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 : Infrastructures de Base

Thème

Conception et étude du viaduc V49.5 du PK49+398.19 au PK49+789.19 de la liaison autoroutière reliant le port de Djen Djen à l'autoroute Est-Ouest au niveau d'El Eulma

Présenté par :
BALAMANE Rayane
CHIKH Yasmine

Encadré par :
Mr SEBAH Omar

Promotion 2022/2023

© ENSTP-FJ - Garidi - Vieux Kouba

DÉDICACES

Je tiens à dédier ce travail :

À ma mère qui m'a tant soutenue, qui a cru en moi même quand je doutais de moi-même, ses prières m'ont accompagnées à chaque étape de mon parcours.

À mon père sans qui je ne serais pas la personne que je suis aujourd'hui, la personne qui m'inspire le plus et qui continue de me guider.

À mes grands-pères, que Dieu accorde paix à leurs âmes, et mes grands-mères, que Dieu les garde en bonne santé et exauce leurs vœux.

À mes frères,
Mon binôme,
Mes amis et mes camarades de classe.

-Yasmine CHIKH

DÉDICACES

Je dédie ce travail :

À mes chers parents ;
Ma mère pour son soutien, son amour, ses conseils, ses prières et ses encouragements qui m'ont toujours accompagnée

Mon père pour son soutien, son affection et la confiance qu'il m'a accordée.
A ma sœur et mes frères pour leur amour.

Mon binôme et sa famille.
À mes chères cousines pour leurs encouragements
À mes chers amis et camarades de classe
Je vous remercie tous

-Rayane BALAMANE

REMERCIEMENTS

Au nom d'ALLAH le tout miséricordieux, le très miséricordieux.

Nous tenons à témoigner toute notre reconnaissance et notre gratitude aux personne suivantes pour leur aide inestimable dans la réalisation de ce mémoire :

- Nos chers parents, pour leurs encouragements et leur soutien.
- Notre encadrant M. SEBAH pour sa patience, sa disponibilité et ses conseils judicieux.
- Tout le staff de l'entreprise SAPTA pour leur aide précieuse et leur bon accueil.
- Toute l'équipe pédagogique de l'ENSTP et les intervenants professionnels responsables de notre formation.
- Mme BOUAKAZ la responsable de bibliothèque, pour ses encouragements et tous les ouvrages avec lesquels on a pu travailler.
- Ainsi qu'aux membres du jury, pour l'intérêt qu'ils ont porté pour examiner ce modeste travail.

Merci à toutes et à tous.

ملخص

يهدف هذا العمل إلى تصميم ودراسة جسر V49.5 من PK 49 + 398.19 إلى PK 49 + 789.19 الموجود بالطريق الاجتنابي الذي يربط ميناء جن جن بالطريق السريع شرق-غرب.

بعد التصميم، قمنا بدراسة جسر صندوقي خرساني مسبق الإجهاد تم بناؤه بواسطة ناتئ متتالي، بطول إجمالي يبلغ 391 مترًا، يرتكز السطح على 7 دعامات ويتكون من 4 امتدادات رئيسية بطول 75 مترًا و امتدادين (02) من الضفة بطول 45 مترًا لكل منهما.

تم استخدام اللوائح الجزائرية RCPR 2008 و RPOA 2008 لإجراء هذه الدراسة بالإضافة إلى أدلةSETRA.

تم عمل نمذجة الهيكل باستخدام برنامج ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS 2020 بينما تم وضع الخطة الشاملة باستخدام برنامج AUTOCAD 2023 .

الكلمات المفتاحية: جسر ، خرسانة سابقة الإجهاد ، حواف ، رصيف ، دعامة.

Résumé

Le but de ce travail est la conception et l'étude du viaduc V49.5 du PK 49+398.19 au PK 49+789.19 se trouvant sur la liaison autoroutière reliant le port de Djen Djen à l'autoroute Est-Ouest.

Après la conception nous avons fait l'étude d'un pont caisson en béton précontraint construit par encorbellement successif, d'une longueur totale de 391m, le tablier repose sur 7 appuis et il est constitué de 4 travées principales de 75m et 2 travées de rive de 45m chacune.

Les règlements algériens BAEL91, RCPR 2008, RPOA 2008 ont été utilisé afin de mener cette étude à point, ainsi que des guides SETRA.

La modélisation de la structure a été faite avec le logiciel ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS 2020 tandis que le plan d'ensemble a été réalisé avec le logiciel autoCAD 2023

Mots clés : pont, voussoir, béton précontraint, encorbellement, pile, culée.

Abstract

The purpose of this work is the design and study of the bridge V49.5, located on the highway link connecting the Port of Djen Djen to the East-West Highway, from PK 49+398.19 to PK 49+789.19.

After the design phase, we conducted a study of a pre-stressed concrete box girder bridge constructed by successive cantilevering. The total length of the bridge is 391m, supported by 7 piers, consisting of 4 main spans of 75m each and 2 side spans of 45m each.

Algerian regulations BAEL91, RCPR 2008, RPOA 2008 were used to successfully carry out this study, along with SETRA guidelines.

The structure was modeled using ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS 2020 software, while the plan was created using autoCAD 2023 software.

Keywords: bridge, pre-stressed concrete, cantilever, pier, abutment.

SOMMAIRE

INTRODUCTION GENERALE 1

CHAPITRE I GENERALITES 2

I.1. INTRODUCTION 2
I.2. LES DIFFERENTES PARTIES D'UN PONT DE MANIERE GENERALE 2
I.3. LES DIFFERENTES CATEGORIES DE PONTS 2
I.3.1. Les ponts courants 2
I.3.2. Les ponts non courants ou exceptionnels 3

CHAPITRE II PRESENTATION DU PROJET 5

II.1. INTRODUCTION 5
II.2. PRESENTATION DU PROJET 5
II.2.1. Situation du projet 5
II.2.2. Obstacles à franchir 5
II.3. LES DONNEES DU PROJET 5
II.3.1. Les données fonctionnelles 5
II.3.1.1. Tracé en plan 5
I.3.1.2. Profil en long 5
II.3.1.3. Profil en Travers 6
II.3.2. Les données Naturelles 6
II.3.2.1. Topographie 6
II.3.2.2. Sismicité du site 6
II.3.2.3. Géotechnique 6
II.3.3. Les données climatiques 6
II.3.3.1. Température 6
II.3.3.2. Pluviométrie 7
II.4. CONCLUSION 7

CHAPITRE III CONCEPTION GENERALE 8

III.1. INTRODUCTION 8
III.2. PRESENTATION ET PREDIMENSIONNEMENT DES VARIANTES 8
III.2.1. Variante n°1 : « Pont à poutre en béton précontraint par post tension » 8
III.2.1.1. Conception longitudinale 8
III.2.1.2 Conception transversale : 9
III.2.2. Variante n°2 : « Pont caisson en béton précontraint construit par encorbellement successif » 12
III.2.2.1. Conception longitudinale 12
III.2.2.2. Conception transversale 13
III.2.3. Variante n°3 : « Pont Mixte Bipoutre » 16
III.2.3.1. Conception longitudinale 16
III.2.3.2. Conception Transversale 16
III.3. DEVIS ESTIMATIF QUANTITATIF 19
III.4. ANALYSE MULTICRITERE ET CHOIX DE LA VARIANTE OPTIMALE 22
III.4.1. Avantages et inconvénients des trois variantes 23
III.4.2. Choix de la variante retenue 23

CHAPITRE IV PREDIMENSIONNEMENT DETAILLE 24
IV.1. INTRODUCTION 24
IV.2. DECOUPAGE EN VOUSSOIRS 24
IV.2.1. Voussoirs courants 24
IV.2.2. Voussoirs sur pile 24
IV.2.3. Voussoir de clavage 24
IV.3. LES VARIANTIONS DES ELEMENTS DU PONT 24
IV.3.1. La variation de la hauteur 24
IV.3.2. La variation de l'épaisseur du hourdis inférieur 25
CHAPITRE V 26
HYPOTHESES DE CALCUL 26
V.1. INTRODUCTION 26
V.2. LE BETON 26
V.2.1. Résistance à la compression 26
V.2.2. Résistance à la traction 26
V.2.3 Les contraintes limites 26
V.2.3.1 Contrainte limite ultime de compression 26
V.2.3.2. Contrainte limite de service de compression 27
V.2.4. Module de Young du béton 27
V.2.5 Coefficient de poisson 27
V.3. ACIERS 28
V.3.1. Les armatures passives 28
V.3.1.1. La limite élastique 28
V.3.1.2. Contrainte limite de traction 28
V.3.1.3. Module de Young des aciers 28
V.3.2. Les armatures actives 29
V.4. CONCLUSION 29
CHAPITRE VI CHARGES ET SURCHARGES 30
VI.1. INTRODUCTION 30
VI.2. CARACTERISTIQUES DU PONT 30
VI.3. ÉVALUATION DES CHARGES 30
VI.3.1. Évaluation des charges permanentes 30
VI.3.2. Évaluation des charges d'exploitation 32
VI.3.2.1. Les charges dues au trafic 32
VI.3.2.1.1. Système de charges A 32
VI.3.2.1.2. Système de charges B 34
VI.3.2.1.2.1. Système de charge Bc 34
VI.3.2.1.2.2. Système de charge Bt 35
V.3.2.1.2.3. Système de charge Br 36
VI.3.2.1.3. Système de charge Mc120 37
VI.3.2.1.4. Système de charge D240 37
VI.3.2.1.5. Les forces de freinage 38
VI.3.2.2. Les charges hors trafic 39
VI.4. CONCLUSION 39
CHAPITRE VII ÉTUDE DU FLEAU 40
VII.1. INTRODUCTION 40
VII.2. ÉTUDE DU FLEAU (SYSTEME ISOSTATIQUE) 40

VII.2.1. Différentes phases de construction d'un fléau 40
VII.2.2. Actions à prendre en compte 40
VII.2.2.1. Poids propre G 41
VII.2.2.2. Charges de chantier connues 41
VII.2.2.3. Charges de chantier aléatoires 41
VII.2.2.4. Effets du vent 42
VII.2.2.5. Action accidentelle 42
VII.2.3. Évaluation des efforts 42
VI.2.3.1. Calcul des effets dus aux surcharges sur un demi-fléau 43
VII.2.4. Combinaisons d'action 46
VII.2.5. Stabilisation du fléau 47
VII.2.5.1. Calcul du nombre de câble 48
VII.2.5.2. Calcul de la surface des cales 49

CHAPITRE VIII ÉTUDE LONGITUDINALE 51

VIII.1. INTRODUCTION 51
VIII.2. COMBINAISONS 51
VIII.2. MODELISATION 51
VIII.3. RESULTATS 52
VIII.4. ÉTUDE DE LA PRECONTRAINTE 53
VIII.4.1. Étude de la précontrainte de fléau 54
VIII.4.1.1. Détermination du nombre de câble de fléau 54
VIII.4.1.2. Disposition des câbles de fléau 55
VIII.4.1.3. Tracé des câbles 55
VIII.4.2. Étude de la précontrainte de continuité 57
VIII.4.2.1. Détermination du nombre de câble de précontrainte en travée principale 57
VIII.4.2.2. Disposition des câbles de continuité 58
VIII.4.2.3. Tracé des câbles 58
VIII.4.2.4. Détermination du nombre de câbles de continuité en travée de rive 59
VIII.4.2.5. Disposition des câbles 59
VIII.4.2.6. Tracé des câbles 59
VIII.4.3. Évaluation des pertes de précontraintes 60
VIII.4.3.1. Pertes de tension instantanées 60
VIII.4.3.2. Pertes de tension différées 61
VIII.4.4. Vérifications des contraintes normales 62
VIII.4.5. Vérifications des contraintes tangentielles 63
VIII.4.5.1. Vérification vis-à-vis de l'ELS 63
VIII.4.5.2. Vérification vis-à-vis de l'ELU 65
VIII.5. CONCLUSION 66

CHAPITRE IX ÉTUDE TRANSVERSALE 67

IX.1. INTRODUCTION 67
IX.2. ÉVALUATION DES EFFORTS 67
XI.3. FERRAILLAGE 68

CHAPITRE X ÉQUIPEMENTS 71

X.1. INTRODUCTION 71
X.2. LES APPAREILS D'APPUI 71
X.2.1. Évaluation des efforts verticaux appliqués aux appareils d'appui 71
X.2.2. Les efforts verticaux 72
X.2.3. Les efforts horizontaux longitudinaux 72

X.2.3.1. Appareils d'appui à pot glissants 72
X.2.3.2. Appareils d'appui à pot fixe 73
X.2.4. Choix des appareils d'appui 74
X.3. DES D'APPUI 75
X.3.1. Dimensionnement des dés d'appui 75
X.3.2. Vérification de la pression localisée 76
X.3.3. Calcul du frettage de surface As 76
X.3.4. Ferraillage d'éclatement Ae 76
X.3.5. Ferraillage total 76

CHAPITRE XI ÉTUDE SISMIQUE 78

XI.1. INTRODUCTION 78
XI.2. CARACTERISTIQUES DE L'OUVRAGE 78
XI.3. DETERMINATION DE LA RAIDEUR LONGITUDINALE DE LA STRUCTURE 78
XI.4. METHODE DE CALCUL 79
XI.5. ANALYSE SPECTRALE MULTIMODALE 79
XI.5.1. Spectres de réponse 80
XI.5.1.1. Spectre de réponse de la composante horizontale 80
XI.5.1.2. Spectre de réponse de la composante verticale 80
XI.5.2. Modes significatifs 81
XI.5.3. Les déplacements et les réactions 81
XI.5.4. Combinaison des réponses modales 82
XI.5.5. Combinaison des composantes de l'action sismique 82
XI.6. CONCLUSION 82

CHAPITRE XII ÉTUDE DE L'INFRASTRUCTURE 83

XII.2. ÉTUDE DE LA PILE 83
XII.2.1. Conception des piles 83
XII.2.2. Vérification de la stabilité de la pile vis-à-vis du flambement 84
XII.2.3. Évaluation des efforts agissant sur les piles 84
XII.2.3.1. Efforts statiques 84
XII.2.3.2. Efforts sismiques 84
XII.2.3.3. Combinaison des efforts 85
XII.2.4. Ferraillage des piles (partie creuse) 85
XII.2.4.1. Ferraillage longitudinal 85
XII.2.4.2. Ferraillage transversal 88
XII.3. ÉTUDE DE LA CULEE 89
XII.3.1. Prédimensionnement de la culée : 90
XII.3.2. Évaluation des efforts agissants sur la culée : 90
XII.3.3. Étude des éléments de la culée 91
XII.3.3.1. Mur frontal 91
XIII.3.3.2. Étude du mur garde grève 92
XII.3.3.3. Étude de la dalle de transition 93
XII.3.3.4. Étude du corbeau 94
XII.3.3.5. Mur en retour 95

CONCLUSION GENERALE 97

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES 99

LISTE DES TABLEAUX

Tableau III.1 : prédimensionnement des poutres 9
Tableau III.2 : Conception transversale des piles fut 10
Tableau III.3 : Conception transversale des piles voile plein 10
Tableau III.4 : Conception transversale des piles à voiles évidées 11
Tableau III.5 : prédimensionnement de la culée gauche 11
Tableau III.6 : prédimensionnement de la culée droite 12
Tableau III.7 : Prédimensionnement des voussoirs 13
Tableau III.8. Conception transversale des piles évidées 14
Tableau III.9 : Prédimensionnement de la culée gauche 15
Tableau III.10 : Prédimensionnement de la culée droite 15
Tableau III.11 : Prédimensionnement des poutres principales 17
Tableau III.12 : Prédimensionnement des piles du pont mixte 18
Tableau III.13 : Prédimensionnement de la culée gauche 18
Tableau III.14 : Prédimensionnement de la culée droite 19
Tableau III.15 : Devis estimatif de la variante n° 1 20
Tableau III.16 : Devis estimatif de la variante n° 2 21
Tableau III.17 : Devis estimatif de la variante n° 3 22
Tableau III.12 : avantages et inconvénients des 3 variantes 23
Tableau IV.1 : variantions des hauteurs des voussoirs 24
Tableau IV.2 : variation des épaisseurs de hourdis inférieur 25
Tableau VI.1 : classe de pont en fonction du nombre de voies 32
Tableau VI.2 : v_0 en fonction de la classe de pont 32
Tableau VI.3 : les cas de charge A(l) 34
Tableau VI.4 : caractéristiques du système Bc 34
Tableau VI.5 : coefficients bc 35
Tableau VI.6 : les coefficients de majoration dynamique propres au système Bc 35
Tableau VI.7 : caractéristiques du système Bt 35
Tableau VI.8 : coefficients bt 36
Tableau VI.9 : coefficients de majoration dynamique propres au système Bt 36
Tableau VI.10 : coefficient de majoration dynamique propre au système Br 37
Tableau VI.11 : caractéristiques du convoi Mc 120 37
Tableau VI .12 : effets de freinage du système A(l) 38
Tableau VII.1 : phases de construction d'un fléau 40
Tableau VII.2 : poids propre de chaque voussoir majoré et minoré 41
Tableau VII.3 : Charge de chantier connue 41
Tableau VII.4 : charges de chantier aléatoires 42
Tableau VII.5 : Moments fléchissant en (KN.m) du demi-fléau majoré 46
Tableau VII.6 : Efforts tranchants en (KN) de demi-fléau majoré 47
Tableau VII.7 : Évaluation des réactions 47
Tableau VII.8 : condition de nécessité des câbles de clouage 48
Tableau VII.9 : Nombre de câble de clouage 49
Tableau VII.19 : Les valeurs de fbu 49
Tableau VII.20 : surface des cales 50

Tableau VIII.1 : les combinaisons à prendre en considération en phase de service 51
Tableau VIII.2 : Le nombre de câble de fléau pour chaque section..... 55
Tableau VIII.3 : Tracé en plan des câbles de fléau 56
Tableau VIII.4 : Tracé en élévation des câbles de fléau 57
Tableau VIII.5 : Nombre de câbles de continuité pour chaque section 57
Tableau VIII.6 : tracé en plan des câbles de continuité 58
Tableau VIII.7 : Nombre de câbles de continuité pour la travée de rive 59
Tableau VIII.8 : tracé en plan des câbles de continuité en travée de rive..... 59
Tableau VIII.9 : les pertes totales des câbles de fléau en pourcentage (%) 62
Tableau VIII.10 : vérification des contraintes normales en phase d'exécution 63
Tableau IX.1 : Efforts extrêmes dans le voussoir sur pile 68
Tableau IX.2 : Efforts extrêmes dans le voussoir à la clef..... 68
Tableau IX.3 : Ferraillage passive du VSP 69
Tableau IX.4 : Ferraillage passive du VC 70
Tableau X.1 : évaluation des réactions sur les appuis..... 71
Tableau X.1 : les surfaces Sc à chaque appui 72
Tableau X.2 : les surfaces Sp de chaque appui 72
Tableau X.3 : Coefficient de dégressivité en fonction de n 73
Tableau X.4 : récapitulatif des efforts des appuis 74
..... 74
Tableau X.5 : récapitulatif des efforts des appuis fixes 75
Tableau X.6 : les dimensions des appareils d'appui sélectionnés..... 76
Tableau XI.1 : raideur longitudinale de la structure..... 79
Tableau XII.1 : implantation et hauteur des piles 83
Tableau XII.2 : Évaluation des efforts statiques 84
Tableau XII.3 : Évaluation des efforts sismiques 85
Tableau XII.4 : calcul des combinaisons des efforts..... 85
Tableau XII.5 : vérification de la condition d'orientation 86
Tableau XII.6 : ferraillage longitudinal..... 87
Tableau XII.7 : ferraillage transversal..... 88
Tableau XII.8 : Évaluation des efforts agissants sur la culée..... 91
Tableau XII.9 : Evaluation des efforts agissants sur le mur frontal..... 91
Tableau XI.10 : Ferraillage du mur frontal 92
Tableau XII.11 : Effort agissant sur mur garde grève..... 93
Tableau XII.12: ferraillage du mur garde grève..... 93
Tableau XII.13 : Effort agissant sur la dalle de transition 93
Tableau XII.14 : Ferraillage de la dalle de transition..... 94
Tableau XII.15 : efforts agissant sur le Corbeau..... 94
Tableau XII.16 : Ferraillage du corbeau 95
Tableau XII.17 : Ferraillage du mur en retour 96

LISTE DES FIGURES

Figure I.1 : pont cadre 2
Figure I.2 : pont dalle 3
Figure I.3 : pont à poutre 3
Figure I.4 : Ponts en arc 4
Figure I.5 : Un pont suspendu 4
Figure I.6 : Un pont haubané 4
Figure II.1 : Tracé en plan 5
Figure II.2 : Profil en long 5
Figure II.3 : Profil en travers 6
Figure II.4 La température moyenne à el Eulma 7
Figure III.1 : Profil en long de la variante n°1 8
Figure III.2 : Coupe transversale des poutres 9
Figure III.3 : Profil en long de la variante n°2 12
Figure III.4 : section de voussoir 13
Figure III.5 : Conception transversale du VSP 13
Figure III .6 : Conception transversale du voussoir à mi-travée 14
Figure III.7 : Coupe transversale 16
Figure III .8 : Conception transversale des poutres principales 17
Figure III.8 : Prédimensionnement des entretoises 17
Figure IV.1 : découpage des voussoirs du demi-fléau 25
Figure VI.1 : largeurs roulabe et chargeable 30
Figure VI.2 : profil en travers 30
Figure VI.3 : les différents cas de charge 33
Figure VI.4 : vues en long, en travers, et en plan du système Bc 34
Figure VI.5 : vues en long, en travers et en long de Bt 36
Figure VI.6 : caractéristiques du système B 36
Figure VI.7 : convoi militaire Mc120 37
Figure VI.8 : convoi exceptionnel D240 38
Figure VI.9 : effets du vent sur le tablier 39
Figure VII.1 : application des charges en situation temporaire de construction 42
Figure VII.2 : application des charges en situation accidentelle 43
Figure VII.3 : effets de la charge Qprc1 43
Figure VII.4 : effets de la charge Qpra1 44
Figure VII.5 : effets de la charge Qpra2 44
Figure VII.6 : effet de la charge accidentelle 45
Figure VII.7 : effets du poids propre 45
Figure VII.8 : clouage par précontrainte 47
Figure VIII.1 : modèle du pont courbé 52
Figure VIII.2 : modèle du pont droit 52
..... 52
Figure VII.3 : Moment fléchissant max à l'ELU 52
Figure VIII.4 : Moment fléchissant max à l'ELS 53

Figure VIII.6 : Disposition des câbles de fléau 55
Figure VIII.7 : Disposition des câbles de continuité 58
Figure VIII.8 : Disposition des câbles de continuité en travée de rive 59
Figure IX.1 : Modélisation du VSP 67
Figure IX : Modélisation du VSC 67
Figure IX.3 : les sections dimensionnantes 68
Figure IX.4 : ferraillage du VSP 70
Figure IX.5 : ferraillage du VSC 70
Figure X.1 : Appareil d'appui à pot 71
Figure X.2 : disposition des appareils d'appui fixes et glissants 72
Figure X.3 : catalogue des appareils d'appui glissants 74
Figure X.4 : catalogue des appareils d'appui fixes 75
Figure X.5 : ferraillage du dé d'appui 77
Figure XI.1 : modèle de calcul multimodal 79
Figure XI.2 : spectre de réponse de la composante horizontale 80
Figure XI.3 : spectre de réponse de la composante verticale 81
Tableau XI.1 : les déplacements à chaque appui en (cm) 81
Tableau XI.2 : Évaluation des réactions à chaque appui 82
Figure XII.1 : illustration des piles 02 et 04 83
Figure XII.2 : abaque de WALTHER 86
Figure XII.3 : ferraillage longitudinal de la pile 04 89
Figure XII.4 : Ferraillage longitudinal de la pile 02 Figure XII.5 : ferraillage transversal 89
Figure XII.6 : Modèle de calcul mur en retour avec le logiciel. 95
Figure XII.7 : ferraillage de la culée 96

LISTE DES ABRÉVIATIONS

BA : béton armé
BAEL : béton armé aux états limites
BPEL : béton précontraint aux états limites
CCP : complément de charges permanentes
CQC : combinaison quadratique complète
DA : dinar Algérien
ELA : états limites accidentels
ELU : états limites ultimes
ELS : états limites de service
E : module de young
Es : module d'élasticité de l'acier
f_{c28} : résistance caractéristique de béton à la Compression à 28 jours.
f_{t28} : résistance caractéristique de béton à la Traction 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.
HA : Haute Adhérence.
PK : Point Kilométrique.
RCPR : Règles définissant les Charges à appliquer pour le calcul et les épreuves des Ponts Routes.
RPOA : Eègles Parasismiques applicables au domaine des Ouvrages d'Art.
Sae : spectre de réponse élastique en accélération.
St : espacement des armatures Transversales.
SETRA : Service d'Etudes 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.
σbc : contrainte de compression admissible de béton.
σbt : contrainte de traction admissible de béton.
σInf : contrainte dans la fibre inférieure la plus éloignée du centre de gravité de la section.
σs : contrainte limite de l'acier.
σSup : contrainte dans la fibre supérieure la plus éloignée du centre de gravité de la section.
ΔT : variation uniforme de la température
Δθ : gradient thermique.
ΔP : pertes de tension dans les câbles de précontrainte.

Introduction Générale

Un ouvrage d'art est une construction de grande taille et une grande importance appartenant à l'une de ces catégories :

- Ouvrage permettant de franchir un obstacle sur une voie de communication routière, ferroviaire ou fluviale (ponts, tunnels).
- Dispositif de transition entre plusieurs modes de transports (quais et autres ouvrages portuaires).
- Dispositif de protection contre l'action de la terre ou de l'eau (murs, tranchée couverte).

Parmi ces ouvrages, on va s'intéresser au pont qui est un ouvrage en élévation, construit in situ, permettant de franchir un obstacle naturel ou artificiel : rivière, vallée, route, voie ferrée, canal …etc. La voie portée peut être une voie routière (pont-route), piétonne (passerelle), ferroviaire (pont-rail) ou oued (pont-canal).

L'ingénieur doit faire recours à une conception visant l'optimisation entre plusieurs paramètres déterminants (l'économie, la sécurité des usages, l'esthétique de l'ouvrage et les délais de réalisation) en tenant toujours compte des contraintes naturelles et fonctionnelles susmentionnées et aussi en suivant des normes, des guides, des livres, des recommandations des experts et surtout à sa propre expérience.

Après la proposition des variantes issues de la réflexion de l'ingénieur, celles-ci doivent être vérifiées d'une façon sommaire, pour déterminer la variante optimisée la plus performante, donc la plus satisfaisante de nos besoins en fonction des moyens disponibles.

Le parc algérien des ouvrages d'art contient environ **10500** ponts.

L'ouvrage à concevoir et à étudier pour notre projet de fin d'étude est le viaduc V49,5 qui s'inscrit dans le projet de réalisation de la pénétrante autoroutière reliant le port de Djen Djen **(Jijel)** à l'autoroute est-ouest au niveau d'el Eulma **(Sétif)** sur 110Km du PK : 49+383,94 au PK : 49+805,677.

Chapitre

I.1. Introduction

Un pont est un ouvrage d'art construit in situ permettant de franchir un obstacle naturel ou artificiel. Il peut être en construction, en réparation ou en rénovation pour améliorer sa sécurité ou sa durabilité.

I.2. Les différentes parties d'un pont de manière générale

- **Le tablier :** La partie supérieure du pont sur laquelle vont circuler les véhicules
- **Les culées :** Les extrémités du pont situées sur la rive destinées à supporter le poids du tablier et retenir le remblai se trouvant derrière lui.
- **Les piles :** Ouvrages destinés à supporter le poids du tablier
- **Le chevêtre :** La partie supérieure d'une pile elle assure la diffusion des efforts dans la pile ainsi que le bon positionnement des appareils d'appui
- **Travée :** La partie du pont comprise entre deux piles ou entre une pile et une culée
- **Les appareils d'appui :** Un élément placé entre le tablier et les piles qui assure la transmission verticale des efforts tout en permettant des mouvements de translation et de rotation
- **Les fondations :** permettent la transmission des efforts au sol.

I.3. Les différentes catégories de ponts

Il existe deux catégories de ponts :

I.3.1. Les ponts courants

Ils désignent la majorité des ouvrages d'art aussi bien en surface totale de tablier, qu'en nombre. Ils représentent un pourcentage de l'ordre de 75 % en nombre du patrimoine d'ouvrages et plus de 50 % en surface. Leur définition se déduit généralement par complémentarité de celle des ouvrages d'art non courants

Les ponts courants peuvent être classées en trois familles principales :

- Les ponts cadres et les portiques :

Ces ouvrages sont destinés au franchissement de petites ouvertures en passage inférieur, ils sont généralement coulés sur place.



Figure I.1 : pont cadre

- Les ponts dalles :

Ils sont constitués d'une dalle d'épaisseur constante en béton armé ou en béton précontraint. Ces ouvrages sont utilisés pour des franchissements de moyennes portées en passage inférieur ou en passage supérieur ils ont l'avantage d'être mince et permettent une meilleure flexibilité par rapport aux gabarits en plus d'être esthétique.



Figure I.2 : pont dalle

- Les ponts à poutre :

Le tablier est constitué de poutres longitudinales de hauteur constante, solidarisées transversalement par des entretoises en travée. Ces ouvrages sont adaptés à de plus grandes portées, en passage supérieur ou inférieur. Les poutres sont, en général, en béton armé précontraint par pré-tension ou post-tension. Cette famille regroupe aussi les ponts à poutrelles enrobées et les bipoutres mixtes ainsi que les poutres-caisson en béton précontraint.



Figure I.3 : pont à poutre

I.3.2. Les ponts non courants ou exceptionnels

Ce sont les ponts dotés des caractéristiques suivantes :

- Les ponts possédant au moins une travée de 40 m de portée.
- Les ponts de longueur totale supérieure à 100 m,
- Les ponts dont la surface totale du tablier dépasse 1 200 m2,
- Les ponts mobiles,

Les ponts canaux.

On trouve :

- Les ponts en arc :

Pouvant atteindre de grandes portées grâce à sa capacité à travailler compression au niveau de l'arche, ils peuvent traverser les brèches en une seule fois. Ces ponts peuvent être suspendus par leur arche, intermédiaire ou portés.

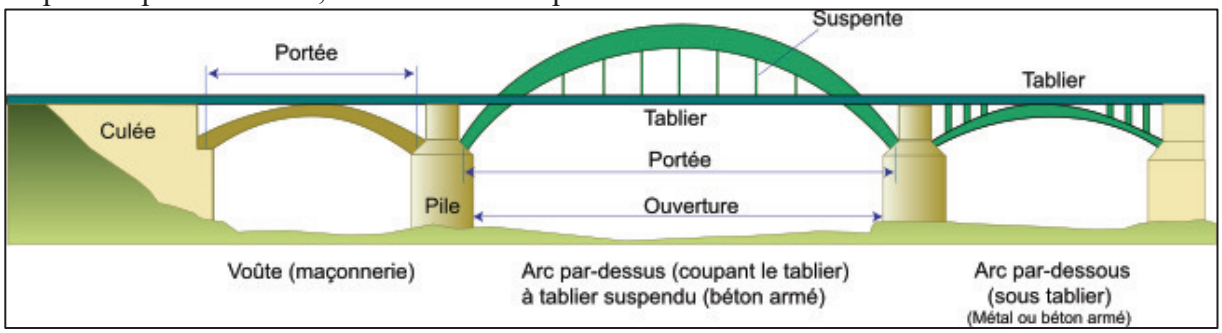


Figure I.4 : Ponts en arc

- Les ponts suspendus :

C'est un ouvrage métallique dont le tablier est attaché par l'intermédiaire de tiges de suspension verticales à un certain nombre de câbles flexibles ou de chaînes dont les extrémités sont reliées aux culées sur les berges, sa travée principale peut atteindre les 200m



Figure I.5 : Un pont suspendu

- Les ponts haubanés :

Les ponts haubanés sont constitués de nombreux câbles obliques partant d'un pylône supportant le tablier qui supportera en fin de compte tout le poids du pont.
Ils se présentent sous la forme de structure comportant un tablier en acier ou en béton et des organes porteurs : des pylônes en acier ou en béton travaillant en compression et des câbles inclinés appelés haubans travaillant en traction.

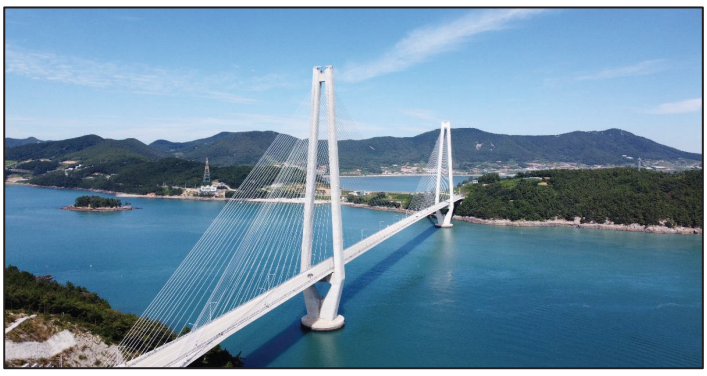


Figure I.6 : Un pont haubané

Chapitre I

II.1. Introduction

La reconnaissance du site du projet avec toute ses caractéristiques et ses contraintes qu'il impose sur notre ouvrage est une étape indispensable dans la conception et l'étude de ce dernier.

II.2. Présentation du projet

II.2.1. Situation du projet

Notre viaduc V49,5 à étudier et concevoir s'inscrit dans le projet de réalisation de la pénétrante autoroutière reliant le port de Djen Djen (Jijel) à l'autoroute est-ouest au niveau d'el Eulma (Sétif) sur 110Km. Ce viaduc va du PK : 49+383,94 au PK : 49+805,677.

II.2.2. Obstacles à franchir

Notre ouvrage permet de franchir :

- Un poteau électrique de très haute tension (THT) au PK 49+474.343.
- Une voie ferrée entre PK 49+595.349 et PK 49+670.673.
- Une conduite entre PK 49+670.673et PK 49+746.101.

II.3. Les Données du Projet

II.3.1. Les données fonctionnelles

II.3.1.1. Tracé en plan

Le tracé en plan de notre ouvrage est caractérisé par un rayon R = 2500 m.

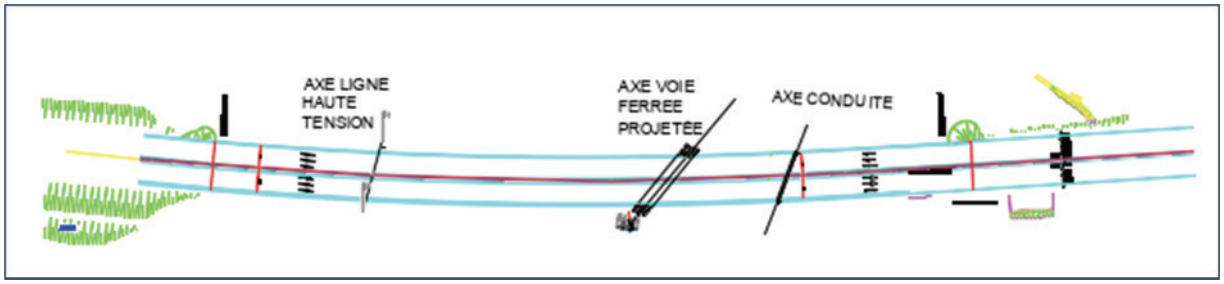


Figure II.1 : Tracé en plan

I.3.1.2. Profil en long

Le profil en long est représenté comme suit ; avec la présence des contraintes suivantes :

- Un poteau électrique de très haute tension (THT) au PK 49+474.343
- Une voie ferrée projetée entre PK 49+595.349 et PK 49+670.673.
- Une conduite au PK 49+709.188

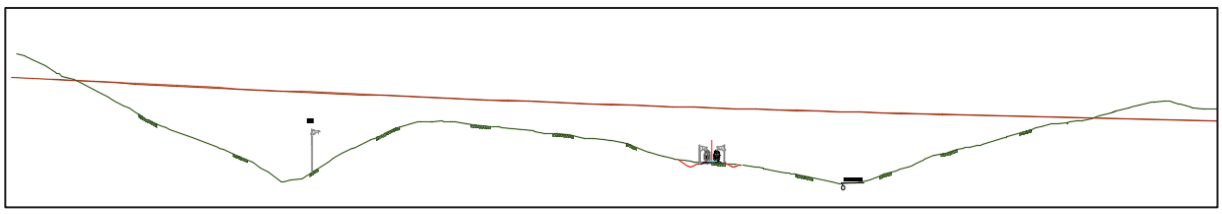


Figure II.2 : Profil en long

II.3.1.3. Profil en Travers

La largeur du tablier est de 13.25 m, avec un divers de 2,5% comprenant :

- Trois voies de circulation de 3.5 m de largeur pour chacun.
- Deux sur-largeurs de, 1m du côté droit et 0.5 m du côté gauche.
- Des trottoirs, à droite de 0.75 m et à gauche de 0.5 m avec des barrieres de sécurité BN4 encastrées dessus.

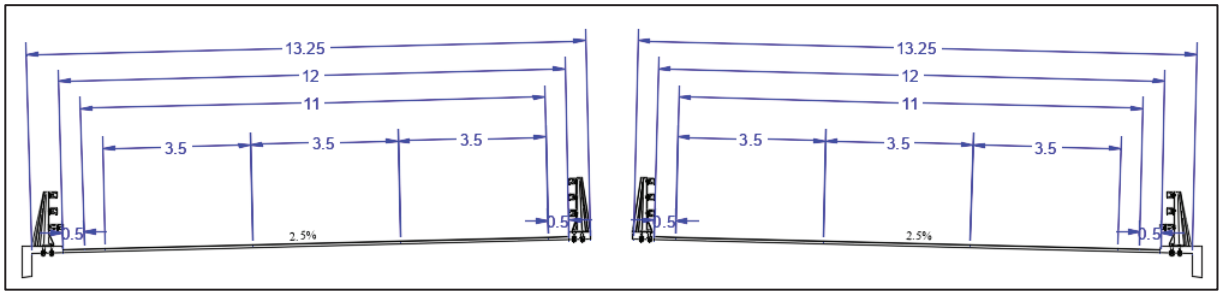


Figure II.3 : Profil en travers

II.3.2. Les données Naturelles

II.3.2.1. Topographie

D'après le levé topographique du site, notre projet est implanté dans une zone vallonnée.

II.3.2.2. Sismicité du site

Selon RPOA, les régions de Jijel et el Eulma (Sétif) sont des zones de sismicité moyenne (IIa)

II.3.2.3. Géotechnique

Les données géotechniques sont évidemment essentielles dans l'étude d'un ouvrage et sa conception, elles déterminent le choix du type de fondation envisagé pour les appuis.
Ces données sont obtenues à partir d'essais sur le terrain et au laboratoire qui communiquent des informations nécessaires à la reconnaissance du terrain.
Les résultats des essais de reconnaissances géotechniques sont représentés dans l'annexe A.

Selon l'étude géotechnique du site et selon le RPOA, notre sol est classé en catégorie **S2** (site ferme).

II.3.3. Les données climatiques

II.3.3.1. Température

La température influe sur les matériaux de construction (béton, acier) et sur les joints de chaussée ainsi sur les appareils d'appuis

L'étude de variation de la température de la région donne les informations suivantes :

- Pour la région el Eulma, le mois de janvier est le mois le plus froid avec une température moyenne de 5°C et le mois de juillet est le mois le plus chaud avec une température de 32°C.
- Pour la région de Jijel, le mois de janvier est le mois le plus froid avec une température moyenne de 11°C et le mois d'aout est le mois le plus chaud avec une température de 30°C.

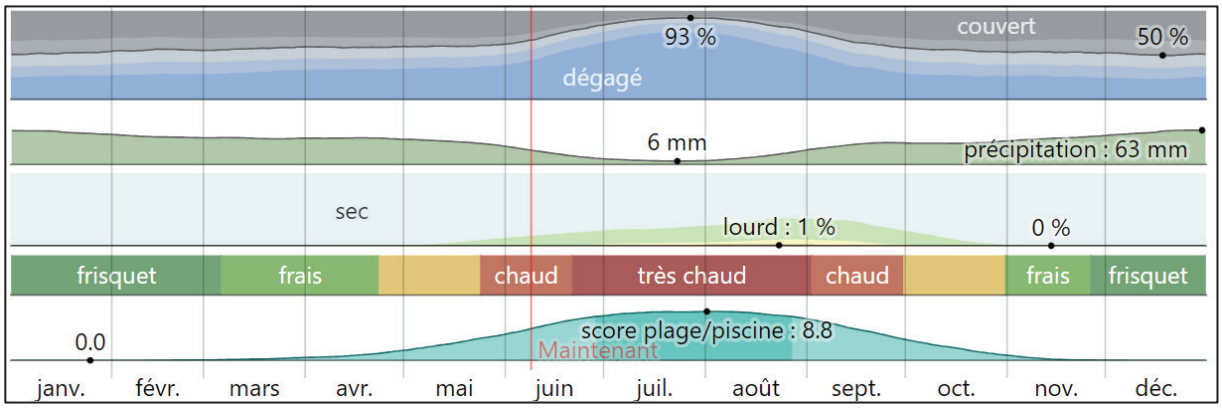


Figure II.4 La température moyenne à el Eulma

II.3.3.2. Pluviométrie

Sur l'année, la précipitation moyenne à Eulma est de 552mm.

II.4. Conclusion

Toutes les informations données dans ce chapitre nous aiderons dans les chapitres qui viennent pour choisir une meilleure conception pour notre ouvrage.

Chapitre I

III.1. Introduction

La conception des ponts est le plus souvent le résultat d'une démarche dont le but est l'optimisation technique et économique de l'ouvrage, en tenant compte de toutes les contraintes naturelles et fonctionnelles et en respectant certaines règles et principes pratiques de la construction.

Le choix du type d'ouvrage est effectué à partir d'une analyse multicritère de chacune des variantes proposées, en prenant en considération les principaux éléments suivants :

- La nature de l'obstacle à franchir.
- La nature du sol
- La présence de tout type de contraintes
- Le gabarit à respecter
- L'élancement possible
- La position possible pour les appuis.
- La disposition en plan : droits, biais, courbes
- L'esthétique de l'ouvrage
- Le bilan économique

Dans ce chapitre nous allons présenter toutes les variantes possibles ainsi que leurs conceptions et leurs devis estimatifs et quantitatifs afin de choisir la variante optimale pour notre projet.

III.2. Présentation et prédimensionnement des variantes

III.2.1. Variante n°1 : « Pont à poutre en béton précontraint par post tension »

III.2.1.1. Conception longitudinale

Le projet est un pont courbé d'un rayon de 2500m, une longueur de 391m et une largeur de 26,5m. Afin d'éviter les contraintes présentes, on propose la conception longitudinale suivante :

- Nombre des travées : 7 travées.
- Longueur de travée : 56m.
- Pile la plus haute : 33.32 m.

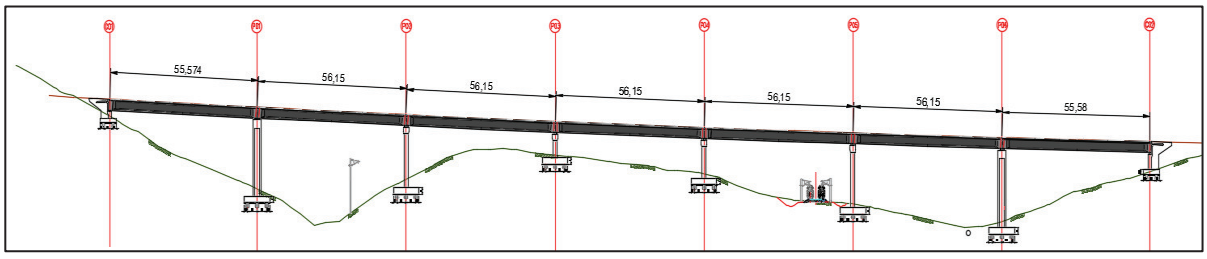


Figure III.1 : Profil en long de la variante n°1

III.2.1.2 Conception transversale :

Le prédimensionnement a été fait selon le guide SETRA

1- Tablier

Tableau III.1 : prédimensionnement des poutres

Elément	Ratio usuel	Valeur retenue (cm)
Elancement des poutres	$\frac{l}{20} \leq Ht \leq \frac{l}{17}$	325
Epaisseur du hourdis	$16 \leq h0 \leq 25$	25
Hauteur de la poutre	Hp = Ht - h0	300
Largeur de la table de compression	$b \geq 0{,}6\ Hp$	180
Epaisseur de la table de compression	Minimum 10cm	10
Epaisseur de l'âme	18 cm ≤ ba ≤ 25 cm	25
Largeur du talon	60cm ≤ Lt ≤ 90 cm	80
Epaisseur du talon	10 cm ≤ et ≤ 20 cm	20
L'entraxe b_0 réel	$b0 = \frac{L-b}{n-1}$	230

- Entre-axe b_0 et le nombre réels des poutres :

Largeur d'un tablier est 13,25m

Largeur de la table de compression est 1,8m ; $b_0 \in [2{,}5\ ;\ 4]$

Pour trouver le nombre de poutre on prend b_0 = 2,5 m

$$n = \frac{L-b_0}{b0} + 1 = \frac{13{,}25-1{,}8}{2{,}5} + 1$$

n= 5,58

Donc le nombre de poutres retenu est **6 poutres.**

L'entraxe réel devient :

$b_{0\ réel} = \frac{L-b}{n-1} = \frac{13{,}25-1{,}8}{6-1}$

$b_{0\ réel}$= 2,3m

- Entretoise :

Les entretoises assurent la répartition des charges entre les poutres et permettent en plus de bloquer les poutres à la torsion sur appuis.

On adopte une hauteur d'entretoise H = 2m.

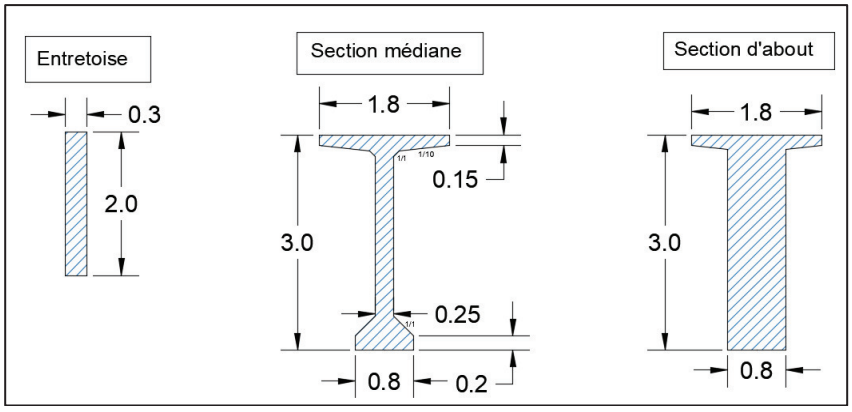
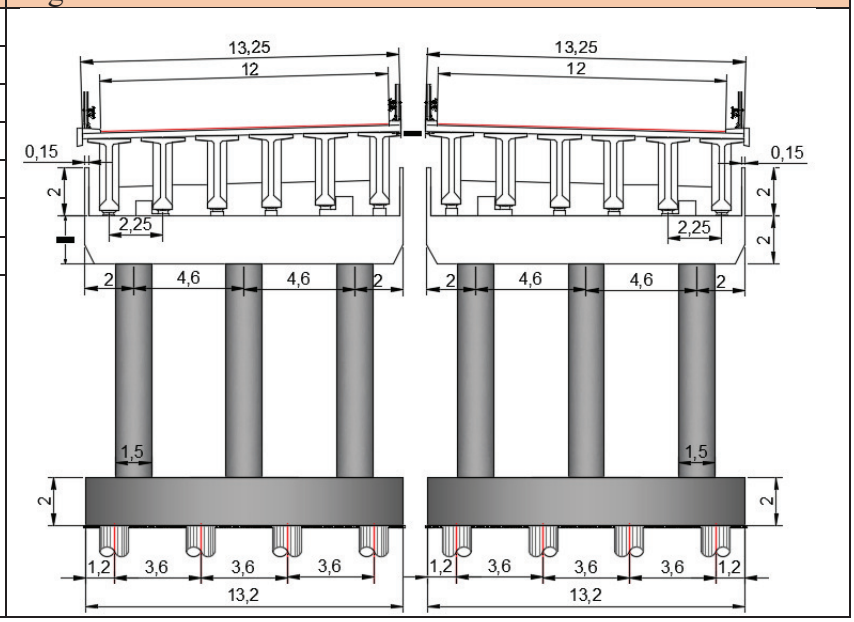


Figure III.2 : Coupe transversale des poutres

2- Infrastructure :

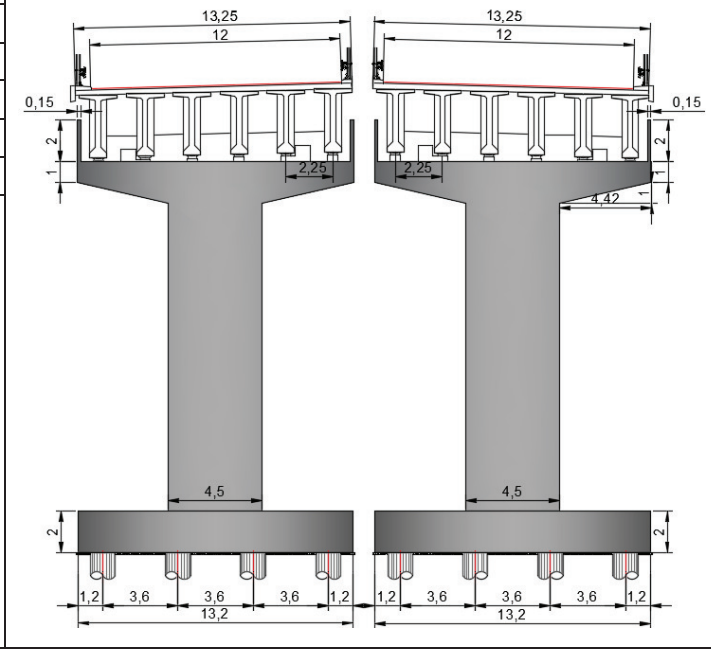
- Pile fut

Tableau III.2 : Conception transversale des piles fut

Elément	Dimensions (m)		Figure
Fut	Diamètre	1.5	
	Nombre	3	
Semelle	Largeur	13.2	
	Longueur	9.6	
	Hauteur	2	
Pieux	Nombre	12	
	Diamètre	1.2	
	Profondeur	20	

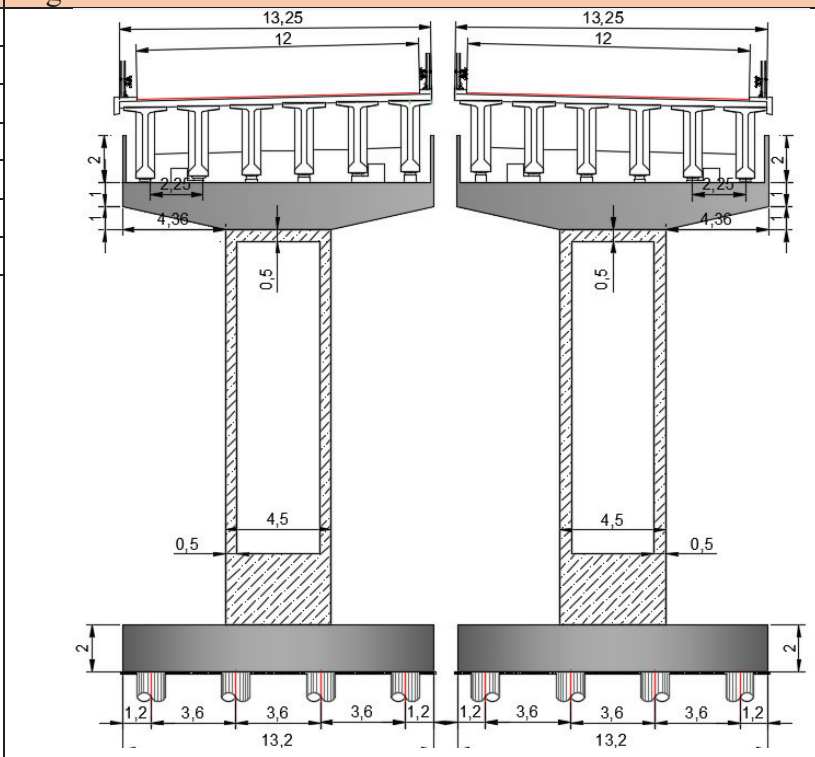
- Pile voile plein

Tableau III.3 : Conception transversale des piles voile plein

Elément	Dimensions (m)		Figure
Pile	Largeur	4.5	
	Épaisseur	1.5	
Semelle	Largeur	13.2	
	Longueur	9.6	
	Hauteur	2	
Pieux	Nombre	12	
	Diamètre	1.2	
	Profondeur	20	

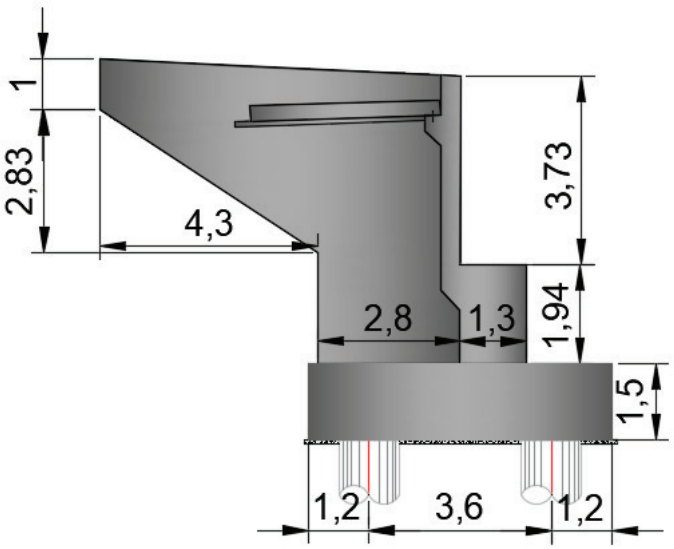
- Pile voile évidé

Tableau III.4 : Conception transversale des piles à voiles évidées

Elément	Dimensions (m)		Figure
Pile	Largeur	4.5	
	Épaisseur	3	
Semelle	Largeur	13.2	
	Longueur	9.6	
	Hauteur	2	
Pieux	Nombre	12	
	Diamètre	1.2	
	Profondeur	20	

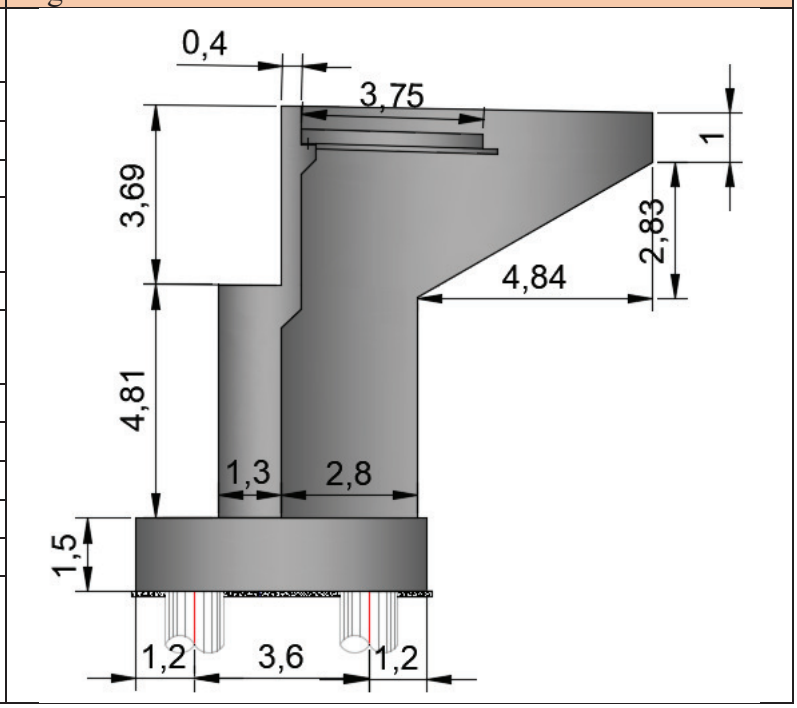
- Culée gauche

Tableau III.5 : Prédimensionnement de la culée gauche

Élément	Dimensions (m)		Figure
Mur frontal	Hauteur	1.94	
	Largeur	13.25	
	Épaisseur	1.3	
Mur en retour	Epaisseur	0.4	
	Largeur	2.8	
Mur garde grève	Hauteur	3.73	
	Épaisseur	0.4	
Semelles	Largeur	13.2	
	Longueur	6	
	Hauteur	1.5	
Pieux	Nombre	8	
	Diamètre	1.2	
	Profondeur	20	

- Culée droite

Tableau III.6 : Prédimensionnement de la culée droite

Élément	Dimensions (m)		Figure
Mur frontal	Hauteur	4.81	
	Largeur	13.25	
	Épaisseur	1.3	
Mur en retour	Epaisseur	0.4	
	Largeur	2.8	
Mur garde grève	Hauteur	3.69	
	Épaisseur	0.4	
Semelles	Largeur	13.2	
	Longueur	6	
	Hauteur	1.5	
Pieux	Nombre	8	
	Diamètre	1.2	
	Profondeur	20	

III.2.2. Variante n°2 : « Pont caisson en béton précontraint construit par encorbellement successif »

III.2.2.1. Conception longitudinale

Les longueurs de travées choisies pour la conception longitudinale dépendent des contraintes du site, Pour notre projet de longueur totale égale à 391m, on propose 4 travées principales de 75m et 2 travées de rive de 45m.

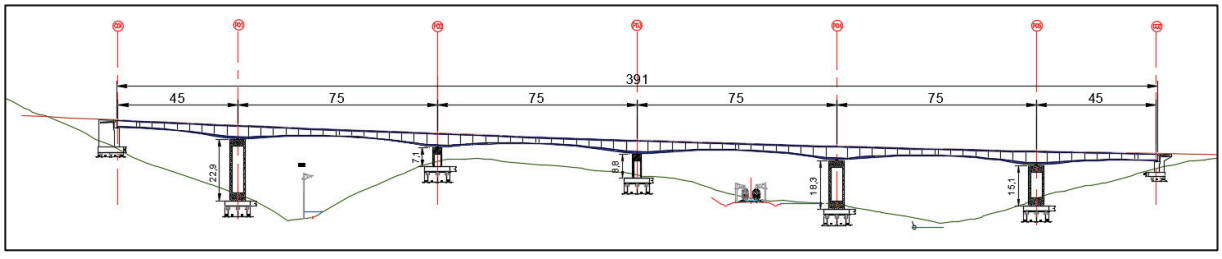


Figure III.3 : Profil en long de la variante n°2

III.2.2.2. Conception transversale

1- Tablier :

On a une largeur de tablier = 13,25m inférieur à 20 mètres donc la solution la plus économique est celle d'un caisson à section fermé.

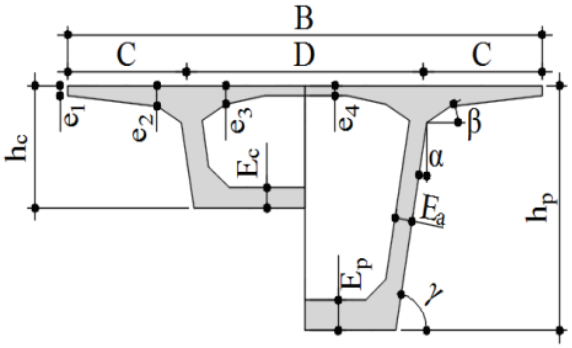


Figure III.4 : section de voussoir

Tableau III.7 : Prédimensionnement des voussoirs

Elément		Ration usuel	Valeur retenue(cm)
Largeur du voussoir		B	1325
Largeur d'encorbellement		C = B / 4	331,25
Entraxe des âmes		D = B – 2 C	662,5
Epaisseur de l'hourdis supérieur	e1	e1 ≥ 16 à 18 cm	23
	e2	C/7 ≤ e2 ≤ C/8	42
	e3	e3 = 10 + D/25 avec (e3 > e2 - 10 et e3 > 1.5 e4)	35
	e4	D/30 ≤ e4 ≤ D/25	23
Inclinaison de l'âme		10% ≤ α ≤ 30%	10°
Hauteur du voussoir	Sur pile	L / hp = 14 + L / 45	480
	Sur clef	L / hc = 19+ L / 7	250
Epaisseur de l'âme		Ea ≥ 26 + L/500	38
Epaisseur de l'hourdis inférieur	Sur pile	35 ≤ Ep ≤ 80 cm	60
	Sur clef	Ec ≥ 18 à 22 cm	20

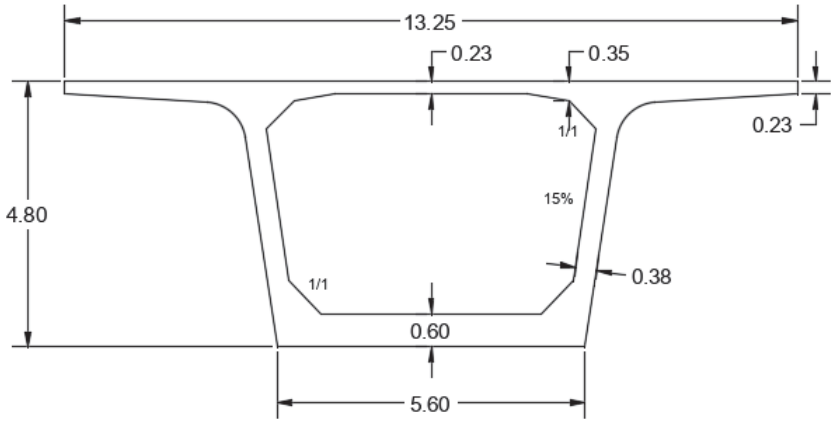


Figure III.5 : Conception transversale du VSP

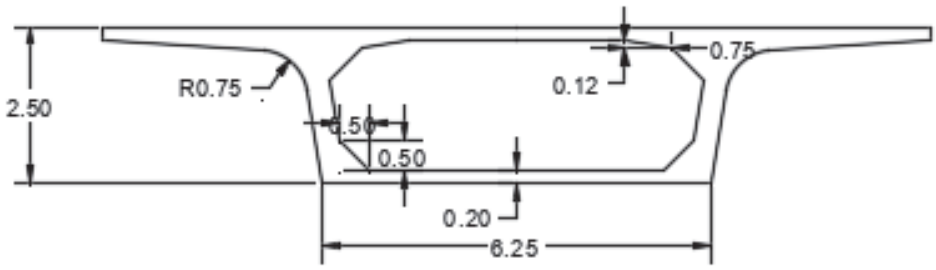
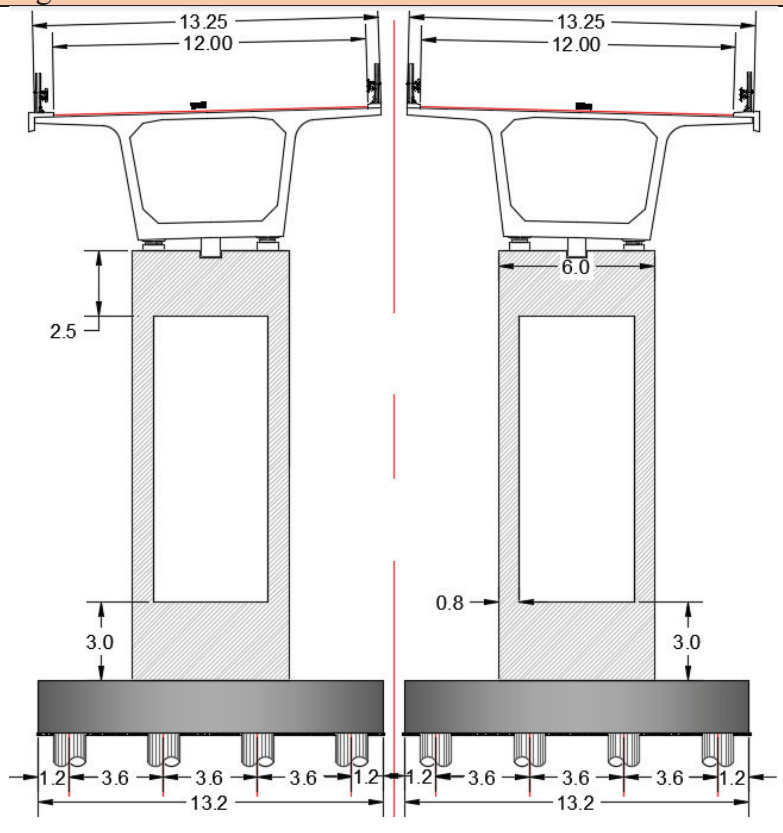


Figure III .6 : Conception transversale du voussoir à mi-travée

2- Infrastructure :

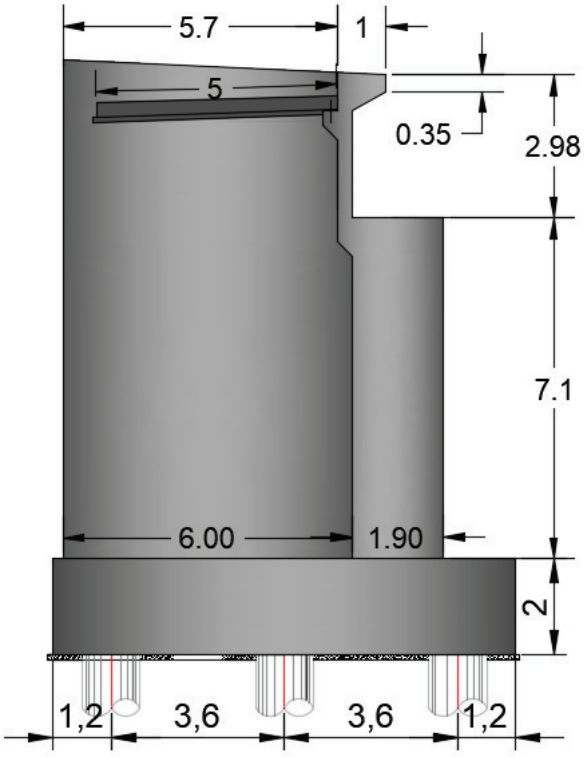
- Pile évidée

Tableau III.8. Conception transversale des piles évidées

Elément	Dimensions (m)		Figure
Pile	Largeur	6	
	Épaisseur	2.5	
Semelle	Largeur	13.2	
	Longueur	9.6	
	Hauteur	2	
Pieux	Nombre	12	
	Diamètre	1.2	
	Profondeur	20	

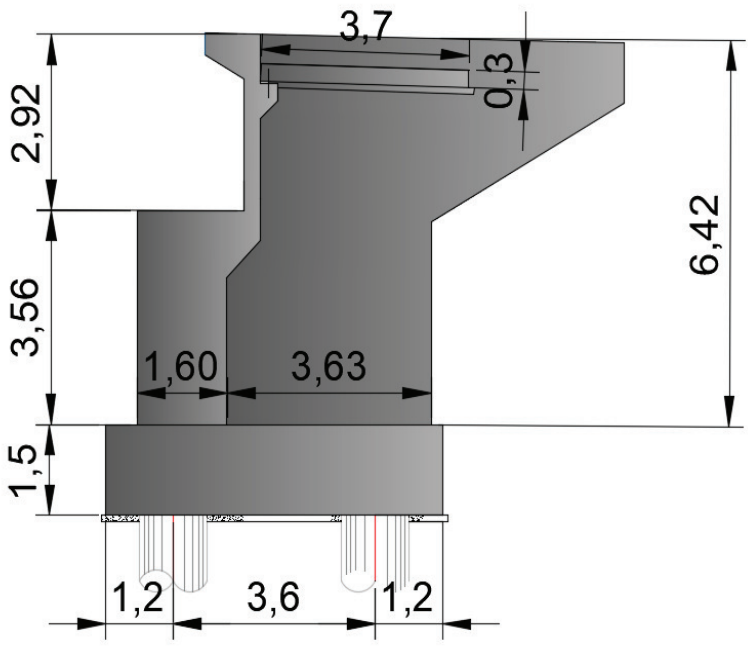
- Culée gauche

Tableau III.9 : Prédimensionnement de la culée gauche

Élément	Dimensions (m)		Figure
Mur frontal	Hauteur	7,1	
	Largeur	13,25	
	Épaisseur	1,9	
Mur en retour	Hauteur	10,36	
	Largeur	6	
	Epaisseur	0,4	
Mur garde grève	Hauteur	2,98	
	Épaisseur	0.4	
Semelles	Largeur	13,2	
	Longueur	9,6	
	Hauteur	2	
Pieux	Nombre	12	
	Diamètre	1,2	
	Profondeur	20	

- Culée droite :

Tableau III.10 : Prédimensionnement de la culée droite

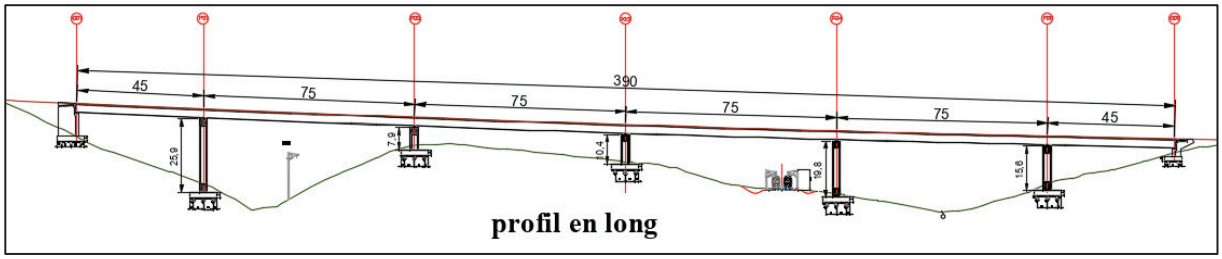
Élément	Dimensions (m)		Figure
Mur frontal	Hauteur	3,56	
	Largeur	13.25	
	Épaisseur	1.6	
Mur en retour	Hauteur	6.42	
	Largeur	3.63	
	Epaisseur	0.4	
Mur garde grève	Hauteur	2.92	
	Épaisseur	0.4	
Semelles	Largeur	13.2	
	Longueur	6	
	Hauteur	1.5	
Pieux	Nombre	8	
	Diamètre	1.2	
	Profondeur	20	

III.2.3. Variante n°3 : « Pont Mixte Bipoutre »

D'après les recommandations du livre de conception Jean-Armand CALGARO et des documents SETRA, on a pu proposer pour cette variante un pont mixte bipoutre à hauteur constante avec les conceptions suivantes

III.2.3.1. Conception longitudinale

On propose dans cette variante un pont mixte bipoutre d'une longueur totale de 391m, à travées continues ; 4 travées principales de 75m et deux travées de rives de 45m, à profilés courbes et à hauteur constante.



profil en long

III.2.3.2. Conception Transversale

Pour cette conception, le tablier sera posé sur deux poutres longitudinalement qui sont relié eux-mêmes par des entretoises chaque 6m.

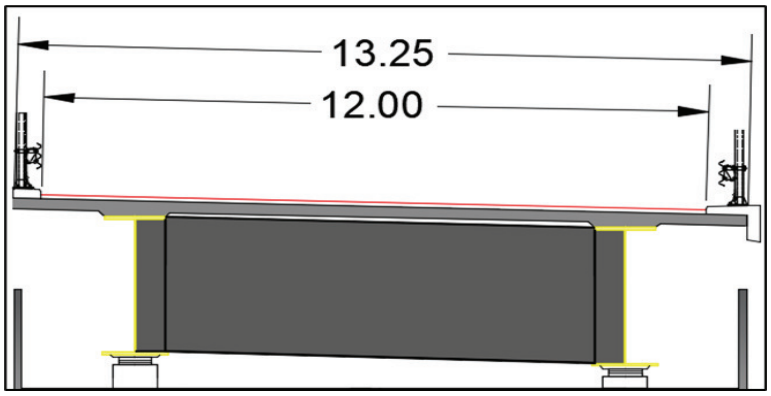


Figure III.7 : Coupe transversale

1- Tablier :

- Pile principale

Le choix des dimensions des poutres principales doit répondre à certaines conditions :

- Résistance au cisaillement.
- Voilement de l'âme.
- Résistance à la corrosion.
- Résistance au phénomène de fatigue.

Tableau III.11 : Prédimensionnement des poutres principales

Éléments	Formule	Valeur retenue (cm)
Hauteur de la poutre	L/28 en travée continue a hauteur constante	280
Largeur de la semelle supérieure	bs(mm)=1/7(40L+1600)	110
Epaisseur de la semelle supérieure	20≤ts≤150	5
Largeur de la semelle inférieure	bi(mm)=10L+200	120
Epaisseur de la semelle inférieure	20≤ti≤150	6
Epaisseur de l'âme	$tw \geq 0.005 * d$	3

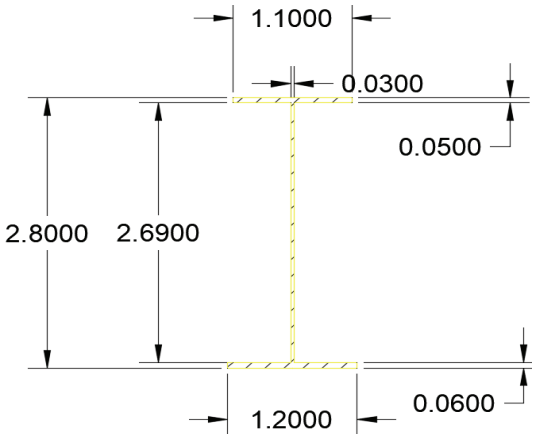


Figure III .8 : Conception transversale des poutres principales

- Entretoise

Les entretoises sont réalisées pour permettre la liaison transversale des poutres principales, elles sont placées à mi-hauteur de ces derniers et qui sont attaché sur des montants afin de constituer un portique qui s'oppose au déversement des poutres dans les phases de montage et service.

L'espacement entre les entretoises varie de 6 à 10m, d'après SETRA on a choisi un espacement de 6m pour ce prédimensionnement.

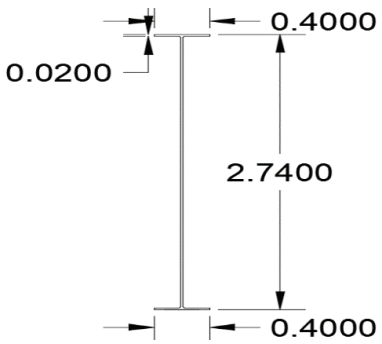
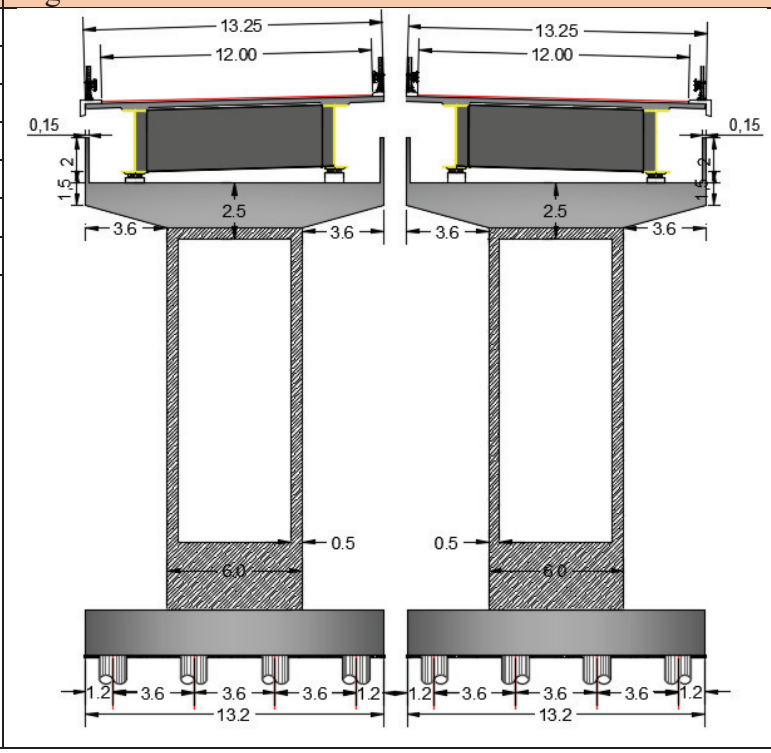


Figure III.8 : Prédimensionnement des entretoises

2- Infrastructure :

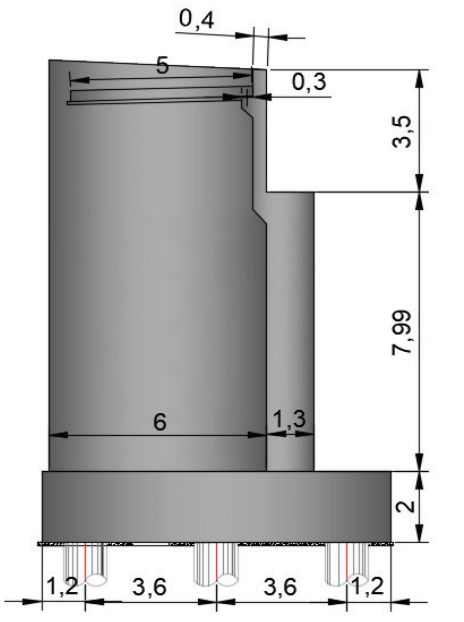
- Pile

Tableau III.12 : Prédimensionnement des piles du pont mixte

Elément	Dimensions (m)		Figure
Pile	Largeur	6	
	Épaisseur	2.5	
Semelle	Largeur	13.2	
	Longueur	9.6	
	Hauteur	2	
Pieux	Nombre	12	
	Diamètre	1.2	
	Profondeur	20	

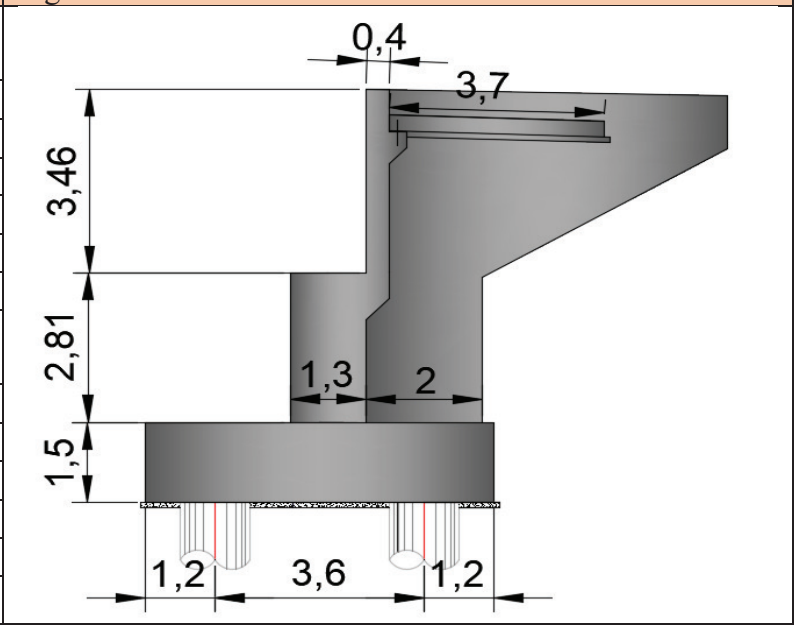
- Culée gauche

Tableau III.13 : Prédimensionnement de la culée gauche

Élément	Dimensions (m)		Figure
Mur frontal	Hauteur	7,99	
	Largeur	13.25	
	Épaisseur	1.3	
Mur en retour	Hauteur	11.76	
	Largeur	6	
	Epaisseur	0.4	
Mur garde grève	Hauteur	3.5	
	Épaisseur	0.4	
Semelles	Largeur	13.2	
	Longueur	9.6	
	Hauteur	2	
Pieux	Nombre	12	
	Diamètre	1.2	
	Profondeur	20	

- Culée droite

Tableau III.14 : Prédimensionnement de la culée droite

Élément	Dimensions (m)		Figure
Mur frontal	Hauteur	2.81	
	Largeur	13.25	
	Épaisseur	1.3	
Mur en retour	Hauteur	6.14	
	Largeur	2	
	Epaisseur	0.4	
Mur garde grève	Hauteur	3.46	
	Épaisseur	0.4	
Semelles	Largeur	13.2	
	Longueur	6	
	Hauteur	1.5	
Pieux	Nombre	8	
	Diamètre	1.2	
	Profondeur	20	

III.3. Devis estimatif quantitatif

Afin d'estimer le cout de chaque variante on établit un devis quantitatif estimatif en évaluant les quantités de matériaux et en obtenant les prix unitaires actuels,
Les trois tableaux suivants présentent les devis respectifs des trois variantes.

Tableau III.15 : Devis estimatif de la variante n° 1

PONT À POUTRE EN BETON PRECONTRAINT VIPP				
DESIGNATIONS	unit	Quantités	PRIX U (HT)	Montant
Poste 1 : Pieux				
Forage des pieux Ø 1200 mm verticaux en terrain non rocheux	ML	3 520,00	55 000,00	193 600 000
Recepage des pieux	U	176,00	24 000,00	4 224 000
TOTAL (Poste 1)				197 824 000
Poste 2 : Béton				
Béton de propreté de 10 cm pour fonds de fouilles	M3	195,60	10 000,00	1 956 092
Béton RN40 pour les poutres	M3	6 168,87	18 000,00	111 039 768
Béton RN30 pour piles	M3	1 216,8	15 000,00	18 252 000
Béton RN27 pour culées	M3	644,57	13 000,00	8 379 457,97
Béton RN30 pour la dalle	M3	2 597	15 000,00	38 955 000
Béton RN27 pour semelles (piles, culées)	M3	3 009,6	13 000,00	39 124 800
Plot parasismique	M3	2,40	18 000,00	43 218
Garde-corps	ML	1568	18 000,00	28 224 000
Trottoir	M3	156,8	15 000,00	2 352 000
Joints de chaussée	ML	106	150 000,00	15 900 000
Appareils d'appuis	U	168	100 000,00	16 800 000
TOTAL (Poste 2)				281 026 335,97
Poste 3 : Acier				
3.1 Acier passif				
Acier pour poutre et dalle	Kg	1 927 352,5	160,00	308 376 400,6
Acier pour piles, culées et chevêtres	Kg	406 297,45	160,00	65 007 592,99
Acier pour semelles (piles et culées)	Kg	361 152	160,00	57 784 320
3.2 Acier actif				
Acier actif pour poutres	Kg	613 248,42	400,00	245 299 410
TOTAL (Poste 3)				676 467 723,59
Poste 4 : Exécution				
Pose des poutres par lanceur	U	84	1 500 000,00	126 000 000
TOTAL HORS TAXES				1 281 318 059,56
T V A 19 %				243 450 431,31
TOTAL EN TTC				1 524 768 490,87

Tableau III.16 : Devis estimatif de la variante n° 2

PONT CAISSON EN BÉTON PRÉCONTRAINT				
DESIGNATIONS DES POSTES	U	Quantités	PRIX UNITAIRE (HT)	Montant
Poste 1 : Pieux				
Forage des pieux Ø 1200 mm verticaux en terrain non rocheux	ML	3 120	55 000,00	171 600 000
Recepage des pieux	U	156	24 000,00	3 744 000
TOTAL (Poste 1)				175 344 000
Poste 2 : Béton				
Béton de propreté de 10 cm pour fonds de fouilles	M3	169,736	10 000,00	1 697 360
Béton RN40 pour les voussoirs	M3	9 853	18 000,00	177 354 000
Béton RN30 pour piles	M3	1 726,80	15 000,00	25 902 000
Béton RN27 pour culées	M3	849,264	13 000,00	11 040 432
Béton RN27 pour semelles (piles, culées)	M3	3214,08	13000,00	41 783 040
Plot parasismique	M3	4,802	18 000,00	86 436
Garde-corps	ML	1564,00	18 000,00	28 152 000
Trottoir	M3	156,8	15000,00	2 352 000
Joints de chaussée	ML	106	50 000,00	5 300 000
Appareils d'appuis	U	56	400 000,00	22 400 000
TOTAL (Poste 2)				316 067 268
Poste 3 : Acier				
3.1 Acier passif				
Acier pour voussoirs	Kg	2 463 250	160,00	346 825 600
Acier pour piles, culées	Kg	463691,52	160,00	74 190 643,2
Acier pour semelles (piles et culées)	Kg	385689,6	160,00	61 710 336
Acier pour plots parasismiques	Kg	1056,44	160,00	169 030,4
3.2 Acier actif				
Acier pour voussoirs et dalle	Kg	689 710	400,00	275 884 000
TOTAL (Poste 3)				758 779 609,6
TOTAL HORS TAXES				1 250 190 877,6
T V A 19 %				237 536 266,744
TOTAL EN TTC				1 487 727 144,344

Tableau III.17 : Devis estimatif de la variante n° 3

PONT MIXTE BIPOUTRE				
DESIGNATIONS DES POSTES	U	Quantites	PRIX UNITAIRE (HT)	Montant
Poste 1 : Pieux				
Forage des pieux Ø 1200 mm verticaux en terrain non rocheux	ML	3 200,00	55 000,00	176 000 000
Recepage des pieux	U	160,00	24 000,00	3 840 000
TOTAL (Poste 1)				179 840 000
Poste 2 : Béton				
Béton de propreté de 10 cm pour fonds de fouilles	M3	174,20	10 000,00	1 742000
Béton RN 27 pour semelles (piles,culées)	M3	3 278,88	15 000,00	49 183 200
Béton RN 27 pour piles	M3	878,14	16 000,00	14 050 240
Béton RN 27 pour culées	M3	537,58	16 000,00	8 601 280
Béton RN 35 pour la dalle	M3	2 279,53	18 000,00	41 031 540
Plot parasismique	M3	2,401	18 000,00	43 218
Garde-corps	ML	782	18 000,00	14 076 000
Trottoir	M3	156,4	15000,00	2 346 000
Joints de chaussée	ML	53	150000,00	7 950 000
Appareils d'appuis	U	28	100000,00	2800000
TOTAL (Poste 2)				141 823 478
Poste 3 : Acier				
Acier haute adhérence Fe E50 A pour infrastructure	T	648,30	125 000,00	81 036 900
Acier haute adhérence Fe E50 A pour superstructure	T	502,02	125 000,00	62 753 027,5
Acier charpente métallique pour tablier (poutre + entretoise)	T	3166,8	340 000,00	1 076 712 000
Assemblage et montage du tablier métallique	T	3166,8	80 000,00	253 344 000
TOTAL (Poste 3)				1 473 845 729,5
TOTAL HORS TAXES				1 795 509 405,5
T V A 19 %				341 146 787,05
TOTAL EN TTC				2 136 656 192,55

III.4. Analyse multicritère et choix de la variante optimale

III.4.1. Avantages et inconvénients des trois variantes

Tableau III.12 : avantages et inconvénients des 3 variantes

Variante	Avantages	Inconvénients
1-Pont à poutre en béton précontraint VIPP	-La conception et la réalisation des ponts à poutres sont les plus maitrisés et les plus faciles parmi les autres types de pont -gain de temps grâce à la préfabrication des poutres et la réutilisation des coffrages -isostatiques donc insensibles aux tassements différentiels.	- variante inesthétique - portées très limités, grande retombée. - poids propre important - le grand nombre d'appareils d'appui ce qui complique la mise en œuvre. - moins pratique pour les ouvrages en courbe.
2-pont caisson construit par encorbellement successif	-atteint de très grandes portées -la construction en encorbellement successif assure la possibilité de construction même au niveau des zones les plus accidentées sans avoir besoin d'échafaudage. - ponts très esthétiques.	-L'exécution nécessite une main d'œuvre qualifiée. - l'exécution prend beaucoup plus de temps. - poids propre très important.
3-pont mixte	-Atteint de grandes portées. - pont esthétique. - exécution rapide.	-nécessite une main d'œuvre qualifié - maintenance obligatoire - cout très élevé

III.4.2. Choix de la variante retenue

Pour le pont à poutre, à cause du nombre d'obstacle et de leur trajectoire très biaise il a fallu aller vers des portées extrêmes rarement utilisées dans le domaine des poutres précontraintes, cela a pour résultat des retombées de 3m, un poids propre énorme et un cout atteignant **1 524 768 490,87 DA**, en plus d'une exécution très difficile et d'un grand nombre d'appui

Pour le pont mixte, c'est une variante très favorable étant donné sa capacité à atteindre de grandes portées et sa facilité d'exécution, mais son cout est le plus élevé avec **2 136 656 192,55 DA** et la maintenance qu'il exige représente des dépenses supplémentaires à long terme.

Le pont caisson construit par encorbellement successif, la portée principale choisie de 75m évite les obstacles tout en ayant des retombées raisonnables, la technique de construction par encorbellement successif nous évite les échafaudages et les voussoirs coulés en place nous évite le transport de pièces préfabriqués, de plus qu'il est la variante la plus économique avec un cout de **1 487 727 144,344 DA.** C'est donc la variante retenue.

Prédimensionnement

IV.1. Introduction

Après la conception générale et l'analyse multicritère des trois variantes la variante retenue a été le pont caisson construit en encorbellement successif, dans le contexte de notre projet c'était ce type de pont qui présentait les meilleures caractéristiques économiquement et techniquement. Le présent chapitre nous fournira un prédimensionnement plus élaboré qui nous donnera tous les détails dont on aura besoin ultérieurement sur la géométrie de notre ouvrage.

IV.2. Découpage en voussoirs

IV.2.1. Voussoirs courants

La longueur des voussoirs courants dépend du type de réalisation projetée, dans notre cas on a opté pour des voussoirs coulés en place ce qui implique des voussoirs de longueurs constante de 4.7m ceci en prenant en considération le temps de bétonnage de chaque voussoir et le nombre de cycles effectués.

IV.2.2. Voussoirs sur pile

La longueur retenue qui permettra au VSP de pouvoir supporter les équipages mobiles tout en étant réalisable est de 8m.

IV.2.3. Voussoir de clavage

Le voussoir de clavage est la toute dernière partie qui vient lier les fléaux et rendre la structure hyperstatique, sa longueur dépend du découpage des voussoirs courants mais elle doit aussi permettre le démontage de la partie intérieur de son coffrage qui elle sera déplacée à l'intérieur du voussoir après usage.

Ainsi, en ayant :

- Un VSP de 8m
- 7 voussoirs courants de 4.7m
- Le voussoir de clavage aura une longueur de 1.2m

IV.3. Les variantions des éléments du pont

IV.3.1. La variation de la hauteur

La hauteur des voussoirs varie de hp = 4.8m sur pile à hc = 2.5m au niveau de la clef et ce paraboliquement, en suivant la loi suivante :

$$h(x) = hp - 2 \times (hp - hc) \times \frac{x}{L} + (hp - hc) \times (\frac{x}{L})^2$$

Tableau IV.1 : variantions des hauteurs des voussoirs

Voussoir	x	$h(x)$
VSP	0,00	4,80
V1	4,70	4,19
V2	9,40	3,67
V3	14,10	3,25
V4	18,80	2,92
V5	23,50	2,69
V6	28,20	2,55
V7	32,90	2,50

IV.3.2. La variation de l'épaisseur du hourdis inférieur

L'épaisseur du hourdis inférieur varie de Ep = 60cm sur pile, à Ec = 20cm au niveau de clef en suivant la loi de variation suivante :

$$E(x) = Ep - 2 \times (Ep - Ec) \times \frac{x}{L} + (Ep - Ec) \times (\frac{x}{L})^2$$

Ce qui nous donne les épaisseurs du hourdis inférieur de chaque voussoir énumérées dans le tableau suivant :

Tableau IV.2 : variation des épaisseurs de hourdis inférieur

Voussoir	x	$E(x)$
VSP	0,00	0,60
V1	4,70	0,49
V2	9,40	0,40
V3	14,10	0,33
V4	18,80	0,27
V5	23,50	0,23
V6	28,20	0,21
V7	32,90	0,20

On parvient au demi-fléau suivant :

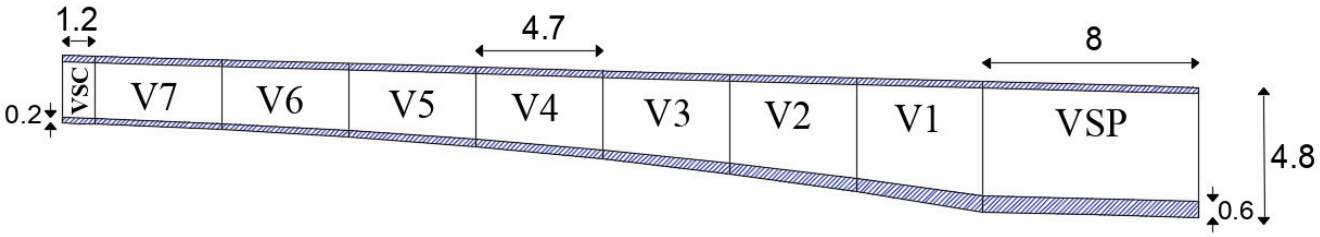


Figure IV.1 : découpage des voussoirs du demi-fléau

Chapitre V

V.1. Introduction

Dans le présent chapitre nous évoquerons les matériaux choisis chans la conception de notre ouvrage ainsi que leurs caractéristiques mécaniques.

V.2. Le béton

Le béton est un matériau issu du mélange de graviers, de sable, d'un liant hydraulique et d'eau et ce avec des proportions différentes pour donner suite à une pate qui durcis et gagne en résistance dans le processus jusqu'à atteindre une certaine résistance caractéristique après 28 jours.
Le béton est connu pour résister beaucoup mieux à la compression qu'à la traction c'est pourquoi on y place des armatures (créant ainsi le béton armé) pour compenser ce manque et améliorer ses capacités.

V.2.1. Résistance à la compression

La résistance caractéristique du béton est sa résistance à la compression au bout de 28 jours, et c'est ce qui le défini.
Dans notre projet on a opté pour :

- $f_{c28} = 40$ MPa pour la superstructure
- $f_{c28} = 30$ MPa pour l'infrastructure

V.2.2. Résistance à la traction

La résistance à la traction est calculée à l'aide de la formule suivante

- $f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{cj}$ pour j = 28 jours on obtient
- $f_{t28} = 3$ MPa pour la superstructure
- $f_{t28} = 2.4$ MPa pour l'infrastructure

V.2.3 Les contraintes limites

V.2.3.1 Contrainte limite ultime de compression

C'est la résistance en compression pour le calcul à l'ELU elle est calculée comme suit

$$f_{bu} = \frac{0.85 f c28}{\theta \gamma_b}$$

Avec, Le coefficient θ fixé à 1 lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'action considérée est supérieure à 24h, à 0.9 lorsque cette durée est comprise entre1h et 24h, et à 0.85 lorsqu'elle est inferieure à 1h.

Et $\gamma_b = 1.5$ en situation durable ou transitoire.
$= 1.15$ en situation accidentelle.

Pour la superstructure :

$$f_{bu} = \begin{cases} 22.67 \text{ MPa} & \text{en situation durable ou transitoire.} \\ 29.56 \text{ MPa} & \text{en situation accidentelle.} \end{cases}$$

Pour l'infrastructure :

$$f_{bu} = \begin{cases} 17 \text{ MPa} & \text{en situation durable ou transitoire.} \\ 22.17 \text{ MPa} & \text{en situation accidentelle.} \end{cases}$$

V.2.3.2. Contrainte limite de service de compression

C'est la résistance en compression pour le calcul à l'ELS

$$\sigma_{bc} = \begin{cases} 0.5\ f_{c28} & \text{en situation durable ou transitoire.} \\ 0.6\ f_{c28} & \text{en situation accidentelle.} \end{cases}$$

V.2.4. Module de Young du béton

Il existe deux types de modules de Young :
• **E_{ij} :** le module de Young longitudinal instantané à l'âge j du béton. Il est utilisé pour les calculs sous chargement instantané de durée inférieure à 24H.

$E_{ij} = 11000\sqrt[3]{f_{cj}}$ MPa.

•**E_{vj}** : Module de Young longitudinal différé à l'âge j du béton. Il est utilisé pour les calculs sous chargement de longue durée et c'est le cas le plus courant.

$Evj = 3700\sqrt[3]{f_{cj}}$ MPa.

Pour un béton de $f_{c28} = 40\ MPa$ on a $E_{i28} = 37\ 619.47$ MPa
Et $E_{v28} = 12\ 653.82$ MPa

Pour un béton de $f_{c28} = 30\ MPa$ on a $E_{i28} = 34\ 179.56$ MPa
Et $E_{v28} = 11\ 496.76$ MPa

V.2.5 Coefficient de poisson

Le coefficient de poisson représente le rapport de la déformation produite dans la direction transversale à la déformation produite dans la direction de l'application de la force.

$$\nu = \begin{cases} 0.2 & \text{pour un béton non fissuré.} \\ 0 & \text{pour un béton fissuré.} \end{cases}$$

V.3. Aciers

Les aciers utilisés sont classés en deux catégories : les armatures passives et les armatures actives.

V.3.1. Les armatures passives

Les armatures passives sont les barres d'acier que l'on introduit dans le béton pour former ce qu'on appelle le béton armé et ainsi améliorer sa résistance à la traction et éventuellement à la compression.

V.3.1.1. La limite élastique

Les armatures passives utilisées sont à haute adhérence et de nuance Fe E500
Leur limite élastique $fe = 500$ MPa.

V.3.1.2. Contrainte limite de traction

En fissurations peu nuisibles :

$$\sigma_{st} = \frac{fe}{\gamma_s}$$

En fissurations préjudiciables :

$$\sigma_{st} = \min\left\{\frac{2}{3}fe\,;\, max\left(0.5fe\,;\,110\sqrt{\eta f_{tj}}\right)\right\}$$

En fissurations très préjudiciables :

$$\sigma_{st} = \min\left\{0.8(\frac{2}{3})fe\,;\, max\left(0.4fe\,;\,88\sqrt{\eta f_{tj}}\right)\right\}$$

Avec $\eta = 1$ pour les barres RL (ronds lisses).
$= 1.6$ pour les barres HA (haute adhérence).

Et $\gamma_s = 1.5$ en situation durable ou transitoire.
$= 1.15$ en situation accidentelle.

En situation durable et pour un cas de fissurations préjudiciables on a
$\sigma_{st} = 250$ MPa.

V.3.1.3. Module de Young des aciers

Pour les aciers de construction $Es = 210$ GPa.

V.3.2. Les armatures actives

Les armatures actives sont des câbles de précontrainte que l'on introduit au béton pour former ce que l'on appelle le béton précontraint soit par pré-tension ou par post-tension selon si les câbles sont tendus avant ou après le coulage du béton.

Les câbles sont des groupements de torons torsadés qui sont eux même constitués de plusieurs fils, les plus courants contiennent 7 fils circulaires de petit diamètre de 2 à 5 mm.

Les torons sont désignés par leur diamètre nominal, tandis que les câbles sont désignés par la lettre T et un chiffre qui indique le nombre de torons qu'ils contiennent. Dans notre cas on prend des câbles 12T15s (12 torons de diamètre 15.7mm)

La charge garantie de rupture : $fprg = 1860$ MPa

La limite conventionnelle d'élasticité à 1% : $fpeg = 1674$ MPa

La tension a l'origine $\sigma_{p0} = min\,(0{,}8fprg\,;\,0{,}9fpeg)$

$\sigma_{p0} = min\,(1488\,;\,1506.6) = 1488$ MPa

Pour un toron 12T15S P0 = 267,8t.

V.4. Conclusion

Les résultats retrouvés dans ce chapitre nous permettront d'aborder les chapitres qui suivent avec les données nécessaires concernant les matériaux utilisés.

CHARGES E

VI.1. Introduction

Lors de la conception d'un ouvrage le concepteur doit prendre en compte les différentes charges auxquelles l'ouvrage sera soumis, les charges à considérer selon le RCPR sont :

- Les charges permanentes : caractérisées par le poids propre et les charges complémentaires permanents CCP.
- Les charges d'exploitation : caractérisées par les charges de trafic et celles hors trafic.
- Les charges accidentelles

VI.2. Caractéristiques du pont

• largeur totale : Lt = 13.25 m
• largeur roulable : Lr = 12 m
• largeur chargeable Lc = 11 m

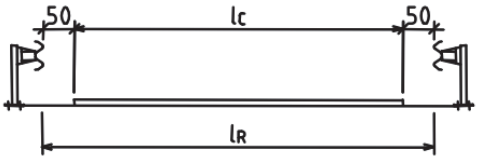


Figure VI.1 : largeurs roulable et chargeable

• nombre de voies :

$$n = \frac{Lc}{3} = \frac{11}{3} = 3.66$$

Prenons n = 3 voies

• la largeur de la voie :
En ayant Lc = 11m et 3 voies on obtient des voies de 3.66m de largeur
Prenons une largeur de 3.5m.

• la classe du pont : Selon le RCPR le pont est de **première classe** car Lr > 7m.

Le profil en travers est le suivant

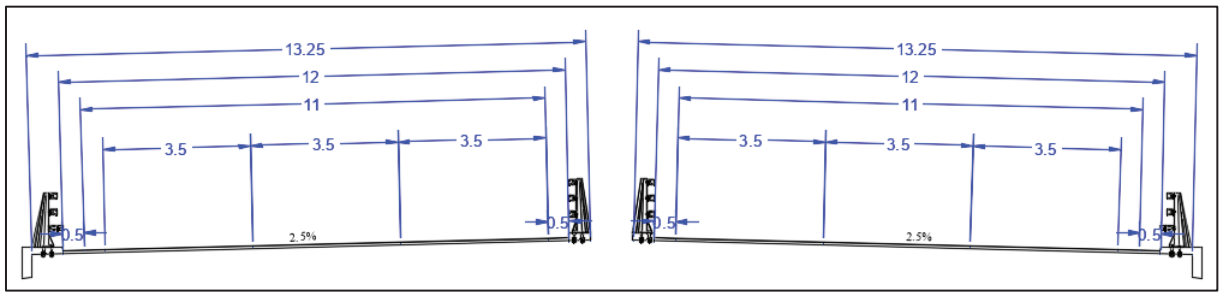


Figure VI.2 : profil en travers

VI.3. Évaluation des charges

VI.3.1. Évaluation des charges permanentes

a) Évaluation du poids propre

• poids du VSP :

$$Pvsp = \rho_b \times Svsp \times Lvsp = 25 \times 11.04 \times 8 = 2208.3\ KN$$

• poids du voussoir de clavage :

$$Pvsc = \rho_b \times Svsc \times Lvsc = 25 \times 7.36 \times 1.2 = 220.8\ KN$$

• poids de la partie coulée sur cintre :

$$Pc = \rho_b \times Svsc \times Lc = 25 \times 7.36 \times 7.4 = 1361.6\ KN$$

• poids des plot parasismiques :

$$Pplots = \rho_b \times Splot \times Lplot = 25 \times 0.49 \times 0.7 = 8.575\ KN$$

• poids des voussoirs à hauteur variables :

$$Pvc = \rho_b \times \int_0^l S(x)$$

$$= \rho_b \times \int_0^l \left[(hp - 2(hp - hc)\left(\frac{x}{l}\right) + (hp - hc)(\frac{x}{l})^2\right] dx \qquad 0 \leq x \leq 32.9$$

Après intégration on obtient : $Pvc = 7058.73\ KN$

Le poids propre total du tablier est égal à :

$$Ptab = 5 \times Pvsp + 6 \times Pvsc + 2 \times Pc + 7 \times Pplot + 10 \times Pvc$$

$$Ptab = 85\ 736.82\ KN$$

b) Évaluation des charges permanentes complémentaires (CCP) :

• poids du revêtement : il s'agit d'une couche de 8 cm sur la largeur roulable qui est de 12m de béton bitumineux dont la densité est égale à 25 KN/m3

$$Prev = 0.08 \times 25 \times 12 = 24\ KN/ml$$
$$Prev = 2KN/m2$$

• poids des trottoirs : on à droite un trottoir de 0.75 m de large et à gauche un autre de 0.5 m, les deux ayant une épaisseur de 16 cm

$$Ptrot = 0.16 \times 25 \times (0.5 + 0.75) = 5\ KN/ml$$
$$Ptrot = 4\ KN/m2$$

• poids de la corniche : le tablier contient une corniche à droite à but esthétique, elle a section de 0.17 m2

$$Pcor = 0.17 \times 25 = 4.25\ KN/ml$$

• poids de la glissière de sécurité : on opte pour des glissières de sécurité de type BN4 celles-ci pèsent 70Kg/m

$$Pgliss = 0.7\ KN/ml$$

⇨ Le poids total du tablier en mètre linéaire est **253.225 KN/ml.**

VI.3.2. Évaluation des charges d'exploitation

VI.3.2.1. Les charges dues au trafic

VI.3.2.1.1. Système de charges A

C'est une charge uniforme dont l'intensité est égale à la valeur de A(l) multipliée par les coefficients a1 et a2, elle dépend de la longueur chargée l

$$A(l) = 2.3 + \frac{360}{l+12}\ KN/m2$$

Le coefficient a1 est tiré du tableau suivant en fonction de la classe du pont et du nombre de voies chargées :

Tableau VI.1 : classe de pont en fonction du nombre de voies

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

La charge A_1 est obtenue par :

$$A_1 = max\begin{cases} a1A(l) \\ 4 - 0.002l \end{cases}$$

La charge $A_2 = a2A_1$ et c'est elle qui sera appliquée uniformément sur la largeur des voies considérées.
Avec :
Le coefficient $a2 = \frac{v_0}{v}$
v étant la largeur d'une voie (3.66m dans notre cas) et v0 donné par le tableau suivant

Tableau VI.2 : v_0 en fonction de la classe de pont

Classe de pont	v_o
première classe	3,5 m
deuxième classe	3,0 m
troisième classe.	2,75 m

Dans le cas d'un pont hyperstatique comme le nôtre on a plusieurs cas de charge selon le nombre de travées. Les cas de charge qu'on a eu sont les suivants :

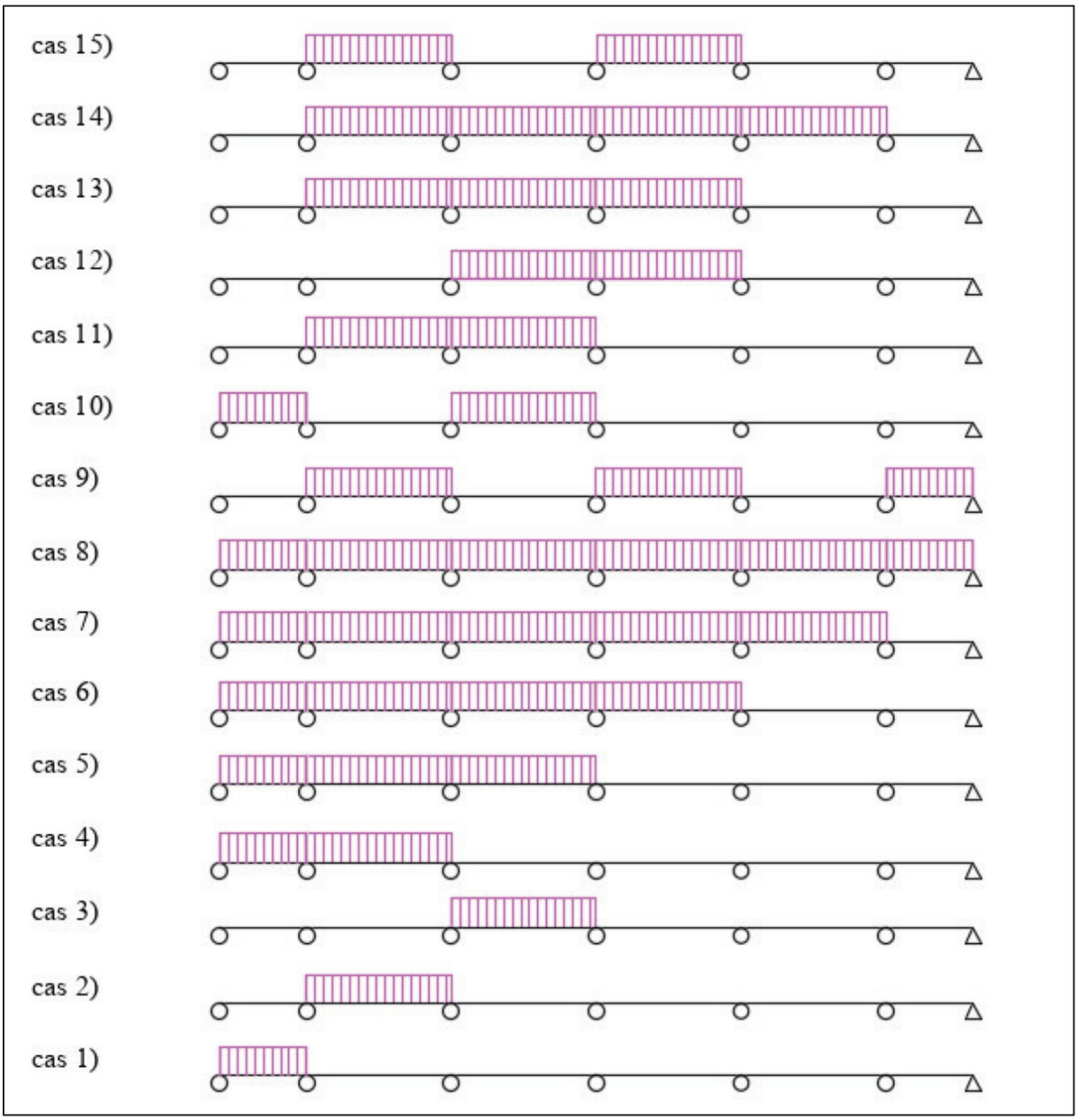


Figure VI.3 : les différents cas de charge

Les résultats obtenus après l'application des formules précédemment mentionnées pour chaque cas de charges et selon le nombre de voies chargées sont déployés dans le tableau ci-dessous :

Tableau VI.3 : les cas de charge A(l)

Cas	l (m)	A(l) (KN/m2)	$a1$		$a2$	$A(l) \times a1 \times a2 = A_2(l)$ (KN/m2)		
			1 et 2 voies	3 voies		1 voie	2 voies	3 voies
1	45.5	8.56	1	0.9	0.956	8.184	8.184	7.366
2	75	6.43	1	0.9	0.956	6.155	6.155	5.539
3	75	6.43	1	0.9	0.956	6.155	6.155	5.539
4	120.5	5.02	1	0.9	0.956	4.796	4.796	4.316
5	195.5	4.03	1	0.9	0.956	3.857	3.857	3.471
6	270.5	3.57	1	0.9	0.956	3.417	3.417	3.300
7	345.5	3.30	1	0.9	0.956	3.161	3.161	3.154
8	391	3.19	1	0.9	0.956	3.076	3.076	3.076
9	195.5	4.03	1	0.9	0.956	3.857	3.857	3.471
10	120.5	5.02	1	0.9	0.956	4.796	4.796	4.316
11	150	4.52	1	0.9	0.956	4.323	4.323	3.890
12	150	4.52	1	0.9	0.956	4.323	4.323	3.890
13	225	3.82	1	0.9	0.956	3.650	3.650	3.393
14	300	3.45	1	0.9	0.956	3.302	3.302	3.250
15	150	4.52	1	0.9	0.956	4.323	4.323	3.890

VI.3.2.1.2. Système de charges B

Le système B se compose de 3 systèmes différents

- Le système Bc
- Le système Bt
- Le système Br

VI.3.2.1.2.1. Système de charge Bc

Il comporte 2 camions longitudinalement tandis que le nombre de camions transversalement dépens du nombre de voies, les camions Bc ont les caractéristiques suivantes :

Tableau VI.4 : caractéristiques du système Bc

Le nombre d'essieux	3
Charge totale	300 KN
Charge portée par chaque essieu arrière	120 KN
Charge portée par l'essieu avant	60 KN
Surface d'impact d'une roue arrière	0.0625 m2
Surface d'impact d'une roue avant	0.04 m2

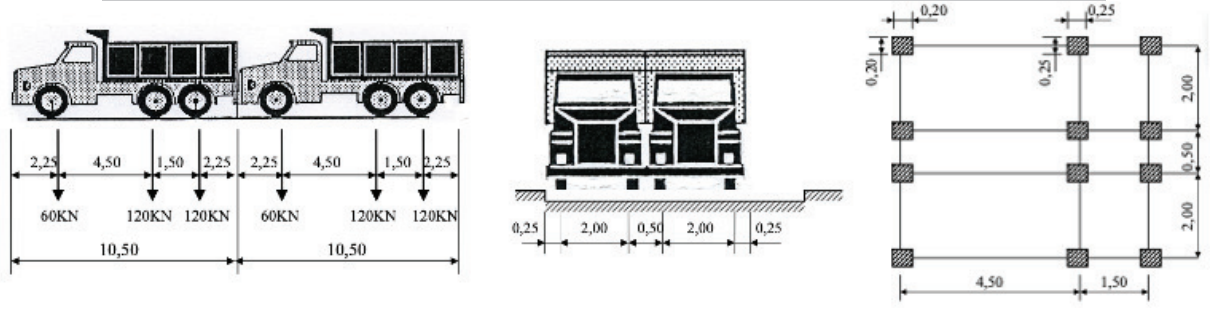


Figure VI.4 : vues en long, en travers, et en plan du système Bc

Ensuite, les valeurs de la charge du système de charge Bc sont multipliées par des coefficients bc qui dépendent du nombre de voies à charger et de la classe du pont.

Tableau VI.5 : coefficients bc

Nombre de voies / Classe de pont	1	2	3	4	≥ 5
Première classe	1.2	1.1	0.95	0.8	0.7
Deuxième classe	1	1	-	-	-
Troisième classe	1	0.8	-	-	-

• coefficient de majoration dynamique :
Le coefficient de majoration dynamique à multiplier par Bc*bc est déterminé par la formule suivante :

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

Avec
L : la longueur de l'élément en mètres. On prendra L=391 m qui est la longueur totale du tablier.
G : sa charge permanente.
S : la charge maximale de camion selon le nombre de voies considéré multipliée par bc.

Le tableau suivant résume les coefficients de majorations dynamique à prendre ainsi que les valeurs de Bc et bc

Tableau VI.6 : les coefficients de majoration dynamique propres au système Bc

Nombre de voies	Bc	bc	S	L	G	δ
1	600	1.2	720	391	99286,19	1,0061363
2	1200	1.1	1320	391	99286,19	1,00703813
3	1800	0.95	1710	391	99286,19	1,00762287

VI.3.2.1.2.2. Système de charge Bt

Le système de charge Bt comporte un tandem ayant deux essieux, longitudinalement on a 1 camion et transversalement en fonction du nombre de voies.

Tableau VI.7 : caractéristiques du système Bt

Charge totale	320 KN
Charge portée par chaque essieu	160 KN
Surface de contact de chaque roue	0.15 m2

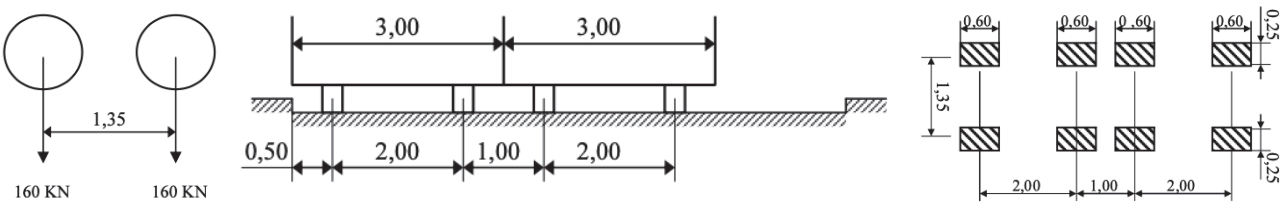


Figure VI.5 : vues en long, en travers et en long de Bt

Ensuite, en fonction de la classe du pont, les valeurs des charges du système Bt sont multipliées par des coefficient bt

Tableau VI.8 : coefficients bt

Classe de pont	bt
Première classe	1.2
Deuxième classe	1

• coefficient de majoration dynamique
On utilise le même coefficient de majoration dynamique

Tableau VI.9 : coefficients de majoration dynamique propres au système Bt

Nombre de voies	Bt	bt	S	L	G	δ
1	320	1.2	384	391	99286,19	1,2067561
2	640	1.2	768	391	99286,19	1,20745026
3	640	1.2	768	391	99286,19	1,20745026

V.3.2.1.2.3. Système de charge Br

Le système de charge Br est représenté par une roue isolée qui porte une charge de 100 KN, sa surface d'impact sur la chaussée est un rectangle uniformément chargé de dimensions 0.6*0.3 m2
Le rectangle d'impact peut être placé n'importe où sur la largeur de la chaussée.

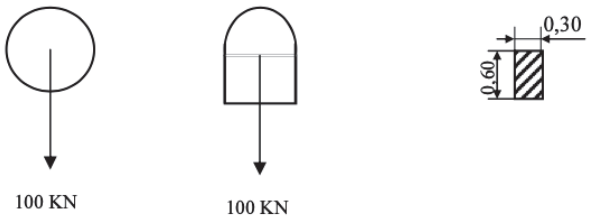


Figure VI.6 : caractéristiques du système B

• coefficient de majoration dynamique :
Le coefficient à prendre est le même mentionné précédemment

Tableau VI.10 : coefficient de majoration dynamique propre au système Br

Nombre de voies	Br	S	L	G	δ
1	100	100	391	99286,19	1,00520155

VI.3.2.1.3. Système de charge Mc120

Il s'agit d'une charge que le pont devra supporter en cas de circulation de convois militaires. Longitudinalement, le nombre de véhicules du convoi à appliquer est le nombre que la longueur de l'ouvrage suffit à insérer tout en laissant une distance de 30.5 m entres eux, tandis que transversalement, un seul convoi peut circuler quel que soit la largeur.

Les caractéristiques du système sont les suivantes :

Tableau VI.11 : caractéristiques du convoi Mc 120

Charge totale	1100 KN
Longueur d'une chenille	6.1 m
Largeur d'une chenille	1 m
Distance d'axe en axe de deux chenilles	3.3 m
Rectangle d'impact d'une chenille	6.1 m2

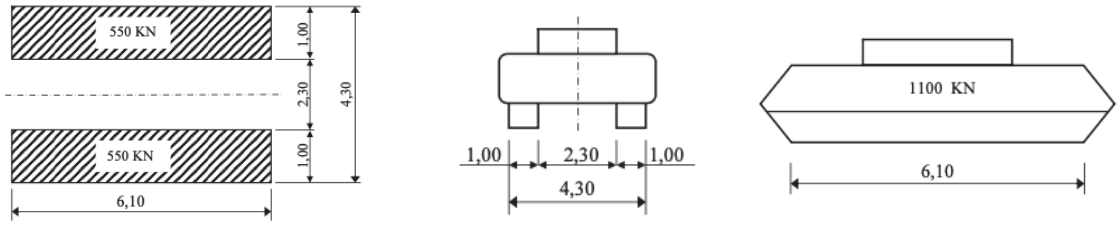


Figure VI.7 : convoi militaire Mc120

Le système Mc 120 est multiplié lui aussi par un coefficient de majoration dynamique dont la formule est identique à celle utilisée dans les systèmes de charges antérieures.

$$\delta = 1 + \frac{0.4}{1 + 0.2L} + \frac{0.6}{1 + 4\frac{G}{S}} = 1 + \frac{0.4}{1 + 0.2 \times 391} + \frac{0.6}{1 + 4\frac{99286,19}{1100}} = 1.0067$$

VI.3.2.1.4. Système de charge D240

Ce système de charge est un convoi exceptionnel, il comporte une remorque de trois éléments de quatre lignes à deux essieux de 2400 KN de poids total.
Ce poids est réparti uniformément sur un rectangle 18.6*3.2 m2. Et il circule seul sur la chaussée quelque soir sa largeur et sa longueur

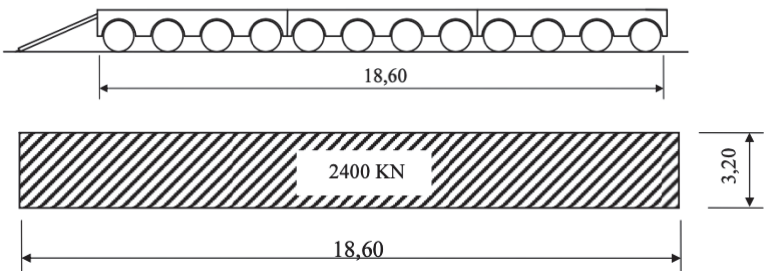


Figure VI.8 : convoi exceptionnel D240

VI.3.2.1.5. Les forces de freinage

Les charges de chaussée des systèmes A et Bc développent des forces de freinage, dans les cas courants la résultante de ces efforts est supposée centrée sur l'axe longitudinale.
Ces forces sont considérées dans la stabilité des appuis et la résultante des appareils d'appui

• charges de freinage du système A :
L'effort de freinage correspondant à la charge A est le suivant

$$F = \frac{A.S}{20 + 0.0035S}$$

Avec S : la surface chargée en mètres carrés
Les résultats de l'application de cette formule sont les suivants :

Cas	L (m)	*les forces de freinage* F		
		1 voie	2 voies	3 voies
1	45.5	66,22	128,79	169,20
2	75	80,60	154,14	199,35
3	75	80,60	154,14	199,35
4	120.5	98,19	183,24	231,87
5	195.5	122,65	220,73	270,86
6	270.5	144,17	251,24	300,51
7	345.5	163,67	277,13	359,55
8	391	176,04	293,33	377,08
9	195.5	122,65	220,73	270,86
10	120.5	98,19	183,24	231,87
11	150	163,67	277,13	359,55
12	150	163,67	277,13	359,55
13	225	131,39	233,39	292,68
14	300	152,06	261,90	339,59
15	150	163,67	277,13	359,55

Tableau VI .12 : effets de freinage du système A(l)

Il en résulte que le cas le plus défavorable est le cas 8 associé à L=391 m.

• charges de freinage du système Bc :

Selon le RCPR, on considère qu'un seul camion de type Bc va freiner et développera un effort de 30t multiplié par le coefficient b_c seulement.
Ainsi $Fr = 300 \times 1.2 = 360\ KN$

VI.3.2.2. Les charges hors trafic

• actions dues au vent :

Les actions du vent sont considérées en tant que charge horizontale frappant le tablier latéralement avec une intensité

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

On se doit de déterminer les surfaces soumises à la pression du vent qui sont égales dans notre cas à $d + 0.3 = 3.65\ m$

$$Fv = 2 \times 3.65 = 7.9 \frac{KN}{ml}$$

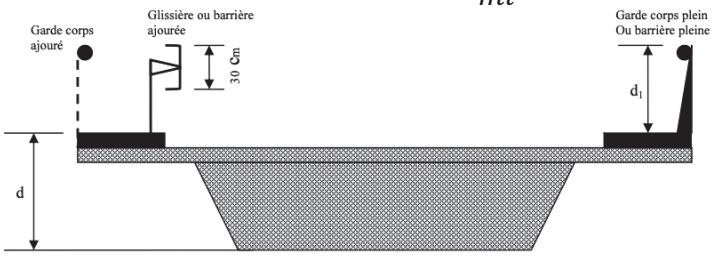


Figure VI.9 : effets du vent sur le tablier

• actions thermiques :
Les actions thermiques rencontrées se caractérisent par :
Des déformations linéaires dues à une variation de température uniforme. Avec les températures en la zone (Algérie du Nord) allant d'une température moyenne de 20°C à des températures extrêmes positives de 40°C et négatives -15°C.
Ainsi qu'un gradient thermique vertical tout le long de l'ouvrage dû à la différence de température entre les fibres supérieures et inférieures du tablier.
On prend donc $\Delta T = 7$.

VI.4. Conclusion

Dans ce chapitre on a estimé toutes les charges et surcharges auxquelles est soumis notre ouvrage, ce qui nous permet d'entamer le reste des calculs.

Chapitre VII

VII.1. Introduction

La méthode de construction par encorbellement successif consiste à exécuter la quasi-totalité d'un pont sans cintres ni échafaudages au sol, ce en fixant chacun de ses éléments constitutifs (les voussoirs) à celui qui le précède à l'aide de câbles de précontrainte. Cette opération se fait de part et d'autre d'une pile par symétrie et la structure résultante s'appelle « un fléau ». Ensuite les fléaux sont solidarisés entre eux, et avec les parties coulées sur cintres en rive, avec des clavages, rendant ainsi la structure hyperstatique.

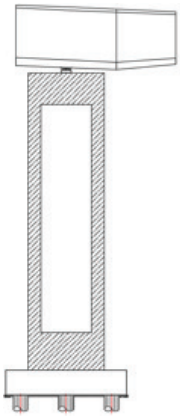
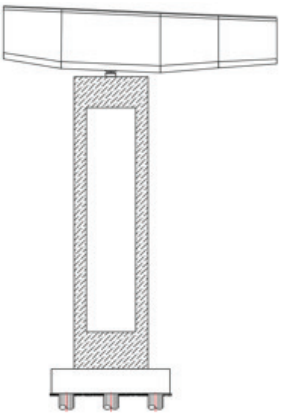
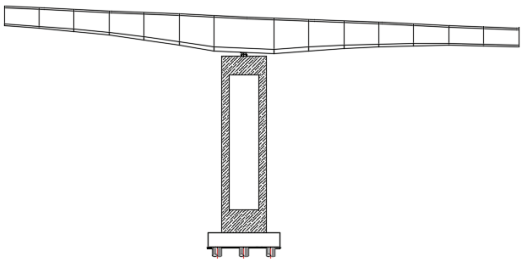
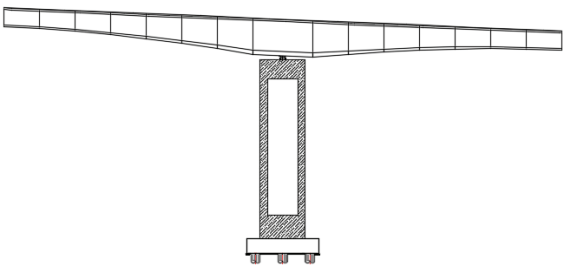
VII.2. Étude du fléau (système isostatique)

Pendant la construction du fléau, sa stabilité sur la pile doit être assurée.
D'autant plus que le voussoir sur pile pendant cette phase est fixé sur les piles à l'aide de câbles de précontraintes verticaux, leur résistance doit être assurée aussi.

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

Le fléau est assemblé en plusieurs phases, quelques-unes illustrées dans le tableau ci-dessous :

Tableau VII.1 : phases de construction d'un fléau

		
Phase 01	Phase 02	Phase 04
		
Phase 14	Phase 15 et final	

VII.2.2. Actions à prendre en compte

L'étude de la stabilité du fléau se fait en situation temporaire de construction et en situation accidentelle, Le SETRA exige la prise en compte du poids propre du fléau, des charges de chantier connues et aléatoires, du vent, et d'une action accidentelle.

VII.2.2.1. Poids propre G

Le poids propre du fléau doit être calculé avec une grande exactitude, et en tenant compte de la géométrie de l'ouvrage.
Étant donné que la construction du fléau se fait par phase, le déséquilibre d'un côté par rapport à l'autre est inéluctable, Ce déséquilibre doit être considéré dans l'étude qui suit. En addition le poids propre du demi-fléau en déséquilibre (contenant un voussoir de moins par rapport à son symétrique) est minoré de 2% ($Gmin$), tandis que celui de l'autre demi-fléau lui, est majoré de 2% ($Gmax$).

$$G\ max = G \times 1.02$$
$$G\ min = G \times 0.98$$

Tableau VII.2 : poids propre de chaque voussoir majoré et minoré

Voussoirs	G (KN/ml)	G min (KN/ml)	G max (KN/ml)
½ VSP	276,05	270,53	281,57
V1	263,37	258,11	268,64
V2	240,84	236,02	245,66
V3	222,06	217,62	226,50
V4	207,04	202,90	211,18
V5	195,77	191,86	199,69
V6	188,26	184,50	192,03
V7	184,51	0	188,20

VII.2.2.2. Charges de chantier connues

Dans notre cas les voussoirs seront coulés en place, ce qui implique que le poids de l'équipage mobile servant au coulage devra être pris en compte en tant que charge de chantier connue notée Q_{prc1}.
La charge Q_{prc1} est égale, selon le SETRA, au poids du demi-voussoir le plus lourd.
Elle est majorée du côté du demi-fléau le plus lourd de 6% ($Q_{prc1\ max}$) et minorée de 4% ($Q_{prc1\ \min}$) du coté opposé.

$$Q_{prc1} = P_{VSP}/2$$
$$Q_{prc1\ \min} = Q_{prc1} \times 0.96$$
$$Q_{prc1\ \max} = Q_{prc1} \times 1.06$$

Tableau VII.3 : Charge de chantier connue

Q_{prc1} (KN)	$Q_{prc1\ \min}$ (KN)	$Q_{prc1\ max}$ (KN)
1104,19	1060,0224	1170,4414

VII.2.2.3. Charges de chantier aléatoires

Les charges de chantier aléatoires représentent les matériaux, personnels, et engins qui se trouveront sur le tablier lors de l'exécution.
Afin de couvrir ces charges inconnues le SETRA recommande :

- Une charge répartie sur un demi-fléau de $Q_{pra1} = 200\ N/m^2$,
- Une charge concentrée appliqué au bout du fléau

$$Q_{pra2} = 50 + 5 \times 13.25 = 116.25\ KN$$

Tableau VII.4 : charges de chantier aléatoires

Q_{pra1} (KN/m²)	Q_{pra1} (KN/ml)	Q_{pra2} (KN)
0.2	2,65	116,25

VII.2.2.4. Effets du vent

Notre ouvrage n'est pas exposé à des vents très forts et fréquents et a une portée inférieure à 120 m donc les effets du vent sont directement inclus dans les charges Q_{pra1}.

VII.2.2.5. Action accidentelle

La chute de l'ensemble ou d'une partie de l'équipage mobile lors de l'exécution constitue un risque que l'on doit prendre en compte en action accidentelle Fa avec un coefficient de majoration dynamique pris égal à 2.

$$Fa = -Q_{prc1} = -1104{,}19\ \text{KN}$$

VII.2.3. Évaluation des efforts

On considère pour le dimensionnement un fléau en déséquilibre tel que d'un côté tous les voussoirs ont été coulé et que de l'autre le dernier n'a pas encore été coulé. Les équipements mobiles sont placés des deux côtés et les charges de chantiers aléatoires appliquées au demi-fléau majoré.

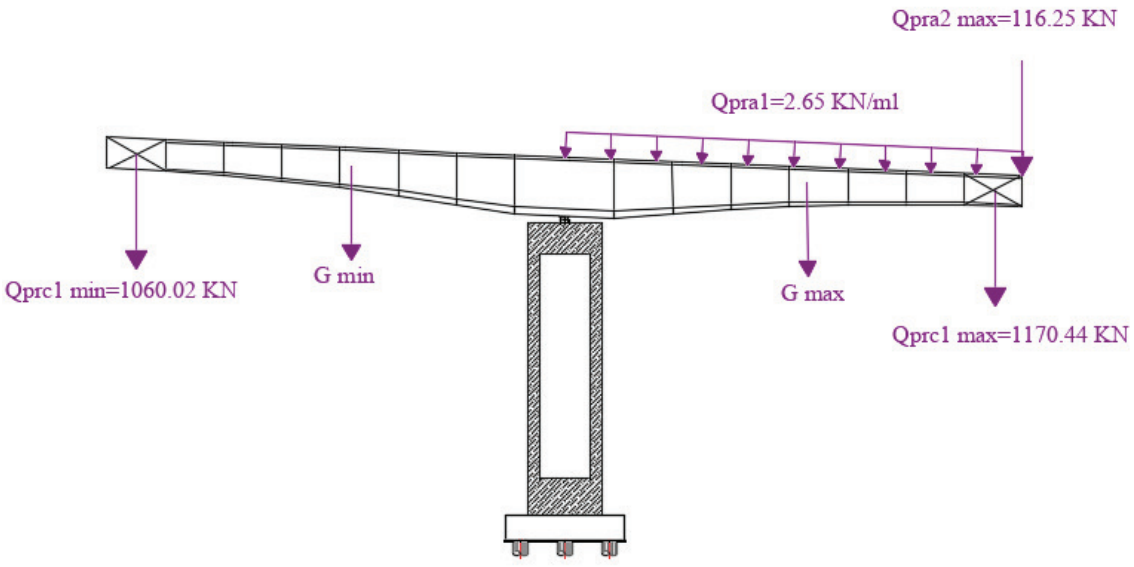


Figure VII.1 : application des charges en situation temporaire de construction

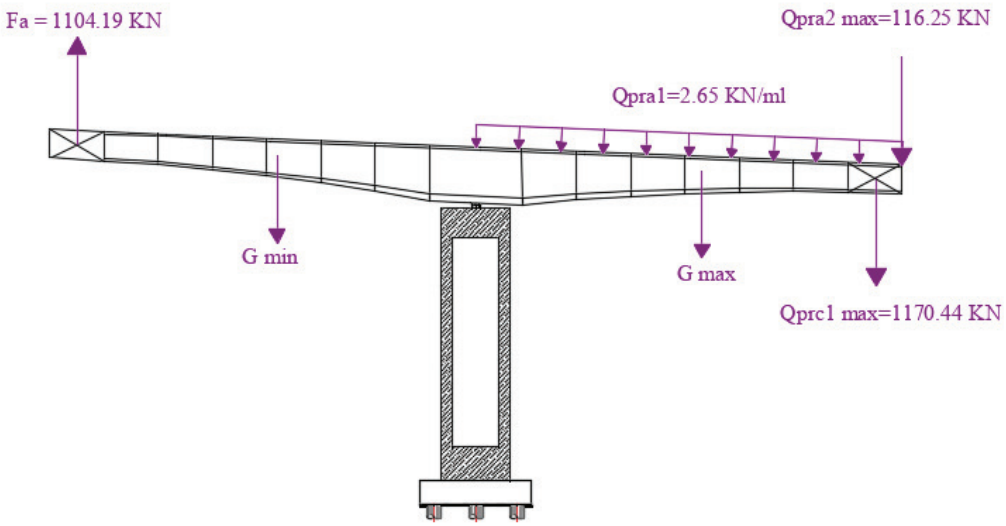


Figure VII.2 : application des charges en situation accidentelle

VI.2.3.1. Calcul des effets dus aux surcharges sur un demi-fléau

Le demi-fléau est considéré comme une console encastrée en extrémité. On calcul l'effort tranchant, le moment fléchissant et les réactions d'appui pour chaque surcharge.

• effets des charges de chantier connues $\boldsymbol{Q_{prc1}}$

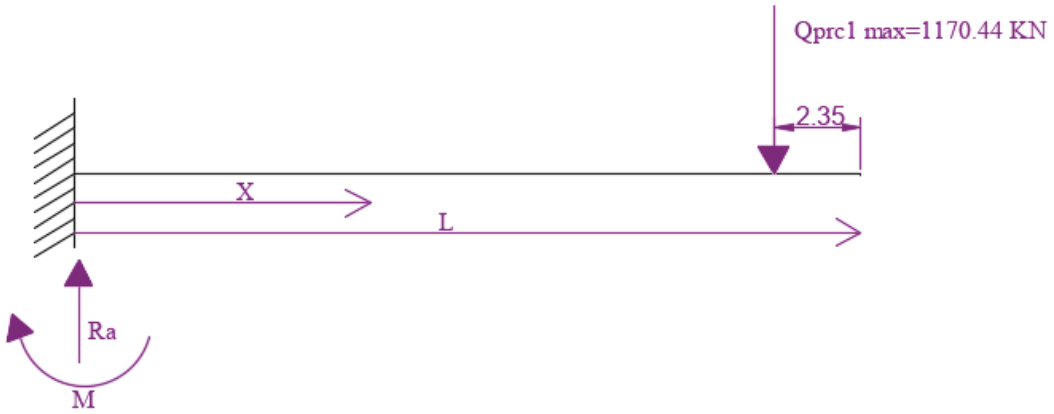


Figure VII.3 : effets de la charge Qprc1

$0 < x \leq 34.44$ m

$V(x) = Ra$
$M(x) = M + Ra.x$
$Ra = Q_{prc1\,max}$
$M = -34.55 Q_{prc1\,max}$

34.55 < x ≤ 36.9 m

$V(x) = Ra - Q_{prc1\,max}$
$M(x) = M - Q_{prc1\,max}(x - 34.55) + Ra.x$
$Ra = Q_{prc1\,max}$
$M = -34.55Q_{prc1\,max}$

• effets des charges de chantier aléatoires $\boldsymbol{Q_{pra1}}$

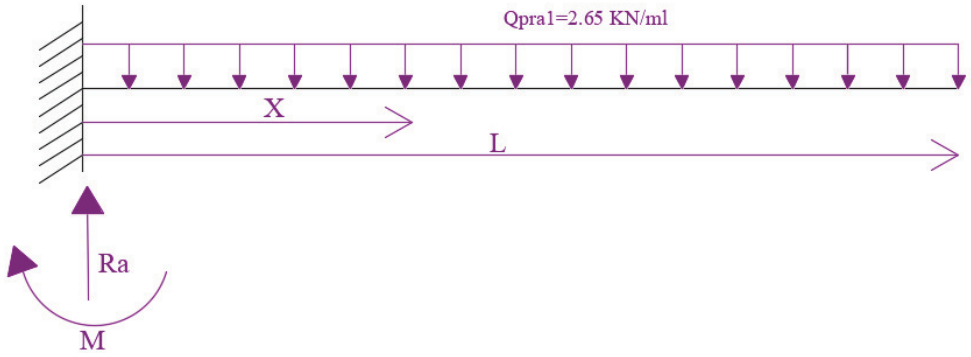


Figure VII.4 : effets de la charge Qpra1

$V(x) = Ra - Q_{pra1}.x$
$M(x) = M - \frac{Q_{pra1}(x)^2}{2} + Ra.x$
$Ra = Q_{pra1}.L$
$M = -\frac{Q_{pra1}.L^2}{2}$

• effets des charges de chantier aléatoires $\boldsymbol{Q_{pra2}}$

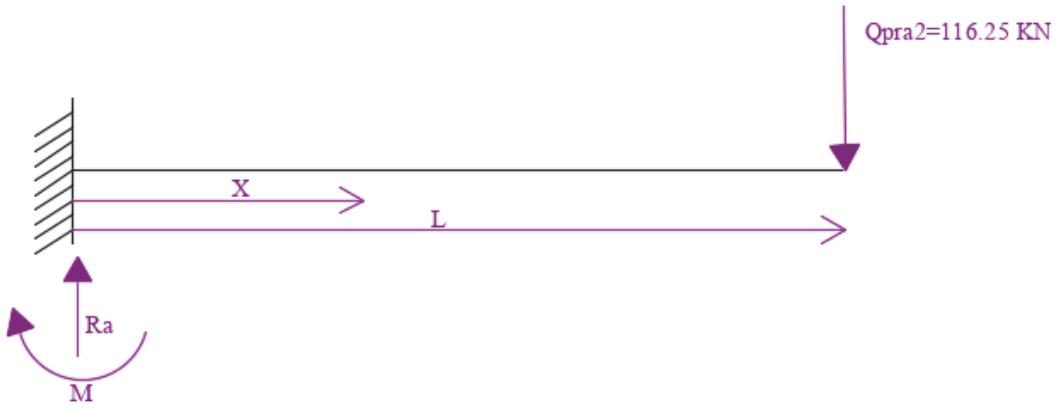


Figure VII.5 : effets de la charge Qpra2

$V(x) = Ra$
$M(x) = M + Ra.x$
$Ra = Q_{pra2}$
$M = -Q_{pra1}.L$

• effets de la charge accidentelle

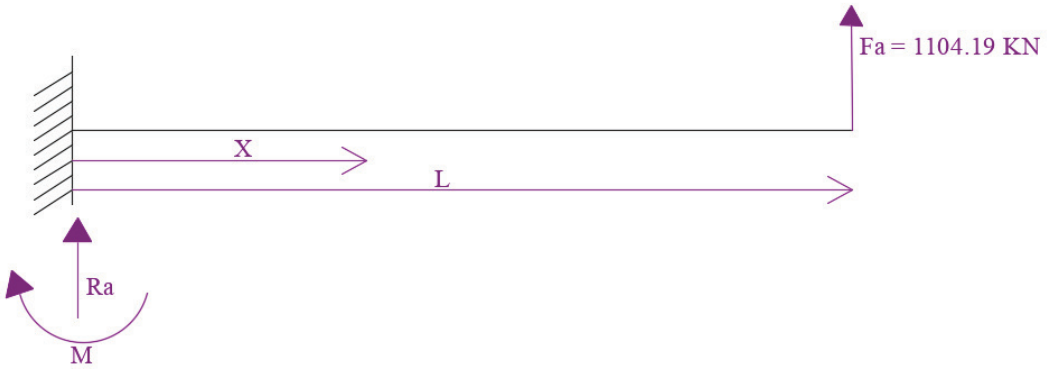


Figure VII.6 : effet de la charge accidentelle

$V(x) = Ra$
$M(x) = M + Ra.x$
$Ra = Fa$
$M = Fa.L$

• effets dus au poids propre G

Le calcul du poids propre a été fait en prenant le poids propre de chaque voussoir chargé uniformément sur le voussoir en question et en déterminant l'équation de M(x) et V(x) à chaque position x entre 0 et L, on prendra comme exemple de calcul manuel 13.4m ≤ x < 18.1m.

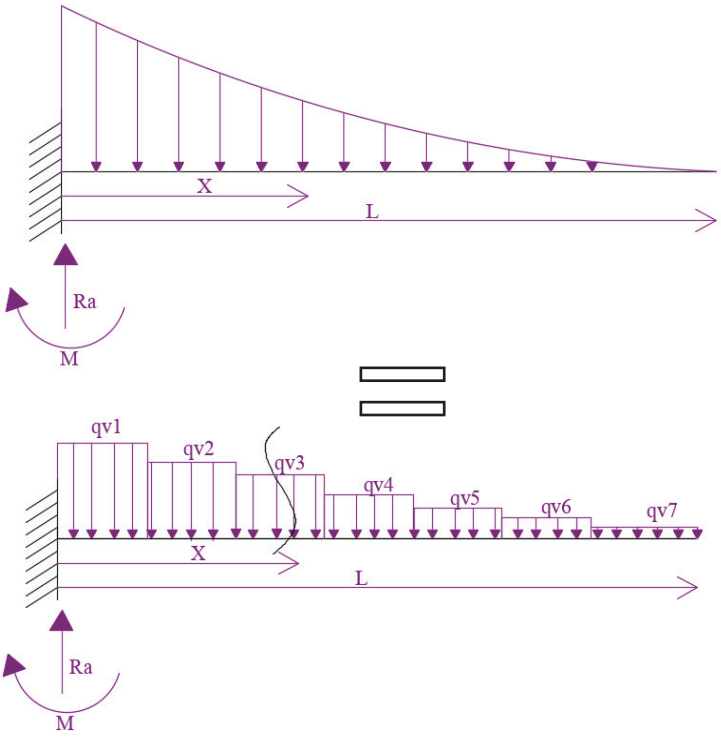


Figure VII.7 : effets du poids propre

13.4 m $\leq$ x < 18.1 m

$$V(x) = 4.7q_{v7} + 4.7q_{v6} + 4.7q_{v5} + 4.7q_{v4} + q_{v3}(18.1 - x)$$

$$M(x) = -4.7q_{v7}\left(\frac{4.7}{2} + (32.2 - x)\right) - 4.7q_{v6}\left(\frac{4.7}{2} + (27.5 - x)\right) - 4.7q_{v5}\left(\frac{4.7}{2} + (22.8 - x)\right) - 4.7q_{v4}\left(\frac{4.7}{2} + (18.1 - x)\right) - q_{v3}\left(\frac{18.1-x}{2}\right)^2$$

Les efforts résultants sont calculés à l'aide des équations précédents et sont affichées dans des tableaux dans l'annexe.

VII.2.4. Combinaisons d'action

Le guide SETRA propose de procéder à l'étude de fléau en faisant une vérification aux états limites ultimes d'équilibre statique assurant ainsi le non-décollage du fléau de ses appuis provisoires en utilisant les combinaisons en situation temporaire de construction suivantes :

A_1 : $1.1\ (G_{max} + G_{min}) + 1.25\ (Q_{prc1\,max} + Q_{prc1\,\min} + Q_{pra1} + Q_{pra2})$

A_2 : $0.9\ (G_{max} + G_{min}) + 1.25\ (Q_{prc1\,max} + Q_{prc1\,\min} + Q_{pra1} + Q_{pra2})$

En supplément on fait une vérification vis-à-vis des états limites ultimes de résistance sous les combinaisons accidentelles suivantes :

B_1 : $1.1\ (G_{max} + G_{min}) + Fa + Q_{prc1\,max} + Q_{pra1} + Q_{pra2}$

B_2 : $0.9\ (G_{max} + G_{min}) + Fa + Q_{prc1\,max} + Q_{pra1} + Q_{pra2}$

Les résultats obtenus après application des combinaisons sont énumérés dans les tableaux suivants :

Tableau VII.5 : Moments fléchissant en (KN.m) du demi-fléau majoré

X	A1	A2	B1	B2
0,0	10 889,4	9 224,2	10 543,3	8 878,0
4,0	9 637,2	8 197,3	9 293,8	7 853,8
8,7	8 232,8	7 045,3	7 892,4	6 705,0
13,4	6 947,2	5 990,6	6 609,9	5 653,4
18,1	5 760,6	5 017,0	5 426,5	4 682,8
22,8	4 653,2	4 108,1	4 322,2	3 777,1
27,5	3 605,3	3 247,9	3 277,4	2 920,0
32,2	2 596,9	2 420,0	2 272,1	2 095,2
36,9	145,3	145,3	116,3	116,3

Tableau VII.6 : Efforts tranchants en (KN) de demi-fléau majoré

X	A1	A2	B1	B2
0,0	-213 483,4	-185 243,8	-201 850,3	-173 610,7
4,0	-172 430,1	-150 401,0	-162 176,2	-140 147,0
8,7	-130 435,5	-114 580,9	-121 788,6	-105 933,9
13,4	-94 762,6	-83 946,3	-87 708,0	-76 891,7
18,1	-64 899,3	-58 078,4	-59 422,4	-52 601,5
22,8	-40 426,8	-36 634,5	-36 513,0	-32 720,7
27,5	-21 019,3	-19 348,0	-18 654,0	-16 982,6
32,2	-6 444,2	-6 028,5	-5 612,7	-5 197,0
36,9	0,0	0,0	0,0	0,0

Tableau VII.7 : Évaluation des réactions

Réactions	A1	A2	B1	B2
Ra	20 079,22	16 984,02	16 199,69	13 104,49
M	50 774,92	43 795,10	166 410,74	159 430,92

VII.2.5. Stabilisation du fléau

Le choix du procédé de stabilisation dépend de la conception du pont, il existe plusieurs procédés dont :

- Clouage par précontrainte
- Palées provisoires
- Câbles extérieurs ou haubanage provisoire

Dans notre cas nous allons utiliser le clouage par précontrainte car c'est le procédé le plus courant et le plus économique et nos piles leur sont tout à fait adaptées. Ce dernier consiste à tendre des armatures verticales qui vont venir plaquer le VSP sur la pile. Le VSP repose pendant cette étape sur des cales et non sur ses appareils d'appuis définitifs.

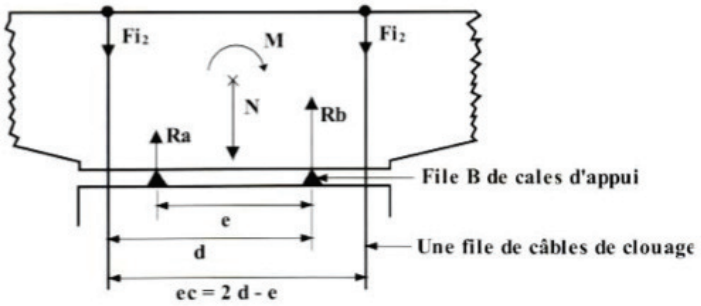


Figure VII.8 : clouage par précontrainte

M et N représentent les sollicitations résultantes des combinaisons A et B.
Re et Rb sont les réactions.
Fi est la force de n câbles d'une file et **E** l'entraxe des cales.

VII.2.5.1. Calcul du nombre de câble

Avant d'obtenir le nombre de câbles, on doit calculer l'excentricité de la résultante des efforts : **M/N** de chaque combinaison A et B.

- Si M/N < e/2 : les câbles de clouage ne sont pas nécessaires car le fléau ne risque pas de se basculer.
- Si M/N > e/2 : les câbles de clouage doivent rétablir l'équilibre du fléau.

Selon l'aménagement de la tête de pile on obtient : e = 4 m.
d = 4.7 m.
ec = 4.4 m

Tableau VII.8 : condition de nécessité des câbles de clouage

Combinaisons	A1	A2	B1	B2
M/N (m)	2,53	2,58	10,27	12,17
e/2 (m)	2	2	2	2
observation	Câbles de clouage nécessaires			

- Situation temporaire de construction (combinaisons A)

Le nombre de câbles « n » est donné par :

$$n\ x\ s\ = \frac{\frac{M}{E} - \frac{N}{2}}{(1-\Delta P)\ x\ \sigma p_0}$$

Avec

- ΔP : la perte de tension estimée. ΔP = 25 %.
- σp₀ : est la contrainte à l'origine ; σp₀ = Min (0.8 f_{prg} ; 0.9 f_{peg}) = 1 488 MPa.
- f_{prg} = 1 860 MPa : limite de rupture et f_{peg} = 1 674 MPa : limite élastique.
- s : section d'un câble 12T15. s = 1800 mm².

- Situation accidentelle (combinaisons B)

Le nombre de câbles « n » est donné par :

$$n\ x\ s\ = (\frac{N \times E}{2} - M) \times \frac{D}{K}$$

Avec :

- K = (1-ΔP) × σp0 ×(2D-E) × (D-E) + $(\frac{f_{prg}}{\gamma P})$×(D² + (D-E) ²)
- γP = 1.00 pour les combinaisons accidentelles.

Le nombre de câbles est représentés dans le tableau suivant :

Tableau VII.9 : Nombre de câble de clouage

Combinaison	M	N	M/N	E/2	K	n*S	n° câbles	n° retenu
A1	50774,92	20079,22	2,53	2	/	0,0024	1,321	2
A2	43795,10	16984,02	2,58	2	/	0,0022	1,223	2
B1	166410,74	16199,7	10,27	2	33580440	0,0187	10,420	10
B2	159430,92	13104,49	12,17	2	33580440	0,0186	10,358	10

✓ On prend 10 câbles de 12T15s par file de cales.

VII.2.5.2. Calcul de la surface des cales

On suppose qu'on a deux cales de dimensions « a × b » par ligne d'appui, alors la surface des cales est donnée par la formule suivante :

$S_{cale} = 2 \times a \times b = \frac{Rb}{fbu}$

$fbu = 0.85 \times \frac{f_{cf}}{\theta \times \gamma_b}$ et $f_{cf} = fc28 + 2 \times \rho t \times fe$

Avec : fc28 = 40 MPa ; fe = 500 MPa.

- ρt : est le pourcentage de frettes. ρt = 2%.
- fcf : est la résistance en compression de béton fretté. fcf = fc28 + 20 = 60 MPa.
- fbu : est la contrainte limite de compression de béton fretté.

Tableau VII.19 : Les valeurs de fbu

Combinaison	θ	γ_b	fbu
A	1	1,5	34
B	0,85	1,15	52,17

On calcul Rb pour deux situations différentes :

- Situation temporaire de construction (Combinaisons A)

$$Ra = \frac{N}{2} - \frac{M}{E} + Fi = 0 \qquad \text{et} \qquad Rb = \frac{N}{2} + \frac{M}{E} + Fi$$

Tel que Fi représente la force des 10 câbles.

Fi = n × (1 - ΔP) × σp0 × s => **Fi = 20.1 MPa.**

- Situation accidentelle (combinaisons B)

On doit calculer Ra pour vérifier s'il y a bien un soulèvement de la cale :

- Si Ra > 0 => il n'y a pas de soulèvement de la cale, le calcul de Rb se fait comme pour la combinaison A
- Si Ra < 0 => Rb = E × (Fi × K4 + N × K3 / (2 × E) + M) / K1

Avec

- K1 = D² + (D - E)² = 22,58 m²
- K2 = D³ + E × (2 D - E) × (D - E) = 118,94 m²
- K3 = 2 K1 - E² = 29,16 m²
- K4 = (2 D - E) × K2 / (E × D²) = 7,27 m²

Les résultats de calcul de tous les paramètres précédents sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau VII.20 : surface des cales

Combinaison	Ra (MN)	Rb (MN)	S(m²)	a (m)	b (m)
A1	4,75	55,53	1,63	0,6	1,36
A2	6,7	50,5	1,48	0,6	1,23
B1	-55	65,82	1,26	0,6	1,05
B2	-53,06	62,6	1,2	0,6	1

✓ On choisit les dimensions suivantes **1,4m × 0,6m**

ÉTUDE

VIII.1. Introduction

Après l'exécution du fléau, ces derniers sont reliés pour former un tablier uniforme et un système hyperstatique comme mentionné dans le chapitre précédent. C'est la phase de service.
On doit donc procéder à un calcul en phase de service qui prend en considération les surcharges auxquels le pont sera soumis après sa mise en service.

VIII.2. Combinaisons

Les combinaisons à considérer dans le calcul qui suit sont les suivantes, elles prennent en compte les charges et surcharges étudiées dans le chapitre **VI** : charges et surcharges, tirées du RCPR.

Tableau VIII.1 : les combinaisons à prendre en considération en phase de service

Combinaisons		G	A(L)	Bc	Bt	Mc120	D240	T
ELU	1	1.35	1.6	0	0	0	0	0.9
	2	1.35	0	1.6	0	0	0	0.9
	3	1.35	0	0	1.6	0	0	0.9
	4	1.35	0	0	0	1.35	0	0.9
	5	1.35	0	0	0	0	1.35	0.9
ELS	6	1	1.2	0	0	0	0	0.6
	7	1	0	1.2	0	0	0	0.6
	8	1	0	0	1.2	0	0	0.6
	9	1	0	0	0	1	0	0.6
	10	1	0	0	0	0	1	0.6

VIII.2. Modélisation

On commence par la modélisation du tablier sur le logiciel ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS, en suivant les étapes suivantes :

- Implantation dans l'espace des points nodaux de l'ouvrage.
- Ajout d'éléments barres en suivant la structure de l'ouvrage.
- Définition des différentes sections par importation sous format DXF.
- Affectation des matériaux utilises.
- Définition des appuis en prenant des appuis simples au niveau des piles, et un appui double au niveau de la culée.
- Définition des charges permanentes et d'exploitation, de trafic et hors trafic avec leurs combinaisons, selon le RCPR.
- Calcul et exploitation des résultats.

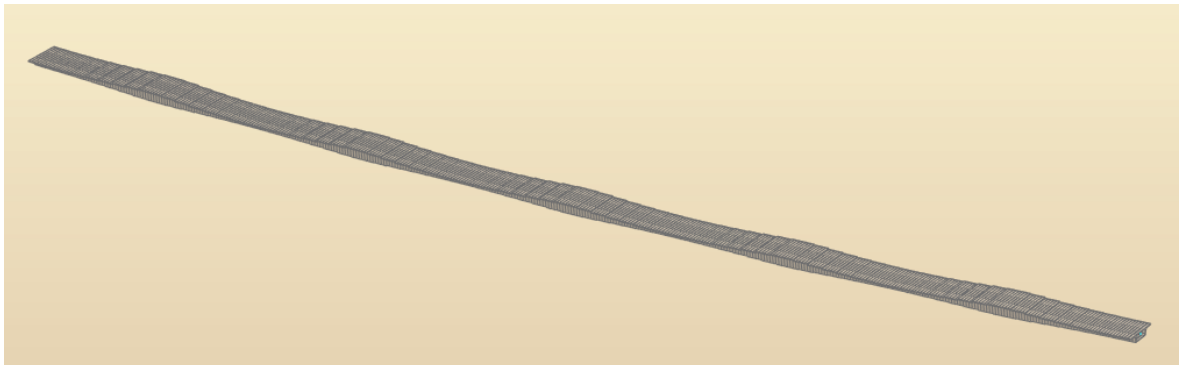


Figure VIII.1 : modèle du pont courbé

Notre pont est courbe d'un rayon R=2500 m, qui est un rayon suffisamment grand pour qu'il puisse être négligeable. On travaillera donc dans la suite de ce rapport avec un modèle droit.

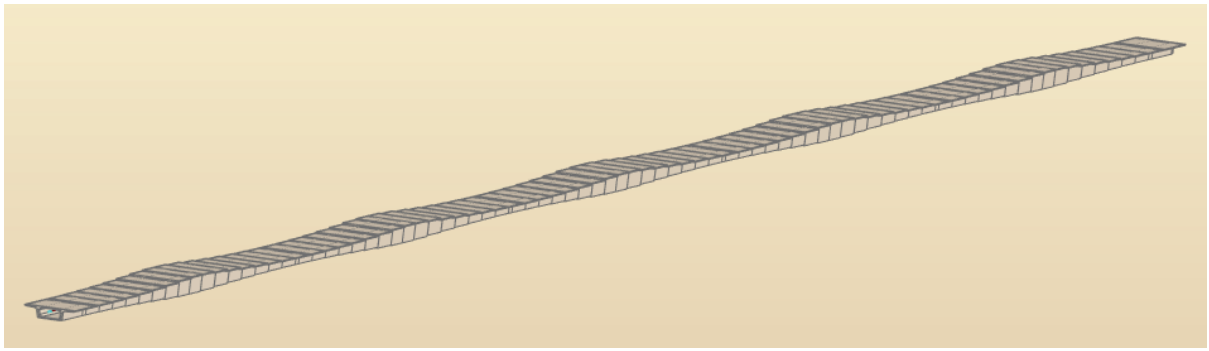


Figure VIII.2 : modèle du pont droit

VIII.3. Résultats

Les résultats obtenus sur ROBOT nous ont permis de tirer la combinaison la plus défavorable à l'ELS et l'ELU et avec les sollicitations maximales M et V.

On a à l'ELU : 1.35 G + 1.6 A11L3 + 0.9 T
Et à l'ELS : G + 1.2 A11L2 + 0.6 T
NB : A11L3 voulant dire la charge A(L) au cas de charge 11 et pour 3 voies.

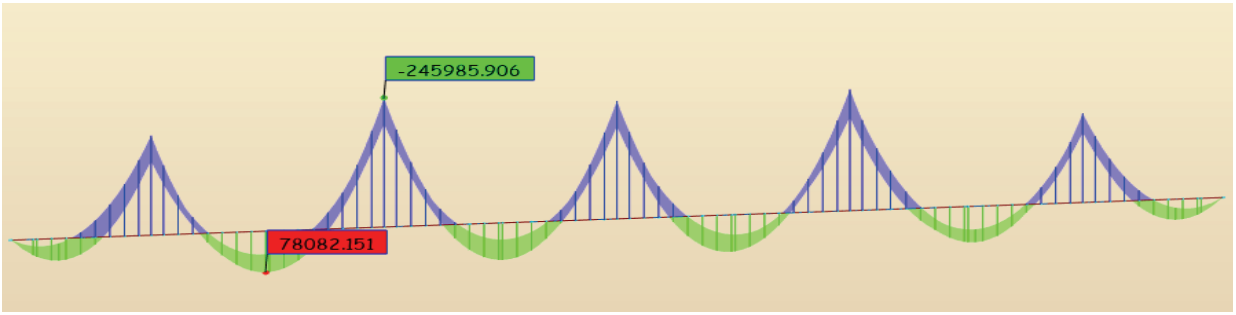


Figure VII.3 : Moment fléchissant max à l'ELU

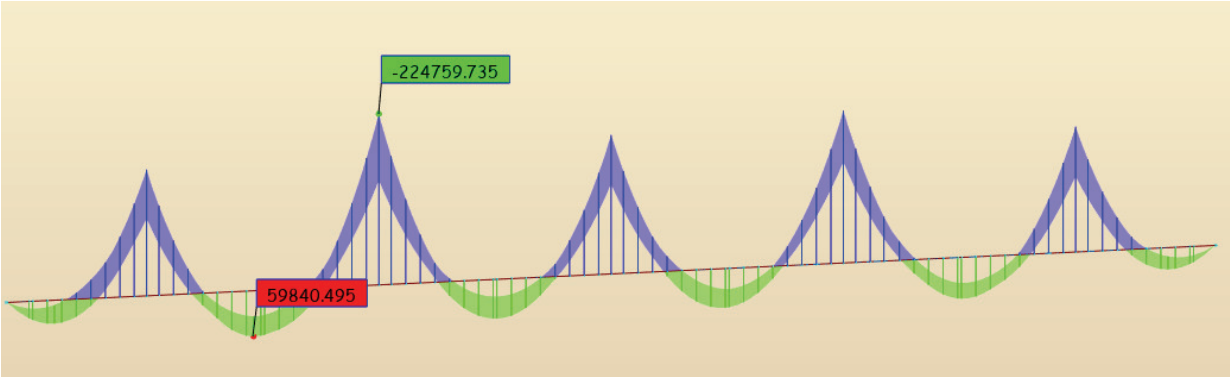


Figure VIII.4 : Moment fléchissant max à l'ELS

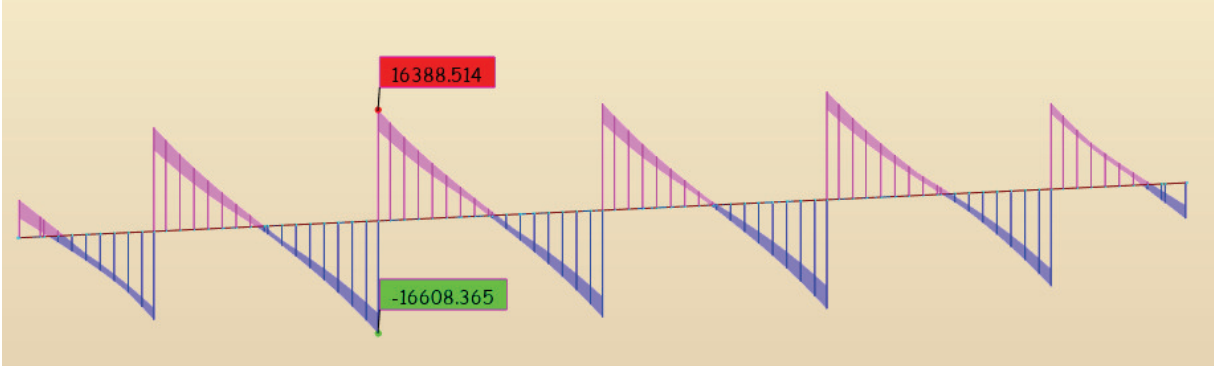


Figure VIII.5 : Effort tranchant max à L'ELU

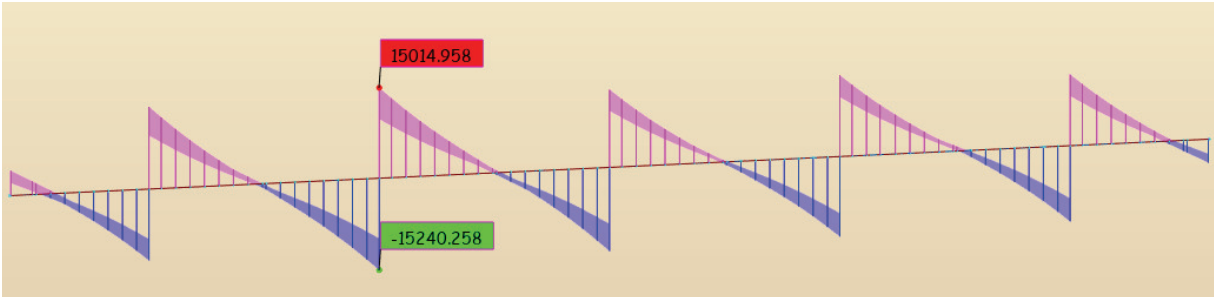


Figure VIII.6 : Effort tranchant max à L'ELS

VIII.4. Étude de la précontrainte

L'une des parties les plus importantes rentrant dans la structure des ponts en béton précontraint construit par encorbellement successif est les câbles de précontrainte, leur application de la précontrainte est faite suivant deux étapes principales :

1- Avec des câbles de clouages (précontrainte verticale), les fléaux isostatiques doivent être en équilibre sur leur pile puis les voussoirs seront collés entre eux avec des câbles de fléau (précontrainte horizontale)
2- Avec des câbles de continuité, les fléaux seront reliés entre eux et aux parties de rives.

Dans ce qui suit nous allons déterminer tous les câbles nécessaires pour notre ouvrage.

VIII.4.1. Étude de la précontrainte de fléau

VIII.4.1.1. Détermination du nombre de câble de fléau

Les câbles de fléau sont dimensionnés pour jouer un double rôle :

- En construction :
  Pour reprendre les moments négatifs dus au poids propre et au surcharges du chantier dans le but d'assurer la stabilité du fléau.
- En service :
  Pour reprendre les moments négatifs dus aux charges permanentes et d'exploitations en participant avec les câbles de continuités.

Le nombre de câbles de fléau est déterminés par la relation suivante : $n \geq \frac{P}{(1-\Delta P)\times P_0}$

Tel que

- P : force de précontrainte.
- P0 : effort de précontrainte limite qu'un câble peut créer.
- ΔP : pertes de tension estimées à 25 %.

a) Évaluation de l'effort de précontrainte P_0 :

$$P_0 = \sigma_{p0} \times S_{câble12T15s}$$

Avec, S= 12×150 => S= 1800mm^2 classe 1860
P_0= 2678,4 KN = 2,678 MN

b) Évaluation de l'effort de précontrainte P :

Cet effort est calculé par la relation suivante :

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

Tel que

- M : moment fléchissant dû au poids propre et aux surcharges.
- I : le moment d'inertie de la section.
- S : section droite du voussoir.
- v : distance du CDG de section à la fibre supérieure.
- e : excentricité du câble par rapport au CDG de la section : e= v – d

Application numérique :

M = 213483,4 KN.m (combinaison de charge A1 axe VSP) ; I = 40,49 m^4 ; S = 11,05 m^2
d = 0,15m ; v = 2,17m ; e = 2,02m => **P = 57564,47 KN = 57,564 MN**

On obtient :
n ≥ 28,66 câbles, on prend n = 32 câbles de 12T15s.

Le tableau suivant présente le nombre de câble nécessaires dans chaque voussoir :

Tableau VIII.2 : Le nombre de câble de fléau pour chaque section

Section	x (m)	M (KN.m)	v (m)	I (m^4)	S (m^2)	e (m)	P (KN)	N^{bre} câbles	N^{bre} retenus
Axe VSP	0	213483,4	2,17	40,49	11,05	2,02	57564,48	28,66	32
Fin VSP	4	172430,14	2,17	40,49	11,05	2,02	46494,72	23,15	28
Fin V1	8,7	130435,54	1,98	33,59	10,55	1,83	37939,11	18,89	24
Fin V2	13,4	94762,57	1,66	23,46	9,74	1,51	32003,80	15,93	20
Fin V3	18,1	64899,27	1,39	16,45	9,02	1,24	25430,43	12,66	16
Fin V4	22,8	40426,79	1,18	11,81	8,4	1,03	18198,09	9,06	12
Fin V5	27,5	21019,34	1,02	8,82	7,92	0,87	10714,31	5,33	8
Fin V6	32,2	6444,23	0,93	7,21	7,63	0,78	3587,94	1,79	4
Fin V7	36,9	0	0,87	6,36	7,45	0,72	0,00	0,00	0

VIII.4.1.2. Disposition des câbles de fléau

- L'espacement horizontal entre les axes de deux câbles : eh ≥ 2.Φg => eh ≥ 20cm
- L'espacement vertical entre les axes de deux câbles : ev ≥ 2.Φg => ev ≥ 20cm
- L'enrobage : C = max (3/4 a, Φg , d) avec d = 4 cm, a = Φg = 10 cm => C ≥ 10cm
- L'entraxe des ancrages : Y ≥ B+3 avec B = 20cm => Y ≥ 23cm
- Distance entre l'axe de l'ancrage et le parement : Y' ≥ 0.5 Y + C – 1=> Y' ≥ 20.5cm
- L'entraxe des ancrages : X ≥ A+3 avec A = 24cm => X ≥ 27cm
- Distance entre l'axe de l'ancrage et le parement : X' ≥ 0.5 X + C – 1 => X' ≥ 22.5cm

La disposition des câbles de fléau dans le gousset supérieur de VSP est représentée dans le schéma suivant :

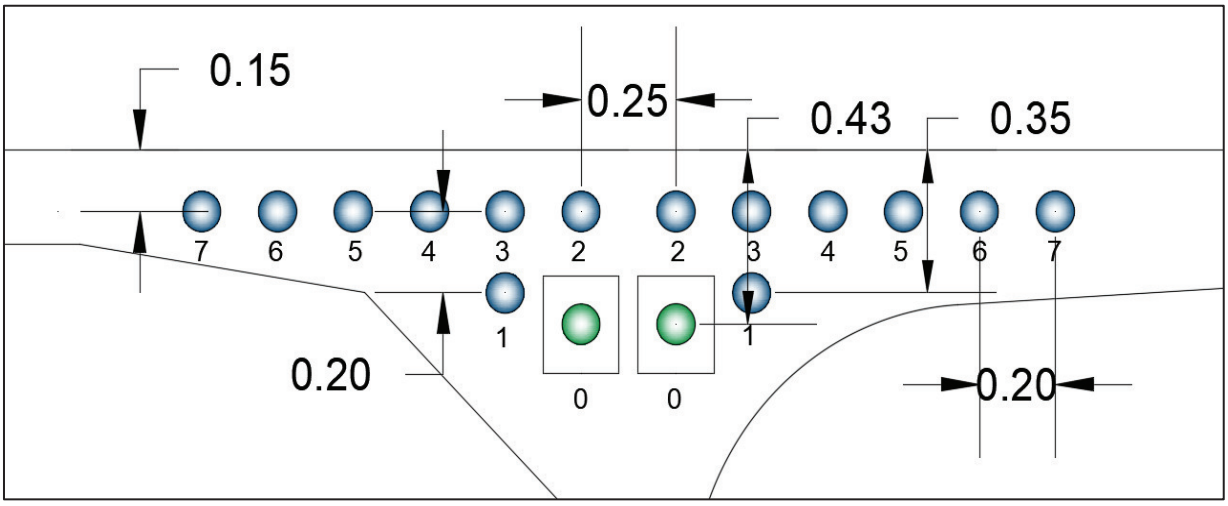


Figure VIII.6 : Disposition des câbles de fléau

VIII.4.1.3. Tracé des câbles

- Tracé en plan

Allure en plan des câbles de fléau :

- L'équation de la parabole : Z (x) = Z0 + (Z1-Z0) (X/L)2
- L'inclinaison dans la section intermédiaire : βi (x) =Arctg ($\frac{2\times(Zi-Zi+1)}{Xi}$)
- L'inclinaison dans la section d'ancrage : βi+1 (x) = Arctg ($\frac{2\times(Zi+1)}{Xi+1}$)
- Le rayon de courbure : Ri (x) = $\frac{Xi^2}{2\times(Zi-Zi+1)}$; Ri+1 (x) = $\frac{(Xi+1)^2}{2\times(Zi+1-Zi+2)}$

Dans notre cas, les deux courbes auront la même allure mais en sens opposés : Xi = Xi+1, βi βi+1, Ri = Ri+1 et Zi = 2 × Zi+1

- Tracé en élévation

Allure en élévation des câbles de fléaux :

- L'équation de la parabole : y = d0 + (d1-d0) ×$(\frac{x}{L})^2$
- L'angle de déviation : αn = Arctg (2 × (d1-d0) × $(\frac{x}{L})^2$)
- Le rayon de courbure : Rc(x) = $\frac{X^2}{2\times(d1-d0)}$ ≥ Rmin avec Rmin = 3m

- Exemple de calcul

L'étude de tracé des câbles **C1** est représentée comme suit :
L = 4.7 m ; x0 = x1 = 2.35 m ; Z0 = 0.2 m ; Z1 = 0.1 m d0 = 0.35 m ; d1 = 0.43 m

a) En plan :

Z(x) = 0.2+ (0.1– 0.2)× $(\frac{x}{2,35})^2$ => Z(x) = 0,2 – 0,0181 x^2

Ri = Ri+1 = $\frac{2,35^2}{2\times(0,2-0,1)}$ => Ri = Ri+1=27,61m

βi = βi+1 = Arctg ($\frac{2\times(0,2-0,1)}{2,35}$) => βi = βi+1 = 0,0849 rad

b) En élévation :

Y = 0,35 + (0,43 – 0,35) × $\left(\frac{x}{4,7}\right)^2$ => Y= 0,35 + 3,62×10^{-3}× x^2

Rc = $\frac{4,7^2}{2\times(0,43-0,35)}$ => Rc = 138,06m ≥ Rmin = 3m

αn = Arctg (2 × (0,43-0,35) × $(\frac{2,35}{4,7})^2$) => αn = 0,034 rad

Tous les résultats obtenus sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau VIII.3 : Tracé en plan des câbles de fléau

Câbles	Zi(m)	Zi+1 (m)	xi (m)	Ri (m)	β (rad)	Z(x)
C0-C2	Rectiligne en plan					
C1-C3	0,2	0,1	2,35	27,61	0,0849	0,2 – 0,0181 x^2
C4	0,4	0,2	2,35	13,81	0,1689	0,4 – 0,0362 x^2
C5	0,6	0,3	2,35	9,21	0,25	0,6 – 0,0543 x^2
C6	0,8	0,4	2,35	6,9	0,3281	0,8 – 0,0724 x^2
C7	1	0,5	2,35	5,52	0,4023	1 – 0,0905 x^2

Tableau VIII.4 : Tracé en élévation des câbles de fléau

Câbles	L(m)	d0 (m)	d1 (m)	R (m)	α (rad)	Y(x)
C0	Rectiligne en plan					
C1	4,7	0,35	0,43	138,06	0,034	$0,35+0,003\ x^2$
C2-C3-C4-C5-C6-C7	4,7	0,15	0,43	39,45	0,119	$0,15+0,013\ x^2$

VIII.4.2. Étude de la précontrainte de continuité

Après la solidarisation des fléaux les câbles de continuité sont insérés et s'opposent aux moments positifs à mi-travées après que le système soit devenu hyperstatique

VIII.4.2.1. Détermination du nombre de câble de précontrainte en travée principale

Le nombre de câbles sera calculé à partir du moment maximal positif dû à la combinaison la plus défavorable à l'ELS qui est pour notre cas :

L'effort de précontrainte est donné par la formule suivante : $P = \frac{\frac{M \times v'}{I}}{\frac{1}{S} + \frac{e \times v'}{I}}$ .Avec : e = v'-d

On obtient le nombre de câbles à partir de cette formule : $n \geq \frac{P}{(1-\Delta P) \times P_0}$

Application numérique :

M = 59393,865 KN.m (G + 1.2 A11L2 + 0.6 T);
I = 6,36 m^4
S = 7,45 m^2
d=0,15m
v = 1,64m
e = 1,49m => P = 22215,15 KN = 22,215 MN

On obtient : n ≥ 14,71câbles, on prend **n = 16 câbles de 12T15s**

Le tableau suivant représente le nombre de câbles de continuités dans la travée principale (la plus sollicités) :

Tableau VIII.5 : Nombre de câbles de continuité pour chaque section

Section	x(m)	M (KN.m)	v' (m)	I (m^4)	S (m^2)	e (m)	P (KN)	N cables	N retenus
Fin V2	8,7	-22733,797	2,26	23,46	9,74	2,11	-29649,03	-3,56	0
Fin V3	13,4	9729,997	2,06	16,45	9,02	1,91	-17680,44	1,73	2
Fin V4	18,1	33827,288	1,9	11,81	8,4	1,75	-7158,53	6,76	8
Fin V5	22,8	49965,727	1,77	8,82	7,92	1,62	3480,84	11,06	12
Fin V6	27,5	58429,277	1,69	7,21	7,63	1,54	13585,39	13,86	16
Fin V7	32,2	59393,865	1,64	6,36	7,45	1,49	22215,15	14,71	16
Vc				6,36	7,45	1,49	27834,81	14,47	16
Fin V7	32,2	58451,387	1,64	6,36	7,45	1,49	29072,43	14,47	16

Fin V6	27,5	50104,058	1,69	7,21	7,63	1,54	23868,80	11,88	16
Fin V5	22,8	34257,767	1,77	8,82	7,92	1,62	15231,27	7,58	8
Fin V4	18,1	10736,586	1,9	11,81	8,4	1,75	4311,93	2,15	2
Fin V3	13,4	-20743,447	2,06	16,45	9,02	1,91	-7420,82	-3,69	0

VIII.4.2.2. Disposition des câbles de continuité

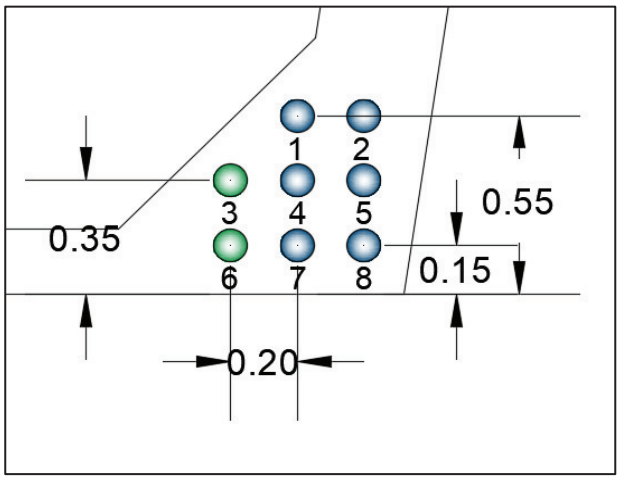


Figure VIII.7 : Disposition des câbles de continuité

VIII.4.2.3. Tracé des câbles

- Exemple de calcul

L'étude de tracé des câbles **C1** est représenté comme suit :

L = 4.7 m ; x0 = x1 = 2.35 m ; Z0 = 0.2 m ; Z1 = 0.1 m d0 = 0.15 m ; d1 = 0.55 m

a) En plan

$Z(x) = 0.2 + (0.1 - 0.2) \times (\frac{x}{2,35})^2 \Rightarrow Z(x) = 0,2 - 0,0181\ x^2$

$Ri = Ri+1 = \frac{2,35^2}{2\times(0,2-0,1)} \Rightarrow Ri = Ri+1 = 27,61 m$

$\beta i = \beta i+1 = Arctg\ (\frac{2\times(0,2-0,1)}{2,35}) \Rightarrow \beta i = \beta i+1 = 0,0849$ rad

Tous les résultats obtenus sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau VIII.6 : tracé en plan des câbles de continuité

Câbles	Zi(m)	Zi+1 (m)	xi (m)	Ri (m)	β (rad)	Z(x)
C3-C6	Rectiligne en plan					
C1-C4-C7	0,2	0,1	2,35	27,61	0,0849	$0,2 - 0,0181\ x^2$
C2-C5-C8	0,4	0,2	2,35	13,81	0,1689	$0,4 - 0,0362\ x^2$

VIII.4.2.4. Détermination du nombre de câbles de continuité en travée de rive

Application numérique :

M = 30299,623 KN.m (G + 1.2 A11L2 + 0.6 T) ;
I = 7,21 m^4 ; S = 7,63 m^2 ; d=0,15m ; v' = 1,69m ; e = 1,54m
=> P = 14434,27 KN = 14,434 MN
Donc : n ≥ 7,19 câbles, on prend **n = 10 câbles de 12T15s**

Tableau VIII.7 : Nombre de câbles de continuité pour la travée de rive

Section	x(m)	M (KN.m)	v' (m)	I (m^4)	S (m^2)	e (m)	P (KN)	N câbles	N retenus
Début VSC	0	0	1,64	6,36	7,45	1,49	0,00	0,00	0
Axe VSC	7,4	22133,148	1,64	6,36	7,45	1,49	11008,54	5,48	6
Fin V7	8,6	24576,679	1,64	6,36	7,45	1,49	12223,90	6,09	8
Fin V6	13,3	30299,623	1,69	7,21	7,63	1,54	14434,27	7,19	10
Fin V5	18	29832,569	1,77	8,82	7,92	1,62	13263,79	6,60	10
Fin V4	22,7	23045,201	1,9	11,81	8,4	1,75	9255,19	4,61	8
Fin V3	27,4	9727,177	2,06	16,45	9,02	1,91	3479,83	1,73	6
Fin V2	32,1	-10423,465	2,26	23,46	9,74	2,11	-3282,19	-1,63	0

VIII.4.2.5. Disposition des câbles

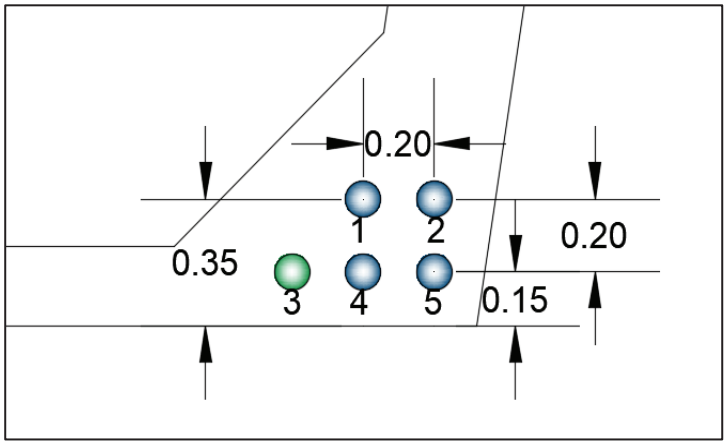


Figure VIII.8 : Disposition des câbles de continuité en travée de rive

VIII.4.2.6. Tracé des câbles

Tableau VIII.8 : tracé en plan des câbles de continuité en travée de rive

Câbles	Zi(m)	Zi+1 (m)	xi (m)	Ri (m)	β (rad)	Z(x)
C3	Rectiligne en plan					
C1-C4	0,2	0,1	2,35	27,61	0,0849	$0,2 - 0,0181\ x^2$
C2-C5	0,4	0,2	2,35	13,81	0,1689	$0,4 - 0,0362\ x^2$

VIII.4.3. Évaluation des pertes de précontraintes

VIII.4.3.1. Pertes de tension instantanées

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

- Pertes de tension par frottement, Δσφ.
- Pertes de tension par recul de l'ancrage, Δσg.
- Pertes de tension par déformation instantanée du béton, Δσe.

La valeur des pertes instantanées totale est : Δσi = Δσυ + Δσg + Δσe

- Pertes de tension par frottement

Ce type de frottement se produit par frottement droit ou de courbure des câbles sur la gaine lors de la mise en tension, cette perte est estimée par la formule suivante :

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

Avec :

- σp0 : la tension à l'origine.
- e : la base des logarithmes népériens.
- φ : coefficient de frottement droit (m -1).
- f : coefficient de frottement de courbure (rd-1).
- θ : la variation angulaire à l'abscisse x (rd).
- x : l'abscisse à partir de l'ancrage (m).

Dans la phase de construction, le câbles subit des déviations α en élévation et β en plan d'où la variation θ égale a :

- θ = α + β lorsque les déviations se succèdent.
- tg θ = √(tg2α + tg²β) lorsque les déviations ont lieu simultanément.

- Pertes de tension par recul d'ancrage

Après la mise en tension, on relâche le vérin pour laisser les clavettes se bloquer ceux-ci reculent de quelques millimètres. Ce mouvement en arrière provoque une diminution de la tension du câble. Ce glissement dépend du type d'ancrage, son influence s'annule au-delà de la section située à l'abscisse « d » :

$$\Delta\sigma g(x) = 2 \times \sigma p0 \times k\,(d - x),$$

- $k = f \times \frac{\beta}{l} + \varphi$
- $d = \sqrt{\frac{Ep\ g}{\sigma p0\ k}}$
- k : fonction croissante.
- d : longueur sur laquelle s'effectue le recul d'ancrage.
- g : glissement à l'ancrage.
- Ep : module d'élasticité des câbles précontraints.

- Pertes de tension dues au raccourcissement du béton

La mise en tension des câbles est successives, donc ces câbles ne sont pas tendus tous au même temps ce qui va provoquer des pertes de tension, en effet la mise en tension du premier câble va entraîner un raccourcissement dans le béton, de même lors de mise en tension du deuxième câble et ainsi de suite.

La valeur moyenne de ces pertes vaut : $\Delta\sigma e(x) = \frac{n-1}{2n} Ep \times \frac{\sigma b}{Eb}$ en pratique.

Cette formule est approximative et selon le BPEL la formule simplifiée est :
$\Delta\sigma\,(x) = \frac{1}{2}\,\frac{Ep}{Ebi} \times \sigma b$; $\frac{\text{Ep}}{\text{Ebi}} = 5.28$

Donc

$$\Delta\sigma e(x) = 2.64 \times \sigma b(x)$$

Avec $\sigma bi = \frac{P}{B} + \frac{P \times e^2}{I} - \frac{M \times e}{I}$

- σb : contrainte finale du béton au niveau des câbles dans l'ouvrage soumis à ses seules charges permanentes.
- P : effort de précontrainte, P = P0 (1 - ΔP).
- Mp : moment dû au poids propre.
- Ep : module d'élasticité des câbles précontraints.
- Ebi : module de déformation instantanée du béton.

Pour la même abscisse x, la valeur des pertes instantanées est donnée par :
Δσi =Δσφ + Δσg + Δσe

VIII.4.3.2. Pertes de tension différées

La tension dans les câbles s'atténue progressivement au cours du temps, et on distingue :

- Les pertes de tension dues au retrait.
- Les pertes de tension dues au fluage du béton.
- Les pertes de tension dues à la relaxation des aciers.

- Pertes de tension par retrait

Le béton subit au cours de son durcissement une diminution de volume dû à l'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 :
εr [1 – r (t_0)], alors : Δσr = Ep εr [1 – r (t_0)].
Plus souvent, on peut négliger la valeur r (t_0) devant 1, ce qui donne : **Δσr ≈ Ep εr**

Avec

- εr: 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 :

Dans le béton, on appelle une déformation dans le temps qui se produit sous l'effet d'une contrainte constante « le fluage ». Cependant au retrait, le fluage commence au moment du chargement et se développe au cours du temps. La perte due au fluage vaut : Δσfl = Ep × εf
La déformation finale de fluage : $\varepsilon f = \frac{\sigma M - \sigma b}{Ebj}$

Tel que

- σM : la contrainte maximale (après pertes instantanées) de compression du béton au niveau du câble moyen. D'après le règlement BPEL cette contrainte vaut : σM = 1.5 σb

D'où : $\Delta\sigma fl = 2.5\sigma b\,(x) \times \frac{Ep}{Eij}$

- σb: contrainte finale dans le béton au niveau du câble.

- Pertes par relaxation

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

$\Delta\sigma\rho = \frac{6}{100} \times \rho 1000\ (\mu - \mu 0) \times \sigma i(x)$

Avec $\mu = \frac{\sigma i(x)}{fpr}$

- ρ1 000 (%) : coefficient de relaxation garantie à 1 000 h.
- μ0 : coefficient valant 0.43 pour les armatures à très basse relaxation (TBR).
- σpi(x) : contrainte initiale de l'armature dans la section d'abscisse x.

La valeur des pertes différées totale est : $\Delta\sigma d = \Delta\sigma r + \Delta\sigma fl + \frac{5}{6}\Delta\sigma p$

Les pertes totales deviennent

$$\Delta\sigma t = \Delta\sigma inst + \Delta\sigma d$$

Application sur les câbles de fléau :

Le tableau suivant présente les **pertes totales** calculées pour les câbles des fléaux :
Le calcul détaillé se trouve dans l'annexe

Tableau VIII.9 : les pertes totales des câbles de fléau en pourcentage (%)

Section	Δσφ	Δσg	Δσe	Δσi	Δσr	Δσfl	Δσρ	Δσd	Δσ tot
Axe VSP	10,49	0,27	1,35	12,11	2,55	6,76	3,57	12,29	24,40
Fin VSP	9,41	1,01	1,04	11,46	2,55	5,18	3,70	10,81	22,27
Fin V1	9,15	1,18	0,79	11,12	2,55	3,94	3,76	9,63	20,75
Fin V2	9,02	1,76	0,58	11,36	2,55	2,91	3,78	8,62	19,98
FinV3	8,12	2,11	0,34	10,57	2,55	1,69	3,79	7,40	17,98
FinV4	7,11	2,64	0,08	9,84	2,55	0,42	3,87	6,19	16,03
Fin V5	5,38	3,52	0,16	9,06	2,55	1,71	3,93	7,53	16,59
Fin V6	1,86	5,29	0,35	7,50	2,55	2,69	4,03	8,60	16,10
Fin V7	0	9,08	0,45	9,53	2,55	3,20	4,29	9,33	18,86

On constate que les pertes totales trouvées sont proches en moyenne de celles supposées au début (25%). Pour la suite du calcul on prend : **Δσ = 24.4 %.**

VIII.4.4. Vérifications des contraintes normales

En phase de construction comme en phase de service, l'application de la précontrainte engendre l'apparition de contraintes normales en fibres supérieures et inférieures, alors on doit vérifier, que les contraintes normales dans chaque section restent inférieures aux valeurs limites admissibles : $\sigma bt \leq \sigma y \leq \sigma bc$.

Tel que $\sigma(y) = \frac{P}{B} + \frac{P\,e+M}{I}y$

Avec
- P : effort de précontrainte.
- B : surface de la section considérée.
- e : excentricité du câble de précontrainte moyen.
- I : inertie de la section considérée
- M : moment extérieur.
- y : les distances de son centre de gravité aux fibres extrêmes.

- Vérification des contraintes en phase de construction

Cette vérification est conditionnée par :

ΔP = 24.40 %
- σbc = 0,6 × fc28 = 0,6 × 40 = 24 MPa.
- σbt1 = 1,5 × ft28 = 1,5 × 3 = 4,5 MPa, hors section d'enrobage.
- σbt2 = 0,7 × ft28 = 0,7 × 3 = 2,1 MPa, en section d'enrobage.

Tous les résultats sont représentés dans le tableau suivant : (toutes les contraintes sont vérifiées)

Tableau VIII.10 : vérification des contraintes normales en phase d'exécution

Section	N cables	M (MN.m)	v'	v	I	S	emoy (m)	P(MN)	σSup	σInf	OBS
Axe VSP	32	-213,48	2,63	2,17	40,49	11,05	1,96	58,51	22,88	-1,12	Verf
Fin VSP	32	-172,43	2,63	2,17	40,49	11,05	1,96	47,26	18,48	-0,91	Verf
Fin V1	28	-130,44	2,5	1,98	33,59	10,55	1,80	38,27	15,38	-0,95	Verf
Fin V2	24	-94,76	2,26	1,66	23,46	9,74	1,51	32,00	13,41	-1,19	Verf
FinV3	20	-64,90	2,06	1,39	16,45	9,02	1,24	25,43	10,97	-1,36	Verf
FinV4	16	-40,43	1,9	1,18	11,81	8,4	1,03	18,20	8,08	-1,32	Verf
Fin V5	12	-21,02	1,77	1,02	8,82	7,92	0,87	10,71	4,86	-0,99	Verf
Fin V6	8	-6,44	1,69	0,93	7,21	7,63	0,78	3,59	1,66	-0,38	Verf
Fin V7	4	0,00	1,64	0,87	6,36	7,45	0,72	0,00	0,00	0,00	Verf

- Vérification des contraintes en phase de service

Pour la phase de service, on distingue deux états de vérifications :
- **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 :
- σbc = 0.6×fc28 = 24 MPa ;
- σbt1 =1.5×ft28 = 4.5 MPa ; Hors section d'enrobage ;
- σbt2 =1.0×ft28 = 3 MPa ; Section d'enrobage.

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

VIII.4.5. Vérifications des contraintes tangentielles

VIII.4.5.1. Vérification vis-à-vis de l'ELS

Dans une poutre caisson, l'âme est la partie la plus résistante à l'effort tranchant.
- Détermination de l'effort tranchant :

a) Effort tranchant dû aux charges extérieures

L'effort tranchant extérieur est calculé à partir de la combinaison de charge maximale à l'ELS
(G+1.2Al1+0.6T).
Pour une poutre continue, Il n´y a pas lieu de justifier vis-à-vis de l´effort tranchant les sections situées à une distance inférieure à h/2 d´un appui intermédiaire.

b) Effort tranchant dû à la précontrainte

Pour une poutre précontrainte par un ensemble d'armatures d'intensité P et d'inclinaison α à la fibre moyenne, on a : $\boldsymbol{Vp = P \times sin(\alpha)}$
On aura un effort tranchant réduit tel que : $\boldsymbol{Vred = Vext - VP}$

- Vérification de la contrainte de cisaillement

On doit vérifier les conditions suivantes :

- $\tau^2 \leq 0.4 \times ftj \times [ftj + \frac{2}{3}\sigma x]$: non rupture par fissuration
- $\tau^2 \leq 2\frac{ftj}{fcj}(0.6 \times fcj - \sigma x)[ftj + \frac{2}{3}\sigma x]$: non rupture par compression-cisaillement

Avec :

- τ : contrainte de cisaillement maximale réduite de service ; $\tau = \frac{Vred \times Sn}{In \times bn}$
- Vred : effort tranchant maximal réduit de service.
- Sn : moment statique nette de la section nette située au-dessus de cet axe par rapport à l'axe neutre de la section nette totale.
- σx : contrainte normale longitudinale au CDG de la section nette ; $\sigma x = \frac{P\,sin(\propto)}{Bn}$
- Bn : section nette obtenue en soustrayant les vides des conduits.
- In : le moment d'inertie nette.
- bn : 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 ne sont comptés que pour leur demi-diamètre. On doit compter au-moins un conduit.

<u>Application numérique :</u>

P_0= 2.68 MN , ΔP = 24,40 % , n = 16 câbles => P = 32.55 MN
α moy = 0.231 rad => VP = P sinα = 7.42 MN
h/2 = 3 m , VELS (3m) = 15.014 MN => Vred = VELS - VP = 7.594 MN

pour n = 40 câbles
P = 65.092 MN , Bn = 10.84 m² , Sn=10.051 m³ , In=24.788 m^4
σx = 5.86 MPa , f c28 = 40 MPa , f t28 = 3 MPa
=> τ_1 = 3.28MPa , τ_2= 4.92MPa et $\boldsymbol{\tau max}$ **=2.73 MPa**

On constate que : $\tau max < \tau_1$ et $\tau_{max} < \tau_2$

⇨ Donc, les contraintes de cisaillement sont bien vérifiées au voisinage de la section étudiée.

VIII.4.5.2. Vérification vis-à-vis de l'ELU

La justification des éléments d'une pièce à l'ELU comporte la vérification des :

- Des bielles comprimées.
- La résistance des armatures transversales.

a) Les bielles comprimées

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

tg 2βu = $\frac{2\tau u}{\sigma x - \sigma y}$ tel que : βu ≥ 30°

Avec

- σx, σy: représentent les contraintes normales au niveau de G. σx = $\frac{P \sin(\propto)}{Bn}$; σy = 0
- τu: contrainte tangentielle ultime. τu= $\frac{Vu\ red \times Sn}{In \times bn}$
- Vu 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 :

$$\tau u \leq \frac{0.85\, fc28}{3\gamma b}\, sin(2\beta u)$$

Dans le cas ou βu = 30° on aura

$$\tau u \leq \frac{fc28}{4\gamma b}$$

Application numérique :

V_{ELU} = 16.39 MN , Vp = 7.42 MPa , Bn = 10.84 m² , In = 24,788 m⁴ , Sn=10.051m³ , fc28= 40MPa. , Vu,red = 8.97MPa , τu = 3.31MPa

βu = 0.423 rad

=> βu = 24.23° on prend βu = 30°

Donc τu ≤ $\frac{fc28}{6}$ => 3.31MPa ≤ 6.66 MPa

⇨ Les bielles comprimées sont bien vérifiées.

b) La résistance des armatures transversale

On détermine la section des armatures transversale **At** par la formule suivante :

$$\frac{At \times fe}{bn \times St \times \gamma s} \geq \frac{\tau u - ftj}{3} \times tg\, \beta u$$

Avec

- At : 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.
- γs = 1.15 : pour les justifications vis-à-vis des combinaisons fondamentales.

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

$$\frac{\mathbf{At}}{\mathbf{St}} \geq 0.6\,\frac{\mathbf{bn \times \gamma s}}{\mathbf{fe}}$$

Application Numérique :

$\tau u = 3.31$ MPa , $f t28 = 3$ MPa , $f e = 500$ MPa , $\gamma s = 1.15$, $\beta u = 30°$

⇨ $\frac{\mathbf{At}}{\mathbf{St}} \geq 33.59$ cm2 /ml

Le pourcentage minimal à disposer es le suivant :

⇨ $\frac{\mathbf{At}}{\mathbf{St}} \geq 15.18$ cm²/m : à vérifier dans l'étude transversale

VIII.5. Conclusion

L'étude longitudinale du tablier nous a permis de connaitre les efforts auxquels le pont est soumis mais aussi de connaitre ne rigueur la quantité et la disposition des armatures actives. Les résultats obtenus nous permettront de continuer notre étude et de passer à l'étude transversale et tout ce qui suit.

ÉTUDE
RANSVERSALE

IX.1. Introduction

Dans le présent chapitre on fera l'étude transversale du tablier afin de déterminer le ferraillge nécessaire à sa résistance aux différents efforts qui le sollicitent

IX.2. Évaluation des efforts

Afin de pouvoir évaluer les efforts on fait appel au logiciel ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS. En faisant un modèle de notre voussoir en portique fermé appuyé sur deux appuis (double-simple) au niveau des extrémités du hourdis inférieur, et en prenant une longueur de 1m et des sections équivalentes.

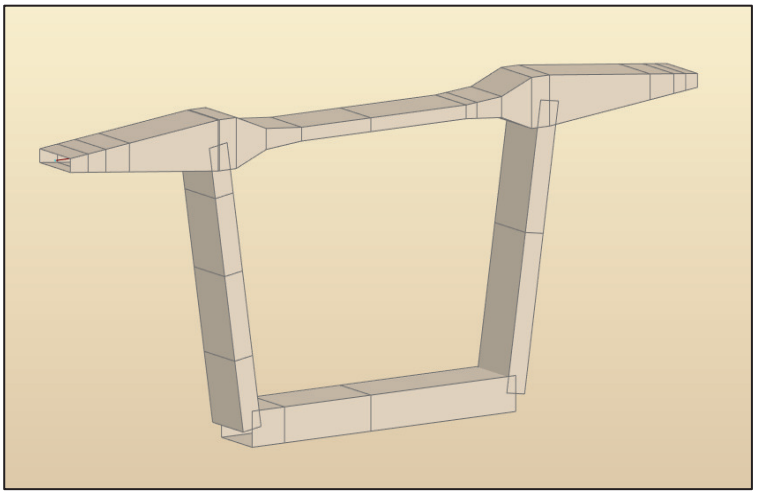


Figure IX.1 : Modélisation du VSP

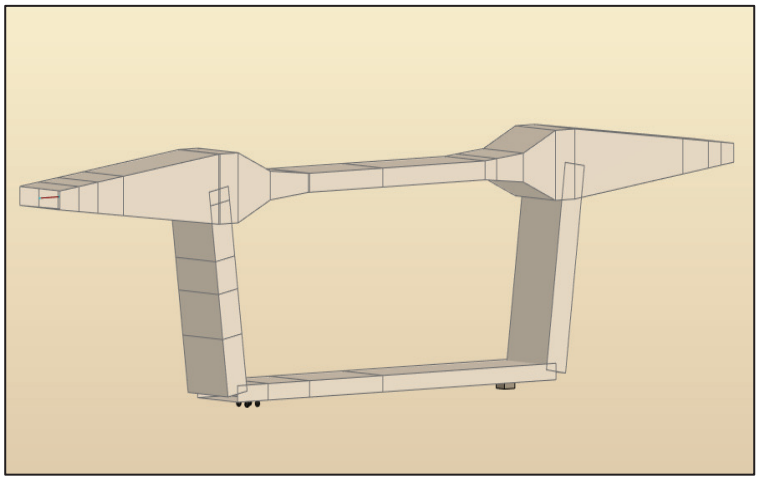


Figure IX : Modélisation du VSC

Les combinaisons et les charges à considérer pour cette étude sont les mèmes que celle utilisées dans l'évaluation des efforts longitudinaux en service.

Résultats :
Tous les diagrammes de moment fléchissant pour cette étude sont représentés dans l'annexe
Les résultats des efforts sont déployés dans les tableaux suivants :

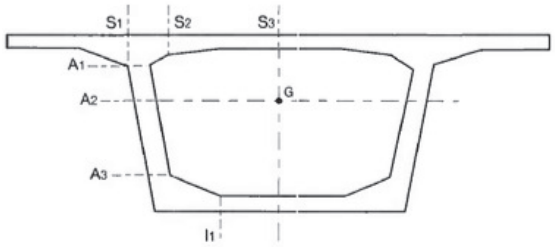


Figure IX.3 : les sections dimensionnantes

Tableau IX.1 : Efforts extrêmes dans le voussoir sur pile

Éléments VSP	Sections	Moments max (KN.m)		Moments min (KN.m)		Efforts normaux max (KN)	
		ELU	ELS	ELU	ELS	ELU	ELS
Hourdis sup	S1	-93.28	-69.44	-561.14	-420.33	31.54	24
	S2	-22.07	-16.37	-219.03	-164.09	31.54	24
	S3	181.87	136.35	-0.36	-0.32	31.54	24
Ame	A1	327.31	245.69	-144.8	-108.4	727.74	544.46
	A2	193	144.77	-10.62	-7.94	744.67	557
	A3	161.36	120.89	-22.47	-16.99	763.01	570.58
Hourdis inf	I1	200.88	151.45	-525.99	-151.45	125.55	93.81

Tableau IX.2 : Efforts extrêmes dans le voussoir à la clef

Éléments VSC	Sections	Moments max (KN.m)		Moments min (KN.m)		Efforts normaux max (KN)	
		ELU	ELS	ELU	ELS	ELU	ELS
Hourdis sup	S1	-111.20	-82.37	-401.12	-299.81	0	0
	S2	210.74	158.36	-286.74	-214.75	13.52	10.74
	S3	166.14	124.53	13.56	10.10	13.52	10.74
Ame	A1	389.54	292.13	-200.57	-150.45	767.13	573,98
	A2	356,66	267,30	-115,76	-87,01	772,29	577,78
	A3	0,34	-0,15	315,31	236,08	779,34	583,00
Hourdis inf	I1	108,74	81,80	-171,88	-128,66	218,43	163,22

XI.3. Ferraillage

Pour le ferraillage, on va subdiviser notre voussoir en plusieurs éléments tel que

- Les hourdis, inférieur et supérieur, travaillent en flexion simple.
- Les deux âmes travaillent en flexion composée.

L'effet de torsion est négligé car on a un grand rayon de courbure R=2500m.

- Exemple de ferraillage du hourdis supérieur du VSP

Les fissurations sont jugées préjudiciables donc le dimensionnement sera fait à l'ELS, en considérant que la section est rectangulaire

a- Nappe supérieure :

On a section S_1
b=1m , Mser = 420,33 KN.m
h=0.85m , σ_{bc}= 24MPA
$d = 0{,}9 \times 0.85 = 0{,}765m.$ σ_s = 250MPA

$X = \frac{15\,\sigma_{bc}}{15\sigma_{bc}+\sigma_s} \times d$ X= 0,4515m ;
$Z = d - \frac{X}{3}$ Z= 0,6145m
$M_1 = 0.5 \times b \times X \times \sigma_{bc} \times z$
M_1 = 3328,62 KN.m > Mser => Section sans armature comprimées (S.S.A.C)
Aser = $\frac{\text{Mser}}{z \times \sigma st}$ => Aser = 27,36 cm²

$A_{C.N.F} = 0{,}23 \frac{ftj}{fe} \times b \times d$ => $A_{C.N.F}$= 10,55 cm² < Aser
=>condition de non-fragilité vérifiée.

b- Nappe inférieure :

On a section S_3
b=1m Mser = 136,35 KN.m
h=0.23m σ_{bc}= 24MPA
d=0,9×23= 0,207m σ_s = 250MPA

X = 0,1221m ;
Z = 0,1663m

M_1= 243,46 KN.m > Mser => Section sans armature comprimées (S.S.A.C)
=>Aser = 32,79 cm²
=>$A_{C.N.F}$ = 2,58 cm² < Aser
=> la condition de non-fragilité est vérifiée.

c- Armatures longitudinales :

ces armatures sont des armatures de construction, avec la condition de non fragilité qui doit être vérifiée

Asl = $\frac{\text{Ast}}{3}$ =>Asl = 9,12 cm² /ml
$\mathbf{A_{C.N.F} = 0.23.\frac{ftj}{fe} b.d}$ =>$A_{C.N.F}$= 11.73 cm²

Finalement, pour faire le ferraillage de toutes les sections des deux voussoirs sur pile et à la clef on a fait appel au logiciel ROBOT EXPERT 2010.
Les résultats sont déployés dans les tableaux ci-dessous et les détails de calcul dans l'annexe

Tableau IX.3 : Ferraillage passive du VSP

Élément VSP	Nappe	Ast (cm²)	nHAΦ	e (cm)	Asl (cm²)	nHAΦ	e (cm)
Hourdis supérieur	Supérieure	23.8	8HA20	13.5	11.73	8HA12	20
	Inférieure	38.5	8HA25	13.5	12.83	8HA14	20
Ame	Extérieure	24.8	8HA20	13.5	8.26	6HA14	20
	Intérieure	5.5	8HA10	13.5	5.24	6HA8	20
Hourdis inférieur	Supérieure	23.1	8HA20	13.5	8.28	8HA16	20
	Inférieure	12.3	8HA14	13.5	8.28	8HA16	20

Tableau IX.4 : Ferraillage passive du VC

Élément VSC	Nappe	Ast (cm²)	nHAΦ	e (cm)	Asl (cm²)	nHAΦ	e (cm)
Hourdis supérieur	Supérieure	16.8	8HA20	13.5	11.73	8HA12	20
	Inférieure	34.8	8HA25	13.5	11.73	8HA14	20
Ame	Extérieure	32.5	8HA20	13.5	10.83	6HA14	20
	Intérieure	9.9	8HA10	13.5	5.24	6HA8	20
Hourdis inférieur	Supérieure	10.4	7HA14	13.5	10.4	8HA16	20
	Inférieure	7.3	7HA12	13.5	7.29	8HA16	20

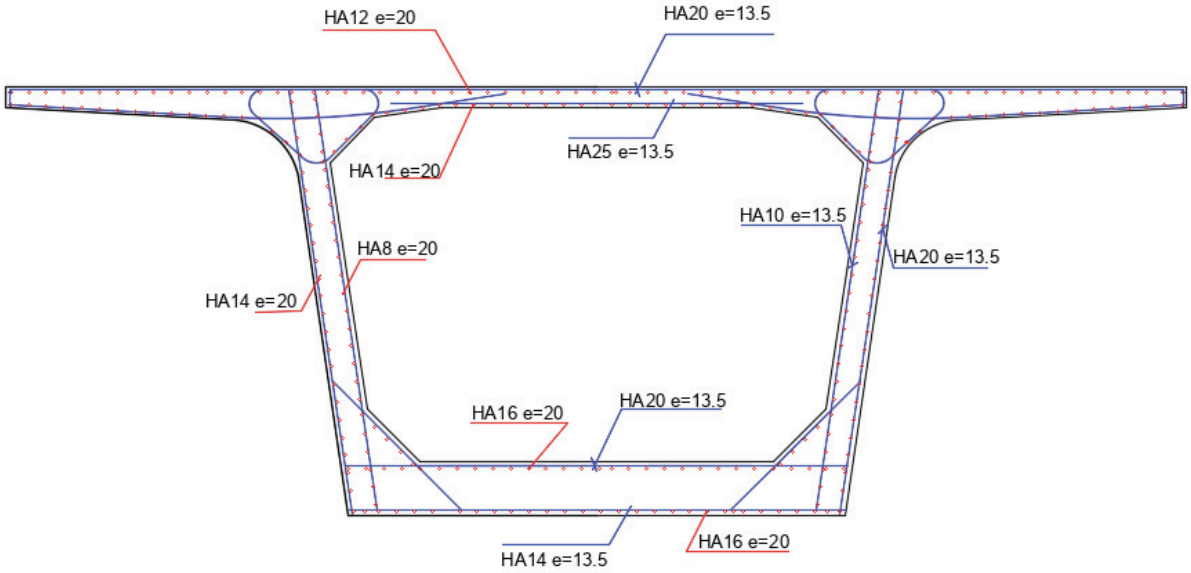


Figure IX.4 : ferraillage du VSP

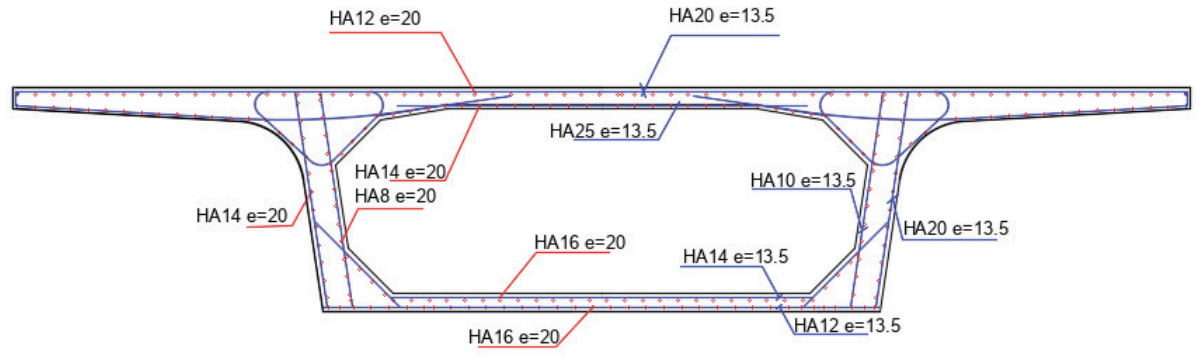


Figure IX.5 : ferraillage du VSC

Chapitre X

X.1. Introduction

Les équipements regroupent l'ensemble des dispositifs qu'on ajoute au pont qui le rendent apte à remplir sa fonction, ils sont donc primordiaux et leur étude et dimensionnement sont inévitables.

X.2. Les appareils d'appui

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

Il existe plusieurs types d'appareils d'appui :

- Les appareils d'appui métalliques : rouleaux, balanciers, rotules...
- Les appareils d'appui en élastomère fretté.
- Les appareils d'appui à pot.
- Les appareils d'appui en Béton.

Les critères de choix sont les suivants :

- La facilité de mise en œuvre.
- La facilité de réglage et de contrôle.
- Un coût raisonnable

Parmi les types d'appareils mentionnés les appareils les plus compatibles sont **les appareils d'appui à pot.** Ces derniers sont des appareils contenant un coussin cylindrique d'élastomère enfermé dans un pot et qui reçoit la charge par l'intermédiaire d'un piston formant couvercle du pot. Leur conception facile et leur capacité à recevoir une forte descente de charge pour un encombrement réduit en fait le dispositif qui répond le mieux aux critères de choix précédents.



Figure X.1 : Appareil d'appui à pot

X.2.1. Évaluation des efforts verticaux appliqués aux appareils d'appui

Les résultats obtenus sur le logiciel ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS nous ont donnés les réactions d'appui à l'ELU en MN maximales suivantes.

Tableau X.1 : évaluation des réactions sur les appuis

	C1	P1	P2	P3	P4	P5	C2
ELU 2 appuis	5.775	27.755	32.996	31.585	31.593	26.282	5.457
ELU 1 appui	2.887	13.877	16.498	15.792	15.796	13.141	2.728
1.35G	3.575	24.364	26.792	25.554	26.781	24.374	3.577

La disposition à prévoir est la suivante :

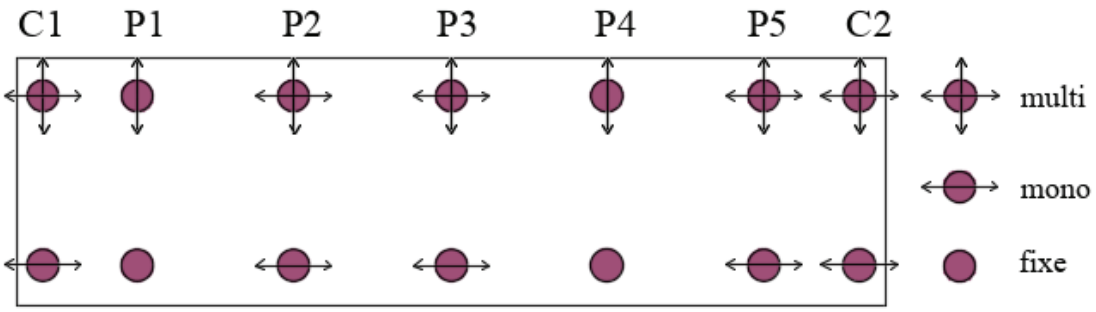


Figure X.2 : disposition des appareils d'appui fixes et glissants

X.2.2. Les efforts verticaux

Selon la norme NF EN 1337-2 ;

• Pression moyenne dans l'élastomère (appareils à pot fixes) :
La pression moyenne sur l'élastomère est limitée à

$$f_{e,d} \leq \frac{f_u}{\gamma_m} = \frac{60}{1.3} = 46.15\ MPa$$

La surface du coussin Sc est donc de :

$$Sc = \frac{Rmax}{f_{e,d}}$$

Tableau X.1 : les surfaces Sc à chaque appui

Appui	C1	P1	P2	P3	P4	P5	C2
Sc (m2)	0.0625	0.3	0.357	0.342	0.342	0.284	0.0591

• Pression moyenne dans le PTFE (appareils à pot glissants) :
La pression moyenne dans le PTFE est de l'ordre de 41- 42 MPa prenons $f_{e,d} = 41.5\ MPa$

Ainsi la surface minimale du pot Sp est de :

$$Sp = \frac{Rmax}{f_{e,d}}$$

Tableau X.2 : les surfaces Sp de chaque appui

Appui	C1	P1	P2	P3	P4	P5	C2
Sc (m2)	0.0695	0.334	0.397	0.381	0.381	0.316	0.0675

X.2.3. Les efforts horizontaux longitudinaux

X.2.3.1. Appareils d'appui à pot glissants

Selon le guide SETRA l'effort horizontal H mobilisable par un appareil d'appui à pot glissant, juste avant de glisser, est obtenu à partir de l'effort vertical V concomitant par la relation :

$$H = (\mu max + PP + PL) \times V$$

PP : est la précision de pose normalisée, PP = 0.3%.
PL : est la pente éventuelle au plan de glissement, elle est négligeable.
V : la charge verticale maximale.
μmax : le coefficient de frottement maximum pour la charge verticale, $\mu max = \frac{1.2 \times k}{10 + \sigma p}$

Avec :
k = 1 pour l'acier inoxydable ;
k = 1,5 pour l'aluminium ;
σ_p : pression de contact sur le PTFE.

Application numérique :

$$\mu max = \frac{1.2 \times 1}{10 + 41.5} = 0.023$$

$$H_{p2} = (0.0233 + 0.003) \times 16.498 = 0.433\ MN$$
$$H_{p3} = (0.0233 + 0.003) \times 15.792 = 0.415\ \text{MN}$$
$$H_{p5} = (0.0233 + 0.003) \times 13.141 = 0.345\ \text{MN}$$
$$H_{c1} = (0.0233 + 0.003) \times 2.887 = 0.075\ MN$$
$$H_{c2} = (0.0233 + 0.003) \times 2.728 = 0.072\ MN$$

X.2.3.2. Appareils d'appui à pot fixe

L'effort horizontal H mobilisable par un appareil d'appui à pot fixe est le suivant :

$H = (\mu + PL) \times V$ Avec $\mu = \mu_a$ ou μ_r

$$\mu_a = 0{,}5\mu_{max}(1 + \alpha)$$

$$\mu_r = 0{,}5\mu_{max}(1 - \alpha)$$

μ_a : coefficient de frottement à retenir dans le cas défavorable.
μ_r : coefficient de frottement à retenir dans le cas favorable.
α : coefficient de dégressivité dépendant de nombre d'appareil d'appui glissants.
V : charge verticale prise égale à 1.35G.

Dans notre pont on a 10 appareils d'appui glissants. Et selon SETRA,
Pour n ≥ 10 => α = 0.5

Tableau X.3 : Coefficient de dégressivité en fonction de n

n	α
≤ 4	1
4 < n < 10	(16-n)/12
≥ 10	0,5

Application numérique :

$$\mu_a = 0{,}5 \times 0.023 \times (1 + 0.5) = 0.0172$$
$$\mu_r = 0{,}5 \times 0.023 \times (1 - 0.5) = 0.0057$$
$$H_{p1} = (\mu_a)(Vc1) - (\mu_r)(Vp2 + Vp3 + Vp5 + Vc2)$$
$$0.0172 \times (3.575) - 0.0057 \times (3.577 + 26.792 + 25.554 + 24.374) = -0.396\ MN$$
$$H_{p4} = (\mu_a)(Vc1 + Vp2 + Vp3) - (\mu_r)(Vp5 + Vc2)$$
$$0.0172 \times (3.575 + 26.792 + 25.554) - 0.0057 \times (24.374 + 3.577) = 0.802\ MN$$

X.2.4. Choix des appareils d'appui

Les conditions à satisfaire dans le choix des appareils d'appui sont les suivantes

Vmax (appui) ≥ Vmax (sollicitant)
Hmax (appui) ≥ Hmax (sollicitant)

• choix des appareils d'appui à pot glissants

Tableau X.4 : récapitulatif des efforts des appuis

	C1-C2	P2	P3	P5
Vmax (MN)	2.887	16.498	15.792	13.141
Hmax (MN)	0.075	0.433	0.415	0.345

Modèle n°*	Capacité de charge (ÉLUT)	Plaque de base			Plaque supérieure et plaque de glissement				Hauteur totale
	Verticale maximale	A	B	C	D**	E**	F	G	H
	kN	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm
PM 500	500	315	215	22	315	225	22	19	127
PM 750	750	345	245	22	345	255	22	19	131
PM 1000	1 000	375	275	22	375	275	22	19	133
PM 1250	1 250	400	310	22	400	310	22	19	136
PM 1500	1 500	420	340	22	420	340	22	19	136
PM 1750	1 750	450	365	22	450	365	22	19	138
PM 2000	2 000	485	390	25	485	390	25	19	146
PM 2500	2 500	545	435	28	545	435	28	22	163
PM 3000	3 000	580	475	28	580	475	28	25	172
PM 3500	3 500	610	515	28	610	515	31	28	183
PM 4000	4 000	645	550	28	645	550	31	31	187
PM 4500	4 500	670	585	28	670	585	35	31	194
PM 5000	5 000	740	615	35	740	615	35	35	212
PM 6000	6 000	785	675	35	785	675	38	38	225
PM 7000	7 000	835	725	35	835	725	41	41	241
PM 8000	8 000	875	775	35	875	775	44	41	254
PM 9000	9 000	915	825	35	915	825	47	47	268
PM 10000	10 000	965	870	34	965	870	50	47	275
PM 15000	15 000	1 185	1 060	41	1 185	1 060	60	57	329
PM 20000	20 000	1 305	1 225	47	1 305	1 225	69	66	376

Figure X.3 : catalogue des appareils d'appui glissants

Selon le catalogue ci-dessus de l'entreprise GOODCO Z-TECH,
On peut prendre pour les culées C1 et C2 les appareils d'appui **PM 3000**
Et pour les piles P2 et P53 les appareils **PM 20 000**
Et pour la pile P5, **PM 15 000.** Cela dit on optera pour un appareil **PM 20 000** afin de faciliter la mise en œuvre

• choix des appareils d'appui à pot fixes

Tableau X.5 : récapitulatif des efforts des appuis fixes

	P1	P4
Vmax (MN)	13.877	15.796
Hmax (MN)	0.396	0.802

Modèle n°*	Capacité de charge (ÉLUT)		Plaque de base			Plaque supérieure et plaque de boulonnerie				Hauteur totale
	Verticale maximale	Horizontale	A	B	C	D	E	F	G	H
	kN	kN	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm
PF 500	500	50	315	215	22	315	215	22	19	123
PF 750	750	75	350	250	22	350	250	22	19	129
PF 1000	1 000	100	385	285	22	385	285	22	19	134
PF 1250	1 250	125	420	320	22	420	320	22	19	143
PF 1500	1 500	150	440	340	22	440	340	22	19	143
PF 1750	1 750	175	465	365	22	465	365	22	19	144
PF 2000	2 000	200	505	390	25	505	390	25	19	152
PF 2500	2 500	250	570	435	28	570	435	28	22	172
PF 3000	3 000	300	610	475	28	610	475	28	22	184
PF 3500	3 500	350	645	515	28	645	515	28	22	191
PF 4000	4 000	400	675	550	28	675	550	28	22	192
PF 4500	4 500	450	705	585	28	705	585	28	22	202
PF 5000	5 000	500	775	615	35	775	615	35	29	230
PF 6000	6 000	550	825	675	35	825	675	35	29	240
PF 7000	7 000	600	880	725	35	880	725	35	29	250
PF 8000	8 000	650	920	775	35	920	775	35	29	256
PF 9000	9 000	700	960	825	35	960	825	35	29	265
PF 10000	10 000	750	1 010	870	35	1 010	870	35	29	275
PF 15000	15 000	1 000	1 235	1 060	41	1 235	1 060	41	35	322
PF 20000	20 000	1 250	1 365	1 225	41	1 365	1 225	41	35	355

Figure X.4 : catalogue des appareils d'appui fixes

Et selon le catalogue ci-dessus on optera pour l'appareil d'appui à pot fixe **PF 20 000** pour les deux appuis pour la même raison mentionnée plus haut.

X.3. Dés d'appui

Le dé d'appui a pour fonction de répartir les charges ponctuelles provenant directement du tablier vers l'élément porteur, tout en compensant également le dévers du tablier.

X.3.1. Dimensionnement des dés d'appui

Le dimensions des dés d'appui des appareils sont :

- $h = \frac{a \times b}{a+b}$
- $a' = a + 20$
- $b' = b + 20$

Avec a et b les dimensions des appareils d'appui choisis.

Tableau X.6 : les dimensions des appareils d'appui sélectionnés

Type d'appareil d'appui	a'(cm)	b'(cm)	h(cm)
PM 3000	60	60	30
PM 20 000	150	150	60
PF 20 000	150	150	60

Prenons le cas du dé d'appui ayant pour dimensions en cm 60×60×30 dans les calculs qui suivent.

X.3.2. Vérification de la pression localisée

Selon l'article E.8.2.2 du BAEL :

$$\sigma_p = \frac{Rmax}{b\prime} \leq K\frac{0.85fcj}{\theta\gamma_b} \quad \text{Avec} \begin{cases} 1 \leq K \leq 3.3 \\ \gamma_b = 1.5 \end{cases}$$

X.3.3. Calcul du frettage de surface As

Selon l'article 1.2,1 de l'annexe 4 du BPEL

$$As \geq 0.04Rmax \times \frac{\gamma}{Fe}$$

X.3.4. Ferraillage d'éclatement Ae

Selon l'article 1.2,2 de l'annexe 4 du BPEL

$$Aej = \frac{Rj}{k_j f_{gu}}$$

Avec

$Rj = 0.25\left(1 - \frac{b\prime}{h}\right)Ruj$ Pour la 1ère face

$Rj = 0.25\left(1 - \frac{a\prime}{h}\right)Ruj$ Pour la 2ème face

$f_{gu} = \frac{Fe}{\gamma_s}$

X.3.5. Ferraillage total

Finalement, on dispose d'une section d'armature dans chaque plan

$$Ae + As = max\begin{cases} \max Aej + \dfrac{0.04Rmax}{f_{gu}} \\ 0.15\dfrac{Rmax}{f_{gu}} + \dfrac{0.04Rmax}{f_{gu}} \end{cases}$$

Application numérique :

- Condition de pression localisée

$$\sigma_p = \frac{2.887\ mn}{0.6\ m} = 4.811 < 1 \times \frac{0.85 \times 30}{1.5} = 17$$

Condition de la pression localisée vérifiée.

- Ferraillage de frettage

$$As \geq 0.04 \times 2.887 \times \frac{1.15}{500} = 0.000265\ m^2$$

$$As \geq 2.65\ cm^2$$

On prend $As = 2.7\ cm^2$

- Ferraillage d'éclatement

$Ae = -0.0016\ cm^2$ pour les deux faces car elles ont des dimensions égales , donc $Ae = 0$

- Ferraillage total

$$Ae + As = max \begin{cases} 2.65\ cm^2 \\ 12.6\ cm^2 \end{cases}$$

On prend $Atot = 12.6\ cm^2$ donc 6HA12 + 4HA14

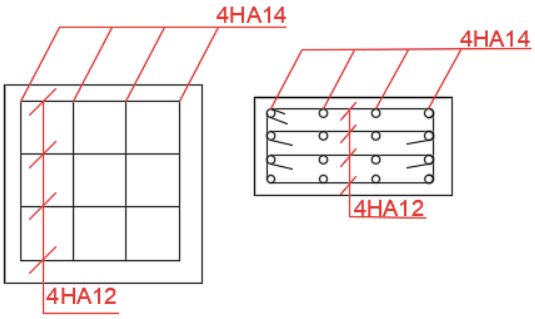


Figure X.5 : ferraillage du dé d'appui

Chapitre X

XI.1. Introduction

Les ouvrages d'art doivent être vérifiés vis-vis des actions sismiques afin d'assurer que les risques de défaillance pendant un séisme soient suffisamment faibles. Il existe dans les règlements plusieurs méthodes d'analyse selon le pont étudié, et la vérification de certaines conditions.

- Analyse monomodale spectrale (mode fondamentale).
- Analyse multimodale spectrale.
- Analyse par le spectre de puissance.
- Analyse temporelle.
- Analyse temporelle non linéaire.

XI.2. Caractéristiques de l'ouvrage

Il existe dans le RPOA un nombre de critères de classification qui servent à définir la situation sismique.

- Notre pont est classé en groupe 2 (pont important)
- Nous nous trouvons dans une zone sismique IIa (sismicité moyenne)
- Le coefficient d'accélération de zone, A = 0.2
- Site de catégorie S2 (site ferme)
- Le taux d'amortissement du matériau des appuis en béton armé, ξ = 5%
- Les périodes caractéristiques associées à la catégorie du site, T_1= 0.15 ; T_2= 0.4
- Coefficient du site S = 1.1

XI.3. Détermination de la raideur longitudinale de la structure

L'utilisation des appareils d'appui à pot implique que la raideur des appuis est prise égale à la raideur de la pile.

$$k_{pile} = \frac{3EI}{h^3}$$

Avec
- E : module d'élasticité instantané du béton (E = 34 179 MPa).
- h : hauteur.
- I : moment d'inertie

• la raideur totale :

la raideur totale est la somme des raideur $K = \sum k_i$.

Application numérique :

Tableau XI.1 : raideur longitudinale de la structure

Appuis	k_{pile} (MN/m)	k_{appui} (MN/m)
P1	1 507,11	1 507,11
P2	23 560,14	23 560,14
P3	5 757,36	5 757,36
P4	3 599,31	3 599,31
P5	11 789,88	11 789,88
C1/C2	∞	/
$K = \sum k_i$		**46 213.8**

XI.4. Méthode de calcul

L'analyse dynamique de la majorité des ouvrages se fait à l'aide de l'analyse spectrale monomodale, celle-ci consiste à faire l'hypothèse que les mouvements de la structure sont à tout instant proportionnels à une déformée privilégiée, appelée mode fondamental. Son application n'est possible qu'après la vérification de certaines conditions. Cela étant dit nous allons, dans notre cas, opter pour une analyse par le spectre de réponse qui est une analyse élastique des réponses dynamiques maximales de tous les modes significatifs de la structure, elle se base sur un calcul dynamique multimodal spectrale et tient compte de façon statique des déplacements différentiels. Ce qui en fait la méthode avec le plus de précision.

XI.5. Analyse spectrale multimodale

Afin d'effectuer notre calcul multimodal, on a fait appel au logiciel ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS, Sur lequel on a réalisé notre modèle.

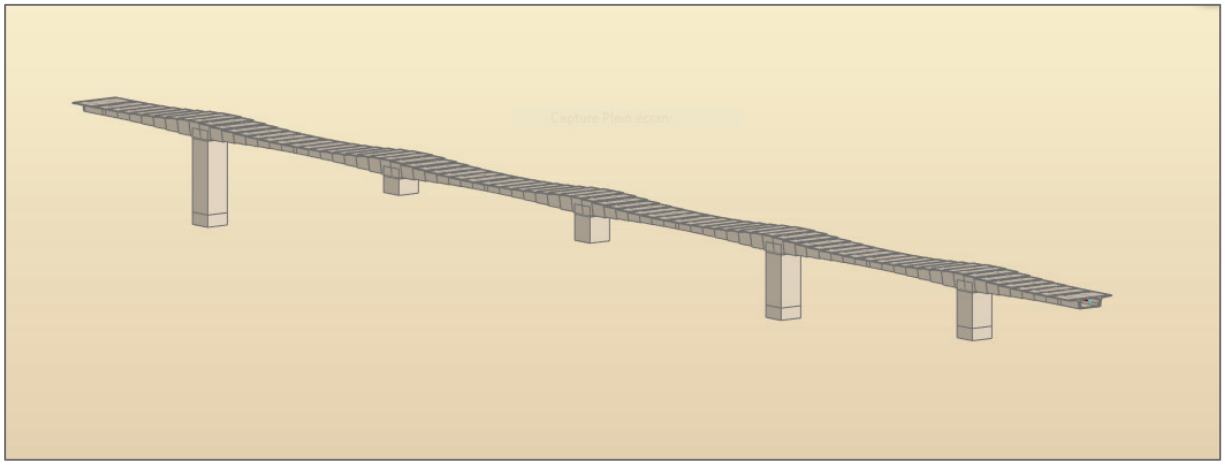


Figure XI.1 : modèle de calcul multimodal

XI.5.1. Spectres de réponse

XI.5.1.1. Spectre de réponse de la composante horizontale

Le spectre de réponse appartenant aux deux composantes longitudinale et transversale est le suivant :

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

Avec

- g : l'accélération de la pesanteur 9.81 m/s²
- η : facteur de correction de l'amortissement $\eta=7/(2+\xi) = 1$
- T : la période du mode propre considéré
-

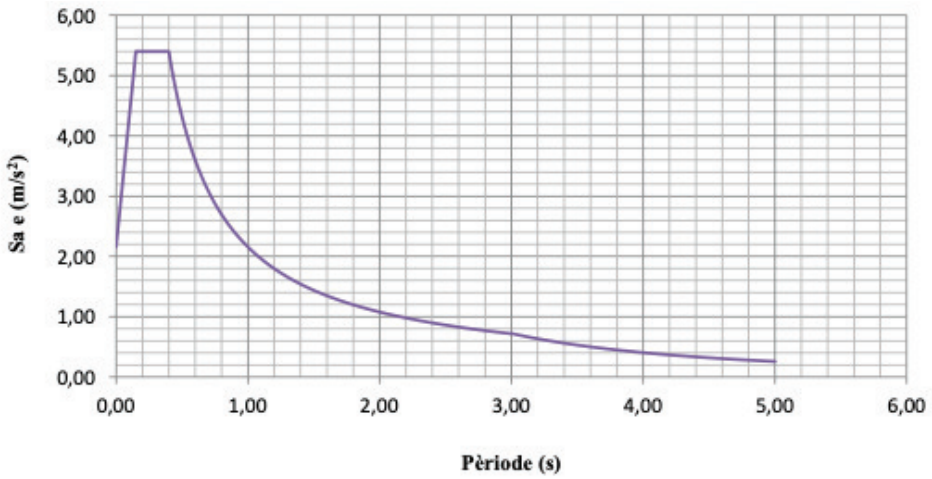


Figure XI.2 : spectre de réponse de la composante horizontale

XI.5.1.2. Spectre de réponse de la composante verticale

Le spectre de réponse de la composante verticale est le suivant

$$Sae^{v}(T)_{(m/s^2)} = \begin{cases} \alpha Ag\left(1+\dfrac{T}{T_1}(2.5\eta-1)\right) & 0 \le T \le T_1 \\ 2.5\alpha Ag\eta & T_1 \le T \le T_2 \\ 2.5\alpha Ag\eta\left(\dfrac{T_2}{T}\right) & T_2 \le T \le 3.0s \\ 2.5\alpha Ag\eta\left(\dfrac{3T_2}{T^2}\right) & T \ge 3.0s \end{cases}$$

Avec

- g : l'accélération de la pesanteur 9.81 m/s²
- η : facteur de correction de l'amortissement $\eta=7/(2+\xi) = 1$
- T : la période du mode propre considéré
- α : coefficient qui tient en compte l'importance de la composante verticale en zone de forte sismicité α (zone sismique IIa) $= 0.7$

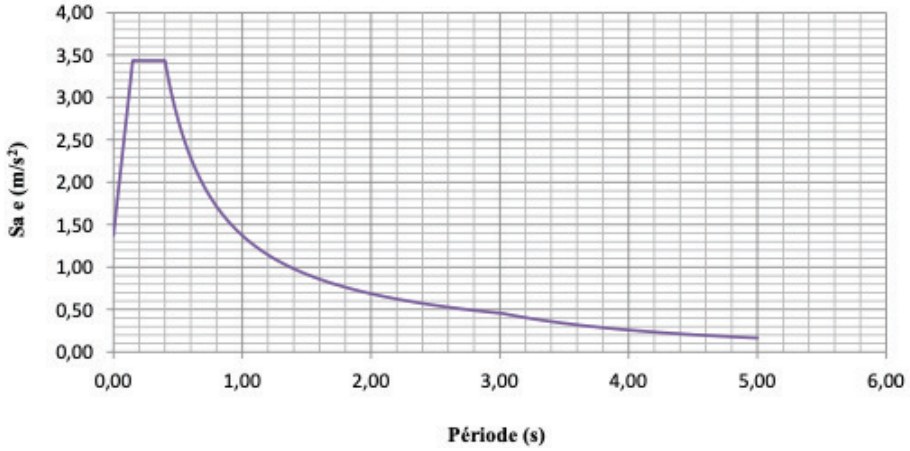


Figure XI.3 : spectre de réponse de la composante verticale

XI.5.2. Modes significatifs

On doit considérer les modes pour lesquels le pourcentage de la masse modale cumulée dépasse les 90 % ou bien, comme dans notre cas, dépasse 70% avec la considération du mode propre résiduel, ce particulièrement pour les sens, longitudinal et transversal.

- La plus grande période obtenue T associée au premier mode fondamental **T=0. 82 s**

(Le tableau des modes propres résultant de notre modélisation sur robot est affiché en annexe)

XI.5.3. Les déplacements et les réactions

Lors d'un séisme le tablier aura un déplacement dépendant de la période propre de l'ouvrage et de son spectre de réponse.
Les déplacements à chaque appui, dans les 3 sens, sont les suivants :

Tableau XI.1 : les déplacements à chaque appui en (cm)

Appuis	C2	P1	P2	P3	P4	P5	C2
EX (cm)	3.4	3.3	3.5	3.4	3	3.3	3.3
EY (cm)	0	1.6	0	1	0.9	0.4	0
EZ (cm)	0	0	0	0	0	0	0

Les réactions, au niveau de chaque appui, obtenues après l'étude sismique sont les suivantes :

Tableau XI.2 : Évaluation des réactions à chaque appui

Appuis	C2	P1	P2	P3	P4	P5	C2
EX (KN)	0.04	24 108.11	0.42	0.19	43 438.75	1970.41	0.01
EY(KN)	2 964.02	11 749.93	6231.19	9769.09	12 875.504	13 198.48	3 122.9
EZ (KN)	1455.50	3296.80	3245.16	3793.12	3347.75	3093.37	1456.80
Mx (KN.m)	0	269 380.7	40 394.29	86 418.89	232 897	183 443.5	0
My (KN.m)	0	561 407.8	01.72	01.06	798 374.81	23 800.38	0

XI.5.4. Combinaison des réponses modales

La valeur maximale probable E de l'effet d'action doit généralement être considérée comme suit, sachant que Ei représente les réponses modales (règle SRSS).

$$E = \sqrt{\sum Ei^2}$$

XI.5.5. Combinaison des composantes de l'action sismique

Afin de prendre en considération les incertitudes directionnelles du séisme, on emploie la combinaison des forces sismiques orthogonales qui nous permettra de déterminer l'effet de l'action sismique maximale dû à l'apparition simultanée des action sismiques le long des axes X,Y et Z.

$$E_1 = E_x \pm 0.3E_y \pm 0.3E_z$$
$$E_2 = E_y \pm 0.3E_z \pm 0.3E_x$$
$$E_3 = E_z \pm 0.3E_x \pm 0.3E_y$$

XI.6. Conclusion

Le présent chapitre nous a permis de connaitre le comportement de notre ouvrage lors d'un séisme, les résultats obtenus à la suite de l'analyse dynamique nous serviront dans le dimensionnement des éléments de l'infrastructure.

Étude de

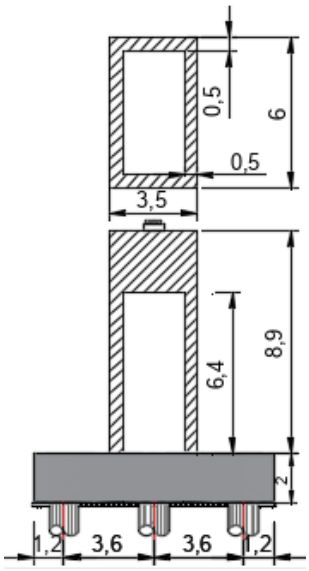
XII.1. Introduction

L'étude de l'infrastructure constitue la dernière étape dans l'étude de notre ouvrage, elle consiste en l'étude des piles et des culées.

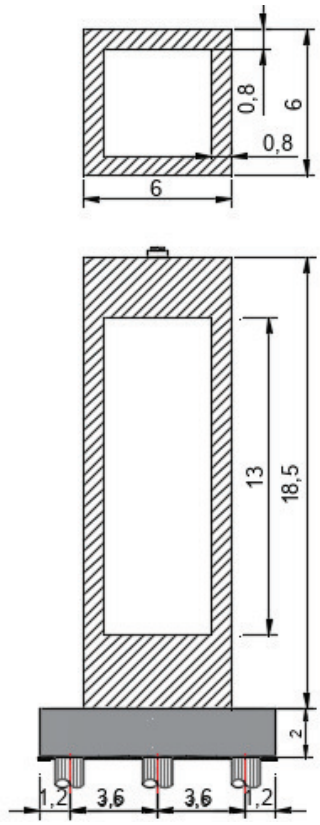
XII.2. Étude de la pile

XII.2.1. Conception des piles

Il y a deux différentes conceptions de piles dans notre ouvrage, une conception propre aux piles hautes de plus de 15m et une autre pour les piles courtes de moins de 15m, toutes les deux étant évidées.



Pile 02



Pile 04

Figure XII.1 : illustration des piles 02 et 04

Tableau XII.1 : implantation et hauteur des piles

Appuis	Position	Hauteur (m)
C1	49+399.64	/
P1	49+444.58	22.9
P2	49+524.96	7.10
P3	49+595.34	8.80
P4	49+670.67	18.3
P5	49+746.10	15.1
C2	49+791.11	/

XII.2.2. Vérification de la stabilité de la pile vis-à-vis du flambement

Pour que la stabilité vis-à-vis du flambement soie vérifiée, l'élancement λ doit être supérieur à 70.

Avec :

$$\lambda = \frac{l_f}{i}$$

- l_f : longueur du flambement de la pile la plus haute.
  $l_f = 2l_0$, l_0 étant la hauteur totale de la pile la plus haute.

- i : le rayon de giration de la section
  $i = \sqrt{\frac{I}{s}}$, - I, étant le moment d'inertie de la section rapport à un axe passant par son C.D.G et perpendiculaire au plan de flambement.
  -s, aire totale de la section.
  Application numérique :

$$l_f = 2 \times 22.9 = 45.8\ m$$

$$i = \sqrt{\frac{76.76}{16.64}} = 2.14$$

$$\lambda = \frac{45.8}{2.14} = 21.4\ m$$

On en déduit qu'il n'y a pas de risque de flambement.

XII.2.3. Évaluation des efforts agissant sur les piles

XII.2.3.1. Efforts statiques

Pour le calcul des sections d'armatures, on choisit la pile 02 parmi les piles courtes et la pile 04 parmi les piles hautes, car celles-ci représentent les piles les plus sollicitées.

Tableau XII.2 : Évaluation des efforts statiques

	Charge	Pile 02	Pile 04
Verticale (KN)	G (tablier)	19 846.11	19 837.97
	G (partie pleine sup de la pile)	1350	2250
	G (partie pleine inf de la pile)	/	2700
	G (partie évidée)	1962.18	5308.16
	A(l)	3785.52	-295.79
	Bc	1793.26	1868.2
	Bt	641.48	641.48
	Mc 120	2454.76	2592.68
	D 240	2391.74	2391.74
Horizontale (KN)	Freinage Bc	/	180
	Freinage A(l)	/	188.54
Moment (KN.m)	Freinage Bc	/	3726
	Freinage A(l)	/	3902.77

XII.2.3.2. Efforts sismiques

Les efforts sismiques suivants sont obtenus après l'analyse dynamique effectuée dans le précédent chapitre.

Tableau XII.3 : Évaluation des efforts sismiques

Charges	Pile 02	Pile 04
Rv (KN)	3245.16	3347.75
Rl (KN)	0.42	43 438.75
Rt (KN)	6231.5	12 875.04
Ml (KN.m)	1.72	798 374.81
Mt (KN.m)	40 394.29	232 897

XII.2.3.3. Combinaison des efforts

Les combinaisons à utiliser dans les calculs sont les suivantes :

- ELU : 1.35G + 1.6Q
- ELS : G + 1.2Q
- ELA : G + E

Les résultats trouvés à la suite de l'application des combinaisons précédentes sont énumérés ci-dessous :

Tableau XII.4 : calcul des combinaisons des efforts

Sens	Combinaisons	Pile 02	Pile 04
RV (KN)	ELU	37 320.61	44 778.06
	ELS	27 700.98	33 207.34
	ELA	24 721.24	31 249.27
RH (KN)	ELU	0	603.328
	ELS	0	452.49
	ELA	0.74	43 438.88
RT (KN)	ELA	6231.51	12 875.17
ML (KN.m)	ELU	0	6244.43
	ELS	0	4683.32
	ELA	3.37	798 375.18
MT (KN.m)	ELA	40 395.43	232 897.31

XII.2.4. Ferraillage des piles (partie creuse)

XII.2.4.1. Ferraillage longitudinal

Pour le calcul des armatures à la flexion composée, on se réfère aux abaques de WALTHER.

• vérification de la condition d'orientation :

$$\frac{t_y}{h} \leq \frac{t_x}{b}$$

$$\frac{t_x}{b} \leq 0.24$$

- t_y et t_x étant les épaisseurs de la section dans les deux directions longitudinale et transversale
- h et b représentent la hauteur et la largeur de la section

Tableau XII.5 : vérification de la condition d'orientation

Dimensions	Pile 02	Pile 04
b (m)	3.5	6
h (m)	6	6
t_X (m)	0.5	0.8
t_y (m)	0.5	0.8
t_y/h	0.083	0.13
t_X/b	0.14	0.13

La condition est satisfaite pour les deux piles.

• Calcul de l'armature :

Les résistances conventionnelles sont exprimées de manière relative et sans dimensions comme suit :

$$n = \frac{N}{b \times h \times f_{c28}} \quad ; \quad m_x = \frac{Mx}{b \times h^2 \times f_{c28}} \quad ; \quad m_y = \frac{My}{h \times b^2 \times f_{c28}}$$

Avec b et h respectivement ! les dimensions longitudinale et transversale de la section de la pile. Et N, Mx, My les sollicitations calculées sous les combinaisons les plus défavorables précédemment.

Ensuite on utilise les abaques de WALTHER pour tirer la valeur du degré mécanique d'armature total ω, celui-ci nous servira à calculer l'aire totale de l'armature As.

$$\omega = \frac{As \times \sigma_s}{b \times h \times f_{c28}}$$

$$As = \frac{\omega \times b \times h \times f_{c28}}{\sigma_s}$$

$$\beta = \frac{b}{2(b+h)}$$

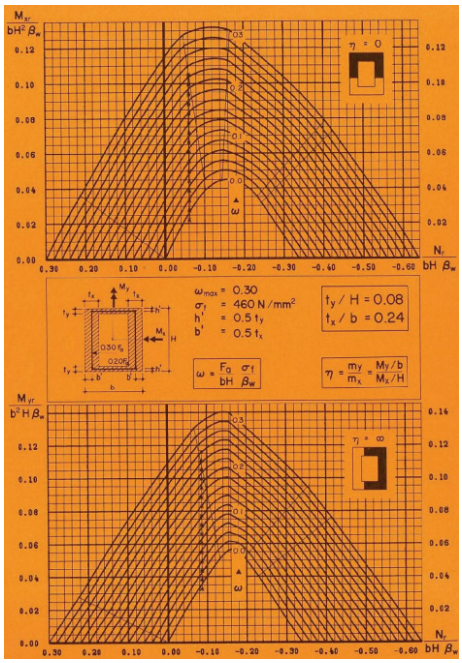


Figure XII.2 : abaque de WALTHER

Les résultats de cette opération sont énumérés dans le tableau ci-dessous :

Tableau XII.6 : ferraillage longitudinal

Efforts relatifs sans dimensions	Pile 02	Pile 04
n	0.059	0.041
m_x	0	0.123
m_y	0.018	0.035
ω_x	0.06	0.3
ω_y	0.1	0.13
As tot (cm²)	1260	6480
β	0.184	0.25
As coté b (cm²)	231.84	1620
As coté h (cm²)	398.16	1620

NB : *la section de ferraillage propre à chaque côté est calculée en multipliant la section d'armature totale par β pour le coté b et (0.5- β) pour le coté h.*

• condition de non-fragilité et choix des barres :

Pile 02 :

Selon le règlement BAEL91, on a :

$$A_{min} \geq 0.23.b.d.\frac{f_{tj}}{Fe}$$
$$A_{min} \geq 231.84\ cm^2$$

Vérifiée dans b et h.

- Choix des barres pour le coté b :
  Pour $As_b = 231.84$ cm²,
  Longueur disponible : $s \cong b - tx = 350 - 50 = 300\ cm$
  2 couches d'armatures : $2s = 600\ cm = 6\ m$
  As/6 = $38.64\ cm^2\ /ml$
  On choisit : 5HA32 e = 20 cm

- Choix des barres pour le coté h :
  Pour $As_h = 398.16$ cm²,
  Longueur disponible : $s \cong b - tx = 600 - 50 = 550\ cm$
  2 couches d'armatures : $2s = 1100\ cm = 11\ m$
  As/11 = $36.19\ cm^2\ /ml$
  On choisit : 5HA32 e = 20 cm

Pile 04 :

Selon le règlement BAEL99, on a :

$$A_{min} \geq 0.23\ .b.d.\frac{f_{tj}}{Fe}$$
$$A_{min} \geq 397.44\ cm^2$$

Vérifiée dans b et h.

- Choix des barres pour le coté b :
  Pour $As_b = 1620$ cm²,
  Longueur disponible : $s \cong b - tx = 600 - 80 = 520\ cm$
  2 couches d'armatures : $2s = 1040\ cm = 10.4\ m$
  As/6 = $155.76\ cm^2\ /ml$
  On choisit : 20HA32 e = 10 cm (2 nappes)

- Et la même chose pour le coté h .

XII.2.4.2. Ferraillage transversal

• Section minimale des armatures transversales et leur espacement :
Selon le RPOA, la section A_{st} d'une armature transversale pouvant assurer le maintien des barres longitudinales de section A_{sl}, doit satisfaire la relation suivante :

$$A_{st} = \frac{A_{sl}}{16} \times \frac{F_{el}}{F_{et}} \times \frac{St(mm)}{100}$$

Avec :

- A_{sl} : est la section totale des armatures longitudinales.
- F_{el}, F_{et} : Caractéristiques de l'acier des armatures respectivement longitudinales et transversales.
- St : représente l'espacement entre les armatures transversales pris en zone critique égale à $Min[24\phi t\ ;\ 8\phi l\ ;\ 0.25d]$; d étant la hauteur utile.

On obtient St = 18 cm

Tableau XII.7 : ferraillage transversal

	Pile 02		Pile 04	
	Coté b	Coté h	Coté b	Coté h
A_{sl} (cm²)	231.84	398.16	1620	1620
St (cm)	18	18	18	18
A_{st} (cm²)	26.08	44.79	182.25	182.25
ϕt	HA16	HA16	HA16	HA16
et	20	20	20	20

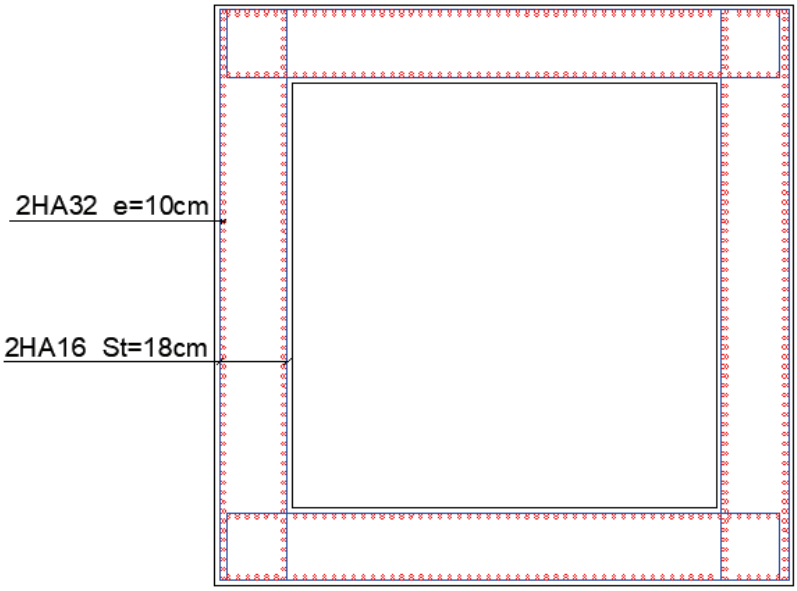


Figure XII.3 : ferraillage longitudinal de la pile 04

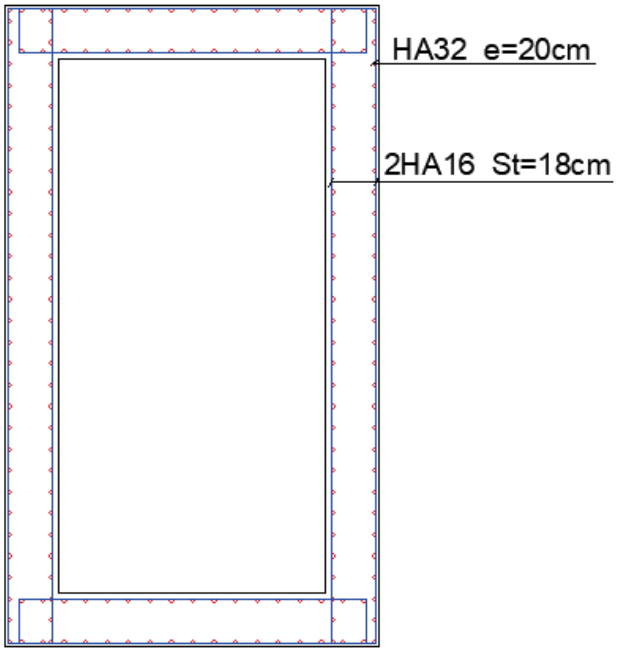


Figure XII.4 : Ferraillage longitudinal de la pile 02

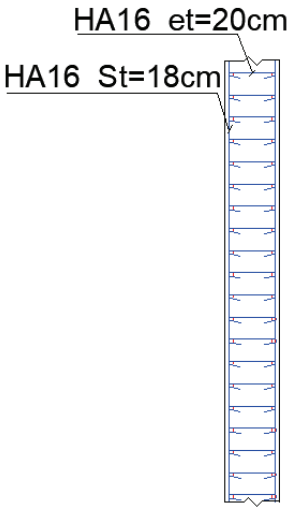


Figure XII.5 : ferraillage transversal

XII.3. Étude de la culée

La conception et l'étude de la culée qui est l'une des éléments fondamentaux dans un pont est indispensable. Elle est représentée comme des appuis extrêmes du tablier du pont tel que son rôle principal est d'assurer le raccordement de l'ouvrage au terrain de façon à avoir une continuité entre la chaussée de la route et celle portée par le pont.

XII.3.1. Prédimensionnement de la culée :

Le dimensionnement de la culée avec tous ces éléments est représenté dans la figure suivante :

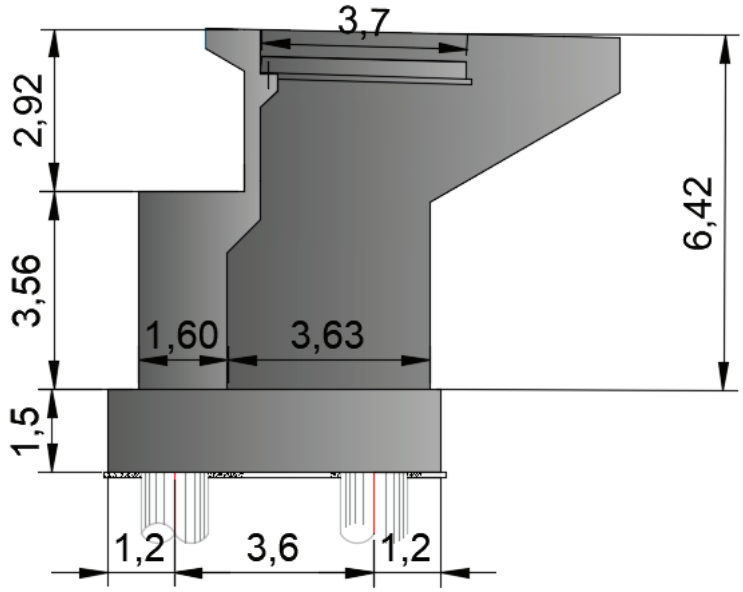


Figure XII.6 : Illustration de la culée

XII.3.2. Évaluation des efforts agissants sur la culée :

Ces efforts sont des efforts horizontaux et verticaux dus au poids propre de la culée, poussée des terres, la charge descendante du tablier, effet du séisme.

- Détermination du coefficient de poussée Kad :

Le coefficient de poussée Kad est donné par le RPOA par la formule suivante :

$$Kad = \frac{\cos^2(\varphi-\theta)}{\cos^2\theta[1++\sqrt{\frac{\sin\varphi\sin(\varphi-\beta-\theta)}{\cos\theta\cos\beta}}]^2} ; \theta = \text{arctg}(\frac{Kh}{1\pm Kv})$$

Avec :

- Kh : coefficient sismique horizontal, kh= A = 0.2
- Kv: coefficient sismique vertical, kv= 0.3 × kh= 0.075
- A : coefficient d'accélération de zone.
- φ : angle de frottement interne du remblai sans cohésion ; φ = 30°
- β : angle que fait la surface du remblai avec l'horizontale.

Pour le cas normal, on a : **Kad=0,333**

- Descente de charge :

L'ensemble des moments et efforts agissants sur la culée sont représentés dans le tableau suivant, en tenant compte les poids volumiques spécifiques suivants **:**
γ béton = 25 KN/m³ ; γ remblais = 20 KN/m³

Tableau XII.8 : Évaluation des efforts agissants sur la culée

Désignation	N (KN)	H (KN)	IFV(x/o)	IFH(y/o)	MFV/o	MFH/o
Semelle	2970,00	/	3,00	0,75	8910,00	/
Mur F	1879,68	/	1,36	3,28	2556,36	/
DDT	172,74	/	4,62	7,30	798,08	/
Mur en R	560,94	/	4,90	5,11	2748,63	/
Corbeau	44,55	/	2,90	6,95	128,97	/
MGG	372,33	/	2,46	6,26	915,32	/
Poids des Terres Amont	6142,46	/	4,24	4,57	26064,93	/
Poids des T sur DDT	0,00	/	1,72	7,70	0,00	/
Poussée Mur Frontal	/	2778,13	/	2,65	/	7362,04
Surcharge remblai	229,40	/	4,08	/	935,93	/
Poussée sur 10KN/m²	/	328,27	/	3,96	/	1298,31
Rg	2649,87	/	1,16	/	3073,85	/
R(Al)	49,86	/	1,16	/	57,84	/
Rbc	1359,04	/	1,16	/	1576,48	/
RMc120	1096,64	/	1,16	/	1272,10	/
RD240	1762,80	/	1,16	/	2044,84	/
RST	67,5	/	1,16	/	78,3	/

XII.3.3. Étude des éléments de la culée

XII.3.3.1. Mur frontal

Le mur frontal est un élément qui est encastré dans la semelle et sur lequel s'appuie le tablier, il travaille à la flexion composée.

a) Calcul des sollicitations

Le tableau ci-dessus donne l'ensemble des moments et efforts agissants sur la culée, en tenant compte les poids volumiques spécifiques suivants : γ béton = 2.5 KN/m3
γ remblais = 20 KN/m3

Tableau XII.9 : Evaluation des efforts agissants sur le mur frontal

Désignation	N (KN)	H (KN)	IFV(x/o)	IFH(y/o)	MFV/o	MFH/o
Mur F	1879,68	/	0,00	1,78	0,00	/
DDT	172,74	/	1,55	5,68	267,92	/
Corbeau	44,55	/	1,53	5,45	68,35	/
MGG	372,33	/	1,10	4,77	408,74	/
Poids des T sur DDT	472,76	/	2,88	3,08	1362,88	/

Poussée Mur Frontal	/	1828,68	/	2,15	/	3931,66
Poussée Sur 10kN/m²	/	266,33	/	3,23	/	858,93
Désignation	N (KN)	H (KN)	IFV(x/o)	IFH(y/o)	MFV/o	MFH/o
Rg	2649,87	/	-0,20	/	-529,97	/
R(Al)	49,86	/	-0,20	/	-9,97	/
Rbc	1359,04	/	-0,20	/	-271,81	/
RMc120	1096,64	/	-0,20	/	-219,33	/
RD240	1762,80	/	-0,20	/	-352,56	/
RST	67,50	/	-0,20	/	-13,50	/

b) Ferraillage du mur frontal

Le ferraillage est effectué avec Robot Expert selon la combinaison de charge la plus défavorable, en considérant une section rectangulaire (1m×1,60m) en flexion composé.
Sous les résultats défavorables suivantes :
A ELS :
Mmax =495,97 KN.m/ml ; N =423,63 KN./ml
A ELU :
Mmax =667,59 KN.m/ml ; Ncor =571,9019727 KN./ml

Tableau XI.10 : Ferraillage du mur frontal

Armatures	As (cm²)	Ø(mm)	e (cm)
Armatures verticales	16	6 HA 20	15
Armatures transversales	4	4 HA 12	20
Armatures de construction	5,33	5 HA 12	20

XIII.3.3.2. Étude du mur garde grève

Le mur garde grève est supposé encastré à la base, et calculé en flexion simple sous l'effet des charges horizontales suivante :

- Poussée des terres ;
- Poussée d'une charge locale située en arrière du mur garde grève ;
- Force de freinage dû à la charge de Bc.

a) Calcul des sollicitations

Tableau XII.11 : Effort agissant sur mur garde grève

Désignation	M ELS (KN.m)	M ELU (KN.m)
Poussé des terres	27,73	37,43
Poussée de la charge locale	44.43	59.82
Freinage dû à la charge Bc	69,03	92,04

Les combinaisons à utiliser dans le ferraillage sont :

À l'E.L.U : $Mu = 1.35 \times MG + 1.6 \times MQ$

$Mu = 189,30$ KN.m

À l'E.L.S : $Ms = MG + 1.2 \times MQ$

$Ms = 141,19$ KN.m

b) Ferraillage du mur garde grève

Le ferraillage est effectué avec Robot Expert selon la combinaison de charge la plus défavorable, en considérant une section rectangulaire (1m×0,3 m) en flexion simple.

Tableau XII.12: ferraillage du mur garde grève

Armatures	As (cm²)	Ø(mm)	e (cm)
Armatures verticales	20,8	7 HA 20	15
Armatures transversales	5,2	4 HA 14	20
Armatures de construction	6,93	4 HA 16	20

XII.3.3.3. Étude de la dalle de transition

La dalle de transition est considérée comme une poutre simplement appuyée dans ces extrémisées. Son ferraillage se fait en flexion simple sous l'effet du :

- Pois propre et revêtement.
- Poids du remblai.
- Surcharges.

a) Calcul des sollicitations

Les calculs sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau XII.13 : Effort agissant sur la dalle de transition

Type de charge	Q (kN/ml)	M(KN.m/ml)	V (KN)
Poids propre	6,25	10,6953125	11,5625
Revêtement	1,92	3,2856	3,552
Remblai	13	22,24625	24,05
Surcharges	10	17,1125	18,5

On Obtient
A l'ELS :

Mser = MG + 1.2 MQ = 56,76 KN.m/ml
Vser = VG + 1.2 VQ = 61,3645 KN/ml

A l'ELU :

Mult = 1.35MG + 1.6 MQ = 76,29 KN.m/ml
Vult = 1.35 VG + 1.6 VQ = 82,47 KN/ml

b) Ferraillage

Le ferraillage est effectué avec Robot Expert selon la combinaison de charge la plus défavorable, en considérant une section rectangulaire (1m×0,3 m) en flexion simple.

Tableau XII.14 : Ferraillage de la dalle de transition

Armatures	As (cm²)	Ø(mm)	e (cm)
Armatures verticales	16	5HA20	20
Armatures transversales	4	4HA12	20
Armatures de construction	5,33	4HA14	20

XII.3.3.4. Étude du corbeau

Le corbeau est un appui pour la dalle de transition, il est soumis à la réaction de cette dernière.

a) Évaluation des sollicitations

Tableau XII.15 : efforts agissant sur le Corbeau

Type de Réaction	Q (kN/ml)	R (KN)
Poids des charges permanentes	21,17	39,1645
Surcharges sur remblais	10	18,5

On obtient :
A l'ELS :

Rser = RG + 1.2 RQ = 61,36 kN/ml

A l'ELU :

Rult = 1.35XRG + 1.6RQ = 82,47 kN/ml

b) Ferraillage

Le ferraillage est effectué avec Robot Expert selon la combinaison de charge la plus défavorable, en considérant une section rectangulaire (1m×0,3 m) en compression simple.

Tableau XII.16 : Ferraillage du corbeau

Armatures	As (cm²)	Ø(mm)	e (cm)
Armatures verticales	10,4	6 HA16	20
Armatures transversales	2,6	2HA12	20
Armatures de construction	3,46	4HA12	20

XII.3.3.5. Mur en retour

Mur solidaire d'une culée et parallèle à l'axe longitudinale du tablier, son rôle est d'assurer le soutènement des terres du remblai d'accès au pont.
Il est sollicité par :

- Son poids propre.
- Poids des terres des remblais.
- Poids des surcharges
- Les charges complémentaires.

a) Evaluation des sollicitations

Le calcul du modèle est fait sur Robot, les résultats sont représentés comme suit :

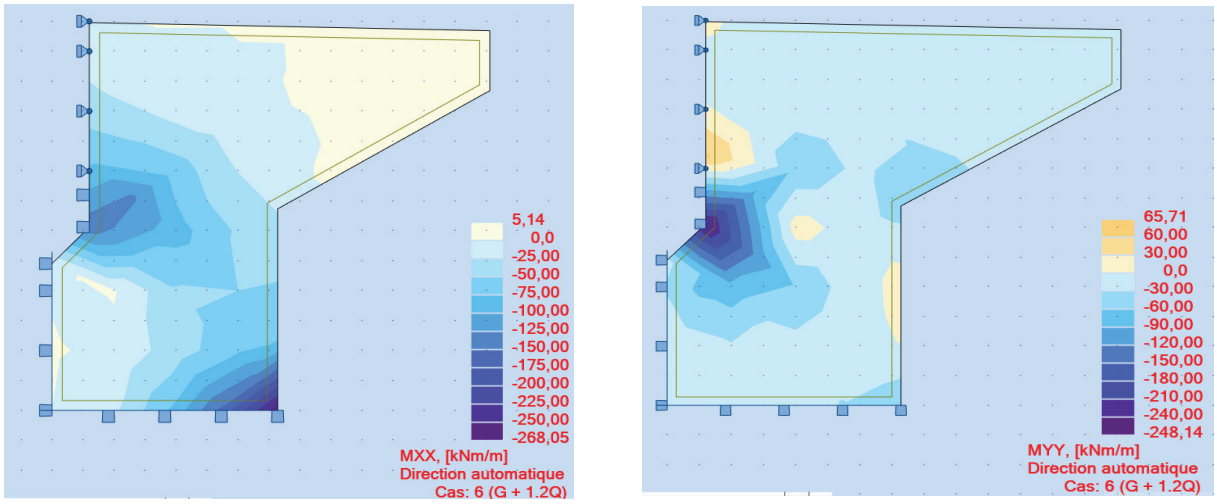


Figure XII.6 : Modèle de calcul mur en retour avec le logiciel.

b) Ferraillage

Le ferraillage est effectué avec ROBOT Expert en considérant une section rectangulaire (1,00x0,40) m en flexion simple :

Tableau XII.17 : Ferraillage du mur en retour

Armatures	As (cm²)	Ø(mm)	e (cm)
Armatures verticales	27,3	9 HA 20	10
Armatures construction	9,1	6 HA 14	20
Armatures horizontale	30,6	10HA20	10
Armature de construction	10,2	5HA16	20

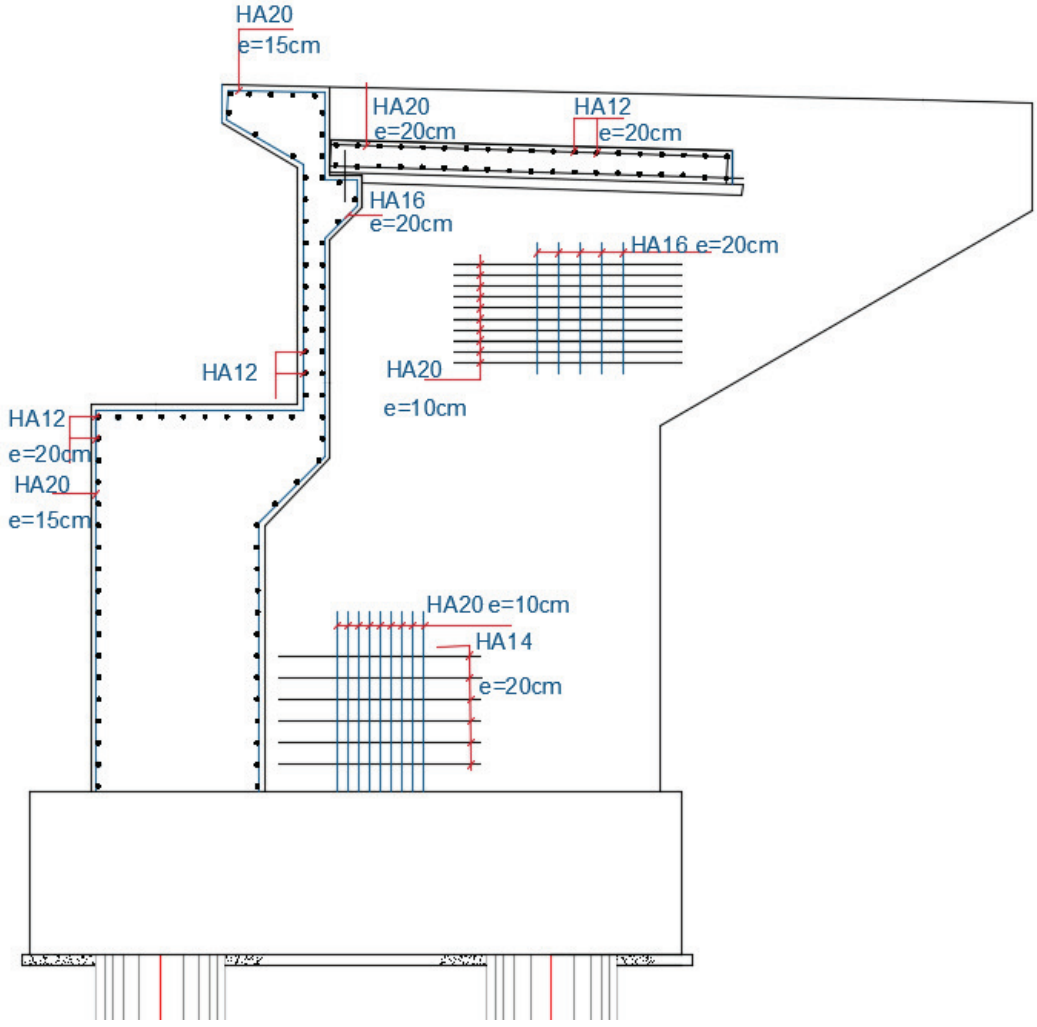


Figure XII.7 : ferraillage de la culée

Conclusion

Conclusion générale

Ce projet de fin d'étude porte sur la conception et l'étude du viaduc V49.5 au niveau de la liaison autoroutière reliant le port de Djen Djen à l'autoroute Est-ouest.

En premier temps la conception et le prédimensionnement nous ont permis de pouvoir comparer les 3 types de pont et de prendre conscience des différences quantitatives mais aussi économiques et techniques.

Le dimensionnement de la variante retenue a fait appel à différentes matières et connaissances vues pendant notre parcours universitaire dans la spécialité des travaux publics.
La modélisation et l'évaluation des efforts constituent l'une des étapes les plus importantes car c'est avec ces efforts que se fait le reste du travail.

La détermination des efforts statiques et sismiques, était une étape ou il fallait être particulièrement méticuleux car les résultats obtenus allaient influencer tous les calculs qui suivent.

Ce mémoire nous a permis de revoir en vigueur le calcul des armatures actives et passives. Cependant l'une des difficultés majeures rencontrées étaient la gestion du temps et l'organisation du travail.

Cela étant dit nous avons pu atteindre notre objectif, et nous avons appris en cours comment avoir une meilleure gestion de notre travail, comment utiliser les différents règlements et guides mais aussi comment maitriser la modélisation et nous avons renforcé nos acquis théoriques.

Références bibliographiques

-ALOUCHE, S. KORICHI, A.R. *conception et etude du viaduc v 4.2 du pk 26+819 au pk 27+106 relevant de la penetrante de Bejaia,* École nationale supérieure des travaux publics, 2022

- BAEL, *Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites*, BAEL 91 révisé 99, 1999

- 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.

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

- CALGARO, J.A, *Projet et construction des ponts,* presses de l'école nationale des ponts et chaussées, 1999.

-CHAMI, S. *Conception et étude du viaduc v18 du pk 32+700 au pk 33+500 relevant de la penetrante de Tizi Ouzou,* École nationale supérieure des travaux publics, 2020

- Document SETRA, *Appareils d'appui à pot*, *utilisation pour les ponts, Viaducs et structures similaires, guide technique*, Ministère de l'écologie du développement et de l'aménagemenr durable (France), juillet 2007.

- Document SETRA, *Pont à Poutres préfabriqués précontrainte par poste tension VIPP*, France, SETRA, 1996.

- 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.

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

- Document SETRA*, ouvrages d'art* , Ministère de l'écologie du développement et de l'aménagemenr durable (France), janvier 2010.

-D.T.R*, Règles définissant les charges a appliques pour le calcul et les épreuves des ponts routes (PCPR)*. Ministère des travaux publics. 2008

-D.T.R, *Règles parasismiques applicables au domaine des ouvrages d'art RPOA*. Ministère des travaux publics. 2008

Annexe A
Résultats des essais géotechniques

Coupe lithologique d'un sondage carotté

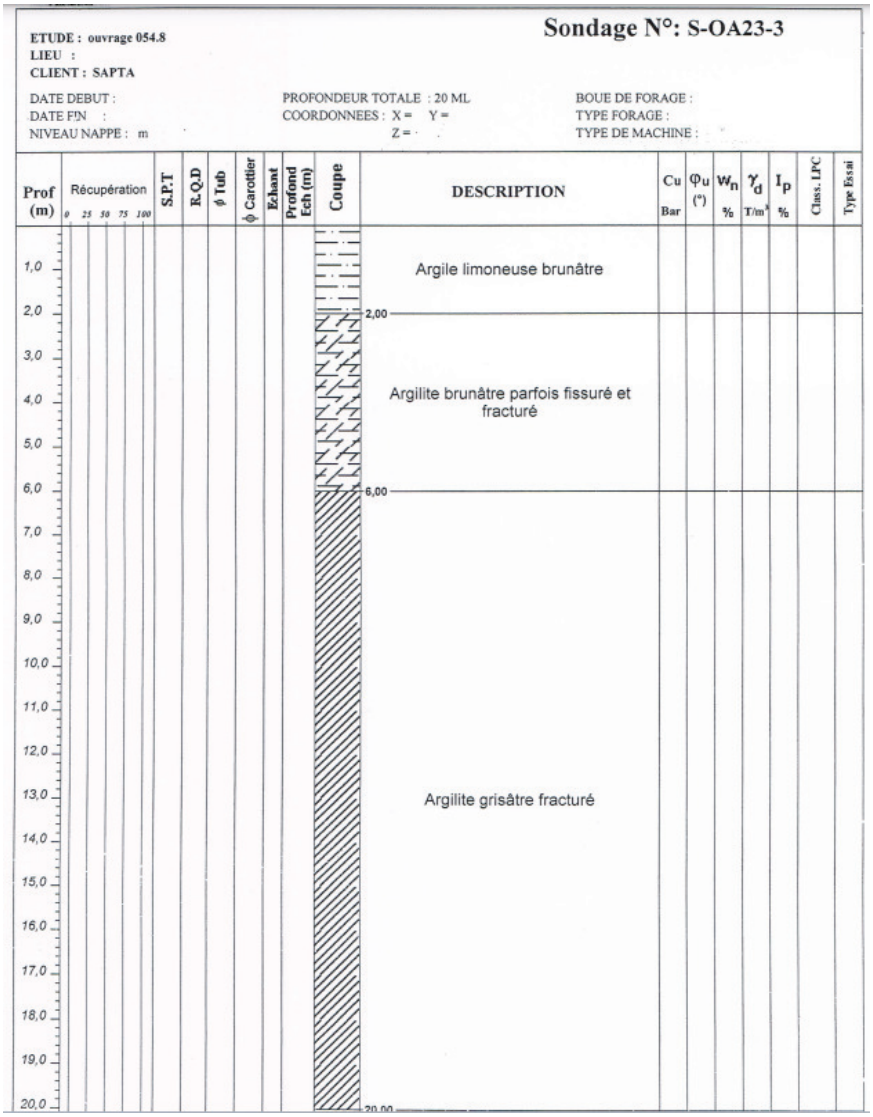




Figure A.1 : Sondage carotté sur 5m

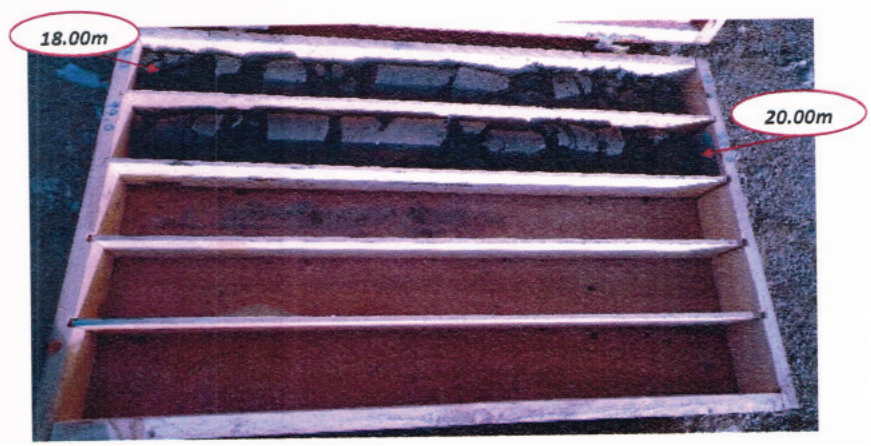
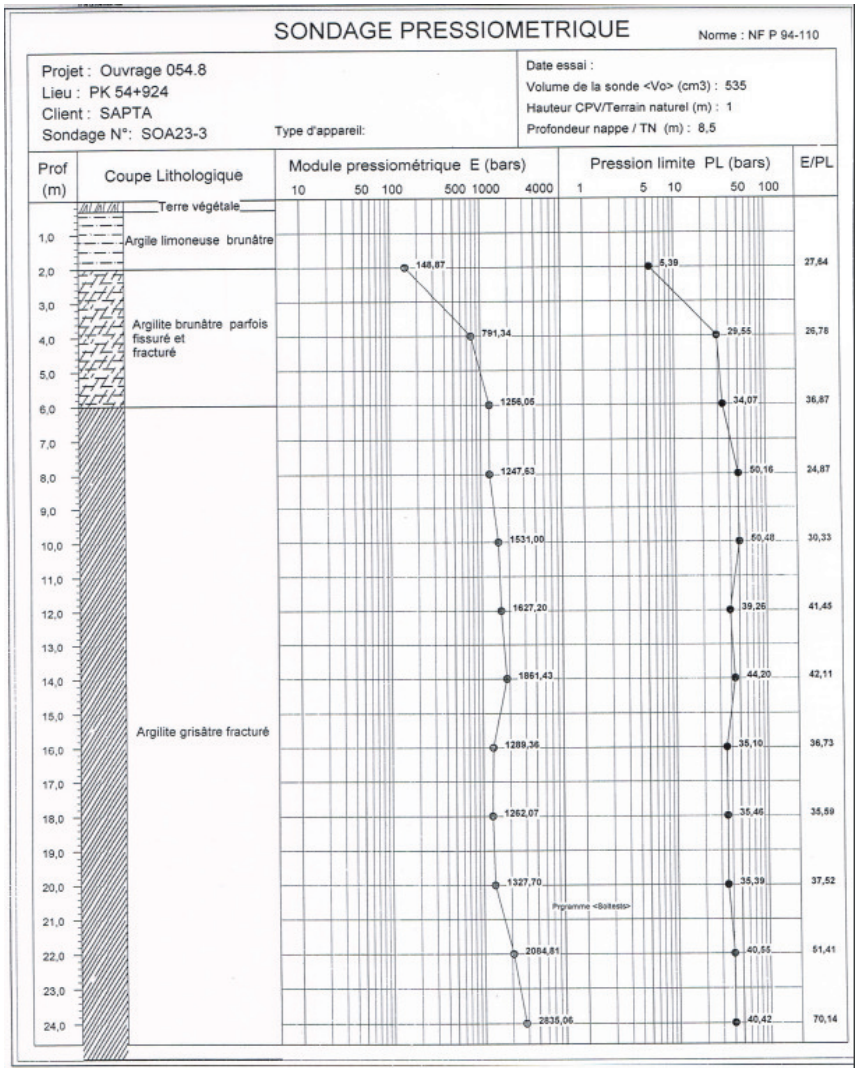


Figure A.2 : Sondage carotté sur 20m

Exemple d'un sondage pressiométrique



Prof (m)	Module de déformation E en (Bars)	Pression limite PL en (Bars)	E/PL
2.00	149.00	05.00	30.00
4.00	791.00	30.00	26.00
6.00	1256.00	34.00	37.00
8.00	1248.00	50.00	25.00
10.00	1531.00	50.00	31.00
12.00	1627.00	39.00	42.00
14.00	1861.00	44.00	42.00
16.00	1289.00	35.00	37.00
18.00	1262.00	35.00	36.00
20.00	1328.00	35.00	38.00
22.00	2085.00	41.00	51.00
24.00	2835.00	40.00	71.00

Figure A.3 : Résultats d'essai pressiométrique

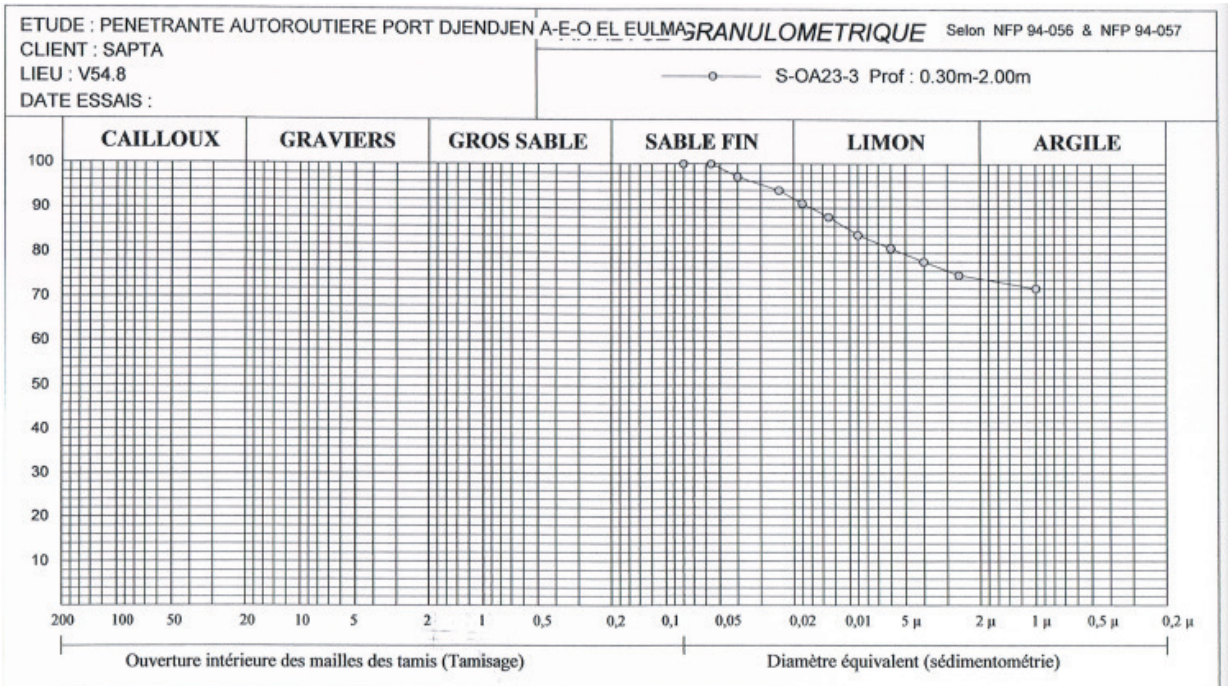


Figure A.4 : Analyse granulométrique d'un sondage carotté

Annexe B
Tableaux de calcul

Tableau B.1 : Evaluation du moment fléchissant M(x) dû aux efforts sur le demi-fléau majoré

X	G	Gmin	Gmax	Qprc	Qprcmin	Qprcmax	Qpra1	Qpra2	Fa	Fa majorée
0,0	-138 429,4	-106 298,9	-141 198,0	-38 149,8	-36 623,8	-40 438,8	-1 804,1	-4 289,6	40 744,6	81 489,2
4,0	-107 986,1	-79 863,8	-110 145,8	-33 733,0	-32 383,7	-35 757,0	-1 434,2	-3 824,6	36 327,9	72 655,7
8,7	-77 719,0	-54 196,3	-79 273,4	-28 543,3	-27 401,6	-30 255,9	-1 053,7	-3 278,3	31 138,2	62 276,3
13,4	-53 021,0	-33 986,4	-54 081,4	-23 353,6	-22 419,5	-24 754,8	-731,7	-2 731,9	25 948,5	51 896,9
18,1	-33 435,7	-18 787,1	-34 104,4	-18 163,9	-17 437,4	-19 253,8	-468,3	-2 185,5	20 758,8	41 517,5
22,8	-18 589,8	-8 232,4	-18 961,6	-12 974,2	-12 455,3	-13 752,7	-263,4	-1 639,1	15 569,1	31 138,2
27,5	-8 193,0	-2 037,8	-8 356,9	-7 784,5	-7 473,2	-8 251,6	-117,1	-1 092,8	10 379,4	20 758,8
32,2	-2 037,9	0,0	-2 078,6	-2 594,8	-2 491,1	-2 750,5	-29,3	-546,4	5 189,7	10 379,4
36,9	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0

Tableau B.2: Evaluation de l'effort tranchant V(x) dû aux efforts sur le demi-fléau majoré

X	G	Gmin	Gmax	Qprc	Qprcmin	Qprcmax	Qpra1	Qpra2	Fa	Fa majorée
0,0	8 162,9	7 149,8	8 326,2	1 104,2	1 060,0	1 170,4	97,8	116,3	-1 104,2	-2 208,4
4,0	7 058,7	6 067,7	7 199,9	1 104,2	1 060,0	1 170,4	87,2	116,3	-1 104,2	-2 208,4
8,7	5 820,9	4 854,6	5 937,3	1 104,2	1 060,0	1 170,4	74,7	116,3	-1 104,2	-2 208,4
13,4	4 688,9	3 745,3	4 782,7	1 104,2	1 060,0	1 170,4	62,3	116,3	-1 104,2	-2 208,4
18,1	3 645,2	2 722,5	3 718,1	1 104,2	1 060,0	1 170,4	49,8	116,3	-1 104,2	-2 208,4
22,8	2 672,2	1 768,9	2 725,6	1 104,2	1 060,0	1 170,4	37,4	116,3	-1 104,2	-2 208,4
27,5	1 752,0	867,1	1 787,1	1 104,2	1 060,0	1 170,4	24,9	116,3	-1 104,2	-2 208,4
32,2	867,2	0,0	884,5	1 104,2	1 060,0	1 170,4	12,5	116,3	-1 104,2	-2 208,4
36,9	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	116,3	-1 104,2	-2 208,4

Tableau B.3 : L'allure en élévation des câbles de continuité dans la travée principale

Voussoir	Câbles	ei (m)	L(m)	d0 (m)	d1 (m)	R (m)	α (rad)	Y(x)
V3	C1 - C2	0,37	4,7	0,15	0,55	27,61	0,147	$0,15+0,018x^2$
V4	C3-C4	0,3	4,7	0,35	0,55	55,22	0,068	$0,35+0,009 x^2$
V5	C5	0,25	4,7	0,35	0,55	55,22	0,068	$0,35+0,009 x^2$
V6	C6-C7	0,22	4,7	0,15	0,55	27,61	0,147	$0,15+0,018x^2$
V7	C8	0,2	4,7	0,15	0,55	27,61	0,147	$0,15+0,018x^2$
Vc								
V7	C8	0,2	4,7	0,15	0,55	27,61	0,147	$0,15+0,018x^2$
V6	C6-C7	0,22	4,7	0,15	0,55	27,61	0,147	$0,15+0,018x^2$
V5	C5	0,25	4,7	0,35	0,55	55,22	0,068	$0,35+0,009 x^2$
V4	C3-C4	0,3	4,7	0,35	0,55	55,22	0,068	$0,35+0,009 x^2$

Tableau B.4: Pertes par frottement

N°cable	x	L	α	β	θ	Axe VSP	Fin VSP	Fin V1	Fin V2	FinV3	FinV4	Fin V5	Fin V6	Fin V7
4 C0	4	4	0	0	0	17,75	0,00							
4 C1	8,7	4,7	0,034	0,0849	0,1189	72,40	55,31	0,00						
4 C2	13,4	4,7	0,119	0	0,119	92,25	75,40	55,34	0,00					
4 C3	18,1	4,7	0,119	0,0849	0,2039	134,96	118,63	99,18	79,46	0,00				
4 C4	22,8	4,7	0,119	0,1686	0,2876	176,05	160,21	141,36	122,24	55,34	0,00			
4 C5	27,5	4,7	0,119	0,25	0,369	215,31	199,95	181,66	163,11	144,29	55,34	0,00		
4 C6	32,2	4,7	0,119	0,3281	0,4471	252,58	237,66	219,91	201,90	183,64	165,12	55,34	0,00	
4 C7	36,9	4,7	0,119	0,4023	0,5213	287,82	273,33	256,08	238,59	220,85	202,85	184,60	55,34	0,00
Pertes de tension par frottement					MPA	156,14	140,06	136,22	134,22	120,82	105,83	79,98	27,67	0,00
					%	10,49	9,41	9,15	9,02	8,12	7,11	5,38	1,86	0,00

Tableau B.5: Pertes par recul d'ancrage

N cable	x(m)	L(m)	θ(rad)	k	d	Axe VSP	Fin VSP	Fin V1	Fin V2	FinV3	FinV4	Fin V5	Fin V6	Fin V7
4 C0	4	4	0	0,003	9,23	46,66	82,37							
4 C1	8,7	4,7	0,034	0,004446809	7,58	-14,85	38,09	100,29						
4 C2	13,4	4,7	0,119	0,00806383	5,63	0	0	22,26	135,05					
4 C3	18,1	4,7	0,119	0,00806383	5,63	0	0	0,00	22,26	135,05				
4 C4	22,8	4,7	0,119	0,00806383	5,63	0	0	0,00	0,00	22,26	135,05			
4 C5	27,5	4,7	0,119	0,00806383	5,63	0	0	0,00	0,00	0,00	22,26	135,05		
4 C6	32,2	4,7	0,119	0,00806383	5,63	0	0	0,00	0,00	0,00	0,00	22,26	135,05	
4 C7	36,9	4,7	0,119	0,00806383	5,63	0	0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	22,26	135,05
Pertes de tension par recul d'ancrage					MPA	3,98	15,06	17,51	26,22	31,46	39,33	52,44	78,65	135,05
					%	0,27	1,01	1,18	1,76	2,11	2,64	3,52	5,29	9,08

Tableau B.6 : Pertes par non-simultanéités de mise en tension des câbles

Section	Axe VSP	Fin VSP	Fin V1	Fin V2	FinV3	FinV4	Fin V5	Fin V6	Fin V7
N cables	32	32	28	24	20	16	12	8	4
Δσφ+Δσg (%)	10,76	10,42	10,33	10,78	10,23	9,76	8,90	7,15	9,08
P (MN)	2,39	2,40	2,40	2,39	2,41	2,42	2,44	2,49	2,44
υ (m)	2,17	2,17	1,98	1,66	1,39	1,18	1,02	0,93	0,87
dmoy (m)	0,21	0,21	0,18	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15
emoy (m)	1,96	1,96	1,80	1,51	1,24	1,03	0,87	0,78	0,72
I (m4)	40,49	40,49	33,59	23,46	16,45	11,81	8,82	7,21	6,36
S (m2)	11,05	11,05	10,55	9,74	9,02	8,40	7,92	7,63	7,45
Mg (MN.m)	148,36	111,48	74,37	43,63	18,84	0,38	14,32	23,20	27,14
σbi (MPa)	7,63	5,84	4,45	3,29	1,91	0,47	0,89	1,97	2,55
Δσe (MPa)	20,13	15,42	11,74	8,68	5,05	1,25	2,36	5,21	6,72
Δσe (%)	1,35	1,04	0,79	0,58	0,34	0,08	0,16	0,35	0,45

Tableau B.7: Pertes par retrait de béton

Zone climatique	εr	Ep (MPa)	Δσr	Δσr (%)
A	0,0002	190000	38	2,55

Tableau B.8: Pertes par fluage

Section	Axe VSP	Fin VSP	Fin V1	Fin V2	FinV3	FinV4	Fin V5	Fin V6	Fin V7
N cables	32	32	28	24	20	16	12	8	4
Δσi (%)	12,31	11,45	11,00	10,90	10,85	10,32	9,91	9,25	7,60
P (MN)	2,35	2,37	2,39	2,39	2,39	2,40	2,41	2,43	2,48
υ (m)	2,17	2,17	1,98	1,66	1,39	1,18	1,02	0,93	0,87
dmoy (m)	0,21	0,21	0,18	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15
emoy (m)	1,96	1,96	1,80	1,51	1,24	1,03	0,87	0,78	0,72
I (m4)	40,49	40,49	33,59	23,46	16,45	11,81	8,82	7,21	6,36
S (m2)	11,05	11,05	10,55	9,74	9,02	8,40	7,92	7,63	7,45
Mg (MN.m)	148,36	111,48	74,37	43,63	18,84	0,38	14,32	23,20	27,14
σbi (MPa)	7,62	5,84	4,45	3,29	1,91	0,47	1,92	3,03	3,61
Δσfl (MPa)	100,55	77,04	58,68	43,37	25,19	6,19	25,40	40,05	47,61
Δσfl (%)	6,76	5,18	3,94	2,91	1,69	0,42	1,71	2,69	3,20

Tableau B.9: Pertes par relaxation

Section	Axe VSP	Fin VSP	Fin V1	Fin V2	FinV3	FinV4	Fin V5	Fin V6	Fin V7
N cables	32	32	28	24	20	16	12	8	4
Δσi (%)	12,31	11,45	11,00	10,90	10,85	10,32	9,91	9,25	7,60
σi (Mpa)	1 304,83	1 317,66	1 324,31	1 325,76	1 326,54	1 334,47	1 340,47	1 350,35	1 374,98
μ	0,70	0,71	0,71	0,71	0,71	0,72	0,72	0,73	0,74
Δσρ (Mpa)	53,14	55,03	56,02	56,23	56,35	57,54	58,45	59,95	63,78
Δσρ (%)	3,57	3,70	3,76	3,78	3,79	3,87	3,93	4,03	4,29

Tableau B.10 : Vérification des contraintes en phase de service : A vide

section	x(m)	v'	v	I	S	nf	nc	Pf(MN)	Pc(MN)	ef	ec	M (MN.m)	σSup	σInf
début VSC	0	1,64	0,87	6,36	7,45	0	0	0,00	0,00	0	0	0,00	0,00	0,00
Axe VSC	7,4	1,64	0,87	6,36	7,45	0	6	0,00	12,20	0	1,49	12,38	2,43	0,14
Fin V7	8,6	1,64	0,87	6,36	7,45	4	8	8,14	16,27	0,72	1,49	13,43	3,66	-0,60
Fin V6	13,3	1,69	0,93	7,21	7,63	8	10	16,27	20,34	0,78	1,54	14,49	2,94	3,83
FinV5	18	1,77	1,02	8,82	7,92	12	10	24,41	20,34	0,87	1,62	10,61	0,84	2,86
FinV4	22,7	1,9	1,18	11,81	8,4	16	8	32,55	16,27	1,03	1,75	1,67	-2,44	-1,13
Fin V3	27,4	2,06	1,39	16,45	9,02	20	6	40,68	12,20	1,24	1,91	-12,55	5,45	0,24
Fin V2	32,1	2,26	1,66	23,46	9,74	24	0	48,82	0,00	1,48	0	-32,34	12,41	5,06
Fin V1	36,8	2,5	1,98	33,59	10,55	28	0	56,96	0,00	1,78	0	-58,08	14,80	6,47
Fin VSP	41,5	2,63	2,17	40,49	11,05	32	0	65,09	0,00	1,96	0	-89,44	17,52	8,21
Axe VSP	45,5	2,63	2,17	40,49	11,05	32	0	65,09	0,00	1,96	0	-121,94	19,26	10,32
Fin VSP	49,5	2,63	2,17	40,49	11,05	32	0	65,09	0,00	1,96	0	-87,23	17,40	8,06
Fin V1	54,2	2,5	1,98	33,59	10,55	28	0	56,96	0,00	1,78	0	-52,66	14,48	6,07
Fin V2	58,9	2,26	1,66	23,46	9,74	24	0	48,82	0,00	1,48	0	-24,46	11,86	4,30
FinV3	63,6	2,06	1,39	16,45	9,02	20	2	40,68	4,07	1,24	1,91	-2,21	7,67	1,28
FinV4	68,3	1,9	1,18	11,81	8,4	16	8	32,55	16,27	1,03	1,75	14,47	-2,44	-1,13
Fin V5	73	1,77	1,02	8,82	7,92	12	12	24,41	24,41	0,87	1,62	25,87	2,12	3,67
Fin V6	77,7	1,69	0,93	7,21	7,63	8	16	16,27	32,55	0,78	1,54	32,20	6,96	3,64
Fin V7	82,4	1,64	0,87	6,36	7,45	4	16	8,14	32,55	0,72	1,49	33,61	9,11	7,72
Vc	83	1,64	0,87	6,36	7,45	0	16	0,00	32,55	0,72	1,49	33,19	6,46	0,42
Fin V7	83,6	1,64	0,87	6,36	7,45	4	16	8,14	32,55	0,72	1,49	33,19	9,11	7,72
Fin V6	88,3	1,69	0,93	7,21	7,63	8	16	16,27	32,55	0,78	1,54	28,47	6,96	6,64
FinV5	93	1,77	1,02	8,82	7,92	12	8	24,41	16,27	0,87	1,62	18,82	-0,43	-2,06
FinV4	97,7	1,9	1,18	11,81	8,4	16	2	32,55	4,07	1,03	1,75	4,11	6,03	0,86
Fin V3	102,4	2,06	1,39	16,45	9,02	20	0	40,68	0,00	1,24	0	-15,88	10,11	-3,80
Fin V2	107,1	2,26	1,66	23,46	9,74	24	0	48,82	0,00	1,48	0	-41,44	13,06	5,94

Fin V1	111,8	2,5	1,98	33,59	10,55	28	0	56,96	0,00	1,78	0	-72,95	15,67	7,58
Fin VSP	116,5	2,63	2,17	40,49	11,05	32	0	65,09	0,00	1,96	0	-110,83	18,67	9,60
Axe VSP	120,5	2,63	2,17	40,49	11,05	32	0	65,09	0,00	1,96	0	-148,36	20,68	12,03
Fin VSP	124,5	2,63	2,17	40,49	11,05	32	0	65,09	0,00	1,96	0	-111,48	18,70	9,64
Fin V1	129,2	2,5	1,98	33,59	10,55	28	0	56,96	0,00	1,78	0	-74,37	15,76	7,68
Fin V2	133,9	2,26	1,66	23,46	9,74	24	0	48,82	0,00	1,48	0	-43,63	13,21	6,15
FinV3	138,6	2,06	1,39	16,45	9,02	20	2	40,68	4,07	1,24	1,91	-18,84	7,67	1,28
FinV4	143,3	1,9	1,18	11,81	8,4	16	8	32,55	16,27	1,03	1,75	0,38	2,44	-1,13
Fin V5	148	1,77	1,02	8,82	7,92	12	12	24,41	24,41	0,87	1,62	14,32	2,12	3,67
Fin V6	152,7	1,69	0,93	7,21	7,63	8	16	16,27	32,55	0,78	1,54	23,20	6,96	6,64
Fin V7	157,4	1,64	0,87	6,36	7,45	4	16	8,14	32,55	0,72	1,49	27,14	9,11	7,72
Vc	158	1,64	0,87	6,36	7,45	0	16	0,00	32,55	0,72	1,49	27,37	7,26	-1,08
Fin V7	158,6	1,64	0,87	6,36	7,45	4	16	8,14	32,55	0,72	1,49	27,37	9,11	7,72
Fin V6	163,3	1,69	0,93	7,21	7,63	8	16	16,27	32,55	0,78	1,54	25,20	6,96	6,64
FinV5	168	1,77	1,02	8,82	7,92	12	8	24,41	16,27	0,87	1,62	18,09	-0,43	-2,06
FinV4	172,7	1,9	1,18	11,81	8,4	16	2	32,55	4,07	1,03	1,75	5,92	-6,03	0,86
Fin V3	177,4	2,06	1,39	16,45	9,02	20	0	40,68	0,00	1,24	0	-11,52	9,75	-3,25
Fin V2	182,1	2,26	1,66	23,46	9,74	24	0	48,82	0,00	1,48	0	-34,54	12,57	5,28
Fin V1	186,8	2,5	1,98	33,59	10,55	28	0	56,96	0,00	1,78	0	-63,51	15,12	6,87
Fin VSP	191,5	2,63	2,17	40,49	11,05	32	0	65,09	0,00	1,96	0	-98,85	18,03	8,82
Axe VSP	195,5	2,63	2,17	40,49	11,05	32	0	65,09	0,00	1,96	0	-134,22	19,92	11,11
Fin VSP	199,5	2,63	2,17	40,49	11,05	32	0	65,09	0,00	1,96	0	-98,84	18,03	8,82
Fin V1	204,2	2,5	1,98	33,59	10,55	28	0	56,96	0,00	1,78	0	-63,50	15,12	6,87
Fin V2	208,9	2,26	1,66	23,46	9,74	24	0	48,82	0,00	1,48	0	-34,52	12,57	5,27
FinV3	213,6	2,06	1,39	16,45	9,02	20	2	40,68	4,07	1,24	1,91	-11,50	7,67	1,28
FinV4	218,3	1,9	1,18	11,81	8,4	16	8	32,55	16,27	1,03	1,75	5,95	2,44	-1,13
Fin V5	223	1,77	1,02	8,82	7,92	12	12	24,41	24,41	0,87	1,62	18,13	2,12	3,67
Fin V6	227,7	1,69	0,93	7,21	7,63	8	16	16,27	32,55	0,78	1,54	25,24	6,96	6,64

Fin V7	232,4	1,64	0,87	6,36	7,45	4	16	8,14	32,55	0,72	1,49	27,42	9,11	7,72
Vc	233	1,64	0,87	6,36	7,45	0	16	0,00	32,55	0,72	1,49	27,20	11,00	1,12
Fin V7	233,6	1,64	0,87	6,36	7,45	4	16	8,14	32,55	0,72	1,49	27,20	9,11	7,72
Fin V6	238,3	1,69	0,93	7,21	7,63	8	16	16,27	32,55	0,78	1,54	23,26	6,96	6,64
FinV5	243	1,77	1,02	8,82	7,92	12	8	24,41	16,27	0,87	1,62	14,39	-0,43	2,06
FinV4	247,7	1,9	1,18	11,81	8,4	16	2	32,55	4,07	1,03	1,75	0,45	-6,03	0,86
Fin V3	252,4	2,06	1,39	16,45	9,02	20	0	40,68	0,00	1,24	0	-18,76	10,36	4,16
Fin V2	257,1	2,26	1,66	23,46	9,74	24	0	48,82	0,00	1,48	0	-43,54	13,21	6,14
Fin V1	261,8	2,5	1,98	33,59	10,55	28	0	56,96	0,00	1,78	0	-74,28	15,75	7,68
Fin VSP	266,5	2,63	2,17	40,49	11,05	32	0	65,09	0,00	1,96	0	-111,38	18,70	9,63
Axe VSP	270,5	2,63	2,17	40,49	11,05	32	0	65,09	0,00	1,96	0	-148,26	20,67	12,03
Fin VSP	274,5	2,63	2,17	40,49	11,05	32	0	65,09	0,00	1,96	0	-110,75	18,66	9,59
Fin V1	279,2	2,5	1,98	33,59	10,55	28	0	56,96	0,00	1,78	0	-72,90	15,67	7,57
Fin V2	283,9	2,26	1,66	23,46	9,74	24	0	48,82	0,00	1,48	0	-15,86	11,25	3,48
FinV3	288,6	2,06	1,39	16,45	9,02	20	2	40,68	4,07	1,24	1,91	4,12	7,67	1,28
FinV4	293,3	1,9	1,18	11,81	8,4	16	8	32,55	16,27	1,03	1,75	18,82	-2,44	-1,13
Fin V5	298	1,77	1,02	8,82	7,92	12	12	24,41	24,41	0,87	1,62	28,46	2,12	3,67
Fin V6	302,7	1,69	0,93	7,21	7,63	8	16	16,27	32,55	0,78	1,54	33,17	6,96	6,64
Fin V7	307,4	1,64	0,87	6,36	7,45	4	16	8,14	32,55	0,72	1,49	33,59	9,11	7,72
Vc	308	1,64	0,87	6,36	7,45	0	16	0,00	32,55	0,72	1,49	32,18	6,60	0,16
Fin V7	308,6	1,64	0,87	6,36	7,45	4	16	8,14	32,55	0,72	1,49	32,18	9,11	7,72
Fin V6	313,3	1,69	0,93	7,21	7,63	8	16	16,27	32,55	0,78	1,54	25,84	6,96	6,64
FinV5	318	1,77	1,02	8,82	7,92	12	8	24,41	16,27	0,87	1,62	14,43	-0,43	-2,06
FinV4	322,7	1,9	1,18	11,81	8,4	16	2	32,55	4,07	1,03	1,75	-2,25	6,03	0,86
Fin V3	327,4	2,06	1,39	16,45	9,02	20	0	40,68	0,00	1,24	0	-24,50	10,84	4,88
Fin V2	332,1	2,26	1,66	23,46	9,74	24	0	48,82	0,00	1,48	0	-52,71	13,85	7,03
Fin V1	336,8	2,5	1,98	33,59	10,55	28	0	56,96	0,00	1,78	0	-87,29	16,52	8,64
Fin VSP	341,5	2,63	2,17	40,49	11,05	32	0	65,09	0,00	1,96	0	-122,00	19,27	10,32
Axe VSP	345,5	2,63	2,17	40,49	11,05	32	0	65,09	0,00	1,96	0	-89,48	17,52	8,21

Fin VSP	349,5	2,63	2,17	40,49	11,05	32	0	65,09	0,00	1,96	0	-57,48	15,81	6,13
Fin V1	354,2	2,5	1,98	33,59	10,55	28	0	56,96	0,00	1,78	0	-31,85	13,25	4,52
Fin V2	358,9	2,26	1,66	23,46	9,74	24	0	48,82	0,00	1,48	0	-12,17	10,99	3,12
FinV3	363,6	2,06	1,39	16,45	9,02	20	6	40,68	12,20	1,24	1,91	1,94	5,45	0,24
FinV4	368,3	1,9	1,18	11,81	8,4	16	8	32,55	16,27	1,03	1,75	10,77	-2,44	1,13
Fin V5	373	1,77	1,02	8,82	7,92	12	10	24,41	20,34	0,87	1,62	14,54	0,84	-2,86
Fin V6	377,7	1,69	0,93	7,21	7,63	8	10	16,27	20,34	0,78	1,54	13,37	2,94	3,83
Fin V7	382,4	1,64	0,87	6,36	7,45	4	8	8,14	16,27	0,72	1,49	12,29	3,61	3,65
Axe VSC	383,6	1,64	0,87	6,36	7,45	0	6	0,00	12,20	0,72	1,49	-0,03	4,13	3,06
Fin VSC	391	1,64	0,87	6,36	7,45	0	0	0,00	0,00	0,72	0	0,00	0,00	0,00

Tableau B.11 : Vérification des contraintes en phase de service : En charge.

Section	x(m)	nf	nc	Pf(MN)	Pc(MN)	ef	ec	M (MN.m)	σSup	σInf
Début VSC	0	0	0	0,00	0,00	0	0	0,00	0,00	0,00
Axe VSC	7,4	0	6	0,00	12,20	0	1,49	16,52	6,39	1,21
Fin V7	8,6	4	8	8,14	16,27	0,72	1,49	17,91	7,95	0,55
Fin V6	13,3	8	10	16,27	20,34	0,78	1,54	19,21	4,23	3,83
FinV5	18	12	10	24,41	20,34	0,87	1,62	13,84	7,98	-2,86
FinV4	22,7	16	8	32,55	16,27	1,03	1,75	1,64	4,95	-1,13
Fin V3	27,4	20	6	40,68	12,20	1,24	1,91	-17,68	1,83	0,24
Fin V2	32,1	24	0	48,82	0,00	1,48	0	-44,53	3,15	2,24
Fin V1	36,8	28	0	56,96	0,00	1,78	0	-79,41	4,68	2,06
Fin VSP	41,5	32	0	65,09	0,00	1,96	0	-121,87	6,53	4,31
Axe VSP	45,5	32	0	65,09	0,00	1,96	0	-165,85	8,89	3,40
Fin VSP	49,5	32	0	65,09	0,00	1,96	0	-114,84	6,15	3,86
Fin V1	54,2	28	0	56,96	0,00	1,78	0	-64,07	3,78	-1,92
Fin V2	58,9	24	0	48,82	0,00	1,48	0	-22,73	1,61	-1,14

FinV3	63,6	20	2	40,68	4,07	1,24	1,91	9,73	7,67	1,28
FinV4	68,3	16	8	32,55	16,27	1,03	1,75	33,83	2,44	-1,13
Fin V5	73	12	12	24,41	24,41	0,87	1,62	49,97	2,12	-3,67
Fin V6	77,7	8	16	16,27	32,55	0,78	1,54	58,43	6,96	-6,64
Fin V7	82,4	4	16	8,14	32,55	0,72	1,49	59,39	9,11	-7,72
Vc	83	0	16	0,00	32,55	0,72	1,49	59,39	2,88	7,18
Fin V7	83,6	4	16	8,14	32,55	0,72	1,49	58,45	9,11	-7,72
Fin V6	88,3	8	16	16,27	32,55	0,78	1,54	50,10	6,96	-6,64
FinV5	93	12	8	24,41	16,27	0,87	1,62	34,26	-0,43	-2,06
FinV4	97,7	16	2	32,55	4,07	1,03	1,75	10,74	6,03	0,86
Fin V3	102,4	20	0	40,68	0,00	1,24	0	-20,74	8,77	2,60
Fin V2	107,1	24	0	48,82	0,00	1,48	0	-60,59	10,12	5,84
Fin V1	111,8	28	0	56,96	0,00	1,78	0	-109,30	11,37	8,14
Fin VSP	116,5	32	0	65,09	0,00	1,96	0	-167,46	12,73	10,88
Axe VSP	120,5	32	0	65,09	0,00	1,96	0	-224,76	12,73	14,60
Fin VSP	124,5	32	0	65,09	0,00	1,96	0	-168,36	12,73	10,94
Fin V1	129,2	28	0	56,96	0,00	1,78	0	-111,27	11,37	8,28
Fin V2	133,9	24	0	48,82	0,00	1,48	0	-63,61	10,12	6,13
FinV3	138,6	20	2	40,68	4,07	1,24	1,91	-24,82	7,67	1,28
FinV4	143,3	16	8	32,55	16,27	1,03	1,75	5,60	2,44	-1,13
Fin V5	148	12	12	24,41	24,41	0,87	1,62	28,06	2,12	-1,67
Fin V6	152,7	8	16	16,27	32,55	0,78	1,54	42,85	6,96	6,64
Fin V7	157,4	4	16	8,14	32,55	0,72	1,49	50,14	9,11	7,72
Vc	158	0	16	0,00	32,55	0,72	1,49	50,14	4,14	4,79
Fin V7	158,6	4	16	8,14	32,55	0,72	1,49	50,81	9,11	7,72
Fin V6	163,3	8	16	16,27	32,55	0,78	1,54	48,79	6,96	6,64
FinV5	168	12	8	24,41	16,27	0,87	1,62	39,26	0,43	-2,06
FinV4	172,7	16	2	32,55	4,07	1,03	1,75	22,07	6,03	0,86
Fin V3	177,4	20	0	40,68	0,00	1,24	0	-3,09	8,77	2,19
Fin V2	182,1	24	0	48,82	0,00	1,48	0	-36,61	10,12	5,48
Fin V1	186,8	28	0	56,96	0,00	1,78	0	-79,00	11,37	8,03
Fin VSP	191,5	32	0	65,09	0,00	1,96	0	-130,83	12,73	10,89
Axe VSP	195,5	32	0	65,09	0,00	1,96	0	-182,75	12,73	9,27
Fin VSP	199,5	32	0	65,09	0,00	1,96	0	-134,41	12,73	7,13

Fin V1	204,2	28	0	56,96	0,00	1,78	0	-85,99	11,37	8,55
Fin V2	208,9	24	0	48,82	0,00	1,48	0	-46,18	10,12	6,40
FinV3	213,6	20	2	40,68	4,07	1,24	1,91	-14,40	7,67	1,28
FinV4	218,3	16	8	32,55	16,27	1,03	1,75	9,85	2,44	-1,13
Fin V5	223	12	12	24,41	24,41	0,87	1,62	26,98	4,12	3,67
Fin V6	227,7	8	16	16,27	32,55	0,78	1,54	37,28	6,96	6,64
Fin V7	232,4	4	16	8,14	32,55	0,72	1,49	40,91	9,11	7,72
Vc	233	0	16	0,00	32,55	0,72	1,49	40,91	5,41	2,41
Fin V7	233,6	4	16	8,14	32,55	0,72	1,49	40,79	9,11	7,72
Fin V6	238,3	8	16	16,27	32,55	0,78	1,54	36,17	6,96	6,64
FinV5	243	12	8	24,41	16,27	0,87	1,62	24,88	-0,43	-2,06
FinV4	247,7	16	2	32,55	4,07	1,03	1,75	6,76	6,03	0,86
Fin V3	252,4	20	0	40,68	0,00	1,24	0	-18,48	10,33	-4,12
Fin V2	257,1	24	0	48,82	0,00	1,48	0	-51,24	13,75	-6,88
Fin V1	261,8	28	0	56,96	0,00	1,78	0	-92,04	16,80	9,00
Fin VSP	266,5	32	0	65,09	0,00	1,96	0	-141,44	20,31	11,58
Axe VSP	270,5	32	0	65,09	0,00	1,96	0	-190,63	22,94	14,78
Fin VSP	274,5	32	0	65,09	0,00	1,96	0	-140,06	20,23	11,49
Fin V1	279,2	28	0	56,96	0,00	1,78	0	-89,04	16,62	8,77
Fin V2	283,9	24	0	48,82	0,00	1,48	0	-12,19	10,99	3,12
FinV3	288,6	20	2	40,68	4,07	1,24	1,91	14,70	7,67	1,28
FinV4	293,3	16	8	32,55	16,27	1,03	1,75	34,48	2,44	-1,13
Fin V5	298	12	12	24,41	24,41	0,87	1,62	47,42	2,12	-3,67
Fin V6	302,7	8	16	16,27	32,55	0,78	1,54	53,70	6,96	6,64
Fin V7	307,4	4	16	8,14	32,55	0,72	1,49	54,25	9,11	7,72
Vc	308	0	16	0,00	32,55	0,72	1,49	54,25	3,58	5,85
Fin V7	308,6	4	16	8,14	32,55	0,72	1,49	52,27	9,11	7,72
Fin V6	313,3	8	16	16,27	32,55	0,78	1,54	43,63	6,96	6,64
FinV5	318	12	8	24,41	16,27	0,87	1,62	28,15	-0,43	-2,06
FinV4	322,7	16	2	32,55	4,07	1,03	1,75	5,56	6,03	0,86
Fin V3	327,4	20	0	40,68	0,00	1,24	0	-24,57	10,85	4,88
Fin V2	332,1	24	0	48,82	0,00	1,48	0	-62,72	14,56	7,99
Fin V1	336,8	28	0	56,96	0,00	1,78	0	-109,48	17,83	10,29
Fin VSP	341,5	32	0	65,09	0,00	1,96	0	-156,41	21,11	12,56

Axe VSP	345,5	32	0	65,09	0,00	1,96	0	-113,24	18,80	9,75
Fin VSP	349,5	32	0	65,09	0,00	1,96	0	-70,90	16,53	7,00
Fin V1	354,2	28	0	56,96	0,00	1,78	0	-37,17	13,57	4,91
Fin V2	358,9	24	0	48,82	0,00	1,48	0	-11,47	10,94	3,05
FinV3	363,6	20	6	40,68	12,20	1,24	1,91	6,71	5,45	0,24
FinV4	368,3	16	8	32,55	16,27	1,03	1,75	17,76	2,44	-1,13
Fin V5	373	12	10	24,41	20,34	0,87	1,62	21,98	0,84	-2,86
Fin V6	377,7	8	10	16,27	20,34	0,78	1,54	19,54	2,94	3,83
Fin V7	382,4	4	8	8,14	16,27	0,72	1,49	17,87	3,61	3,65
Axe VSC	383,6	0	6	0,00	12,20	0,72	1,49	-0,04	4,13	3,06
Fin VSC	391	0	0	0,00	0,00	0,72	0	0,00	0,00	0,00

Tableau B.12 : modes propres

	F (Hz)	T (s)	M cum Ux %	M Cum Uy %	M Cum Uz %	M Mod Ux %	M Mod Uy %	M Mod Uz %	M Tot Ux Kg	M Tot Uy Kg	M Tot Uz Kg
1	1,22	0,82	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	13641106,79	13474842,78	13474842,78
2	1,69	0,59	0,00	0,00	0,57	0,00	0,00	0,57	13641106,79	13474842,78	13474842,78
3	2,13	0,47	82,79	0,00	0,57	82,79	0,00	0,00	13641106,79	13474842,78	13474842,78
4	2,29	0,44	82,79	0,00	0,57	0,00	0,00	0,00	13641106,79	13474842,78	13474842,78
5	2,94	0,34	82,79	15,62	0,57	0,00	15,62	0,00	13641106,79	13474842,78	13474842,78
6	2,97	0,34	82,79	15,62	13,35	0,00	0,00	12,78	13641106,79	13474842,78	13474842,78
7	3,70	0,27	82,79	15,81	13,35	0,00	0,19	0,00	13641106,79	13474842,78	13474842,78
8	3,81	0,26	82,79	35,83	13,35	0,00	20,02	0,00	13641106,79	13474842,78	13474842,78
9	4,10	0,24	82,79	35,83	13,36	0,00	0,00	0,01	13641106,79	13474842,78	13474842,78
10	4,33	0,23	82,79	35,83	44,78	0,00	0,00	31,43	13641106,79	13474842,78	13474842,78
11	4,87	0,21	82,83	35,83	44,78	0,04	0,00	0,00	13641106,79	13474842,78	13474842,78
12	4,96	0,20	82,83	54,17	44,78	0,00	18,35	0,00	13641106,79	13474842,78	13474842,78
13	5,52	0,18	82,83	54,17	44,78	0,00	0,00	0,00	13641106,79	13474842,78	13474842,78
14	6,30	0,16	82,83	58,54	44,78	0,00	4,36	0,00	13641106,79	13474842,78	13474842,78
15	6,43	0,16	82,83	58,54	46,12	0,00	0,00	1,34	13641106,79	13474842,78	13474842,78
16	7,35	0,14	82,83	58,54	46,13	0,00	0,00	0,00	13641106,79	13474842,78	13474842,78
17	7,35	0,14	82,83	73,60	46,13	0,00	15,06	0,00	13641106,79	13474842,78	13474842,78
18	8,17	0,12	82,83	73,60	46,39	0,00	0,00	0,27	13641106,79	13474842,78	13474842,78
19	8,33	0,12	82,83	73,98	46,39	0,00	0,38	0,00	13641106,79	13474842,78	13474842,78
20	9,03	0,11	82,83	73,98	46,39	0,00	0,00	0,00	13641106,79	13474842,78	13474842,78
21	11,50	0,09	82,83	73,98	46,40	0,00	0,00	0,01	13641106,79	13474842,78	13474842,78
22	11,67	0,09	82,83	76,81	46,40	0,00	2,83	0,00	13641106,79	13474842,78	13474842,78
23	12,22	0,08	82,83	78,88	46,40	0,00	2,07	0,00	13641106,79	13474842,78	13474842,78
24	12,28	0,08	82,83	78,88	47,26	0,00	0,00	0,86	13641106,79	13474842,78	13474842,78
25	13,35	0,07	82,83	78,88	47,35	0,00	0,00	0,09	13641106,79	13474842,78	13474842,78
26	13,37	0,07	83,01	78,88	47,35	0,18	0,00	0,00	13641106,79	13474842,78	13474842,78
27	14,25	0,07	83,01	78,89	47,35	0,00	0,01	0,00	13641106,79	13474842,78	13474842,78
28	14,51	0,07	83,01	78,89	48,48	0,00	0,00	1,13	13641106,79	13474842,78	13474842,78
29	15,44	0,06	83,01	78,89	50,36	0,00	0,00	1,88	13641106,79	13474842,78	13474842,78
30	15,81	0,06	83,01	78,89	61,92	0,00	0,00	11,56	13641106,79	13474842,78	13474842,78
31	16,47	0,06	83,01	81,23	61,92	0,00	2,34	0,00	13641106,79	13474842,78	13474842,78
32	17,20	0,06	86,27	81,23	61,92	3,26	0,00	0,00	13641106,79	13474842,78	13474842,78
33	17,89	0,06	86,29	81,23	61,92	0,02	0,00	0,00	13641106,79	13474842,78	13474842,78
34	19,21	0,05	86,29	81,66	61,92	0,00	0,44	0,00	13641106,79	13474842,78	13474842,78
35	20,60	0,05	86,29	81,66	61,95	0,00	0,00	0,03	13641106,79	13474842,78	13474842,78
36	21,30	0,05	86,29	84,07	61,95	0,00	2,40	0,00	13641106,79	13474842,78	13474842,78
37	21,68	0,05	86,29	84,07	62,04	0,00	0,00	0,09	13641106,79	13474842,78	13474842,78
38	22,68	0,04	86,29	84,07	62,61	0,00	0,00	0,57	13641106,79	13474842,78	13474842,78
39	24,17	0,04	86,29	84,07	62,68	0,00	0,00	0,07	13641106,79	13474842,78	13474842,78
40	24,64	0,04	86,29	86,38	62,68	0,00	2,31	0,00	13641106,79	13474842,78	13474842,78

Tableau B.13 : Evaluation des déplacements de chaque appui

Appuis	C2	P1	P2	P3	P4	P5	C2
EX (cm)	3.4	3.3	3.5	3.4	3	3.3	3.3
EY (cm)	0	1.6	0	1	0.9	0.4	0
EZ (cm)	0	0	0	0	0	0	0
E1 (cm)	3.4	3.78	3.5	3.7	3.27	3.42	3.3
E2 (cm)	1.02	2 .59	1.05	2.02	1.8	1.39	1
E3 (cm)	1.02	1.47	1.05	1.32	1.17	0.31	1

Tableau B.14 : Evaluation des réactions à chaque appui

Appuis	C2	P1	P2	P3	P4	P5	C2
EX (KN)	0.04	24 108.11	0.42	0.19	43 438.75	1970.41	0.01
EY(KN)	2 964.02	11 749.93	6231.19	9769.09	12 875.504	13 198.48	3 122.9
EZ (KN)	1455.50	3296.80	3245.16	3793.12	3347.75	3093.37	1456.80
E1 (KN.m)	0	269 380.7	40 394.29	86 418.89	232 897	183 443.5	0
E2 (KN.m)	0	561 407.8	01.72	01.06	798 374.81	23 800.38	0

Annexe C
Diagrammes des efforts

Diagrammes des efforts internes longitudinaux

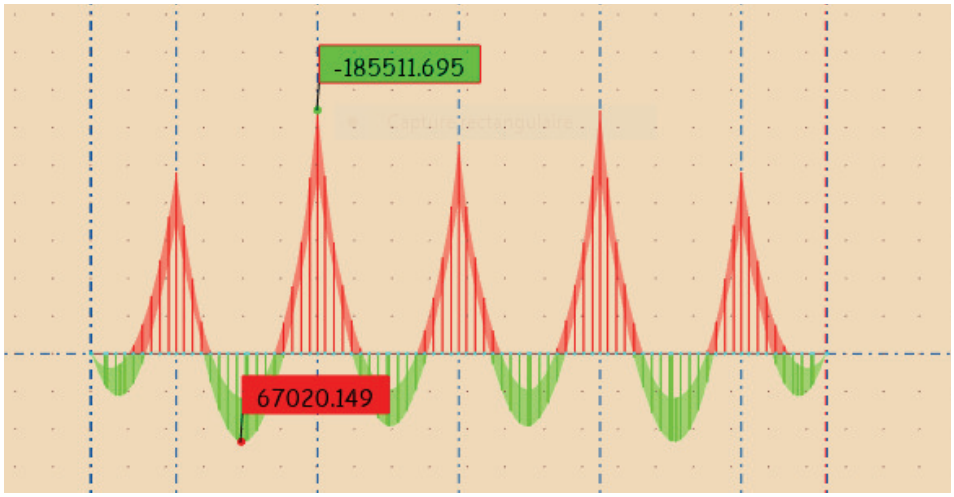


Figure C.1 : Moment fléchissant longitudinal maximal à ELS

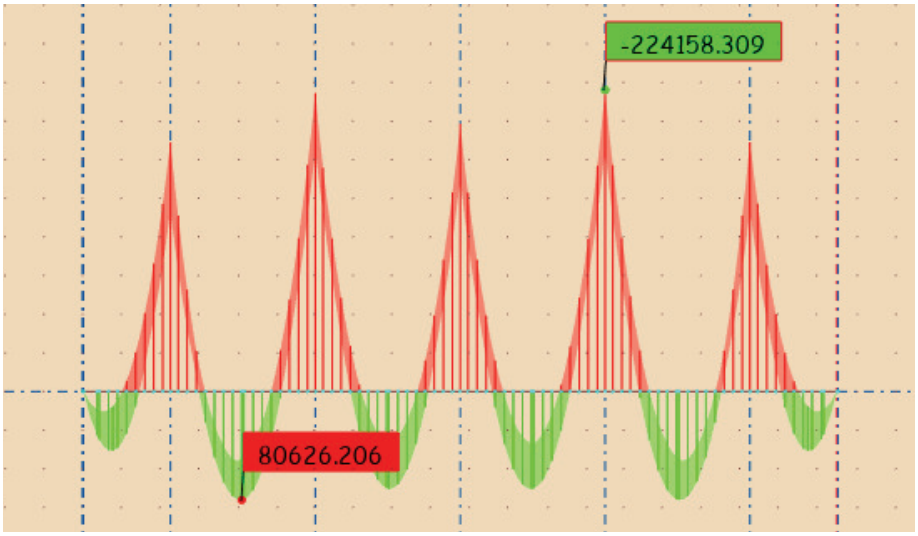


Figure C.2: Moment fléchissant longitudinal maximal à ELU

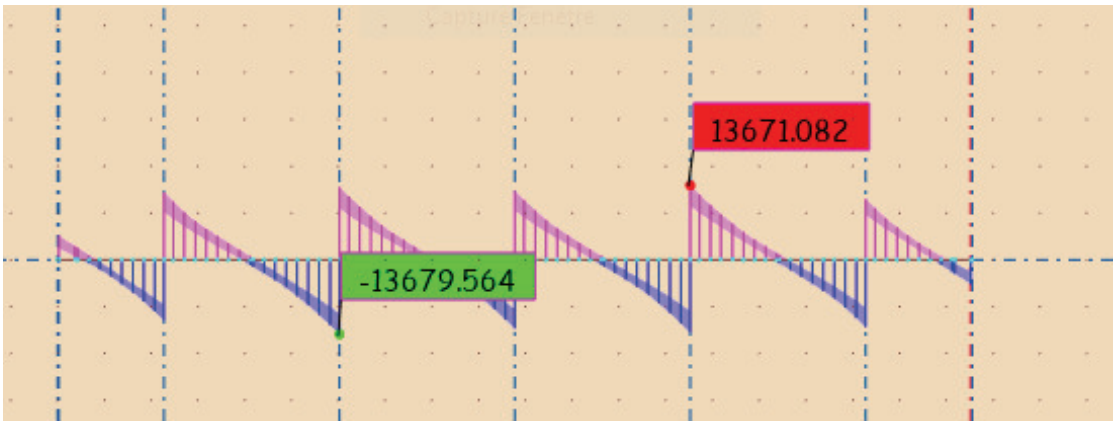


Figure C.3 : Effort tranchant longitudinal maximal à ELS

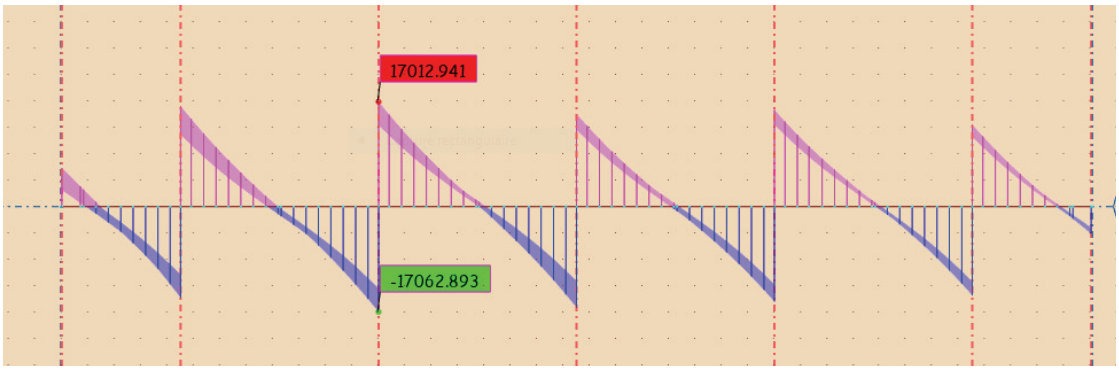


Figure C.4: Effort tranchant longitudinal maximal ELU

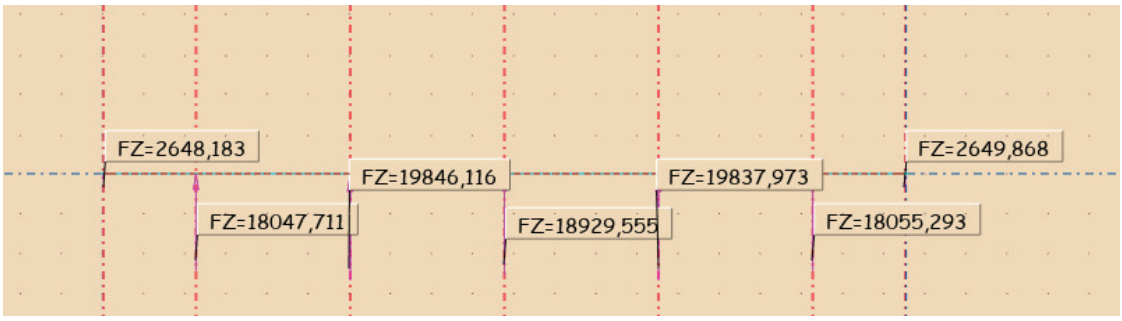


Figure C.5 : Réactions du poids propre à ELS

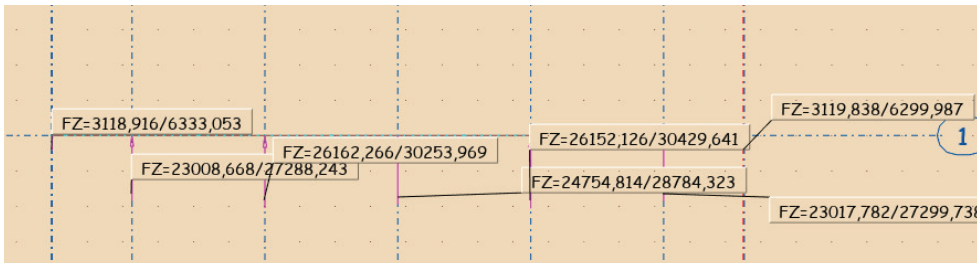


Figure C.6 : Réactions des charges roulantes à ELU

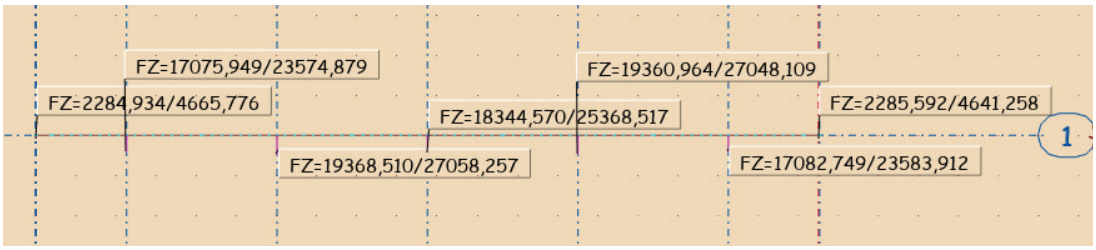


Figure C.7 : Réactions des charges roulantes à ELS

Diagrammes des efforts internes transversaux :

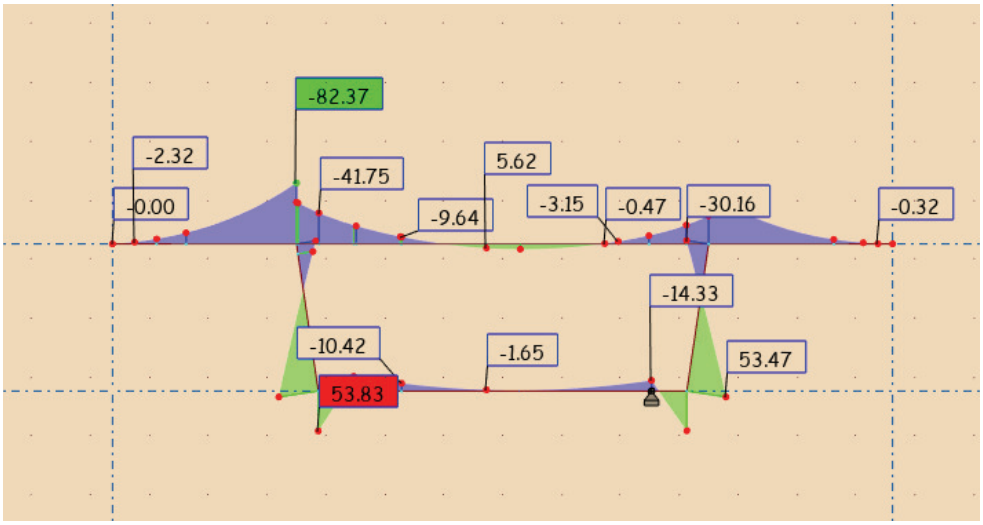


Figure C.8 : Diagramme des moments sous le poids propre dans VSC

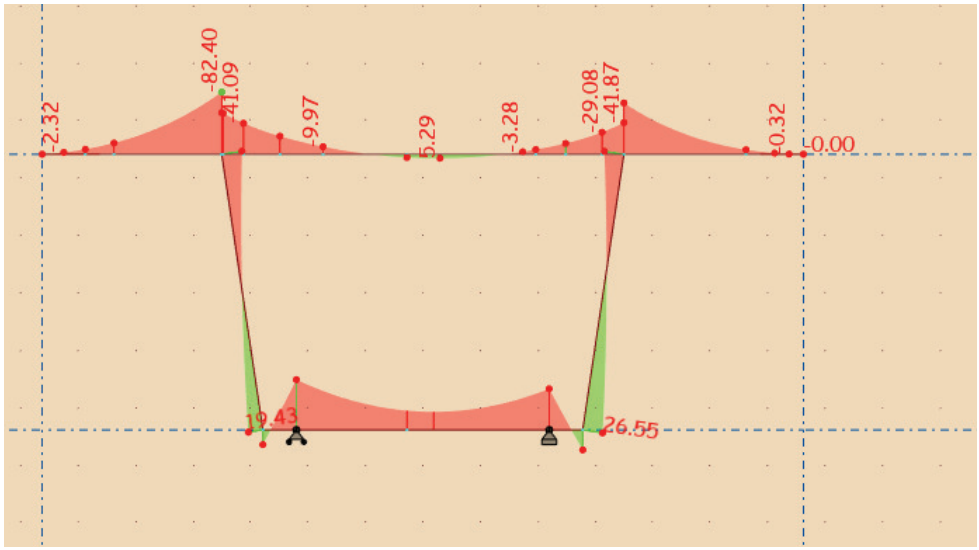


Figure C.9 : Diagramme des moments sous le poids propre dans VSP

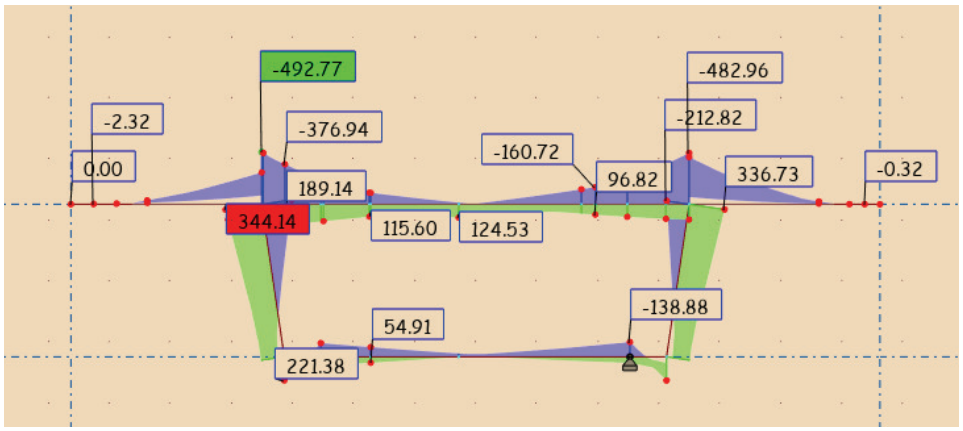


Figure C.10 : Diagramme des moments fléchissant à ELS dans VSC

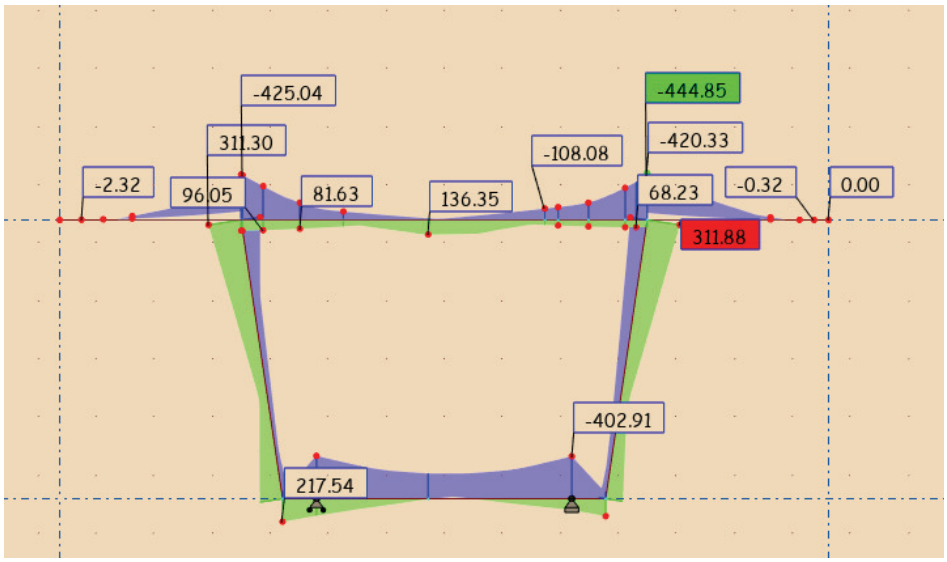


Figure C.11 : Diagramme des moments fléchissant à ELS dans VSP

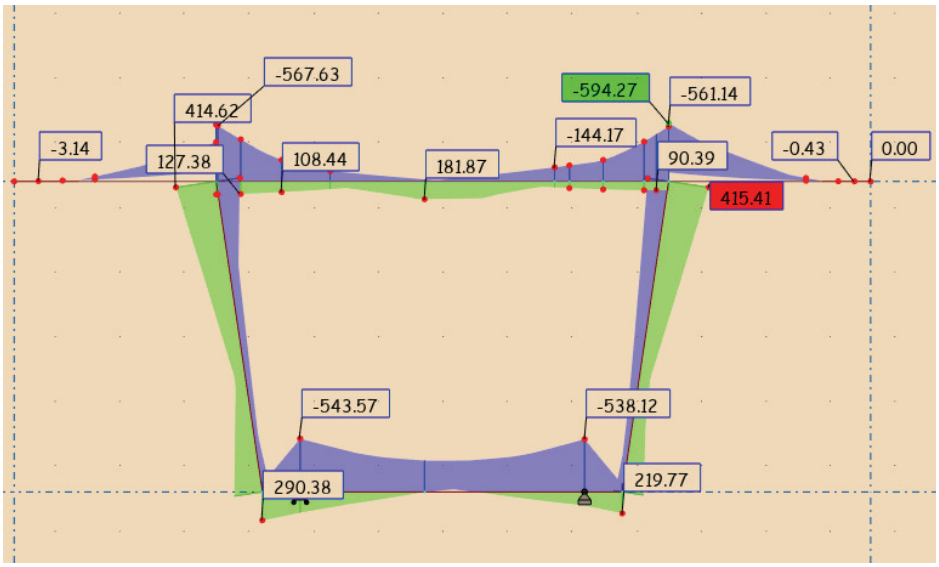


Figure C.12 : Diagramme des moments fléchissant à ELU dans VSP

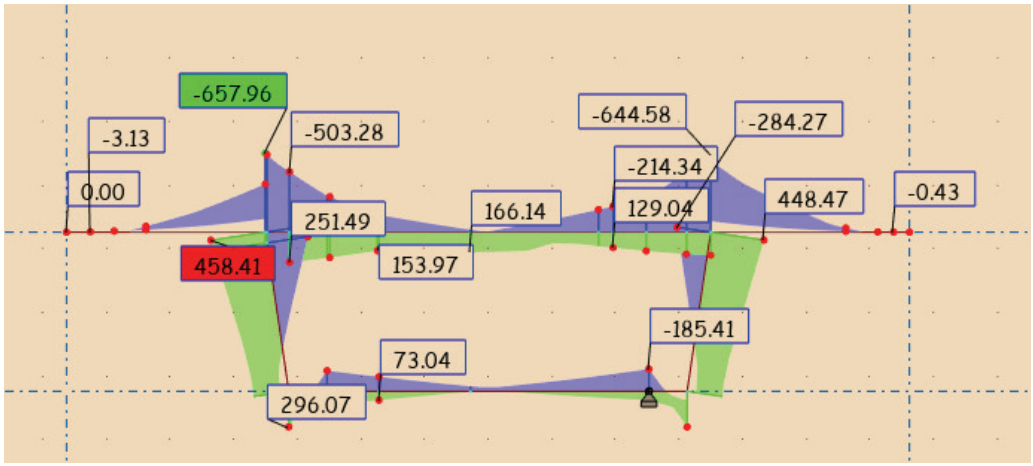


Figure C.13 : Diagramme des moments fléchissant à ELU dans VSC

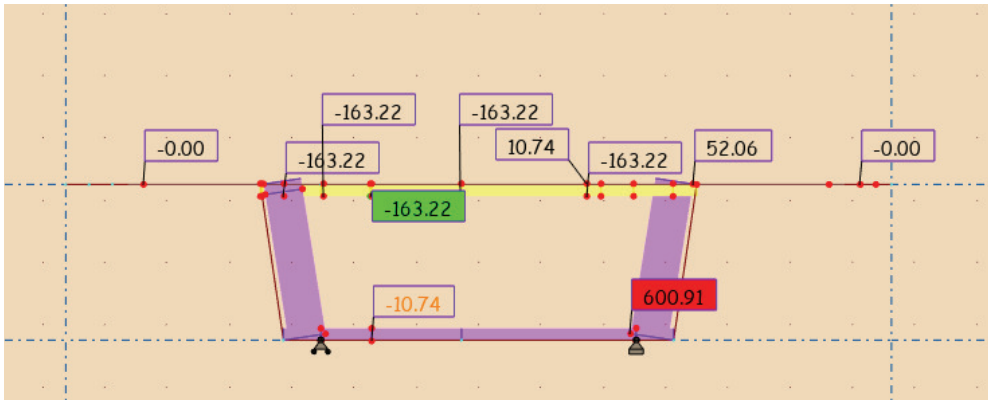


Figure C.14 : Diagramme des efforts normales à ELS dans VSC

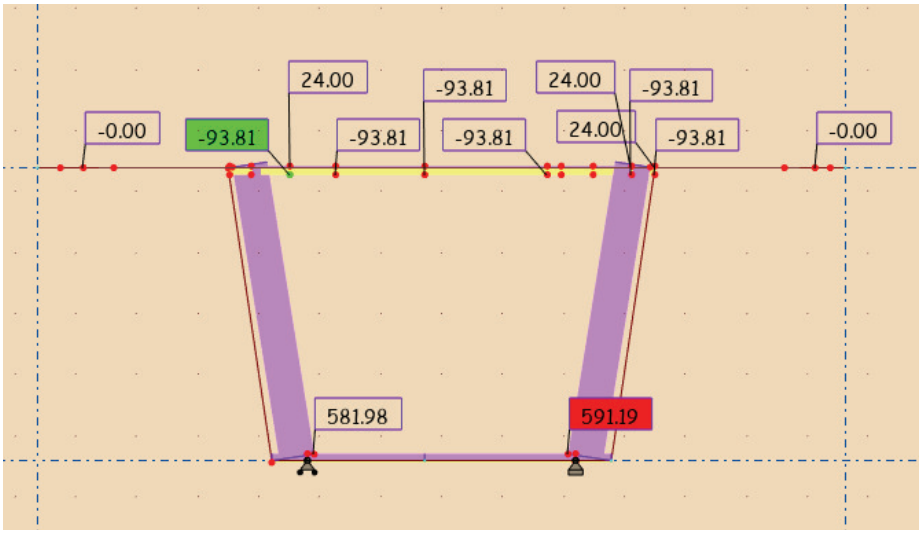


Figure C.15 : Diagramme des efforts normales à ELS dans VSP

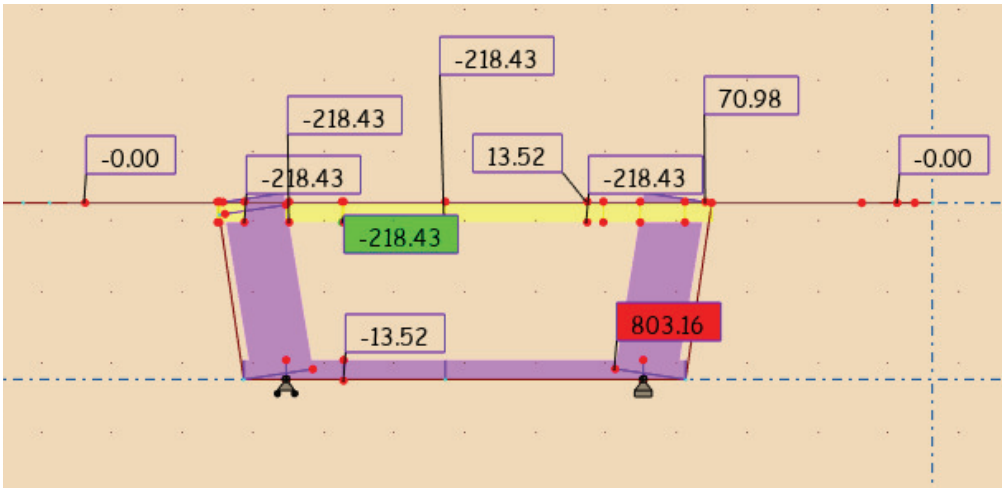


Figure C.16 : Diagramme des efforts normales à ELU dans VSC

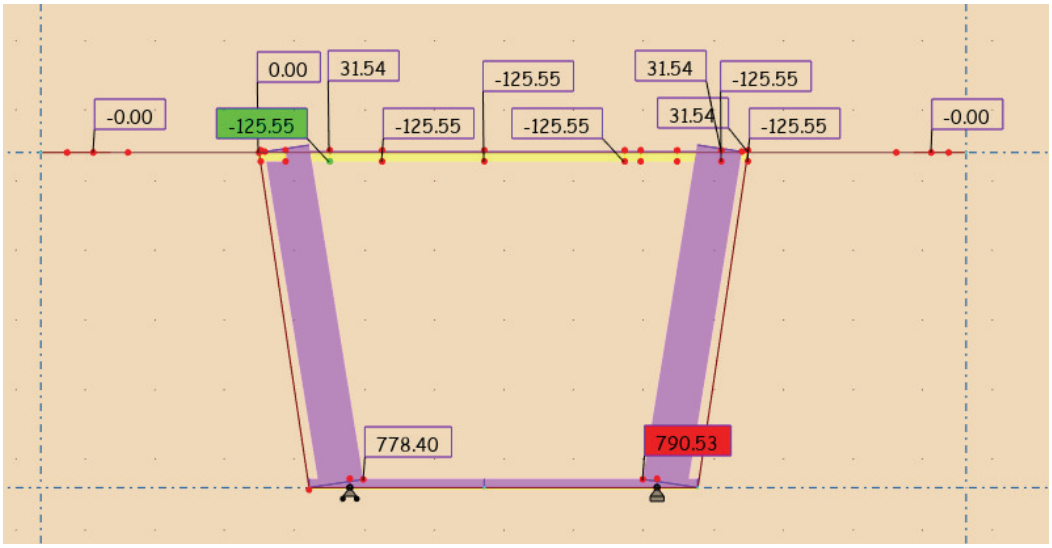


Figure C.17 : Diagramme des efforts normales à ELU dans V

Annexe D
Plans de tracé de la précontrainte

Figure D.1 : Tracé en plan des câbles de fléau

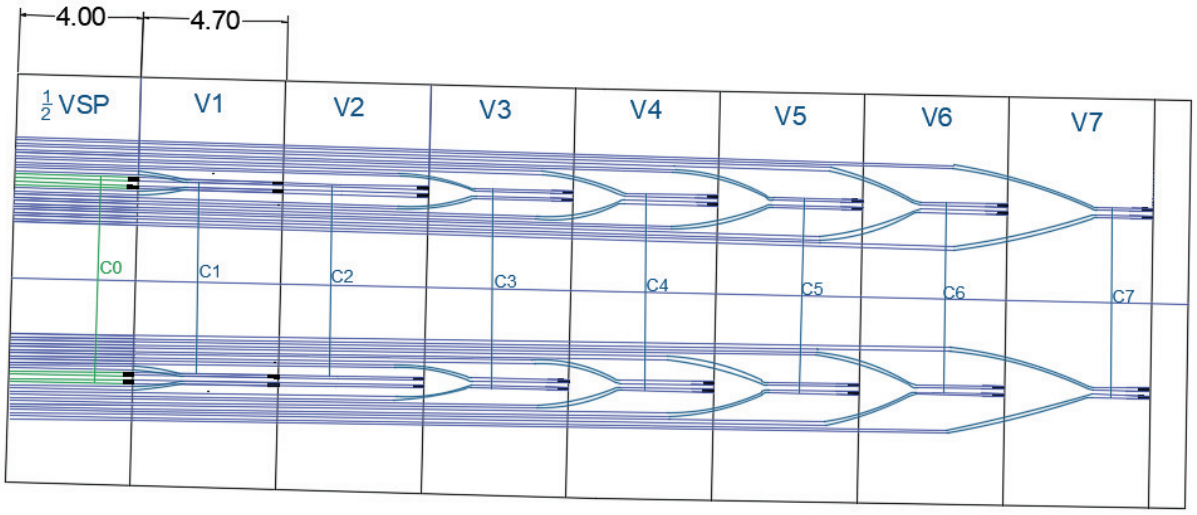


Figure D.2 : Tracé en élévation des câbles de fléau

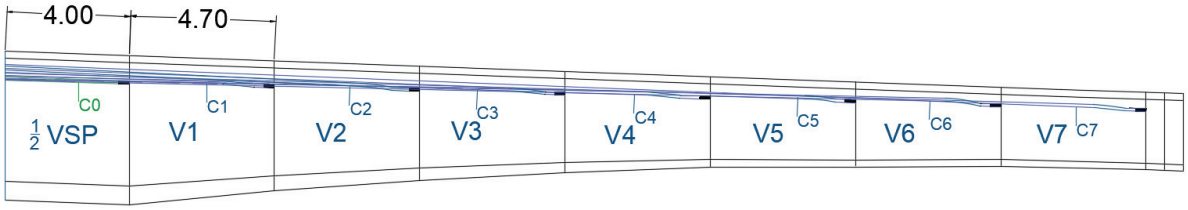


Figure D.3: Tracé en plan des câbles de continuité en travée principale

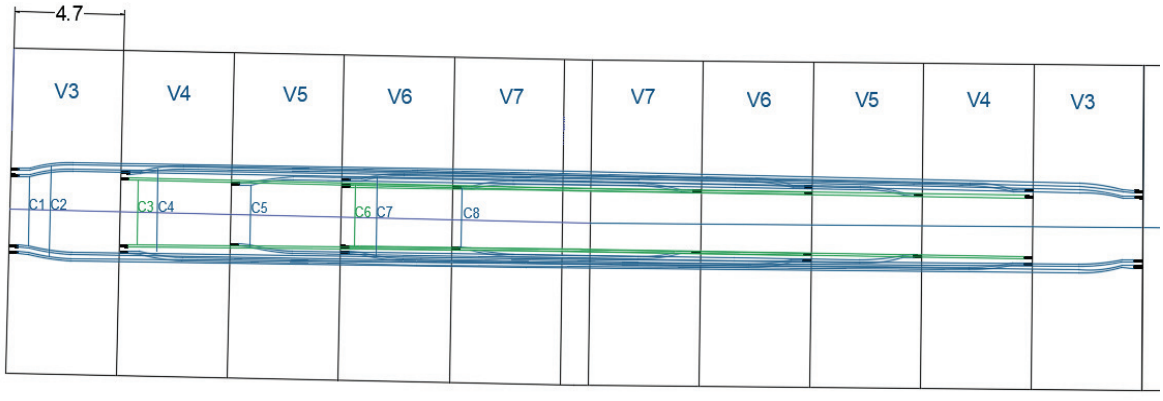


Figure D.4 : Tracé en élévation des câbles de continuité en travée principale

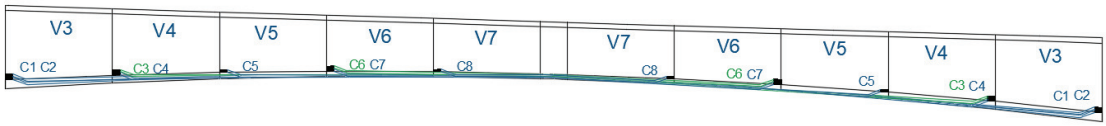


Figure D.5 : Tracé en plan des câbles de continuité en travée de rive

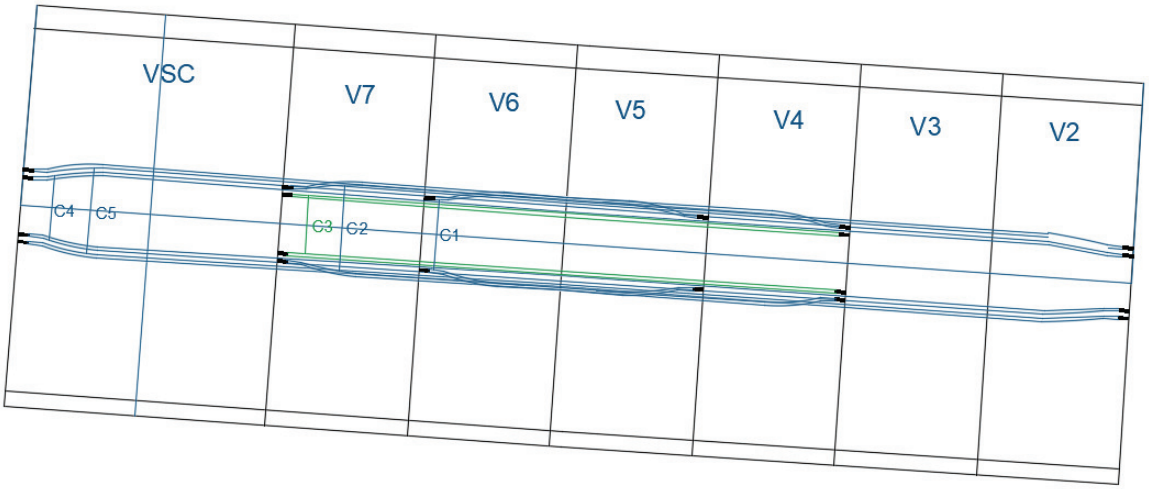
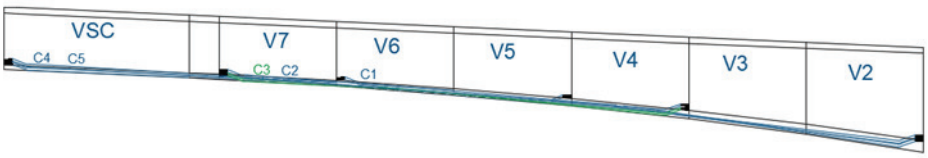


Figure D.6 : Tracé en élévation des câbles de continuité en travée de rive



Annexe E
Ferraillage

Calcul de la nappe externe de l'ame du VSC en Flexion Composée

1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 40,0 (MPa) **Acier: fe = 500,0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul en poutre
- Calcul suivant BAEL 91

2. Section:

b = 100,0 (cm)
h = 38,0 (cm)
d_1 = 5,0 (cm)
d_2 = 5,0 (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N^O	Type	**N** (kN)	**M** (kN*m)
1.	ELU	767,13	389,54
2.	ELS	573,98	292,13

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 32,5 (cm2) Section théorique A_{s2} = 0,0 (cm2)
Section minimum $A_{s\,min}$ = 4,9 (cm2)
théorique ρ = 0,98 (%)
minimum ρ_{min} = 0,15 (%)

Analyse par Cas:

Cas N^O 1: Type ELU N = 767,13 (kN) M = 389,54 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,36 Pivot: B
Position de l'axe neutre: y = 13,6 (cm)
Bras de levier: Z = 27,6 (cm)
Déformation de l'acier: ε_s = 5,02 (‰)
Déformation du béton: ε_b = 3,50 (‰)
Contrainte de l'acier:

tendue: σ_s = 434,8 (MPa)

Cas N^O 2: Type ELS N = 573,98 (kN) M = 292,13 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,00
Position de l'axe neutre: y = 16,6 (cm)
Bras de levier: Z = 27,5 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 16,3 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 24,0 (MPa)

Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 241,0 (MPa)
Contrainte limite de l'acier: $\sigma_{s\,lim}$ = 241,0 (MPa)

Calcul de la nappe externe de l'ame du VSP en Flexion Composée

1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 40,0 (MPa) **Acier: fe = 500,0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul en poteau
- Calcul suivant BAEL 91

2. Section:

b = 100,0 (cm)
h = 38,0 (cm)
d_1 = 5,0 (cm)
d_2 = 5,0 (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N^O	Type	**N** (kN)	**M** (kN*m)
1.	ELU	727,74	327,31
2.	ELS	544,46	245,69

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 24,8 (cm2) Section théorique A_{s2} = 24,8 (cm2)
Section minimum $A_{s\,min}$ = 11,0 (cm2) Section maximum $A_{s\,max}$ = 190,0 (cm2)
théorique ρ = 1,30 (%)
minimum ρ_{min} = 0,29 (%) maximum ρ_{max} = 5,00 (%)

Analyse par Cas:

Cas N^O 1: Type ELU N = 727,74 (kN) M = 327,31 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,45 Pivot: A
Position de l'axe neutre: y = 8,2 (cm)
Bras de levier: Z = 29,7 (cm)
Déformation de l'acier: ε_s = 10,00 (‰)
Déformation du béton: ε_b = 3,31 (‰)
Contrainte de l'acier:

tendue: σ_s = 434,8 (MPa) comprimée: σ_s' = 259,4 (MPa)

Cas N^O 2: Type ELS N = 544,46 (kN) M = 245,69 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,00

Position de l'axe neutre: y = 14,1 (cm)
Bras de levier: Z = 28,3 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 12,0 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 24,0 (MPa)

Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 241,0 (MPa)
comprimée: σ_s' = 116,8 (MPa)
Contrainte limite de l'acier: $\sigma_{s\,lim}$ = 241,0 (MPa)

Calcul de la nappe interne de l'ame du VSC en Flexion Composée

1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 40,0 (MPa) **Acier: fe = 500,0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul en poutre
- Calcul suivant BAEL 91

2. Section:

b = 100,0 (cm)
h = 38,0 (cm)
d_1 = 5,0 (cm)
d_2 = 5,0 (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N^O	Type	**N** (kN)	**M** (kN*m)
1.	ELU	767,13	-200,57
2.	ELS	573,98	-150,45

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 0,0 (cm2) Section théorique A_{s2} = 9,9 (cm2)
Section minimum $A_{s\,min}$ = 4,9 (cm2)
théorique ρ = 0,30 (%)
minimum ρ_{min} = 0,15 (%)

Analyse par Cas:

Cas N^O 1: Type ELU N = 767,13 (kN) M = -200,57 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,55 Pivot: B
Position de l'axe neutre: y = 8,9 (cm)
Bras de levier: Z = 29,4 (cm)
Déformation de l'acier: ε_s = 9,43 (‰)
Déformation du béton: ε_b = 3,50 (‰)
Contrainte de l'acier:

tendue: σ_s = 434,8 (MPa)

Cas N^O 2: Type ELS N = 573,98 (kN) M = -150,45 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,00
Position de l'axe neutre: y = 13,9 (cm)
Bras de levier: Z = 28,4 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 11,7 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 24,0 (MPa)

Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 241,0 (MPa)
Contrainte limite de l'acier: $\sigma_{s\,lim}$ = 241,0 (MPa)

Calcul de la nappe interne de l'ame du VSP en Flexion Composée

1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 40,0 (MPa) **Acier: fe = 500,0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul en poteau
- Calcul suivant BAEL 91

2. Section:

b = 100,0 (cm)
h = 38,0 (cm)
d_1 = 5,0 (cm)
d_2 = 5,0 (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N^O	Type	**N** (kN)	**M** (kN*m)
1.	ELU	727,74	-144,80
2.	ELS	544,46	-108,40

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 5,5 (cm2) Section théorique A_{s2} = 5,5 (cm2)
Section minimum $A_{s\,min}$ = 11,0 (cm2) Section maximum $A_{s\,max}$ = 190,0 (cm2)
théorique ρ = 0,29 (%)
minimum ρ_{min} = 0,29 (%) maximum ρ_{max} = 5,00 (%)

Analyse par Cas:

Cas N^O 1: Type ELU N = 727,74 (kN) M = -144,80 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 2,11 Pivot: B
Position de l'axe neutre: y = 8,9 (cm)

Bras de levier: Z = 29,5 (cm)
Déformation de l'acier: ε_s = 9,53 (‰)
Déformation du béton: ε_b = 3,50 (‰)
Contrainte de l'acier:

tendue: σ_s = 434,8 (MPa) comprimée: σ_s' = 305,2 (MPa)

Cas N^O 2: Type ELS N = 544,46 (kN) M = -108,40 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,27
Position de l'axe neutre: y = 13,6 (cm)
Bras de levier: Z = 28,5 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 8,9 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 24,0 (MPa)

Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 189,9 (MPa)
comprimée: σ_s' = 84,1 (MPa)
Contrainte limite de l'acier: $\sigma_{s\,lim}$ = 241,0 (MPa)

Calcul du hourdis inférieur du VSC en Flexion Simple

1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 40,0 (MPa) **Acier: fe = 500,0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91

2. Section:

b = 100,0 (cm)
h = 60,0 (cm)
d_1 = 5,0 (cm)
d_2 = 5,0 (cm)

3. Moments appliqués:

	$\mathbf{M_{max}}$ (kN*m)	$\mathbf{M_{min}}$ (kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	108,74	-171,88
Etat **L**imite de **S**ervice	81,80	-128,66
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 7,3 (cm2) Section théorique A_{s2} = 10,4 (cm2)
Section minimum $A_{s\,min}$ = 7,3 (cm2)
théorique ρ = 0,32 (%)

minimum ρ_{min} = 0,13 (%)

Analyse par Cas:

Cas ELU **M_{max} = 108,74 (kN*m)** **M_{min} = -171,88 (kN*m)**
Coefficient de sécurité: 1,44 Pivot: A
Position de l'axe neutre: y = 2,8 (cm)
Bras de levier: Z = 53,9 (cm)
Déformation du béton: ε_b = 0,54 (‰)
Déformation de l'acier: ε_s = 10,00 (‰)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 434,8 (MPa)

Cas ELS **M_{max} = 81,80 (kN*m)** **M_{min} = -128,66 (kN*m)**
Coefficient de sécurité: 1,00
Position de l'axe neutre: y = 11,1 (cm)
Bras de levier: Z = 51,3 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 2,0 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 24,0 (MPa)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 24,7 (MPa)
comprimée: σ_s' = 24,4 (MPa)
Contrainte limite de l'acier:
$\sigma_{s\,lim}$ = 241,0 (MPa)

Calcul du hourdis inférieur du VSP en Flexion Simple

1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 40,0 (MPa) **Acier: fe = 500,0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91

2. Section:

b = 100,0 (cm)
h = 60,0 (cm)
d_1 = 5,0 (cm)
d_2 = 5,0 (cm)

3. Moments appliqués:

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	200,88	-525,99
Etat **L**imite de **S**ervice	151,45	-151,45
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	A_{s1} = 12,3 (cm2)	Section théorique	A_{s2} = 23,1 (cm2)
Section minimum	$A_{s\,min}$ = 7,3 (cm2)		
théorique	ρ = 0,64 (%)		
minimum	ρ_{min} = 0,13 (%)		

Analyse par Cas:

Cas ELU **M_{max} = 200,88 (kN*m)** **M_{min} = -525,99 (kN*m)**

Coefficient de sécurité:	1,01	Pivot: A
Position de l'axe neutre:	y = 5,4	(cm)
Bras de levier:	Z = 52,8	(cm)
Déformation du béton:	ε_b = 1,09	(‰)
Déformation de l'acier:	ε_s = 10,00	(‰)
Contrainte de l'acier:		
tendue:	σ_s = 434,8	(MPa)
comprimée:	σ_s' = 16,9	(MPa)

Cas ELS **M_{max} = 151,45 (kN*m)** **M_{min} = -151,45 (kN*m)**

Coefficient de sécurité:	1,00
Position de l'axe neutre:	y = 15,4 (cm)
Bras de levier:	Z = 49,9 (cm)
Contrainte maxi du béton:	σ_b = 2,1 (MPa)
Contrainte limite:	0,6 fcj = 24,0 (MPa)
Contrainte de l'acier:	
tendue:	σ_s = 27,3 (MPa)
comprimée:	σ_s' = 26,0 (MPa)
Contrainte limite de l'acier:	
	$\sigma_{s\,lim}$ = 241,0 (MPa)

Calcul de la nappe inf du hourdis supérieur VSC Flexion Simple

1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 40,0 (MPa) **Acier: fe = 500,0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91

2. Section:

b = 100,0 (cm)
h = 23,0 (cm)
d_1 = 5,0 (cm)
d_2 = 5,0 (cm)

3. Moments appliqués:

	M_{max} (kN*m)	**M_{min}** (kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	166,14	13,56
Etat **L**imite de **S**ervice	124,53	10,10
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	A_{s1} = 34,8 (cm2)	Section théorique	A_{s2} = 0,0 (cm2)
Section minimum	$A_{s\,min}$ = 3,3 (cm2)		
théorique	ρ = 1,93 (%)		
minimum	ρ_{min} = 0,18 (%)		

Analyse par Cas:

Cas ELU **M_{max} = 166,14 (kN*m)** **M_{min} = 13,56 (kN*m)**

Coefficient de sécurité:	1,34	Pivot: B
Position de l'axe neutre:	y = 8,3	(cm)
Bras de levier:	Z = 14,7	(cm)
Déformation du béton:	ε_b = 3,50	(‰)
Déformation de l'acier:	ε_s = 4,05	(‰)
Contrainte de l'acier:		
tendue:	σ_s = 434,8	(MPa)

Cas ELS **M_{max} = 124,53 (kN*m)** **M_{min} = 10,10 (kN*m)**

Coefficient de sécurité:	1,00
Position de l'axe neutre:	y = 9,4 (cm)
Bras de levier:	Z = 14,9 (cm)
Contrainte maxi du béton:	σ_b = 1,0 (MPa)
Contrainte limite:	0,6 fcj = 24,0 (MPa)
Contrainte de l'acier:	
tendue:	σ_s = 6,5 (MPa)
Contrainte limite de l'acier:	
	$\sigma_{s\,lim}$ = 241,0 (MPa)

Calcul de la nappe inf du hourdis supérieur VSP Flexion Simple

1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 40,0 (MPa) **Acier: fe = 500,0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91

2. Section:

b = 100,0 (cm)
h = 23,0 (cm)
d_1 = 5,0 (cm)
d_2 = 5,0 (cm)

3. Moments appliqués:

	M_{max} (kN*m)	**M_{min}** (kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	181,87	-0,36

Etat **L**imite de **S**ervice	136,35	-0,32
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	A_{s1} = 38,5 (cm2)	Section théorique	A_{s2} = 3,3 (cm2)
Section minimum	$A_{s\,min}$ = 3,3 (cm2)		
théorique	ρ = 2,32 (%)		
minimum	ρ_{min} = 0,18 (%)		

Analyse par Cas:

Cas ELU **M_{max} = 181,87 (kN*m)** **M_{min} = -0,36 (kN*m)**

Coefficient de sécurité:	1,33	Pivot: B
Position de l'axe neutre:	y = 8,7	(cm)
Bras de levier:	Z = 14,5	(cm)
Déformation du béton:	ε_b = 3,50	(‰)
Déformation de l'acier:	ε_s = 10,00	(‰)
Contrainte de l'acier:		
tendue:	σ_s = 434,8	(MPa)

Cas ELS **M_{max} = 136,35 (kN*m)** **M_{min} = -0,32 (kN*m)**

Coefficient de sécurité:	1,00
Position de l'axe neutre:	y = 9,6 (cm)
Bras de levier:	Z = 14,8 (cm)
Contrainte maxi du béton:	σ_b = 0,0 (MPa)
Contrainte limite:	0,6 fcj = 24,0 (MPa)
Contrainte de l'acier:	
tendue:	σ_s = 0,2 (MPa)
comprimée:	σ_s' = 0,3 (MPa)
Contrainte limite de l'acier:	
	$\sigma_{s\,lim}$ = 241,0 (MPa)

Calcul de la nappe sup du hourdis sup du VSC en Flexion Simple

1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 40,0 (MPa) **Acier: fe = 500,0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91

2. Section:

b = 100,0 (cm)
h = 85,0 (cm)
d_1 = 5,0 (cm)
d_2 = 5,0 (cm)

3. Moments appliqués:

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	-111,20	-401,12
Etat **L**imite de **S**ervice	-82,37	-299,81
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	A_{s1} = 0,0 (cm2)	Section théorique	A_{s2} = 16,8 (cm2)
Section minimum	$A_{s\ min}$ = 0,0 (cm2)		
théorique	ρ = 0,21 (%)		
minimum	ρ_{min} = 0,13 (%)		

Analyse par Cas:

Cas ELU M_{max} = -111,20 (kN*m) M_{min} = -401,12 (kN*m)

Coefficient de sécurité:	1,43	Pivot: A
Position de l'axe neutre:	y = 4,0	(cm)
Bras de levier:	Z = 78,4	(cm)
Déformation du béton:	ε_b = 0,53	(‰)
Déformation de l'acier:	ε_s = 10,00	(‰)
Contrainte de l'acier:		
tendue:	σ_s = 434,8	(MPa)

Cas ELS M_{max} = -82,37 (kN*m) M_{min} = -299,81 (kN*m)

Coefficient de sécurité:	1,00
Position de l'axe neutre:	y = 17,7 (cm)
Bras de levier:	Z = 74,1 (cm)
Contrainte maxi du béton:	σ_b = 2,3 (MPa)
Contrainte limite:	0,6 fcj = 24,0 (MPa)
Contrainte de l'acier:	
comprimée:	σ_s' = 29,9 (MPa)
Contrainte limite de l'acier:	
	$\sigma_{s\ lim}$ = 241,0 (MPa)

Calcul de la nappe sup du hourdis sup du VSP en Flexion Simple

1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 40,0 (MPa) **Acier: fe = 500,0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91

2. Section:

b = 100,0 (cm)
h = 85,0 (cm)
d_1 = 5,0 (cm)
d_2 = 5,0 (cm)

3. Moments appliqués :

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	-93,28	-561,14
Etat **L**imite de **S**ervice	-69,44	-420,33
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	A_{s1} = 0,0 (cm2)	Section théorique	A_{s2} = 23,8 (cm2)
Section minimum	$A_{s\,min}$ = 0,0 (cm2)		
théorique	ρ = 0,30 (%)		
minimum	ρ_{min} = 0,13 (%)		

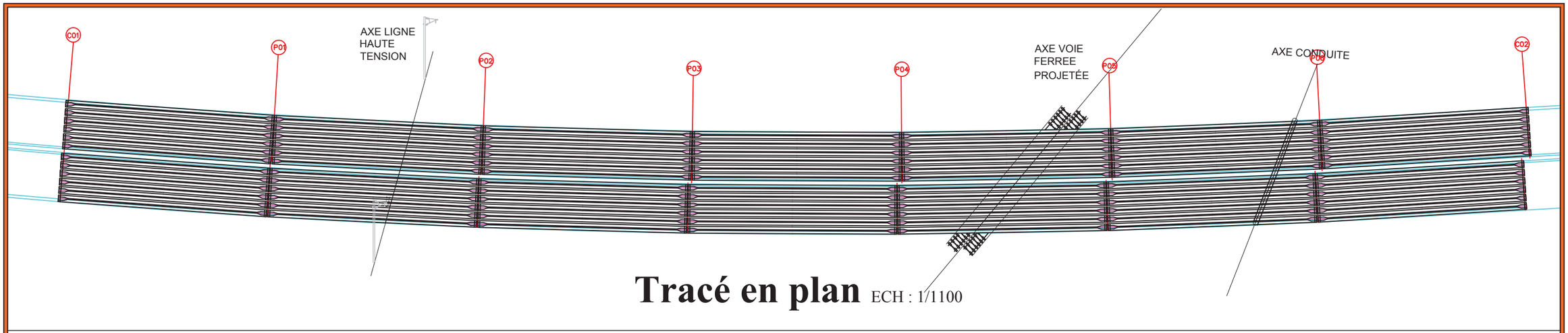
Analyse par Cas:

Cas ELU **M_{max} = -93,28 (kN*m)** **M_{min} = -561,14 (kN*m)**

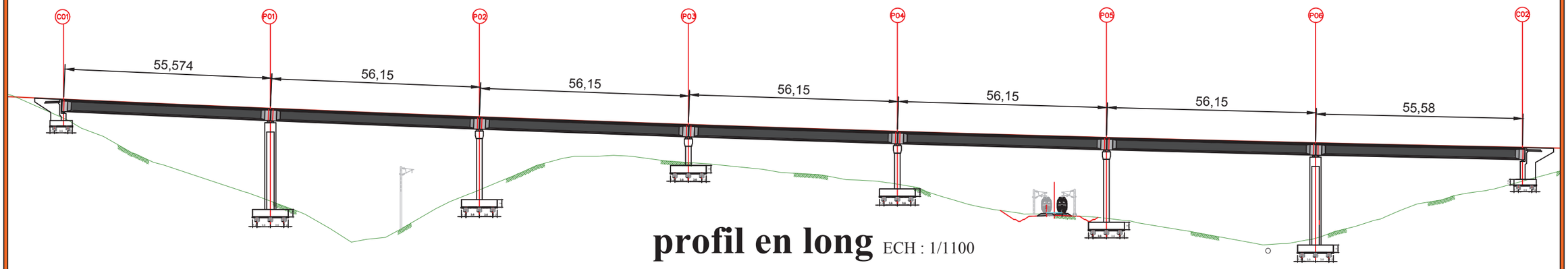
Coefficient de sécurité:	1,44	Pivot: A
Position de l'axe neutre:	y = 5,7	(cm)
Bras de levier:	Z = 77,7	(cm)
Déformation du béton:	ε_b = 0,77	(‰)
Déformation de l'acier:	ε_s = 10,00	(‰)
Contrainte de l'acier:		
tendue:	σ_s = 434,8	(MPa)

Cas ELS **M_{max} = -69,44 (kN*m)** **M_{min} = -420,33 (kN*m)**

Coefficient de sécurité:	1,00
Position de l'axe neutre:	y = 20,6 (cm)
Bras de levier:	Z = 73,1 (cm)
Contrainte maxi du béton:	σ_b = 5,6 (MPa)
Contrainte limite:	0,6 fcj = 24,0 (MPa)
Contrainte de l'acier:	
tendue:	σ_s = 241,0 (MPa)
Contrainte limite de l'acier:	
	$\sigma_{s\,lim}$ = 241,0 (MPa)

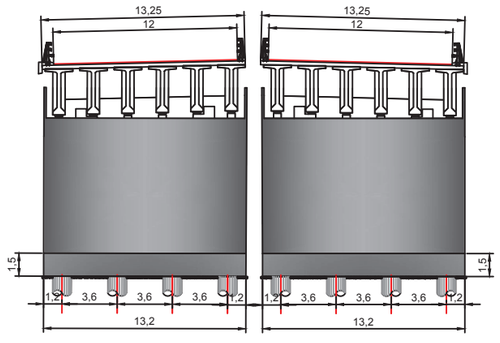


Tracé en plan ECH : 1/1100

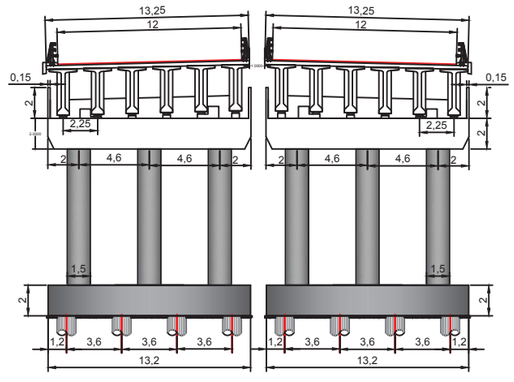


profil en long ECH : 1/1100

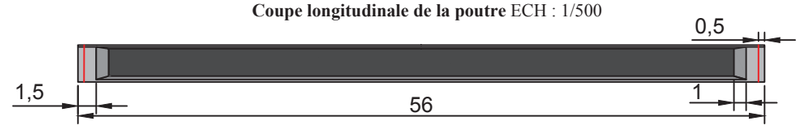
Coupe transversale sur culée ECH : 1/400



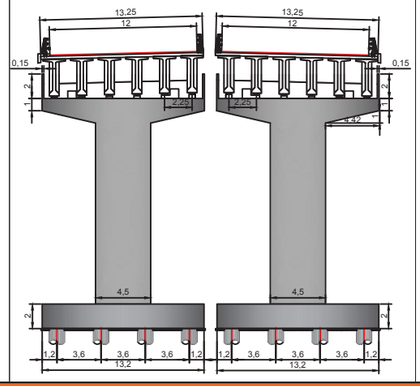
Coupe transversale sur fut ECH : 1/400



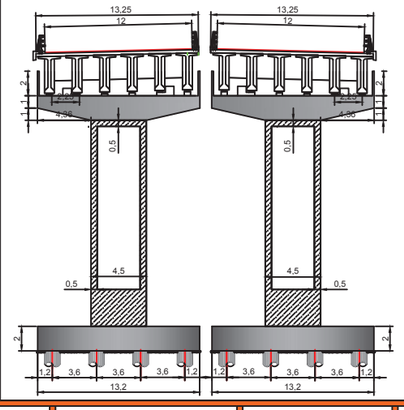
Coupe longitudinale de la poutre ECH : 1/500



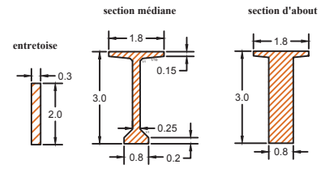
Coupe transversale sur pile voile plein ECH : 1/500



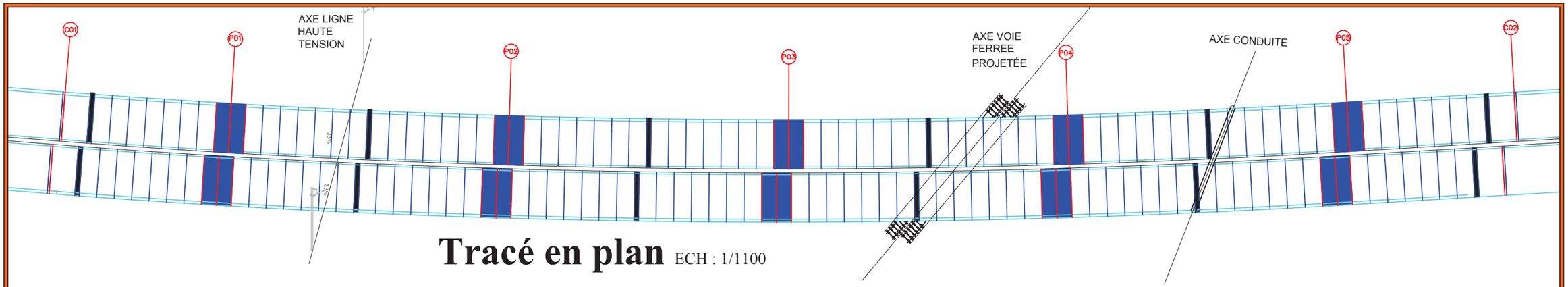
Coupe transversale sur pile évidée ECH : 1/500



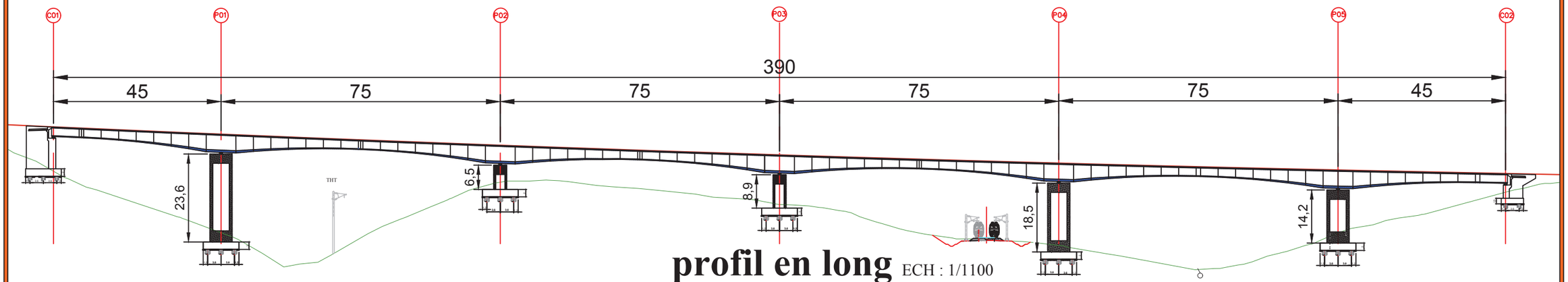
section transversale de la poutre ECH : 1/200



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	PROJET DE FIN D'ETUDES	Réalisé par	Encadré par	Variante n°1	N° Planche	Année universitaire
	Conception et étude du viaduc 49.5 de la liaison autoroutière reliant le port de DJEN-DJEN à l'autoroute Est-Ouest	BALAMANE CHIKH	M.SEBAH	pont à poutre en béton précontraint VIPP	1/1	2022/2023

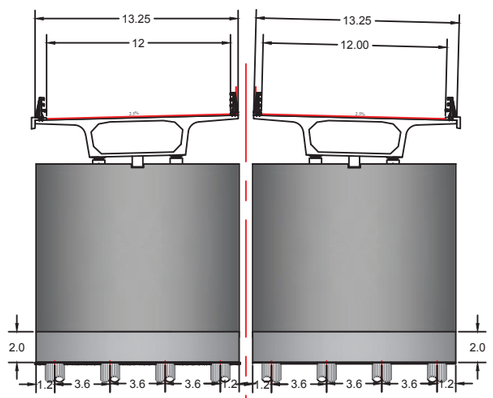


Tracé en plan ECH : 1/1100

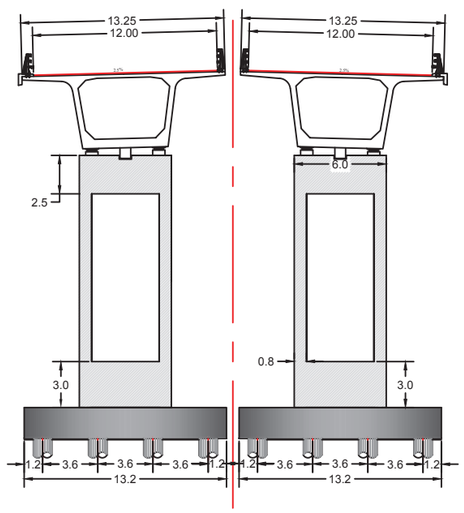


profil en long ECH : 1/1100

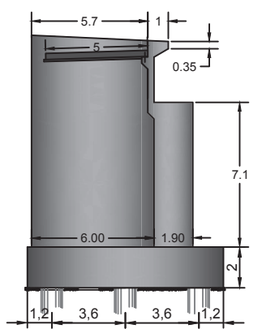
Coupe transversale sur culée ECH : 1/400



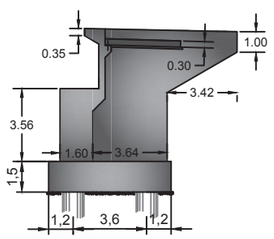
Coupe transversale sur pile ECH : 1/400



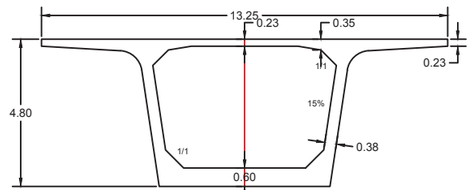
Culée 01 ECH : 1/300



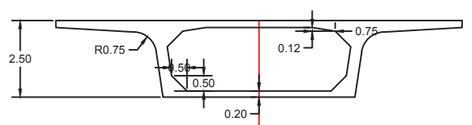
culée 02 ECH : 1/300



section transversale du voussoir sur pile ECH : 1/200



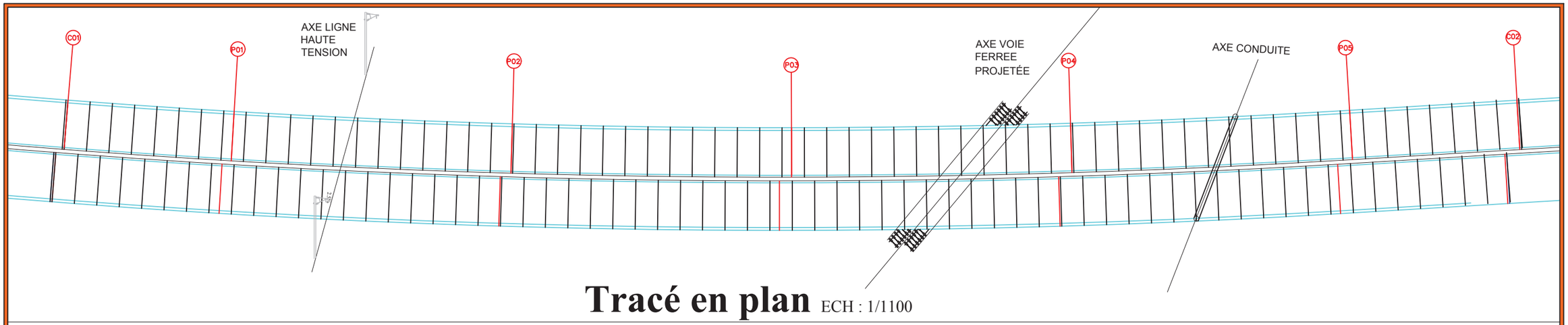
section transversale du voussoir à mi-travée ECH : 1/200



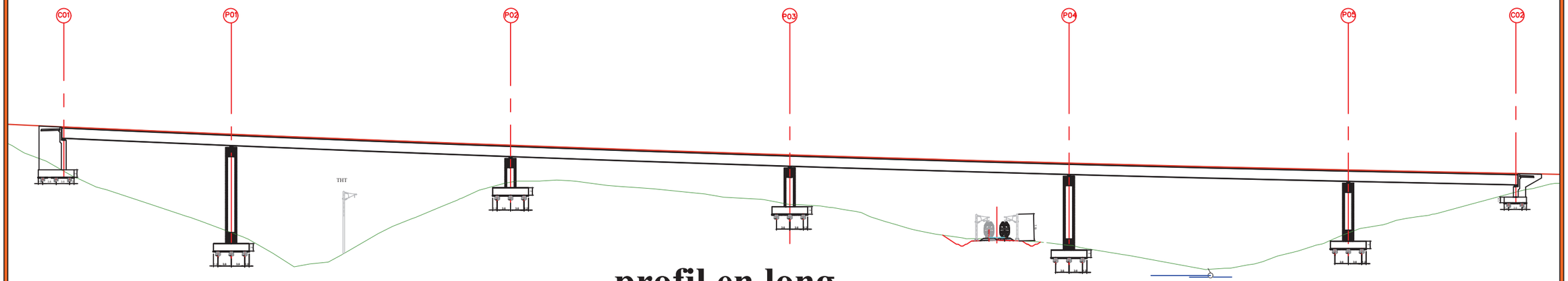
ENSTP
المدرسة الوطنية العليا للأشغال العمومية
Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics
National School of Build and Ground works engineering

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

PROJET DE FIN D'ETUDES	Réalisé par	Encadré par	Variante n°2	N° Planche	Année universitaire
Conception et étude du viaduc 49.5 de la liaison autoroutière reliant le port de DJEN-DJEN à l'autoroute Est-Ouest	BALAMANE CHIKH	M.SEBAH	pont caisson construit en encorbellement successif	1/1	2022/2023

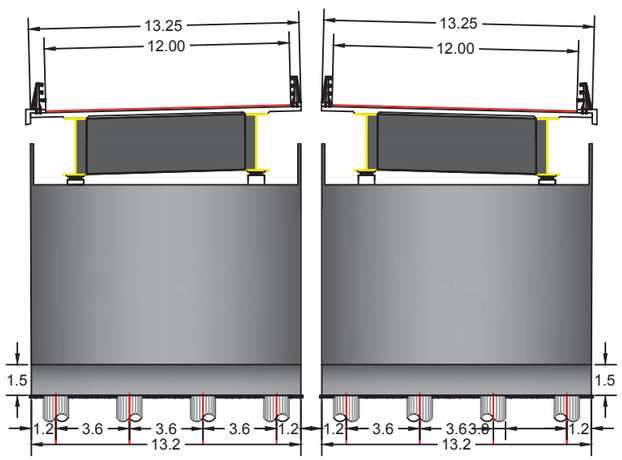


Tracé en plan ECH : 1/1100

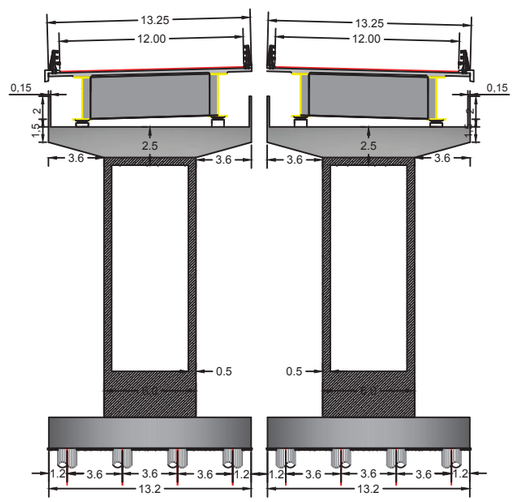


profil en long ECH : 1/1100

Coupe transversale sur culée ECH : 1/300

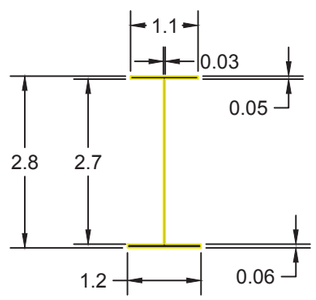


Coupe transversale sur pile ECH : 1/400

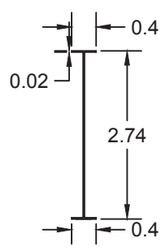


sections transversales ECH : 1/100

poutre



entretoise



ENSTP
المدرسة الوطنية العليا للأشغال العمومية
Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics
National School of Build and Ground works engineering

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

PROJET DE FIN D'ETUDES	Réalisé par	Encadré par	Variante n°3	N° Planche	Année universitaire
Conception et étude du viaduc 49.5 de la liaison autoroutière reliant le port de DJEN-DJEN à l'autoroute Est-Ouest	BALAMANE CHIKH	M.SEBAH	pont mixte	1/1	2022/2023