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

Mémoire

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

Filière : Travaux Publics

Spécialité : Matériaux & Structures

Thème

Conception et étude d'un pont pour la pénétrante reliant la ville de Tizi-Ouzou à l'autoroute Est-Ouest (V5)

Présenté par :

BENNACER Imene
KADEM Anis

Encadré par :

Mr BIREM Kamel
Mme MEZOUAR Akila

Promotion 2018 /2019

© ENSTP-FJ – Garidi – Vieux Kouba


بسم الله الرحمن الرحيم

REMERCIEMENTS

On remercie tout d'abord Dieu le tout puissant d'avoir guidé notre chemin, et de nous avoir donné le courage et la motivation pour mener à bien ce travail.

C'est avec une profonde reconnaissance et considération particulière que nous remercions notre cher encadreur Mr BIREM Kamel, ainsi que notre chère co-encadreur Mme MESSAOUDI-MEZOUAR. A, pour tous les efforts aménagés et le suivi minutieux dont ils ont fait preuve tout au long de cette période.

Nos remerciements et tous les Appréciations s'adressent, à nos enseignants notamment Mr. CHIKH-BENAZZOUZ, Mr HADID, Mr FEDGHOUCH,

Egalement à Mme HACHIR Ryma, Mme BOUMAZOUZA Hakima, Mr BABAKHOUYA Youcef, Mr SAMIR Badr et Mr KADEM Mohamed pour leur précieuse aide.

Ainsi que tout le personnel de notre école ENSTP, qui ont contribué à notre formation.

On voudra enfin remercier nos familles, nos amis et toute personne qui nous a aidée de prés ou de loin pour la réalisation de ce projet

de fin d'étude.

Dédicace

بسماللهالرحمانالرحيم

Je dédie ce travail

En premier lieu à mes parents qui ont consenti beaucoup de sacrifices

Pour me permettre de réaliser mes objectifs.

A mes frères et a ma sœur.

**A mes cousines et à mes tantes en particulier ma tante Malika.*

** A mon binôme KADEM Anis et toute sa famille.*

** A mes amis Fatima, NIhed, Rym, Meriem, Assia et en particulier*

GHOUMRASSI Mohamed

**A mon super encadreur*

**A Toute la promotion 2019*

BENNACER Iméne.

Dédicace

Au nom d'Allah, le Tout Miséricordieux, le Très Miséricordieux

Je dédie ce travail à

Mes très chers parents qui m'ont soutenue et encouragée durant toute ma vieet àqui je dois ma réussite.

A ma chère sœur Khadidja et mon cher frère Karim.

A mon meilleur ami d'enfance et de jeunesse GHOUMRASSI Mohamed el-amine ainsi que sa famille.

A mon binôme BENNACER Iméne et à toute sa famille.

A mes amis Nihed, Rym, Fella, Anis, Zoubir.

A tous mes profs de l'ENSTP qu'ils m'ont soutenus.

A toute ma promotion 2018-2019

KADEM Anis.

ملخص

الغرض من هذه المذكرة هو تصميم ودراسة جسر على الطريق السريع الرابط مدينة تيزي وزو والطريق السريع شرق-غرب في شمال الجزائر.

العمل يتضمن في بادئ االمر عرضا للجسر وباألخص تبرير للمتغيرة المعتبرة، دراسة للبنية الفوقية والبنية التحتية، مع المرور بحساب سابقية االجهاد، الدراسة الزلزالية ووضع قياس مختلف العناصر المكونة للجسر وهذا باالستناد على المنظومات وباالعتماد على برامج BAEL91, BPEL91, RCPR2008, RPOA2008 المعمول بها في الجزائر مثل

مثل للحساب ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS PROFESSIONAL, AutoCAD 2018

كلمات مفتاحية:جسر، روافدذات خرسانة مسبقة الاجهاد، البنية الفوقية، البنية التحتية، الأسس

Résumé :

Ce présent mémoire a été rédigé dans le cadre du projet de fin d'étude, son objectif principal est l'étude d'exécution d'un pont routier à poutres en béton précontraint composé de trois travées isostatiques identiques de 37 m inscrit à la pénétrante reliant la ville de Tizi-ouzou à l'autoroute Est-Ouest..

Le travail à effectuer comporte en premier lieu la présentation de l'ouvrage et notamment la justification de la variante retenue, l'étude de la superstructure et de l'infrastructure en passant par le calcul de la précontrainte, l'étude sismique et le dimensionnement des différents éléments structuraux en se référant à des les règlements utilisés en Algérie tel que le BAEL91, BPEL91, RCPR2008, RPOA2008, et en basant sur de des logiciel de calcul tel que calcul ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS PROFESSIONAL et AutoCAD 2018.
Mot clef : pont, poutres précontraintes, superstructure, infrastructure, fondation.

Abstract :

This dissertation was written in the framework of the end of study project, its main objective is the study of execution of a highway bridge built in pre-stressed concrete beams composed of tree identic isostatic spans of 37 m that links the city of Tizi-Ouzou to the east-west highway in the north of Algeria.

The work to do include in the first place a presentation of structure and particularly the justification of the selected variable, the study of superstructure and infrastructure by going through pre-stress calculation, earthquake study, and the sizing of the various structural elements by referring to the regulations used in Algeria like BAEL91, BPEL91, RCPR2008, RPOA2008, and using calculation programs such as ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS PROFESSIONAL et AutoCAD 2018.
Keywords : bridge, prestressed beams, superstructure, infrastructure, foundation.

LISTE DES FIGURES

Chapitre. INITIATION A LA RECHARCHE…….....3

Organigramme représentant la recherche expérimentale en DDSOL 6

Figure1.Essai triaxial 7

Figure 2. Essai de cisaillement simple 7

Figure3. Table vibrante 8

Figure4. Principe de l'essai triaxial 9

Figure 5. Principe de l'essai de cisaillement simple direct 10

Figure 6a. Variation du rapport du module de cisaillement en fonction de la distorsion Gamma pour (IP=0, 10, 20, 30, 40, 60)..... 11

Figure I.6b. Variation de l'amortissement en fonction de la distorsion Gamma pour (IP=0, 10, 20, 30, 40, 60) 11

Chapitre I. PRESENTATION DE L'OUVRAGE

Figure I.2. Vue en plan 15

Figure I.3.Profil en long..... 16

Figure I.4.Profil en travers..... 16

Figure I.5. Topographie du site..... 17

Chapitre II. CONCEPTION ET PREDIMENSIONNEMENT

Figure II.1. Coupe longitudinale du pont poutres..... 21

Figure II.2. Les 3 sections de la poutre 22

Figure II.3 coupe transversale pont poutres..... 22

Figure II.5. Coupes transversales des profilés métalliques 24

Figure II.6. Coupe transversale pont mixte bi-poutres 25

Figure II.7. Coupe longitudinale pont voussoir..... 26

Figure II.8. Coupe transversale du pont voussoir..... 27

Chapitre III. CARACTERISTIQUES ET HYPOTHESES DE CALCUL

Figure III.1 limitation des contraintes des sections en béton..... 37

Chapitre IV. CALCUL DES CHARGES ET SURCHARGES

Figure VI.1 définition de la largeur chargeable et roulable..... 42

Figure IV.2schéma d'essieux du système de charge Bc 44

Figure IV.3. Schéma d'essieux du système de charge Bt..... 45

Figure IV.4 Schéma des chenilles du système Mc120..... 46

Figure IV.8Schéma d'essieux du convoi type D240 47

Chapitre V. CALCUL DES SOLICITATIONS

Figure V.1. Modélisation du tablier avec ROBOT 51
Figure V.2. Le moment fléchissant et effort tranchant à l'ELS sous chargement D240 52
Chapitre VI. ETUDE DE LA PRECONTRAINTE
Figure VI.9 Schéma des contraintes limites de traction du béton classe II 54
Figure VI.2. Allure des cables de précontraintes 56
Figure VI.3. Ferraillage section médiane de la poutre 63
Figure VI.4. Flèche maximale sous l'effet du poids propre du tablier 64
Figure VI.5. Flèche maximale induit par l'effort de précontrainte 65
Figure VI.6. Flèche induit par le cas de charge G+D240 65
Chapitre VII. ETUDE DU HOURDI
Figure VII.1. Allure du moment max à mi-travée par le logiciel ROBOT 69
Figure VII.2. Allure du moment max sur appuis par le logiciel ROBOT 70
Figure VII.3.Allure de la répartition des moments 70
Figure VII.4. Moment du à la charge G+Bt2 71
Chapitre IX. EQUIPEMENTS
Figure IX.10 Appareil d'appui 86
Figure IX.2. Joint du type Wd 89
Chapitre X. ETUDE DE LA CULEE
Figure X.1. Les moments MXX et MYY sur le mur en retour avec le logiciel 96
Figure X.2. Ferraillage du Mur en retour 97
Figure X.3.Plan de ferraillage pieux 101
Chapitre XI. ETUDE DE LA PILE
Figure XI.1. Plan de ferraillage fut 106
Figure XI.2. Coupe longitudinale de la semelle 109
Figure XI.3. Coupe transversale de la semelle 110
BIBLIOGRAPHIE 116

LISTE DES TABLEAUX

Chapitre. INITIATION A LA RECHERCHE…….....3

Tableau (I.1). Paramètres contrôlant le comportement du sol sous chargement cyclique et leur importance relative en termes d'affectation des courbes $Geq/G0 - \gamma c$ et $D - \gamma c$Darendeli (2001)..... 5

Tableau (I.2). Différents systèmes d'essais et leurs normes 8

Chapitre II. CONCEPTION ET PREDIMENSIONNEMENT

Tableau II.1 conception transversale pont poutres..... 21

Tableau II.2 Conception transversale pont mixte..... 23

Tableau II.3 pré-dimensionnement de la pièce de pont..... 24

Tableau II.4 Conception transversale pont voussoir 26

Tableau II.5 Cout estimatif des différents tabliers 28

Chapitre III. CARACTERISTIQUES ET HYPOTHESES DE CALCUL

Tableau III.1 Caractéristiques géométriques..... 33

Tableau III.2 caracteristiques géométriques des sections sans dalle..... 34

Tableau III.3 caractéristiques géométriques des sections avec dalle 34

Tableau III.4 Caractéristiques du béton..... 35

Tableau III.5.Les contraintes admissibles en traction..... 36

Tableau III.6. Contraintes limites à la compression..... 36

Tableau III.7. Contraintes limites à la traction..... 37

Chapitre IV. CALCUL DES CHARGES ET SURCHARGES

Tableau IV.1 Dimensions des sections de la poutre 40

Tableau IV.2. Poids propre des éléments permanant..... 41

Tableau IV.3. Descriptions des classes de ponts..... 42

Tableau IV.4coefficient a1..... 43

Tableau IV.5 Résultat de la charge A(l)..... 43

Tableau IV.6. Coefficient bc..... 44

Tableau IV.7. Resultat de la charge Bc..... 45

Tableau IV. 8. Résultat de la charge Bt 45

Tableau IV.9. Résultats des coefficients de majoration dynamique..... 46

Tableau IV.10. Force de freinage système A(l) 47

Tableau V.1. Résultats des combinaisons d'actions à l'ELS et à l'ELU avec ROBOT..... 51

Chapitre VI. ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

Tableau VI.1 Contraintes admissibles 54

Tableau VI.2. Efforts internes de la poutre 54

Tableau VI.3 Perte de tension dans la précontrainte 60

Tableau VI.4 Caractéristiques de la poutre..... 63

Chapitre VII. ETUDE DU HOURDI 69

Tableau VII.1. Combinaisons des moments à l'ELS 69

Chapitre VIII. ETUDE SISMIQUE

Tableau VIII.1. Force sismique longitudinale 78

Tableau VIII.2. Déplacement des appuis dus à la force sismique 78

Tableau VIII.3. Moment d'encastrement au bas des piles 78

Tableau VIII.4. Force sismique transversale..... 80

Tableau VIII.5. Combinaison des composantes de l'action sismique..... 80

Chapitre IX. EQUIPEMENTS

Tableau IX.1. Réactions sur appuis à l'ELU 83

Tableau IX.2. Caractéristiques du joint choisi..... 88

Chapitre X. ETUDE DE LA CULEE

TableauX.1. Réactions sur appareils d'appuis 91

Tableau X.2 Caracteristiques géométriques des éléments de la culée 91

Tableau X.3. Calcul du coefficient de poussée Kad pour chaque cas 93

Tableau X.4 Sollicitations et effort revenant à chaque pieu 94

Tableau X.5. Sollicitations sur le mur frontal à l'ELS et à l'ELA..... 94

Tableau X.6. Armatures de construction..... 99

Tableau X.9. Efforts sollicitant pour le ferraillage des pieux 99

Tableau X.9 Effort tranchant sur un pieu 99

Chapitre XI. ETUDE DE LA PILE

Tableau XI.1. Moment ultime à l'ELS 103

Tableau XI.2. Section d'armature 103

Tableau XI.3. Ferraillage chevêtre..... 103

Tableau XI.4. Combinaisions pour le calcul du ferraillage de chaque fut 104

Tableau XI.5. Récapitulatif ferraillage des futs 105

Tableau XI.8. Armature de construction fut..... 107

Tableau XI.9. Efforts internes des pieux..... 107

Tableau XI.10. Effort normal revenant à chaque pieu..... 107
Tableau XI.11. Efforts tranchants en tête du pieu..... 108
Tableau XI.12. Efforts internes sur les pieux selon le cas normal et sismique..... 108

LISTE DES ABREVIATIONS

SETRA : Service d'étude technique des routes et autoroutes

CCP : Complément des charges permanentes.

BAEL : Béton armé aux Etats limites.

BPEL : Béton précontrainte aux Etats limites.

RCPR : Règles définissant les charges à appliquer pour le calcul et les épreuves des ponts routes.

VSP : Voussoir sur pile.

VC : Voussoir à la clef.

12T15 : douze (12) torons de quinze (15) fils.

fc_{lim} : Contrainte de compression limite.

fc_{max} : Contrainte maximal de compression, à ne pas dépasser.

f_{prg} : Contrainte de rupture garantie.

f_{peg} : Contrainte de précontrainte élastique garantie.

σ_{Sup} : Contrainte dans la fibre supérieure la plus éloignée du centre de gravité de la section.

σ_{Iup} : Contrainte dans la fibre inférieure la plus éloignée du centre de gravité de la section.

σ_{bc}: Contrainte de compression admissible.

σ_{bt}: Contrainte de traction admissible.

HA : Haute adhérence.

St : Espacement des armatures.

NF : Norme française.

Xr : Centre de rigidité.

MP : Masse des piles.

MT : Masse du tablier.

FL : Force séismique longitudinale.

FT : Force séismique transversale.

HT : Force dû au déplacement horizontal induit par la variation de la température.

Hflv : Force dû au déplacement horizontal induit par les effets du retrait et de fluage.

DTR: Document technique réglementaire.

SOMMAIRE

INTRODUCTION GENERALE 1

NITIATION A LA RECHERCHE……..……2

I.INTRODUCTION 3

II.COMPORTEMENT DU SOLSOUS CHARGEMENT CYCLIQUE..... 3

II.1.Paramètres influençant sur le comportement des sols sous chargement cyclique..... 3

II.2 .Organigramme représentant la recherche expérimentale en DDSOL 5

III. RECHERCHE EXPERIMENTALE..... 6

III.1.Missions du CGS..... 6

III.2.Essais de laboratoire du CGS 6

III.1.1.Essai triaxial dynamique..... 8

III.1.2. Essai de cisaillement simple direct à doubles éprouvettes (DSDSS) 9

III. RECHERCHE NUMERIQUE..... 10

IV. CONCLUSION..... 12

Chapitre I. PRESENTATION DE L'OUVRAGE

I.1.INTRODUCTION..... 14

I.2.PRESENTATION DU PROJET..... 14

I.2.1.Objectif du projet.....14

I.2.2.Situationdu projet 14

I.2.3.Obstacle à franchir 14

I.2.4. Caractéristiquesdu projet.....15

I.3. DONNEES DU PROJET 15

I.3.1. Données fonctionnelles 15

I.3.1.1.Tracé en plan.....15

I.3.1.2.Profil en long 15

I.3.1.3.Profil en travers 16

I.3.2. Données naturelles.....16

I.3.2.1. Topographie.....16

I.3.2.2. Géotechnique.....17

I.3.3.Données sismiques..... 18

I.3.4.Données climatiques 18

I.3.5.Donnéespluviométriques 18

I.4.CONCLUSION..... 18

Chapitre II. CONCEPTION ET PREDIMENSIONNEMENT

II.1.INTRODUCTION **20**

II.2.CRITERES DE CHOIX DU TYPE D'OUVRAGE **20**

II.3.PRESENTATION ET PRE-DIMENSIONNEMENT DES VARIANTES **20**

II.3.1.Variante1 : pont à poutres précontraintes par posttension type VIPP 20

II.3.2.Variante2 : Pont mixte bipoutres 22

II.3.3. Variante 3 : Pont voussoirs en béton précontraint construit par encorbellements successifs coulé sur place. 25

II.4.ANALYSE MULTICRITERES **27**

II.4.1.Avantages et inconvénients des variantes 27

II.4.1.1.Variante1 : pont à poutres précontraintes par post-tension type VIPP 27

II.4.1.2.Variante2 : Pont mixte bipoutre 28

II.4.1.3.Variante 3 : Pont voussoirs en béton précontraint construit par encorbellements successifs coulé sur place 28

II.5. ESTIMATION DU PRIX **28**

II.4.2.CHOIX DE LA VARIANTE RETENUE 29

II.5.CONCEPTION DES APPUIS **29**

II.5.1.Piles 29

II.5.1.1.Futs 29

II.5.1.2.Chevêtre 29

II.5.2.culée 30

II.5.2.1. Mur frontal 30

II.5.2.2.Mur en retour 30

II.5.2.3.Mur garde grève 30

II.5.2.4. Corbeau 30

II.5.2.5. Dalle de transition 30

II.5.3. Semelle 31

II.6.CONCLUSION **31**

Chapitre III. CARACTERISTIQUES ET HYPOTHESES DE CALCUL

III.1.INTRODUCTION **33**

III.2.DÉTERMINATION DES CARACTÉRISTIQUES GÉOMÉTRIQUES **33**

III.3.NORMES ET REGLES DE CALCUL **34**

III.4.CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX **35**

III.4.1.Béton 35

III.4.2.Armatures 35

III.5.CONTRAINTES ADMISSIBLES 36
III.5.1.Béton 36
III.5.1.1.Contraintes admissibles à la compression 36
III.5.1.2.Déformation du béton 36
III.5.2.Armature 37
III.5.2.1.Contrainte limite de traction des aciers 37
III.5.2.2.Classe de justification de la précontrainte 37
III.6. CONCLUSION 38
Chapitre IV. CALCUL DES CHARGES ET SURCHARGES
IV.1.INTRODUCTION 40
IV.2.DISCRIPTION DES CHARGES ET SURCHAGRES 40
IV.3.EVALUATION DES ACTIONS 40
IV.3.1.Evaluation des actions hors trafic 40
IV.3.1.1.Actions permanentes 40
IV.3.1.2.Action thermique 41
IV.3.2.Evaluation des actions dues au trafic 41
IV.3.2.1. Système de charge à considérer 43
IV.3.2.1.1.Système de charge A 43
IV.3.2.1.2.Système de charge B 43
IV.3.2.1.3.Efforts de freinage 46
IV.3.2.1.4.Equipements 47
IV.4.CONCLUSION 48
Chapitre V. CALCUL DES SOLICITATIONS
V.1.INTRODUCTION 50
V.2. MODELISATION DU PONT 50
V.2.1.Modélisation du tablier avec robot 50
V.3.CONCLUSION 52
Chapitre VI. ETUDE DE LA PRECONTRAINTE
VI.1.INTRODUCTION 54

VI.2.PHASES D'EXÉCUTION DE LA PRÉCONTRAINTE PAR POST-TENSION :..... 54
VI.3.DIMENSIONNEMENT DE LA PRECONTRAINTE 54
VI.4.DONNEES ET HYPOTHESE DE CALCUL ..... Erreur ! Signet non défini.
VI.4.1.Caractéristiques géométriques de la section 45
VI.4.2.Classe de précontrainte 54
VI.5. EFFORTS INTERNES 54
VI.6.FORCE DE PRECONTRAINTE 54
VI.6.1.Nombre de câble 55
VI.7.VERIFICATION DES CONTRAINTES 55
VI.8.DISPOSITIONS CONSTRUCTIVES DES CABLES 56
VI.8.1.Allure des câbles de précontrainte 56
VI.9.CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DES SECTIONS NETTES 56
VI.10.EVALUATION DES PERTES DE LA PRECONTRAINTE 57
VI.10.1.Pertes instantanées 57
VI.10.1.1.Pertes de tension par frottement 57
VI.10.1.2.Perte par recul d'ancrage 58
VI.10.1.3.perte par déformation instantanées du béton 58
VI.10.2.Pertes différées 58
VI.10.2.1.Pertes par retrait du béton 58
VI.10.2.2.Pertes par fluage 59
VI.10.2.3.Pertes par relaxation 59
VI.11.JUSTIFICATION DES CONTRAINTES A L'ELS 60
VI.11.1.Phase de vérification 60
VI.12.VERIFICATION DES CONTRAINTES TANGENTIELLES 61
VI.13.FERRAILLAGE 61
VI.13.1.Principe de ferraillage des poutres 61
VI.13.2.Armature passif longitudinale 61
VI.13.3.Armature passives transversale 61
VI.13.4.Ferraillage minimale 62
VI.13.4.1.Armature de peau longitudinale 62
VI.13.4.2.Armature minimale transversale 62
VI.13.4.Vérification des bielles de béton 63
VI.14.CONTRE FLECHE 64
VI.14.1.Vérification de la flèche 65
VI.15.CONCLUSION 66

Chapitre VII. ETUDE DU HOURDI

VII.1. INTRODUCTION **68**

VII.2.PRESENTATION DE LA DALLE **68**

VII.3.CALCUL DES SOLLICITATIONS **68**

VII.3.1.Principe du calcul 68

VII.3.1.1.Théorie unidirectionnelle 68

VII.3.1.2.Théorie bidirectionnelle 70

VII.3.1.3.Conclusion du calcul 71

VII.4.FERRAILLAGETRANSVERSAL **71**

VII.5.FERRAILLAGE LONGITUDINAL **71**

VII.6.CONCLUSION **72**

Chapitre VIII. ETUDE SISMIQUE

VIII.1.INTRODUCTION **74**

VIII.2.IDENTIFICATION DE L'OUVRAGE **74**

VIII.3.ANALYSE MONOMODALE SPECTRALE **74**

VIII.4.SEISME LONGITUDINAL **75**

VIII.4.1.Période fondamentale du système 75

VIII.4.1.1.Raideur totale du système 75

VIII.4.1.2. Raideur de la culée 76

VIII.4.1.3. Raideur de la pile 76

VIII.4.2.Spectre de réponse élastique SaT, ξ 77

VIII.4.3.Répartition de la force horizontale 77

VIII.4.4.Calcul des déplacements 78

VIII.5.SEISME TRANSVERSAL **78**

VIII.6.SEISME VERTIVAL **80**

VIII.7.COMBINAISON DES COMPOSANTES DE L'ACTION SISMIQUE **80**

VIII.8.CONCLUSION **80**

Chapitre IX. EQUIPEMENTS

IX.1.INTRODUCTION **82**

IX.2. APPAREILS D'APPUIS **83**

IX.2.1.CHOIX DE L'APPAREIL D'APPUI 83

IX.2.1.1.Evaluation des efforts normaux appliqués sur les appareils d'appuis 83

IX.2.1.2.Dimensionnement d'appareil d'appuis 83

IX.2.2.Vérifications du dimensionnement 83

IX.2.2.1.Stabilité au flambement 84
IX.2.2.2.Traction dans les frettes 84
IX.2.2.3. Condition de non glissement 84
IX.2.2.4.Limitation de distorsion 85
IX.2.3.Plaques de fixation 86
IX.3.DES D'APPUIS 86
IX.3.1.Dimensionnement des dés d'appuis 86
IX.3.2.Ferraillage des dés d'appuis 86
IX.4.PLOT PARASISMIQUE 87
IX.4.1.Dimensionnement et ferraillage du plot parasismique 87
IX.5.JOINT DE CHAUSSEE 88
IX.5.1.Calcul du souffle des joints 88
IX.5.2.Type de joint 88
IX.6.CONCLUSION 89
Chapitre X. ETUDE DE LA CULEE
X.1.INTRODUCTION 91
XI.2.SOLLICITATION SUR PILES ET CULEE : 91
X.3.CHOIX DU TYPE DE CULEE 91
X.4.PRE-DIMENSIONNEMENT DE LA CULEE 91
X.5.VERIFICATION DE LA STABILITE DE LA CULEE 92
X.5.1.Evaluation des efforts dus aux poussées 92
X.5.2.Calcul des poussées dues aux terres 93
X.5.3.Calcul des efforts sismiques inertiels 93
X.6. PIEUX 94
X.7.FERRAILLAGE DE LA CULEE 94
X.7.1.Etude du mur frontal 94
X.7.2.MUR GARDE GREVE 95
X.7.2.1.Combinaison d'action 95
X.7.3.Corbeau 95
X.7.4.Mur en retour 96
X.7.5.Dalle de transition 97
X.7.6.Semelle sur pieux 98
X.7.6.1.Armature transversales inférieur (cas normale) 98
X.7.6.2.Armature de construction 98
X.7.7. FERRAILLAGE DES PIEUX 99

X.7.7.1.Armatures longitudinales 99
X.7.7.2.Effort tranchant en tête du pieu 99
X.7.7.3.Armatures transversale 100
X.8.CONCLUSION 101
Chapitre XI. ETUDE DE LA PILE
XI.1.INTRODUCTION 103
XI.2.CHEVETRE 103
XI.2.1.Récapitulatif du ferraillage du chevêtre 103
XI.3.LE FUT 104
XI.3.1.Verification du flambement 104
XI.3.2.Résultatsdes combinaisons retenues pour le calcul du ferraillage de chaque fut 104
XI.3.3.Armatures transversales 105
XI.3.4.Récapitulatif ferraillage du fut : 105
XI.4. SEMELLE 106
XI.4.1.Armatures de construction : 107
XI.4.2.Calcul des pieux sous la pile 107
XI.4.2.1.Effort normal revenant à chaque pieu 107
XI.4.2.2.Effort tranchant en tête du pieux ***P*** 108
XI.4.2.3.Armatures transversales 108
XI.5.CONCLUSION 110
Chapitre XII. COUT GLOBAL DU PROJET
XII.EVALUATION DU COÛT DU PROJET 112
CONCLUSION GENERALE 115
BIBLIOGRAPHIE 116
ANNEXES 117

INTRODUCTION GENERALE

Ainsi, s'achèvent trois années au sein de l'Ecole Nationale Supérieures des Travaux Publics (ENSTP), une fin commémorée, comme le dicte la tradition, par un mémoire de fin d'études, où seront mis à l'épreuve les précieuses connaissances théoriques et techniques acquises et le labeur aménagé tout au long de notre cursus estudiantin. Nous sommes ainsi appelés à être évalués et appréciés sur la base d'un projet virtuel mais réalisable, qui nous permet par l'occasion de s'initier à la vie professionnelle.

Lors de l'élaboration d'un tracé routier, on rencontre plusieurs contraintes parfois naturelles telles que les oueds ou rivières et les montagnes, et parfois artificielles comme les chemins de fer et les autres routes. Afin de parer à ces situations contraignantes, nous somme s'appelées à construire des ouvrages qui, en plus de leurs utilités pour l'homme dans le domaine des transports, fournissent un avantage artistique à l'environnement (paysage), d'où le nom : Ouvrages d'Art. Le projet que nous avons choisi consiste à concevoir et à étudier un ouvrage d'art « PONT » situé à la ville de Tizi-Ouzou région de Draa-el-Mizan, et sera présenté en trois (3) phases englobant onze (11) chapitres :

La première phase consiste à décrire l'environnement du site de réalisation, ses caractéristiques fonctionnelles, géologiques, climatiques et sismiques, ce qui nous permettra de concevoir les variantes indispensables nous permettant de satisfaire le franchissement de l'obstacle considéré, et ce, suivant des critères bien précis. En effet, quelques conceptions seront écartées afin d'arriver à la variante la plus crédible qui répond aux contraintes de notre projet.

La deuxième phase est consacrée à l'étude de la variante retenue, et ce, à partir du tablier jusqu'aux fondations. Le tablier est constitué d'un hourdis et d'éléments porteurs qui différent d'un pont à un autre. Ces éléments seront étudiés et dimensionnés, selon des règlements bien précis (BAEL, BPEL, SETRA...), pour supporter les charges permanentes et d'exploitations créant essentiellement des sollicitations en moments fléchissant et d'efforts tranchants. La modélisation de ce dernier sera basée sur la méthode des éléments finis qui pourra les déterminer d'une manière plus exacte et précise.

Le nord algérien, est connu par son activité sismique, où les constructions parasismiques sont obligatoires, y compris les ouvrages d'art. Pour cela, la troisième est consacrée également à l'étude sismique effectuée pour les appuis qui doivent être bien dimensionnés afin de résister à ces actions, sans occulter certains équipements qui dépendent de ce phénomène telle que « joint de chaussée, appareil d'appuis » permettant leur fonctionnement.

Ce mémoire comprend aussi un chapitre réservé au master, qui est une initiation à la recherche dans le domaine de la dynamique des sols, où on s'intéressera précisément au comportement des sols pulvérulents sous chargement cyclique, traduit par la variation du module de cisaillement et de l'amortissement avec la déformation correspondant à ces derniers.

INITIATION A LA RECHERCHE

COMPORTEMENT DES SOLS SOUS CHARGEMENT CYCLIQUE

2018/2019

I.INTRODUCTION

Le dimensionnement des structures importantes, comme les ouvrages d'art, les ouvrages dits stratégiques, les centrales nucléaires et autres (comme les plates-formes en mer soumisesà des sollicitations dues à la houle)vis-à-vis des risques sismiques est de plus en plus vulgarisé dans notre pays, étant donné le caractère fortement sismique du nord Algérien. Cependant, ceci requiert la connaissance du comportement des sols de fondation sous l'effet de chargements cycliques. Les caractéristiques des sols constituent l'un des aspects fondamentaux de la mécanique des sols, et de la dynamique des sols. Actuellement, les aspects théoriques de la dynamique des sols sont souvent privilégiés par rapport aux aspects expérimentaux, ce qui crée une certaine incertitude.

Les séismes sont multidirectionnels et d'amplitude variable dans le temps. Dans ce chapitre 'Master' nous allons s'intéresser aux différentes méthodes qui nous permettent d'identifier le comportement du sol sous chargement cyclique (dynamique). Celui-ci se traduit par la variation du module de cisaillement et de l'amortissement avec la déformation correspondant à ce dernier. Le but est de s'initier à la recherche expérimentale (par le biais de notre revue bibliographique et d'une visite de laboratoire de Dynamique des sols) et à la recherche théorique plus précisément numérique par le biais de la programmation. A la fin de ce chapitre nous tracerons des courbes traduisant le comportement des argiles sous l'effet de charge cyclique.

II.COMPORTEMENT DU SOLSOUS CHARGEMENT CYCLIQUE

Sous l'effet des charges cycliques, le sol réagit de manière linéaire ou non linéaire selon l'intensité du chargement. Les charges dynamiques développent dans le sol des contraintes dynamiques qui modifient son comportement classique se traduisant par la détérioration du module de cisaillement ainsi que l'augmentation du taux d'amortissement du sol.

Le comportement d'un sol sous chargement dynamique (cyclique) peut être divisé en deux grands domaines :

- **Un comportement en petites déformations** ($\boldsymbol{\gamma < 10^{-4}}$)dans cette gamme de déformations, le comportement peut être considéré élastique linéaire. Dans ce cas, le paramètre principal qui caractérise le comportement du sol est le module de cisaillement en petites déformations (appelé également module de cisaillement maximum ou module de cisaillement élastique), noté G_{max} ou G_0. Il correspond à la pente de la courbe ($\tau - \gamma$) au voisinage des points de début de chargement ou déchargement.
- **Un comportement en moyennes et grandes déformations** ($\boldsymbol{\gamma > 10^{-4}}$)au delà des petites déformations, le module de cisaillement varie en fonction de la distorsion γ. Dans ce cas, le paramètre à définir est le module de cisaillement sécant noté G_S, interprété comme étant le module de cisaillement moyen dans la marge ($\pm\gamma$).

II.1.Paramètres influençantle comportement des sols sous chargement cyclique

Depuis le début des années soixante-dix, des recherches considérables (Hardin et Drnevich, 1972, Iwasaki et al., 1978, Kokusho et al., 1982, Seed et al., 1986, Vucetic et Dobry, 1991, Burland et al., 1996, Lanzo et al., 1997, Vucetic et al. al., 1998a, Vucetic et al., 1998b, Stokoe et al., 1999, Stokoe et al., 2004, Kallioglou et al., 2008, S. Bedr 2018) ont été entreprises

Pour étudier l'influence de divers facteurs sur le comportement des sols sous chargement

cyclique. Les principaux paramètres identifiés sont:

(1) la déformation de cisaillement cyclique (γ_c),

(2) le type de sol,

(3) l'indice de plasticité (I_p),

(4) la contrainte effective moyenne de confinement (p'ouσ_m'),

(5) la fréquence de chargement;

(6) le nombre de cycles de chargement (N);

(7) la structure du sol

En premier, Kokusho et al. (1982) ont montré que les courbesG_{eq}/G_0-γ_c et D-$\gamma_c$des sols cohérents ont tendance à être plus élevées lorsque la valeur de l'indice de plasticité du sol (I_p) augmente. Vucetic et Dobry (1991) ont trouvé que I_p est le paramètre le plus influent sur la variation des courbes G_{eq}/G_0-γ_c et D-γ_c des sols à grains fins.Ishibashi et Zhang (1993) et Lanzo et al. (1997)**,** ont étudié l'effet de la contrainte de confinement effective. Lanzo et al. (1997) ont étudié, particulièrement, l'effet de cette dernière sur les courbes G_{eq}-γ_c et D-γ_{cen} utilisant des sols cohérents reconstitués et de plasticité différente.Il a été reporté que l'augmentation de la fréquence de chargement (f)augmenteG_{eq} et D (Isenhower et Stokoe, 1981, Stokoe et al. 1995, Shibuya et al. 1995, Lo Presti et al. 1997 ; Santucci de Magistris et al. 2013). Cet effet est aussi mis en évidence à de faibles amplitudes de déformation de cisaillement cyclique (γ_c). Sur la base des résultats d'une étude approfondie en laboratoire, Darendeli (2001)a trouvé que les courbes G_{eq}/G_0-γ_c ne sont pas très sensibles à f; d'autre part, l'effet de f sur le coefficient d'amortissement (D) à petites niveaux de déformations est négligeable en dessous de 1 Hz, mais augmente significativement au-dessus de 1 Hz.

Le nombre de cycles (N) est un facteur important qui influe sur G_{eq}et D à partir d'une certaine valeur de γ_c. Vucetic et Dobry (1991)ont fait remarquer que lorsque N augmente, le module de cisaillement équivalent normalisé (G_{eq}/G_0) diminue. Un comportement analogue a été observé pour D, c'est-à-dire que D diminue au fur et à mesure que N augmente (Lo Presti et al. 1997, Darendeli, 2001, Lanzo et al. 2009). Il a également été montré (Stokoe et al. 1999, Stokoe et al. 2004) que l'effet de N sur D est plus important que sur G_{eq}; de plus cet effet est généralement apparent dans les dix premiers cycles de chargement, et D diminue toujours lorsque N augmente.

D'autres facteurs,tel que l'indice des vides (e) ou le coefficient de sur-consolidation (OCR), jouent en général un rôle secondaire sur la variation de G_{eq}/G_0 et Davecγ_c (Vucetic et Dobry, 1991 ; Darendeli, 2001, Kalliouglu et al. 2008). Parmi ces facteurs, l'influence de la teneur en carbonate de calcium (CC) peut être importante dans le sens qu'elle agit comme un agent de cimentation au contact des particules, conduisant à une structure plus liée.

Silvestri (1991)a étudié l'influence de la cimentation sur les courbes G_{eq}/G_0-γ_c de quatre argiles fortement sur consolidées avec des valeurs de CC d'environ 30% ; cette étude a montré que la cémentation offre au matériau une composante supplémentaire d'élasticité. Ng et al. (1995)ont présenté des résultats d'essais triaxiaux cyclique (CTX) sur l'argile de Gault de haute plasticité (I_p= 50%), fortement sur consolidée et caractérisée par CC = 30% ; les auteurs supposent que l'argile de Gault cimentée se comporte comme une argile de faible plasticité pour

des valeurs très faibles de γ_c, et comme une argile de forte plasticité pour des valeurs moyenne et grande de γ_c. Plus récemment, l'influence de CC a été étudiée par Kallioglu et al. (2008), qui ont mené une étude en laboratoire basée sur des essais de colonne résonnante (RC) sur de nombreuses éprouvettes de sols naturels intactes groupés selon les valeurs de CC. Cependant, aucune influence significative n'a été trouvée sur les propriétés G_{eq} et D.

Le Tableau (I.1), Darendeli (2001) classe l'importance relative de divers paramètres du sol sur les courbes G_{eq}/G_0-γ_c et D-γ_c.

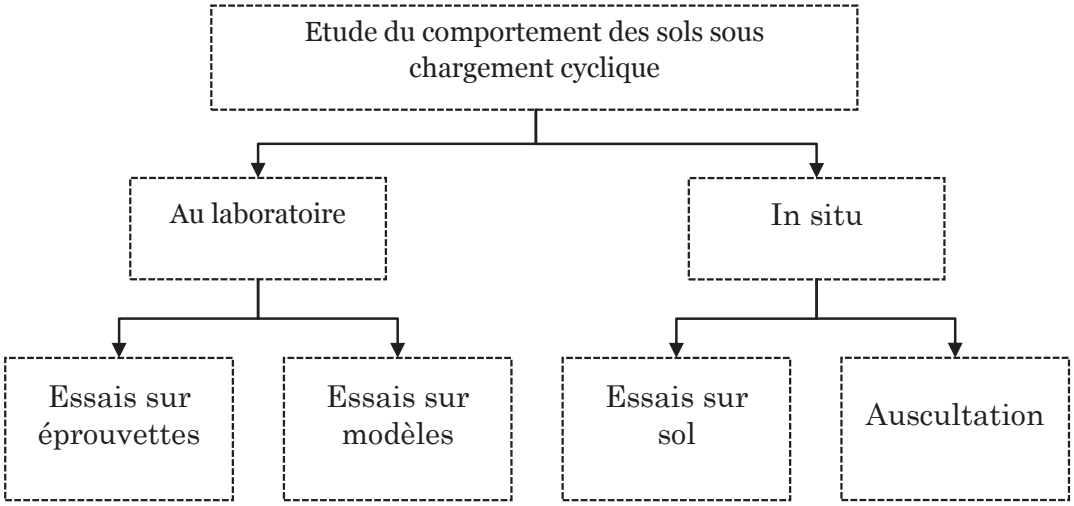
Tableau (I.1). Paramètres contrôlant le comportement du sol sous chargement cyclique et leur importance relative en termes d'affectation des courbes $G_{eq}/G_0 - \gamma_c$ et $D - \gamma_c$Darendeli (2001)

Paramètres	$G_{eq}/G_0 - \gamma_c$	$D - \gamma_c$
Déformation de cisaillement cyclique (γ_c)	***	***
Pression effective moyenne de confinement (p' ou σ'_m)	***	***
Type de sol et plasticité (I_p)	***	***
Nombre de cycles (N)	*+	***++
Fréquence de chargement (f< 1Hz)	*	**
Coefficient de sur-consolidation (OCR)	*	*
Indice des vides (e)	*	*
Dégrée de saturation (S_r)	*	*
Caractéristiques des grains, taille, forme, gradation, minéralogie	*	*
***: Très important **: Important *: Moins important + : Sur des sols étudiés par **Darendeli (2001),** ++ : Dépend du type de sol		

II.2 .Organigramme représentant la recherche expérimentale en DDSOL

Le comportement des sols sous chargement cyclique peut être étudié par différentes

méthodes, présentées dans l'organigramme suivant:



Organigramme représentant la recherche expérimentale en DDSOL

III. RECHERCHE EXPERIMENTALE

Pour concrétiser notre approche à cette recherche, nous avont eu la chance de visiter le **Laboratoire du Centre National de Recherche Appliquée en Génie Parasismique CGS**, où nous avons été acceilli par Monsieur SAMIR BADR docteur en génie civil et chercheur au sein de ce laboratoire,celui-ci nous a présentés les missions du CGS, et nous a aussi expliquéscertains essais de DDSOL réalisés dans ce laboratoire.

III.1.Missions du CGS

Le 'CGS' vise à réduire le risque sismique en Algérie et dans le monde, ses actions s'articulentcomme suit:

1/ **R**echerche en vue de mieux connaître le mouvement sismique, le comportement des structures et l'interaction sol-structures afin de formuler et d'améliorer la réglementation technique de la construction.

2/ **F**ormation de cadres techniques et diffusion de l'information pour faire passer dans la pratique les résultats de la recherche.

3/ **A**pplication stricte de la réglementation technique de la construction.

4/ **P**réparation des services de la protection civile (Plans d'urgence, moyens d'intervention) et corps spécialisés dans l'intervention et la réhabilitation.

III.2.Essais de laboratoire du CGS

Parmi les essais réalisés au laboratoire du CGS :

1. **Essai triaxiale.**
2. **Essai de cisaillement simple.**
3. **Table vibrante.**

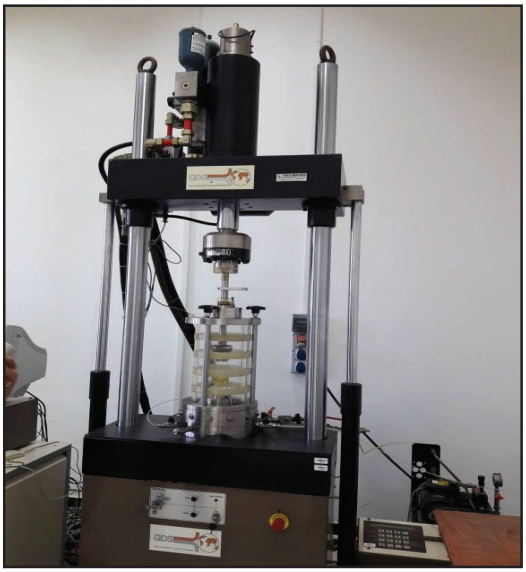


Figure 1 Essai triaxial



Figure 2 Essai cisaillement simple



Figure 3 Table vibrante

Tableau (I.2). Différents systèmes d'essais et leurs normes

Systèmes d'essai	Application	Normes
DYNATRIAX Triaxial Cyclique Dynamique	Triaxial dynamique Triaxial statique : Contraintes totale UU Contrainte effective CU-CD Chemins de contrainte	ASTM D5311 ASTM D3999 ASTM D2850 ASTM D7181
Cisaillement Cyclique Simple	Cisaillement simple statique et cyclique	ASTM D6528
Colonne de Résonnance	Colonne de résonnance Cisaillement en torsion	ASTM D4015

III.1.1.Essai triaxial dynamique

Disponible au Laboratoire de Dynamique des Sols du Centre National de Recherche Appliquée en Génie Parasismique d'Alger, un appareil CTX fabriqué par GDS Instruments, a été utilisé. Le dispositif de l'appareil est présenté dans la figure 3.

Installé au-dessus de la cellule triaxiale, un vérin hydraulique peut être utilisé à la fois en

contrôle force(via le capteur force) ou en contrôle déplacement (via un LVDT). Il peut générer des fréquences allant jusqu'à 10 Hz et pour un chargement jusqu'à 100 kN. Un groupe hydraulique dynamique permet de contrôler la pression de la cellule. Les éprouvettes peuvent être saturées en utilisant un processus de contre-pression, par double drainage (par le bas et par le haut) en utilisant uncontrôleur pression/volume externe qui permet aussi le contrôle de la pression interstitielle.Placé dans le vérin axial, un capteur de déplacement avec une résolution de 0,1 mm est utilisé pour le contrôle de déplacement et l'acquisition de données.

Le capteur force est installé dans la cellule triaxiale. L'appareil est équipé de deuxcapteurs de pression. Le premier est utilisé pour les mesures de pression de la cellule et le second, qui est placé au piédestal de l'éprouvette, est utilisé pour les mesures de la pression interstitielle (u). L'appareil CTX est équipé d'un système de contrôle et d'acquisition de données par ordinateur.

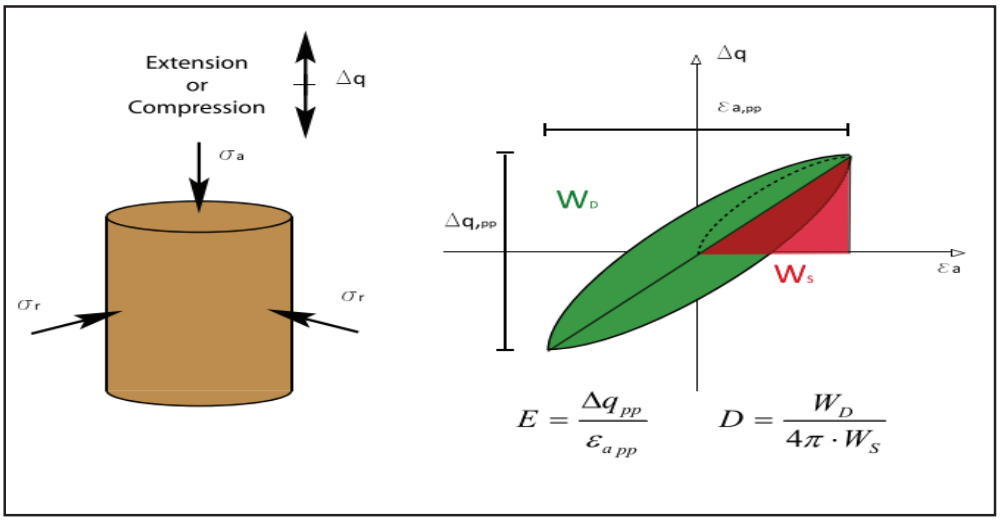


Figure4. Principe de l'essai triaxial

III.1.2. Essai de cisaillement simple direct à doubles éprouvettes (DSDSS)

Cet appareil, dont le dispositif est représenté dans la figure 4, est une évolution du dispositif de cisaillement simple direct, la particularité du DSDSS est la configuration à doubles éprouvettes qui permet d'éliminer les problèmes typiques du dispositif NGI-DSS standard (Mortezaie et Vucetic 2012) qui sont essentiellement liés au frottement. Comme décrit dans Doroudian et Vucetic (1995), le premier appareil DSDSS a été construit à l'Université de Californie à Los Angeles (UCLA). L'appareil utilisé dans cette étude est la version du DSDSS construite à l'Université Sapienza de Rome et entièrement décrite par D'Elia et al. (2003). Il a été utilisé avec succès pour étudier le comportement cyclique d'une variété de sols et de roches tendres dans une large gamme de γ_c (par exemple, Lanzo et al., 2009, Pagliaroli et al., 2014, Verrucci et al., 2015).

Une charge verticale est appliquée sur la tête des éprouvettes, tandis qu'un autrevérin est utilisé pour appliquer un chargementcyclique horizontale, dans des conditions de volume constant. L'appareil n'est pas instrumenté pour mesurerla pression interstitielle (u).

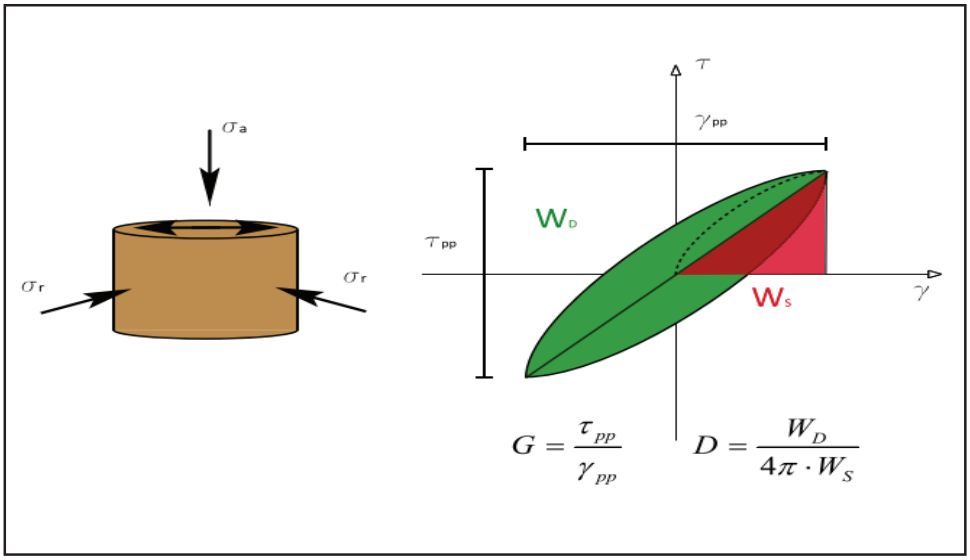


Figure 5. Principe de l'essai de cisaillement simple direct

III. RECHERCHE NUMERIQUE

Pour définir la relation entre le module de cisaillement du sol etl'amortissement en fonction de sa déformation (Gamma), on se référe aux lois de comportement de l'argile établies par**Zhang2005**. nous utilisons un programme de calcul sous MATLAB, qui nous donne pour n'importe quel indice de plasticité 'IP'la variation du module de cisaillement (G/G_0) et l'amortissement (D) en fonction de la déformation Gamma. Ces courbes sont représentées en figure (I.6a,b).

Des sols pulvérulants de type 'sable' et 'argile' sont traités dans ce modeste travail. Leurs caracteristiques sont :

- sol sableu IP<10
- sol argileu IP>10.

La pression de confinement est prise constante égale à 100 kPa.**IP : 0,10,20,40,60.**

G : module de cisaillement du sol détérioré (après déforamtion) sous l'effet d'une charge cyclique.

GO : module de cisaillement initiale du sol (à l'état des petites déformations) , appellé aussi module de cisaillement élastique.

D : taux d'amortissement du sol.

Gamma : déformation de cisaillement du sol.

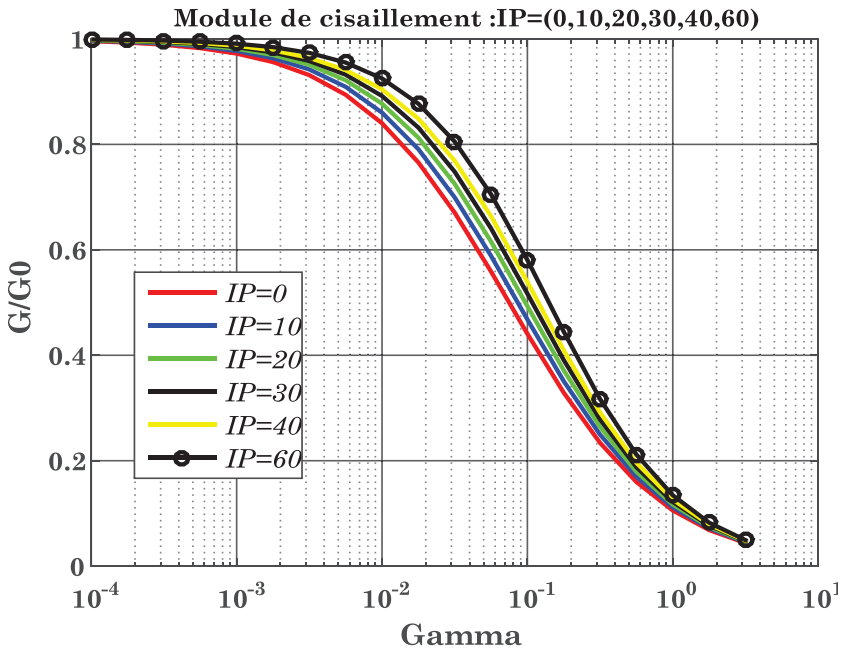


Figure6a. Variation du rapport du module de cisaillement en fonction de la distorsion Gamma pour (IP=0, 10, 20, 30, 40, 60)

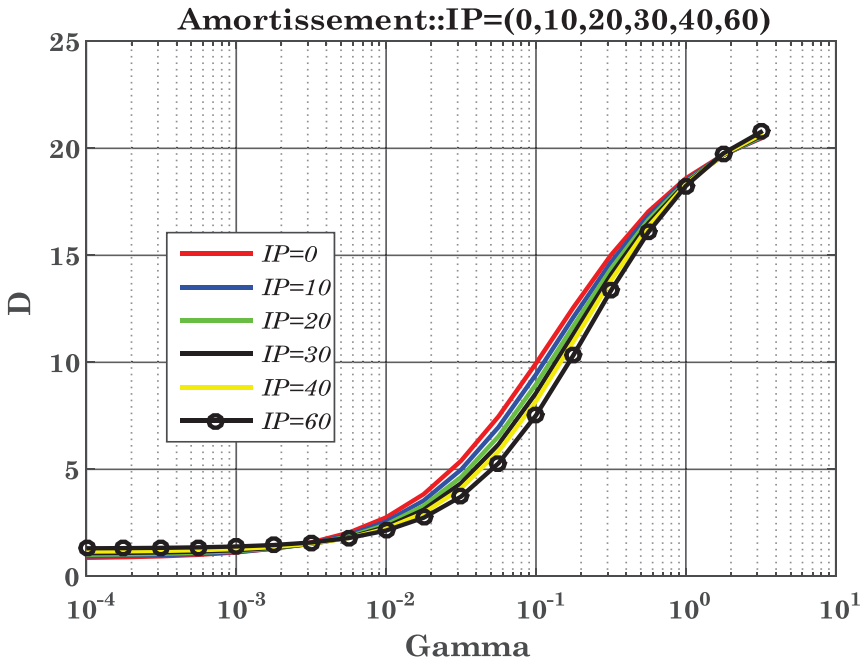


Figure 6b. Variation de l'amortissement en fonction de la distorsion Gamma pour (IP=0, 10, 20, 30, 40, 60)

Les figures (I.6a, b) indiquent :

1. Pour les petites déformations (Gamma petite), le rapport des modules de cisaillement $\frac{G}{G_0}$

avoisine la valeur de 1, essentiellement pour IP>20. Ceci veut dire que la variation du module de cisaillement est très petite. Le sol ne se détériore pas pour les petites déformations.

2. Pour les moyennes à grandes déformations, le rapport des modules de cisaillement$\frac{G}{G_0}$diminue jusqu'à atteindre des valeurs très faibles pour des IP grand. Le sol devient dans ce cas lâche.
3. Pour les petites déformations, l'amortissement du sol tend vers 0 et il augmente pour de moyennes à grandes déformations (Gamma).
4. Plus le sol est plastique (IP grand) moins son amortissement est élevé, contrairement à son module de cisaillement qui augmente plus son indice de plasticité (IP) augmente. Cet indice de plasticité, fait la différence entre deux sols pulvérulents à savoir le sable et l'argile.
5. Ces courbes confirment encore une fois les résultats résumés dans le tableau (I.1) Darendeli, qui indique que l'indice de plasticité IP est un facteur très influençant sur les caractéristiques dynamiques du sol à savoir : (1) le module de cisaillement et (2) l'amortissement du sol.

IV. CONCLUSION

Cette initiation à la recherche nous a permis d'entrer dans le monde de la recherche. Elle nous a permis d'évaluer nos capacités à mener une recherche bibliographique sur un thème de recherche donné et bien sûre apprendre à résumer et rédiger les connaissances récoltées. Ce type de travaux (de recherches) consiste à : (1) poser une problématique, (2) poser les hypothèses et les théories, (3) l'aboutissement à des résultats (courbes, équations….).

D'après la revue bibliographique, on conclut que les charges dynamiques développent dans le sol des contraintes dynamiques qui modifient son comportement. En effet, les courbes tracées traduisent la détérioration du module de cisaillement ainsi que l'augmentation du taux d'amortissement du sol, suite à la déformation cyclique Gamma.

REFERENCES

Darendeli. Development of a New Family of Normalized Modulus Reduction and Materials Dumping Curves. *PhD thesis, University of Texas at Austin,2001*.

Détermination expérimentale des lois de comportement dynamiques des marnes de la région d'Alger CGS.

Détermination expérimentale des propriétés dynamiques des marnes de la région d'Alger Application à l'évaluation des effets de site. Thèse de doctorat, *Samir BEDR 2019*.

Zhang, X., Andrus, R. D., & Juang, H. (2005). Normalized Shear Modulus and Material Damping Ratio Relationships. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering.*

Chapitre I.
PRESENTATION DE L'OUVRAGE

2018/2019

I.1.INTRODUCTION

Un pont est destiné à offrir un service aux usagers et satisfaire certaines exigences fonctionnelles et naturelles, qui assureront sa fonction d'ouvrage de franchissement. Donc pour procéder à la conception et l'étude d'un ouvrage, une connaissance des informations fonctionnelles et naturelles est indispensable.

Dans ce premier chapitre, nous allons présenter et analyser toutes les données disponibles dans notre projet.

I.2.PRESENTATION DU PROJET

I.2.1.Objectif du projet

Le projet consiste à réaliser un viaduc V5 d'une longueur de 118m, situé au PK 15+450. La topographie du site est escarpée, représentant deux versant de montagne entaillée par un talweg plus ou moins important.

I.2.2.Situationdu projet

Le projet se situe dans la région de Draa el Mizan (Wilaya de Tizi Ouzou) au PK 15+450.

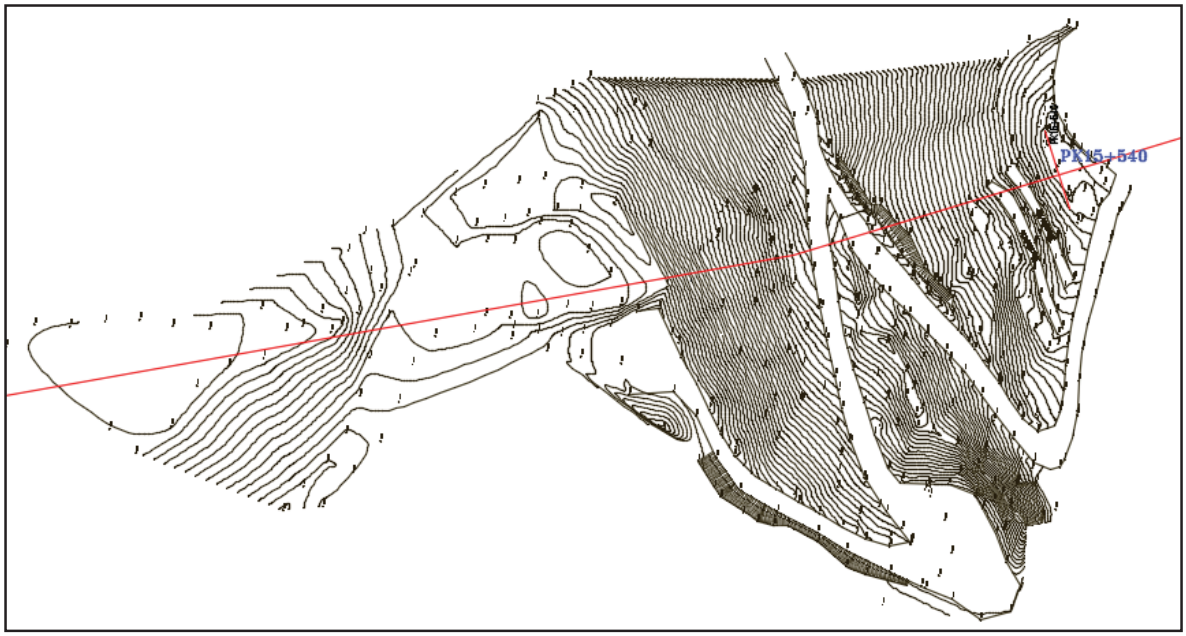


Figure I.1. Localisation de l'ouvrage

I.2.3.Obstacle à franchir

L'obstacle sur lequel notre projet va être conçu et réalisé, représente deux versants de montagne entaillés par un talweg. Le site est constitué de massifs de roches métamorphiques dit terrain azoïque, difficile à y accéder même pour faire les essais de reconnaissance du sol.

I.2.4. Caractéristiquesdu projet

Les caractéristiques du projet fixées par le tracé routier de l'autoroute sont :

- ❖ sens 1:
- – Longueur de la brèche : 118 m du PK 15 + 540 au PK 15 + 700.
- – Largeur du tablier : 13,8 m.
- – La pente : 5 %.
- ❖ sens 2 :
- – Longueur de la brèche: 119 m du PK 15+ 540 au PK 15 + 700.
- – Largeur du tablier : 13,8 m.
- – La pente : 5 %.

I.3. LES DONNEES DU PROJET

I.3.1.Les données fonctionnelles

I.3.1.1.Tracé en plan

Le projet en plan est droit de longueur totale de 118 m, il présente un pont jumelé dont les deux cotés ont les mêmes caractéristiques géométriques.

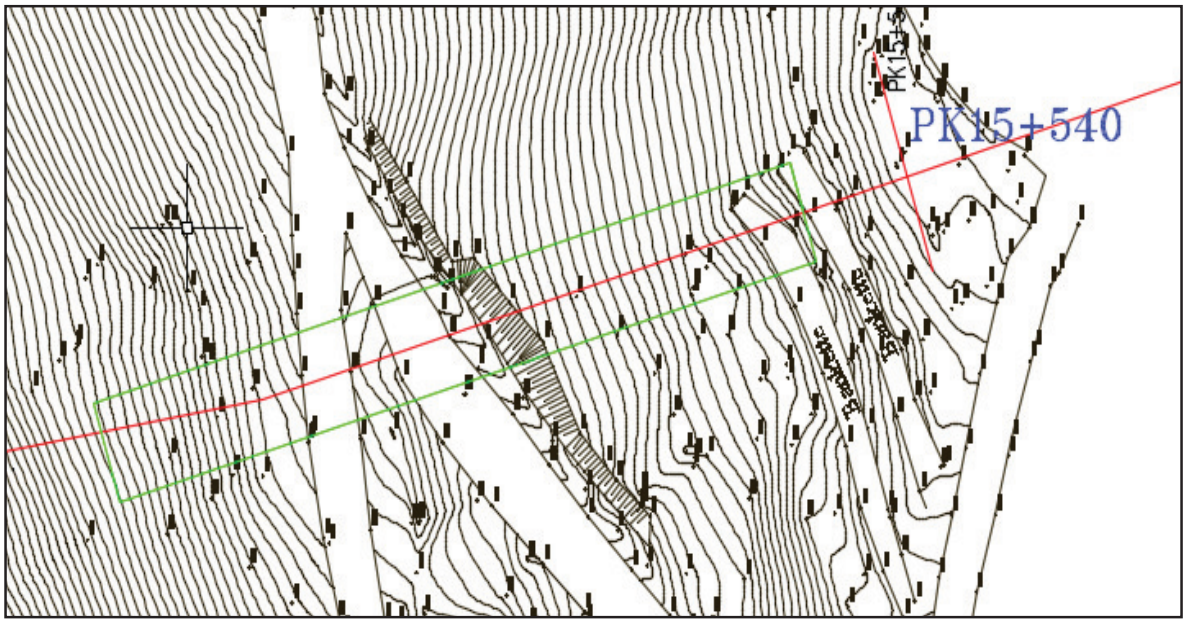


Figure I.2. Vue en plan

I.3.1.2.Profil en long

Longitudinalement, le tracé de la voie routière présente une pente de5 % .

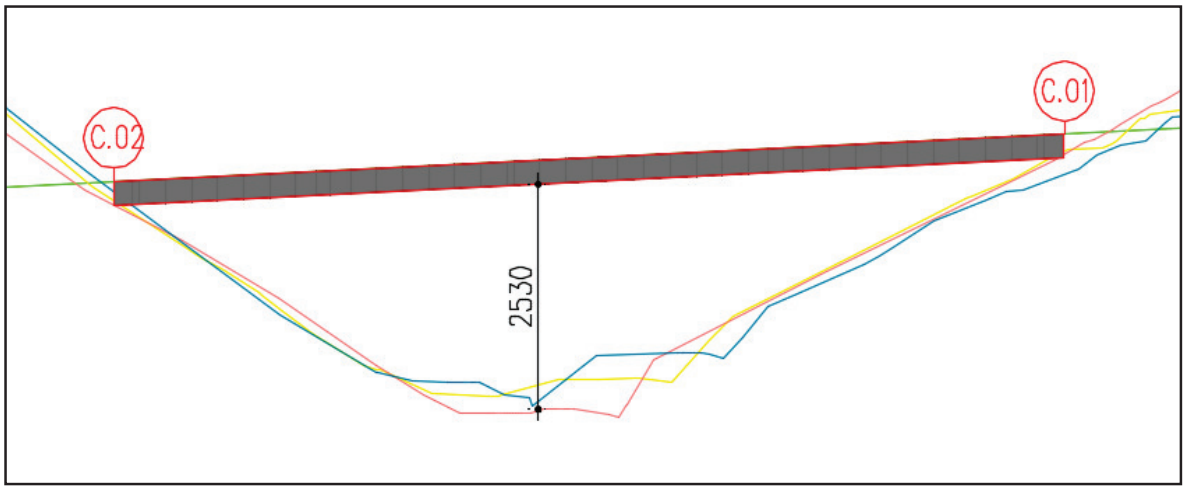


Figure I.3.Profil en long

I.3.1.3.Profil en travers

Le profil en travers de notre chaussée pour chaque sens est défini par :

- Chaussée 3 voies : 13,8m
- Trottoirs 2 x 0,65m.
- Glissière
- Bande séparative 2,7m.

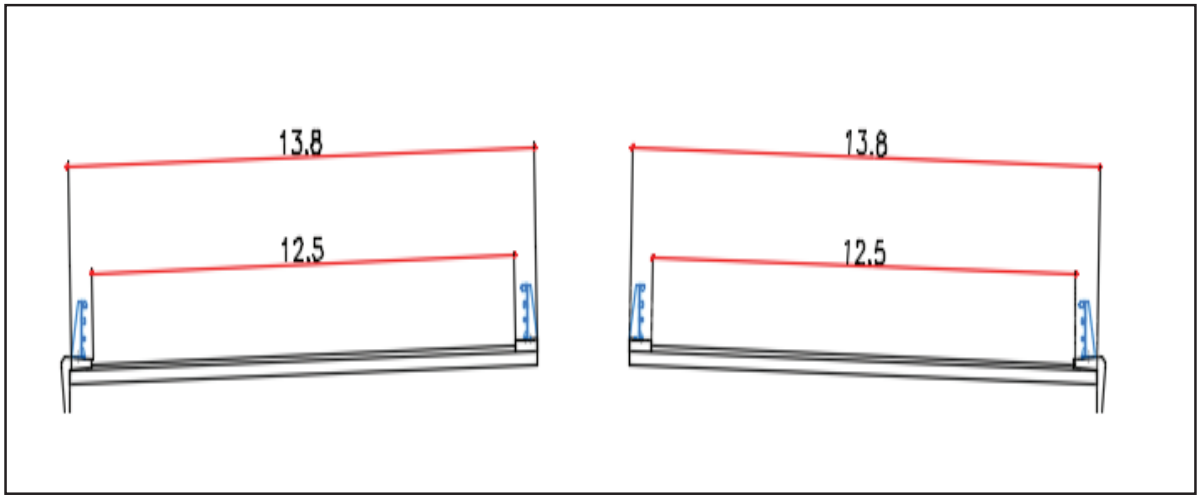


Figure I.4.Profil en travers

I.3.2. Les données naturelles

I.3.2.1. La topographie

La visite du site du projet nous a permis de conclure que le projet est implanté dans une zone montagneuse dont l'accès est plutôt difficile.



Figure I.5. Topographie du site

I.3.2.2. Géotechnique

Afin de préciser la nature, la disposition ainsi que l'épaisseur des différentes couches lithologiques dont se compose le sol étudié, et leurs caractéristiques mécaniques, physiques et chimiques, on doit effectuer une étude du sol.

Cette étude va nous permettre d'adapter le projet aux conditions géotechniques, tel que le choix du type de fondations et évaluer les risques éventuels de stabilité, agressivité ou gonflement…

Tous ces résultats sont précisés dans un rapport géotechnique présenté par le laboratoire central des travaux publics après avoir réalisé les essais (in situ ou au laboratoire) nécessaires sur ce sol. Certains résultats du rapport géotechnique sont présentés dans l'annexe A.

- **Essais au laboratoire**

Selon la nature du sol, divers essais mécanique et chimique ont été réalisés sur des échantillons prélevés du site:

Essais physiques : pour déterminer les paramètres physiques du sol, tel que le poids volumique sec et humide,la teneur en eau et le degré de saturation, et les paramètres d'identification tel que la limite de liquidité et de plasticité.

Essais mécaniques : tel que l'essai de résistance au cisaillement et à la compression, l'essai de compressibilité à l'odomètre.

Analyse chimiques : son but est d'identifier la présence d'éléments agressifs comme les sulfates, les chlorures, carbonates …

- **Essais in situ**

Le LCTP a réalisé lors des travaux de connaissances in situ :

Quatre sondage carottés, sondages pressiométriques, pose piézométriques jusqu'à 13m de profondeur.

❖ **Type de fondations**

Les résultats fournis par le Laboratoire de Contrôle des Travaux Publics LCTP indiquent qu'on est en présence de sols et roches de caractéristiques mécaniques variables.

Sur la base des résultats tirés des essais in situ, la nature du sol mise en évidence et les résultats des essais au laboratoire, on peut conclure ce qui suit :

- Le sol est classé d'après le Règlement Parasismique des Ouvrages d'Art (RPOA2008), dans la catégorie S2 sol ferme.
- Le sol support ne présente aucun risque d'agressivité du sulfate vis-à-vis du béton des fondations.
- Le mode de fondation approprié compte tenu du contexte géomorphologique du site et du type d'ouvrage projeté : des pieux ancrés dans le faciès métamorphique.

I.3.3.Données sismiques

L'ouvrage se situe dans la région de DJEBAHIA (Wilaya de TIZI OUZOU) qui est classée selon le Règlement Parasismique Algérien (RPOA2008) comme une zone de moyenne sismicité (IIa).

I.3.4.Données climatiques

Le climat de la région se caractérise par un été chaud, un hiver froid, un printemps doux et un automne variable. La température varie généralement de 0 °C à 40 °Cet est rarement inférieure à -3 °C ou supérieure à 45 °C.

Pour ce qui est du vent, la période la plus venteuse de l'année dure 5,2 mois, avec des vitesses de vent moyennes supérieures à 12,4 kilomètres par heure.

I.3.5.Donnéespluviométriques

La région reçoit une moyenne annuelle des précipitations de 800 mm par an, elle reçoit aussi une tombée de neige en hiver négligeable.

I.4.CONCLUSION

Nous avons présenté dans ce premier chapitre les données naturelles et fonctionnelles relatives à notre ouvrage, sa situation géographique ainsi que l'avis géotechnique, ceci va nous permettre de passer à la conception de notre ouvrage la mieux adaptée à ces paramètres. C'est ce qui sera traité dans le chapitre suivant.

Chapitre II.
CONCEPTION ET PREDIMENSIONNEMENT

2018/2019

I.1.INTRODUCTION

La conception a l'objectif de déterminer le type d'ouvrage le plus économique et qui est capable de satisfaire le mieux possible à toutes les conditions imposées.

Dans ce chapitre, nous allons procéder à la recherche d'une conception adéquate en tenant compte des critères techniques, économiques et esthétiques. Ensuite, par une analyse multicritère, une variante sera retenue pour une étude plus détaillée.

II.2.CRITERES DE CHOIX DU TYPE D'OUVRAGE

Pour aboutir au meilleur choix, il faut connaître à la fois l'ensemble des contraintes à respecter et l'ensemble des types d'ouvrages qui peuvent être envisagés. La comparaison de ces deux ensembles permet de retenir les solutions, qui apparaissent en première vue comme les meilleures, et qui feront ensuite l'objet d'études plus approfondies (plans technique, économique et esthétique).

Pour le choix du type d'ouvrage, on prend en considération les éléments principaux suivants

- L'obstacle à franchir.
- Profil en long de la chaussée.
- Le gabarit à respecter.
- La nature du sol.
- Débit de crue centennale.
- L'ouverture de l'ouvrage.
- Les positions possibles des appuis.
- Les conditions d'exécution et d'accès à l'ouvrage.

II.3.PRESENTATION ET PRE-DIMENSIONNEMENT DES VARIANTES

II.3.1.Variante1 : pont à poutres précontraintes par posttension type VIPP

Les premières directives concernant les viaducs à travées indépendantes et à poutres précontraintes par post tension (VIPP) ont été publiées en 1967, soit vingt-cinq ans après la construction des premiers d'entre eux. Ils constituent une solution classique pour les franchissements de portée comprise entre 30 et 50 mètres.

Le tablier est constitué de poutres longitudinales le plus souvent parallèles et équidistantes et de hauteur constante et sont solidarisées entre elles par un hourdi de faible épaisseur supportant la chaussée.

Ces viaducs comportent alors des appuis d'une certaine hauteur qui découpent la brèche en une succession de travées de longueurs égales.

Conception longitudinale

Pour la conception longitudinale de ce pont, on propose dans cette variante 3 travées équivalentes de 37m, ce qui donne une longueur totale de 111m. La figure … illustre la vue en élévation et le profil en long de la variante.

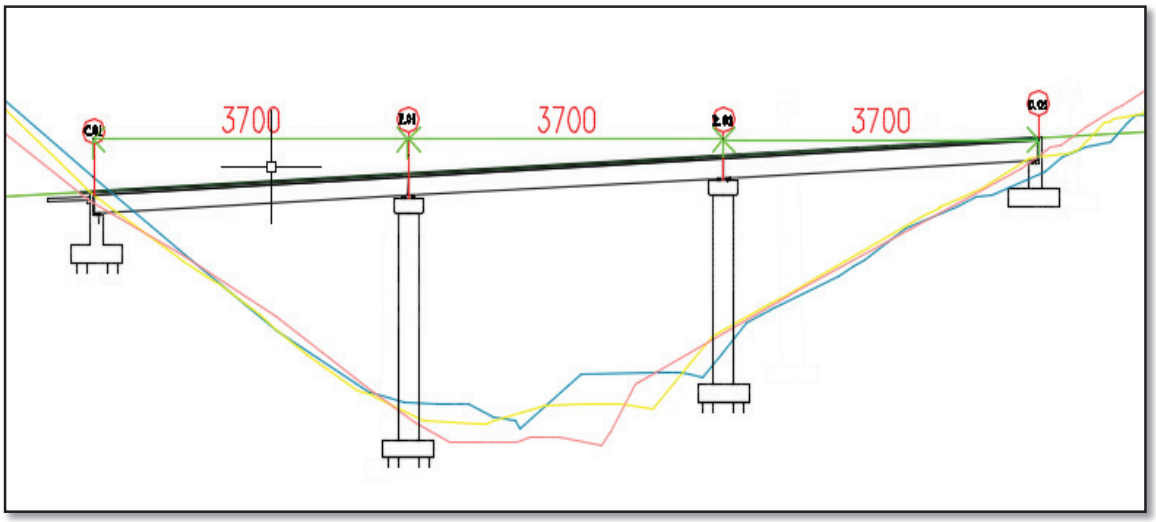


Figure II.1. Coupe longitudinale du pont poutres

Conception transversale

Suivant le guide de conception SETRA [VIPP/1996], on est arrivés au pré-dimensionnement suivant :

Tableau II.3 conception transversale pont poutres

Epaisseur de la dalle « e »	**Entre 20et 25cm**	**25**
Hauteur de la poutre	$\frac{Lt}{22} \leq Hp \leq \frac{Lt}{16}$	200
Hauteur totale du tablier	$Ht = Hp + e$	225
Largeur de la table de compression	$b \geq 0{,}6Hp$	120
Epaisseur de la table de compression	$10 \leq e1 \leq 15$	12
Entraxe des poutres de rives	Dépend de l'entraxe des poutres de milieux	$La = 1240$cm (12.4m)
Entraxe des poutres	$140 \leq \lambda \leq 200$	150
Nombre de poutres	$N = \frac{La}{\lambda} + 1$	9 poutres
Largeur du talon	$60 \leq lt \leq 90$	60
Epaisseur du talon	$10 \leq et \leq 20$	20
Epaisseur de l'âme : **mi- travée** **zone intermédiaire** **zone d'about**	 25 35 60	
Gousset de la table de compression	$\frac{1}{15} \leq tg\alpha 1 \leq \frac{1}{10}$ $45° < \alpha 2 < 60°$	
Gousset du talon	$1 \leq \alpha \leq 1{,}5$	

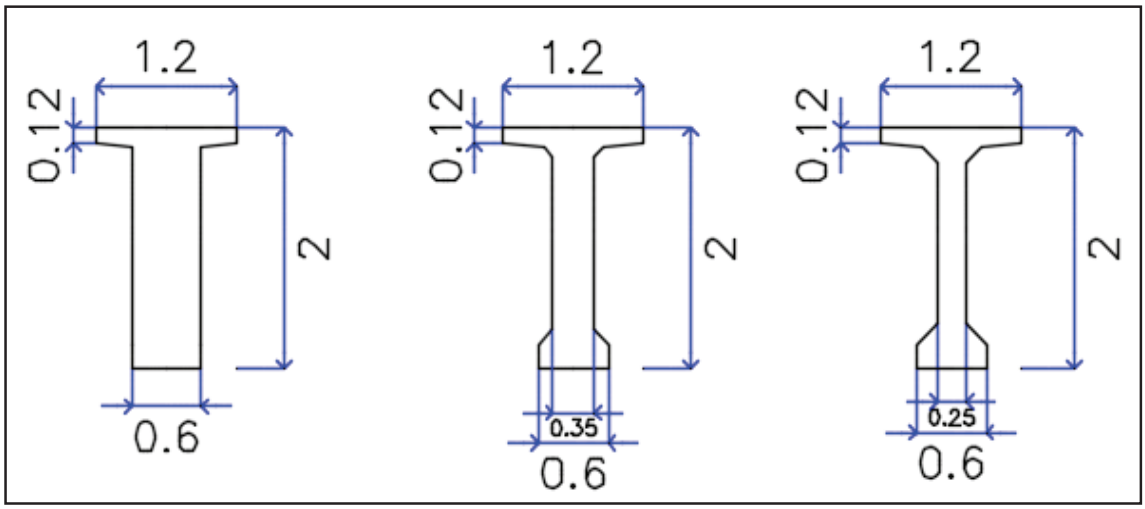


Figure II.2. Les 3 sections de la poutre

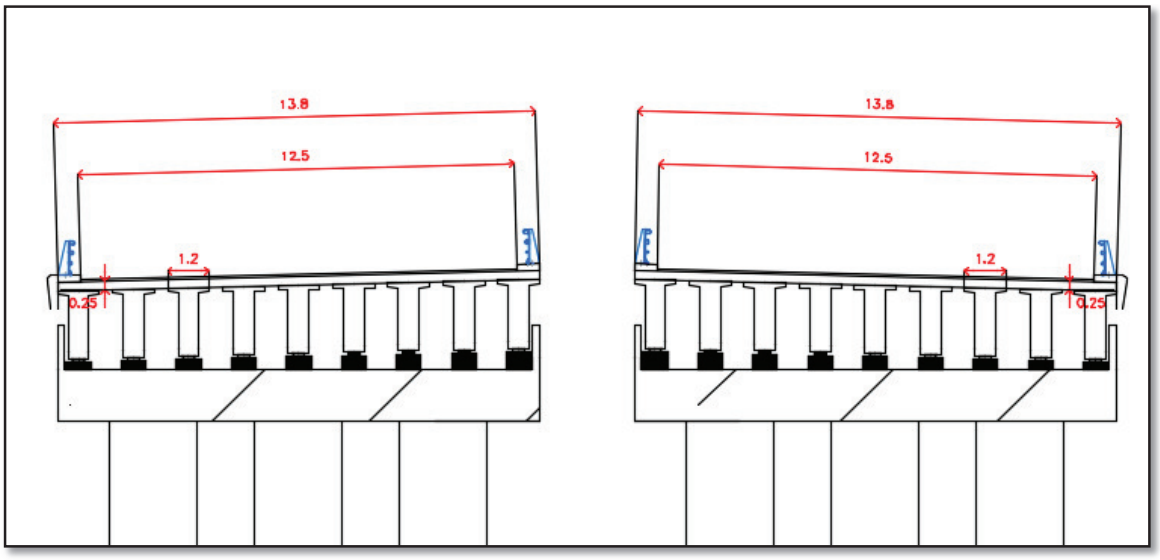


Figure II.3 coupe transversale pont poutres

II.3.2.Variante2 : Pont mixte bipoutres

Les ouvrages mixtes à poutre comportent une dalle en béton – armé ou précontraint - et une charpente métallique, reliées par des connecteurs. Ce sont des ouvrages très répandus qui peuvent être projetés dans des situations très diverses, milieu urbain ou rural, portée principale de 30 à 130m avec un domaine courant de 40 à 90m, et une largeur totale de 8 à une vingtaine de mètres.

Conception longitudinale

On propose dans cette variante à projeter un pont mixte bipoutre à pièce de pont à hauteur variable composé d'une travée principale de 45 m de longueur et deux travées de rives de 33 m de longueur, ce qui donne une longueur totale de pont égale à 111 m.

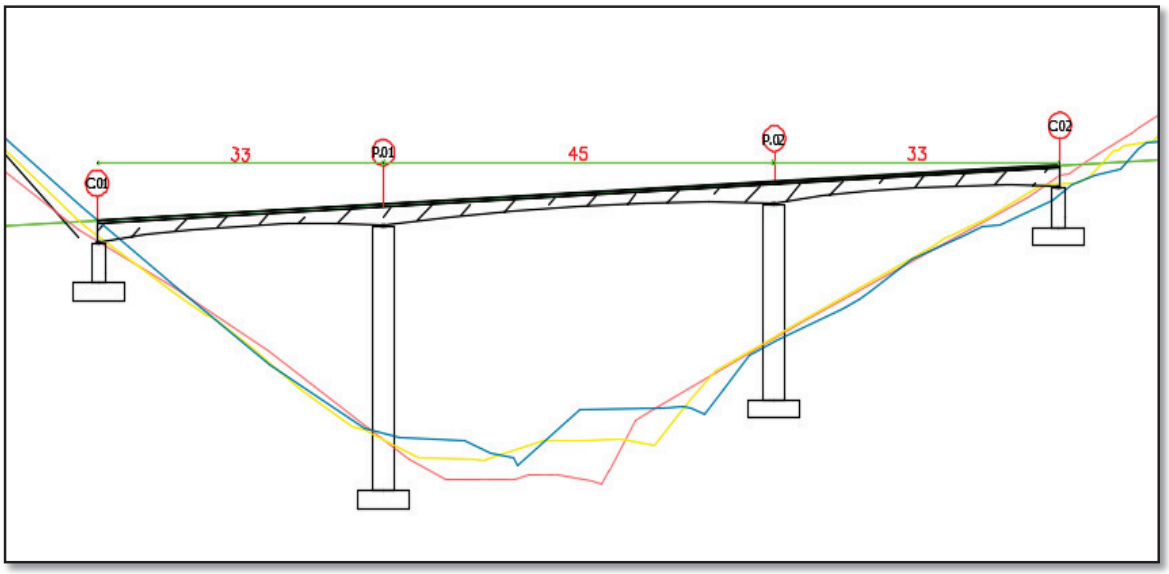


Figure II.4. Coupe longitudinale pont mixte bipoutres

Conception transversale

Le tablier est assez large (13,8 m), une solution consiste à appuyer la dalle longitudinalement sur les deux poutres et transversalement sur des pièces de pont légèrement rapprochées (tous les 4 m environ).

Tableau II.4 Conception transversale pont mixte

Elément	Valeur usuelle	Valeur en cm
Epaisseur de la dalle	$20 \leq ep \leq 25$	25
Hauteur de la poutre sur pile	$H = \frac{Lt}{25}$	180
Hauteur de la poutre à mi-travée	$\frac{Lt}{50} \leq H \leq \frac{Lt}{40}$	110
Epaisseur de l'âme	$30 \leq ep \leq 35$	3.5
Epaisseur de la semelle sup	$20 \leq ts \leq 150$	4
Epaisseur de la semelle inf	$20 \leq ti \leq 150$	5
Largeur semelle sup sur pile	$400 \leq bs \leq 1000$	80
Largeur semelle sup à mi-travée	$400 \leq bs \leq 1000$	60
Largeur semelle inf sur pile	$400 \leq bi \leq 1200$	90
Largeur semelle inf à mi-travée	$400 \leq bi \leq 1200$	70

Pré-dimensionnement de la pièce de pont

Les pièces de pont sont des poutres secondaires en I, elles relient deux poutres principales, leur rôle est d'assurer la stabilité des poutres principales et le soutènement de la dalle.

Dans cette conception, l'espacement entre les pièces de pont est de 4m, et leurs dimensions transversales sont résumées dans le tableau ci-dessous.

Tableau II.5 pré-dimensionnement de la pièce de pont

Elément	Valeur usuelle	Valeur en cm
Hauteur de la poutre	$\frac{Lt}{15} \leq Hpp \leq \frac{Lt}{10}$	100
Epaisseur de la semelle	/	2
Epaisseur de l'âme	$10 \leq ea \leq 12mm$	1.2
Largeur de la semelle	$220 \leq bpp \leq 300mm$	30

Choix de la nuance d'acier

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

La connexion entre la dalle et la charpente métallique

La connexion poutres métalliques-dalle béton armé est assurée par des connecteurs de type goujons, de 22 mm de diamètre et de hauteur de 200 mm, leur espacement est déterminé par un calcul plus détaillé.

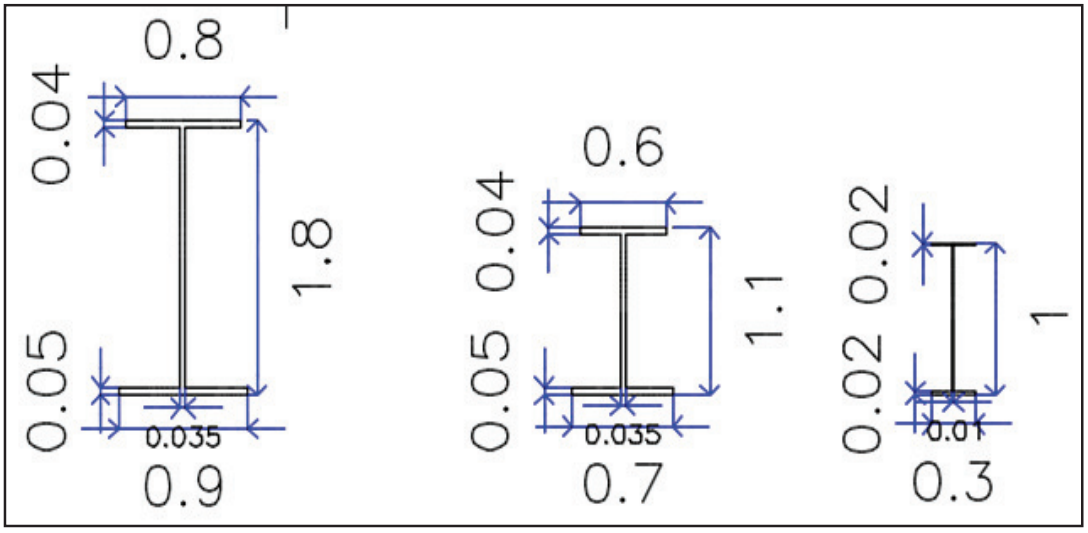


Figure II.5. Coupes transversales des profilés métalliques

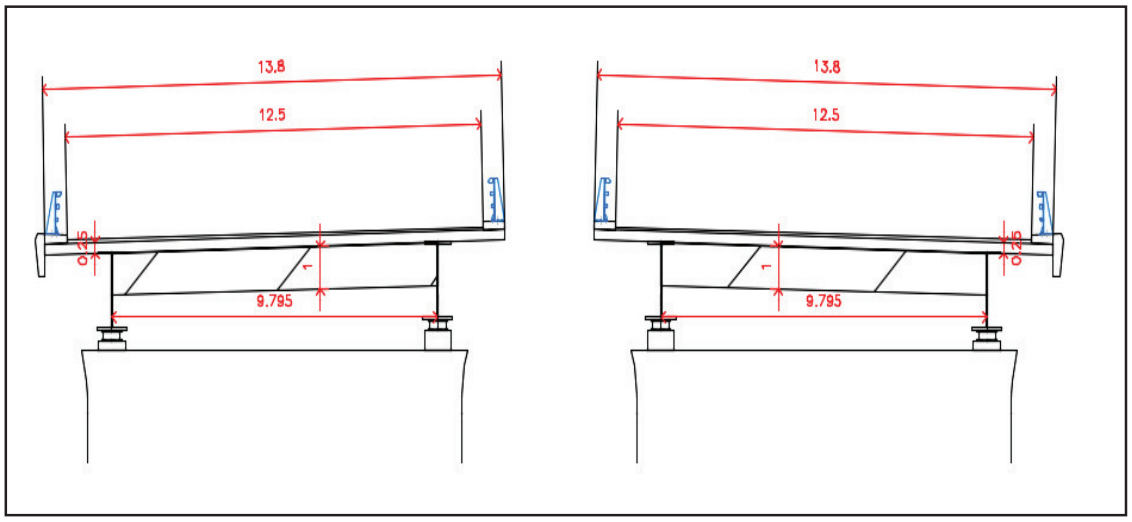


Figure II.6. Coupe transversale pont mixte bi-poutres

II.3.3. Variante 3 : Pont voussoirs en béton précontraint construit par encorbellements successifs coulé sur place.

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

Au-delà de 65/70m, les efforts dans les fléaux deviennent très importants et nécessitent une hauteur sur pile qui se révèle surabondante en travée. Il devient donc économiquement intéressant de réaliser un tablier de hauteur variable décroissante de piles vers la clef.

Conception longitudinale

On propose dans cette variante à projeter un pont voussoirs à hauteur constante composé d'une travée principale de 50m de longueur, et deux travées de rives de 25m de longueur, ce qui donne une longueur totale du pont égale à 100m.

Le nombre total de voussoirs

Pour un ouvrage dont les voussoirs sont coulés sur place, et qui n'a aucune courbure en plan, tout en tenant compte les moyens de réalisation disposés par les entreprises algériennes, on distingue trois types de voussoirs :

Voussoirs sur piles : Ces dimensions sont fixées par l'équipage mobile disponible sur site, généralement, compris entre 7 et 10 m.

Voussoirs de clavages : Il faut qu'ils permettent aux opérateurs de tirer les câbles de précontrainte librement sans être très élancé. Leur longueur varie de 1,5 à 3 m.

Voussoirs courants : La longueur des voussoirs courants est constante et varie de 2,50 à 4 m, voire 5m, suivant les ouvrages.

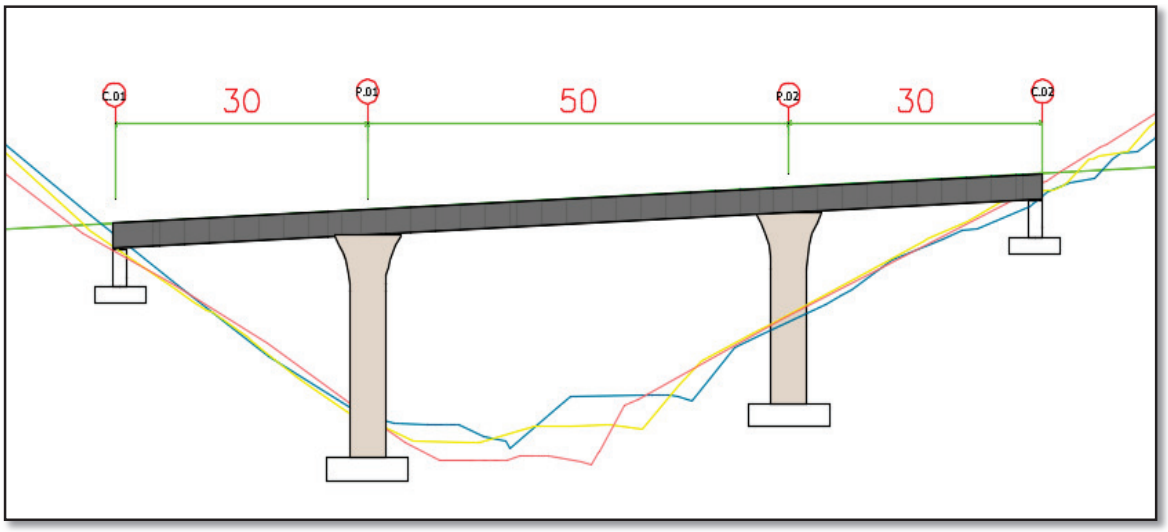


Figure II.7. Coupe longitudinale pont voussoir

Conception transversale

Choix du type de caisson

Pour des largeurs du tablier inférieures à 20 m, la solution la plus économique est presque toujours constituée par un caisson à deux âmes, avec deux hourdis en dalle pleine.

Tableau II.6 Conception transversale pont voussoir

Eléments	Valeur usuelle en m	Valeur retenu en cm
Hauteur du voussoir H_p	$\frac{l}{25} < h < \frac{l}{20}$	220
Largeur du voussoir B	$B < 20$	1380
C	$\frac{B}{4}$	330
e_1	$e_1 \geq 16\ a\ 18$	20
e_2	$\frac{c}{8} \leq e_2 \leq \frac{c}{7}$	40
D	$D = B - 2C$	720
e_4	$\frac{D}{30} \leq e_4 \leq \frac{D}{25}$	30
e_3	$e_3 > e_2 - 0{,}1 \quad et e_3 > 1{,}5e_4$	45
Epaisseur de l'âme E_a	$E_a = \frac{L}{275} + 1{,}25\frac{B}{L} - 0{,}125$	40
Epaisseur du hourdis inférieur E_P	$35 \leq E_P \leq 80$	50
Gousset inférieur	$35 \leq \alpha \leq 45$	45
Gousset supérieur	$40 \leq \alpha \leq 45$	40
Inclinaison de l'âme	$10\% \leq \beta \leq 30\%$	20%

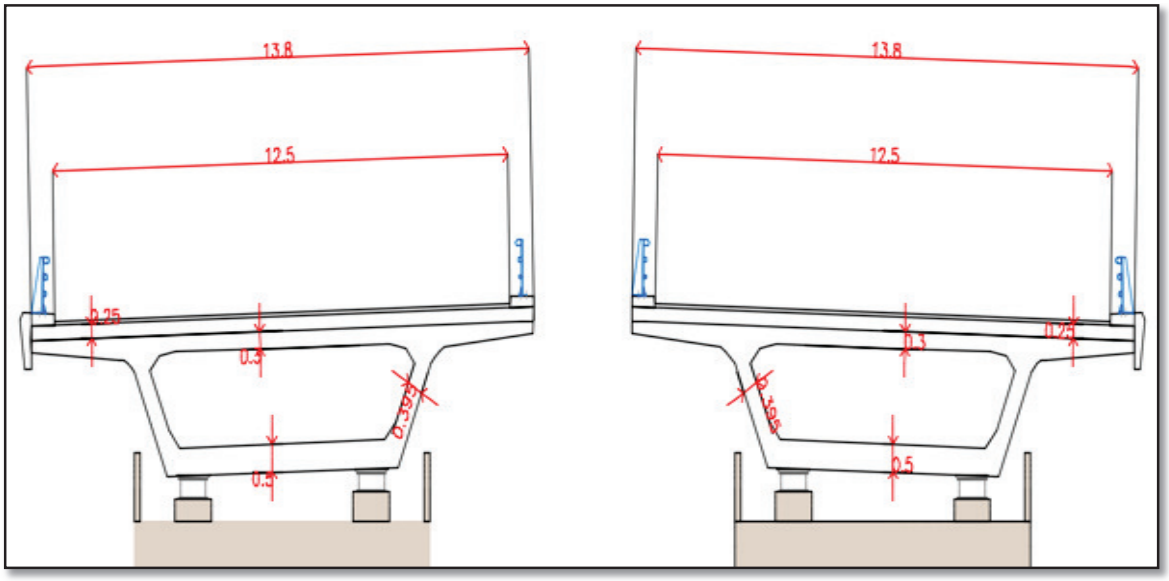


Figure II.8. Coupe transversale du pont voussoir

II.4.ANALYSE MULTICRITERES

En se basant sur les avantages et les inconvénients de chaque variante, on choisit rationnellement le type de pont qui répond au besoin de l'ouvrage en tenant compte des différentes contraintes présentées.

Cette analyse se fait par rapport aux aspects suivants :

- Maitrise (réalisation).
- Coût.
- Esthétique.
- Délais.
- Entretien.

II.4.1.Avantages et inconvénients des variantes

II.4.1.1.Variante1 : pont à poutres précontraintes par post-tension type VIPP

Avantages :

- Maitrise de la préfabrication des poutres.
- Leur fonctionnement isostatique qui leur permet d'être insensibles aux tassements différentiels des appuis et aux effets d'un gradient thermique.
- Une bonne réutilisation des coffrages.
- La possibilité d'assembler les éléments préfabriqués sans échafaudages ce qui permet d'éviter l'encombrement gênant souvent le fonctionnement du chantier.

Inconvénients :

- Poids propre très important.
- S'adapte difficilement aux franchissements biais ou courbes.
- Déformation des poutres par fluage due à la compression excessive de leur partie inférieure, qui peuvent provoquer des déformations du tablier vers le haut à long terme.

II.4.1.2.Variante2 : Pont mixte bipoutre

Avantages :

- Possibilité de franchir de grandes portées.
- La qualité architecturale qui s'attache à la netteté.

Inconvénients :

- Le phénomène de la fatigue dans les assemblages et celui de la corrosion de l'acier.
- La demande d'une main-d'œuvre qualifiée surtout pour l'opération du soudage.
- Un cout de réalisation très élevé.
- Nécessite un entretien périodique.

II.4.1.3.Variante 3 : Pont voussoirs en béton précontraint construit par encorbellements successifs coulé sur place

Avantages:

- La construction par encorbellements successifs permet de franchir des rivières larges à forte crue, et des vallées très profondes ou accidentées.
- Ouvrage élancé ayant une qualité esthétique incontestable.
- Souplesse d'exécution liée à la possibilité d'accélérer la construction en multipliant le nombre des bases de départ.

Inconvénients:

- Le poids est très important (tablier assez épais).
- L'exécution nécessite une main d'œuvre qualifiée notamment la mise en tension des câbles de précontraintes.
- L'entretien est ardu après les grands dégâts (séisme).

II.5. ESTIMATION DU PRIX

Tableau II.7 Cout estimatif des différents tabliers

CONCEPTION	SURFACE	PRIX UNITAIRE (DA)	COUT (DA)
Pont à poutre en BP	1531,8	90 000	137 862 000,00
Pont voussoir	1531,8	190 000	291 042 000,00
Pont mixte bipoutre	1531,8	230 000	352 314 000,00

II.4.2.CHOIX DE LA VARIANTE RETENUE

Après l'analyse des différents aspects négatifs et positifs des trois variantes, on constate que chacune d'elles dispose de caractéristiques absentes chez l'autre.

La variante pont construit en encorbellement successif est écartée, sachant qu'elle ne présente pas un bon rendement pour notre projet.

La variante mixte bipoutre peut être la solution convenable à ce franchissement, cependant le coût et l'entretien périodique peuvent s'opposer à ce choix.

.la variante qui présente le plus d'avantages avec peu d'inconvénients sur tous les plans de comparaison: le coût, la rapidité d'exécution et la facilité au niveau de l'étude est la variante pont à poutres préfabriquées en post tension et qui fera l'objet de notre étude.

Une fois la variante sélectionnée, une nouvelle conception est nécessaire pour les appuis qui présentent l'élément porteur du pont ; et cette conception possède aussi ses critères de choix.

II.5.CONCEPTION DES APPUIS

La conception générale des appuis, piles et culées, est basée sur les propriétés géométriques et mécaniques de l'ouvrage.

II.5.1.Piles

La pile est un appui intermédiaire constitué d'un ou de plusieurs futs dont la forme relève de nombreux critères.

Dans notre cas le tablier est d'une longueur et largeur plus ou moins importantes, on optera pour la solution d'une pile munie de 2 ou 3 colonnes avec une forte section, plus un chevêtre.

II.5.1.1.Futs

Un fût peut avoir différentes formes géométriques. Dans notre cas, les deux hauteurs imposées par les caractéristiques géométriques sont de 25 et 21m.

Pour cette hauteur des fûts et une largeur de tablier de 13.8 m, notre choix s'arrête sur trois fûts cylindriques disposés d'une manière symétrique, avec un diamètre de 2,5m et qui fera l'objet de vérification de flambement.

II.5.1.2.Chevêtre

Le chevêtre permet d'assurer la liaison tablier-appui, vue la disposition des lignes d'appareils d'appuis aux extrémités du chevêtre. Cette fonction assure aussi la descente de charge et permet de placer des vérins pour le soulèvement du tablier en cas de changement des appareils d'appuis.

Le chevêtre a une longueur égale à la largeur du tablier, soit 13,8m.

Pour sa largeur, elle dépend surtout de la distance entre les lignes d'appareil d'appuis. Les lignes d'appuis en pile sont distantes d'environ 1m, donc la largeur du chevêtre est de l'ordre de 2m minimum.

Le chevêtre doit avoir une forme trapézoïdale en plan, mais pour faciliter le coffrage on opte pour une forme rectangulaire de 13,8 m de longueur, de 3,5m de largeur et pour l'épaisseur on propose une valeur de 1,5m.

II.5.2.culée

La culée est un appui de rive destiné à supporter le poids du tablier et le remblai d'accès. Cet appui est constitué de plusieurs éléments, dont chacun entretient un rôle nécessaire pour le fonctionnement de la culée. Ces éléments sont cités par la suite avec les dimensions nécessaires :

II.5.2.1. Le mur frontal

Sa hauteur dépend essentiellement de la hauteur du remblai d'accès, car son principal rôle est de supporter la hauteur des terres ne dépassant pas 10m sur une épaisseur d'environ 1m.

On prend une épaisseur de 1,2m égale à l'espace nécessaire pour le sommier d'appuis.

Pour la largeur, elle doit couvrir la totalité du tablier, d'où la dimension de 13,8 m.

II.5.2.2.Le mur en retour

Nécessaire pour le soutènement des terres du remblai d'accès, munie d'une aile pour assurer le soutènement des terrains en pente. Son épaisseur est de l'ordre de 60cm en recouvrant toute la hauteur de la culée.

II.5.2.3.Le mur garde grève

Il permet d'établir le joint de chaussée et de retenir les terres derrière le tablier. Sa hauteur est d'environ 2m, sur une épaisseur de 30cm.

II.5.2.4. Corbeau

Cet élément est considéré comme un appui pour la dalle de transition et doit être placé suffisamment bas pour libérer l'épaisseur nécessaire du corps de chaussée. Dans notre cas cette profondeur est de 1,57m supportant une chaussée souple.

II.5.2.5. Dalle de transition

La dalle de transition sert à atténuer les efforts de tassement du remblai à proximité de l'ouvrage, on opte pour une épaisseur de 30cm surmontée par un béton de propreté de 10cm d'épaisseur.

Cette dalle recouvre tout le remblai équivalent à une longueur de 12,6m et une largeur de 4m inclinée avec une pente de 5%.

II.5.3. La semelle

Les dimensions de la semelle sur pieux dépendent essentiellement du nombre de pieux et de leur espacement, elle est de forme rectangulaire pour permettre la disposition des pieux avec un entraxe de 3 fois leur diamètre, vue la nécessité d'espacer suffisamment afin de permettre une bonne exécution et éviter l'effet de groupe.

Les pieux sont dans certains cas nécessaires pour vérifier la stabilité des appuis (culée-pile) selon la résistance du sol. Cette étude sera effectuée dans la partie infrastructure, où on définit le nombre de pieux (nombre de file) ainsi que leur diamètre.

II.6.CONCLUSION

Le choix du type de pont et sa conception générale dépend essentiellement des caractéristiques géométriques et mécaniques de l'ouvrage ainsi que des paramètres de réalisation, économiques et esthétiques. Après avoir fait le choix le plus commode, il va être étudié et vérifié dans les chapitres suivants.

Chapitre III. CARACTERISTIQUES ET HYPOTHESES DE CALCUL

2018/2019

III.1.INTRODUCTION

Construire un ouvrage amène à faire des choix, parmi les décisions primordiales qui précédent la construction figure celle du choix des matériaux de construction et de la forme géométrique de la structure.

Les ponts à poutres préfabriqués sont des ponts dont le tablier porte des propriétés géométriques divers pour répondre au bon fonctionnement de l'ouvrage, mais la géométrie seule ne suffit pas, et il est nécessaire d'approvisionner le projet de bons matériaux. La stratégie consiste à optimiser la forme géométrique et d'améliorer les caractéristiques des matériaux.

Dans ce chapitre nous allons définir les propriétés géométriques du tablier et les caractéristiques des matériaux conçus pour notre ouvrage avec les hypothèses et les références de calcul.

III.2.DÉTERMINATION DES CARACTÉRISTIQUES GÉOMÉTRIQUES

La poutre est composée de trois sections transversales (section d'about, intermédiaire et médiane) en plus d'un about de poutre rectangulaire, dans cette partie on détermine les caractéristiques géométriques de chaque section avec et sans hourdis.

Tableau III.1 Caractéristiques géométriques

formule	Définition
B_{brute}	Section brute de l'élément.
$S_{/\Delta\ brute} = B_{brute} \times V'$	Moment statique brut.
$I_{/\Delta\ brute} = \sum I_0 + B_{brute} \times Z^2$	$I_{/\Delta\ brute}$: Le moment d'inertie brute de la section par rapport à l'axe Δ. I_0 : Le moment d'inertie par rapport à l'axe passant par le centre de gravité.
$B_{net} = 95\%\ B_{brute}$	Section nette de la poutre
$S_{/\Delta\ net} = 95\%\ S_{/\Delta\ brute}$	Moment statique net.
$I_{/\Delta\ net} = 90\%\ I_{/\Delta\ brute}$	Moment d'inertie net de la section par rapport à l'axe Δ.
$I_G = I_{/\Delta} - S_{/\Delta} \times V'$	Le moment d'inertie de la section par rapport à l'axe passant par le CG .
$\rho = \frac{Ig}{V.V'.Bnet}$	Rendement géométrique de la section .
$V = \frac{S/\Delta}{Bnet}$ $\quad V = H - V'$	V et V' : distance de la fibre supérieure et inferieur par rapport au CG. Δ : l'axe situé au niveau de la fibre inférieure .

Le logiciel Autocad nous permet d'avoir la position du centre de gravité (V et V'), le moment d'inertie par rapport au centre de gravité I/g, l'aire brute ($Bbrute$) et le périmètre de la section, sans calcul.

Tableau III.2 caracteristiques géométriques des sections sans dalle

SANS DALLE			
Section	**About**	**Intermédiaire**	**Médiane**
$B_{brute}(m^2)$	1,281	0,892	0,752
Périmètre	6,340	6,596	6,679
B_{net}	1,266	0,877	0,737
V	0,941	0,933	0,929
V'	1,059	1,067	1,071
$I_{g\ brute}$	0,466	0,387	0,364
I_{gnet}	0,465	0,374	0,358
$S_{/\Delta}$ **nette**	0,620	0,620	0,620
P (%)	36,854	43,621	48,271

Tableau III.3 caractéristiques géométriques des sections avec dalle

AVEC DALLE			
Section	**About**	**Intermédiaire**	**Médiane**
B_{brute}	1,675	1,285	1,146
Périmètre	7,590	7,846	7,929
B_{net}	1,660	1,270	1,131
V	0,940	0,859	0,817
V'	1,310	1,391	1,433
$I_{g\ brute}$	0,811	0,695	0,654
I_{gnet}	0,809	0,680	0,620
P (%)	39,589	43,300	48,069

III.3.NORMES ET REGLES DE CALCUL

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

1. Règles B.A.E.L 91 modifiées 99 : règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé, suivant la méthode des états limites ;

2. Règles B.P.E.L. 91 : règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton précontraint, suivant la méthode des états limites ;

3. RCPR : Règles définissant les charges à appliquer pour le calcul et les éprouves des ponts routes ;

4. RPOA 2008 : Règles parasismiques applicables au domaine des ouvrages d'art ;

5. Fascicule 62 - Règles techniques de conception et de calcul des fondations des ouvrages de génie civil.

6. Service d'études techniques des routes et autoroutes SETRA PP 73.

III.4.CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX

On définit dans cette partie les caractéristiques des matériaux (béton, acier) nécessaires pour la réalisation de notre ouvrage.

III.4.1.Béton

Tableau III.4 Caractéristiques du béton

	Superstructure	**Infrastructure**
f_{c28}**(MPa)**	35	30
f_{t28} **(MPa)**	2.7	2.4
Type de ciment	CPA 42,5	CPA 42,5
dosage	450	350

La densité du béton armé est de 25KN/m^3

III.4.2.Armatures

Armatures de précontraintes

Les propriétés mécaniques des câbles de précontraintes considérées pour le projet sont

- Câble de type : 12 T15 (douze torons à base relaxation de 15mm de diamètre)

- Aire nominale de l'acier : Ap=1800 mm².

- Diamètre de la gaine : Ø= 8cm.

- Contrainte de rupture garantie :f_{prg}=1860 MPa.

- Limite élastique garantie : f_{peg}=1640 MPa.

- Tauxde relaxation des câbles à 1 000 heures:ρ1000 = 2.5%.

- Module d'élasticité : E_p=190 000 MPa.

- Coefficient de recul d'encrage g = 2 mm

Armatures passives

On utilise dans notre ouvrage des aciers passifs qui sont caractérisés par les propriétés suivantes :

-Des aciers à haute adhérence de nuance Fe E500

-La limite d'élasticité : fe = 500 MPa

- Modules de la déformation élastique : Es = 200 GPa

Les longueurs courantes de livraison des barres droites sont de 12 m. Les treillis soudés sont livrés sous forme de panneaux de dimensions 2,4 x 6,0 (m x m) pour la plupart.

Tableau III.5.Les contraintes admissibles en traction

La contrainte admissible de traction :	
A l'ELU	**A l'ELS (fissuration est préjudiciable)**
$\sigma_{su} = \frac{fe}{\gamma s} si \varepsilon_s \leq \varepsilon_{es}$ **où** $\sigma_{su} = E_s \varepsilon_s si \varepsilon_s < \varepsilon_{es}$ $\varepsilon_{es} = \frac{fe}{\gamma s Es}$ **et** γ_s**=1.15**	σ_{st}= max {$0.5 f_e$; $110\sqrt{\eta f tj}$ } Avec η = 1.6 pour les armatures de haute adhérence, donc : σ_{st} = 250 MPa

III.5.CONTRAINTES ADMISSIBLES

III.5.1.Béton

III.5.1.1.Contraintes admissibles à la compression

La contrainte admissible de compression est donnée par l'expression suivante :

ELU : $f_{bu} = \frac{0.85\, fcj}{\theta \gamma b}$ ELS : $f_{bc} = 0,6\, f_{c28}$

❖ Le coefficient θ dépend de la durée probable d'application de la combinaison d'action t

$$\begin{aligned} \theta &= 1 && 24h < t \\ \theta &= 0,9 && 1h \leq t \leq 24h \\ \theta &= 0.85 && t < 1h \end{aligned}$$

❖ Le coefficient $\gamma_b$dépend de la situation du projet

γ_b= 1,5 situation durable et transitoire

γ_b= 1,15 situation transitoire

Tableau III.6. Contraintes limites à la compression

Etat	Contrainte limite		Superstructure	infrastructure
ELU	f_{bu}(MPa)	γ_b= 1,5	21	18
		γ_b= 1,15		
ELS	f_{bc} /σ_{bc}(MPa)		19,8	17

III.5.1.2.Déformation du béton

Sous l'action d'une sollicitation le béton est un matériau qui peut se déformer longitudinalement et transversalement.

❖ Déformation longitudinale

On définit un module de déformation longitudinale du béton comme suit :

E_{ij}= $11000\sqrt[3]{fcj}$Le module de déformation instantanée (durée d'application des charges

<24h)

E_{vj}= $3700\sqrt[3]{fcj}$Le module de déformation différé (longue durée d'application des charges)

❖ Déformation transversale

La déformation transversale se traduit par le coefficient de Poisson ν qui est donné par la formule suivante :

$\nu = \frac{déformationtransversale}{déformationlongétudinale}$

Le coefficient de Poisson est pris égal à :

ν = 0.2 Pour la justification à l'ELS.

ν = 0 Dans le cas de l'ELU.

III.5.2.Armature

III.5.2.1.Contrainte limite de traction des aciers

Tableau III.7. Contraintes limites à la traction

fissuration	Contraintes limites (MPa)		superstructure	infrastructure
Peu nuisible	$\sigma_s = \frac{fe}{\gamma s}$	S-Durable ou transitoire γ_s = 1,15	434,78	434,78
		S-Accidentelle γ_s = 1	500	500
Préjudiciable	σ_s= max{0,5 fe ; 110$\sqrt{nftj}$} ; n=1,6		250	250
Très préjudiciable	σ_s= max{0,4 fe ; 88$\sqrt{nftj}$} ; n=1,6		200	200

III.5.2.2.Classe de justification de la précontrainte

On admet les contraintes de traction dans le béton, mais pas la formation des fissures.

Classe II

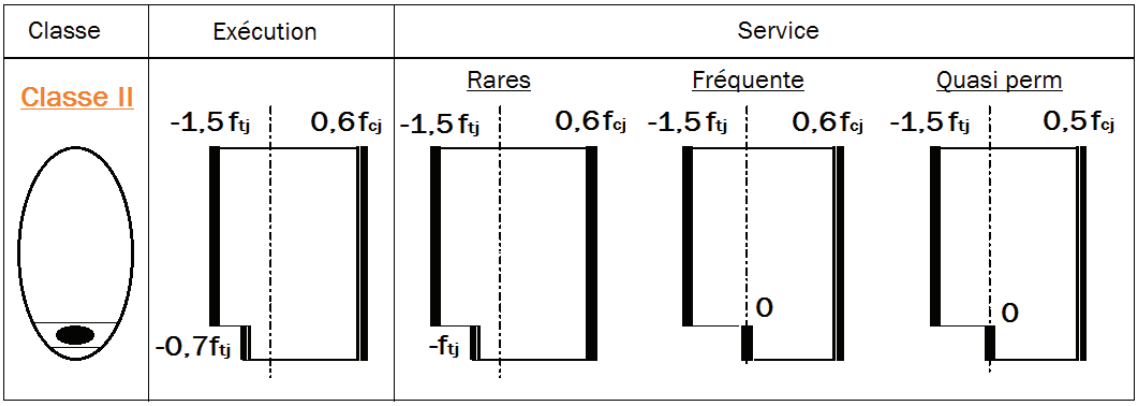


Figure III.1 limitation des contraintes des sections en béton

III.6. CONCLUSION

Il est préalable de définir les propriétés des matériaux et géométriques de l'ouvrage, qui nous permettent d'avoir une première approche pour le calcul des sollicitations, qui sera traitée dans le chapitre suivant.

Chapitre IV.
CALCUL DES CHARGES ET SURCHARGES

2018/2019

IV.1.INTRODUCTION

Durant toute sa durée de vie, le pont est sollicité par des charges permanentes et des surcharges d'exploitations. Le pont doit être capable de résister tout le long de sa durée de service, avec les marges appropriées, aux efforts engendrés par son poids propre, ainsi qu'aux efforts dus à l'ensemble des actions d'origine naturelle et fonctionnelle qui lui seront appliquées. Dans ce chapitre, on va décrire et évaluer les principales actions applicables au pont : Les actions hors trafic ainsi que les actions dues au trafic.

IV.2.DISCRIPTION DES CHARGES ET SURCHAGRES

Il s'applique sur l'ouvrage des charges et des surcharges dont on distingue :

1. Les charges permanentes : La charge permanente comprend le poids propre des éléments porteurs, ainsi qu'au poids des poutres et du hourdis.

2. Les compléments des charges permanentes : le poids des éléments incorporés aux éléments porteurs, qui sont les équipements du pont (le revêtement, l'étanchéité, la corniche, les glissières de sécurité, les gardes corps et les trottoirs)

3. Les surcharges : dues à l'exploitation de l'ouvrage, (les systèmes de charge à caractère civil A et B et les efforts de freinage correspondant, le système de charge militaire Mc120, le convoi D240 et les surcharges sur le trottoir.

IV.3.EVALUATION DES ACTIONS

IV.3.1.Evaluation des actions hors trafic

IV.3.1.1.Actions permanentes

- Poids des poutres

Notre poutre est à section variable, c'est-à-dire la poutre présente un élargissement à ses extrémités au niveau de l'âme. Cet élargissement est destiné d'une part à reprendre l'effort tranchant maximal sur les appuis et d'autre part pour s'assurer de la bonne diffusion de l'effort de précontrainte.

Tableau IV.8 Dimensions des sections de la poutre

Section	About	Intermédiaire	Médiane
Longueur Li (m)	2	1,5	15
Aire Ai (m^2)	1,281	0,892	0,752
Volume Vi (m^3)	2,562	1,338	11,280

Le volume de la poutre : $V = \sum Vi = 15{,}18\ m^3$

Poids des poutres : $P_{poutres} = 2 \times n \times \rho_b \times \sum Vi$

Sachant que ρ_b est le poids volumique du béton ρ_b=2.5 t/m^3

n : Est le nombre de poutres $n = 9\ poutres$

Donc : $P_{poutres} = 684{,}001\ t$

❖ Poids du hourdis

$$P_{hourdis} = \rho_b \times e_{hourdis} \times l_{hourdis} \times b_{hourdis}$$

Sachant que ρ_b : Est le poids volumique du béton ρ_b=2.5 t/m^3

$e_{hourdis}$: Épaisseur de l'hourdis (0.25m).

$l_{hourdis}$: Longueur de l'hourdis (37m).

$b_{hourdis}$: Largeur de l'hourdis (13,8).

Donc : $P_{hourdis} = 319{,}125\ t$

❖ Charges permanentes complémentaires :

Le poids propre de chaque élément permanant est présenté dans le tableau suivant :

Tableau IV.2. Poids propre des éléments permanant

Dimension	Epaisseur e (m)	Largeur l (m)	Poids volumique ρ (t/m^3)	Poids P (t)=e.l.L.ρ
Revêtement	0,08	12,5	2,4	88,8
Trottoir	0.2	0,65×2	2,5	24,05
Corniches	Section= 0.11m^2		2,5	10,175
Glissière + Garde corps	-	-	-	1,48

Poids total des compléments des charges permanentes : $P_{ccp} = \sum P = 124{,}505\ t$

Poids total du tablier : $P_{cp} = P_{poutres} + P_{hourdis} + P_{ccp} = 1127{,}63\ t$

$$G = 11276{,}3\ KN$$

IV.3.1.2.Action thermique

Selon l'article (3.1.2 RCPR) Le gradient thermique résulte d'un réchauffement ou d'un refroidissement unilatéral de courte durée de la structure porteuse $\Delta T = \pm 7$.

Pour le nord Algérien, on adopte la variation suivante : +35° C à -15° C.

IV.3.2.Evaluation des actions dues au trafic

Largeur roulable, largeur chargeable, nombre de voies, largeur d'une voie, classe de pont

❖ Largeur roulable

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

Pour notre pont : L_R = 12,5m.

❖ Largeur chargeable

La largeur chargeable se déduit de la largeur roulable, en enlevant une bande de 0,50 m le long de chaque dispositif de retenue (glissière ou barrière) lorsqu'il existe.

Pour notre pont : L_C = 11,5m.

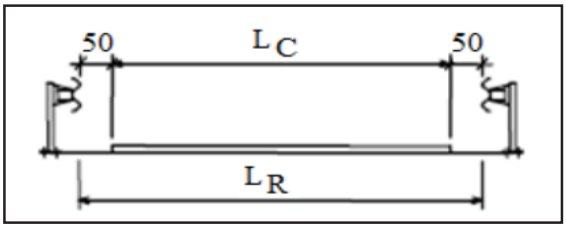


Figure VI.1 définition de la largeur chargeable et roulable

❖ Nombre de voies

D'après le RCPR, les chaussées comportent un nombre de voies de circulation égal à la partie entière du quotient par 3 de leur largeur chargeable : $N_V = E(\frac{L_C}{3}) = E(3{,}833) \rightarrow 3\ voies$

❖ Largeur d'une voie

Les voies de circulation d'une même chaussée ont des largeurs égales au quotient de la largeur chargeable par le nombre de voies.

$V = \frac{L_C}{3} = 3{,}833m$

❖ Classe du pont

Selon le RCPR, les ponts sont classés selon leur largeur roulable et l'importance de l'itinéraire.

Les ponts routes sont rangés en trois classes :

Tableau IV.3. Descriptions des classes de ponts

Classe des ponts	Description
1ere classe	Les ponts qui ont une larguer roulableLr ≥ 7m
	Les ponts supportant des bretelles d'accès à de telles chaussées .
	Tous les ponts urbains ou en zone industrielle.
	Les ponts de largeur roulable inférieure à 7 m, qui sont désignés par le CCTP .
2eme classe	Les ponts qui ont une larguer roulable 5,50 m < LR < 7m
3eme classe	Les ponts qui ont une larguer roulable LR ≤ 5,50 m

Pour notre pont L_R= 12,5m, donc il s'agit d'un pont de 1ère classe.

IV.3.2.1. Système de charge à considérer

Les systèmes de charges suivants sont valables pour les ponts routes supportant une ou plusieurs chaussées. Les modalités du calcul, ainsi que les caractéristiques des véhicules à prendre en compte sont fixées dans le CCTP.

Les systèmes de charges qu'on va prendre en considération dans notre cas sont :

- Système de charge routière type A (l)
- Système de charge routière type B (Bc, Bt)
- Système de charge militaire Mc 120
- Convoi exceptionnel D240.

IV.3.2.1.1.Système de charge A

La charge A(l), est donnée en fonction de la longueur chargée 'l' par la formule suivante:

$$A(l) = 2{,}30 + \frac{360}{l+12}\left[KN/m^2\right] \qquad \text{(IV.1)}$$

L : la longueur chargée du tablier en (m)

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

Tableau IV.4coefficient a1

Classe du pont	Nombre de voies				
	1	**2**	**3**	**4**	**5**
1ere	1	1	0,9	0,75	0,75
2eme	1	0,9	-	-	-
3eme	0,9	0,8	-	-	-

La charge A1 Obtenue est multipliée par un coefficient $a_2 = v_0/v$, v étant la largeur d'une voie et v0 = 3.50 m.

La charge $A_2 = a_2$ x A1 ainsi obtenue est appliquée uniformément sur toute la largeur de chacune des voies considérées.

Tableau IV.5 Résultat de la charge A(l)

Nombre des voies	**L (m)**	**A(l) (kN/m2)**	**a_1**	**a_2**	**A(l) x a_1x a_2 (kN/m^2)**
1	37	9,65	1	0,91	8,81
2	37	9,65	1	0,91	8,81
3	37	9,65	0,9	0,91	7,93

IV.3.2.1.2.Système de charge B

Comporte trois systèmes à appliquer séparément, et indépendants l'un de l'autre.

- Le système Bc qui se compose de camions types (300 kN) ;
- Le système Btse compose de groupes de 2 essieux dits «essieux tandems» ;
- Le système Br se compose d'une roue isolée (10 kN).

Dans notre pont, on appliquera uniquement les deux systèmes Bc et Bt.

❖ Système de charges Bc

Un camion type du système Bc comporte trois essieux à roues simples munies de pneumatiques présenté comme suit dans l'article 4.5.1 du RCPR

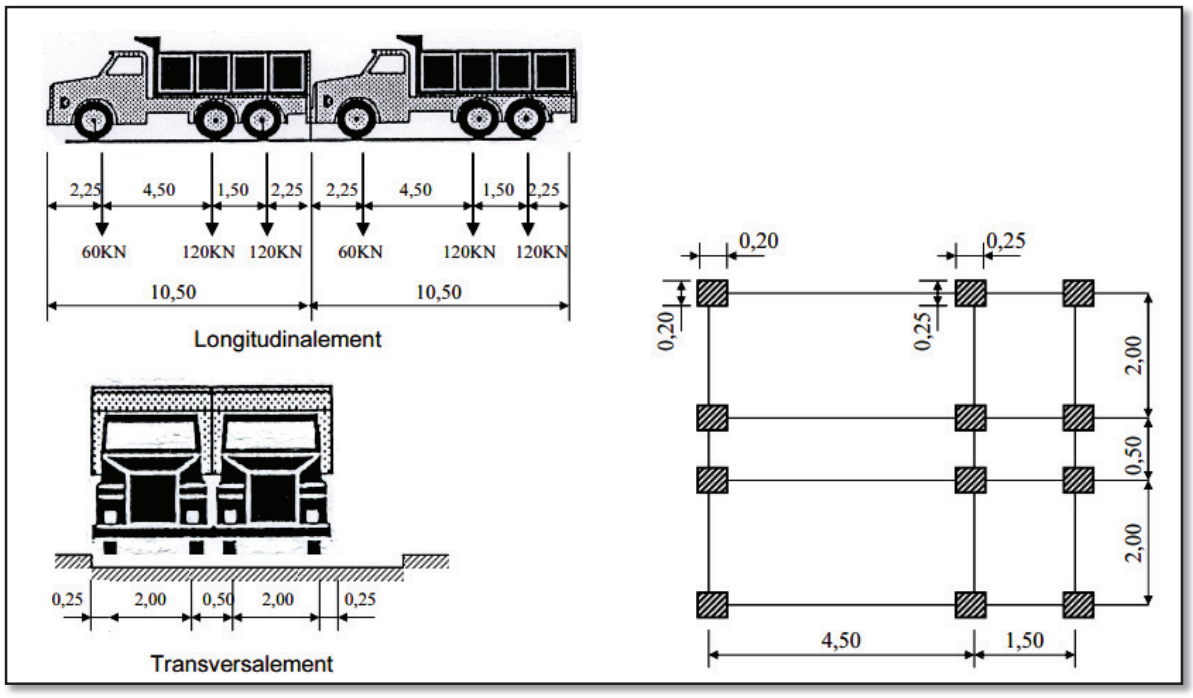


Figure IV.2schéma d'essieux du système de charge Bc

La valeur des charges du système Bc prise en compte est multipliée par le coefficient bc choisie en fonction de la classe du pont et le nombre de voies considérées est présenté dans le tableau suivant :

Tableau IV.6. Coefficient bc

Classe du pont	Nombre de voies				
	1	2	3	4	5
1ere	1,2	1,1	0,95	0,8	0,7
2eme	1,00	1,00	-	-	-
3eme	1,00	0,8	-	-	-

Tableau IV.7. Resultat de la charge Bc

Nombre des voies	B_c (kN)	b_c	B_c x b_c(kN)
1	600	1,2	720
2	1200	1,1	1320
3	1800	0,95	1710

❖ Système de charges Bt

Un tandem du système Bt comporte deux essieux à roue simple munies de pneumatiques présenté comme suit dans l'article 4.5.3 du RCPR.

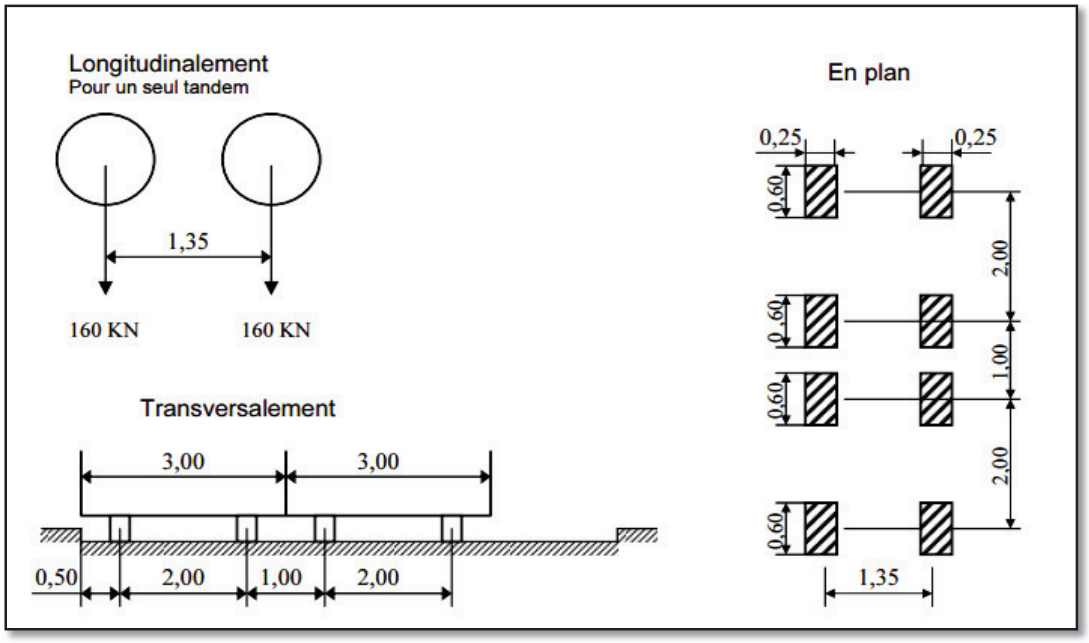


Figure IV.3. Schéma d'essieux du système de charge Bt

La valeur des charges du système Bt prise en compte est multipliée par le coefficient bt choisie en fonction de la classe du pont. Pour notre pont de classe Une b_t=1,20.

Tableau IV. 8. Résultat de la charge Bt

Nombre des voies	B_t (kN)	b_t	B_t x b_t (kN)
1	320	1,2	384
2 – 3 – 4	640	1,2	768

❖ Charges militaires : Mc 120

Un véhicule type du système Mc120 comporte deux chenilles, le rectangle d'impact de chaque chenille est supposé uniformément chargé. Le schéma est défini dans l'article 4.10.1.2 du RCPR.

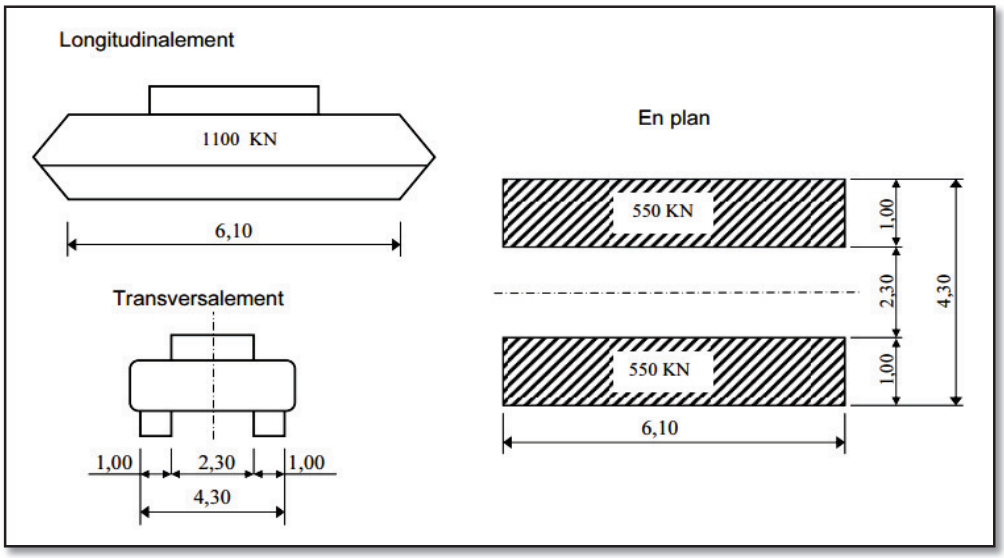


Figure IV.4 Schéma des chenilles du système Mc120

❖ Coefficient de majoration dynamique

Les charges du système B sont multipliées par un coefficient de majoration dynamique déterminé par la formule :

$$\delta = 1 + \frac{0,4}{1+0,2L} + \frac{0,6}{1+4\frac{G}{S}} \qquad \text{(IV.2)}$$

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

G : sa charge permanente ;

S : sa charge B maximale.

Les résultats sont mentionnés dans le tableau suivant

Tableau IV.9. Résultats des coefficients de majoration dynamique

Système de charge	L (m)	G (kN)	S (kN)	δ
B_c	37	11276,3	1710	**1,07**
B_t			768	**1,06**
Mc120			1100	**1,06**

IV.3.2.1.3.Efforts de freinage

❖ Système de charge Bc

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

❖ Système de charge A

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

$$F = \frac{A.S}{20+0{,}0035.S} \qquad \text{(IV.3)}$$

$S: surfacechargéeen\ (m^2)$

Tableau IV.10. Force de freinage système A(l)

Nombre des voies	S (m^2)	A(l) (kN/m^2)	F(kN)
1	141,82	8,81	60,95
2	283,642	8,81	119,01
3	425,462	7,93	156,95
4	540	7,05	173,83

❖ Convoi exceptionnel : D240

Le convoi type D240 est à prendre seul (exclusif de toutes les autres charges). Cette surcharge n'est pas majorée par un coefficient dynamique.

Il comporte une remorque de trois éléments de quatre lignes à deux essieux de 2400KN de poids total. Ce poids est supposé réparti au niveau de la chaussée sur un rectangle uniformément chargé de 3,2 m de large et de 18,6m de long.

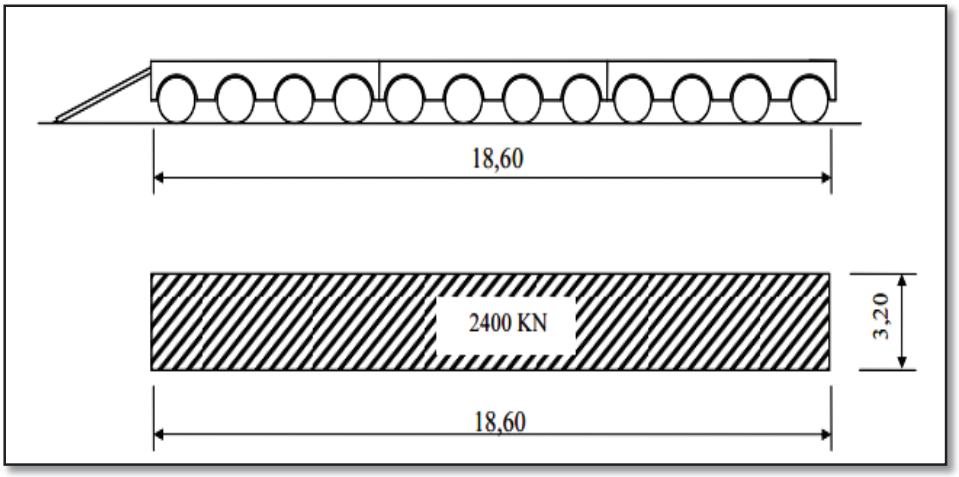


Figure IV.6Schéma d'essieux du convoi type D240

IV.3.2.1.4.Les équipements

❖ Les trottoirs :

Dans notre conception la surcharge du trottoir est négligée (autoroute), La largeur du trottoir (LT) = 0,65 m, Epaisseur du trottoir (ET) = 20 cm

❖ La corniche :

Les corniches sont des éléments qui équipent les bords latéraux d'un pont et dont le rôle principal est d'améliorer l'esthétique de l'ouvrage. P=0,11x37x25= 101,75 KN

❖ Les glissières de sécurité:

Une glissière de sécurité est une barrière disposée le long d'une route pour diminuer la gravité des accidents routiers notamment liés à une sortie de route ainsi que pour sécuriser les piétons sur les trottoirs. P= 0,2x37x2= 14,8 KN

❖ Les garde-corps :

Placé sur les côtés d'un pont, ilpermet de sécuriser ce dernier en empêchant une quelconque chute accidentelle dans le vide et dans certains cas, il a un rôle esthétique.

IV.4.CONCLUSION

L'objectif de ce chapitre était de définir les différents types de charge établie par les règles définissant les charges à appliquer pour les ponts routes, suivant le règlement Algérien des ouvrages d'art (RCPR). Grâce à la connaissance de ces charges réellement appliquées et la résistance effective de la structure porteuse, il est souvent possible d'évaluer la sécurité structurale d'ouvrages, basé sur l'analyse des données de pesage du trafic réel Algérien.

Chapitre V.
CALCUL DES SOLICITATIONS

2018/2019

V.1.INTRODUCTION

Les logiciels de modélisation permettent de modéliser les structures, de définir les matériaux, les charges et d'effectuer des calculs sur les modèles les plus complexes, avec une visualisation graphique, grâce à un maillage par éléments finis. Cette méthode de résolution numérique est placée en position dominante grâce à sa particularité face à d'autres méthodes telles que : la méthode des différences finies, la méthode des volumes finis, les méthodes des éléments de frontière ... etc.

Dans ce chapitre, on procédera au calcul des efforts internes en moment fléchissant et effort tranchant dus aux actions permanentes et d'exploitations développées dans le chapitre précèdent. Pour cela, onchoisit de travailler avec le logiciel Autodesk Robot Structural Analysis.

V.2. MODELISATION DU PONT

Pour la modélisation qui dépend du logiciel utilisé, on effectue un maillage qui nous permet d'avoir une précision suffisante tout en ayant un temps de calcul acceptable. Les surcharges sont disposées suivant le règlement RCPR de façon à obtenir le cas de chargement le plus défavorable.

Puisque notre ouvrage est un pont isostatique composé de trois travées identiques indépendantes, l'étude du tablier d'une seule travée est suffisante.

V.2.1.Modélisation du tablier avec robot

Le logiciel **Autodesk Robot Structural Analysis** est un logiciel destiné à modéliser, analyser et dimensionner les différents types de structures. Robot permet de créer les structures, les calculer, vérifier les résultats obtenus, et dimensionner les éléments spécifiques de la structure. La dernière étape gérée par Robot est la création de la documentation pour la structure calculée et dimensionnée.

Le tablier est composé d'une dalle qui repose sur 9 poutres supportées par des appuis, les poutres sont modélisées en éléments barres et la dalle en élément panneau à 4 nœuds, l'ensemble est appuyé sur un appui simple d'un côté et d'un appui double de l'autre.

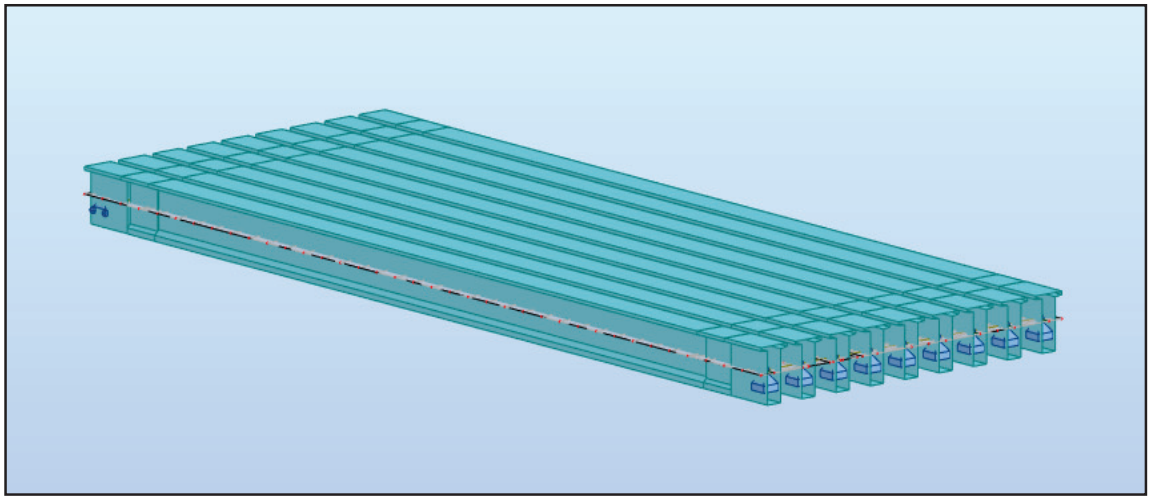


Figure V.1. Modélisation du tablier avec ROBOT

Tableau V.1. Résultats des combinaisons d'actions à l'ELS et à l'ELU avec ROBOT

Surcharge	Nombre de voies chargées	ELU		ELS	
		Moment fléchissant (KN.m)	Effort tranchant (KN)	Moment fléchissant (KN.m)	Effort tranchant (KN)
Surcharge A(l)	1	9196,14	1013,30	6833,07	752,75
	2	9648,63	1111,39	7172,44	826,33
	3	9732 ,62	1109,71	7236,8	824,97
Surcharge B_c	1	9618,99	1137,23	7150,24	845,55
	2	10072,80	1152,84	7490,59	857,26
	3	10286,15	1226,19	7650,58	912,34
Surcharge B_t	1	8708,65	1010,32	6464,46	750,51
	2	9239,29	1187,53	6865,43	883,34
Surcharge militaire Mc_{120}	1	9915,25	1155,84	7344,63	865,18
Convoi exceptionnel D_{240}	1	**10726,59**	**1354,29**	**7945,63**	**1003,18**

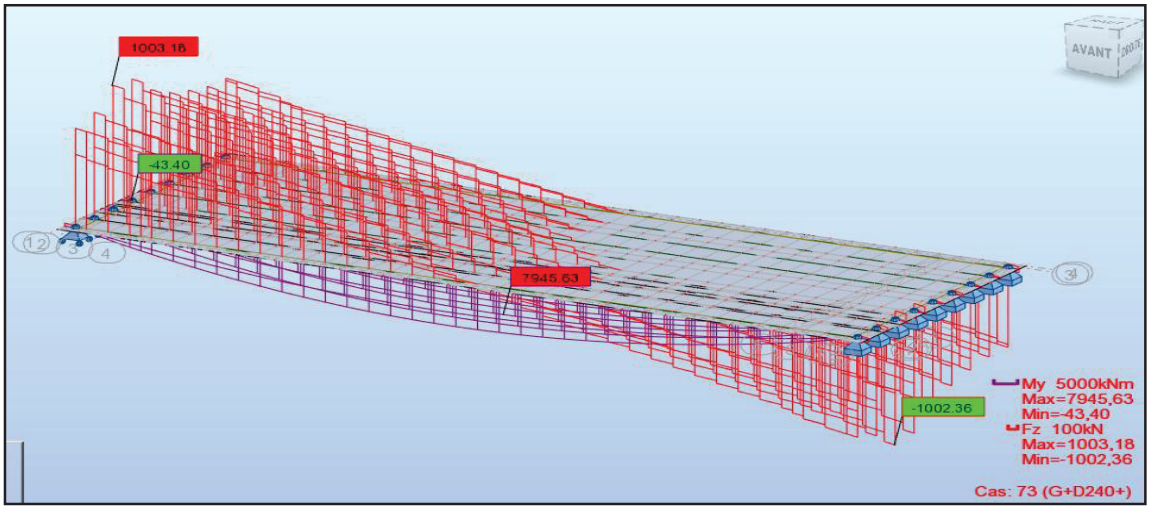


Figure V.2. Le moment fléchissant et effort tranchant à l'ELS sous chargement D240

V.3.CONCLUSION

La modélisation numérique par les différent logiciel « SAP 2000, ROBOT, CSR brige » est devenue aujourd'hui un outil incontournable pour permettre de concevoir et d'optimiser le calcul et la conception des structures ; Toute foisn'oublions pas que ces logiciels de modélisation présentent une réponse pour l'ingénieurs et restent des processus bête et disciplinés où c'est à l'utilisateur d'avoir les compétences nécessaires pour pouvoir interpréter les résultats et comprendre le fonctionnement de la modélisation.

Chapitre VI.
ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

2018/2019

VI.4.2.Classe de précontrainte

Sachant que l'ouvrage se situe dans un milieu agressif, on considère alors la précontrainte de classe II.

En classe II, le calcul des contraintes normales est toujours effectué sur la section non fissurée. Il doit être vérifié que les contraintes de traction du béton sont limitées à certaines valeurs comme précisé dans le tableau suivant

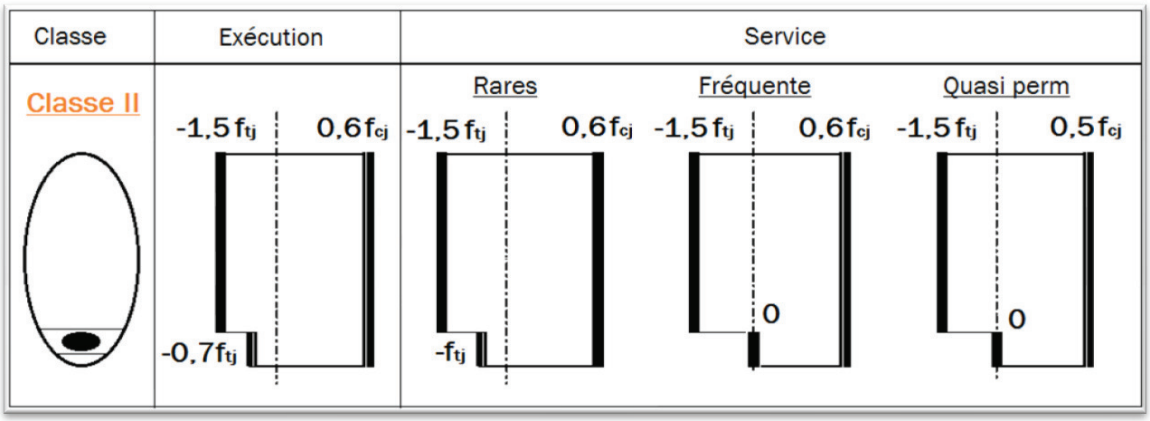


Figure VI.7 Schéma des contraintes limites de traction du béton classe II

Tableau VI.1 Contraintes admissibles

Phase	$\overline{\sigma_{bt}}$	$\overline{\sigma_{bc}}$
Exécution	-1,5f_{tj}	0,6f_{cj}
	-0,7f_{tj}	0,6f_{cj}
Exploitation combinaison rare	-1,5f_{tj}	0,6 f_{cj}
	-f_{tj}	0,6f_{cj}

VI.5.LES EFFORTS INTERNES

Les momentsfléchissant correspondant à la poutre seule, sont déterminés par le logiciel ROBOT après modélisation de la poutre seule en élément barre sous son poids propre.

Tableau VI.2. Efforts internes de la poutre

Moments fléchissant (MN.m)	$M_{max}(G + D240)$	**7,945**
	$M_{min}\,(G)$	5,347
	$M_p(poutreseule)$	3,011
Effort tranchant (MN)	$V_{max}\,(G + 1{,}2B_c + S_t)$	1,003
	$V_{min}\,(G)$	0,619

VI.6.FORCE DE PRECONTRAINTE

Cette force de précontrainte représente la valeur minimale pour vérifier les contraintes de traction, alors qu'il existe une valeur maximale à ne pas dépasser pour avoir les contraintes de compression dans l'intervalle admissible. Ce qui est donc vérifié avec l'étape de vérification de la borne supérieure de précontrainte à l'annexe B.

VI.6.1.Nombre de câble

Pour déterminer le nombre de câble, on doit estimer le pourcentage des pertes totales de précontrainte, qui est de 30% dans notre cas.

$$n \geq \frac{P_{min}}{0{,}7\ P_0} \qquad \text{(VI.1)}$$

Selon le BPEL la force de mise en tension d'un seul câble est égale à :

$$P_0 = \min\{(0{,}8 \times f_{prg} \times A_P); (0{,}9 \times f_{peg} \times A_P)\} \qquad \text{(VI.2)}$$

$$P_0 = 2{,}38MN$$

$$n \geq 2{,}51\ cables$$

D'où on choisit un nombre total de 3 câbles.

VI.7.VERIFICATION DES CONTRAINTES

Les vérifications des contraintes normales se feront pour les quatre phases de réalisation :

- **Phase 1** mise en tension des câbles à 50% après 7 jours du coulage de la poutre.
- **Phase 2** mise en tension des câbles à 100% après 28 jours du coulage de la poutre.
- **Phase 3** coulage de la dalle(disposition des compléments de charges).
- **Phase 4** l'ouvrage rentre en service.

Les fibres inférieures et supérieures de la section considérée doivent satisfaire les conditions suivantes dans chaque phase en exécution et en exploitation :

$$\sigma_{sup} = \frac{P}{B_n} + \frac{Mv}{I_n} + \frac{Pe_0 v}{I_n} \quad \sigma_{inf} = \frac{P}{B_n} - \frac{Mv'}{I_n} - \frac{Pe_0 v'}{I_n} \qquad \text{(VI.3)}$$

A vide $\sigma_{sup} \geq \sigma_{bt}\ \sigma_{inf} \leq \sigma_{bc}$

En charge $\sigma_{sup} \leq \sigma_{bc}\ \sigma_{inf} \geq \sigma_{bt}$

- EXCENTRICITE DE LA PRECONTRAINTE

$$e_0 = v' - d' \qquad \text{(VI.4)}$$

$$d' = 0{,}1 \times H = 0{,}225m$$

Les résultats des vérifications phase par phase sont présentés dans l'annexe B.

Les contraintes normales sont vérifiées dans toutes les phases de construction et d'exploitation, donc on peut adopter le dimensionnement présent de la précontrainte pour la suite du calcul.

VI.8.DISPOSITIONS CONSTRUCTIVES DES CABLES

Les armatures de précontrainte doivent être disposées dans chaque section de manière à assurer une bonne répartition des efforts, à permettre un bétonnage correct et à éviter un affaiblissement des éléments constitutifs de la structure.

Les différentes étapes sont présentées dans l'annexe B (III).

VI.8.1.Allure des câbles de précontrainte

Le tracé des câbles de précontrainte comporte des déviations dans le plan vertical.

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

Le calcul est détaillé en annexe B (IV).

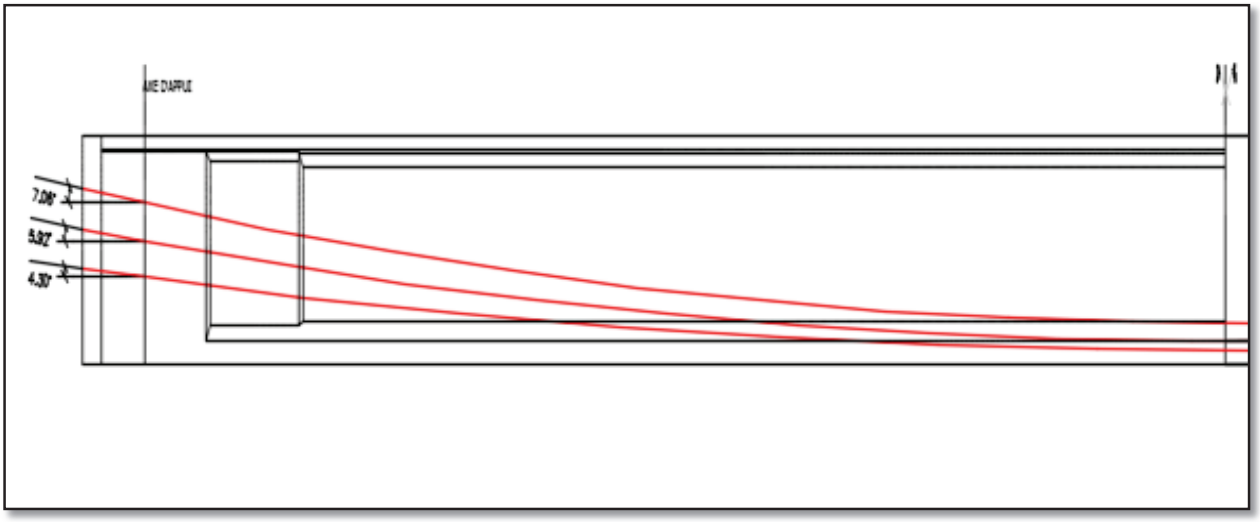


Figure VI.2. Allure des cables de précontraintes

VI.9.CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DES SECTIONS NETTES

Pour le calcul des structures en précontrainte, il existe deux types de section :

- **Les sections nettes** qu'on obtient en soustrayant des sections brutes les vides longitudinaux ménagés pour le passage des armatures de précontraintes. Ces sections doivent être utilisées pour le calcul aux états limites de service, les contraintes développées par les actions variables.
- **Les sections homogènes** obtenues en ajoutant aux sections nettes la section des armatures longitudinales de précontrainte multiplié par un coefficient d'équivalence convenable. On calcule à partir des caractéristiques de la section homogène les contraintes développées par les actions variables en prenant un coefficient ki=5.

On tient compte des caractéristiques géométriques de la section qui convient à la phase considérée.

Les résultats sont présentés en annexe B (V).

VI.10.EVALUATION DES PERTES DE LA PRECONTRAINTE

Toute différence entre la force exercée par le vérin lors de sa mise en tension et la force qui s'exerce en un point donné d'une armature donnée à un temps donné, est définie comme perte de précontrainte.

En béton précontraint, les pertes ne sont nullement négligeables et l'on constate même une perte de l'ordre de 20% à 30% de la précontrainte initiale. On les classe en deux catégories : **pertes instantanées et pertes différées.**

❖ Pertes de tension instantanées

Elles se produisent lors de la mise en œuvre de la précontrainte, et sont dues au :

- Frottement du câble dans sa gaine.

- Recul d'ancrage.

-Perte par déformation instantanée du béton.

$$\Delta\sigma i = \Delta\sigma\varphi + \Delta\sigma g + \Delta\sigma p \qquad \text{(VI.5)}$$

❖ Pertes de tension différées

Les pertes différées se produisent pendant un temps plus ou moins long après que la structure ait été précontrainte et qui proviennent de l'évolution dans le temps des caractères des matériaux lorsqu'ils sont soumis à des actions permanentes.

- Retrait du béton.

- Fluage du béton.

- Relaxation des aciers.

$$\Delta\sigma d = \Delta\sigma r + \Delta\sigma fl + {}^{5}/_{6}\,\Delta\sigma p \qquad \text{(VI.6)}$$

VI.10.1.Pertes instantanées

VI.10.1.1.Pertes de tension par frottement

Lors de la mise en tension des câbles de précontrainte, un frottement se produit entre ces derniers et la gaine. En effet, le déplacement du câble à l'intérieur de la gaine est gêné par sa courbure s'il n'est pas rectiligne. Et dans la partie linéaire, le tracé réel du câble présente des déviations parasites dans les gaines. Cela est résumé par la formule :

$$\Delta\sigma_{\varphi}(x) = \sigma_0(1 - e^{-(f\beta+\varphi x)}) \qquad \text{(VI.7)}$$

Avec $\sigma_0 = Min\,(0.8\,f_{prg}\,;0.9\,f_{peg})$

σ_{p0} : la tension à l' origine ;

f : coefficient de frottement en courbe (rd^{-1}) ;

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

φ : coefficient de frottement en ligne (m^{-1}) ;

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

VI.10.1.2.Perte par recul d'ancrage

Ces pertes de tension résultent du glissement de l'armature par rapport à son ancrage, du tassement ou de la déformation de l'ancrage. Son influence diminue à partir de l'ancrage jusqu'à s'annuler à une distance « d », ils sont définis comme suit :

$$\Delta\sigma g(x) = 2 \times \sigma_{p0} \times k\,(d - x) \quad \text{Avec } k = f \times \frac{\beta}{l} + \varphi \qquad \text{et} \qquad d = \sqrt{\frac{E_p\, g}{\sigma_{p0} k}} \quad \text{(VI.8)}$$

k : fonction croissante ;

d : longueur dans laquelle s'effectue le recul d'ancrage ;

σ_{p0} : Contrainte initiale ;

g : l'intensité du recul d'ancrage ;

E_p : module d'élasticité des aciers.

Les résultats de calcul des pertes par recul d'ancrage dans différentes sections sont présentés en annexe B (VI).

VI.10.1.3.perte par déformation instantanées du béton

La perte de tension qui résulte des déformations instantanées du béton dues à l'action des armatures de précontrainte et aux autres actions permanentes tel quela mise en tension d'un nouveau câble,l'application de supplément de poids propre. Cette perte peut être assimilée à une perte moyenne affectant chacune des armatures et égale dans une section donnée :

$$\sigma_e = \frac{E_p}{2\,E_{ij}}\sigma_{bi} \qquad \text{Avec} \qquad \sigma_{bi} = \frac{P}{B} + \frac{P \times e^2}{I_G} - \frac{M_p \times e}{I_G} \qquad \text{(VI.9)}$$

E_{ij} : module de déformation instantanée du béton $E_{ij} = 1100\sqrt[3]{f_{c28}}$

e : excentrement moyen.

P= P_0× Nbr de câbles – (les pertes du au frotement+ les pertes du recul d'encrage)

Les pertes instantanées totales sont définies par la formule suivante :

$$\Delta\sigma i = \Delta\sigma_\varphi + \Delta\sigma_g + \Delta\sigma_p \qquad \text{(VI.10)}$$

VI.10.2.Les pertes différées

VI.10.2.1.Les pertes par retrait du béton

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

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

La perte finale de tension par retrait est donc : $\Delta\sigma_r\ =\ E_p \varepsilon_r\ [1 - r\ (t_0)]$

Très souvent, on peut négliger r (t_0) devant 1, ce qui conduit à la formule simplifiée :

$$\Delta\sigma r \approx E_p \varepsilon_r \qquad \text{(VI.11)}$$

ε_r : retrait final, estimé par 2×10-4 pour région tempérée ;

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

$$\Delta\sigma_r\ =\ 38\ MPa$$

$$\Delta\sigma_r\ =\ 0{,}0268\%$$

VI.10.2.2.Pertes par fluage

La contrainte du béton au niveau des armatures de précontrainte n'est pas constante dans le temps, même si l'on fait abstraction des charges variables appliquées à la structure pendant des durées trop brèves pour avoir une influence significative sur le fluage.

La perte finale par fluage vaut donc:$\Delta\sigma_{fl}\ =\ E_p \times \varepsilon_f$ (VI.12)

La déformation finale de fluage : $\varepsilon_r\ = \frac{\sigma_M \times \sigma_b}{E_{bj}}$ (VI.13)

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

$$\Delta\sigma_{fl} = 2{,}5\sigma_b(x) \times \frac{E_p}{E_{ij}} \qquad \text{(VI.14)}$$

$$\sigma_b = \frac{P}{B} + \frac{P \times e^2}{I_G} + \frac{M_P \times e}{I_G} \qquad \text{(VI.15)}$$

Les résultats sont en annexe B (VI).

VI.10.2.3.Pertes par relaxation

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

La perte de tension finale due à la relaxation peut être estimée par la formule :

$$\Delta\sigma_p = \frac{6}{100} \times \rho_{1000} \left(\frac{\sigma_i}{f_{prg}} - \mu_0\right) \times \sigma_i \qquad \text{(VI.16)}$$

$$\rho_{1000} = 2{,}50\%$$

$$\mu_0 = 0{,}43$$

ρ_{1000} (%) : relaxation garantie à 1 000 h ;

μ_0: Coefficient valant 0,43 pour les armatures à très basse relaxation ;

σ_i: Contrainte initiale de l'armature dans la section d'abscisse x.

Le calcul est détaillé en annexe B (VI).

Pour tenir compte de l'interaction du retrait et du fluage avec la relaxation des armatures, les pertes différées finales sont évaluées par la formule :

$$\Delta\sigma_d = \Delta\sigma_r + \Delta\sigma_{fl} + {}^{5}/_{6}\,\Delta\sigma_p \qquad (\text{V I. 16})$$

Résultats finaux

Tableau VI.3 Perte de tension dans la précontrainte

Position	L/2	3L/8	L/4	0
X(m)	18,5	9,25	9,25	0
$\Delta\sigma I_{nst}$	115,50	102,62	84,17	102,27
$\Delta\sigma_{Diff}$	225,30	228,43	219,15	167,63
$\Delta\sigma\infty$	340,81	331,05	303,32	269,90
$\Delta\sigma\infty$ %	24,07	23,38	21,42	19,06

VI.11.JUSTIFICATION DES CONTRAINTES A L'ELS

Dans ce paragraphe, on va vérifier si la structure respecte les prescriptions réglementaires en vérifiant, dans chaque phase de construction et de service, si les contraintes normales et tangentielles ne dépassent pas les contraintes limites réglementaires édictées par les règles en vigueur.

VI.11.1.Phase de vérification

Phase 1 : au **7ème** jour, la poutre est sur le banc de préfabrication, les câbles consomment environ de 50% des pertes instantanées.

Phase 2 : au **28ème** jour, la poutre est sur le banc de préfabrication, les câbles consomment environ de 100% des pertes instantanées.

Phase 3 : On suppose que les câbles consomment la totalité des pertes instantanées et 75% des pertes différées.

Phase 4 : La mise en service de l'ouvrage, les câbles ont consommé la totalité des pertes.

En considérant 3 sections **L/4**, **3L/8** et **L/2** pour la vérification des contraintes normale et une section au niveau de l'appui **(x=0,45 m)** pour la vérification des contraintes tangentielles.

Les calculs sont détaillés en annexe B (VII).

VI.12.VERIFICATION DES CONTRAINTES TANGENTIELLES

Le but de cette justification est de vérifier que les effets d'un effort tranchant cumulés aux effets du moment fléchissant et de l'effort normal ne compromettent pas la sécurité de l'ouvrage ; on doit vérifier pour cela les inégalités suivantes :

$$\tau^2 \leq 0{,}4\, f_{tj}\, (f_{tj} + \sigma_x) = \bar{\tau}_1^2 \qquad \text{(VI.18)}$$

$$\tau^2 \leq 2 \times \frac{f_{tj}}{f_{cj}} (0{,}6 f_{cj} - \sigma_x) \times (f_{tj} + \sigma_x) = \bar{\tau}_2^2 \qquad \text{(VI.19)}$$

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

Le calcul est détaillé en annexe B (VII).

Condition vérifiée.

VI.13.FERRAILLAGE

VI.13.1.Principe de ferraillage des poutres

Les sections d'aciers passifs à mettre en œuvre résultent des prescriptions des règles BPEL91. Il peut s'agir soit de sections forfaitaires de ferraillage minimal, soit de sections relevant de conditions mécaniques.

VI.13.2.Armature passif longitudinale

C'est des armatures longitudinales disposées dans la zone tendue pour équilibrer les contraintes de tractions.

$$As = \frac{B_t}{1000} + \frac{N_{Bt}}{f_e} \times \frac{f_{tj}}{\sigma_{Bt}} \qquad \text{(VI.20)}$$

Avec :

B_t: l'aire de la section tendue.

σ_{Bt} : valeur absolue de la contrainte de traction maximum dans la zone inférieure.

N_{Bt} : résultante des contraintes de traction.

D'âpres les résultats de vérification des contraintes normales, il n'existe pas de contraintes de tractions, on adopte alors un ferraillage minimal.

VI.13.3.Armature passives transversale

Le ferraillage transversal comporte les étriers d'âme, les cadres de talon et les armatures de couture de l'âme sur la table de compression.

Ils sont disposés parallèlement à la section transversale d'une poutre et doivent être d'au moins 2cm² par mètre de largeur de parement. Ceci correspond à un cadre HA12 de section égale à 2,26cm².

VI.13.4.Ferraillage minimale

VI.13.4.1.Armature de peau longitudinale

Un ferraillage de peau doit être disposé sur toute la périphérie de la poutre préfabriquée à l'enrobage minimum. On dispose des armatures de faible diamètre de façon à bien répartir le ferraillage.

Sur les fibres extrêmes, le ferraillage doit être renforcé en tant que de besoin, pour participer à la flexion générale de poutres, dans les sections où apparaissent des tractions (classe II et III du BPEL).

Ces armatures doivent représenter au moins :

$$As = max\,(3cm^2; 0.1\%\, B_h) \qquad \text{(VI.21)}$$

B_h: la section homogène de la poutre $B_h = B_n + K \times n \times A_p$ (VI.22)

K = 5 : pour les armatures passives.

Donc $B_h = 0.737 + 5 \times 3 \times 0.00168 = 0.7622m$

$$As = \max(3cm^2; 7.62cm) = 9{,}24cm^2$$

On prend donc $As = 12{,}06cm^2$(pour des raisons constructives) soit **6HA14**

VI.13.4.2.Armature minimale transversale

Quel que soit la zone de la poutre, un minimum d'armature d'âme est exigé, pour éviter une rupture fragile due à l'effort tranchant, cette condition s'écrit comme suit :

$$\frac{A_t \times f_e}{b_n \times S_t \times \gamma_s} \geq \left[\tau_u - \frac{f_{t28}}{3}\right] \times tg\beta_u \qquad \text{(VI.23)}$$

Avec

$A_t : armaturetransversale = 2{,}26cm^2$

$S_t : espacementtransversale$

$$S_t \leq Min(1m; 0{,}8h; 3b_0) \qquad \text{(VI.24)}$$

Donc $S_t \leq 1m$ et on prend $S_t = 40cm$

β_u : Angle d'inclinaison des bielles avec

$$tg\,2\beta_u = \frac{2\,\tau_u}{\sigma_x - \sigma_y}\ ;\ \beta_u \geq 30 \qquad \text{(VI.25)}$$

σ_x ;σ_y: Contraintes normales au niveau de G et $\sigma_x = \frac{P}{B_n}$

τ_u: Contrainte tangentielle ultime $\tau_u = \frac{V_{red} \times S(y)}{I_n \times b_n}$ (VI.26)

On trouve $\beta_u = 15{,}21 < 30$on prend donc$\beta_u = 30$

On a donc

Tableau VI.4 Caractéristiques de la poutre

A_t	$2,26cm^2$
f_e	500 MPa
b_n	0,52m
S_t	40 cm
γ_s	1,15
τ_u	0,95MPa
f_{t28}	2,7MPa
β_u	30

On a donc $0{,}47 > 0{,}29$ **→c'est vérifier**

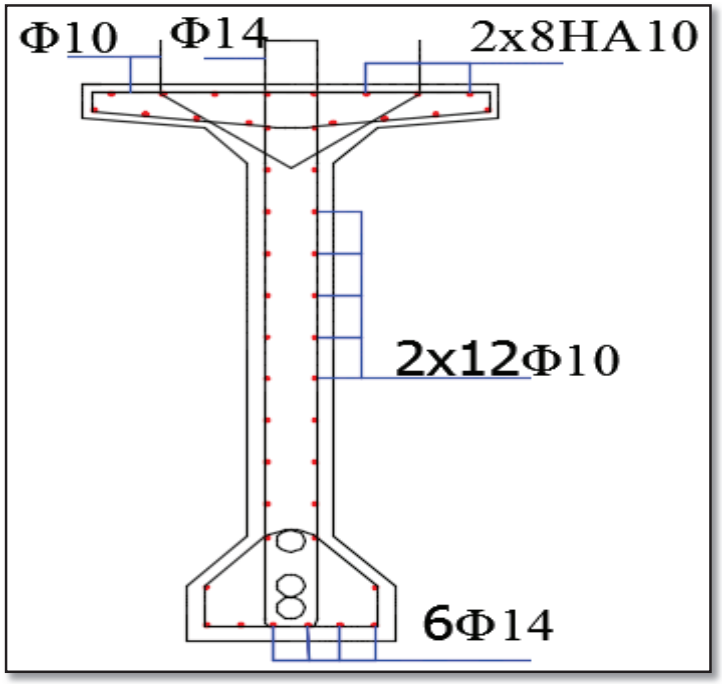


Figure VI.3. Ferraillage section médiane de la poutre

VI.13.4.Vérification des bielles de béton

La contrainte de compression dans les bielles ne doit pas aussi dépasser la contrainte admissible de compression, cette condition se traduit par la vérification suivante

$$\tau_{red\ u} \leq \frac{f_{c28}}{6} \qquad \text{(VI.27)}$$

On a $\tau_{redu} = 0.95\ MPa < \frac{35}{6} = 5.83MPa \quad \rightarrow cestvérifié$

La vérification des différentes zones de la poutre est présentée dans l'annexe B (VIII).

VI.14.CONTRE FLECHE

La contre flèche est la courbure donnée à une poutre lors de sa fabrication, en vue de compenser la déformation due à la charge qu'elle devra porter. C'est une mesure qui est calculé à partir de la formule simplifié suivante :

Contre flèche= 3/4 (flèche dû au poids propre de la structure− flèche de la précontrainte)

A partir du logiciel ROBOT on obtient les résultats suivant :

$$fléchedu aupoidspropredelastructure = \mathbf{5.5}\boldsymbol{cm}$$

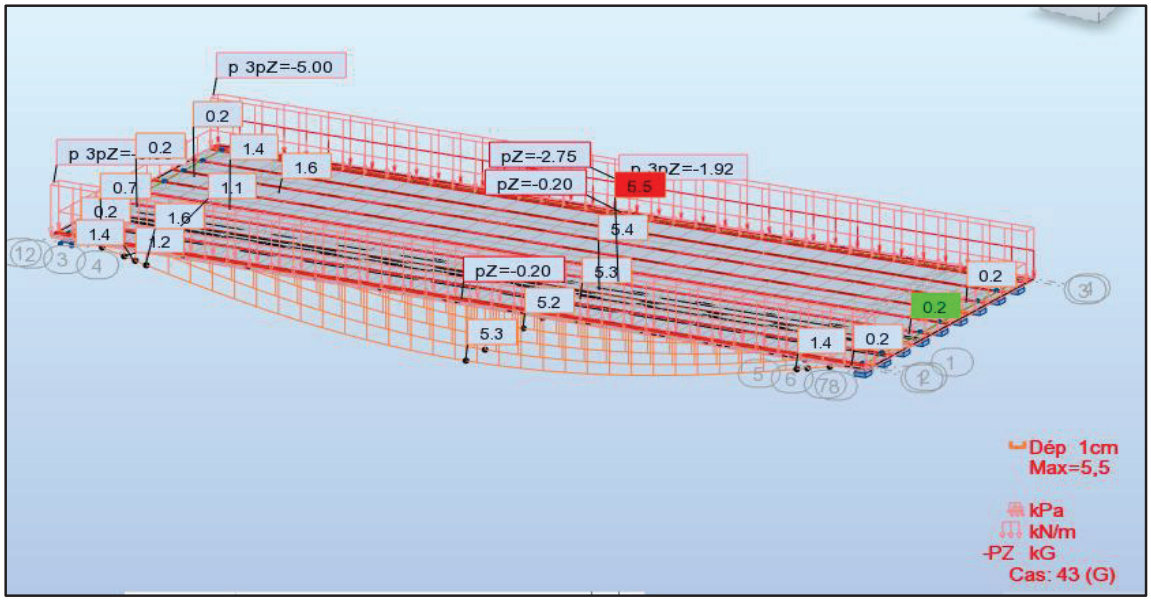


Figure VI.4. Flèche maximale sous l'effet du poids propre du tablier

$$fléche\ de\ la\ précontrainte = \mathbf{5.6}\boldsymbol{cm}$$

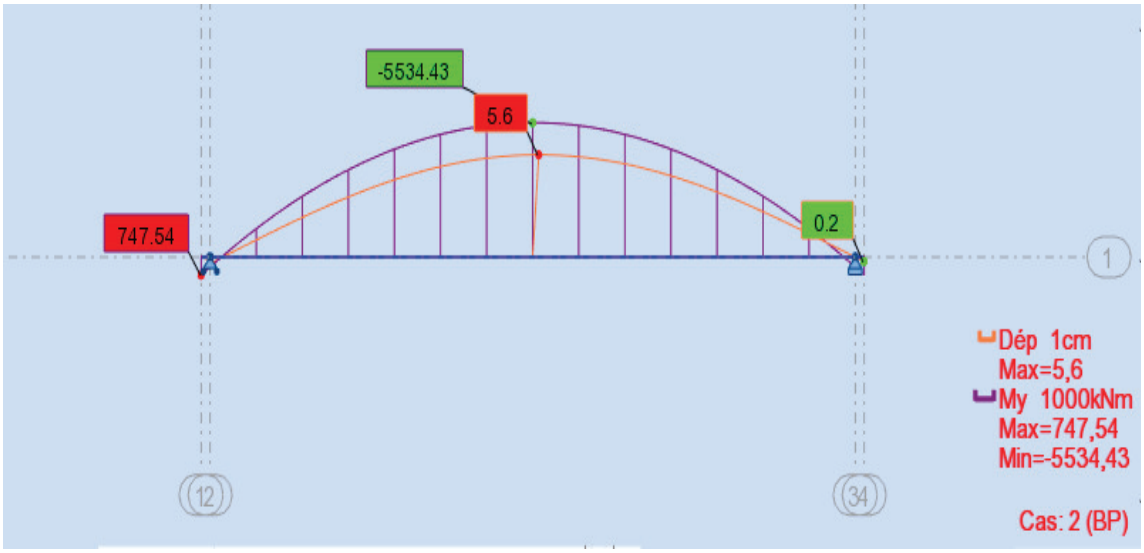


Figure VI.5. Flèche maximale induit par l'effort de précontrainte

Apartir des résultats précédents, nous arrivons à calculer la contre-flèche

$$contrefléche = \frac{3}{4}(5.6 - 5.5) = 0.075cm = \mathbf{7,5mm}$$

Cette mesure est négligeable car c'est impossible de réaliser une contre flèche de cette dimension.

VI.14.1.Vérification de la flèche

La flèche finale est calculée à partir de la combinaison la plus défavorable (G + D240 dans notre cas) à la quelle on soustraira la valeur de la contre flèche (nul dans notre cas)

$$fléche_{réel} = fléche_{G+D240} - contrefléche - fléchedelaprécontrainte$$

avec

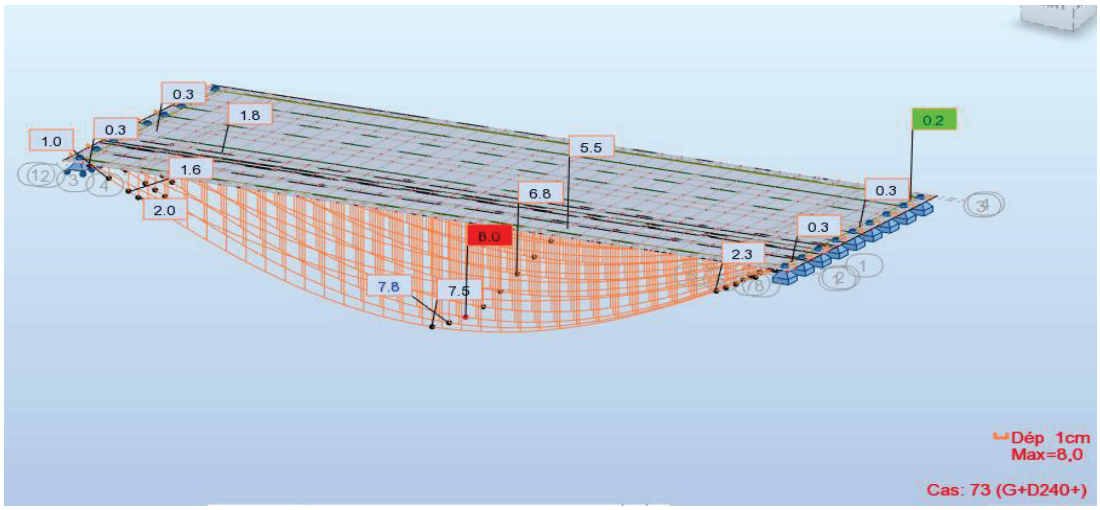


Figure VI.6. Flèche induit par le cas de charge G+D240

donc

$$\begin{cases} fléche_{G+D240} = 8cm \\ contrefléche = 0 \\ fléchedelaprécontrainte = 5.6cm \end{cases}$$

$$fléche_{réel} = 8 - 5{,}6 = 2{,}4cm$$

Il est indispensable que cette flèchen'excède pas la flèche admissible qui a son tour vaut

$$fléche_{adm} = \frac{longeurdelapoutre}{500} = 7{,}4cm$$

$$fléche_{\boldsymbol{réel}} < fléche_{\boldsymbol{adm}} \rightarrow \boldsymbol{cestvérifié}$$

VI.15.CONCLUSION

L'étude de la précontrainte nous permet de définir le type et le nombre de câble à mettre en place, et de vérifier par la suite si le câblage choisi vérifie les conditions exigées sur les contraintes normales et tangentielles en toute zone de la poutre.

Ces poutres sont surmontées d'un hourdis, ce dernier nécessite une étude qui sera traitée dans le chapitre suivant.

Chapitre VII.
ETUDE DE L'HOURDI

2018/2019

VII.1. INTRODUCTION

L'hourdi est une dalle pleine réalisée en béton armé, dont le rôle principal est d'assurer la continuité de la surface du tablier. Cette dalle jouera le simple rôled'intermédiaire entre la couche de roulement et les éléments porteurs longitudinaux en leur transmettant toute les charges. Ainsi, elle assure la distributiontransversaledes charges.

L'hourdi est un élément mince qui est sollicité dans les deux directions longitudinales et transversales.La réponse longitudinaledes sollicitations due au chargement et au poids propre de cette dalle étantassuré par les éléments porteurs longitudinaux (les poutres) reste la réponse transversale qui sera reprise par cette dalle. Donc, c'est un élément adoptant un comportement unidirectionnel.

Ainsi dans ce chapitre, on calculera le ferraillage nécessaire à la reprise des efforts transversaux et on adoptera une portion de celui- ci (le tiers) pour la direction longitudinale pour des raisons constructives.

VII.2.PRESENTATION DE LA DALLE

Notre hourdi est une dalle en béton armé de 37m de longueur et de 13.8m de largeur avec une épaisseur de 25cm. Cette dalle est appuyée longitudinalement sur 9 poutresespacées de 1.6 m avec une largeur nue entre extrémités des tables de compression qui sera reprise par un coffrage perdu.

VII.3.CALCUL DES SOLLICITATIONS

VII.3.1.Principe du calcul

Pour notre calcul nous nous nous sommes basés sur l'hypothèse que la dalle travaille principalement dans le sens transversal et donc nous nous sommes intéressés à 1m de longueur de cette dalle que nous avons modélisée à partir du logiciel ROBOT.

Cette théorie sera vérifiée après l'obtention des résultats par un calcul bidirectionnel où nous allons modéliser toute la dalle et afficher la cartographie des efforts (moments transversaux).

VII.3.1.1.Théorie unidirectionnelle

Les résultats affichés dans le tableau ci-dessus sont obtenus à partir du logiciel ROBOT combiné à l'état ultime de service :

Tableau VII.1. Combinaisons des moments à l'ELS

Combinaison	mi-travée (KN.m/ml)	Sur appuis (KN.m/ml)
$G+D_{240}$	5.57	10.03
$G+M_{C120}$	30.44	16.5
$G+1.2B_{C1C}$	21.91	19.85
$G+1.2B_{C2C}$	**34.80**	23.12
$G+1.2B_{C3C}$	29.80	22.36
$G+1.2B_{T1}$	33.57	28.43
$G+1.2B_{T2}$	33.9	**31.89**
$G+1.2AL_1$	2.16	4.14
$G+1.2AL_2$	2.25	4.09
$G+1.2AL_3$	1.96	3.73

- La combinaison $G+1.2B_{C2C}$ a donné le moment max à mi-travée

M_{max}= 34,8 KN.m/ml

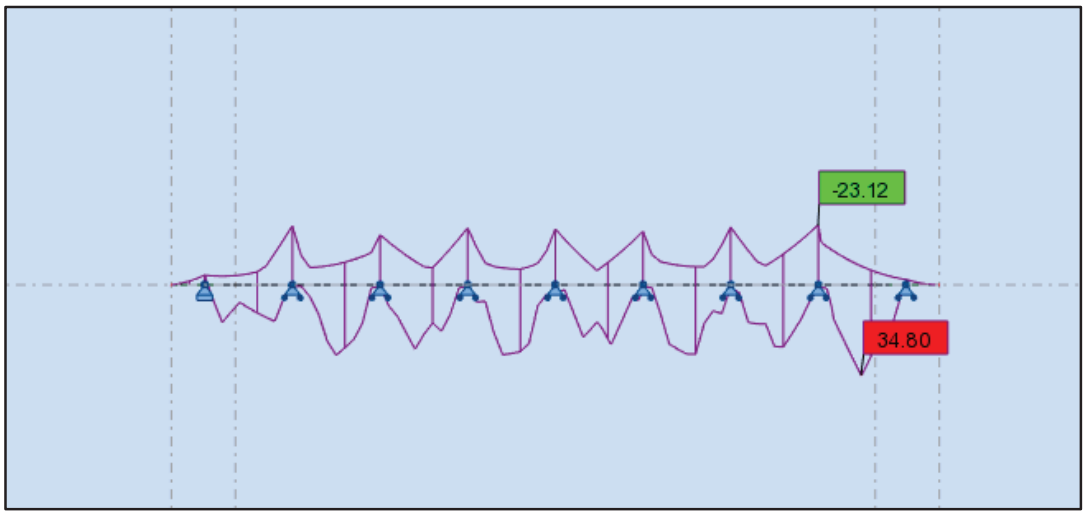


Figure VII.1. Allure du moment max à mi-travée par le logiciel ROBOT

- La combinaison $G+1.2B_{T2}$ a donné le moment max sur appuis

M_{max}= 30,35KN.m/ml

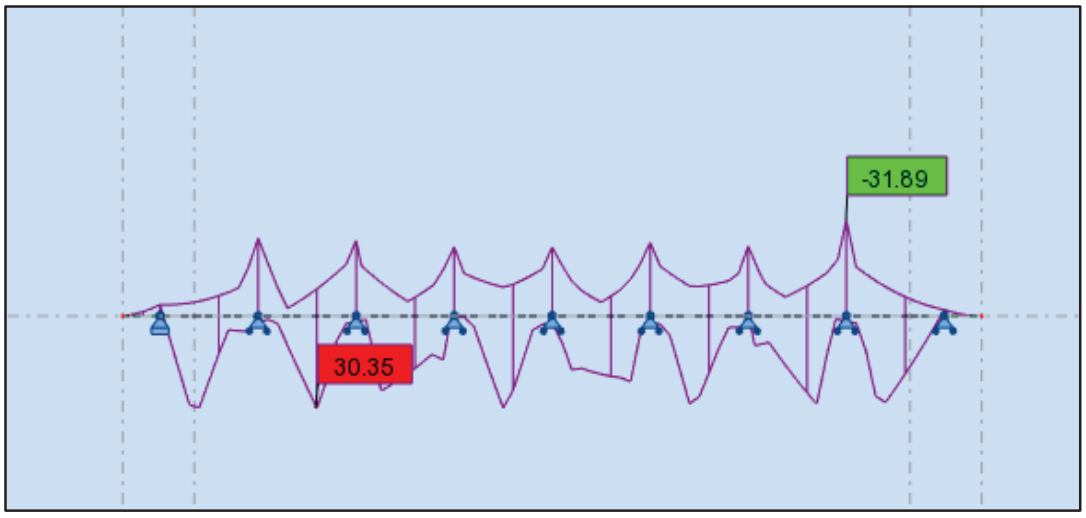


Figure VII.2. Allure du moment max sur appuis par le logiciel ROBOT

VII.3.1.2.Théorie bidirectionnelle

Comparonsmaintenant les moments déjà obtenus grâceà l'hypothèse unidirectionnelle à ceux d'un calcul bidirectionnel.

- Pour le cas de charge G+1.2B_{C2C} (à mit-travée)

$$24KN.m/ml < M_{max} < 36KN.m/ml$$

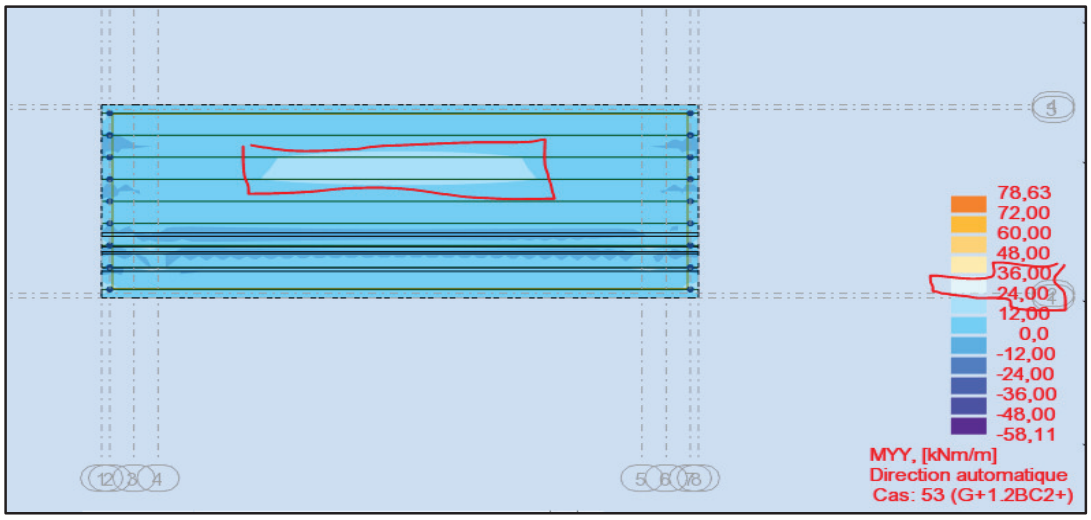


Figure VII.3.Allure de la répartition des moments

Sachant que le moment obtenu dans la méthode unidirectionnelle M_{max}= 34,8KN.m, nous remarquons qu'il appartient à la fourchette max des moments trouvés en méthode bidirectionnelle :

$$24 < 34.8 < 36 \text{ KN.m/ml}$$

❖ Pour le cas de charge G+1.2BT2 (sur appuis)

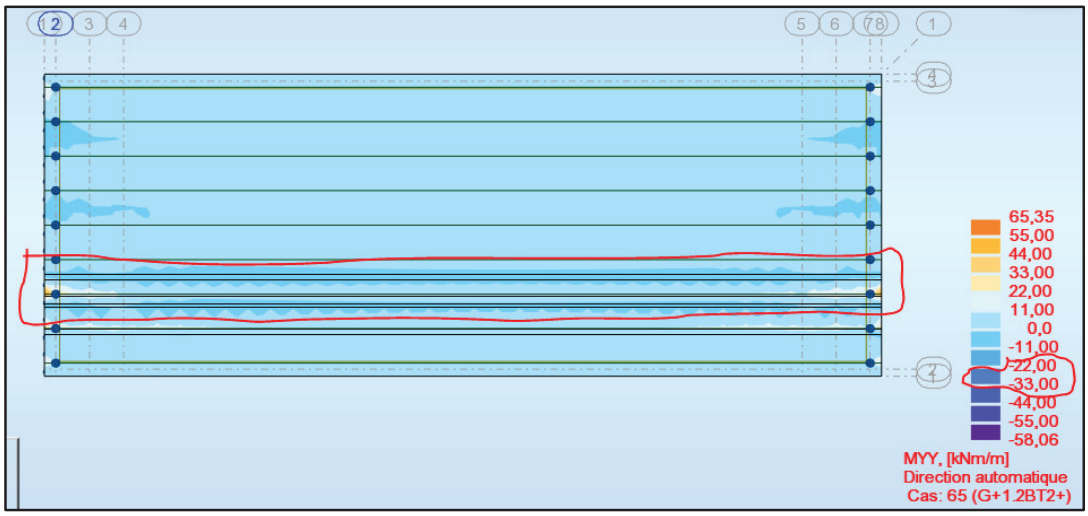


Figure VII.4. Moment du à la charge G+Bt2

Moment obtenu dans la méthode unidirectionnelle M_{max}= 31,89KN.m/ml

Nous remarquons que $22 < \mathbf{31,89} < 33 \quad KN.m/ml$

VII.3.1.3.Conclusion du calcul

Les résultats des deux hypothèsesconvergent et donc on adoptera

$$\begin{cases} M_{tr} = 34.80\ KN.m \\ M_{app} = 31.89\ KN.m \end{cases}$$

VII.4.FERRAILLAGETRANSVERSAL

Pour le ferraillagetransversal de cet élément supposé soumis à la flexion simple, nous procédons avec le logiciel ROBOT EXPERT.

❖ **A mi-travée**

$$A_{STR} = 7.7\ cm^2 \rightarrow 7\ HA\ 12$$

❖ **Sur appuis**

$$A_{SAPP} = 7cm^2 \rightarrow 7\ HA\ 12$$

Les notes de calculs sont présentées dans l'annexe B partie 2.

VII.5.FERRAILLAGE LONGITUDINAL

Après analyse des efforts longitudinaux déjà obtenus, nous remarquons que les éléments du tablier sont entièrement comprimés donc :

$$A_{s\ long} = \frac{Max\left(A_{s\ app}\,;\ A_{s\ trav}\right)}{3} = \frac{A_{s\ trav}}{3} = 2.57\ cm^2 \rightarrow 4\ HA\ 10/\ ml$$

VII.6.CONCLUSION

Pour assurer le fonctionnement du tablier, un bon dimensionnement et vérification de l'hourdi est nécessaire. C'est ce qui a été effectué dans ce chapitre.

Dans les prochains chapitres, on s'intéressera au dimensionnement des équipements disposés sur la dalle pour l'exploitation du pont.

Chapitre VIII.
ETUDE SISMIQUE

2018/2019

VIII.1.INTRODUCTION

Le nord Algérien est considéré comme une zone de sismicité importante. Suite aux derniers séismes qu'a connus le pays, il est maintenant obligatoire de prendre en compte le risque sismique lors de la construction d'un ouvrage.

Dans ce chapitre, nous allons effectuer le calcul sismique sur notre ouvrage en nous référant aux règlements parasismiques algérien pour les ouvrages d'art qui nous permettent d'avoir un dimensionnement des éléments porteurs (culées et piles).

VIII.2.IDENTIFICATION DE L'OUVRAGE

Dans ce chapitre on aura besoin des caractéristiques suivantes :

- La zone sismique : la carte des zones sismiques définie par le RPOA 2008 classe la wilaya de Tizi Ouzou dans la zone **IIa** de moyenne sismicité.
- Le groupe du pont : on classe l'ouvrage dans le deuxième groupe des ponts importants.
- Classification du site : on classe le site selon ses propriétés mécaniques détaillées dans le rapport géotechnique dans la catégorie S2 des terrains fermes.

VIII.3.ANALYSE MONOMODALE SPECTRALE

L'analyse d'un pont peut se faire par différentes méthodes tel que le spectre de puissance, l'analyse temporelle linéaire ou non linéaire, la méthode du spectre de réponse (analyse dynamique linéaire) ou bien la méthode spectrale monomodale (mode fondamental). L'utilisation de chaque méthode doit être justifiée scientifiquement.

De manière générale, l'analyse se fait par la méthode spectrale monomodale, cette méthode ne s'applique qu'aux ponts remplissant les critères suivants :

- La masse totale mise en mouvement par le mode fondamental doit être supérieure à 70% de la masse totale de la structure, ce qui convient à vérifier que : $M_{pile} < 0{,}43M_{tot}$.
  - $M = G + \alpha.Q$ avec $\alpha = 0$ Pont non urbain (RPOA 2008)
    M totale = M tablier * Nombre de travée= (M poutres+ M dalle+ M équipements) * Nombre de travée= 1522,636 (t) *3= 4567,908 (t).
    M pile = M chevêtre + (M fût × 3)= 181,125*2 (t)+ 1582,26 (t)= 2082,66 (t)

    $1644{,}51\ (t) < 1964{,}20$ Vérifiée.
- Le biais est supérieur à 70 grades et les raideurs longitudinales et transversales des appuis ne varient par plus de 10% par rapport aux valeurs calculées sans biais.
  - Condition vérifiée car l'ouvrage est sans biais.
- La courbure est inférieure à 30 grades et les raideurs longitudinale et transversale totales des appuis ne variant par de plus de 10% par rapport aux valeurs calculées sans courbure.
  - Condition vérifiée, l'ouvrage est droit et présente une courbure ne dépassant pas 5 degrés.

- La symétrie transversale, ce qui veut dire que la distance entre le centre de masse du tablier et le centre élastique des appuis n'excède pas 5% de la distance entre appuis extrêmes.
  - Condition vérifiée, car l'ouvrage présente une symétrie géométrique et mécanique dont l'excentricité est nulle.

Toutes les conditions sont vérifiées, donc la méthode monomodale est bien applicable.

VIII.4.SEISME LONGITUDINAL

Dans la direction longitudinale la déformation du tablier continu dans le plan horizontal est négligeable par rapport au déplacement de la tête des piles sous l'effet de l'action sismique.

On détermine les effets sismiques en utilisant un modèle à tablier rigide en appliquant une force statique horizontale égale à :

$$F = MS_a(T, \xi) \qquad \text{(VIII.1)}$$

Où :

M : La masse totale mise en mouvement égale la masse du tablier déjà calculée précédemment ($M = 4567{,}908\ t$)

(T, ξ) : Accélération spectrale du spectre de réponse élastique correspondant à la période fondamentale du système T.

VIII.4.1.La période fondamentale du système

La période fondamentale du système est calculée à partir de la formule suivante :

$$T = 2\pi\sqrt{\frac{M}{K}} \qquad \text{(VIII.2)}$$

K : la raideur totale du système (KN/m).

M : la masse totale en tonne.

VIII.4.1.1.la raideur totale du système

La rigidité totale de l'ouvrage K est égale à la somme des rigidités d'appuis (culée + piles).

$$K = 2K_{culée} + K_{pile\,1} + K_{pile\,2} \qquad \text{(VIII.3)}$$

La culée et ses appareils d'appuis sont en série, pareil pour la pile et ses appareils d'appuis donc :

$$K_{culée} = \frac{1}{\frac{1}{K_{culée}} + \frac{1}{K_{appd'appuis}}} \qquad \text{(VIII.4)}$$

$$K_{pile} = \frac{1}{\frac{1}{K_{fut}} + \frac{1}{K_{appd'appuis}}} \quad \text{(VIII.5)}$$

VIII.4.1.2. Raideur de la culée

En considérant la culée infiniment rigide on aura : $K_{culée} = K_{appd'appuis}$

Avec : $K_{appd'appuis} = \frac{Gab}{e} \times n$ (VIII.6)

Où :

n : Nombre d'appareils d'appuis sur la culée égal à 9 appareils.

G : Module de cisaillement de l'appareil (G=1.2 MPa en condition sismique) a, b : Dimension en plan de l'appareil d'appuis. (450×450) mm²

e : Epaisseur de l'appareil d'appuis.

$$K_{appd'appuis} = 23{,}04\ MN/m$$

On note que le dimensionnement des appareils d'appuis est détaillé dans le chapitre suivant (équipements).

VIII.4.1.3. Raideur de la pile

Les futs sont circulaires, la partie supérieure est libre tandis que la partie inférieure est encastrée, donc :

$$K_{fut} = \frac{3E_{ij}\,I_y}{h^3} \times n \quad \text{(VIII.7)}$$

Avec :

n : Le nombre de fûts dans chaque pile.

Eij : module de déformation instantanée ($Eij = 11000\sqrt[3]{f_{c28}}$ = 35981,73 MPa)

Iy : Moment d'inertie longitudinale d'un fût ($Iy = \pi\frac{D^4}{64}$= 1,92 m^4)

h : La hauteur du fût dans chaque pile ($h1$=25 m ; $h2$= 21 m)

$$K_{futs\ 1} = 39{,}79\ MN/m K_{futs\ 2} = 67{,}138\ MN/m$$

$$K_{appd'appuis} = \frac{Gab}{e} \times n \quad \text{(VIII.8)}$$

Sachant que le nombre d'appareils d'appuis est de 9 x 2 appareils au niveau d'une pile.

$$K_{appd'appuis} = 46{,}08\ MN/m$$

La raideur totale des deux piles est :

$$K_{pile\,1} = 21{,}352\ MN/m K_{pile\,2} = 27{,}325\ MN/m$$

Raideur totale :

$$K_{tot} = K_{piles} + K_{culées} = 94{,}757\ MN/m$$

Donc $$T = 2\pi\sqrt{\frac{M_t}{K_{tot}}} = 1{,}38s$$

VIII.4.2.Spectre de réponse élastique$S_a(T,\xi)$

Il constitue généralement la donnée de base pour le calcul sismique, il est donné en fonction de la période élastique T et du taux d'amortissement ξ de l'ouvrage étudié. (3.2.1.1 RPOA).

$$S_{ae}(T,\xi)_{(\frac{m}{s^2})} = \begin{cases} AgS\left(1+\frac{T}{T_1}(2{,}5\eta-1)\right) & 0\le T\le T_1 \\ 2{,}5\ \eta AgS & T_1\le T\le T_2 \\ 2{,}5\eta AgS\left(\frac{T_2}{T}\right) & T_2 \le T \le 3s \\ 2{,}5\eta AgS\left(\frac{3T_2}{T^2}\right) & T \ge 3s \end{cases} \quad \text{(VIII.9)}$$

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone, dépend de la zone sismique et le groupe du pont (A = 0.20).

$T1$, $T2$: Période caractéristique associées à la catégorie de site, site2 donc ($T1$=0.15s ; $T2$=0.40s).

S : Coefficient de site (S=1.1)

ξ : Taux d'amortissement (pour le béton armé ξ= 5 %)

η : facteur de correction de l'amortissement $\eta = \sqrt{7/(2+\xi)}$ = 1

g : Accélération de la pesanteur (g= 9.81 m/s²)

Application numérique :

$$S_a(T,\xi) = 1{,}56\ m/s^2$$

VIII.4.3.Répartition de la force horizontale

La force horizontale qui s'applique sur le tablier est répartie sur chaque élément porteur selon les formules suivantes :

$$F_{appui} = \frac{K_{appui}}{K_{tot}} F_L \quad \text{(VIII.10)}$$

F_L : La force statique équivalente

$$F_L = M_{tot} \times S_a = 7{,}148\ MN$$

Tableau VIII.1. Force sismique longitudinale

Répartition de la force sismique sur les appuis *Fi* (MN)	
***Fculé* (MN)**	1,738
***Fpile*1 (MN)**	1,610
***Fpile*2 (MN)**	2,060

VIII.4.4.Calcul des déplacements

❖ DEPLACEMENT DU TABLIER PAR RAPPORT AU SOL

$$d = (\frac{T}{2\pi})^2 S_a(T) \quad \text{(VIII.11)}$$

❖ DEPLACEMENT DE LA TETE DE LA PILE PAR RAPPORT AU SOL

$$d = \frac{F_{pile}}{K_{pile}} \quad \text{(VIII.12)}$$

Tableau VIII.2. Déplacement des appuis dus à la force sismique

Déplacement total du tablier d (m)	**0,075**
Déplacement des têtes de pile 1 (m)	0,040
Déplacement des têtes de pile 2 (m)	0,030

❖ MOMENT D'ENCASTREMENT AU BAS DE LA PILE

$$M_{pile} = F_{pile}\, h_{pile} \quad \text{(VIII.13)}$$

Tableau VIII.9 Moment d'encastrement au bas des piles

Moment d'encastrement au bas de la pile 1 (MN.m)	**40,25**
Moment d'encastrement au bas de la pile 2 (MN.m)	43,26

VIII.5.SEISME TRANSVERSAL

Cette méthode peut être appliquée en utilisant pour le modèle deux approches différentes :

- Modèle à tablier rigide.
- Modèle à tablier flexible.

On considère que le tablier est rigide si $\frac{Longueurdutablier}{largueurdutablier} \leq 5$, ce qui n'est pas notre cas. L'utilisation d'un modèle à tablier flexible aura lieu.

Selon l'Eurocode 8 partie 2 : dans certains cas, l'action sismique en direction transversale des ponts est supportée principalement par les piles, et il n'y a pas d'interaction importante entre des piles adjacentes.

Dans ce cas, les effets des séismes agissant sur la i^{eme} pile peuvent être évalués de manière approximative en considérant l'action d'une force statique équivalente :

$$F_i = M_i S_e(T_i) \quad \text{(VIII.14)}$$

Où

Mi : masse effective attribuée à la pile i (masse de la moitié supérieure de la pile + masse tu tablier afférent à la pile).

$$Mi = M_{tablier\ /travée} + \frac{1}{2} M_{pilei} \quad \text{(VIII.15)}$$

Ti : période fondamentale de chaque pile.

$$T_i = 2\pi \sqrt{\frac{M_i}{K_i}} \quad \text{(VIII.16)}$$

Ki : la rigidité de la i^{eme} pile en considérant la pile encastrée dans la partie inférieure et supérieure, d'où :

$$K_i = n \frac{3\, E_{ij}\, I_x}{h^3} \quad \text{(VIII.17)}$$

$$I_x = nI_y + 2Sd^2 \quad \text{(VIII.18)}$$

n : Le nombre de fûts (n=3)

Iy : Le moment d'inertie de la section transversale des fûts (Iy =1,94 m4)

S : L'aire de la section transversale d'un fût.

d : L'entraxe entre les fûts (d =4,15m)

Cette simplification peut être appliquée lorsque la condition suivante est satisfaite pour toutes les piles adjacentes i et i+1.

$$0{,}90 < \frac{T_i}{T_{i+1}} \leq 1{,}1 \quad \text{(VIII.19)}$$

Les résultats sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau VIII.4. Force sismique transversale

Appui	$k_{Fût}$ (MN/m)	$k_{Ap\text{-}d'appui}$ (MN/m)	$n_{A\text{-}Apps}$	K (MN/m)	M (Kg)	T (s)	Sa (m/s2)	Fi (MN)
Pile 1	320,76	2,56	18	40,29	463245,0	0,6734	3,2050	1,48472
Pile 2	541,18	2,56	18	42,46	463245,0	0,6559	3,2903	1,52423
Culée	/	2,56	9	23,04	563815,0	0,9824	2,1969	1,23863

VIII.6.SEISME VERTIVAL

L'effet vertical du séisme sur les piles des ouvrages situées dans une zone séismique classée (I) ou (IIa) selon le R.P.O.A, est négligeable.

VIII.7.COMBINAISON DES COMPOSANTES DE L'ACTION SISMIQUE

Les effets de l'action sismique peuvent être dans les trois directions X, Y, Z respectivement. Vue l'incertitude directionnelle du séisme, une combinaison des actions sismiques dans les trois directions principales est nécessaire, et s'écrit :

$$E_L = E_X + 0{,}3E_Y + 0{,}3E_Z \quad \text{(VIII.20a)}$$

$$E_T = E_Y + 0{,}3E_Z + 0{,}3E_X \quad \text{(VIII.20b)}$$

$$E_V = E_Z + 0{,}3E_X + 0{,}3E_Y \quad \text{(VIII.20c)}$$

E_X ,E_Y ,E_Z sont les effets de l'action sismique dans la direction X,Y,Z respectivement.

Le tableau ci-dessous représente les valeurs de forces sismiques appliquées sur les appuis et les efforts correspondant sous combinaison :

Tableau VIII.5. Combinaison des composantes de l'action sismique

Direction	Pile 1	Pile 2	Culée 1
E_X (MN)	1,610	2,060	1,738
E_Y (MN)	1,484	1,524	1,239
E_L (MN)	2,055	2,517	1,760
E_T(MN)	1,967	2,142	2,109
E_V(MN)	0,928	1,075	0,893

VIII.8.CONCLUSION

L'étude sismique est très importante pour la réalisation d'un pont, car elle permet d'estimer les efforts que subissent les appuis, et notamment les piles, durant un mouvement sismique. En plus des équipements dont le fonctionnement dépend de ces actions (appareils d'appuis et joint de chaussée). Ces derniers seront présentés dans le chapitre suivant.

Chapitre IX.
EQUIPEMENTS

2018/2019

IX.1.INTRODUCTION

Les équipements dans les ouvrages d'art jouent un rôle important dans l'exploitation, la sécurité, la durabilité de l'ouvrage et la sécurité des usagers.

Dans le présent chapitre, on va étudier les équipements nécessaires pour ouvrage, tel que l'appareil d'appui et le joint de chaussée.

IX.2.LES APPAREILS D'APPUIS

Le tablier repose généralement sur des appareils d'appui, ces derniers apportent plus de souplesse à l'ouvrage, transmettent les efforts essentiellement verticaux ou accompagnés d'efforts horizontaux.

IX.2.1.CHOIX DE L'APPAREIL D'APPUI

La norme NF EN 1337-3 publiée par Stéra présente l'appareil d'appui en élastomère fretté (AAEF) et les appareils d'appui à pot (AAP) de 90 % des appareils d'appui utilisés sur les ponts.

Dans notre cas, on a choisi un appareil d'appui en élastomère fretté (type B) qui permet une forte descente de charge pour un encombrement réduit, notamment en épaisseur. Un autre avantage est leur simplicité de conception.

IX.2.1.1.Evaluation des efforts normaux appliqués sur les appareils d'appuis

Les réactions appliquées seront calculées à l'ELU :

Tableau IX.1. Réactions sur appuis à l'ELU

Combinaisons à l'ELU	Réaction (KN)
1.35G+1.6AL$_1$	1099,76
1.35G+1.6AL$_2$	1183,50
1.35G+1.6AL$_3$	1172,16
1.35G+1.6B$_{C1}$	1259,15
1.35G+1.6B$_{C2}$	1242,27
1.35G+1.6B$_{C3}$	1318,84
1.35G+1.35M$_{C120}$	1258,51
1.35G+1.35D$_{240}$	1507,78
1.35G+1.6B$_{T1}$	1073,43
1.35G+1.6B$_{T2}$	1302,86

IX.2.1.2.Dimensionnement d'appareil d'appuis

Selon le guide SETRA les appareils d'appuis type B comportent n + 1 frettes métalliques et n feuillets d'élastomère d'épaisseur constante. Ils sont enrobés sur leur périphérie d'une épaisseur d'élastomère d'au moins 4 millimètres, le dimensionnement est présenté dans l'annexe C partie1.

IX.2.2.Vérifications du dimensionnement

Conformément à la NF EN 1337-3, quatre types de vérification aux Etats Limites Ultimes doivent être faits pour les appareils d'appuis en élastomère fretté :

IX.2.2.1.Stabilité au flambement

La vérification se fait à l'Etat Limite Ultime dans les conditions suivantes :

$$\frac{F_Z}{A_r} < \frac{2\times G\times a'\times S_1}{3T_e} \qquad \text{(IX.1)}$$

F_z : la réaction maximale de la combinaison fondamentale à ELU **1,507MN** ;

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

A_r : la surface en plan effective ; **Ar ≈ A' = 45*45 =2025cm²**

a' : le plus grand côté =**45cm**;

S_1 : coefficient de forme du feuillet le plus épais :

$$S_1 = \frac{A'}{I_P\times t_e} \qquad \text{(IX.2)}$$

$$I_P = 2(a' + b')et\begin{cases} t_e = t_i pourlesfeuilletsdescouchesinternes \\ t_e = 1{,}4t_i pourlesfeuilletsdescouchesexternes \end{cases}$$

T_e : épaisseur nominale totale d'élastomère

Application numérique

$$S_1 = 9{,}375;\quad 7{,}44 < 26{,}37\ \ conditionvérifiée$$

IX.2.2.2.Traction dans les frettes

Les frettes doivent avoir au moins 2 mm d'épaisseur. La norme demande aussi de vérifier l'épaisseur minimale des frettes métalliques à l'Etat Limite Ultime.

$$t_s = \gamma_m \frac{2{,}6\times F_Z\times t_i}{3A_r\times f_y} \qquad \text{(IX.3)}$$

t_i : épaisseur d'une feuille d'élastomère= **12mm** ;

γ_m : Coefficient partiel de sécurité dont la valeur est de **1** ;

fy: Limite élastique de l'acier qui compose les frettes (Acier classe **S235**).

Application numérique :

$$t_s = 4mm > 1mmconditionvérifiée$$

IX.2.2.3. Condition de non glissement

Le non glissement est assuré si :

$$H \le f\times N_{min}\ et N_{min} = N_g - 0{,}3N_v \qquad \text{(IX.4)}$$

$$f = 0{,}1 + \frac{0{,}6}{\sigma_{min}}\ ;\ \sigma_{min} = \frac{N_{min}}{a\times b} \qquad \text{(IX.5)}$$

H : Effort horizontal dû au séisme horizontal (**2,06 MN**).

N_{min} : La réaction minimale au niveau de chaque appareil d'appui.

Ng : Réaction due aux charges permanentes sur chaque appareil d'appui (***Ng*=0.846 MN**)

Nv : Réaction due au séisme vertical sur chaque appareil d'appui (***Nv*= 0.168 MN**)

$$N_{min} = 0{,}796\ MN\ ;\ \sigma_{min} = 3{,}929\ MPa\ ;\ f = 0{,}25$$

$$H = 2{,}06 > 0{,}199\ MN$$

La condition du non glissement n'est pas vérifiée, pour cela on met des plaques métalliques épaisses à l'extérieur (appareil d'appui type C) en ajoutant un dispositif anti glissement sous forme de butée au niveau inférieur, la butée ne doit pas entrer en contact avecles feuillets de caoutchouc, pour cela on ajoute un taquet dans une seule face supérieure avec ancrage.

IX.2.2.4.Limitation de distorsion

On doit vérifier en tout point de l'appareil d'appui que la distorsion totale est limitée à l'Etat Limite Ultime :

$$\varepsilon_T = \varepsilon_c + \varepsilon_q + \varepsilon_a < 7 \qquad \text{(IX.6)}$$

εc, εq et εα : les distorsions calculées respectivement sous l'effort vertical, les efforts ou déplacements horizontaux et les rotations du tablier.

- Calcul de ε_c

L'effort normal centré F_z, provoque une répartition linéaire de la distorsion $\varepsilon_c$liée au cisaillement τ_N dans une couche d'élastomère :

$$\varepsilon_c = \frac{1{,}5 \times F_Z}{G \times A_r \times S} = 0{,}7 \qquad \text{(IX.7)}$$

- Calcul de ε_a

La valeur de la distorsion εα, sous l'effet de rotations αa et αb d'axes perpendiculaires aux côtés a et b de l'appareil d'appui, est donnée par :

$$\varepsilon_a = \frac{(\alpha_t + \alpha_0)}{2nti^2} G a^2 \qquad \text{(IX.8)}$$

α_t: Rotation maximale de l'appareil d'appuis ($\alpha_t = 1.9 \times 10^{-3}$rad)

α_0 : Rotation due à l'imperfection de pose ($\alpha_0 = 10^{-2}$rad)

$$\varepsilon_a = 1{,}5$$

- Calcul de ε_q

L'effort horizontal, provoque une répartition uniforme de la distorsion $\varepsilon_q$liée au cisaillement τ_h dans l'élastomère :

$$\varepsilon_q = \frac{V_x}{T_q} = 0{,}975 \qquad \text{(IX.9)}$$

$$\varepsilon_T = 3{,}175 < 7 \; conditionvérifiée$$

IX.2.3.Les plaques de fixation

Les plaques de fixation assurent les positions des appareils d'appuis sur les dés d'appuis et aussi empêchent son glissement.

Ils ont une épaisseur de 22,5 mm avec une section supérieure à 5 cm dans chaque côté par rapport à la section de l'appareil d'appui.

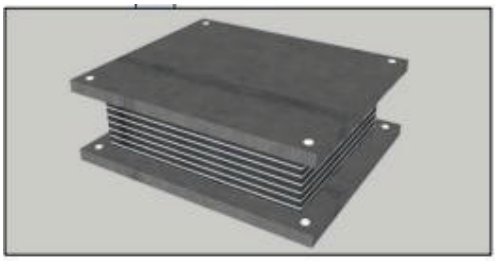


Figure IX.8 Appareil d'appui

IX.3.DES D'APPUIS

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

IX.3.1.Dimensionnement des dés d'appuis

Les dimensions seront choisies de façon à ce qu'ils soient un peu plus grands que les appareils d'appuis, on choisit les dimensions suivantes :

$$h \geq \frac{a \times b}{a+b} \; ; \; a_1 \geq a + \frac{h}{2} \; ; \; b_1 \geq b + \frac{h}{2} \; ; \qquad \text{(IX.10)}$$

On prend $h = 0{,}25m$; $a_1 = 0{,}7$; $b_1 = 0{,}7m$;

IX.3.2.Ferraillage des dés d'appuis

Suivant le guide SETRA (P.P.73)

- Armatures de chainage

Les armatures de chainage peuvent être déterminées par des règles de la méthode des bielles ou la méthode de reprise des efforts d'équilibre général.

$$A_{sc} = \frac{0{,}25 \times N}{\sigma_s} = \frac{0{,}25 \times 1{,}507}{434{,}78} = 8{,}67cm^2 \rightarrow 6HA14 = 9{,}23cm^2$$

❖ Armatures horizontales

Pour limiter la propagation d'éventuelles fissures, l'ensemble des armatures horizontales placées sous le chainage devra reprendre un effort égal à 12,5% de la même descend de charge.

$$A_h = \frac{0{,}125 \times N}{\sigma_s} = \frac{0{,}125 \times 1{,}507}{434{,}78} = 4{,}33cm^2 \rightarrow 4HA12 = 4{,}52cm^2$$

❖ Frette supérieure

Il s'agit d'armatures croisées placées à la face supérieure de l'appui :

$$A_s = \frac{0{,}04 \times N}{\sigma_s} = \frac{0{,}04 \times 1{,}507}{434{,}78} = 1{,}39cm^2 \rightarrow 3HA8 = 1{,}50cm^2$$

❖ Frette inferieure

Une frette inférieure est disposée à une profondeur entre h/3 et h à partir de la face supérieure de l'appui, la section d'armature se calcule avec :

$$A_i = \frac{0{,}1 \times N}{\sigma_s} = \frac{0{,}1 \times 1{,}507}{434{,}78} = 3{,}47cm^2 \rightarrow 5HA10 = 3{,}92cm^2$$

IX.4.PLOT PARASISMIQUE

Un séisme transversal peut provoquer un déplacement du tablier. Pour éviter ceci, on place des dispositifs appelés : plot parasismique.

IX.4.1.Dimensionnement et ferraillage du plot parasismique

Dans notre ouvrage, on choisit deux butées de blocage en béton armée posées au niveau des poutres de rives dont les dimensions sont les suivantes :

- La hauteur totale de 1,3m avec les dimensions en plan de (70×20) cm².

Le ferraillage du plot parasismique se fait en flexion simple sous l'action sismique transversale, pour cela on doit calculer:

$$M = K_h . G . e \qquad \text{(IX.11)}$$

Avec :

K_h:coefficient sismique horizontal égal au coefficient de zone A (K_h=A= 0.25)

G : Poids total du tablier (G = 1127,63 t)

e : Distance entre la fibre inférieure du plot et le point d'impact de la poutre sur le plot (e=0.50 m).

Application numérique : $M = 14{,}09\ t.m$

A l'aide du logiciel ROBOT Expert, 4,8cm2 équivalent à 7HA12 espacé de 15cm.

IX.5.JOINT DE CHAUSSEE

Les tabliers de ponts subissent des variations dimensionnelles longitudinales sous l'effet de la température, retrait, fluage et les charges d'exploitation. Pour limiter les effets parasites dus à ces déformations, le tablier est rendu librement dilatable par des coupures transversales, généralement situées à ses extrémités.

Au droit de chacune de ces coupures, on dispose un joint de chaussée dont le rôle est de permettre aux véhicules de les franchir dans les meilleures conditions de confort et de sécurité.

IX.5.1.Calcul du souffle des joints

Le règlement parasismique Algérien des ouvrages d'art fixe un souffle total selon la formule suivante :

$$W = W_D + 0{,}4W_T + 1/3\, W_S \qquad \text{(IX.12)}$$

W : Souffle total du joint

W_D : Souffle des déformations différées (retrait et fluage) (**W_D = 3,5 cm**)

W_T : Souffle thermique (**W_T= 1,4 cm**)

W_S : Souffle sismique. (**W_S= 7,5 cm**)

$$W = 6{,}56\ cm$$

Le calcul des déplacements est précisé dans l'annexe C (II).

IX.5.2.Type de joint

On choisit le type de joint de chaussée selon le souffle calculé, et en regardant le catalogue de joints de chaussée CIPEC. Pour un souffle de 6,56 cm il faut considérer la famille de joints appelée W_d (souffles moyens), ces joints sont de la famille à dents en console conçue pour une circulation lourde et intense, ce type de joints possède une robustesse exceptionnelle. Les souffles admissibles pour ce genre de joint, permettent des déplacements transversaux admissibles en service, et des déplacements longitudinaux de 50 à 210mm.

Tableau IX.2. Caractéristiques du joint choisi

Type	Droite (100gr)	80gr	60gr	40gr	30gr
Wd80	80	84	92	85	86

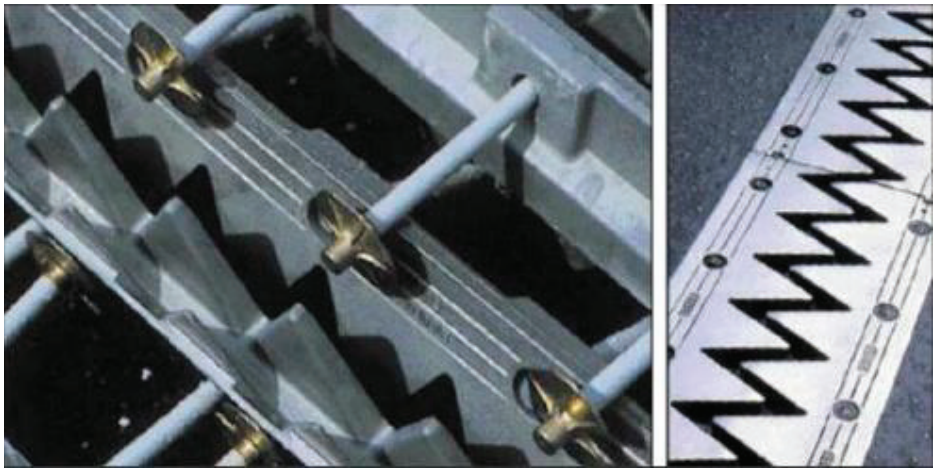


Figure IX.2. Joint du type Wd

IX.6.CONCLUSION

En conclusion de ce chapitre, on attire l'attention sur l'importance de bien soigner l'exécution des différents équipements du tablier, afin d'assurer le confort des usagers et le bon fonctionnement de l'ouvrage.

Ce chapitre était une dernière étape de l'étude de la superstructure, on entamera dans le prochain chapitre l'étude de l'infrastructure.

Chapitre X.
ETUDE DE LA CULEE

2018/2019

X.1.INTRODUCTION

La culée est l'un des éléments fondamentaux dans l'ensemble de la structure du pont, qui a deux rôles principaux. Elle sert comme un appui de tablier et un mur de soutènement qui subit à la poussée des terres et des surcharges de remblais.

La culée assure le raccordement de l'ouvrage au terrain de façon à avoir une continuité entre la chaussée de la route et celle portée par le pont.

XI.2.SOLLICITATION SUR PILES ET CULEE :

Le poids propre du tablier et les sollicitations qu'il subit engendre des réactions sur chacune des piles et culées. Le tableau ci -dessous contient les résultats des réactions revenant à chaque appareil d'appui qu'on obtient à partir du logiciel robot.

TableauX.1. Réactions sur appareils d'appuis

charge	Réaction sur culée par poutre (KN)	Pille sur pile par poutre (KN)
G	674.59	1349.18
AL	222.8	445.6
B_C	309.88	619.76
M_{C120}	331.91	663.82
D_{240}	516.56	1033.12

X.3.CHOIX DU TYPE DE CULEE

On distingue trois types :

- Culées enterrées sont noyées dans le remblai d'accès à l'ouvrage (appui) ;
- Culées remblayées constituées par un ensemble de murs ou voiles en béton armé (appui et soutien des remblais) ;
- Culées creuses sous forme d'une boite renversée.

Vu les données naturelles du site, on opte pour une culée enterrée du côté gauche et une culée remblayée du côté droit.

X.4.PRE-DIMENSIONNEMENT DE LA CULEE

La conception de la culée a été faite précédemment dans le chapitre conception générale partie conception des appuis.

Ci-joint le tableau qui présente l'aire de chaque partie de la culée et leur centre de gravité par rapport au point bas central de la semelle.

Tableau X.2 Caracteristiques géométriques des éléments de la culée

Eléments de la culée	Caractéristiques géométriques			Rôle
	Aire (m2)	Gx/o(m)	Gy/o(m)	

Mur de garde grève	0,78	0,75	5,8247	Séparer le remblai de l'ouvrage.
Mur de front	3,2697	0	3,1624	Transmission des charges verticales et soutien des remblais.
Mur en retour	19,25	2,6939	5,1163	Soutien du remblai et porteur de corniche
Corbeau	0,481	0,8575	4,4368	Appuis pour la dalle de transition.
Dalle de transition	1,2	2,9000	5,7061	Transition d'un milieu rigide à un milieu semi-rigide.
La semelle	10,8	0	0,9000	Supporter le poids propre de la culée et la charge venante du tablier.

X.5.VERIFICATION DE LA STABILITE DE LA CULEE

La stabilité de la culée sera vérifiée à vide et en service, dans les conditions normales et sismiques.

Les efforts de poussée des terres ainsi qu'au poids propre des éléments de la culée varie d'un cas de chargement à l'autre selon les conditions sismiques et seront calculés à partir d'un coefficient de poussée K_{ad}.

X.5.1.Evaluation des efforts dus aux poussées

De nombreux efforts horizontaux et verticaux agissent sur la culée, ils sont dus à son poids propre, la descente de charge du tablier, poids des terres, effet du séisme, poussée des terres, et l'effort de freinage.

Le coefficient de poussée sera déterminé par la formule de RPOA 2008 :

$$k_{ad} = \frac{\cos^2(\varphi-\theta)}{\cos^2\theta\left[1+\sqrt{\frac{\sin\varphi\,\sin(\varphi-\beta-\theta)}{\cos\theta\,\cos\beta}}\right]^2} \qquad (X.1)$$

φ= 30° : angle de frottement interne du remblai sans cohésion ;

β= 0 : angle de talus avec l'horizontale ;

$$\theta = \text{arctg}\left(\frac{k_H}{1\pm k_V}\right) \qquad (X.2)$$

On distingue dans le calcul quatre cas de chargement :

- Cas 01 : sans séisme.
- Cas 02 : séisme horizontal seulement.
- Cas 03 : séisme horizontal + vertical vers le haut.
- Cas 04 : séisme horizontal + vertical vers le bas.

Tableau X.3. Calcul du coefficient de poussée Kad pour chaque cas

cas	Conditions	k_H	k_V	θ(°)	K_{ad}(rad)
1	**Normale**	0	0	0	0,33
2	**Horizontal**	0,2	0	11,31	0,47
3	**Horizontal+vertical**	0,2	0,06	10,68	0,46
4	**Horizontal-vertical**	0,2	-0,06	12,01	0,48

X.5.2.Calcul des poussées dues aux terres

La poussée des terres agissant sur une hauteur H et une largeur L est :

$$F_{ah} = \frac{1}{2} k_{ad}\ \gamma\ L\ H^2 \qquad \text{(X.3)}$$

γ : poids volumique des terres γ_r**= 18 KN/m².**

Le calcul des efforts sur la culée se fait par rapport au point O bas centre de la semelle.

X.5.3.Calcul des efforts sismiques inertiels

L'ensemble des moments de renversements Mr et stabilisant Ms et efforts agissant sur la culée pour les quatre cas existants avec :

La force horizontale$F_h = pk_h$

La force verticale$F_v = p(1 \pm k_v)$

Mr : moment de renversement

Ms : moment stabilisant

Le point de calcul des efforts est le coin droit de la semelle.

Le calcul de tous les efforts est détaillé dans l'annexe D.

Apres calcul des efforts on fera les différentes combinaisons de cas de charge à l'ELU, l'ELS, et les 3 cas de l'ELA. Les calculs sont détaillés en annexe D.

X.6. PIEUX

Après avoir déterminé les efforts supportés par la culée dans le cas statique et dynamique avec la combinaison de charge, on s'intéressera maintenant au nombre de pieux et leurs réactions.

On projette d'implanter 10 pieux de 1,2m de diamètre pour la fondation profonde.

La réaction sur chaque pieu est calculée par la formule suivante :

$$R_i = \frac{N}{n} \pm \frac{M_x y_i}{\sum y_i^2} \qquad (X.4)$$

N et Mx : l'effort normal et le moment fléchissant total au niveau de la semelle dans le cas statique et dynamique.

yi: Position du pieu selon l'axe de symétrie de la semelle dans le sens longitudinale.

Tableau X.4 Sollicitations et effort revenant à chaque pieu

Conditions	Sollicitations	Effort revenant à chaque pieu
Cas statique	N_{max}= 2099,69 t M_{max}= 467,08 t.m	N_1= 235,92 t N_2= 184,02 t
Cas sismique	N_{max}= 1825,9 t M_{max}= 442,31 t.m	N_1= 207,16 t N_2= 158,02 t

X.7.FERRAILLAGE DE LA CULEE

X.7.1.Etude du mur frontal

Le mur frontal est soumis à des sollicitations dues essentiellement aux charges permanentes (poids propre de la super structure, poussée des terres), et aux charges d'exploitations (A(l), Bc, Mc120, D240). Pour le ferraillage du mur frontal, on calcule les efforts appliqués sur ce dernier en le considérant encastré dans la semelle. Le détail de calcul est présenté dans l'annexe D

Les armatures verticales sont déterminées en considérant le mur sollicité par une flexion composée selon les cas suivant :

Tableau X.5. Sollicitations sur le mur frontal à l'ELS et à l'ELA

Conditions	**Sollicitations max**	**Sollicitations correspondantes**
Cas statique ELS	N_{max}= 88,73 t/ml M_{max}= 25,43 t.m/ml	$M_{coeress}$= 24,054 t.m/ml $N_{coeress}$= 79,301 t/ml
Cas sismique ELA	N_{max}= 65,08 t/ml M_{max}= 41,87 t.m/ml	M_{coerss}= 38,701 t.m/ml N_{coerss}= 55,781 t/ml

Le ferraillage vertical est effectué par ROBOT Expert en considérant une section rectangulaire (1×1,2) m² en flexion composée, selon le cas de chargement le plus défavorable.

$$As = 14cm^2$$

D'après le RPOA 2008 quand on est en zone **IIa** As=0,15% ρg en zone tendue.

As=0,10% ρg en zone comprimée.

Donc As= 0,15%.1,2=18cm^2→ 7HA20 espacement 15cm

Pour le ferraillage horizontal on adopte des armatures minimales (Amin= AS/3)

7HA16 espacement 15cm

X.7.2.MUR GARDE GREVE

Les forces verticales agissant sur le mur comprennent : le poids propre du mur garde grève, les réactions d'une charge appliquée directement sur le mur et la dalle de transition. Vu que le poids propre et la réaction de la charge est supposé centré et la faible excentricité de la dalle de transition par rapport au mur, le moment crée dans le garde grève est négligeable. Donc pour ces raisons, on peut négliger l'effet des forces verticales.

D'où le mur garde grève est calculé en flexion simple sous l'effet des charges horizontales uniquement, qui sont :

- La charge locale située en arrière du mur garde grève.
- Poussée des terres.
- Force de freinage du camion Bc.

Le calcul est détaillé en annexe D.

X.7.2.1.Combinaison d'action

Les résultats de calcul du moment à L'ELS et L'ELU sont :

$$M = M_T + M_p + M_F = 12{,}48t.\,m \text{ à l'ELS}$$

$$M = 1.35\ M_T + M_p + M_F = 16{,}16t.\,m \text{ à l'ELU}$$

Le ferraillage vertical se fait en flexion simple sur ROBOT Expert en considérant une section rectangulaire (1×0.3) m²

.

On opte pour 7HA 20 (AS=21.99 cm²) avec un espacement de 15cm sur la partie intérieur (remblai). Pour la partie extérieure, on opte pour un ferraillage de construction (AS'=AS/3=6.70 cm²) équivalent à 7HA 12 (AS=7.92cm²) avec un espacement de 15cm.

Le ferraillage horizontal est de HA 10 tous les 15cm sur les deux parties.

X.7.3.Corbeau

Le corbeau sert d'appui pour la dalle de transition et son ferraillage est réalisé selon le document SETRA avec des armatures longitudinales de type HA 10 disposés sur toute la périphérie et des armatures transversales de type HA 10 disposé tous les 10cm ; en plus d'un

goujon de type HA25 disposé tous les 2m nécessaire pour la disposition de la dalle de transition.

X.7.4.Mur en retour

Le mur en retour a pour rôle d'assurer le soutènement des terres du remblai d'accès du pont, il est soumis aux charges suivantes :

- son poids propre.

- Poussée des terres horizontale répartie.

- Charge concertée vers l'extrémité du mur (charge horizontale de 4t et une charge verticale de 2t).

On modélise le mur en retour à l'ELS par le logiciel ROBOT, les résultats sont présentés ci-dessous

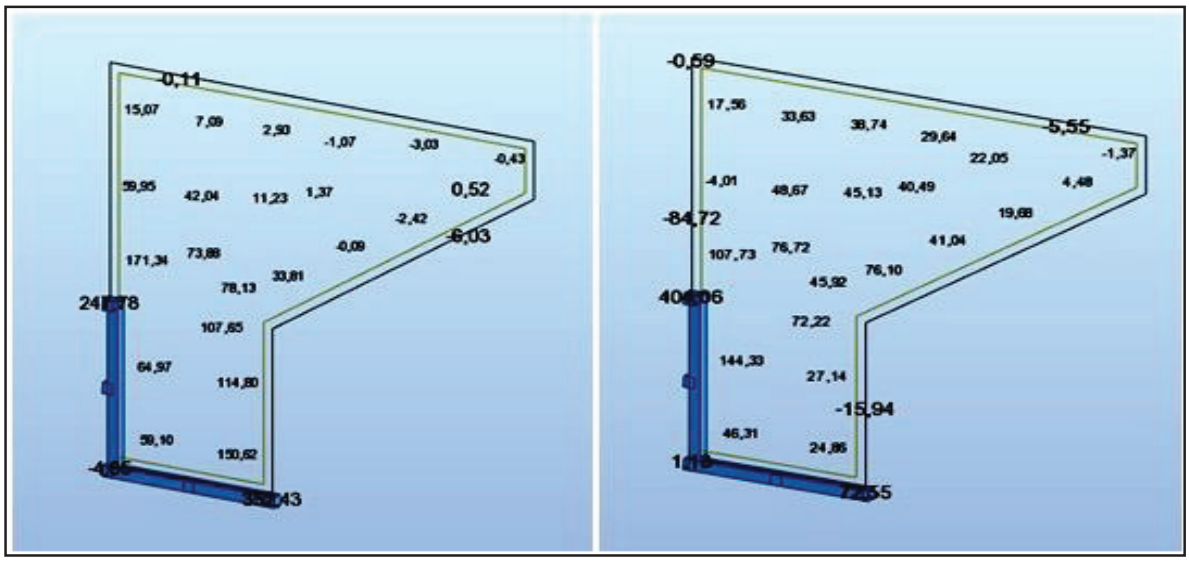


Figure X.1. Les moments MXX et MYY sur le mur en retour avec le logiciel

Le ferraillage du mur suivant les deux directions sur la zone intérieure (remblai) et extérieure est effectué par le logiciel ROBOT Expert en considérant une section rectangulaire (1×0.6) m² en flexion simple, sachant que :

$$M_{xx} = 352{,}43KN.\frac{m}{ml}$$

$$M_{yy} = 404{,}06\ KN.\frac{m}{ml}$$

Ferraillage horizontal : 7HA25/ml avec un espacement de 15cm sur la zone intérieure ; en plus d'armature de construction sur le côté extérieur 7HA16 /ml avec un espacement de 15cm

Ferraillage vertical : 7HA25 /ml avec un espacement de 15cm sur la zone intérieure ; en plus d'armature de construction sur le côté extérieur 7HA16 /ml avec un espacement de 15cm.

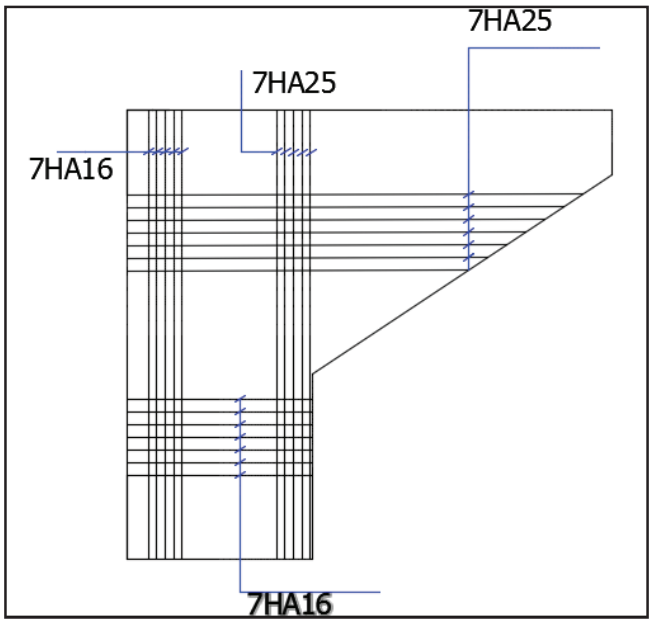


Figure X.2. Ferraillage du Mur en retour

X.7.5.Dalle de transition

La dalle est sollicitée par plusieurs charges : le poids du remblai, la charge du compacteur pendant l'exécution et les charges d'exploitations (charges roulantes) en plus du poids de la chaussée et du remblai, en service.

Pour le calcul de ces sollicitations, on utilise la modélisation en élément coque s'appuyant sur des appuis élastiques surfaciques sur chaque nœud après maillage, et un appui rigide simple à l'extrémité de la dalle au niveau du corbeau avec le logiciel Autodesk Structurel Analysis Professionnel 2018.

La dalle de transition est sollicitée par une flexion simple, la fissuration est considérée préjudiciable.

$$M_{xx} = 15{,}9\ t.m$$

Section d'acier : Avec Robot expert on prend 8HA20/ml.

Armatures longitudinales : H14, avec un espacement de 10cm en zone critique et 20cm en zone courante.

Armature de construction : A's = As/3 ; Soit : 8HA12/ml.

Ces armatures sont disposées sur des chaises (1 chaise par 1 mètre carrée) de type HA12, et afin de créer une surface de travail plane, non terreuse, on met en place un béton de propreté(béton faiblement dosé en ciment) de 10 cm d'épaisseur.

X.7.6.Semelle sur pieux

La culée repose sur une semelle de 16,8m de longueur et de 6 m de largeur avec une épaisseur de 1,8m fondée au-dessus de 10 pieux de 1,2m de diamètre espacé de 3,6m.

Le ferraillage transversal de la semelle est effectué en considérant les deux parties de la semelle en console encastrés à une distance de a/4 de l'axe du mur frontal, où s'appliquent les réactions de chaque pieu comme une charge concertée, avec « a » l'épaisseur du mur frontal.

- **Condition à respecter**

$$\begin{cases} H \geq \frac{L}{2} - \frac{b}{4} \dots\dots\dots\dots\dots\dots\dots\dots\dots\dots\dots condition\ 1 \\ \alpha \geq 45 \dots\dots\dots\dots\dots\dots\dots\dots\dots\dots\dots\dots condition\ 2 \end{cases} \quad (X.5)$$

H : épaisseur de la semelle.

L : entraxe des pieux.

b : épaisseur mur frontal.

- **Condition 1**

$$H = 1{,}8m \geq \frac{L}{2} - \frac{b}{4} = \frac{3{,}6}{2} - \frac{1{,}2}{4} = 1{,}5m \rightarrow condition vérifiée \quad (X.6a)$$

- **Condition 2**

$$\alpha = tan^{-1}\left(\frac{H}{\frac{L}{2} - \frac{b}{4}}\right) = 50{,}19 > 45 \rightarrow condition vérifiée \quad (X.6b)$$

X.7.6.1.Armature transversales inférieur (cas normale)

$$A_s = \frac{N_1}{\sigma_s} \times \left(\frac{\frac{L}{2} - \frac{b}{4}}{H}\right) \quad (X.7)$$

N_1 : Réaction maximale exercée par un seul pieu

Les calculs sont précisés dans l'annexe D partie 1.

$$A_{s/ml} = 27cm^2 soit\ 7HA\ 25\ espacéde\ 15\ cm$$

X.7.6.2.Armature de construction

Tableau X.6. Armatures de construction

Cas	Calcul de la section (cm²)	Choix des barres	Espacement (cm)
Armature transversale supérieure	$\frac{A_s}{2} = 13{,}5cm^2$	7 HA 16	15cm
Armature longitudinale inférieur	$\frac{A_s}{3} = 9cm^2$	5 HA 16	22,5cm
Armature longitudinale supérieur	$\frac{A_s}{4} = 6{,}75cm^2$	5 HA 14	22,5 cm
Armature de peau	$\frac{A_s}{10} = 2{,}7cm^2$	5 HA 14	22,5 cm

X.7.7. FERRAILLAGE DES PIEUX

La culée est supportée par 10 pieux de 13,5m de profondeur et de diamètre égal à 1,2m.

X.7.7.1.Armatures longitudinales

En supposant les pieux encastrés en tête dans la semelle et libres à la base, les efforts appliqués sur eux sont calculés par la méthode de « WALTHER » qui permet de déterminer les moments sollicitant le pieu à différente sections sous l'effet de $\overline{M}$ et de $\overline{H}$.

La méthode et le détail de calcul est présenté dans l'annexe D partie 01.

Les efforts pris en compte pour le ferraillage des pieux sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau X.9. Efforts sollicitant pour le ferraillage des pieux

cas	N(KN)	M(KN.m)
Cas normale ELS	2359,2	2416.1
Cas normale ELS	1840,2	2416.1
Cas sismique ELA	2071,6	2984.2
Cas sismique ELA	1580,2	2984.2

En considérant la section circulaire de 1.2m de diamètre, sous flexion déviée avec Mz=0, avec quatre types de sollicitations présentés dans le tableau ci-dessus, que nous introduisons dans le logiciel ROBOT-Expert, nous obtenons une section d'armatures de 235 cm^2 équivalents à :

30 HA 32.

X.7.7.2.Effort tranchant en tête du pieu

Tableau X.9 Effort tranchant sur un pieu

Conditions	Effort tranchant (KN)	Effort tranchant sur un pieu (KN)
Cas statique ELS	6798	679,8
Cas sismique ELA	8396,2	840

X.7.7.3.Armatures transversale

- **Vérification des contraintes de cisaillement**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d} \leq \overline{\tau_u} = min(0{,}15\frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 4MPa) \quad \text{(X.8)}$$

$$2R = \sqrt{2}\,.\,b_0 \rightarrow b_0 = \frac{2R}{\sqrt{2}} = 0{,}85m$$

$$d = 0{,}9\,.\,b_0 = 0{,}765\ m$$

Effort tranchant retenu pour le calcul$V_u = 840KN$

Calcul de la contrainte tangentielle$\tau_u = \frac{V_u}{b_0.d} = 1{,}29\ MPa$ (X.9)

Condition à vérifier

$$\tau_u < 2{,}5\ MPa$$

- **Pourcentage d'armature transversale**

$$A_{st} \geq \frac{0{,}4\,.\,S_t.\,b_0}{0{,}9\,.\,f_e}(\tau_u - 0{,}3Kf_{t28}) \quad \text{(X.10)}$$

K=0 (pas de reprise de bétonnage)

Avec

$$\begin{cases} S_t = 15\ cm\ en\ zone\ courante \\ S_t = 10cm\ en\ zone\ de\ recouvrement \end{cases} \quad \text{(X.11)}$$

Apres application numérique, on trouve

$A_{st} = 2{,}55cm^2$Équivalent à une cerce de HA16

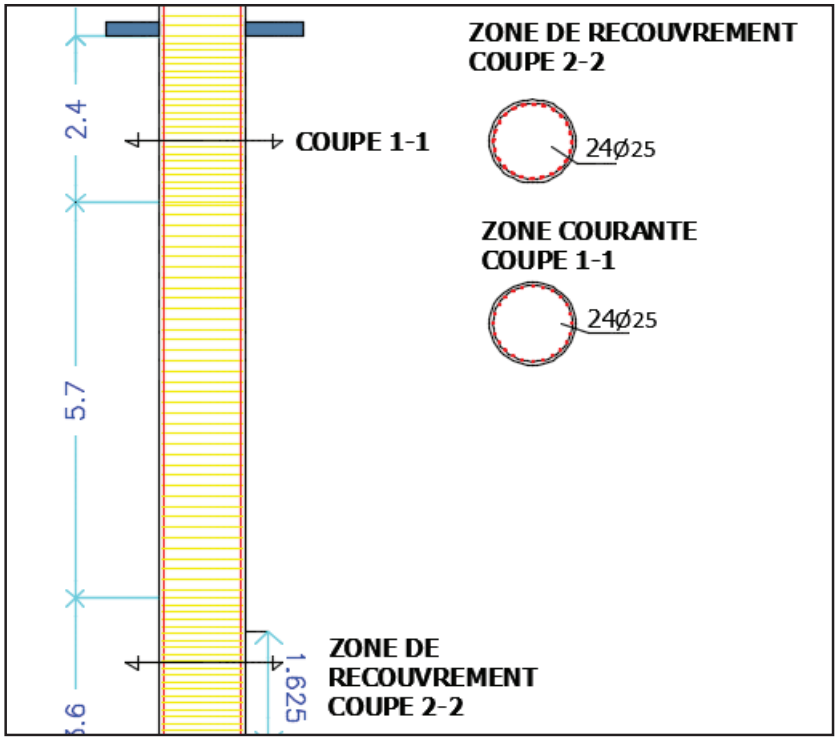


Figure X.3.Plan de ferraillage pieux

X.8.CONCLUSION

Le dimensionnement de la culée lui permet d'avoir une bonne résistance aux sollicitations qui s'appliquent sur elle. Dans ce chapitre, on a conclu que la culée est bien stable au renversement et au glissement suites à la présence des pieux qui vérifient le poinçonnement et le renversement. En plus des deux culées, le pont repose aussi sur deux pilesdont l'étude sera détaillée dans le chapitre suivant.

Chapitre XI.
ETUDE DE LA PILE

XI.1.INTRODUCTION

La transmission des efforts du tablier vers le sol est assurée par des appareils d'appuis, ces appareils d'appuis doivent être capablesde supporter les charges permanentes et les charges d'exploitations et doivent aussi reprendre les efforts dus aux charges accidentelles.

Notre pile est constituéed'un chevêtre porté par 3 futs encastré dans une semelle, celle-ci repose sur 10 pieux ancrés à une profondeur de 13,5 m.

XI.2.CHEVETRE

Afin de procéder au ferraillage du chevêtre qui présente des dimensions de 13,8m de longueur, 3,5m de largeur et 1,5m d'épaisseur, nous avons créé un modèle sur le logiciel robot oùnous avons modélisé cet élément. Cette modélisation nous a permis d'approcher le comportement réel du chevêtre car nous avons affecté à chaque appareil d'appuis la charge qui lui revient.

Les moments maximaux obtenus combinésà l ELS sous la combinaison G+D240 et les résultats sont affichés dans le tableau suivant :

Tableau XI.1. Moment ultime à l'ELS

Combinaison	Sur appui (KN.m)	Mit-travée (KN.m)
G+D240	6988.06	972.35

A partir du logiciel robot expert nous obtenons les sections d'armature nécessaires à la reprise des efforts longitudinaux :

Tableau XI.2. Section d'armature

	Sur appui (cm^2)	Mit-travée(cm^2)
Section (cm^2)	**214**	**54.3**
Choix des barres	**28 HA 32**	**28 HA 16**
Espacement (cm)	**12.5**	**12.5**

Les détails du ferraillage sont présentés dans l'annexe D partie 2 (I).

XI.2.1.Récapitulatif du ferraillage du chevêtre

Tableau XI.3. Ferraillage chevêtre

-		Section d'acier		Espacement
Transversale		**3 cadres HA20**		**15 cm**
Armatures longitudinales	**Flexion**	Mi-travée : Nappe inferieure	**28HA16**	**17 cm**
		Appui : Nappe supérieure	**28HA32**	**17 cm**

	Torsion	**12HA20**	**12,5 cm**

XI.3.LE FUT

Comme il a déjà été énoncé, notre pile est constituée de 3 futs d'un diamètre de 2,5 m et d'une hauteur maximale de 23,47m.

XI.3.1.Vérification du flambement

$$\lambda \leq \bar{\lambda} = \max(50 , \min\left(67\frac{e_0}{D} , 100\right)) \quad \text{(XI.1)}$$

Avec

$$\lambda = \frac{L_c}{i} \quad \text{(XI.2a)}$$

Le fut est doublement encastré

$L_C = 0{,}7\ L$=16,43m

$$i = \frac{D}{4} = \frac{2{,}5}{4} = 0{,}625 \quad \text{(XI.2b)}$$

i : Rayon de giration

Donc

$$\lambda = \frac{L_c}{i} = 26{,}288 < 50 \quad \text{(XI.2c)}$$

Condition vérifiée, donc le risque de flambement est écarté

XI.3.2.Résultatsdes combinaisons retenues pour le calcul du ferraillage de chaque fut

L'évaluation des efforts sur les futs est précisée dans l'annexe D partie 2 (II).

Tableau XI.4. Combinaisions pour le calcul du ferraillage de chaque fut

Cas	N(KN)	M(KN.m)
ELS	11203,77	2122,47
ELS	9710,37	2122,47
ELA	9210,87	30829,33
ELA	8858,67	30829,33

À partir du logiciel robot expert en jugeant la fissuration préjudiciable avec un béton de 30 MPa, on obtient la section d'armature longitudinale nécessaire à la reprise des efforts précédents

$$A_{slong} = 490{,}9cm^2 soit \mathbf{62HA32}$$

XI.3.3.Armatures transversales

Section carrée équivalente

$$2R = \sqrt{2}\,.\,b_0 \rightarrow b_0 = \frac{2R}{\sqrt{2}} = 1{,}768m$$

$$d = 0{,}9\,.\,b_0 = 1{,}591\,m$$

Effort tranchant retenu pour le calcul

$$V_u = \frac{H_{max}}{nbrdefut} = \frac{4967{,}9}{3} = 1656KN \qquad \text{(XI.3)}$$

Calcul de la contrainte tangentielle

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0.d} = 0{,}59\ MPa \qquad \text{(XI.4)}$$

Condition à vérifier

$$\tau_u < 2{,}5\ MPa$$

La contrainte de cisaillement est vérifiée

$$A_{st} \geq \frac{0{,}4\,.\,S_t.\,b_0}{0{,}9\,.\,f_e}(\tau_u - 0{,}3Kf_{t28}) \qquad \text{(XI.5)}$$

K=0 (pas de reprise de bétonnage)

Avec

$$S_t = \min(12\Phi_L\,, b, 200mm) \qquad \text{(XI.6a)}$$

On prend

$$\begin{cases} S_t = 15\ cmenzonnecourante \\ S_t = 10cmenzonnederecouvrement \end{cases} \qquad \text{(XI.6b)}$$

Apres application numérique, on trouve

$A_{st} = 3{,}48cm^2$(Sectionminimale) équivalent à**une cerce de HA16**

XI.3.4.Récapitulatif ferraillage du fut :

Tableau XI.5. Récapitulatif ferraillage des futs

Sens	**Armatures**	**Espacement**
Longitudinal	**62HA32**	**12,5 cm**
Transversal	**Une cerce HA16**	**15 cm** zone courante
		10 cm zone de recouvrement

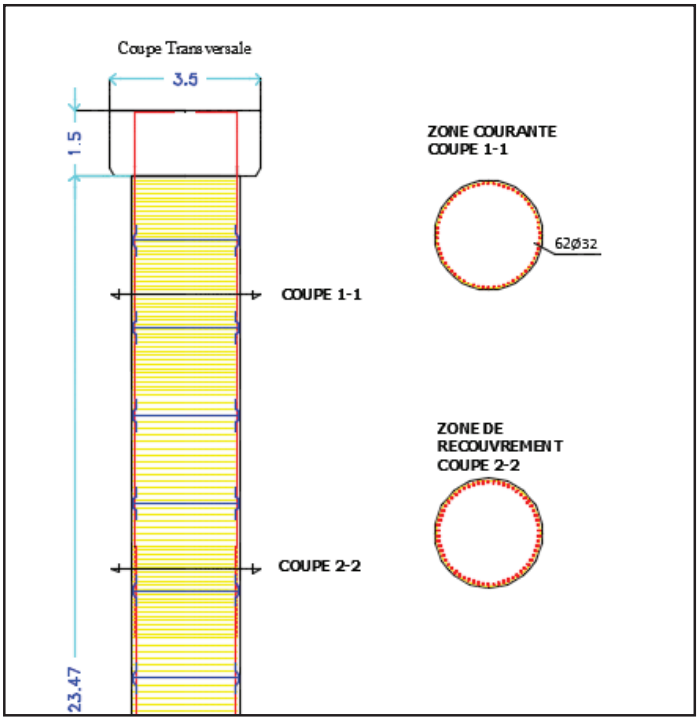


Figure XI.1. Plan de ferraillage fut

XI.4.LA SEMELLE

Les 3 futs calculés précédemment reposent sur une semelle de 16,8m de longueur et de 6 m de largeur avec une épaisseur de 1,8m fondé au-dessus de 10 pieux de 1,2m de diamètre espacé de 3,6m.

- **Condition à respecter**

$$\begin{cases} H \geq \frac{L}{2} - \frac{b}{4} \dots\dots\dots\dots\dots\dots\dots\dots\dots\dots\dots condition\ 1 \\ \alpha \geq 45 \dots\dots\dots\dots\dots\dots\dots\dots\dots\dots\dots conditin2 \end{cases} \quad \text{(XI.7)}$$

H : épaisseur de la semelle.

L : entraxe des pieux.

b : diamètre du fut.

- Condition 1 :

$$H = 1{,}8m \geq \frac{L}{2} - \frac{b}{4} = \frac{3{,}6}{2} - \frac{2{,}5}{4} = 1{,}17m \rightarrow conditionvérifié$$

- Condition 2 :

$$\alpha = tan^{-1}\left(\frac{H}{\frac{L}{2} - \frac{b}{4}}\right) = 56{,}86 > 45 \rightarrow conditionvérifié$$

Armature transversale inférieure (cas normal)

$$A_s = \frac{N_1}{\sigma_s} \times \left(\frac{\frac{L}{2} - \frac{b}{4}}{H} \right) \qquad \text{(XI.8)}$$

N_1 : Réaction maximale exercée par un seul pieu.

Le ferraillage de la semelle est détaillé dans l'annexe D partie 2 (V).

$$A_{s/ml} = 27cm^2 soit \mathbf{7HA25 espacé de 15cm}$$

XI.4.1.Armatures de construction :

Tableau XI.8. Armature de construction fut

Cas	Calcul de la section	Choix des barres	espacement
Armature transversale supérieure	$\frac{A_s}{2} = 13{,}5cm^2$	7 HA 16	15cm
Armature longitudinale inférieur	$\frac{A_s}{3} = 9cm^2$	5 HA 16	22,5cm
Armature longitudinale supérieur	$\frac{A_s}{4} = 6{,}75cm^2$	5 HA 14	22,5 cm
Armature de peau	$\frac{A_s}{10} = 2{,}7cm^2$	5 HA 14	22,5 cm

XI.4.2.Calcul des pieux sous la pile

L'évaluation des efforts agissant sur les pieux de la pile est présentée dans l'annexe D partie 2.

Résultats retenus pour le calcul du ferraillage:

Tableau XI.9. Efforts internes des pieux

Cas	N (KN)	M (KN .m)
Cas normale (ELS)	38147,3	6826,35
Cas sismique (ELA)	32440,8	102246,63

XI.4.2.1.Effort normal revenant à chaque pieu

A partir de la relation suivante nous arrivons à calculer les efforts normaux qui reviennent à chaque pieu.

$$N_i = \frac{N}{n} \mp \frac{M_x y}{\sum y^2} \mp \frac{M_y x}{\sum x^2} \qquad \text{(XI.9)}$$

Nous obtenons les résultats suivants :

Tableau XI.10. Effort normal revenant à chaque pieu

Cas	Min (KN)	Max (KN)
Cas normale ELS	3435,49	4193,97
Cas sismique ELA	2436,29	8924,44

XI.4.2.2.Effort tranchant en tête du pieux $\overline{P}$

En analysant le tableau des résultats, on retiendra ces valeurs pour l'évaluation de l'effort tranchant en tête du pieu.

Tableau XI.11. Efforts tranchants en tête du pieu

cas	Effort tranchant totale (KN)	Effort tranchant totale par pieu$\overline{P}$(KN)
Cas normale ELS	255	25,5
Cas sismique ELA	5875,1	587,5

Le calcul des moments est détaillé dans l'annexe D partie 2 (VI).

On considère que les pieux sont soumis à la flexion composée en jugeant la fissuration préjudiciable avec un béton de 30 MPa et on tire la section d'armature à partir du logiciel ROBOT expert en considérant les cas suivants

Tableau XI.12. Efforts internes sur les pieux selon le cas normal et sismique

cas	N(KN)	M(KN.m)
Cas normale ELS	4193,97	93,08
Cas normale ELS	3435,49	93,08
Cas sismique ELA	8819,45	2144,54
Cas sismique ELA	2331,29	2144,54

On trouve :

$$A_s = 60{,}6cm^2$$

Condition sur l'armature minimale :

$$A_{smin} = 113{,}1cm^2$$

Donc on prend :

$$A_s = 113{,}1cm^2 \rightarrow \mathbf{24HA25}$$

XI.4.2.3.Armatures transversales

Section carrée équivalente

$$2R = \sqrt{2}\,.\,b_0 \rightarrow b_0 = \frac{2R}{\sqrt{2}} = 0{,}85m \qquad \text{(XI.10)}$$

$$d = 0{,}9\,.\,b_0 = 0{,}765\ m \qquad \text{(XI.11)}$$

Effort tranchant retenu pour le calcul

$$V_u = \frac{H_{\max\ ELA}}{nbrdepieux} = \frac{5875{,}19}{10} = 587{,}51\ KN \qquad \text{(XI.12)}$$

Calcul de la contrainte tangentielle

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0.d} = 0{,}9\ MPa \qquad \text{(XI.13)}$$

Condition à vérifier :

$$\tau_u < 2{,}5\ MPa$$

La contrainte de cisaillement est vérifiée

$$A_{st} \geq \frac{0{,}4\ .\ S_t.\ b_0}{0{,}9\ .\ f_e}(\tau_u - 0{,}3Kf_{t28}) \qquad \text{(XI.14)}$$

K=0 (pas de reprise de bétonnage)

Avec

$$\begin{cases} S_t = 15\ cmenzonnecourante \\ S_t = 10cmenzonnederecouvrement \end{cases}$$

Apres application numérique on trouve

$A_{st} = 2{,}55cm^2$ Équivalentà **une cerce de HA16**.

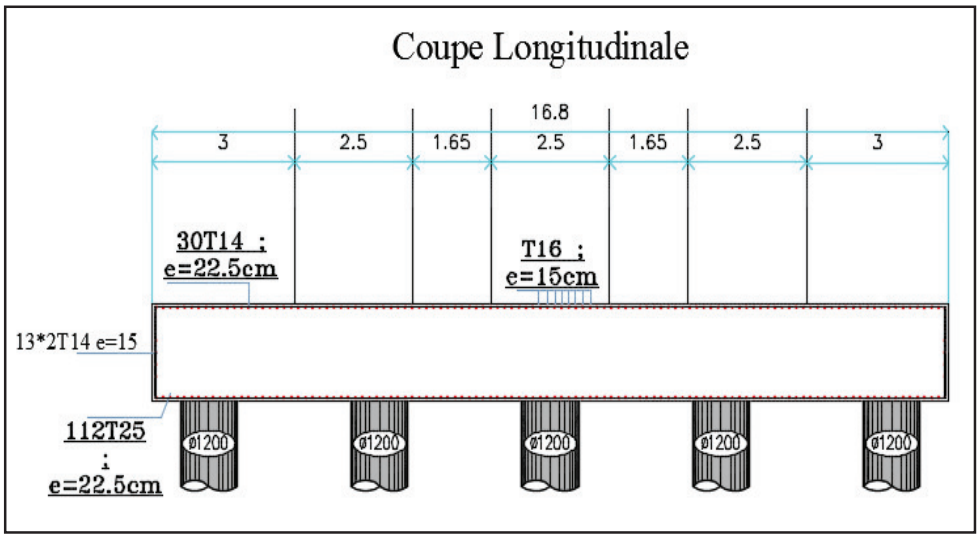


Figure XI.2. Coupe longitudinale de la semelle

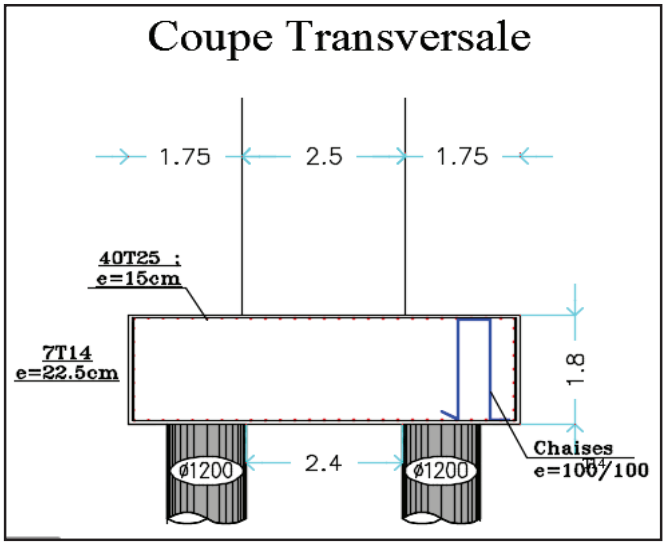


Figure XI.3. Coupe transversale de la semelle

XI.5.CONCLUSION

Afin de permettre le bon fonctionnement de l'ouvrage en assurant la transmission des charges de la superstructure vers le bon sol, notre pile satisfait toutes les vérifications nécessaires.

Ainsi s'achève l'étude de l'infrastructure qui consistait au dimensionnement, vérification, ferraillage de tous ces éléments.

Chapitre XII.

COÛT GLOBAL DU PROJET

XII.EVALUATION DU COÛT DU PROJET

L'évaluation du coût constitue une étape très importante parmi les différentes étapes de gestion de projet. En effet, cette phase nécessite beaucoup de rigueur et doit être la plus exhaustive possible afin de fournir des données et chiffres précis, fiables et pertinents. Le but étant d'établir le coût potentiel du projet, depuis son lancement jusqu'à sa clôture.

En principe, l'évaluation du coût d'un projet a lieu bien avant le lancement du projet et est étroitement liée à l'estimation des délais d'exécution. Une fois que le coût du projet est déterminé et validé, le budget du projet pourra alors être arrêté. Quand le calcul des coûts es réalisé correctement, cela permet de faciliter sa budgétisation et donc son pilotage.

L'une des principales raisons de l'évaluation du coût de projet est de savoir si le projet est rentable, et doc s'il mérite d'être réalisé. Ensuite, il s'agit d'un moyen de s'assurer de disposer des ressources financières au moment opportun. Aussi, connaître le coût du projet améliore les chances de réussite du projet. En effet, si le projet est mal chiffré dès le départ, cela peut générer des problèmes et avoir un impact sur le respect du budget et des délais initialement prévus.

Pour établir les coûts d'un projet, on doit lister les coûts directs et les coûts indirects.

Les coûts directs sont constitués des salaires des ressources humaines internes (le personnel opérationnel)et des personnels externes (consultant, sous-traitant) et les éventuels frais de leur déplacement ainsi que des coûts d'achat et de location de matériels, de fournitures et de matériaux spécifiques à la réalisation du projet.

Les coûts indirects sont constitués des frais généraux (frais de communication, les charges de location) et des frais de gestion (salaires des personnels de soutien administratif).

En règle générale, on utilise deux méthodes pour la détermination du coût d'un projet. La première méthode, dite analogique (par analogie à des projets similaires) ne sera pas utilisée. S'agissant d'un mémoire de fin d'études, la deuxième méthode est mieux appropriée pour être utilisée. Elle consiste à estimer le coût de chaque groupement de tâches pour les additionner afin d'obtenir le coût global.

Chapitre XII. COUT GLOBAL DU PROJET

N°	Désignations des postes	Unité	Quantité	Prix unitaire	Montant
	I. Forfait :				
I.1	Etude d'exécution	F	1,00	8 000 000,00	8 000 000,00
I.2	Compagne géotechnique	F	1,00	9 000 000,00	9 000 000,00
SOUS TOTAL I					**17 000 000,00**
	II. Terrassement				
II.1	Déblais pour fouilles	M3	4 200,00	1 000,00	4 200 000,00
II.2	Remblais pour fouilles	M3	1 400,00	1 400,00	1 960 000,00
SOUS TOTAL II					**6 160 000,00**
	III. Fondation profonde				
III.1	forage de pieux de DIAM.1200mm à une profondeur de 13.5m	ML	560,00	15 000,00	8 400 000,00
III.2	Béton pour pieux	M3	640,00	16 500,00	10 560 000,00
III.3	FeE50 pour pieux	T	150,00	150 000,00	22 500 000,00
III.4	Plus-value au-delà de 25m	ML	-	6 000,00	-
III.5	Recepage des têtes de pieux	U	40,00	14 000,00	560 000,00
SOUS TOTAL III					**42 020 000,00**
	IV. Infrastructure				
IV.1	Béton de propreté y compris coffrage	M3	100,00	12 000,00	1 200 000,00
IV.2	Béton RN27 pour semelles, murs en retour et dalle de transition y compris coffrage	M3	800,00	20 000,00	16 000 000,00
IV.3	Béton RN27 pour pile et culée y/c coffrage	M3	700,00	30 000,00	21 000 000,00
IV.4	Acier FeE50 pour infrastructure	T	330,00	150 000,00	49 500 000,00
IV.5	Badigeonnage des parties enterrées	M2	350,00	1 000,00	350 000,00
SOUS TOTAL IV					**88 050 000,00**
	V. Superstructure				
V.1	Fourniture et pose d'appareils d'appuis en néoprène frettés	U	54,00	180 000,00	9 720 000,00
V.2	Béton RN35 pour hourdis y/c coffrage	M3	400,00	22 500,00	9 000 000,00
V.3	Béton pour corniches et trottoirs	M3	200,00	16 500,00	3 300 000,00
V.4	Béton pour poutres dosé à 400kg/M3 y compris coffrage + pose	M3	820,00	36 000,00	29 520 000,00
V.5	Acier FEE50 pour superstructure	M3	320,00	150 000,00	48 000 000,00
V.6	Acier de précontrainte	T	40,00	500 000,00	20 000 000,00
SOUS TOTAL V					**119 540 000,00**
	VI. Equipements				
VI.1	Fourniture et pose de la chape d'étanchéité	M2	1 540	2 200,00	3 388 000,00
VI.2.2	Joint de chaussée de type T120	ML	50	250 000,00	12 600 000,00
VI.3	Fourniture et pose de garde-corps de 1,00m de hauteur de type H4	ML	500	25 000,00	12 500 000,00
VI.4	Fourniture et mise en place de gaine PVC de Ø1,00 m	ML	1 000	1 200,00	1 200 000,00
SOUS TOTAL VI					**29 688 000,00**
TOTAL EN (H.T)					**302 458 000,00**
T V A 19%					**57 467 020,00**
TOTAL EN TTC					**359 925 020,00**

CONCLUSION GENERALE

2018/2019

CONCLUSION GENERALE

Apres étude et vérifications de la variante choisie « pont à poutres en post tension » on conclut une bonne stabilité des appuis (Pile et Culée), et un dimensionnement satisfaisant en armatures passifs et actifs qui vérifie les contraintes de traction, compression et cisaillement des matériaux de constructions.

Ce travail nous a offert également l'opportunité d'exercer et mettre en pratique les différents règlements de conception et de calcul des ouvrages d'art notamment l'Eurocode, BPEL, BAEL, et documents SETRA, aussi bien que le règlement parasismique algérien RPOA 2008.

Cette formation nous a permis encore de mettre un grand pas dans le domaine professionnel, en rencontrant des ingénieurs qui sont passé par la même étape que là notre.

Enfin nous avons aussi compris que le rôle d'un ingénieur est de s'adapter aux difficultés et de chercher la solution optimale en respectant les contraintes imposées par le site, il doit d'une part bien connaitre l'éventail des solutions possibles avec leurs sujétions, leurs limites et leur coût, et d'autre part être en mesure de recenser et d'évaluer les contraintes avec la plus grande précision possible afin de limiter au maximum les aléas pendant l'exécution.

Ainsi s'achève trois années de formation d'ingénieur au sein de notre école où nous avons partagé plein d'émotion, de courage et de joie.

BIBLIOGRAPHIE

2018/2019

- J. A. CALGARO, (Avril 1987) Projet de construction des ponts, Avril 1987 Presses de l'école nationale des ponts et chaussées, France.
- Document SETRA, (septembre 2009) *« Ponts mixtes acier-béton* ». Ministère de l'écologie, de l'énergie, de développement durable et du la mer (France).
- Document SETRA, (juin 2003) « Ponts en béton précontraint construits par encorbellements successifs ». Ministère de l'équipement, des transports, du logement, du tourisme et de la mer (France).
- Document SETRA, (Février 1996) « *Ponts à poutres préfabriquées précontraintes par post-tension* ». Centre des techniques d'ouvrages d'art (France).
- KIBBOUA Abderrahmane, (2018) « *Cours des règles parasismiques applicables sur un pont* ». Ecole nationale supérieure des travaux publics d'Alger.
- MAZOUAR et LAURARI Cours Structure ENSTP. ENTP, 2016/2017.
- BENABDELOUAHAB. Cours MDS 4ème année : CALCUL DES PIEUX. ENSTP, 2018
- Règles parasismiques applicables au domaine des ouvrages d'art RPOA. Ministère Des Travaux Publics. 2008.
- Service d'étude technique des routes et autoroute SETRA. Appareils d'appui en élastomère fretté. 2007.
- Service d'étude technique des routes et autoroute SETRA. Garde-Corps. 1997.
- Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton précontraint suivant la méthode des états limites - BPEL 91 révisé 99
- FETTOUCHE Abdelaziz et SAADI Mohammed, (2018) «*CONCEPTION ET ETUDE D'UN PONT AU PK 67+240 DE LA LIAISON AUTOROUTIERE SETIF BARIKA*». Thèse d'obtention d'un diplôme de master 02 en Gini civil. Structures. Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics.
- Service technique des routes et autoroutes SETRA. Appuis des tabliers PP73,1.3.2 Calcul Complémentaire Ferraillage Type, 1.1.2. Conception et Choix des Piles, 1.1.3. Conception et Choix des Piles-Culées. 1977.

Annexe A. RAPPORT GEOTECHNIQUE

I. POSE PIEZOMETRIQUE

Après la réalisation des sondages carottés, des piézomètres ont été posés afin de relever le niveau de l'eau. Les valeurs enregistrées sont données dans le tableau ci-dessous :

Tableau 10 Poses des niveaux piézométriques pour chaque appui

Dates	26/11/2016	01/12/2016	11/12/2016
Niveau piézométrique C1	-6,70m	-6,70m	-6,70m
Niveau piézométrique P1	-6,20m	-6,30m	-6,40m
Niveau piézométrique P2	-13,00m	-12,30m	-12,80m
Niveau piézométrique C2	-10,2m	-10,40m	-10,70m

II.ESSAIS AU LABORATOIRE

La capture suivante récapitule les résultats des paramétres physiques :

Sondage	Profondeur (m)	Y_d (t/m^3)	W (%)	Y_h (t/m^3)	Sr (%)
C1	13.80-14.10	2,06	13,60	2.34	100
P1	5.50-5.80	1,74	13,75	1,98	67,40
	9.55-10.00	1,97	13,21	2,23	96,42
	14.70-14.90	2,04	9,59	2,24	79,92
	15.80-16.00	1,92	10,65	2,13	70,62
	16.50-16.80	1,93	9,62	2,12	65
P2	7.00-7.25	1,73	16,37	2,02	78,70
	9.50-9.90	1,75	14,43	2,01	71,79
	14.30-14.50	1,74	18,43	2,06	90,34
	18.00-18.30	2,05	5,65	2,17	48,29
	24.10-24.30	2,47	2,03	2,52	59,70
C2	4.60-4.85	2,80	11,67	2,01	63,08
	6.00-6.30	1,84	13,67	2,09	79,02
	18.50-18.70	1,91	16,44	2,23	100



C1 de 0,00 à 12,00m



C1 de 12,00 à 19,00m



C1 de 19,00 à 23,00m

III.ESSAI DE COMPRESSIBILITE A L'OEDOMETRE

Sondage	Profondeur (m)	Essai de compressibilité à l'Oedomètre			
		Contrainte de consolidation σ'p (bars)	Indice de compression Cc %	Indice de gonflement Cg %	Pression de gonflement Pg (bars)
P1	15.80-16.00	2,07	9,30	1,35	0,40
P2	9.50-9.90	1,77	8,97	1,24	0,20
C2	18.50-18.70	1,96	7,31	0,88	0,20

IV.ANALYSE CHIMIQUE

SC	Profondeur	Sulfates ($CaSO_4, 2H_2O$)	Chlorures (NaCl)	Carbonates ($CaCo_3$)	Anhydride Carbonique (CO_2)
C1	11.50-12.00	Traces	0,35 %	12,93 %	5,69 %
P1	4.40-4.50	Traces	0,41 %	21,55 %	9,48 %
C2	10.20-10.50	Traces	0,29 %	18,97 %	8,35 %

V.ESSAI RESISTANCE AU CISAILLEMENT

Tableau 11 Résultats des essais de résistance au cisaillement

Sondage	Profondeur (m)	Essai de cisaillement rectiligne	
		Cohésion C_{UU} (bars)	Frottement Φ_{UU} (Degré)
C1	13.80-14.10	0.12	31.37
P1	5.50-5.80	0.44	16.83
	9.55-10.00	0.10	17.43
	14.70-14.90	0.21	28.68
	16.50-16.80	0.26	19.44
P2	9.50-9.90	0.60	17.59
C2	4.60-4.85	0.34	25.55
	6.00-6.30	0.13	21.05

Sondage	Profondeur (m)	Essai de cisaillement rectiligne	
		Cohésion C_{CD} (bars)	Frottement Φ_{CD} (Degré)
P2	11.50-12.00	0.38	11.37

Annexe B. ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

I. Force de précontrainte

Détermination de Pmin la force de précontrainte est calculée comme suit :

$$\boldsymbol{Pmin = max\ [PI\ ;\ PII]}$$

Avec :

PI : force de précontrainte de la section sous critique.

PII : force de précontrainte de la section sur critique.

$$P_I = \frac{\Delta M\ + \frac{l}{v'}\sigma_{bt1} + \frac{l}{v}\sigma_{bt2}}{\rho \times h}$$

$$P_{II} = \frac{M_M + \frac{l}{v'}\sigma_{bt2}}{v' + \rho \times v - d'}$$

Tableau 12 Résultat de la force de précontrainte

Détermination de P_{MIN}	
$\boldsymbol{\sigma_{bt2}}$	-2,70 MPa
$\boldsymbol{\sigma_{bt1}}$	-4,05 MPa
d'	0,23 m
P_I	-1,29 MN
P_{II}	4,18 MN
P_{min}	**4,18** MN

II.Vérification des contraintes

Tableau 13 Résultats des vérifications

Les phases	**Phase 1**	**Phase2**	**Phase3**	**Phase4**
Section considérée	**Poutre seule**		**Poutre + hourdis**	
% des pertes	**10%**	**25%**	**25%**	**30%**
M (MN/m)	3,01	3,01	4,521	7,945
P (MN)	3,21	5,35	5,35	5
V (m)	0,929	0,929	0,817	0,817
V' (m)	1,071	1,071	1,433	1,433
E_0(m)	0,85	0,85	1,21	1,21
B_n (m2)	0,752	0,752	1,146	1,146

I_n (m4)	0,364	0,364	0,654	0,654
σ_{sup} (MPa)	5,02	3,25	2,24	6,75
σ_{inf} (MPa)	3,4	11,58	8,93	0,17
σ_{bc} (MPa)	13,91	21	21	21
σ_{bt1} (MPa)	-2,99	-4,05	-4,05	-4,05
σ_{bt2} (MPa)	-1,39	-1,89	-1,89	-2,70

Les contraintes normales sont vérifiées dans toutes les phases de construction et d'exploitation, donc on peut adopter le dimensionnement présent de la précontrainte pour la suite du calcul.

III.DISPOSITIONS CONSTRUCTIVES DES CABLES

Les armatures de précontrainte doivent être disposées dans chaque section de manière à assurer une bonne répartition des efforts, à permettre un bétonnage correct et à éviter un affaiblissement des éléments constitutifs de la structure

VI.8.1.Section d'appuis

Puisque le moment fléchissant au niveau de l'appui est nul, les câbles seront disposés de façon à faire coïncider la résultante des forces de la précontrainte avec le centre de gravité de la section d'about, ce qui convient à coïncider le câble du milieu avec le centre de gravité.

En se référant aux caractéristiques des plaques d'ancrage :

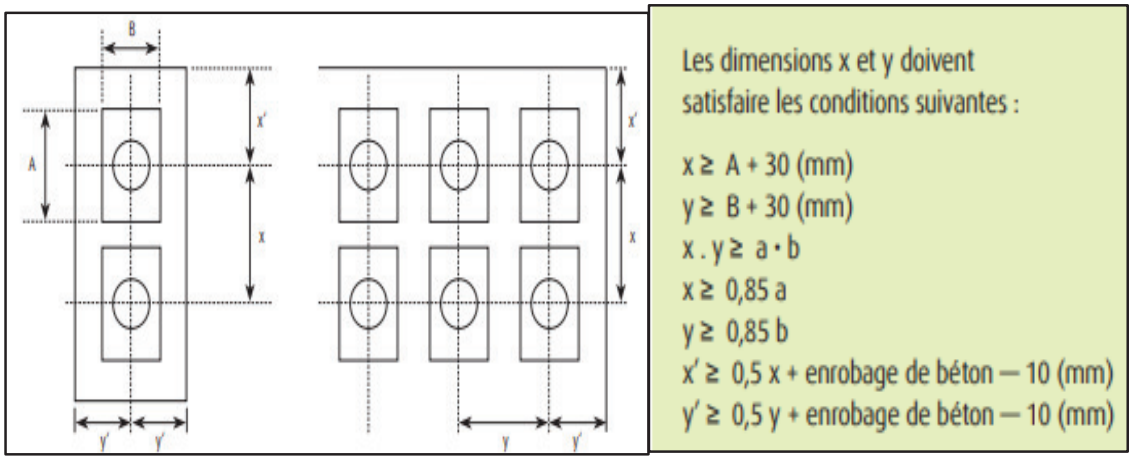


Figure 1. Caractéristiques des plaques d'encage

On a des câbles de **12T15** : $A = 240mm; \quad B = 200mm; \quad a = b = 430mm$

Ce qui donne :

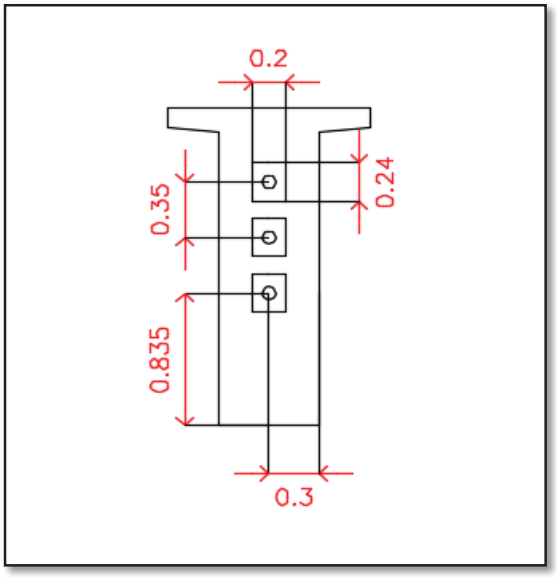


Figure 2.. Section d'about de la poutre

VI.8.2.Section médiane

En section médiane, section la plus sollicitée, les câbles sont regroupés dans le talon à un excentrement maximum. La précontrainte se révèle surabondante, au fur et à mesure qu'on se rapproche de l'appui, ce qui conduit à relever les câbles progressivement pour ne pas créer de contraintes excessives en fibre inférieure tout en apportant une bonne réduction d'effort tranchant.

VI.8.3.Groupement des armatures de précontrainte

Le groupement des armatures de précontrainte dépend du diamètre de la gaine. Le BPEL limite le nombre de conduit dans chaque paquet à :

Sens horizontal : 1 si $\emptyset \geq 5cm$

Sens vertical : 2 si $5cm \leq \emptyset \leq 10cm$

Dans notre cas, le diamètre de la gaine $\emptyset$ = 8cm, donc on choisit d'utiliser une seule armature de précontrainte dans le sens horizontal et vertical pour chaque groupe.

VI.8.4.Espacement des armatures de précontrainte

Pour permettre une mise en place correcte du béton et éviter une interaction d'un paquet de gaine sur un autre lors de la mise en tension, on devra respecter les distances minimum autres conduites suivantes

Espacement horizontal $e_H \geq \emptyset = 8cm$

Espacement vertical $e_V \geq \emptyset = 8cm$

VI.8.5.Distance des armatures de précontrainte aux parements

La distance minimum c entre une armature active ou un groupe d'armature et un parement doit satisfaire à la condition suivante :

$c \geq \max \{ {}^{3}/_{4}\, a\, ; d\, ; \emptyset \}$

Avec :

a = 8 cm, la dimension horizontale du rectangle circonscrit au conduit ou paquet de conduit.

d : dont la valeur dépend de l'exposition de l'ouvrage et peut être supérieure ou égale à 5cm pour les ouvrages exposés à une atmosphère agressive.

∅= 8 cm, représente le diamètre de la gaine.

Donc : $c \geq 8cm$

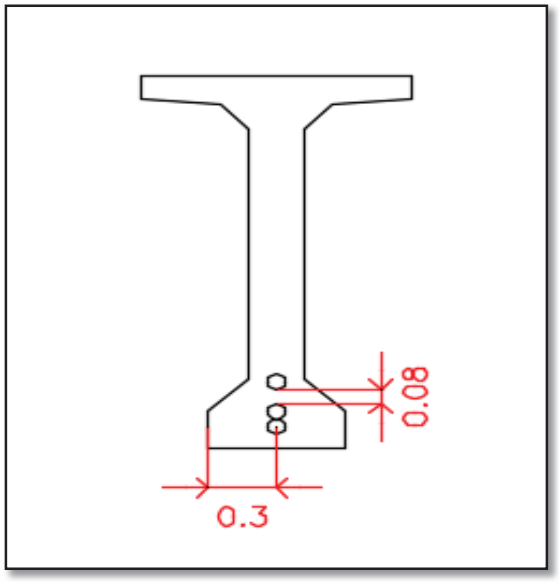


Figure 3.Section médiane de la poutre

VI.8.6.L'angle de relevage

L'angle de relevage nous permet de diminuer les contraintes de cisaillement dues à l'effort tranchant qui est maximum au niveau de l'appui, cet angle est compris entre les expressions suivantes :

$$\bar{\alpha}_1 = sin^{-1}(\frac{V_{max} - \bar{V}}{P}) \leq \alpha \leq \bar{\alpha}_2 = sin^{-1}(\frac{V_{min} + \bar{V}}{P})$$

Avec $\bar{V} = \tau \times b_n \times 0{,}8h\tau = \sqrt{0{,}4 f_{tj}\,(f_{tj} + \sigma_x)}\sigma_x = \frac{P}{B_n}$

$V_{max}(MN)$	$V_{min}(MN)$	$\bar{V}\ (MN)$	P (MN)	$\sigma_x(MPa)$	$B_n\ (m^2)$	b_n(m)	$\tau\ (MPa)$
1.003	0,682	2,32	5,00	3,01	1,66	0,52	2,48

$$-15{,}37° \leq \alpha \leq 37°$$

L'angle de relevage est appliqué sur le câble sur une distance de 1 à 1,2m à partir de son ancrage.

Les angles de relevage d'après la position de nos câbles sont :

$$\alpha_{c1} = 4{,}3°$$

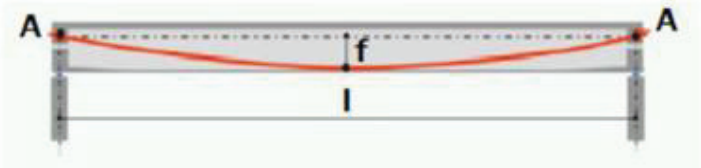
$$\alpha_{c2} = 5{,}92°$$

$$\alpha_{c3} = 7{,}06°$$

IV. Allure des câbles de précontraintes

Pour le calcul du rayon de courbure on pourra admettre que la pente du câble est négligeable, de sorte que pour une parabole de 2ème degré

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



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

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

L'angle de déviation **β** sur une longueur **l** peut être calculé par l'équation :

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

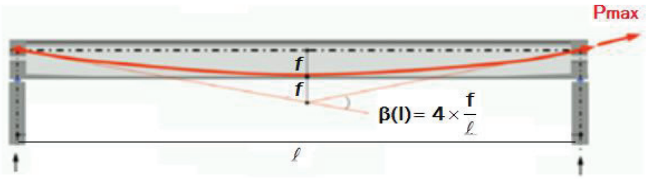


Tableau 14 Caractéristiques géométriques du tracé des cables

N° câble	l (m)	α_{rel} (°)	Yi (m)			f (m)	R (m)	β(l) rad
			x=0	**1**	**18,5**			
C1	35	4,3	0,835	0,76	0,12	0,64	239,33	0,073
C2	35	5,92	1,185	1,08	0,2	0,88	173,75	0,101
C3	35	7,06	1,535	1,41	0,36	1,05	145,67	0,120

V. LA SECTION NETTE

$$Bn = B_{brute} - nB_{gaine}$$

$$Sn = S_{brute} - nB_{gaine} \sum yi$$

$$v'_n = {}^{S_n}/_{B_n}\ v_n = h - v'_n$$

$$I_n = I_{brute} + B_{brute}\,(v'_{brute} - v'_n)^2 - (nI_{gaine} + B_{gaine} \sum (v'_n - yi)^2)$$

$$\rho_n = \frac{I_n}{v_n \times v'_n \times B_n}$$

VI. CALCUL DES PERTES

❖ PERTES INSTANTANEES

• Pertes par frottement

Les valeurs des coefficients f et φ sont fixées dans le BPEL

$$f = 0.18\, rd^{-1} \varphi = 0.002\, m^{-1}$$

Les résultats du calcul des pertes par frottement dans différentes sections sont dans le tableau suivant :

Tableau 15 Pertes par frottement

Position		**0**	**L /2**	**L /4**	**3L /8**
X (m)		0	18,5	9,25	13,875
Cable 1	**β (rad)**	0,073			
	fβ+ φx	0,013	0.050	0,032	0,041
	$\Delta\sigma_\varphi$ (MPa)	18,51	69,28	44,13	56,75
Cable 2	**β (rad)**	0,101			
	fβ+ φx	0,018	0,055	0,037	0,046
	$\Delta\sigma_\varphi$ (MPa)	25,44	75,95	50,93	63,50
Cable 3	**β (rad)**	0,120			
	fβ+ φx	0,022	0,059	0,040	0,049
	$\Delta\sigma_\varphi$ (MPa)	30,29	80,62	55,69	68,22
Δσφ Moy (MPa)		24,75	75,28	50,25	62,83

$\Delta\sigma_{\varphi Moy}$ (%)	0,0175	0,0532	0,0355	0,0444

- **Pertes par recule d'encrage**

Les résultats de calcul des pertes par recul d'ancrage dans différentes sections sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau 16 Pertes par recule d'encrage

Position		0	L /2	L /4	3L /8
X (m)		0	18,5	9,25	13,875
Câble 1	**K (m-^{1})**	0,0024			
	d(m)	18,49			
	$\Delta\sigma_p$ (MPa)	123,32	0	61,62	30,77
Câble 2	**K (m^{-1})**	0,0025			
	d(m)	17,98			
	$\Delta\sigma_p$ (MPa)	126,77	0	61,57	28,96
Câble 3	**K (m-^{1})**	0,0026			
	d(m)	17,66			
	$\Delta\sigma_p$ (MPa)	129,14	0	61,48	27,65

- **Pertes par déformation instantanée du béton**

Tableau 17 Pertes par déformation instantanée du béton

Position	L /2	3L/8	L /4	0
X (m)	18,5	13,875	9,25	0
M_p (MN.m)	3,01	2,81	2,23	0
B_n(m2)	0,75	0,74	0,74	1,28
I_n (m4)	0,36	0,35	0,36	0,47
e_0(m)	0,84	0,79	0,62	-1,26
σ_{bi}(MPa)	15,23	15,07	12,85	29,36
σ_e(MPa)	40,22	39,79	33,92	77,52
σ_e(%)	0,0284	0,0281	0,0240	0,0547

❖ **PERTES DIFFEREES**

- **Pertes par fluage**

Tableau 18 Pertes par fluage

Position	0	L /2	3L /8	L /4
X (m)	0	18,5	13,875	9,25
M_p (MN.m)	0	5,35	4,99	3,95
e_0 (m)	0,13	1,21	1,16	0,97
$\Delta\sigma_{fl}$(MPa)	78,36	137,76	139,20	127,47
$\Delta\sigma_{fl}$%	0,0553	0,0973	0,0983	0,0900

- **Perte par relaxation**

Tableau 19 Perte par relaxation

Position	L /2	3L /8	L/4	0
X(m)	18,5	13,875	9,25	0
$\Delta\sigma_r(MPa)$	59,45	61,47	64,42	61,53
$\Delta\sigma_r\%$	0,0420	0,0434	0,0455	0,0435

VII. JUSTIFICATION DES CONTRAINTES A L'ELS

La précontrainte enfin est, sauf prescription contraire du marché, représentée, pour les justifications aux **ELS**, par deux valeurs caractéristiques $\mathbf{P_1}$ et $\mathbf{P_2}$avec :

$$P_1 = 1,02P_0 - 0,8\Delta P$$

$$P_2 = 0,98P_0 - 1,2\Delta P$$

Tableau 20 Résultat de P1 et P2 selon 4 phases

	N ca	% Mt	ΔP	P1	P2	d L/2	d 3L/8	d x=0
Phase 1	3	50	4,08	3,52	3,32	0,227	0,287	1,185
Phase 2	3	100	8,16	6,81	6,30	0,227	0,287	1,185
Phase 3	3	100	16,11	6,36	5,61	0,227	0,287	1,185
Phase 4	3	100	24,07	5,91	4,93	0,227	0,287	1,185

Tableau 21 Vérification des contraintes à l'ELS phase 1 et 2

Phase		Phase 1				Phase 2			
Position		**x=0**	**x=L/4**	**x=3L/8**	**x=L/2**	**x=0**	**x=L/4**	**x=3L/8**	**x=L/2**
e (m)		**-0,13**	**0,80**	**0,80**	**0,86**	-0,13	0,80	0,80	0,86
M_{Els}		**0,00**	**2,23**	**2,81**	**3,01**	**0**	**2,23**	**2,81**	**3,01**
P_1 (MN)		**3,52**	**3,52**	**3,52**	**3,52**	6,81	6,81	6,81	6,81
P_2 (MN)		**3,32**	**3,32**	**3,32**	**3,32**	6,30	6,30	6,30	6,30
σ_p (MPa)	σ_{sup}	**0,00**	**5,70**	**7,25**	**7,78**	0,0	5,71	7,25	7,78
	σ_{inf}	**0,00**	**-6,74**	**-8,50**	**-9,11**	0,00	-6,75	-8,50	-9,11
σ_{P1} (MPa)	σ_{sup}	3,69	-2,40	-2,49	-3,06	7,14	-4,65	-4,81	-5,91
	σ_{inf}	1,76	13,26	13,44	14,13	3,41	25,65	25,98	27,33
σ_{P2}	σ_{sup}	3,48	-2,27	-2,35	-2,88	6,59	-4,29	-4,45	-5,46

(MPa)	σ_{inf}	1,66	12,51	12,67	13,32	3,15	23,70	24,01	25,25
σ_{p1f} (MPa)	σ_{sup}	**3,69**	3,30	**4,76**	**4,72**	7,14	1,06	2,43	1,87
	σ_{inf}	**1,76**	6,53	**4,93**	**5,02**	3,41	18,91	17,48	18,22
σ_{p2f} (MPa)	σ_{sup}	**3,48**	3,44	**4,90**	**4,89**	6,59	1,42	2,80	2,31
	σ_{inf}	**1,66**	5,77	**4,17**	**4,22**	3,15	16,96	15,51	16,14

Tableau 22 Vérification des Contraintes à l'ELS phase 3 et 4

Phase		Phase 3				Phase 4			
Position		**x=0**	**x=L/4**	**x=3L/8**	**x=L/2**	**x=0**	**x=L/4**	**x=3L/8**	**x=L/2**
e (m)		0,13	1,16	1,16	1,22	0,13	1,16	1,16	1,22
M_{Els}		0,00	3,34	4,22	**4,52**	**0**	**5,99**	**7,46**	**7,95**
P_1 (MN)		6,36	6,36	6,36	6,36	5,91	5,91	5,91	5,91
P_2 (MN)		5,61	5,61	5,61	5,61	4,93	4,93	4,93	4,93
σ_p (MPa)	σ_{sup}	0,00	4,23	5,35	5,74	0,00	7,59	9,45	10,09
	σ_{inf}	0,00	-7,64	-9,65	-10,38	0,00	-13,70	-17,06	-18,26
σ_{P1} (MPa)	σ_{sup}	2,90	-3,73	-3,73	-4,24	2,69	-3,47	-3,47	-3,94
	σ_{inf}	5,13	22,51	22,51	23,47	4,76	20,90	20,90	21,79
σ_{P2} (MPa)	σ_{sup}	2,56	-0,41	-0,43	-3,74	4,72	-0,78	-0,81	-3,29
	σ_{inf}	4,53	19,87	19,87	20,72	3,98	17,46	17,46	18,20
σ_{p1f} (MPa)	σ_{sup}	**2,90**	0,50	**1,61**	**1,50**	2,69	4,12	5,99	6,15
	σ_{inf}	**5,13**	14,87	**12,86**	**13,09**	4,76	7,20	3,84	3,54
σ_{p2f} (MPa)	σ_{sup}	**2,56**	3,82	**4,92**	**1,99**	4,72	6,81	8,64	6,80
	σ_{inf}	**4,53**	12,23	**10,22**	**10,34**	3,98	3,76	0,40	-0,05

VERIFICATION DES CONTRAINTES TANGENTIELLES

On considère les paramètres géométriques de la section présentée dans la figure ci-dessous

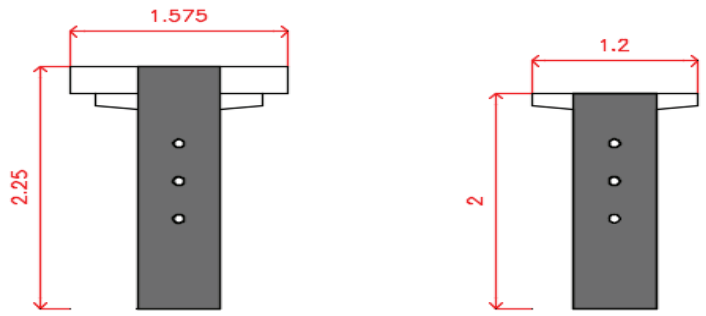


Figure 9 Caractéristiques géométriques de la section d'about

D'où la contrainte tangentielle est donnée par la formule suivante :

$$\tau = \frac{V_{red} \times S(y)}{I_n \times b_n}$$

$$\sigma_x = \frac{P}{B_n} avec P = \sum_{i=1}^{3} P_i \cos \alpha_i$$

Avec$V_{red} = V_{ser} - \sum P_i \sin \alpha_i$

V_{red} : Effort tranchant réduit.

$S(y)$: Moment statique par rapport au centre de gravité de la poutre

Tableau 23 Résultat $\sum P_i \sin \alpha_i$

P cos α	P sin α
1,80	0,14
1,80	0,19
1,79	0,22
5,39	∑0,54

Calcul de $\bar{\tau}_1$

Tableau 24Résultats des contraintes

B_n(m²)	**1,66**
σ_x(MPa)	3,25
$\bar{\tau}_1$(MPa)	2,53

Calcul deτ

Tableau 25 Contraintes tangentielle

V_{ser} (MPa)	**0,88**
V_{red} (MPa)	0,34

S_n (m^3)	0,62
I_n (m^4)	0,81
b_n (m)	0,52
τ (MPa)	0,50

$\tau < \bar{\tau}_1$ Vérifié

VIII. VERIFICATION DES DIFFERENTES ZONES DE LA POUTRE

❖ ZONE DE SURFACE

C'est la zone qui précédé la zone d'appuis, il faut y prévoir le ferraillage suivant :

$$A_s = 0.04 \times \frac{P_{j0}}{\overline{\sigma_s}}$$

Avec : $\overline{\sigma_s} = \frac{2}{3} f_e$

$$\overline{\sigma_s} = \frac{2}{3} \times 500$$

$$\overline{\sigma_s} = 333.33\ MPa$$

P_{j0}: Force à l'origine de l'ancrage

$$P_{j0} = A_p \times \sigma_{p0}$$

$$P_{j0} = 0{,}00168 \times 1416$$

$$P_{j0} = 2.38\ MN$$

Donc :

$$A_s = 0.04 \times \frac{2.38}{333.33}$$

$$A_s = 2.86 \times 10^{-4}\ m^2$$

Soit **2cadres deHA16** (As=4.02 cm²).

❖ ZONE INTERMEDIAIRE COMPRIME

La contrainte de compression doit être inférieur à la contrainte admissible en toute section de la poutre, la vérification suivante concerne la partie entre l about de poutre et la section d appui, les contraintes dans cette zone doivent être vérifié durant l'exécution et durant le service

$$\sigma_{mj} = \frac{P_{jo}}{b \times d_j} \leq \frac{2}{3} f_{cj}$$

Avec

P_{jo} = Force à l'origine de l'ancrage $= 1416 \times 0{,}00168 = 2{,}38MN$

d_j : Longeur de la parie comprise entre l about de poutre et la section d'appuis

$$\text{On a} \begin{cases} P_{jo} = 2{,}38\ MN \\ f_{c7} = 23{,}18\ MPa \\ f_{c28} = 35\ MPa \\ b = 0{,}6\ m \\ d_j = 0{,}5\ m \\ b = 0{,}6\ m \end{cases}$$

Donc

Tableau 15. Verification des contraintes de la zone intermédiaire

jour	f_{cj}(MPa)	P_{jo}(MN)	σ_{mj}(MPa)	$\frac{2}{3}f_{cj}$(MPa)	observation
7 éme	23,18	1,19	3,81	15,45	vérifié
28 éme	35	2,38	7,63	23,33	

❖ **ZONE D'ECLATEMENTS**

La contrainte est très importante dans la section d'ancrage, cette contrainte doit impérativement être inférieure à la contrainte admissible

$$\sigma_{tj} = 0{,}5 \times \left(1 - \frac{a_j}{d_j}\right) \times \frac{P_{jo}}{b \times d_j} \leq 1{,}25 f_{tj}$$

Avec

P_{jo} = Force à l'origine de l'ancrage $= 1416 \times 0{,}00168 = 2{,}38MN$.

d_j : Longueur de la partie comprise entre l about de poutre et la section d appui.

b : Largeur de l'âme de la section d about.

a_j : Plus grande dimension de la plaque d'ancrage($a_j = 0{,}24cm$).

Tableau 16 Vérification des contraintes de la zone d'éclatement

plan	jour	P_{jo}(MN)	f_{tj}(MPa)	σ_{tj}(MPa)	1 ,25f_{tj}	vérification
horizontale	7 éme	1,19	1,99	1,03	2,49	vérifier
	28 éme	2,38	2,7	2,06	2,96	
verticale	7 éme	1,19	1,99	1,03	2,49	
	28 éme	2,38	2,7	2,06	2,96	

VI.13.5.Ferraillage de la zone d'éclatement

$$A_e = \max\begin{cases} \dfrac{0.25 \times \left(1 - \frac{a_j}{d_j}\right) \times P_{jo}}{\frac{2}{3} \times f_e} \\ 0.15 \times \dfrac{P_{jo}}{\frac{2}{3} \times f_e} \end{cases}$$

Sens vertical :

$$A_e = \max\begin{cases} \dfrac{0.25 \times \left(1 - \frac{0.24}{0.5}\right) \times 2.38}{\frac{2}{3} \times 500} = 9.28 \times 10^{-4} m^2 \\ 0.15 \times \dfrac{2.38}{\frac{2}{3} \times 500} = 10.71 \times 10^{-4} m^2 \end{cases} = 10.71 cm^2 \approx 12.06 cm^2$$

$\rightarrow \boldsymbol{6HA12}$ Soit 3 cadres de 12

Sens horizontal :

$$A_e = \max\begin{cases} \dfrac{0.25 \times \left(1 - \frac{0.24}{0.5}\right) \times 3 \times 2.38}{\frac{2}{3} \times 500} = 27.84 \times 10^{-4} m^2 \\ 0.15 \times \dfrac{3 \times 2.38}{\frac{2}{3} \times 500} = 32.13 \times 10^{-4} m^2 \end{cases} = 32.13 cm^2 \approx 34.36 cm^2$$

$\rightarrow \boldsymbol{18HA16}$ Soit 9 cadres de 16

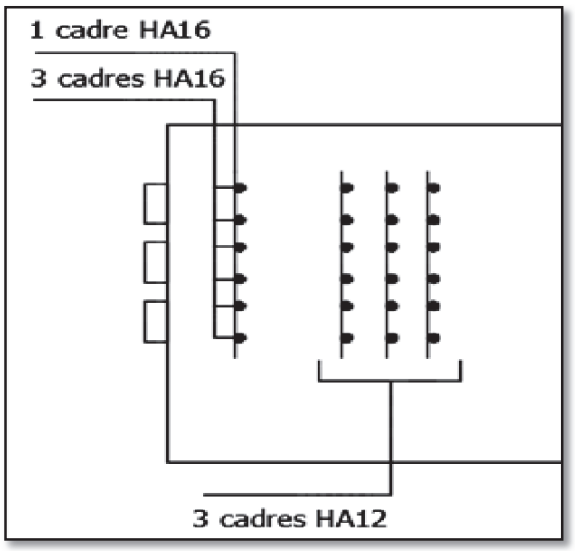


Figure 2. Disposition des cadres dans la zone d'éclatement

Partie 2.Chapitre étude de l'hourdi
Note de calcul ferraillage section sur appuis

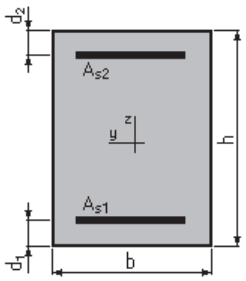
Calcul de Section en Flexion Simple

1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 35,0 (MPa) **Acier: fe = 500,0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



b = 100,0 (cm)
h = 25,0 (cm)
d_1 = 5,0 (cm)
d_2 = 5,0 (cm)

3. Moments appliqués:

	M$_{max}$(kN*m)	**M$_{min}$**(kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	0,00	0,00
Etat **L**imite de **S**ervice	31,89	0,00
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 7,0 (cm2) Section théorique A_{s2} = 0,0 (cm2)
Section minimum $A_{s\,min}$ = 5,6 (cm2) Section maximum $A_{s\,max}$ = 50,0 (cm2)
théorique □ = 0,35 (%)
minimum □min = 0,28 (%) maximum □max = 2,00 (%)

Analyse par Cas:

Cas ELS M_{max} = 31,89 (kN*m) M_{min} = 0,00 (kN*m)
Coefficient de sécurité: 1,00
Position de l'axe neutre: y = 5,5 (cm)
Bras de levier: Z = 18,2 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 6,4 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 21,0 (MPa)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 250,0 (MPa)
Contrainte limite de l'acier:
$\sigma_{s\ lim}$ = 250,0 (MPa)

Note de calcul ferraillage section sur appuis

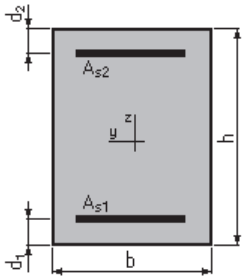
Calcul de Section en Flexion Simple

1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 35,0 (MPa) Acier: fe = 500,0 (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



b = 100,0 (cm)
h = 25,0 (cm)
d_1 = 5,0 (cm)
d_2 = 5,0 (cm)

3. Moments appliqués:

	M_{max}(kN*m)	M_{min}(kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	0,00	0,00

Etat **L**imite de **S**ervice	34,80	0,00
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0,00	0,00

4. <u>Résultats:</u>

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 7,7 (cm2) Section théorique A_{s2} = 0,0 (cm2)
Section minimum $A_{s\ min}$ = 5,6 (cm2) Section maximum $A_{s\ max}$ = 50,0 (cm2)
théorique □ = 0,38 (%)
minimum □min = 0,28 (%) maximum □max = 2,00 (%)

Analyse par Cas:

Cas ELS M_{max} = 34,80 (kN*m) M_{min} = 0,00 (kN*m)
Coefficient de sécurité: 1,00
Position de l'axe neutre: y = 5,7 (cm)
Bras de levier: Z = 18,1 (cm)
Contrainte maxi du béton: □b = 6,7 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 21,0 (MPa)
Contrainte de l'acier:
tendue: □s = 250,0 (MPa)
Contrainte limite de l'acier:
□s lim = 250,0 (MPa)

Annexe C. EQUIPEMENTS

Partie 1. APPAREILS D'APPUIS

I. DIMENSSIONNEMENT

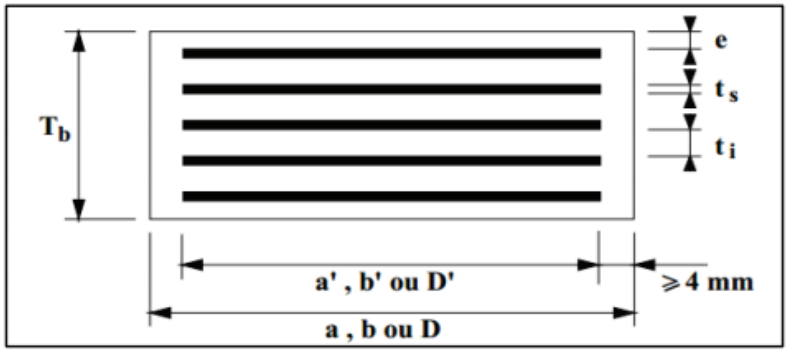


Figure 1 définition géométrique d'un appareil d'appui

La contrainte de compression moyenne doit être comprise entre 20 et 25 MPa sur la surface de l'appareil d'appui.

$$\sigma_{max} = \frac{R_{max}}{a \times b} \leq \sigma_{adm} = 25MPa$$

$$R_{max} = 1{,}507MNa \times b \geq 753{,}5\ cm \times cm$$

I.1.Calcul de la hauteur de l'appareil d'appui

- **Dimensionnement des frettes**

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

$$\begin{cases} t_s > \frac{a}{\beta} \times \frac{\sigma_m}{\sigma_e} \\ t_s \geq 2mm \end{cases} \text{où} \begin{cases} \sigma_m = \frac{R_{max}}{a.b} = 7{,}442\ MN/m^2 \\ \beta = \frac{a \times b}{2 \times G \times (a+b)} = 0{,}125 \\ \sigma_e = 235\ Kg/mm^2 \end{cases}$$

G : module de cisaillement de l'appareil d'appui = 0,9 MPa pour le cas statique.

On trouve :$t_s = 1{,}33\ mmdonct_s \geq 2mm$.

On doit vérifier la condition sur la contrainte de cisaillement due à l'effort horizontal qui s'écrit sous cette forme :

$$\tau_H = G\frac{U}{T} \leq 0.5GT \geq \frac{U}{0{,}5}$$

Avec :

τ_H : Contrainte de cisaillement due à l'effort horizontale.

U : Déplacement lent du au retrait, fluage, température.

G : Module d'élasticité transversale dû à l'effort horizontale ($\boldsymbol{G}$**=0.9**)

T : Epaisseur totale des élastomères.

$$U = 2{,}26\ cm\ ;\ \ T \geq 4{,}6cm$$

$$\rightarrow T = 10cm$$

❖ **Condition du non-flambement**

Pour satisfaire la condition de non flambement, la hauteur doit vérifier :

$$\frac{a}{10} \leq T(mm) \leq \frac{a}{5}$$

$$5T \leq a \leq 10T \rightarrow a = 450mm; \quad b = 450mm$$

$$a \times b = 2025\ cm^2 > 753{,}5\ cm^2 condition vérifiée$$

Selon la norme française l'appareil d'appui type B (450 x 450) se caractérise par :

Feuilles d'élastomère $t_i = 12\ mm$

Frettes métallique $t_s = 4\ mm$

Enrobage $e = \frac{t_i}{2} = 6\ mm$

Nombre de feuilles $n = 5$

L'épaisseur totale de l'appareil d'appuis : $Tb = n(ti + ts) + ts + 2e = 96\ mm$

L'épaisseur totale d'élastomère : $Tq = nti + 2e = 72\ mm$

II.CALCUL DU SOUFFLE

Répartitions des efforts horizontaux :

Centre de rigidité :

$$x_{cr} = \frac{\sum x_i K_i}{\sum K_i}$$

Tableau 26 Calcul du centre de rigidité

Appui	x_i(m)	k_i(MN/m)	K_T (MN/m)	X_{GR} (m)
C1	-55,5	23,04	94,75	-13,50
P1	-18,5	21,35		
P2	18,5	27,32		

C2	55,5	23,04

Calcul des efforts dus à variation linéaire :

$$H_{Flv} = |x_i| \times k_i \times \xi$$

Xi : position de l'appui par rapport au centre de rigidité.

Ki : rigidité de l'appui.

$$\xi_T = 2 \times 10^{-4}$$

$$\xi_{flu} = 3 \times 10^{-4}$$

$$\xi_{ret} = 2 \times 10^{-4}$$

Tableau 27 Calcul des forces du au fluage, retrait et température

Appui	K (MN/m)	x_i (m)	H_{FT} (kN)	H_{Fflu} (kN)	H_{Fret} (kN)
C1	23,04	-42	-193,536	-290,304	-193,536
P1	21,35	-5	-21,35	-32,025	-21,35
P2	27,32	32	174,848	262,272	174,848
C2	23,04	69	317,952	476,928	317,952

Déplacements horizontaux

$$\Delta L = L \times \xi$$

Tableau 28 Calcul des déplacements du au fluage, retrait et température

Appui	x_i**(m)**	Δl_{FT}**(kN)**	Δl_{Fflu}**(kN)**	Δl_{Fret}**(kN)**	$\sum \Delta l$ (m)
C1	-42	-0,008	-0,013	-0,008	-0,029
P1	-5	-0,001	-0,002	-0,001	-0,004
P2	32	0,006	0,010	0,006	0,022
C2	69	0,014	0,021	0,014	0,048

ANNEXE D.
INFRASTRUCTURE

Partie 1. ETUDE DE LA CULEE

I. CALCUL DES EFFORTS AGISSANT SUR LA CULEE

Sollicitation Désignation	Cas°	Clacul de P (t)	Efforts horizontaux Fh= εH*P	Efforts verticaux Fv=(1±εv)*P (t)	Bras de levier <H> (m)	Bras de levier <V> (m)	Moment renversant Fh*V (t.m)	Moment stabilisant Fv*H(t.m)
Mur de garde grève	cas n°1	24,57	0,00	24,57	0,75	5,82	0,00	18,43
	cas n°2		4,91	26,04			28,62	19,53
	cas n°3		4,91	24,57			28,62	18,43
	cas n°4		4,91	23,10			28,62	17,32
Corbeau	cas n°1	15,12	0,00	15,12	0,858	4,44	0,00	12,97
	cas n°2		3,02	16,03			13,42	13,74
	cas n°3		3,02	15,12			13,42	12,97
	cas n°4		3,02	14,21			13,42	12,19
Mur frontal	cas n°1	112,82	0,00	112,82	0,00	3,16	0,00	0,00
	cas n°2		22,56	119,58			71,35	0,00
	cas n°3		22,56	112,82			71,35	0,00
	cas n°4		22,56	106,05			71,35	0,00
Mur en retour	cas n°1	57,75	0,00	57,75	2,69	5,12	0,00	155,57
	cas n°2		11,55	61,22			59,09	164,91
	cas n°3		11,55	57,75			59,09	155,57
	cas n°4		11,55	54,29			59,09	146,24
Semelle	cas n°1	453,60	0,00	453,60	0,00	0,90	0,00	0,00
	cas n°2		90,72	480,82			81,65	0,00
	cas n°3		90,72	453,60			81,65	0,00
	cas n°4		90,72	426,38			81,65	0,00
Dalle de transition	cas n°1	37,80	0,00	37,80	2,90	5,71	0,00	109,62
	cas n°2		7,56	40,07			43,14	116,20
	cas n°3		7,56	37,80			43,14	109,62
	cas n°4		7,56	35,53			43,14	103,04
Poids des	cas n°1	289,85	0,00	289,8	1,80	4,46	0,00	521,73

terres sur la semelle 1				5				
	cas n°2		57,97	307,24			258,68	553,03
	cas n°3		57,97	289,85			258,68	521,73
	cas n°4		57,97	272,46			258,68	490,43
Poids des terres sur la semelle 2	cas n°1	36,29	0,00	36,29	-1,80	2,05	0,00	-65,32
	cas n°2		7,26	38,47			14,88	-69,24
	cas n°3		7,26	36,29			14,88	-65,32
	cas n°4		7,26	34,11			14,88	-61,40
Poids des surcharges	cas n°1	0,00	0,00	0,00	1,08	3,45	0,00	0,00
	cas n°2		0,00	0,00			0,00	0,00
	cas n°3		0,00	0,00			0,00	0,00
	cas n°4		0,00	0,00			0,00	0,00
Poussée des terres 1	cas n°1	192,16	192,16	0,00	/	2,37	455,43	0,00
	cas n°2	267,35	267,35	0,00			633,61	0,00
	cas n°3	272,83	272,83	0,00			646,61	0,00
	cas n°4	279,19	279,19	0,00			661,67	0,00
	cas n°1	16,33	16,33	0,00	/	0,77	12,57	0,00
	cas n°2	22,72	22,72	0,00			17,49	0,00
	cas n°3	23,18	23,18	0,00			17,85	0,00
	cas n°4	23,72	23,72	0,00			18,27	0,00
Poussée des surcharges	cas n°1	0,00	0,00	0,00	/	0,00	0,00	0,00
	cas n°2	0,00	0,00	0,00			0,00	0,00
	cas n°3	0,00	0,00	0,00			0,00	0,00
	cas n°4	0,00	0,00	0,00			0,00	0,00
Réaction du tablier (G)	cas n°1	607,05	0,00	607,05	0,00	4,53	0,00	0,00
	cas n°2		0,00	643,47			0,00	0,00
	cas n°3		0,00	607,05			0,00	0,00
	cas n°4		0,00	570,63			0,00	0,00
A(l)	200,900		/	200,90	0,00	/		0,00
Bc 2voies	279,000			279,00	0,00	/		0,00
Mc120	298,800			298,80	0,00	/		0,00
D240	464,850			464,85	0,00	/		0,00

S-Trottoirs	0,000		0,00	0,00	/		0,00
HA(l)	7,85	7,85			-4,53	-35,52	0,00
HBc	15,00	15,00			-4,53	-67,88	0,00
H_s (t)	121,41	121,41			-4,53	-549,38	
F_{vl}	111,20	22,24			-4,53	-100,64	0,00

II.COMBINAISONS DES CAS DE CHARGES

Cas	Combinaisons	V (t)	H (t)	MS (t.m)	MR (t.m)	MS-MR
ELU	***1,35G + 1,6 (A(l)+Str)***	*2528,48*	*324,05*	*1016,55*	*439,11*	*577,44*
	1,35G + 1,6 (Bc+Str)	*2653,44*	*693,09*	*1016,55*	*387,34*	*629,20*
	1,35G + 1,35 Mc120	*2610,42*	*871,38*	*1016,55*	*495,94*	*520,60*
	1,35G + 1,35 D240	*2834,59*	*722,02*	*1016,55*	*495,94*	*520,60*
ELS	***G + 1,2 (A(l)+Str)***	*1875,92*	*281,47*	*753,00*	*324,74*	*428,26*
	G +1,2(Bc+Str)	*1969,64*	*662,46*	*753,00*	*285,92*	*467,08*
	G + Mc120	*1933,64*	*670,49*	*753,00*	*367,37*	*385,63*
	G + D240	*2099,69*	*679,80*	*753,00*	*367,37*	*385,63*
ELA 1° CAS	***G + 0,2 (A(l)+Str)***	*1773,11*	*281,47*	*798,18*	*1114,20*	*316,02*
	G + 0,2 (Bc+Str)	*1788,73*	*668,98*	*798,18*	*1107,73*	*309,55*
	G + 0,2 Mc120	*1792,69*	*686,66*	*798,18*	*1121,30*	*323,12*
	G + 0,2 D240	*1825,90*	*839,62*	*798,18*	*1121,30*	*323,12*
ELA 2° CAS	***G + 0,2 (A(l)+Str)***	*1675,02*	*311,49*	*753,00*	*1127,56*	*374,56*
	G + 0,2 (Bc+Str)	*1690,64*	*638,52*	*753,00*	*1121,08*	*368,09*
	G + 0,2 Mc120	*1694,60*	*656,20*	*753,00*	*1134,66*	*381,66*
	G + 0,2 D240	*1727,81*	*809,16*	*753,00*	*1134,66*	*381,66*
ELA 3° CAS	***G + 0,2 (A(l)+Str)***	*1576,93*	*311,49*	*707,82*	*1143,03*	*435,21*
	G + 0,2 (Bc+Str)	*1592,55*	*622,92*	*707,82*	*1136,56*	*428,74*
	G + 0,2 Mc120	*1596,51*	*640,61*	*707,82*	*1150,13*	*442,31*
	G + 0,2 D240	*1629,72*	*793,57*	*707,82*	*1150,13*	*442,31*

III.ETUDE DU MUR FRONTAL

Sollicitation Désignation	**Cas°**	**Calcul de P (t)**	**Efforts horizontaux Fh= εH*P**	**Efforts verticaux Fv=(1±εv)*P (t)**	**Bras de levier <H> (m)**	**Bras de levier <V> (m)**	**Moment renversant Fh*V (t.m)**	**Moment stabilisant Fv*H(t.m)**
Mur de	cas n°1	24,57	0,00	24,57	0,75	4,03	0,00	18,43

garde grève	cas n°2		4,91	26,04			19,79	19,53
	cas n°3		4,91	24,57			19,79	18,43
	cas n°4		4,91	23,10			19,79	17,32
Corbeau	cas n°1	15,12	0,00	15,12	0,89	2,64	0,00	13,46
	cas n°2		3,02	16,03			7,98	14,26
	cas n°3		3,02	15,12			7,98	13,46
	cas n°4		3,02	14,21			7,98	12,65
Mur frontal	cas n°1	112,82	0,00	112,82	0,00	1,36	0,00	0,00
	cas n°2		22,56	119,58			30,69	0,00
	cas n°3		22,56	112,82			30,69	0,00
	cas n°4		22,56	106,05			30,69	0,00
Poussée des terres mur garde grave + mur frontale	cas n°1	28,07	28,07	0,00	/	1,15	32,28	0,00
	cas n°2	39,05	39,05	0,00			44,91	0,00
	cas n°3	39,85	39,85	0,00			45,83	0,00
	cas n°4	40,78	40,78	0,00			46,90	0,00
Poussée des surcharges sur mur frontal	cas n°1	0,00	0,00	0,00	/	3,25	0,00	0,00
	cas n°2	0,00	0,00	0,00			0,00	0,00
	cas n°3	0,00	0,00	0,00			0,00	0,00
	cas n°4	0,00	0,00	0,00			0,00	0,00
Réaction du tablier (G)	cas n°1	607,05	0,00	607,05	0,00	2,72	0,00	0,00
	cas n°2		59,57	643,47			162,03	0,00
	cas n°3		59,57	607,05			162,03	0,00
	cas n°4		59,57	570,63			162,03	0,00
A(l)	200,900		/	200,90				
Bc 2voies	279,000			279,00				
Mc120	298,800			298,80				
D240	464,850			464,85				
S-Trottoirs	0,000			0,00				
HA(l)	8,910		8,91			2,72	24,24	
HBc	14,720		14,72			2,72	40,04	0,00
F_{vl}	111,200		111,20			2,72	302,46	0,00

IV.COMBINAISON DES CAS DE CHARGES

Cas	Combinaisons	V (t)	H (t)	MS (t.m)	MR (t.m)	MS-MR
ELU	**1,35G + 1,6 (A(l)+Str)**	1346,84	202,27	43,04	490,68	447,64
	1,35G + 1,6 (Bc+Str)	1471,80	211,56		515,96	472,92
	1,35G + 1,35 Mc120	1428,78	188,01		451,90	408,86
	1,35G + 1,35 D240	1652,95	759,06		451,90	408,86
ELS	**G + 1,2 (A(l)+Str)**	1000,64	149,96	31,88	363,83	331,94

	1,35G + 1,6 (Bc+Str)	1094,36	156,93		382,79	350,90
	1,35G + 1,35 Mc120	1058,36	139,27		334,74	302,86
	1,35G + 1,35 D240	1224,41	139,27		334,74	302,86
ELA 1° CAS	**G + 0,2 (A(l)+Str)**	845,31	242,11	33,80	572,71	538,91
	G + 0,2 (Bc+Str)	860,93	243,27		575,87	542,08
	G + 0,2 Mc120	864,89	240,32		567,86	534,07
	G + 0,2 D240	898,10	240,32		567,86	534,07
ELA 2° CAS	**G + 0,2 (A(l)+Str)**	799,74	242,91	31,88	573,63	541,75
	G + 0,2 (Bc+Str)	815,36	244,07		576,79	576,79
	G + 0,2 Mc120	819,32	241,12		568,79	568,79
	G + 0,2 D240	852,53	241,12		568,79	568,79
ELA 3° CAS	**G + 0,2 (A(l)+Str)**	754,16	243,83	29,97	574,70	544,73
	G + 0,2 (Bc+Str)	769,78	245,00		577,86	577,86
	G + 0,2 Mc120	773,74	242,05		569,85	569,85
	G + 0,2 D240	806,95	242,05		569,85	569,85

V.CALCUL DES SOLICITATIONS SUR LE MUR GARDE GREVE

Le moment d'encastrement total due aux forces horizontales appliquées sur le mur garde grève est la combinaison des sollicitations suivantes :

V.1.Moment du au poussée des terres

$$M_p = \frac{Ph}{3} \quad avec\ P = \frac{1}{2} K_{ah}\, \gamma\, H^2 L$$

Ka : Coefficient de poussée des terres $\boldsymbol{Ka}$**= 0.33**.

γr: Poids volumique du remblai $\boldsymbol{\gamma r}$**= 1.8 t/m^3**.

h : Hauteur du mur garde grève $\boldsymbol{h}$**= 2.6 m**.

$$\text{Donc } P = 2{,}028t$$

$$M_P = 1{,}76\ t.m$$

V.2.Moment dû à la force de freinage du camion Bc

Vue l'écartement des roues d'un essieu, on considère l'effet de freinage d'une seule roue du système B_C (une des deux roues accolées considérées précédemment) dont le moment d'encastrement est donné par l'expression suivante :

$$M_f = \frac{2\mu \times P \times h}{0{,}25 + 2h}$$

$$\begin{cases} \mu = 1{,}6 \text{ à } l'ELU \\ \mu = 1{,}2 \text{ à } l'ELS \end{cases}$$

V.3.Moment dû à une charge locale située en arrière du mur garde grève

Vue l'incertitude sur la transmission des efforts (Bc), les roues des deux camions de 6t distante de 0.5m sont remplacées par une charge uniforme répartie équivalente de 12t sur une surface rectangulaire de (0.25×0.75) m²

Le moment fléchissant à l'encastrement dû à la surcharge BC à pour expression

$$M_p = \frac{12\ K}{0{,}75 + 2h} \int_0^h \frac{h - x}{0{,}25 + x} dx$$

$$K = K_a\ \gamma\ \delta\ b_c$$

bc: Coefficient de pondération du système BC (bc = 1.1)

δ : Coefficient de majoration dynamique (δ= 1)

γ : Coefficient de pondération (γ=1.2 à l'ELS et γ= 1.6 à l'ELU)

$$K = 0{,}44 \text{ à } l'ELS$$

$$K = 0{,}59 \text{ à } l'ELU$$

La valeur du moment est explicitée dans le tableau ci-dessous pour différente valeur de h :

Tableau 29.Moment fléchissant dù à la surcharge Bc

H (m)	**0,5**	**0,75**	**1**	**1,5**	**2**	**2,5**	**3**
Mp/K (t.m/ml)	2,23	3,4	4,41	6,11	7,45	8,56	9,49

L'interpolation linéaire donne : $M_{p/K}$= 8,75 t.m/ml

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 30. Moments agissant sur le mur garde gréve

Moment créer par :	ELU (t.m)	ELS (t.m)
Poussée des terres M_p	2,37	1,76
Force de freinage du camion Bc M_F	9,16	6,87
Charge local en arrière du mur M_{pc}	5,13	3,85

VI.FERRAILLAGE SEMELLE

VI.1.Armature transversales inférieur (cas normale)

$$A_s = \frac{N_1}{\sigma_s} \times \left(\frac{\frac{L}{2} - \frac{b}{4}}{H} \right)$$

N_1 : Réaction maximale exercé par un seul pieu

$$N_1 = 2359{,}2KN$$

$$\sigma_s = \frac{2}{3} \times 500 = 333{,}33\ MPa$$

Après application numérique, on trouve

$$A_s = 58{,}98cm^2$$

Section d'armature par mètre linéaire

$$A_{s/ml} = \frac{A_s}{H + D}$$

Avec

H : épaisseur de la semelle

D : diamètre du pieux.

Donc

$$A_{s/ml} = \frac{A_s}{H + D} = 19{,}66cm^2 < A_{smin} = 27cm^2$$

$A_{s,min}$: 15% la section du béton par mettre linéaire

Donc on prend

$$A_{s/ml} = 27cm^2 soit\ 7HA\ 25\ espacéde\ 15\ cm$$

VII.FERRAILLAGE PIEUX

Action sur les pieux

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{b\ C_U}{4EI}}$$

b : diamètre du pieu 1,2m

CU : module de réaction du sol **26KN/m^3** selon le rapport géotechnique.

E : module d'élasticité du béton ; **E=32164,2 MPa**

I : moment d'inertie du pieu ; **I= 0,10179m^4**.

L : longueur du pieu ; **L= 13,5m**.

$$\lambda = 0{,}221 \quad \rightarrow \quad L\lambda = 2{,}983$$

Les pieux de la culée sont sollicités par :

- Effort horizontal : $\bar{P} = \frac{H}{n}$

Avec :

H : Effort horizontal maximal sur la semelle sous combinais ELS et ELA.

n : Nombre de pieux. (n=10pieux).

- Moment de flexion

Tableau X.7. Moment de flexion du pieu

cas	Formule	Résultats (KN.m)
Cas normale	$-\frac{\chi_{ep}}{\chi_{em}} \times \frac{\bar{P}}{\lambda}$	2416.1
Cas sismique		2984.2

Partie 2. ETUDE DE LA PILE.

I.CHEVETRE

I.1.Ferraillage du chevêtre

I.1.1.Armatures transversales

On vérifie d'abord

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0.d} \leq \overline{\tau_u} = \min\left(0.15\frac{f_{cj}}{\gamma_b}, 4MPa\right)$$

A partir des résultats obtenus après modélisation

$$V_u = 6919.48KN$$

Donc

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0.d} = 1.46MPa$$

$$\overline{\tau_u} = \min\left(0.15\frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 4MPa\right) = \min(3.5\,, 4) = 3.5MPa$$

On a donc

$$\tau_u = 1.46MPa \leq \overline{\tau_u} = 3.5MPa$$

La contrainte de cisaillement est vérifiée.

I.1.2.Section d'armature transversale

$$\mathrm{A_{tv}} = \frac{S_t b_0}{0.9\, f_e}(\tau_u - 0.3\, K f_{t28})$$

Condition sur l'espacement

$$S_t \leq 20cm$$

On prend : $S_t = 15cm$

K=0 (pas de reprise de bétonnage)

$f_{t28} = 2.7MPa$

$f_e = 500MPa$

Donc

$$A_{tv} \geq 17{,}03cm^2$$

On prend

$$A_{tv} = 17,03cm^2$$

I.1.3.Armatures transversales minimale

$$A_{tvmin} = \frac{0.4\, S_t b_0}{f_e} = 4.2cm^2$$

$$A_{tv} > A_{tvmin} \rightarrow cestvérifié$$

I.1.4.Armatures de torsion

Moment de torsion

$$T = R.e_v + H.e_v$$

R : réaction verticale reprise par chaque appui combiné à l'ELU sous une travée chargée

$$R = 1507.78\ KN$$

H : force horizontale appliquée sur la pile sous une travée chargée (force de freinage due au chargement

BC)

$$H = \frac{300}{9} = 33.33\ KN$$

e_v : Excentricité de la force R avec l'axe de symétrie verticale du chevêtre

$$e_v = 0.55m$$

e_h : Excentricité de la force horizontale H avec l'axe de symétrie horizontale du chevêtre

$$e_H = \left(\frac{H_{chevetre}}{2} + H_{dé} + H_{appareil}\right)$$

$$e_H = \left(\frac{1.5}{2} + 0.2 + 0.075\right) = 1.025m$$

Le moment de torsion est évalué à l'ELU dans le cas d'exploitation en tenant compte de la surcharge offrant la réaction maximale combiné à l'ELU, dans notre cas (1.35G+1.35D240)

Tableau XI.3. Moment de torsion à l'ELU

Sollicitation (KN)	Combinaison et Application numérique	Moment de torsion T(KN .m)
$\boldsymbol{R_{D240} = 516.56}$ $\boldsymbol{R_G = 1349.18}$	$(1.35R_G + 1.35R_{D240}).e_v + H.e_H$	1419.48

$$H = 33.33$$

I.1.5.Verification des contraintes de cisaillements

Condition à vérifier :

$$\tau_T + \tau_V < 3.5 f_{t28}$$

τ_V : Contrainte de cisaillement créée par l'effort tranchant

τ_T : Contrainte de cisaillement créée par le moment de torsion

Afin d'évaluer la contrainte de torsion d'une section pleine, on remplace cette dernière par une autre section creuse qui, elle, est équivalente avec une épaisseur de paroi égale au sixième du diamètre qu'il est possible d'inscrire à l'intérieur de cette section.

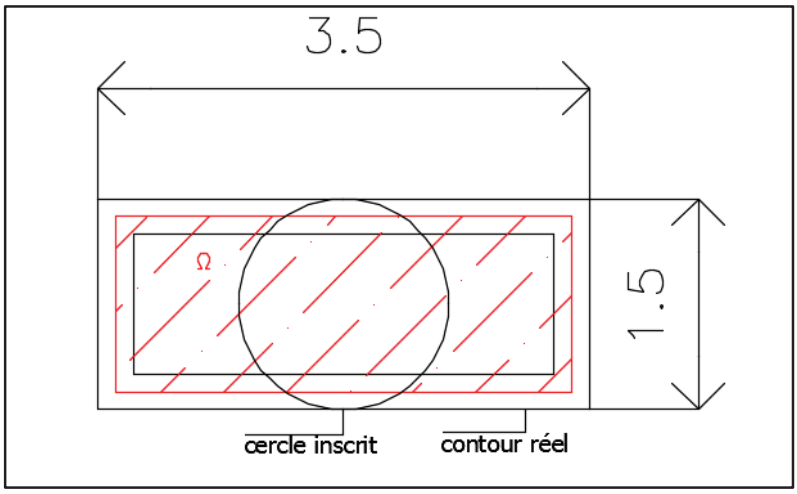


Figure XI.1.Dimension de la section considérée en torsion

$$\tau_T = \frac{T}{2\Omega b_n}$$

T : moment de torsion

Ω : L'aire du contour à mi- épaisseur des parois

b_n : L'épaisseur de la paroi creuse équivalente

On a

$$\tau_T = 0.74MPa$$

Donc

$$\tau_T + \tau_V = 0.74 + 1.46 = 2.2MPa < 3.5f_{t28} = 9.45MPa$$

C'est vérifié

I.1.6.Armature longitudinale

Les contraintes de torsion dans une section donnent naissance à des contraintes de tractions sur la périphérie, ces contraintes doivent être prises en compte et compensées par un ferraillage longitudinal.

$$A_S = \frac{2.4\ .\ T}{a\left(\frac{f_e}{\gamma_s}\right)}.k$$

K : coefficient dépendant du rapport$\frac{b}{a}$.

Tableau XI.4. Coefficient K

$\frac{b}{a}$	1	1.2	1.4	1.6	1.8	2	2.5	3	4	∞
k	1	0.9	0.84	0.79	0.76	0.73	0.68	0.65	0.61	0.5

$$\frac{b}{a} = \frac{3.5}{1.5} = 2.33$$

Par interpolation on trouve **k=0.713**

$$A_S = \frac{2.4\ .\ T}{a\left(\frac{f_e}{\gamma_s}\right)}.k$$

$A_S = \frac{2{,}4\ .\ 1{,}42}{1.5\left(\frac{500}{1.15}\right)}.0{,}713 = 37.26cm^2$→soit**12HA20** espacés de 12,5 cm.

I.1.7.Armatures transversales

Les contraintes de cisaillement engendrées par la torsion sont reprises par la section d'armature suivante

$$A_t tor = \frac{0{,}6\ T}{a\left(b - \frac{a}{b}\right)\left(\frac{f_e}{\gamma_s}\right)}S_t$$

Condition sur l'espacement

$$S_t \leq 35cm$$

On prend$S_t = 15cm$

D'où :

$$A_{ttor} = \frac{0{,}6\,T}{a\left(b-\frac{a}{b}\right)\left(\frac{f_e}{\gamma_s}\right)}S_t = \frac{0{,}6.\,1{,}42}{1.5\left(3.5-\frac{1.5}{3.5}\right)\left(\frac{500}{1.15}\right)}.0{,}15 = 0{,}64cm^2$$

La section transversale totale est la somme des sections dues à la l'effort tranchant et à la torsion

$A_t = A_{ttor} + A_{tv} = 17{,}67\ cm^2$

Soit **3cadres HA20.**

II.EVALUATION DES EFFORTS SUR LES FUTS :

Sollicitation Désignation	Cas°	Calcul de P (t)	Efforts horizontaux Fh= εH*P	Efforts verticaux Fv=(1±εv)*P	Bras de levier <v> (m)	Moment (t.m)
Futs	**cas n°1**	864,06	0	864,06	11,74	0
	cas n°2		172,8121	915,90		2028,81
Chevêtre	**cas n°1**	181,13	0	181,13	24,22	0
	cas n°2		36,225	191,99		877,37
Poids des terres	**cas n°1**	172,15	0	172,15	0,5	0
	cas n°2		34,42951	182,48		17,2148
G tablier	**cas n°1**	1214,10	0	1214,10	24,97	0
	cas n°2		242,82	1286,9		6063,22
A(l)	401,40					
Bc	558,00					
Mc120	597,60					
D240	929,70					
Trottoirs	0,00					
HA(l)	5,72				24,97	142,759
HBc	15,00				24,97	374,55
Flv	7,50				24,97	187,275

II.COMBINAISON DES CAS DE CHARGES :

Cas	Combinaisons	V (t)	H (t)	M (t.m)
ELU	**1,35G + 1,6 (A(l)+Str)**	3924,67	19,273	481,24
	1,35G + 1,6 (Bc+Str)	4175,23	34,125	852,1
	1,35G + 1,35 Mc120	4089,19	10,125	252,82

	1,35G + 1,35 D240	4537,53	10,125	252,82
ELS	**G + 1,2 (A(l)+Str)**	2913,11	14,361	358,59
	G + 1,2(Bc+Str)	3101,03	25,5	636,74
	G + Mc120	3029,03	7,5	187,28
	G +D240	3361,13	7,5	187,28
ELA	**G + 0,2 (A(l)+Str)**	2657,6	494,93	9202,4
	G + 0,2 (Bc+Str)	2688,92	496,79	9248,8
	G + 0,2 Mc120	2696,84	493,79	9173,9
	G + 0,2 D240	2763,26	493,79	9173,9

III.EVALUATION DES EFFORTS AGISSANT SUR LES PIEUX DE LA PILE

Sollicitation Désignation	**Cas°**	**Clacul de P (t)**	**Efforts horizontaux Fh= εH*P**	**Efforts verticaux Fv=(1±εv)*P**	**Bras de levier <v> (m)**	**Moment (t.m)**
Semelle	**cas n°1**	453,60	0	453,60	0,9	0
	cas n°2		90,72	480,82		81,648
Futs	**cas n°1**	864,06	0	864,06	13,54	0
	cas n°2		172,8121	915,90		2339,88
Chevêtre	**cas n°1**	181,13	0	181,13	26,02	0
	cas n°2		36,225	191,99		942,575
Poids des terres	**cas n°1**	172,15	0	172,15	2,3	0
	cas n°2		34,42951	182,48		79,1879
G tablier	**cas n°1**	1214,10	0	1214,10	26,77	0
	cas n°2		242,82	1286,9		6500,29
A(l)	401,40					
Bc	558,00					
Mc120	597,60					
D240	929,70					
Trottoirs	0,00					
HA(l)	5,72				26,77	153,051
HBc	15,00				26,77	401,55
Flv	7,50				26,77	200,775

IV.RESULTATS DES COMBINAISONS

Cas	**Combinaisons**	**V (t)**	**H (t)**	**M (t.m)**

ELU	**1,35G + 1,6 (A(l)+Str)**	4537,03	19,273	515,93
	1,35G + 1,6 (Bc+Str)	4787,59	34,125	913,53
	1,35G + 1,35 Mc120	4701,55	10,125	271,05
	1,35G + 1,35 D240	5149,89	10,125	271,05
ELS	**G + 1,2 (A(l)+Str)**	3366,71	14,361	384,44
	G + 1,2(Bc+Str)	3554,63	25,5	682,64
	G + Mc120	3482,63	7,5	200,78
	G +D240	3814,73	7,5	200,78
ELA	**G + 0,2 (A(l)+Str)**	3138,42	585,65	10175
	G + 0,2 (Bc+Str)	3169,74	587,51	10225
	G + 0,2 Mc120	3177,66	584,51	10144
	G + 0,2 D240	3244,08	584,51	10144

V.FERRAILLAGE SEMELLE

V.1.Armature transversale inférieure (cas normal)

$$A_s = \frac{N_1}{\sigma_s} \times \left(\frac{\frac{L}{2} - \frac{b}{4}}{H} \right)$$

N_1 : Réaction maximale exercée par un seul pieu

$$N_1 = 419{,}4\ t$$

$$\sigma_s = \frac{2}{3} \times 500 = 333{,}33\ MPa$$

Après application numérique, on trouve

$$A_s = 79{,}95 cm^2$$

Section d'armature par mètre linéaire

$$A_{s/ml} = \frac{A_s}{H + D}$$

Avec

H : épaisseur de la semelle

D : diamètre des pieux

Donc

$$A_{s/ml} = \frac{A_s}{H + D} = 26{,}65 cm^2 < A_{smin} = 15\%\ la section du béton par mètre linéaire = 27 cm^2$$

Donc on prend

$$A_{s/ml} = 27cm^2 soit \boldsymbol{7HA25 espacée 15cm}$$

VI.FERRAILLAGE DES PIEUX

Calcul du moment :

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{b.C_u}{4.E.I}}$$

Avec :

Tableau XI.12. Caractéristiques du pieu

$\boldsymbol{b}$	**Diamètre du pieu**	**1,2 m**
$\boldsymbol{C_u}$	Module de réaction du sol	26 KN/m^3
$\boldsymbol{E}$	Module d'élasticité du béton	32164,2 MPa
$\boldsymbol{I}$	Moment d'inertie du pieu	0,10179 m^4

On obtient donc :

$$\lambda = 0{,}221 \rightarrow \lambda L = 2{,}983$$

A partir des abaques de WALTHER on obtient les valeurs des coefficients χ_{em} et χ_{ep}

$$\lambda L = 2{,}983 \rightarrow \begin{cases} \chi_{em} = 1{,}55 \\ \chi_{ep} = 1{,}25 \end{cases}$$

Tableau XI.13. Moment de flexion

cas	formule	Résultats (KN.m)
Cas normale	$-\frac{\chi_{ep}}{\chi_{em}} \times \frac{\bar{P}}{\lambda}$	93,08
Cas sismique		2144,5