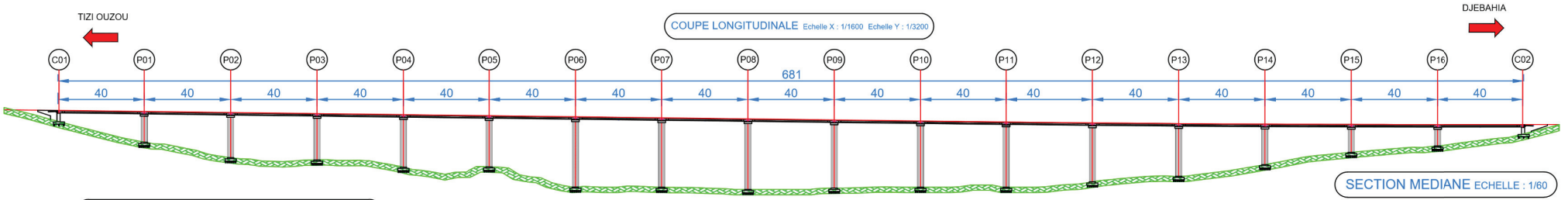
Le domaine d'emploi optimal correspond à une gamme de portée comprise entre 30 et 40m. La variante choisie a une longueur totale de 682 m. Elle est composée de 17 travées identiques de 40 m long.

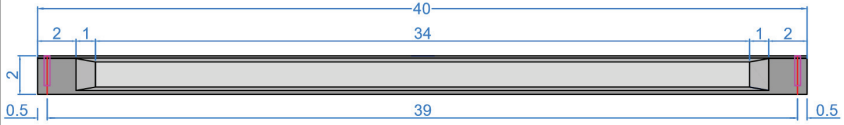
IV.1.1.2 Conception transversale

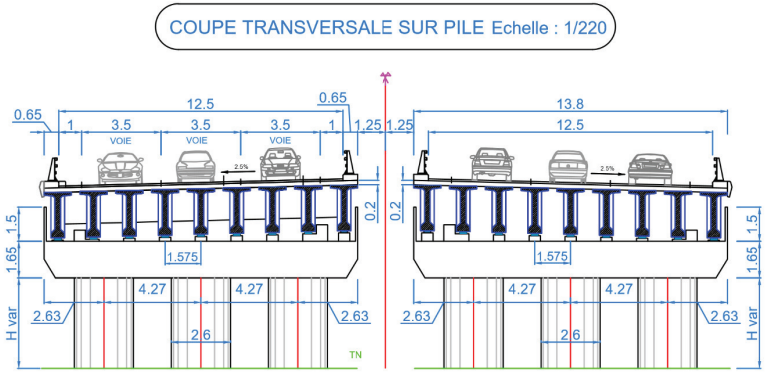
Le prédimensionnement de cette variante a été réalisé en suivant le guide de conception SETRA 1996 VIPP (Ponts à poutres préfabriquées précontraintes par post-tension).

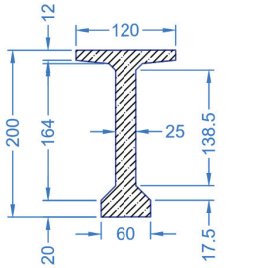
Tableau IV-1: Récapitulation du prédimensionnement de la variante N°01 (VIPP)

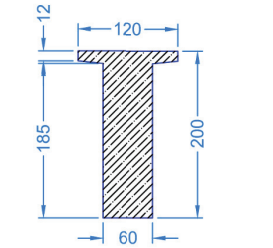
Elément	Ration usuel	Valeur retenue
Longueur de la poutre (L)	30 – 40 m	40 m
L'élancement de la poutre (h)	L/20 - L/17	2 m
Largeur de la table de compression	0.6 x h	1.2 m
L'épaisseur de la table de compression	12 – 15 cm	12 cm
Diamètre de la gaine de précontrainte (Φ)	-	8 cm
L'épaisseur de l'âme à mi-travée	Ea > 14 + Φ	25 cm
L'épaisseur du talon	10 – 20 cm	20 cm
Largeur du talon	60 – 90 cm	60 cm
L'épaisseur de l'âme en zone d'about	Égale à la largeur du talon	60 cm
L'entraxe des poutres	1.4 – 2 m	1.575 m
L'épaisseur de la dalle (ed)	16 – 25 cm	20 cm
L'épaisseur de l'entretoise	-	30 cm

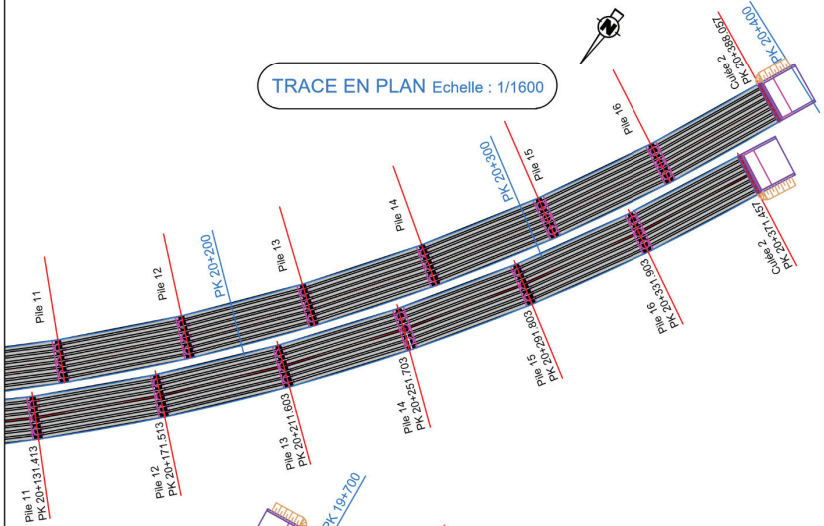


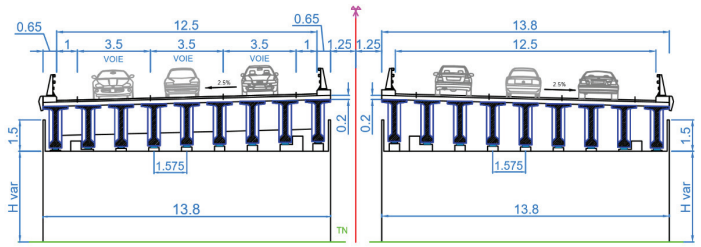


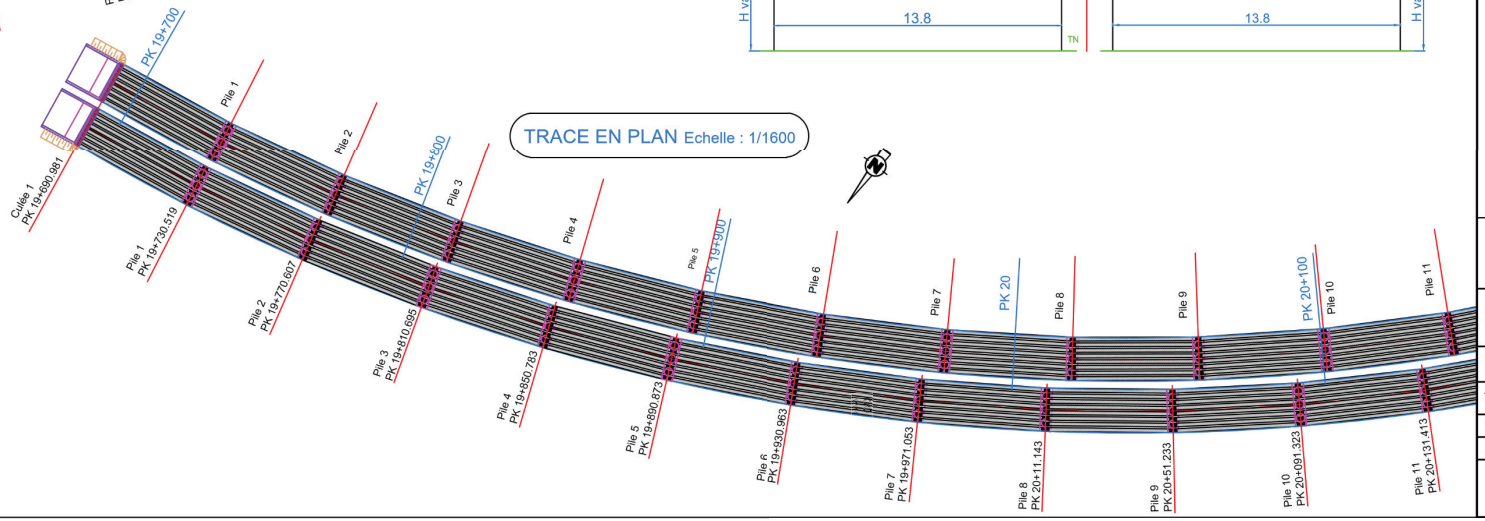












الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي
MINISTÈRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPÉRIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

المدرسة الوطنية العليا للأشغال العمومية
فرانسيس جانسون

École Nationale Supérieure des Travaux Publics
National School of Built and Ground Works Engineering
Francis Jeanson

ENSTP

PROJET DE FIN D'ETUDES

CONCEPTION ET ETUDE DU VIADUC V09 DE LA PENETRANTE RELIANT LA VILLE DE TIZI-OUZOU A L'AUTOROUTE EST-OUEST

AUTEURS DE PROJET:	HAMMADI Aghilas
	HIGOUN Nawfel Billel
ENCADRE PAR :	SEDIK Rezika et TOUNSI Khaled
VARIANTE N°1	Pont a poutres précontraintes du type VIPP
ECHELLE	VOIR PLAN
ANNEE UNIVERSITAIRE	2020 / 2021

Adresse : Rue Sidi Garidi b.p. 32 Vieux Kouba -16051. Alger
Fax : (023) 70 19 38 **Site web :** www.enstp.edu.dz
Tel : (023) 70 19 04 **E-mail** : enstp@enstp.edu.dz

IV.1.2 Variante N°02 : Pont mixte acier-béton bipoutre

Un pont mixte acier-béton est composé d'une dalle en béton armé ou précontraint et d'une charpente métallique, reliées par des connecteurs.

Les ponts mixtes bipoutre comportent deux poutres principales qui travaillent à la flexion longitudinale et qui sont solidarisés par des poutres secondaires qui maintiennent l'écartement des poutres principales et résiste aux moments de torsion.

Les ponts mixtes multi-poutres comportent plus de deux poutres principales et sont plus coûteux à réaliser que des ouvrages de type bipoutre. Ils sont donc réservés aux cas suivants :

- La largeur du tablier dépasse les 25 m.
- La hauteur disponible pour inscrire le tablier est insuffisante pour un bipoutre.
- Le rapport portée/largeur est très faible.
- Les contraintes du site interdisent l'utilisation des moyens de levage courants, ce qui oblige à prévoir des poutres plus légères donc plus nombreuses.

Les ouvrages mixtes de type caisson sont plus rares que les ouvrages à poutres car ils sont plus complexes et donc plus coûteux à construire. Ils sont réservés aux cas suivants :

- La portée maximale dépasse environ 90 m.
- La largeur du tablier dépasse une vingtaine de mètres.
- La hauteur disponible pour inscrire le tablier est trop faible pour une structure à poutres.
- Lorsque la courbure est grande.

On a choisi la variante pont mixte bipoutre car c'est la moins couteuse et la moins compliqué à réaliser.

IV.1.2.1 Conception longitudinale

La variante retenue est un pont mixte bipoutre, à travées continue, à hauteur constante et à profilés courbe.

Le prédimensionnement de cette variante a été réalisé en suivant le guide de conception SETRA 2009 (Ponts mixtes acier-béton).

Le domaine d'emploi des bipoutres correspond à une gamme de portée comprise entre 30 à 130 m pour les travées continues et de 40 à 90 m pour les travées indépendantes.

La longueur totale de notre variante est égale à 694 m. Elle est composée de 11 travées principales identiques de 56 m de long et deux travées de rive de 39 m de long.

IV.1.2.2 Conception transversale

La variante retenue est un bipoutre à pièces de pont, car la largeur du tablier dépasse les 13 m rendant le poids de la dalle pénalisant pour la charpente. Cette variante est plus esthétique et plus compliquée à réaliser que les bipoutre à entretoise.

Ces pièces à pont sont des profilées en I à âmes pleine composée de tôles soudées, qui soutiennent la dalle et assure l'entretoisement des poutres principales et résiste aux efforts de torsion. Ils ont un entraxe égal à 4 m et sont incliné selon le dévers du tablier (2.5%).

La dalle présente une épaisseur constante dans le sens transversale et longitudinale égale à 0.2 cm. Cette dalle est reliée à la charpente métallique par des connecteur de type goujons répartie en 5 files. Les poutres principales de forme I, comportant une âme et deux semelles. La nuance d'acier est de qualité S355 N.

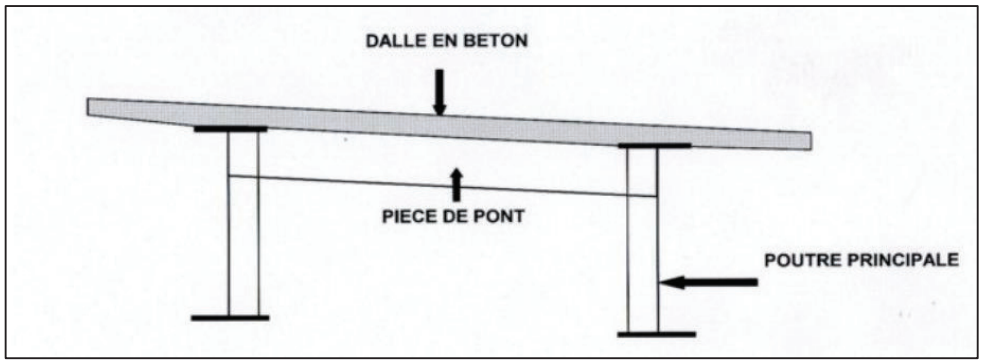


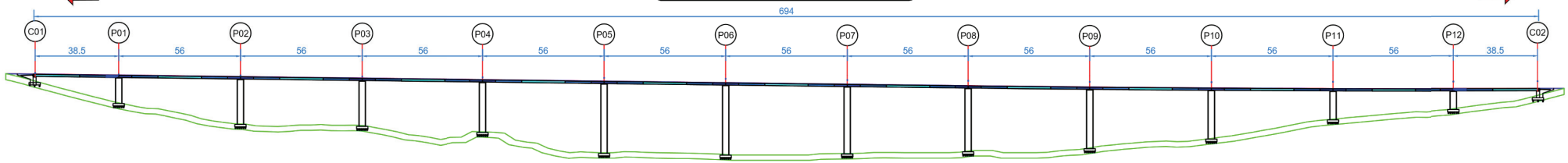
Figure IV-2: Bipoutre à pièces de pont sans console

Tableau IV-2: Récapitulation du prédimensionnement de la variante N°02

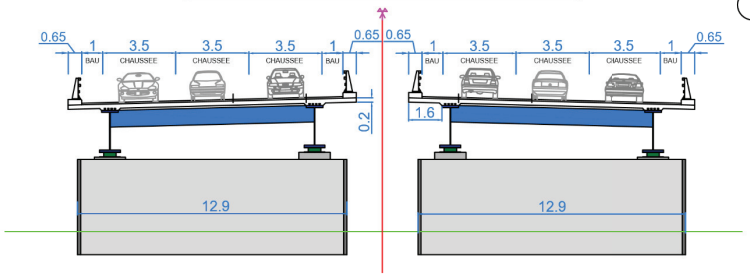
Elément		Ration usuel	Valeur retenue
Longueur de travée principale (L)		40 – 90 m	56 m
Longueur de travée de rive		0.6 L – 0.8 L	39 m
Epaisseur de la dalle		0.2 - 0.25 m	0.2 m
Pièces de pont	Entraxe	-	4 m
	Epaisseur de l'âme	10 – 12 mm	12 mm
	Hauteur de l'âme (d)	l/15 – l/10	0.76 m
	Largeur de la semelle	0.22 – 0.3 m	0.3 m
	Epaisseur de la semelle (tf)	-	20 mm
	Hauteur totale	d + 2 x tf	0.8 m
Connecteurs de type goujons	Diamètre (D)	16 – 22 mm	22 mm
	Hauteur (hc)	hc > 4 x D	150 mm
	Espacement transversale	et > 2.5 x D	150 mm
	Espacement longitudinale	5 x D - 80 cm	125 mm
Poutre	Hauteur des poutres	H=L/28	2 m
	Entraxe des poutres (l)	Lt – 4 m	9.8 m

	Largeur de la semelle supérieure (bs)		0.4 – 1 m	0.8 m
	Largeur de la semelle inferieure (bi)		0.5 – 1.2 m	1 m
	Epaisseur de la semelle supérieure (ts)	Tronçon 1	20 – 150 mm et bs/ts ≤ 21 à 22	40 mm
		Tronçon 2		70 mm
		Tronçon 3		100 mm
	Epaisseur de la semelle inférieure (ti)	Tronçon 1	20 – 150 mm et bi/ti ≤ 21 à 22	50 mm
		Tronçon 2		80 mm
		Tronçon 3		110 mm
	Hauteur de l'âme (d)	Tronçon 1	d=H-ts-ti	1.91 m
		Tronçon 2		1.85 m
		Tronçon 3		1.79 m
	Epaisseur de l'âme (tw)	Tronçon 1	d/tw ≤ 200 et tw ≥ 12 mm	20 mm
		Tronçon 2		26 mm
		Tronçon 3		32 mm
	Longueur	Tronçon 1	Lmin = 5 m et Lmoy = 20 m	20 m
		Tronçon 2		12 m
		Tronçon 3		6 m

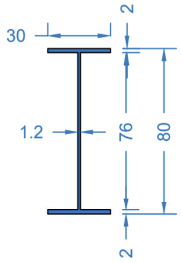
COUPE LONGITUDINALE Echelle X : 1/1200 Echelle Y : 1/2400



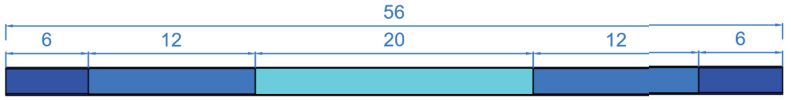
COUPE TRANSVERSALE SUR PILE Echelle : 1/1400



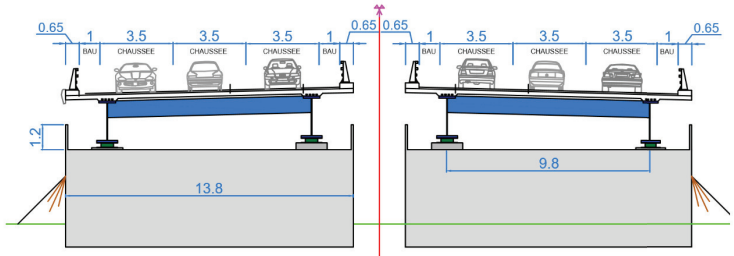
COUPE TRANSVERSALE DES PIECES DE PONT ECHELLE : 1/24



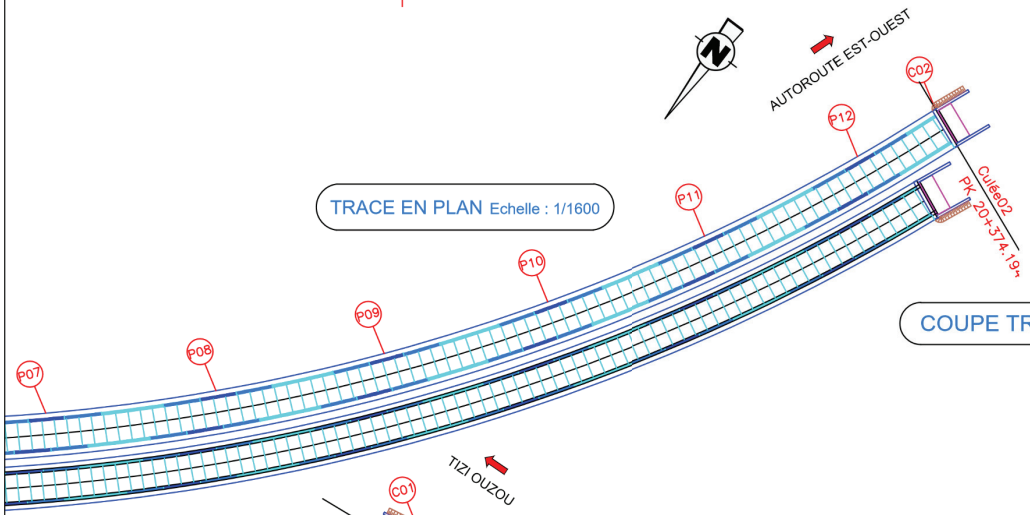
VUE EN LONG DE LA POUTRE ECHELLE :1/360



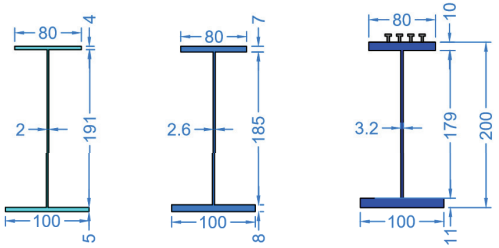
COUPE TRANSVERSALE SUR CULEE Echelle : 1/1400



TRACE EN PLAN Echelle : 1/1600



COUPE TRANSVERSALE DES POUTRE PRINCIPALE ECHELLE : 1/60



TRACE EN PLAN Echelle : 1/1600

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي
MINISTÈRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPÉRIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE
المدرسة الوطنية العليا للأشغال العمومية
فرانسيس جانسون
École Nationale Supérieure des Travaux Publics
National School of Built and Ground Works Engineering
Francis Jeanson

PROJET DE FIN D'ETUDES

CONCEPTION ET ETUDE DU VIADUC V09 DE LA PENETRANTE RELIANT LA VILLE DE TIZI-OUZOU A L'AUTOROUTE EST-OUEST

AUTEURS DE PROJET:	HAMMADI Aghilas
	HIGOUN Nawfel Billel
ENCADRE PAR :	SEDIK Rezika et TOUNSI Khaled
Variantete N°2	Pont mixte acier-béton bipoutre
ECHELLE	VOIR PLAN
ANNEE UNIVERSITAIRE	2020 / 2021

Adresse : Rue Sidi Garidi b.p. 32 Vieux Kouba -16051. Alger
Fax : (023) 70 19 38 **Site web :** www.enstp.edu.dz
Tel : (023) 70 19 04 **E-mail** : enstp@enstp.edu.dz

IV.1.3 Variante N°03 : Pont voussoirs en béton précontraint par encorbellement successif

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

IV.1.3.1 Conception longitudinale

Le prédimensionnement de cette variante a été réalisé en suivant le guide de conception SETRA 2003 (Ponts en béton précontraint construits par encorbellements successifs).

Le domaine d'emploi de ce type de ponts correspond à une gamme de portée très large comprise entre 40 et 200 m.

La variante retenue a une longueur totale de 684 m. Elle est composée de six travées principales identiques de 95 m (L) de long et deux travées de rive de 57 m de long. La hauteur du tablier varie paraboliquement, car la portée des travées principales est supérieure à 70m.

Tableau IV-3: Récapitulation du découpage des voussoirs

Type de voussoirs	Ration usuel	Valeur retenu	Nombre de voussoirs
Voussoirs sur pile	7 à 10 m	8 m	7
Voussoirs de clavages	1.5 à 3 m	2 m	8
Voussoirs courants	2.5 m à 5 m	4.25 m	140
Partie coulée sur cintre	≥ 0.05 L	4.25 m	4
			Σ = 159 Voussoirs

La hauteur des voussoirs varie selon la formule suivante : $y(x)= y_p - 2\,(y_p-y_c).\, x/L + (y_p-y_c)\,.\,(x/L)^2$

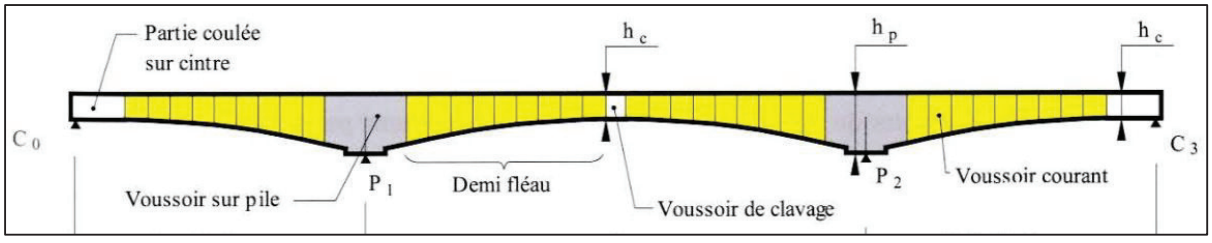


Figure IV-3: Découpage des voussoirs

IV.1.3.2 Conception transversale

La forme de voussoir la plus optimale est un caisson à 2 âmes, car la largeur du tablier est inférieure à 20 m.

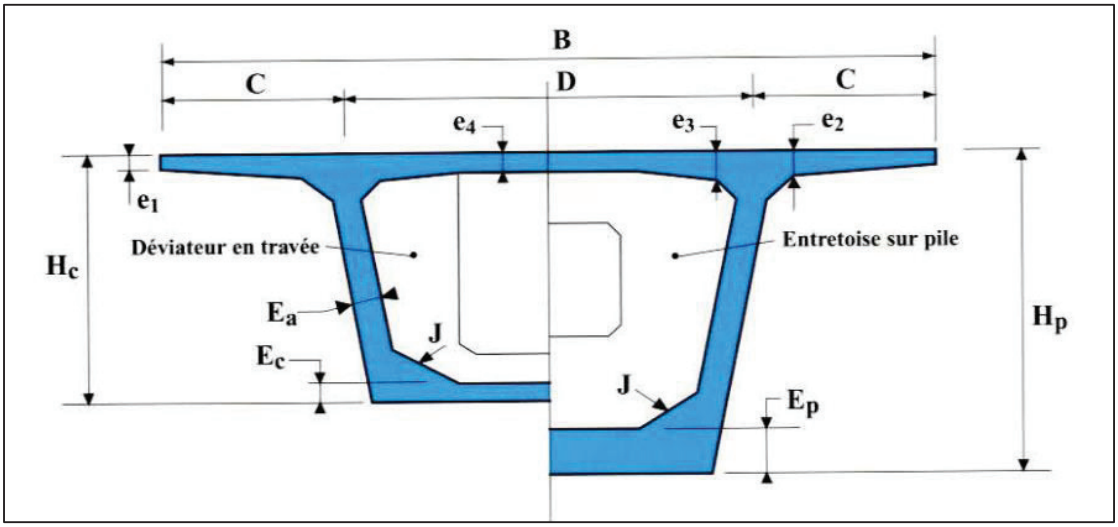


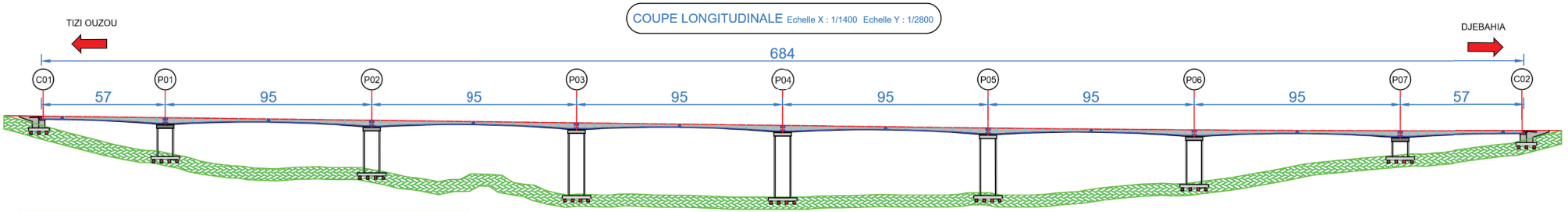
Figure IV-4: Dimensions transversales du caisson fermé à 2 âmes (VSC/VSP)

Tableau IV-4: Récapitulation du prédimensionnement de la variante N°03

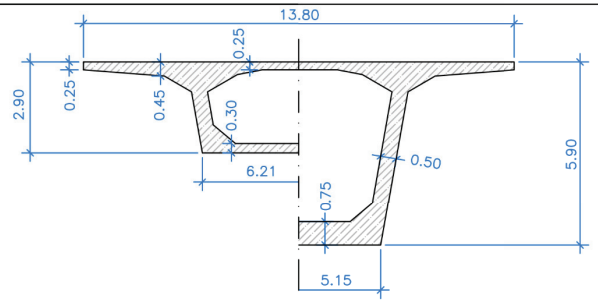
Eléments		Ration usuel	Valeur retenu
Longueur de travée principale (L)		40 – 200 m	95 m
Longueur de travée de rive		0.6 x L – 0.7 x L	57 m
Hauteur du voussoir	Sur pile (Hp)	L/18 – L /16	59 cm
	Sur culée (Hc)	L/35 – L/30	30 cm
Largeur du tablier (B)		-	13.8 m
Largeur d'encorbellement (C)		B/4	34.5 cm
Entraxe des âmes (D)		B/2	69 cm
Epaisseur de la dalle inférieur	Sur pile (Ep)	35 – 80 cm	75 cm
	Sur culée (Ec)	Ec ≥ 18 à 22 cm	30 cm
Epaisseur de l'âme (Ea)		Ea ≥ 26 + L/5	50 cm
Inclinaison de l'âme		5.7° - 16.7°	10°
Gousset supérieur		30° - 45°	30°
Gousset inférieur		40° - 45°	40°
Epaisseur	e1	e1 ≥ 16 à 18 cm	25 cm

	e2	C/8 - C/7	45 cm
	e4	D/30 – D/25	25 cm
	e3	e3 ≥ 10 + D/25 , e3 > e2 - 10 et e3 > 1.5 x e4	40 cm

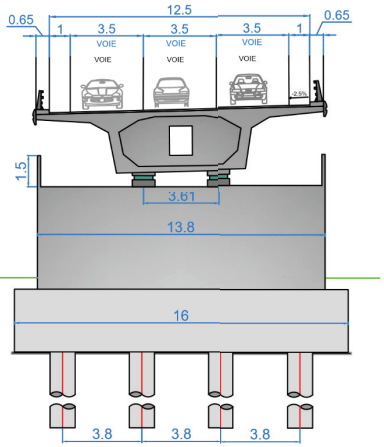
COUPE LONGITUDINALE Echelle X : 1/1400 Echelle Y : 1/2800



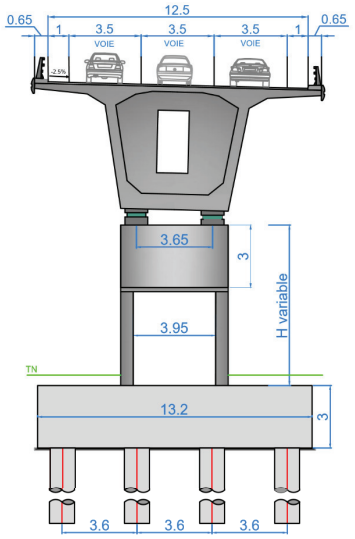
COUPE TRANSVERSALE DES VSC ET VSP Echelle : 1/160



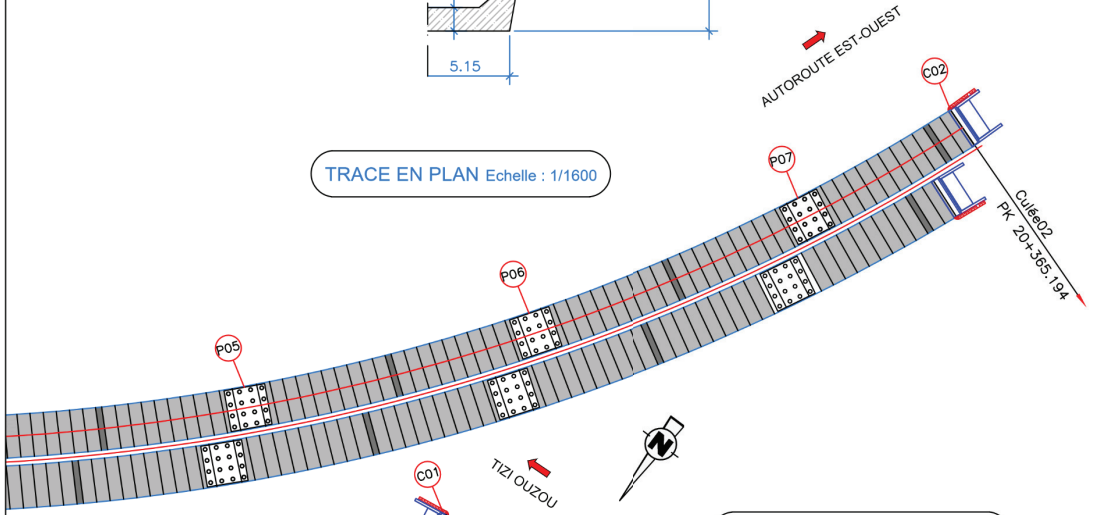
COUPE TRANSVERSALE SUR CULEE Echelle : 1/240



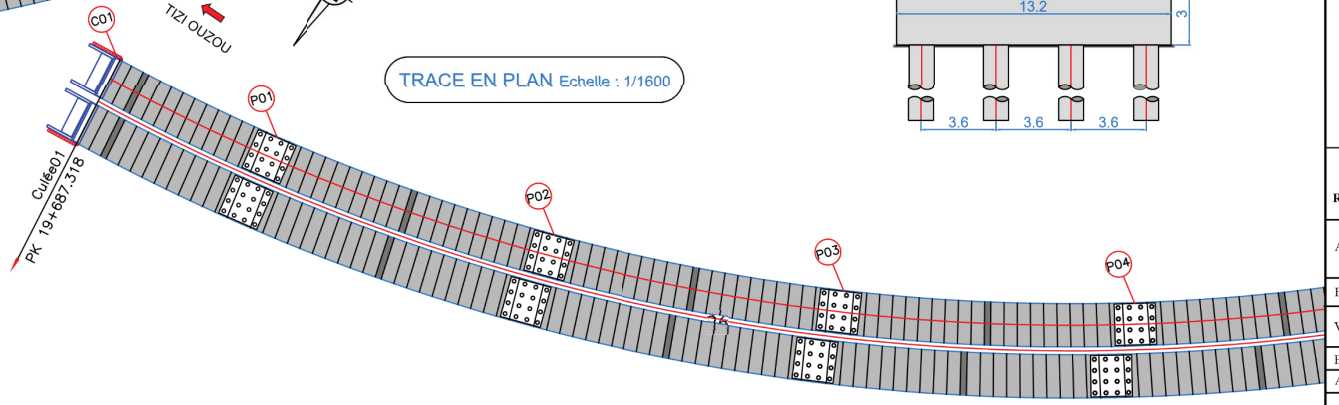
COUPE TRANSVERSALE SUR PILE Echelle : 1/240



TRACE EN PLAN Echelle : 1/1600



TRACE EN PLAN Echelle : 1/1600



الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي
MINISTÈRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPÉRIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

المدرسة الوطنية العليا للأشغال العمومية
فرانسيس جانسون

École Nationale Supérieure des Travaux Publics
National School of Built and Ground Works Engineering
Francis Jeanson

ENSTP

PROJET DE FIN D'ETUDES

CONCEPTION ET ETUDE DU VIADUC V09 DE LA PENETRANTE RELIANT LA VILLE DE TIZI-OUZOU A L'AUTOROUTE EST-OUEST

AUTEURS DE PROJET:	HAMMADI Aghilas
	HIGOUN Nawfel Billel
ENCADRE PAR :	SEDIK Rezika et TOUNSI Khaled
VARIANTE N°3	Pont voussoirs en béton précontraint par encorbellement successi
ECHELLE	VOIR PLAN
ANNEE UNIVERSITAIRE	2020 / 2021

Adresse : Rue Sidi Garidi b.p. 32 Vieux Kouba -16051. Alger
Fax : (023) 70 19 38 **Site web** : www.enstp.edu.dz
Tel : (023) 70 19 04 **E-mail** : enstp@enstp.edu.dz

IV.2 Vérification du prédimensionnement

IV.2.1 Méthode de calcul

La vérification du prédimensionnement des trois variantes se fera à l'aide d'une modélisation rectiligne et horizontale avec un calcul automatique selon la combinaison de charge suivante G + D240. Tel que G représente les charges permanentes et D240 représente la charge roulante d'un convoi militaire du type D240.

IV.2.2 Vérification de la variante 01

IV.2.2.1 Sollicitations

La valeur maximale du moment fléchissant de la variante N°1 (VIPP) est : M= 11.117 MN.m

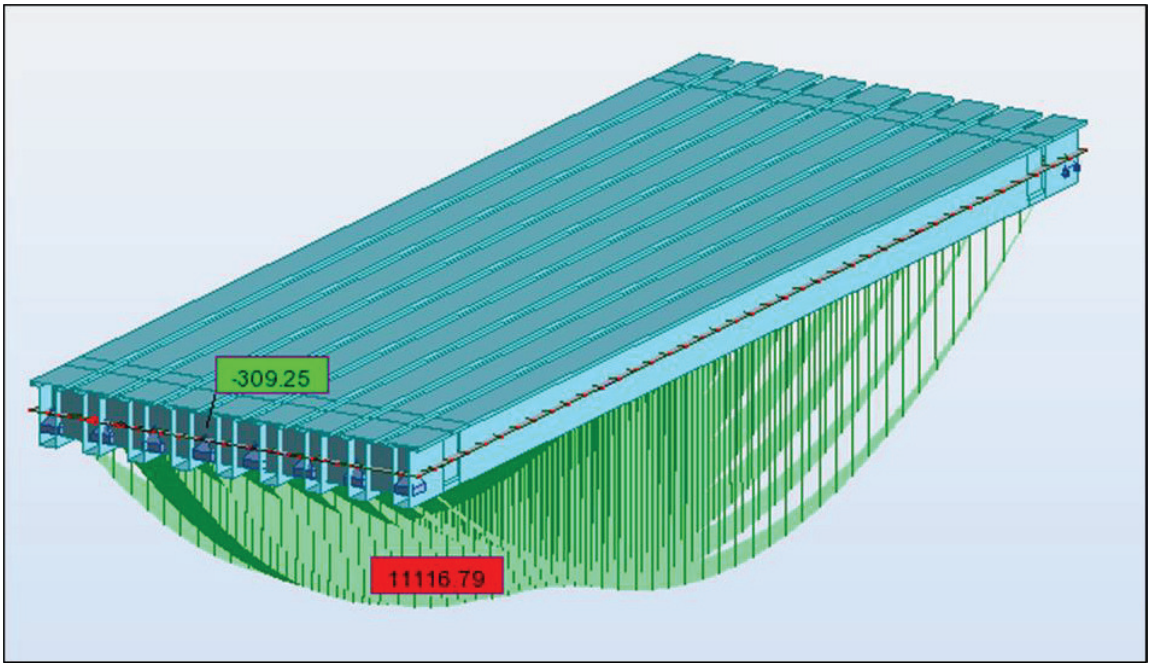


Figure IV-5: *Moment fléchissant maximale de la variante N°1 (VIPP).*

IV.2.2.2 Estimation de la section de précontrainte et du nombre de câbles

Le moment atteint sa valeur maximale à mi-travée. On considère donc que la section précontrainte est égale à la somme de la section d'une poutre médiane et la section de la partie de la dalle reprise par cette poutre.

Les calculs ont été réalisé en considèrent les données suivantes :

- On utilise des câbles de 12T15S (12 Torons T15S) et on estime une perte de charge de 25%.
- Le moment maximal : M= 11.117 MN.m
- La tension initiale de précontrainte σ_{p0}= 1 488 Mpa.
- La section de précontrainte d'un câble 12T15S : A_0= 1 800 mm².
- Zp= 1.782 m.

La section précontrainte et le nombre de câble peuvent être calculé à partir des formules suivantes :

$$A_p = \frac{M}{\sigma_{p0} \times Z_p} = 4\ 192.16\ mm^2 \qquad \text{(IV-1)}$$

$$n \geq \frac{A_P}{(1-\Delta P) \times A_0} \qquad \text{(IV-2)}$$

=> n ≥ 3.11 => n = 4 câbles de 12T15S.

IV.2.2.3 Vérification des contraintes

Les contraints que subit la section médiane à mi-travée en phase de service doivent vérifier les conditions suivantes :

$\sigma_{bt2} \leq \sigma_{inf} \leq \sigma_{bc}$

$\sigma_{bt1} \leq \sigma_{sup} \leq \sigma_{bc}$

Tel que:

$\sigma_{sup} = P/B - (P * e_0 - M) * v/I$ (IV-3)
$\sigma_{inf} = P/B + (P * e_0 - M) * v'/I$ (IV-4)
$\sigma_{bc} = 0.6\ f_{c28}$ (IV-5)
$\sigma_{bt1} = -1.5\ f_{t28}$ (IV-6)
$\sigma_{bt2} = -\ f_{t28}$ (IV-7)
$e_0 = v' - 0.1 * (h+ed)$ (IV-8)

Tableau IV-5: Donnée nécessaire pour le calcul des contraintes

B (m²)	v' (m)	v (m)	I (m^4)	f_{c28} (Mpa)	e_0 (m)	M (MN.m)	P (MN)
1.103	1.400	0.800	0.622	35	1.180	11.117	8.035

L'application numérique a données les résultats suivants :

$\sigma_{bt1} = -4.05$ Mpa $\leq \sigma_{sup} = 9.388$ Mpa $\leq \sigma_{bc} = 21$ Mpa

$\sigma_{bt2} = -2.70$ Mpa $\leq \sigma_{inf} = 3.604$ Mpa $\leq \sigma_{bc} = 21$ Mpa

⇨ Les contraintes sont vérifiées.

IV.2.3 Vérification de la variante 03

IV.2.2.4 Sollicitations

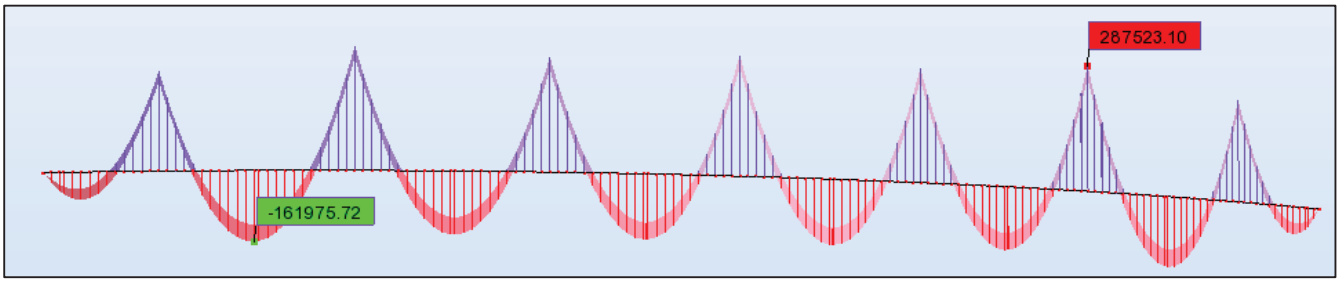


Figure IV-6: Moment fléchissant longitudinal sous la combinaison G +D240

La valeur maximale du moment fléchissant de la variante N°03 (VIPP) est :

- **Sur les piles :** M = 287.523 MN.m
- **A mi-travée :** M = 161.975 MN.m

IV.2.2.5 Estimation de la section de précontrainte et du nombre de câbles

Le principe de calcul est le même que pour la variante N°01.

Les calculs ont été réalisé en considèrent les données suivantes :

- On utilise des câbles de 19T15 (19 Torons T15) et on estime une perte de charge de 25%.
- Le moment fléchissant maximal est : M_{pile}= 287.523 MN.m et $M_{culée}$= 161.975 MN.m
- La tension initiale d'un câble 19T15 de précontrainte σ_{p0}=1416 Mpa.
- La section de précontrainte d'un câble 19T15 : A_0= 2 660 mm²
- Zp= 0.9 dp = 0.9 x 0.9 x H.
- $A_p = \frac{M}{\sigma_{p0} \times Z_p}$ (IV-9)
- $n \geq \frac{A_P}{(1-\Delta P) \times A_0}$ (IV-10)

Résultat :

- Sur pile :

Zp = 4.78 m

A_P= 42488.59 mm².

n ≥ 21.30 **=>** n = 22 câbles de 19T15.

- A mi-travée :

Zp = 2.35 m

A_P= 48696.945 mm².

n ≥ 24.41 **=>** n = 25 câbles de 19T15.

IV.2.2.6 Vérification des contraintes

Les contraints que subit la section médiane à mi-travée en phase de service doivent vérifier les conditions suivantes :

- Sur pile :

- σ bt1 ≤ σ inf ≤ σ bc
- σ bt2 ≤ σ sup ≤ σ bc

Tel que:

$\sigma sup = P/B + (P \times e_0 - M) * v/I$ (IV-11)
$\sigma inf = P/B - (P \times e_0 - M) * v'/I$ (IV-12)
$\sigma bc = 0.6\ f_{c28}$ (IV-13)
$\sigma bt1 = -1.5\ f_{t28}$ (IV-14)
$\sigma bt2 = -\ f_{t28}$ (IV-15)
$e_0 = v' - 0.1 * (h+ed)$ (IV-16)
$P = \frac{M \times v/I}{1/S + e \times v/I}$ (IV-17)

Tableau IV-6: Donnée nécessaire pour le calcul des contraintes sur pile

B (m²)	v' (m)	v (m)	I (m^4)	f_{c28} (Mpa)	e_0 (m)	M (MN.m)	P (MN)
14.97	3.33	2.57	77.56	35	2.42	287.523	62.21

L'application numérique a données les résultats suivants :

σ bt1 = - 4.05 Mpa ≤ σ inf = 8.694 Mpa ≤ σ bc = 21 Mpa

σ bt2 = - 2.7 Mpa ≤ σ sup = - 0.384 Mpa ≤ σ bc = 21 Mpa

⇨ Les contraintes sont vérifiées.

- A mi-travée :
- σ bt2 ≤ σ inf ≤ σ bc
- σ bt1 ≤ σ sup ≤ σ bc

Tel que:

$\sigma sup = P/B - (P \times e_0 - M) * v/I$ (IV-18)
$\sigma inf = P/B + (P \times e_0 - M) * v'/I$ (IV-19)
$\sigma bc = 0.6\ f_{c28}$ (IV-20)
$\sigma bt1 = -1.5\ f_{t28}$ (IV-21)
$\sigma bt2 = -\ f_{t28}$ (IV-22)
$e_0 = v' - 0.1 * (h+ed)$ (IV-23)

$$P = \frac{M \times v/I}{1/S + e \times v/I} \qquad \text{(IV-24)}$$

Tableau IV-7: Donnée nécessaire pour le calcul des contraintes sur culée

B (m²)	v' (m)	v (m)	I (m^4)	f_{c28} (Mpa)	e_0 (m)	M (MN.m)	P (MN)
10.29	1.76	1.14	11.38	35	1.61	161.975	70.668

L'application numérique a données les résultats suivants :

σ bt2 = - 2.7 Mpa ≤ σ inf = - 0.58 Mpa ≤ σ bc = 21 Mpa

σ bt1 = - 4.05 Mpa ≤ σ sup = 14.319 Mpa ≤ σ bc = 21 Mpa

⇨ Les contraintes sont vérifiées.

IV.3 Analyse multicritère

Afin de déterminer quel type de pont est le plus avantageux, on doit effectuer une analyse multicritère qui consiste à comparer les modes de réalisation des trois variantes d'un point de vue technique, esthétique et économique.

IV.3.1 Les avantages et inconvénients de chaque variante

IV.3.1.1 La variante N°01 : Pont à poutres précontraintes du type VIPP

- Les avantages :

- Le recours à la préfabrication permet de rendre la fabrication des poutres indépendante du reste du chantier, ce qui réduit le temps de construction.

- Ce type de structure possède un fonctionnement isostatique qui la rend insensible aux tassements différentiels des appuis et aux effets du gradient thermique.

- La réutilisation des coffrages dans le cas d'ouvrage répétitifs permet de diminuer le coût de réalisation.

- Les coffrages sont conçus de sorte à faire travailler au mieux la matière.

- Le mode de construction de cette variante permet d'éviter le recours aux cintres s'appuyant sur le sol.

- Les inconvénients :

- Cette variante ne permet pas d'avoir de longues portées et nécessite un grand nombre de piles et d'appareils d'appuis, ceci va faire augmenter le coût de réalisation et va nuire à l'esthétique.

- Difficulté de franchissement biais et courbes.

- L'épaisseur du tablier est relativement grande comparer aux autres types d'ouvrages. Les tabliers VIPP sont plus sensible aux chocs transversaux de véhicules hors gabarit.

- La formes des poutres est assez élaborées et difficile à coffrer.

IV.3.1.2 La variante N°02 : Pont mixte acier-béton bipoutre

- Les avantages :

- Les ponts mixte acier-béton bipoutre peuvent atteindre des portées plus importantes que les ponts à poutre précontraintes.

- A portées identiques, les tabliers de ces variantes sont plus légers comparer aux autres. Les efforts transmis aux fondations sont donc moins importants.

- La construction des tabliers par lançage (méthode de montage de la charpente) s'effectue sans installations particulières ailleurs qu'en tête des appuis définitifs et qu'à l'arrière des culées, ce qui permet de franchir des brèches difficilement accessibles (vallées profondes ou rivières à fortes crues) et de contourner le problème de terrains peu stable ne permettant pas l'appui d'engin de levage. Il permet aussi de contourner le problème de voies de circulation avec une durée d'interruption possible du trafic très réduite.

- Les inconvénients :
- Requiert des opérations délicates qui nécessite un contrôle strict, une main d'œuvre qualifiée et un nombre de matériels spécifiques ce qui rend cette technique de réalisation très couteuse.

- Nécessite un entretien périodique contre la corrosion des aciers.

- Risque de fatigue des assemblages.

IV.3.1.3 La variante N°03 : Pont voussoirs en béton précontraint par encorbellement successif

- Les avantages :

- La construction des tabliers s'effectue sans aucun contact avec le sol, ce qui permet de construire des ouvrages au-dessus de rivières à fortes crues ou au-dessus de vallées très accidentées ou très profondes**.**

- Ce type de pont peut atteindre des portées plus élevées comparé deux autres variantes et nécessite donc un nombre de de piles moins élevé.

- Il est adapté au franchissement en courbe.

- Comparé aux deux autres variantes celle-ci est la plus intéressant d'un point de vue esthétique.

- Possibilité d'accélérer la construction en multipliant le nombre des bases de départ.

- Les inconvénients :
- Nécessite une main d'œuvre qualifié.

- A portées identique, les ouvrages construits par cette méthode sont beaucoup plus lourds que des ouvrages mixtes, ce qui conduit à des appuis et des fondations plus

importantes que celles de ces ouvrages. Rendant cette méthode moins efficace lorsque les terrains de fondations sont médiocres ou lorsqu'on est en zone sismique.

- Un autre inconvénient important de cette méthode est l'importance des tâches à effectuer in situ tant pour le coulage du tablier que pour l'aménagement des accès au chantier.

IV.3.2 Devis estimatif et quantitatif du tablier des trois variantes

Tableau IV-8: Détermination du volume de béton de la variante N°1 (VIPP)

	Section	Surface (m²)	Longueur (m)	Volume (m^3)
VIPP	D'about	1.281	2	2.562
	Intermédiaire	1.001	1	1.001
	Médiane	0.743	34	25.262
	Une poutre			32.388
	Dalle sur une travée			110.4
	Une entretoise			3.094
	Volume total du béton			13874.7

Tableau IV-9: Détermination du volume d'acier et du volume de béton de la variante N°2 (Mixte)

.	Section	Surface (m²)	Longueur (m)	Volume (m^3)
Mixte	S1	0.247	6	1.482
	S2	0.184	12	2.208
	S3	0.12	20	2.4
	Travée principale			19.56
	S1	0.247	6	1.482
	S2	0.184	12	2.208
	S3	0.12	21	2.52
	Travée de rive			12.42
	Pièce de pont	0.021	9.8	0.206
	Volume totale d'acier			551.207
	Volume de la dalle en béton			4062.68

Tableau IV-10: Détermination du volume de béton de la variante N°3 (Voussoir)

		Surface (m^2)	Longueur (m)	Volume (m^3)
Voussoir	1/2 VSP	14.96	4	59.84
	V1	14.557	4.25	61.8673
	V2	13.963	4.25	59.3428
	V3	13.124	4.25	55.777
	V4	12.935	4.25	54.9738
	V5	11.997	4.25	50.9873
	V6	11.875	4.25	50.4688
	V7	11.501	4.25	48.8793
	V8	11.515	4.25	48.9388
	V9	11.111	4.25	47.2218
	V10	10.914	4.25	46.3845
	Vc	10.401	2	20.802
	VSC	10.401	8.5	88.4085
	Demi-fléau			605.483
	Fléau			1210.97
	Volume total du béton			17307.2

Tableau IV-11: Devis estimatif et quantitatif du tablier des trois variantes

Variante 01: pont à poutres précontraintes du type VIPP				
Désignations	Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
Béton (tablier)	m^3	13 874.7	37 000.00	513 363 633.6
Acier passif	t	3468.6732	150000	520300980
Acier Actif	t	457.693	450000	205962159.7
Total				726263140
Variante 02: pont mixte bipoutre				
Désignations	Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
Béton (tablier)	m^3	4 062.68	21 000.00	85 316 196
Acier passif	t	1015.669	150000	152350350
Acier PRS	t	4299.41304	400 000.00	1719765216
Total				1872115566
Variante 03: pont voussoirs en béton précontraint construit par encorbellements successifs				

Désignations	Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
Béton (tablier)	m^3	17307.2	37 000.00	640 364 846.00
Acier passif	t	4326.7895	150000	649018425
Acier actif	t	714.263	450 000.00	321418356
Total				970436781

IV.3.3 Analyse des variantes :

- **Variante 01 (pont à poutres) :**

Cette variante est simple et rapide à réaliser. Elle dispose du tablier le moins coûteux à réaliser. Ce pendant sur une longueur aussi grande que celle de notre viaduc, elle présente un nombre d'appuis assez élevé. En plus de cela, notre ouvrage traverse une vallée profonde, ce qui nécessite la réalisation de piles dont les hauteurs peuvent atteindre jusqu'à 60 m. Ceci nuit non seulement l'esthétique du site, mais augmente aussi le coût total de l'infrastructure d'une manière considérable.

- **Variante 02 (pont mixte bipoutre) :**

C'est la variante la plus rapide à réaliser. Mais elle est très coûteuse (volume d'acier important) et nécessite un entretien périodique.

- **Variante 02 (pont voussoirs) :**

Cette variante est la plus esthétique, la plus avantageuse pour un tracé courbe. Elle présente un nombre d'appuis acceptable. Cependant, les ouvrages construits par cette méthode sont beaucoup plus lourds que des ouvrages mixtes, ce qui conduit à des appuis et des fondations plus importantes.

IV.3.4 CONCLUSION

D'après l'analyse multicritère, on opte pour un pont caisson à hauteur variables réalisé par la méthode d'encorbellements successifs. Cette variante fera l'objet d'une étude détaillée dans la suite de ce mémoire.

CHAPITRE V : Charges et Hypothèses de Calcul

V.1 INTRODUCTION

L'ouvrage doit rester stable que ce soit en phase de service ou bien en phase de construction sous l'effet des différentes actions (superstructure ; surcharge de trottoirs ; surcharges routières…) le poids propre de l'ouvrage y compris. Le but de ce chapitre est donc l'évaluation de tous types de chargement qui peuvent se présenter sur le pont et de calculer leurs charges appliquées. Sachant que notre ouvrage a deux tabliers parallèles avec une même longueur et presque de même courbure, alors on consacre notre étude à un seul tablier qui est le tablier à droite qui présente le cas le plus défavorable.

V.2 EVALUATION DES ACTIONS

V.2.1 Evaluation des actions hors trafic

V.2.1.1 Actions permanentes

- Les compléments de charges permanentes CCP :

Tableau V-1: Estimation du poids dû aux CCP

Eléments	Densité (KN/m^3)	Poids linéaire (KN/ml)
Corniches	25	2.5
Revêtement	24	24
Trottoirs	25	9.1
Barrière de Sécurité	/	0.65*2

- Poids des voussoirs :

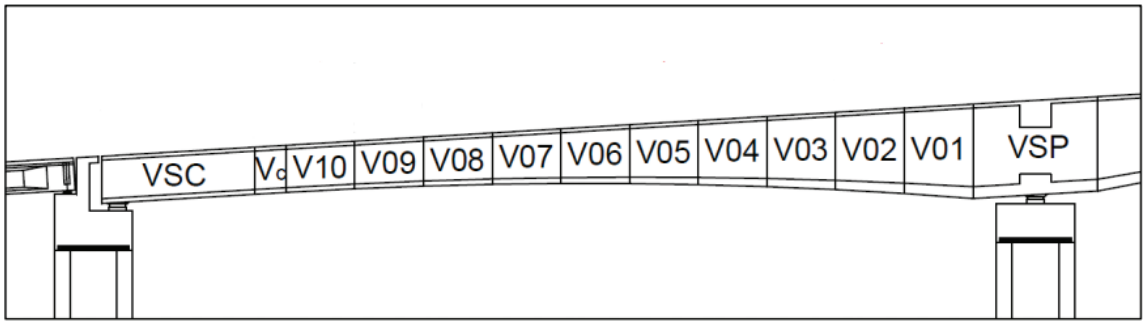


Figure V-1: Découpage des voussoirs

Tableau V-2: Poids du tablier

N° Vrs	X	S(x)	L(m)	V(m3)	P(kN)
Vsp	0	14.88	8	119.04	2920
V1	2.125	14.56	4.25	61.88	1518
V2	6.375	13.96	4.25	59.33	1456
V3	10.625	13.12	4.25	55.76	1368

V4	14.875	12.93	4.25	54.95	1348
V5	19.125	12.00	4.25	51	1251
V6	23.375	11.87	4.25	50.45	1238
V7	27.625	11.52	4.25	48.96	1199
V8	31.875	11.50	4.25	48.88	1201
V9	36.125	11.11	4.25	47.22	1158
V10j	40.375	10.91	4.25	46.36	1138
Vc	/	10.40	2	20.8	511
Lvsc	/	10.40	8.5	88.4	2169
Poids d'un demi-fléau					16305
Poids propre total des voussoirs					209102

V.2.1.2 Action thermique

Le gradient thermique résulte d'un échauffement ou d'un refroidissement unilatéral de courte durée de la structure porteuse est $\Delta\theta = \pm 7°C$ (RCPR ; tableau 3.2).

On adopte une variation uniforme de température de : + 35°C / -15°C (climat tempérée). La valeur de calcul est prise égale à $\Delta T = 30°$

V.2.2 Evaluation des actions dues au trafic

V.2.2.1 Système de charge à considérer

D'après le R.C.P.R les surcharges considérées sont :

- Charges Civiles : A(L) ; B (Bc, Bt, Br)
- Charges militaires : Mc120
- Charges exceptionnelles : D240

V.2.2.2 Caractéristiques du pont :

- Largeur roulable : 12.5 m
- Largeur chargeable : 11.5 m
- Sur-largeurs : 2 × 1 m
- Largeur d'une voie : 3.5 m
- Nombre de voies : 3
- Classe de ponts : Lr ≥ 7 m (Pont de 1 ère classe).

V.2.2.3 Les cas de chargement :

Les différents cas de placement des surcharges sur le tablier voussoirs sont montrés dans la figure ci-dessous.

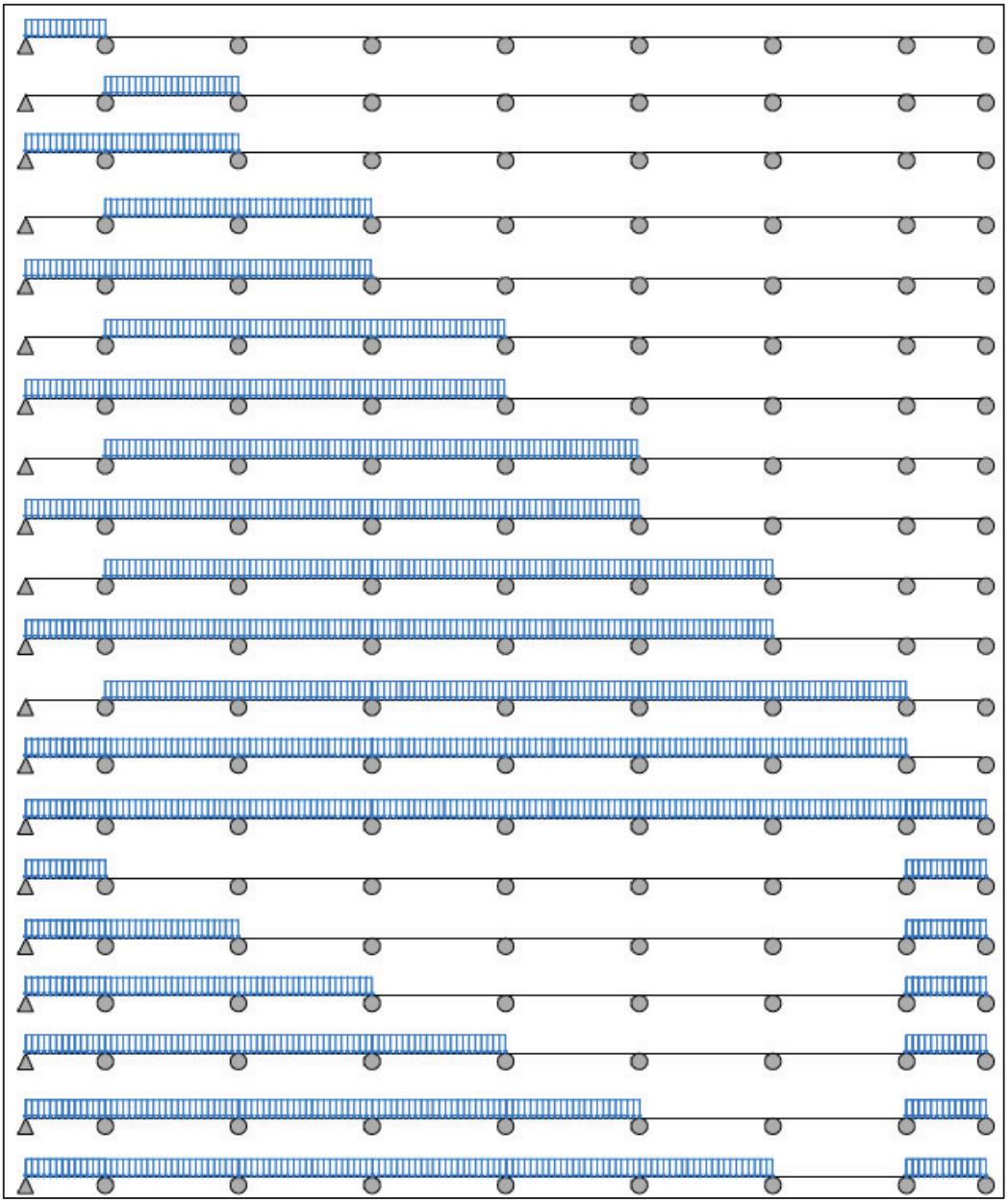


Figure V-2: Cas de chargement

V.2.2.4 Système de charge A

$$A(l) = 2.30 + \frac{360}{L+12}(KN/m^2);\ A = a_1 \times a_2 \times A(L);\ A_1 = \max \begin{cases} a_1 A(l) \\ 4 - 0.002L \end{cases} (KN/m^2) \qquad (V\text{-}1)$$

$\mathbf{a_2 = v_0/v}$, tel que **v** étant la largeur d'une voie, et $\mathbf{v_0}$ = 3.50 m. donc $\mathbf{a_2}$ = 1

L : la longueur chargée du tablier (m).

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

Tableau V-3: Coefficient a1

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

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V-4: Valeurs de A(L).

Cas de charge	**L**	**A(l)**	**A(l) en fonction de n° des voies chargées (KN/ml)**		
	m	**(KN/m2)**	**1 voie**	**2 voies**	**3 voies**
Cas 1	57	7.52	26.31	52.62	71.04
Cas 2	95	5.66	19.83	39.65	53.53
Cas 3	152	4.50	15.73	31.47	42.48
Cas 4	190	4.08	14.29	28.58	38.58
Cas 5	247	3.69	12.91	25.83	34.87
Cas 6	285	3.51	12.29	24.58	33.19
Cas 7	342	3.32	11.61	23.22	31.35
Cas 8	380	3.22	11.26	22.53	30.41
Cas 9	437	3.10	10.86	21.71	29.31
Cas 10	475	3.04	10.64	21.27	28.72
Cas 11	532	2.96	10.37	20.73	27.99
Cas 12	570	2.92	10.21	20.43	27.58
Cas 13	627	2.86	10.02	20.04	27.06
Cas 14	684	2.82	9.86	19.72	26.62
Cas 15	114	5.16	18.05	36.10	48.74
Cas 16	209	3.93	13.75	27.50	37.13
Cas 17	304	3.44	12.04	24.07	32.50
Cas 18	399	3.18	11.12	22.23	30.01

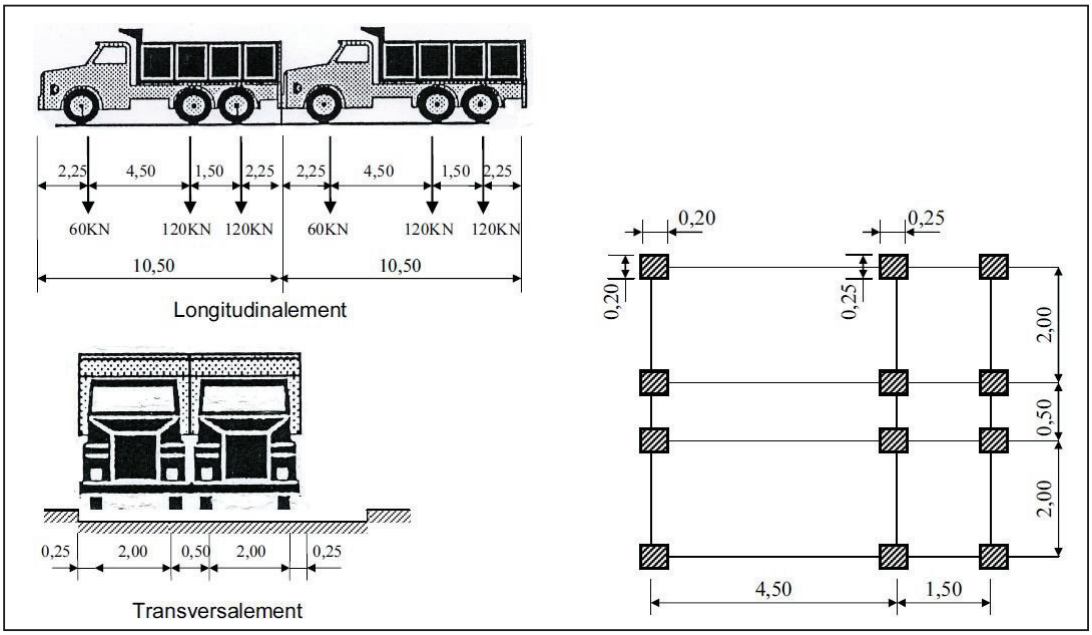
Cas 19	494	3.01	10.54	21.08	28.46
Cas 20	589	2.90	10.15	20.29	27.40

V.2.2.5 Système de charge B

Il comporte lui-même trois systèmes à appliquer séparément, et indépendant l'un de l'autre.

- Système de charges Bc / Article 4.5.3 RCPR :

Le système Bc se compose de camions types (300 KN) comme le montre la figure IV.5.



$$Bc = 2 \times (300 \times N \times bc) \qquad \text{(V-2)}$$

N : Nombre de voies prises dans le calcul.

Tableau V-5: Les valeurs de bc.

	Nombre de voies chargées				
Classe du pont	1	2	3	4	5
1	1.2	1.1	0.95	0.8	0.7
2	1	1	-	-	-
3	1	0.8	-	-	-

Donc les valeurs à prendre en compte sont :

Tableau V-6: Les valeurs de Bc.

N° des voies	Bc (KN)	bc	Bc x bc (KN)
1	600	1.2	720
2	1 200	1.1	1 320
3	1 800	0.95	1 710

- Système de charges Bt / Article 4.5.3 RCPR :

Le système Bt se compose de groupes de 2 essieux dits « essieux tandems » (160 KN).

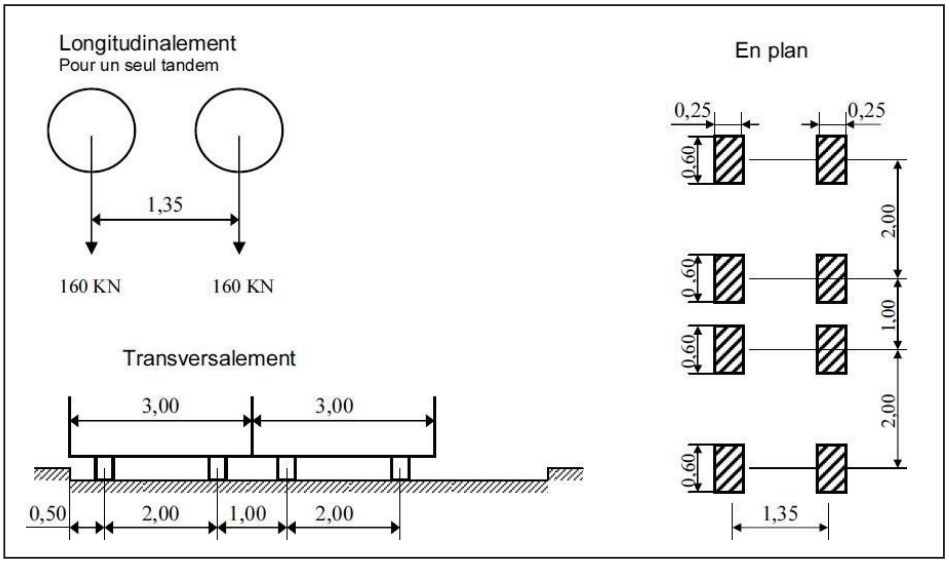


Figure V-3: Système de chargement Bt

$$B_t = 2 \times (160 \times N \times b_t) \qquad (V\text{-}3)$$

N : Nombre de voies prises dans le calcul.

Tableau V-7: Les valeurs de bt.

	bt
Première classe	1.2
Deuxième classe	1

Les valeurs à prendre alors sont montrés dans le tableau ci-dessous :

Tableau V-8: Valeurs de Bt.

N° des voies	Bt (kN)	bt	Bt x bt (kN)
1	320	1.2	384
2 – 3	640	1.2	768

- Système de charges Br / Article 4.5.2 RCPR :

Le système Br se compose d'une roue isolée (100 KN).

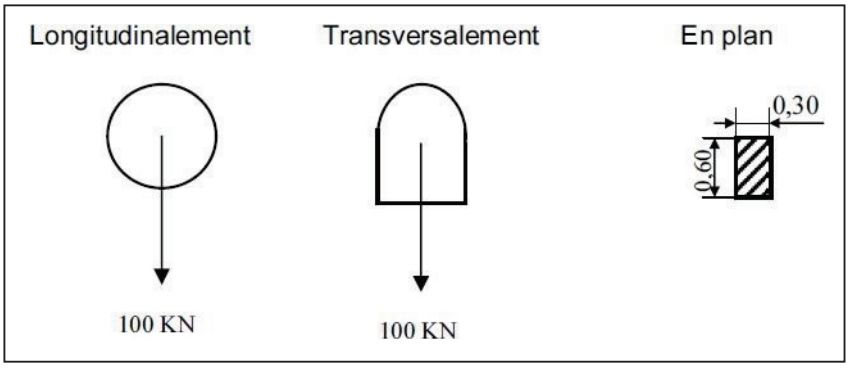


Figure V-4: Système de chargement Br.

V.2.2.6 Charges militaires : Mc 120

- Poids total : 1 100 KN.
- Longueur de chenille : 6.10 m.
- Largeur de chenille : 1.00 m.
- Dans le sens transversal : un seul convoi quelle que soit la largeur de la chaussée.
- Dans le sens longitudinal : le nombre de véhicules est limité avec un espacementde 30.5 m.

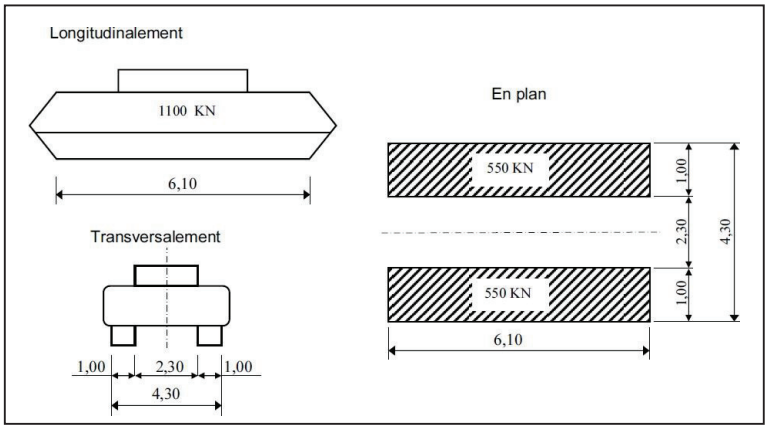


Figure V-5: Convoi de charge Mc 120.

V.2.2.7 Charges exceptionnelles : D240

Le convoi D240 comporte une remorque supportant 2400 KN, dont le poids est supposé uniformément répartis qui circule seul longitudinalement et transversalement quelles que soient la largeur et la longueur du pont.

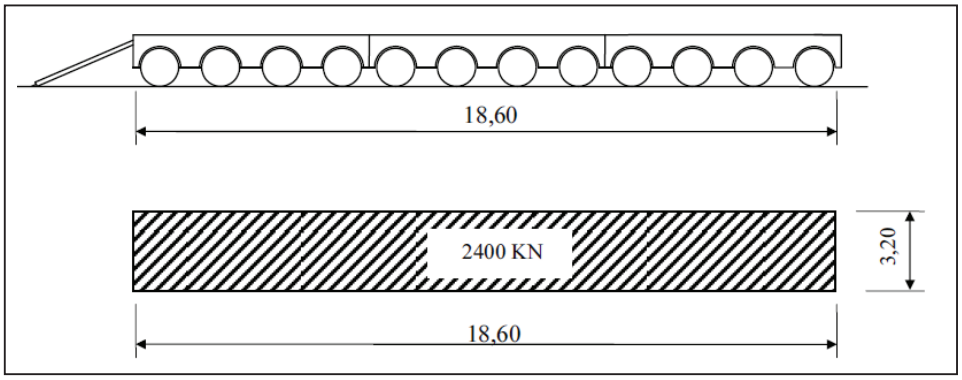


Figure V-6: Convoi exceptionnel D240

V.2.2.8 Coefficient de majoration dynamique

Les systèmes de charges B et Mc120 sont majorés par un coefficient (δ) appelé coefficient de majoration dynamique. Ce coefficient permet de passer d'une étude dynamique vers une pseudo-dynamique. En effet, les charges dynamiques sont remplacées par des charges statiques majorées par ce coefficient. Le système de charge D240 n'est pas majoré vu la lenteur de ce dernier, sa charge est considérée directement comme une charge statique.

$$\delta = 1 + \frac{0.6}{1 + 4 \times \frac{G}{S}} + \frac{0.4}{1 + 0.2 \times L} \qquad \text{(V-4)}$$

Avec

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

G : sa charge permanente (Poids propre + CPP).

S : sa surcharge maximale.

Les 2 tableaux ci-après résument les valeurs de coefficient de majoration dynamique :

Tableau V-9: Coefficients de majoration dynamique

S (KN) :			1710	768	1100
Cas de charge	**L(m)**	**G (KN)**	**BC**	**Bt**	**Mc120**
Cas 1	57	17013	1.047	1.039	1.042
Cas 2	95	29179	1.029	1.024	1.026
Cas 3	152	46193	1.018	1.015	1.016
Cas 4	190	55381	1.015	1.012	1.013
Cas 5	247	76832	1.011	1.009	1.010
Cas 6	285	87538	1.010	1.008	1.009
Cas 7	342	104551	1.008	1.007	1.007
Cas 8	380	116717	1.007	1.006	1.007
Cas 9	437	133730	1.006	1.005	1.006
Cas 10	475	145896	1.006	1.005	1.005
Cas 11	532	162909	1.005	1.004	1.005
Cas 12	570	175057	1.005	1.004	1.004
Cas 13	627	192089	1.004	1.004	1.004
Cas 14	684	209102	1.004	1.003	1.004
Cas 15	114	34027	1.024	1.020	1.022
Cas 16	209	63206	1.013	1.011	1.012
Cas 17	304	92385	1.009	1.008	1.008
Cas 18	399	121564	1.007	1.006	1.006
Cas 19	494	150744	1.006	1.005	1.005
Cas 20	589	179923	1.005	1.004	1.004

V.2.2.9 Efforts de freinage

Les charges des chaussées des systèmes de charge A et Bc sont susceptibles de développer des efforts de freinage, ces efforts s'exercent sur la surface de la chaussée, dans l'une ou dans l'autre direction de la circulation, dans le cas courant la résultante de ces efforts peut être supposée centrée sur l'axe longitudinal de la chaussée

- Système de charge Bc :

Bc peut développer un effort de freinage égal à son poids **300 KN**.

- Système de charge A

L'effort de freinage qui correspond au système de charge A est donné (en KN) par :

$$F = \frac{A \times S}{20 + 0.0035 \times S} \qquad \text{(V-5)}$$

S : est la surface chargée en (m^2).

Tableau V-10: L'effort de freinage F(KN) du système A

Cas de charge	L(m)	1 voie	2 voies	3 voies
Cas 1	57	72.46	140.18	198.93
Cas 2	95	88.99	168.71	233.78
Cas 3	152	109.39	201.60	270.76
Cas 4	190	121.58	220.21	290.36
Cas 5	247	138.54	244.90	315.05
Cas 6	285	149.13	259.68	329.19
Cas 7	342	164.14	279.81	347.72
Cas 8	380	173.61	292.08	358.63
Cas 9	437	187.12	309.00	373.22
Cas 10	475	195.70	319.41	381.95
Cas 11	532	207.97	333.89	393.79
Cas 12	570	215.79	342.85	400.96
Cas 13	627	227.01	355.40	410.77
Cas 14	684	237.66	366.97	419.61
Cas 15	114	96.17	180.56	247.47
Cas 16	209	127.39	228.82	299.13
Cas 17	304	154.25	266.64	355.69
Cas 18	399	178.21	297.91	363.71
Cas 19	494	199.87	324.38	386.06
Cas 20	589	219.59	347.15	404.34

V.3 CONCLUSION

L'ouvrage est soumis sous différentes charges et surcharges routière, dans ce chapitre on évalue ces dernières en se basant sur le RCPR. Pour déterminer les sollicitations les plus réelles

CHAPITRE VI : Dimensionnement du Tablier

VI.1 INTRODUCTION

Les ponts construits par encorbellements successifs sont généralement réalisés à partir des piles en confectionnant les voussoirs de part et d'autre de la pile considérée.

Les deux phases d'étude à considérer sont les suivantes :

- Phase 01 : L'étude de stabilité des fléaux. Pendant de cette phase, le système mécanique est isostatique et le moment d'encastrement sur les piles est maximal.
- Phase 02 : Cette phase début après que les clavages aient été réalisés entre les extrémités des fléaux adjacents et que les câbles de continuité assurant la liaison de ces voussoirs de clavage avec les consoles voisines aient été mis en tension. Le système mécanique devient donc hyperstatique.

VI.2 EVALUATION DES EFFORTS EN PHASE DE CONSTRUCTION :

VI.2.1 Différentes phases de construction d'un fléau :

La figure ci-dessous représente les phases de construction d'un fléau à partir d'une pile sont illustrées dans le schéma ci-dessous :

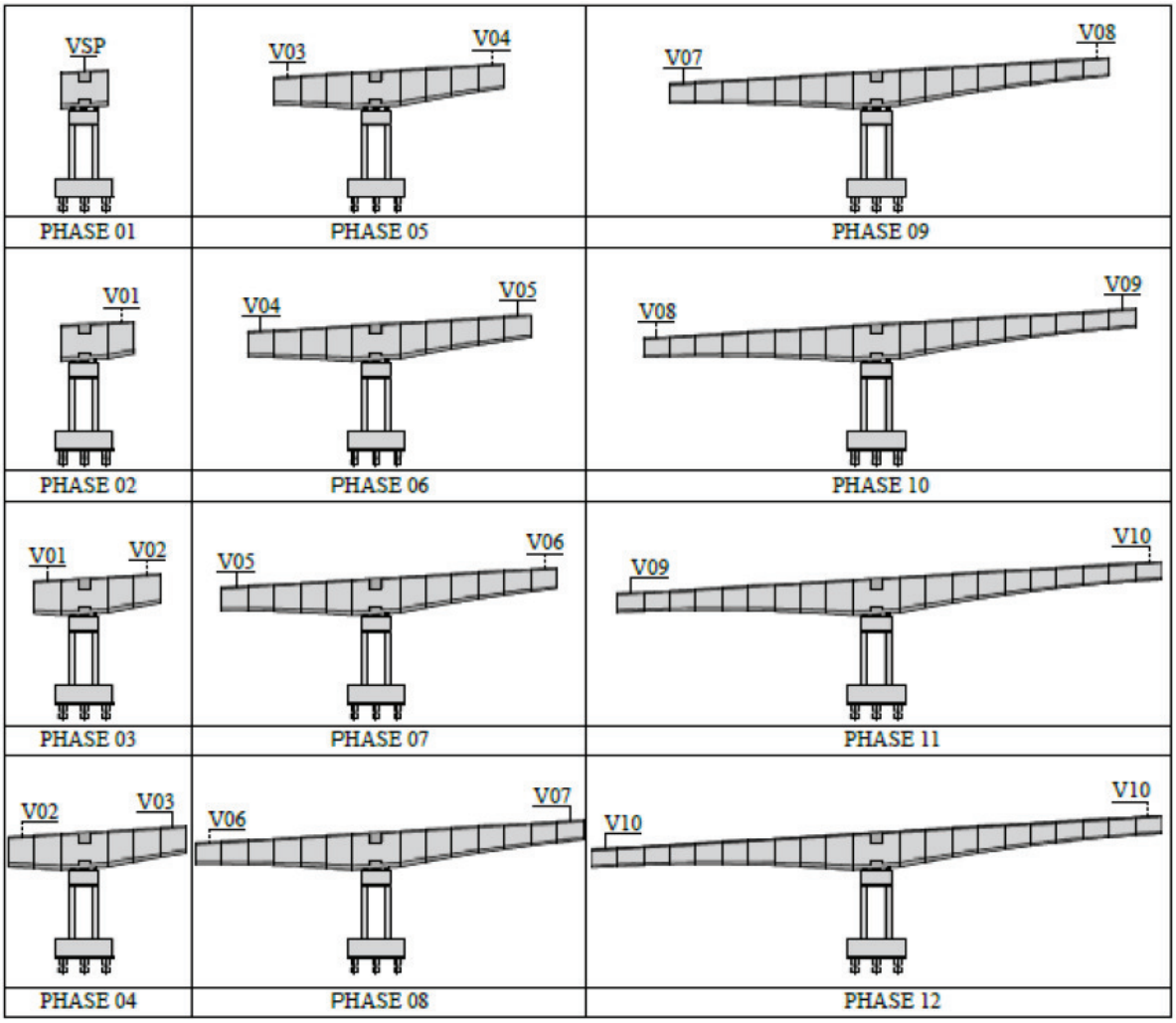


Figure VI-1: Le cheminement de la réalisation d'un fléau.

VI.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. (Poids propre, charges de chantier connues, charges de chantier aléatoires et les actions accidentelles).

VI.2.2.1 Poids propre du fléau

Il s'agit uniquement du poids propre du fléau, calculé à partir de la section transversale avec le poids volumique de 25 KN/m^3

VI.2.2.2 Charge due au vent

L'action du vent est négligeable à cause du poids important de l'ouvrage et de la faible élévation.

VI.2.2.3 Charges de chantier connues

Pour les ouvrages coulés en place, il s'agit principalement du poids de l'équipage mobile noté $Q_{PRC1.}$ On considère que le poids de l'équipage est égal à la moitié du voussoir le plus lourd (VSP), on l'a représenté par une force concentrée au milieu de dernier voussoir.

$$Q_{PRC1} = P_{VSP}/2 = 2920/2 = 1460 \text{ KN} \qquad \text{(VI-1)}$$

VI.2.2.4 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} = 0.2 KN/m² appliquée sur le demi-fléau majoré : dans les cas courants cette charge inclut l'effet vertical du vent sous réserve que le site ne soit pas exposé.

$$\text{Largeur de tablier : } B = 13.8 \text{ m} \Rightarrow Q_{PRA1} = 0.2 * 13.8 = 2.76 \text{ KN/ml} \qquad \text{(VI-2)}$$

Une charge concentrée notée Q_{PRA2} = 50 + 5B (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...etc.

$$\text{Largeur de tablier : } B = 13.8 \text{ m} \Rightarrow Q_{PRA2} = 50 + 5.B = 119 \text{ KN.} \qquad \text{(VI-3)}$$

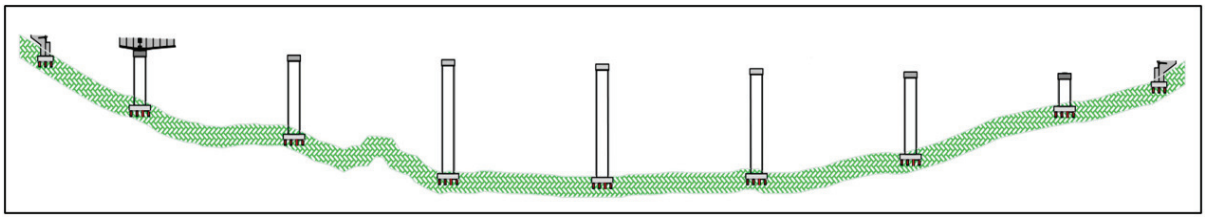
VI.3 EVALUATION DES EFFORTS EN SERVICE :

La particularité du calcul des ponts en encorbellement successif est qu'ils sont calculés, tant qu'en phase de construction, qu'en phase de service.

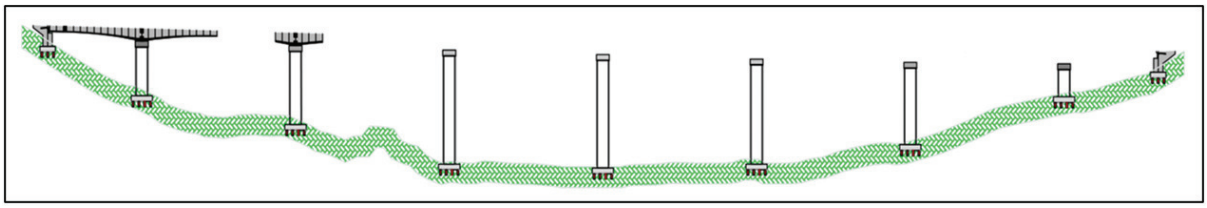
Dans ce chapitre, on procédera aux calculs en phase de service, c'est-à-dire lors de la mise en service du pont, lorsque toutes les charges routières seront appliquées, les calculs seront effectués par un logiciel de calcul.

VI.3.1 Phase de réalisation du tablier :

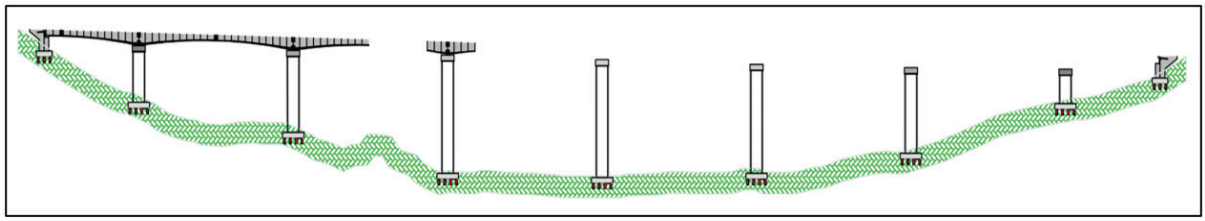
Les différentes phases de construction sont représentées dans les figures ci-dessous :



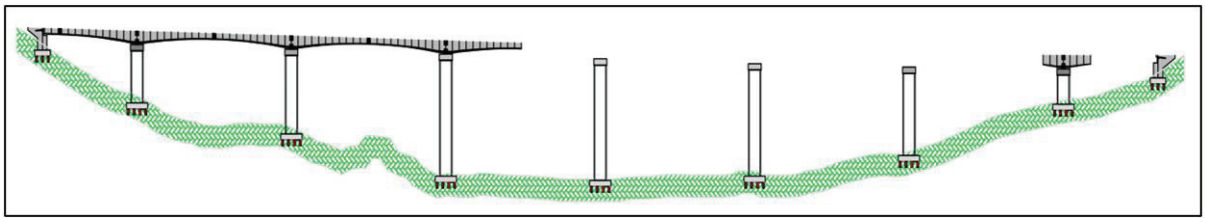
Phase 1 : Construction du fléau sur la pile P01



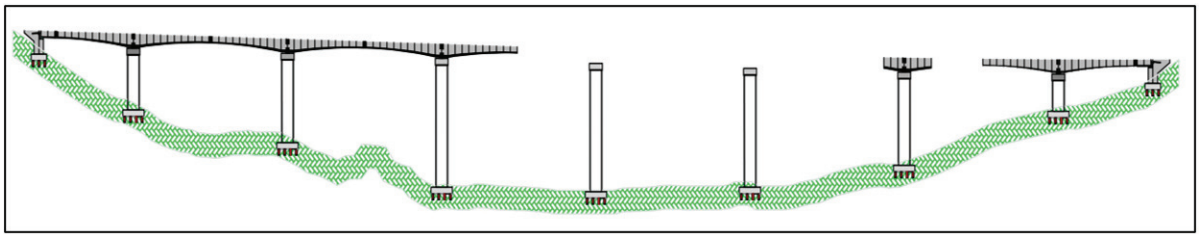
Phase 2 : Construction du tronçon sur cintre de la culée C01 et du fléau sur la pile P02



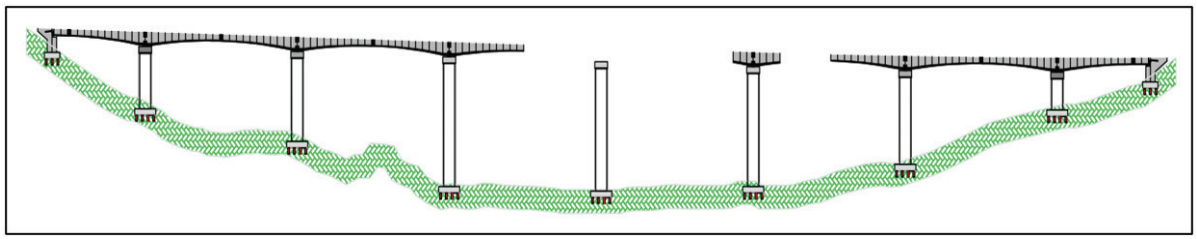
Phase 3 : Clavage entre la pile P01 et la pile P02 et construction du fléau sur la pile P03



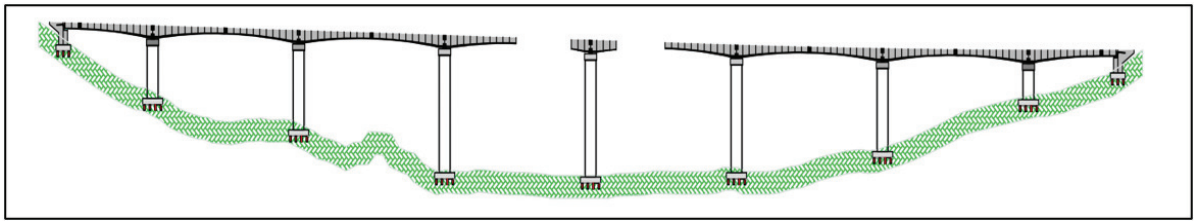
Phase 4 : Clavage entre la pile P02 et la pile P03 et construction du fléau sur la pile P07



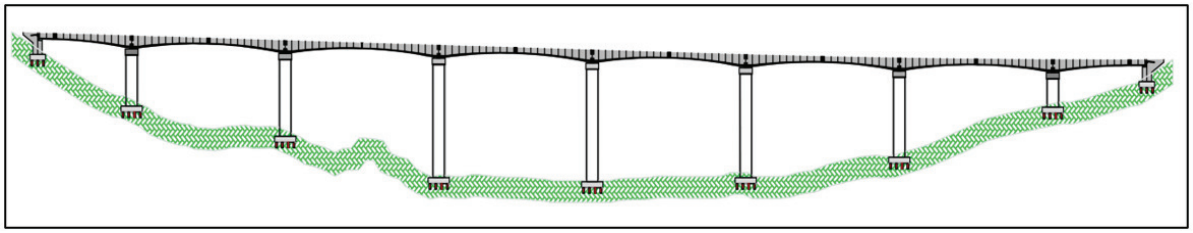
Phase 5 : Construction du tronçon sur cintre de la culée C02 et du fléau sur la pile P6



Phase 6 : Clavage entre la pile P06 et la pile P07 et construction du fléau sur la pile P5



Phase 7 : Clavage entre la pile P05 et la pile P06 et construction du fléau sur la pile P04



Phase 8 : Clavage entre la pile P03 et la pile P04 et entre la pile P04 et la pile P05

Figure VI-2 : Phases de réalisation du tablier du Viaduc V09

VI.3.2 Combinaisons d'action :

Selon le RCPR, on considère les combinaisons de charge suivantes :

Tableau VI-1: Combinaison de charge en phase de service

	Combinaison	G	A(l)	Bc	Bt	Mc120	D240
ELS	1	1	1.2	-	-	-	-
	2	1	-	1.2	-	-	-
	3	1	-	-	1.2	-	-
	4	1	-	-	-	1	-
	5	1	-	-	-	-	1
ELU	6	1.35	1.6	-	-	-	-
	7	1.35	-	1.6	-	-	-
	8	1.35	-	-	1.6	-	-
	9	1.35	-	-	-	1.35	-
	10	1.35	-	-	-	-	1.35

VI.3.3 Modélisation :

La modélisation permet d'élaborer un modèle capable de décrire de manière plus au moins approchée le fonctionnement de l'ouvrage sous différentes conditions.

Elle est effectuée en suivant les étapes suivantes :

- Implantation dans l'espace des points nodaux de l'ouvrage.
- Définition de la structure par des éléments barres.
- Définition des différentes sections par importation sous format DWG.
- Affectation des matériaux utilisés (Béton 35).

- Définition des appuis qui sont considérés pour la partie voussoir comme des appuis simples au niveau des piles, et un appui double au niveau de la culée.
- Définition des charges statiques et roulantes avec leurs combinaisons, selon RCPR.
- Calcul et exploitation des résultats.

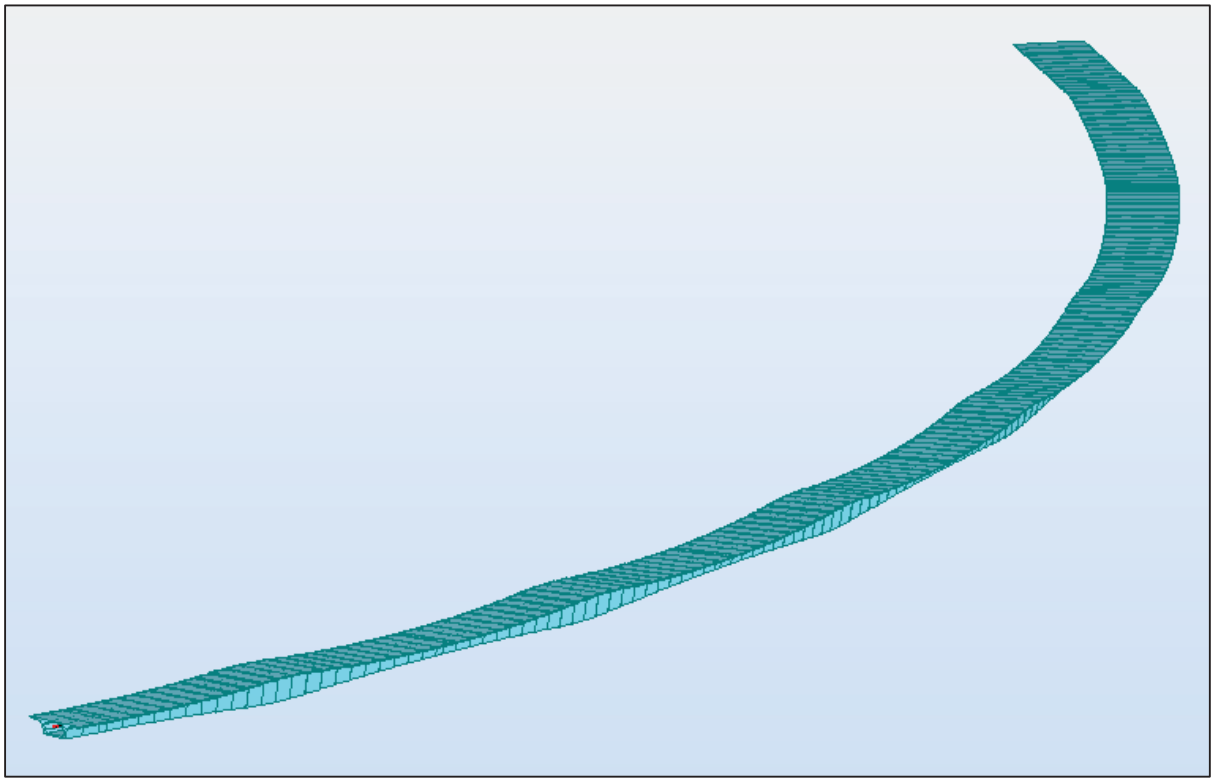


Figure VI-3 : Modélisation du tablier du viaduc V9

VI.3.4 Résultats :

Les moments fléchissant et efforts tranchant maximums à l'état limite ultime et à l'état limite de service sont représenté sur les figures suivantes (en KN et KN.m) :

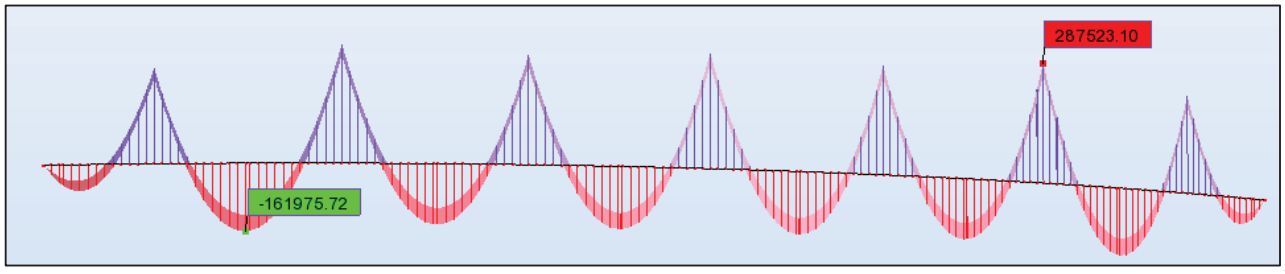


Figure VI-4: Moment fléchissant maximum à l'ELS

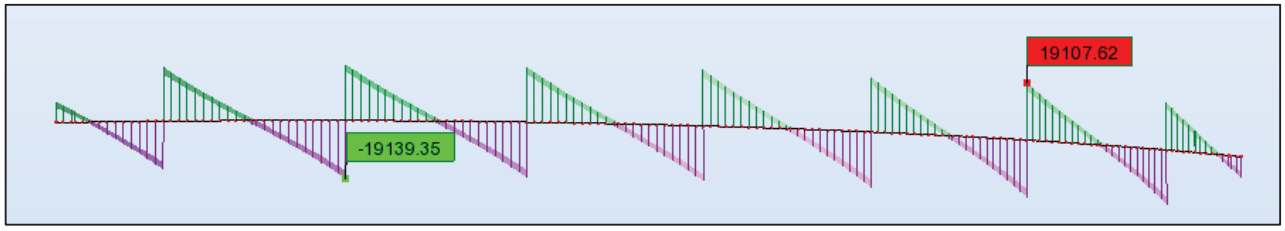


Figure VI-5: Effort tranchant maximum à l'ELS

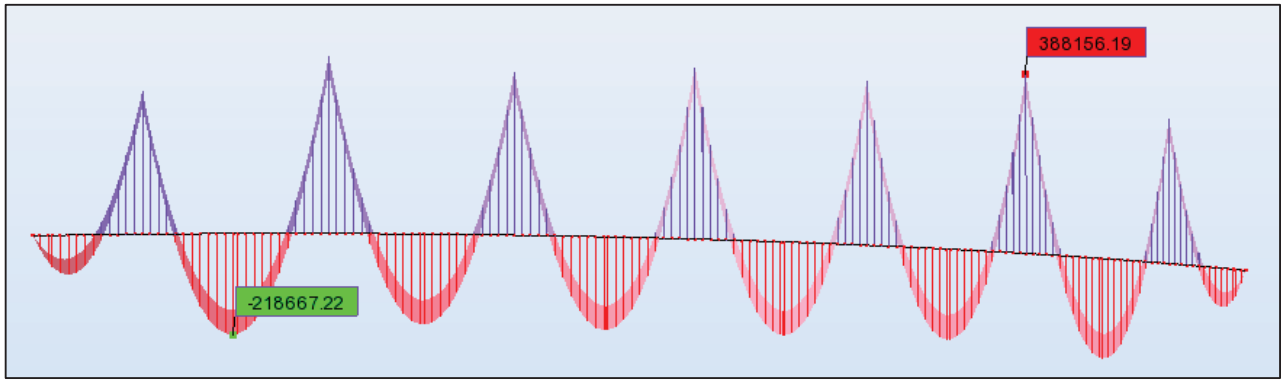


Figure VI-6:Moment fléchissant maximum à l'ELU

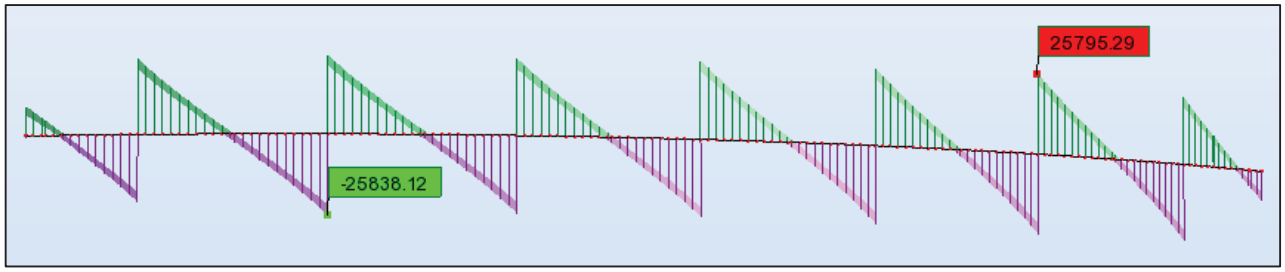


Figure VI-7: Effort tranchant maximum à l'ELU

VI.4 ETUDE DE LA PRECONTRAINTE :

La précontrainte des ponts construits par encorbellements successifs s'effectue en suivant les étapes suivantes :

- Le maintien des fléaux isostatiques en équilibre sur les piles à l'aide de câbles de coulage (précontrainte verticale).
- L'assemblages des voussoirs à l'aide de câbles de fléau.
- La liaison des fléaux entre eux et aux parties de rives par des câbles de continuité.

VI.4.1 Etude de la précontrainte de fléau :

Les câbles de fléau sont situés au voisinage de la fibre supérieure du tablier. Ils servent à assembler les voussoirs successifs et à reprendre les moments négatifs dus au poids propre des fléaux et aux charges du chantier durant la phase de construction. En service, ces câbles contribuent, avec les câbles de continuité, à la reprise des moments négatifs dus aux charges permanentes et aux charges d'exploitation.

VI.4.1.1 Détermination du nombre de de câbles du fléau :

Le nombre de câbles de fléau est déterminé à partir de la relation suivante :

$$n \geq \frac{P}{(1-\Delta P)\times P_0} \qquad \text{(VI-4)}$$

Telque :

- Les câbles utilisés sont de type 12T15s de classe 1860.

- L'effort de précontrainte limite d'un câble est $P_0 = \sigma_{p0} \times S_{câble12T15s}$ (VI-5)

- La perte de tension ΔP est estimé égale à 25%

- L'effort de précontrainte $P = \frac{M\times v/I}{1/S + e\times v/I}$ (VI-6)

Avec :

σ_{p0} : La tension initiale de précontrainte.

$S_{câble12T15s}$: La section d'un seul câble 12T15s.

M : Moment fléchissant dû au poids propre et aux surcharges.

v : Distance du centre de gravité de section à la fibre supérieure.

I : Le moment d'inertie de la section.

S : Section droite du voussoir.

e : l'excentricité du câble par rapport au centre de gravité de la section : $e = v - d$. (VI-7)

Remarque : Le nombre de câbles doit être pair, car leur disposition sur les deux âme du voussoir doit être identique afin d'éviter le phénomène de torsion.

Application numérique :

M_{max}= 387 582.54 Mpa ; d= 15cm ; I= 77.56 m^4 ; S = 14.97 m^2 ; υ = 2.57 m.

P_{max} = 87.36 MN => n = 44 câbles de 12T15s au niveau de l'axe du VSP.

Le tableau suivant résume le nombre de câbles correspondant à chaque voussoir :

Tableau VI-2: Estimation du nombre de câbles du fléau pour chaque section

Section	x (m)	M (KN.m)	υ (m)	I (m^4)	S (m^2)	e (m)	P (MN)	Nbre de câbles	Nbre retenu
Axe VSP	0	387582.54	2.57	77.56	14.97	2.42	87.36	43.49	44
Fin VSP	4	326419.41	2.57	77.56	14.97	2.42	73.58	36.63	44
Fin V01	8.25	267794.56	2.55	46.64	13.61	2.40	71.51	35.60	40
Fin V02	12.5	215513.76	2.27	36.30	13.02	2.12	64.36	32.04	36

Fin V03	16.75	169275.52	2.02	28.51	12.50	1.87	56.42	28.09	32
Fin V04	21	128853.87	1.81	22.73	12.06	1.66	47.72	23.76	28
Fin V05	25.25	94000.75	1.62	18.56	11.69	1.47	38.37	19.10	24
Fin V06	29.5	64482.59	1.46	15.64	11.40	1.31	28.66	14.27	20
Fin V07	33.75	40190.51	1.33	13.73	11.19	1.18	19.11	9.51	16
Fin V08	38	21046.08	1.23	12.65	11.07	1.08	10.47	5.21	12
Fin V09	42.25	6963.41	1.16	12.30	11.03	1.01	3.53	1.76	8
Fin V10	46.5	0.00	1.14	11.38	10.29	0.99	0.00	0.00	4

VI.4.1.2 Position et enrobage des câbles :

Pour permettre une mise en place correcte du béton et éviter une interaction d'un paquet de gaines sur un autre paquet lors de la mise en tension, la disposions des câbles de fléau a été réalisé en respectant les conditions suivantes :

- L'espacement horizontal entre les axes de deux câbles : $e_h \geq 2*\Phi_g$: $e_h \geq 20$ cm (VI-8)
- L'espacement vertical entre les axes de deux câbles : $e_v \geq 2*\Phi_g$: $e_v \geq 20$ cm (VI-9)
- L'enrobage : C = max {3/4 a, Φ_g , d} avec d =4 cm, a= Φ_g=10 cm : c ≥ 10 (VI-10)
- L'entraxe des ancrages : y ≥ 0.85*a , a= 39 cm pour f_{c28}= 35 Mpa : y ≥ 33 cm (VI-11)
- Distance entre l'axe de l'ancrage et le parement : y' ≥ 0.5*y + 1 cm y' ≥ 19 cm (VI-12)

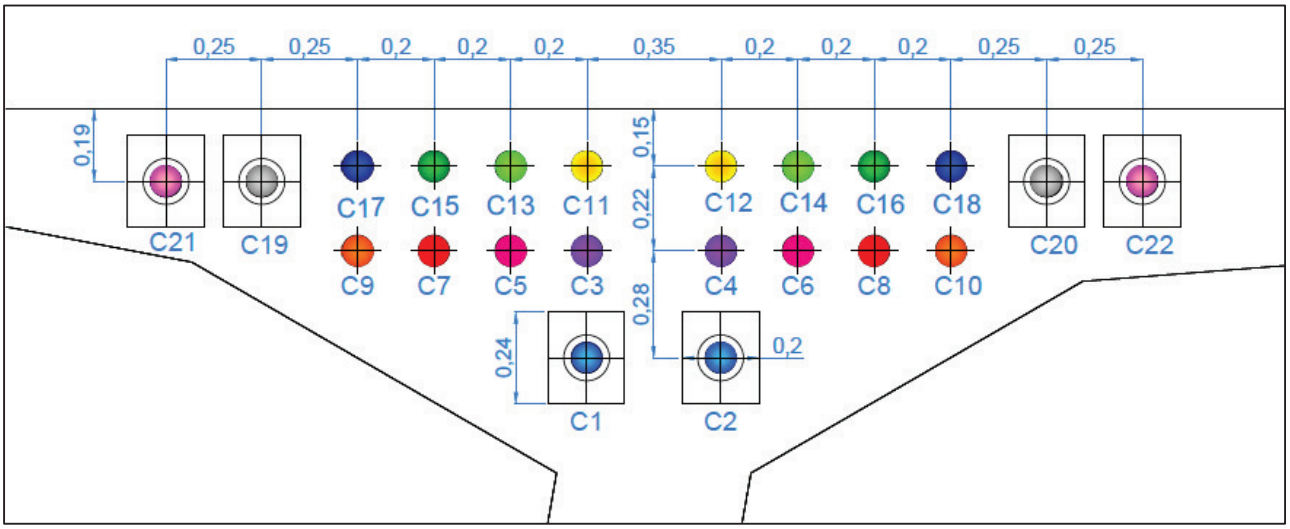


Figure VI-8: Disposition des câbles de fléau au niveau du VSP

VI.4.1.3 Tracé des câbles en plan :

En plan, les câbles de précontrainte suivent un tracé parallèle à l'axe longitudinal de la poutre caisson. Les câbles qui n'appartiennent pas au même axe vertical que leurs ancrages prennent une trajectoire en plan de forme S puis reprennent un tracé en plan rectiligne dans le dernier voussoir avant d'être ancrés.

- Allure en plan des câbles de fléau :

- L'équation de la parabole : $Z(x) = z_0 + \frac{(z_1 - z_0) \times X^2}{L^2}$ (VI-13)
- Les rayons de courbure : $R_i(x) = \frac{(x_i)^2}{2\times(z_i - z_{i+1})}$; $R_{i+1}(x) = \frac{(x_{i+1})^2}{2\times(z_{i+1} - z_{i+2})}$ (VI-14)
- L'inclinaison dans la section intermédiaire : $\beta_i(x) = \text{arctg}\frac{2 \times (z_i - z_{i+1})}{x_i}$ (VI-15)
- L'inclinaison dans la section d'ancrage : $\beta_{i+1}(x) = \text{arctg}\frac{2 \times z_{i+1}}{x_{i+1}}$ (VI-16)

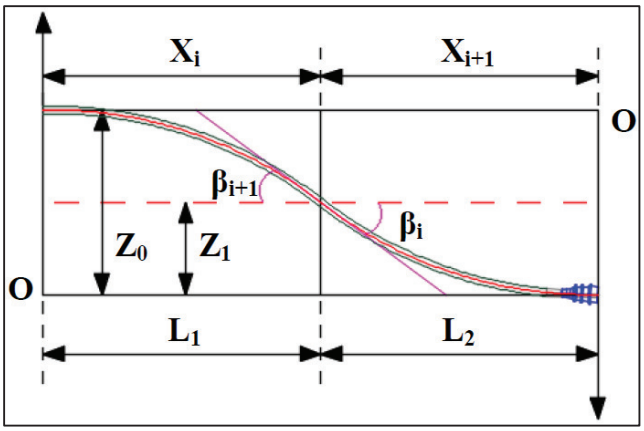


Figure VI-9: Tracé en plan des câbles de fléau.

On prend : $X_i = X_{i+1}$, $\beta_i = \beta_{i+1}$, $R_i = R_{i+1}$ et $Z_i = 2 \times Z_{i+1}$. (VI-17)

Le tableau suivant résume l'allure du tracé en plan des câbles de fléau :

Tableau VI-3: L'allure du tracé en plan du câble de fléau

Câbles	Z_i (m)	Z_{i+1} (m)	x_i (m)	R_i (m)	B_i (rad)	Z(x)
C5, C6, C13, C14	0.2	0.1	2.125	22.58	0.094	0.2 - 0.0201 x^2
C7, C8, C15, C16	0.4	0.2	2.125	11.29	0.186	0.4 - 0.0443 x^2
C9, C10, C17, C18	0.6	0.3	2.125	7.53	0.275	0.6 - 0.0664 x^2
C1, C2, C3, C4, C11, C12, C19, C20, C21, C22	Rectiligne en plan					

VI.4.1.4 Tracé des câbles en élévation :

Les câbles qui ne sont pas au même niveau que leurs ancrages subissent une déviation parabolique dans le dernier voussoir avant d'être ancrés.

- Allure en élévation des câbles de fléau :

- L'équation de la parabole : $y(x) = d_0 + \frac{(d_1 - d_0) \times x^2}{L^2}$ (VI-18)
- Les rayons de courbure : $R_c(x) = \frac{x^2}{2\times(d_1 - d_0)} \geq R_min$ (VI-19)

- L'inclinaison dans la section intermédiaire : $\alpha_n(x) = \text{arctg}\frac{2 \times (d_1 - d_0)}{l^2}$ (VI-20)

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).

Le tableau suivant résume l'allure du tracé en élévation des câbles de fléau :

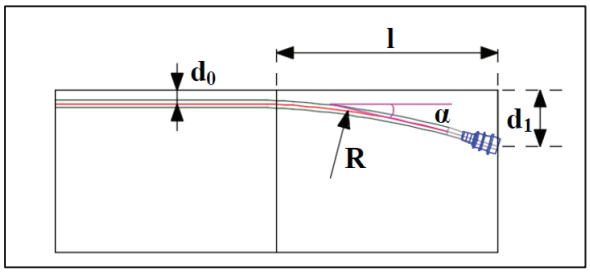


Figure VI-10: Tracé en élévation des câbles de fléau

Tableau VI-4: L'allure du tracé en élévation du câble de fléau

Câbles	d_i (m)	d_{i+1} (m)	L (m)	R_i (m)	α_i (rad)	Z(x)
C3, C4, C5, C6, C7, C8, C9, C10	0.37	0.65	4.25	32.254	0.120	$0.37 - 0.016\ x^2$
C11, C12, C13, C14, C15, C16, C17, C18	0.15	0.65	4.25	18.06	0.185	$0.15 - 0.028\ x^2$
C1, C2, C19, C20, C21, C22	Rectiligne en élévation					

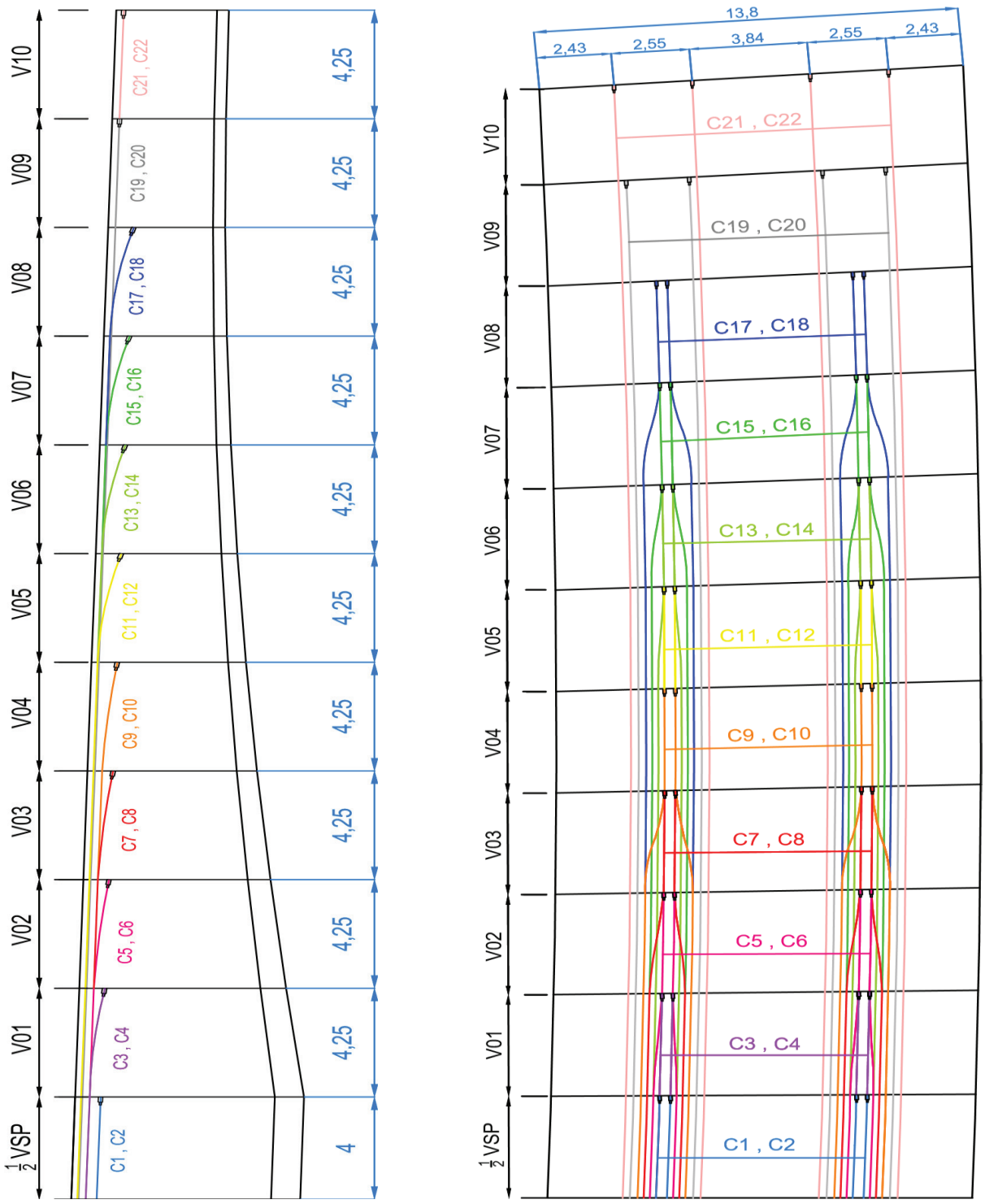


Figure VI-11: Tracé en élévation et en plan des câbles de fléau

VI.4.2 Etude de la précontrainte de continuité :

Les câbles de continuité relient les fléaux entre eux et aux parties de rives. Ils sont situés au niveau de la membrure inférieure afin de s'opposer efficacement au moment fléchissant dus aux charges d'exploitation.

VI.4.2.1 Détermination du nombre de de câbles de continuité en travée principale :

Le nombre de câbles de fléau est déterminé à partir de la relation suivante :

$$n \geq \frac{P}{(1-\Delta P)\times P_0} \qquad \text{(VI-21)}$$

Telque :

- Les câbles utilisés sont de type 19T15s de classe 1860.

- L'effort de précontrainte limite d'un câble est $P_0 = \sigma_{p0} \times S_{câble19T15s}$ (VI-22)

- La perte de tension ΔP est estimé égale à 25%

- L'effort de précontrainte $P = \frac{M\times v'/I}{1/S + e\times v'/I}$ (VI-23)

Avec :

M : Le moment fléchissant dû à la combinaison de charge la plus défavorable (G +D240).

v' **:** La distance du CDG de la section à la fibre inférieure.

σ_{p0} : La tension initiale de précontrainte.

$S_{câble19T15s}$: La section d'un seul câble 19T15s.

I : Le moment d'inertie de la section.

S : Section droite du voussoir.

e : l'excentricité du câble par rapport au centre de gravité de la section :

$$e = v' - d. \qquad \text{(VI-24)}$$

Le tableau suivant montre le nombre de câbles correspondant à chaque voussoir de la travée principale la plus sollicité (P01-P02) :

Tableau VI-5: Estimation du nombre de câbles de continuité pour la travée la plus sollicitée (P01-P02)

Section	x (m)	M (KN.m)	υ'(m)	I (m^4)	S (m^2)	e (m)	P (MN)	Nbre de câbles	Nbre retenu
Fin VSP	0	-168288.29	3.33	77.56	14.97	3.18	-35.53	-11.17	0
Fin V01	4.25	-110554.90	2.78	46.64	13.61	2.63	-28.62	-9.00	0
Fin V02	8.5	-59811.77	2.55	36.30	13.02	2.40	-17.12	-5.38	0
Fin V03	12.75	15730.42	2.35	28.51	12.50	2.20	4.96	1.56	2
Fin V04	17	41747.89	2.17	22.73	12.06	2.02	14.44	4.54	6
Fin V05	21.25	78007.99	2.03	18.56	11.69	1.88	29.30	9.21	10
Fin V06	25.5	109708.68	1.92	15.64	11.40	1.77	44.18	13.89	14
Fin V07	29.75	136909.63	1.84	13.73	11.19	1.69	58.15	18.28	18
Fin V08	34	147654.09	1.79	12.65	11.07	1.64	64.84	20.39	20
Fin V09	38.25	158960.34	1.77	12.30	11.03	1.62	70.60	22.20	22
Fin V10	42.5	162079.35	1.76	11.38	10.29	1.61	72.42	22.77	24
Fin Vc	44.5	160775.19	1.76	11.38	10.29	1.61	71.83	22.59	24
Fin V10	48.75	153713.55	1.77	12.30	11.03	1.62	68.27	21.46	22
Fin V09	53	140383.31	1.79	12.65	11.07	1.64	61.65	19.38	20
Fin V08	57.25	120644.31	1.84	13.73	11.19	1.69	51.24	16.11	18
Fin V07	61.5	94478.94	1.92	15.64	11.40	1.77	38.05	11.96	14
Fin V06	65.75	61864.49	2.03	18.56	11.69	1.88	23.24	7.31	10
Fin V05	70	22755.84	2.17	22.73	12.06	2.02	7.87	2.47	6
Fin V04	74.25	-52950.94	2.35	28.51	12.50	2.20	-16.71	-5.25	2
Fin V03	78.5	-102029.37	2.55	36.30	13.02	2.40	-29.21	-9.18	0
Fin V02	82.75	-157769.89	2.78	46.64	13.61	2.63	-40.85	-12.84	0
Fin V01	87	-220492.32	3.33	77.56	14.97	3.18	-46.56	-14.64	0

- Disposition des câbles :

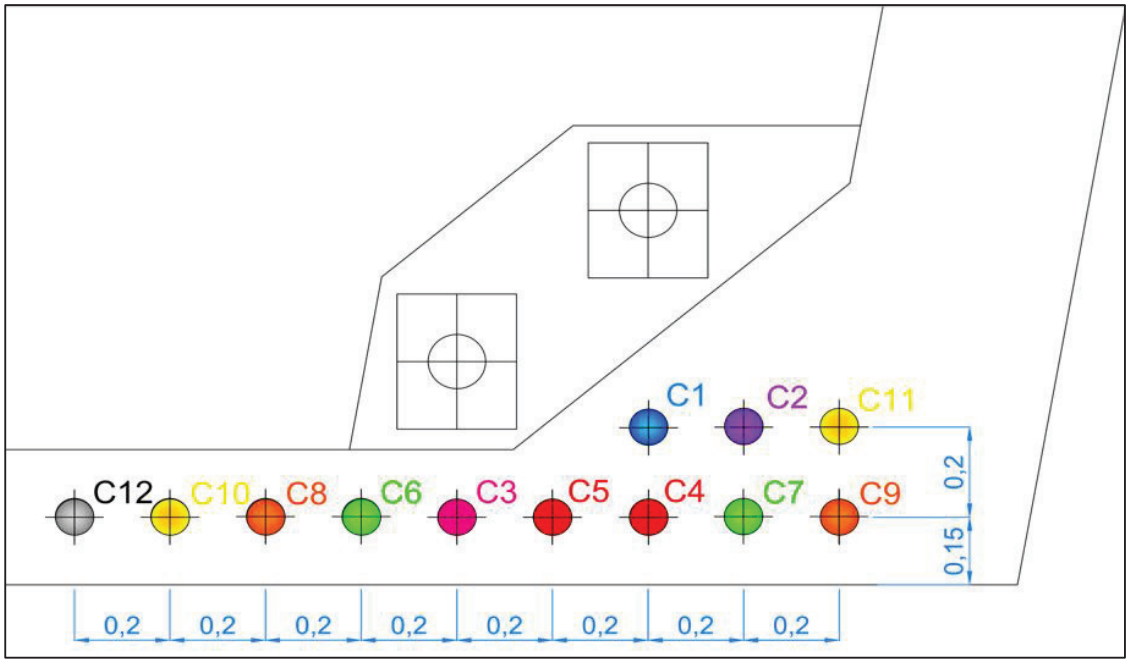


Figure VI-12: Disposition des câbles de continuité en travée principale au niveau du voussoir de clavage

- Tracé des câbles :

Le tableau suivant résume les équations du tracé en plan des câbles de continuité en travée principale :

Tableau VI-6 : L'allure du tracé en plan du câble de continuité

Câbles	Z_i (m)	Z_{i+1} (m)	x_i (m)	R_i (m)	B_i (rad)	Z(x)
C2, C5, C6, C7	0.2	0.1	2.125	22.58	0.094	$0.2 - 0.022\ x^2$
C8, C9, C11	0.4	0.2	2.125	11.29	0.186	$0.4 - 0.044\ x^2$
C10	0.6	0.3	2.125	7.53	0.275	$0.6 - 0.066\ x^2$
C12	0.8	0.4	2.125	5.64	0.360	$0.8 - 0.089\ x^2$
C1, C3, C4	Rectiligne en plan					

Le tracé en élévation des câbles de continuité en travée principale est résumé dans le tableau C-1 dans l'Annexe C.

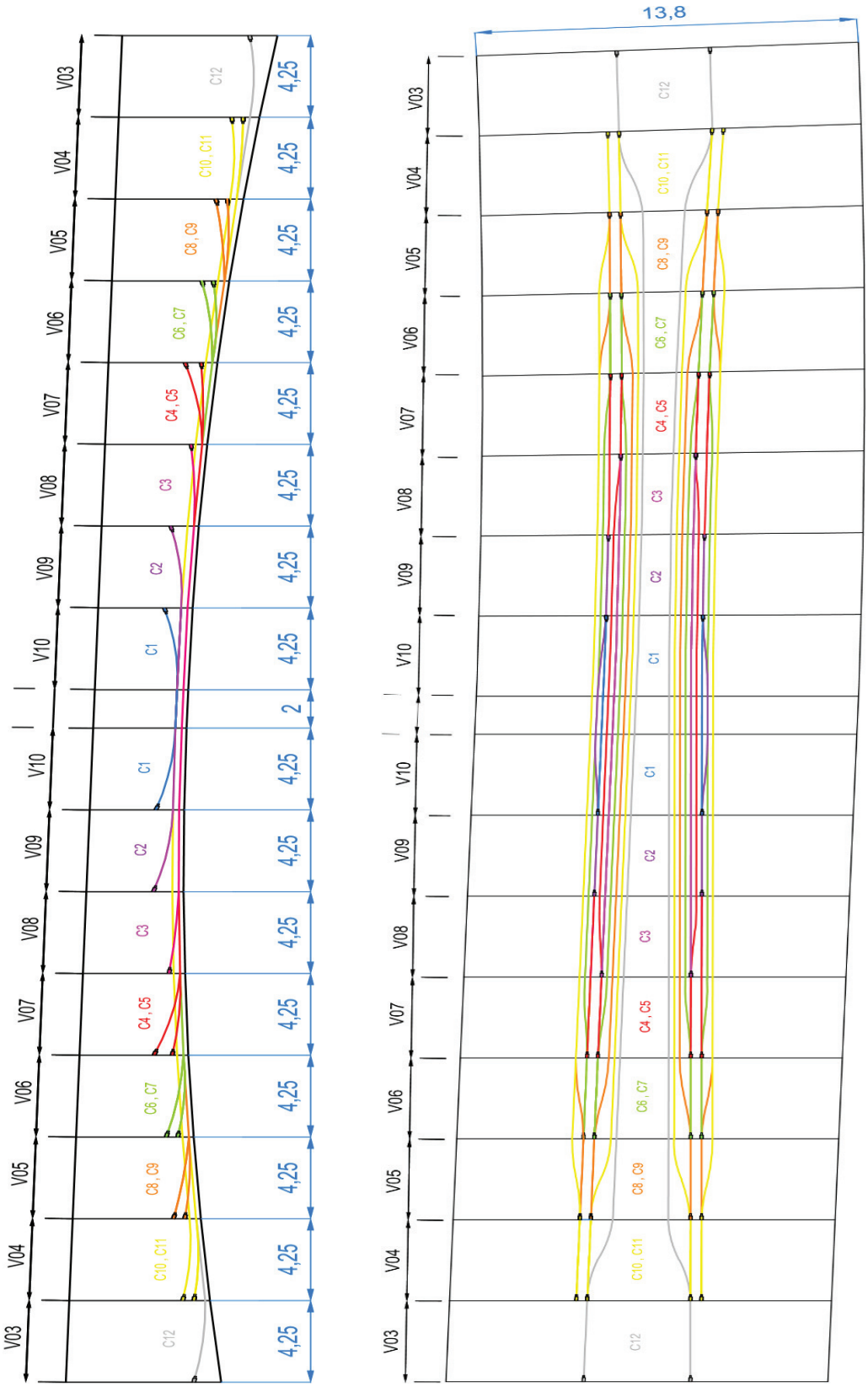


Figure VI-13: Tracé en élévation et en plan des câbles de continuité en travée principales

VI.4.2.2 Détermination du nombre de de câbles de continuité en travée de rive :

Ces câbles relient parties de rives aux les fléaux est servent les mêmes fonctions que ceux en travée principale.

Le tableau suivant montre le nombre de câbles correspondant à chaque voussoir de la travée de rive la plus sollicité (C01-P01) :

Tableau VI-7: Estimation du nombre de câbles de continuité dans la travée de rive (C01-P01)

Section	x (m)	M (KN.m)	υ'(m)	I (m^4)	S (m^2)	e (m)	P (MN)	Nbre de câbles	Nbre retenu
Fin VSC 02	0	0.00	1.76	11.38	10.29	1.61	0.00	0.00	0
Fin VSC 01	4.25	21617.93	1.76	11.38	10.29	1.61	9.66	3.04	4
Fin V10	10.5	42153.09	1.76	11.38	10.29	1.61	18.83	5.92	6
Fin V09	14.75	49468.90	1.77	12.30	11.03	1.62	21.99	6.91	8
Fin V08	19	59937.29	1.79	12.65	11.07	1.64	26.31	8.27	10
Fin V07	23.25	63468.89	1.84	13.73	11.19	1.69	26.93	8.47	10
Fin V06	27.5	59980.67	1.92	15.64	11.40	1.77	24.14	7.59	8
Fin V05	31.75	49613.97	2.03	18.56	11.69	1.88	18.64	5.86	6
Fin V04	36	32263.76	2.17	22.73	12.06	2.02	11.17	3.51	4
Fin V03	40.25	7780.47	2.35	28.51	12.50	2.20	2.45	0.02	0
Fin V02	44.5	-49225.10	2.55	36.30	13.02	2.40	-14.09	-4.43	0
Fin V01	48.75	-85129.74	2.78	46.64	13.61	2.63	-22.04	-6.93	0
Fin VSP	53	-127697.88	3.33	77.56	14.97	3.18	-26.96	-8.48	0

- Disposition des câbles :

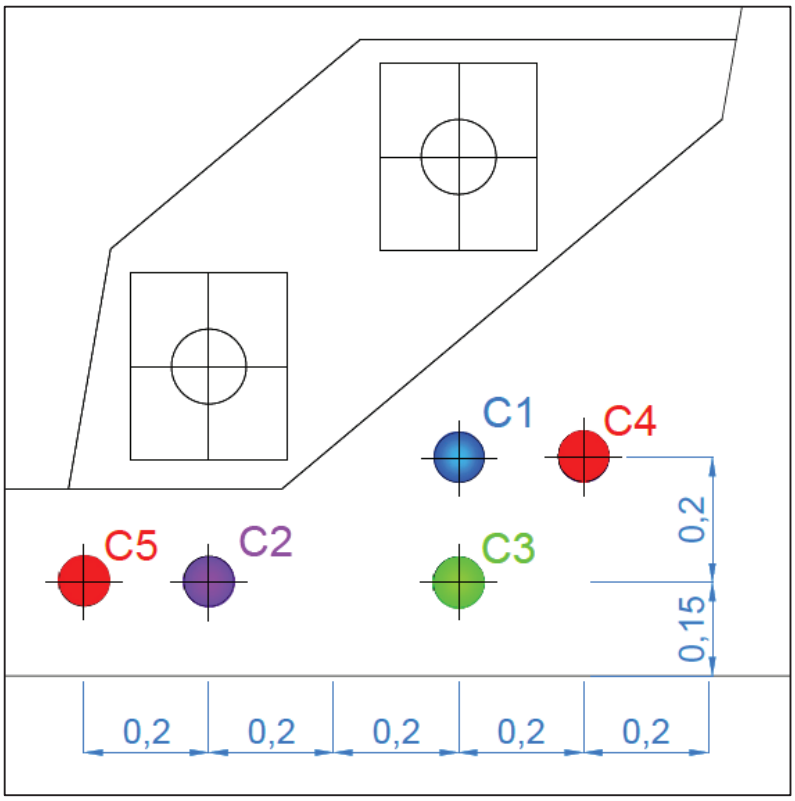


Figure VI-14: Disposition des câbles de continuité en travée de rive au niveau du voussoir V07

- Tracé des câbles :

Le tableau suivant résume les équations du tracé en plan des câbles de continuité en travée de rive :

Tableau VI-8: L'allure du tracé en plan du câble de continuité en travée de rive

Câbles	Z_i (m)	Z_{i+1} (m)	x_i (m)	R_i (m)	B_i (rad)	Z(x)
C4, C5	0.2	0.1	2.125	22.58	0.094	$0.2 - 0.022\ x^2$
C1, C2, C3	Rectiligne en plan					

Le tracé en élévation des câbles de continuité en travée de rive est résumé dans le tableau C-2 dans l'Annexe C.

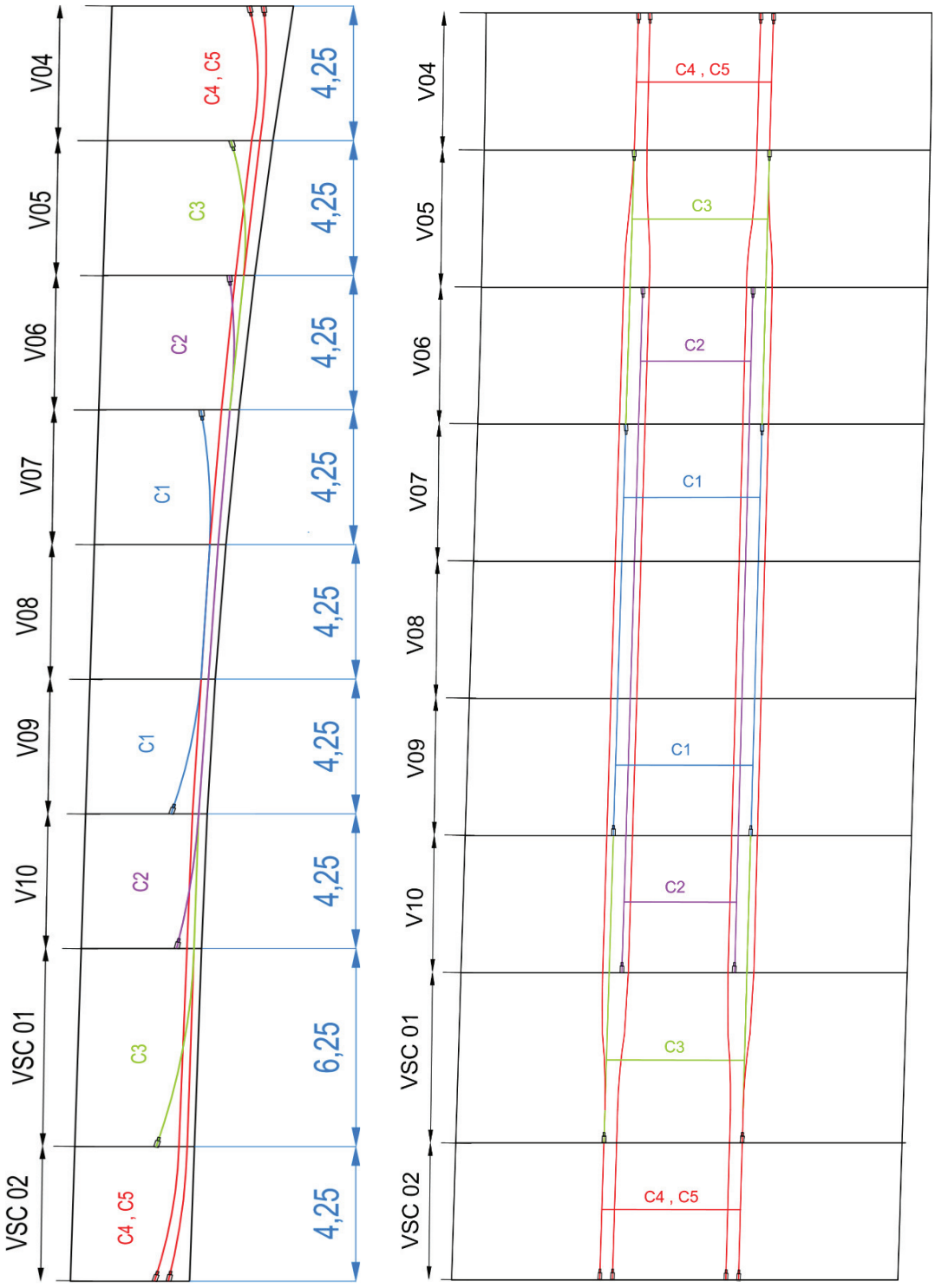


Figure VI-15: Tracé en élévation et en plan des câbles de continuité au niveau des travées de rive

VI.4.3 Evaluation des pertes de la précontrainte :

En béton précontraint les pertes de tension peuvent atteindre les 20 % à 30 % de la précontrainte initiale. Ces pertes sont divisées en deux catégories : les pertes instantanées et les pertes différées.

VI.4.3.1 Pertes de tension instantanées :

Les pertes de tension instantanées sont des pertes qui se produisent au moment de la mise en tension des câbles.

La perte de tension instantanée totales est : $\Delta\sigma i = \Delta\sigma\varphi + \Delta\sigma g + \Delta\sigma e$ (VI-25)

Avec :

$\Delta\sigma\varphi$: Pertes de tension par frottement.

$\Delta\sigma g$: Pertes de tension par recul de l'ancrage.

$\Delta\sigma e$: Pertes de tension par déformation instantanée du béton.

- Les 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. Ces pertes sont déterminées à partir de la formule suivante :

$$\Delta\sigma_{\varphi}(x) = \sigma_{p0} \times (1 - e^{-(f \times \theta + \varphi \times x)}) \qquad \text{(VI-26)}$$

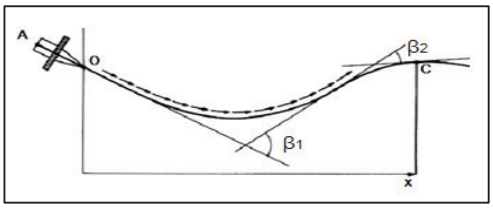


Figure VI-16: frottement le long du câble lors de la mise en tension

Avec :

σ_{p0} : la tension à l'origine.

e : la base des logarithmes népériens.

υ : coefficient de frottement droit

f : coefficient de frottement de courbure

θ : la variation angulaire à l'abscisse x

x : l'abscisse à partir de l'ancrage

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 :

$\boldsymbol{\theta = \alpha + \beta}$: lorsque les déviations se succèdent. (VI-27)

$\boldsymbol{tg\,\theta = \sqrt{tg^2\beta + tg^2\alpha}}$: si ces déviations ont lieu simultanément. (VI-28)

- Pertes de tension par recul de l'ancrage :

Lors du transfert de l'effort de tension du vérin à l'ancrage un glissement des câbles dans les clavettes et celui des clavettes dans les plaques d'ancrages, ce glissement dépend du type d'ancrage, son influence s'annule au-delà de la section située à l'abscisse d.

$$\Delta\sigma_g(x) = 2 \times \sigma_{p0} \times k\,(d - x) \text{ , avec } k = f \times \frac{\beta}{\ell} + \varphi \quad \text{et} \quad d = \sqrt{\frac{E_p\, g}{\sigma_{p0}\, k}} \qquad \text{(VI-29)}$$

k : fonction croissante.

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

g : glissement à l'ancrage.

E_p : module d'élasticité des câbles précontraints

- 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 :

$$\Delta\sigma_e(x) = \frac{n-1}{2 \times n} \times E_p \times \frac{\sigma_b}{E_{bi}} \qquad \text{(VI-30)}$$

En pratique, cette formule est évidemment approximative, il revient à évaluer la perte parexcès. Le BPEL donne la formule simplifiée suivante :

$$\Delta\sigma_e(x) = 2{,}64 \times \sigma_b(x) \text{ , avec : } \sigma_{bi} = \frac{P}{B} + \frac{P \times e^2}{I_G} - \frac{M_p \times e}{I_G} \qquad \text{(VI-31)}$$

Avec :

E_p : module d'élasticité des câbles précontraints.

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

σ_b : contrainte de compression dans le béton au niveau des câbles suite à la mise en tensionsupposée simultanée des « n » câbles.

P : effort de précontrainte prenant en compte les pertes précédentes, $P = P_0 (1 - \Delta P)$. (VI-32)

M_p : moment sous le poids propre.

VI.4.3.2 Pertes de tension différées :

Les pertes de tension différées sont des pertes qui se produisent progressivement au cours du temps.

La perte de tension différées totale est : $\Delta\sigma d = \Delta\sigma r + \Delta\sigma fl + 5/6\ \Delta\sigma\rho$. (VI-33)

Avec :

$\Delta\sigma r$: Pertes de tension par retrait.

$\Delta\sigma g$: Pertes de tension par fluage.

$\Delta\sigma\rho$: Pertes de tension par relaxation

- Pertes par retrait :

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 : $\boldsymbol{\varepsilon_r\,[1 - r\,(t_0)]}$. Donc : $\boldsymbol{\Delta\sigma_r = E_p\,\varepsilon_r\,[1 - r\,(t_0)].}$ (VI-34)
Plus souvent, on peut négliger la valeur r (t_0) devant 1, ce qui donne : $\Delta\sigma_r \approx E_p\,\varepsilon_r$ (VI-35)

$\boldsymbol{\varepsilon_r}$: retrait final, estimé par 2×10^{-4} pour région tempérée (humide).

r (t) : loi d'évolution du retrait en fonction du temps.

- 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 changement et se développe au cours de temps. La perte due au fluage vaut : $\Delta\sigma_{fl} = E_p \times \varepsilon_f$ (VI-36)

La déformation finale de fluage : $\varepsilon f = \sigma_M - \sigma_b / E_{bi}$ (VI-37)

σ_M : contrainte maximale (après pertes instantanées) de compression du béton au niveau ducâble moyen. D'après le règlement BPEL cette contrainte vaut : $\sigma_M = 1.5\,\sigma_b$ (VI-38)
D'où : $\Delta\sigma_{fl} = 2.5\,\sigma_b(x)\,E_p / Eij$ (VI-39)

σ_b : contrainte finale dans le béton au niveau du câble.

- Pertes par relaxation

La relaxation de l'acier est un relâchement de la tension, cette perte dépend de l'acier et deson traitement. La perte de tension finale due à la relaxation peut être estimée par la formule :

$$\boldsymbol{\Delta\sigma_\rho = \frac{6}{100}\times\rho_{1000}\left(\mu-\mu_0\right)\times\sigma_i(x)}\text{ , avec : }\boldsymbol{\mu=\frac{\sigma_i(x)}{f_{prg}}} \qquad \text{(VI-40)}$$

$\rho_{1\,000}$ (%) : coefficient de relaxation garantie à 1 000 h.

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

$\sigma_{pi}(x)$: contrainte initiale de l'armature dans la section d'abscisse x.

Les pertes totales :

Les pertes totales sont la somme des pertes instantanées et différées : $\Delta\sigma tot = \Delta\sigma d + \Delta\sigma i$ (VI-41)

VI.4.3.3 Calcul des pertes de tension des câbles de fléau

Le tableau suivant résume le calcul détaillé des pertes de tension présent dans l'Annexe C.

Tableau VI-9: Les pertes de tension moyennes des câbles de fléau

Section	$\Delta\sigma\varphi$ (%)	$\Delta\sigma g$ (%)	$\Delta\sigma e$ (%)	$\Delta\sigma i$ (%)	$\Delta\sigma r$ (%)	$\Delta\sigma fl$ (%)	$\Delta\sigma\rho$ (%)	$\Delta\sigma d$ (%)	$\Delta\sigma totale$ (%)
Axe VSP	11.60	0.29	0.45	12.34	2.55	4.11	3.57	9.64	21.97
Fin VSP	10.54	0.69	0.78	12.01	2.55	5.57	3.62	11.14	23.15
Fin V1	10.22	1.14	0.79	12.15	2.55	6.43	3.59	11.98	24.13
Fin V2	9.74	1.27	0.75	11.76	2.55	6.21	3.65	11.81	23.56
Fin V3	8.88	1.43	0.73	11.04	2.55	6.07	3.76	11.76	22.79
Fin V4	7.48	1.48	0.74	9.70	2.55	6.00	3.96	11.86	21.56
Fin V5	6.95	1.99	0.71	9.65	2.55	5.57	3.97	11.43	21.08
Fin V6	6.15	2.38	0.68	9.21	2.55	5.06	4.03	10.97	20.18
Fin V7	4.55	3.09	0.64	8.28	2.55	4.38	4.18	10.41	18.69
Fin V8	1.26	4.78	0.56	6.60	2.55	3.46	4.44	9.72	16.32
Fin V9	0.63	4.26	0.51	5.40	2.55	2.83	4.64	9.25	14.65
Fin V10	0.00	5.54	0.32	5.86	2.55	1.58	4.56	7.94	13.79

On remarque que les pertes totales sont proches des pertes de tension que l'on a estimé dans les calculs précédents. Pour la suite du calcul on prend : $\Delta\sigma = 24.13\%$

VI.4.4 Vérification des contraintes normales :

L'application de la précontrainte engendre l'apparition de contraintes normales en fibres supérieures et inférieures en phase de construction comme en phase de service qui doivent être vérifiées vis-à-vis des contraintes admissibles fixées par le règlement en vigueur.

On doit vérifier la condition suivante : $\sigma_{bt} < \sigma(y) < \sigma_{bc}$

$$\sigma(y) = \frac{P}{B} + \frac{Pe_0 + M}{I} y \qquad \text{(VI-42)}$$

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.

- Vérification des contraintes en phase de construction

Les calculs sont effectués en considérant les conditions suivantes :

$\Delta P = 24.13\ \%$ ➔ $\sigma_\infty = 1128.946$ MPa.

$$\overline{\sigma_{bcj}} = 0{,}6 \times f_{c28} = \mathbf{21\ MPa}\ ; \qquad \text{(VI-43)}$$

$$\overline{\sigma_{bt1}} = 1{,}5 \times f_{t28} = \mathbf{4{,}05\ MPa}\ \text{, Hors section d'enrobage ;} \qquad \text{(VI-44)}$$

$$\overline{\sigma_{bt2}} = 0{,}7 \times f_{t28} = \mathbf{1{,}89\ MPa}\ \text{, Section d'enrobage.} \qquad \text{(VI-45)}$$

Les résultants sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI-10: Contraintes des fibres extrêmes dans la phase de construction

Section	Nbre de câbles	M (KN.m)	υ' (m)	υ (m)	I (m4)	S (m2)	e moy (m)	P (MN)	σ sup (MPa)	σ inf (MPa)
Axe VSP	44	387582.54	3.33	2.57	77.56	14.97	2.29	89.41	-0.09	13.82
Fin VSP	44	326419.41	3.33	2.57	77.56	14.97	2.29	89.41	1.93	11.21
Fin V1	40	267794.56	2.78	2.55	46.64	13.61	2.28	81.28	1.45	10.90
Fin V2	36	215513.76	2.55	2.27	36.30	13.02	2.01	73.15	1.32	10.44
Fin V3	32	169275.52	2.35	2.02	28.51	12.50	1.77	65.03	1.37	9.65
Fin V4	28	128853.87	2.17	1.81	22.73	12.06	1.57	56.90	1.59	8.48
Fin V5	24	94000.75	2.03	1.62	18.56	11.69	1.37	48.77	1.81	7.13
Fin V6	20	64482.59	1.92	1.46	15.64	11.40	1.20	40.64	2.08	5.51
Fin V7	16	40190.51	1.84	1.33	13.73	11.19	1.04	32.51	2.28	3.77
Fin V8	12	21046.08	1.79	1.23	12.65	11.07	0.89	24.38	2.26	2.12
Fin V9	8	6963.41	1.77	1.16	12.30	11.03	0.97	16.26	2.30	0.21
Fin V10	4	0.00	1.76	1.14	11.38	10.29	0.95	8.13	1.56	-0.40

⇨ Les contraintes sont vérifiées.

- Vérification des contraintes en phase de service :

On a deux vérifications à faire :

- 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 :

ΔP = 24.13 % ➔ σ_∞ = 1128.946 MPa.

$$\overline{\sigma_{bcj}} = 0.6 \times f_{c28} = 21\ MPa\ ; \quad \text{(VI-46)}$$

$$\overline{\sigma_{bt1}} = 1.5 \times f_{t28} = 4.05 MPa\ ;\ \text{Hors section d'enrobage ;} \quad \text{(VI-47)}$$

$$\overline{\sigma_{bt2}} = 1.0 \times f_{t28} = 2.7 MPa\ ;\ \text{Section d'enrobage.} \quad \text{(VI-48)}$$

Les résultats sont résumés dans les tableaux C-10 et C-11 dans l'Annexe C ; Toutes les contraintes sont vérifiées.

VI.4.5 Armatures des zones tendues :

La disposition d'une section d'armatures passives minimales As est nécessaire dans les zones ou on a une traction dans le béton. (art. 6.1.32 4.1 des Règles BPEL).

$As = Bt/1000 + (N_{Bt} / fe \times f_{tj} / \sigma_{Bt})$ (VI-49)

Avec :

Bt : aire nette de la section du béton en traction.

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

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

D'après le tableau de vérification des contraintes en phase de service (en charge), présent dans l'Annexe C, on obtient les informations suivantes :

- σ_{Bt} = 2.62 Mpa et σ_{Bc} = 12.89 Mpa.
- Le voussoir correspondant est le voussoir V 13.

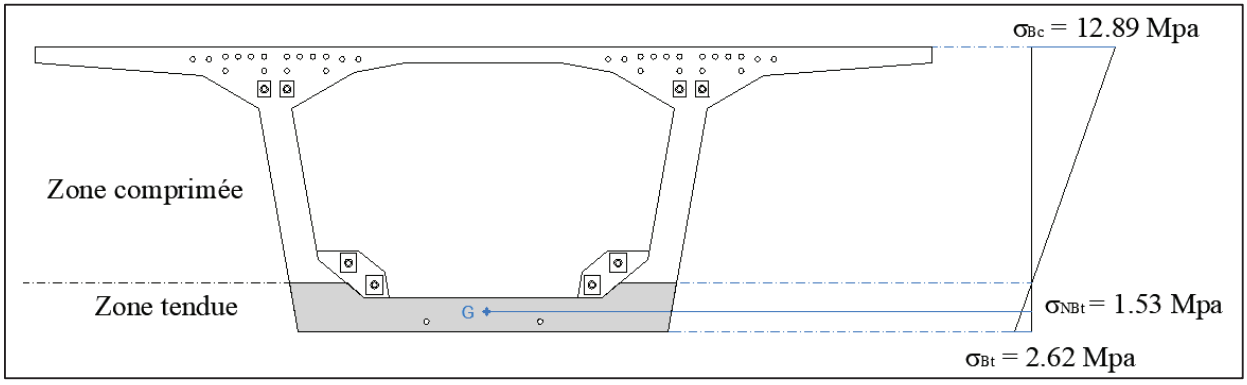


Figure VI-17: Diagramme des contrainte au niveau du voussoir V 13 (à x = 73.75)

On effectuant le travail représenté sur la figure en dessus on obtient :

B_t = 3.436 m² et σ_{NBt} = 1.53 Mpa

On a donc : $N_{Bt} = B_t \times \sigma_{NBt}$ = 5.256 MN (VI-50)

et $As = \frac{3.436}{1000} + \left(\frac{1.53}{500} \times \frac{2.7}{1.53}\right) = 142.695$ cm² (VI-51)

VI.4.6 Vérification des contrainte tangentielles :

VI.4.6.1 Vérification vis-à-vis de l'ELS :

La partie résistante d'une poutre caisson à l'effort tranchant est représentée par l'âme. Les membrures supérieures et inférieures du fait de leur inertie par rapport au C.D.G de la section sont les éléments résistants à la flexion.

- Détermination de l'effort tranchant :

Effort tranchant dû aux charges extérieures :

L'effort tranchant extérieur est calculé à l'aide d'un outil informatique, sous la combinaison de charge maximale à l'ELS (G + D240).

Pour une poutre continue, il est considéré comme inutile de vérifier les sections situées à une distance inférieure à h/2 d'un appui intermédiaire, car elles transmettent directement les charges à cet appui.

Effort tranchant dû à la précontrainte :

Si l'on considère l'élément de poutre de la figure ci-dessous situé à gauche de la section étudiée, les actions s'exerçant sur l'élément gauche se réduisent au titre de composantes verticales de tous les efforts appliqués à un effort tranchant extérieur V_{ext} positif, et une composante verticale de la précontrainte $V_p = P \times \sin\alpha$ qui vient de réduire l'effort tranchant.

Enfin, on aura un effort tranchant réduit tel que : $V_{red} = V_{ext} - V_P$ (VI-52)

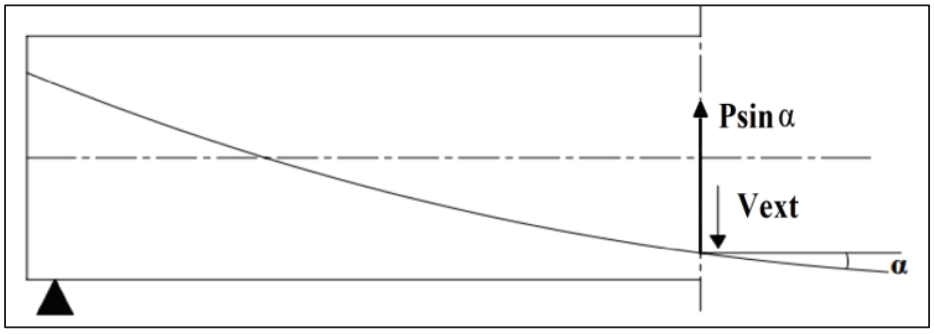


Figure VI-18: Effort de précontrainte

Effort tranchant dû à la courbure de caisson (effet RESAL) :

Dans les caissons à hauteurs variables, il est d'usage de calculer les contraintes tangentielles dans les âmes à partir d'une valeur réduite par rapport à sa valeur dans la section considérée. Cette réduction consiste à tenir compte de l'inclinaison de la membrure inférieure par rapport à la fibre moyenne.

RESAL a proposé un terme correctif à la composante tangentielle qui compense une partie de l'effort tranchant, qui vaut : $V_R = M / z * dh / dx$ (VI-53)

On aura enfin un effort tranchant réduit égale à : $V_{red} = V_{ext} – V_p - V_R$ (VI-54)

On ne tient pas compte de V_R, sauf si on trouve que les contraintes de cisaillement ne soient pas vérifiées, car cet effet à la tendance de diminuer la valeur d'effort tranchant.

- **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

Pour la justification des contraintes de cisaillement, on doit vérifier les deux conditions de :

Non-rupture par fissuration : $\tau^2 < \tau_1^2 = 0.4\, f_{tj} \times [f_{tj} + \sigma x]$ (VI-55)

Par compression-cisaillement : $\tau^2 < \tau_2^2 = 2\, f_{tj} / f_{cj} \times [0.6 \times f_{cj} - \sigma x] \times [f_{tj} + \sigma x]$ (VI-56)

Avec :

τ_{max} : contrainte de cisaillement maximale réduite de service : $\tau = (V_{red} \times S_n) / (I_n \times b_n)$

(VI-57)

σx : contrainte normale longitudinale au CDG de la section nette: $\sigma x = P \times \cos\alpha / B_n$

(VI-58)

B_n : section nette obtenue en soustrayant les vides des conduits.

V_{red} : effort tranchant maximal réduit de service.

S_n : moment statique nette de la section nette située au-dessus de cet axe par rapport à l'axe neutre de la section nette totale.

I_n : est le moment d'inertie nette.

b_n : l'épaisseur nette obtenue en soustrayant de l'épaisseur brute la somme de tous les évidements se trouvant au niveau considéré, exception faite des conduits injectés qui nesont comptés que pour leur demi-diamètre. On doit compter au-moins un conduit.

Application numérique :

$P_0 = 2.68$ MN ; $\Delta P = 24.13$ % ; n= 32 câbles => P = 65.03 MN

$\alpha_{moy} = 0.152$ rad => $V_P = P \times \sin\alpha = 9.85$ MN

$V_{ELS} = 19.14$ => $V_{red} = V_{ELS} - V_P = 19.11 - 9.85 = 9.29$ MN

n = 44 câbles => P = 89.41 MN

$B_n = 14.748$ m² => $\sigma_x = 4.36$ Mpa

$f_{c28} = 35$ Mpa ; $f_{t28} = 2.7$ MPa ; $\tau_1 = 2.76$ Mpa et $\tau_2 = 4.26$ Mpa

$I_n = 76.37$ m^4 ; $S_n = 19.689$ m^3 ; $b_n = 2 * (e_a - 0.5\, \Phi_g) = 1$ m => $\tau_{max} = 2.395$ Mpa

On a $\tau_{max} < \tau_1 < \tau_2$ => les contraintes de cisaillement sont vérifiées.

VI.4.6.2 Vérification de l'effort tranchant vis-à-vis de L'ELU :

La justification des éléments d'une pièce vis-à-vis de l'état-limite ultime comporte la vérification, d'une part, des bielles comprimées, et d'autre part, celle de la résistance des armatures transversales.

- **Les bielles comprimées :**

On détermine d'abord l'angle β_u que forment les bielles de béton avec la fibre moyenne dela poutre, cet angle est donné par :

$tg\ 2.\beta_u = 2.\tau / (\sigma_x - \sigma_y)$ (VI-59)

Avec $\beta_u > 30°$

σx, σy : représentent les contraintes normales au niveau de CDG : σy = 0 et σx = (P×cosα)/Bn (VI-60)

τ_u : contrainte tangentielle ultime réduite : $\tau = \frac{Vu\ red \times Sn}{v \times bn}$ (VI-61)

$V_{u\ red}$: est l'effort tranchant réduit maximal à l'ELU dans la section considérée.

La justification de la compression de la bielle de béton se fait par la formule :

$\tau_u \leq \frac{0.85 \times f_{c28}}{3 \times \gamma_b} \times \sin(2\beta_u)$ (VI-62)

Application numérique :

$V_{ELU} = 25.84$ MN ; $V_P = 9.85$ MN => $V_{U\ red} = V_{ELU} - Vp = 25.84 - 9.85 = 15.99$ MN

$I_n = 76.37\ m^4$; $S_n = 19.689\ m^3$; $b_n = 1$ m => $\tau_u = 4.12$ Mpa

$\sigma_x = 4.36$ MPa, $\sigma_y = 0$ MPa ; $\beta_u = 31.06°$

$\tau_u = 4.12\ Mpa \leq (0.85 \times f_{c28})/(3 \times \gamma_b) \times \sin(2\beta_u) = 5.84\ Mpa$

=> Les bielles comprimées de béton sont vérifiées.

- **La résistance des armatures transversales :**

Consiste à déterminer la section des armatures transversale A_t, donnée par :

$\frac{A_t \times f_e}{b_n \times S_t \times \gamma_s} \geq \left[\tau_u - \frac{f_{t28}}{3}\right] \times tg\ \beta u$ (VI-63)

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

st : espacement de deux cours de ces armatures, mesuré suivant la fibre moyenne de la poutre

fe : limite d'élasticité de l'acier.

$y_s = 1.15$: pour les justifications vis-à-vis des combinaisons fondamentales.

Le pourcentage minimum à disposer est donné par l'équation : $\frac{A_t}{S_t} \geq 0.6 \times \frac{b_n \times \gamma_s}{f_e}$ (VI-64)

Application numérique :

$\tau_u = 4.12$ Mpa ; $f_{t28} = 2.7$ Mpa; fe =500 Mpa; γs = 1.15 ; bn = 1 m ; $\beta_u = 31.039°$

$\frac{A_t}{S_t} \geq 44.6\ \frac{cm^2}{m}$

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 0.6 \times \frac{b_n \times \gamma s}{f_e} => \frac{A_t}{S_t} \geq 13.8\ \frac{cm^2}{m}$$

VI.5 ETUDE TRANSVERSALE

La structure transversale la mieux adaptée à la construction par encorbellement successif est une section fermée qui présente une grande résistance aux moments de torsion et qui assure une transmission directe des charges verticales aux appuis. Sans oublier sa résistance à la flexion longitudinale fournie par ses deux hourdis. L'analyse transversale, l'étude est faite sur des sections dangereuses qui sont la section sur pile et la section à la clé ou les moments de flexions sont maximaux.

VI.5.1. Evaluation des efforts

VI.5.1.1. 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 (double-simple) à l'extrémité de chaque âme. Pour chaque voussoir on prendra une longueur unitaire égale à 1m, les sections des différents éléments du caisson sont prises comme des sections équivalentes en matière de poids et d'inertie.

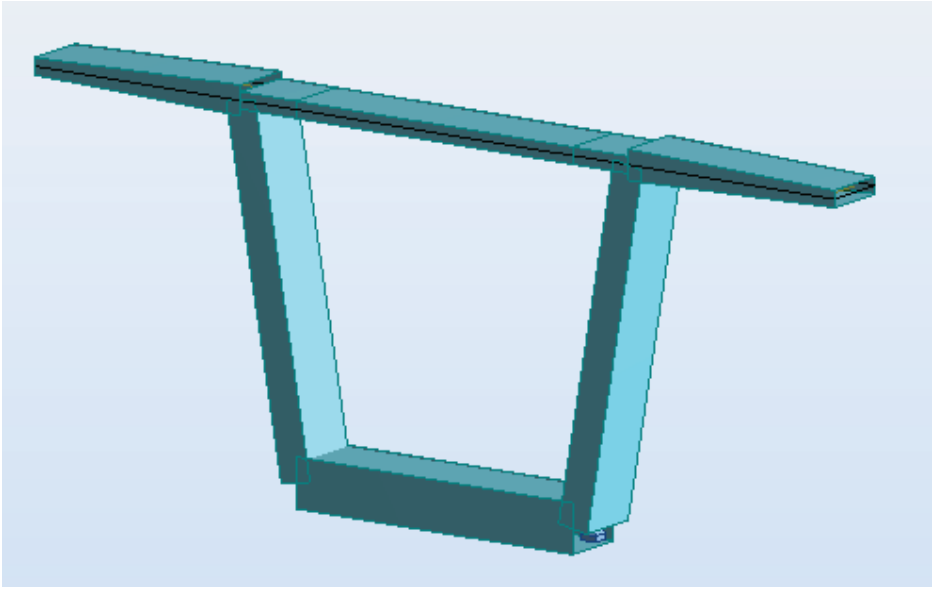


Figure VI-19: Vue en 3D du caisson sur pile modélisé sur le logiciel

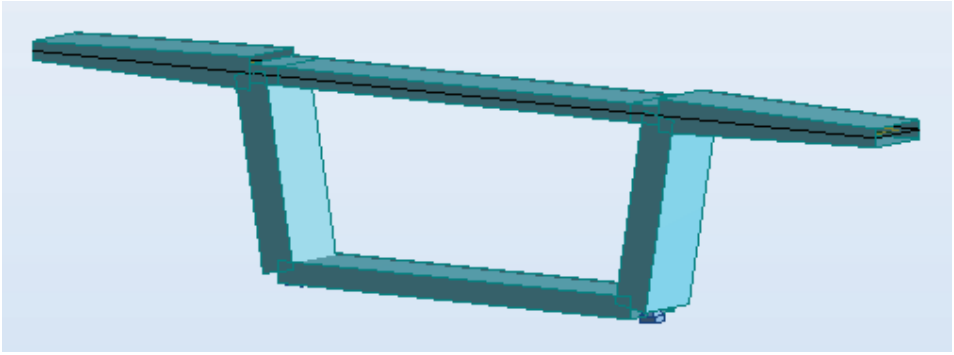


Figure VI-20: Vue en 3D du caisson à la clef modélisé sur le logiciel

VI.5.2. Ferraillage

Pour le ferraillage, on subdivise le voussoir en plusieurs éléments, on a :

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

On néglige l'effet de la torsion parce qu'on a un grand rayon de courbure.

VI.5.2.1. Ferraillage passif des voussoirs

A l'aide d'un logiciel de calcul de ferraillage (Robot Expert 2010), On trouve les résultats donnés dans les tableaux suivants.

Tableau VI-11: Ferraillage passif du VSP et VC

		Transversal		**Longitudinal**
VSP	**Hourdis supérieur**	Nappe Inf	HA 20	HA 16
		Nappe Sup	HA 20	HA 16
	Hourdis inférieur	Nappe Inf	HA 14	HA 12
		Nappe Sup	HA 14	HA 12
	Âme	Nappe Interne	HA 14	HA 12
		Nappe Externe	HA 14	HA 12
VC	**Hourdis supérieur**	Nappe Inf	HA 14	HA 12
		Nappe Sup	HA 20	HA 12
	Hourdis inférieur	Nappe Inf	HA 12	HA 12
		Nappe Sup	HA 14	HA 12
	Âme	Nappe Interne	HA 14	HA 12
		Nappe Externe	HA 12	HA 12

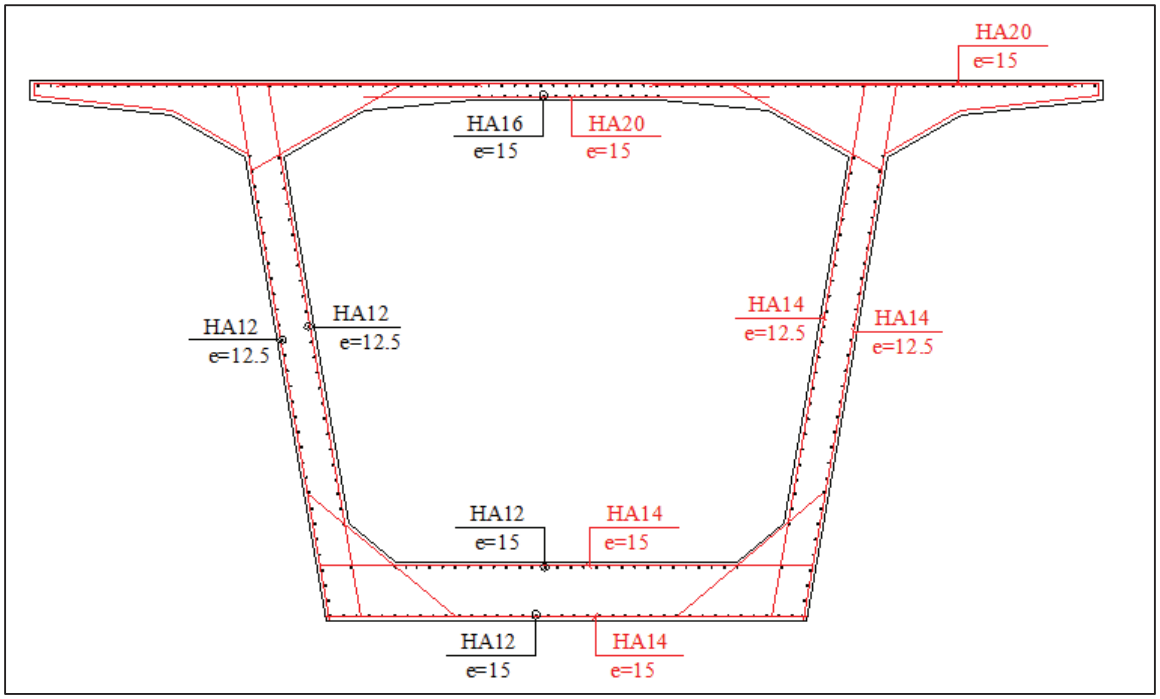


Figure VI-21: Ferraillage voussoir sur pile

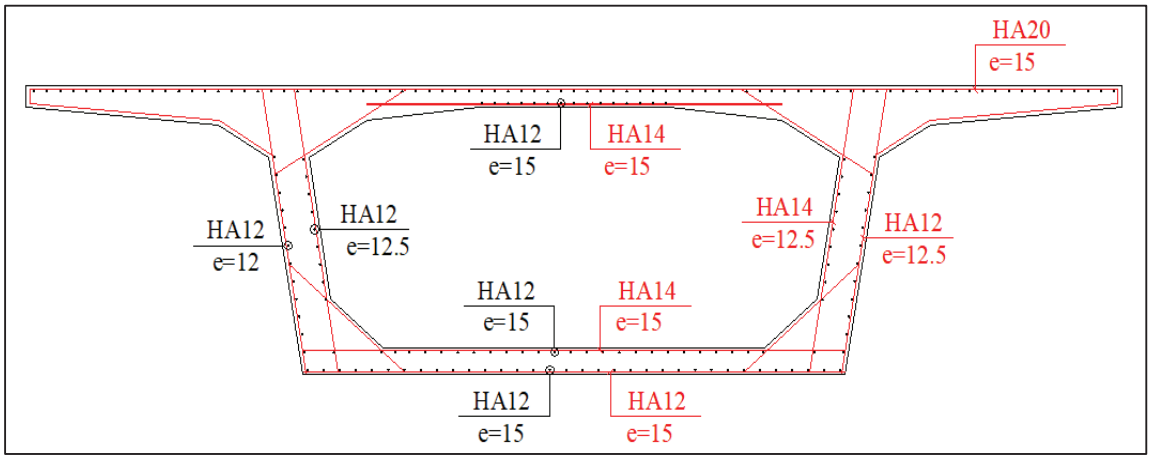


Figure VI-22: Ferraillage voussoir à la clef

VI.6 CONCLUSION

Le but de ce chapitre est de déterminer les déférentes sollicitations agissantes sur les voussoirs ainsi que sur ses éléments tels que l'âme, hourdi supérieur et hourdi inférieur, afin de pouvoir déterminer les sections d'armatures et leurs dispositions.

CHAPITRE VII : Equipements du Pont

VII.1 INTRODUCTION

On désigne par « équipements » l'ensemble des dispositifs de nature, de conception et de fonctionnement divers. Les équipements de pont sont souvent considérés comme des éléments secondaires 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 (durabilité, bon fonctionnement et confort des usagers).

Dans ce chapitre 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.

VII.2 APPAREIL D'APPUI

Les tabliers de pont reposent sur leurs appuis par l'intermédiaire d'appareil d'appui qui sont intercalés entre la poutre et le chevêtre. Conçus pour transmettre essentiellement les efforts verticaux ou accompagnés d'efforts horizontaux. Dans notre pont on a opté pour des appareils d'appuis en élastomère frété qui sont constitués de feuillets d'élastomère (marque Néoprène) empilés avec interposition de tôles d'acier jouant le rôle de frettes et l'élastomère étant obtenu par vulcanisation. Ce type d'appareils d'appuis est plus couramment employé pour tous les ouvrages en béton à cause des avantages qu'ils présentent à savoir :

- Une facilité de mise en œuvre.
- Une facilité de réglage et de contrôle.
- Une répartition des efforts horizontaux entre plusieurs appuis.
- Un coût relativement modéré.

VII.2.1 Evaluation des efforts normaux appliqués sur les appareils d'appuis

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

Tableau VII-1: Les efforts normaux appliqués sur les appareils d'appuis

COMBINAISON	Rpile	Rculée	Npile	Nculée
1.35G+1.6Al	52025.86	9930.82	13006.465	4965.41
1.35G+1.6Bc	48027.1	9597.37	12006.775	4798.685
1.35G+1.6Bt	46488.9	8503.78	11622.225	4251.89
1.35G+1.35Mc120	48117.28	9211.98	12029.32	4605.99
1.35G+1.35D240	48440.12	9801.98	12110.03	4900.99

VII.2.2 Choix de type d'appareil d'appui

Les appareils d'appui en élastomère fretté (AAEF) et les appareils d'appui à pot (AAP) représentent plus de 90 % des appareils d'appui utilisés sur les ponts.

On choisit des appareils d'appui en élastomère fretté qui présentent les avantages suivants :

- La facilité de la mise en œuvre, du réglage et du contrôle.
- La répartition des efforts horizontaux entre plusieurs appuis.
- Leur coût, qui est relativement modéré.

On utilise les appareils d'appui du type B, ils comportent n+1 frettes métalliques et n feuillets d'élastomère d'épaisseur constante, ils sont enrobés sur leur périphérie d'une épaisseur d'élastomère d'au moins 4 millimètres et sur les faces supérieures et inférieures d'un demi-feuillet e = ti / 2. (VII-1)

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

- a, b, a', b' sont les dimensions des appareils de forme rectangulaire ($a \leq b$) et($a' \leq b'$).
- D et D' sont les diamètres des appareils d'appui de forme.
- a et a' désignent toujours les plus petites dimensions en plan de l'appareil d'appui s'il est rectangulaire.
- $\mathbf{t_i}$: épaisseur nominale d'un feuillet élémentaire d'élastomère.
- $\mathbf{t_s}$: épaisseur d'une frette élémentaire.
- $\mathbf{T_b}$: épaisseur nominale totale de l'appareil d'appui : $T_b = n\,(t_i + t_s) + t_s + 2\,e.$ (VII-2)
- $\mathbf{T_e}$: épaisseur nominale totale d'élastomère : $T_e = n\,t_i + 2\,e.$ (VII-3)
- $\mathbf{T_q}$: épaisseur initiale totale moyenne d'élastomère en cisaillement : $T_q = n\,t_i + 2\,e.$ (VII-4)
- **n** : nombre de feuillets élémentaires d'élastomère.

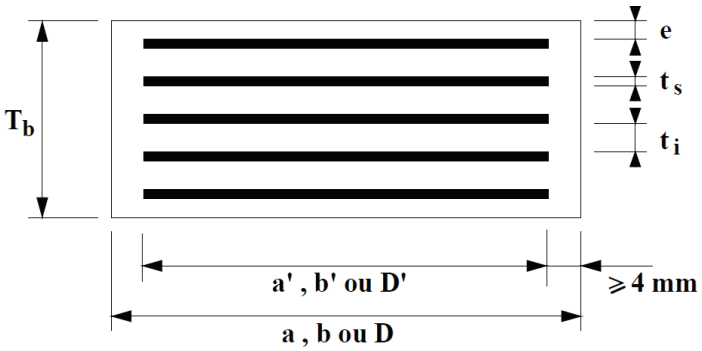


Figure VII-1: Définition géométrique d'un appareil d'appui

VII.2.3 Dimensionnement des appareils d'appui

VII.2.3.1 Aire d'appareil d'appui

La contrainte de compression maximale FZ sur la surface A' ne doit pas dépasser 20 à 25 MPa

$$\frac{N_{max}}{a' \times b'} \leq \sigma_{adm} = 20\ MPA \qquad \text{(VII-5)}$$

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

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

VII.2.3.3 Dimensionnement des frettes

L'épaisseur des frettes doit respecter les deux conditions suivantes

$$\begin{cases} ts > \frac{a}{\beta} \times \frac{\sigma_m}{\sigma_e} \\ ts \geq 2mm \end{cases} \quad \text{Tel que} \quad \sigma_e = 235\ Kg/mm^2 ; \quad \sigma_m = \frac{N_{max}}{a' \times b'} ; \quad \beta = \frac{a \times b}{2 \times G \times (a+b)} ; \qquad \text{(VII-6)}$$

Tableau VII-2: Les dimensions de l'appareil d'appui.

	Pile	**Culée**
R max	52025.86	9930.82
N max	13006.465	4965.41
a*b	900*900	500*500
T	90≤T≤180	50≤T≤100
Ts	>2.94	>3.04
	7 feuilles d'élastomère : ti=20mm. 2 feuilles d'élastomère extérieures d'épaisseur : e=ti/2=10mm. 8 frettes métalliques de ts=4 mm. Enrobage des chants : 4 mm.	8 feuilles d'élastomère : ti=10 mm. 2 feuilles d'élastomère extérieure d'épaisseur : e=ti/2=5mm. 9 frettes métallique de ts =4 mm. Enrobage des chants : 4 mm.
A*b*t	900*900*160	500*500*90

VII.2.4 Evaluation des efforts et déplacements horizontaux

$$V_x = V_{xT} + V_{xf} + V_{xr} + V_{xfr} \qquad \text{(VII-7)}$$

Avec :

V_{xT} : déplacement dû à la température, donnée par : $V_{xT} = L \times \varepsilon_T \times \Delta T$; (VII-8)

V_{xf} : le raccourcissement dû au fluage, il est en fonction des contraintes normales appliquées, et tenu en première approximation : $V_{xf} = L \times \varepsilon_f$; (VII-9)

V_{xr} : c'est le raccourcissement spontané du béton au cours de son durcissement On pourra prendre en première approximation : $V_{xr} = L \times \varepsilon_r$; (VII-10)

L : longueur de délitation (entre les joints de chaussé) qui vaut ;

ε_T : coefficient de la température. $\varepsilon_T = 9.9 \times 10^{-6}$;

ε_f : coefficient du fluage qui = $2{,}5 \times 10^{-4}$;

ε_r : coefficient de retrait, $\varepsilon_r = 2 \times 10^{-4}$;

V_{xfr} : déplacement horizontal maximal dû au freinage, sera calculé comme suit :

$$V_{xfr} = (F_{fr} * T_q) / (2 * G * a * b) \qquad \text{(VII-11)}$$

F_{fr} : l'effort de freinage maximal induit par le système A(l) : F_{fr} =419.61 KN

G : module de cisaillement de l'appareil d'appui G = 0,9 MPa

Tq : épaisseurs des feuillets d'élastomère.

Tableau VII-3: Déplacement horizontal du tablier.

	x	Ki	Ki /∑ki	H T	H flu	H r	H fr	V*T	V*fl	V*r	V*fr	V Total
				(MN)	(MN)	(MN)	(MN)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)
C1	342,00	6,66	0,04	0,6765	0,5694	0,4555	0,0178	0,1016	0,0855	0,0684	0,00357	0,1952
P1	285,00	23,28	0,15	1,9705	1,6587	1,3270	0,0624	0,0846	0,0713	0,0570	0,00385	0,1629
P2	190,00	21,46	0,14	1,2109	1,0193	0,8154	0,0575	0,0564	0,0475	0,0380	0,00355	0,1088
P3	95,00	17,37	0,11	0,4901	0,4126	0,3301	0,0466	0,0282	0,0238	0,0190	0,00287	0,0546
P4	-	17,45	0,11	-	-	0,0000	0,0468	-	-	-	0,00289	0,0006
P5	95,00	18,52	0,12	0,5224	0,4397	0,3518	0,0496	0,0282	0,0238	0,0190	0,00306	0,0546
P6	190,00	21,12	0,13	1,1917	1,0031	0,8025	0,0566	0,0564	0,0475	0,0380	0,00349	0,1088
P7	285,00	24,07	0,15	2,0371	1,7148	1,3718	0,0645	0,0846	0,0713	0,0570	0,00398	0,1629
C2	342,00	6,66	0,04	0,6765	0,5694	0,4555	0,0132	0,1016	0,0855	0,0684	0,00265	0,1951

Avec

X_{CR} : centre de rigidité ; **X_{CR}** = ∑ **XiKi** ∑ **Ki** = 189.09 m. (VII-12)

|Xi| : la distance entre l'appui et le centre de rigidité.

Ki : raideur de l'appui.

Et

Dans la direction longitudinale des ponts sensiblement rectilignes à tablier continu, On applique au tablier une force horizontale statique équivalente F donnée par l'expression :

FL = M × Sa (T) (VII-13)

M : est la masse effective totale de la structure : M = 234341.60/10 = 23434.16 t ;

Sa(T) : est l'accélération spectrale du spectre de calcul correspondant à la période fondamentale.

$$Sad(T,\xi) = \begin{cases} AgS\left(1+\frac{T}{T_1}(2,5\eta-1)\right) & 0 \le T \le T_1 \\ 2,5\eta AgS & T_1 \le T \le T_2 \\ 2,5\eta AgS\left(\frac{T_2}{T}\right) & T_2 \le T \le 3,0S \\ 2,5\eta AgS\left(\frac{3T_2}{T^2}\right) & T \ge 3,0S \end{cases} \quad \text{(VII-14)}$$

Avec :

T1, T2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site. La séismicité du site d'implantation de notre ouvrage est classée selon le R.P.O.A dans la catégorie S2 :

(T1, T2) = f (S2) = (0,15 ; 0,40) ; (VII-15)

S : coefficient du site S = 1,1 ;

g : accélération de la pesanteur = 9,81 m/s 2 ;

ξ : taux d'amortissement 5 % ;

η : facteur de correction de l'amortissement : η=1 ;

T : période fondamentale de l'ouvrage, vaut : T= **2** × **π** × **(M/K)**$^{0.5}$; (VII-16)

A : coefficient d'accélération, défini en fonction de la zone sismique I et de l'importance du pont (Groupe de pont 2) A = 0,2.

K= ∑K pile + ∑K cule (VII-17)

Telle que :

$$K_{App} = \frac{1}{\frac{1}{K_{Pille}} + \frac{1}{K_{A-APP}}} \quad \text{(VII-18)}$$

Et on obtient :

Tableau VII-4 : les raideurs longitudinales des piles

Piles	kFût (MN/m)	k Ap-d'appui (MN/m)	nA-Apps	Kapp (MN/m)
P1	554,52	6,08	4	**23,28**
P2	183,53	6,08	4	**21,46**
P3	60,93	6,08	4	**17,37**
P4	61,91	6,08	4	**17,45**
P5	77,78	6,08	4	**18,52**
P6	161,32	6,08	4	**21,12**
P7	2508,42	6,08	4	**24,07**

Et :

Tableau VII-5 : les raideurs longitudinales des cules

Culées	k Ap-d'appui (MN/m)	nA-Apps	Kapp (MN/m)
C1	3,33	2	6,66
C2	3,33	2	6,66

Donc K= 156.58 MN/m

$T = 2 \times \pi \times (M/K)^{0.5} = 2.43$ S (VII-19)

Sa = 2.5*A*η*S*g*(T2/T) Sa = 0,89 m/s2 (VII-20)

F L = M × Sa (T) = 0,89 × 23434.16 = 20806.91 KN (VII-21)

Cette force horizontale et le déplacement, seront répartis sur chaque appui au prorata des raideurs,

Le souffle sismique longitudinal :

$$d^{tablier}_{longitudinal} = \frac{T^2}{4x\pi^2} xSa \quad \text{(VII-22)}$$

V x pile dynamique = V x culée dynamique = 0.133 m. (VII-23)

Avec :

Tableau VII-6 : Déplacement totale horizontal du tablier.

	x	Ki	Ki /∑ki	H T	H flu	H r	H fr	V*T	V*fl	V*r	V*fr	V Total
				(MN)	(MN)	(MN)	(MN)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)
C1	342,00	6,66	0,04	0,6765	0,5694	0,4555	0,0178	0,1016	0,0855	0,0684	0,00357	0,3281
P1	285,00	23,28	0,15	1,9705	1,6587	1,3270	0,0624	0,0846	0,0713	0,0570	0,00385	0,2958
P2	190,00	21,46	0,14	1,2109	1,0193	0,8154	0,0575	0,0564	0,0475	0,0380	0,00355	0,2417
P3	95,00	17,37	0,11	0,4901	0,4126	0,3301	0,0466	0,0282	0,0238	0,0190	0,00287	0,1875
P4	-	17,45	0,11	-	-	0,0000	0,0468	-	-	-	0,00289	0,1335
P5	95,00	18,52	0,12	0,5224	0,4397	0,3518	0,0496	0,0282	0,0238	0,0190	0,00306	0,1875
P6	190,00	21,12	0,13	1,1917	1,0031	0,8025	0,0566	0,0564	0,0475	0,0380	0,00349	0,2417
P7	285,00	24,07	0,15	2,0371	1,7148	1,3718	0,0645	0,0846	0,0713	0,0570	0,00398	0,2958
C2	342,00	6,66	0,04	0,6765	0,5694	0,4555	0,0132	0,1016	0,0855	0,0684	0,00265	0,3279

Donc : V x pile max = 0.2958 m. (VII-24)

V x culée max = 0.3281 m. (VII-25)

VII.2.5 Vérifications du dimensionnement

Suivant l'RPOA il y a quatre types de vérification doivent être faits pour les appareils d'appuis en élastomère fretté :

VII.2.5.1 Résistance à la compression

- ✓ Cas de la pile :

σ_{ap} = Nmax / a×b = 13.006 / 0.9×0.8 = 18.06 ≤ σ_{adm} = 20 MPA (VII-26)

- ✓ Cas de la culé

σ_{ap} = Nmax / a×b = 4.965 / 0.5×0.5 = 19.86 ≤ σ_{adm} = 20 MPA (VII-27)

VII.2.5.2 Sécurité au flambement

On doit vérifier

γs×Pu ≤ Pc (VII-28)

Avec :

γs = 3 : le coefficient de sécurité.

Pu : la valeur maximale des charges verticales à l'ELU.

Pc = 4×G×B×S 2 ×d/h la charge critique de flambement. (VII-29)

B : l'aire nominale de l'appui ;

d : la somme d'une épaisseur de frette et d'une épaisseur de caoutchouc.

h : la hauteur totale de l'appareil d'appui.

S = (a * b) / (2 * t* (a + b)) : le facteur de forme. (VII-30)

Application Numérique :

Cas de la pile :	Cas de la culé :
S= 11.25;	S= 12.5;
d=0.024 m;	d=0.014 m;
h=0.192 m;	h=0.126 m;
B= 0.81 m^2;	B= 0.25 m^2.
PC = 46.13 MN;	PC = 15.63 MN;
PU = 13.006 MN ;	PU = 4.965 MN ;
$\gamma s \times Pu = 39.006 MN \leq Pc = 46.13 MN$.	$\gamma s \times Pu = 14.895 MN \leq Pc = 15.63 MN$
Vérifiée.	**Vérifiée.**

VII.2.5.3 Limitation de la distorsion

On doit vérifier :

$\delta = Vx / T < \delta c$ (VII-31)

Pour $P = Pu/Pc \leq 0.25$ MPa ; on trouve : $\delta c \leq 0.7+4 * (\delta 0 -0.7) * (0.25-p)$. (VII-32)

Tel que : $\boldsymbol{\delta_0 = b/T}$, borné par $\boldsymbol{[0.7 < \delta_0 < 2]}$. (VII-33)

b : petit côté de l'appui.

T : épaisseur totale d'élastomère.

Pour $P= Pu/Pc \geq 0.25$ (VII-34)

On trouve $\delta c \leq 1.4*(1.2\ p)$ (VII-35)

Application Numérique :

Cas de la pile	**Cas de la culé**
Pu /Pc = 0.29 >0.25	Pu /Pc = 0.318 > 0.25
b = 900 mm ; T = 160 mm ;	b = 500 mm ; T = 90 mm
δ c = 0.61 ;	δ c = 0.51 ;
Vx = 0.2958 m ;	Vx=0.3281 m ;
δ = 1.848 ;	δ = 2.452 ;
Non Vérifiée	**Non Vérifiée**

Donc on doit placer des dispositifs de non-distorsion aux niveaux de la pile et la culée

VII.3 DES D'APPUIS

Le dé d'appui permet de diffuser les charges localisées provenant directement du tablier vers l'élément porteur, ainsi que rattraper le dévers du tablier.

VII.3.1 Dimensionnement des dés d'appuis au niveau de la pile

$A = a + 200$ (VII-36) , A=900+200=1100 mm

$B = b + 200$ (VII-37) , B=900+200=1100 mm

$h \geq 2\times A\times B / 2\times (A+B)$ (VII-38) , $h \geq 550$ mm. on prend h=550 mm

VII.3.2 Ferraillage des dés d'appuis au niveau de la pile

Les déférentes sections d'armatures sont évaluées suivant le guide **SETRA (P.P.73).**

- Armatures de chainage

La section d'armatures de chainage peut être déterminée par des règles analogues à la méthode des bielles ou la méthode de reprise des efforts d'équilibre général, Ces armatures doivent vérifier à 25 % de Rmax.

$\mathbf{A_C} = 0.25\times N / \sigma_s = 0.25\times 13.006 / 434.78 = 74.78\ cm^2$. (VII-39)

Soit : 10 HA 32

- Armatures horizontales

On met des armatures en profondeur pour éviter la propagation des fissures, ces armatures doivent reprendre dans chaque direction un effort de 0.125Rmax

$\mathbf{A_H} = 0.125\times N / \sigma_s = 0.125\times 13.006 / 434.78 = 37.39\ cm^2$. (VII-40)

Soit : 8 HA 25.

- Frette supérieure

Elle est placée la plus près possible de la face supérieure de l'appui, il s'agit d'armatures croisées. Ces armatures sont capables de reprendre 4%Rmax.

$\mathbf{As} = 0.04\times N / \sigma_s = 0.04\times 13.006 / 434.78 = 11.97\ cm^2$. (VII-41)

Soit : 4 HA 20.

- Frette inférieure

Une frette inférieure d'éclatement, disposé à une profondeur entre h/3 et h à partir de la face supérieure de l'appui.

$\mathbf{Ai} = 0.1\times N / \sigma_s = 0.1\times 13.006 / 434.78 = 29.91\ cm^2$. (VII-42)

Soit : 10 HA 20.

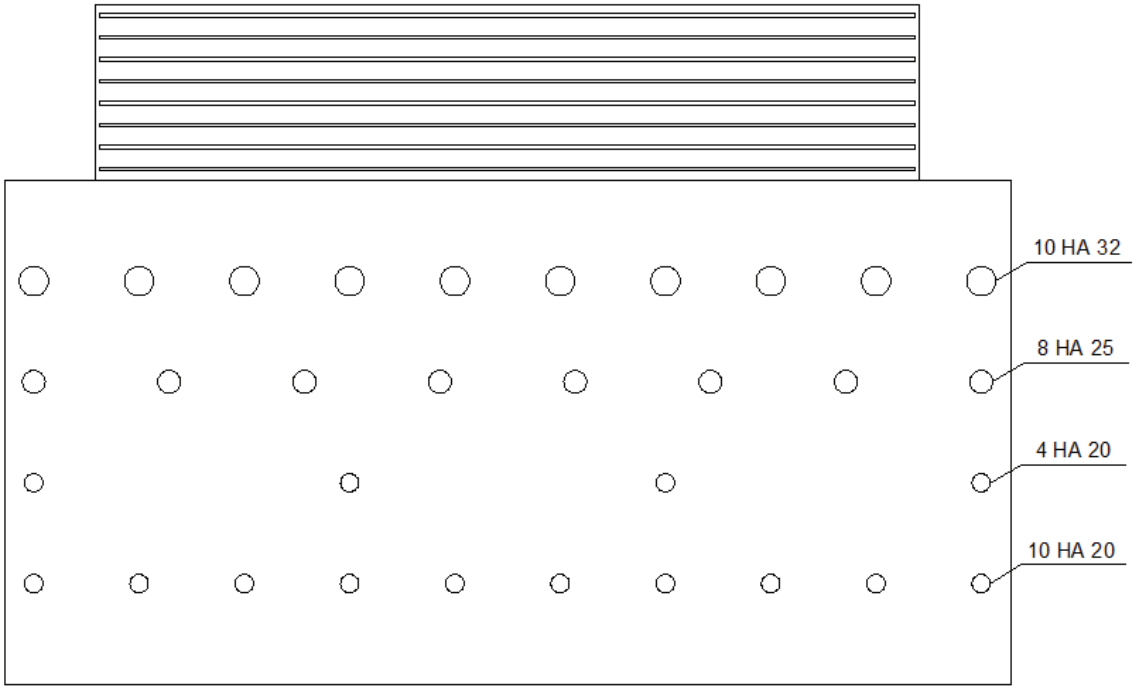


Figure VII-2: Ferraillage du dé d'appui au niveau de la pile.

VII.3.3 Dimensionnement et ferraillage des dés d'appuis au niveau de la culée

La méthode de calcul est la même que dans le cas de la pile. On trouve :

$A = a + 200$ (VII-43) , A=500+200=700 mm

$B = b + 200$ (VII-44) , B=500+200=700 mm

$h \geq 2\times A\times B / 2\times (A+B)$ (VII-45) , $h \geq 350$ mm. on prend h=350 mm

VII.3.4 Ferraillage des dés d'appuis au niveau de la culée

Les déférentes sections d'armatures sont évaluées suivant le guide **SETRA (P.P.73).**

- Armatures de chainage

La section d'armatures de chainage peut être déterminée par des règles analogues à la méthode des bielles ou la méthode de reprise des efforts d'équilibre général, Ces armatures doivent vérifier à 25 % de Rmax.

$\mathbf{A_C} = 0.25\times N / \sigma_s = 0.25\times 4.965 / 434.78 = 28.55\ cm^2$. (VII-46)

Soit : 6 HA 25

- Armatures horizontales

On met des armatures en profondeur pour éviter la propagation des fissures, ces armatures doivent reprendre dans chaque direction un effort de 0.125Rmax

$\mathbf{A_H} = 0.125\times N / \sigma_s = 0.125\times 4.965 / 434.78 = 14.27\ cm^2$. (VII-47)

Soit : 5 HA 20.

- Frette supérieure

Elle est placée la plus près possible de la face supérieure de l'appui, il s'agit d'armatures croisées. Ces armatures sont capables de reprendre 4%Rmax.

$$\mathbf{As} = 0.04 \times N / \sigma_s = 0.04 \times 4.965 / 434.78 = 4.57 \text{ cm}^2. \quad \text{(VII-48)}$$

Soit : 6 HA 10.

- Frette inférieure

Une frette inférieure d'éclatement, disposé à une profondeur entre h/3 et h à partir de la face supérieure de l'appui.

$$\mathbf{Ai} = 0.1 \times N / \sigma_s = 0.1 \times 4.965 / 434.78 = 11.41 \text{ cm}^2. \quad \text{(VII-49)}$$

Soit : 8 HA 14.

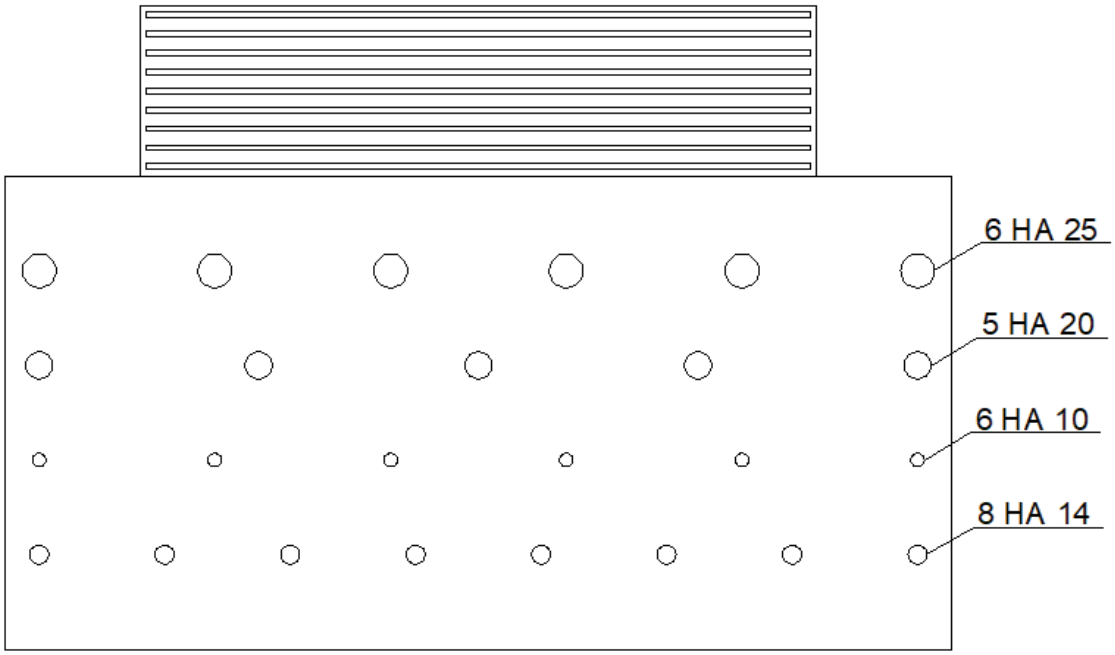


Figure VII-3: Ferraillage du dé d'appui au niveau de la culée.

VII.4 JOINT DE CHAUSSEE

Un joint de chaussée est un dispositif permettant d'assurer une continuité de la circulation au droit d'une coupure du tablier. Afin de rendre ce dernier librement dilatable, en évitant les variations dimensionnelles longitudinales subit, qui sont dues aux variations de température, au retrait, au fluage et aux déformations d'exploitation.

VII.4.1 Dimensionnement

Conformément aux règlements, les actions à prendre en compte sont :

- La température ;
- Déformations différées du béton (retrait, fluage).

$$W = W_D + 0.3W_T + W_S / 3 \qquad \text{(VII-50)}$$

W : souffle total du joint ;

$\mathbf{W_D}$: souffle des déformations différées (retrait + fluage) ;

$\mathbf{W_T}$: souffle thermique ;

$\mathbf{W_S}$: souffle sismique.

Les souffles W_T, W_D sont déjà calculés lors du calcul de l'appareil d'appui.

Le souffle sismique a été calculé lors du calcul des efforts séismiques (**Ws** = 13.3 cm).

Donc : **W** = 22.87 cm.

VII.4.2 Type de joint

On choisit le type de joint de chaussée selon le souffle calculé, et en regardant le catalogue de joints de chaussée CIPEC.

On constate que pour un souffle de 22.87 cm il faut considérer la famille de joints appelée Wd (souffles moyens), ces joints sont de la famille à dents en console conçue pour une circulation lourde et intense, ce type de joints possède une robustesse exceptionnelle.

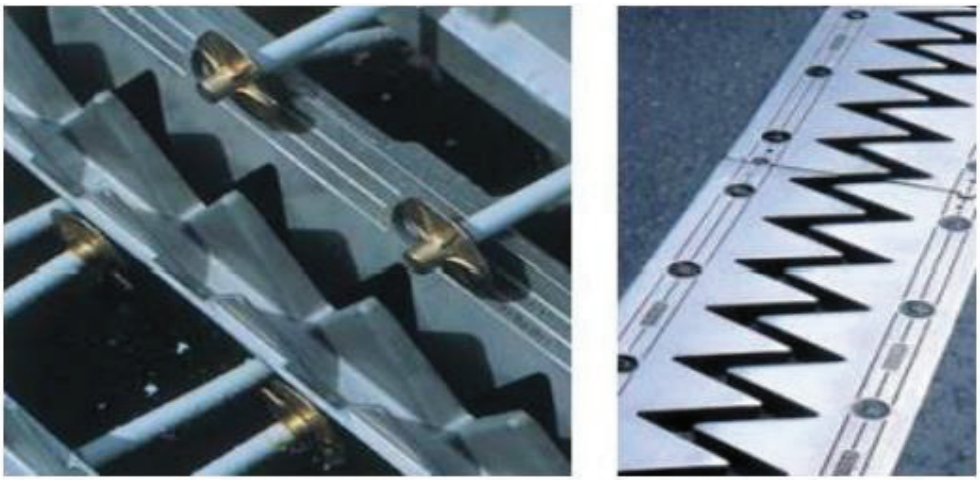


Figure VII-4: Joint du type Wd

Le modèle pris en fonction du souffle et du biais de l'ouvrage (Négligeable pour notre ouvrage), on a choisi le joint **Wd160**.

Les souffles admissibles pour ce genre de joint, permettent des déplacements transversaux admissibles en service, et des déplacements longitudinaux de 50 à 280mm.

VII.5 CONCLUSION

Dans ce chapitre nous avons vu les méthodes de dimensionnement des équipements du tablier ainsi le rôle fondamental que chacun d'entre eux jouent 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 ainsi que leurs confort

CONCLUSION GENERALE

CONCLUSION GENERALE

Le projet de fin d'étude que nous avons établi est une phase importante dans la formation d'ingénieur. C'est la meilleure occasion pour nous de mettre en évidence notre connaissances théoriques acquises durant les trois années de formation à l'école nationale supérieure des travaux publics de KOUBA. Ce projet de fin d'études, qui a eu pour objectif la conception et l'étude d'un pont relevant de la pénétrante de Tizi Ouzou, peut être décomposé en 2 phases : Le choix du type de l'ouvrage et son dimensionnement, chacune avec ses propres enseignements.

Cette étude nous a permis de mettre en pratique, sur un cas réel, les notions fondamentales concernant la conception et le dimensionnement d'une structure particulière tel que le pont en béton précontraint construit par encorbellement successive. Ce mémoire nous a aidé à développer nos compétences de calcul, renforcer les acquis théoriques, maitriser la modélisation, améliorer les dessins techniques et à enrichir notre bibliothèque de recherche. Ce mémoire nous a également donné l'opportunité de s'exercer à appliquer les différents règlements, et nous a appris à vérifier les calculs et chaque relation ou paramètre utilisé.

En côtoyant des ingénieurs et des chercheurs dans le domaine de génie civil nous avant pu acquérir un certain sens de la responsabilité qui va nous propulser dans la vie professionnelle

BIBLIOGRAPHIE

BIBLIOGRAPHIE

[1] Aude PETEL, Gilles LACOSTE, Jean-Michel LACOMBE, *Projet de pont partie 2/3 ponten encorbellement,* Ecole Spéciale des Travaux Publics, ESTP option T.P.3/R.O, août 2012.

[2] Aurelio Muttoni, *Conception et dimensionnement de la précontrainte*, Ecole Polytechnique Federale de Lausanne, année académique 2011-2012.

[3] BAEL, Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions enbéton armé suivant la méthode des états limites, BAEL 91 révisé 99, 1999.

[4] BPEL, Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton précontraint suivant la méthode des états limites, BPEL 91 révisé 99, 1999.

[5] CALGARO, J.A & BERNARD-GELY.A. *Conception des ponts*. Ecole nationale des ponts et chaussées de Paris (France), 1994.

[6] Document SETRA, *Appareils d'appui en élastomère fretté, utilisation pour les ponts, viaducs et structures similaires, guide technique*, Ministère de l'équipement, des transports,du logement, du tourisme et de la mer (France)*,* juillet 2007.

[7] Document SETRA, Barrières de sécurité pour la retenue des poids lourds, Barrières de niveau H2, H3, SETRA ,1999.

[8] Document SETRA*, Eurocodes 3 et 4, Application aux ponts-routes mixtes acier-béton*, Guide méthodologique, Ministère de l'équipement, des transports, du logement, du tourisme et de la mer (France)*, 2007.*

[9] Document SETRA, Pont à Poutres préfabriqués précontrainte par poste tension VIPP, France, SETRA, 1996.

[10] Document SETRA, *Ponts courants en zone sismique*, Ministère de l'équipement, des transports, du logement, du tourisme et de la mer (France), janvier 2000.

[11] Document SETRA, *Ponts en béton précontraint construits par encorbellements successifs***.** Ministère de l'équipement, des transports, du logement, du tourisme et de la mer (France), juin 2003.

[12] Document SETRA, *Ponts mixtes acier-béton bipoutres*, Guide de conception, SETRA, France, 1990.

[13] Gustavo Henrique SIQUEIRA, Évaluation de la vulnérabilité sismique des ponts routiersau Québec réhabilités avec l'utilisation d'isolateurs en caoutchouc naturel, thèse de doctorat, université de Sherbrooke, juin 2013.

[14] KIBBOUA. A, *Développement d'une méthodologie d'analyse pour la vulnérabilitésismique des piles de ponts algériens,* thèse de doctorat sous la direction de BENOUAR Djillali, USTHB, Université des Sciences et de la Technologie Houari Boumediene, 2012.

[15] RCPR, Règles Définissant Les Charges A Appliquer Pour Le Calcul Et Les Epreuves Des Ponts Routes, Algérie, 2009.

[16] RPOA, Règles Parasismiques Applicables au domaine des Ouvrages d'Art, Algérie, 2008.

[17] THONIER. H, *Le Béton Précontraint aux Etats Limites*, ENPC, Ecole nationale des ponts et chaussées de Paris (France), 1985.

[18] CHAMI Saïd, (2020) « Conception et étude du viaduc V18 du PK 32+700 au PK 33+500 relevant de la pénétrante de TIZI OUZOU ». Projet fin d'étude pour l'obtention du diplôme d'ingénieur d'état et master. Encadré par Mr.Y BABAKHOUYA et Mr.N ZOURGUI Ecole nationale supérieure des travaux publics de Kouba, Algérie.

[19] LAHCENE Hakim, MAHMOUDI Hadj Amro (2020), « Conception et Etude d'un viaduc au PK 13+371.65 au PK 13+632.35 de la liaison autoroutière SIDI BEL ABBES (autoroute est /ouest - SAIDA) sur 120 km » projet fin d'étude pour l'obtention du diplôme d'ingénieur d'état et master. Encadré par Mr MADI Idir Khaled et Mr FEDROUCH Ferhat Ecole nationale supérieure des travaux publics de Kouba, Algérie.

ANNEXE A : RESULTATS DES ESSAIS GEOTECHNIQUES

Exemple d'un sondage carotté

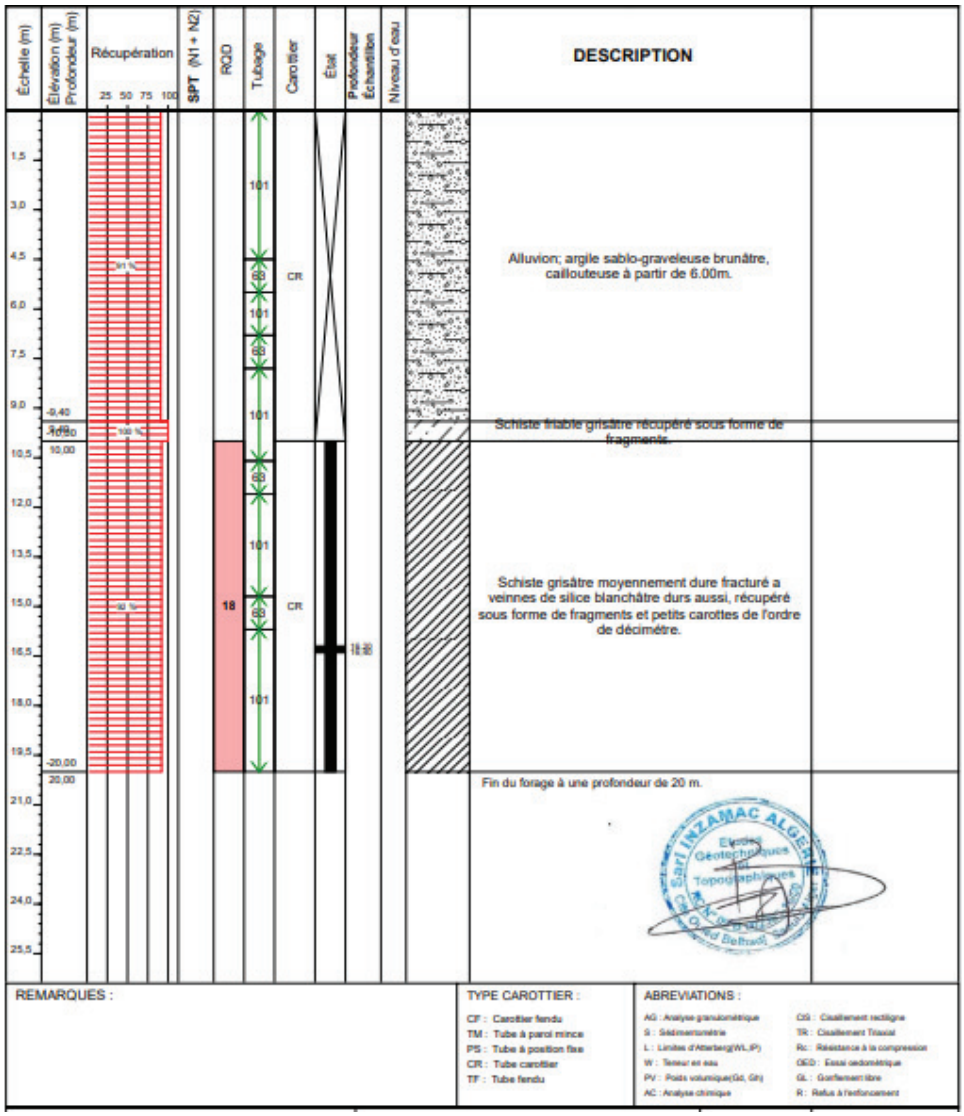
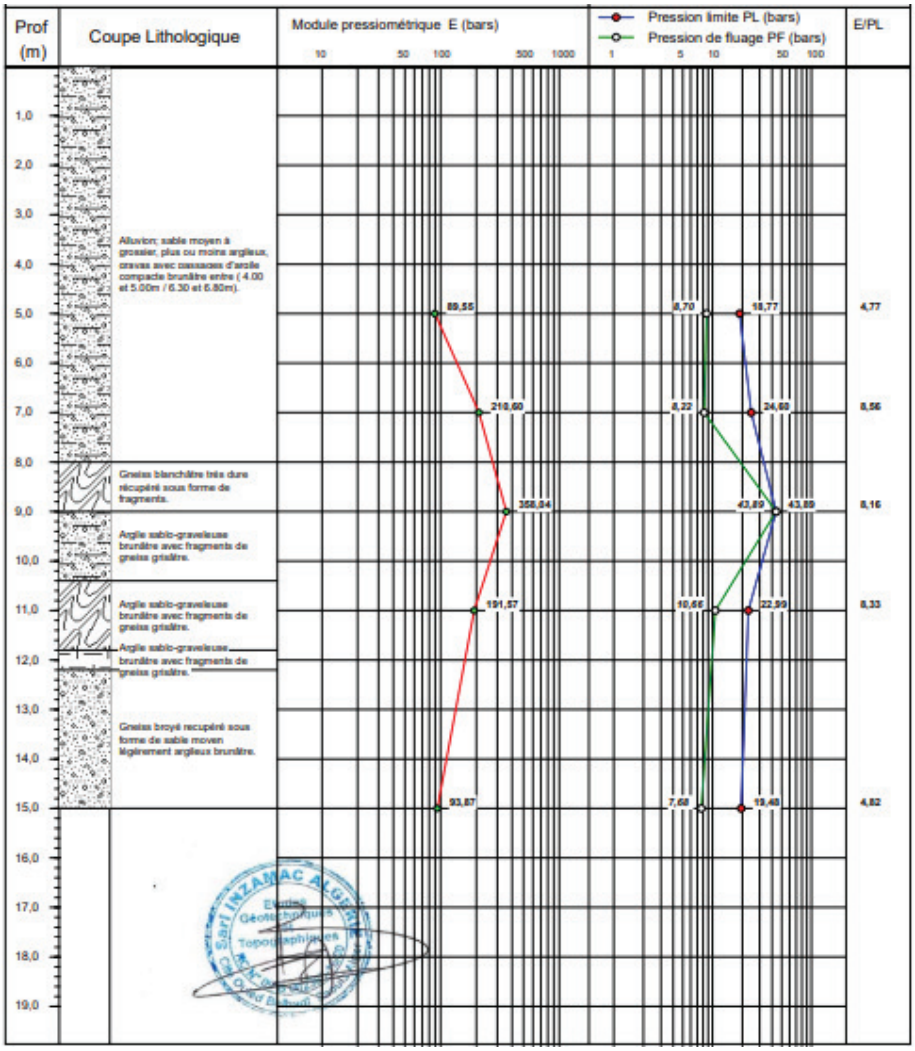


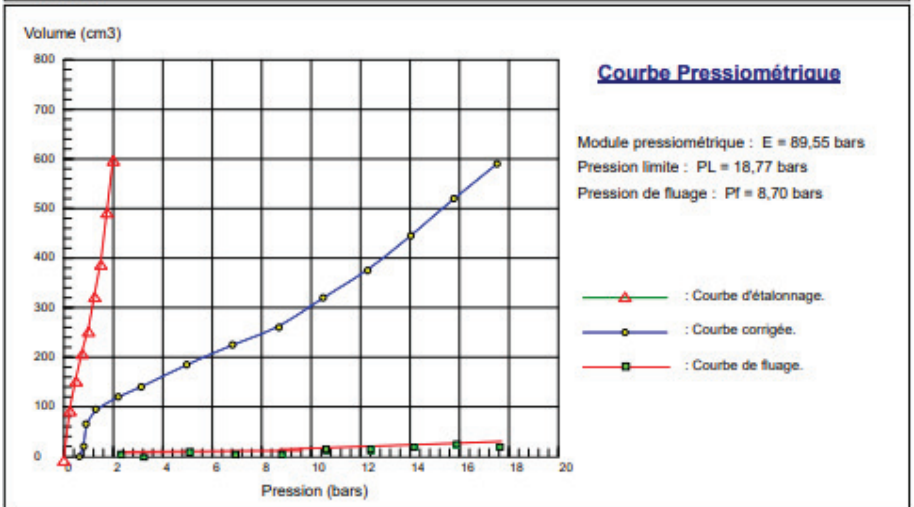


Figure A-1 : Sondage carotté sur 20 m de profondeur.


Prof (m)
Coupe Lithologique
Module pressiométrique E (bars)
10
50
100
500
1000
Pression limite PL (bars)
Pression de fluage PF (bars)
1
5
10
50
100
E/PL
1,0
2,0
3,0
4,0
5,0
6,0
7,0
8,0
9,0
10,0
11,0
12,0
13,0
14,0
15,0
16,0
17,0
18,0
19,0
Alluvion; sable moyen à grossier, plus ou moins argileux, graves avec passages d'argile compacte brunâtre entre (-4.00 et 5.00m / 6.30 et 6.80m).
Gneiss blanchâtre très dure récupéré sous forme de fragments.
Argile sablo-graveleuse brunâtre avec fragments de gneiss grisâtre.
Argile sablo-graveleuse brunâtre avec fragments de gneiss grisâtre.
Argile sablo-graveleuse brunâtre avec fragments de gneiss grisâtre.
Gneiss broyé recupéré sous forme de sable moyen légèrement argileux brunâtre.
89,55
210,60
358,04
191,57
93,87
8,70
8,22
10,66
7,68
18,77
24,69
43,89
43,89
22,99
13,48
4,77
8,56
8,16
8,33
4,82
Sarl INZAMAC ALGERIE
Etudes Géotechniques Topographiques

Sondage n° : SCP-V9-P 05
Profondeur Essai : 5 m
Coordonnées GPS :
X : 578665 Z :
Y : 4055487

Date essai : 13/01/2016
Volume de la sonde <Vs> (cm3) : 535
Hauteur CPV/Terrain naturel (m) : 1,1
Profondeur nappe / TN (m) :



Pr. brute (bars)	Vol à 30s (cm3)	Vol à 60s (cm3)	Pr. corrigée (bars)
0,00	0	0	0,63
0,25	15	20	0,81
0,50	50	65	0,89
1,00	85	95	1,29
2,00	110	120	2,20
3,00	135	140	3,13
5,00	170	185	4,97
7,00	215	225	6,82
9,00	250	260	8,70
11,00	300	320	10,49
13,00	355	375	12,29
15,00	420	445	14,04
17,00	490	520	15,77

Pr. brute (bars)	Vol à 30s (cm3)	Vol à 60s (cm3)	Pr. corrigée (bars)
19,00	565	590	17,52

Figure A-2 : Essai pressiométrique Menard sur 19 m de profondeur.

ANNEXE B : Diagrammes des efforts internes

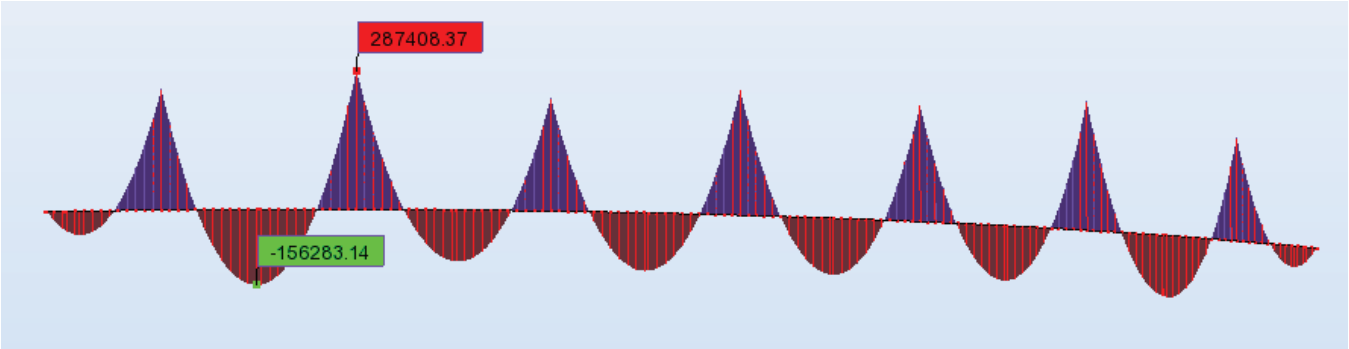


Figure B-1 : Moment fléchissant longitudinal sous la combinaison G +1.2 Al

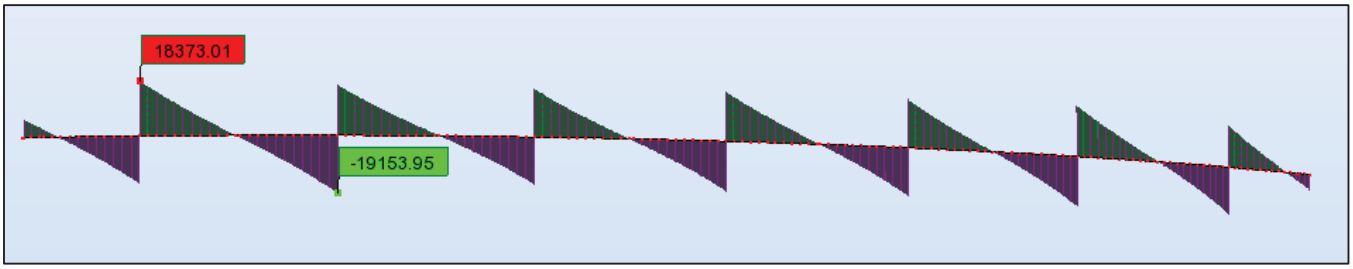


Figure B-2 : Effort tranchant longitudinal sous la combinaison G +1.2Al

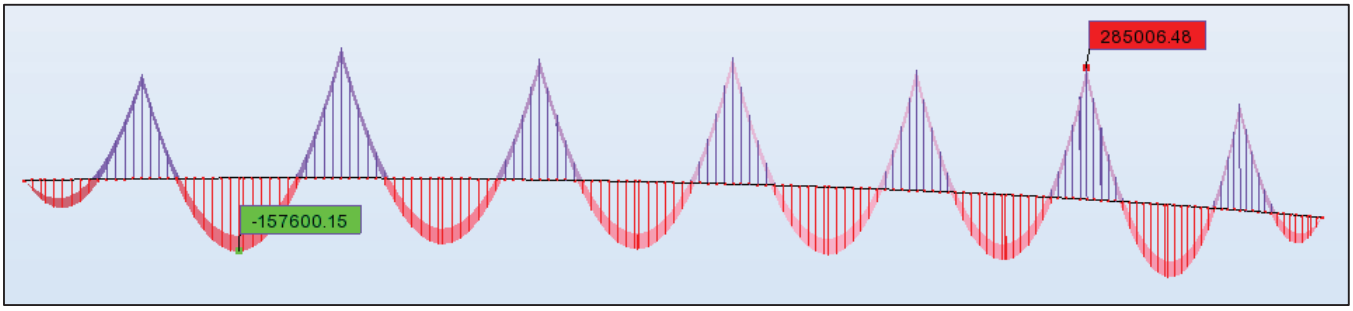


Figure B-3 : Moment fléchissant longitudinal sous la combinaison G +1.2 Bc

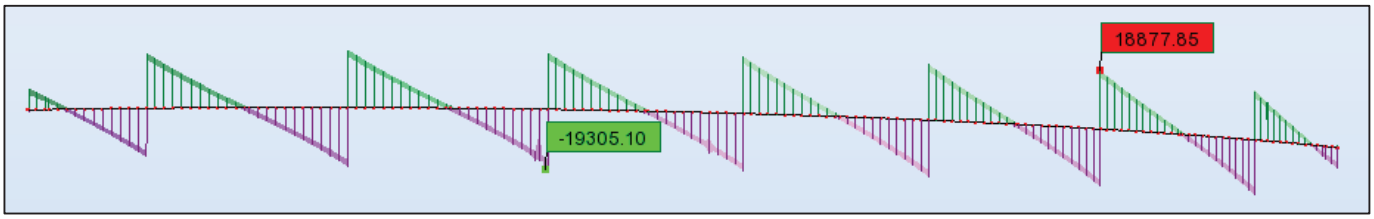


Figure B-4 : Effort tranchant longitudinal sous la combinaison G +1.2 Bc

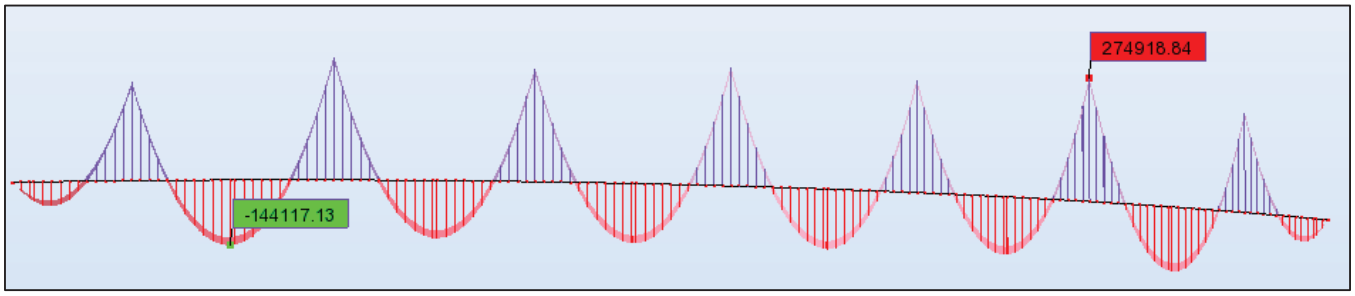


Figure B-5 : Moment fléchissant longitudinal sous la combinaison G +1.2 Bt

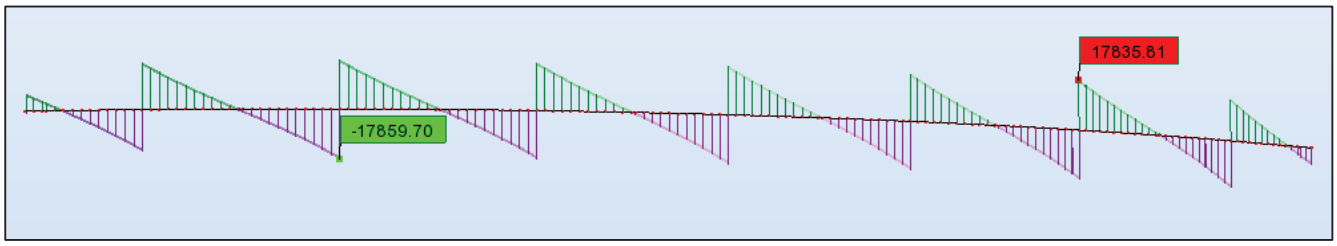


Figure B-6 : Effort tranchant longitudinal sous la combinaison G +1.2 Bt

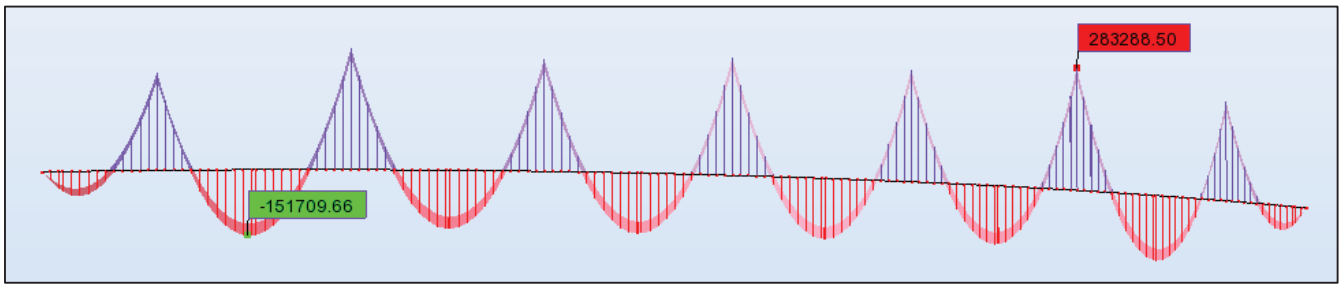


Figure B-7: Moment fléchissant longitudinal sous la combinaison G +Mc120

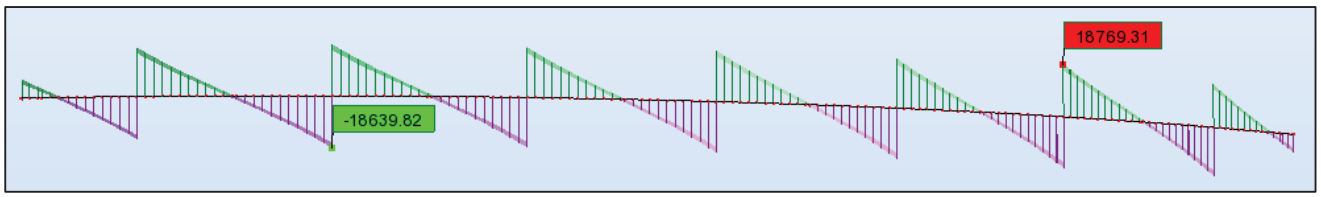


Figure B-8 : Effort tranchant longitudinal sous la combinaison G +Mc120

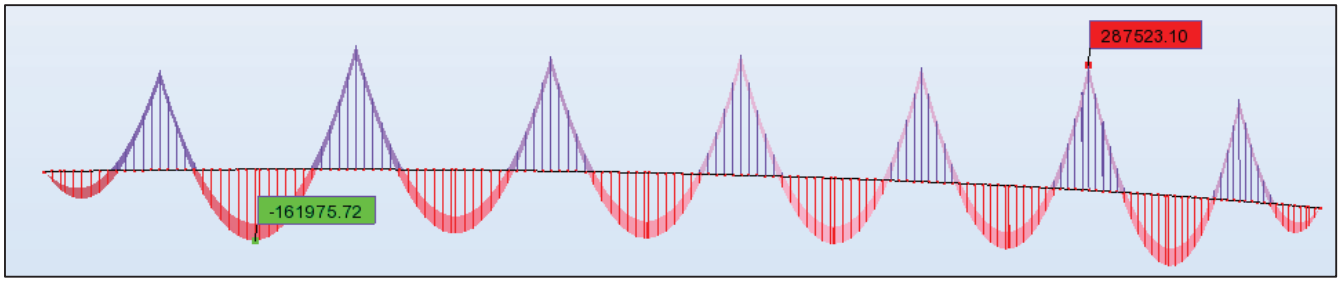


Figure B-9 : Moment fléchissant longitudinal sous la combinaison G +D240

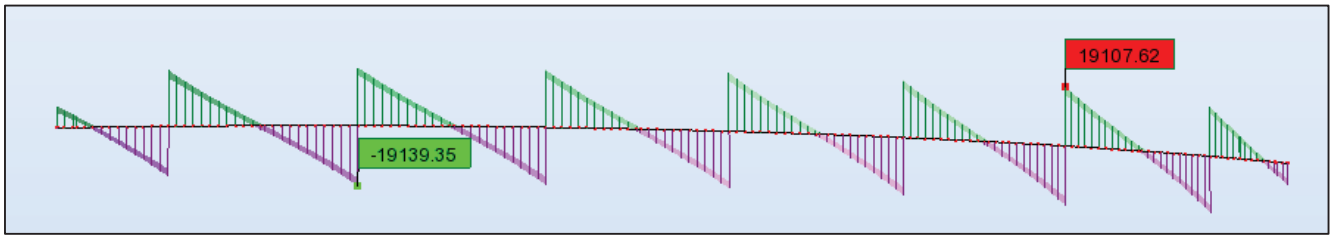


Figure B-10 : Effort tranchant longitudinal sous la combinaison G +D240

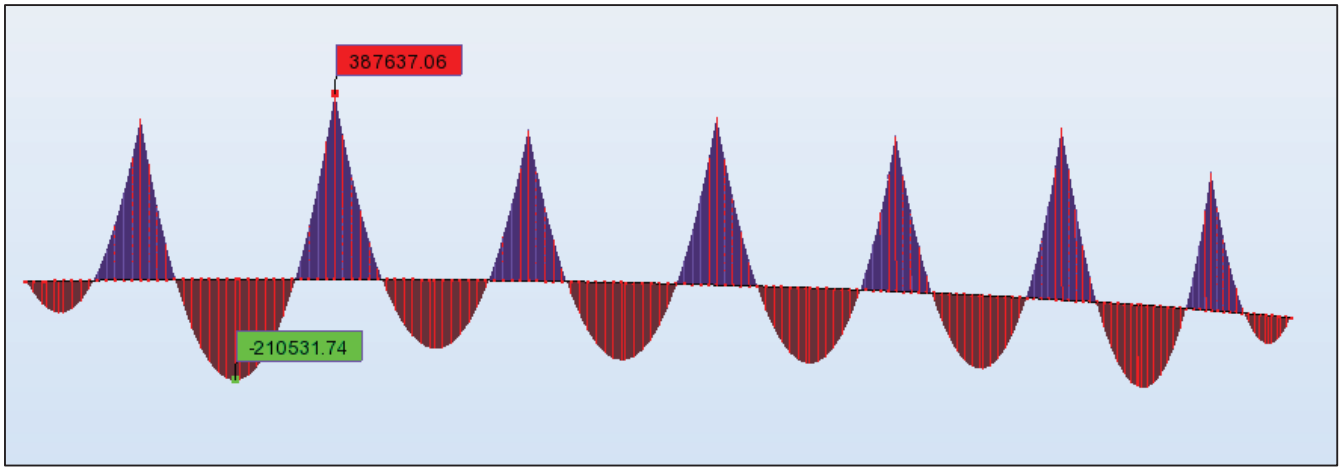


Figure B-11 : Moment fléchissant longitudinal sous la combinaison 1.35G +1.6Al

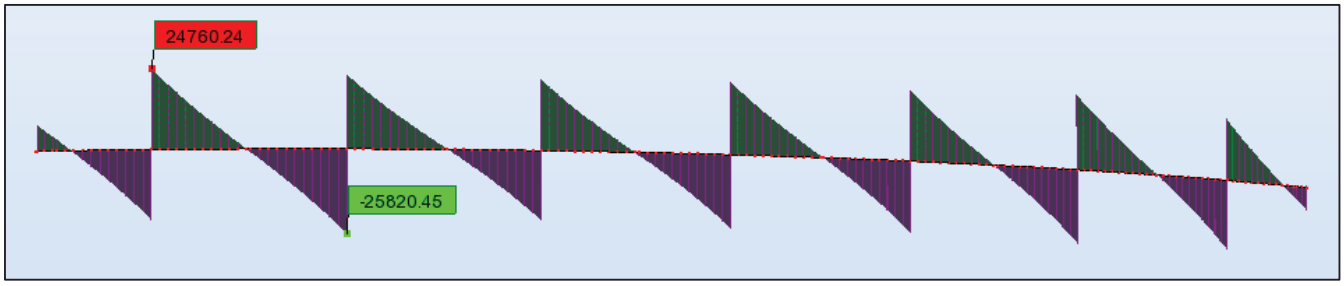


Figure B-12 : Effort tranchant longitudinal sous la combinaison 1.35G +1.6 Al

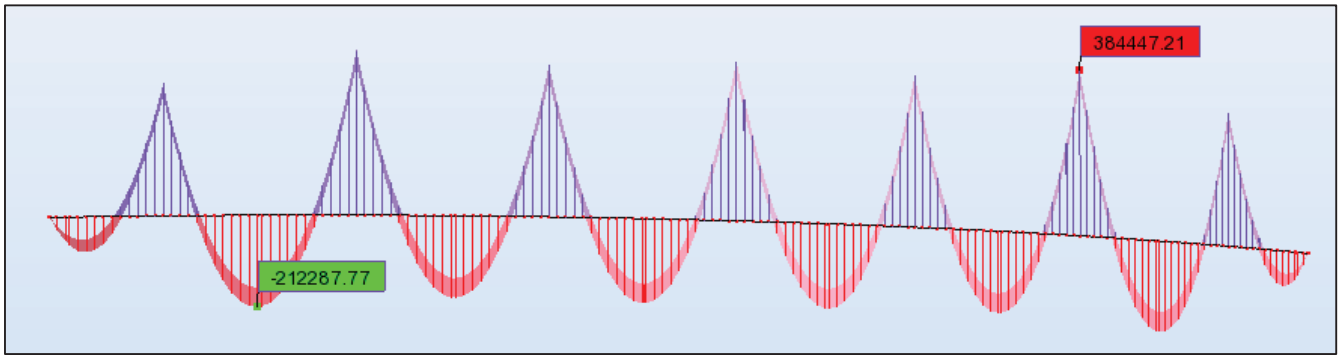


Figure B-13 : Moment fléchissant longitudinal sous la combinaison 1.35G +1.6 Bc

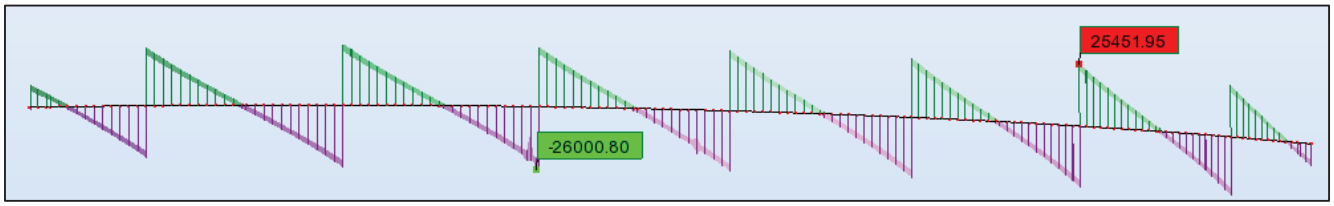


Figure B-14 : Effort tranchant longitudinal sous la combinaison 1.35G +1.6 Bc

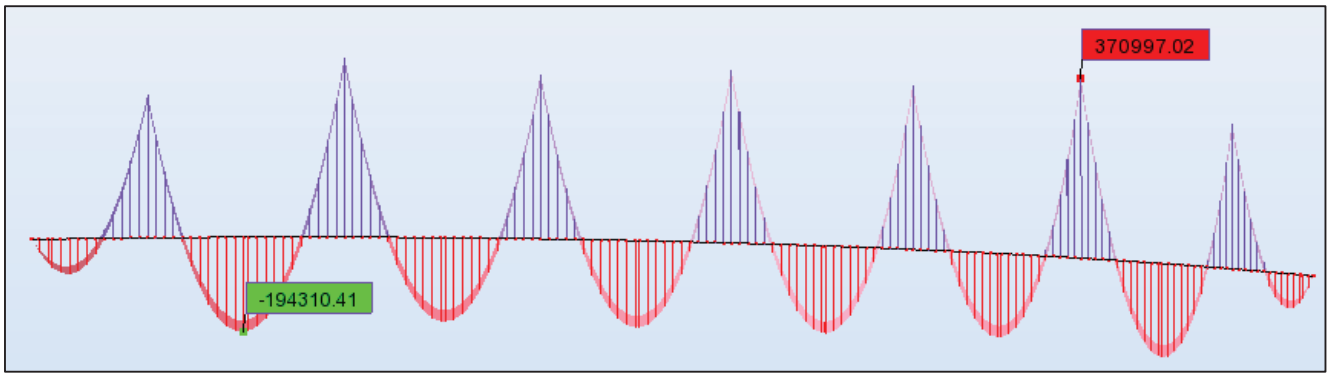


Figure B-15 : Moment fléchissant longitudinal sous la combinaison 1.35G +1.6 Bt

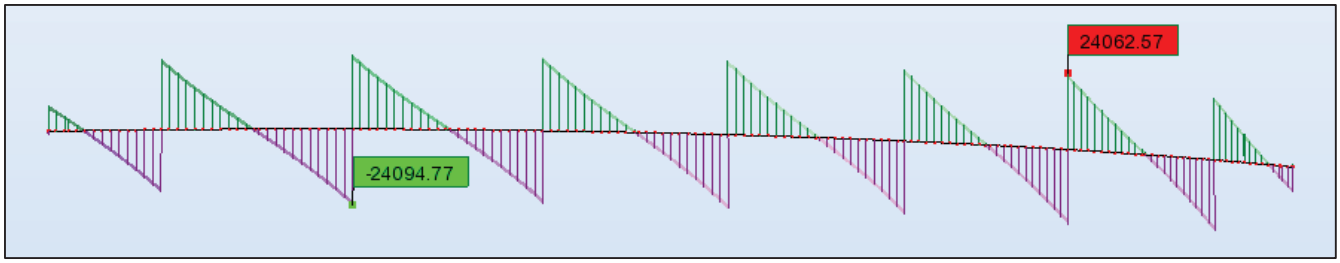


Figure B-16 : Effort tranchant longitudinal sous la combinaison 1.35G +1.6 Bt

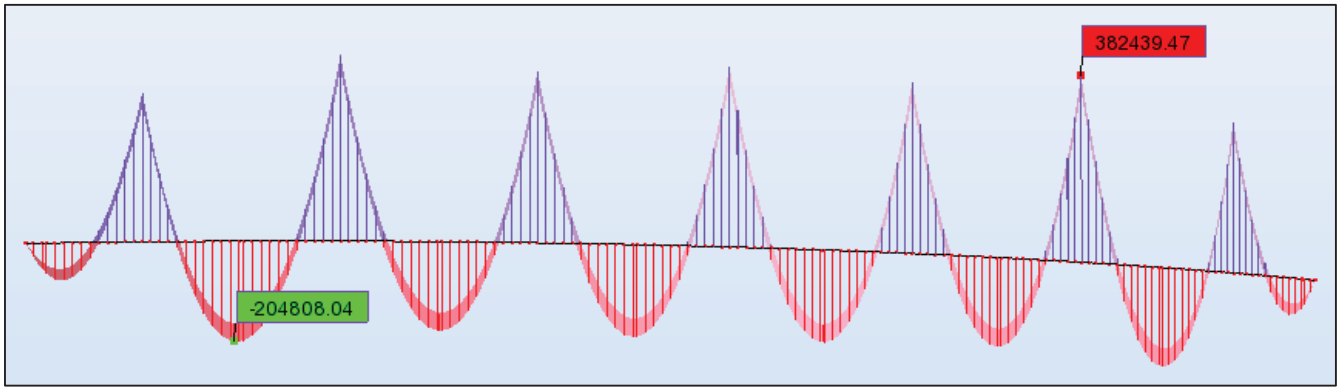


Figure B-17 : Moment fléchissant longitudinal sous la combinaison 1.35G +1.35 Mc120

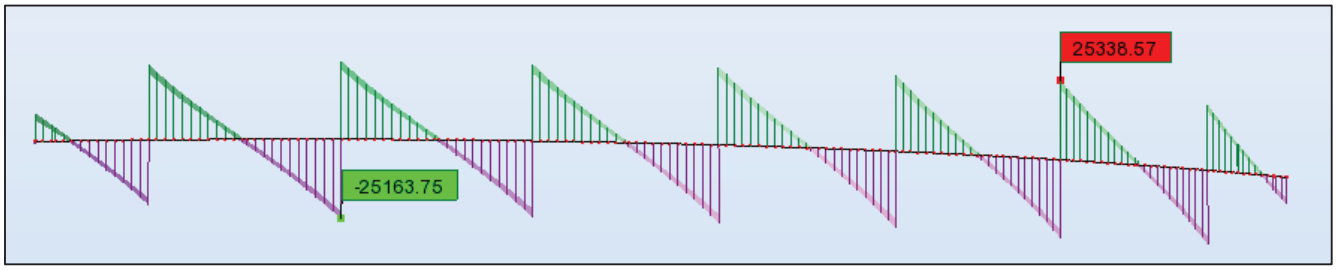


Figure B-18 : Effort tranchant longitudinal sous la combinaison 1.35G +1.35 Mc120

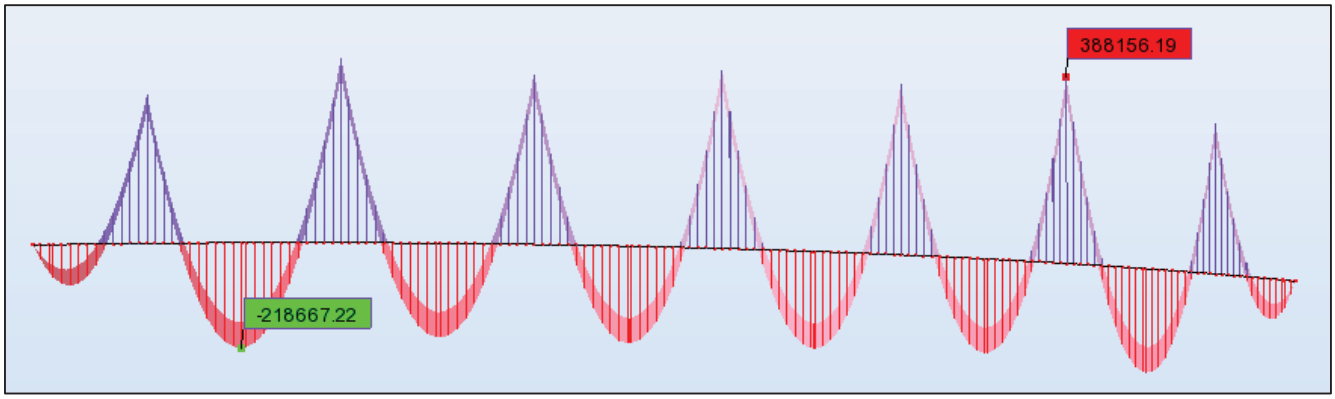


Figure B-19 : Moment fléchissant longitudinal sous la combinaison 1.35G +1.35 D240

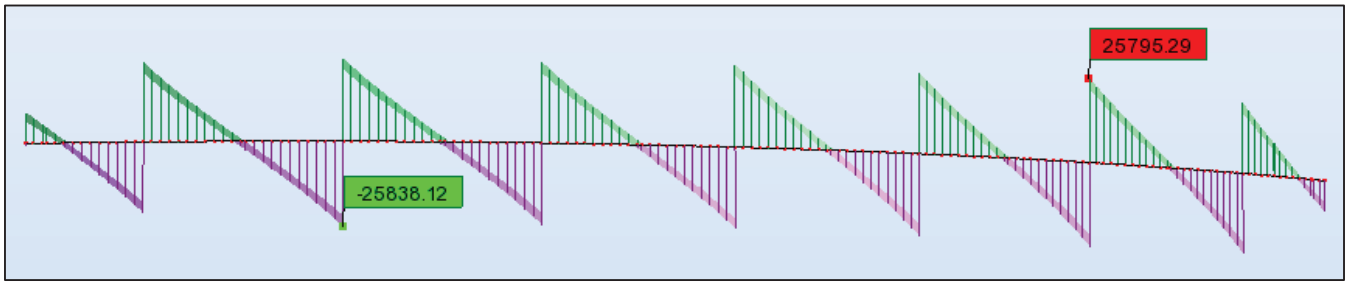


Figure B-20 : Effort tranchant longitudinal sous la combinaison 1.35G +1.35 D240

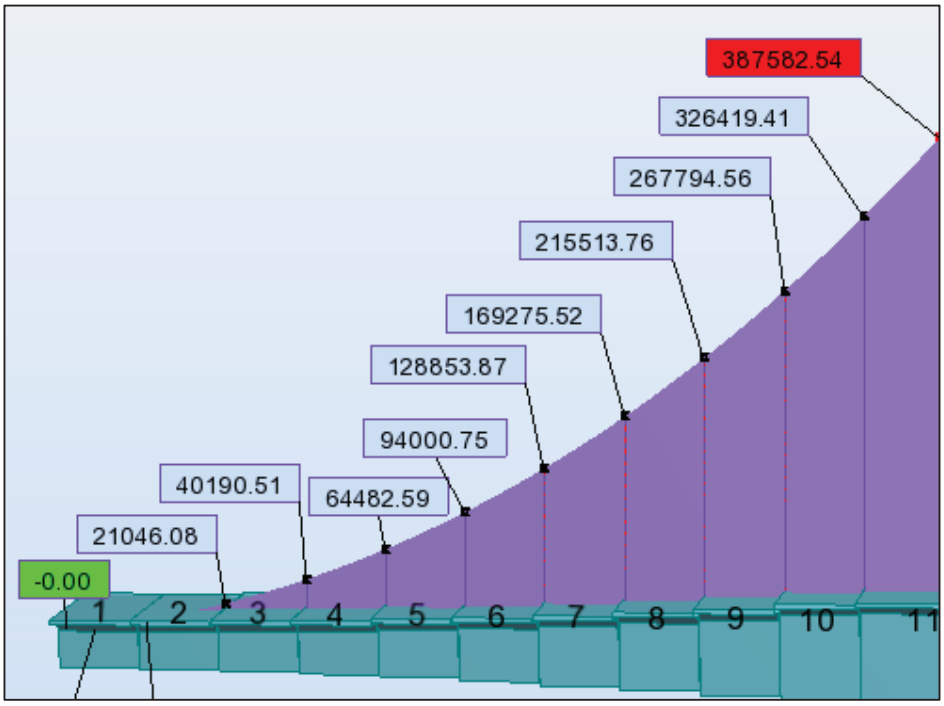


Figure B-21 : Le moment fléchissant durant la phase de construction

ANNEXE C : Tableaux de calcul

Tableau C-1 : L'allure du tracé en élévation des câbles de continuité de travée principale

Voussoirs	e inf (m)	L (m)	Câbles	d (m)	d_0	d_1	Ri (m)	α (rad)	Equation
V3	0.521	4.25	C12	0.20	0.15	0.72	15.82	0.200	$0.15 + 0.032\ x^2$
V4	0.462	4.25	C11	0.53	0.35	0.99	14.07	0.214	$0.35 + 0.036\ x^2$
			C10	0.20	0.15	0.66	17.64	0.188	$0.15 + 0.028\ x^2$
V5	0.413	4.25	C9	0.53	0.15	0.94	11.39	0.237	$0.15 + 0.044\ x^2$
			C8	0.20	0.15	0.61	19.51	0.176	$0.15 + 0.026\ x^2$
V6	0.372	4.25	C7	0.53	0.15	0.90	12.01	0.232	$0.15 + 0.042\ x^2$
			C6	0.20	0.15	0.57	21.40	0.165	$0.15 + 0.023\ x^2$
V7	0.341	4.25	C5	0.20	0.15	0.54	23.10	0.156	$0.15 + 0.022\ x^2$
			C4	0.53	0.15	0.87	12.53	0.227	$0.15 + 0.040\ x^2$
V8	0.318	4.25	C3	0.20	0.15	0.52	24.54	0.149	$0.15 + 0.020\ x^2$
V9	0.305	4.25	C2	0.53	0.35	0.84	18.62	0.181	$0.35 + 0.027\ x^2$
V10	0.300	4.25	C1	0.53	0.35	0.83	18.82	0.180	$0.35 + 0.027\ x^2$
VC	Pas de deviation								
V10	0.300	4.25	C1	0.53	0.35	0.83	18.82	0.180	$0.35 + 0.027\ x^2$
V9	0.305	4.25	C2	0.53	0.35	0.84	18.62	0.181	$0.35 + 0.027\ x^2$
V8	0.318	4.25	C3	0.20	0.15	0.52	24.54	0.149	$0.15 + 0.020\ x^2$
V7	0.341	4.25	C4	0.53	0.15	0.87	12.53	0.227	$0.15 + 0.040\ x^2$
			C5	0.20	0.15	0.54	23.10	0.156	$0.15 + 0.022\ x^2$

V6	0.372	4.25	C6	0.20	0.15	0.57	21.40	0.165	0.15 + 0.023 x²
			C7	0.53	0.15	0.90	12.01	0.232	0.15 + 0.042 x²
V5	0.413	4.25	C8	0.2	0.15	0.61	19.51	0.176	0.15 + 0.026 x²
			C9	0.53	0.15	0.94	11.39	0.237	0.15 + 0.044 x²
V4	0.462	4.25	C10	0.2	0.15	0.66	17.64	0.188	0.15 + 0.028 x²
			C11	0.53	0.35	0.99	14.07	0.214	0.35 + 0.036 x²
V3	0.521	4.25	C12	0.20	0.15	0.72	15.82	0.200	0.15 + 0.032 x²

Tableau C-2: L'allure du tracé en élévation des câbles de continuité de travée de rive

Voussoirs	e inf (m)	L (m)	Câbles	d (m)	d0	d1	Ri(m)	α (rad)	Equation
VSC 02	0.300	4.25	C5	0.20	0.15	0.50	25.80	0.144	0.15 + 0.019 x²
			C4	0.53	0.35	0.83	18.82	0.180	0.35 + 0.027 x²
VSC 01	0.300	4.25	C3	0.53	0.15	0.83	13.28	0.220	0.15 + 0.038 x²
V10	0.300	4.25	C2	0.20	0.15	0.50	25.80	0.144	0.15 + 0.019 x²
V9	0.305	4.25	C1	0.53	0.35	0.84	18.62	0.181	0.35 + 0.027 x²
V8	Pas de déviation								
V7	0.341	4.25	C1	0.53	0.35	0.87	17.33	0.190	0.35 + 0.029 x²
V6	0.372	4.25	C2	0.20	0.15	0.57	21.40	0.165	0.15 + 0.023 x²
V5	0.413	4.25	C3	0.53	0.15	0.94	11.39	0.237	0.15 +0.044 x²

V4	0.462	4.25	C4	0.53	0.35	0.99	14.07	0.214	0.35 + 0.036 x²
			C5	0.20	0.15	0.66	17.64	0.188	0.15 + 0.028 x²

e inf est l'épaisseur de l'hourdis inférieur.

d est la distance entre l'ancrage de la fibre supérieure de l'hourdis inférieur.

Tableau C-3: Pertes par frottements dans les câbles de fléau

x (m)	Câbles	L (m)	α_1 (rad)	α_2 (rad)	AxeVSP	FIN VSP	FIN V01	FIN V02	FIN V03	FIN V04	FIN V05	FIN V06	FIN V07	FIN V08	FIN V09	FIN V10
4.00	C1	4.00	0.000	0.000	17.75	0.00										
4.00	C2	4.00	0.000	0.000	17.75	0.00										
8.25	C3	4.25	0.000	0.120	70.83	53.72	0.00									
8.25	C4	4.25	0.000	0.120	70.83	53.72	0.00									
12.50	C5	4.25	0.188	0.120	116.83	100.28	82.47	0.00								
12.50	C6	4.25	0.188	0.120	116.83	100.28	82.47	0.00								
16.75	C7	4.25	0.372	0.120	178.54	162.73	145.73	128.50	0.00							
16.75	C8	4.25	0.372	0.120	178.54	162.73	145.73	128.50	0.00							
21.00	C9	4.25	0.550	0.120	238.61	223.52	207.30	190.87	174.22	0.00						
21.00	C10	4.25	0.550	0.120	238.61	223.52	207.30	190.87	174.22	0.00						
25.25	C11	4.25	0.000	0.185	158.61	142.56	125.29	107.81	90.10	72.16	0.00					
25.25	C12	4.25	0.000	0.185	158.61	142.56	125.29	107.81	90.10	72.16	0.00					

29.50	C13	4.25	0.188	0.185	195.15	179.55	162.76	145.75	128.53	111.08	93.41	0.00				
29.50	C14	4.25	0.188	0.185	195.15	179.55	162.76	145.75	128.53	111.08	93.41	0.00				
33.75	C15	4.25	0.372	0.185	248.76	233.80	217.71	201.41	184.90	168.18	151.24	134.09	0.00			
33.75	C16	4.25	0.372	0.185	248.76	233.80	217.71	201.41	184.90	168.18	151.24	134.09	0.00			
38.00	C17	4.25	0.550	0.185	303.45	289.15	273.77	258.19	242.41	226.42	210.24	193.84	177.23	0.00		
38.00	C18	4.25	0.550	0.185	303.45	289.15	273.77	258.19	242.41	226.42	210.24	193.84	177.23	0.00		
42.25	C19	4.25	0.000	0.000	177.14	161.32	144.29	127.05	109.59	91.90	73.99	55.84	37.46	18.85	0.00	
42.25	C20	4.25	0.000	0.000	177.14	161.32	144.29	127.05	109.59	91.90	73.99	55.84	37.46	18.85	0.00	
46.50	C21	4.25	0.000	0.000	193.75	178.12	161.32	144.29	127.05	109.59	91.90	73.99	55.84	37.46	18.85	0.00
46.50	C22	4.25	0.000	0.000	193.75	178.12	161.32	144.29	127.05	109.59	91.90	73.99	55.84	37.46	18.85	0.00
Pertes par frottements moyennes $\Delta\sigma\varphi$ moy				(MPa)	172.674	156.80	152.06	144.87	132.10	111.33	103.46	91.55	67.63	18.77	9.43	0.00
				(%)	11.60	10.54	10.22	9.74	8.88	7.48	6.95	6.15	4.55	1.26	0.63	0.00

α_1 est la variation d'angle au dernier voussoir de chaque câble .

α_2 est la variation d'angle dans l'avant dernier voussoir de chaque câble .

L est longueur de déviation pour une seule pente.

Tableau C-4: Pertes par recul d'ancrage

x (m)	Câbles	L (m)	θ (rad)	k	d (m)	AxeVSP	FIN VSP	FIN V01	FIN V02	FIN V03	FIN V04	FIN V05	FIN V06	FIN V07	FIN V08	FIN V09	FIN V10
4.00	C1	4.00	0.000	0.003	9.23	46.66	82.37										
4.00	C2	4.00	0.000	0.003	9.23	46.66	82.37										
8.25	C3	4.25	0.120	0.009	5.43	0.00	30.46	139.89									
8.25	C4	4.25	0.120	0.009	5.43	0.00	30.46	139.89									
12.50	C5	4.25	0.120	0.009	5.43	0.00	0.00	30.46	139.89								
12.50	C6	4.25	0.120	0.009	5.43	0.00	0.00	30.46	139.89								
16.75	C7	4.25	0.120	0.009	5.43	0.00	0.00	0.00	30.46	139.89							
16.75	C8	4.25	0.120	0.009	5.43	0.00	0.00	0.00	30.46	139.89							
21.00	C9	4.25	0.120	0.009	5.43	0.00	0.00	0.00	0.00	30.46	139.89						
21.00	C10	4.25	0.120	0.009	5.43	0.00	0.00	0.00	0.00	30.46	139.89						
25.25	C11	4.25	0.185	0.012	4.67	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	14.71	162.65					
25.25	C12	4.25	0.185	0.012	4.67	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	14.71	162.65					
29.50	C13	4.25	0.185	0.012	4.67	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	14.71	162.65				
29.50	C14	4.25	0.185	0.012	4.67	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	14.71	162.65				
33.75	C15	4.25	0.185	0.012	4.67	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	14.71	162.65			
33.75	C16	4.25	0.185	0.012	4.67	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	14.71	162.65			
38.00	C17	4.25	0.185	0.012	4.67	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	14.71	162.65		

38.00	C18	4.25	0.185	0.012	4.67	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	14.71	162.65		
42.25	C19	4.25	0.000	0.003	9.23	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	6.48	44.43	82.37	
42.25	C20	4.25	0.000	0.003	9.23	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	6.48	44.43	82.37	
46.50	C21	4.25	0.000	0.003	9.23	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	6.48	44.43	82.37
46.50	C22	4.25	0.000	0.003	9.23	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	6.48	44.43	82.37
Pertes par frottements moyennes $\Delta\sigma\varphi$ moy					(MPa)	4.24	10.26	17.03	18.93	21.29	22.09	29.56	35.47	45.96	71.19	63.40	82.37
					(%)	0.29	0.69	1.14	1.27	1.43	1.48	1.99	2.38	3.09	4.78	4.26	5.54

Tableau C-5: Pertes par non-simultanéités de mise en tension des câbles

Section		AxeVSP	FINVSP	FINV01	FINV02	FINV03	FINV04	FINV05	FINV06	FINV07	FINV08	FINV09	FIN V10
N° câbles		44	44	40	36	32	28	24	20	16	12	8	4
υ (m)		2.57	2.57	2.55	2.27	2.02	1.81	1.62	1.46	1.33	1.23	1.16	1.14
d moy (m)		0.283	0.283	0.274	0.263	0.250	0.233	0.247	0.266	0.295	0.343	0.190	0.190
e moy (m)		2.289	2.287	2.277	2.008	1.773	1.573	1.373	1.196	1.038	0.889	0.968	0.950
I (m^4)		77.56	77.56	46.64	36.30	28.51	22.73	18.56	15.64	13.73	12.65	12.30	11.38
S (m^2)		14.97	14.97	13.61	13.02	12.50	12.06	11.69	11.40	11.19	11.07	11.03	10.29
$\Delta\sigma_\varphi + \Delta\sigma_g$ (MPa)		11.89	11.23	11.36	11.01	10.31	8.97	8.94	8.54	7.63	6.05	4.89	5.54
P (MN)		103.838	104.619	94.961	85.808	76.873	68.271	58.535	48.995	39.583	30.198	20.378	10.121
Mg (MN.m)		387.58	326.42	267.79	215.51	169.28	128.85	94.00	64.48	40.19	21.05	6.96	0.00
$\Delta\sigma_e$	(MPa)	6.63	11.67	11.78	11.09	10.82	11.03	10.56	10.16	9.52	8.28	7.53	4.71
	(%)	0.45	0.78	0.79	0.75	0.73	0.74	0.71	0.68	0.64	0.56	0.51	0.32

Tableau C-6: Pertes per retrait de béton

Zone climatique	ε_r	Ep (MPa)	$\Delta\sigma r$ (MPa)	$\Delta\sigma r$ (%)
A	0,0002	190 000	38	2.55

Tableau C-7: Pertes par fluage

Section		AxeVSP	FINVSP	FINV01	FINV02	FINV03	FINV04	FIN V05	FINV06	FINV07	FINV08	FINV09	FINV10
N câbles		44	44	40	36	32	28	24	20	16	12	8	4
υ (m)		2.57	2.57	2.55	2.27	2.02	1.81	1.62	1.46	1.33	1.23	1.16	1.14
d moy (m)		0.283	0.283	0.274	0.263	0.250	0.233	0.247	0.266	0.295	0.343	0.190	0.190
e moy (m)		2.289	2.287	2.277	2.008	1.773	1.573	1.373	1.196	1.038	0.889	0.968	0.950
I (m^4)		77.56	77.56	46.64	36.30	28.51	22.73	18.56	15.64	13.73	12.65	12.30	11.38
S (m^2)		14.97	14.97	13.61	13.02	12.50	12.06	11.69	11.40	11.19	11.07	11.03	10.29
$\Delta\sigma_i$ (%)		12.335	12.011	12.156	11.753	11.036	9.708	9.649	9.219	8.274	6.602	5.400	5.853
P (MN)		103.312	103.695	94.113	85.090	76.250	67.715	58.079	48.629	39.309	30.019	20.270	10.087
Mg (MN.m)		313.42	259.05	207.60	162.44	123.28	89.89	62.02	39.43	22.02	9.71	2.42	0.00
$\Delta\sigma_{fl}$	(MPa)	61.14	82.93	95.64	92.41	90.31	89.35	82.94	75.22	65.11	51.54	42.15	23.50
	(%)	4.11	5.57	6.43	6.21	6.07	6.00	5.57	5.06	4.38	3.46	2.83	1.58

Tableau C-8: Pertes par relaxation

Section		AxeVSP	FINVSP	FINV01	FINV02	FIN V03	FINV04	FIN V05	FINV06	FINV07	FINV08	FIN V09	FINV10
N câbles		44	44	40	36	32	28	24	20	16	12	8	4
$\Delta\sigma_i$ (%)		12.335	12.011	12.156	11.753	11.036	9.708	9.649	9.219	8.274	6.602	5.400	5.853
σ_i (MPa)		1304.45	1309.28	1307.12	1313.11	1323.79	1343.55	1344.42	1350.82	1364.89	1389.76	1407.64	1400.91
μ		0.701	0.704	0.703	0.706	0.712	0.722	0.723	0.726	0.734	0.747	0.757	0.753
$\Delta\sigma_\rho$	(MPa)	53.09	53.79	53.48	54.36	55.94	58.92	59.05	60.03	62.20	66.12	69.00	67.91
	(%)	3.57	3.62	3.59	3.65	3.76	3.96	3.97	4.03	4.18	4.44	4.64	4.56

Tableau C-9: Les pertes totales

Section		AxeVSP	FINVSP	FINV01	FINV02	FINV03	FINV04	FINV05	FINV06	FINV07	FINV08	FINV09	FINV10
$\Delta\sigma_i$	(MPa)	183.55	178.72	180.88	174.89	164.21	144.45	143.58	137.18	123.11	98.24	80.36	87.09
	(%)	12.34	12.01	12.16	11.75	11.04	9.71	9.65	9.22	8.27	6.60	5.40	5.85
$\Delta\sigma_d$	(MPa)	143.38	165.76	178.20	175.71	174.92	176.44	170.14	163.25	154.95	144.64	137.65	118.09
	(%)	9.64	11.14	11.98	11.81	11.76	11.86	11.43	10.97	10.41	9.72	9.25	7.94
$\Delta\sigma_{tot}$	(MPa)	326.93	344.48	359.08	350.60	339.14	320.89	313.73	300.43	278.06	242.88	218.01	205.18
	(%)	21.97	23.15	24.13	23.56	22.79	21.57	21.08	20.19	18.69	16.32	14.65	13.79

Tableau C-10: Vérification des contraintes en phase de service : A vide

Section	x (m)	υ' (m)	υ (m)	I (m^4)	S (m^2)	nf	nc	Pf (MN)	Pc (MN)	ef (m)	ec (m)	M (MN.m)	σ_{Sup} (MPa)	σ_{Inf} (MPa)
Début VSC 01	0	1.76	1.14	11.38	10.29	0	0	0.00	0.00	0.00	0	0.00	0.00	0.00
Fin VSC 01	4.25	1.76	1.14	11.38	10.29	0	4	0.00	12.87	0.00	1.51	15.82	0.89	1.81
Fin VSC 02	8.50	1.76	1.14	11.38	10.29	0	6	0.00	19.30	0.00	1.54	30.65	1.97	1.73
Fin VC C 01 - P 01	10.50	1.76	1.14	11.38	10.29	4	6	8.13	19.30	0.95	1.54	35.80	4.05	0.53
Fin V 01	14.75	1.77	1.16	12.30	11.03	8	8	16.26	25.74	0.97	1.57	42.75	5.52	1.20
Fin V 02	19.00	1.79	1.23	12.65	11.07	12	10	24.39	32.17	0.89	1.56	44.33	6.65	2.87
Fin V 03	23.25	1.84	1.33	13.73	11.19	16	10	32.51	32.17	1.04	1.61	39.88	7.90	2.85
Fin V 04	27.50	1.92	1.46	15.64	11.40	20	8	40.64	25.74	1.20	1.72	29.84	9.03	1.61
Fin V 05	31.75	2.03	1.62	18.56	11.69	24	6	48.77	19.30	1.37	1.81	13.95	9.82	0.81
Fin V 06	36.00	2.17	1.81	22.73	12.06	28	4	56.90	12.87	1.57	1.92	-7.90	10.30	0.37
Fin V 07	40.25	2.35	2.02	28.51	12.50	32	0	65.03	0.00	1.77	0.00	-35.93	10.81	-1.32
Fin V 08	44.50	2.55	2.27	36.30	13.02	36	0	73.16	0.00	2.01	0.00	-70.41	10.41	0.24
Fin V 09	48.75	2.78	2.55	46.64	13.61	40	0	81.28	0.00	2.28	0.00	-111.55	10.01	1.57
Fin V 10	53.00	3.33	2.57	77.56	14.97	44	0	89.41	0.00	2.29	0.00	-159.66	7.47	4.04
AXE VSP P 01	57.00	3.33	2.57	77.56	14.97	44	0	89.41	0.00	2.29	0.00	-211.50	5.75	6.26
Fin VSP P 01	61.00	3.33	2.57	77.56	14.97	44	0	89.41	0.00	2.29	0.00	-151.61	7.73	3.69
Fin V 11	65.25	2.78	2.55	46.64	13.61	40	0	81.28	0.00	2.28	0.00	-94.96	10.92	0.59
Fin V 12	69.50	2.55	2.27	36.30	13.02	36	0	73.16	0.00	2.01	0.00	-45.27	11.98	-1.53
Fin V 13	73.75	2.35	2.02	28.51	12.50	32	2	65.03	6.43	1.77	2.20	-2.26	12.71	-2.41

Fin V 14	78.00	2.17	1.81	22.73	12.06	28	6	56.90	19.30	1.57	2.02	34.33	13.06	-1.78
Fin V 15	82.25	2.03	1.62	18.56	11.69	24	10	48.77	32.17	1.37	1.88	64.71	13.13	-0.85
Fin V 16	86.50	1.92	1.46	15.64	11.40	20	14	40.64	45.04	1.20	1.77	89.15	12.95	0.38
Fin V 17	90.75	1.84	1.33	13.73	11.19	16	18	32.51	57.91	1.04	1.66	107.73	12.48	2.00
Fin V 18	95.00	1.79	1.23	12.65	11.07	12	20	24.39	64.35	0.89	1.62	120.55	11.71	2.64
Fin V 19	99.25	1.77	1.16	12.30	11.03	8	22	16.26	70.78	0.97	1.59	127.68	10.81	3.44
Fin V 20	103.50	1.76	1.14	11.38	10.29	4	24	8.13	77.22	0.95	1.56	129.38	9.96	5.72
Fin VC P 01 - P 02	105.50	1.76	1.14	11.38	10.29	4	24	8.13	77.22	0.95	1.56	128.12	9.83	5.91
Fin V 21	109.75	1.77	1.16	12.30	11.03	8	22	16.26	70.78	0.97	1.59	121.70	10.25	4.31
Fin V 22	114.00	1.79	1.23	12.65	11.07	12	20	24.39	64.35	0.89	1.62	109.74	10.66	4.17
Fin V 23	118.25	1.84	1.33	13.73	11.19	16	18	32.51	57.91	1.04	1.66	92.09	10.96	4.09
Fin V 24	122.50	1.92	1.46	15.64	11.40	20	14	40.64	45.04	1.20	1.77	68.67	11.04	2.89
Fin V 25	126.75	2.03	1.62	18.56	11.69	24	10	48.77	32.17	1.37	1.88	39.40	10.92	1.92
Fin V 26	131.00	2.17	1.81	22.73	12.06	28	6	56.90	19.30	1.57	2.02	4.17	10.66	1.12
Fin V 27	135.25	2.35	2.02	28.51	12.50	32	2	65.03	6.43	1.77	2.20	-37.24	10.23	0.47
Fin V 28	139.50	2.55	2.27	36.30	13.02	36	0	73.16	0.00	2.01	0.00	-85.10	9.49	1.27
Fin V 29	143.75	2.78	2.55	46.64	13.61	40	0	81.28	0.00	2.28	0.00	-139.62	8.47	3.25
Fin V 30	148.00	3.33	2.57	77.56	14.97	44	0	89.41	0.00	2.29	0.00	-201.13	6.09	5.82
AXE VSP P 02	152.00	3.33	2.57	77.56	14.97	44	0	89.41	0.00	2.29	0.00	-265.55	3.96	8.58
Fin VSP P 02	156.00	3.33	2.57	77.56	14.97	44	0	89.41	0.00	2.29	0.00	-202.46	6.05	5.87
Fin V 31	160.25	2.78	2.55	46.64	13.61	40	0	81.28	0.00	2.28	0.00	-142.39	8.32	3.42
Fin V 32	164.50	2.55	2.27	36.30	13.02	36	0	73.16	0.00	2.01	0.00	-89.29	9.23	1.56

Fin V 33	168.75	2.35	2.02	28.51	12.50	32	2	65.03	6.43	1.77	2.20	-42.86	9.83	0.93
Fin V 34	173.00	2.17	1.81	22.73	12.06	28	6	56.90	19.30	1.57	2.02	-2.86	10.10	1.78
Fin V 35	177.25	2.03	1.62	18.56	11.69	24	10	48.77	32.17	1.37	1.88	30.95	10.18	2.85
Fin V 36	181.50	1.92	1.46	15.64	11.40	20	14	40.64	45.04	1.20	1.77	58.80	10.12	4.10
Fin V 37	185.75	1.84	1.33	13.73	11.19	16	18	32.51	57.91	1.04	1.66	80.80	9.87	5.61
Fin V 38	190.00	1.79	1.23	12.65	11.07	12	20	24.39	64.35	0.89	1.62	97.04	9.43	5.97
Fin V 39	194.25	1.77	1.16	12.30	11.03	8	22	16.26	70.78	0.97	1.59	107.59	8.91	6.34
Fin V 40	198.50	1.76	1.14	11.38	10.29	4	24	8.13	77.22	0.95	1.56	112.60	8.28	8.31
Fin VC P 02 - P 03	200.50	1.76	1.14	11.38	10.29	4	24	8.13	77.22	0.95	1.56	113.07	8.32	8.24
Fin V 41	204.75	1.77	1.16	12.30	11.03	8	22	16.26	70.78	0.97	1.59	110.08	9.15	5.98
Fin V 42	209.00	1.79	1.23	12.65	11.07	12	20	24.39	64.35	0.89	1.62	101.54	9.87	5.33
Fin V 43	213.25	1.84	1.33	13.73	11.19	16	18	32.51	57.91	1.04	1.66	87.32	10.50	4.73
Fin V 44	217.50	1.92	1.46	15.64	11.40	20	14	40.64	45.04	1.20	1.77	67.32	10.91	3.05
Fin V 45	221.75	2.03	1.62	18.56	11.69	24	10	48.77	32.17	1.37	1.88	41.48	11.10	1.70
Fin V 46	226.00	2.17	1.81	22.73	12.06	28	6	56.90	19.30	1.57	2.02	9.68	11.10	0.59
Fin V 47	230.25	2.35	2.02	28.51	12.50	32	2	65.03	6.43	1.77	2.20	-28.31	10.86	-0.27
Fin V 48	234.50	2.55	2.27	36.30	13.02	36	0	73.16	0.00	2.01	0.00	-72.74	10.27	0.40
Fin V 49	238.75	2.78	2.55	46.64	13.61	40	0	81.28	0.00	2.28	0.00	-123.83	9.34	2.31
Fin V 50	243.00	3.33	2.57	77.56	14.97	44	0	89.41	0.00	2.29	0.00	-181.91	6.73	4.99
AXE VSP P 03	247.00	3.33	2.57	77.56	14.97	44	0	89.41	0.00	2.29	0.00	-243.12	4.70	7.62
Fin VSP P 03	251.00	3.33	2.57	77.56	14.97	44	0	89.41	0.00	2.29	0.00	-181.52	6.74	4.98
Fin V 51	255.25	2.78	2.55	46.64	13.61	40	0	81.28	0.00	2.28	0.00	-123.05	9.38	2.26

Fin V 52	259.50	2.55	2.27	36.30	13.02	36	0	73.16	0.00	2.01	0.00	-71.55	10.34	0.32
Fin V 53	263.75	2.35	2.02	28.51	12.50	32	2	65.03	6.43	1.77	2.20	-26.71	10.98	-0.39
Fin V 54	268.00	2.17	1.81	22.73	12.06	28	6	56.90	19.30	1.57	2.02	11.68	11.26	0.39
Fin V 55	272.25	2.03	1.62	18.56	11.69	24	10	48.77	32.17	1.37	1.88	43.89	11.31	1.43
Fin V 56	276.50	1.92	1.46	15.64	11.40	20	14	40.64	45.04	1.20	1.77	70.14	11.17	2.71
Fin V 57	280.75	1.84	1.33	13.73	11.19	16	18	32.51	57.91	1.04	1.66	90.55	10.81	4.30
Fin V 58	285.00	1.79	1.23	12.65	11.07	12	20	24.39	64.35	0.89	1.62	105.18	10.22	4.82
Fin V 59	289.25	1.77	1.16	12.30	11.03	8	22	16.26	70.78	0.97	1.59	114.14	9.53	5.39
Fin V 60	293.50	1.76	1.14	11.38	10.29	4	24	8.13	77.22	0.95	1.56	117.54	8.77	7.55
Fin VC P 03 - P 04	295.50	1.76	1.14	11.38	10.29	4	24	8.13	77.22	0.95	1.56	117.26	8.74	7.59
Fin V 61	299.75	1.77	1.16	12.30	11.03	8	22	16.26	70.78	0.97	1.59	112.67	9.39	5.61
Fin V 62	304.00	1.79	1.23	12.65	11.07	12	20	24.39	64.35	0.89	1.62	102.53	9.96	5.19
Fin V 63	308.25	1.84	1.33	13.73	11.19	16	18	32.51	57.91	1.04	1.66	86.7	10.44	4.81
Fin V 64	312.50	1.92	1.46	15.64	11.40	20	14	40.64	45.04	1.20	1.77	65.11	10.70	3.32
Fin V 65	316.75	2.03	1.62	18.56	11.69	24	10	48.77	32.17	1.37	1.88	37.66	10.76	2.11
Fin V 66	321.00	2.17	1.81	22.73	12.06	28	6	56.90	19.30	1.57	2.02	4.26	10.67	1.11
Fin V 67	325.25	2.35	2.02	28.51	12.50	32	2	65.03	6.43	1.77	2.20	-35.33	10.37	0.31
Fin V 68	329.50	2.55	2.27	36.30	13.02	36	0	73.16	0.00	2.01	0.00	-81.36	9.73	1.01
Fin V 69	333.75	2.78	2.55	46.64	13.61	40	0	81.28	0.00	2.28	0.00	-134.06	8.78	2.92
Fin V 70	338.00	3.33	2.57	77.56	14.97	44	0	89.41	0.00	2.29	0.00	-193.74	6.34	5.50
AXE VSP P 04	342.00	3.33	2.57	77.56	14.97	44	0	89.41	0.00	2.29	0.00	-256.45	4.26	8.19
Fin VSP P 04	346.00	3.33	2.57	77.56	14.97	44	0	89.41	0.00	2.29	0.00	-193.72	6.34	5.50

Fin V 71	350.25	2.78	2.55	46.64	13.61	40	0	81.28	0.00	2.28	0.00	-134.04	8.78	2.92
Fin V 72	354.50	2.55	2.27	36.30	13.02	36	0	73.16	0.00	2.01	0.00	-81.33	9.73	1.00
Fin V 73	358.75	2.35	2.02	28.51	12.50	32	2	65.03	6.43	1.77	2.20	-35.29	10.37	0.31
Fin V 74	363.00	2.17	1.81	22.73	12.06	28	6	56.90	19.30	1.57	2.02	4.32	10.67	1.09
Fin V 75	367.25	2.03	1.62	18.56	11.69	24	10	48.77	32.17	1.37	1.88	37.74	10.77	2.10
Fin V 76	371.50	1.92	1.46	15.64	11.40	20	14	40.64	45.04	1.20	1.77	65.2	10.71	3.32
Fin V 77	375.75	1.84	1.33	13.73	11.19	16	18	32.51	57.91	1.04	1.66	86.81	10.45	4.80
Fin V 78	380.00	1.79	1.23	12.65	11.07	12	20	24.39	64.35	0.89	1.62	102.66	9.97	5.17
Fin V 79	384.25	1.77	1.16	12.30	11.03	8	22	16.26	70.78	0.97	1.59	112.82	9.41	5.58
Fin V 80	388.50	1.76	1.14	11.38	10.29	4	24	8.13	77.22	0.95	1.56	117.43	8.76	7.57
Fin VC P 04 - P 05	390.50	1.76	1.14	11.38	10.29	4	24	8.13	77.22	0.95	1.56	117.76	8.79	7.51
Fin V 81	394.75	1.77	1.16	12.30	11.03	8	22	16.26	70.78	0.97	1.59	114.34	9.55	5.37
Fin V 82	399.00	1.79	1.23	12.65	11.07	12	20	24.39	64.35	0.89	1.62	105.41	10.24	4.78
Fin V 83	403.25	1.84	1.33	13.73	11.19	16	18	32.51	57.91	1.04	1.66	90.8	10.84	4.26
Fin V 84	407.50	1.92	1.46	15.64	11.40	20	14	40.64	45.04	1.20	1.77	70.41	11.20	2.67
Fin V 85	411.75	2.03	1.62	18.56	11.69	24	10	48.77	32.17	1.37	1.88	44.18	11.33	1.40
Fin V 86	416.00	2.17	1.81	22.73	12.06	28	6	56.90	19.30	1.57	2.02	11.99	11.28	0.37
Fin V 87	420.25	2.35	2.02	28.51	12.50	32	2	65.03	6.43	1.77	2.20	-26.4	11.00	-0.43
Fin V 88	424.50	2.55	2.27	36.30	13.02	36	0	73.16	0.00	2.01	0.00	-71.22	10.36	0.29
Fin V 89	428.75	2.78	2.55	46.64	13.61	40	0	81.28	0.00	2.28	0.00	-122.7	9.40	2.24
Fin V 90	433.00	3.33	2.57	77.56	14.97	44	0	89.41	0.00	2.29	0.00	-181.18	6.75	4.96
AXE VSP P 05	437.00	3.33	2.57	77.56	14.97	44	0	89.41	0.00	2.29	0.00	-242.75	4.71	7.60

Fin VSP P 05	441.00	3.33	2.57	77.56	14.97	44	0	89.41	0.00	2.29	0.00	-181.59	6.74	4.98
Fin V 91	445.25	2.78	2.55	46.64	13.61	40	0	81.28	0.00	2.28	0.00	-123.58	9.35	2.30
Fin V 92	449.50	2.55	2.27	36.30	13.02	36	0	73.16	0.00	2.01	0.00	-72.54	10.28	0.39
Fin V 93	453.75	2.35	2.02	28.51	12.50	32	2	65.03	6.43	1.77	2.20	-28.16	10.87	-0.28
Fin V 94	458.00	2.17	1.81	22.73	12.06	28	6	56.90	19.30	1.57	2.02	9.78	11.11	0.57
Fin V 95	462.25	2.03	1.62	18.56	11.69	24	10	48.77	32.17	1.37	1.88	41.53	11.10	1.69
Fin V 96	466.50	1.92	1.46	15.64	11.40	20	14	40.64	45.04	1.20	1.77	67.32	10.91	3.06
Fin V 97	470.75	1.84	1.33	13.73	11.19	16	18	32.51	57.91	1.04	1.66	87.27	10.50	4.74
Fin V 98	475.00	1.79	1.23	12.65	11.07	12	20	24.39	64.35	0.89	1.62	101.44	9.86	5.35
Fin V 99	479.25	1.77	1.16	12.30	11.03	8	22	16.26	70.78	0.97	1.59	109.94	9.14	6.00
Fin V 100	483.50	1.76	1.14	11.38	10.29	4	24	8.13	77.22	0.95	1.56	112.88	8.30	8.27
Fin VC P 05 - P 06	485.50	1.76	1.14	11.38	10.29	4	24	8.13	77.22	0.95	1.56	112.39	8.26	8.35
Fin V 101	489.75	1.77	1.16	12.30	11.03	8	22	16.26	70.78	0.97	1.59	107.34	8.89	6.38
Fin V 102	494.00	1.79	1.23	12.65	11.07	12	20	24.39	64.35	0.89	1.62	96.74	9.40	6.01
Fin V 103	498.25	1.84	1.33	13.73	11.19	16	18	32.51	57.91	1.04	1.66	80.45	9.84	5.65
Fin V 104	502.50	1.92	1.46	15.64	11.40	20	14	40.64	45.04	1.20	1.77	58.4	10.08	4.15
Fin V 105	506.75	2.03	1.62	18.56	11.69	24	10	48.77	32.17	1.37	1.88	30.5	10.14	2.90
Fin V 106	511.00	2.17	1.81	22.73	12.06	28	6	56.90	19.30	1.57	2.02	3.36	10.06	1.84
Fin V 107	515.25	2.35	2.02	28.51	12.50	32	2	65.03	6.43	1.77	2.20	-43.4	9.79	0.97
Fin V 108	519.50	2.55	2.27	36.30	13.02	36	0	73.16	0.00	2.01	0.00	-89.89	9.19	1.60
Fin V 109	523.75	2.78	2.55	46.64	13.61	40	0	81.28	0.00	2.28	0.00	-143.04	8.29	3.45
Fin V 110	528.00	3.33	2.57	77.56	14.97	44	0	89.41	0.00	2.29	0.00	-203.17	6.03	5.90

AXE VSP P 06	532.00	3.33	2.57	77.56	14.97	44	0	89.41	0.00	2.29	0.00	-266.31	3.93	8.62
Fin VSP P 06	536.00	3.33	2.57	77.56	14.97	44	0	89.41	0.00	2.29	0.00	-201.97	6.07	5.85
Fin V 111	540.25	2.78	2.55	46.64	13.61	40	0	81.28	0.00	2.28	0.00	-140.58	8.42	3.31
Fin V 112	544.50	2.55	2.27	36.30	13.02	36	0	73.16	0.00	2.01	0.00	-86.15	9.43	1.34
Fin V 113	548.75	2.35	2.02	28.51	12.50	32	2	65.03	6.43	1.77	2.20	-38.39	10.15	0.57
Fin V 114	553.00	2.17	1.81	22.73	12.06	28	6	56.90	19.30	1.57	2.02	2.93	10.56	1.23
Fin V 115	557.25	2.03	1.62	18.56	11.69	24	10	48.77	32.17	1.37	1.88	38.06	10.80	2.07
Fin V 116	561.50	1.92	1.46	15.64	11.40	20	14	40.64	45.04	1.20	1.77	67.24	10.90	3.07
Fin V 117	565.75	1.84	1.33	13.73	11.19	16	18	32.51	57.91	1.04	1.66	90.57	10.82	4.30
Fin V 118	570.00	1.79	1.23	12.65	11.07	12	20	24.39	64.35	0.89	1.62	108.13	10.51	4.40
Fin V 119	574.25	1.77	1.16	12.30	11.03	8	22	16.26	70.78	0.97	1.59	120	10.09	4.55
Fin V 120	578.50	1.76	1.14	11.38	10.29	4	24	8.13	77.22	0.95	1.56	126.33	9.65	6.19
Fin VC P 06 - P 07	580.50	1.76	1.14	11.38	10.29	4	24	8.13	77.22	0.95	1.56	127.43	9.76	6.02
Fin V 121	584.75	1.77	1.16	12.30	11.03	8	22	16.26	70.78	0.97	1.59	125.76	10.63	3.72
Fin V 122	589.00	1.79	1.23	12.65	11.07	12	20	24.39	64.35	0.89	1.62	118.54	11.52	2.92
Fin V 123	593.25	1.84	1.33	13.73	11.19	16	18	32.51	57.91	1.04	1.66	105.64	12.28	2.27
Fin V 124	597.50	1.92	1.46	15.64	11.40	20	14	40.64	45.04	1.20	1.77	86.97	12.75	0.64
Fin V 125	601.75	2.03	1.62	18.56	11.69	24	10	48.77	32.17	1.37	1.88	62.44	12.93	-0.60
Fin V 126	606.00	2.17	1.81	22.73	12.06	28	6	56.90	19.30	1.57	2.02	31.96	12.87	-1.54
Fin V 127	610.25	2.35	2.02	28.51	12.50	32	2	65.03	6.43	1.77	2.20	-4.71	12.54	-2.22
Fin V 128	614.50	2.55	2.27	36.30	13.02	36	0	73.16	0.00	2.01	0.00	-47.82	11.82	-1.35
Fin V 129	618.75	2.78	2.55	46.64	13.61	40	0	81.28	0.00	2.28	0.00	-97.6	10.77	0.75

Fin V 130	623.00	3.33	2.57	77.56	14.97	44	0	89.41	0.00	2.29	0.00	-154.38	7.64	3.81
AXE VSP P 07	627.00	3.33	2.57	77.56	14.97	44	0	89.41	0.00	2.29	0.00	-214.34	5.66	6.38
Fin VSP P 07	631.00	3.33	2.57	77.56	14.97	44	0	89.41	0.00	2.29	0	-162.3	7.38	4.15
Fin V 131	635.25	2.78	2.55	46.64	13.61	40	0	81.28	0.00	2.28	0	-113.97	9.88	1.72
Fin V 132	639.50	2.55	2.27	36.30	13.02	36	0	73.16	0.00	2.01	0	-72.62	10.27	0.39
Fin V 133	643.75	2.35	2.02	28.51	12.50	32	0	65.03	0.00	1.77	0	-37.93	10.67	-1.15
Fin V 134	648.00	2.17	1.81	22.73	12.06	28	4	56.90	12.87	1.57	1.92	-9.68	10.16	0.53
Fin V 135	652.25	2.03	1.62	18.56	11.69	24	6	48.77	19.30	1.37	1.81	12.38	9.69	0.98
Fin V 136	656.50	1.92	1.46	15.64	11.40	20	8	40.64	25.74	1.20	1.72	28.48	8.90	1.78
Fin V 137	660.75	1.84	1.33	13.73	11.19	16	10	32.51	32.17	1.04	1.61	38.74	7.79	3.00
Fin V 138	665.00	1.79	1.23	12.65	11.07	12	10	24.39	32.17	0.89	1.56	43.23	6.54	3.03
Fin V 139	669.25	1.77	1.16	12.30	11.03	8	8	16.26	25.74	0.97	1.57	42.04	5.45	1.30
Fin V 140	673.50	1.76	1.14	11.38	10.29	4	6	8.13	19.30	0.95	1.54	35.3	4.00	0.61
Fin VC P 07 - C 02	675.50	1.76	1.14	11.38	10.29	0	6	0.00	19.30	0.00	1.54	30.26	1.93	1.79
Fin VSC 03	679.75	1.76	1.14	11.38	10.29	0	4	0.00	12.87	0.00	1.51	15.64	0.87	1.84
Fin VSC 04	684.00	1.76	1.14	11.38	10.29	0	0	0.00	0.00	0.00	0	0	0.00	0.00

Tableau C-11: Vérification des contraintes en phase de service : en charge

Section	x (m)	nf	nc	Pf (MN)	Pc (MN)	ef (m)	ec (m)	M_1 (MN.m)	$\sigma_{Sup\ 1}$ (MPa)	$\sigma_{Inf\ 1}$ (MPa)	M_2 (MN.m)	$\sigma_{Sup\ 2}$ (MPa)	$\sigma_{Inf\ 2}$ (MPa)
Début VSC 01	0	0	0	0.00	0.00	0.00	0	0.00	0,00	0,00	0.00	0,00	0,00
Fin VSC 01	4.25	0	4	0.00	12.87	0.00	1.51	14.66	0,77	1,99	21.62	1,47	0,91
Fin VSC 02	8.50	0	6	0.00	19.30	0.00	1.54	28.05	1,71	2,14	42.15	3,12	-0,04
Fin VC C 01 - P 01	10.50	4	6	8.13	19.30	0.95	1.54	32.53	3,72	1,04	49.47	5,42	-1,58
Fin V 01	14.75	8	8	16.26	25.74	0.97	1.57	36.61	4,94	2,09	59.94	7,14	-1,27
Fin V 02	19.00	12	10	24.39	32.17	0.89	1.56	38.02	6,04	3,76	63.47	8,51	0,16
Fin V 03	23.25	16	10	32.51	32.17	1.04	1.61	32.31	7,17	3,86	59.98	9,85	0,15
Fin V 04	27.50	20	8	40.64	25.74	1.20	1.72	20.84	8,19	2,71	49.61	10,87	-0,82
Fin V 05	31.75	24	6	48.77	19.30	1.37	1.81	3.52	8,91	1,95	32.26	11,42	-1,19
Fin V 06	36.00	28	4	56.90	12.87	1.57	1.92	-19.76	9,36	1,50	7.78	11,55	-1,13
Fin V 07	40.25	32	0	65.03	0.00	1.77	0.00	-49.23	9,87	-0,23	-23.67	11,68	-2,33
Fin V 08	44.50	36	0	73.16	0.00	2.01	0.00	-85.13	9,49	1,27	-62.09	10,93	-0,35
Fin V 09	48.75	40	0	81.28	0.00	2.28	0.00	-127.70	9,12	2,54	-105.68	10,33	1,22
Fin V 10	53.00	44	0	89.41	0.00	2.29	0.00	-177.24	6,88	4,79	-153.27	7,68	3,76
AXE VSP P 01	57.00	44	0	89.41	0.00	2.29	0.00	-230.43	5,12	7,08	-209.89	5,80	6,19
Fin VSP P 01	61.00	44	0	89.41	0.00	2.29	0.00	-168.29	7,18	4,41	-145.90	7,92	3,45
Fin V 11	65.25	40	0	81.28	0.00	2.28	0.00	-110.55	10,06	1,52	-89.92	11,19	0,29
Fin V 12	69.50	36	0	73.16	0.00	2.01	0.00	-59.81	11,07	-0,51	-45.11	11,99	-1,54
Fin V 13	73.75	32	2	65.03	6.43	1.77	2.20	-15.73	11,76	-1,30	0.35	12,89	-2,62

Fin V 14	78.00	28	6	56.90	19.30	1.57	2.02	21.91	12,07	-0,59	41.75	13,73	-2,49
Fin V 15	82.25	24	10	48.77	32.17	1.37	1.88	53.36	12,14	0,40	78.01	14,29	-2,30
Fin V 16	86.50	20	14	40.64	45.04	1.20	1.77	78.85	11,99	1,64	109.71	14,87	-2,14
Fin V 17	90.75	16	18	32.51	57.91	1.04	1.66	98.49	11,58	3,24	136.91	15,31	-1,90
Fin V 18	95.00	12	20	24.39	64.35	0.89	1.62	112.36	10,92	3,80	147.65	14,35	-1,19
Fin V 19	99.25	8	22	16.26	70.78	0.97	1.59	120.54	10,14	4,47	158.96	13,76	-1,06
Fin V 20	103.50	4	24	8.13	77.22	0.95	1.56	123.16	9,33	6,68	162.08	13,23	0,66
Fin VC P 01 - P 02	105.50	4	24	8.13	77.22	0.95	1.56	120.98	9,12	7,02	160.78	13,10	0,86
Fin V 21	109.75	8	22	16.26	70.78	0.97	1.59	113.34	9,46	5,51	153.71	13,26	-0,30
Fin V 22	114.00	12	20	24.39	64.35	0.89	1.62	100.15	9,73	5,53	140.38	13,64	-0,17
Fin V 23	118.25	16	18	32.51	57.91	1.04	1.66	81.27	9,91	5,54	120.64	13,73	0,26
Fin V 24	122.50	20	14	40.64	45.04	1.20	1.77	56.63	9,91	4,36	94.48	13,45	-0,28
Fin V 25	126.75	24	10	48.77	32.17	1.37	1.88	26.14	9,76	3,37	61.86	12,88	-0,53
Fin V 26	131.00	28	6	56.90	19.30	1.57	2.02	-10.31	9,51	2,50	22.76	12,14	-0,66
Fin V 27	135.25	32	2	65.03	6.43	1.77	2.20	-52.95	9,12	1,76	-23.04	11,24	-0,70
Fin V 28	139.50	36	0	73.16	0.00	2.01	0.00	-102.03	8,43	2,46	-75.60	10,09	0,60
Fin V 29	143.75	40	0	81.28	0.00	2.28	0.00	-157.77	7,48	4,33	-132.68	8,85	2,84
Fin V 30	148.00	44	0	89.41	0.00	2.29	0.00	-220.49	5,45	6,65	-193.68	6,34	5,50
AXE VSP P 02	152.00	44	0	89.41	0.00	2.29	0.00	-286.52	3,26	9,48	-258.41	4,19	8,28
Fin VSP P 02	156.00	44	0	89.41	0.00	2.29	0.00	-222.21	5,39	6,72	-195.76	6,27	5,59
Fin V 31	160.25	40	0	81.28	0.00	2.28	0.00	-160.83	7,31	4,51	-136.97	8,62	3,09
Fin V 32	164.50	36	0	73.16	0.00	2.01	0.00	-106.44	8,16	2,77	-79.69	9,83	0,89

Fin V 33	168.75	32	2	65.03	6.43	1.77	2.20	-58.70	8,71	2,24	-28.56	10,85	-0,24
Fin V 34	173.00	28	6	56.90	19.30	1.57	2.02	-17.41	8,94	3,17	15.73	11,58	0,00
Fin V 35	177.25	24	10	48.77	32.17	1.37	1.88	17.69	9,02	4,30	53.32	12,13	0,40
Fin V 36	181.50	20	14	40.64	45.04	1.20	1.77	46.84	9,00	5,57	84.40	12,51	0,96
Fin V 37	185.75	16	18	32.51	57.91	1.04	1.66	70.14	8,84	7,03	109.02	12,60	1,83
Fin V 38	190.00	12	20	24.39	64.35	0.89	1.62	87.67	8,52	7,29	127.21	12,36	1,70
Fin V 39	194.25	8	22	16.26	70.78	0.97	1.59	99.52	8,15	7,50	139.00	11,88	1,81
Fin V 40	198.50	4	24	8.13	77.22	0.95	1.56	105.81	7,60	9,36	144.52	11,47	3,38
Fin VC P 02 - P 03	200.50	4	24	8.13	77.22	0.95	1.56	106.35	7,65	9,28	145.01	11,52	3,30
Fin V 41	204.75	8	22	16.26	70.78	0.97	1.59	102.07	8,39	7,13	141.44	12,11	1,47
Fin V 42	209.00	12	20	24.39	64.35	0.89	1.62	92.25	8,96	6,64	131.64	12,79	1,07
Fin V 43	213.25	16	18	32.51	57.91	1.04	1.66	76.75	9,48	6,15	115.44	13,22	0,96
Fin V 44	217.50	20	14	40.64	45.04	1.20	1.77	55.48	9,81	4,51	92.81	13,29	-0,08
Fin V 45	221.75	24	10	48.77	32.17	1.37	1.88	28.37	9,95	3,13	63.72	13,04	-0,74
Fin V 46	226.00	28	6	56.90	19.30	1.57	2.02	-4.71	9,95	1,97	28.13	12,57	-1,17
Fin V 47	230.25	32	2	65.03	6.43	1.77	2.20	-43.98	9,75	1,02	-14.17	11,86	-1,44
Fin V 48	234.50	36	0	73.16	0.00	2.01	0.00	-89.68	9,21	1,59	-63.25	10,86	-0,27
Fin V 49	238.75	40	0	81.28	0.00	2.28	0.00	-142.05	8,34	3,39	-116.84	9,72	1,89
Fin V 50	243.00	44	0	89.41	0.00	2.29	0.00	-201.40	6,08	5,83	-174.39	6,98	4,67
AXE VSP P 03	247.00	44	0	89.41	0.00	2.29	0.00	-263.91	4,01	8,51	-235.62	4,95	7,30
Fin VSP P 03	251.00	44	0	89.41	0.00	2.29	0.00	-201.10	6,09	5,82	-173.94	6,99	4,65
Fin V 51	255.25	40	0	81.28	0.00	2.28	0.00	-141.33	8,38	3,35	-115.98	9,77	1,84

Fin V 52	259.50	36	0	73.16	0.00	2.01	0.00	-88.55	9,28	1,51	-62.03	10,94	-0,35
Fin V 53	263.75	32	2	65.03	6.43	1.77	2.20	-42.42	9,86	0,90	-12.51	11,98	-1,56
Fin V 54	268.00	28	6	56.90	19.30	1.57	2.02	-2.74	10,11	1,77	30.18	12,73	-1,38
Fin V 55	272.25	24	10	48.77	32.17	1.37	1.88	30.76	10,16	2,87	66.17	13,26	-1,01
Fin V 56	276.50	20	14	40.64	45.04	1.20	1.77	58.29	10,07	4,16	95.65	13,56	-0,42
Fin V 57	280.75	16	18	32.51	57.91	1.04	1.66	79.98	9,79	5,72	118.68	13,54	0,54
Fin V 58	285.00	12	20	24.39	64.35	0.89	1.62	95.9	9,32	6,13	135.28	13,15	0,56
Fin V 59	289.25	8	22	16.26	70.78	0.97	1.59	106.13	8,78	6,55	145.47	12,49	0,88
Fin V 60	293.50	4	24	8.13	77.22	0.95	1.56	111.07	8,12	8,55	149.4	11,96	2,62
Fin VC P 03 - P 04	295.50	4	24	8.13	77.22	0.95	1.56	110.53	8,07	8,63	149.1	11,93	2,67
Fin V 61	299.75	8	22	16.26	70.78	0.97	1.59	104.66	8,64	6,76	143.97	12,35	1,10
Fin V 62	304.00	12	20	24.39	64.35	0.89	1.62	93.23	9,06	6,51	132.59	12,88	0,94
Fin V 63	308.25	16	18	32.51	57.91	1.04	1.66	76.12	9,42	6,23	114.79	13,16	1,05
Fin V 64	312.50	20	14	40.64	45.04	1.20	1.77	53.24	9,60	4,78	90.57	13,08	0,20
Fin V 65	316.75	24	10	48.77	32.17	1.37	1.88	24.52	9,62	3,55	59.38	12,66	-0,26
Fin V 66	321.00	28	6	56.90	19.30	1.57	2.02	-10.17	9,52	2,49	19.96	11,92	-0,39
Fin V 67	325.25	32	2	65.03	6.43	1.77	2.20	-51.04	9,25	1,60	-26.74	10,97	-0,40
Fin V 68	329.50	36	0	73.16	0.00	2.01	0.00	-98.36	8,66	2,20	-74.87	10,13	0,55
Fin V 69	333.75	40	0	81.28	0.00	2.28	0.00	-152.33	7,78	4,01	-127.05	9,16	2,50
Fin V 70	338.00	44	0	89.41	0.00	2.29	0.00	-213.29	5,69	6,34	-186.2	6,59	5,18
AXE VSP P 04	342.00	44	0	89.41	0.00	2.29	0.00	-277.21	3,57	9,08	-248.94	4,51	7,87
Fin VSP P 04	346.00	44	0	89.41	0.00	2.29	0.00	-213.27	5,69	6,34	-186.18	6,59	5,18

Fin V 71	350.25	40	0	81.28	0.00	2.28	0.00	-152.29	7,78	4,01	-127.01	9,16	2,50
Fin V 72	354.50	36	0	73.16	0.00	2.01	0.00	-98.3	8,67	2,20	-71.85	10,32	0,34
Fin V 73	358.75	32	2	65.03	6.43	1.77	2.20	-50.97	9,26	1,60	-21.12	11,37	-0,86
Fin V 74	363.00	28	6	56.90	19.30	1.57	2.02	-10.08	9,53	2,47	22.78	12,14	-0,67
Fin V 75	367.25	24	10	48.77	32.17	1.37	1.88	24.62	9,63	3,54	59.98	12,71	-0,33
Fin V 76	371.50	20	14	40.64	45.04	1.20	1.77	53.36	9,61	4,77	90.68	13,09	0,19
Fin V 77	375.75	16	18	32.51	57.91	1.04	1.66	76.26	9,43	6,21	114.92	13,18	1,04
Fin V 78	380.00	12	20	24.39	64.35	0.89	1.62	93.38	9,07	6,49	132.74	12,90	0,92
Fin V 79	384.25	8	22	16.26	70.78	0.97	1.59	104.82	8,65	6,74	144.15	12,36	1,07
Fin V 80	388.50	4	24	8.13	77.22	0.95	1.56	110.71	8,09	8,61	149.3	11,95	2,64
Fin VC P 04 - P 05	390.50	4	24	8.13	77.22	0.95	1.56	111.24	8,14	8,52	149.66	11,99	2,58
Fin V 81	394.75	8	22	16.26	70.78	0.97	1.59	106.35	8,80	6,52	145.67	12,51	0,86
Fin V 82	399.00	12	20	24.39	64.35	0.89	1.62	96.13	9,34	6,10	135.51	13,17	0,52
Fin V 83	403.25	16	18	32.51	57.91	1.04	1.66	80.23	9,81	5,68	118.93	13,56	0,49
Fin V 84	407.50	20	14	40.64	45.04	1.20	1.77	58.56	10,09	4,13	95.93	13,58	-0,46
Fin V 85	411.75	24	10	48.77	32.17	1.37	1.88	31.04	10,19	2,84	66.46	13,28	-1,04
Fin V 86	416.00	28	6	56.90	19.30	1.57	2.02	-2.44	10,13	1,75	30.48	12,76	-1,39
Fin V 87	420.25	32	2	65.03	6.43	1.77	2.20	-42.1	9,89	0,87	-12.2	12,00	-1,60
Fin V 88	424.50	36	0	73.16	0.00	2.01	0.00	-88.21	9,30	1,49	-61.68	10,96	-0,38
Fin V 89	428.75	40	0	81.28	0.00	2.28	0.00	-140.98	8,40	3,33	-115.57	9,79	1,82
Fin V 90	433.00	44	0	89.41	0.00	2.29	0.00	-200.73	6,11	5,80	-173.51	7,01	4,63
AXE VSP P 05	437.00	44	0	89.41	0.00	2.29	0.00	-263.52	4,03	8,50	-236.15	4,93	7,32

Fin VSP P 05	441.00	44	0	89.41	0.00	2.29	0.00	-201.05	6,10	5,81	-174.09	6,99	4,66
Fin V 91	445.25	40	0	81.28	0.00	2.28	0.00	-141.75	8,36	3,38	-116.58	9,73	1,88
Fin V 92	449.50	36	0	73.16	0.00	2.01	0.00	-89.44	9,22	1,57	-63.02	10,87	-0,28
Fin V 93	453.75	32	2	65.03	6.43	1.77	2.20	-43.78	9,77	1,01	-13.96	11,88	-1,44
Fin V 94	458.00	28	6	56.90	19.30	1.57	2.02	-4.57	9,96	1,94	28.27	12,58	-1,20
Fin V 95	462.25	24	10	48.77	32.17	1.37	1.88	28.45	9,96	3,12	63.8	13,05	-0,75
Fin V 96	466.50	20	14	40.64	45.04	1.20	1.77	55.52	9,81	4,50	92.83	13,29	-0,07
Fin V 97	470.75	16	18	32.51	57.91	1.04	1.66	76.74	9,48	6,15	115.41	13,22	0,97
Fin V 98	475.00	12	20	24.39	64.35	0.89	1.62	92.19	8,96	6,65	131.56	12,79	1,09
Fin V 99	479.25	8	22	16.26	70.78	0.97	1.59	101.95	8,38	7,15	141.3	12,09	1,48
Fin V 100	483.50	4	24	8.13	77.22	0.95	1.56	106.2	7,64	9,30	144.78	11,50	3,34
Fin VC P 05 - P 06	485.50	4	24	8.13	77.22	0.95	1.56	105.52	7,57	9,41	144.28	11,45	3,41
Fin V 101	489.75	8	22	16.26	70.78	0.97	1.59	99.16	8,12	7,55	138.7	11,85	1,86
Fin V 102	494.00	12	20	24.39	64.35	0.89	1.62	87.25	8,48	7,35	126.87	12,33	1,75
Fin V 103	498.25	16	18	32.51	57.91	1.04	1.66	69.65	8,79	7,10	108.62	12,56	1,88
Fin V 104	502.50	20	14	40.64	45.04	1.20	1.77	46.29	8,95	5,63	83.94	12,46	1,01
Fin V 105	506.75	24	10	48.77	32.17	1.37	1.88	17.07	8,97	4,37	52.8	12,09	0,46
Fin V 106	511.00	28	6	56.90	19.30	1.57	2.02	-18.09	8,89	3,24	15.15	11,54	0,07
Fin V 107	515.25	32	2	65.03	6.43	1.77	2.20	-59.45	8,66	2,30	-29.22	10,80	-0,19
Fin V 108	519.50	36	0	73.16	0.00	2.01	0.00	-107.25	8,11	2,82	-80.37	9,79	0,94
Fin V 109	523.75	40	0	81.28	0.00	2.28	0.00	-161.71	7,27	4,57	-137.46	8,59	3,12
Fin V 110	528.00	44	0	89.41	0.00	2.29	0.00	-223.15	5,36	6,76	-196.48	6,25	5,62

AXE VSP P 06	532.00	44	0	89.41	0.00	2.29	0.00	-287.52	3,23	9,53	-259.37	4,16	8,32
Fin VSP P 06	536.00	44	0	89.41	0.00	2.29	0.00	-221.41	5,42	6,69	-194.54	6,31	5,53
Fin V 111	540.25	40	0	81.28	0.00	2.28	0.00	-158.77	7,43	4,39	-133.62	8,80	2,89
Fin V 112	544.50	36	0	73.16	0.00	2.01	0.00	-103.13	8,37	2,54	-76.78	10,01	0,69
Fin V 113	548.75	32	2	65.03	6.43	1.77	2.20	-54.14	9,03	1,86	-24.29	11,15	-0,59
Fin V 114	553.00	28	6	56.90	19.30	1.57	2.02	-11.6	9,41	2,62	21.41	12,03	-0,54
Fin V 115	557.25	24	10	48.77	32.17	1.37	1.88	24.76	9,64	3,52	60.43	12,75	-0,38
Fin V 116	561.50	20	14	40.64	45.04	1.20	1.77	55.16	9,78	4,55	92.97	13,31	-0,09
Fin V 117	565.75	16	18	32.51	57.91	1.04	1.66	79.71	9,76	5,75	119.07	13,58	0,48
Fin V 118	570.00	12	20	24.39	64.35	0.89	1.62	98.49	9,57	5,76	138.74	13,48	0,07
Fin V 119	574.25	8	22	16.26	70.78	0.97	1.59	111.58	9,29	5,76	152.02	13,11	-0,06
Fin V 120	578.50	4	24	8.13	77.22	0.95	1.56	119.13	8,93	7,30	159.02	12,93	1,13
Fin VC P 06 - P 07	580.50	4	24	8.13	77.22	0.95	1.56	120.57	9,08	7,08	160.17	13,04	0,96
Fin V 121	584.75	8	22	16.26	70.78	0.97	1.59	118.39	9,93	4,79	158.09	13,68	-0,93
Fin V 122	589.00	12	20	24.39	64.35	0.89	1.62	110.07	10,69	4,12	149.72	14,55	-1,49
Fin V 123	593.25	16	18	32.51	57.91	1.04	1.66	96.06	11,35	3,56	134.92	15,11	-1,65
Fin V 124	597.50	20	14	40.64	45.04	1.20	1.77	76.28	11,75	1,95	108.15	14,72	-1,96
Fin V 125	601.75	24	10	48.77	32.17	1.37	1.88	50.65	11,90	0,69	77.36	14,23	-2,23
Fin V 126	606.00	28	6	56.90	19.30	1.57	2.02	19.07	11,85	-0,31	42.92	13,75	-2,58
Fin V 127	610.25	32	2	65.03	6.43	1.77	2.20	-18.71	11,54	-1,06	0.14	12,88	-2,61
Fin V 128	614.50	36	0	73.16	0.00	2.01	0.00	-62.93	10,88	-0,29	-37.55	12,47	-2,07
Fin V 129	618.75	40	0	81.28	0.00	2.28	0.00	-113.81	9,88	1,71	-92.47	11,05	0,44

Fin V 130	623.00	44	0	89.41	0.00	2.29	0.00	-171.67	7,07	4,55	-148.72	7,83	3,57
AXE VSP P 07	627.00	44	0	89.41	0.00	2.29	0.00	-232.97	5,04	7,18	-209.65	5,81	6,18
Fin VSP P 07	631.00	44	0	89.41	0.00	2.29	0	-179.61	6,81	4,89	-155.97	7,59	3,88
Fin V 131	635.25	40	0	81.28	0.00	2.28	0	-129.87	9,01	2,67	-108.16	10,19	1,38
Fin V 132	639.50	36	0	73.16	0.00	2.01	0	-87.11	9,37	1,41	-64.39	10,79	-0,18
Fin V 133	643.75	32	0	65.03	0.00	1.77	0	-51.01	9,74	-0,07	-25.79	11,53	-2,15
Fin V 134	648.00	28	4	56.90	12.87	1.57	1.92	-21.35	9,23	1,65	5.74	11,39	-0,94
Fin V 135	652.25	24	6	48.77	19.30	1.37	1.81	2.12	8,79	2,11	30.24	11,25	-0,97
Fin V 136	656.50	20	8	40.64	25.74	1.20	1.72	19.63	8,08	2,86	47.83	10,71	-0,60
Fin V 137	660.75	16	10	32.51	32.17	1.04	1.61	31.3	7,07	4,00	58.51	9,71	0,36
Fin V 138	665.00	12	10	24.39	32.17	0.89	1.56	37.2	5,96	3,88	62.24	8,39	0,34
Fin V 139	669.25	8	8	16.26	25.74	0.97	1.57	33.24	4,62	2,57	58.97	7,05	-1,14
Fin V 140	673.50	4	6	8.13	19.30	0.95	1.54	32.08	3,67	1,11	48.77	5,35	-1,47
Fin VC P 07 - C 02	675.50	0	6	0.00	19.30	0.00	1.54	27.7	1,67	2,19	41.59	3,06	0,04
Fin VSC 03	679.75	0	4	0.00	12.87	0.00	1.51	14.5	0,76	2,01	21.36	1,44	0,95
Fin VSC 04	684.00	0	0	0.00	0.00	0.00	0,00	0,00	0,00	0,00	0.00	0,00	0,00

Tableau C-12: Variation de section VSP

N° Vrs	x	H(x)
Vsp	0,00	5,90
V1	4,25	5,33
V2	8,50	4,82
V3	12,75	4,37
V4	17,00	3,98
V5	21,25	3,65
V6	25,50	3,38
V7	29,75	3,17
V8	34,00	3,02
V9	38,25	2,93
V10	42,50	2,90

Tableau C-13: Variation de section VCS

N° Vrs	x	E(x)
Vsp	0,00	0,75
V1	4,25	0,66
V2	8,50	0,59
V3	12,75	0,52
V4	17,00	0,46
V5	21,25	0,41
V6	25,50	0,37
V7	29,75	0,34
V8	34,00	0,32
V9	38,25	0,30
V10	42,50	0,30

Tableau C-14: Système de charge Al trois vois

N des voies	L (m)	A(l) (kN/m2)	a_1	a_2	A(l)xa_1xa_2 (kN/m^2)	L_v (m)	A(l) (kN/ml)
1 Cas	57	7,52	0,9	1,00	6,77	10,50	71,04
2 Cas	95	5,66	0,9	1,00	5,10	10,50	53,53
3 Cas	152	4,50	0,9	1,00	4,05	10,50	42,48
4 Cas	190	4,08	0,9	1,00	3,67	10,50	38,58
5 Cas	247	3,69	0,9	1,00	3,32	10,50	34,87
6 Cas	285	3,51	0,9	1,00	3,16	10,50	33,19
7 Cas	342	3,32	0,9	1,00	2,99	10,50	31,35
8 Cas	380	3,22	0,9	1,00	2,90	10,50	30,41
9 Cas	437	3,10	0,9	1,00	2,79	10,50	29,31
10 Cas	475	3,04	0,9	1,00	2,74	10,50	28,72
11 Cas	532	2,96	0,9	1,00	2,67	10,50	27,99
12 Cas	570	2,92	0,9	1,00	2,63	10,50	27,58
13 Cas	627	2,86	0,9	1,00	2,58	10,50	27,06
14 Cas	684	2,82	0,9	1,00	2,54	10,50	26,62
15 Cas	114	5,16	0,9	1,00	4,64	10,50	48,74
16 Cas	209	3,93	0,9	1,00	3,54	10,50	37,13
17 Cas	304	3,44	0,9	1,00	3,10	10,50	32,50
18 Cas	399	3,18	0,9	1,00	2,86	10,50	30,01
19 Cas	494	3,01	0,9	1,00	2,71	10,50	28,46
20 Cas	589	2,90	0,9	1,00	2,61	10,50	27,40

Tableau C-15: Système de charge Al deux vois

N des voies	L (m)	A(l) (kN/m2)	a_1	a_2	A(l)xa_1xa_2 (kN/m^2)	L_v (m)	A(l) (kN/ml)
1 Cas	57	7,52	1	1,00	7,52	7,00	52,62
2 Cas	95	5,66	1	1,00	5,66	7,00	39,65
3 Cas	152	4,50	1	1,00	4,50	7,00	31,47
4 Cas	190	4,08	1	1,00	4,08	7,00	28,58
5 Cas	247	3,69	1	1,00	3,69	7,00	25,83
6 Cas	285	3,51	1	1,00	3,51	7,00	24,58

7 Cas	342	3,32	1	1,00	3,32	7,00	23,22
8 Cas	380	3,22	1	1,00	3,22	7,00	22,53
9 Cas	437	3,10	1	1,00	3,10	7,00	21,71
10 Cas	475	3,04	1	1,00	3,04	7,00	21,27
11 Cas	532	2,96	1	1,00	2,96	7,00	20,73
12 Cas	570	2,92	1	1,00	2,92	7,00	20,43
13 Cas	627	2,86	1	1,00	2,86	7,00	20,04
14 Cas	684	2,82	1	1,00	2,82	7,00	19,72
15 Cas	114	5,16	1	1,00	5,16	7,00	36,10
16 Cas	209	3,93	1	1,00	3,93	7,00	27,50
17 Cas	304	3,44	1	1,00	3,44	7,00	24,07
18 Cas	399	3,18	1	1,00	3,18	7,00	22,23
19 Cas	494	3,01	1	1,00	3,01	7,00	21,08
20 Cas	589	2,90	1	1,00	2,90	7,00	20,29

Tableau C-16: Système de charge Al une vois

N des voies	L (m)	A(l) (kN/m2)	a_1	a_2	A(l)xa_1xa_2 (kN/m^2)	L_v (m)	A(l) (kN/ml)
1 Cas	57	7,52	1	1,00	7,52	3,50	26,31
2 Cas	95	5,66	1	1,00	5,66	3,50	19,83
3 Cas	152	4,50	1	1,00	4,50	3,50	15,73
4 Cas	190	4,08	1	1,00	4,08	3,50	14,29
5 Cas	247	3,69	1	1,00	3,69	3,50	12,91
6 Cas	285	3,51	1	1,00	3,51	3,50	12,29
7 Cas	342	3,32	1	1,00	3,32	3,50	11,61
8 Cas	380	3,22	1	1,00	3,22	3,50	11,26
9 Cas	437	3,10	1	1,00	3,10	3,50	10,86
10 Cas	475	3,04	1	1,00	3,04	3,50	10,64
11 Cas	532	2,96	1	1,00	2,96	3,50	10,37
12 Cas	570	2,92	1	1,00	2,92	3,50	10,21
13 Cas	627	2,86	1	1,00	2,86	3,50	10,02
14 Cas	684	2,82	1	1,00	2,82	3,50	9,86
15 Cas	114	5,16	1	1,00	5,16	3,50	18,05

16 Cas	209	3,93	1	1,00	3,93	3,50	13,75
17 Cas	304	3,44	1	1,00	3,44	3,50	12,04
18 Cas	399	3,18	1	1,00	3,18	3,50	11,12
19 Cas	494	3,01	1	1,00	3,01	3,50	10,54
20 Cas	589	2,90	1	1,00	2,90	3,50	10,15

Tableau C-17: Système de charge Bc

N° des voies	B_c (kN)	b_c	B_c x b_c (kN)
1	600	1,2	720
2	1200	1,1	1320
3	**1800**	**0,95**	**1710**
4	2400	0,8	1920

Tableau C-18: Système de charge Bt

N ° des voies	B_t (kN)	b_t	B_t x b_t (kN)
1	320	1,2	384
2 – 3 - 4	**640**	**1,2**	**768**

Tableau C-19: Coefficient de majoration dynamique

Système de charge	L (m)	G (kN)	S (kN)	δ
B_c	57	17013,0	1710	**1,047**
	95	29179,0	1710	**1,029**
	152	46193,0	1710	**1,018**
	190	55381,0	1710	**1,015**
	247	76832,0	1710	**1,011**
	285	87538,0	1710	**1,010**
	342	104551,0	1710	**1,008**
	380	116717,0	1710	**1,007**
	437	133730,0	1710	**1,006**
	475	145896,0	1710	**1,006**
	532	162909,0	1710	**1,005**
	570	175075,0	1710	**1,005**

	627	192089,0	1710	**1,004**
	684	209102,0	1710	**1,004**
	114	34027,0	1710	**1,024**
	209	63206,0	1710	**1,013**
	304	92385,0	1710	**1,009**
	399	121564,0	1710	**1,007**
	494	150744,0	1710	**1,006**
	589	179923,0	1710	**1,005**
Bt	57	17013,0	768	**1,039**
	95	29179,0	768	**1,024**
	152	46193,0	768	**1,015**
	190	55381,0	768	**1,012**
	247	76832,0	768	**1,009**
	285	87538,0	768	**1,008**
	342	104551,0	768	**1,007**
	380	116717,0	768	**1,006**
	437	133730,0	768	**1,005**
	475	145896,0	768	**1,005**
	532	162909,0	768	**1,004**
	570	175075,0	768	**1,004**
	627	192089,0	768	**1,004**
	684	209102,0	768	**1,003**
	114	34027,0	768	**1,020**
	209	63206,0	768	**1,011**
	304	92385,0	768	**1,008**
	399	121564,0	768	**1,006**
	494	150744,0	768	**1,005**
	589	179923,0	768	**1,004**
Mc120	57	17013,0	1100	**1,042**
	95	29179,0	1100	**1,026**
	152	46193,0	1100	**1,016**
	190	55381,0	1100	**1,013**
	247	76832,0	1100	**1,010**

	285	87538,0	1100	**1,009**
	342	104551,0	1100	**1,007**
	380	116717,0	1100	**1,007**
	437	133730,0	1100	**1,006**
	475	145896,0	1100	**1,005**
	532	162909,0	1100	**1,005**
	570	175075,0	1100	**1,004**
	627	192089,0	1100	**1,004**
	684	209102,0	1100	**1,004**
	114	34027,0	1100	**1,022**
	209	63206,0	1100	**1,012**
	304	92385,0	1100	**1,008**
	399	121564,0	1100	**1,006**
	494	150744,0	1100	**1,005**
	589	179923,0	1100	**1,004**

Tableau C-20: Effort de freinage Al

N des voies	S (m^2)	A(l) (kN/m^2)	F (kN)
Cas 1	199,50	7,52	72,46
Cas 2	332,50	5,66	88,99
Cas 3	532,00	4,50	109,39
Cas 4	665,00	4,08	121,58
Cas 5	864,50	3,69	138,54
Cas 6	997,50	3,51	149,13
Cas 7	1197,00	3,32	164,14
Cas 8	1330,00	3,22	173,61
Cas 9	1529,50	3,10	187,12
Cas 10	1662,50	3,04	195,70
Cas 11	1862,00	2,96	207,97
Cas 12	1995,00	2,92	215,79
Cas 13	2194,50	2,86	227,01
Cas 14	2394,00	2,82	237,66
Cas 15	399,00	5,16	96,17

Cas 16	731,50	3,93	127,39
Cas 17	1064,00	3,44	154,25
Cas 18	1396,50	3,18	178,21
Cas 19	1729,00	3,01	199,87
Cas 20	2061,50	2,90	219,59

Tableau C-21: La raideur de la structure

Piles	H_{moy} (m)		I (m^4)	n Fût	$k_{Fût}$ (MN/m)
P1	28,81		133,94	1	554,52
P2	41,65		133,94	1	183,53
P3	60,15		133,94	1	60,93
P4	59,83		133,94	1	61,91
P5	55,45		133,94	1	77,78
P6	43,48		133,94	1	161,32
P7	17,42		133,94	1	2508,42
$K_{a\text{-}app}$ =	6,08	(MN/m)		G dy =	1,2

Piles	$k_{Fût}$ (MN/m)	k Ap-d'appui (MN/m)	$n_{A\text{-}Apps}$	Kapp (MN/m)
P1	554,52	6,08	4	23,28
P2	183,53	6,08	4	21,46
P3	60,93	6,08	4	17,37
P4	61,91	6,08	4	17,45
P5	77,78	6,08	4	18,52
P6	161,32	6,08	4	21,12
P7	2508,42	6,08	4	24,07

Culées	k Ap-d'appui (MN/m)	$n_{A\text{-}Apps}$	Kapp (MN/m)
C1	3,33	2	6,66
C2	3,33	2	6,66

K_{lon} =	**156,58**	(MN/m)

Tableau C-22: La répartition des efforts

Piles	K_{appui} (MN/m)	K_T (MN/m)	F (kN)	F_{appui} (kN)
C1	6,66	156,58	20806,9	885,0
P1	23,28	156,58	20806,9	3093,5
P2	21,46	156,58	20806,9	2851,5
P3	17,37	156,58	20806,9	2308,4
P4	17,45	156,58	20806,9	2318,9
P5	18,52	156,58	20806,9	2460,3
P6	21,12	156,58	20806,9	2806,3
P7	24,07	156,58	20806,9	3198,0
C2	6,66	156,58	20806,9	885,0