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



Mémoire

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

Filière : Travaux Publics

Spécialité : Infrastructures de Base

Thème

Etude et conception d'un viaduc du PK16+825 au PK17+045 au niveau de la pénétrante de Tizi-Ouzou à l'autoroute Est-Ouest

Présenté par :

AIDER Yanis
MENACER Djoumana

Encadré par :

Mme SEDIK Rezika (ENGOA)
Mr BELAOURA Mebarek

Promotion 2019 /2020

© ENSTP-FJ

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail en premier lieu **à mes parents, ainsi qu'à ma sœur Ania et à mon petit frère Samy**, qui ont sans cesse été à mes côtés, je les remercie de m'avoir procuré tout ce que j'ai pu acquérir aujourd'hui pour ainsi tracer mon chemin vers la réussite si dieu le veut.

Je le dédie en second lieu à toute personne qui de loin ou de prés a contribué à la réussite de ce stage, et à la rédaction de ce mémoire, qui m'a appris à évoluer un peu plus dans le domaine.

Je tiens remercier mon binôme Melle MENACER Djoumana, d'avoir fait part à ce stage à mes côtés, et de féliciter tous les efforts qu'elle a pu donner dans les moments les plus difficiles.

Yanis

Je dédie ce travail à :

A mes très chers parents, ma source de vie, d'amour et d'affection, quoi que je fasse ou que je dise je ne saurais point les remercier comme il se doit, leurs présence à mes cotés m'a toujours donné de la force pour affronter les différents obstacles.

Mes chers petits frères Djawad et Djalil et ma grande et unique sœur Djihane pour leurs soutiens et leurs encouragements.

A mon binôme Mr AIDER Yanis qui a partagé ce travail avec moi dans les bons et mauvais moments.

Puisse Dieu, le Très Haut, vous accorder santé, bonheur et longue vie et faire en sorte que jamais je ne vous déçoive.

Djoumana

Remerciements

Nous tenons à remercier tout d'abord nos petites familles qui nous ont beaucoup aidés pour réussir et atteindre les objectifs de ce stage de fin d'étude, de nous avoir donné tous les moyens psychologiques et matériels pour le bon cheminement de ce stage.

Nous tenons ensuite à remercier notre encadreur Mme SEDIK Ryma, d'avoir su être présente dans les moments les plus rudes de ce stage, de nous avoir consacré son temps pour nous ouvrir le vaste domaine des travaux publics, nous remercions en second lieu notre Co-encadreur Mr BELAOURA Mbarek d'avoir été présent durant ce stage, de nous donner son temps et ainsi que de son expérience.

Nous tenons aussi à remercier toute l'équipe de L'ENGOA, De Mme MECHANI Saliha vers NASSIMA en passant par FARID, nous vous remercions de nous avoir accueillis les bras grands ouverts, à d'autres rencontres si dieu le vent.

Je tiens maintenant personnellement à remercier mon binôme Melle MENACER Djoumana, d'avoir fait part à ce stage à mes côtés, et de féliciter tous les efforts qu'elle a pu donner dans les moments les plus difficiles.

Résumé

Le but de ce travail est de faire la conception et l'étude d'un ouvrage d'art (viaduc) situé du PK 16+825 au PK 17+045 d'une longueur de 220m, et 13.8m de largeur, situé au niveau de la pénétrante reliant la wilaya de Tizi Ouzou à l'autoroute EST-OUEST.

Nous avons entamé notre travail par une recherche bibliographique sur les bétons à prise rapide, puis nous avons présenté le projet ainsi que du site où il sera implanté, après ça nous avons proposé 3 variantes, on mentionnant le pré-dimensionnement ainsi que les avantages et les inconvénients de chacune d'elle, pour à la fin opter pour un pont construits en encorbellements successifs à hauteur variable, et puis nous avons fait 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 aux règlements utilisés en Algérie et en se basant sur des logiciels de calcul.

Abstract

The purpose of this work is to design and study a work of art (viaduct) located from PK 16 + 825 to PK 17 + 045 with a length of 220m, and 13.8m in width, located at level of the penetration connecting Tizi Ouzou to the EAST-WEST highway. We started our work with a bibliographic search on quick setting concretes, then we presented the project as well as the site where it will be located, after that we proposed 3 variants, mentioning the pre-sizing as well as the advantages and the disadvantages of each of them, in the end opting for a bridge built in successive cantilevers at variable height, and then we did the study of the superstructure and the infrastructure through the calculation of the prestressing, l seismic study and dimensioning of the different structural elements with reference to the regulations used in Algeria and based on calculation software.

ملخص

الهدف من هذا العمل هو تصميم ودراسة جسر يمتد من النقطة الكيلومترية PK 16 + 825 إلى PK 17 + 045 بطول 220 متر وعرض 13.8 متر، ويقع على مستوى الطريق الذي يربط ولاية تيزي وزو بالطريق السريع شرق-غرب.

بدأنا عملنا ببحث ببليوغرافي حول الخرسانة سريعة الإعداد، ثم قدمنا المشروع وكذلك الموقع الذي سيقع فيه، وبعد ذلك اقترحنا 3 خيارات، و اخترنا الأحسن من بينها استنادا لتحليل متعدد المعايير، حيث اخترنا جسر صندوقي ذو ارتفاع متغير منجز بطريقة التتابع المتتالي، ثم قمنا بدراسة البنية الفوقية والبنية التحتية من خلال حساب سابقية الإجهاد ، الدراسة الزلزالية ووضع قياس مختلف العناصر المكونة للجسر بالرجوع إلى المنظومات المعمول بها في الجزائر وبالاعتماد على برامج للحساب.

Liste des figures

Chapitre I **Recherche Bibliographique**

Figure I.1 : Appareil de VICAT

Figure I.2 : Comparaison de la résistance mécanique et du temps de prise entre un béton à prise rapide et un béton ordinaire

Figure I.3: Etat d'hydratation à 3h après le coulage d'un béton à prise rapide est un béton témoin

Figure I.4 : Diminution du temps de fin de prise en pourcentage du béton avec l'ajout des adjuvants accélérateur de prise

Figure I.5 : Cinétique de durcissement sur 10 ans

Figure I.6 – Manipulation du cône d'Abrams

Figure I.7- Appareillage de l'Essai de flexion

Chapitre II **Présentation du projet**

Figure II.1 : Situation du projet V6……..….15

Figure II.2 : Représentation du tracé en plan sur la carte topographique…….…..….16

Figure II.3 : Profil en long de la voie portée……..…….16

Figure II.4 : Profil en travers du viaduc V6……16

Figure II.5 : Topographie du site……...…….17

Figure II.5 : Coupe lithologique du site……..……18

Chapitre III **Conception et Pré-dimensionnement**

Figure III.1 : Morphologie générale d'un pont à poutres en béton précontraint…….21

Figure III.2 : Coupe longitudinale et vue en élévation de la variante 1……..21

Figure III.3 : Coupe transversales des poutres de la variante 1……..22

Figure III.4 : Coupe longitudinale des poutres de la demi-travée de la variante 1…….23

Figure III.5 : Profil en travers de la variante 1……23

Figure III.6. Coupe longitudinale et vue en plan de la variante 2……...…24

Figure III.7 : Notation des dimensions d'un tablier bipoutre mixte d'après SETRA ……..……..24

Figure III.8 : Coupe transversale des poutres principales de la variante 2…….25

Figure III.9 : Coupe transversale et longitudinale de la piéce de pont de la variante 2……..26

Figure III.10 : Morphologie d'un pont construit par encorbellement successif…….26

Figure III.11 : Coupe longitudinale de la variante 3……..27

Figure III.12 : Vu en plan de la variante 3……..……27

Figure III.13 : Notation des dimensions de la coupe transversale……..……28

Figure III.14 : Coupe transversale du voussoir sur pile et sur culée……..29

Figure III.15 : Coupe transversale du voussoir sur pile…….29

Figure III.16 : Coupe transversale du voussoir sur culée……..29

Chapitre IV Hypothèses de Calcul et caractéristiques des matériaux

Figure IV.1 : Diagramme contrainte-déformation de calcul à l'ELU……33

Figure IV.2 : Diagramme contrainte-déformation de l'acier……..35

Figure IV.3 : Limitation des contraintes des sections en B.P…….36

Chapitre V Calcul des charges et surcharges

Figure V.1 : Nomenclature des voussoirs ……..……38

Figure V.2 : Définition des largeurs roulables et chargeables…….…….…….40

Figure V.3 : Cas de chargement du système A(L)……..……42

Figure V.4 : Système de chargement Bc……43

Figure V.5 : Système de chargement B_t…….……44

Figure V.6 : Système de chargement Br…….45

Figure V.7 : Systéme de charge MC120…….45

Figure V.8 : Système de chargement D240. …….45

Chapitre VI Etude longitudinale

FigureVI.1 : Les phases de construction d'un fléau……...48

Figure VI.2 : Situation temporaire de construction à considérer……50

Figure VI.3 : Situation accidentelle de construction à considérer……..50

FigureVI.4 : Etape 1 de la réalisation de l'ouvrage……...…….51

FigureVI.5 : Etape 2 de la réalisation de l'ouvrage……51

FigureVI.6 : Etape 3 de la réalisation de l'ouvrage……52

Figure VI.7 : Etape 4 de la réalisation de l'ouvrage……52

Figure VI.8 : Schéma de stabilité du fléau avec câbles de clouage…….……52

Figure VI.9 : Schéma descriptif des positions des câbles de clouage et des calles……..…….54

Figure VI.10 : Modèle de calcul de la structure……..…….55

Figure VI.11 : Le moment max et min à l'ELS sous la combinaison (G+D240)…….……55

Figure VI.12 : Le moment max et min à l'ELU sous la combinaison (1.35G+1.35D240)……...55

Figure VI.13 : L'effort tranchant max et min à l'ELS sous la combinaison (G+D240)…….……..56

Figure VI.14 : L'effort tranchant max et min à l'ELU sous la combinaison (1.35G+1.35D240)…..…56

Figure VI.15. La flèche maximale de l'ouvrage……56

Chapitre VII Etude de la précontrainte

Figure VII.1 : Tracé en plan des câbles de fléau…….……..57

.

Figure VII.2 : Tracé en élévation des câbles de fléau…….……..58

Figure VII.3 : Disposition des câbles de fléau au niveau de l'axe du VSP……..60

FigureVII.4 : Tracé en plan et en élévation des câbles des fléaux P1, P2 et P3……..……..61

.

Figure VII.5 : Frottements le long du câble lors de la mise en tension…….62

Figure VII.6 : Disposition des câbles de continuité de travée intermédiaire au niveau du VC……..…67

Figure VII.7 : Allure des câbles de continuité de travée intermédiaire en plan et en élévation……68

Figure VII.8: Disposition des cables de continuités des travées de rives au niveau du V6……..…69

Figure VII.9: Allure des câbles de continuité de travée de rive en plan et en élévation……..…70

Figure VII.10 : Diagramme des contraintes dans le voussoir sur pile VSP……71

Figure VII.11: Diagramme des contraintes dans le voussoir V6……..72

Chapitre VIII Etude transversale

Figure VII.1 : Modèle numérique d'un voussoir sur Robot…….……75

Figure VII.2.Schéma du ferraillage passif du voussoir à la clef……..……78

Figure VII.3.Schéma du ferraillage passif du voussoir sur pile…….……..78

Chapitre IX Equipements du tablier

Figure IX.1 Caractéristiques géométriques d'un appareil d'appuis…….79

Figure IX.2.Vue en plan et en élévation des dés d'appui……..84

Figure IX.3.Schémas de ferraillage des dés d'appui…….85

Figure IX.4. Joint de chaussée type Wd……86

Chapitre X Etude de l'infrastructure

Figure X.1. Dimensions des piles 01 et 02 ……88

Figure X.2. Spectre de réponse horizontale……90

Figure X.3. Détail du ferraillage de la pile…….93

Figure X.4.vue en plan de la réparation des pieux (cas de la pile)..……..……..……94

Figure X.5.Ferraillage de la semelle (cas de la pile)……..97

Figure X.6. Ferraillage du pieu (cas de la pile)……..98

Figure X.7. Dimensions de la culée……99

Figure X.8. Ferraillage les éléments de la culée…….……..105

Figure X.9.Vue en plan de la réparation des pieux (cas de la culée)……...…….105

Figure X.10. Ferraillage du pieu (cas de la culée)……106

Liste des tableaux

Chapitre I **Recherche Bibliographique**

Tableau I.1 : Enumération et classification des adjuvants à prise rapide

Tableau I.2 : Composition chimique et minéralogique Type CPN

Tableau I.3 : Temps de début de prise du mortier CNP en fonction de la température

Tableau I.4 : Affaissement du béton témoin et béton à prise rapide

Tableau I.6 : Résistance à la flexion d'un béton témoin et un béton à prise rapide

Tableau I.7 : Résistance à la compression d'un béton témoin et un béton à prise rapide

Tableau I.8 : Résistance à la traction d'un béton témoin et un béton à prise rapide

Chapitre II **Présentation du projet**

Tableau II.1. Niveau de la nappe phréatique par rapport au terrain naturel…….……18

Chapitre III **Conception et Pré-dimensionnement**

Tableau III.1 : Caractéristiques géométriques des poutres de la variante 1…….…….…….22

Tableau III.2 : Caractéristiques géométriques des poutres de la variante 2…….……..25

Tableau III.3 : Caractéristiques géométriques des pièces de pont de la variante 2…….…….…..25

Tableau III.4 : Découpage des voussoirs……....…27

Tableau III.5 : Caractéristiques géométriques des voussoirs de la variante 3……28

Tableau III.6 : Comparaison entre les 3 variantes proposées ……30

Chapitre IV **Hypothèses de Calcul et caractéristiques des matériaux**

Tableau IV.1 : Estimation des modules de déformations du béton de la super et infrastructure……33

Tableau IV.2 : Caractéristiques du béton de la superstructure et infrastructure de l'ouvrage…….33

Tableau IV.3 : Contrainte limites de traction des aciers de la super et infrastructure……..34

Chapitre V **Calcul des charges et surcharges**

Tableau V.1 : Variation de la hauteur, épaisseur du hourdis inférieur et de la section des voussoirs..38

Tableau V.2 : Poids des voussoirs sur culée et à la clé…….……38

Tableau V.3 : Poids des voussoirs d'un fléau……..…..39

Tableau V.4 : Poids total des voussoirs de la structure……..39

Tableau V.5 : Poids des Charges Complémentaires Permanentes……..39

Tableau V.6 : Définition des classes de ponts ……...……41

Tableau V.7 : Coefficients a_1……..41

Tableau V.8 : Valeurs de V_0……...……42

Tableau V.9 : Les efforts du système de chargements A(L)……..43

Tableau V.10 : Valeurs de b_c……..43

Tableau V.11 : Estimation de la charge Bc……44

Tableau V.12 : Valeur de b_t……44

Tableau V.13 : Estimation de la charge Bt……44

Tableau V.14 : Coefficients de majoration pour les systèmes Bc , B_t et MC120……..……46

Tableau V.15 : Efforts de freinage du système A(L)……47

Chapitre VI Etude longitudinale

Tableau VI.1 : Poids des voussoirs d'un demi-fléau……..49

Tableau VI.2 : Efforts enregistrés dans le fléau en situation temporaire et accidentelle……51

Tableau VI.3 : Nombre de câble de clouage du fléau…….……53

Tableau VI.4 : Valeurs de f_{clim}……...…….54

Tableau VI.5 : Combinaisons de charge à l'ELU et à l'ELS…….55

Chapitre VII Etude de la précontrainte

Tableau VII.1 : Estimation du nombre de câble du fléau ……57

Tableau VII.2 : Allure du tracé en plan des câbles de fléau……..60

Tableau VII.3 : Allure du tracé en élévation des câbles de fléau……..60

Tableau VII.4 : Résumé des pertes instantanées ……..63

Tableau VII.5 : Résumé des pertes différées ……64

Tableau VII.6 : Estimation des pertes totales ……..…….65

Tableau VII.7 : Estimation du nombre de câble de continuité en travée intermédiaire……67

Tableau VII.8 : Allure du tracé en plan des câbles de continuité de la travée intermédiaire……67

Tableau VII.9 : Allure du tracé en élévation des câbles de continuité de la travée intermédiaire……67

Tableau VII.10: Estimation du nombre de cables de continuité des travées de rive ……68

Tableau VII.11 : Allure du tracé en plan des câbles de continuité en travée de rive…….……69

Tableau VII.12 : Allure du tracée en élévation des câbles de continuité en travée de rive……69

Chapitre VIII Etude transversale

Tableau VIII.2 : Moments extrêmes au niveau du voussoir à la clé……75

Tableau VIII.3 : Moments extrêmes au niveau du voussoir sur pile ……...75

Tableau VIII.4 : Ferraillage passif du VSP et VC…….77

Chapitre IX Equipements du tablier

Tableau IX.1. Les réactions maximales au niveau des culées…….…..79

Tableau IX.2. Caractéristiques des appareils d'appuis…….…….……80

Tableau IX.3. Déplacement horizontal du tablier……..82

Tableau IX.4. Vérification au flambement……....82

Tableau IX.5. Ferraillage des dés d'appuis pour la pile 01 et les culées (1 et 2)……...……85

Chapitre X Etude de l'infrastructure

Tableau X.1. Implantation et dimensions des piles……...….87

Tableau X.2. Raideurs longitudinales et transversales statiques et dynamiques des piles et culées…….…88

Tableau X.3.Raideurs statiques et dynamiques transversales des piles et culées……..89

Tableau X.4. Déplacements U_X et U_Y dans chaque appuis……90

Tableau X.5. Modes propres de l'ouvrage……....90

Tableau X.6. Sollicitations maximales à E.L.S et à E.L.U……91

Tableau X.7. Coefficients des combinaisons des directions …….……91

Tableau X.8. Les effets maximums de calcul…….……...92

Tableau X.9. Caractéristiques de la semelle…….……93

Tableau X.10. Sollicitions engendrées par la semelle…….…….…….94

Tableau X.11. Nombre de pieux……94

Tableau X.12.Vérification de la portance des pieux…….……95

Tableau X.13. Dimensions des éléments de la culée ……99

Tableau X.14. Coefficients de poussées des terres K_{ad}……..…..100

Tableau X.15. Combinaisons de sollicitations agissantes sur la culée…….100

Tableau X.16. Charge sismique engendrée par la poussée dynamique ……..…..101

Tableau X.17. Charge sismique transmise par le tablier……...101

Tableau X.18. Cumul des efforts sismiques de la culée et la poussée des terres……..….101

Tableau X.19. Efforts sismiques agissants sur les pieux de la culée ……101

Tableau X.20. Combinaisons d'action sismiques maximales sollicitant les pieux de la culée …....102

Tableau X.21. Combinaisons maximales agissant sur le mur frontal à l'ELS et L'ELU……..103

Tableau X.22. Vérification des portances des pieux ……106

Liste des abréviations.

SETRA : Service d'études techniques des routes et autoroutes.

VIPP : Viaduc à travées Indépendantes à Poutres Préfabriquées précontraintes par post-tension

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.

VSC : Voussoir sur culée

VC : Voussoir à la clef.

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

f_{clim} : Contrainte de compression limite.

f_{cmax} : Contrainte maximal de compression, à ne pas dépasser.

fprg : Contrainte de rupture garantie.

fpeg : Contrainte de précontrainte élastique garantie.

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

σ_{Inf} : 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 ……01

Chapitre I **Recherche Bibliographique**

I.1. Introduction ……02

I.2. Définition ……..……..02

I.3. Détermination du temps de prise : Essai Vicat ……....02

I.3.1 Principe de l'essai : ……..…….02

I.3.2. Appareillage : ……..……02

I.3.3. Préparation de la pâte ……...03

I.3.4. Remplissage du moule ……...……...03

I.3.5. Mode opératoire ……..……...03

I.3.5.1. Détermination du temps de début de prise ……..……...03

I.3.5.2. Détermination du temps de fin de prise ..……...03

I.4.Méthodes d'obtention des bétons à prise rapides ……04

I.4.1. Par ajout d'adjuvants accélérateurs de prise ……..……..…….04

I.4.1.1.Définition ……..……04

I.4.1.2.Histoire de l'adjuvant accélérateur de prise ……..……..04

I.4.1.3.Classification des adjuvants accélérateurs de prise ……..04

I.4.1.4.Constituants du béton à prise rapide avec adjuvants accélérateur de prise ……..…...04

I.4.1.5.Caractéristiques du béton à prise rapide avec adjuvants accélérateur de prise ……..…05

I.4.1.6.Adjuvants accélérateurs de prise ……....06

I.4.1.7.Effets de types d'adjuvant sur la prise du béton ……..…..07

I.4.1.8.Formulation du béton à prise rapide avec accélérateur de prise ……....08

I.4.2.Par utilisation du Ciment Prompt Naturel (CPN) ……..…….....09

I.4.2.1.Définition ……....09

I.4.2.2.Histoire du Ciment Prompt Naturel ……..……..…….....09

I.4.2.3.Caractéristiques du Ciment Prompt Naturel (CPN) ……..…….....09

I.4.2.4.Effet du ciment prompt naturel sur le béton ……...10

I.4.2.5.Constituants du béton formulé avec du Ciment Prompt Naturel …….……...10

I.5. Domaine d'application du béton à prise rapide ……..….10

I.6.Comportement mécanique du béton à prise rapide …….……11

I.6.1.A l'état frais ……...…..11

I.6.2.A l'état durci ……12

I.7. Conclusion ……...14

Chapitre II Présentation du projet

II.1 Introduction ……15
II.2 Présentation du projet …….……15

II.2.1 Objectif du projet ……15
II.2.2 Situation du projet ……...……15
II.2.3 Obstacle à franchir ……..……15
II.2.4 Caractéristiques de l'ouvrage …….……15
II.3. les données du projet …….……15
II.3.1 les données fonctionnelles ……..……15
II.3.1.1. Tracé en plan ……..15

II.3.1.2. Profil en long ……..16
II.3.1.3. Profil en travers ……..……..16
II.3.2 Les données naturelles ……...…….17
II.3.2.1 Topographie ……..……...…….17
II.3.2.2. Géotechnique ……..……...…….17
II.3.2.3. Sismicité du site …….……18
II.3.2.4. Température ……...19
II.3.2.5. Vent ……..……...19
II.3.2.6. Hydrologie ……..……...19
II.4. Conclusion ……19

Chapitre III Conception et Pré-dimensionnement

III.1 Introduction …….…...20

III.2 Critères de choix du type d'ouvrage …….….20

III.3. Proposition des variantes ……..…….….20

III.3.1. Variante N°01 « Pont à poutres précontraintes du type VIPP » …….…….20
III.3.1.2. Conception longitudinale …….….21
III.3.1.3 Conception transversale de la variante VIPP ……....21

III.3.2 Variante N°02 : « Pont Mixte Bipoutre » ……..……23
III.3.2.1- Conception longitudinale ……23
III.3.2.2-Conception transversale ……...24
III.3.2.2.1- Pré dimensionnement des poutres principales ……..…….24
III.3.2.4. Pré-dimensionnement des pièces de pont ……..…25
III.3.3 Variante N°03 : Pont construit par encorbellement successif à hauteur variable……..…..26
III.3.3.1 : Conception longitudinale ……..…...26
III.3.3.2 Conception transversale ……28
III.4. Analyse multicritère ……..…29
III.5. Conclusion ……30

Chapitre IV Hypothèses de Calcul et caractéristiques des matériaux

IV.1. Introduction ……31

IV.2. Normes et règles de calcul ……..…….…31
IV.3. Les logiciels utilisés ……..……..……..….31
IV.4. Caractéristiques des matériaux ……..……31
IV.4.1. Béton ……..……..……..….31
IV.4.1.1. Résistance caractéristique à la compression ……....……..…31
IV.4.1.2. Résistance caractéristique à la traction ……..….31
IV.4.1.3. Contrainte admissible ……32
IV.4.1.4. Module de déformation longitudinale du béton « E »……..…….32
IV.4.1.5. Déformation transversale du béton ……33

IV.4.1.6. Diagramme contrainte - déformation de béton ……..….33

IV.4.2. Acier ……...……34

IV.4.2.1. les aciers passifs ……..34
IV.4.2.2. Les aciers actifs ……..…….35
IV.5 Conclusion ……..……36

Chapitre V Calcul des charges et surcharges

V.1. Introduction ……..……..……37
V.2. Evaluations des charges et surcharges ……..……..……37
V.2.1. Charges permanentes ……..37
V.2.2 Charges thermiques ……..……..……40
V.2.3 Les charges d'exploitations ……..….40

V.2.3.1 Caractéristiques du pont ……...……40
V.2.3.2 Systèmes de charges ……..……41

V.3- Conclusion ……...……..47

Chapitre VI **Etude longitudinale**

V.I. Introduction ……48
VI.2. Stabilité en phase de construction ……48
VI.2.1. Différentes phases de construction d'un fléau ……...48
VI.2.2. Charges à prendre en compte ……49
VI.2.2.1. Poids propre du fléau ……..…49
VI.2.2.2. Charges de chantiers connues ……..……49
VI.2.2.3. Charges de chantiers aléatoires ……49
VI.2.2.4. Charges de chantiers accidentelles ……50
VI.2.3. Combinaisons d'action en construction ……..……50
VI.2.3.1. Combinaison d'action temporaire en construction ……..…50
VI.2.3.2. Combinaison d'action accidentelle en construction ……50
VI.2.4 Cinématique de construction de l'ouvrage ……..……..…51
VI.2.5. Stabilité du fléau avec clouage par précontrainte ……..…52
VI.2.5.1. Détermination du nombre de câble de clouage ……....52
VI.2.5.2. Calcul des surfaces ……..…..……53
VI.3. Modélisation ……..…..54
VI.4.Combinaisons d'action ……..…55
VI.5. Résultats ……...55
VI.6. Vérification de la flèche ……...56
VI.7. Conclusion ……...56

Chapitre VII **Etude de la précontrainte**

VII.1. Introduction ……..……..56
VII.2. Etude de la précontrainte du fléau ……..……...56
VII.2.1 Détermination du nombre de câble du fléau……..……56
VII.2.2. Position et enrobage des câbles ……..……57
VII.2.3. Tracé de câbles du fléau……57
VII.2.3.1 Tracé en plan des câbles du fléau……..……..57
VII.2.3.2 Tracé en élévation des câbles du fléau……..…..58
VII.3. Perte de tension de la précontrainte ……61
VII.3.1 Pertes de tension instantanées ……..……61
VII.3.1.1 Pertes de tension par frottement ……61
VII.3.1.2 Perte de tension par recul d'ancrage ……62
VII.3.1.3 Pertes de tension dues aux non-simultanéités de la mise en tension :……..62
VII.3.1.4 Pertes instantanées totales ……..63

VII.3.2. Pertes de tension différées ……..……..63
VII.3.2.1 Perte par retrait ……63
VII.3.2.2 Perte par fluage du béton ……..……..……63
VII.3.2.3 Pertes par relaxation ……..64
VII.3.2.4 Pertes différées totales ……...64
VII.4. Pertes totales ……...…….……64
VII.5. Précontrainte de continuité ……..66
VII.5.1 Précontrainte de continuité des travées intermédiaires……..….66
VII.5.1.1 Détermination du nombre de câble……..66
VII.5.1.2 Tracé de câbles ……..……..67
VII.5.2 Précontrainte de continuité des travées de rive……..…….68
VII.5.2.1 Détermination du nombre de câble ……...……..68
VII.5.2.2 Tracé de câbles……..…..69
VII.6. Vérification des contraintes ……70
VII.6.1-Vérification des contraintes d'un demi fléau en phase de construction ……70
VII.6.2. Vérification des contraintes en phase de service ……..……..70
VII.6.3. Armature des zones tendues ……..…….71
VII.6.3.1 Au niveau du VSP ……71
VII.6.3.2 Au niveau du voussoir 6 ……..……72
VII.7. Verification vis-à-vis de effort trenchant ……..……72
V.II.7.1. Vérification à l'ELS ……..72
VII.7.1.1. Détermination de l'effort tranchant ……..……72
VII.7.1.2. Vérification de la contrainte de cisaillement……..……..73
VII.7.2. Vérification de l'effort tranchant à l'ELU ……..……74
VII.8. Conclusion ……..74

Chapitre VIII Etude transversale

VIII.1 Introduction ……75
VIII.2 Evaluation des efforts transversaux ……...…….75
VIII.3 Ferraillage……...……76
VIII.3.1. Exemple de ferraillage de l'hourdis supérieur ……..…..76
VIII.3.2. Le ferraillage passif……..…….77
VIII.4. Effet de torsion ……..78
VIII.5. Conclusion ……78

Chapitre IX **Equipements du tablier**

IX.1. Introduction ……..79
IX.2. Les appareils d'appuis ……..…….79
IX.2.1 Evaluation des efforts et les réactions d'appuis ……..79
IX.2.2 Dimensionnement des appareils d'appuis ……..……79

IX.2.2.1 Section de l'appareil d'appuis……..……..80
IX.2.2.2 Epaisseur de l'appareil d'appui T ……..……80

IX.2.2.3 Dimensionnement des frettes ……..……80
IX.2.3. Evaluation des efforts et déplacements horizontaux ……..……..81
IX.2.3.1. Actions statiques ……..……..81
IX.2.3.2. Actions dynamiques ……..…….81
IX.2.3.3. Déplacement horizontal ……81

IX.2.4. Vérifications du dimensionnement ……..82
IX.2.4.1. stabilité au flambement ……..……82
IX.2.4.2. Limitation de la distorsion ……82

IX.2.4.3. Condition de non glissement ……..……..83

IX.3. Dés d'appuis ……83

IX.3.1. Dimensionnement des dés d'appuis ……..….83

IX.3.2. Ferraillage des dés d'appuis ……...……84

IX.4. Joint de chaussée ……..…….85

IX.4.1.dimensionnement du joint de chaussée ……..…….85

IX.4.2.choix du type de joint ……..…86
IX.5.Conclusion : ……..…86

Chapitre X **Etude de l'infrastructure**

X.1.Introduction ……...……..87

X.2.Etude de la pile ……...……...……..87

X.2.1. Conception des piles ……...……...……..87

X.2.1.1. Evaluation de la raideur totale K ……..……88

X.2.2. Etude sismique ……..…….89

X.2.2.1.Caractéristiques de l'ouvrage relatives à l'étude sismique …….……..…….89

X.2.2.2. Méthode de calcul : ……..…….89

X.2.2.3. la méthode de spectre des réponses ……..90

X.2.2.4. les périodes propres ……..……..……..90

X.2.3 Etude statique de la pile ……91
X.2.4. Etude sismique de la pile ……..……91
X.2.4.1. Combinaison des directions ……...……91
X.2.4.2. Combinaison d'action à l'état limite accidentelle (ELA) ……..……91

X.2.4.2 Ferraillage de la pile ……..….92
X.2.4.2.1 Ferraillage longitudinal de la pile ……..…..92
X.2.4.2.2 Ferraillage transversal de la pile ……..…..93

X.2.4.3 Etude de la fondation sous pile ……....….93

X.2.4.3.1. Caractéristiques de la semelle ……..……...….93

X.2.4.3.2. Sollicitations de la semelle ……..……...….94
X.2.4.3.3. Combinaison des directions à la base de la semelle ……94

X.2.4.3.4. Combinaisons d'actions à L'ELA ……..…..94

X.2.4.3.5. Actions sur les pieux ……94

X.2.4.4. Ferraillage de la fondation (cas de la pile) ……..95

X.2.4.4.1. Ferraillage de la semelle ……95

X.2.4.4.2. Ferraillage des pieux……..……..97
X.3.Etude de la culée ……98
X.3.1.Introduction ……...……..98
X.3.2.Dimensionnement de la culée ……..……...99
X.3.3 Calculs des coefficients de poussée ……..……99

X.3.4. Vérification de la stabilité de la culée ……..…100

X.3.4.1. Evaluation des efforts statiques ……..……..…100

X.3.4.2. Evaluation des efforts sismiques ……...……..…100

X.3.5. Ferraillage des éléments de la culée ……102

X.3.5.1. Ferraillage du mur garde grève ……...…….102
X.3.4.2. Dalle de transition ……...……102

X.3.4.3. Mur frontal ……103

X.3.4.4. Mur en retour ……103

X.3.6. Ferraillage de la fondation ……..…..104

X.3.6.1. Ferraillage de la semelle ……104

X.3.6.2. Ferraillage des pieux ……..……105

X.3.7. Vérification des contraintes à l'ELS ……...……..106

X.4.Conclusion ……...……..107

Références bibliographique

Annexe A

Annexe B

Annexe C

Annexe D

Introduction Générale.

Introduction Générale

Après 5 ans d'études à l'Ecole Nationale Supérieure Des Travaux Publics Francis Jeanson, une mise au point s'impose, il s'agit du stage de fin d'étude, qui grâce à lui nous permettra d'appliquer, de revoir, d'évoluer et de finaliser tout ce qu'on a pu acquérir durant ces 5 années d'études, et de toucher un peu plus à la profession d'ingénieur d'état en Travaux Publics.

Le thème de notre projet de fin d'étude est la conception et l'étude d'un viaduc sur la pénétrante de Tizi ouzou à l'autoroute EST OUEST passant par Bouira qui se trouve au PK 16+825, d'une longueur de 220m, ce thème a été choisi car il nous permettra d'acquérir un peu de ce que doit savoir un nouvel ingénieur du domaine, manipuler les critères de conception et de pré-dimensionnement et se familiariser avec les logiciels de calcul.

On discutera dans ce mémoire de fin d'étude de différents points très importants ; de la conception à la réalisation, tout en passant par les calculs et les vérifications, nous débuterons ce mémoire par le 1er chapitre qui est une recherche bibliographique sur Les bétons à prise rapide, leurs formulations et leurs caractéristiques.

On passera ensuite à la présentation de l'ouvrage, ainsi que le pré-dimensionnement de 3 variantes qui s'appuieront sur les chapitres II et III, pour ensuite dédier les autres chapitres à l'ouvrage définitif c'est-à-dire la variante retenue, ainsi qu'aux calculs, aux modélisations sur Logiciels et aux vérifications.

On conclura ce modeste travail, par une conclusion générale qui englobera et fera un point sur tout ce qu'on aura pu citer dans ce mémoire, donner des commentaires, et déduire tout ce qu'on a pu apprendre pour ainsi l'utiliser dans la vie professionnelle.

Chapitre I :

RECHERCHE BIBLIOGRAPHIQUe: Béton à prise accélérée.

I.1. Introduction :

Le béton est le matériau essentiel dans la construction. Il est fabriqué à partir de ciment, de sable, d'agrégats, d'eau et bien souvent d'adjuvants de béton.

Toutefois, il existe des situations où la perte de temps sur chantier ne pardonne pas, d'où l'utilité d'utiliser un béton qui prend et durcit rapidement, pour assurer la continuité des travaux, avec un grain de temps précieux, ce béton là est le béton à prise rapide.

On parlera dans ce chapitre des bétons à prise rapide, tout en développant les méthodes d'obtention de ces bétons ainsi que leurs formulations et leurs caractéristiques.

I.2. Définition :

Un béton rapide ou bien béton à prise rapide, est un béton dont la prise et le durcissement ont été accélérés par l'ajout d'un adjuvant accélérateur de prise ou bien utilisation d'un ciment à prise rapide, ce béton propose plusieurs avantages énumérés comme suit : [1]

- ✓ Le bétonnage par temps froid et une meilleure protection contre le gel.
- ✓ L'exécution des travaux dans des conditions de températures défavorables.
- ✓ Une amélioration de la résistance au jeune âge qui permet de décoffrer plus tôt.
- ✓ Une meilleure gestion du matériel de coffrage et des hommes.
- ✓ Les travaux de rénovation.
- ✓ La facilité de mise en œuvre.

I.3. Détermination du temps de prise : Essai Vicat [2]

I.3.1 Principe de l'essai :

Le temps de prise est déterminé par l'observation de la pénétration d'une aiguille dans un mortier de référence jusqu'à ce qu'elle atteigne une valeur spécifiée.

I.3.2. Appareillage :

- Une balance précise de 1g prés.
- Une éprouvette ou une burette graduée, permettant une mesure du volume de 1% prés.
- Un malaxer conforme à l'EN 196-1.
- Un appareil VICAT, avec aiguille qui doit être constituée d'un métal non corrodable, d'une hauteur effective de (50 ±1) mm et d'un diamètre de (1.33 ± 0.05) mm.

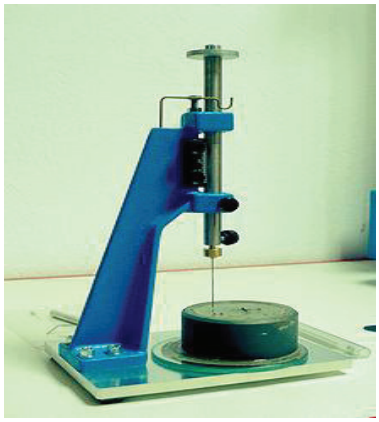


Figure I.1 : Appareil de VICAT [3]

I.3.3. Préparation de la pâte

La pâte de ciment doit être préparé conformément aux spécifications de l'EN 480-1

I.3.4. Remplissage du moule

Introduire la pâte dans le moule immédiatement après le malaxage, et assurer l'étanchéité entre le moule et la plaque de base, remplir le moule sans tassement ni vibrations, enlever l'excès de la pâte par un mouvement vas et vient effectuée avec précaution.

I.3.5. Mode opératoire :

I.3.5.1. Détermination du temps de début de prise :

- Tout d'abord, régler l'appareil VICAT par l'abaissement de l'aiguille sur la plaque de base, pour ajuster le repère zéro de référence de l'échelle.
- Conserver le moule rempli ainsi que sa plaque de base dans la salle ou dans l'armoire humides, et après une période de temps convenable, les placer dans l'axe de l'aiguille de l'appareil de VICAT.
- Abaisser l'aiguille avec précaution jusqu'à ce qu'elle arrive au contact de la pâte.
- Observer une pause de 1 ou 2 secondes dans cette position de manière à éviter une vitesse initiale ou une accélération foncée du piston
- Lâcher alors rapidement le piston
- L'aiguille doit pénétrer verticalement dans la pâte.
- Le temps écoulé entre la fin du malaxage et le moment où la distance entre l'aiguille et la plaque de base est de 4.00 mm, est le temps de début de prise du ciment, que l'on détermine à l'aide d'un chronomètre.

I.3.5.2. Détermination du temps de fin de prise :

Retourner le moule rempli utilisé pour la détermination du temps de début de prise sur la plaque de base de l'appareil de VICAT, de manière à ce que les essais de fin de prise puissent être faits sur la face de l'éprouvette primitivement en contact avec la plaque de base.

Le temps écoulé entre la fin du malaxage et le moment où l'aiguille ne pénètre pas plus de 2.5 mm dans l'éprouvette, est le temps de fin de prise du ciment.

Puis déduire le temps de prise qui est la différence entre le temps de fin de prise et le temps de début de prise du ciment.

$$T_{De\ prise} = T_{Fin\ de\ prise} - T_{Début\ de\ prise}$$

I.4.Méthodes d'obtention des bétons à prise rapides :

I.4.1. Par ajout d'adjuvants accélérateurs de prise :

I.4.1.1.Définition :

Il s'agit d'un liant qui comme son nom l'indique, est un produit qui permet de réduire le temps de la prise du ciment, aussi bien pour du béton que pour du coulis ou du mortier, Cet adjuvant représente environ 1 à 3 % du poids du ciment. [4]

Il est important de mentionner que l'action effective d'un accélérateur dans le béton dépend de plusieurs facteurs, à savoir :

- Les classes de résistances à 28 jours et au jeune âge du ciment ;
- La composition minéralogique du clinker ;
- Le type de ciment ;
- L'interaction avec d'autres adjuvants ;
- La température.

Ces adjuvants sont conformes à la norme **NF EN 934-2** « Adjuvants pour béton, mortier et coulis ». [4]

I.4.1.2.Histoire de l'adjuvant accélérateur de prise :

A partir du moment où le béton de ciment portland a vu le jour, les recherches s'enchainent pour la découverte de produits capables d'améliorer certaines propriétés du béton comme le temps de prise, les caractéristiques physiques, mécaniques et de mise en œuvre.

Dès 1881, CANDLOT étudie l'action des accélérateurs et des retardateurs de prise, et entre 1910 et 1920 débute la commercialisation d'accélérateurs à base de chlorure de calcium [5].

I.4.1.3.Classification des adjuvants accélérateurs de prise

A la base, il faut savoir qu'on classe parfois les accélérateurs en deux catégories :

Les adjuvants accélérateurs de prise	
Catégorie 01 : Adjuvants chlorés	Catégorie 02 : Adjuvants non chlorés
Chlorure de calcium	Aluminate de soude
Chlorure de sodium	Carbonate de potasse
Chlorure d'aluminium, de fer	Silicate de soude

Tableau I.1 : Enumération et classification des adjuvants à prise rapide [6]

I.4.1.4.Constituants du béton à prise rapide avec adjuvants accélérateur de prise

Ce béton est un mélange de plusieurs constituants qui sont : [18]

Un liant : le ciment, qui durcit en présence d'eau.

- ✓ **De l'eau** : indispensable au durcissement du ciment et à la mise en œuvre du béton, mais attention, un excès d'eau diminue les résistances et la durabilité du béton.
- ✓ **Des granulats** : leurs tailles allant du sable au gravier, qui constituent le "squelette" du béton.

✓ **un adjuvant accélérateur de prise**.

I.4.1.5.Caractéristiques du béton à prise rapide avec adjuvants accélérateur de prise

Ce matériau de construction présente les caractéristiques techniques ci-après : [6]

- Il se distingue de par sa texture et par une granulométrie de 0 à 6 mm;
- Il est de couleur grise ;
- L'ajout d'une quantité d'eau proportionnelle au volume du ciment et du gravier permet d'obtenir un mélange homogène ;
- Le temps de prise du béton renvoie au temps nécessaire pour sa formation qui est de 2 h lorsque la température est à 20° C ;
- À la prise du béton, on obtient une masse compacte et rigide.

Dans ce qui va suivre, nous ferons une comparaison entre un béton ordinaire et un béton à prise rapide avec adjuvants accélérateur de prise.

Le but de cette comparaison est de déterminer la différence entre un béton ordinaire et un béton à prise rapide à l'aide d'un adjuvant accélérateur de prise en termes de résistance mécanique, de temps de prise, et de l'aspect moléculaire des deux bétons.

a) En termes de résistance mécanique et de temps de prise :

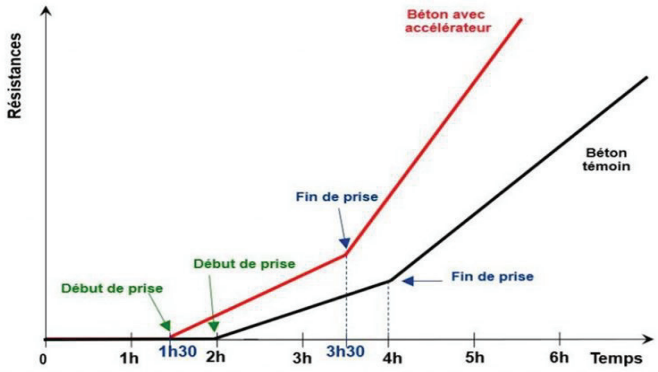


Figure I.2 : Comparaison de la résistance mécanique et du temps de prise entre un béton à prise rapide et un béton ordinaire. [7]

Interprétation :

- On remarque un accroissement de la résistance mécanique en fonction du temps des deux bétons, mais plus important pour le béton à prise rapide.
- Le début de prise du béton à prise rapide commence à partir de 1h30 après son coulage alors que de celui du béton ordinaire se produit après 2h.
- La fin de prise du béton à prise rapide se produit après 3h30 de son coulage, alors que celui du béton ordinaire se produit après 4h de son coulage.
- La résistance mécanique acquise par le béton à prise rapide est plus importante que celle du béton ordinaire.

b) En termes de l'aspect moléculaire des deux bétons

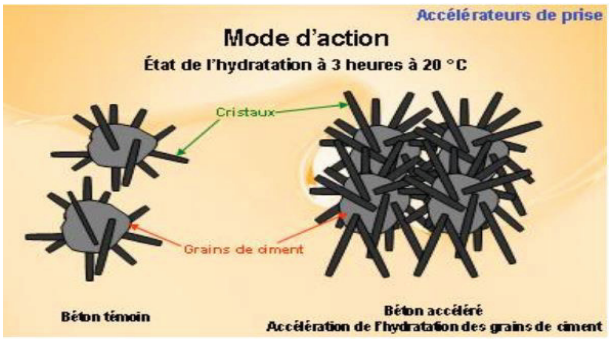


Figure I.3: Etat d'hydratation à 3h après le coulage d'un béton à prise rapide est un béton témoin. [7]

Interprétation :

On remarque que les grains de ciments du béton à prise rapide avec accélérateur de prise s'hydratent plus rapidement à seulement 3 h après le coulage, contrairement à ceux du béton témoin.

Cet adjuvant modifiant sélectivement la solubilité et la vitesse d'hydratation des liants constituant anhydride. De nombreux composés chimiques ont été utilisés comme accélérateurs de prise, le plus ancien et le plus connu étant le chlorure de calcium [8], sont en générale des minéraux, le chlorure de calcium qui favorise la croissance du silicate de calcium hydraté [9]

❖ Grace aux deux points cités précédemment on déduit:
- Qu'il y'a un gain minimal d'environ 30 min dans la durée de prise du béton à prise rapide à l'aide d'adjuvant accélérateur de prise, à celui du béton ordinaire.
- Que la résistance mécanique acquise par le béton à prise rapide à l'aide d'adjuvant accélérateur de prise est plus importante aux jeunes âges que celle du béton ordinaire.
  - ➢ Ces deux résultats sont dus à l'accélération de l'hydratation des grains de ciments comme l'a montré la Figure I.3.

I.4.1.6.Adjuvants accélérateurs de prise

Aujourd'hui il existe plusieurs adjuvants accélérateurs de prise, nous allons citer quelques-uns d'entre eux en les définissants, comme suit :

▪ **Le Chlorure de calcium :**

Le chlorure de calcium est un sel de calcium, sa formule chimique est $CaCl_2$, Il est déliquescent et très soluble dans l'eau, Il s'agit d'un accélérateur de prise bien connu. Il accélère la prise du ciment et augmente les résistances mécaniques aux jeunes âges [3].

Il est un sous-produit du processus de fabrication du carbonate de sodium tel que le décrit par l'équation chimique suivante:

$$C_aCO_3 + 2\ N_aC_l \rightarrow Na_2CO_3 + \mathbf{C_aC_{l2}} \qquad \textbf{(1)}$$

Il se présente sous la forme de paillettes contenant en minimum de 77 % de C_aC_{l2}, de boulettes ou de granulés contenant un minimum de 94 % de C_aC_{l2}.

- **Le formiate de calcium :**

Le formiate de calcium est le sel de calcium de l'acide formique. Il est également connu sous le nom de E238, sa formule est $C_a(HCOO)_2$ [3].

Il présente les caractéristiques suivantes :

- Il est non-toxique et soluble dans l'eau.
- Il se compose de 85% d'acide formique et de carbonate de calcium.

Le formiate de calcium peut être utilisé dans le béton, le mortier sec et les adhésifs pour carrelage, agissant sur le temps de prise et de durcissement en accélérant la formation de silicate d'aluminate tricalcique. Selon le dosage de formiate de calcium, il peut également modifier fortement l'ouvrabilité initiale du mortier humide [10].

- **Le nitrite de calcium**

Le nitrite de calcium, de formule chimique $C_a(N_{o2})_2$, est un excellent accélérateur inorganique non chloré, qui peut être introduite directement dans le mélange avec les autres constituants habituels du béton.

Il accélère l'hydratation du ciment comme en témoigne les quantités de chaleur plus importantes dégagées en sa présence. Il a également un effet favorable sur le développement des résistances aussi bien à la compression qu'à la traction mais de manière moins intense que ne le fait le chlorure de calcium [11].

I.4.1.7.Effets de types d'adjuvant sur la prise du béton

Cet essai consiste à ajouter à des mélanges de béton, des adjuvants accélérateurs de prise et calculer le temps de prise de chaque béton, et le comparer à celui d'un béton ordinaire qui est de 4 heures [11].

Nous avons pu déterminer grâce aux résultats des essais, le taux de diminution du temps de fin de prise, que génèrent les différents constituants d'adjuvant accélérateur de prise cités dans la page précédente, c'est-à-dire :

- ✓ Le chlorure de calcium ($CaCl_2$)
- ✓ Le formiate de calcium [$C_a(HCOO)_2$]
- ✓ Le nitrite de calcium [$C_a(N_{o2})_2$]

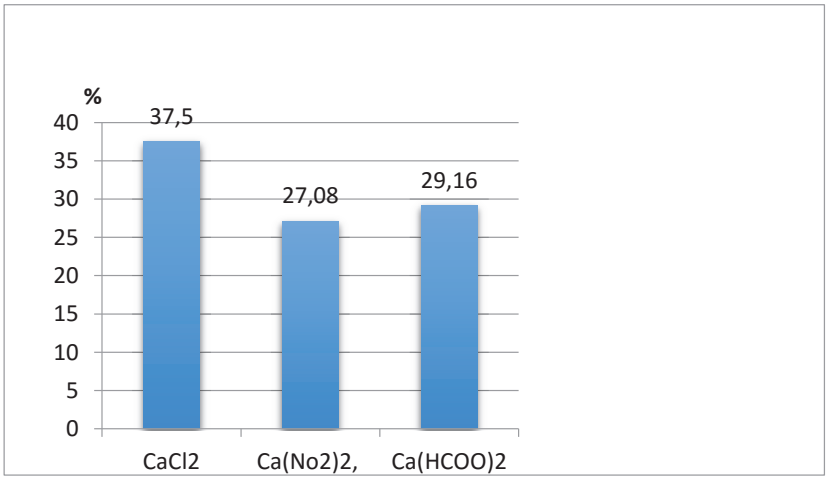


Figure I.4 : Diminution du temps de fin de prise en pourcentage du béton avec l'ajout des adjuvants accélérateur de prise. [11]

Interprétation :

Nous remarquons que le chlorure de calcium permet une diminution de 37.5% (1h30) du temps de fin de prise du béton, le nitrite de calcium 27.08% (1h) et le formiate de calcium une diminution de 29.16% (1h).

Le chlorure de calcium est plus efficace que les deux autres adjuvants, mais a un effet négatif sur les armatures de constructions (Corrosion).

I.4.1.8.Formulation du béton à prise rapide avec accélérateur de prise [12]

Dans ce qui suit, nous allons formuler un béton à prise accélérée avec un adjuvant accélérateur de prise.

- ✓ D_{max} des granulats = 25mm
- ✓ Résistance moyenne souhaitée = 46 MPa
- ✓ Classe vraie du ciment = 45 MPa.

❖ Pour la confection d'un mètre cube de béton à prise rapide avec accélérateur de prise, on tiendra en compte les proportions suivantes :

- dosage des granulats :
- ✓ Sable 0/5 : 38%
- ✓ Gravier 8/15 : 25%
- ✓ Gravier 15/25 : 37%

- Dosage en ciment et en eau :
- ✓ ciment = 400 Kg/m^3
- ✓ E = 150l/m^3
- ✓ E/C = 0.38

- Formule de composition pondérale :
- ✓ sable 0/5 : 702 Kg /m^3
- ✓ gravier 8/15 : 467 Kg/m^3
- ✓ gravier 15/25 : 696 Kg/m^3
- ✓ Accélérateur de prise = 6 kg/m^3. (Dosage de 1.5% du poids du ciment).

I.4.2.Par utilisation du Ciment Prompt Naturel (CPN)

I.4.2.1.Définition

Le ciment prompt naturel (CPN) résulte de la cuisson ; à température modérée, d'un calcaire argileux de composition régulière, extrait de blocs homogènes, suivie d'un broyage très fin. [19]

Cette fabrication particulière entraine la formation de constituants caractéristiques, avec la présence des silicates de calcium, essentiellement sous forme de silicate dicalcique actif, d'aluminate de calcium riche en alumine et de sulfoaluminate de calcium qui est une spécificité de ce ciment. [13]

Il répond à la norme française NF P 15-314 et a obtenu en 2007 un Agrément Technique Européen (ATE).

I.4.2.2.Histoire du Ciment Prompt Naturel :

Le ciment prompt est fabriqué depuis la fin du XVIII^{e} siècle. Il a longtemps été appelé ciment romain dans les pays anglo-saxons et d'Europe de l'Est malgré le fait que cette qualification commerciale était absolument impropre. Les grands producteurs étaient sur l'île de Sheppey en Grande-Bretagne et à Vassy, Pouilly et Grenoble (à La Pérelle, encore en activité) en France. [3]

I.4.2.3.Caractéristiques du Ciment Prompt Naturel (CPN) :

Caractéristiques physiques :

Lors de l'hydratation du ciment naturel Prompt, les aluminates formés à basse température sont responsables de la prise rapide (de l'ordre de 2 à 3 minutes) et de la première phase de montée en résistance durant les premières heures. L'hydratation de la bélite (Ca_2SiO_4) procurera la seconde phase de résistance qui s'exprimera sur de nombreux mois. [14]

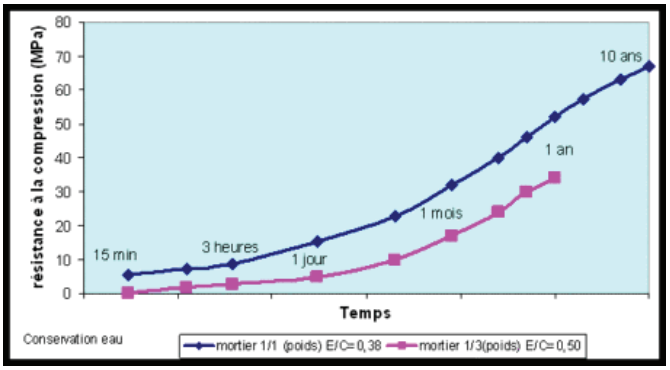


Figure I.5: Cinétique de durcissement sur 10 ans. [14]

Le ciment naturel Prompt présente la particularité de pouvoir être utilisé dans une très large plage de dosage de 10 à 50% en poids du mortier sec, voire même 100% dans le cas des coulis.[14]

Caractéristiques chimiques :

C_3S	C_2S	C_3A	C_4AF	$C_{12}SA_7$	C_4A_3S	Périclase	Chaux libre	Calcite	Sulfates	Autres dont phases amorphes
5-15%	40-60%	6 ± 2%	9 ± 2%	3 ± 1%	3 ± 1%	4 ± 1%	2 ± 2%	10 - 15%	3 ± 1%	10 -15%

Tableau I.2 : Composition chimique et minéralogique Type CPN [14]

Elle limite la teneur en insolubles, la perte au feu, la teneur en anhydrides sulfuriques, le rapport $A_{l2}O_3/F_{e2}O_3$ est fixe une teneur minimal en silice, comme suit : [13]

- Teneur en anhydride sulfuriques ≤ 4%.
- Perte au feu ≤ 14%.
- Teneur en insolubles ≤ 6%.
- Le ciment prompt naturel présente un bon comportement vis-à-vis des eaux à haute teneur en sulfates, des eaux pures, des eaux acides ainsi qu'en présence d'eau de mer.

I.4.2.4.Effet du ciment prompt naturel sur le béton

La rapidité de prise et de durcissement exceptionnelle permet de sécuriser rapidement (entre 15 et 90 minutes selon le dosage du mortier et le temps de début de prise choisis) les ouvrages par rapport aux intempéries, au froid, à la remise en service rapide [14]

Température du mortier de CNP	10°c	20°c	30°c
Temps de début de prise du mortier CNP	4 minutes	2 minutes	1 minute

Tableau I.3 : Temps de début de prise du mortier CNP en fonction de la température. [14]

I.4.2.5.Constituants du béton formulé avec du Ciment Prompt Naturel :

Les constituants de ce béton sont les mêmes que ceux d'un béton ordinaire sauf la nature du ciment bien sûr, c'est-à-dire :

- **Un liant** : le ciment Prompt Naturel.
- **De l'eau** : indispensable au durcissement du ciment et à la mise en œuvre du béton, mais attention, un excès d'eau diminue les résistances et la durabilité du béton.
- **Des granulats** : leurs tailles allant du sable au gravier, qui constituent le "squelette" du béton.

- **Formulation du béton à prise rapide avec du Ciment Prompt Naturel**

La formulation d'un béton de ciment prompt diffère peu de celle des bétons courants, car le dosage est plus élevé ; il est compris entre 500 et 600 kg/m^3. [3]

I.5. Domaine d'application du béton à prise rapide

Le béton rapide permet de réaliser plusieurs types de travaux [16] :

- **Les scellements :**

  L'accélération du temps de prise du béton permet de réaliser des travaux de scellement.

On peut par exemple utiliser ce matériau pour la fixation des goujons d'ancrage des grilles, des portes et fenêtres ainsi que tout autre type de menuiserie.

- **La rénovation :**

Constitué de sable et d'eau, le béton rapide peut être utilisé pour masquer les imperfections sur la façade ou les murs d'intérieur.

En usage extérieur, ce matériau permet de réaliser des gobetis. Pour ces deux cas, il est impératif d'ajouter de la chaux aérienne dans la composition de base du béton.

- **Les ornements**

Grâce à l'accélération de la prise du béton, le béton rapide est prisé pour réaliser des travaux d'ornement tels que la moulure de la façade extérieure ou la corniche du plafond.

- **Les chantiers accélérés :** où l'on souhaite réduire le temps de décoffrage;
- **Les bétons de remblai, et les travaux urgents.**
- **Le bétonnage par temps froid, et pour les bétons projetés.**

I.6.Comportement mécanique du béton à prise rapide

I.6.1.A l'état frais [17]

L'affaissement au cône d'Abrams et la masse volumique ainsi que le pourcentage d'air contenu dans le béton sont tirés d'une formulation de béton, dont les proportions sont les suivantes :

- La résistance visée est de : 40.25 MPa.
- C/E = 2.11.
- C = 400 Kg/m^3.
- E = 189.6 Kg/m^3.
- Accélérateur de prise = 1.2Kg/m^3.
- Sable Boussaada = 400 Kg/m^3
- Sable Bouzegza = 502 Kg/ m^3
- Gravier 8/15 = 550 Kg/ m^3
- Gravier 15/25 = 388 Kg/ m^3

Nota : On a aussi formulé un béton témoin qui a les mêmes proportions que le béton précédent mais sans l'ajout d'un adjuvant accélérateur de prise.

-

- **Affaissement au cône d'Abrams :**

L'essai d'affaissement au cône d'Abrams est un essai réalisé sur le béton de ciment frais peu fluide pour déterminer sa consistance. L'affaissement est aussi connu sous le nom de slump provenant de l'anglais. La norme NF EN 12350-2 décrit cet essai. [3]

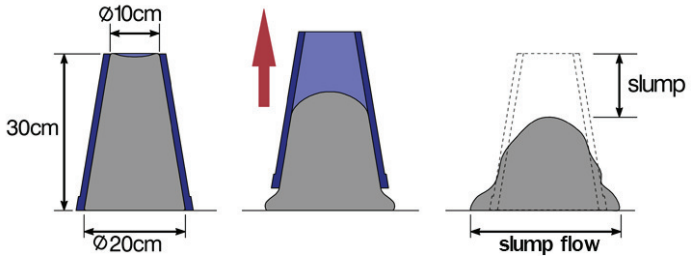


Figure I.6- Essai au cône d'Abrams.

Béton	E/C	Affaissement (cm)
Béton témoin	0.47	11
Béton à prise rapide	0.47	12.5

Tableau I.4– Affaissement du béton témoin et béton à prise rapide [17]

- On remarque la légère amélioration de l'ouvrabilité du béton à prise rapide, qui est du à l'ajout de l'adjuvant accélérateur de prise.

- **Masse volumique :**

La masse volumique des bétons a été déterminé par la formule suivante:

$\rho = M/V$ avec :

M: la masse du béton.

V: le volume de l'éprouvette.

Les résultats sont présentés dans le tableau suivant:

Béton	E/C	Masse volumique (Kg/m^3)
Béton témoin	0.47	2438
Béton à prise rapide	0.47	2434

Tableau I.5 – Masse volumique du béton témoin et béton à prise rapide [17]

- On remarque qu'il y'a une légère augmentation de la masse volumique du béton à prise rapide.

I.6.2.A l'état durci

Les résultats suivants sont tirés de la même formulation du béton citée dans I.7.1

Résistance à la flexion

On a soumis au béton témoin ainsi qu'au béton à prise rapide, une flexion grâce à l'essai de flexion qui est effectué sur des éprouvettes prismatiques 7× 7×28 cm selon la norme NF EN 12390-5. [3]

Figure I.7- Appareillage de l'Essai de flexion [3]



Les résultats sont mentionnés dans le tableau suivant :

Béton	Résistance à la flexion (MPa)		
	2 jours	7 jours	28 jours
Béton témoin	3.3	4.04	6.65
Béton à prise rapide	4.27	5.88	8.6

Tableau I.6– Résistance à la flexion d'un béton témoin et un béton à prise rapide [17]

Résistance à la compression :

Suite à l'essai de compression simple *NF EN 206-1, on a abouti aux résultats suivants :*

Béton	Résistance à la compression (MPA)		
	2 jours	7 jours	28 jours
Béton témoin	22.4	32.73	40.55
Béton à prise rapide	24.55	40.45	49.5

Tableau I.7 : Résistance à la compression d'un béton témoin et un béton à prise rapide [17]

- Le béton à prise rapide acquis une plus grande résistance à la compression dès son jeune âge, qui se traduit par l'ajout d'adjuvant accélérateur de prise.

Résistance à la traction :

En utilisant la formule suivante, on aboutit à la résistance à la traction des deux bétons :

$$F_{tj} = 0.6+0.06F_{cj} \qquad (2)$$

Les résultats sont les suivants :

Béton	Résistance à la compression (MPA)		
	2 jours	7 jours	28 jours
Béton témoin	1.94	2.56	3.00
Béton à prise rapide	2.07	3.02	3.57

Tableau I.8– Résistance à la traction d'un béton témoin et un béton à prise rapide

- Vu que la résistance à la compression est plus importante dans le béton à prise rapide, c'est logique qu'il acquière une résistance à la traction plus importante que celle du béton témoin.

Module de déformation

Dans ce qui va suivre, on calculera le module de déformation instantané et différée des deux bétons à 28 jours, comme suit :

$E_{i28} = 11 \times 10^3 \times (F_{c28})^{1/3}$ et $E_{v28} = E_{i28}/3$ (3)

Béton témoin : $E_{i28} = 11 \times 10^3 \times (40.55)^{1/3}$ = **37791.10 MPa** et E_{v28} = **12597.03 MPa.**

Béton à prise rapide : $E_{i28} = 11 \times 10^3 \times (49.5)^{1/3}$ = **40388.81 MPa** et E_{v28} = **13462.93 MPa**.

- Le module de déformation du béton à prise rapide est plus important que celui de béton témoin en vue de la différence de la résistance à la compression, donc le béton à prise rapide accepte une déformation plus importante que celle du béton témoin.

I.7.Conclusion

Nous avons appris grâce à ce chapitre que le béton à prise rapide est très efficace dans des conditions de travaux extrêmes et rudes, et que nous pouvons compter sur lui. Il est à disposition de tout le monde et permet d'atteindre les objectifs voulus que ce soit mécaniquement ou en gain de temps, ce qui est un très grand avantage pour assurer le bon déroulement des travaux dans des délais les plus brefs.

Chapitre II :

PRESENTATION DU PROJET.

II.1 Introduction :

Un pont est une construction qui permet de franchir une dépression ou un obstacle, sa conception nécessite une étude complète et pointue de dimensionnement afin de pouvoir disposer d'un ouvrage possédant la capacité de résister aux charges du trafic, aux incidents éventuel dus à la circulation ou aux caprices de dame nature pour garantir la sécurité des personnes qui l'emprunte.

Dans ce chapitre nous allons présenter notre projet, son implantation, les essais effectués, définir son objectif, l'obstacle franchi, ainsi que les profils spécifiques de ce projet.

II.2 Présentation du projet :

II.2.1 Objectif du projet :

Le présent projet porte sur l'étude et la conception d'un viaduc V6 de 220m, reliant la Wilaya de Tizi-Ouzou à l'autoroute est-ouest au niveau de Djebahia, l'ouvrage est situé au pk 16+825, implanté entre deux versants de montagne, franchissant une zone montagneuse.

II.2.2 Situation du projet :

L'ouvrage d'art (Viaduc) V6 situé dans la pénétrante autoroutière reliant la ville de Tizi Ouzou à l'autoroute Est Ouest, plus précisément au niveau de Ait Yahia Moussa Daira de Draa El Mizan, du PK 16+825 au PK 17+045.



Figure II.1 : Situation du projet V6.

II.2.3 Obstacle à franchir :

L'obstacle sur le quel notre projet va être conçu représente un ravin de 60m de profondeur, qui abrite un cours d'eau dans un lit de 3m de largeur.

II.2.4 Caractéristiques de l'ouvrage :

- Longueur : 232m
- Largeur du tablier : 13.8m
- Pente : 0.5%

II.3. les données du projet :

II.3.1 les données fonctionnelles:

II.3.1.1. Tracé en plan :

L'ouvrage est un pont courbé qui présente un rayon de 750 m, et une longueur de 220m.

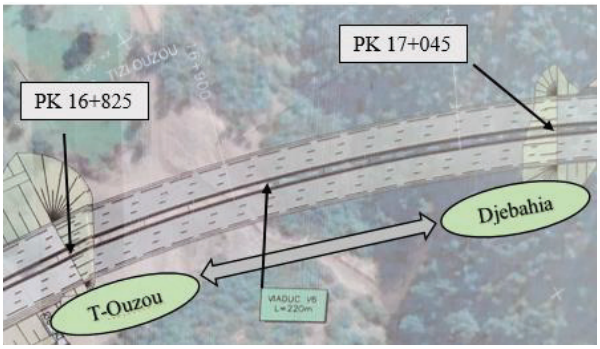


Figure II.2 : Représentation du tracé en plan sur la carte topographique.

II.3.1.2. Profil en long :

Le profil en long est la ligne située sur l'extrados de l'ouvrage (couche de roulement) définissant en élévation du tracé en plan

Le tracé de la route présente une pente de 0.5% dans le sens du PK.

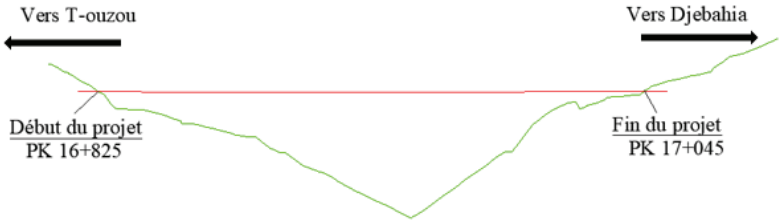


Figure II.3 - Profil en long de la voie portée.

II.3.1.3. Profil en travers :

C'est une coupe transversale de l'ouvrage, définissant la géométrie et les équipements de la voie suivant son épaisseur.

Le tablier de largeur 13.8m, comprend :

- Deux (3) voies de circulation de 3.5m de largeur ;
- Deux (2) bandes d'arrêts d' 1 m de largeur ;
- Deux (2) garde-corps 0.65 m.
- Avec un devers de 2.5%.

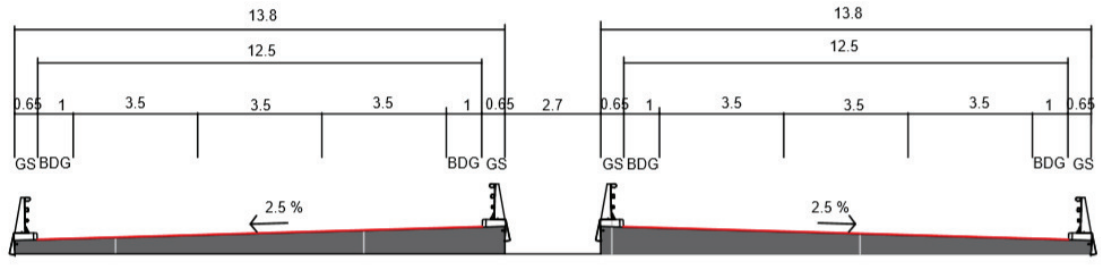


Figure II.4- profil en travers du viaduc V6.

II.3.2 Les données naturelles :

II.3.2.1 Topographie :

En se basant sur le levé topographique et la visite du site, on peut dire que l'ouvrage est situé dans une zone montagneuse caractérisée par une topographie escarpée et sera implanté entre deux versants de montagne traversé par un talweg.



Figure II.5. Topographie du site

II.3.2.2. Géotechnique :

Les données géotechniques sont évidemment fondamentales dans l'étude d'un ouvrage, non seulement elles déterminent le type de fondation des appuis, mais elles constituent l'un des éléments du choix de la solution pour le franchissement projeté. Elles sont obtenues á partir d'une reconnaissance qui donne les informations sur le terrain naturel, la disposition ainsi que l'épaisseur des différentes couches lithologiques du sol, leurs caractéristiques physiques, mécaniques et chimiques.et pour cela Plusieurs essais géotechniques ont été effectués sur site (essais in situ) et essai au laboratoires réalisés par le Laboratoire Central des Travaux Publics (L.C.T.P), qui sont les :

- **Essais in situ :**

5 sondages carottés pressiometriques (C1, P1, P2, P3, C2) et des piézomètres ont été implanté par le représentant de l'entreprise de réalisation ENGOA.

- Les sondages carottés ont montré la présence des micaschistes légèrement fracturées et fracturés, sarmentées par des argiles schisteuses et caillouteuses, le tout est recouvert pars des remblais et des dépôts de pente.
- Les sondages pressiometriques ont montré que le sol présente une faible résistance en surface au contact des argiles, cette résistance augmente avec la profondeur

D'après la pression limite (Pl=4.3 MPA) et le module préssiométrique (Ep =233.64 MPA) donnés par les sondages pressiometriques, le sol a été classifié tel que le règlement RPOA 2008 spécifie dans la catégorie S2 (Site ferme).

- Les piézomètres ont été posés afin de relever le niveau de la nappe phréatique, les résultats sont donnés dans le tableau si dessous :

Sondage au PK	PK 16+825	PK 16+867	PK 16+948	PK17+029	PK 17+071
Profondeur de la nappe phréatique	Absence d'eau	-18.5m	-0.8m	-15.1m	-10.4m

Tableau II.1. Niveau de la nappe phréatique par rapport au terrain naturel.

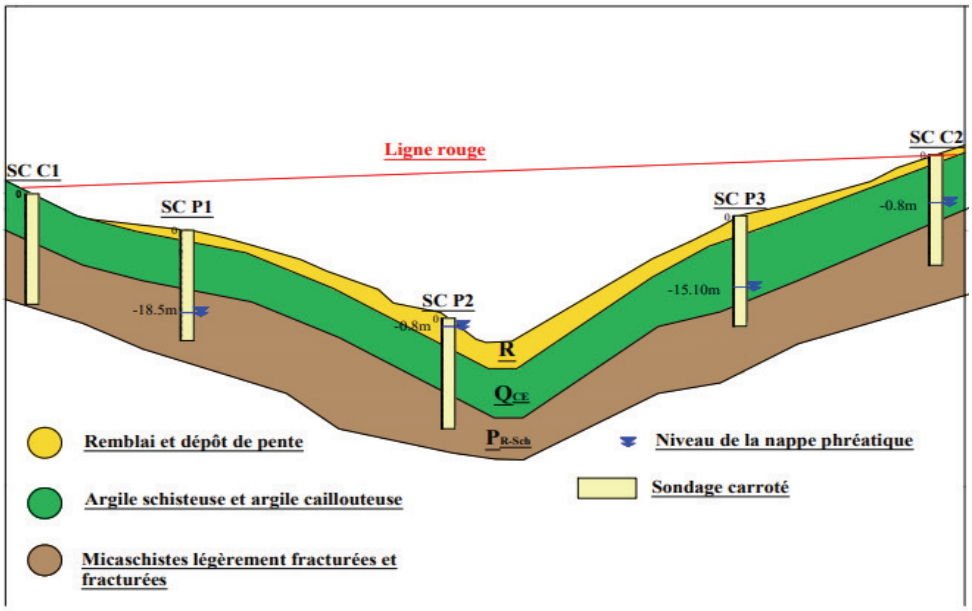


Figure II.5. Coupe lithologique du site.

➢ **Essais au laboratoire :**

Les echontillons parafinés prelevés des sondages realisé ont fait l'objet des essais de laboratoire pour determiner les caracteristique geotechniques suivantes :

- Essais phsiques :
  - Parametres phsiques :poids volumique humide et sec,teneur en eau naturel,degré de saturation .
  - Parametres d'identification : limite de liquidité , limite de plasticité , indice de plasticité .
- Essais mecaniques :
  - Essai de resistance au cisaillement :la cohesion Cuu, l'angle de frottement Ø uu.
  - Essais de resistance à la compression :resistance à la compression.
  - Essai de compressibilité a l'oedometre : contrainte de consolidation , indice de compression , indice de gonflement , pression de gonflement.
- Analyse chimique

II.3.2.3. Sismicité du site :

Un séisme provoque un déplacement aux fondations de l'ouvrage, ce dernier peut être significatif si on néglige l'effort sismique lors de l'étude de l'ouvrage.

Notre ouvrage est situé dans la wilaya de Tizi-Ouzou. Selon **RPOA 2008** c'est une zone de sismicité moyenne zone IIa. L'ouvrage est inclus dans le groupe 2 (pont important selon art.2.2), le coefficient d'accélération de la zone à prendre en compte est A = 0,2.

II.3.2.4. Température :

Les effets de température sont bien évidement pris en compte dans le calcul des constructions, elle a son effet au niveau des joints de chaussée et des appareils d'appui, La Wilaya de Tizi-Ouzou connait :

- durant la saison d'été une moyenne de 40°C la journée et 23°C la nuit ;
- En hiver la région connait une moyenne de 10°C la journée et 0°C la nuit.

II.3.2.5. Vent :

Les efforts engendrés sur les structures par le vent, sont fixés par le RCPR à une surcharge répartie de :

- 125Kg/m²en cours de réalisation.

- 200Kg/m² en service.

II.3.2.6. Hydrologie

Il s'agit d'une région où les précipitations sont d'environs 776mm annuellement, il est aussi important de mentionner qu'il y'a un cours d'eau, et rarement de la neige car l'altitude est de 161m.

II.4. Conclusion :

La collecte des données naturelles et fonctionnelles relatives à l'ouvrage et au site d'implantation est une étape importante qui nous permet de cerner sa conception. Cette description sommaire est en partie basée sur les plans donnés par l'entreprise d'accueil ENGOA.

Chapitre III :

CONCEPTION ET PREDIMENTIONNEMENT.

III.1 Introduction :

Ce chapitre présente la conception d'un pont qui est une démarche itérative dont l'objectif est l'optimisation technique et économique de l'ouvrage vis-à-vis de l'ensemble des contraintes naturelles et fonctionnelles imposées.

Pour définir le type de pont, il faut prendre en considérations plusieurs facteurs qui permettront d'aboutir à un choix optimal du type de pont à construire. Dans ce chapitre nous allons proposer 3 variantes possibles et en tirer la plus appropriée et la plus avantageuse pour atteindre un dimensionnement définitif de l'ouvrage qu'on implantera dans notre site.

III.2 Critères de choix du type d'ouvrage

Afin de commencer le pré dimensionnement des variantes, Il est important de mettre au point un résumé de paramètres fondamentaux qui influent sur le choix du type d'ouvrage qui sont les suivants :

- Le positionnement des piles.
- La nature du sol ou sera faite l'implantation de l'ouvrage.
- L'obstacle à franchir.
- Les profils de la chaussée (profil en long, profil en travers).
- Le gabarit de l'ouvrage.
- La possibilité d'exécution.

III.3. Proposition des variantes :

On a proposé trois (3) variantes différentes avec pour chacune un pré dimensionnement, nous les analysons puis en tirant les avantages et les inconvénients de chacune, afin d'arriver à choisir la solution la plus rentable et avantageuse d'entre elles.

- Variante N°01: Ponts à poutres précontraintes du type VIPP.
- Variante N°02: pont mixte Bipoutres.
- Variante N°03: pont voussoirs en béton précontraint à section variable.

III.3.1. Variante N°01 « Pont à poutres précontraintes du type VIPP »

Les ouvrages de type VIPP (Viaduc à travées Indépendantes à Poutres Préfabriquées précontraintes par post-tension) ont été largement utilisés dans la gamme des ponts de moyenne portée. L'ouvrage, comportant une succession de travées indépendantes, a constitué une des premières applications de la précontrainte dans le domaine des ponts, du fait de sa simplicité.

Ce sont des structures précontraintes relativement simples, leur bonne conception doit néanmoins respecter certaines règles tant sur le plan technique qu'esthétique.

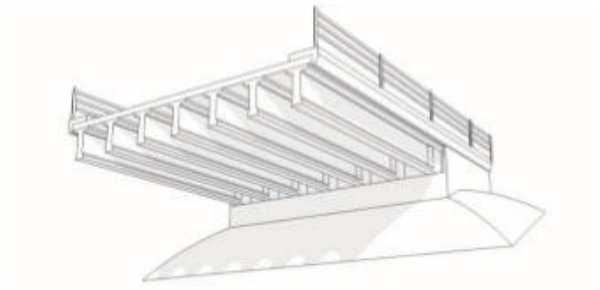


Figure III.1 - Morphologie générale d'un pont à poutres en béton précontraint

III.3.1.2. Conception longitudinale :

Dans cette variante on propose un pont à 6 travées équidistantes de longueur L=39.71m, ce qui résulte une longueur totale de pont égale à 238.32m. La figure III.2 illustre la coupe longitudinale et la vue en élévation de cette variante.

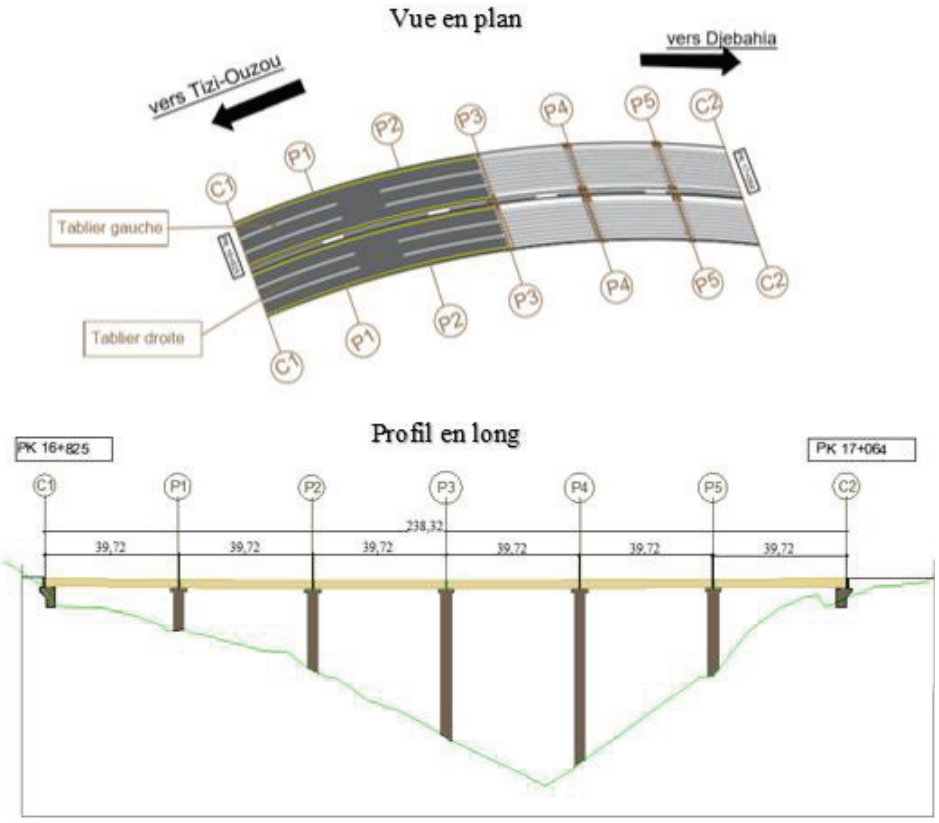


Figure III.2 : Coupe longitudinale et vue en élévation de la variante 1.

III.3.1.3 Conception transversale de la variante VIPP :

Le pré-dimensionnement a été fait suivant le guide de conception SETRA [VIPP/1996].

- Le tableau ci-dessous résume les dimensions des poutres de la variante 1 :

Elément	Relation usuel	Valeur retenue
La hauteur de la poutre	$L/22 < H_p < L/16$	1.85m
L'épaisseur de la dalle	$20 \leq e \leq 30$	0.25m
hauteur totale du tablier	$H_T = H_p + e$	2.1m
Entraxe des poutres	$1.40m < \lambda < 2.5$ m	1.55m
Entraxe des poutres de rives	La : dépend de la largeur de l'ouvrage et de l'entraxe des poutres	12.4m
Nombre des poutres	$N= L_a / \lambda +1$	9
La largeur de la table de compression	Assurer la stabilité au déversement de la poutre $0,6 \times H_p \leq b \leq 0.7 \times H_p$	1.2m
Épaisseur de la table de compression	$10 \text{ cm} \leq e \leq 15 \text{ cm}$	0.15m
La largeur du talon	$L_t = (l \times L^2) / (H_T^2/K) /N$ Avec $1100 < K < 1300$	0.60m
Épaisseur du talon	$10 \text{ cm} \leq E_t \leq 20 \text{ cm}$	0.25m
Épaisseur de l'âme b_0 à mi- travée	/	0.20m
Épaisseur de l'âme b_0 en zone intermédiaire /	/	0.35m
Épaisseur de l'âme b_0 en zone d'about	/	0.60m

Tableau III.1 – Caractéristiques géométriques des poutres de la variante 1.

- Les dimensions des poutres sont les suivantes :

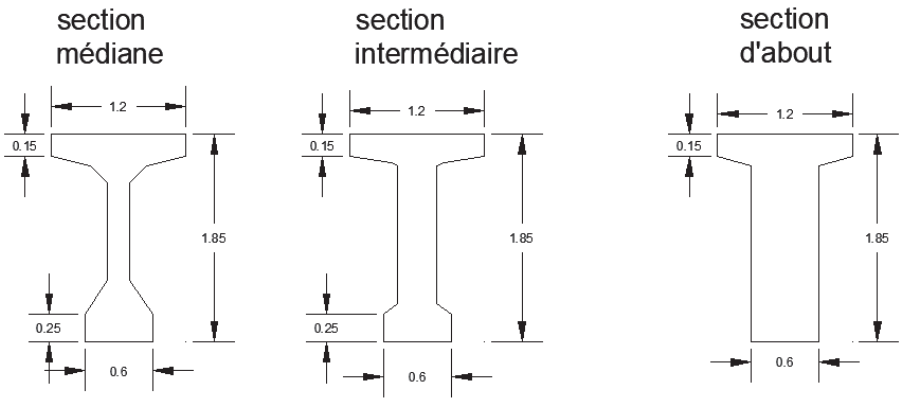


Figure III.3- Coupe transversales des poutres de la variante 1.

La figure suivante montre une coupe longitudinale de la demi-travée, des poutres de la variante 1 :

- Une poutre de 0.5m en section d'about.
- Une poutre de 7.5m en section intermédiaire.
- Une poutre de 11.36m en section médiane.

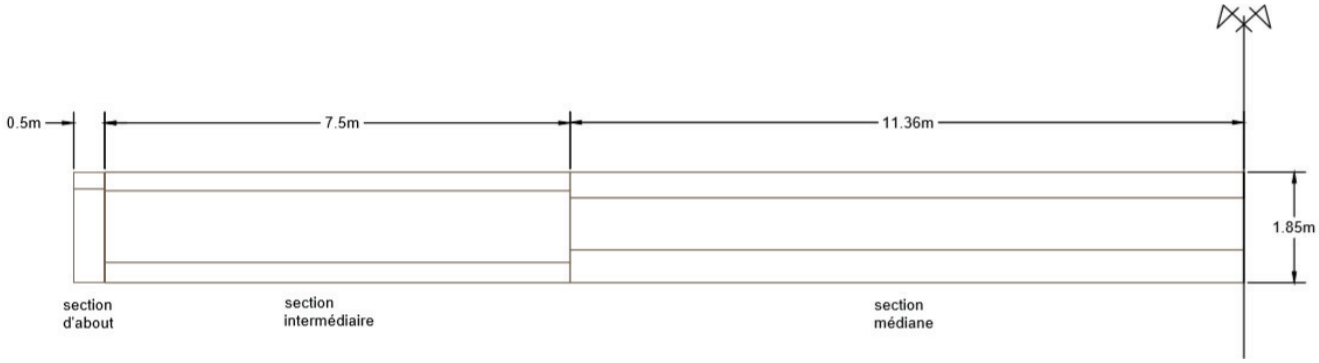


Figure III.4 – Coupe longitudinale des poutres de la demi travée de la variante 1.

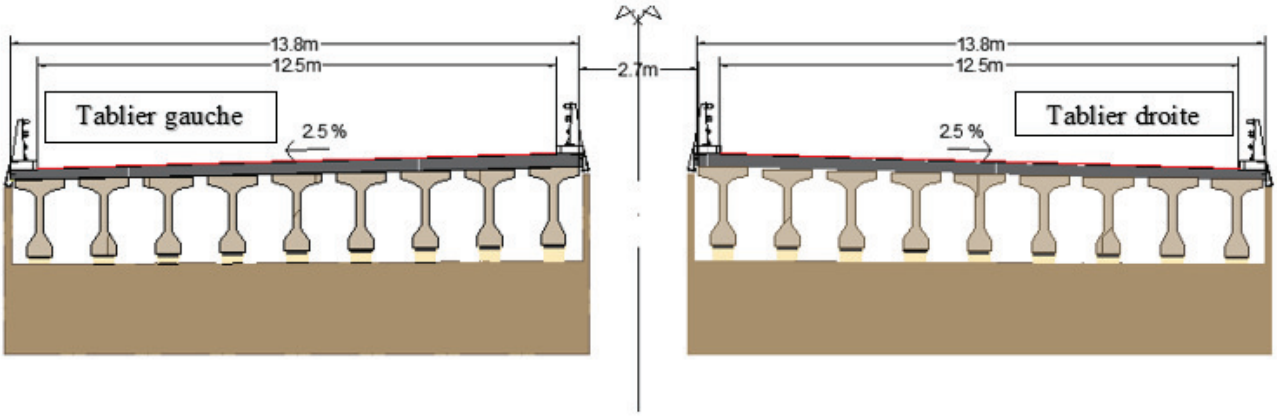


Figure III.5- Profil en travers de la variante 1.

III.3.2 Variante N°02 : « Pont Mixte Bipoutre »

Un pont mixte bipoutres est un pont dont le tablier est formé de deux poutres principales en acier en partie inférieure et d'une dalle en béton armé ou précontrainte en partie supérieure. Les poutres principales sont reliées par pièces transversales appelées entretoises ou pièces de pont qui servent à maintenir l'écartement des poutres principales et à résister au moment de torsion .La particularité de ce type de pont réside dans le fait de faire fonctionner ces matériaux selon leurs aptitudes optimales, notamment en compression pour le béton et en traction pour l'acier.

III.3.2.1- Conception longitudinale :

Dans cette variante, on propose un pont mixte bipoutre de longueur totale de 237.13m, composé de 4 travées : 2 travées principales de 70m et 2 travées de rives de 48.56m.

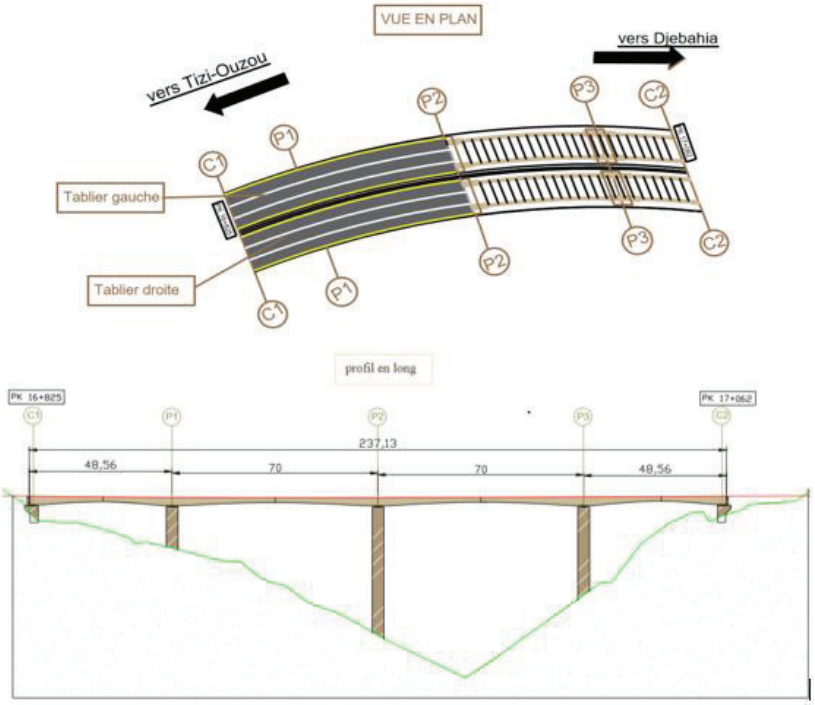


Figure III.6. Coupe longitudinale et vue en plan de la variante 2.

III.3.2.2-Conception transversale :

Notre tablier a une largeur de 13.8m qui est assez large, donc la solution consiste à appuyer une dalle en béton armé de 22cm d'épaisseur longitudinalement sur deux poutres et transversalement Sur des pièces de pont espacées de 4m.

La dalle est reliée aux poutres et aux pièces de pont par des connecteurs (goujons) afin d'éviter tout glissements par rapport au tablier

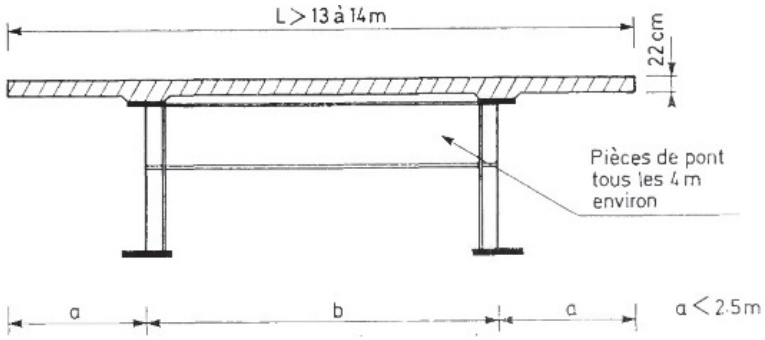


Figure III.7- Notation des dimensions d'un tablier bipoutre mixte d'après SETRA

✓ Pour notre tablier on a choisi : b=9m, a=2.4m

III.3.2.2.1- Pré dimensionnement des poutres principales :

Les poutres principales sont des profilés en acier reconstitués avec profil en I soudés en usine, leurs pré dimensionnement a été fait suivant le guide de conception SETRA.

Le tableau si dessous résume les dimensions des poutres principales sur pile et à la clé de la variante 2 :

Elément		Ration usuel	Valeur retenue
Hauteur des poutres	sur pile	$H_P = L/25$	2.8m
	à la clé	$L/50 \leq H_C \leq L/40$	1.6m
Epaisseur de l'âme		$t_w \geq 12mm$	30mm
Largeur de la semelle supérieure	Sur pile	$400mm \leq b_{sup} \leq 1\,000$ mm	900mm
	A la clé		600mm
Largeur de la semelle inferieure	Sur pile	$500mm \leq b_{inf} \leq 12\,00$ mm	1100mm
	A la clé		800mm
Loi de variation parabolique		$H(x)=Hp-2\times(Hp-Hc)\left(\frac{X}{L}\right)+(Hp-Hc)\left(\frac{X}{L}\right)^2$	
Epaisseur de la semelle supérieure		$20\ mm \leq t_{w\text{-}sup} \leq 150mm$	40mm
Epaisseur de la semelle inferieure		$20\ mm \leq t_{w\text{-}inf} \leq 150mm$	60mm

Tableau III.2- Caractéristiques géométriques des poutres de la variante 2.

- Les dimensions des poutres principales à la clé et sur pile sont les suivantes :

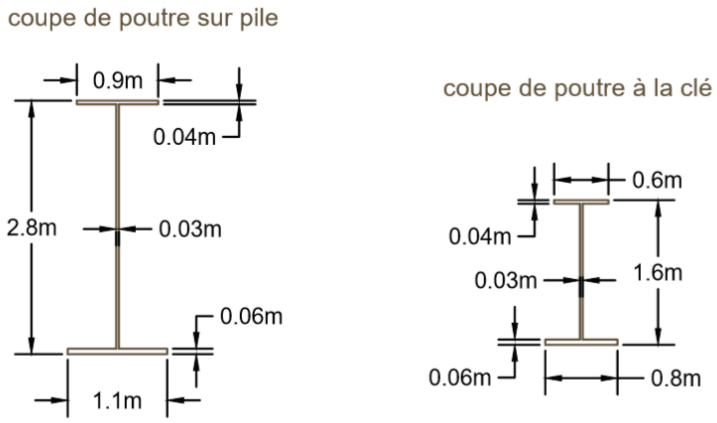


Figure III.8- Coupe transversale des poutres principales de la variante 2.

III.3.2.4. Pré-dimensionnement des pièces de pont :

Les pièces de pont sont des poutres métalliques transversales en I, à âme pleine, qui supportent directement la dalle tout en assurant l'entretoisement des poutres principales.

Leur pré-dimensionnement se fait suivant le guide de conception SETRA, le tableau si dessous résume les dimensions retenues :

Elément	Ration usuel	Valeur retenue
Hauteur de l'entretoise	$L_t / 15 \leq Hep \leq L_t /10$	1000mm
Epaisseur de l'âme	$10mm \leq t_{w\text{-}ep} \leq 12$ mm	11mm
Largeur de la semelle	$220\ mm \leq t_{w\text{-}ep} \leq 300$ mm	270mm
Epaisseur de la semelle	Environ de 20 mm	20mm

Tableau III.3- Caractéristiques géométriques des pièces de pont de la variante 2

- Les dimensions des pieces de pont sont les suivantes :

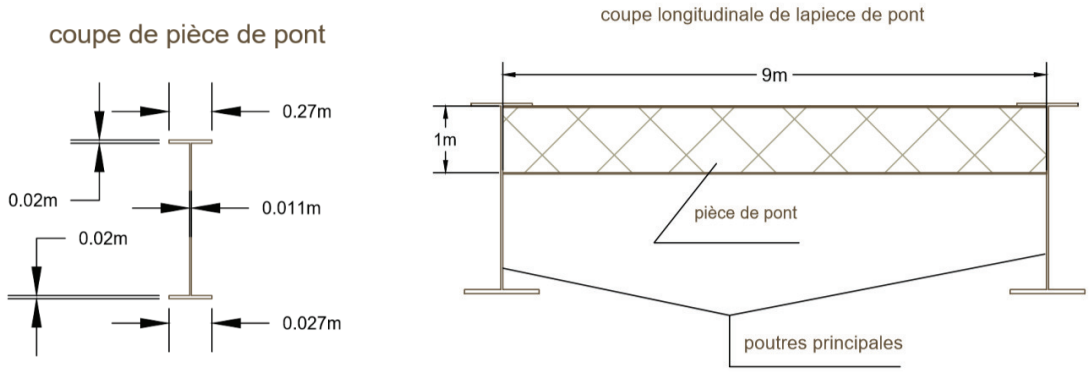


Figure III.9- Coupe transversale et longitudinale de la piéce de pont de la variante 2.

III.3.3 Variante N°03 : Pont construit par encorbellement successif à hauteur variable

La technique consiste à construire un ouvrage par éléments successifs appelés voussoirs. Chaque voussoir est construit en encorbellement par rapport au voussoir précédent, elle présente l'avantage de pouvoir réaliser des ouvrages sans contact avec le sol (pas de cintre, d'échafaudage ou d'étaiement en contact avec le sol) .Elle est particulièrement adaptée pour le franchissement de rivières, de fleuves et de vallées profondes.

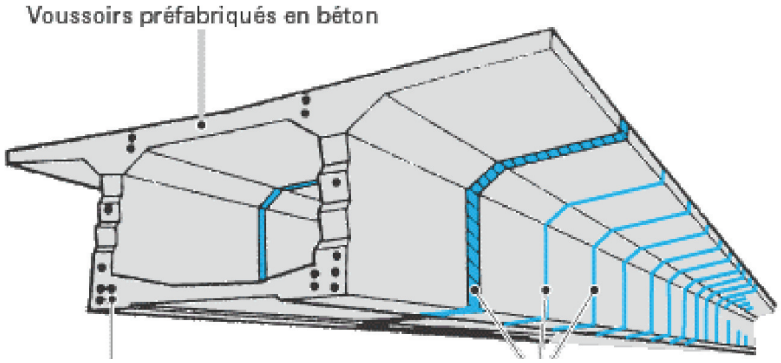


Figure III.10- Morphologie d'un pont construit par encorbellement successif.

III.3.3.1 : Conception longitudinale

On propose dans cette variante un pont voussoir coulé en place et à hauteur variable, qui a une longueur totale de 232m, appuyé sur 3 piles et 2 culées, les travées de rives et intermédiaires ont respectivement 46 et 70m de longueur.

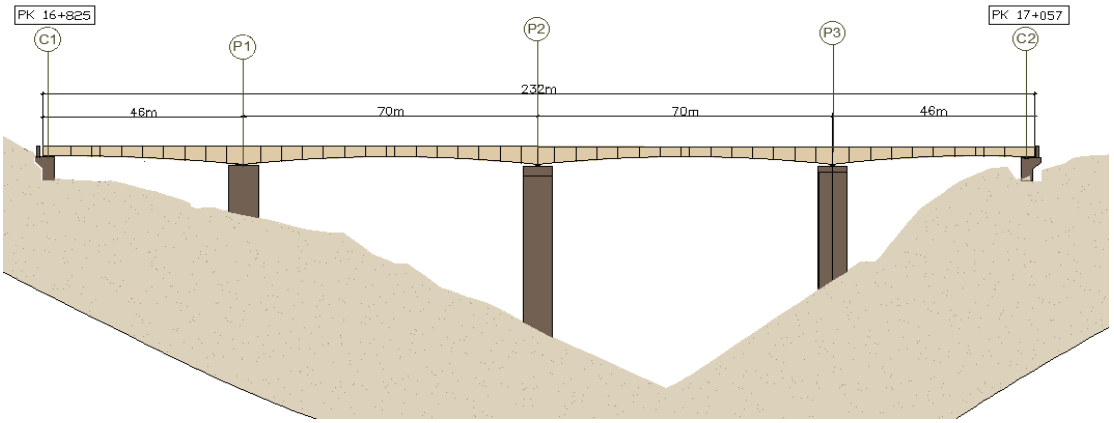


Figure III.11- Coupe longitudinale de la variante 3.

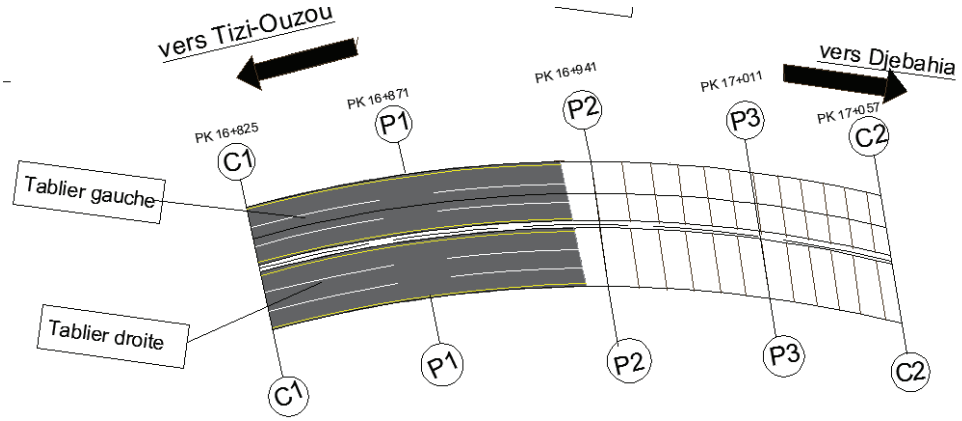


Figure III.12- Vu en plan de la variante 3.

- **Découpage des voussoirs**

  Le découpage des voussoirs coulé en place se fait selon le guide technique de SETRA Juin 2003.

Type de voussoirs	Description	valeur retenue
Voussoirs sur piles	Ces dimensions sont fixées par l'équipage mobile disponible sur site, généralement, compris entre 7 et 10m.	8 m
Voussoirs de clavages	Il faut qu'ils permettent aux opérateurs de tirer les câbles de précontrainte librement sans être très élancé, varie de 1,5 à 3 m.	2 m
Voussoirs courants	La longueur des voussoirs courants est constante et varie de 2,50 à 4 m, voire 5m, suivant les ouvrages.	5 m

Tableau III.4- Découpage des voussoirs.

En utilisant le découpage précédent on obtient un nombre total de voussoirs : **N = 47**.

- 3 voussoirs sur pile ;
- 4 voussoirs de clavage ;
- 36 voussoirs courants ;
- 4 voussoirs sur culée.

III.3.3.2 Conception transversale :

❖ **Choix du type de caisson**

Selon le guide SETRA (ponts en béton précontraint construits par encorbellements successifs/2003), pour des largeurs du tablier inférieur à 20 m, la solution la plus économique est presque toujours constituée par un caisson à deux âmes, avec deux hourdis en dalle pleine.

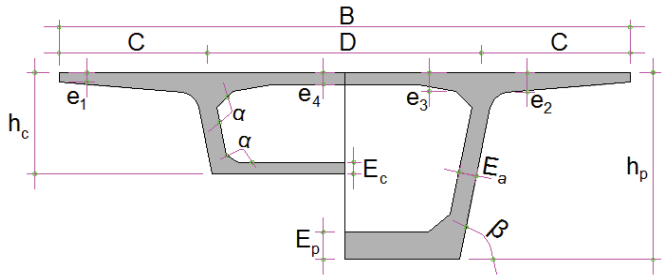


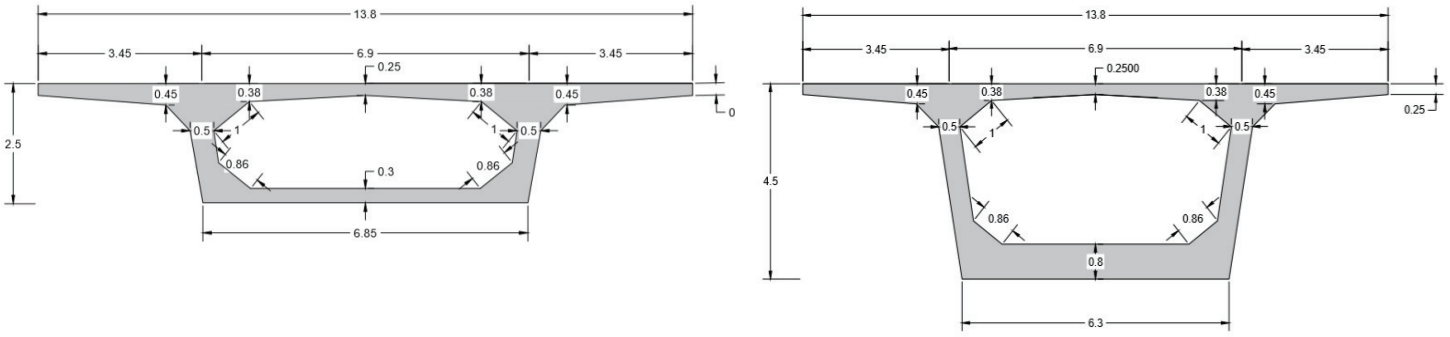
Figure III.13- Notation des dimensions de la coupe transversale.

❖ **Pré dimensionnement da la section transversale**

Dans cette etape, en se basant sur le guide SETRA, nous allons donner le dimensionnement des différents éléments constitutifs du voussoir.

Elément	Ration usuel	Valeur retenue
Hauteur de voussoir sur pile	$\frac{L}{h_p}=14+\frac{L}{45}$	4.5m
Hauteur de voussoir à la clef	$\frac{L}{h_c}=19+\frac{L}{7}$	2.5m
Loi de la variation parabolique	$h(x)=h_p-2\times(h_p-h_c)\left(\frac{x}{L}\right)+(h_p-h_c)\left(\frac{x}{L}\right)^2$	
Largeur de voussoir	B	13.80 m
C	B/4	3.45 m
D	B-2C	6.9m
e_1	$e_1 \geq$ 16 à 18 cm	0.25m
e_2	$C/7 \leq e_2 \leq C/8$	0.45m
e_3	$e_3 \geq e_2$-10 cm et $e_3 \geq 1.5\ e_4$	0.38m
e_4	$D/30 \leq e_4 \leq D/25$	0.25m
Inclinaison de l'âme	$10\% \leq \beta \leq 30\%$	10 %
E_a	$E_a \geq 0{,}26 + L/500$	0.5m
E_c	$E_c \geq$18 à 22 cm	0.3m
E_p	$35<E_p<80$cm	0.8m
Gousset supérieur	$30°<\alpha<45°$	45°
Gousset inférieur	$40°<\alpha<45°$	40°

Tableau III.5- Caractéristiques géométriques des voussoirs de la variante 3.



VSC **VSP**

Figure III.14- Coupe transversale du voussoir sur pile et sur culée.

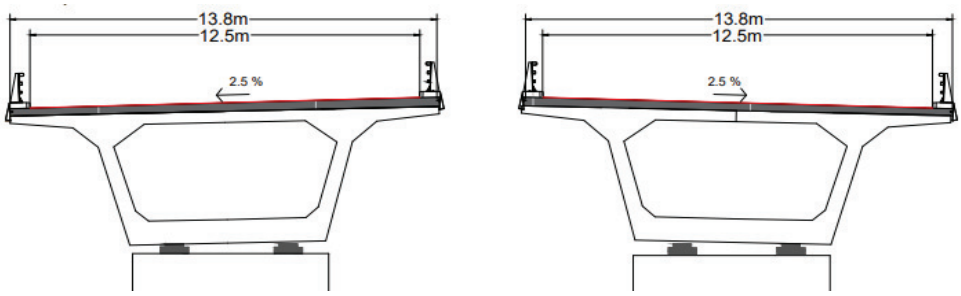


Figure III.15- Coupe transversale du voussoir sur pile.

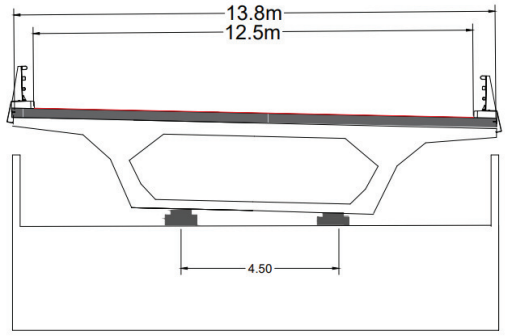


Figure III.16- Coupe transversale du voussoir sur culée.

III.4. Analyse multicritère :

Dans ce qui va suivre, nous allons faire une analyse multicritère qui consiste à dégager les avantages et les inconvénients de chaque variante, pour but d'en tirer la meilleure et ainsi passer à l'étape suivante.

Variante	Avantages	Inconvénients
Variante 01	- Il s'agit d'une construction qui permet d'éviter le recours aux cintres s'appuyant sur le sol. - Fonctionnement isostatique qui la rend pratiquement insensible aux déformations imposées, en particulier aux tassements différentiels des appuis et aux effets d'un gradient thermique - La préfabrication des poutres permet d'améliorer la qualité des parements et des tolérances dimensionnelles. - Bonne Maitrise de la préfabrication des poutres en Algérie.	- S'adapte difficilement au franchissement biais et courbes. - Multiplication du nombre d'appuis. - 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.
Variante 02	- Possibilité de franchir de grandes portées. - La qualité architecturale qui s'attache à la netteté.	- 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 de soudage. - Dépense de transport des pièces.
Variante 03	- Aucun contact avec le sol, ce qui permet de construire des ouvrages au-dessus de rivières à fortes crues ou au-dessus de vallées très accidentées ou très profondes. - Permet d'exécuter des ouvrages de géométries très diverses. Ainsi, en élévation, il est possible de projeter des tabliers de hauteur constante ou variable. - Longueur de travée plus importante donc diminution du nombre de pile. - Souplesse d'exécution liée à la possibilité d'accélérer la construction en multipliant le nombre des bases de départ.	- Poids important. - L'exécution nécessite une main d'œuvre qualifiée notamment la mise en tension des câbles de précontraintes - l'importance des tâches à effectuer in situ tant pour le coulage du tablier.

Tableau III.6 Comparaison entre les 03 variantes

III.5. Conclusion

Grace à l'analyse multicritères des 3 variantes du pré-dimensionnement de l'ouvrage, nous allons opter pour la variante N°03, qui fera l'objet de l'étude définitive de notre projet.

C'est elle qui s'adapte le mieux au site, et qui est de loin la variante la plus esthétique.

Chapitre IV :

HPOTHESES DE CALCUL ET CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX

IV.1. Introduction :

Pour assurer le bon fonctionnement des travaux et un bon rendement de l'ouvrage, il sera important de choisir les bons matériaux, dans ce chapitre nous allons définir les matériaux à utiliser, leurs caractéristiques, leurs performances et leurs utilités, ainsi que les hypothèses de calcul.

IV.2. Normes et règles de calcul :

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

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

IV.3. Les logiciels utilisés :

- Autocad 2018.
- Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2018.

IV.4. Caractéristiques des matériaux :

IV.4.1. Béton :

Le béton est préparé en mélangeant granulats, ciment, et d'eau; le mélange est une pâte qui durcit rapidement. IL dépend de la qualité de ses constituants, des techniques de fabrication et de mise en œuvre.il est défini par la valeur de sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours qui est notée fc_{28}, sa densité est de 25 KN/m^3.

IV.4.1.1. Résistance caractéristique à la compression :

C'est une valeur clé pour la conception de structures, elle peut être utilisé seule pour caractériser le béton.

On peut calculer la résistance à la compression à j jours par la formule suivante :

$$F_{cj} = \begin{cases} \text{Si } j < 28\ jours & F_{cj} = \dfrac{j}{4.74+0.83j} \times f_{c28} \quad \text{Pour } fc_{28} \leq 40 \text{ MPA - (IV.20)} \\ & F_{cj} = \dfrac{j}{1.40+0.95j} \times f_{c28} \quad \text{Pour } fc_{28} > 40 \text{ MPA - (IV.20)} \\ \text{Si } j \geq 28\ jours & fc_j = fc_{28} \text{ - (IV.20)} \end{cases}$$

IV.4.1.2. Résistance caractéristique à la traction :

La résistance à la traction est liée à la résistance à la compression et donnée par la formule suivante:

$f_{tj} = 0.6 \times 0.06 f_{cj}$ (MPa), (B.A.E.L 91-REV99).

IV.4.1.3. Contrainte admissible :

C'est la contrainte limite qui ne peut être dépassé en aucun cas de calcul pour assurer la stabilité de notre ouvrage.

❖ **Contrainte admissible en compression:**

- A l'ELU : $f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{cj}}{\theta \times \gamma_b}$ (MPa) (B.A.E.L 91-REV99).

Tel que :

θ : Coefficient qui dépend de situation d'action T qui peut être accidentelle, transitoire ou durable

$\theta =$
- 1 Pour T≥ 24 heures
- 0.9 Pour 1 heure ≤T≤ 24 heures
- 0.85 Pour T< 1 heure

γb : Coefficient de sécurité.

$\gamma b =$
- 1.5 En situation durable ou transitoire.
- 1.15 En situation accidentelle.

- A l'ELS : $\sigma_{bc} = 0.6 \times fc_{28}$ (MPa) - (IV.20)

IV.4.1.4. Module de déformation longitudinale du béton « E »

Selon les règles BAEL on a :

❖ Module de déformation instantanée E_{ij}:

Sous les contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24h, le module de déformation longitudinale instantanée du béton E_{ij} est égal à :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} \text{ (MPa) - (IV.20)}$$

❖ Module de déformation différée E_{vj} :

Sous des contraintes de longue durée d'application, le module de déformation Longitudinale différé qui permet de calculer la déformation finale du béton est donné par la formule:

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = \frac{1}{3} E_{ij} \text{ (MPa) - (IV.20)}$$

-	E_{i28} (MPA)	E_{v28} (MPA)
Superstructure	35981.72	11993.90
Infrastructure	34179.55	11393.18

Tableau IV.1. Estimation des modules de déformations du béton de la super et infrastrcture

IV.4.1.5. Déformation transversale du béton :

Selon la loi de Hooke : $G = \frac{Eij}{2\times(1+\nu)}$ - (IV.20)

Avec ν : coefficient de poisson

$\nu = \begin{cases} 0 & \text{Pour le calcul des sollicitations (béton fissuré ELU).} \\ 0.2 & \text{Pour le calcul des déformations (béton non fissuré ELS).} \end{cases}$

IV.4.1.6. Diagramme contrainte - déformation de béton :

Pour les calculs relatifs à l'ELU on utilisera pour le béton un diagramme conventionnel dit: parabole rectangle

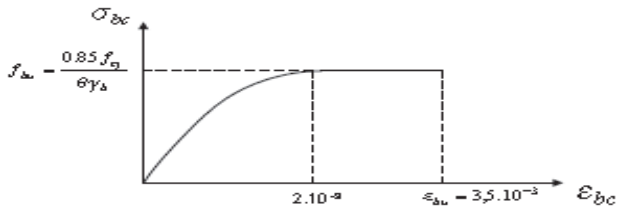


Figure IV.1. Diagramme contrainte-déformation de calcul à l'ELU.

- Pour notre ouvrage, le béton utilisé a les spécificités suivantes :

Caractéristiques	Valeurs		
	Superstructure		Infrastructure
Fc_{28}	35 MPA		30 MPA
Ft_{28}	2.7 MPA		2.4 MPA
Type de ciment	CPA 42.5		CPA 42.5
Dosage en ciment	450 Kg/m^3		350 Kg/m^3
Contrainte admissible à la compression	ELS	21 MPA	18 MPA
	ELU	19.83 MPA	17 MPA

Tableau IV.2- Caractéristiques du béton de la superstructure et infrastructure de l'ouvrage

IV.4.2. Acier :

L'acier est un matériau caractérise par une bonne résistance aussi bien en traction qu'en compression. C'est un alliage Fer + Carbone en faible pourcentage, sa bonne adhérence au béton, en constitue un matériau homogène.

Dans les ouvrages en béton précontraint, on utilise deux types d'aciers :

- Les aciers passifs : Reprennent les efforts tranchants et limitent la fissuration.
- Les aciers actifs : Créent et maintiennent la précontrainte sur le béton.

IV.4.2.1. les aciers passifs :

Ce sont des armatures identiques à celles utilisées dans le béton armé, elles ne sont mises en tension que par la déformation de l'élément.

Les caractéristiques des aciers passifs à prendre en compte dans les calculs sont les suivantes :

❖ **Limite d'élasticité garantie**

L'acier est défini par la valeur garantie de sa limite d'élasticité, notée « Fe »

Pour notre ouvrage les aciers passifs utilisés sont des armatures HA (Haute Adhérence) de nuance FeE500, donc la limite d'élasticité **Fe = 500 MPa**.

❖ **Module de déformation longitudinale Es**

Le module de déformation longitudinale de l'acier **Es** est pris égale à 200 MPA.

❖ **Contrainte limite de traction σ_{st} :**

Type de fissuration	σ_{st} [MPa]		Valeur (MPA)
Cas de fissuration peu nuisible	$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$	Situ-Durable ou transitoire γ_s=1,15	434.78
		Situ-Accidentelle $\gamma_s = 1$	500
Cas de fissuration préjudiciable	$\sigma_{st} = \text{Max}\left[\frac{fe}{2}; 110\sqrt{\eta.ftj}\right]$, n=1.6		250
Cas de fissuration très préjudiciable	$\sigma_{st} = \text{Max}\left[\frac{2fe}{5}; 88\sqrt{\eta.ftj}\right]$, n=1.6		200

Tableau IV.3- Contrainte limites de traction des aciers de la super et infrastructure.

NB :

η : est un coefficient de fissuration, il prend les valeurs suivantes :

η = { 1.00 Pour les treillis soudés et les ronds lisses RL.

1.60 Pour les aciers à haute adhérence HA.

❖ **Diagramme contrainte – déformation Acier :**

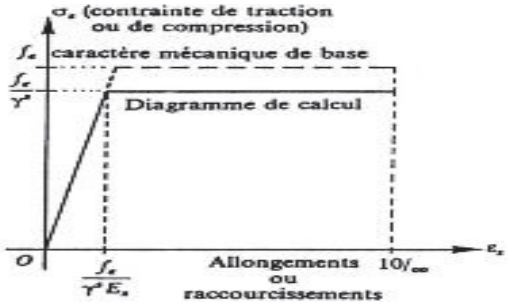


Figure IV.2. Diagramme contrainte-déformation de l'acier.

IV.4.2.2. Les aciers actifs :

Les aciers actifs sont des armatures à haute résistance, utilisé pour les constructions en béton précontraint par post-tension ou pré-tension, ils se trouvent à l'intérieur d'une gaine et ne sont pas au contact du béton, ils sont sous tension sans aucune sollicitation extérieure

Les aciers de précontraints ont été classé par catégories : fils, barres, torons.

- Les fils : sont des armatures dont la plus grande dimension transversale est inférieure à 12.5mm, elles conviennent pour les mises en tension de « précontrainte » en atelier
- Les barres : sont des armatures rondes, lisses, courtes et droites de diamètre supérieur à 12.5mm Elles sont utiles pour des applications spéciales comme les ancrages dans le sol.
- Torons : un toron est un assemblage de 3 ou 7 fils enroulés en hélice et repartis en une couche autour d'un fil central.

Dans le cas de notre projet :

- Câble de type : 15T15
- Section d'un câble : A_P=2100 mm^2.
- Section droite d'un toron : $A_{p\ 1\ toron}$ = 140mm^2
- Diamètre de la gaine : ϕ = 90mm.
- Contrainte de rupture garantie : f_{prg} =1770 MPa.
- Limite élastique garantie : f_{peg}=1583 MPa.
- Taux de relaxation garantie des câbles à 1 000 heures: ρ_{1000}=2.5%
- Module d'élasticité : E_p=190 000 MPa.
- Coefficient de recul d'encrage g = 2 mm
- Coefficient de frottement en courbe f=0.2 rad^{-1}
- Coefficient de frottement en ligne ϕ= 0.002 m^{-1}
- Coefficient μ_0 = 0.43 (très basse relaxation)

❖ **Classe de justification de la précontrainte : Classe II**

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

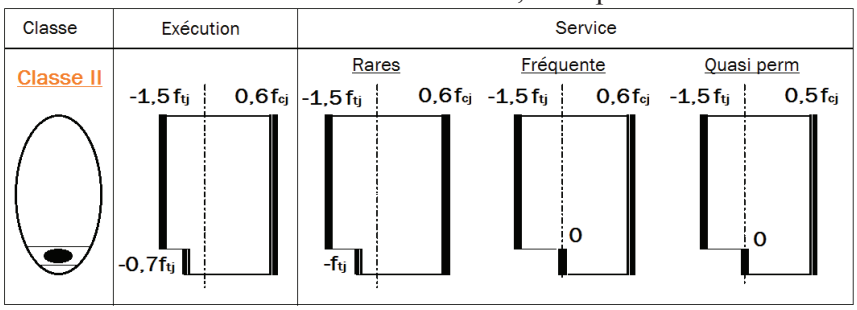


Figure IV.3 – Limitation des contraintes des sections en B.P.

IV.5 Conclusion

Connaitre les matériaux avec lesquels notre ouvrage d'art sera construit est une priorité des plus importantes, mais il reste aussi primordial de mentionner que des in situ sont formellement obligatoires pour appliquer avec une erreur nulle ce que la théorie mentionne.

Et maintenant qu'on a pu mentionner les différentes hypothèses de calcul et les spécifications de chaque matériau de constructions, nous pouvons entamer certains calculs préliminaires qui seront mentionnés dans le chapitre suivant.

Chapitre V :

CALCUL DES CHARGES ET SUCHARGES.

V.1. Introduction

Le pont est une structure qui a une fonction porteuse, il doit tenir en service sous l'effet de différentes actions, dans ce chapitre on va étudier les différentes charges qui agissent sur le tablier, elles sont classées en deux catégories :

- **Les charges permanentes** : IL s'agit de prendre en compte le poids réel des éléments mis en œuvre pour construire le pont, afin d'uniformiser et faciliter les procédures de calcul, c'est le poids des éléments porteurs (poutres, dalle) et les éléments non porteurs (trottoirs, corniche, garde-corps, glissières, revêtement).
- **Les surcharges** : elles comprennent :

- Les charges d'exploitation
- Les charges climatiques : essentiellement vent et températures.
- Les actions accidentelles : telles que le choc d'un bateau ou d'un véhicule sur une pile de pont ou l'effet d'un séisme, la prise en compte de l'action des séismes est définie par un règlement parasismique Algérien des ouvrages d'art (RPOA 2008).

V.2. Evaluations des charges et surcharges

V.2.1. Charges permanentes :

Les charges permanentes comprennent le poids propre de la structure ainsi que le poids des équipements de la structure (Glissières de sécurité, Béton bitumineux etc...).

- **Poids des voussoirs :**

Dans ce qui va suivre nous allons, appliquer des formules de variation de hauteur, de l'épaisseur du hourdis inférieures, et de la section des voussoirs, pour arriver au calcul du poids total des voussoirs

Les formules utilisées pour calculer la variation des hauteurs, de l'épaisseur du hourdis inférieures et de la section des voussoirs sont comme suit :

- Pour la variation de la hauteur :

$$h(x)= h_p - 2 \times (h_p - h_c) \left(\frac{x}{l}\right) + (h_p - h_c) \left(\frac{x}{l}\right)^2$$

Avec :

- H_p : Hauteur du voussoir sur pile = 4.5m
- H_c : Hauteur du voussoir à la clé = 2.5m
- L : Longueur du voussoir considérée

- Pour la variation de l'épaisseur du hourdis inférieure :

$$E(x)= E_p - 2 \times (E_p - E_c) \left(\frac{x}{l}\right) + (E_p - E_c) \left(\frac{x}{l}\right)^2$$

Avec :

- E_p : Epaisseur du hourdis inférieur sur pile = 0.8m
- E_c : Epaisseur du hourdis inférieur à la clé = 0.25m
- L : Longueur du hourdis considéré.

- Pour la variation de la section du voussoir :

$$\mathbf{S(x) = Sp - 2 \times (Sp - Sc) \times \left(\frac{X}{L}\right) + (Sp - Sc) \times \left(\frac{X}{L}\right)^2}$$

Avec :

- S_p : Section du voussoir sur pile
- S_c : Section du voussoir à la clé.
- L : Longueur du voussoir considéré.

La nomenclature des voussoirs est comme suit :

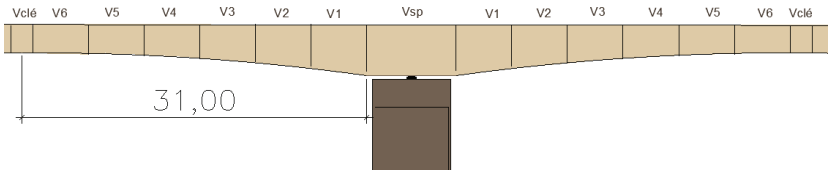


Figure V.1 – Nomenclature des voussoirs

Les résultats sont inscrits dans le tableau suivant :

Voussoirs	X(m)	H(x) (m)	E(x) (m)	S(x) (m)
V_p	0	4,50	0,80	14,43
V1	5	4,18	0,72	13,39
V2	10	3,63	0,58	12,87
V3	15	3,18	0,47	11,58
V4	20	2,85	0,39	10,68
V5	25	2,63	0,33	10,22
V6	30	2,51	0,30	9,96
$V_{clé}$	31	2,50	0,30	9,83

Tableau V.1. Variation de la hauteur, épaisseur du hourdis inférieur et de la section des voussoirs.

Nous allons maintenant évaluer le poids Total des voussoirs, en calculant le poids des voussoirs sur culées et du fléau, comme suit :

$V_{Culée}$	L(m)	S (m^2)	Volume (m^3)	P(KN)
V_{c1}	5	9,83	49,15	1228,75
V_{c2}	5	9,83	49,15	1228,75
V_{c3}	5	9,83	49,15	1228,75
V_{c4}	5	9,83	49,15	1228,75
$V_{Clé}$	2	9,83	19.66	491.5

Tableau V.2- Poids des voussoirs sur culée et à la clé.

Voussoir	L (m)	Volume (m^3)	Poids (KN)
VSP/2	4	57,72	1443
V1	5	66,95	1673,75
V2	5	64,35	1608,75
V3	5	57,90	1447,5
V4	5	53,40	1335
V5	5	51,10	1277,5
V6	5	49,80	1245
Total demi-fléau	-	-	10030.5
Total fléau	-	-	20061

Tableau V.3- Poids des voussoirs d'un fléau.

Travée	Poids (KN)
01 (Pk16+825 au Pk 16+871)	12979,5
02 (Pk16+881 au Pk 16+941)	20552,50
03 (Pk16+941 au Pk 17+011)	20552,50
04 (Pk17+011 au Pk 17+057)	12979,5
Total	67064

Tableau V.4- Poids total des voussoirs de la structure.

- **Poids des charges complémentaires permanentes :**

Les charges complémentaires permanentes comme leur nom l'indique ce sont toutes les surcharges qui s'ajoutent au poids propre de l'ouvrage, dans notre cas nous avons les CCP suivantes :

- Une Chappe d'étanchéité.
- Couche de Béton Bitumineux.
- Trottoirs.
- Corniche.
- Glissière de sécurité.

Eléments	Densité (KN/m^3)	Longueur (m)	Poids (KN/m)	Poids (KN)
Etanchéité	12	232	6	1392
Revêtement	24	232	24	5568
Trottoirs	25	232	6.5	1508
Corniche	25	232	4,875	1131
Glissière de sécurité	-	232	20	4640
Poids CCP total			**61,375**	**14239**

Tableau V.5- Poids des Charges Complémentaires Permanentes.

- **Poids total du tablier :**

$$P_{tot} = P_{CCP\text{-}tot} + P_{voussoirs\text{-}tot} = 14239 + 67064 = 81303(KN).$$

V.2.2 Charges thermiques

Notre pont se situe dans le nord algérien, c'est une région qui est soumise à un climat tempéré, il faut prendre en compte l'effet d'un même gradient thermique vertical tout le long de l'ouvrage qui admet une variation linéaire de température sur la hauteur de la section.

La variation uniforme de la température T dans notre région est de : + 35°C / -15°C.

Selon le tableau 3.2 (gradient thermique) du RCPR notre ouvrage est de Type 3 (tablier béton) donc le gradient thermique de la structure porteuse est admis à :

- en phase de service **ΔT (ΔΘ) = ± 7°C**
- en phase de construction à **ΔT (ΔΘ) = ± 12°C.**

V.2.3 Les charges d'exploitations :

V.2.3.1 Caractéristiques du pont :

- **Largeur roulable :**

Elle signifie la largeur comprise entre dispositifs de retenue ou bordures :

- Dans notre cas: $\mathbf{L_R = 12.50\ m}$

- **Largeur chargeable :**

Elle se déduit directement de la largeur roulable, cela en enlevant une bande de largeur 0.5m tout au long de l'ouvrage de chaque dispositif de retenue sois glissière ou barrière lorsque ces derniers existent.

- Dans notre cas : $\mathbf{L_c = 12.5 - 2*0.5 = 11.5}$

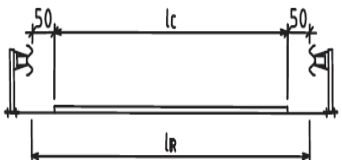


Figure V.2- Définition des largeurs roulables et chargeables

- **Nombre et largeur des voies de circulation :**

Selon le guide SETRA, le nombre de voie est égal à la partie entière du quotient de la largeur chargeable divisé par 3.

Dans notre cas : $N_v = \frac{L_c}{3} = \frac{11.50}{3} = 3.83$,

On prend $\mathbf{N_v = 3\ voies}$.

On déduit la largeur de la voie par la division de la longueur chargeable sur le nombre de voies.

C'est à dire $N_v = \frac{L_c}{Nv} = \frac{11.50}{3} = 3.83$, On prend $\mathbf{V = 3.5m}$

- **Classe de pont**

En fonction de la largeur roulable, les classes de ponts se divisent en 3, suivant ce tableau :

Classe de pont	Caractéristiques
Première classe	- tous les ponts supportant des chaussées telles que $L_R \geq 7$ m. - tous les ponts supportant des bretelles d'accès à de telles chaussées. - Les ponts urbains ou en zone industrielle quelle que soit leur largeur. - Les ponts de largeur roulable $L_R < 7$ m.
Deuxième classe	- Les ponts supportant des chaussées à deux voies avec $5,50 \leq L_R \leq 7$ m.
Troisième classe	- Les ponts supportant des chaussées à une ou deux voies avec $L_R \leq 5,50$ m

Tableau V.6- Définition des classes de ponts

➢ Dans notre cas : $L_R = 12.5\text{m} \geq 7\text{m}$, **La classe de notre pont est la première.**

V.2.3.2 Systèmes de charges :

Nous prendrons en considérations dans l'étude de l'ouvrage, des systèmes de charges suivants :

- Système de charge civil type A(l).
- Système de charge civil type B (B_c ;B_t ;B_r)
- Système de charge militaire Mc120.
- Convoi exceptionnel D240

A. Système de charge A :

Ce système de charge permet de modéliser l'effet des surcharges routier lors d'un embouteillage, une circulation à faible vitesse ou un stationnement. Il s'agit en effet d'une charge uniformément répartie dont l'intensité est donnée par la formule suivante :

$$A(L)=2,30+\frac{360}{L+12} \quad (KN/m^2)$$

Avec : L = Longueur chargeable en mètres.

- **Définition des coefficients a_1 et a_2 :**
  - Le terme A(l) est multiplié d'abord par un coefficient dit a_1 qui dépond du nombre de voie ainsi que de la classe du pont, comme le montre le tableau suivant :

Nombre de voies		1	2	3	4	> 5
Classe de pont	Première	1	1	0,9	0,75	0,7
	Deuxième	1	0,9	-	-	-
	Troisième	0,9	0,8	-	-	-

Tableau V.7- Coefficients a_1

Notre pont est de première classe, donc on prendra en compte les coefficients : 1, 1, et 0.9.

On obtient donc :

$$A_1=\max\begin{cases} a_1\ A(L) \\ 4\text{-}0{,}002\ L \end{cases} \quad (KN/m^2)\ .$$

Avec L : Longueur chargeable en mètres.

- Une fois A_1 Calculé, on multiplie ce dernier par un deuxième coefficient a_2, Tel que :

$$\mathbf{a_2=\frac{V_0}{V}.}$$

Avec :
V : largeur d'une voie, dans notre cas V = 3.5m
V_0 : Largeur, qui dépond de classe du pont, il est donnée suivant le tableau ci-dessous :

Classe de pont	V_0
Première classe	3.5m
Deuxième classe	3.0m
Troisième classe	2.75m

Tableau V.8 – Valeurs de V_0

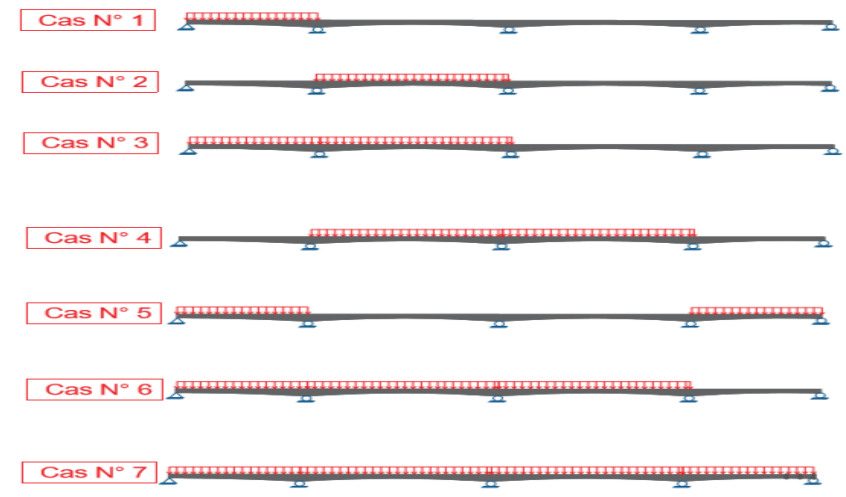
La charge A_2 est obtenue par : $\mathbf{A_2=a_2\times A_1}$; elle est appliquée uniformément sur toute la largeur de chacune des voies considérées.

Dans notre cas : V_0 = 3.5m (Première classe).
Donc a_2 = 3.5/3.5 = 1

A.1 Cas de chargement :

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

Figure V.3. Cas de chargement du système A(L)



✓ Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Cas de charge	L	A(l)	A(l) en fonction de n° des voies chargées (KN/ml)		
	(m)	(KN/m^2)	1 voie	2 voies	3 voies
Cas 1	46	8,51	29,77	59,55	80,39
Cas 2	70	6,69	23,42	46,83	63,22
Cas 3	116	5,11	17,89	35,79	48,31
Cas 4	140	4,67	16,34	32,68	44,12
Cas 5	92	5,76	20,17	40,33	54,45
Cas 6	186	4,12	14,41	28,83	38,92
Cas 7	232	3,78	13,21	26,43	35,68

Tableau V.9- Les efforts du système de chargements A(L)

✓ **Le cas le plus défavorable est le cas1 où L=46 m avec trois voies chargées.**

B Système de charge B :

Le système de charge B comprend trois systèmes distincts, leur charge est multipliée par le coefficient de majoration dynamique :

- **B.1. Système Bc :**

Il se compose de camions type de 300 (KN) comportant trois essieux. Dans le sens longitudinal le nombre de camions par file est égal à deux. Dans le sens transversal on dispose sur la chaussée autant de files de camions que la chaussée comporte de voie de circulation et on place toujours ces files dans la situation la plus défavorable, comme le montre la figure suivante :

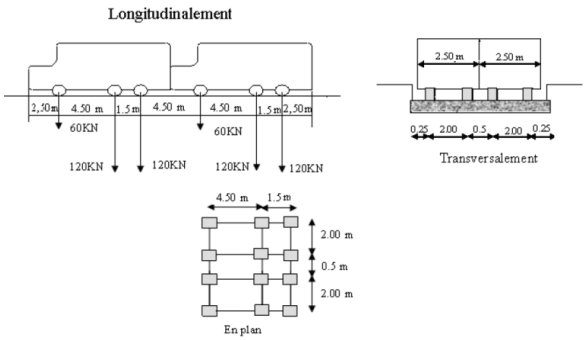


Figure V.4- système de chargement Bc

La valeur des charges du système Bc sont multipliées par les coefficients b_c obtenus à partir du tableau suivant :

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

Tableau V.10- valeur de b_c

Notre pont est de première classe, donc on prendra les coefficients : 1.2, 1.1, et 0.95 pour une, deux et trois voies chargées.

✓ La charge S_{Bc} est obtenue par : $S_{Bc}= Bc \times N \times b_c$ Tel que :

N : nombre de voies chargées

Bc : charge totale d'un camion type ; Bc = 300 (KN)

✓ Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Nombre de voies chargées N	Bc (KN)	bc	S_{Bc}
1	600	1,2	720
2	1200	1,1	1320
3	1800	0,95	1710

Tableau V.11. Estimation de la charge Bc

- **B.2 Système B_t :**

Il se compose de groupes de 2 essieux dits «essieux tandems» de 160 (KN) chacun, comme suit :

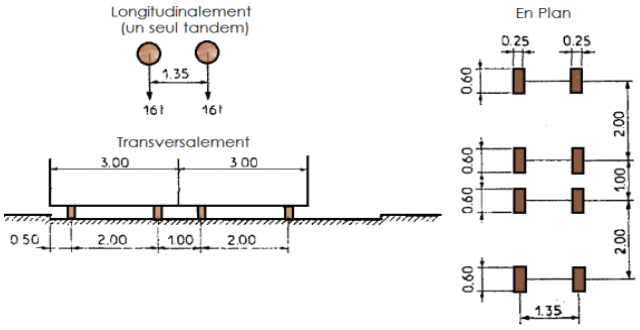


Figure V.5- système de chargement B_t

La valeur des charges du système Bt sont multipliées par les coefficients b_t obtenus à partir du tableau suivant :

Classe de pont	b_t
1	1.2
2	1

Tableau V.12- valeur de b_t

La charge S_{Bt} est obtenue par : $S_{Bt}= Bt \times N \times b_t$, Tel que :

Bt : charge portée par deux essieux tandems.

N : nombre de voies chargées.

✓ Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Nombre de voies chargées	Bt	b_t	S_{Bt}(KN)
1	320	1,2	384
2-3	640	1,2	768

Tableau V.13. Estimation de la charge Bt

- **B.3 -Système B_r :**

Ce système se compose d'une roue isolée qui porte une charge de 100 kn, comme le montre la figure suivante :

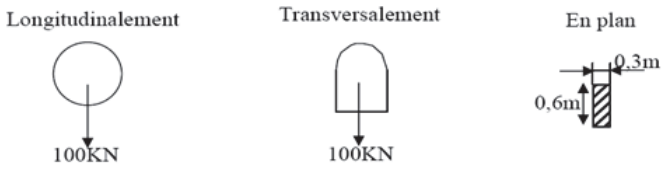


Figure V.6- système de chargement Br

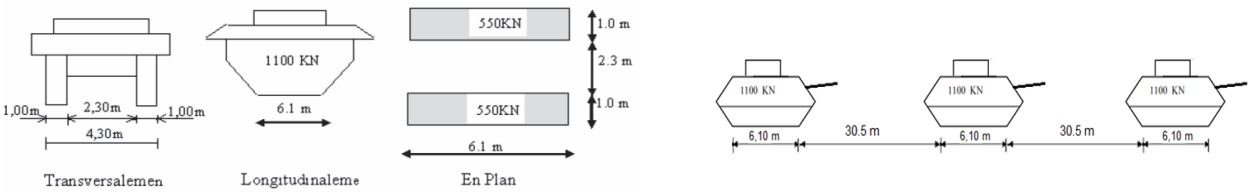
C. Charges militaires : Mc120 :

Ce système est un véhicule type qui comporte deux chenilles qui peuvent circuler en convoi avec une charge totale de 1100 (KN)

La longueur d'une chenille et 6.10 m et sa largeur est de 1 m, Dans le sens transversal un seul convoi est supposé circuler, dans le sens longitudinal le nombre de véhicule est limité avec un espacement de 30.5m.

Les charges militaires doivent être multipliées par un coefficient de majoration dynamique δ

Figure V.7. Systéme de charge MC120



D. Système de charges convoi exceptionnel D240

Ce système est un convoi qui comporte une remorque supportant une charge totale de 2400 KN uniformément repartie sur un rectangle de 3.2m de large et de 18.60m de long. Le convoi est supposé circuler seul quelles que soient la largeur et la longueur du pont. Dans le sens transversal, l'axe longitudinal doit être situé au moins à 3,50 m du bord de la largeur chargeable.

Les charges exceptionnelles ne sont pas majorées pour les effets dynamiques vu leur lenteur. De plus, elles sont supposées ne développer aucune réaction de freinage, ni de force centrifuge.

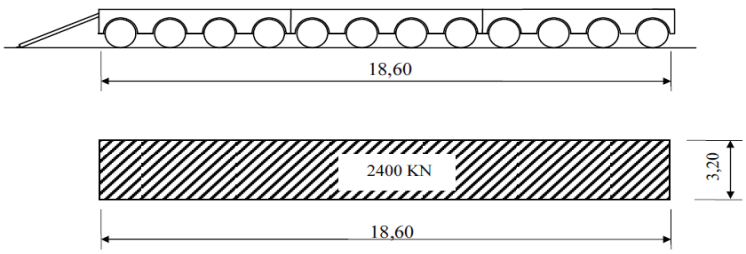


Figure V.8- système de chargement D240.

E. Surcharges sur trottoirs

Nous appliquons sur les trottoirs une charge uniforme de 1,5 KN/m^2 réservée exclusivement à la circulation des piétons de façon à produire l'effet maximal envisagé.

F. Coefficient de majoration dynamique :

C'est un coefficient qui permet de passer d'une étude dynamique vers une étude pseudo-dynamique .En effet, les charges dynamiques sont remplacées par des charges statiques majorées par ce coefficient.

Les charges du système B et Mc120 doivent être majorés par ce coefficient

Les charges du système B sont majorées par un même coefficient dynamique pour les trois systèmes Bc, Bt et Br.

Le coefficient de majoration dynamique est déterminé par la formule suivante :

$$\delta_M = 1 + \frac{0,4}{1 + 0,2 \times L} + \frac{0,6}{1 + 4 \times \frac{G}{S}}$$

Tel que :

L: la longueur de l'élément (m).

G : poids propre de l'élément.

S : charge maximale de l'élément

- Les coefficients de majorations maximales pour chaque système de chargement sont résumés dans le tableau si dessus :

Le cas de chargement	Longueur (m)	Système de charge	Coefficient de majoration
Cas1	46	**B_c**	**1.06**
		B_t	**1.05**
		Mc120	**1.05**

Tableau V.14. Coefficients de majoration pour les systèmes B_c B_t et MC120

G. Effort de freinage :

C'est un effort appliqué sur la surface de la chaussée sur l'un ou l'autre sens de circulation, dans le cas courant, la résultante de cet effort est supposée centrée sur l'axe longitudinal de la chaussée

Les efforts de freinage sont pris en considération pour la stabilité des appuis (piles et culées) et la résistance des appareils d'appuis.

Les charges susceptibles de développer des réactions de freinage sont les charges des systèmes A et B_c.

❖ **Système de charge Bc :**

Chaque essieu d'un camion du système B_c peut développer un effort de freinage égal à son poids, parmi les camions que l'on peut placé sur le pont un seul est supposé freiner et peut développer une réaction de freinage égal à 300 KN.

❖ **Système de charge A :**

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

$$\mathbf{F = \frac{A \times S}{20 + 0{,}0035 \times S}} \quad \text{(KN)}$$

Tel que :

S : est la surface chargée en (m2).

Le tableau suivant résume les valeurs de l'effort de freinage du système A(L) :

		S (m²)				F (KN)		
Cas	L(m)	1 voie	2 voies	3 voies	A(l) (kN/m2)	1 voie	2 voies	3 voies
cas1	46	161	322	483	8,51	66,60	129,65	189,43
cas2	70	245	490	735	6,69	78,59	150,97	217,85
cas3	116	406	812	1218	5,11	96,90	181,74	256,65
cas4	140	490	980	1470	4,67	105,34	195,26	272,92
cas5	92	322	644	966	5,76	87,81	166,73	238,04
cas6	186	651	1302	1953	4,12	120,34	218,34	299,71
cas7	232	812	1624	2436	3,78	134,21	238,72	322,40

Tableau V.15. Efforts de freinage du système A(L)

V.3- Conclusion :

Nous pouvons dès à présent, continuer notre travail d'étude du viaduc V6, en modélisant notre structure sur Logiciel de calcul, en incluant son poids permanant, les surcharges routières etc... Déjà calculés dans ce chapitre, qui contribueront à déterminer le ferraillage actif et passif de notre structure et qui fera l'objet des chapitres suivants.

Chapitre VI :

ETUDE LONGITUDINALE.

V.I. Introduction :

La technique de construction des ponts par encorbellement successifs consiste à construire un ouvrage par éléments successifs. Chaque voussoir est construit en encorbellement par rapport au voussoir précédent. La construction est en général réalisée symétriquement de part et d'autre d'une pile pour limiter les moments de déséquilibre. On constitue ainsi une partie d'ouvrage ayant la forme d'une double console appelée fléau.

Les voussoirs sont fixés à l'aide des câbles de précontrainte qui sont tendus Après bétonnage d'une paire de voussoirs de part et d'autre du fléau pour permettre aux deux nouveaux voussoirs de compléter le fléau en cours de construction et de créer ainsi un nouveau tronçon d'ouvrage autoporteur.

Dans ce chapitre on procèdera aux calculs de la stabilité du pont en phase de construction et en phase de service.

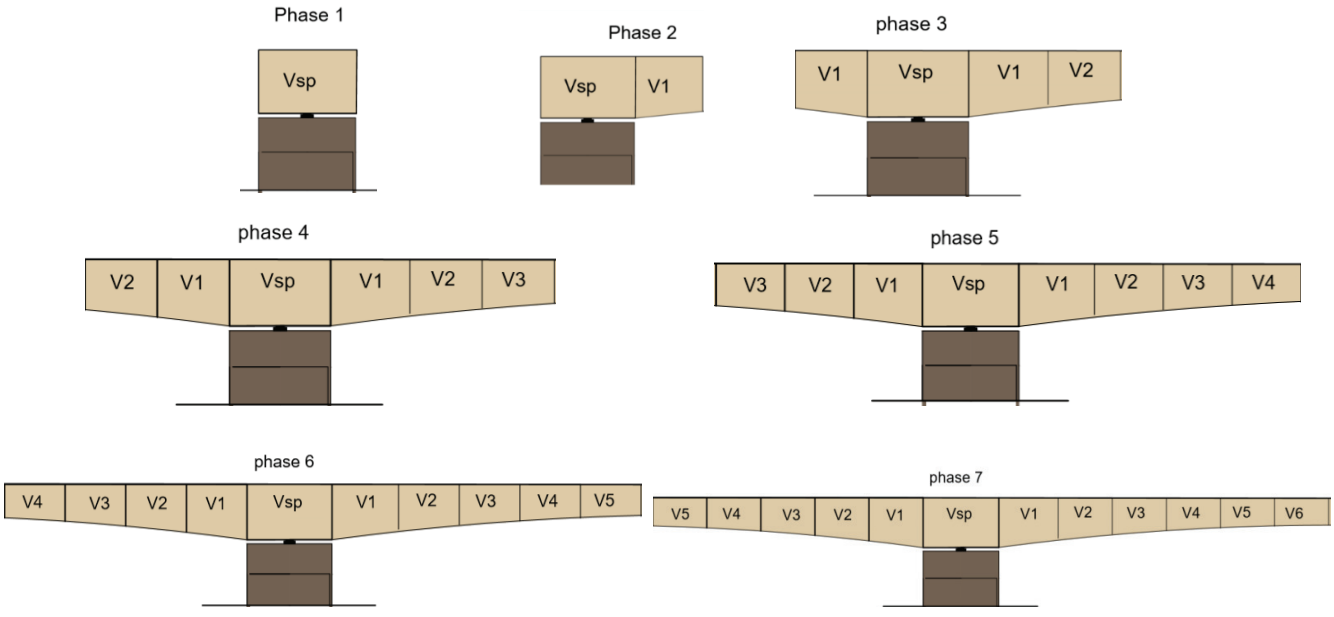
VI.2. Stabilité en phase de construction :

La construction des ouvrages par encorbellements successifs impose une phase délicate de réalisation .En effet il convient lors de toutes les phases de la réalisation du fléau d'en assurer la stabilité avant clavage avec le fléau voisin ou la travée de rive.

Le déséquilibre du fléau peut être généré en particulier :

- Par la chute d'un équipage mobile
- Par un chargement non symétrique du fléau (pose d'un voussoir par exemple d'un seul coté)
- Par les effets du vent s'exerçant sur un seul fléau.

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



FigureVI.1- les phases de construction d'un fléau.

VI.2.2. Charges à prendre en compte :

Le calcul en phase de construction doit être conduit en tenant compte des phases successives de chargement de l'ouvrage. Il est donc nécessaire de procéder à une analyse précise des phases de construction et des phases de chargement ultérieures.

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

VI.2.2.1. Poids propre du fléau :

N° Voussoir	L_v (m)	S (m²)	P (KN)
VSP	4	14,43	1443
V1	5	13,06	1632,5
V2	5	11,92	1490
V3	5	11,08	1385
V4	5	10,42	1302,5
V5	5	9,98	1247,5
V6	5	9,83	1228,75

Tableau VI.1. Poids des voussoirs d'un demi-fléau

Le poids du demi-fléau situé du côté du déséquilibre est majoré de 2 % (G_{max}=G×1.02), alors que le poids de son symétrique est minoré de 2 % (G_{min}=G×0.98).

VI.2.2.2. Charges de chantier connues:

Les charges connues sont celles dont on peut préciser le poids et la position dans chaque phase de construction, exemple poutres de lancement et les équipages mobiles, Pour les ouvrages coulés en place, il s'agit principalement du poids de l'équipage mobile noté $Q_{PRC1,}$ on considère que son peut être égal à la moitié du voussoir le plus lourd

Dans les calculs, ces charges doivent être majorées de 6 % du côté du demi-fléau le plus lourd ou minorée de 4 % du côté opposé, donc on aura :

- $Q_{PRC1,\,max}$ =1.06×1443=1529.58 KN.
- $Q_{PRC1,\,min}$ =0.96× 1443=1385.28 KN.

VI.2.2.3. Charges de chantiers aléatoires :

Les charges de chantier aléatoires correspondent aux matériaux stockés sur le tablier (par exemple rouleaux de câbles), aux petits engins de chantier (par exemple compresseurs), aux personnels et aux actions climatiques diverses

Pour couvrir les charges de chantier inconnues, on utilise deux actions :

- Une charge répartie (Q_{PRA1}) de 200 N/m² sur un demi-fléau dans les cas courants (portée < 120 m), qui inclut l'effet vertical du vent sous réserve que le site ne soit pas exposé.

$$Q_{PRA1} = 200 \times 13{,}8 = 2760\ \text{N/m} = 2.76\ \text{KN/m}$$

- Une charge concentrée (Q_{PRA2}) appliquée en bout de fléau, à l'extrémité du dernier voussoir; celte charge représente le poids des rouleaux de câbles, des compresseurs, du petit matériel, etc.

$$Q_{PRA2} = (50 + 5 \times 13{,}8) = 119\ \text{KN/m}$$

.b : désigne la largeur du hourdis supérieur du caisson exprimée en mètres.

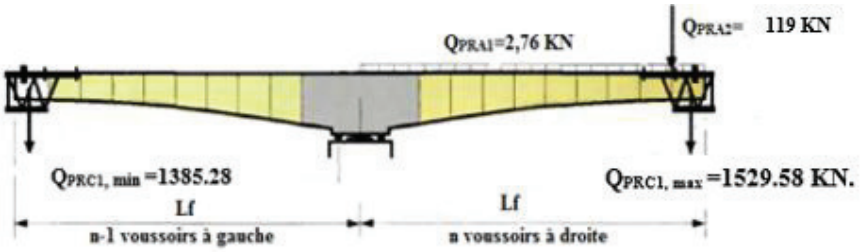


Figure VI.2. Situation temporaire de construction à considérer.

VI.2.2.4. Charges de chantiers accidentelles :

Pour un ouvrage coulé en place, toute charge mobile pendant une ou plusieurs phases de déplacement de l'équipage est susceptible de chuter.

Cette chute (F_A) est prise en compte avec un coefficient de majoration dynamique de 2 pour tenir compte de l'énergie accumulée par la déformation du demi-fléau concerné. Cela revient à inverser le sens du poids de l'équipage $Q_{PRC1\ max}$.

$F_A = - Q_{PRC1\ max} = -1529.58$ KN.

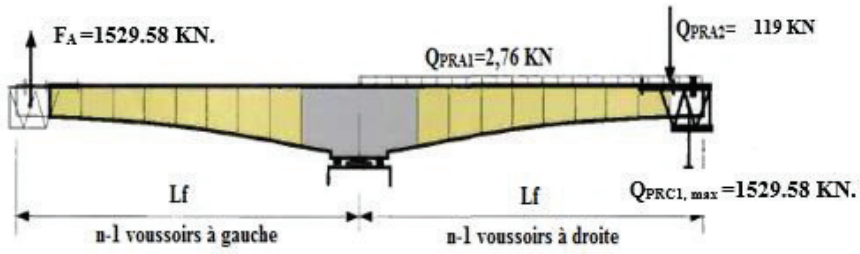


Figure VI.3. Situation accidentelle de construction à considérer.

VI.2.3. Combinaisons d'action en construction :

VI.2.3.1. Combinaison d'action temporaire en construction :

Nous allons appliquer les deux combinaisons suivantes :

$A1 : 1.1 (G_{max} + G_{min}) + 1.25 (Q_{prca1\ max} + Q_{prca1\ min} + Q_{pra1} + Q_{pra2})$

$A2 : 0.9 (G_{max} + G_{min}) + 1.25 (Q_{prca1\ max} + Q_{prca1\ min} + Q_{pra1} + Q_{pra2})$

VI.2.3.2. Combinaison d'action accidentelle en construction :

Nous allons appliquer les deux autres combinaisons suivantes :

$B1 : 1.1 (G_{max} + G_{min}) + (Q_{prca1\ max} + F_a + Q_{pra1} + Q_{pra2})$

$B2 : 0.9 (G_{max} + G_{min}) + (Q_{prca1\ max} + F_a + Q_{pra1} + Q_{pra2})$

En utilisant un modèle numérique à l'aide du logiciel, nous avons pu tirer les efforts qui sont résumés dans le tableau suivant :

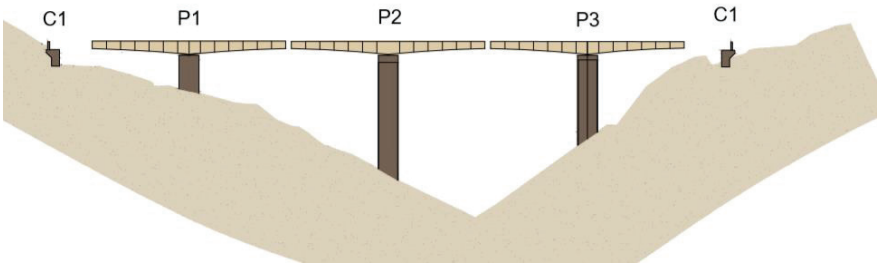
Voussoir	Combinaison A1		Combinaison A2		Combinaison B1		Combinaison B1	
	M (KN.m)	T (KN)	M (KN.m)	T (KN)	M (KN.m)	T (KN)	M (KN.m)	T (KN)
Axe VSP	240413.79	13220.74	208799.48	11212.97	183926.08	11414.31	160162.80	9655.79
Fin VSP	190734.73	11618.79	166573.97	9899.78	141467.18	9815.13	124160.50	8345.36
Fin V1	137290.07	9759.07	120886.89	8375.05	97032.20	7958.86	86236.90	6824.08
Fin V2	92965.63	7970.71	82677.48	6908.71	61700.19	6173.95	55773.73	5361.19
Fin V3	57137.99	6360.35	51435.68	5588.01	34847.73	4567.04	32260.91	4043.94
Fin V4	29054.60	4873.01	26545.77	4367.96	15722.26	3083.15	15082.73	2827.33
Fin V5	8250.10	3300.04	7627.00	3050.80	3858.45	1543.38	3858.45	1543.38
Fin V6	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

Tableau VI.2. Efforts enregistrés dans le fléau en situation temporaire et accidentelle

NB : Les diagrammes sont présentés dans l'annexe B

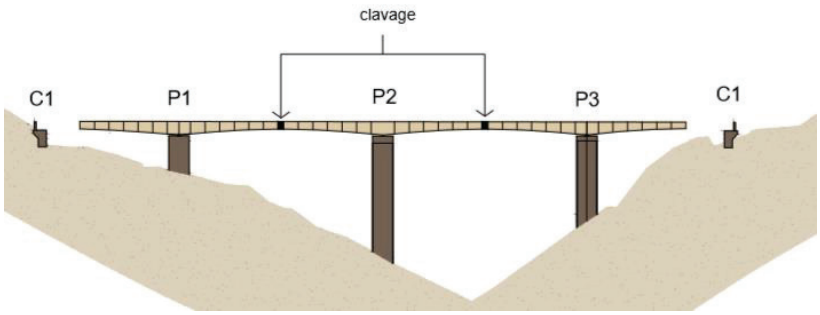
VI.2.4 Cinématique de construction de l'ouvrage :

✓ Réalisation des fléaux sur les piles centrales (P1, P2 et P3) :



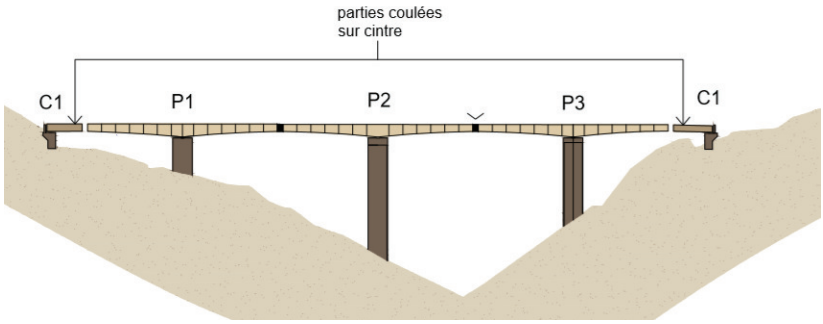
FigureVI.4- Etape 1 de la réalisation de l'ouvrage.

✓ Clavage à la clé des fléaux réalisés :



FigureVI.5- Etape 2 de la réalisation de l'ouvrage.

✓ Réalisation des parties coulées sur cintre au niveau des culées :



FigureVI.6- Etape 3 de la réalisation de l'ouvrage.

✓ Clavage des deux fléaux de rive avec les culées

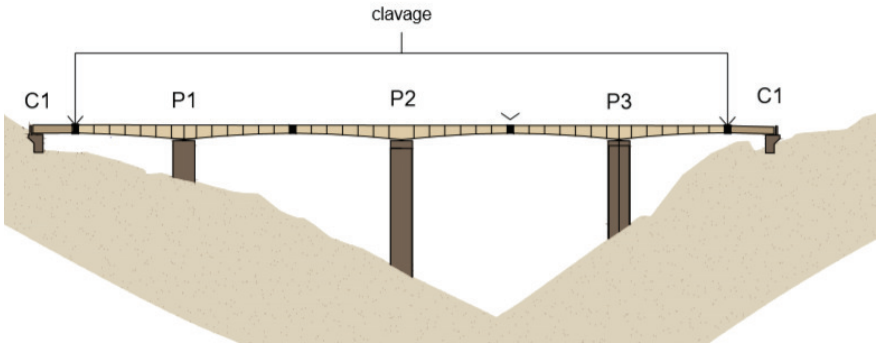


Figure VI.7- Etape 4 de la réalisation de l'ouvrage.

VI.2.5. Stabilité du fléau avec clouage par précontrainte

Vu que dans notre cas nous avons une pile appuyée (P1), nous devons faire en sorte qu'elle soit stable, et nous avons opté pour le clouage par précontrainte qui est une méthode qui consiste à tendre les armatures verticales pour plaquer provisoirement le voussoir sur pile et ses appuis, c'est la méthode la plus économique et elle s'adapte aux ouvrages dont les portées principales sont inférieures à 120m.

VI.2.5.1. Détermination du nombre de câble de clouage

Pour calculer le nombre des câbles en situation de construction en utilisent les sollicitations **M** et **N** résultantes des combinaisons du type **A** et **B**. On note **e** la distance entre axes des deux files de cales d'appuis provisoires.

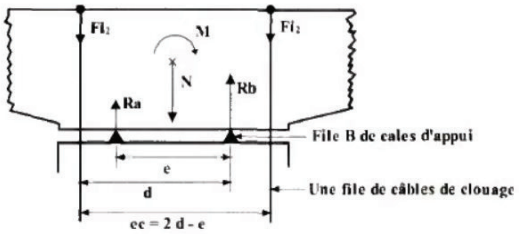


Figure VI.8. Schéma de stabilité du fléau avec câbles de clouage

On calcule tout d'abord l'excentricité de la résultante des efforts : **M/N**.

- Dans le cas où **M/N < e/2**, le fléau ne risque pas de basculer ; les câbles de clouage ne sont donc théoriquement pas nécessaires ; on dispose toutefois, par sécurité, au minimum de deux paires de câbles.
- Dans le cas où **M/N > e/2**, des câbles de clouage doivent rétablir l'équilibre du fléau. Pour calculer le nombre de câbles à disposer, on utilise la formule suivante :

$$\mathbf{n = \frac{\frac{\Delta M}{e} - \frac{\Delta N}{2}}{(1-\rho) \times F_{P0}}}$$

$\boldsymbol{\rho}$: représente l'estimation initiale des pertes, environ de **25%** ;

$\mathbf{F_{P0}}$: effort de précontrainte d'un câble 15T15 classe 1770,

$\mathbf{F_{P0}}$= min (0,8F_{prg} ; 0,9F_{peg}).

$\mathbf{F_{P0}}$ **= 2973.6 KN.**

$$Ra = \frac{\Delta N}{2} - \frac{\Delta M}{e} + Fi \qquad Rb = \frac{\Delta N}{2} + \frac{\Delta M}{e} + Fi$$

D'après la géométrie de la pile, on a e= 6m donc un e/2 = 3m

Pour tous les cas de combinaison nous avons : $\frac{\Delta M}{\Delta N}(m) > \frac{e}{2}$

Donc il y'a risque de basculement, et on va maintenant déterminer les câbles de clouage nécessaire pour maintenir la stabilité du fléau, comme le montre le tableau suivant :

Combinaisons	ΔM_{max} (KN.m) Sur pile	ΔN_{max} (KN.m) Sur pile	$\frac{\Delta M}{\Delta N}(m)$	$\frac{e}{2}(m)$	nombre de câbles	R_a (KN)	R_b (KN)
A1	240 413.79	13 220.74	18.18	3	15,00	14119,00	**94256,93**
B1	183 926.08	11 414.31	16.11	3	11,18	22630,40	83939,10
A2	208 799.48	11 212.97	18.62	3	13,09	18384,17	87983,99
B2	160 162.80	9 655.79	16.58	3	9,80	25711,69	79099,29

Tableau VI.3 Nombre de câble de clouage du fléau

On retient le nombre maximal de câbles par file résultant des calculs précédents en arrondissant au nombre pair immédiatement supérieur, Donc on opte pour 16 câbles de 15T15 avec une disposition de 8 câbles dans chaque côté.

VI.2.5.2. Calcul des surfaces

En supposant qu'on a deux cales de dimensions (a.b) par ligne d'appui et Puisque :
Ra > 0 ➔ La surface des cales est donnée par la formule suivante :

$$S = \mathbf{2} \times \boldsymbol{a} \times \boldsymbol{b} = \frac{R_b}{f_{cmax}}$$

F_{cmax} : représente la contrainte à ne pas dépasser = min (f_{cmin} ; f_{cf})

En fixant le pourcentage de frettage à 2% dans le cas courant, on obtient :

$f_{cf} = f_{c28} + 20$ donc f_{cf}= 55 MPa.

Et f_{clim} les valeurs limites issues de ce calcul, en fonction de la résistance du béton et du type de vérification à effectuer est donnée par le guide SETRA :

Type de combinaison à L'ELU	$f_{c\,lim}$
Combinaison ne comportant pas des actions permanentes	0,61 à 0,65 f_{cj}
Combinaison fondamentale	0,72 à 0,75f_{cj}
Combinaison accidentelle	0,94 à 0,98f_{cj}

Tableau VI.4 Valeurs de f_{clim}.

On opte pour :$f_{c\,lim}$= 0,94 f_{c28} c'est-à-dire **$f_{c\,lim}$=32,9 MPa**

La contrainte à ne pas dépasser est alors **: $f_{c\,max}$= Min ($f_{c\,lim}$; f_{cf})= 32,9 MPa**

En supposant qu'on a deux cales de dimensions a ×b par ligne d'appui, d'où :

$$S = 2 \times a \times b = \frac{R_b}{f_{cmax}},\ R_b = \frac{\Delta N}{2} + \frac{\Delta M}{e} + F_i \text{ et } F_i = (1-\rho) \times n \times F_{P0}$$

Application Numérique :

ρ = 25 % ΔM= 240 413.79KN.m
F_{P0} = 2973.6 KN ΔN= 13 220.74KN.m
e = 6 m
n= 16 câbles
F_i = 47577,60 KN et R_b = 94.25MN

Donc **S = 2,86m²**

Donc on opte pour **: 4 cales de dimensions (1× 1,5) m².**

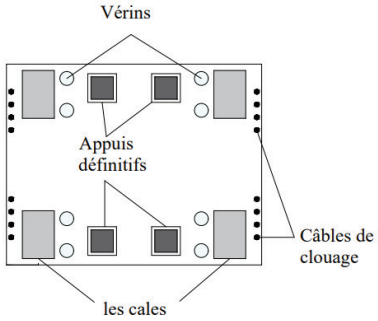


Figure VI.9. Schéma descriptif des positions des câbles de clouage et des calles

VI.3. Modélisation :

La modélisation est l'une des étapes les plus primordiales dans l'étude de notre projet, qui consiste à introduire la structure dans un logiciel de calcul, cette modélisation a été élaborée comme suit :

- La structure est définie par des éléments barres.
- Les appuis sont considéré comme appuis simples sauf une au niveau de la culée C1 qui est définie comme appui double;
- Les sections et les matériaux utilisés sont déjà définis dans les **Chapitres III et IV**.
- Les charges et surcharges avec ces combinaisons sont définies, selon RCPR 2008, dans le **Chapitre V**.

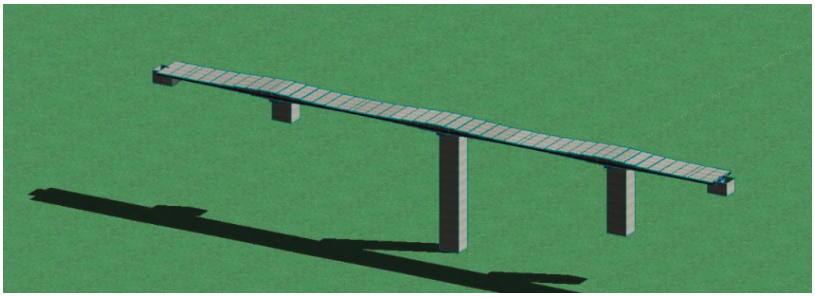


Figure VI.10. Modèle de calcul de la structure sur Logiciel

VI.4.Combinaisons d'action

Selon le R.C.P.R, on doit considérer les combinaisons de charges suivantes :

Combinaison		G	A(l)	B_c	B_t	M_c 120	D240	St
ELU	Comb.1	**1,35**	**1,6**	0	0	0	0	**1,6**
	Comb.2	**1,35**	0	**1,6**	0	0	0	**1,6**
	Comb.3	**1,35**	0	0	**1,6**	0	0	**1,6**
	Comb.4	**1,35**	0	0	0	**1,35**	0	0
	Comb.5	**1,35**	0	0	0	0	**1,35**	0
ELS	Comb.1	**1**	**1,2**	0	0	0	0	**1,2**
	Comb.2	**1**	0	**1,2**	0	0	0	**1,2**
	Comb.3	**1**	0	0	**1,2**	0	0	**1,2**
	Comb.4	**1**	0	0	0	**1**	0	0
	Comb.5	**1**	0	0	0	0	**1**	0

Tableau VI.5. Combinaisons de charge à l'ELU et à l'ELS

VI.5. Résultats :

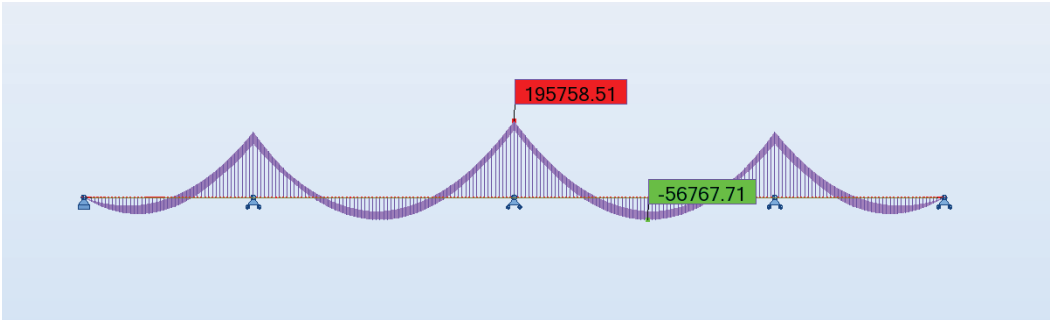


Figure VI.11. Le moment max et min à l'ELS sous la combinaison (G+D240).

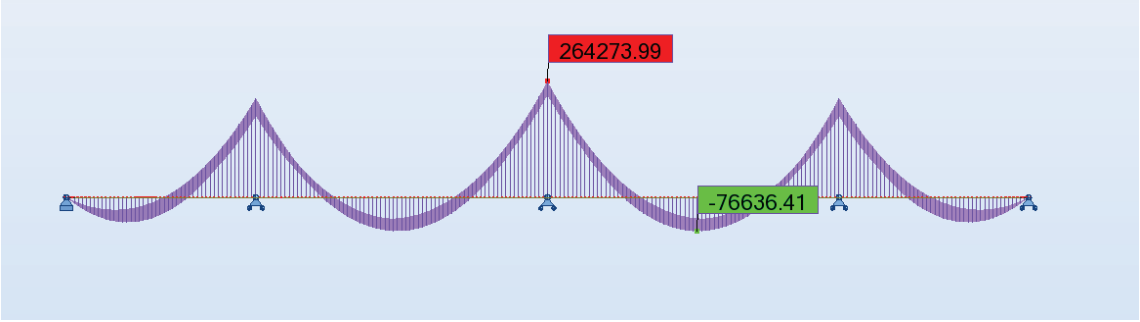


Figure VI.12. Le moment max et min à l'ELU sous la combinaison (1.35G+1.35D240).

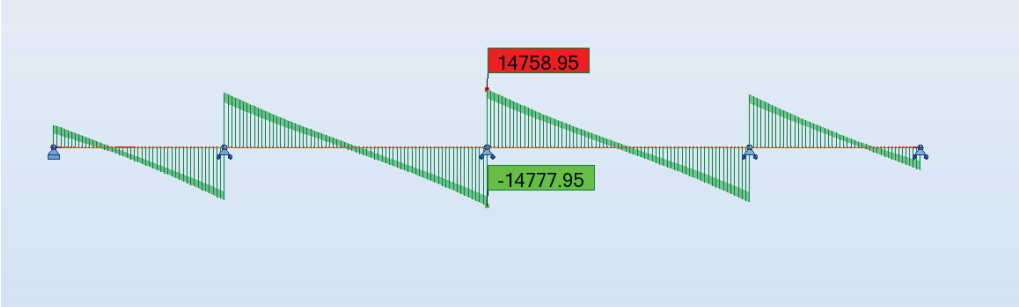


Figure VI.13. L'effort tranchant max et min à l'ELS sous la combinaison (G+D240).

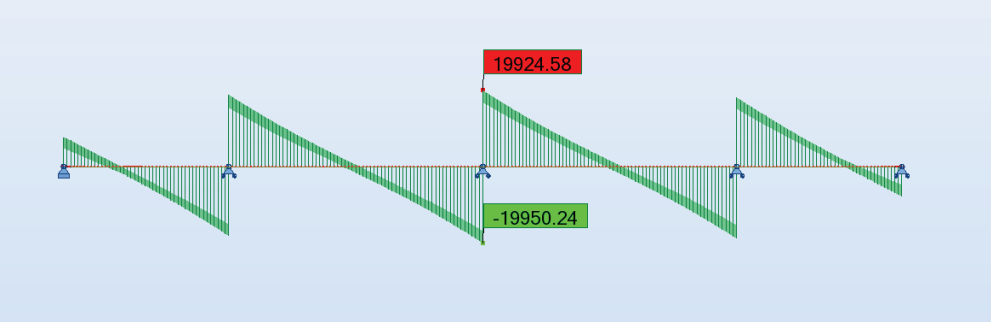


Figure VI.14. L'effort tranchant max et min à l'ELU sous la combinaison (1.35G+1.35D240).

NB : Les autres diagrammes sont mentionnés dans l'annexe B.

VI.6. Vérification de la flèche :

D'après les règles du BAEL, la condition du déplacement élastique de l'ouvrage doit être vérifiée, ce qui veut dire que la flèche maximale δ doit être inférieure à la flèche admissible δ_{adm}=L/500 avec L est la portée de la travée considérée.

Application numérique :

- δ_{adm}=L/500= 70/500=14 cm
- δ=4.5cm
- $\delta < \delta_{adm}$ ⟶ **condition vérifiée.**

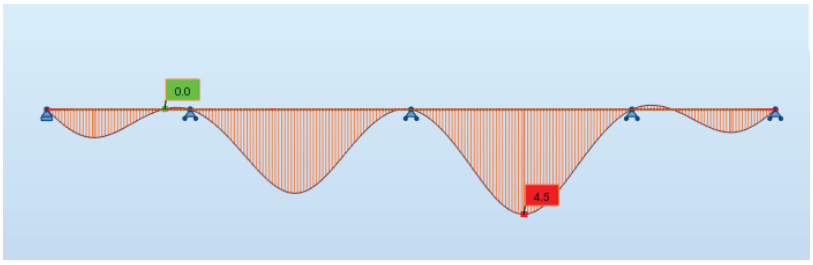


Figure VI.15. La flèche maximale de l'ouvrage.

VI.7. Conclusion

Grace à ce chapitre, nous avons pu déterminer les sollicitations extrêmes dues aux charges permanentes ainsi qu'aux surcharges routières et gradient thermique présentés dans le chapitre V, nous pouvons maintenant déterminer les câbles de précontrainte (fléau et continuité) qui sera l'intitulé du chapitre suivant.

Chapitre VII :

ETUDE DE LA PRECONTRAINTE.

VII.1. Introduction

Un pont construit en encorbellement comporte principalement deux familles de câble de précontrainte : les câbles du fléau, et les câbles de continuité, dans ce chapitre nous allons déterminer le nombre et la disposition de ces câbles dans les voussoirs.

- **Les câbles de fléau**

Ce sont des câbles qu'on doit mettre en cours de construction des fléaux. Ils sont destinés à s'opposer aux moments de flexion négatifs provoqués par la construction des consoles et à rendre chaque voussoir solidaire à la partie du tablier déjà exécutée.

- **Les câbles de continuité**

Ils sont enfilés au voisinage de la clé de chaque travée pour réaliser la continuité du tablier et résister aux moments fléchissant positifs qui en résultent. La plupart de ces câbles sont situés au niveau de la membrure inférieure à la suite des moments fléchissants dus aux charges d'exploitation.

VII.2. Etude de la précontrainte du fléau :

VII.2.1 Détermination du nombre de câble du fléau

Le nombre de câbles du fléau est déterminé par la relation suivante : $\mathbf{n \geq \frac{P}{0{,}75 \times P_0}}$

$\mathbf{P_0}$: effort de précontrainte limite qu'un câble de **15T15** peut créer, P_0 est estimé à 25% de perte.

La tension d'origine :

$\mathbf{\sigma_{p0} = min\ (0{,}8\, f_{prg}\ ;\ 0{,}9\, f_{peg})}$ C'est-à-dire σ_{p0}= 1416MPa.

- **Evaluation de l'effort de précontrainte P_0 :**

$$\mathbf{P_0 = \sigma_{p0} \times S_{câble15T15}} = 1416 \times \mathbf{2100 \times 10^{-6}} \quad \text{Donc} \quad \mathbf{P_0 = 2970\ KN}$$

- **Evaluation de l'effort de précontrainte P :**

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

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

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

Application Numérique :

M = 240413,79 KN.m (Combinaison de charge Al- Axe VSP; **(Du Chapitre VI)**
d = 0,15 m, I = 44.13 m^4, S = 14.43 m^2, v = 2.10 m

On trouve $\mathbf{P_0 = 70{,}58\ MN}$

Donc un nombre de câble n ≥ 25.16

Au final, on prend un nombre de câble **n= 28 câbles**

Les sollicitations étant déjà calculées dans le **Chapitre VI,** Nous avons dressé un tableau qui résume le nombre de câbles à chaque phase de réalisation comme suit :

	x (m)	M (KN.m)	υ (m)	I (m^4)	S (m^2)	e (m)	P (MN)	N câble	N retenus
Axe VSP	0	240413,79	2,1	44,13	14,43	1,95	70,58	24.46	28
Fin VSP	4	190734,73	2,1	44,13	14,43	1,95	55,99	19.41	28
Fin V01	9	137290,07	1,9	35,81	13,39	1,75	43,48	15,07	24
Fin V02	14	92965,63	1,6	25,53	12,87	1,45	34,56	11.98	20
Fin V03	19	57137,99	1,3	17,46	11,58	1,15	24,74	8,57	16
Fin V04	24	29054,6	1,1	12,38	10,68	0,95	14,50	5,03	12
Fin V05	29	8250,1	1	9,77	10,22	0,85	4,57	1,58	8
Fin V06	34	0	1	8,54	9,96	0,85	0,00	0,00	4

Tableau VII.1. Estimation du nombre de câble du fléau

VII.2.2. Position et enrobage des câbles :

Lors de la disposition des câbles, nous devons prendre en considération les conditions suivantes :

- L'espacement horizontal entre axes de deux câbles : $e_h \geq 2 \cdot \Phi_g$ Donc $e_h \geq 18$ cm
- L'espacement vertical entre axes de deux câbles : $e_v \geq 2 \cdot \Phi_g$ Donc $e_v \geq 18$ cm
- L'enrobage: C = max (3/4 a, Φ, d) Donc $C \geq 9$ cm.

Avec :

a : la dimension horizontale du rectangle circonscrit au conduit ou au paquet de conduits, a= 9 cm.

Φ : diamètre de la gaine = 9 cm;

d : 4 cm pour les ouvrages courants.

Nota : la disposition des câbles est schématisée dans les figures VII.3 ET VII.4

VII.2.3. Tracé de câbles du fléau

VII.2.3.1 Tracé en plan des câbles du fléau

Le moment fléchissant suit une forme parabolique, c'est pour cette raison que le tracé de câbles suivra cette forme la, qui commence du début du voussoir jusqu'à l'ancrage. Mais avec une variation très lente, il prend une trajectoire en plan de forme de 'S' sur toute la longueur. Il faut bien noter que le tracé peut aussi être rectiligne si possible.

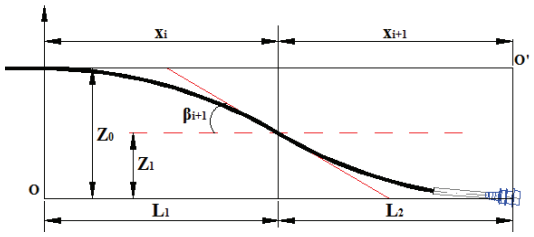


Figure VII.1. Tracé en plan des câbles de fléau

Figure VII.1. Tracé en plan des câbles de fléau.

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

- L'équation de la parabole : $\mathbf{Z(x)=Z_0+(Z_1-Z_0)(\frac{X}{l})^2}$
- Les rayons de courbure : $\mathbf{R_{i(X)}=\frac{(X_i)^2}{2\times(Z_i-Z_{i+1})}}$; $\mathbf{R_{i+1(X)}=\frac{(X_{i+1})^2}{2\times(Z_{i+1}-Z_{i+2})}}$
- L'inclinaison dans la section intermédiaire : $\mathbf{\beta_i(x)=Arctg\frac{2\times(Z_i-Z_{i+1})}{X_i}}$
- L'inclinaison dans la section d'ancrage : $\mathbf{\beta_{i+1}(x)=Arctg\frac{2\times(Z_{i+1})}{X_{i+1}}}$

Dans notre cas, les deux courbes auront la même allure mais en ses opposés : $X_i = X_{i+1}$;

VII.2.3.2 Tracé en élévation des câbles du fléau

Le tracé des câbles devra satisfaire les conditions suivantes :

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

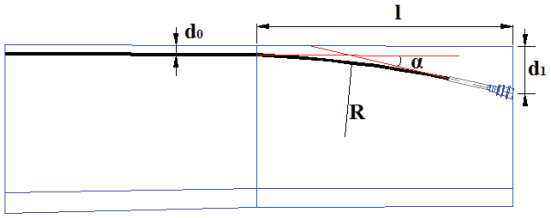


Figure VII.2. Tracé en élévation des câbles de fléau

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

Avec :

$\mathbf{d_1}$: distance du point d'ancrage à la fibre supérieure ;
$\mathbf{d_0}$: distance du CDG du câble à la fibre supérieure ;
L : distance sur laquelle se fait la courbure (longueur d'un voussoir) ;
$\mathbf{R_{min}}$: rayon minimal pour les câbles **15T15**, $\mathbf{R_{min}}$ **= 3m.**

Application Numérique :

L = 5 m; R_{min}= 3 m.

VSR	Câbles	$L_{1,2}$ (m)	Z_i (m)	Z_{i+1} (m)	X_i (m)	X_{i+1} (m)	d_0 (m)	d_1 (m)
V1	C3	2,5	0,2	0,1	2,5	2,5	0,35	0,65
	C4	2,5	0,2	0,1	2,5	2,5	0,35	0,65
V2	C5	2.5	0.4	0.2	2.5	2.5	0.35	0.65
	C6	2.5	0.4	0.2	2.5	2.5	0.35	0.65

✓ **Tracé en plan :**

➢ **L'équation de la parabole**

Câble C3 et C4 :

$$Z(x)= 0,2 + (0,1 - 0,2)\ (\frac{x}{2,5})^2 \qquad \text{Donc} \qquad Z(x) =0,2 - 0,016\ x^2$$

Câbles C5 et C6 :

$$Z(x)= 0,4 + (0,2 - 0,4)\ (\frac{x}{2,5})^2 \qquad \text{Donc} \qquad Z(x) =0,4 - 0,032\ x^2$$

➢ **Les rayons de courbure**

Câble C3 et C4 :

$$R_i = \frac{(2,5)^2}{2\times(0,2-0,1)} = 31,25\,\text{m}\ ;\ R_{i+1} = \frac{(2,5)^2}{2\times(0,1-0)} = 31,25\,\text{m}$$

Câbles C5 et C6 :

$$R_i = \frac{(2,5)^2}{2\times(0,4-0,2)} = 15.625\,\text{m}\ ;\ R_{i+1} = \frac{(2,5)^2}{2\times(0,2-0)} = 15.625\,\text{m}$$

➢ **L'inclinaison dans la section intermédiaire et d'ancrage**

Câble C3 et C4 :

$$\beta_i = \beta_{i+1} = \text{Arctg}\frac{2\times(0,2-0,1)}{2,5} = 0,0.798\,\text{rad}$$

Câble C5 et C6 :

$$\beta_i = \beta_{i+1} = \text{Arctg}\frac{2\times(0,4-0,2)}{2,5} = 0,15\,\text{rad}$$

✓ **Tracé en élévation :**

➢ **L'équation de la parabole**

Câble C3, C4, C5 et C6 :

$$y = 0,35 + (0,65 - 0,35)\times(\frac{x}{5})^2 \Longrightarrow y = 0,35 + 0,012x^2$$

➢ **Rayon de courbure**

Câble C3, C4, C5 et C6 :

$$R_c(l) = \frac{5^2}{2\times(0,65-0,35)} = 41.66\ \text{m}$$

➢ **L'angle de déviation**

Câble C3, C4, C5 et C6 :

$$\alpha_n = \text{artg}(2\times(0,65-0,35))\times\frac{1}{5} = 0,108\,\text{rad}$$

NB :

- ✓ Le reste des résultats sont élaborés dans des tableaux VII.2 et VII.3
- ✓ Les tracés finaux des câbles de fléau sont représentés dans **la figure VII.4.**

Résultats :

Les tableaux suivants résument l'allure des courbes en plan et en élévation des différents câbles de fléau :

Câbles	L_1,L_2 (m)	Z_i (m)	Z_{i+1} (m)	X_i , X_{i+1} (m)	R_i , R_{i+1} (m)	B_i , β_{i+1} (rad)	Expression de la parabole
C3-C4	2.5	0.2	0.1	2.5	31.25	0.0798	$0.20 - 0.016x^2$
C5-C6	2.5	0.4	0.2	2.5	15.625	0.1586	$0.40 – 0.032x^2$
C9-C10	2.5	0.2	0.1	2.5	31.25	0.0798	$0.20 - 0.016x^2$
C11-C12	2.5	0.4	0.2	2.5	15.625	0.1586	$0.40 – 0.032x^2$
C13-C14	2.5	0.6	0.3	2.5	10.416	0.2355	$0.60 – 0.048x^2$
C1-C2-C7-C8	Rectiligne						

Tableau VII.2. Allure du tracé en plan des câbles de fléau

Câbles	L (m)	d_0 (m)	d_1 (m)	R_i(m)	(rad)	Expression de la parabole
C1-C2	4	0.35	0.65	26,667	0.135	$0.35+0.01875x^2$
C3-C4	5	0.35	0.65	41.666	0.108	$0.35+0.012x^2$
C5-C6	5	0.35	0.65	41.666	0.108	$0.35+0.012x^2$
C7-C8	5	0.15	0.65	25.00	0.157	$0.15+0.02x^2$
C9-C10	5	0.15	0.65	25.00	0.157	$0.15+0.02x^2$
C11-C12	5	0.15	0.65	25.00	0.157	$0.15+0.02x^2$
C13-C14	5	0.15	0.65	25.00	0.157	$0.15+0.02x^2$

Tableau VII.3. Allure du tracé en élévation des câbles de fléau

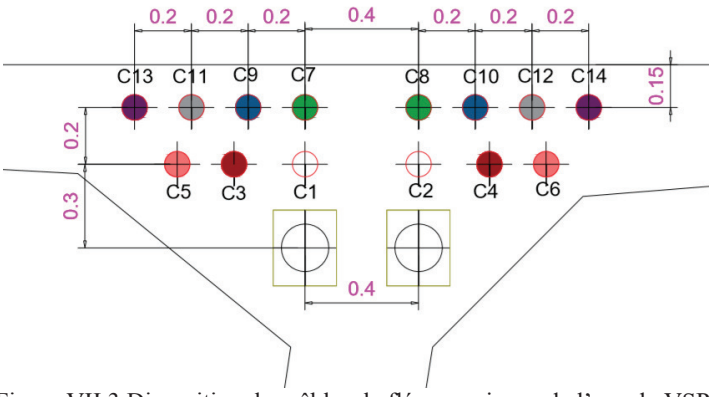
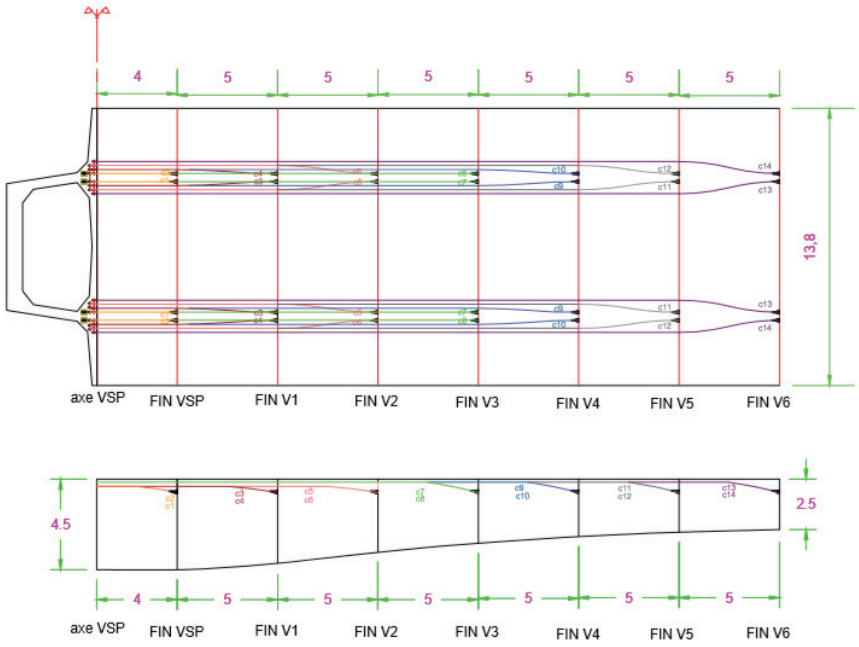


Figure VII.3 Disposition des câbles de fléau au niveau de l'axe du VSP.



FigureVII.4 Tracé en plan et en élévation des câbles des fléaux P1, P2 et P3.

VII.3. Perte de tension de la précontrainte :

Certains phénomènes qui n'ont pas d'action sur la contrainte de l'acier en béton armé, interviennent de façon non négligeable en béton précontraint, tels que le frottement à la mise en tension des câbles, le recul à l'ancrage, la non-simultanéité de mise en tension des différents câbles (raccourcissement du béton), le retrait de béton, la relaxation des aciers, ainsi que le phénomène de fluage que nous classerons en deux catégories : les pertes instantanées et les pertes différées.

Ce phénomène est le résultat de plusieurs facteurs, comme le comportement des matériaux, le procédée de la mise en tension, ainsi que le positionnement des différents câbles et ancrages.

Dans ce qui va suivre, nous allons évaluer les pertes de la précontrainte du fléau, en les fixant dans un premier temps à 25%.

Il est aussi importer de mentionner que dans notre cas, on prend une valeur de tension à l'origine egale à :

$$\sigma_{p0} = \min (0.8\ f_{prg}\ ;\ 0.90 f_{peg})$$

Comme mentionné dans le chapitre IV :

f_{prg} =1770 MPa.

f_{peg}=1583 MPa.

Donc σ_{p0} = 1416 MPA

VII.3.1 Pertes de tension instantanées :

Les pertes instantanées sont les pertes causées lors de la mise en tension ; elles sont de trois sortes :

- ✓ Pertes dûes au frottement de l'acier dans la gaine.
- ✓ Pertes dûes au relâchement des câbles et aux déplacements des ancrages.
- ✓ Pertes dûes au raccourcissement élastique du béton.

VII.3.1.1 Pertes de tension par frottement

Les pertes par frottement sont provoquées par le frottement de l'acier des câbles sur sa 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 présent des déviations parasites dans les gaines.

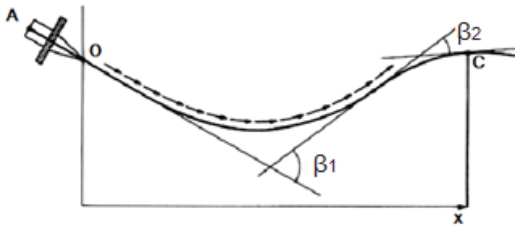


Figure VII.5. Frottements le long du câble lors de la mise en tension

Les pertes par frottements sont évaluées par la formule suivante :

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

σ_{p0} : la tension à l' origine ;
e : la base des logarithmes népériens ;
f : coefficient de frottement en courbe (rd^{-1}) ;
β : somme des déviations angulaires arithmétiques du câble sur la distance x (rd) ;
φ : coefficient de frottement en ligne (m^{-1}) ;
x : la distance de la section considérée (m).

Si les déviations α en élévation et β en plan se succèdent, la déviation totale à considérer est la somme : $\theta = \alpha + \beta$.

Si les déviations ont lieu simultanément, on aura la formule approchée: $tg\theta = \sqrt{tg^2\beta + tg^2\alpha}$

Nota : les résultats sont résumés dans le tableau VII.4

VII.3.1.2 Perte de tension par recul d'ancrage

Cette perte de tension résulte du glissement de l'armature par rapport à son ancrage, du tassement ou de la déformation de l'ancrage, son influence diminue à partir de l'ancrage jusqu'à s'annuler à une distance « d » à partir de laquelle la tension demeure inchangée.

Elle est donnée par la formule suivante :

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

$$k = f \times \frac{\beta}{L} + \varphi \; ; \; d = \sqrt{\frac{E_p g}{\sigma_{p0} k}}$$

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.

Nota : les résultats sont résumés dans le tableau VII.4

VII.3.1.3 Pertes de tension dues aux non-simultanéités de la mise en tension :

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

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

σ_b : Contrainte finale (après stabilisation des pertes : ΔP = 25%) du béton au niveau des câbles dans l'ouvrage soumis à ses seules charges permanentes.
P : effort de précontrainte.
M_p : moment dû au poids propre.

B : Section du voussoir considéré.
E : excentricité du câble de précontrainte.
I_G : Inertie du voussoir considéré.

Nota : les résultats sont résumés dans le tableau VII.4

VII.3.1.4 Pertes instantanées totales :

Pour la même abscisse x, la valeur des pertes instantanées est calculée à partir de la formule suivante **:** $\Delta\sigma_i = \Delta\sigma_{frot} + \Delta\sigma_{recul} + \Delta\sigma_e$

Le résumé des pertes instantanées est mentionné ci-dessous :

Pertes	Axe VSP	Fin VSP	Fin V1	Fin V2	Fin V3	Fin V4	Fin V5	Fin V6
$\Delta\sigma_{frottement}$ (%)	10.3639	8.9009	8.4028	7.4359	7.1509	6.7188	5.3425	0.0000
$\Delta\sigma_{recul}$ (%)	0.3469	1.6857	1.6995	2.3078	2.3582	3.1421	4.8427	7.9463
$\Delta\sigma_e$ (%)	0.1585	0.5400	0.6200	0.5793	0.5550	0.5214	0.4502	0.2434
$\Delta\sigma_{totale\ i}$ (%)	10.8695	11.1267	10.7225	10.3231	10.0641	10.3825	10.6354	8.1897

Tableau VII.4. Résumé des pertes instantanées

Nota : les détails sont inscrits dans **l'annexe C**

VII.3.2. 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.

Les pertes différées sont les suivantes :

- ✓ Pertes par retrait du béton.
- ✓ Pertes par fluage.
- ✓ Pertes par relaxation des aciers.

VII.3.2.1 Perte par retrait :

Le retrait est un phénomène de raccourcissement du béton dans le temps, due à une évaporation de l'eau excédentaire contenue dans le béton et à des réactions chimiques. Ce retrait a lieu dans les premiers mois après le coulage du béton.
Selon le règlement BPEL, la valeur de la perte de précontrainte due au retrait vaut :

$$\Delta\sigma_r = E_p\ \varepsilon_r\ [1 - r\ (t_0)]$$

Le terme ($[1 - r\ (t_0)]$ tend vers le chiffre 1

On se retrouve à utiliser la formule simplifiée suivante : $\Delta\sigma_r = E_p\ \varepsilon_r$

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

r (t) : loi d'évolution du retrait en fonction du temps.
E_p : module d'élasticité des aciers.

Nota : les résultats sont résumés dans le tableau VII.5

VII.3.2.2 Perte par fluage du béton :

La déformation dûe au fluage correspond à un raccourcissement différé du béton, dans le cas général, sous l'effet des contraintes de compression. Selon le BPEL91 la perte finale de tension due au fluage est définie par :

$$\Delta\sigma_{fl}=2{,}5\sigma_b(x)\times\frac{E_p}{E_{ij}} \quad \text{avec} \quad \sigma_{bi}=\frac{P}{B}+\frac{P\times e^2}{I_G}-\frac{M_p\times e}{I_G}$$

E_p : Module d'élasticité des aciers
E_{ij}: Module de déformation instantanée.
P : effort de précontrainte.
M_p : moment dû au poids propre.
B : Section du voussoir considéré.
E : excentricité du câble de précontrainte.
I_G : Inertie du voussoir considéré.

Nota : les résultats sont résumés dans le tableau VII.5

VII.3.2.3 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 :

$$\Delta\sigma_{relax}=\frac{6}{100}\times\rho 1000(\mu-\mu_0)\times\sigma_i(x), \qquad \text{Avec: } \mu=\frac{\sigma_i(x)}{f_{prg}}$$

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

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

$\sigma_i(x)$: Contrainte initiale de l'armature dans la section d'abscisse x.

Nota : les résultats sont résumés dans le tableau VII.5

VII.3.2.4 Pertes différées totales :

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 :

$$\Delta\sigma_d=\Delta\sigma_r+\Delta\sigma_{fl}+\frac{5}{6}\Delta\sigma_{relax}$$

Le tableau ci-dessous résume les pertes différées :

Pertes	Axe VSP	Fin VSP	Fin V1	Fin V2	Fin V3	Fin V4	Fin V5	Fin V6
$\Delta\sigma_{retrait}$ (%)	2.68							
$\Delta\sigma_{fluage}$ (%)	4.1399	5.4325	5.4699	4.9609	4.3557	3.5917	2.5476	1.2139
$\Delta\sigma_{relaxation}$ (%)	3.7841	3.7445	3.8061	3.8661	3.9052	3.8572	3.8192	4.1931
$\Delta\sigma_{totale\ d}$ (%)	9.9770	11.2376	11.3253	10.8663	10.2937	9.4897	8.4139	7.3918

Tableau VII.5. Résumé des pertes différées

Nota : les détails sont inscrits dans l'annexe C.

VII.4. Pertes totales :

Il s'agit du résultat de l'addition des pertes instantanées à celle des pertes différées, à chaque point d'abscisse x, comme suit :

$$\Delta\sigma_T=\Delta\sigma_{i\,tot}+\Delta\sigma_{f\,tot}$$

Les résultats sont mentionnés dans le tableau suivant :

Pertes	Axe VSP	Fin VSP	Fin V1	Fin V2	Fin V3	Fin V4	Fin V5	Fin V6
$\Delta\sigma_{totale\ i}$ (%)	10.8695	11.1267	10.7225	10.3231	10.0641	10.3825	10.6354	8.1897
$\Delta\sigma_{totale\ d}$ (%)	9.9770	11.2376	11.3253	10.8663	10.2937	9.4897	8.4139	7.3918
$\Delta\sigma_{totale}$ (%)	20.8465	22.3644	22.0479	21.18.94	20.3579	19.8722	19.0493	15.5816

Tableau VII.6. Estimation des pertes totales

- D'après les résultats du tableau précédent, on déduit que le pourcentage des pertes à long terme est de **22.3644 %** qui est inférieur aux pertes estimées (25%).

Dans cet exemple on va déterminer les pertes de tension des câbles **C1** à l'axe du VSP

Application Numérique :

✓ **Pertes de tension par frottement du cable C1 :**

$\varphi = 0{,}003\ m^{-1}$; $f = 0{,}20$, $\sigma_{p0} = 1\,416$ MPa ,$\beta = 0$ rad ,$\alpha = 0.135$ rad ,$\theta = 0.135$ rad
$x = 4$ m.

$\Delta\sigma_f = 1416\times (1 - e^{-(0.2\times 0.135 + 0.003\times 4)}) =$ **54.18 MPA.**

✓ **Pertes par recul d'ancrages du cable C1 :**

$E_P = 190\,000$MPa , $l = 4$ m ,$g = 0{,}002$m, $\theta = 0.135$ rad

$k = 0.2 \times \frac{0.135}{4} + 0.003 = 0.00975\ m^{-1}$

$d = \sqrt{\frac{190\,000\times 0.002}{1416\times 0.00975}} = 5.244$ m

$\Delta\sigma_g = 2 \times 1416 \times 0.00975 \times (5.244 - 4) =$ **34.39 MPA**

✓ **Pertes de tension dues aux non-simultanéités de la mise en tension au niveau de l'axe VSP :**

Nombre de câbles = 28 $P_0 = 2.97$ MN. $v = 2.1$m $I = 44.13\ m^4$

$S = 14.43\ m^2$

M (A1) = 240.41 MN.m

$P = P_0\times (1 - (\Delta\sigma_{g\ axe\ vsp} + \Delta\sigma_{f\ axe\ vsp})) = 2.655$ MN

d_{moy} = (8*0,15+6*0,35)/14 = 0.235m (8 câbles distancé de 0.15m de la fibre supérieure et 6 autres câbles distancés de 0.35m de la fibre supérieure)

$e_{moy} = v\text{-}d = 2.1 - 0.235 = 1.86$m

$\sigma_{bi} = \frac{28*2.655}{14.43} + \frac{28*2.655*1.86^2}{44.13} - \frac{240.41*1.86}{44.13} = 0.84$

$\Delta\sigma_e = 2.64$ x 0.84 = **2.24 MPA.**

✓ **Pertes par retrait :**

$\xi r = 2\times 10^{-4}$ $\Delta\sigma r = 38$ MPa

✓ **Pertes par fluage au niveau de l'axe VSP :**

Nombre de câbles = 28

P_0 = 2.97 MN. v = 2.1m , I = 44.13 m^4, S = 14.43 m^2, M_g = 154.92 MN.m

$P = P_0 \times (1 - (\Delta\sigma_{g\ axe\ vsp} + \Delta\sigma_{f\ axe\ vsp})) = 2.655$ MN

d_{moy} = (8*0,15+6*0,35)/14 = 0.235m (8 câbles distancé de 0.15m de la fibre supérieure et 6 autres câbles distancés de 0.35m de la fibre supérieure)

e_{moy} = v-d = 2.1 – 0.235 = 1.86m

$$\sigma_{bi} = \frac{28*2.655}{14.43} + \frac{28*2.655*1.86^2}{44.13} - \frac{154.92*1.86}{44.13} = 4.45$$

$$\Delta\sigma_f = 2.5 \times 4.45 \times \frac{190\,000}{35\,981.72} = \mathbf{58.62\ MPA}$$

✓ **Pertes par relaxation :**

f_{prg} = 1 770 MPa, $\rho_{1\,000}$ = 2,5% , μ_0 = 0,43, σ_{pi} = 1262.08 MPA

$$\mu = \frac{1262.08}{1770} = 0.713$$

$$\Delta\sigma_p = \frac{6}{100} \times 2.5 \times (0.713 - 0.43) * 1262.08 = \mathbf{53.58\ \boldsymbol{MPA}}$$

VII.5. Précontrainte de continuité

VII.5.1 Précontrainte de continuité des travées intermédiaires

VII.5.1.1 Détermination du nombre de câble

Les câbles de continuité en travée intermédiaire vont reprendre les moments positifs. Donc, pour calculer le nombre de ces câbles on utilise le moment positif maximal déterminé, en appliquant les formules suivantes**:**

$$\mathbf{P = \frac{\frac{M \times v'}{I}}{\frac{1}{S} + \frac{e \times v'}{I}}} \quad \textbf{Avec : } e = v' - d \quad ; \quad \mathbf{n \geq \frac{P}{0{,}75 \times P_0}}$$

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

Application Numérique :

M = 56767.71 KN.m (COMB-ELS : (G +D240) **AXE VC**, Voir **chapitre V**)
d = 0,15 m
I = 8.24 m^4
S = 9.86 m^2
v' = 1.6 m ; e = 1,45 m
P_0=2970 KN; ΔP = 22.36%

On trouve **P_0= 28.78 MN**
Donc un nombre de câble n ≥ 12.46
Au final, on prend un nombre de câble **n= 16 câbles**

Les sollicitations étant déjà calculées dans le **Chapitre VI,** Nous avons dressé un tableau qui résume le nombre de câbles à chaque voussoir concerné :

Voussoirs	M (KN.m)	v' (m)	I (m^4)	S (m^2)	e (m)	P (MN)	Nombre de câbles	Nombre retenu
FIN V2	-29935,21	2,00	25,53	13,39	1,85	-10,678	-4,62	**4**
FIN V3	18188,89	1,90	17,46	12,87	1,75	7,381	3,19	**8**
FIN V4	39786,55	1,80	12,38	11,58	1,65	17,730	7,67	**12**
FIN V5	52630,75	1,60	9,77	10,68	1,45	26,032	11,27	**16**
FIN V6	56752,75	1,60	8,54	10,23	1,45	28,782	12,46	**16**
VC 2- VC 3	56767,71	1,6	8,24	9,86	1,45	28,782	12,46	**16**
FIN V6	55977,55	1,6	8,54	10,23	1,45	28,389	12,29	**16**
FIN V5	52626,06	1,60	9,77	10,68	1,45	26,030	11,27	**16**
FIN V4	39768,98	1,80	12,38	11,58	1,65	17,722	7,67	**12**
FIN V3	18216,15	1,90	17,46	12,87	1,75	7,392	3,20	**8**
FIN V2	-18428,86	2,00	25,53	13,39	1,85	-6,573	-2,84	**4**

Tableau VII.7- Estimation du nombre de câble de continuité en travée intermédiaire.

VII.5.1.2 Tracé de câbles

Les relations et les lois du tracé de câbles sont citées dans ce chapitre au sous-titre VII.2.3

- Les tableaux suivants résument l'allure des courbes en plan et en élévation des différents câbles de continuité de la travée intermédiaire :

Câbles	Z_i (m)	Z_{i+1} (m)	X_i , X_{i+1} (m)	R_i , R_{i+1} (m)	B_i , β_{i+1} (rad)	Expression de la parabole
C3-C6-C8	0.2	0.1	2.5	31.25	0.0798	$0.20 - 0.016x^2$
C5	0.4	0.2	2.5	15.625	0.1586	$0.40 – 0.032x^2$
C7	0.6	0.3	2.5	10.416	0.2355	$0.60 – 0.048x^2$
C1-C2-C4	Rectiligne					

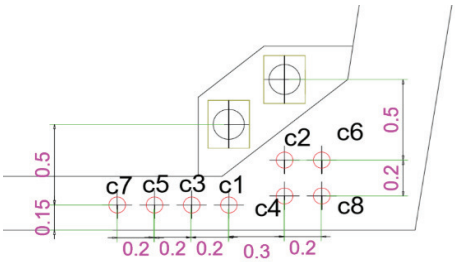
Tableau VII.8 Allure du tracé en plan des câbles de continuité de la travée intermédiaire

Câbles	L (m)	d_0 (m)	d_1 (m)	R_i (m)	α (rad)	Expression de la parabole
C1	5	0.18	0.63	27.78	0.15	$0.18+0.018x^2$
C2-C7	5	0.43	0.88	27.78	0.15	$0.43+0.018x^2$
C3	5	0.23	0.68	27.78	0.15	$0.23+0.018x^2$
C4	5	0.28	0.93	19.23	0.18	$0.28+0.026x^2$
C5	5	0.32	0.77	27.78	0.15	$0.32+0.018x^2$
C6	5	0.57	1.02	27.78	0.15	$0.57+0.018x^2$
C8	5	0.48	1.13	19.23	0.18	$0.48+0.026x^2$

Tableau VII.9 Allure du tracé en élévation des câbles de continuité de la travée intermédiaire

La disposition des câbles se fait comme suit :

Figure VII.6. Disposition des câbles de continuité de travée intermédiaire au niveau du VC



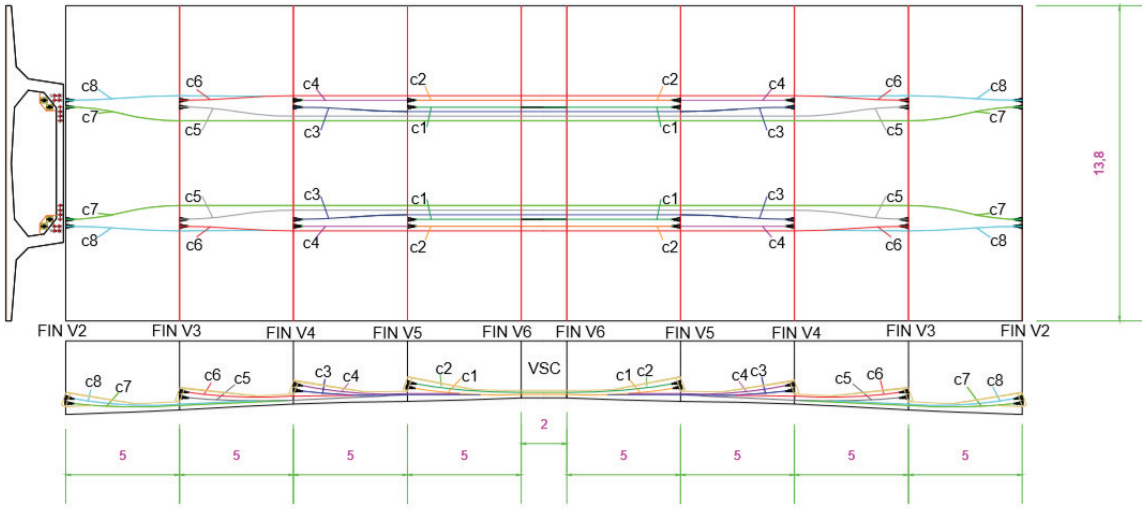


Figure VII.7 Allure des câbles de continuité de travée intermédiaire en plan et en élévation

VII.5.2 Précontrainte de continuité des travées de rive

VII.5.2.1 Détermination du nombre de câble

Les câbles de continuité en travée de rive ont le même rôle et la même formule de calcul que ceux de la travée principale, c'est-à-dire :

$$P = \frac{\frac{M \times v'}{I}}{\frac{1}{S} + \frac{e \times v'}{I}} \quad \text{Avec : } e = v' - d \quad ; \quad n \geq \frac{P}{0{,}75 \times P_0}$$

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

Application Numérique :

M = 43772.3 KN.m (COMB-ELS **Fin V5: (G +D240)**).

d = 0,15 m, I = 9,77 m^4, S = 10.68 m^2, v' = 1.60 m ; e = 1,45 m

P_0 = 2970 KN; ΔP = 22.36%

On trouve **P_0= 21.65 MN**

Donc un nombre de câble n ≥ 9.37 Au final, on prend un nombre de câble **n= 12 câbles**

Le tableau suivant résume le nombre de cable choisi au niveau des voussoirs concernés:

Voussoirs	M (MN.m)	v' (m)	I (m^4)	S (m^2)	e (m)	P (MN)	Nombre de câbles	Nombre retenu
Fin VSC2	0	1,60	8,24	9,86	1,45	0	0	**4**
Fin VSC1	19108,175	1,60	8,24	9,86	1,45	9,688	4,19	**8**
Fin VC C1-C2	38216,35	1,60	8,24	9,86	1,45	19,376	8,39	**12**
Fin V6	41648,69	1,60	8,54	10,23	1,45	21,122	9,14	**12**
Fin V5	43772,3	1,60	9,77	10,68	1,45	21,650	9,37	**12**
Fin V4	34492	1,80	12,38	11,58	1,65	15,371	6,65	**12**
Fin V3	15399,26	1,90	17,46	12,87	1,75	6,249	2,70	**8**
Fin V2	-14258,74	2,00	25,53	13,39	1,85	-5,086	-2,20	**4**

Tableau VII.10- Estimation du nombre de cables de continuité des travées de rive

VII.5.2.2 Tracé de câbles

Les relations et les lois du tracé de câbles sont citées dans ce chapitre au sous-titre VII.2.3

Les tableaux suivants résument l'allure des courbes en plan et en élévation des différents câbles de continuité de travée de rive:

Voussoirs	N° de cable	Z_i (m)	Z_{i+1} (m)	X_i , X_{i+1} (m)	R_i , R_{i+1} (m)	B_i , β_{i+1} (rad)	Expression de la parabole
Fin VSC1	C5	0,4	0,2	2,5	15,63	0,16	$0.4-0.032x^2$
	C6	Rectiligne					
Fin VSC2	C3	0,2	0,1	2,5	31,25	0,08	$0.2-0.016x^2$
	C4	0,2	0,1	2,5	31,25	0,08	$0.2-0.016x^2$
FIN VC	C1	Rectiligne					
	C2						
Fin V4	C1						
	C2						
Fin V3	C3	0,2	0,1	2,5	31,25	0,08	$0.2-0.016x^2$
	C4	0,2	0,1	2,5	31,25	0,08	$0.2-0.016x^2$
Fin V2	C5	0,4	0,2	2,5	15,625	0,16	$0.4-0.032x^2$
	C6	Rectiligne					

Tableau VII.11- Allure du tracé en plan des câbles de continuité en travée de rive

Voussoirs	N° de câble	L (m)	d_0 (m)	d_1 (m)	R_i (m)	α (rad)	Expression de la parabole
Fin VSC1	C5	5	0,15	0,6	27,78	0,15	$0.15+0.018x^2$
	C6	5	0,15	0,85	17,86	0,19	$0.15+0.028x^2$
Fin VSC2	C3	5	0,15	0,6	27,78	0,15	$0.15+0.018x^2$
	C4	5	0,35	0,85	25,00	0,16	$0.35+0.02x^2$
FIN VC	C1	2	0,15	0,6	4,44	0,37	$0.15+0.1125x^2$
	C2	2	0,35	0,85	4,00	0,39	$0.35+0.125x^2$
Fin V4	C1	5	0,23	0,68	27,78	0,15	$0.23+0.018x^2$
	C2	5	0,43	0,93	25,00	0,16	$0.43+0.02x^2$
Fin V3	C3	5	0,32	0,77	27,77	0,15	$0.32+0.018x^2$
	C4	5	0,52	1,02	25	0,16	$0.52+0.02x^2$
Fin V2	C5	5	0,43	0,88	27,77	0,15	$0.43+0.018x^2$
	C6	5	0,43	1,13	17,85	0,19	$0.43+0.028x^2$

Tableau VII.12. Allure du tracée en élévation des câbles de continuité en travée de rive

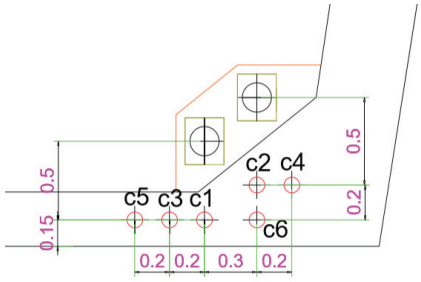


Figure VII.8- Disposition des cables de continuité des travées de rives au niveau du V6

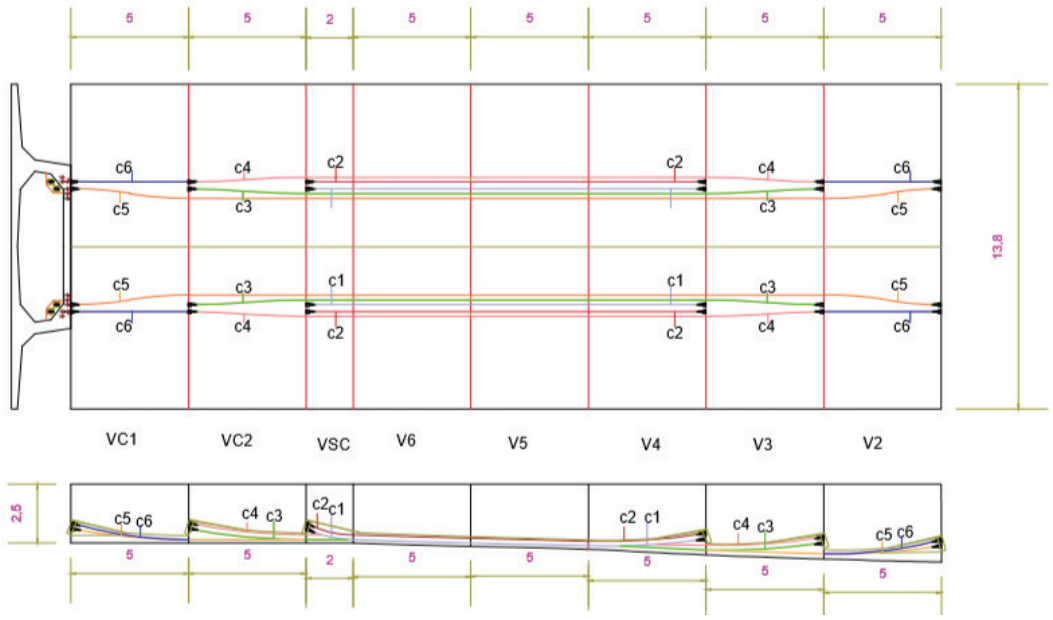


Figure VII.9- Allure des câbles de continuité de travée de rive en plan et en élévation.

VII.6. Vérification des contraintes

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

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

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

P : effort de précontrainte ;

B : surface de la section considérée ;

I : inertie de la section considérée ;

e_0 : excentricité du câble de précontrainte moyen ;

M : moment extérieur ;

y : les distances du centre de gravité aux fibres extrêmes.

VII.6.1-Vérification des contraintes d'un demi fléau en phase de construction:

- Les pertes sont de 22.36%
- $\overline{\sigma_{bcj}}$=0,6×f_{c28}=21MPa ;
- $\overline{\sigma_{bt1}} = 1{,}5 \times f_{t28} = 4{,}05$MPa, Hors section d'enrobage;
- $\overline{\sigma_{bt2}} = 0{,}7 \times f_{t28} = 1{,}89$MPa, Section d'enrobage.

Les résultats sont mentionnés dans l'annexe C.10

VII.6.2. Vérification des contraintes en phase de service:

On distingue dans cette phase deux états de vérifications :

- ✓ **Etat à vide** : On prend en considération seulement les charges permanentes
- ✓ **Etat en charge** : On prend en considération les charges et surcharges.

La vérification dans ce cas se résume à vérifier les contraintes extrêmes max et min qui se calculent comme suit :

$$\sigma_{Sup,max} = \frac{Pf+Pc}{S} + \frac{(-Pf\times ef+Pc\times ec+Mmax)\times v}{I}$$

$$\sigma_{Sup,min} = \frac{Pf+Pc}{S} + \frac{(-Pf\times ef+Pc\times ec+Mmin)\times v}{I}$$

$$\sigma_{Inf,max} = \frac{Pf+Pc}{S} + \frac{(-Pf\times ef+Pc\times ec+Mmax)\times v'}{I}$$

$$\sigma_{Inf,min} = \frac{Pf+Pc}{S} + \frac{(-Pf\times ef+Pc\times ec+Mmin)\times v'}{I}$$

Avec:

- P_f : Précontrainte de cables de fléau au points x .
- P_c : Précontrainte de cable de continuité au point x .
- E_f : Excentricité du cable de fléau .
- E_c : Excentricité du cable de continuité .

Les résultats sont mentionés dans les tableaux C.11 et C.12 de l'annexe C.

VII.6.3. Armature des zones tendues:

Dans ce qui va suivre nous allons determiner l'armature qui permettera de reprendre la traction dans les zones tendues des sections des voussoirs (VSP et V6).

$$\mathbf{A_s = \frac{B_t}{1000} + \left(\frac{N_{Bt}}{f_e} \times \frac{f_{tj}}{\sigma_{Bt}}\right)}$$ (**art. 6.1.32 des Règles BPEL**).

VII.6.3.1 Au niveau du VSP:

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

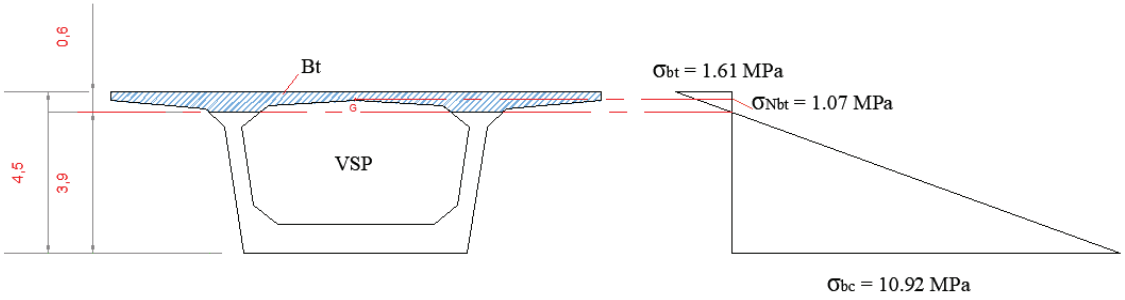


Figure VII.10 - Diagramme des contraintes dans le voussoir sur pile VSP

- ✓ $\mathbf{B_t = 5.45\ m^2}$
- ✓ $\boldsymbol{\sigma_{Bt}}$ **=1.61 MPa**
- ✓ $\boldsymbol{\sigma_{Bc}}$ **=10.92 MPa**
- ✓ $\boldsymbol{\sigma_{NBt}}$ **=1.07 MPa**
- ✓ $\mathbf{N_{Bt} = 5.84\ MN}$

$$A_s = \frac{5.45}{1000} + \left(\frac{5,84}{500} \times \frac{2,7}{1.61}\right) = 250.37\ cm^2$$

On choisit : **2 nappes de 40 HA 20 ; e = 15cm**

VII.6.3.2 Au niveau du voussoir 6:

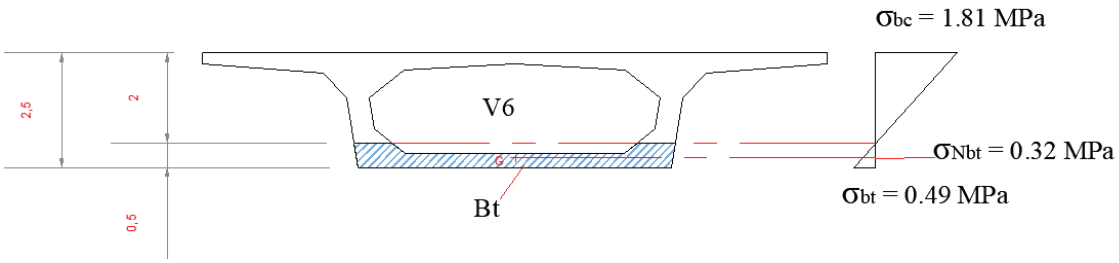


Figure VII.11. Diagramme des contraintes dans le voussoir V6

- ✓ $B_t = 2.59\ m^2$
- ✓ $\sigma_{Bt} = 0.49\ MPa$
- ✓ $\sigma_{Bc} = 1.81\ MPa$
- ✓ $\sigma_{NBt} = 0.32\ MPa$
- ✓ $N_{Bt} = 0.84\ MN$

$$A_s = \frac{2.59}{1000} + \left(\frac{0.84}{500} \times \frac{2,7}{0.49}\right) = 118.47\ cm^2$$

On choisit : **Une nappe de 38 HA 20 ; e = 15cm**

VII.7. Verification vis-à-vis de effort tranchant:

V.II.7.1. Vérification à l'ELS:

Dans un caisson, l'âme est la partie résistante à l'effort tranchant. Les membrures supérieures et inférieures sont des éléments résistant à la flexion, du fait de leur inertie par rapport au C.D.G de la section.

VII.7.1.1. Détermination de l'effort tranchant

- **Effort tranchant du au charges extérieures:**

L'effort tranchant dû aux charges extérieures sera celui trouvé par la combinaison la plus défavorable à l'ELS, qui est G+D240.

- **Effort tranchant dû à la précontrainte:**

L'évaluation de l'effort tranchant due à l'inclinaison des câbles est évidemment liée au tracé du câblage. Cet effort est de signe contraire à l'effort tranchant dû aux charges extérieures.

L'effort tranchant provoqué par la précontrainte est :

$$V_P = P \sin\alpha$$

P : contrainte dans le câble comptée

α : angle d'inclinaison du câble par rapport à l'horizontale.

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

Dans les ouvrages à hauteur variable, il apparait une correction de l'effort tranchant du fait de l'inclinaison de la fibre moyenne, ce qui fait que le calcul des contraintes tangentielles dans les âmes se fait à partir d'une valeur réduite par rapport à sa valeur dans la section considérée.

Si les contraintes de cisaillement sont vérifiées, cet effort ne sera pas pris en compte, car il à la tendance de diminuer la valeur de l'effort tranchant.

La formule proposée par RESAL pour compenser une partie de l'effort tranchant est :

$$V_R = \frac{M}{z} \times \frac{dh}{dx}$$

VII.7.1.2. Vérification de la contrainte de cisaillement:

La condition à vérifier est la suivante :

$$\tau_{max} < \min(\tau_1 ; \tau_2)$$

- $\tau_1 = 0{,}4 \times f_{tj} \times (f_{tj} + \sigma_x)$
- $\tau_2 = 2 \times \frac{ftj}{fcj} \times (0.6 f_{cj} - \sigma_x) \times (f_{tj} + \sigma_x)$
- τ_{max} est la contrainte de cisaillement à l'ELS $\tau_{max} = \frac{Vred}{Z.bn}$

Tel que:

- V_{red} : effort tranchant réduit. $V_{red} = V_{ser} - V_p$
- z: le bras de levier : $z = (\frac{1+\rho}{2}) \times h.$
- ρ: le rendement mécanique de la section vaut : $\rho = \frac{I}{B.V.V'}$.
- b_n: Epaisseur nette de l'âme (c'est la différence entre l'épaisseur totale de l'âme et les diamètres des câbles qui traverse cette âme) $b_n = 2(b_0 - nk\Phi)$.
  - b_0 : l'épaisseur brute de l'âme ;
  - n : nombre de câble ;
  - k=0.5 ; injection de coulis de ciment ;
  - Φ : diamètre de la gaine.
- σ_x: contrainte normale longitudinale au centre de gravité;

Application numérique :

α =0.139 rad, P = 54.79 MN ,V_p =7.59 MN, V_{ser} =14.758 MN, V_{red} =7.168 MN.

ρ =0.606

z =3.615m

b_n =1m

τ_{max} =1.98 MPa.

σ_x =4.47 MPa.

τ_1 =7.74 MPa.

τ_2 =18.28 MPa.

τ_{max} =1.98 MPa < min (7.74 MPa; 18.28 MPa) ⟶ **condition vérifiée**

- les contraintes de cisaillement sont vérifiées donc on ne tient pas en compte l'effet RESAL.

VII.7.2. Vérification de l'effort tranchant à l'ELU :

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

La section des armatures transversale A_t, donnée par:

$$\frac{\mathbf{At \times Fe}}{\mathbf{bn \times St \times \gamma}} \geq (\boldsymbol{\tau u} - \frac{\mathbf{ftj}}{\mathbf{3}}) \times \mathbf{tg\beta u}$$

A_t : section totale des sections d'un cours d'armatures passives transversales ;
S_t : espacement de deux cours de ces armatures, mesuré suivant la fibre moyenne de la poutre;
F_e : limite d'élasticité de l'acier ;
$\gamma_s = 1{,}15$: pour les justifications vis-à-vis des combinaisons fondamentales ;
b_n : largeur nette de la section d'appui.
β_u: l'angle que forment les billes de béton avec la fibre moyenne, β_u=45° car il y a reprise de bétonnage.

Application Numérique:

$V_{max\ u}$=19.24MN, V_{red} : 12.28MN, τ_u = 3.39MPa ,

f_{t28}=2.7MPa, F_e=500MPa, γ_s = 1.15, b_n =1m, β_u =45°.

On trouve : $\frac{At}{St} \geq$ **57.43 cm.**

- **Le pourcentage minimum a disposé :**

Le pourcentage minimum à disposer est donnée par l'équation :

$$\frac{\mathbf{At}}{\mathbf{St}} \geq \mathbf{0.6} \times \frac{\mathbf{bn \times \gamma s}}{\mathbf{fe}} = \mathbf{13.8cm}$$

Donc : $\frac{\mathbf{At}}{\mathbf{St}} \geq$ **13.8 cm**

La compression des bielles du béton est comme suit :

$$\tau = 3.39\ \text{MPa} \leq \frac{fc28}{6} = 5.83\text{MPA}\ \text{(vérifié)}$$

VII.8. Conclusion :

Ce chapitre nous a permis de déterminer le nombre ainsi que la disposition des câbles de précontrainte en phase de construction et de service et de s'assurer que les contraintes sont toutes admissibles. Il s'agit d'une étape indispensable dans l'étude de n'importe quel viaduc, pour assurer la sécurité des travailleurs, en phase de construction, ainsi que de ceux qui emprunteront l'itinéraire du viaduc en phase de service.

Chapitre VIII :

ETUDE TRANSVERSALE.

VIII.1 Introduction

Après l'étude longitudinale qui nous a permis de déterminer les aciers actifs de notre ouvrage, nous allons maintenant passer à l'étude transversale qui nous permettra de déterminer l'armature passive de notre ouvrage.

Dans ce chapitre, nous allons déterminer les armatures passives transversales et longitudinales de chaque élément du voussoir (âmes, hourdis …). Il est important de mentionner qu'à cause de la variation de la hauteur des caissons, le ferraillage diffère d'un voussoir à l'autre. Pour cette raison on choisit de ferrailler deux voussoirs celui sur pile et à la clé.

VIII.2 Evaluation des efforts transversaux

Pour ce fait, nous allons modéliser la section transversale sur un logiciel à base d'élément finis, le caisson est modélisé par un portique fermé (cadre) appuyé au niveau de la partie inférieure des âmes par deux appuis : simple et double à l'extrémité de chaque âme.

On prendra une largeur du caisson égale à 1m.

Les calculs des sollicitations se feront à l'aide du logiciel ROBOT 2018. Pour ainsi dimensionner le ferraillage à l'aide du logiciel Robot Expert 2010 en fonction du moment défavorable développé par les différents chargements.

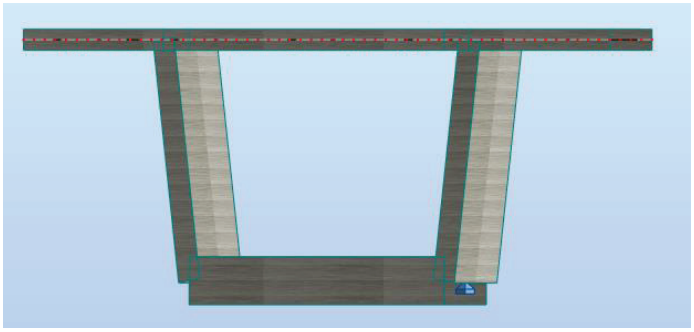


Figure VII.1. Modèle numérique d'un voussoir sur Robot.

- **Résultat :**

Les résultats sont mentionnés dans le tableau suivant :

	M_{max}(KN.m)		M_{min}(KN.m)	
	M_{ult}	M_{ser}	M_{ult}	M_{ser}
Hourdis supérieur	215.78	159.48	-462.45	-346.22
Hourdis inférieur	62.48	46.95	-129.18	-96.48
Âme	380.31	281.71	-229.58	-171.65

Tableau VIII.1 Moments extrêmes au niveau du voussoir à la clé.

	M_{max}(KN.m)		M_{min}(KN.m)	
	M_{ult}	M_{ser}	M_{ult}	M_{ser}
Hourdis supérieur	254.96	188.86	-380.39	-279.52
Hourdis inférieur	257.29	151.18	-170.95	-128.10
Âme	347.34	257.29	-234.98	-183.12

Tableau VIII.2. Moments extrêmes au niveau du voussoir sur pile

NB : Les diagrammes sont présentés dans l'annexe B

VIII.3 Ferraillage

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

- ✓ Une dalle supérieure : qui travaille en flexion simple.
- ✓ Une dalle inférieure : qui travaille en flexion simple.
- ✓ Deux âmes : qui travaillent en flexion composée.

VIII.3.1. Exemple de ferraillage de l'hourdis supérieur :

- Dans cet exemple on calculera le ferraillage transversal et longitudinal des deux nappes sup et inf de l'hourdis supérieur du voussoir sur pile.
- Les fissurations sont jugés préjudiciables, alors, le dimensionnement de la section rectangulaire et la vérification des contraintes seront à l'ELS.

➢ **Ferraillage transversale :**

❖ **Nappe supérieure**

Application Numérique :

- b = 1,00 m. (On calcule le ferraillage par mètre linéaire).
- h=0,35 m ; c = 0,05 m.
- d=0,9h=0,9×35=31.5cm.
- $\overline{\sigma_{bc}}$=21MPa.
- $\overline{\sigma_{st}}$=250MPa.
- M_{ser} (sup) = 279.52 KN.m.
- $x=\frac{15\,\overline{\sigma_{bc}}}{15\,\overline{\sigma_{bc}}+\overline{\sigma_{st}}}\times d=\frac{15\times 21}{15\times 21+250}31.5=17.56$cm ;
- $z=d-\frac{x}{3}=25.64$ cm
- $M_1=0{,}5\times b\times x\times\overline{\sigma_{bc}}\times z=$ 472.75 KN.m

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

- $A_{ser}=\frac{Mser}{z\times\overline{\sigma_{st}}}=43.60\ cm^2$ ⟶ **on choisit 5 HA 25 + 2HA 32**
- $A_{smin}=0{,}23\frac{f_{tj}}{f_e}\times b\times d=3.91\ cm^2 \leq A_{sser}$ **Condition de non fragilité est vérifiée.**

❖ **Nappe inférieure**

Application Numérique :

- b = 1,00 m. (On calcule le ferraillage par mètre linéaire).
- h = 0,35 m ; c = 0,05 m.
- d=0,9h=0,9×35=31.5cm.
- $\overline{\sigma_{bc}}$=21MPa.
- $\overline{\sigma_{st}}$=250MPa.
- M_{ser} (inf) = 188.86 KN.m.

- $x=\frac{15\overline{\sigma_{bc}}}{15\overline{\sigma_{bc}}+\overline{\sigma_{st}}}\times d=\frac{15\times 21}{15\times 21+250}\times 27=17.56$ cm ;
- $z=d-\frac{x}{3}=25.64$ cm

- $M_1=0,5\times b\times x\times\overline{\sigma_{bc}}\times z=472.75$ KN.m.

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

- $A_{sser}=\frac{M_{ser}}{z\times\overline{\sigma_s}}=\frac{191.75\times10^{-3}}{0,25.64\times250}=2.971\times10^{-3}m^2$
- $A_{sser}=29.71\ cm^2$ ⟶ **On choisit 2 HA 20 + 5 HA 25**.
- $A_{smin}=0,23\frac{f_{tj}}{f_e}\times b\times d=3.91\ cm^2\leq A_{sser}$ Donc **Condition de non fragilité est vérifiée.**

➢ **Ferraillage longitudinale :**

Les câbles de précontrainte utilisés reprennent toutes les charges et les surcharge de l'ouvrage, donc les armatures longitudinales ne sont que des armatures de construction.

- Nappe supérieure :

$$Asl=\frac{Ast}{3}=\frac{43.60}{3}=14.53cm^2\rightarrow \text{on choisit une nappe de 7HA 20}$$

$Asmin=0.23\times\frac{ftj}{fe}\times b\times d=3.91cm^2\leq Aser=14.53cm^2\rightarrow$ **Condition de non fragilité est vérifiée.**

- Nappe inferieure :

$$Asl=\frac{Ast}{3}=\frac{29.71}{3}=9.90cm^2\rightarrow \text{on choisit une nappe de 5HA16}$$

$Asmin=0.23\times\frac{ftj}{fe}\times b\times d=3.91cm^2\leq Aser=9.90cm^2\rightarrow$ **Condition de non fragilité est vérifiée.**

VIII.3.2. Le ferraillage passif:

Le tableau suivant resume le ferraillage (longitudinale et transversale) passif choisit

			transversale	longitudinale
VSP	**Hourdis superieur**	Nappe inf	29.71 5HA25+2HA20	7HA20
		Nappe sup	44.4 5 HA 32+2HA25	7HA20
	Hourdis inferieur	Nappe inf	7HA14	7HA12
		Nappe sup	7HA14	7HA12
	âme	Nappe interne	7HA16	7HA12
		Nappe externe	7HA 20	7HA12
VC	**Hourdis superieur**	Nappe inf	5 HA 20 + 2 HA 25	7 HA 20
		Nappe sup	7 HA 32	7 HA 20
VC	**Hourdis inferieur**	Nappe inf	7 HA 16	7HA 12
		Nappe sup	7 HA 16	
	âme	Nappe interne	7 HA 16	7HA12
		Nappe externe	2 HA 20+ 5 HA 16	7HA12

Tableau VIII.3. Ferraillage passif du VSP et VC.

Shéma du ferraillage passif :

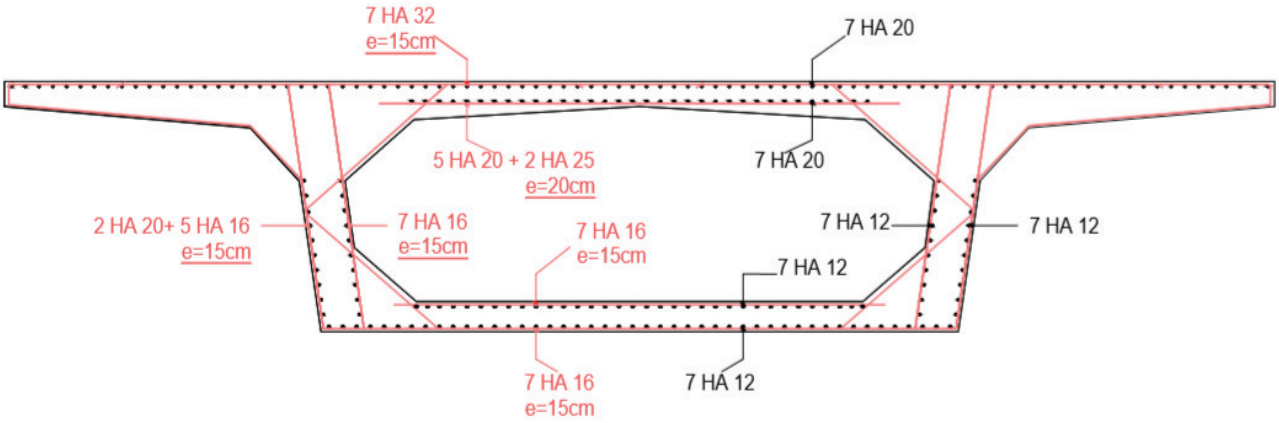


Figure VII.2.Schéma du ferraillage passif du voussoir à la clef.

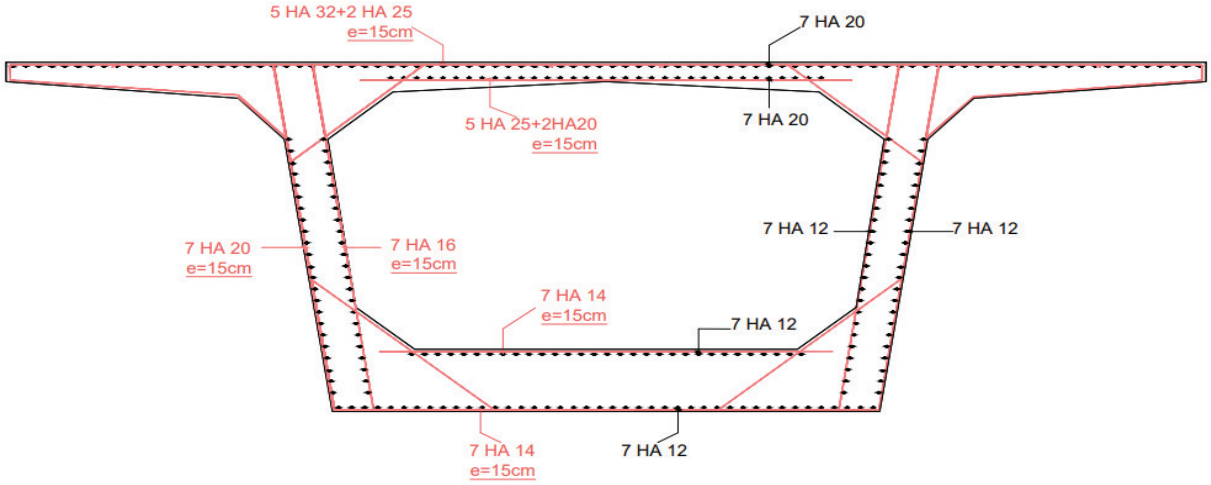


Figure VII.3.Schéma du ferraillage passif du voussoir sur pile.

VIII.4. Effet de torsion : On peut négliger l'effet de la torsion, car le rayon de courbure de notre pont est grand (R=750m)

VIII.5. Conclusion :

A l'aide du Logiciel de calcul, nous avons pu déterminer les sollicitations extrêmes à chaque voussoir, qui nous ont permis par la suite de déterminer le ferraillage des voussoirs à l'aide d'un logiciel de calcul de section d'armature.

Chapitre IX :

EQUIPEMENT DU TABLIER.

IX.1. Introduction

Les équipements représentent l'ensemble des dispositifs dont le but est de rendre le tablier d'un pont capable d'assurer sa fonction, notamment vis-à-vis des usagers et d'assurer la durabilité de l'ouvrage. On distingue:

- Les appareils d'appui.
- Le revêtement du tablier.
- Les trottoirs.
- Les joints de chaussées.
- Les systèmes d'évacuation des eaux.
- Les corniches.

Ces équipements interviennent dans la conception d'un ouvrage, dans son dimensionnement, dans sa fonction et dans sa durée de vie.

IX.2. Les appareils d'appuis :

Les appareils d'appuis sont conçus et construits pour transmettre les charges verticales et horizontales du tablier aux sous- structures, permettant des mouvements de translation et rotations, provoqués par le vent, les tremblements de terre, des variations thermiques, des déformations de la structure. Il existe plusieurs types d'appareils d'appuis, mais notre choix se portera sur les appareils d'appuis en élastomère fretté car ils présent les avantages suivants :

- Ils permettent de répartir les efforts horizontaux entre plusieurs appuis.
- Facilité de mise en œuvre.
- Facilité de réglage et de contrôle.
- Ils n'exigent aucun entretien.
- Leur coût est relativement modéré.

IX.2.1 Evaluation des efforts et les réactions d'appuis

Les réactions enregistrées à l'ELU au niveau des culées sont mentionnés dans le tableau suivant :

Appuis	R_{max} (KN)
Culée 01 (Pk16+825)	8255.08
Pile 01 (PK16+871)	35222.90
Culée 02 (Pk 17+057)	8018.66

Tableau IX.1. Les réactions maximales au niveau des culées.

IX.2.2 Dimensionnement des appareils d'appuis :

La définition géométrique de l'appareil d'appui de type B de la norme NF EN 1337-3 est donnée sur la figure IX.1 dans laquelle a, b, a', b' sont les dimensions des appareils de forme rectangulaire, D et D' sont les diamètres des appareils d'appui de forme circulaire. a et a' désignent toujours les plus petites dimensions en plan de l'appareil d'appui s'il est rectangulaire.

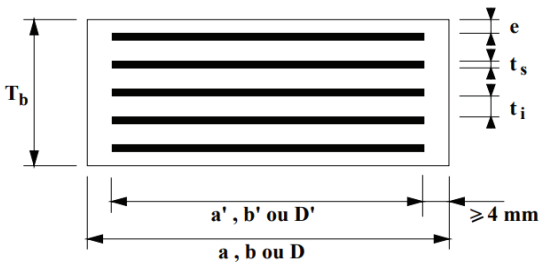


Figure IX.1 Caractéristiques géométriques d'un appareil d'appuis

IX.2.2.1 Section de l'appareil d'appuis

Pour un pré-dimensionnement, on va reprendre la valeur usuelle d'une contrainte moyenne sur la surface de frettage d'environ 20 à 25 MPa à l'ELU.

$\frac{N_{max}}{a' \times b'} \leq \sigma_{adm} = 20MPa$ Avec : $N_{max} = R_{max}/2$

Application numérique (cas de la culée)

- $N_{max} = Max\ (R_{max,\ Culée\ 01}, R_{max,\ culée\ 02})/2 = 8255.08/2 = 4127.54$ KN.

Donc : $a' \times b' \geq \frac{N_{max}}{\sigma_{adm}} = \frac{4.12754}{20} = 0.20\ m^2 = 2063.77 cm^2$

On choisit un appareil d'appuis de dimensions $\mathbf{500 \times 450\ mm^2}$

IX.2.2.2 Epaisseur de l'appareil d'appui T

L'épaisseur de l'appareil d'appuis doit vérifier la condition de non-flambement qui est la suivante : $\frac{a}{10} \ll T \ll \frac{a}{5}$ Avec : a = le plus petit côté de l'appareil d'appuis

C'est-à-dire que : $\mathbf{45mm \ll T \ll 90mm}$

IX.2.2.3 Dimensionnement des frettes

Son épaisseur doit respecter les deux conditions suivantes :

- $t_s \geq \frac{a \times \sigma_m}{\beta \times \sigma_e}$ et $t_s \geq 2mm$

  Avec :

  $\sigma_e = 235 Kg/mm^2$

  $\sigma_m = \frac{N_{max}}{a \times b} = \frac{4.12754}{0.5 \times 0.45} = 18.34\ MPA$

  $\beta = \frac{a \times b}{2 \times G \times (a+b)} = 13.16$

  Donc $\mathbf{t_s \geq 2.67\ mm}$

  ✓ Le tableau suivant résume les caractéristiques des appareils d'appuis pour le cas des culées et la pile 01 :

Caractéristiques des appareils d'appuis		
	Cas des culées	**Cas de la pile 01**
R_{max}(KN)	8255.08	35222.90
N_{max}(KN)	4127.54	17611.45
a*b	500*450 mm²	700*700 mm²
T	45mm≤T≤90mm	70mm≤T≤140mm
t_s	≥ 2.67mm	≥ 2.67mm
On prendra	5 Feuillets d'élastomère : t_i = 10mm	6 Feuillets d'élastomère : t_i =12mm
	2 Feuillets d'élastomère extérieurs : e=$\frac{t_i}{2}$= 5mm	2 Feuillets d'élastomère extérieurs: e=$\frac{t_i}{2}$= 6mm
	6 Frettes métalliques de : t_s = 5mm	7 Frettes métalliques de : t_s = 5mm
	Enrobage des chants = 5mm	Enrobage des chants = 5mm
	Enrobage extérieur = 2.5mm	Enrobage extérieur = 2.5mm
Dimensions (a×b×T)	**500*450*90 mm³**	**700*700*120 mm³**

Tableau IX.2. Caractéristiques des appareils d'appuis.

IX.2.3. Evaluation des efforts et déplacements horizontaux :

IX.2.3.1. Actions statiques :

La formule utilisée pour le calcul des actions statiques est la suivante :

$\mathbf{H_s = |Xi| \times Ki \times \varepsilon}$ Avec :

- |Xi| : distance de la pile (ou la culée) par rapport au centre de rigidité ;
- Ki : la rigidité des appuis (Voir chapitre X) ;
- ε_T : coefficient de la température, se calcule par la formule suivante :
  - $\varepsilon_T = \lambda \times \Delta T$; avec $\begin{cases} \Delta T = 12°C \\ \lambda = 10 - 5 \end{cases}$;
- ε_F : coefficient du fluage, défini par la formule suivante :
  - $\varepsilon_f = K_{fl} \times 10\text{-}4$; avec : $K_{fl} = 2.5$;
- $\varepsilon r = 2 \times 10^{-4}$: coefficient de retrait.

IX.2.3.2. Actions dynamiques :

Les actions dynamiques qu'on peut considérer, c'est l'effort de freinage maximal

D'après le **chapitre V**, l'effort de freinage maximal c'est celui du au système de charge A(l) F_{fr}=322.4KN.

IX.2.3.3. Déplacement horizontal :

$$\mathbf{V_X = V_{XT} + V_{XF} + V_{Xr} + V_{xfr}}$$

- V_{XT} : déplacement dû à la température, donnée par :
  - $V_{XT} = L \times \varepsilon_T$.
- V_{XF} : le raccourcissement dû au fluage, sa formule est la suivante :
  - $V_{XF} = L \times \varepsilon_f$;
- Vxr : c'est le raccourcissement spontané du béton au cours de son durcissement en l'absence de toute contrainte/
  - **$Vxr = L \times \varepsilon r$;**
- L : longueur de délitation (entre les joints de chaussée) qui vaut 232m;
- V_{xfr} : déplacement horizontal maximal dû au freinage, se calcule par la formule suivante :
  - $\mathbf{V_{xfr} = \frac{F_{fr} \times T_q}{2 \times G \times a \times b}} \leq 1$

    Avec :
    - G=0.9 MPa : module de cisaillement de l'appareil d'appui.
    - T_q : épaisseurs des feuillets d'élastomère.

✓ Le tableau ci-dessous résume les déplacements horizontaux du tablier :

-	Xi (m)	|Xi| (m)	Ki (MN/m)	Ki/ ∑Ki	V_{XT} (m)	V_{XF} (m)	V_{XR} (m)	V_{XFr} (m)	V_X (m)
C1	0	159,37	9,00	0,011	0,019	0,039	0,031	0,035	0,126
P1	46	113,37	27,38	0,034	0,013	0,028	0,022	0,023	0,087
P2	116	43,37	231,67	0,289	0,005	0,010	0,008	0,023	0,047
P3	186	26,62	523,24	0,653	0,003	0,006	0,005	0,023	0,038
C2	232	72,62	9,00	0,011	0,008	0,018	0,014	0,035	0,077

Tableau IX.3. Déplacement horizontal du tablier.

IX.2.4. Vérifications du dimensionnement :

Nous allons procéder à la vérification des dimensions des appareils d'appuis conformément à RPOA aux Etats Limites Ultimes.

IX.2.4.1. stabilité au flambement :

Le critère de vérification est le suivant : $\gamma_s P_u < P_C$

Avec :

- γ_s=3 : Coefficient partiel de sécurité ;
- P_u : Valeur maximale des charges verticales sous les combinaisons d'état limite ultime.
- P_C : La charge critique de l'appareil d'appui, s'obtient par la formule :

$P_C = \frac{4GBS^2d}{h}$ Tel que :

- B : aire nominale en plan de l'appui.
- d : somme d'une épaisseur de frette et d'une épaisseur d'élastomère.
- h : hauteur totale de l'appareil d'appui.
- G : module de cisaillement.
- S : facteur de forme (rapport de l'air nominale en plan à la surface extérieure d'un feuillet), s'obtient par la formule suivante :

$$S = \frac{a.b}{2.t.(a+b)}.$$

✓ Le tableau ci dessous resume application numerique de la verification au flambement:

	Cas de la pile 1	Cas de la culée
B (m²)	0.49	0,23
d (m)	0.02	0,02
h (m)	0.119	0,090
G (MPa)	0.9	0.9
S	14,58	11,84
P_u(MN)	8.806	4,128
P_C(MN)	53.59	18,93
$\gamma_s P_u < P_C$	26.42 ≤ 53.59 **condition verifiée**	12.38 ≤ 18.93 **condition vérifiée**

Tableau IX.4. Vérification au flambement.

IX.2.4.2. Limitation de la distorsion :

La condition à vérifier est : $\delta = \tan(\gamma) = \frac{V_x}{T_d} < \delta_c$

- δ : la distorsion.
- Vx : le déplacement horizontal.
- T_d : l'épaisseur totale d'élastomère.
- $\delta c = \begin{cases} 0.7 + 4 \times (\delta 0 - 0.7)(0.25 - P) \\ 1{,}4(1-2P) \quad \text{pour } P \geq 0.25 \end{cases}$
- $P = \frac{P_u}{P_c}$
- $\delta_0 = c/h_c$ (tel que : **c** : est le plus petit côté de l'appareil d'appuis, **hc** : est l'épaisseur totale d'élastomère).

Application numérique :

Cas de la pile 1:	**Cas de la culée :**
- b=700mm, T_d=119mm.	- b=450mm, T_d=90mm.
- Vx=0.104m	- Vx=0.150m
- P=0.164	- P=0.218
- δ_c=5, on prend δ_c=2	- δ_c=7.9, on prend δ_c=2
- δ=0.881	- δ=1.264
- $\delta < \delta_c$ condition vérifiée	- $\delta > \delta_c$ condition non vérifiée.

✓ La condition de la distorsion n'est pas vérifiée donc on doit placer des dispositifs de non-distorsion au niveau de la culée.

IX.2.4.3. Condition de non glissement :

On doit vérifier la condition suivante : $\mathbf{H < f \times N_{max}}$

Avec :

- H : l'effort horizontal.
- N est l'effort de compression vertical.
- f est le coefficient de frottement, $f = 0.1 + \left(\frac{0.6}{\sigma m}\right)$
- La vérification se fait selon la combinaison : G + E + 0.2Q + 0.4T + D(flu+ret)

Application numérique :

Cas de la pile 01 :	**Cas de la culée :**
- N=12.03 (MN).	- N= 15.69 (MN).
- σ_m =24.56 (MPa) donc f=0.12	- σ_m =69.72(MPa) donc f=0.11
- H=0.71 MN.	- H=1.39
- **0.71(MN) ≤ 0.12×12.03=1.5(MN)**	- **1.39(MN) ≤ 0.11×15.69=1.7(MN)**
- **Condition vérifiée**	**Condition vérifiée**

IX.3. Dés d'appuis :

Les dés d'appui interviennent directement dans le fonctionnement de la structure, leurs rôle est de transmettre les charges localisées provenant directement du tablier vers l'élément porteur, ainsi que rattraper le dévers du tablier.

IX.3.1. Dimensionnement des dés d'appuis :

Les dimensions (A, B, h) seront choisies de façon à inclure les appareils d'appuis

- A=b+200
- B=a+200
- $h \geq 2B_0/P_0$

- A, B, h : dimension en plan des dés d'appuis
- a, b : dimension en plan des appareils d'appuis.
- B_0 : l'aire du dé d'appui.
- P_0 : le périmètre du dé d'appuis

✓ **Au niveau de la pile :**
- A=700+200=900mm
- B=700+200=900mm
- $B_0=A\times B=0.9\times 0.9=0.81m^2$
- $P_0=2(A+B)=3.6m$
- $h \geq 0.45m$, on prend h=0.5m.

Donc : (A, B, h) = (900, 900, 500) mm^3.

✓ **Au niveau des culées :** En suivant la même méthode de calcul pour les dés d'appuis au niveau de la pile, on trouve : (A, B, h)= (700, 650, 400) mm^3.

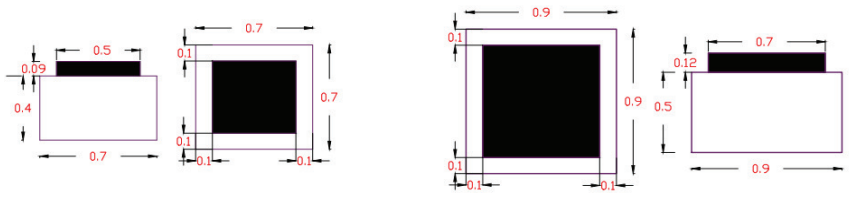


Figure IX.2.Vue en plan et en élévation des dés d'appui.

IX.3.2. Ferraillage des dés d'appuis :

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

❖ **Armature de chainage Ac :**

La section d'armatures de chainage peut être déterminée par des règles analogues à la méthode des bielles ou la méthode de reprise des efforts d'équilibre général.

$$A_c=\frac{0,25\times N}{\sigma_s}$$

❖ **Armatures horizontale A_h :**

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. $$A_h=\frac{0,125\times N}{\sigma_s}$$

❖ **Frette supérieure**

Elle est placée la plus près possible de la face supérieure de l'appui, il s'agit d'armatures croisées. $$A_s=\frac{0,04\times N}{\sigma_s}$$

❖ **Frette inferieure**

Une frette inférieure d'éclatement, disposé à une profondeur entre h/3et h à partir de la face supérieure de l'appui. $A_i=\frac{0,1\times N}{\sigma_s}$

Tel que :- $\sigma_s=\frac{f_e}{1,15}=\frac{500}{1,15}=434,78$ Mpa.

- $N_{max\text{-}pile}=8.8(MN)$, $N_{max\text{-}culée}=4.12(MN)$
-

	Pile 01		culées 1-2	
	A (m²)	**On choisit :**	**A (m²)**	**On choisit :**
A_c	**50.60**	**26 HA16**	**23.69**	**16HA14**
A_h	**25.30**	**14HA16**	**18.84**	**14HA14**
A_s	**8.09**	**8HA12**	**3.79**	**6HA10**
A_i	**20.24**	**12HA16**	**9.47**	**8HA14**

Tableau IX.5. Ferraillage des dés d'appuis pour la pile 01 et les culées (1 et 2).

➢ La figure ci-dessous montre les schémas de ferraillage des dés d'appui :

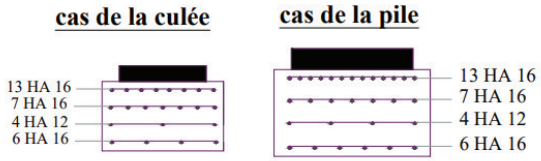


Figure IX.3.Schémas de ferraillage des dés d'appui.

IX.4. Joint de chaussée :

Un joint de chaussée, est un dispositif permettant d'assurer la continuité de la circulation au droit d'une coupure du tablier d'un pont. Il permet, notamment, à la structure de se dilater en fonction de la température, du retrait, du fluage et des déformations d'exploitation sans subir de gêne lors de ces déplacements.

IX.4.1.dimensionnement du joint de chaussée :

Conformément aux règlements les actions à prendre en compte sont :

- La température.
- Les déformations différées du béton (retrait, fluage).

$$W=W_D+0,3W_T+\frac{W_s}{3}$$

W : souffle total du joint ;
W_D : souffle des déformations différées (retrait + fluage) ;
W_T : souffle thermique ;
W_S : souffle sismique.

- Le souffle sismique a été calculé lors du calcul des efforts séismiques (Ws = 6.8cm).

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

Application Numérique :

- W_D=0.10m
- $W=0,10+0,3(0,027)+\frac{0.068}{3}$
- **W=13.5cm**

IX.4.2.choix du type de joint:

Le type de joint de chaussée est choisi selon le souffle total calculé précédemment. Pour notre cas W=135mm, qui est compris entre 110 et 160 mm, à l'aide d'un catalogue de joint de chaussée qui existe sur le marché nous nous penchons au choix de joint de chaussée type Wd160.

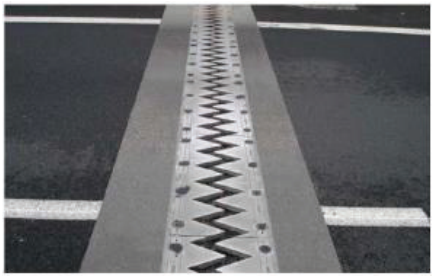


Figure IX.4. Joint de chaussée type Wd.

IX.5.Conclusion :

Ce chapitre nous a permis d'élaborer les équipements minimaux que doivent avoir un viaduc et qui jouent un rôle très important dans l'histoire du viaduc qui se résume à assurer la période de vie de ce dernier, contre les usagers et les sarcasmes de dame nature.

Chapitre X :

ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE.

X.1.Introduction :

L'étude de l'infrastructure d`un ouvrage est l'une des étapes fondamentales du projet. Cette étude est indissociable de l'ouvrage dans son ensemble. La détermination des appuis et des fondations d'un ouvrage relève d'une longue réflexion basée sur un processus progressif et itératif.

Nous allons dans ce chapitre déterminer les sollicitations statiques et sismiques et dimensionner les éléments de l'infrastructure pour ainsi ferrailler le tout, en passant par les piles, les culées, les semelles et les pieux.

X.2.Etude de la pile :

La pile joue un rôle important dans le fonctionnement mécanique du tablier, c'est un appui intermédiaire au tablier, son rôle est de supporter le tablier et de reporter ses efforts au sol par l'intermédiaire de fondation.

Le tablier peut-être simplement appuyé, partiellement ou totalement encastré sur les piles

La conception des piles est en fonction d'un très grand nombre de paramètres :

- Site de réalisation (aquatique ou terrestre) ;
- Mode de construction du tablier ;
- Nature de l'environnement (urbain ou rural) afin d'assurer une certaine esthétique ;
- Hauteur de la pile ;
- Mode d'exécution des fondations ;
- Mode de la liaison entre la pile et le tablier.

On peut classer les piles en deux familles ; les piles de type caisson et les piles de type poteau.

X.2.1. Conception des piles :

Notre choix s'est porté sur les piles caissons (une section rectangulaire évidée), dont une pile appuyée (P1) et les deux autres (P2, P3) sont encastrées à cause de leurs grandes hauteurs où l'économie sur la matière est plus forte que le coût du coffrage intérieur.

- le tableau suivant résume les dimensions et la position des 3 piles de notre ouvrage :

La pile	position	A(m)	B(m)	Hauteur (m)
P_1	(PK16+871)	4	6.3	17.57
P_2	(PK16+941)	4	6.3	48.86
P_3	(PK17+011)	4	6.3	37.24

Tableau X.1. Implantation et dimensions des piles.

- les figures ci-dessous montrent les dimensions de la pile appuyée (P1) et la pile encastrée la plus haute (P2) :

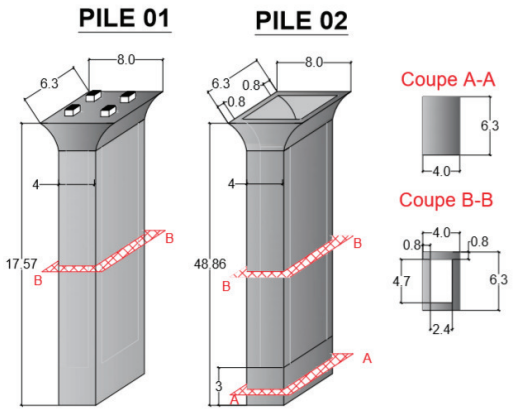


Figure X.1. Dimensions des piles 01 et 02

X.2.1.1. Evaluation de la raideur totale K :

La rigidité des piles dépend exclusivement du type de liaison entre le tablier et la pile en question. Etant donné l'absence d'appareils d'appuis au niveau des piles encastrées, leur rigidité est supposé infinie, donc l'expression de la rigidité des piles (P_2 et P_3) est la suivante :

$$K_{pile} = \frac{12EI}{h^3}$$

Pour la pile appuyée, sa rigidité se calcule par la formule suivante :

$$K_{app} = \frac{1}{\frac{1}{Kpile} + \frac{1}{KA-appui}} \quad \text{Avec : } K_{A\text{-}d'appui} = G \times \frac{a \times b}{T} \quad \text{et} \quad K_{pile} = \frac{3EI}{h^3}.$$

La rigidité de la culée est supposée infinie donc, Il s'agira de calculer la rigidité des appareils d'appuis, se trouvant au niveau des culées, uniquement. Leurs rigidités se calculent comme suit :

$$K_{culée} = K_{A\text{-}d'appui} = G \times \frac{a \times b}{T}$$

- n : est le nombre d'appareil d'appuis par culée (n=2).
- G : module de cisaillement de l'appareil d'appui.

$$G = \begin{cases} 1.2MPa & \text{en cas dnamique} \\ & \text{et} \\ 0.9\ MPa & \text{en cas statique} \end{cases}$$

  - a, b, T : sont respectivement les dimensions en plan, et l'épaisseur d'élastomère.
- Les deux tableaux suivants résument les rigidités longitudinales et transversales des différents appuis de notre ouvrage.

Appuis	Hauteurs (m)	$K_{appareils\ d'appuis}$		K_{pile} (MN/m)	$K_{appuis\ transversale}$	
		K_s (MN/m)	K_d (MN/m)		K_s (MN/m)	K_d (MN/m)
C_1	/	3.38	4.5	infinie	6.75	9.00
P_1	17.57	5.25	7	560,94	20.24	26,67
P_2	48.86	/	/	104,34	104,34	104,34
P_3	37.24	/	/	235,65	235,65	235,65
C_2	/	3.38	4.5	infinie	6.75	9.00

Tableau X.2. Raideurs longitudinales et transversales statiques et dynamiques des piles et culées.

Appuis	Hauteurs (m)	$K_{appareils\ d'appuis}$		K_{pile} (MN/m)	$K_{appuis\ longitudinale}$	
		K_s (MN/m)	K_d (MN/m)		K_s (MN/m)	K_d (MN/m)
C_1	/	3.38	4.5	infinie	6.75	9.00
P_1	17.57	5.25	7	1245,54	20.65	27,38
P_2	48.86	/	/	231,67	231,67	231,67
P_3	37.24	/	/	523,24	523,24	523,24
C_2	/	3.38	4.5	infinie	6.75	9.00

Tableau X.3.Raideurs statiques et dynamiques transversales des piles et culées.

X.2.2. Etude sismique

X.2.2.1.Caractéristiques de l'ouvrage relatives à l'étude sismique

D'après le RPOA 2008 les caractéristiques relatives à notre ouvrage sont comme suit :

- Le présent pont est de 2eme groupe ;
- Le sol est de catégorie S3 (site meuble) ;
- l'ouvrage est classé en zone IIa ;
- L'accélération de zone A= 0.2.
- Coefficient sismique horizontal $K_h = A = 0.2$
- Coefficient sismique vertical $K_v = 0.3 \times K_h = 0.06$

X.2.2.2. Méthode de calcul :

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

Pour que la méthode spectrale monomodale soit applicable, elle doit satisfaire à 4 conditions simultanément, qui sont :

1. La masse modale (masse totale mise en mouvement par le mode fondamental) doit être supérieure à 70% de la masse totale de la structure, y compris la masse des appuis en élévation,
2. Le biais (angle de l'axe du tablier avec l'axe de ses appuis) doit être supérieur à 70 grades et les raideurs longitudinales et transversales totales des appuis ne doivent pas varier de plus de 10% par rapport aux valeurs calculées sans biais.
3. La courbure (angle balayé en plan par la tangente à l'axe) doit être inférieure à 30 grades et les raideurs longitudinales et transversales totales des appuis ne doivent pas varier de plus de 10% par rapport aux valeurs calculées sans courbure.
4. La symétrie transversale c'est-à-dire la distance entre le centre de masse et le centre élastique des appuis ne doit pas excéder 5% de la distance entre appuis extrêmes pour l'étude du séisme transversal.

Application numérique :

Condition 1: $M_p \leq 0{,}43 M_T$

- $M_p = \rho \times V_p = 25 \times 1567.16 = 39179{,}16$ (KN)
- $M_T = G + \alpha Q = 81339.00 + 0{,}2(80.39 \times 232) = 81339.00$ (KN)
- **$M_p = 39179{,}16$ (KN) $\geq 0.43\ M_T = 34.975.77$ (KN) ⟶ condition non vérifiée.**
  - Dans le cas ne notre ouvrage, la méthode spectrale monomodale n'est pas applicable, alors on utilise la méthode du spectre des réponses.

X.2.2.3. la méthode de spectre des réponses :

L'analyse par le spectre de réponse est une analyse élastique des réponses dynamiques maximales de tous les modes significatifs de structure, la méthode se base sur un calcul dynamique multimodal spectral et tient de façon statique des déplacements différentiels.

Le calcul multimodal se fera à l'aide du logiciel robot en réutilisant le model longitudinal de notre structure, et en considérant dans le calcul des modes propres, la masse du tablier, des piles et la masse des équipements. Les spectres de réponses utilisées pour le calcul sont :

- ✓ **Spectre horizontal :**

[2]La figure ci-dessous montre le spectre utilisé pour les deux directions longitudinale (Ex) et transversale (Ey) :

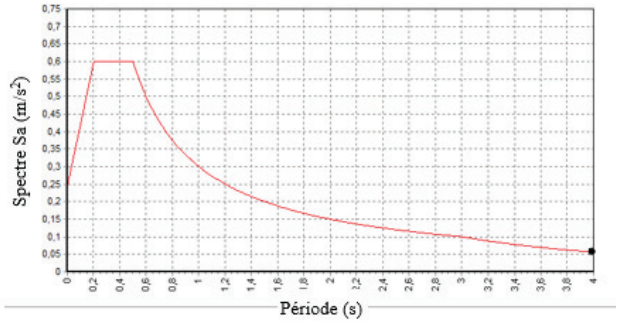


Figure X.2. Spectre de réponse horizontale.

- ✓ **Spectre vertical :**

D'après le RPOA, l'effet sismique vertical sur les piles est négligeable pour les ouvrages situés dans une zone séismique classée (I) ou (IIa).

Donc, pour notre cas, l'effet sismique vertical sera négligé.

- ✓ **Déplacements dus aux actions sismiques :**
  Le tableau ci- dessous résume les déplacements longitudinaux (U_X) et transversaux (U_Y) dus aux actions sismiques dans chaque appuis :

	Culée 1	Pile 1	Pile 2	Pile 3	Culée 2
U_X (cm)	6.8	6.8	6.8	6.8	6.8
U_Y (cm)	13.0	11.7	6.7	5.3	6.0

Tableau X.4. Déplacements U_X et U_Y dans chaque appuis.

X.2.2.4. les périodes propres :

Le tableau ci-dessous montre les périodes propres de notre ouvrage calculé à l'aide du logiciel Robot :

Cas de mode	Fréquences (Hz)	Périodes (s)	Masses UX (%)	Masses Uy (%)	Masses UZ (%)
Mode 1	0,77	1,30	0,00	63,89	0,00
Mode 2	1,08	0,93	97,26	63,89	0,03
Mode3	1,23	0,81	97,26	99,76	0,03
Mode4	1,85	0,54	97,26	99,97	0,03
Mode 5	2,32	0,43	97,75	99,97	0,70

Tableau X.5. Modes propres de l'ouvrage.

D'après le logiciel de calcul, on trouve :

- Pour le sens longitudinal : T=0.93s.
- Pour le sens transversal : T= 0.81s.

X.2.3 Etude statique de la pile

Dans cette partie, nous mentionnerons que la pile la plus sollicitée de notre ouvrage s'agit de la pile 2, qui est sollicitée par un système de charges permanentes et d'exploitation qui sont rapportés dans **l'annexe C.13**

❖ **Combinaison des actions statiques**

Les charges permanentes et d'exploitations génèrent des sollicitations sur la pile qui se résument dans des efforts horizontaux, verticaux et des moments, qui sont inscrites dans l'annexe C.

➢ Le tableau suivant comporte les sollicitations maximales à l'ELU et à l'ELS de la pile 02, combiné par les combinaisons définies dans le **chapitre V** :

Cas	Combinations	N(KN)	H(KN)	M(KN.m)
ELS	$G + 1,2(A(l)+St) + 0,6H_T + H_{flv}$	47395,45	291,01	16477,05
ELU	$1,35G + 1,6\ (A(l)+St) + 0,9\ H_T + H_{flv}$	63911,08	360,65	17621,54

Tableau X.6. Sollicitations maximales à E.L.S et à E.L.U.

NB : Les résultats des combinaisons des autres surcharges sont mentionnés dans **l'annexe C.14**

X.2.4. Etude sismique de la pile :

Cette rubrique est divisée en deux, la première stipule un calcul sans intervention de la semelle pour déterminer le ferraillage de la pile, et puis d'une seconde rubrique qui stipule que la semelle est inclue dans le calcul pour déterminer le nombre de pieux à adopter.

X.2.4.1. Combinaison des directions :

D'après le R.P.O.A, la combinaison des forces sismiques orthogonales est employée pour tenir compte de l'incertitude directionnelle du séisme. Les effets des différentes composantes du mouvement d'ensemble sont combinés de la manière suivante :

	E_x	E_y	E_z
E_1 (combinaison longitudinale)	1	0.3	0.3
E_2 (combinaison transversale)	0.3	1	0.3
E_3 (combinaison longitudinale)	0.3	0.3	1

Tableau X.7. Coefficients des combinaisons des directions

NB: Les combinaisons des efforts sismiques sont mentionnées dans **l'annexe C.16**

X.2.4.2. Combinaison d'action à l'état limite accidentelle (ELA) :

D'après le RPOA 2008, la combinaison d'actions à l'E.L.A est écrite sous la forme suivante : **G + ΨQ + E.** Avec :

- **G** : Poids permanent supporté par la pile étudiée ;
- Q : Actions variables des charges d'exploitation, Pour notre cas : Q = A(L).
- Ψ : 20% des charges d'exploitations routières pour ponts routiers urbains.
- **E** : force sismique sollicitant la pile.

➢ Le tableau présenté dans l'annexe C.15 résume les combinaisons d'actions à l'ELA faites par rapport aux effets maximums attendus

- Les effets maximums dus au tablier sont calculés à partir des combinaisons suivantes :

- ✓ R_{max} : G + 0.2 (A_L + S_t)
- ✓ R_{min} : G + 0.2Mc120.
- ➢ Le tableau suivant résume les effets maximums dus au tablier utilisés dans les calculs :

	R_{max}	R_{min}
N (MN)=	25,67	25,19
V(MN)=	0,18	0,18
M_L(MN)=	8,01	7,95

Tableau X.8. Les effets maximums de calcul.

X.2.4.2 Ferraillage de la pile

Pour ferrailler notre pile, nous allons commencer par déterminer les efforts sismiques dans les trois directions ainsi que les sollicitations maximales à l'ELA.

NB : Le tableau qui résume les sollicitations à l'ELA est présenté dans **l'annexe C.17.**

X.2.4.2.1 Ferraillage longitudinal de la pile :

La base de la pile est soumise à une flexion oblique avec un effort normal (N) et deux moments de flexion M_x, et M_y, qui sont comme suit :

$$\mathbf{M_x=Max(M_{Ti})=198.08\ (MN.m).}$$
$$\mathbf{M_y = Max(M_{Li})=164.87\ (MN.m).}$$
$$\mathbf{N= Max(N_i)=47.88\ (MN).}$$

Application Numérique :

- $\mathbf{m_x=\frac{M_x}{b\times h^2\times f_{c28}}=\frac{198080.00}{6.3\times 4^2\times 35\times 10^3}=0,056}$
- $\mathbf{m_y=\frac{M_y}{b^2\times h\times f_{c28}}=\frac{164.87}{(6,3)^2\times 4\times 35\times 10^3}=0,029}$
- $\mathbf{n=\frac{N}{b\times h\times f_{c28}}=\frac{58291.03}{6.3\times 4\times 35\times 10^3}=0,054}$

❖ **Direction longitudinale (η= ∞ et ω = 0,18)**

Application Numérique :

$$F_a=\frac{\omega\times b\times h\times f_{c28}}{\sigma_s}=\frac{0,12\times 6,3\times 4\times 35}{500}=2116,8cm^2$$

As (coté b) : 0,2 F_a = 423.36 cm^2 on prend : **2 nappes de 27HA32 suivant b**
As (coté h) : 0,3 F_a = 635.04 cm^2 et : **2 nappes de 40HA32 suivant h**

❖ **Direction transversale (η= 0 et ω = 0,12)**

Application Numérique :

$$F_a=\frac{\omega\times b\times h\times f_{c28}}{\sigma_s}=\frac{0,16\times 6,3\times 4\times 35}{500}=3175,2\ \ cm^2$$

As (coté b) : 0,2 F_a = 635,04 cm^2 on prend : **2 nappes de 40HA32 suivant b**
As (coté h) : 0,3 F_a = 952,56 cm^2 et : **2 nappes de 60HA32 suivant h**

❖ **Condition de non fragilité**

$$A_{s,min} \geq \frac{0,23 \times h \times b \times f_{tj}}{f_e} = \frac{\mathbf{0,23 \times 4 \times 6,3 \times 2,7}}{\mathbf{500}} = \mathbf{312.98\ cm^2}$$

- **On prendra donc en consideration le ferraillage suivant:**

2 nappes de 40HA32 suivant b.

2 nappes de 60HA32 suivant h.

X.2.4.2.2 Ferraillage transversal de la pile:

▪ **Espacement des armatures d'effort tranchant**

En zones critiques Uniquement, l'espacement maximum des armatures d'effort tranchant devra satisfaire les conditions suivantes :

St= Min [24Φ_t; 8Φ_l; 0.25d], avec : **d**: hauteur utile ;
Φ_t: diamètre des armatures transversales ;
Φ_l : diamètre des armatures longitudinales.

S_t= Min [(24×2) ;(8×3,2) ;(0.25×0.9×800)]=Min [48;25,6;180]=25,6cm.

▪ **Section minimale des armatures d'effort tranchant**

La section A_t d'une armature transversale assurant le maintien d'une barre longitudinale ou d'un groupe de barres de section A_L, doit satisfaire la condition suivante :

$$A_t = \frac{A_L \times f_{el}}{16 \times f_{et}} \times \frac{S_t(mm)}{100}$$

S_t : représente l'espacement des armatures transversales en mm ;
A_L : est la section totale des armatures longitudinales ;
f_{el},f_{et}: caractéristiques de l'acier des armatures respectivement longitudinales et transversales.

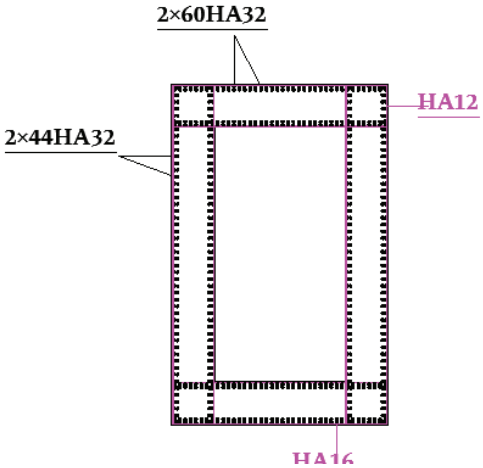


Figure X.3. Détail du ferraillage de la pile.

Application Numérique :

- A_t(coté h)= $\frac{482.55 \times 500}{16 \times 500} \times \frac{250}{100}$ = 150.79 cm^2 On prend : **98 HA16.**
- A_t(coté b)= $\frac{634.4 \times 500}{16 \times 500} \times \frac{250}{100}$ = 99.125 cm^2 On prend **98 HA12.**

X.2.4.3 Etude de la fondation sous pile :

X.2.4.3.1. Caractéristiques de la semelle :

Le tableau ci-dessous résume les dimensions ainsi que le poids de la semelle :

	H (m)	B(m)	L (m)	N (MN)
Dimensions	2.00	16.80	13.20	11.09

Tableau X.9. Caractéristiques de la semelle

X.2.4.3.2. Sollicitations de la semelle

Le poids de la semelle engendre des sollicitations qui sont présentées dans le tableau suivant :

Sollicitations	V_L (MN)	V_T (MN)	M_L (MN.m)	M_T (MN.m)	N (MN)
Valeurs	2.22	2.22	2.22	2.22	0.67

Tableau X.10. Sollicitions engendrées par la semelle.

X.2.4.3.3. Combinaison des directions à la base de la semelle

En utilisant les mêmes coefficients mentionnés dans le tableau X.7, nous obtenons sollicitations présentées dans **l'annexe C.18**

X.2.4.3.4. Combinaisons d'actions à L'ELA

Les combinaisons d'actions sont identiques à celles utilisées dans le tableau X.8, le tableau présenté dans l'annexe C.19 les résume.

X.2.4.3.5. Actions sur les pieux

✓ **Détermination du nombre de pieux :**

Pour déterminer le nombre de pieux pour chaque état limite, nous appliquerons la formule suivante :

$$n = \frac{N_{max}}{Q_{Pieu}}$$

-	Q_{Pieu} (KN)	N_{max} (KN)	Nombre de pieux
ELU	10847.00	63911,08	**5.96**
ELS	7947.00	47395,45	**5.89**
ELA	10847.00	8309,73	**5.17**

Tableau X.11. Nombre de pieux

➢ Pour assurer les vérifications appropriées aux réactions des pieux, nous avons choisis d'opter pour 3 files de 5 pieux pour un nombre total de **15 pieux.**

✓ **Réactions des pieux**

L'effort revenant à chaque pieu est donné par la formule suivante :

$$R_{max} = \frac{N}{n} + \frac{My_i}{\sum y_i^2}$$

- **N** : effort normal maximal sollicitant les pieux ;
- **M** : moment maximal sollicitant les pieux ;
- **n** : nombre de pieux de la pile étudiée, **n=15** ;
- y_i : la position de chaque file de pieux par rapport à l'axe de la semelle.

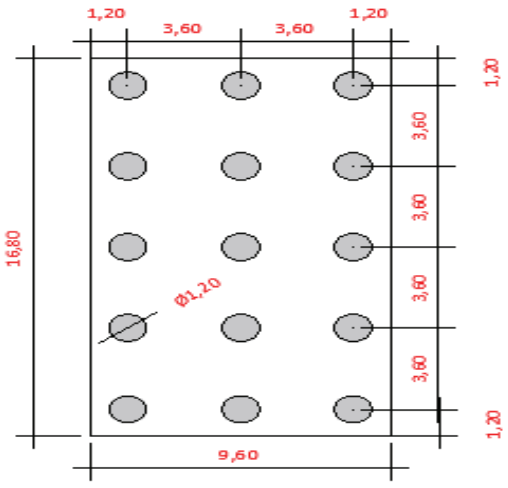


Figure X.4.vue en plan de la réparation des pieux (cas de la pile).

y_1=3.6 ; Nombre de pieux de la file 1 : **5**

y_2=0 ; Nombre de pieux de la file 2 : **5**

y_3= -3.6 ; Nombre de pieux de la file 3 : **5**

N.B : La réaction des pieux dans les conditions normales et sismiques sont résumées dans les **annexes C.20 et C.21**

✓ **Vérifications de la portance des pieux :**

La condition à vérifier est la suivante :

- $R_{compression} \leq Q_{compression\ adm}$

	$R_{compression}$ (KN)	$Q_{compression\ adm}$ (KN)	Commentaire
ELU	4762.99	10847.00	Vérifié
ELS	3626.97	7947.00	Vérifié
ELA	8580.42	10847.00	Vérifié

Tableau X.12.Vérification de la portance des pieux.

X.2.4.4. Ferraillage de la fondation (cas de la pile) :

X.2.4.4.1. Ferraillage de la semelle :

Pour le ferraillage de la semelle on appliquera la méthode des bielles

la condition de la méthode des bielles : $\begin{cases} \alpha \geq 45° \\ H \geq \frac{L}{2} - \frac{b}{4} \end{cases}$

α : angle d'inclinaison de la bielle avec l'horizontale

H : hauteur utile = $H_{semelle}$ - C = 3-0.1 = 2.9m (C : enrobage)

L : entraxe des pieux de rive

b : épaisseur de la pile au niveau de la semelle

Application Numérique :

L=7.2 m ; H = 2.9m et b =4m

$\tan\alpha = \frac{H}{\frac{L}{2} - \frac{B}{4}} = 1{,}11$ $\alpha = 48.15°$ **(condition vérifiée)**

$\frac{L}{2} - \frac{b}{4} = 2.6\ m \leq H = 2.9\ m$ **(condition vérifié)**

a. Armatures transversales inférieures

$$A = \frac{N}{\bar{\sigma}_a} \times \frac{(\frac{L}{2} - \frac{b}{4})}{H}$$

N : effort normal maximal dans un pieu ;

$\bar{\sigma}_a$: la contrainte admissible de l'acier.

- **Condition normale**

Application Numérique

$\bar{\sigma}_a = \frac{2}{3}\sigma_e = 333{,}33 MPa$

$N = R_{max_ELS} = 3,\ 63\ MN$

$$A_{t\text{-}inf} = \frac{N_1}{\bar{\sigma}_a} \times \frac{(\frac{L}{2} - \frac{b}{4})}{h} = \frac{3{,}63}{333{,}33} \times \frac{2.6}{2.9} \times 10^4 = 97.55\ cm^2$$

- **Condition sismique**

Application Numérique

$\bar{\sigma}_a = \sigma_e = 500 MPa$

$N = R_{max_ELA} = 8.58\ MN$

$$A_{t\text{-}inf} = \frac{8.58}{500} \times \frac{2.6}{2.9} \times 10^4 = 153.86\ cm^2.$$

La condition sismique est la plus **défavorable** : $\mathbf{A_{t\text{-}inf} = 153.86\ cm^2}$

On opte pour 20HA32. Pour un As = 160.76 cm²

L'espacement : $\mathbf{S_t = \frac{\Phi + E - c}{n-1}}$ avec **n** : Nombre de barre;

c : Enrobage = 10cm ;

Φ : Diamètre de pieu = 1,2 m.

On prend St = 20 cm

Les armatures transversales placées dans les bandes axées sur les pieux, ayant pour largeur **L** telle que : $\mathbf{L = E + \Phi_{pieu}} = 2{,}9 + 1{,}2 = 4.1$ m.

b. Armatures longitudinales inférieures dans la semelle

Elles jouent un rôle de répartition dans la transmission des efforts entre les fûts et les pieux de fondation.

$\mathbf{A_{l_inf} = \frac{1}{2} A_{t_inf}} = \frac{1}{2} \times 160.76 = 80.38\ cm^2$ soit : **17HA25 (A_{l_inf}=80.45 cm²)** avec S_t= 6.0 cm .

c. Armatures de construction

- Armatures transversales supérieures

$\mathbf{A_{t_sup} = \frac{1}{3} A_{t_inf}} = 53.53\ cm^2$ soit : **11HA25(A_{t_sup}=54 cm²)** avec S_t= 9.0cm.

- Armatures longitudinales supérieures

$\mathbf{A_{l_sup} = \frac{1}{4} A_{t_inf}} = \frac{1}{4} \times 160.76 = 40.19\ cm^2$ soit : **9HA25 (A_r=44.18cm²)** avec S_t= 11cm.

- Armatures latérales

$\mathbf{A_l = \frac{1}{10} A_{t_inf}} = \frac{1}{10} \times 160.76 = 16.07\ cm^2$ soit : **8HA16 (A_{t_sup}=16.08cm²)** avecS_t=12.5cm.

A la base des cadres verticaux, on placera les armatures transversales sous forme de chaises en **HA14** espacées de **1 m.**

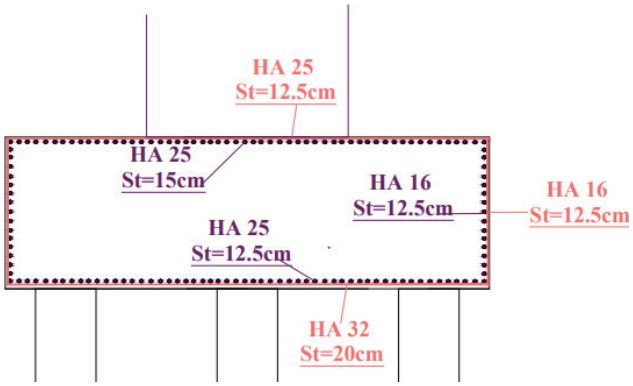


Figure X.5.Ferraillage de la semelle (cas de la pile).

X.2.4.4.2. Ferraillage des pieux:

✓ **Calcul du moment maximal au niveau du pieu**

La méthode de WARNER permet de calculer les moments fléchissant et l'effort normal auxquels le pieu est soumis en différents points.

Le moment fléchissant en tête de pieu est donné par la formule suivante :

$$\overline{\mathbf{M}} = -\frac{\mathbf{X_{ep}}}{\mathbf{X_{eM}}} \times \frac{\overline{\mathbf{P}}}{\boldsymbol{\lambda}}$$

Avec :

$\overline{M}$: Moment en tête de pieu.

$\overline{P}$: Effort tranchant en tête de pieu.

λ: Coefficient d'amortissement du module de WARNER. ,

X_{ep} , X_{eM}: Coefficients tirés des abaques de WARNER en fonction de L (la longueur du pieu).

✓ **Calcul de λ**

Il est donné par la formule suivante **:** $$\boldsymbol{\lambda} = \sqrt[4]{\frac{\mathbf{bC_u}}{\mathbf{4EI}}}$$

Tel que :

Cu : module de réaction du sol égale à 30 MN/m3.

b : diamètre du pieu.

E : module d'élasticité du béton égale à 34 180 MPa.

I : moment d'inertie de la section du pieu.

Application numérique :

- f_{c28}=30 MPa ; b =$ø_{pieu}$=1,2m ; L=19 m
- E=11 000$\sqrt[3]{30}$=34 180MPa
- $I = \frac{\pi D^4}{64} = \frac{3,14\times(1,2)^4}{64} = 0,1017\ m^4$
- $\boldsymbol{\lambda} = \sqrt[4]{\frac{1.2\times30}{4\times34180\times0.1017}}$**=0.226 m^{-1}.**

✓ **Calcul des coefficients X_{ep} et X_{eM} :**

- **λ×L**=19×0.226=4.294.

4< λ×L<6 par interpolation du tableau présenté dans l'annexe C.22 on trouve :

X_{ep}=1.28 et X_{eM}=1.55.

✓ **Calcul de l'effort tranchant en tête du pieu :**

D'après les tableaux **X.6** et **X.14** nous obtenons les résultats suivant :

- $H_{max}=\frac{\max(\text{effort H à l'ELS})}{\text{nombre de pieux}}=\frac{298.16}{15}=19.88\,KN.$
- $H_{max}=\frac{\max(\text{effort H à l'ELU})}{\text{nombre de pieux}}=\frac{370.19}{15}=24.68\,KN$
- $H_{max}=\frac{\max(\text{effort H à l'ELA})}{\text{nombre de pieux}}=\frac{6638.12}{15}=442.54\,KN$

✓ **Calcul de $\overline{M}$:**

Vu que l'effort tranchant est maximum sous les combinaisons ELA :

$$\overline{M}=-\frac{1.29}{1.56}\times\frac{442.54}{0.226}=1623.46\,KN.m$$

✓ **Ferraillage longitudinal :**

Le ferraillage est déterminé à l'aide des abaques de Walther (voir annexe). Le pieu est considéré comme une pièce soumise à la flexion composée par:

✓ **$N=R_{min}$= 583.27KN** (voir annexe C.21) **; M_{max} = 1623.46 KN.m**

Application Numérique

- $m=\frac{M_r}{\pi\times R^2\times D\times f_{c28}}=\frac{1623.46}{\pi(0,6)^2\times 1,2\times 30\times 10^3}=0,039$
- $n=\frac{N_r}{\pi\times R^2\times f_{c28}}=\frac{583.27}{\pi(0,6)^2\times 30\times 10^3}=0,017.$

Le degré mécanique d'armature totale : **ω=0,13**.

$$F_a=\frac{\omega\times\pi\times R^2\times f_{c28}}{\sigma_s}=\frac{0,13\times\pi\times(0,6)^2\times 30}{500}\times 10^4=88.17\text{cm}^2$$

Choix final : on opte pour **18 ha 25** avec **As=88.36 cm².**

✓ **Ferraillage transversal :**

On prendra des cercles de **HA14** et un espacement de **20 cm** dans la zone courante et **10 cm** dans la zone de jonction.

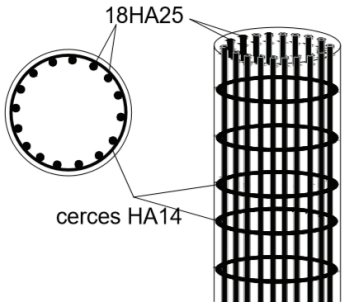


Figure X.6. Ferraillage du pieu (cas de la pile).

X.3.Etude de la culée

X.3.1.Introduction

Nous allons maintenant nous concentrer sur l'étude de la semelle, nous allons dans ce qui va suivre dimensionner les éléments de la culée, extraire les sollicitations, et ainsi ferrailler la culée.

X.3.2.Dimensionnement de la culée

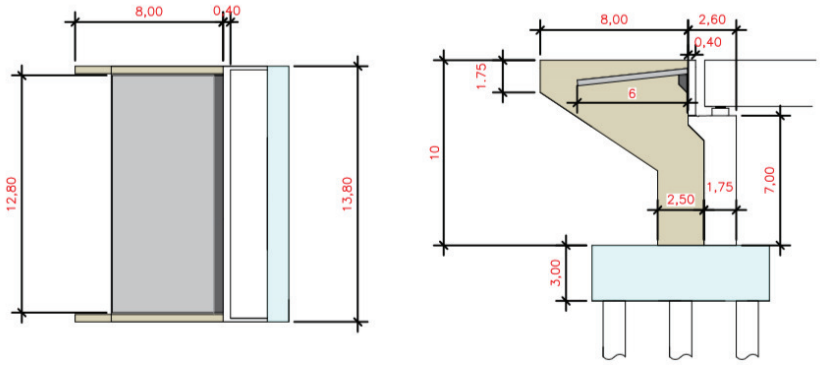


Figure X.7. Dimensions de la culée.

Eléments de la culée	Dimension
Mur de garde grève	▪ h_{mgg} = 3.00 m e_{mgg} = max (0,30 m, h/8) = 0.35 m $l_{mgg} = l_{tablier} - 2\ e_{M\ en\ retour}$= 13.80 m
Sommier d'appui	l_{sa} = largeur du pont = 13.80m e_{sa} = 2.00 m
Muret cache	15cm≤l_{mc}≤20cm on prend l_{mc}=20cm h_{mc}= h_{mgg}=3m e_{mc}=e_{sa}
Mur de front	$h_{mf} = h_{culée} - h_{mgg}$ = 7.00m e_{mf}= $e_{sommier\ d'appui}$+e_{mgg}= 2.50 m l_{mf}=$l_{tablier}$=13.8m
Mur en retour	e_{mr}=0.40 m h_{mr}=10.00 m $l_{mr\text{-}sup}$ = 8.00 m. $l_{mr\text{-}inf}$ = 2.50 m.
Corbeau	l_c=12,80 m e_c =0.5m h_{c1} =0.5m h_{c2} =1m
Dalle de transition	l_{dt}=Min [6m, Max (3m, 0.6$h_{remblai}$)]=6.00 m e_{dt}=0.30 m L = 12.80m
La semelle	e_s=3.00m L_s=9.60m l_s=13.2m

Tableau X.13. Dimensions des éléments de la culée

X.3.3 Calculs des coefficients de poussée

Le coefficient de poussée des terres selon RPOA : $\mathbf{K_{ad}} = \dfrac{\cos^2(\varphi-\theta)}{\cos^2\theta\left[1+\sqrt{\dfrac{\sin\varphi\,\sin(\varphi-\beta-\theta)}{\cos\theta\,\cos\beta}}\right]^2}$

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

β: inclinaison de la culée, **β = 0°**
δ: angle de frottement remblais culée (sol − béton), **δ = 0°**
θ: angle entre la direction de séisme et la verticale, **θ = Arctg (k_H 1 ± k_V)**

$$\theta = \text{Arctg}\left(\frac{kH}{1 \pm kV}\right)$$

k_H **= A = 0.2**, accélération du séisme dans le sens horizontal
k_V **= 0.3**k_H **= 0.06,** accélération du séisme dans le sens vertical
A : coefficient d'accélération de zone (tableau 3.1 de RPOA2008)

Le tableau suivant résume les différents coefficients de poussée K_{ad}

Conditions		Notation	k_H	k_V	θ (°)	K_{ad} (rad)
Conditions normales		**CN**	0	0	0	0,33
Conditions sismiques	Horizontal +↓ Vertical	**Cs1**	0,2	0,06	10,68	0,46
	Horizontal	**Cs2**	0,2	0	11,31	0,47
	Horizontal +↑ Vertical	**Cs3**	0,2	- 0,06	12,01	0,48

Tableau X.14. Coefficients de poussées des terres K_{ad}

X.3.4. Vérification de la stabilité de la culée :

X.3.4.1. Evaluation des efforts statiques :

Les efforts statiques agissants sur la culée qui représentent le poids propre de la culée, du tablier, les poussées des terres ainsi que les charges roulantes, sont données sous forme de tableau qui est présenté dans l'annexe C.23

NB : les efforts en négatifs et positifs représentent respectivement les efforts renversants et stabilisants.

- **Combinaison d'actions statiques aux états limites ultimes :**

- ELS-ELU : Les différentes combinaisons d'actions sont mentionnées dans l'annexe C.25 et C.26

X.3.4.2. Evaluation des efforts sismiques :

- Combinaisons maximales et minimales de sollicitations agissantes sur la culée

	N (kN)	V (kN)	M (Kn.m)
R_{max}	29881,23	181,77	16040,40
R_{min}	29729,02	181,72	15712,49

Tableau X.15. Combinaisons de sollicitations agissantes sur la culée

Avec : R_{max} et R_{min} sont respectivement les réactions dues aux efforts maximaux et minimaux.

- **<u>Calcul des efforts sismiques inertiels des éléments de la culée</u>**

Les forces sismiques horizontales et verticales sont calculées en pied de la semelle avec :

$F_h = K_h \times P$ et $F_V = K_V \times P$ où P est le poids propre de l'élément désigné (Voir tableau X.20), les valeurs sont mentionnées dans l'annexe C.24

- **Charge sismique dû à la poussée dynamique**

Désignation		Efforts verticaux N (KN)	Efforts horizontaux H (KN)	Levier<H> (m)	Levier<V> (m)	$M_{FV}/_o$ (KN.m)	$M_{FH}/_o$ (KN.m)
P_{ad}	**Horizontal +↓ Vertical**	/	9570,39	/	4,333	/	41471,69
P_{ad}	**Horizontal +↑Vertical**	/	8486,95	/	4,333	/	36776,79

Tableau X.16. Charge sismique engendrée par la poussée dynamique

- **Charge sismique transmis par le tablier**

Désignation	N (KN)	H (KN)	<H> (m)	<V> (m)	$M_{FV}/_o$ (KN.m)	$M_{FH}/_o$ (KN.m)
Séisme Tablier	2134,73	2600,65	2,15	13,00	4589,68	33808,40

Tableau X.17. Charge sismique transmise par le tablier

✓ **Cumul des actions sismiques**

Les sollicitations sismiques de la culée et de la poussée des terres sont cumulées directement :

$\mathbf{N_{CP} = N_C + N_p}$; $\mathbf{H_{CP} = H_C + H_P}$ et $\mathbf{M_{CP} = M_C + M_P}$;

$\mathbf{N_P}$, $\mathbf{H_P}$, $\mathbf{M_P}$: sollicitations sismiques due à la poussée des terres;
$\mathbf{N_P}$, $\mathbf{H_P}$, $\mathbf{M_P}$: sollicitations sismiques des éléments de la culée;
$\mathbf{N_{CP}}$, $\mathbf{H_{CP}}$, $\mathbf{M_{CP}}$: cumul des sollicitations sismiques des éléments de la culée et des poussées des terres.

Conditions		Notation	N_{CP} (KN)	H_{CP} (KN)	M_{CP} (KN.m)
Conditions sismiques	Horizontal +↓ Vertical	**Cs1**	0,00	14636,96	70233,94
	Horizontal +↑Vertical	**Cs2**	0,00	13553,52	65539,03
	vertical	**Cs3**	1519,97	0,00	1671,27

Tableau X.18. Cumul des efforts sismiques de la culée et la poussée des terres

Les sollicitations venant du tablier et ceux venant de la culée doivent être cumulées quadratiquement car les modes propres concernés sont différents.

$$\mathbf{H} = \sqrt{\mathbf{H_{CP}^2 + H_T^2}} \quad ; \quad \mathbf{N} = \sqrt{\mathbf{N_{CP}^2 + N_T^2}} \quad \text{et} \quad \mathbf{M} = \sqrt{\mathbf{M_P^2 + M_T^2}}$$

$\mathbf{N_T}$, $\mathbf{H_T}$, $\mathbf{M_T}$: sollicitations sismiques transmis par le tablier ;
N, **H**, **M** : sollicitations sismiques totales.

Conditions		**Notation**	**N (KN)**	**H(KN)**	**M (KN.m)**
Conditions sismiques	Horizontal +↓ Vertical	**Cs1**	0,00	14866,21	77947,51
	Horizontal +↑Vertical	**Cs2**	0,00	13800,77	73745,32
	vertical	**Cs3**	2620,57	0,00	4884,49

Tableau X.19. Efforts sismiques agissants sur les pieux de la culée

✓ **Combinaisons d'actions à l'état limite accidentelle (ELA)**

On s'intéresse aux combinaisons prépondérantes suivantes pour le calcul du ferraillage de la semelle et des pieux:

$P_{perm,max}$- Composante longitudinale + 0,3 composante verticale ;
$P_{perm,min}$- Composante longitudinale + 0,3 composante verticale ;
$P_{perm,max}$+ Composante verticale - 0,3 composante horizontale ;
$P_{perm,min}$- Composante verticale - 0,3 composante horizontale.

Le tableau ci-dessous résume les sollicitations maximales à l'E.L.A :

Combinaisons	N (KN)	H(KN)	M (KN.m)
P max + H + 0,3V	30667,41	15047,98	-60441,75

Tableau X.20. Combinaisons d'action sismiques maximales sollicitant les pieux de la culée

N.B : le signe (-) revient aux moments Renversants.

Le reste des combinaisons sismiques est mentionné dans l'annexe C.27

X.3.5. Ferraillage des éléments de la culée

X.3.5.1. Ferraillage du mur garde grève :

Dans le calcul, on supposera que le MGG est encastré à la base, les sollicitations pour dimensionner la section d'armature sont les suivants :
ELS : M_{ELS} = 143.95 KN.m/ml

ELU : M_{ELU} = 192.38 KN.m/ml

A l'aide du logiciel de calcul ROBOT EXPERT, nous déduisons les sections d'armatures suivantes :

- ✓ A_s = 18.85 cm^2 ; Soit **6HA20** espacé de 16.7cm
- ✓ Armature de construction : A_s' = 6.28 cm^2, Soit **8HA10** espacé de 12.5cm
- ✓ Armature transversale : A_{st} = 4.71 cm^2, Soit **6HA10** espacé de 16.7 cm

X.3.4.2. Dalle de transition :

La dalle de transition est une dalle rectangulaire supposée simplement appuyer, sachant qu'en réalité elle est posée sur des appuis élastiques sur toute sa surface, qui est soumise à son poids propre, les charges d'exploitation ainsi que du remblai sur celle-ci.

Sachant que :

- Remblai : $\gamma_{Remblai}$ = 18KN/m^3 , avec une hauteur de 0.755m
- Poids de la dalle : e= 3m, , $\gamma_{béton}$ = 25KN/m^3
- Revêtement : e= 0.08m , γ_{BB} = 24 KN/m^3
- Surcharges : Q = 10 KN/m^2

Les sollicitations sont les suivantes :

ELS : V_{ELS} = 105KN/ml, M_{ELS} = 157.55 KN.m/ml

ELU : V_{ELU} = 138.19 KN/ml, M_{ELU} = 211.79KN.m/ml

A l'aide du logiciel de calcul ROBOT EXPERT, nous déduisons les sections d'armatures suivantes :

- ✓ $A_s = 29.6\ cm^2$; Soit **15HA16** espacé de 7.7cm
- ✓ Armature de construction : $A_s' = 9.87\ cm^2$, Soit 1**3HA10** espacé de 5.6cm
- ✓ Armature transversale : $A_{st} = 7.40\ cm^2$, Soit **10HA10** espacé de 11.1 cm

NB : les surcharges sont mentionnées dans l'annexe C.28

X.3.4.3. Mur frontal :

Le mur frontal est encastré dans la semelle, il travaille à la flexion composée. Il est sollicité par : les charges permanentes, poids propres de la superstructure, poussée des terres, surcharge sur remblais et les surcharges d'exploitations).

Les combinaisons d'actions maximales agissant sur le mur frontal sont résumées dans le tableau suivant :

Etat limite	Combinaison	N (KN)/ml	T (KN)/ml	M (KN.m)/ml
ELS max	G+0.6T+1.2Q	887.71	532.60	-1776.28
ELU max	1.35G+0.9T+1.6Q	1196.58	772.92	-2749.91

Tableau X.21. Combinaisons maximales agissant sur le mur frontal à l'ELS et L'ELU

NB : les autres combinaisons d'actions sont mentionnées dans l'annexe C.29 et C.30

A l'aide du logiciel de calcul ROBOT EXPERT, nous déduisons les sections d'armatures suivantes :

- ✓ $A_s = 28.7\ cm^2$; Soit **6HA25** espacé de 16cm
- ✓ Armature de construction vertical : $A_s' = 9.82\ cm^2$, Soit **5HA16** espacé de 20cm
- ✓ Armature transversale : $A_{st} = 4.71\ cm^2$, Soit **7HA12** espacé de 14.3 cm.

X.3.4.4. Mur en retour :

Le mur en retour a pour rôle d'assurer le soutènement des terres du remblai d'accès au pont. Pour calculer les sollicitations, on utilise un modèle 3D par logiciel de calcul d'élément fini. Le mur en retour est supposé encastrer dans la semelle et dans partie qui est en contact avec un mur frontal, il est sollicité par les charges suivantes :

- Poussée des terres : $P_{terres} = 39\ KN/m^2$;
- Poussée des surcharges de remblais : $P_{sr} = 3{,}33\ KN/m^2$;
- Poids de CCP : $P_{ccp} = 21.28\ KN/ml$;
- Poids propre du mur (calcul automatiquement).

- **Combinaisons des efforts** :

E.L.S : $Ms = (M_{p\text{-}terres} + M_{pp} + M_{CCP}) + 1{,}2\ (M_{sr})$

E.L.U : $Mu = 1{,}35(M_{p\text{-}terres} + M_{pp} + M_{CCP}) + 1{,}6\ (M_{sr})$.

- **Ferraillage :**

A l'aide du logiciel de calcul ROBOT EXPERT, nous déduisons les sections d'armatures suivantes :

✓ **Verticalement : coté y-y**

Le mur en retour travaille en flexion composée avec N=338.35 KN, M=126.92KN.m.

Section d'acier **:** A_s = 9.5 cm², on prend 4HA20/ml (As = 12.75cm²).

Armature de construction **:** $A_{s'}$ = As/3 ; Soit : 4HA12/ml.

✓ **Horizontalement : coté x-x**

Le mur en retour travaille en flexion simple avec M=350 KN.m

Section d'acier **:** A_s = 47.3 cm², on prend 10HA25/ml (As = 49.09cm²).

Armature de construction **:** $A_{s'}$ = As/3 ; Soit : 6HA20/ml.

X.3.6. Ferraillage de la fondation

X.3.6.1. Ferraillage de la semelle :

Nous utiliserons la même méthode adoptée lors du ferraillage de la semelle au niveau de la pile, c'est à dire la méthode des bielles comme suit :

NB : les formules sont inscrites au sous-titre **X.2.4.4.1**

L=7.2 m ; H = 2.9m et b =1.75m

α=46.81° > 45° **(condition vérifiée)**

2.72 m ≤ H=2.9 m **(condition vérifié)**

d. Armatures transversales inférieures

Condition normal $\mathbf{A=\frac{N}{\bar{\sigma}_a}\times\frac{(\frac{L}{2}-\frac{b}{4})}{H}}$ **= 132.13 cm²** Avec N = 4.04 MN et $\bar{\sigma}_a = 333.33\ MPA$

Condition sismique $A=\frac{N}{\bar{\sigma}_a}\times\frac{(\frac{L}{2}-\frac{b}{4})}{H}$ **= 100.08 cm²** Avec N = 4.59 MN et $\bar{\sigma}_a = 500\ MPA$

La condition normale est la plus **défavorable** : $\mathbf{A_{t\text{-}inf}}$**= 132.13 cm²**

On opte pour 17HA32. Pour un As = 136.72 cm²

On prend St = 25 cm

e. Armatures longitudinales inférieures dans la semelle

Elles jouent un rôle de répartition dans la transmission des efforts entre les fûts et les pieux de fondation.

$\mathbf{A_{l_inf}=\frac{1}{2}A_{t_inf}}=\frac{1}{2}\times136.72$ = 68.36 cm² soit : **14HA25 (A_{l_inf}=68.72 cm²)** avec S_t= 7.0 cm .

f. Armatures de construction

- Armatures transversales supérieures

$\mathbf{A_{t_sup}=\frac{1}{3}A_{t_inf}}$= 45.57 cm² soit : **10HA25(A_{t_sup}=49.09 cm²)** avec S_t= 10.0cm.

- Armatures longitudinales supérieures

$\mathbf{A_{l_sup}=\frac{1}{4}A_{t_inf}}=\frac{1}{4}\times136.72$ = 34.18 cm² soit : **7HA25 (A_r=34.36cm²)** avec S_t= 15.0cm.

- Armatures latérales

$\mathbf{A_l=\frac{1}{10}A_{t_inf}}=\frac{1}{10}\times136.72$ = 13.67 cm² soit : **7HA16 (A_{t_sup}=14.04cm²)** avecS_t=15cm.

A la base des cadres verticaux, on placera les armatures transversales sous forme de chaises en **HA14** espacées de **1 m.**

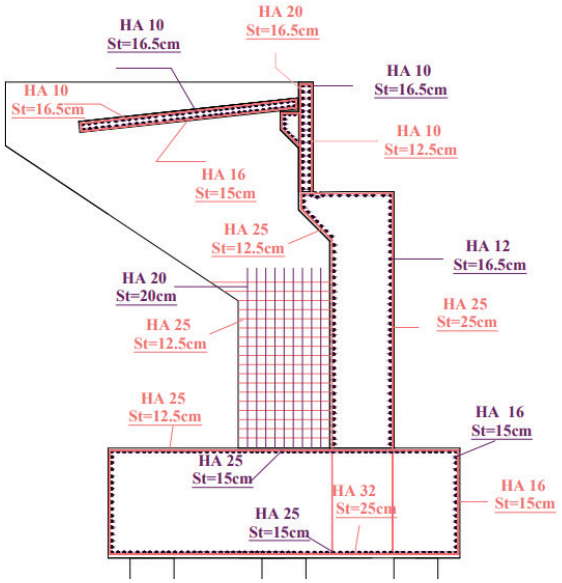


Figure X.8. Ferraillage les éléments de la culée.

X.3.6.2. Ferraillage des pieux

Pour assurer les vérifications appropriées aux réactions des pieux, nous avons choisis d'opter pour 3 files de 4 pieux pour un nombre total de **12 pieux.**

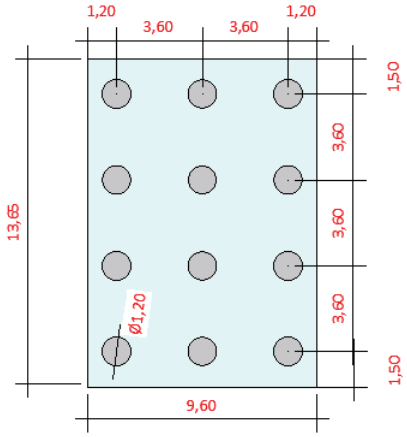


Figure X.9.Vue en plan de la réparation des pieux (cas de la culée).

Le calcul se fait de la même manière que dans le calcul du ferraillage des pieux des piles au sous-titre X.2.4.4.2, nous mentionnerons aussi les paramètres mécaniques et géométriques des pieux sont les mêmes adoptés dans les fondations profondes des piles qui sont mentionnées dans X.2.4.3.5

Ce tableau résume les réactions des pieux maximaux à l'ELS, ELU et ELA, avec la vérification des portances admissibles :

La condition à vérifier $R_{compression} \leq Q_{compression\ adm}$

	$R_{compression}$ (KN)	$Q_{compression\ adm}$ (KN)	Commentaire
ELU	5203,32	10847.00	Vérifié
ELS	4038,60	7947.00	Vérifié
ELA	4588,77	10847.00	Vérifié

Tableau X.22. Vérification des portances des pieux

X_{ep}=1.28 et X_{eM}=1.55. (Les pieux sont de même dimensions et ancrés à la même profondeur que ceux utilisés dans les fondations des piles)

✓ **Calcul de l'effort tranchant en tête du pieu :**

D'après l'annexe C.25, C.26 et C.27 nous obtenons les résultats suivant :

- $H_{max}=\frac{\max(\text{effort Horiz à l'ELS})}{\text{nombre de pieux}}=\frac{7349.94}{12}=612.49KN.$
- $H_{max}=\frac{\max(\text{effort Horiz à l'ELU})}{\text{nombre de pieux}}=\frac{9917.48}{12}=826.46KN$
- $H_{max}=\frac{\max(\text{effort Horiz à l'ELA})}{\text{nombre de pieux}}=\frac{15047.98}{12}=1253.99\ KN$

✓ **Calcul de $\overline{M}$:**

Vu que l'effort tranchant est maximum sous les combinaisons ELA :

$$\overline{M}=-\frac{1.29}{1.56}\times\frac{1253.99}{0.226}=4600.31\ KN.m$$

✓ **Ferraillage longitudinal :**

Le ferraillage est déterminé à l'aide des abaques de Walther (voir annexe). Le pieu est considéré comme une pièce soumise à la flexion composée par:

✓ **N=R_{min}= 391.43 KN** (Voir Annexe C.33) **; M_{max} = 4600.31 KN.m**

Application Numérique

- $m=\frac{M_r}{\pi\times R^2\times D\times f_{c28}}=\frac{4600.31}{\pi(0,6)^2\times1,2\times30\times10^3}=0,11$
- $n=\frac{N_r}{\pi\times R^2\times f_{c28}}=\frac{391.43}{\pi(0,6)^2\times30\times10^3}=0,01.$

Le degré mécanique d'armature totale : **ω=0,28**.

$$F_a=\frac{\omega\times\pi\times R^2\times f_{c28}}{\sigma_s}=\frac{0,28\times\pi\times(0,6)^2\times30}{500}\times10^4=189.90cm^2$$

Choix final : on opte pour **24HA32** avec **As=193.02 cm².**

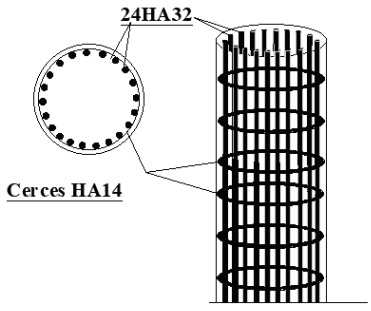


Figure X.10. Ferraillage du pieu (cas de la culée).

✓ **Ferraillage transversal :**

On prendra des cerces de **HA14** et un espacement de **20 cm** dans la zone courante et **10 cm** dans la zone de jonction.

X.3.7. Vérification des contraintes à l'ELS

✓ **Vérification des contraintes au niveau du MGG**

Les conditions à vérifier sont les suivantes :

$\sigma_{bc}=\frac{M_{ser}\,X}{I_1}<0.6f_{c28}$= 0.6 x 30 = 27 MPA

$\sigma_{sc}=\frac{n\,M_{ser}\,(X-C')}{I_1} < \overline{\sigma_{sc}}= 250$ MPA $\sigma_{st}=\frac{n\,M_{ser}(d-X)}{I_1} < \overline{\sigma_{st}} = 250$ MPA

Nous devons d'abord résoudre l'équation suivante :

$$\frac{b}{2}X^2+nA'_s(X-c')-nA_s(d-X)=0 \text{ ---------- (I)}$$

Et ensuite déduire : $I_1=\frac{b}{3}X^3+A'_s(X-C')^2+nA_s(d-X)^2$

Avec : H=0,4m ;d = 0,9H=0,36m ;b=1m (un mètre linéaire).

n=15, A_S =18,85cm² ; A'_S =6,28cm², c = 10cm, $M_{Service}$ = 0.14MN.m/ml

En remplaçant dans (I) on trouve **X = 27.26cm** Et **I_1 = 6.9 x 10^{-3} m^4**

$$\boldsymbol{\sigma_{bc} = 5.60\ MPA} < 27\text{MPA (Vérifié)}$$

$$\boldsymbol{\sigma_{sc} = 68.66\ MPA} < 250\text{ MPA (Vérifié)}$$

$$\boldsymbol{\sigma_{st} = 26.91} < 250\text{ MPA (Vérifié)}$$

✓ **Vérification des contraintes au niveau de la dalle de transition**

Les conditions à vérifier sont les mêmes que celles mentionnées lors de la vérification des contraintes au niveau du MGG, avec :

- H=0,3m ;d = 0,9H=0,27m ;b=1m (un mètre linéaire).
- n=15, A_S =26.14cm² ; A'_S =8.71cm², c = 10cm, $M_{Service}$ = 0.16MN.m/ml

On trouve : X = 21.1cm et I_1 = 3.4 x 10^{-3} m^4

$$\boldsymbol{\sigma_{bc} = 9.59\ MPA} < 27\text{MPA (Vérifié)}$$

$$\boldsymbol{\sigma_{sc} = 109.82\ MPA} < 250\text{ MPA (Vérifié)}$$

$$\boldsymbol{\sigma_{st} = 40.24} < 250\text{ MPA (Vérifié)}$$

✓ **Vérification vis-à-vis de l'Effort tranchant au niveau de la dalle de transition :**

V_u = 138.19 KN/ml

$$\tau_u=\frac{V_u}{bd}=\frac{138.19\times10^{-3}}{1\times0.27}=0{,}51\text{MPa}$$

τ'_s = inf [4MPa ; 0,1 f_{c28}] = 3 MPa (fissurations préjudiciable)

$\tau'_u > \tau_u$ condition vérifié.

X.4.Conclusion

Ce chapitre représente l'une des étapes les plus importantes dans un ouvrage d'art, nous avons pris en compte les sollicitations statiques et dynamiques du site, pour dimensionner, ferrailler et vérifier les contraintes à l'ELS des éléments de l'infrastructure de notre ouvrage.

CONCLUSION GENERALE

Conclusion Générale

Ce stage de fin d'étude vient finaliser la formation au sein de l'Ecole Nationale Supérieure Des Travaux Publics, qui est une réussite totale malgré la crise sanitaire liée au COVID-19 qui a touché le monde entier.

Ce mémoire intitulé Conception et étude du Viaduc V6 se trouvant sur la pénétrante liant la wilaya de Tizi-Ouzou A l'autoroute EST-OUEST, est une construction en encorbellements successifs à hauteur variable coulés sur place, nous a permis d'appliquer ce que les enseignant de l'ENSTP, utiliser des logiciels de calculs, et comprendre encore mieux ce que nous avons pu acquérir théoriquement.

D'autre part, nous avons pu comprendre que dans l'étude et la réalisation d'un viaduc, plusieurs branches entrent en vigueur pour atteindre le meilleur des résultats, de plus de la connaissance exacte des matériaux de construction ainsi que des différentes dispositions de ces derniers qui jouent un rôle majeure pour assurer une durée de vie maximale de l'ouvrage

Enfin, la fin de ce stage représente la fin du cursus académique qu'à proposer l'Ecole Nationale Supérieure Des Travaux Publics, mais le début d'une autre chose qui est la vie active du travail.

Références Bibliographiques

[I.1] : L'équipe Artisan beton.Be, tout sur le Béton Rapide, 2019.

[I.2] : AFNOR sur les adjuvants de béton, 2002.

[I.3] :L'équipe WIKIPEDIA, Le Chlorure de calcium, 2020.

[I.4] : L'equipetousurlebéton, Qu'est-ce que le béton rapide ? 2019

[I.5] : Patrick Guiraud, Les adjuvants : pour des bétons à l'épreuve des chantiers et du temps, Avril2018

[I.6] : Bentafat Rachid, Article scientifique sur les adjuvants accélérateurs de prise, 2018.

[I.7] : Cours Synad « Les constituants du béton » éditions juillet 2002.

[I.8] : Amouri Chahinez, contribution à l'étude de l'influence des différents ajouts sur lespropriétés des matrices cimentaires, thèse doctorat de l'université Mentouri Constantine, 2009.

[I.9] : EL-BACHIR Yasmina, Effet des différents adjuvants sur la performance du béton, mémoire de master de l'université Mohamed Boudiaf,Oran, 2014.

[I.10] : H.F.W.Taylor, cementchemistryacademicpress, London, (1990).

[I.11] : J.Baron et J.P Ollivier « Les bétons, bases et données pour leur formulation » éditions Eyrolles, 1997.

[I.12] : Bendada Mohammed Cherif, Thèse de Magister, sur l'influence des adjuvants accélérateurs de prise sur les propriétés aux jeunes âges des bétons, Université Larbi Ben M'hidi, Oum El Bouaghi.

[I.13] : PiereFauveau , Guide pratique pour l'emploi du ciment, 1998.

[I.14] : Ciment et architecture, tout sur le Ciment prompt naturel, 2010.

[I.15] : Pierre lapin, Ciment prompt : qu'est-ce que c'est ? Les utilisations et dosages, 2019

[I.16] **:** l'equipe Ideal-Decors**,** sur les divers usages du béton à prise rapide, 2019.

[I.17] : Rafed Rebiha et Larik Hayat Étude de l'influence des adjuvants retardateurs, accélérateurs, plastifiants et superplastifiants sur les propriétés physico-mécanique du béton, 2016.

[I.18] : Nathalie Pillon , Constituants d'un béton, 2018.

[I.19] : Jean Festa et Georges Dreux, 8émm édition du Nouveau guide des bétons et ses constituants, 1998.

[IV.20] : Mbarek BELAOURA, Cours béton armé ENSTP 2018.

Annexe A.1. Résultats du sondage carotté C_1.

المخبر المركزي للأشغال العمومية
LABORATOIRE CENTRAL DES TRAVAUX PUBLICS

RAPPORT DE FORAGE

Sondage : V6 C1

Projet : Pénétrante autoroutière reliant Tizi Ouzou à l'autoroute Est Ouest — **Dossier N° : 41-18-0092**

Endroit : Souk N'tiata — **Client : ENGOA**

Date début : 12/12/2018
Date fin : 13/12/2018
Profondeur forée (m) : 10
Niveau d'eau (m) :

Coordonnées GPS:
X : 581247
Y : 4057383
Z : 255,58

Boue de forage :
Type forage : Carotté
Foreuse : TEREDO

Etat des échantillons : Intact | Remanié | Paraffiné | Roche

Echelle (m)	Elévation (m) / Profondeur (m)	Récupération (25 50 75 100)	SPT (N1+N2)	RQD	Tubage	Carottier	État	Profondeur Echantillon	Niveau d'eau	DESCRIPTION	
1,0								0,70 / 1,00		Argile limoneuse de teinte marron saturée et peu compacte.	PV - W
2,0								2,50			- AG - S - L
3,0								3,00 / 3,38 / 3,50			- AC PV - W - OED
4,0	250,50							4,00 / 4,50			PV - W - CIS
5,0	4,50									Schistes argileux de teinte marron à gris et à traces d'oxyadations.	
6,0	248,50										
7,0	6,50									Micaschiste sain de teinte gris prélevé sous forme d'éléments décimètriques.	
8,0											
10,0	245,00										
11,0	10,00									Fin du forage à une profondeur de 10 m.	
12,0											
13,0											
14,0											
15,0											
16,0											
17,0											

REMARQUES :
Le forage est arrêté à 10 m de profondeur, car la roche est très dure à pénétrer

TYPE D'ECHANTILLON :
CF : Carottier fendu
TM : Tube à paroi mince
PS : Tube à position fixe
CR : Tube carottier
TO : Tube ouvert

ABREVIATIONS :
AG : Analyse granulométrique
S : Sédimentométrie
L : Limites d'Atterberg(WL,IP)
W : Teneur en eau
PV : Poids volumique(Gd, Gh)
AC : Analyse chimique
CIS : Cisaillement rectiligne
TR : Cisaillement Triaxial
Rc : Résistance à la compression
OED : Essai oedométrique
GL : Gonflement libre
R : Refus à l'enfoncement

Préparé par : Mr LOUMI | Vérifié par : Mr MOUFFOK | 12/05/2019 | Page : 1 de 1



C1 de 0,00 à 5,00m



C1 de 5,00 à 10,00m

Annexe A.2. Résultats du sondage carotté C_1

Annexe A.3. Résultats du sondage carotté P_1

المخبر المركزي للأشغال العمومية
LABORATOIRE CENTRAL DES TRAVAUX PUBLICS

RAPPORT DE FORAGE

Sondage : V6 P1

Projet : Pénétrante autoroutière reliant Tizi Ouzou à l'autoroute Est Ouest
Endroit : Souk N'tlata
Dossier N° : 41-18-0092
Client : ENGOA

Date début : 04/01/2017
Date fin : 06/01/2017
Profondeur forée (m) : 19
Niveau d'eau (m) : 18,50

Coordonnées GPS:
X : 581244
Y : 4057343
Z : 247,30

Boue de forage :
Type forage : Carotté
Foreuse : TEREDO

Etat des échantillons :
Intact | Remanié | Paraffiné | Roche

Echelle (m)	Elévation (m) / Profondeur (m)	Récupération (25 50 75 100)	SPT (N1+N2)	RQD	Tubage	Carottier	État	Profondeur Échantillon	Niveau d'eau	DESCRIPTION	
1,5	246,00 / 1,00									Argile limoneuse de teinte brune peu compacte.	
3,0											
4,5								4,00 – 4,50		Schistes argileux de teinte jaune à grise saturés, friables et à traces d'oxydations.	PV - W
6,0								5,70 – 6,00			- AG - S - L
7,5								7,00 – 7,30 – 7,60			PV - W - CIS - AC
9,0	238,00 / 9,00										
10,5										Micaschiste sain de teinte gris fracturé prélevé sous forme d'éléments centimètriques et décimètriques.	
12,0											
13,5											
15,0											
16,5											
18,0	229,50 / 17,50									Micaschiste sain de teinte gris légèrement fracturé.	
19,5	228,00 / 19,00									Fin du forage à une profondeur de 19 m.	
21,0											
22,5											
24,0											
25,5											

REMARQUES :

TYPE D'ECHANTILLON :
CF : Carottier fendu
TM : Tube à paroi mince
PS : Tube à position fixe
CR : Tube carottier
TO : Tube ouvert

ABREVIATIONS :
AG : Analyse granulométrique
S : Sédimentométrie
L : Limites d'Atterberg(WL,IP)
W : Teneur en eau
PV : Poids volumique(Gd, Gh)
AC : Analyse chimique
CIS : Cisaillement rectiligne
TR : Cisaillement Triaxial
Rc : Résistance à la compression
OED : Essai oedométrique
GL : Gonflement libre
R : Refus à l'enfoncement

Préparé par : Mr MOUFFOK | Vérifié par : Mr LOUMI | 12/05/2019 | Page : 1 de 1

Annexe A.3. Résultats du sondage carotté P_1.



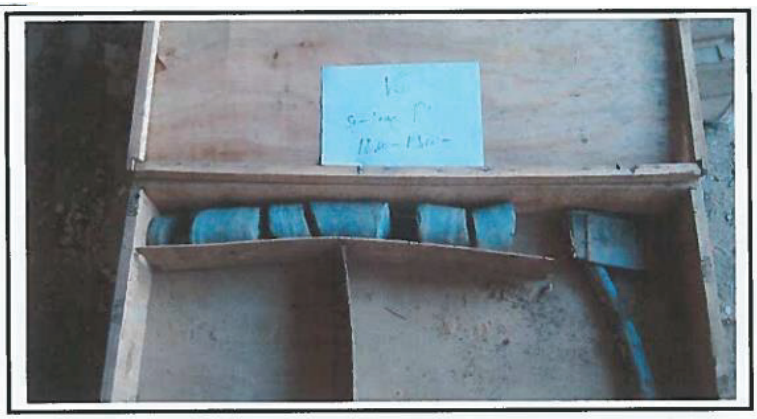
P1 de 0,00 à 6,00m



P1 de 6,00 à 12,50m

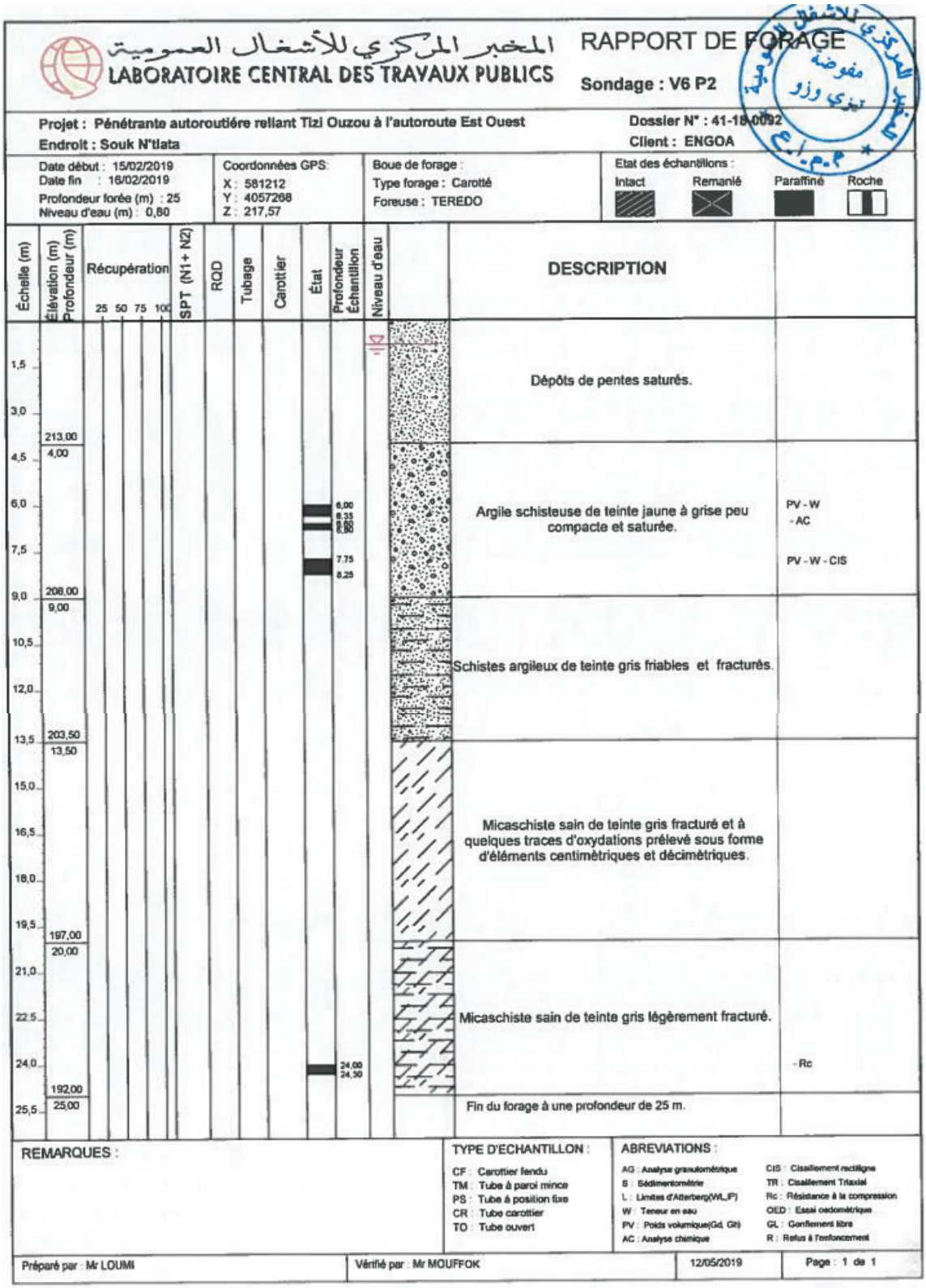


P1 de 12,50 à 18,00m



P1 de 18,00 à 19,00m

Annexe A.4. Résultats du sondage carotté P_2.



Annexe A.5. Résultats du sondage carotté P_2.



P2 de 0,00 à 6,50m



P2 de 6,50 à 13,50m



P2 de 13,50 à 19,00m



P2 de 19,00 à 25,00m

Annexe A.6. Résultats du sondage carotté P_3.

المخبر المركزي للأشغال العمومية
LABORATOIRE CENTRAL DES TRAVAUX PUBLICS

RAPPORT DE FORAGE

Sondage : V6 P3

Projet : Pénétrante autoroutière reliant Tizi Ouzou à l'autoroute Est Ouest
Endroit : Souk N'tlata

Dossier N° : 41-18-0092
Client : ENGOA

Date début : 25/12/2018
Date fin : 28/12/2018
Profondeur forée (m) : 23
Niveau d'eau (m) : 15

Coordonnées GPS:
X : 581188
Y : 4057189
Z : 249

Boue de forage :
Type forage : Carotté
Foreuse : TEREDO

Etat des échantillons :
Intact | Remanié | Paraffiné | Roche

Echelle (m)	Elévation (m) / Profondeur (m)	Récupération (25 50 75 100)	SPT (N1+ N2)	RQD	Tubage	Carottier	Etat	Profondeur Echantillon	Niveau d'eau	DESCRIPTION	
1,5										Dépôts de pente.	
3,0											
4,5	244,00										
	5,00							5,00 5,45			PV - AG - S - L - W
6,0										Argile schisteuse de teinte marron peu compacte et saturée.	
7,5								7,00 7,50			- AC
	240,50							8,00 8,50			PV - W
9,0	8,50										
10,5										Schistes argileux de teinte jaune à grise friables, saturées et à traces d'oxydations.	
12,0											
13,5											
15,0	234,00								▽		
	15,00									Micaschiste sain de teinte gris fracturé et à traces d'oxydations prélevé sous forme d'éléments centimètriques et décimétriques;	
16,5											
18,0											PV - W
19,5								18,50 19,00			
21,0	228,00							21,00 21,40			- Rc
	21,00									Micaschiste sain de teinte gris légèrement fracturé et à quelques traces d'oxydations.	
22,5	226,00										
	23,00									Fin du forage à une profondeur de 23 m.	
24,0											
25,5											

REMARQUES :

TYPE D'ECHANTILLON :
CF : Carottier fendu
TM : Tube à paroi mince
PS : Tube à position fixe
CR : Tube carottier
TO : Tube ouvert

ABREVIATIONS :
AG : Analyse granulométrique
S : Sédimentométrie
L : Limites d'Atterberg(WL,IP)
W : Teneur en eau
PV : Poids volumique(Gd, Gh)
AC : Analyse chimique
CIS : Cisaillement rectiligne
TR : Cisaillement Triaxial
Rc : Résistance à la compression
OED : Essai oedométrique
GL : Gonflement libre
R : Refus à l'enfoncement

Préparé par : Mr LOUMI | Vérifié par : Mr MOUFFOK | 12/05/2019 | Page : 1 de 1

Annexe A.7. Résultats du sondage carotté P_3.



P3 de 0,00 à 7,50m



P3 de 7,50 à 15,00m



P3 de 15,00 à 20,50m



P3 de 20,50 à 23,00m

Annexe A.8. Résultats du sondage carotté C_2.

المخبر المركزي للأشغال العمومية
LABORATOIRE CENTRAL DES TRAVAUX PUBLICS

RAPPORT DE FORAGE

Sondage : V6 C2

Projet : Pénétrante autoroutière reliant Tizi Ouzou à l'autoroute Est Ouest
Endroit : Souk N'tlata

Dossier N° : 41-18-0052
Client : ENGOA

Date début : 09/01/2019
Date fin : 11/01/2019
Profondeur forée (m) : 25
Niveau d'eau (m) : 10,40

Coordonnées GPS :
X : 581167
Y : 4057152
Z : 259

Boue de forage :
Type forage : Carotté
Foreuse : TEREDO

Etat des échantillons : Intact | Remanié | Paraffiné | Roche

Échelle (m)	Élévation (m) / Profondeur (m)	Récupération (25 50 75 100)	SPT (N1+ N2)	RQD	Tubage	Carottier	État	Profondeur Échantillon	Niveau d'eau	DESCRIPTION	
1,5										Dépôts de pente.	
3,0	256,00 / 3,00							3,00 / 3,50		Argile versicolore peu compacte et saturée,	PV - AG - S - L - W - CIS - OED
4,5	254,00 / 5,00										
6,0										Schistes argileux de teinte jaune à grise friables, saturée et à traces d'oxydations.	
7,5											
9,0											
10,5								10,00 / 11,00	▽		- AC
12,0	247,00 / 12,00										
13,5											
15,0										Micaschiste sain fracturé et à traces d'oxydations prélevé sous forme d'éléments centimétriques et décimétriques.	
16,5											
18,0											
19,5	239,00 / 20,00										
21,0										Niveau d'un micaschiste saturé, friable et altéré prélevé sous forme de sable.	
22,5											
24,0											
25,5	234,00 / 25,00									Fin du forage à une profondeur de 25 m.	

REMARQUES :

TYPE D'ECHANTILLON :
CF : Carottier fendu
TM : Tube à paroi mince
PS : Tube à position fixe
CR : Tube carottier
TO : Tube ouvert

ABREVIATIONS :
AG : Analyse granulométrique
S : Sédimentométrie
L : Limites d'Atterberg(WL,IP)
W : Teneur en eau
PV : Poids volumique(Gd, Gh)
AC : Analyse chimique
CIS : Cisaillement rectiligne
TR : Cisaillement Triaxial
Rc : Résistance à la compression
OED : Essai oedométrique
GL : Gonflement libre
R : Refus à l'enfoncement

Préparé par : Mr LOUMI | Vérifié par : Mr MOUFFOK | 12/05/2019 | Page : 1 de 1

Annexe A.9. Résultats du sondage carotté C_2.



C2 de 0,00 à 5,00m



C2 de 5,00 à 12,50m



C2 de 12,50 à 20,00m



C2 de 20,00 à 25,00m

Annexe A.10. Résultats de calcul de la capacité portante des pieux de la pile1

L	15	m
B	1,2	m
A_p	1,13	m^2
Niveau d'eau	2,5	m

			Méthode pressiométrique								
Niveau haut de couche [m]	Niveau bas de couche [m]	Coupe lithlogique	E_m [MPa]	P_L [MPa]	E_m/p_L [-]	γ [kN/m^3]	σ_{vo} [kPa]	u_0 [kPa]	P_0 [kPa]	p^*_L [kPa]	p^*_L·ei [kNm]
2,5	7,5	Q_{CE}	35	1,8	19	20	150	50	100	1700	8500
7,5	17,5	$P_{R\text{-}SCH}$	120	5,0	24	22	385	150	268	4733	47325

Résistance due au frottement latéral

α pieux-sol [-]	a [-]	b [-]	c [-]	f_{sol} [Mpa]	q_s (z) [Mpa]	q_s (z) [kPa]	$q_{s,max}$ [kPa]	q_s [kPa]	A_s [m^2]		Q_{SL} [kN]
1,1	0,003	0,04	3,5	0,045	0,049	49	90	49	18,8		**8473**
1,6	0,010	0,08	3,0	0,127	0,204	204	200	200	37,7		

Resistance de pointe

			Niveau [m]	P_L [MPa]	γ [kN/m^3]	σ_{vo} [kPa]	u_0 [kPa]	P_0 [kPa]	p^*_L [kPa]
a	0,6	m	D - b	16,9	5,0	22	372	144	258	4742
b	0,6	m	D + 3 a	19,3	5,0	22	425	168	296	4704
h	10,0	m								
D	17,5	m								
h_0	12,0	m								
D_{ef}	11,8	m								
$k_{p,max}$	1,45									

p^*_{Le} [kPa]	k_p [-]	q_{rL} [kPa]	Q_{rL} [kN]
4722	1,45	6846	**7743**

Valeur caractéristiques

	COMPRESSION		TRACTION	
$\gamma_{R;d1}$	1,15		$\gamma_{R;d1}$	1,4
$\gamma_{R;d2}$	1,1		$\gamma_{R;d2}$	1,1

de la résistance de pointe	$R_{b,k}$	6121	kN		
de la résistance de frottement axial	$R_{s,k}$	6698	kN	$R_{s,k}$	5502 kN
	de portance			*de resistance à la traction*	
	$R_{c,k}$	12819	kN	$R_{t,k}$	5502 kN
de fluage *sans refoulement du sol*	$R_{c,cr,k}$	7749	kN	$R_{t,cr,k}$	3851 kN

Valeur de calcul

		de la résistance en compression			*de la resistance à la traction*		
		γ_t	1,1		$\gamma_{s;t}$	1,15	
	ELU FOND	$R_{c,d}$	11653	kN	$R_{t,d}$	4784	kN
	ELU ACC	$R_{c,d}$	11653	kN	$R_{t,d}$	4784	kN
		de la résistance en compression			*de la resistance à la traction*		
		γ_{cr}	0,9		$\gamma_{s;cr}$	1,1	
ELU SISM	*ELS CAR*	$R_{c,cr,d}$	8610	kN	$R_{t,cr,d}$	3501	kN
		γ_{cr}	1,1		$\gamma_{s;cr}$	1,5	
	ELS QP	$R_{c,cr,d}$	7044	kN	$R_{t,cr,d}$	2567	kN

Annexe A.11.Résultats de calcul de la capacité portante des pieux de la pile2.

L	19.0	m
B	1.2	m
A_p	1.13	m
Niveau d'eau	0	m

Méthode pressiométrique

Niveau haut de couche [m]	Niveau bas de couche [m]	Coupe lithlogique	E_m [MPa]	P_L [MPa]	E_m/P_L [-]	γ [kN/m³]	σ_{v0} [kPa]	u_0 [kPa]	P_0 [kPa]	P^*_L [kPa]	$P^*_L \cdot ei$ [kNm]
0.0	5.6	R									
5.6	15.0	Q_{CE}	35	2	19.4	20	300	150	225	1575	14805
15.0	22.7	$P_{R/SCH}$	120	5	24.0	22	498	227	362	4638	35478

Résistance due au frottement latéral

α pieux-sol [-]	a [-]	b [-]	c [-]	f_{sol} [MPa]	q_s (z) [MPa]	q_s (z) [kPa]	$q_{s,max}$ [kPa]	q_s [kPa]	A_s [m²]		Q_{sl} [kN]
											7504
1.1	0.003	0.04	3.5	0.045	0.049	49.0	90	49.0	35.4		
1.6	0.01	0.08	3	0.126	0.202	202.2	200	200.0	28.8		

Resistance de pointe

			Niveau [m]	P_L [MPa]	γ [kN/m³]	σ_{v0} [kPa]	u_0 [kPa]	P_0 [kPa]	p^*L [kPa]
a	0.6	m	D - b	22.1	5	22	485	220.5	353	4647
b	0.6	m	D + 3 a	24.45	5	22	538	244.5	391	4609
h	7.7	m								
D	17.1	m								
h_D	12.0	m								
D_{ef}	10.8	m								
$k_{p,max}$	1.45									

P^*_{Le} [kPa]	k_p [-]	q_{PL} [kPa]	Q_{PL} [kN]
4628	1.45	6711	7590

Valeur caractéristiques

		COMPRESSION			TRACTION		
		$\gamma_{R;d1}$	1.15		$\gamma_{R;d1}$	1.4	
		$\gamma_{R;d2}$	1.1		$\gamma_{R;d2}$	1.1	
de la résistance de pointe		$R_{b,k}$	6000	kN			
de la résistance de frottement axial		$R_{s,k}$	5932	kN	$R_{s,k}$	4873	kN
		de portance			de resistance à la traction		
		$R_{c,k}$	11932	kN	$R_{t,k}$	4873	kN
de fluage	sans refoulement du sol	$R_{c,cr,k}$	7152	kN	$R_{t,cr,k}$	3411	kN

Valeur de calcul

		de la résistance en compression			de la resistance à la traction		
		γ_t	1.1		$\gamma_{s;t}$	1.15	
	ELU FOND	$R_{c,d}$	10847	kN	$R_{t,d}$	4237	kN
	ELU SISM	$R_{c,d}$	10847	kN	$R_{t,d}$	4237	kN
		de la résistance en compression			de la resistance à la traction		
	ELS CAR	γ_{cr}	0.9		$\gamma_{si;cr}$	1.1	
		$R_{c,cr,d}$	7947	kN	$R_{t,cr,d}$	3101	kN
	ELS QP	γ_{cr}	1.1		$\gamma_{s;cr}$	1.5	
		$R_{c,cr,d}$	6502	kN	$R_{t,cr,d}$	2274	kN

Annexe A.12.Résultats de calcul de la capacité portante des pieux de la pile3.

L	18	m
B	1,2	m
A_p	1,13	m^2
Niveau d'eau	3,0	m

			Méthode pressiométrique								
Niveau haut de couche [m]	Niveau bas de couche [m]	Coupe lithlogique	E_m [MPa]	P_L [MPa]	E_m/P_L [-]	γ [kN/m^3]	σ_{vo} [kPa]	u_0 [kPa]	P_0 [kPa]	p^*_L [kPa]	p^*_L·ei [kNm]
3,0	13,0	Q_{CE}	35	1,8	19	20	260	100	180	1620	16200
13,0	21,0	$P_{R\text{-}SOH}$	120	5,0	24	22	462	180	321	4679	37432

Résistance due au frottement latéral

α pieux-sol [-]	a [-]	b [-]	c [-]	f_{sol} [Mpa]	$q_s(z)$ [Mpa]	$q_s(z)$ [kPa]	$q_{s,max}$ [kPa]	q_s [kPa]	A_s [m^2]		Q_{SL} [kN]
1,1	0,003	0,04	3,5	0,045	0,049	49	90	49	37,7		**7886**
1,6	0,010	0,08	3,0	0,127	0,203	203	200	200	30,2		

Resistance de pointe

			Niveau [m]	P_L [MPa]	γ [kN/m^3]	σ_{vo} [kPa]	u_0 [kPa]	P_0 [kPa]	p^*_L [kPa]
a	0,6	m	D - b	20,4	5,0	22	449	174	311	4689
b	0,6	m	D + 3 a	22,8	5,0	22	502	198	350	4650
h	8,0	m								
D	21,0	m								
h_D	12,0	m								
D_{ef}	11,5	m								
$k_{p,max}$	1,45									

p^*_{Le} [kPa]	k_p [-]	q_{PL} [kPa]	Q_{PL} [kN]
4668	1,45	6769	**7656**

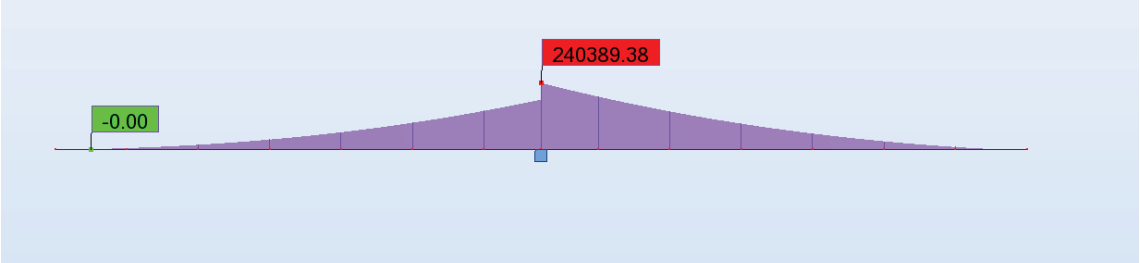
Valeur caractéristiques

	COMPRESSION		TRACTION	
$\gamma_{R;d1}$	1,15		$\gamma_{R;d1}$	1,4
$\gamma_{R;d2}$	1,1		$\gamma_{R;d2}$	1,1

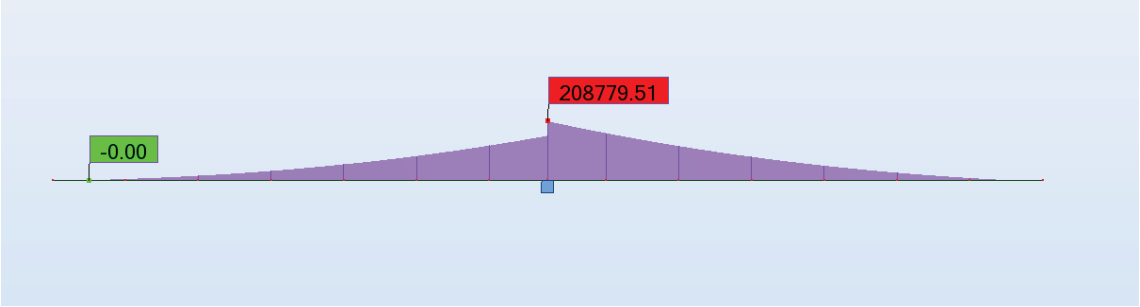
de la résistance de pointe	$R_{b,k}$	6052 kN		
de la résistance de frottement axial	$R_{s,k}$	6234 kN	$R_{s,k}$	5121 kN
	de portance		*de resistance à la traction*	
	$R_{c,k}$	12286 kN	$R_{t,k}$	5121 kN
de fluage *sans refoulement du sol*	$R_{c,cr,k}$	7390 kN	$R_{t,cr,k}$	3584 kN

Valeur de calcul

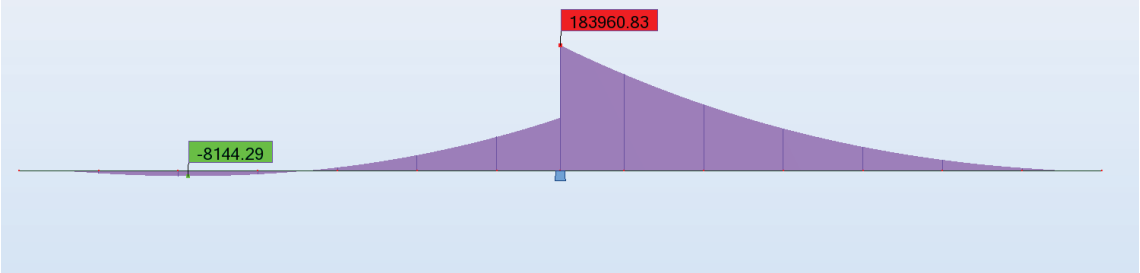
		de la résistance en compression		*de la resistance à la traction*	
		γ_s	1,1	$\gamma_{s;t}$	1,15
ELU FOND		$R_{c,d}$	11169 kN	$R_{t,d}$	4453 kN
ELU ACC *ELU SISM*		$R_{c,d}$	11169 kN	$R_{t,d}$	4453 kN
		de la résistance en compression		*de la resistance à la traction*	
		γ_{cr}	0,9	$\gamma_{s;cr}$	1,1
ELS CAR		$R_{c,cr,d}$	8211 kN	$R_{t,cr,d}$	3259 kN
		γ_{cr}	1,1	$\gamma_{s;cr}$	1,5
ELS QP		$R_{c,cr,d}$	6718 kN	$R_{t,cr,d}$	2390 kN



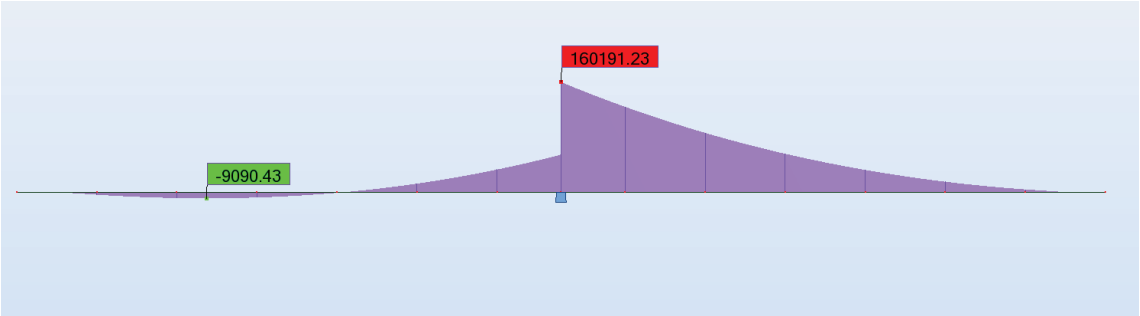
Annexe B.1- Moment fléchissant longitudinale sous combinaison A1



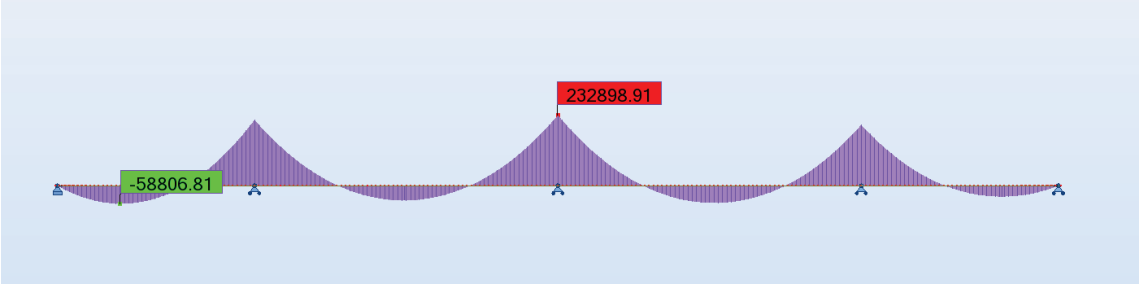
Annexe B.2- Moment fléchissant longitudinale sous combinaison A2



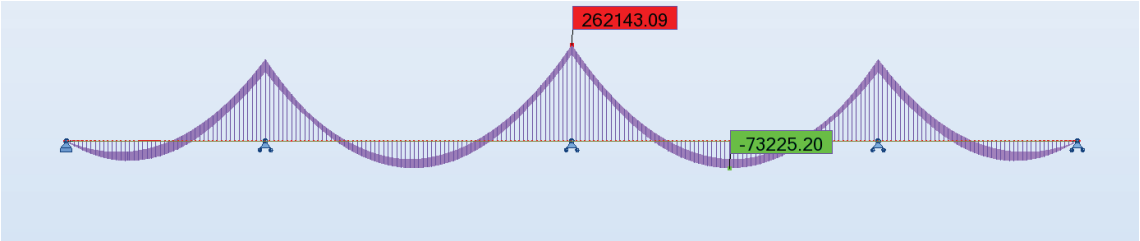
Annexe B.3- Moment fléchissant longitudinale sous combinaison B1



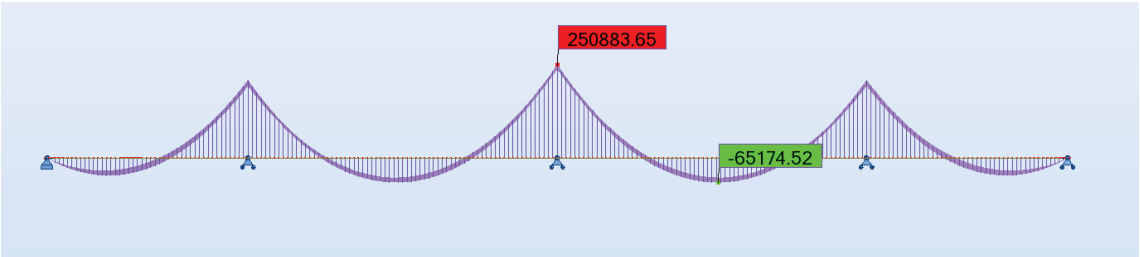
Annexe B.4- Moment fléchissant longitudinale sous combinaison B2



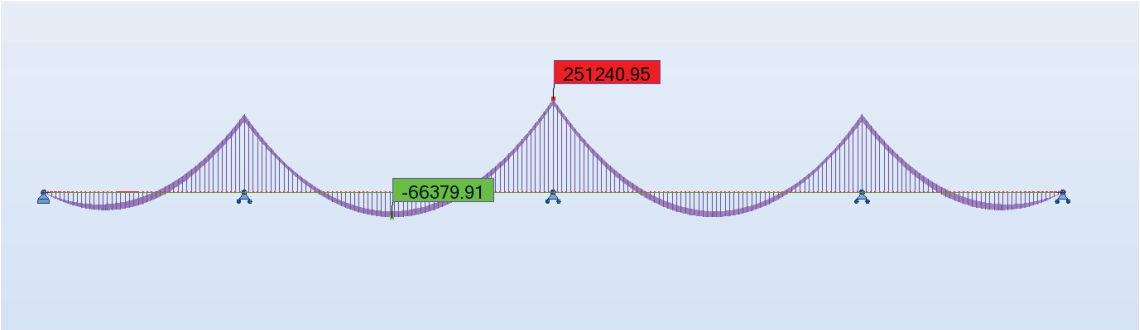
Annexe B.5- Moment fléchissant longitudinal sous combinaison 1.35G+1.6AL+1.6St



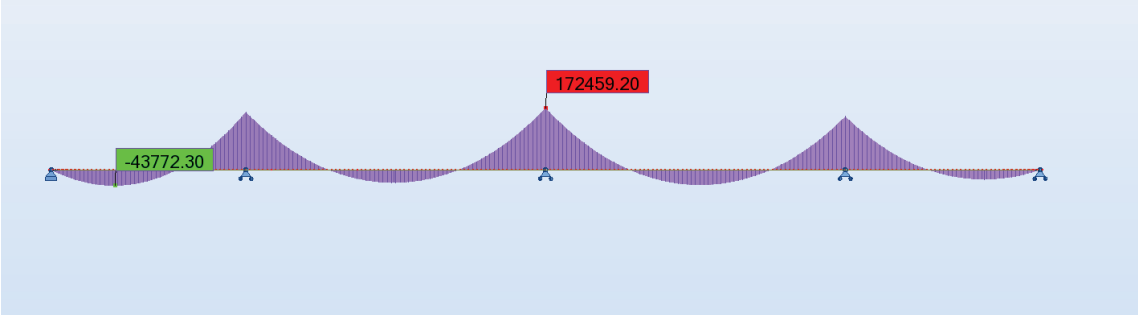
Annexe B.6- Moment fléchissant longitudinal sous combinaison 1.35G+1.6Bc+1.6St



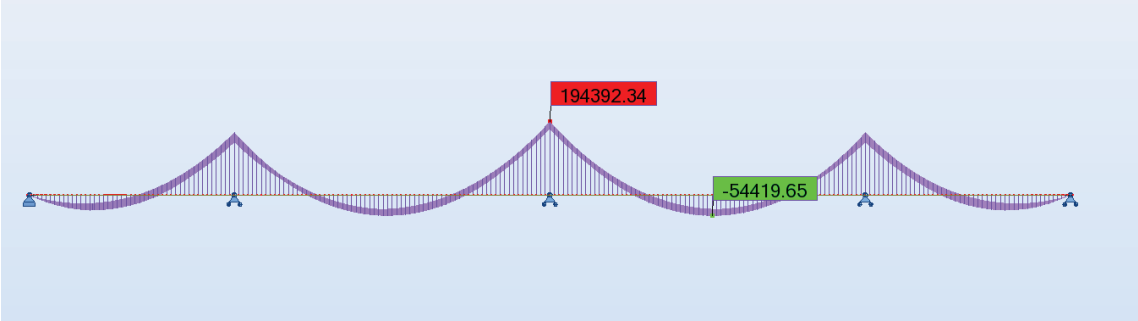
Annexe B.7- Moment fléchissant longitudinal sous combinaison 1.35G+1.6Bt+1.6St



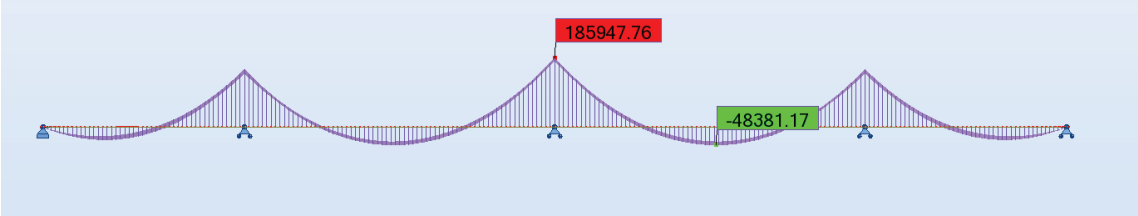
Annexe B.8- Moment fléchissant longitudinal sous combinaison 1.35G+1.35Mc120



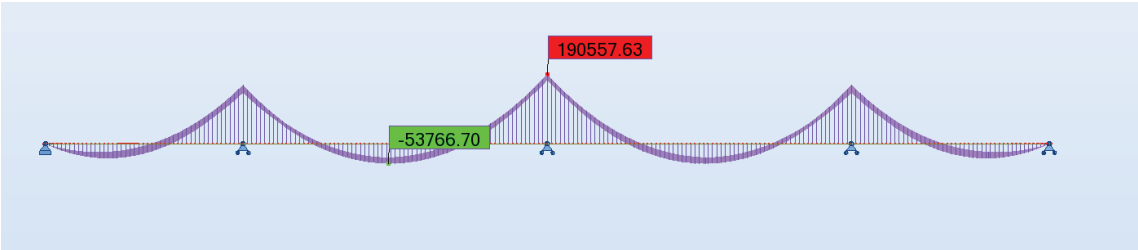
Annexe B.9- Moment fléchissant longitudinal sous combinaison G+1.2AL+1.2ST



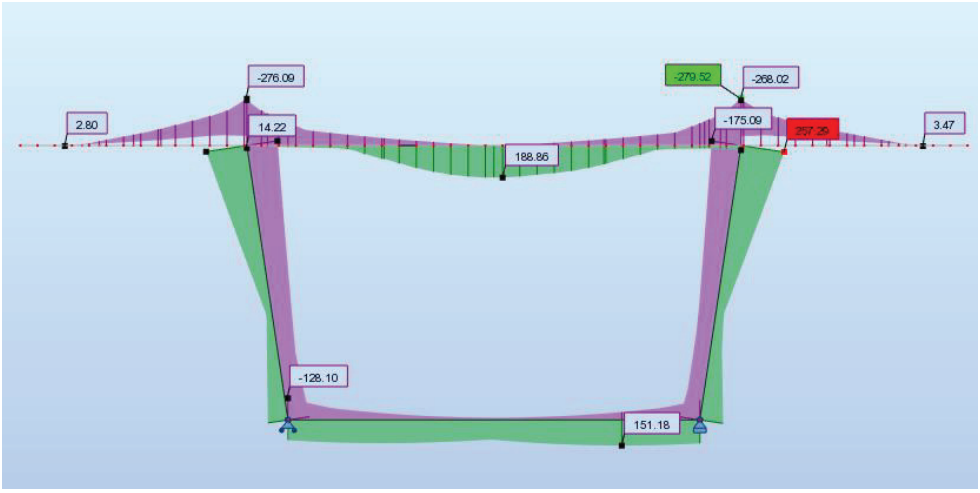
Annexe B.10- Moment fléchissant longitudinal sous combinaison G+1.2Bc+1.2ST



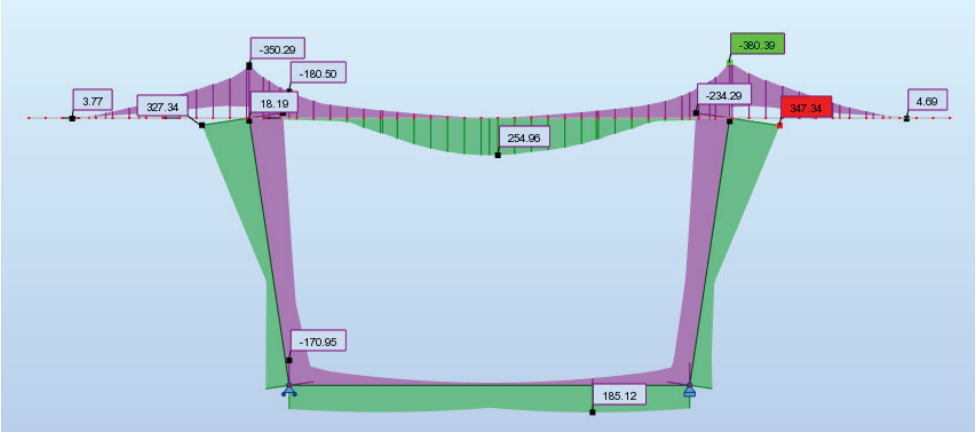
Annexe B.11- Moment fléchissant longitudinal sous combinaison G+1.2Bt+1.2ST



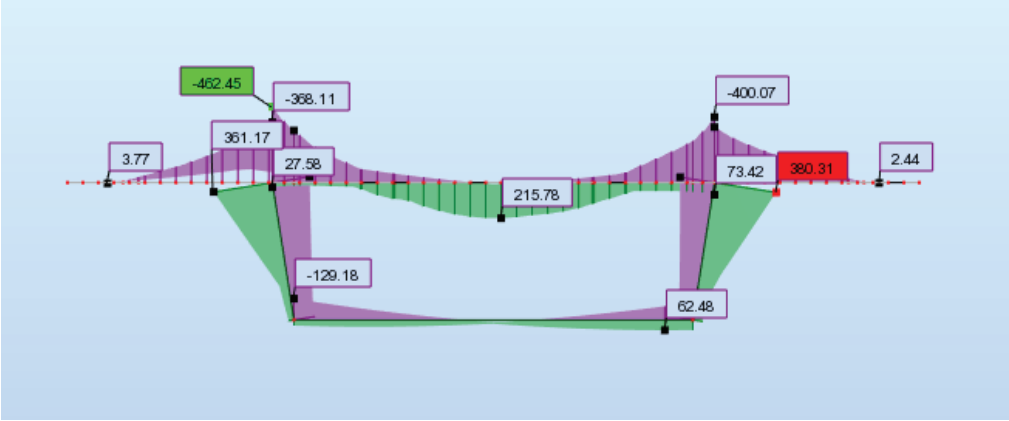
Annexe B.12- Moment fléchissant longitudinal sous combinaison G+Mc120



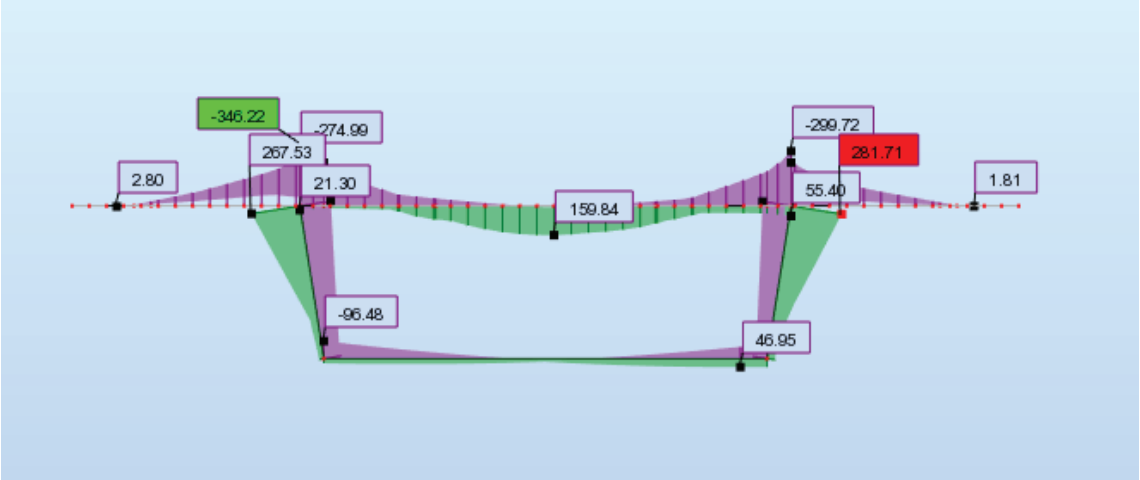
Annexe B.13.Moment fléchissant Max et Min dans le voussoir sur pile à ELS.



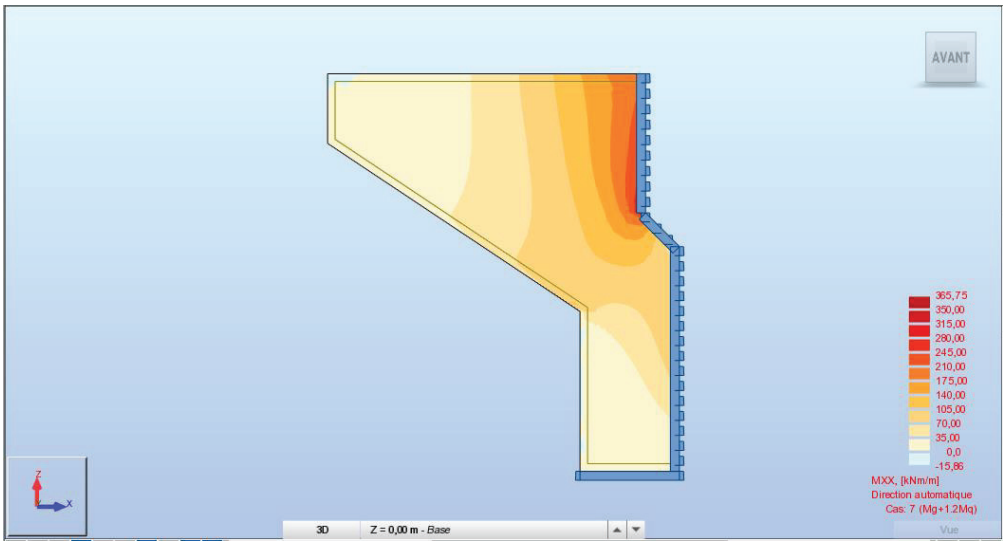
Annexe B.14.Moment fléchissant Max et Min dans le voussoir sur pile à ELU.



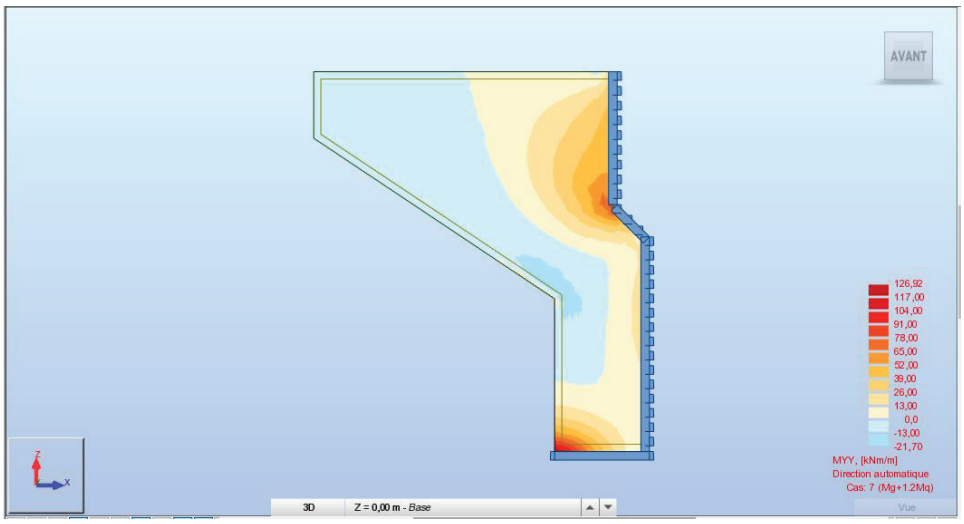
Annexe B.15.Moment fléchissant Max et Min dans le voussoir à la clé à ELU.



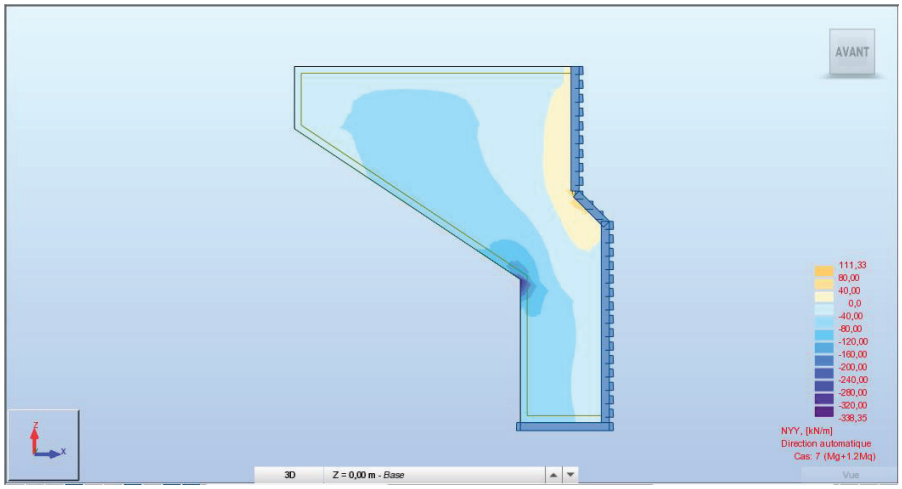
Annexe B.16. Moment fléchissant Max et Min dans le voussoir à la clé à ELS.



Annexe B.17. Cartographie de moment x-x.



Annexe B.18. Cartographie de moment y-y.



Annexe B.19. Cartographie de l'effort normal y-y.

Annexe C.1- Coefficients de majoration dynamique du système de charge Bc

Cas de charge	L(m)	G_{tot} (KN)	1 voie chargée	2 voies chargées	3 voies chargées
cas1	46	15802,75	1,05	1,05	1,06
cas2	70	24848,75	1,03	1,03	1,04
cas3	116	40651,5	1,02	1,02	1,02
cas4	140	49697,5	1,02	1,02	1,02
cas5	92	31605,5	1,02	1,03	1,03
cas6	186	65500,25	1,01	1,01	1,01
cas7	232	81303	1,01	1,01	1,01

Annexe C.2- Coefficients de majoration dynamique du système de charge Bt

Cas de charge	L(m)	G_{tot} (KN)	1 tandem	2 tandems
cas1	46	15802,75	1,04	1,05
cas2	70	24848,75	1,03	1,03
cas3	116	40651,5	1,02	1,02
cas4	140	49697,5	1,02	1,02
cas5	92	31605,5	1,02	1,02
cas6	186	65500,25	1,01	1,01
cas7	232	81303	1,01	1,01

Annexe C.3 - Coefficients de majoration dynamique du système de charge Mc120

Cas de charge	L(m)	G_{tot} (KN)	δ_{Mc120}
cas1	46	15802,75	1,05
cas2	70	24848,75	1,03
cas3	116	40651,5	1,02
cas4	140	49697,5	1,02
cas5	92	31605,5	1,03
cas6	186	65500,25	1,01
cas7	232	81303	1,01

Annexe Pertes de la précontrainte et vérification des contraintes

Annexe C.4- Pertes par frottement des câbles de fléau

X	N° cable	α (rad)	Axe VSP	Fin VSP	Fin V1	Fin V2	Fin V3	Fin V4	Fin V5	Fin V6
4	C1	0,135	54,18	0	0	0	0	0	0	0
4	C2	0,135	54,18	0	0	0	0	0	0	0
9	C3	0,191	89,58	73,57	0	0	0	0	0	0
9	C4	0,191	89,58	73,57	0	0	0	0	0	0
14	C5	0,332	145,71	130,38	110,95	0	0	0	0	0
14	C6	0,332	145,71	130,38	110,95	0	0	0	0	0
19	C7	0,157	119,82	104,17	84,34	64,22	0	0	0	0
19	C8	0,157	119,82	104,17	84,34	64,22	0	0	0	0
24	C9	0,222	155,62	140,41	121,13	101,56	81,69	0	0	0
24	C10	0,222	155,62	140,41	121,13	101,56	81,69	0	0	0
29	C11	0,349	205,64	191,036	172,52	153,73	134,65	115,28	0	0
29	C12	0,349	205,64	191,036	172,52	153,73	134,65	115,28	0	0
34	C13	0,490	256,67	242,68	224,95	206,95	188,67	170,12	151,30	0
34	C14	0,490	256,67	242,68	224,95	206,95	188,67	170,12	151,30	0
Moyenne (MPA)			146,75	126,03	118,98	105,29	101,25	95,13	75,65	0
Moyenne (%)			**10,36**	**8,90**	**8,40**	**7,43**	**7,15**	**6,71**	**5,34**	**0**

Annexe C.5- Pertes par recul d'ancrage des câbles de fléau

x	L(m)	N° Cables	α (rad)	k	d (m)	AXE VSP	FIN VSP	Fin V1	Fin V2	Fin V3	Fin V4	Fin V5	Fin V6
4	5,97	C1	0,135	0,0097	5,24	34,39	144,90	-	-	-	-	-	-
4	5,97	C2	0,135	0,0097	5,24	34,39	144,90	-	-	-	-	-	-
9	5,02	C3	0,191	0,0072	6,07	0	22,19	125,02	-	-	-	-	-
9	5,02	C4	0,191	0,0072	6,07	0	22,19	125,02	-	-	-	-	-
14	3,48	C5	0,332	0,0077	5,88	0	0	19,37	129,21	-	-	-	-
14	3,48	C6	0,332	0,0077	5,88	0	0	19,37	129,21	-	-	-	-
19	5,57	C7	0,157	0,0046	7,59	0	0	0	34,18	100,07	-	-	-
19	5,57	C8	0,157	0,0046	7,59	0	0	0	34,18	100,07	-	-	-
24	4,60	C9	0,222	0,0048	7,43	0	0	0	0	33,48	102,18	-	-
24	4,60	C10	0,222	0,0048	7,43	0	0	0	0	33,48	102,18	-	-
29	3,35	C11	0,349	0,0054	7,04	0	0	0	0	0	31,29	107,91	-
29	3,35	C12	0,349	0,0054	7,04	0	0	0	0	0	31,29	107,91	-
34	2,54	C13	0,490	0,0058	6,75	0	0	0	0	0	0	29,22	112,52
34	2,54	C14	0,490	0,0058	6,75	0	0	0	0	0	0	29,22	112,52
Moyenne (Mpa)						4.91	23.87	24.06	32.67	33.39	44.49	68.57	112.52
Moyenne (%)						**0.34**	**1.68**	**1.69**	**2.30**	**2.35**	**3.14**	**4.84**	**7.96**

Annexe C.6- Pertes dues à la non simultanéité de la mise en tension des câbles de fléau

Voussoirs	Nombre de câbles	υ (m)	d_{moy} (m)	e_{moy} (m)	I (m^4)	S (m^2)	M(A1) (MN.M)	P (MPA)	$\Delta\sigma_e$ (MPA)	$\Delta\sigma_e$ (%)
Axe VSP	28	2,10	0,23	1,86	44,13	14,43	240,41	2,65	2,24	**0,158**
Fin VSP	28	2,10	0,27	1,83	44,13	14,43	190,73	2,65	7,64	**0,540**
Fin V1	24	1,90	0,25	1,64	35,81	13,39	137,29	2,67	8,78	**0,620**
Fin V2	20	1,60	0,24	1,36	25,53	12,87	92,97	2,68	8,20	**0,579**
Fin V3	16	1,30	0,26	1,04	17,46	11,58	57,14	2,69	7,85	**0,555**
Fin V4	12	1,10	0,30	0,80	12,38	10,68	29,05	2,68	7,38	**0,521**
Fin V5	8	1,00	0,37	0,63	9,77	10,23	8,25	2,67	6,37	**0,450**
Fin V6	4	1,00	0,60	0,40	8,54	9,95	0,00	2,73	3,44	**0,243**

Annexe C.7- Pertes par fluage du demi-fléau

Voussoirs	Nombre de câbles	υ (m)	d (m)	e_{moy} (m)	I (m4)	S (m2)	M (MN.m)	P (MPA)	Δσf (MPA)	Δσf (%)
Axe VSP	28	2,10	0,23	1,86	44,13	14,43	154,972	2,65	58,62	**4,139**
Fin VSP	28	2,10	0,27	1,83	44,13	14,43	118,435	2,64	76,92	**5,432**
Fin V1	24	1,90	0,25	1,64	35,81	13,39	80,407	2,65	77,45	**5,469**
Fin V2	20	1,60	0,24	1,36	25,53	12,87	50,432	2,66	70,24	**4,960**
Fin V3	16	1,30	0,26	1,04	17,46	11,58	27,952	2,67	61,67	**4,355**
Fin V4	12	1,10	0,30	0,80	12,38	10,68	12,298	2,66	50,85	**3,591**
Fin V5	8	1,00	0,37	0,63	9,77	10,23	3,054	2,65	36,07	**2,547**
Fin V6	4	1,00	0,60	0,40	8,54	9,95	0	2,73	17,18	**1,213**

Annexe C.8- Pertes par relaxation des câbles de fléau

Voussoirs	Nombre de cables	σ_i (x)	μ	μ_0	σ_{relax} (MPA)	σ_{relax} (%)
axe VSP	28	1262,08775	0,71304393	0,43	53,5839405	**3,78417659**
Fin VSP	28	1258,44522	0,710986	0,43	53,0408236	**3,74582087**
Fin V1	24	1264,16905	0,7142198	0,43	53,8952823	**3,806164**
Fin V2	20	1269,82407	0,71741473	0,43	54,7449213	**3,86616676**
Fin V3	16	1273,49109	0,71948649	0,43	55,2987703	**3,90528039**
Fin V4	12	1268,9835	0,71693983	0,43	54,618286	**3,85722359**
Fin V5	8	1265,40163	0,71491618	0,43	54,0800095	**3,81920971**
Fin V6	4	1300,03319	0,73448203	0,43	59,3755117	**4,19318586**

Annexe C.9- Pertes par retrait

Retrait (MPA)	Retrait (%)
38	2.68

Annexe C.10- Contrainte extrêmes lors de la phase de construction d'un demi fléau

Voussoirs	Nombre de cables	M (kN.m)	H (m)	υ' (m)	υ (m)	I (m^4)	S (m^2)	e (m)	P (MN)	σ_{Sup} (MPa)	σ_{inf} (MPa)	Commentaire
Axe VSP	28	240413,79	4,50	2,40	2,10	44,13	14,43	1,95	54,79	-1,16	10,92	Vérifié
Fin VSP	28	190734,73	4,50	2,40	2,10	44,13	14,43	1,95	43,47	1,19	8,22	Vérifié
Fin V01	24	137290,07	3,89	2,30	1,90	35,81	13,39	1,75	33,75	1,82	6,93	Vérifié
Fin V02	20	92965,63	3,39	2,00	1,60	25,53	12,87	1,45	26,83	1,81	5,79	Vérifié
Fin V03	16	57137,99	3,00	1,90	1,30	17,46	11,58	1,15	19,20	1,99	4,93	Vérifié
Fin V04	12	29054,60	2,72	1,80	1,10	12,38	10,68	0,95	11,25	2,27	3,11	Vérifié
Fin V05	8	8250,10	2,56	1,60	1,00	9,77	10,23	0,85	3,54	2,51	0,66	Vérifié
Fin V06	4	0,00	2,50	1,60	1,00	8,54	9,95	0,85	0	1,81	-0,49	Vérifié

Annexe C.11- Contrainte extrêmes à vide en service

Voussoirs	X	M (MN.m)	N_f	N_f	P_f (MN)	P_C MN	S (m^2)	I (m^4)	V m	v' m	d m	e_f m	d m	e_c m	σ_{Sup} (MPa)	σ_{inf} (MPa)
Début VSC1	0	0	0	4	0	9,23	9,86	8,24	0,9	1,6	0	0	0,7	0,9	0,028	2,55
Début VSC2	5	-12,32	0	8	0	18,46	9,86	8,24	0,9	1,6	0	0	0,42	1,17	0,849	3,69
Début VC1	10	-24,65	0	12	0	27,70	9,86	8,24	0,9	1,6	0	0	0,36	1,23	1,768	4,66
Debut V6	12	-26,36	4	12	9,23	27,70	9,95	8,57	1,0	1,6	0,6	0,40	0,21	1,38	2,745	5,26
Debut v5	17	-25,30	8	12	18,47	27,70	10,23	9,87	1,0	1,6	0,37	0,63	0,24	1,35	4,445	4,621
Debut V4	22	-16,52	12	12	27,70	27,70	10,68	12,38	1,1	1,8	0,3	0,80	0,45	1,34	5,314	4,981
Debut V3	27	0,20	16	8	36,94	18,46	11,58	17,46	1,3	1,9	0,26	1,04	0,40	1,49	5,570	3,636
Debut V2	32	25,297	20	4	46,17	9,23	12,87	25,53	1,6	2	0,24	1,36	1,00	0,99	6,079	2,087
Debut V1	37	59,41	24	0	55,41	0	13,39	35,81	1,9	2,3	0,25	1,64	0	0	5,811	2,111
Debut VSP1	42	103,12	28	0	64,64	0	14,43	43,13	2,1	2,4	0,27	1,83	0	0	5,214	3,640
Axe VSP1	46	145,30	28	0	64,64	0	14,43	43,13	2,1	2,4	0,23	1,86	0	0	3,272	5,859
Debut v1	50	101,52	28	0	64,64	0	13,39	35,81	1,9	2,3	0,27	1,63	0	0	5,026	4,586
Debut v2	55	55,82	24	0	55,41	0	12,87	25,53	1,6	2	0,26	1,34	0	0	5,465	2,854
Debut v3	60	19,70	20	4	46,17	9,23	11,58	17,46	1,3	1,9	0,24	1,06	1,00	0,89	6,346	2,502
Debut v4	65	-7,37	16	8	36,94	18,46	10,68	12,38	1,1	1,8	0,26	0,84	0,62	1,18	6,656	2,785
Debut v5	70	-26,10	12	12	27,70	27,70	10,23	9,87	1,0	1,6	0,30	0,70	0,47	1,12	6,858	3,104
Debut v6	75	-36,88	8	16	18,47	36,93	9,95	8,57	1,0	1,6	0,38	0,63	0,36	1,23	5,906	5,027
Debut VC2	80	-39,93	4	16	9,23	36,93	9,86	8,24	0,9	1,6	0,6	0,30	0,22	1,37	3,800	6,252
Debut V6	82	-39,02	4	16	9,23	36,93	9,95	8,57	1	1,6	0,6	0,40	0,22	1,37	3,699	6,147
Debut V5	87	-31,71	8	16	18,47	36,93	10,23	9,87	1	1,6	0,37	0,63	0,36	1,23	5,186	5,783
Debut V4	92	-16,08	12	12	27,70	27,70	10,68	12,38	1,1	1,8	0,30	0,80	0,47	1,32	5,316	4,978
Debut V3	97	7,19	16	8	36,94	18,46	11,58	17,46	1,3	1,9	0,25	1,04	0,62	1,28	5,353	3,953
Debut V2	102	38,84	20	4	46,17	9,23	12,87	25,53	1,6	2	0,24	1,36	1,00	0,99	5,230	3,148
Debut V1	107	79,51	24	0	55,41	0	13,39	35,81	1,9	2,3	0,25	1,64	0	2,3	4,745	3,402
Debut VSP2	112	129,77	28	0	64,64	0	14,43	43,13	2,1	2,4	0,27	1,83	0	2,4	3,916	5,123
Axe VSP2	116	177,19	28	0	64,64	0	14,43	43,13	2,1	2,4	0,23	1,86	0	2,4	1,719	7,633
Debut V1	120	129,77	28	0	64,64	0	13,39	35,81	1,9	2,3	0,27	1,63	0	2,3	3,528	6,400
Début V2	125	79,51	24	0	55,41	0	12,87	25,53	1,6	2	0,25	1,34	0	2	3,981	4,710
Debut V3	130	38,84	20	4	46,17	9,23	11,58	17,46	1,3	1,9	0,24	1,06	1,00	0,89	4,921	4,584
Debut V4	135	7,19	16	8	36,94	18,46	10,68	12,38	1,1	1,8	0,25	0,84	0,62	1,18	5,374	4,883
Debut V5	140	-16,08	12	12	27,70	27,70	10,23	9,87	1	1,6	0,30	0,70	0,47	1,12	5,843	4,733
Debut V6	145	-31,41	8	16	18,47	36,93	9,95	8,57	1	1,6	0,37	0,63	0,36	1,23	5,269	6,048
Debut VC3	150	-39,02	4	16	9,23	36,93	9,86	8,24	0,9	1,6	0,6	0,30	0,22	1,37	3,700	6,429
Debut V6	152	-39,23	4	16	9,23	36,93	9,95	8,57	1	1,6	0,6	0,40	0,22	1,37	3,723	6,107
Debut v5	157	-36,08	8	16	18,47	36,93	10,23	9,87	1	1,6	0,37	0,63	0,36	1,23	5,628	5,076

Debut V4	162	-26,10	12	12	27,70	27,70	10,68	12,38	1,1	1,8	0,30	0,80	0,47	1,32	6,206	3,520
Debut V3	167	-7,37	16	8	36,94	18,46	11,58	17,46	1,3	1,9	0,25	1,04	0,62	1,28	6,439	2,367
Debut V2	172	19,70	20	4	46,17	9,23	12,87	25,53	1,6	2	0,24	1,36	1,00	0,99	6,429	1,649
Debut V1	177	55,92	24	0	55,41	0	13,39	35,81	1,9	2,3	0,25	1,64	0	0	5,997	1,887
Debut VSP3	182	101,52	28	0	64,64	0	14,43	43,13	2,1	2,4	0,27	1,83	0	0	5,292	3,551
AXE VSP3	186	145,30	28	0	64,64	0	14,43	43,13	2,1	2,4	0,23	1,86	0	0	3,272	5,859
Debut V1	190	103,12	28	0	64,64	0	13,39	35,81	1,9	2,3	0,27	1,63	0	0	4,942	4,689
Debut V2	195	59,41	24	0	55,41	0	12,87	25,53	1,6	2	0,25	1,34	0	0	5,240	3,136
Debut V3	200	25,29	20	4	46,17	9,23	11,58	17,46	1,3	1,9	0,24	1,06	1,00	0,89	5,930	3,110
Debut V4	205	0,20	16	8	36,94	18,46	10,68	12,38	1,1	1,8	0,25	0,84	0,60	1,19	5,975	3,900
Debut V5	210	-16,52	12	12	27,70	27,70	10,23	9,87	1	1,6	0,30	0,70	0,45	1,14	5,840	4,736
Debut V6	215	-25,30	8	12	18,47	27,70	9,95	8,57	1	1,6	0,37	0,63	0,24	1,35	4,562	4,765
Debut VC4	220	-26,36	4	12	9,23	27,70	9,86	8,24	0,9	1,6	0,6	0,30	0,21	1,38	2,740	5,535
Debut VS3	222	-24,65	0	12	0,00	27,70	9,86	8,24	0,9	1,6	0	0	0,36	1,23	1,768	4,661
Debut VS4	227	-12,32	0	8	0,00	18,46	9,86	8,24	0,9	1,6	0	0	0,42	1,17	0,849	3,693
Fin VSC4	232	0	0	4	0,00	9,23	9,86	8,24	0,9	1,6	0	0	0,70	0,9	0,028	2,550

Tableau C.12- Contrainte extrêmes en charge en service

Voussoirs	x	M_{min} (MN.m)	M_{max} (MN.m)	$\sigma_{Sup,max}$ (MPA)	$\sigma_{Sup,min}$ (MPA)	$\sigma_{Inf,max}$ (MPA)	$\sigma_{Inf,min}$ (MPA)	Commentaire
Début VSC1	0	0	0	1,84	1,84	2,55	2,55	Vérifié
Début VSC2	5	-13,377	-23,618	1,66	2,78	1,50	3,48	Vérifié
Debut VC1	10	-19,951	-38,216	2,36	4,36	2,02	5,57	Vérifié
Debut V6	12	-17,428	-41,648	2,89	5,72	2,40	6,92	Vérifié
Debut v5	17	-17,139	-43,166	2,77	5,40	1,72	5,94	Vérifié
Debut V4	22	-5,885	-34,492	3,46	6,00	2,36	6,52	Vérifié
Debut V3	27	-15,399	13,317	4,97	2,83	5,06	1,93	Vérifié
Debut V2	32	14,349	40,879	3,50	1,84	3,30	1,22	Vérifié
Debut V1	37	52,681	77,471	3,42	2,10	3,27	1,67	Vérifié
Debut VSP1	42	95,464	123,649	4,74	3,37	4,78	3,21	Vérifié
Axe VSP1	46	136,91	167,812	6,78	5,27	7,11	5,39	Vérifié
Debut v1	50	94,668	118,207	5,51	4,26	5,65	4,14	Vérifié
Debut v2	55	50,889	68,428	3,93	2,83	3,84	2,46	Vérifié
Debut v3	60	12,371	30,562	4,03	2,67	3,68	1,70	Vérifié
Debut v4	65	-18,188	1,786	4,53	2,75	4,11	1,21	Vérifié
Debut v5	70	-18,572	-39,786	2,58	4,73	0,89	4,32	Vérifié
Debut v6	75	-30,924	-52,63	3,39	5,92	2,08	6,14	Vérifié
Debut VC2	80	-34,563	-56,752	3,72	6,15	2,98	7,29	Vérifié
Debut V6	82	-33,571	-55,977	3,60	6,21	2,98	7,16	Vérifié
Debut V5	87	-24,035	-47,963	4,00	6,42	3,15	7,02	Vérifié
Debut V4	92	-6,777	-31,08	3,72	5,88	2,79	6,33	Vérifié
Debut V3	97	-5,246	18,428	5,05	3,28	5,17	2,59	Vérifié
Debut V2	102	29,922	51,994	4,20	2,82	4,17	2,44	Vérifié
Debut V1	107	73,998	94,59	4,33	3,23	4,37	3,04	Vérifié
Debut VSP2	112	125,392	146,772	5,87	4,82	6,06	4,87	Vérifié
Axe VSP2	116	172,418	195,758	8,14	7,00	8,66	7,36	Vérifié
Debut V1	120	125,208	146,791	7,03	5,88	7,49	6,10	Vérifié
Début V2	125	73,999	94,607	5,57	4,28	5,89	4,27	Vérifié
Debut V3	130	29,935	52,008	5,62	3,98	6,01	3,61	Vérifié
Debut V4	135	-5,249	18,441	6,00	3,89	6,51	3,07	Vérifié
Debut V5	140	-6,767	-31,078	3,47	5,93	2,30	6,24	Vérifié
Debut V6	145	-24,027	-47,96	3,93	6,73	2,95	7,42	Vérifié
Debut VC3	150	-33,565	-55,091	3,91	6,26	3,31	7,48	Vérifié

Debut V6	152	-35,246	-56,767	3,51	6,02	2,83	6,85	Vérifié
Debut v5	157	-31,92	-52,626	3,52	5,62	2,39	5,75	Vérifié
Debut V4	162	-19,954	-39,768	2,95	4,71	1,53	4,41	Vérifié
Debut V3	167	-0,04	-18,216	2,32	3,67	1,18	3,16	Vérifié
Debut V2	172	12,376	28,232	2,71	1,72	2,31	1,07	Vérifié
Debut V1	177	50,884	66,021	2,81	2,01	2,53	1,56	Vérifié
Debut VSP3	182	94,66	118,199	4,47	3,33	4,47	3,16	Vérifié
AXE VSP3	186	136,901	167,815	6,78	5,27	7,11	5,39	Vérifié
Debut V1	190	95,456	123,652	5,80	4,30	6,00	4,19	Vérifié
Debut V2	195	52,674	77,473	4,50	2,94	4,55	2,60	Vérifié
Debut V3	200	14,318	40,88	4,79	2,82	4,80	1,91	Vérifié
Debut V4	205	-14,096	13,318	5,56	3,13	5,80	1,82	Vérifié
Debut V5	210	-5,883	-32,571	3,36	6,06	2,13	6,46	Vérifié
Debut V6	215	-17,138	-41,248	2,85	5,67	1,78	6,28	Vérifié
Debut VC4	220	-20,67	-40,075	3,25	5,37	2,87	6,64	Vérifié
Debut VSC3	222	-19,95	-36,916	2,51	4,36	2,27	5,57	Vérifié
Debut VSC4	227	-13,377	-22,228	1,81	2,78	1,77	3,48	Vérifié
Fin VSC4	232	0	0	1,84	1,84	2,55	2,55	Vérifié

Annexe PILE

Annexe C.13- Evaluation des efforts agissant sur la pile 2.

	Effort vertical (KN)	Effort horizontal (KN)	Moment(KN.m)
G_{pile}	17849,28	/	/
$G_{tablier}$	25179,80	/	/
(Al)	3497,76	/	/
(Bc)	1671,02	/	/
Mc120	1102,14	/	/
D240	2292,13	/	/
S_t	140,88	/	/
Bt	774,86	/	/
Freinage A_l	/	87,45	4272,80
Freinage Bc	/	81,37	3975,93
H_t	/	116,73	5703,43
H_{flv}	/	115,56	5646,26

Annexe C.14-Combinaisons d'actions statiques à l'ELU et à l'ELS au pied de la pile

Cas	Combinaison	N (KN)	H (KN)	M_H (KN.m)	M_V (KN.m)	ΔM (KN.m)
ELS	**$G+1,2(A_l+S_t) + 0,6H_T + H_{FLV}$**	47395,45	291,01	16477,05	0,00	16477,05
	$G+1,2(B_c+S_t) + 0,6H_T + H_{FLV}$	45203,36	283,71	16120,81	0,00	16120,81
	$G+Mc120 + + 0,6H_T + H_{FLV}$	44131,22	186,07	11349,69	0,00	11349,69
	$G+D240 + + 0,6H_T + H_{FLV}$	45321,21	186,07	11349,69	0,00	11349,69
ELU	**$1,35G+1,6(A_L+S_t) + 0.9\ H_T + H_{FLV}$**	63911,08	360,65	17621,54	0,00	17621,54
	$1,35G+1,6(B_c+S_t) + 0.9\ H_T + H_{FLV}$	60988,30	350,93	17146,55	0,00	17146,55
	$1,35G+1,35Mc120 + 0.9\ H_T + H_{FLV}$	59577,15	220,73	10785,06	0,00	10785,06
	$1,35G+1,35D240 + 0.9\ H_T + H_{FLV}$	61183,63	220,73	10785,06	0,00	10785,06

Annexe C.15. Combinaisons d'action à l'ELA

Combinaisons	
1	$E_1+R_{max}+G$
2	$E_2+R_{max}+G$
3	$E_3+R_{max}+G$
4	$-E_1+R_{min}+G$
5	$-E_2+R_{min}+G$
6	$-E_3+R_{min}+G$

Annexe C.16- Efforts sismiques combinés selon le RPOA pour chaque appui.

Appui	EX	EY	EZ	E1	E2	E3
C1	712,12	0,84	1352,19	1 118,03	620,13	1 566,08
P1	1611,73	1,42	3457,9	2 649,53	1 522,31	3 941,85
P2	3131,52	1,17	3324,26	4 129,15	1 937,90	4 264,07
P3	1682,49	0,89	3801,48	2 823,20	1 646,08	4 306,49
C2	2153,94	0,67	1488,35	2 600,65	1 093,36	2 134,73

Annexe C.17. Combinaison d'action en tête de la semelle à l'ELA.

	1	2	3	4	5	6
V_L (MN)	2,06	2,06	2,36	5,80	1,70	2,00
V_T(MN)	1,22	4,05	1,22	1,22	4,05	1,22
M_L(MN.m)	164,87	57,06	61,84	147,30	39,49	44,26
M_T(MN.m)	59,42	198,08	59,42	59,42	198,08	59,42
N (MN)	47,88	45,69	48,02	39,12	41,31	38,99

Annexe C.18. Combinaison des directions à la base de la semelle.

	E_L	E_T	E_V	E_1	E_2	E_3
V_L (MN)	6,07	0,00	0,42	6,19	1,95	2,24
V_T(MN)	0,00	1,90	0,00	0,57	1,90	0,57
M_L	154,02	0,00	6,82	156,06	48,25	53,02
M_T	0,00	198,09	0,00	59,43	198,09	59,43
N (MN)	3,13	0,00	3,32	4,13	1,94	4,26

Annexe C.19. Combinaison d'actions à la base de la semelle à l'ELA.

	1	2	3	4	5	6
V_L (MN)	6,37	2,13	2,42	6,02	1,77	2,06
V_T(MN)	0,57	1,90	0,57	0,57	1,90	0,57
M_L	164,88	57,07	61,84	147,24	39,43	44,21
M_T	59,43	198,09	59,43	59,43	198,09	59,43
N (MN)	55,95	53,76	56,08	47,69	49,89	47,56

Annexe C.20- Réactions des pieux dans les conditions normales

Cas	Combinaison	R_1 (KN)	R_2(KN)	R_3(KN)
ELS	$G+1,2(A_l+S_t) + 0,6H_T + H_{FLV}$	2692,43	3159,70	3626,97
	$G+1,2(B_c+S_t) + 0,6H_T + H_{FLV}$	2556,85	3013,56	3470,27
	$G+Mc120 + + 0,6H_T + H_{FLV}$	2626,81	2942,08	3257,35
	$G+D240 + + 0,6H_T + H_{FLV}$	2706,14	3021,41	3336,68
ELU	$1,35G+1,6(A_L+S_t) + 0.9\ H_T + H_{FLV}$	3758,49	4260,74	4762,99
	$1,35G+1,6(B_c+S_t) + 0.9\ H_T + H_{FLV}$	3577,71	4065,89	4554,06
	$1,35G+1,35Mc120 + 0.9\ H_T + H_{FLV}$	3672,22	3971,81	4271,39
	$1,35G+1,35D240 + 0.9\ H_T + H_{FLV}$	3779,32	4078,91	4378,49

Annexe C.21. Réactions des pieux dans les conditions sismiques au niveau de la pile

	R1(KN)	R2(KN)	R3(KN)
E1	583,24	3998,59	8580,42
E2	2265,64	3852,52	5439,40
E3	2287,96	4007,45	5726,95
E4	-640,38	3448,45	7537,29
E5	2500,64	3594,52	4688,41
E6	2213,09	3439,59	4666,08

Annexe C.22. Valeurs de X_{ep} et X_{eM} en fonction de $\lambda \times L$

$\lambda \times L$	1	1,5	2	3	4	6
X_{ep}	4,03	1,96	1,35	1,16	1,26	1,45
X_{eM}	6,76	2,55	1,62	1,48	1,54	1,65

Annexe Culée

Annexe C.23 Efforts statiques agissants sur la culée

Désignation	N (KN)	H (KN)	IFV(x/o) (m)	IFH(y/o) (m)	$M_{FV}/_o$ (KN.m)	$M_{FH}/_o$ (KN.m)
Semelle	9936,00	/	0,00	1,50	0,00	/
Mur F	4491,90	/	2,05	6,67	9208,40	/
DDT	576,00	/	2,60	12,08	1497,60	/
Mur en R	914,20	/	2,11	9,27	1928,96	/
Corbeau	120,00	/	0,17	11,80	20,40	/
MGG	414,00	/	0,60	11,50	248,40	/
Poids des Terres Amot	8365,82	/	1,60	8,47	13385,32	/
Poids des T sur DDT	514,94	/	3,04	12,58	1565,43	/
Poussée des terres	/	6489,60	/	-7,33	/	-47590,40
Poids Sur 10kN/m²	768,00	/	2,62	/	2012,16	/
Poussée Sur 10kN/m²	/	554,67	/	-9,50	/	-5269,33
Rg	4190,86	/	-2,15	/	-9010,35	/
R(Al)	1596,81	/	-2,15	/	-3433,14	/
Rbc	1397,67	/	-2,15	/	-3004,99	/
RMc120	1026,45	/	-2,15	/	-2206,87	/
RD240	1787,53	/	-2,15	/	-3843,19	/
RST	26,58	/	-2,15	/	-57,15	/
H_{F+r}	/	153,66	/	-13,00	/	-1997,63
$H_{T°}$	/	68,46	/	-13,00	/	-889,94
Frein Al	/	3,63	/	-13,00	/	-47,13
Frein Bc	/	3,37	/	-13,00	/	-43,86

Annexe C.24. Charges sismiques transmises par la culée et les terres.

Désignation	N (KN)	H (KN)	IFV(x/o) (m)	IFH(y/o) (m)	$M_{FV}/_o$ (KN.m)	$M_{FH}/_o$ (KN.m)
Semelle	596,16	1987,20	0,00	1,50	0,00	2980,80
Mur F	269,51	898,38	2,05	6,67	552,50	5992,19
DDT	34,56	115,20	2,60	12,08	89,86	1391,62
Mur en R	54,85	182,84	2,11	9,27	115,74	1694,93
Corbeau	7,20	24,00	0,17	11,80	1,22	283,20
MGG	24,84	82,80	0,60	11,50	14,90	952,20
Poids des Terres Amot	501,95	1673,16	1,60	8,47	803,12	14171,71
Poids des T sur DDT	30,90	102,99	3,04	12,58	93,93	1295,60
Somme	1519,97	5066,57	/	/	1671,27	28762,24

Annexe C.25. Combinaisons d'action à L'ELS des sollicitations statiques au niveau de la culée

Combinaisons ELS	N (KN)	T (KN)	M_H (KN.m)	M_V (KN.m)	ΔM (KN.m)
G+0.6T	29523,73	6684,34	-55391,33	18844,16	-36547,17
G+0.6T+1.2Q	30445,33	7349,94	-61714,53	21258,75	-40455,78
G+0.6T+1.2(A_L+S_T)	31466,48	6688,69	-55447,89	14655,81	-40792,08
G+0.6T+1.2(B_C+S_T)	31227,51	6688,387	-55443,96	15169,59	-40274,37
G+0.6T+Mc120	30550,18	6684,34	-55391,33	16637,29	-38754,04
G+0.6T+D240	31311,26	6684,34	-55391,33	15000,97	-40390,36

Annexe C.26. Combinaisons d'action à L'ELU des sollicitations statiques

Combinaisons ELU	N (KN)	T (KN)	M_H (KN.m)	M_V (KN.m)	ΔM (KN.m)
1.35G+0.9T	39857,03	9030,02	-67744,79	25439,61	-42305,18
1.35G++0.9T+1.6Q	41085,83	9917,48	-76175,72	28659,07	-47516,65
1.35G+0.9T+1.6(A_L+S_T)	42454,46	9035,82	-67820,20	19855,15	-47965,05
1.35G+0.9T+1.6(B_C+S_T)	42135,83	9035,42	-67814,96	20540,19	-47274,77
1.35G+0.9T+1.35Mc120	41242,74	9030,02	-67744,79	22460,34	-45284,45
1.35G+0.9T+1.35D240	42270,20	9030,02	-67744,79	20251,30	-47493,48

Annexe C.27. Combinaisons d'actions à l'ELA

Combinaisons ELA	N (KN)	V (KN)	M (KN.m)
P max - H + 0,3V	30667,41	15047,98	-60441,75
P min - H - 0,3V	30515,19	13982,50	-56567,49
P max + V - 0,3H	32501,81	4641,63	-2459,35
P min - V - 0,3H	32349,59	4321,95	-1526,62

Annexe C.28. Surcharges de la dalle de transition

Type de charge	Q (kN/ml)	M (KN.m/ml)	V (kN)
Poids propre	7,5	33,75	22,5
Revêtement	1,92	8,64	5,76
Remblai	13,59	61,155	40,77
Surcharges	10	45	30

Annexe C.29. Combinaisons d'action à L'ELS pour le ferraillage du mur frontal

Combinaisons ELS	N (KN)	T (KN)	M_H (KN.m)	M_V (KN.m)	ΔM (KN.m)
G+0.6T	10307,70	6684,34	-30068,98	9882,78	-20186,20
G+0.6T+1.2Q	11229,30	7349,94	-34395,38	9882,78	-24512,60
G+0.6T+1.2(A_L+S_T)	12250,46	6688,69	-30112,49	9882,78	-20229,71
G+0.6T+1.2(B_C+S_T)	12011,49	6688,387	-30109,47	9882,78	-20226,69
G+0.6T+Mc120	11334,15	6684,34	-30068,98	9882,78	-20186,20
G+0.6T+D240	12095,23	6684,34	-30068,98	9882,78	-20186,20

Annexe C.30. Combinaisons d'action à L'ELU pour le ferraillage du mur frontal

Combinaisons ELU	N (KN)	T (KN)	M_H (KN.m)	M_V (KN.m)	ΔM (KN.m)
1.35G+0.9T	13915,40	9778,82	-45521,94	13341,75	-32180,18
1.35G++0.9T+1.6Q	15144,20	10666,28	-51290,47	13341,75	-37948,72
1.35G+0.9T+1.6(A_L+S_T)	16512,82	9784,62	-45579,95	13341,75	-32238,19
1.35G+0.9T+1.6(B_C+S_T)	16194,20	9784,22	-45575,92	13341,75	-32234,16
1.35G+0.9T+1.35Mc120	15301,11	9778,82	-45521,94	13341,75	-32180,18
1.35G+0.9T+1.35D240	16328,57	9778,82	-45521,94	13341,75	-32180,18

Annexe C.31. Réactions des pieux de la culée à l'ELS

ELS	R1(KN)	R2(KN)	R3(KN)
G+0.6T	1191,31	2460,31	3729,31
G+0.6T+1.2Q	1132,40	2537,11	3941,83
G+0.6T+1.2(A_L+S_T)	1205,82	2622,21	4038,60
G+0.6T+1.2(B_C+S_T)	1203,88	2602,29	4000,71
G+0.6T+Mc120	1200,22	2545,85	3891,47
G+0.6T+D240	1206,83	2609,27	4011,71

Annexe C.32. Réactions des pieux de la culée à l'ELU

ELU	R1(KN)	R2(KN)	R3(KN)
1.35G+0.9T	1852,49	3321,42	4790,35
1.35G+0.9T+1.6Q	1773,94	3423,82	5073,70
1.35G+0.9T+1.6(A_L+S_T)	1872,42	3537,87	5203,32
1.35G+0.9T+1.6(B_C+S_T)	1869,83	3511,32	5152,80
1.35G+0.9T+1.35Mc120	1864,52	3436,90	5009,27
1.35G+0.9T+1.35D240	1873,44	3522,52	5171,60

Annexe C.33. Réactions des pieux de la culée à l'ELA

ELA	R1(KN)	R2(KN)	R3(KN)
P max - H + 0,3V	391,43	2490,10	4588,77
P min - H - 0,3V	513,27	2477,42	4441,57
P max + V - 0,3H	2404,71	2490,10	2575,50
P min - V - 0,3H	2424,41	2477,42	2530,43

Ferraillage du voussoir à la clef.

Hourdis supérieur (Calcul de Section en Flexion Simple)

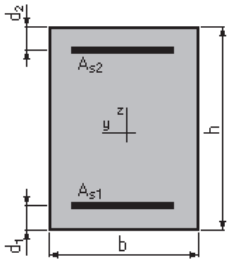
I. Nappe supérieure

1. Hypothèses:

Béton: fc28 = 35,0 (MPa) **Acier: fe = 500,0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



b = 100,0 (cm)
h = 35,0 (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	346,22	0,00
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	A_{s1} = 55,8 (cm2)	Section théorique	A_{s2} = 0,0 (cm2)
Section minimum	$A_{s\ min}$ = 4,1 (cm2)		
Théorique	ρ = 1,86 (%)		
Minimum	ρ_{min} = 0,14 (%)		

Analyse par Cas:

Cas ELS M_{max} = 346,22 (kN*m) M_{min} = 0,00 (kN*m)
Coefficient de sécurité: 1,00
Position de l'axe neutre: y = 15,6 (cm)

Bras de levier: Z = 24,8 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 17,9 (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).

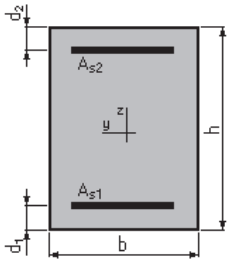
II. Nappe inferieure :

1. Hypothèses:

Béton: fc28 = 35,0 (MPa) **Acier: fe = 500,0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



b = 100,0 (cm)
h = 35,0 (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	159,48	0,00
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 24,4 (cm2) Section théorique A_{s2} = 0,0 (cm2)
Section minimum $A_{s\ min}$ = 4,1 (cm2)
Théorique ρ = 0,81 (%)
Minimum ρ_{min} = 0,14 (%)

Analyse par Cas:

Cas ELS M_{max} = 159,48 (kN*m) M_{min} = 0,00 (kN*m)
Coefficient de sécurité: 1,00
Position de l'axe neutre: y = 11,6 (cm)
Bras de levier: Z = 26,1 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 10,5 (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)

Hourdis inferieur (Calcul de Section en Flexion Simple)

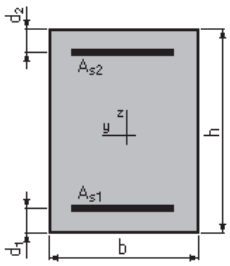
I. Nappe supérieure :

1. Hypothèses:

Béton: fc28 = 35,0 (MPa) **Acier: fe = 500,0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



b = 100,0 (cm)
h = 30,0 (cm)
d_1 = 5,0 (cm)
d_2 = 5,0 (cm)

3. Moments appliqués:

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	0,00	0,00
Etat **L**imite de **S**ervice	96,48	0,00
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	A_{s1} = 17,6 (cm2)	Section théorique	A_{s2} = 0,0 (cm2)
Section minimum	$A_{s\ min}$ = 3,6 (cm2)		
Théorique	ρ = 0,70 (%)		
Minimum	ρ_{min} = 0,14 (%)		

Analyse par Cas:

Cas ELS M_{max} = 96,48 (kN*m) M_{min} = 0,00 (kN*m)
Coefficient de sécurité: 1,00
Position de l'axe neutre: y = 9,1 (cm)
Bras de levier: Z = 22,0 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 9,6 (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)

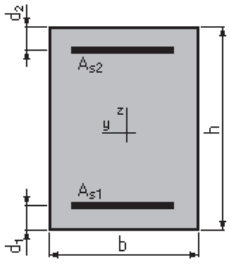
II. Nappe inferieure :

1. Hypothèses:

Béton: fc28 = 35,0 (MPa) **Acier: fe = 500,0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



b = 100,0 (cm)
h = 30,0 (cm)
d_1 = 5,0 (cm)
d_2 = 5,0 (cm)

3. Moments appliqués:

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	0,00	0,00
Etat **L**imite de **S**ervice	46,95	0,00
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0,00	0,00

4. <u>Résultats:</u>

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 8,3 (cm2) Section théorique A_{s2} = 0,0 (cm2)
Section minimum $A_{s\ min}$ = 3,6 (cm2)
Théorique ρ = 0,33 (%)
Minimum ρ_{min} = 0,14 (%)

Analyse par Cas:

Cas ELS M_{max} = 46,95 (kN*m) M_{min} = 0,00 (kN*m)
Coefficient de sécurité: 1,01
Position de l'axe neutre: y = 6,7 (cm)
Bras de levier: Z = 22,8 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 6,1 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 21,0 (MPa)
Contrainte de l'acier:
Tendue: σ_s = 248,6 (MPa)
Contrainte limite de l'acier:
$\sigma_{s\ lim}$ = 250,0 (MPa)

Ferraillage de l'âme (Calcul de Section en Flexion Composée)

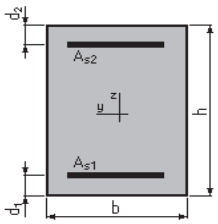
I. Nappe intérieure :

1. <u>Hypothèses:</u>

Béton: fc28 = 35,0 (MPa) **Acier: fe = 500,0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul en poutre
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. <u>Section:</u>



b = 100,0 (cm)
h = 50,0 (cm)
d_1 = 5,0 (cm)
d_2 = 5,0 (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N^O	Type	**N** (kN)	**M** (kN*m)
1.	ELS	690,90	171,65

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 5,6 (cm2) Section théorique A_{s2} = 0,0 (cm2)
Section minimum $A_{s\,min}$ = 5,6 (cm2)
Théorique ρ = 0,12 (%)
Minimum ρ_{min} = 0,12 (%)

Analyse par Cas:

Cas N^O 1: Type ELS N = 690,90 (kN) M = 171,65 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,32
Position de l'axe neutre: y = 18,4 (cm)
Bras de levier: Z = 38,9 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 8,7 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 21,0 (MPa)

Contrainte de l'acier:
Tendue: σ_s = 189,0 (MPa)
Contrainte limite de l'acier: $\sigma_{s\,lim}$ = 250,0 (MPa)

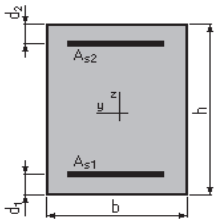
II. Nappe extérieure :

1. Hypothèses:

Béton: fc28 = 35,0 (MPa) **Acier: fe = 500,0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul en poutre
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



b = 100,0 (cm)
h = 50,0 (cm)
d_1 = 5,0 (cm)
d_2 = 5,0 (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N^O	Type	**N** (kN)	**M** (kN*m)
1.	ELS	690,90	281,71

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{S1} = 15,6 (cm2) Section théorique A_{S2} = 0,0 (cm2)
Section minimum $A_{S\ min}$ = 5,6 (cm2)
Théorique ρ = 0,35 (%)
Minimum ρ_{min} = 0,12 (%)

Analyse par Cas:

Cas N^O 1: Type ELS N = 690,90 (kN) M = 281,71 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,00
Position de l'axe neutre: y = 18,5 (cm)
Bras de levier: Z = 38,8 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 11,7 (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)

Ferraillage du voussoir sur pile

Hourdis inferieur (Calcul de Section en Flexion Simple)

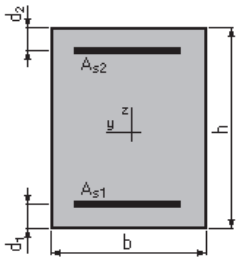
I. Nappe supérieure :

1. Hypothèses:

Béton: fc28 = 35,0 (MPa) **Acier: fe = 500,0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Pas de prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



b = 100,0 (cm)
h = 80,0 (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	128,10	0,00
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	A_{s1} = 9,0 (cm2)	Section théorique	A_{s2} = 0,0 (cm2)
Section minimum	$A_{s\ min}$ = 8,5 (cm2)		
Théorique	ρ = 0,12 (%)		
Minimum	ρ_{min} = 0,11 (%)		

Analyse par Cas:

Cas ELS M_{max} = 128,10 (kN*m) M_{min} = 0,00 (kN*m)
Coefficient de sécurité: 17,49
Position de l'axe neutre: y = 0,5 (cm)
Bras de levier: Z = 74,8 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 1,2 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 21,0 (MPa)
Contrainte de l'acier:
Contrainte limite de l'acier:
$\sigma_{s\ lim}$ = 250,0 (MPa)

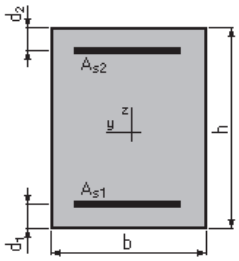
II. Nappe inferieure :

1. Hypothèses:

Béton: fc28 = 35,0 (MPa) **Acier: fe = 500,0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Pas de prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



b = 100,0 (cm)
h = 80,0 (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	151,18	0,00
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	A_{s1} = 9,0 (cm2)	Section théorique	A_{s2} = 0,0 (cm2)
Section minimum	$A_{s\ min}$ = 8,5 (cm2)		
Théorique	ρ = 0,12 (%)		
Minimum	ρ_{min} = 0,11 (%)		

Analyse par Cas:

Cas ELS M_{max} = 151,18 (kN*m) M_{min} = 0,00 (kN*m)
Coefficient de sécurité: 14,82
Position de l'axe neutre: y = 0,5 (cm)
Bras de levier: Z = 74,8 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 1,4 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 21,0 (MPa)
Contrainte de l'acier: σ_s = 250,0 (MPa)
Contrainte limite de l'acier:
$\sigma_{s\ lim}$ = 250,0 (MPa)

Hourdis supérieur (Calcul de Section en Flexion Simple)

I. Nappe supérieure :

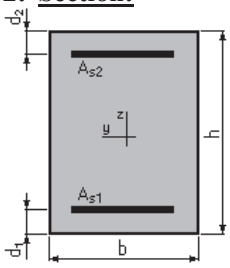
1. Hypothèses:

Béton: fc28 = 35,0 (MPa) **Acier: fe = 500,0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques

- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



b = 100,0 (cm)
h = 35,0 (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	279,52	0,00
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 44,4 (cm2) Section théorique A_{s2} = 0,0 (cm2)
Section minimum $A_{s\,min}$ = 4,1 (cm2)
Théorique ρ = 1,48 (%)
Minimum ρ_{min} = 0,14 (%)

Analyse par Cas:

Cas ELS M_{max} = 279,52 (kN*m) M_{min} = 0,00 (kN*m)
Coefficient de sécurité: 1,00
Position de l'axe neutre: y = 14,4 (cm)
Bras de levier: Z = 25,2 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 15,4 (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)

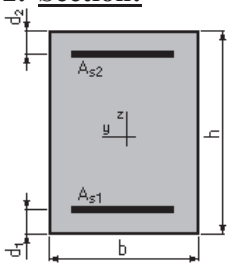
II. Nappe inferieure :

1. Hypothèses:

Béton: fc28 = 35,0 (MPa) **Acier: fe = 500,0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



b = 100,0 (cm)
h = 35,0 (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	188,86	0,00
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 29,2 (cm2) Section théorique A_{s2} = 0,0 (cm2)
Section minimum $A_{s\,min}$ = 4,1 (cm2)
Théorique ρ = 0,97 (%)
Minimum ρ_{min} = 0,14 (%)

Analyse par Cas:

Cas ELS M_{max} = 188,86 (kN*m) M_{min} = 0,00 (kN*m)
Coefficient de sécurité: 1,00
Position de l'axe neutre: y = 12,4 (cm)
Bras de levier: Z = 25,9 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 11,8 (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)

Ferraillage de l'âme (Calcul de Section en Flexion Composée)

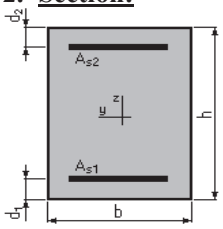
I. Nappe intérieure :

1. Hypothèses:

Béton: fc28 = 35,0 (MPa) **Acier: fe = 500,0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul en poutre
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



b = 100,0 (cm)
h = 50,0 (cm)
d_1 = 5,0 (cm)
d_2 = 5,0 (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N^O	Type	**N** (kN)	**M** (kN*m)
1.	ELS	630,35	183,12

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique $A_{s1} = 6,1$ (cm2) Section théorique $A_{s2} = 0,0$ (cm2)
Section minimum $A_{s\ min} = 5,6$ (cm2)
Théorique $\rho = 0,14$ (%)
Minimum $\rho_{min} = 0,12$ (%)

Analyse par Cas:

Cas N^O 1: Type ELS N = 630,35 (kN) M = 183,12 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,00
Position de l'axe neutre: y = 16,4 (cm)
Bras de levier: Z = 39,5 (cm)
Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 9,5$ (MPa)

Contrainte limite: 0,6 fcj = 21,0 (MPa)

Contrainte de l'acier:
Tendue: σ_S = 248,9 (MPa)
Contrainte limite de l'acier: $\sigma_{S\ lim}$ = 250,0 (MPa)

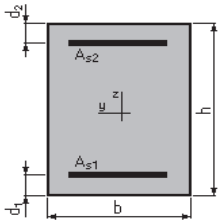
I. Nappe extérieure :

1. Hypothèses:

Béton: fc28 = 35,0 (MPa) **Acier: fe = 500,0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul en poutre
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



b = 100,0 (cm)
h = 50,0 (cm)
d_1 = 5,0 (cm)
d_2 = 5,0 (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N^O	Type	**N** (kN)	**M** (kN*m)
1.	ELS	630,35	257,29

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{S1} = 14,1 (cm2) Section théorique A_{S2} = 0,0 (cm2)
Section minimum $A_{S\ min}$ = 5,6 (cm2)
Théorique ρ = 0,31 (%)
Minimum ρ_{min} = 0,12 (%)

Analyse par Cas:

Cas N^O 1: Type ELS N = 630,35 (kN) M = 257,29 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,00
Position de l'axe neutre: y = 17,9 (cm)
Bras de levier: Z = 39,0 (cm)

Contrainte maxi du béton: σ_b = 11,0 (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)

Ferraillage de la culée

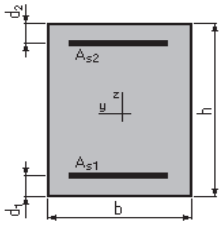
Ferraillage du mur frontal (Calcul de Section en Flexion Composée)

1. Hypothèses:

Béton: fc28 = 30,0 (MPa) **Acier: fe = 500,0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul en poteau
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



b = 100,0 (cm)
h = 175,0 (cm)
d_1 = 5,0 (cm)
d_2 = 5,0 (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N^O	Type	**N** (kN)	**M** (kN*m)
1.	ELS	887,71	-1776,28

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 28,7 (cm2) Section théorique A_{s2} = 28,7 (cm2)
Section minimum $A_{s\,min}$ = 35,0 (cm2) Section maximum $A_{s\,max}$ = 875,0 (cm2)
Théorique ρ = 0,33 (%)
Minimum ρ_{min} = 0,20 (%) maximum ρ_{max} = 5,00 (%)

Analyse par Cas:

Cas N^{O} 1: Type ELS N = 887,71 (kN) M = -1776,28 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,00
Position de l'axe neutre: y = 45,3 (cm)
Bras de levier: Z = 154,9 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 6,1 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 21,0 (MPa)

Contrainte de l'acier:
Tendue: σ_s = 250,0 (MPa)
Comprimée: σ_s' = 80,8 (MPa)
Contrainte limite de l'acier: $\sigma_{s\ lim}$ = 250,0 (MPa)

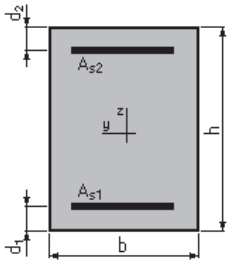
Mur garde grève (Calcul de Section en Flexion Simple)

1. Hypothèses:

Béton: fc28 = 30,0 (MPa) **Acier: fe = 500,0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



b = 100,0 (cm)
h = 40,0 (cm)
d_1 = 5,0 (cm)
d_2 = 5,0 (cm)

3. Moments appliqués:

	M$_{max}$ (kN*m)	**M$_{min}$** (kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	192,38	0,00
Etat **L**imite de **S**ervice	143,95	0,00
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 18,5 (cm2) Section théorique A_{s2} = 0,0 (cm2)
Section minimum $A_{s\,min}$ = 3,8 (cm2)
Théorique ρ = 0,53 (%)
Minimum ρ_{min} = 0,11 (%)

Analyse par Cas:

Cas ELU M_{max} = 192,38 (kN*m) M_{min} = 0,00 (kN*m)
Coefficient de sécurité: 1,00 Pivot: A
Position de l'axe neutre: y = 6,6 (cm)
Bras de levier: Z = 32,4 (cm)
Déformation du béton: ξ_b = 2,31 (‰)
Déformation de l'acier: ξ_s = 10,00 (‰)
Contrainte de l'acier:
Tendue: σ_s = 434,8 (MPa)

Cas ELS M_{max} = 143,95 (kN*m) M_{min} = 0,00 (kN*m)
Coefficient de sécurité: 1,00
Position de l'axe neutre: y = 11,4 (cm)
Bras de levier: Z = 31,2 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 8,1 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 16,2 (MPa)
Contrainte de l'acier:
Tendue: σ_s = 250,0 (MPa)
Contrainte limite de l'acier:
$\sigma_{s\,lim}$ = 250,0 (MPa)

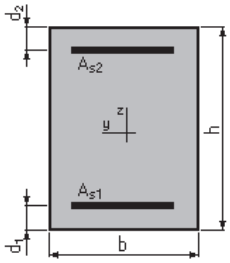
Dalle de transition (Calcul de Section en Flexion Simple)

1. Hypothèses:

Béton: fc28 = 30,0 (MPa) **Acier: fe = 500,0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



b = 100,0 (cm)
h = 30,0 (cm)
d_1 = 5,0 (cm)
d_2 = 5,0 (cm)

3. Moments appliqués:

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	211,79	0,00
Etat **L**imite de **S**ervice	157,55	0,00
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 29,6 (cm2) Section théorique A_{s2} = 0,0 (cm2)
Section minimum $A_{s\,min}$ = 3,2 (cm2)
Théorique ρ = 1,18 (%)
Minimum ρ_{min} = 0,13 (%)

Analyse par Cas:

Cas ELU M_{max} = 211,79 (kN*m) M_{min} = 0,00 (kN*m)
Coefficient de sécurité: 1,00 Pivot: B
Position de l'axe neutre: y = 9,5 (cm)
Bras de levier: Z = 21,2 (cm)
Déformation du béton: ξ_b = 3,50 (‰)
Déformation de l'acier: ξ_s = 5,75 (‰)
Contrainte de l'acier:
Tendue: σ_s = 434,8 (MPa)

Cas ELS M_{max} = 157,55 (kN*m) M_{min} = 0,00 (kN*m)
Coefficient de sécurité: 1,00
Position de l'axe neutre: y = 11,1 (cm)
Bras de levier: Z = 21,3 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 13,3 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 18,0 (MPa)
Contrainte de l'acier:
Tendue: σ_s = 250,0 (MPa)
Contrainte limite de l'acier:
$\sigma_{s\,lim}$ = 250,0 (MPa)

Mur en retour x-x (Calcul de Section en Flexion Simple)

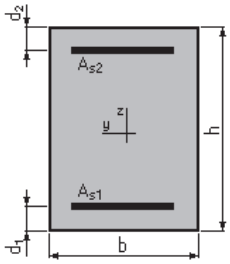
1. Hypothèses:

Béton: fc28 = 30,0 (MPa) **Acier: fe = 500,0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées

- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



b = 100,0 (cm)
h = 40,0 (cm)
d_1 = 5,0 (cm)
d_2 = 5,0 (cm)

3. Moments appliqués:

	M_{max} (kN*m)	**M_{min}** (kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	0,00	0,00
Etat **L**imite de **S**ervice	350,00	0,00
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 47,3 (cm2) Section théorique A_{s2} = 0,0 (cm2)
Section minimum $A_{s\,min}$ = 4,6 (cm2)
Théorique ρ = 1,35 (%)
Minimum ρ_{min} = 0,13 (%)

Analyse par Cas:

Cas ELS M_{max} = 350,00 (kN*m) M_{min} = 0,00 (kN*m)
Coefficient de sécurité: 1,00
Position de l'axe neutre: y = 16,3 (cm)
Bras de levier: Z = 29,6 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 14,5 (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)

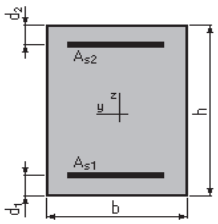
Mur en retour y- y (Calcul de Section en Flexion Composée)

1. Hypothèses:

Béton: fc28 = 30,0 (MPa) **Acier: fe = 500,0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul en poutre
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



b = 100,0 (cm)
h = 40,0 (cm)
d_1 = 5,0 (cm)
d_2 = 5,0 (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N^O	Type	**N** (kN)	**M** (kN*m)
1.	ELS	338,35	126,92

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 9,5 (cm2) Section théorique A_{s2} = 0,0 (cm2)
Section minimum $A_{s\,min}$ = 4,6 (cm2)
Théorique ρ = 0,27 (%)
Minimum ρ_{min} = 0,13 (%)

Analyse par Cas:

Cas N^O 1: Type ELS N = 338,35 (kN) M = 126,92 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,00
Position de l'axe neutre: y = 12,5 (cm)
Bras de levier: Z = 30,8 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 9,2 (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)

Abaque de WALTHER

