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



Mémoire

Pour l'obtention du diplôme d'Ingénieur d'État
Filière : Travaux Publics
Spécialité : Infrastructures de base

Thème

ETUDE ET CONCEPTION D'UN PONT SUR OUED ECHAREF SUR L'EVITEMENT DE MEDJEZ AMAR LA WILAYA DE GUELMA DU PK 81+920 AU PK82+080

Présenté par :

- **Tayebbey Mohamed said**
- **Kouadria Ayyoub**

Encadré par :

- **Mr Babakhouya Youcef**
- **Co-Enc: Mr Hamadi Kamel**

Promotion 2020/2021

© ENSTP-FJ – Garidi – Vieux Kouba

Dédicace

Je dédie ce modeste travail à ***ma très chère mère,*** *qui m'a accompagné durant les moments les plus pénibles de ce long parcours de mon éducation, celle qui a fait preuve de ces plus copieux desseins pour me permettre de goûter le fardeau de ce monde et de chercher la voie de ma vie avec ces précieux conseils, donc je devais incessamment être de grande compétence et motivation. Cependant. Je prie Dieu le Miséricordieux qu'il te portera récompense, car la mienne ne sera guère complète,*

Et te protège et te garde en bonne santé.

A ***mes frères*** *qui a sacrifié sa vie afin de me voir grandir et réussir dans le parcours de l'enseignement. Celui qui est toujours resté à mes côtés dans les moments rudes de ma vie.*

A Mr. Kouadria Ayyoub *le père de mon binôme pour sa disponibilité, ces précieux conseils et motivations qui nous ont gardés sur le droit chemin afin de réaliser ce modeste travail*

A mes meilleurs amis : Abd rahime, Mosaab, Chihab, Setiven, Ayoub, Idris, Akram, Imam, Mouncef, Rida, Mouhamed, Mido, Amine.

A tous ceux qui ont su m'apporter aide et soutien aux moments propices, Je dédie ce travail, reconnaissant et remerciant chaleureusement.

A toute la famille ENSTP : *Etudiants – Enseignants*

TAYEB BEY

Dédicaces

Avant tout, je remercie :

" Le Dieu " de m'avoir donné le courage et la volonté pour réaliser ce travail;

Que je dédie :

À celle qui m'a fait venir au monde, celle qui s'est sacrifiée pour me voir grandir et

réussir, à celle qu'aucune dédicace ne saurait exprimer l'affectation et l'amour queje lui éprouve,

À toi chère Maman

Au guide de ma vie, celui qui a répandu de la lumière sur mon chemin, à celui qui

je ne pourrai jamais révéler mon amour avec de simples mots,

À toi cher papa

À ceux que j'aime tellement: Mes frères

À toute ma famille sans exception,

À toute La famille de l'E.N.S.T.P sans exception surtout mes amis

"BERKANI, AYOUB.KH, CHIHAB, STIVEN, AKRAM, AMINE, MIDO, MOSAAB"

À mon binôme MOHAMED SAÏD et toute sa famille

À tous ceux qui ont contribué de loin ou de près à la réalisation

de ce mémoire,À tous ceux qui m'aiment,À vous…

KOUADRIA Ayyoub

Remerciements

Nous tenons tout d'abord à remercier le bon Dieu de nous avoir guidés et donnés la force et la volonté pour atteindre notre objectif.

Nous tenons ensuite à remercier notre encadreur **Mr. BABAKHOUYA Youcef**, d'avoir su être présent dans les moments les plus rudes de ce stage, de nous avoir consacré son temps pour ouvrir le vaste domaine des travaux publics.
Nous tenons aussi à remercier toute l'équipe de DTP GUELMA. Nous vous remercions de nous avoir accueillis les bras grands ouverts. À d'autres rencontres si Dieu le veut.
Nous remercions également tous les enseignants de l'ENSTP, qui ont assuré notre formation avec pédagogie et patience, ainsi que l'administration de l'école, les responsables de la bibliothèque pour l'aide qu'il nous ont rapporté.

Sans oublier de remercier les membres de l'honorable Jury pour l'intérêt qu'ils ont porté pour présider et examiner ce modeste travail.

ملخص

الهدف من هذا العمل هو تصميم ودراسة منشأ فني يقع بين النقطة الكيلومترية 920 + 81 و النقطة الكيلومترية 080+ 82 بطول 151.6 م هذا المشروع جزء من المشروع الكبير لتهيئة الطريق المزدوجة رقم 20 بين مجاز عمار و واد الزاتي علي طول 30كلم.

أولا، بدأ عملنا ببحث ببليوغرافي حول تأثير الزلزال علي المنشأت الفنية. ثم قدم لكم المشروع وكذلك الموقع الذي سيتم إنشاؤه فيه. بعد ذلك، اقترح 3 تصميمات مختلفة ، مع ذكر التحجيم المسبق ، بالإضافة إلى مزايا وعيوب كل منها. أخيرًا، نختار تصميم المحدد، في النهاية، نقوم بدراسة البنية الفوقية والبنية التحتية من خلال حساب الإجهاد المسبق والدراسة الزلزالية وأبعاد العناصر الهيكلية المختلفة بالرجوع إلى الأظمة المعمول بها في الجزائر وبناءً على برامج الحساب.

الكلمات الدالة: جماليات الأعمال الفنية، الخرسانة مسبقة الإجهاد، جسر منحرف، جسر صندوقي، جسرًا مبنيًا في دعائم متتالية، النمذجة عن طريق برامج حساب، حساب الخرسانة المسبقة الإجهاد.

Résumé :

Le but de ce travail est de faire la conception et l'étude d'un ouvrage d'art situé du PK 81+920 au PK 82+080 d'une longueur de 151.6m,Cet ouvrage est une partie dans un grand projet d'aménagement dans le cadre de la réalisation de dédoublement de la RN 20 entre MEDJEZ AMAR et OUED ZENATI sur 30km.

Tout d'abord, nous avons entamé notre travail par une recherche bibliographique effet sismique sur les ouvrages d'art. Ensuite, nous avons présenté l'ouvrage, ainsi que le site où il sera implanté. En outre, nous avons proposé trois variantes, en mentionnant le prédimensionnement, aussi bien que les avantages et les inconvénients de chacune d'elle. Pour à la fin opter la variante retenue En dernier lieu, 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.

Mots clés : Esthétique, Béton précontraint, pont courbe, pont en caisson, pont construit en encorbellements successifs, modélisation par logiciels de calcul, le calcul de la précontrainte.

Summary :

The purpose of this work is to design and study an engineering structure located from PK 81 + 920 to PK 82 + 080 with a length of 151.6m, This structure is part of a large project of 'development within the framework of the realization of duplication of the RN 20 between MEDJEZ AMAR and OUED ZENATI over 30km.

First, we began our work with a bibliographic search for seismic effect on works of art. Then, we presented the book, as well as the site where it will be located. In addition, we have offered three variations, mentioning the pre-sizing, as well as the advantages and disadvantages of each. To finally opt for the chosen variant. Lastly, we studied the superstructure and the infrastructure through the calculation of the prestressing, the seismic study and the sizing of the various structural elements with reference to the regulations used in Algeria and based on calculation software.

Keywords : Aesthetics, Prestressed concrete, curved bridge, box bridge, bridge built in successive cantilevers, modeling by calculation software, calculation of prestressing.

TABLE DES MATIERES

INTODUCTION GENERALE 1

CHAPITRE I. RECHERCHE BIBLIOGRAPHIQUE SUR EFFET SISMIQUE SUR LES OUVRAGES D'ART

I.1. INTRODUCTION.....2

I.2. CLASSIFICATION DES DOMMAGES.....2

I.3. LES DOMMAGES DES PONTS SOUS L'EFFET SU SEISME..... 3

I.3.1.PONT A POUTRES..... 3

I.3.1.1.ENDOMMAGEMENT PAR CHUTE DE TABLIER 3

I.3.1.2.ENDOMMAGEMENT DES PILES /CULEES..... 4

I.3.2.PONTS-CADRE ET PONTS A BEQUILLES ……..5

I.3.3.PONTS-ARC.....6

I.3.4. PONTS HAUBANES.....6

I.3.5.APPUIS ET JOINTS DE CHAUSSEE 7

I.3.6.CULEES 8

I.3.7.FONDATIONS PROFONDES.....8

I.3.8.EFFET DE SITE 9

I.4.CONCLUSION……10

CHAPITRE II. PRESENTATION DU PROJET

II.1. INTRODUCTION 11

II.2. PRESENTATION DU PROJET….....11

II.2.1. OBJECTIF ET SITUATION DU PROJET 11

II.2.2. L'OBSTACLE A FRANCHIR 11

II.3. LES DONNEES DE PROJET.....11

II.3.1. LES DONNÉES FONCTIONNELLES 11

II.3.2. LES DONNÉES NATURELLES 13

II.3.2.1. TOPOGRAPHIE 13

II.3.2.2. GEOLOGIE 13

II.3.2.3. GEOTECHNIQUE.....13

II.3.2.4. SISMICITE DU SITE 14

II.3.2.5. SITUATION CLIMATOLOGIQUE ……....14

II.4. CONCLUSION 15

CHAPITRE III. CONCEPTION ET PRE-DIMENSIONEMENT

III.1. INTRODUCTION 16

III.2. LES POINTS ESSENTIELS DU CHOIX DE TYPE D'OUVRAGE 16

III.3.PROPOSITION DES VARIANTES 16

III.3.1. VARIANTE 1 : « PONT MIXTE BIPOUTRE » ……...17

III.3.1.1.CONCEPTION LONGITUDINALE 17

III.3.1.2.CONCEPTION TRANSVERSALE 17

III.3.1.3.CONCEPTION DES POUTRES PRINCIPALES …….…….17

III.3.1.4. CONCEPTION DES ENTRETOISES ……...18

III.3.1.5. CHOIX DE LA NUANCE D'ACIER …….……...18

III.3.1.6. LA CONNEXION ENTRE LA DALLE ET LA CHARPENTE METALLIQUE……...……18

III.3.1.7. LES INCONVENIENTS DE CETTE VARIANTE ……..18

III.3.18. LES AVANTAGES DE CETTE VARIANTE ……...18

III.3.2.VARIANTE 2 : « PONT VOUSSOIRS EN BETON PRECONTRAINT CONSTRUIT PAR ENCORBELLEMENTS SUCCESSIFS PREFABRIQUES » ……...20

III.3.2.1.DECOUPAGE DES VOUSSOIRS …….. …..20

III.3.2.2.CONCEPTION TRANSVERSALE ……....20

III.3.2.3.CONSTRUCTION……....21

III.3.2.4.LES INCONVENIENTS DE CETTE VARIANTE …….....21

III.3.2.5. LES AVANTAGES DE CETTE VARIANTE ……..……...21

III.3.3.VARIANTE 3 : PONT A POUTRES EN BETON PRECONTRAINT……....23

III.3.3.1.CONCEPTION LONGITUDINALE ……...23

III.3.3.2. CONCEPTION TRANSVERSALE ……...23

III.3.3.3.LES INCONVENIENTS DE CETTE VARIANTE……...23

III.3.3.4.LES AVANTAGES DE CETTE VARIANTE……... ..24

III.4.ANALYSE MULTICRITERES ……..26

III.4.1.L'ECONOMIE……....26

III.4.2. L'ENTRETIEN……...26

III.4.3.L'EXECUTION……...26

III.5.DEVIS ESTIMATIF ET QUANTITATIF DES TROIS VARIANTES……...27

III.6.CHOIX DE LA VARIANTE……....29

III.7.CONCLUSION……29

CHAPITRE IV. HYPOTHESE DE CALCUL

IV.1. INTRODUCTION 30

IV.2. NORMES ET REGLES DE CALCUL 30

IV.3. CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX 30

IV.3.1. BETON 30

IV.3.2. ARMATURES 31

IV.3.2.1. ARMATURES PASSIVES 31

IV.3.2.2. ARMATURES ACTIVES 32

IV.3.3. CONTRAINTES ADMISSIBLES 32

IV.3.3.1. BETON 32

IV.3.3.2. ARMATURES 33

IV.4. CONCLUSION 34

CHAPITRE V. CARACTERISTIQUS GEOMETRIQUES

V.1. INTRODUCTION 35

V.2. CARACTERISTIQUES DU TABLIER 35

V.3. SECTIONS TRANSVERSALES DE POUTRE 35

V.4. DÉTERMINATION DES CARACTÉRISTIQUES GÉOMÉTRIQUES DE LA POUTRE 36

V.5. CONCLUSION 39

CHAPITRE VI. CHARGES ET SURCHARGES

VI.1. INTRODUCTION 40

VI.2. EVALUATION DES ACTIONS 40

VI.2.1. CALCULE DES CHARGES PERMANENTES 40

VI.2.2. CHARGES PERMANENTES COMPLÉMENTAIRES 41

VI.3. EVALUATION DES ACTIONS DUES AU TRAFIC 42

VI.3.1. LES CARACTÉRISTIQUES DE PONT 42

VI.3.2. LES SYSTEMES DE CHARGE A CONSIDERER 43

VI.3.2.1. SYSTEME DE CHARGE AL 43

VI.3.2.2. SYSTEME DE CHARGE B 45

VI.3.2.3. SYSTEME MC120 48

VI.3.2.4. SYSTEME D 240 « CHARGE EXCEPTIONNELLES » 49

VI.4. EFFORTS DE FREINAGE 50

VI.4.1. SYSTEME DE CHARGE BC 50

VI.4.2. SYSTEME DE CHARGE AL 50

VI.5. COMBINAISON D'ACTIONS 50

VI.6. CONCLUSION 51

CHAPITRE VII. MODELISATION DU TABLIER

VII.1. INTRODUCTION.....52
VII.2. MODELISATION DE L'OUVRAGE 52
VII.3. MODELISATION DES ELEMENTS DE L'OUVRAGE.....52
VII.4.LES CHARGES APPLIQUEES 54
VII.5.LES RESULTATS.....54
VII.6. CONCLUSION.....56

VIII CHAPITRE ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

VIII.1.INTRODUCTION 57
VIII .2.DONNEES DE CALCUL 57
VIII.3.PRECONTRAINTE PAR POST-TENSION 58
VIII.4. DIMENSIONNEMENT DE LA PRECONTRAINTE 58
VIII.4.1. VALEUR MINIMALE DE LA PRECONTRAINTE EN SERVICE 58
VIII.4.2. DETERMINATION DU NOMBRE DE CABLE 59
VIII.4.3. PRE-VERIFICATION DES CONTRAINTES 59
VIII.5. TRACE DES CABLES DE PRECONTRAINTE.....60
VIII.5.1. PRINCIPE.....60
VIII.5.2. DETERMINATION DU TRACE.....61
VIII.6. CALCUL DES PERTES 64
VIII.6.1. PERTES DE TENSION INSTANTANEES 64
VIII.6.1.1. PERTES PAR FROTTEMENT 64
VIII.6.1.2. PERTES DUES AU RECUL D'ANCRAGE.....65
VIII.6.1.3. PERTES PAR DEFORMATION INSTANTANEE DU BETON 66
VIII.6.2. PERTES DIFFEREES 66
VIII.6.2.1. PERTES PAR RETARAIT.....67
VIII.6.2.2. PERTE PAR FLUAGE.....67
VIII.6.2.3. PERTE PAR RELAXATION.....67
VIII.6.3. PERTES TOTALES.....68
VIII.7. *VERIFICATION DES CONTRAINTES*.....*68*
VIII.7.1. LIMITATION DES CONTRAINTES.....68
VIII.7.2. CARACTERISTIQUES NETTES DES SECTIONS.....69
VIII.7.3. JUSTIFICATIONS DE LA POUTRE A L'ELS.....69
VIII.7.3.1. JUSTIFICATION DES CONTRAINTES NORMALES.....70
VIII.7.3.2. JUSTIFICATION DES CONTRAINTES TANGENTIELLES.....71

VIII.7.3.3. ARMATURES DES ZONES TENDUES……72
VIII.7.4. JUSTIFICATIONS DE LA POUTRE A L'ELU……..73
VIII.8. CONCLUSION……..74

CHAPITRE IX. ETUDE DU TABLIER

IX.1.INTRODUCTION..... 75
IX.2. FLECHES ET CONTRE FLECHES 75
IX.3. ETUDE DE L'ENTRETOISE 77
IX.3.1.PRINCIPE DE FERRAILLAGE.....77
IX.3.2. EVALUATION DES EFFORTS 77
IX.3.3. FERRAILLAGE……78
IX.3.3.1. FERRAILLAGE NAPPE SUPERIEURE……..78
IX.3.3.2. FERRAILLAGE NAPPE INFERIEURE……...78
IX.3.3.3. CADRES TRANSVERSALES (EFFORT TRANCHANT)……..79
IX.4. ETUDE DE L'HOURDIS……..79
IX.4.1. FERRAILLAGE……...81
IX.4.1.1. FERRAILLAGE NAPPE SUPERIEURE (SUR APPUI)……..81
IX.4.1.2. FERRAILLAGES NAPPE INFERIEURE (MI-TRAVEE)……...81
IX.5. ARMATURE PASSIF TRANSVERSALE DES POUTRE……..81
IX.5.1. ARMATURE DE PEAU……..81
IX.6. EQUIPEMENT DU TABLIER……..……82
IX.6.1. APPAREIL D'APPUI…….....……82
IX.6.1.1. CHOIX DE TYPE D'APPAREIL D'APPUI……...82
IX.6.1.2. DIMENSIONNEMENT D'APPAREIL D'APPUIS……82
IX.6.1.3. VERIFICATION DES APPAREILS D'APPUIS……84
IX.6.2. DES D'APPUIS…….……..85
IX.6.2.1. DIMENSIONNEMENT DES APPUIS……85
IX.6.2.2. FERRAILLAGE DES APPUIS……86
IX.6.3. JOINT DE CHAUSSÉE……..87
IX.7. CONCLUSION……...87

CHAPITRE X. ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

X.1.INTRODUCTION .....…..88
X.2. ETUDE SISMIQUE…… ……88

X..2.1. CARACTERISTIQUES DE L'OUVRAGE RELATIVES A L'ETUDE SISMIQUE ……..88

X.2.2.METHODE DE CALCUL ……...88

X.2.3. PROGRAMME UTILISE ……88

X.2.4. SPECTRE DE REPONSE……89

X.2.5. PERIODE PROPRE ……90

X.2.6. EVALUATION DES SOLLICITATIONS SISMIQUES LONGITUDINAL ……90

X.2.7. EVALUATION DES SOLLICITATIONS SISMIQUES TRANSVERSAL ……..90

X.2.8. COMBINAISON D'ACTIONS A L'ETAT LIMITE ACCIDENTELLE (ELA) …91

X.3. ETUDE DE CHEVETRE ……91

X.3.1. DIMENSIONNEMENT A LA FLEXION ……...91

X.3.2. ARMATURES TRANSVERSALES ……..92

X.3.3. DIMENSIONNEMENT A LA TORSION ……93

X.4. ETUDE DE LA PILE ……94

X.4.1. CONCEPTION DE LA PILE /DOCUMENTS SETRA……94

X.4.2. DESCEND DES CHARGES……95

X.4.2.1. COMBINAISON DES EFFORTS……...95

X.4.3. ETUDE DES FUTS……96

X.4.3.1. VERIFICATION DE FLAMBEMENT DE FUT……96

X.4.3.2. DESCEND DES CHARGES……96

X.4.3.3. COMBINAISON DES EFFORTS……96

X.4.3.4. FERRAILLAGE DES FUTS……97

X.4.4. ETUDE DE LA SEMELLE……98

X.4.4.1. EVALUATION DES EFFORTS……..98

X.4.4.2. Ferraillage de la semelle……...98

X.4.5. ETUDE DES PIEUX……. 100

X.4.5.1. NOMBRE DES PIEUX……. 100

X.4.5.2. EFFORT REVENANT A CHAQUE PIEU……. 100

X.4.5.3. ACTIONS SUR LES PIEUX……... 101

X.4.5.4. FERRAILLAGE DES PIEUX …… 102

X.5. ETUDE DE LA CULEE…….. 102

X.5.1. PREDIMENSIONNEMENT DE LA CULEE…… 102

X.5.2. DESCEND DES CHARGES…….. ……103

X.5.3. COMBINAISON DES EFFORTS……104

X.5.4. ETUDE DU MUR FRONTAL……104

X.5.4.1. DESCEND DES CHARGES……...104

X.5.4.2. COMBINAISON DES EFFORTS……...105
X.5.4.3. EVALUATION DES EFFORTS…….105
X.5.4.4. FERRAILLAGE DU MUR FRONTAL……..105
X.5.5. ETUDE DU MUR GARDE GREVE…….106
X.5.5.1. CALCUL DES SOLLICITATIONS……106
X.5.5.2. FERRAILLAGE DU MUR GARDE GREVE…….107
X.5.6. ETUDE DE LA DALLE DE TRANSITION…….107
X.5.6.1. EVALUATION DES EFFORTS……..107
X.5.6.2. COMBINAISON D'ACTIONS SUR LA DALLE DE TRANSITION……108
X.5.6.3. FERRAILLAGE DE LA DALLE DE TRANSITION……..108
X.5.7. ETUDE DU CORBEAU D'APPUI DE LA DALLE DE TRANSITION……...108
X.5.7.1. EVALUATION DES EFFORTS……...108
X.5.7.2. COMBINAISON D'ACTIONS SUR LE CORBEAU……..109
X.5.7.3. FERRAILLAGE DU CORBEAU…….109
X.5.8. ETUDE DES MURS EN RETOUR…….109
X.5.8.1. FERRAILLAGE DU MUR EN RETOUR……..109
X.5.9. ETUDE DE LA SEMELLE…….110
X.5.9.1. EVALUATION DES EFFORTS……...110
X.5.9.2. FERRAILLAGE DE LA SEMELLE…….110
X.5.10. ETUDE DES PIEUX……...111
X.5.10.1. NOMBRE DES PIEUX…….111
X.5.10.2. EFFORT REVENANT A CHAQUE PIEU……...112
X.5.10.3. ACTIONS SUR LES PIEUX…….112
X.5.10.4. FERRAILLAGE DES PIEUX……113
X.6. CONCLUSION……..114
CONCLUSION GENERALE ……. 115
BIBLIOGRAPHIE
ANNEXES

LISTE DES FIGURES

Figure I.1- Chute du tablier d'un pont lors du tremblement de terre de Kobe en 1995.....3
Figure I.2- Déplacement latéral du tablier et chute des appuis sur la palée d'un pilier à (Kobe,1995). 4
Figure I.3- Ruine de piles de pont en béton armé "Kobe en 1995".....4
Figure I.4- Voilement d'une pile métallique ronde "Kobe en 1995"……..…...5
Figure I.5- Ruine à l'effort tranchant d'une pile de pont en béton armé "Kobe en 1995"..…5
Figure I.6- Pont-arc en pierres naturelles endommagé "Turquie 1998". 6
Figure I.7- Appui longitudinal écrasé, sur la culée d'un pont-poutre, Boumerdès 2003…….7
Figure I.8-Joints de chaussée endommagés "Taiwan 1999"……7
Figure I.9- Tassement derrière la culée d'un pont à Boumerdès, "Algérie 2003"……...8
Figure I.10-Dommage observé sur une tête de pieux……..9
Figure I.11- Tassements généralisés causés par la liquéfaction du sol autour de la dalle de fondation sur pieu d'une pile de pont, Kobe, 1995.……9
Figure I.12- Effondrement du tablier du à la liquéfaction du sol (Hyogoken-Nanbu, Japon, 1995)…….10

Figure II.1- Situation du projet sur google Maps 11
Figure II.2- Tracé en plan de la voie portée..... 12
Figure II.3- Profil en long de la voie portée..... 12
Figure II.4- Profil en travers de la voie portée 13
Figure II.5- Plan d'implantation des sondages. 14

Figure III.1- Coupe transversale d'un tablier bipoutre 17
Figure III.2- Notations des dimensions.....21

Figure IV.1- Diagramme contraintes déformations..... 31
Figure IV.2- Limitation des contraintes des sections en BP 34

Figure V.1- Caractéristiques du tablier..... 35
Figure V.2- les sections transversales de la poutre..... 36
Figure V.3- section d'about sans hourdis 37
Figure V.4- section d'about avec hourdis 37
Figure V.5- section médiane sans hourdis. 38
Figure V.6- : section médiane avec hourdis. 38
Figure V.7- section intermédiaire sans hourdis..... 39
Figure V.8- section intermédiaire avec hourdis 39

Figure VI.1- Vue longitudinale de la poutre représente la variation de la section transversale.40
Figure VI.2- La largeur roulable et la largeur chargeable 42
Figure VI.3- Système de charge Bc.....45
Figure VI.4- Système de charge Bt.....47
Figure VI.5- Système de charge Br 48
Figure VI.6- Système de charge Mc 120 49
Figure VI.7- Système de charge D240..... 49

Figure VII.1- Modèle 3D de la poutre.....52
Figure VII.2- Les 7 poutres qui constituent le tablier 53
Figure VII.3- Modèle dalle avec un maillage imposé 53
Figure VII.4- Modèle poutres+dalle avec un maillage imposé.....53

Figure VII.5- Moment max sous l'effet du poids propre de la poutre 54
Figure VII.6- Moment max sous l'effet de la charge permanente 54
Figure VII.7- Moment max sous la combinaison la plus défavorable à l'ELS 55
Figure VII.8- Moment max sous la combinaison la plus défavorable à l'ELU 55
Figure VII.9- Effort tranchant max sous la combinaison la plus défavorable à l'ELS 56
Figure VII.10- Effort tranchant max sous la combinaison la plus défavorable à l'ELU 56

Figure VIII.1- Géométrie des câbles 61
Figure VIII.2- Dispositions constructives des câbles de précontrainte 61
Figure VIII.3- Dimensions et dispositions des plaques d'ancrage 62
Figure VIII.4- Tracé d'un câble 63
Figure VIII.5- L'angle de déviation des câbles 63
Figure VIII.6- Frottements le long du câble lors de la mise en tension 65
Figure VIII.7- Diagramme des contraintes à mi travée 72

Figure IX.1- Flèche max de la poutre due à poids propre 75
Figure IX.2- Contre flèche max de la poutre due à la mise en tension de la précontraintes ... 76
Figure IX.3- Flèche max de la poutre à ELS 76
Figure IX.4- Modélisation de l'entretoise 77
Figure IX.5- Diagramme de moment pour l'entretoise 78
Figure IX.6- Diagramme d'effort tranchant pour l'entretoise 78
Figure IX.7- Ferraillage de l'entretoise 79
Figure IX.8- Moment -Dalle ELS 80
Figure IX.9- Moment -Dalle ELU 80
Figure IX.10- Ferraillage de la dalle 81
Figure IX.11- Ferraillage de la poutre 82
Figure IX.12- Ferraillage DES APPUIS 87

Figure X.1- Vue en 3D. 89
Figure X.2- Spectre de réponse horizontale Sae/g. 89
Figure X.3- Modèle de calcul 91
Figure X.4- Les moments Mmax ELS sur le chevêtre avec le logiciel. 92
Figure X.5- Effort tranchant Max- ELU sur le chevêtre avec le logiciel 92
Figure X.6- Ferraillage du chevêtre 94
Figure X.7- Dimensions de la pile 94
Figure X.8- Ferraillage des futs 98
Figure X.9- coupe transversal 98
Figure X.10- Ferraillage semelle 100
Figure X.11- Ferraillage des pieux 102
Figure X.12- Les dimensions des éléments de la culée 103
Figure X.13- Modèle de calcul mur en retour avec le logiciel 109
Figure X.14- coupe transversal 110
Figure X.15- Ferraillage des éléments de la culée 114

LISTE DES TABLEAUX

Tableau III.1- Prédimensionnement des poutres métalliques. 17
Tableau III.2- Pré-dimensionnement des pièces de pont 18
Tableau III.3- Les dimensions des différentes composantes des voussoirs 20
Tableau III.4- Dimensionnement du VIPP 23
Tableau III.5- Devis estimatif de la première variante 27
Tableau III.6- Devis estimatif de la deuxième variante 28
Tableau III.7- Devis estimatif de la troisième variante 28

Tableau IV.1-Contraintes admissibles à la compression de béton 33
Tableau IV.2- Contraintes admissibles de traction des armatures passives 33

Tableau V.1- Formules de détermination des Caractéristiques géométriques de la poutre 36
Tableau V.2-. Caractéristiques géométriques de la poutre d'about sans hourdis. 37
Tableau V.3- Caractéristiques géométriques de la poutre d'about avec hourdis. 37
Tableau V.4- Caractéristiques géométriques de la poutre médiane sans hourdis. 38
Tableau V.5- Caractéristiques géométriques de la poutre médiane avec hourdis 38
Tableau V.6- Caractéristiques géométriques de la poutre intermédiaire 39
Tableau V.7- Caractéristiques géométriques de la poutre intermédiaire 39

Tableau VI.1- Calcul du poids de la poutre. 40
Tableau VI.2-. Les valeurs des charges permanentes 42
Tableau VI.3- Le coefficient a1 en fonction de la classe du pont et les voies chargées. 44
Tableau VI.4- Valeurs du chargement A(l). 45
Tableau VI.5- Coefficients bc 46
Tableau VI.6- Les coefficients de majoration dynamique Bc. 46
Tableau VI.7- Coefficients bt 47
Tableau VI.8-Les coefficients de majoration dynamique Bt 47
Tableau VI.9- Les coefficients de majoration dynamique Br. 48
Tableau VI.10-. Le coefficient de majoration dynamique Mc 120. 49
Tableau VI.11- Les résultats de l'effort de freinage du système A(l). 50
Tableau VI.12- Combinaisons de charges réglementaires 50

Tableau VIII.1- Données de dimensionnements de la précontrainte 57
Tableau VIII.2-. Calcul de PMIN. 59
Tableau VIII.3- Détermination du nombre de câble 59
Tableau VIII.4- Caractéristiques et résultats de chaque vérification des contraintes 60
Tableau VIII.5- Disposition des câbles sur les deux sections 62

Tableau VIII.6- Caractéristiques du tracé des câbles. 64
Tableau VIII.7- Valeurs des pertes dues aux frottements.....65
Tableau VIII.8- Valeurs des pertes dues au recul à l'ancrage ……..65
Tableau VIII.9- Valeurs des Pertes par déformation instantanée du béton. 66
Tableau VIII.10-. Valeur des Pertes par fluage.....67
Tableau VIII.11- Pertes par relaxation 68
Tableau VIII.12- Pertes totales.....68
Tableau VIII.13-. Limitation des contraintes.....68
Tableau VIII.14- Caractéristiques nettes des sections. 69
Tableau VIII.15- Caractéristiques de chaque phase de vérification. 69
Tableau VIII.16- Vérification des contraintes normales Phases 1 et 2.....70
Tableau VIII.17- Vérification des contraintes normales Phases 3 et 4.....70
Tableau VIII.18-. Effort de précontrainte.....71
Tableau VIII.19- Contrainte tangentielle. 72
Tableau VIII.20- Détermination l'angle βu. 73
Tableau IX.1- Dimensions de l'appareil d'appui. 83
Tableau X.1- Evaluation des sollicitations sismiques longitudinal.. 90
Tableau X.2-. Evaluation des sollicitations sismiques transversal. 90
Tableau X.3- Les sollicitations des différentes composantes du mouvement d'ensemble.....91
Tableau X.4- Ferraillage du chevêtre 92
Tableau X.5- Hauteurs des piles.....94
Tableau X.6- Evaluations des efforts statiques de la pile.. 95
Tableau X.7-. Combinaisons d'actions à l'ELS. 95
Tableau X.8- Combinaisons d'actions à l'ELU. 95
Tableau X.9- Efforts appliqués à la semelle de la pile 96
Tableau X.10- Combinaisons d'actions à l'ELS. 96
Tableau X.11- Combinaisons d'actions à l'ELU..... 97
Tableau X.12-. Combinaisons des efforts. 97
Tableau X.13- Les dimensions des éléments de la culée. 102
Tableau X.14- Evaluations des efforts statiques de la culée..... 103
Tableau X.15- Combinaisons des efforts à ELS.. 104
Tableau X.16- Combinaisons des efforts à ELU. 104
Tableau X.17- Sollicitations sur mur frontal..... 104
Tableau X.18- Combinaisons des efforts à ELS. 105
Tableau X.19- Combinaisons des efforts à ELU.....105
Tableau X.20- Evaluation des efforts pour la dalle de transition..... 107
Tableau X.21- Combinaisons des moments et efforts tranchants pour la dalle de transition.108

LISTE DES ABREVIATIONS

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

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

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

VIPP : viaduc à traveés indépendantes à poutres préfabriquées précontraintes par post-tension.

BAEL : Béton armé aux états limites.

BPEL : Béton précontraint aux états limites.

VSP : Voussoir sur pile.

VC : Voussoir courant.

fe : La limite d'élasticité des aciers passifs.

HA : Aciers à haute adhérence.

.fprg : Résistance de rupture garantie.

fpeg : Résistance limite élastique garantie.

σsup : Contrainte dans la fibre supérieure de la section.

σinf : Contrainte dans la fibre inférieure de la section.

σbc : Contrainte de compression admissible.

σbt : Contrainte de traction admissible.

E : Module d'élasticité longitudinale.

Δσinst : La perte de tension instantanée.

Δσdiff : La perte de tension différée.

FL : Force sismique longitudinale.

FT : Force sisimique transversale.

HT : Force induit par la variation de la température.

Hflv : Force induit par les effets du retrait et du fluage.

Kad : Coefficient de poussée.

INTRODUCTION GENERALE

INTRODUCTION GENERALE

Le développement de l'infrastructure de transport (réseau routier, réseau ferroviaire) nécessite généralement la construction d'un grand nombre d'ouvrages d'arts tels que : les ponts. D'une façon générale, un pont est un ouvrage d'art en élévation construit in situ, permettant à une voie de circulation de franchir un obstacle naturel (vallée, oued, rivière,), artificiel (barrages, …) ou une autre voie de circulation.

Le thème de notre projet de fin d'étude est la conception et l'étude d'un pont situé entre le PK 81+920 et le PK82+080 d'une longueur de 150.8 m, de la RN20. Cet ouvrage est une partie dans un grand projet d'aménagement dans le cadre de la réalisation de dédoublement de la RN20 entre MEDJEZN AMAR et OUED ZENATI sur 30km. 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 prédimensionnement 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 effet sismique sur les ouvrages d'art.

On passera ensuite à la présentation de l'ouvrage, ainsi que le prédimensionnement 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 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
EFFET SISMIQUE SUR LES OUVRAGES D'ART

I.1. INTRODUCTION :

Le séisme est un phénomène imprévisible et aléatoire. Il est certainement mieux maîtrisé de nos jours mais nous échappe très souvent.

L'ingénieur concepteur aura beau utiliser des méthodes de calcul avec une probabilité minimale de dépassement d'un état de dommage, mais le risque de dépassement est toujours envisageable.

Parfois, l'effondrement des ponts est dû, non pas à cause des erreurs de calcul ou de dépassement de forces ou de contraintes, mais à des défauts de réalisation; soient des vices de 2construction lors de la réalisation ou du manque de moyens, ou parfois une combinaison des deux. Dans tous les cas, les vies humaines ne sont pas à l'abri contre un événement sismique.

Malheureusement, c'est à partir d'observations post sismiques que les calculs sont améliorés et de nouvelles techniques sont développées, car chaque séisme majeur ramène avec lui son lot de cas de dommages et de pathologies.

En raison des mouvements rapides du sol au cours d'un séisme, les ponts peuvent être amenés à osciller dans le sens vertical ou horizontal. Si la sismicité est faible à moyenne, l'excitation verticale est en général absorbée sans problème car les ponts sont conçus en premier lieu pour les charges verticales (poids propre et charge d'exploitation). L'excitation horizontale, quant à elle, conduit souvent à des sollicitations nettement plus grandes que toutes les autres actions; la vulnérabilité dans le sens longitudinal est plus grande que dans le sens transversal, particulièrement pour les ponts à poutres.

L'analyse des événements sismiques passés montre que les structures des ponts peuvent être sollicitées par deux chargements sismiques. Le premier chargement étant sous forme d'une sollicitation directe provenant des mouvements du sol (accélération, vitesse, amplitude des déplacements, amplification, durée d'événement…), tandis que le deuxième chargement se manifeste comme étant une sollicitation indirecte (glissement de terrain, liquéfaction de sol…).

I.2. CLASSIFICATION DES DOMMAGES :

Les renseignements tirés à partir des séismes précédents, qui ont secoué ces dernières années une partie du globe terrestre permettent de classer les dommages et désordres, subits par les ponts, comme suit :

- D1 : Effondrement
  - Rupture des appareils d'appuis.
  - Perte d'appuis.
- D2 : Dommages majeurs
  - Éclatement du béton des colonnes ou flambement des armatures sur une longueur excédant le diamètre de la colonne.
  - Sévères dommages aux appuis articulés.
  - Perte d'appuis articulés.
- D3 : Dommages modérés
  - Éclatement du béton des colonnes ou fissuration par cisaillement produite sans flambement d'armatures.

- Dommages dans la zone butée-pilier.
- Dommages substantiels des joints.

➢ D4 : Dommages mineurs

- Aucun dommage d'effondrement structural ou réparation facile des dommages.
- Léger éclatement du béton des colonnes.
- Fissures étroites dans les colonnes.
- Fissures dans les zones d'appuis articulés.

➢ D5 : Aucun dommage

I.3. LES DOMMAGES DES PONTS SOUS L'EFFET SU SEISME :

I.3.1. Pont à poutres :

I.3.1.1. Endommagement par chute de tablier :

Le cas typique de dommage des ponts à poutres est la chute du tablier en raison de zones d'appui trop courtes dans le sens longitudinal. La figure I.1, prise après le tremblement de terre de Kobe au Japon en 1995, en montre un exemple. Les ponts constitués d'une poutre simple, comme les ponts à poutres préfabriquées, sont particulièrement sujets à l'effondrement du tablier lors de séismes.



Figure I.1 : Chute du tablier d'un pont lors du tremblement de terre de Kobe en 1995.

Les poutres continues peuvent également s'effondrer aux culées et aux joints de dilatation sur des piles intermédiaires (Figure I.1).

La figure I.2 montre des éléments porteurs déplacés latéralement à l'endroit d'un joint de dilatation, et tombés depuis les appuis sur le banc d'appui constitué par la palée des piles, sans s'écrouler complètement.



Figure I.2 : Déplacement latéral du tablier et chute des appuis sur la palée d'un pilier à (Kobe,1995).

L'effondrement de tabliers conduit en général à des dommages corporels et à la ruine totale du pont occasionnant une longue interruption du trafic jusqu'à ce que le pont soit réparé ou remplacé. Si les poutres ne tombent que des appuis sur le banc d'appui (Figure I.2), le pont peut souvent être remis en place avec des moyens limités. Il peut surtout dans ce cas être remis en fonction assez rapidement avec des appuis provisoires.

I.3.1.2. Endommagement des piles /culées :

Le deuxième cas typique de dommage des ponts à poutres est l'endommagement des piles, allant jusqu'à l'effondrement. Cela concerne particulièrement les piles en béton armé dimensionnées de manière conventionnelle, avec une armature transversale faible, un grand espacement des étriers par rapport aux sections de l'armature longitudinale.



Figure I.3 : Ruine de piles de pont en béton armé "Kobe en 1995".

Pour les piles en acier, des instabilités dangereuses peuvent survenir dans le pourtour de la pile. Elles peuvent conduire à une rupture fragile sans dissipation d'énergie significative par déformation plastique.



Figure I.4 : Voilement d'une pile métallique ronde "Kobe en 1995".

Des piles intermédiaires relativement courtes sont particulièrement exposées au danger. En raison de leur grande rigidité elles encaissent d'une part les forces horizontales des éléments porteurs du pont, et d'autre part elles présentent, en raison de leur faible hauteur, un rapport défavorable des sollicitations entre efforts tranchants et moments fléchissant conduisant souvent à une rupture fragile par cisaillement.



Figure I.5 : Ruine à l'effort tranchant d'une pile de pont en béton armé "Kobe en 1995".

I.3.2. Ponts-cadre et ponts à béquilles :

Les ponts-cadre monolithiques se caractérisent par un comportement parasismique en général favorable. Ils n'ont pas les points faibles typiques des ponts-poutres tels qu'appuis, zones d'appui insuffisantes. Les dommages possibles sont dus à des déplacements des fondations ou à des torsions, ainsi qu'à des tassements des remblais de chaussée de part et

d'autre du pont. Les ponts-cadre dont les parois latérales sont relativement hautes peuvent être menacés par la pression accrue du sol de la même manière que les grands murs de soutènement.

Les ponts à béquilles peuvent être classés sur le plan du comportement parasismique entre les ponts-poutres et les ponts-cadre.

I.3.3. Ponts-arc :

Les ponts-arc sont dotés d'une rigidité longitudinale relativement élevée et réagissent de manière sensible aux déplacements relatifs des naissances des arcs. Sous secousses sismiques, les deux fondations sont stimulées de manière asynchrone. L'allongement et le raccourcissement cycliques de la travée de l'arc peuvent provoquer des dommages, allant de la chute des pierres en clef de voûte, (Figure I.6), jusqu'à l'effondrement de l'arc. Pour les ponts-arc avec tablier surélevé, il y a danger d'effondrement du tablier comme pour les ponts-poutres.



Figure I.6 : Pont-arc en pierres naturelles endommagé "Turquie 1998".

I.3.4. Ponts haubanés :

Les ponts haubanés présentent en général, des formes de l'oscillation fondamentale caractérisées par des périodes de vibration relativement grandes dans les sens longitudinal et transversal. Ils peuvent être amenés à osciller avec une grande amplitude lors de séismes importants. Cela conduirait à la chute du tablier aux culées ou à l'endroit de joints intermédiaires. De plus, le tablier peut heurter les pylônes.

Plusieurs ponts haubanés de grande envergure ont été soumis à de très importants mouvements de terrain lors du tremblement de terre de Kobe en 1995. Ils ont résisté au séisme sans grands dommages, étant placés dans une classe d'ouvrage supérieure. Ils ont été dimensionnés et construits selon les concepts modernes du génie parasismique. Dans certains cas, il y a eu des dommages aux appuis et aux ancrages des haubans.

Lors du séisme de Chi-Chi à Taiwan en 1999, le premier cas mondial de dégât majeur sur un pont haubané suite à un séisme a été observé. L'élément porteur du pont de Gi-Lu long de 240 m a heurté la culée, provoquant des dommages majeurs ; en particulier, un hauban a été détruit.

I.3.5. Appuis et joints de chaussée :

Des dommages ont souvent été observés aux appuis fixes lorsque la structure porteuse d'un pont est fixée dans le sens longitudinal. Le va-et-vient dans le jeu de l'appui fixe provoque des forces de choc très importantes qui peuvent facilement endommager l'appui.



Figure I.7 : Appui longitudinal écrasé, sur la culée d'un pont-poutre, Boumerdès 2003.

En cas d'appui longitudinal fixe, il faut s'attendre en général à l'effondrement du tablier, après destruction de l'appui longitudinal dans la phase initiale du tremblement de terre. Si la chute du tablier peut être évitée, les dommages restent faibles. La figure I.8 montre des joints de chaussée d'un pont-poutre endommagé aux culées, du fait des déplacements horizontaux importants entre le tablier et la culée. Selon l'ampleur des dégâts, le pont peut encore être utilisé immédiatement après un séisme (cas de gauche sur la figure I.8), ou il peut être muni d'un élément adéquat, par exemple une plaque métallique provisoire, comme à droite sur la figure I.8.

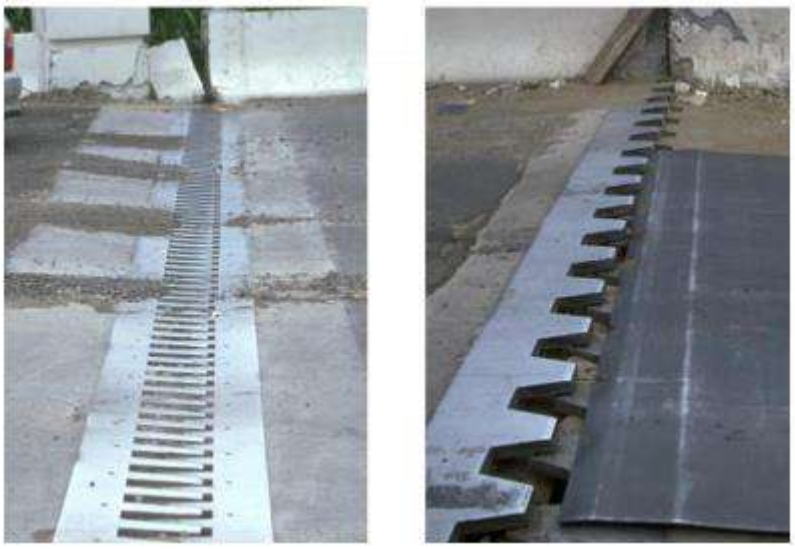


Figure I.8 : Joints de chaussée endommagés "Taiwan 1999".

I.3.6. Culées :

Les culées peuvent être endommagées par tassement des fondations, du remblai arrière et de la dalle de transition. Des tassements dans la zone de transition à l'arrière des culées peuvent être rapidement égalisés comme le montre la figure I.9 de Boumerdès en 2003 (Magnitude Mw = 6,7).



Figure I.9 : Tassement derrière la culée d'un pont à Boumerdès, "Algérie 2003".

Les rotations de culées suite à l'augmentation des poussées des terres pendant le tremblement de terre, ou à des tassements différentiels, sont plus dangereuses. Les culées élevées, à partir d'une hauteur libre d'environ 7 m, sont particulièrement vulnérables, car de petites rotations peuvent engendrer de grands déplacements horizontaux du banc d'appui.

Des tassements et des rotations de culée permanentes peuvent également être provoqués par une liquéfaction du sol. Les sols contenant des couches étendues de sable meuble en zone immergée sont particulièrement sensibles à la liquéfaction. Une fondation sur pieux ne suffit en général pas, car le remblai derrière la culée peut s'effondrer tout de même par suite de la liquéfaction du sol. Les mesures envisageables sont le remplacement, le compactage ou le drainage des couches sensibles du sol.

I.3.7. Fondations profondes :

Lors d'un événement sismique majeur, les fondations profondes absorbent presque toute l'énergie causée par les mouvements sismiques ; ces éléments structuraux peuvent avoir une augmentation des sollicitations dues à la réduction de la capacité portante du sol. Cela met en évidence l'intérêt pour ces éléments structuraux capables de supporter plusieurs cycles de déformations.

La figure ci-dessous montre une tête de pieux endommagée suite à des efforts sismiques très importants. Ce type de rupture peut être dû à une insuffisance de résistance en cisaillement, ou à un ancrage inadéquat, entraînant une diminution de la capacité en traction des pieux.

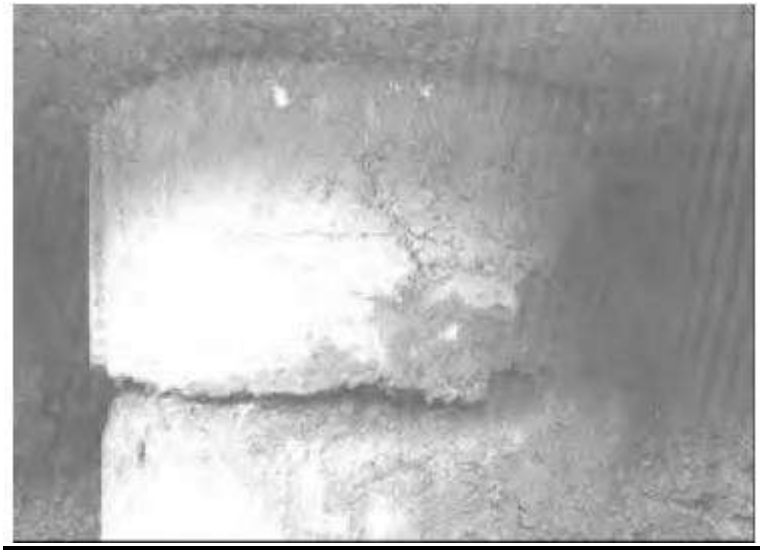


Figure I.10 : Dommage observé sur une tête de pieux.

I.3.8. Effet de site:

En plus de la liquéfaction du sol, les séismes peuvent également provoquer des glissements de terrain et des éboulements. Ce sont surtout les fondations dans les zones actives de glissement qui sont mises en danger. Lors du séisme de Chi-Chi à Taiwan en 1999 (magnitude Mw= 7.6), il a été observé plus de 10 000 glissements de versants. La plupart d'entre eux ont eu lieu dans les régions soumises à une accélération maximale du sol supérieure à 0,15 g et sur des pentes supérieures à 30°. L'étude des effets de séismes sur les sols de fondation se limite aux combinaisons les plus élevées des zones d'aléa sismiques et des classes de sol de fondation.



Figure I.11 : Tassements généralisés causés par la liquéfaction du sol autour de la dalle de fondation sur pieu d'une pile de pont, Kobe, 1995.



Figure I.12 : Effondrement du tablier du à la liquéfaction du sol (Hyogoken-Nanbu, Japon, 1995).

I.4. CONCLUSION :

Ce chapitre a présenté un bref historique sur quelques dégâts causés par des séismes passés, sur les ouvrages d'arts. Ces différents dégâts peuvent prendre beaucoup de forme, selon le mouvement des terres, la configuration totale et les détails spécifiques du pont…etc. En dépit de ces complexités, le dossier est clair, La chute des tabliers (rencontré fréquemment dans le cas des ouvrages à travées indépendantes), l'endommagement voir même la rupture des piles et des dommages complexes qui peuvent affectées les fondations des ouvrages, sont les principaux dommages qu'on peut rencontrer dans les ouvrages d'arts. A cet effet, la prise en compte de risque sismique parait primordiale dans l'évaluation de la sécurité structurelle des ouvrages d'arts.

CHAPITRE II
PRESENTATION DU PROJET

II.1. INTRODUCTION :

A la fin du cycle de formation d'ingénieur d'état en travaux publics, les élèves ingénieurs s'intègrent dans le milieu professionnel pour évaluer et compléter leurs connaissances.

Dans le domaine des travaux publics, avant d'entamer la conception d'un pont qui permet de franchir un obstacle donné, il faut tout d'abord récolter le maximum d'informations sur le site, ces informations seront présentées en détail dans ce chapitre.

II.2. PRESENTATION ET DESCRIPTION DU PROJET :

II.2.1. Objectif et situation du projet :

Le présent travail est consacré à la conception et l'étude d'un pont situé entre le PK 81+920 et le PK 82+080 d'une longueur de 151.6m, de la RN20. Cet ouvrage est une partie dans un grand projet d'aménagement dans le cadre de la réalisation de dédoublement de la RN 20 entre MEDJEZ AMAR et OUED ZENATI sur 30km.

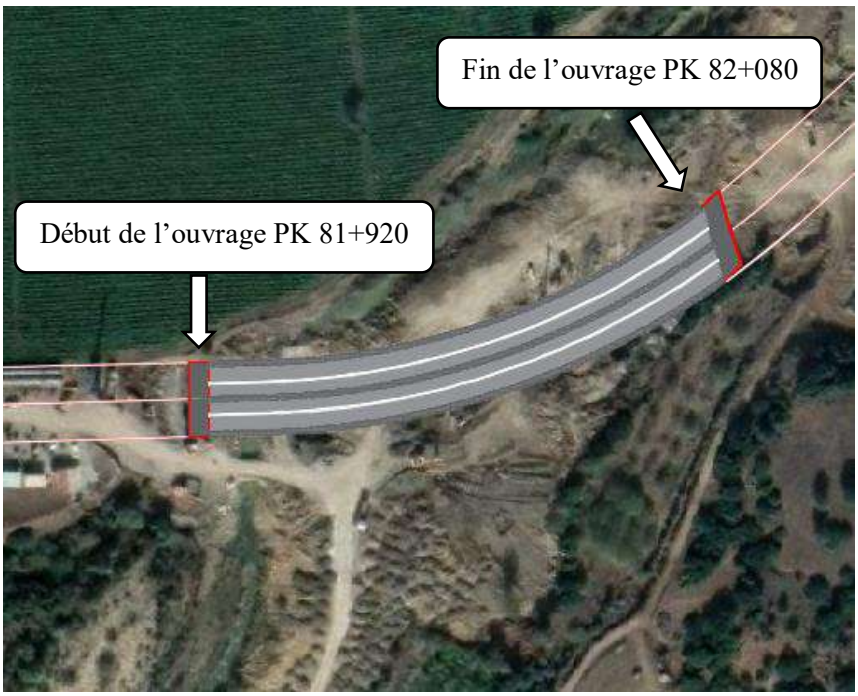


Figure II.1: Situation du projet sur google Maps.

II.2.2. L'obstacle à franchir :

L'ouvrage passe au-dessus d'OUED CHAREF.

II.3. LES DONNES DU PROJET :

II.3.1. Les données fonctionnelles :

II.3.1.1. Tracé en plan :

Les caractéristiques du tracé en plan de l'axe principal de l'ouvrage sont :

- Début de l'ouvrage au PK 81+ 936.32 : Ligne droite, L = 16.36 m.
- PK 81+936.32 à la fin de l'ouvrage : Arc, R = 250.00 m et L = 135.24 m.

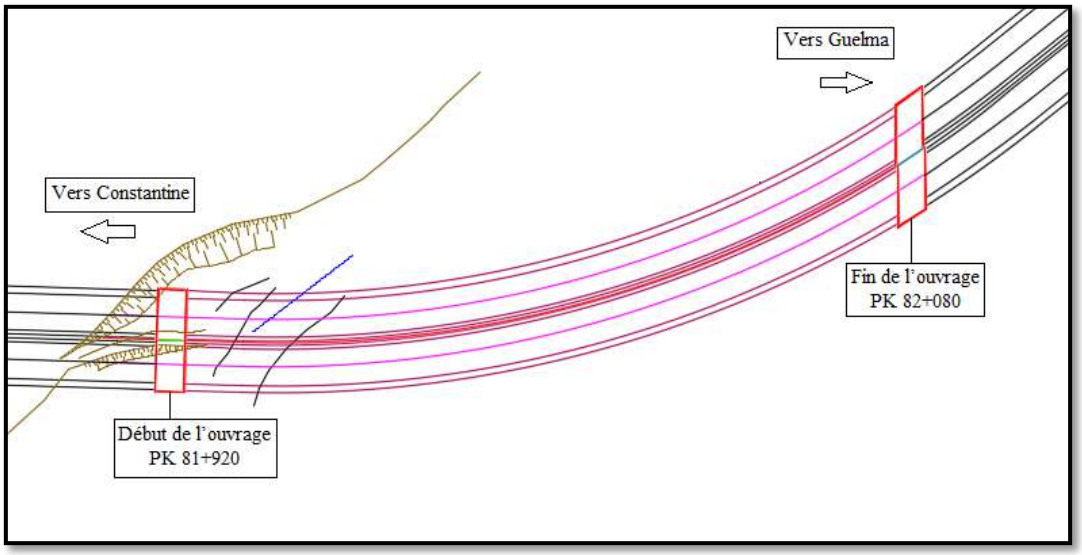


Figure II.2: Tracé en plan de la voie portée.

II.3.1.2. Le profil en long :

Longitudinalement, le tracé de la voie routière présente les caractéristiques suivantes :

- Début de l'ouvrage au PK 82+004.16 ; ligne droite P = 0.42 %.
- PK 82.004.16 à la fin de l'ouvrage ; Parabole, Rp = 2500m.

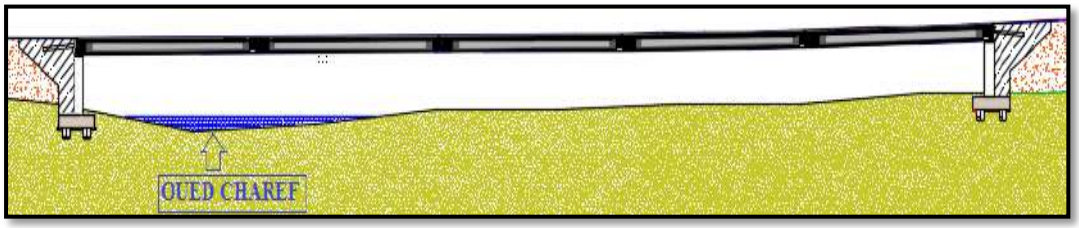


Figure II.3: Profil en long de la voie portée.

II.3.1.3. Profil en travers :

Le profil en travers du projet est défini par une chaussée de largeur : 10.4m qui comprend :

- 2 voies de circulation d'un total égale à 8m.
- Deux trottoirs : 1.6m, 0.8m
- Une pente du versant : variable (suit les divers correspondants au tracé en plan défini précédemment).

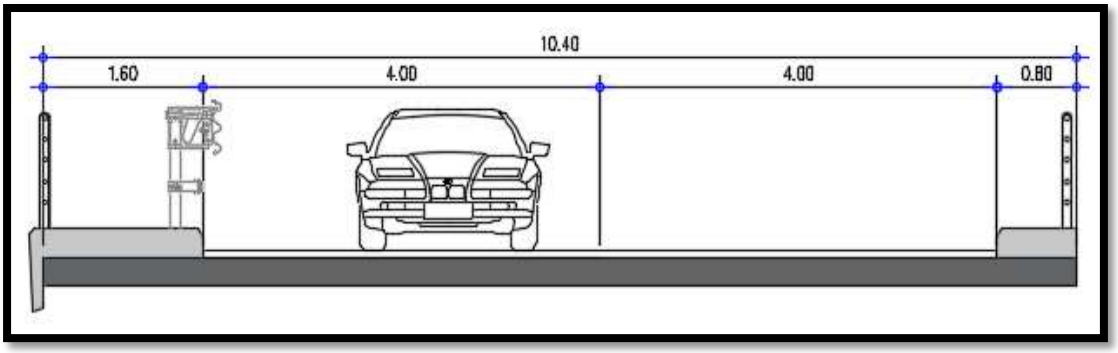


Figure II.4: Profil en travers de la voie portée.

II.3.2. Les données naturelles :

Les données naturelles rassemblent les éléments techniques de l'environnement du pont influant directement sur sa conception.

II.3.2.1. Topographie :

Selon l'analyse du levé topographique, le site est dans son ensemble plat.

II.3.2.2. Géologie :

Le site occupe l'extrême angle NORD — EST feuille de la feuille d'OUED ZENATI, cette partie comprend deux reliefs variés entre la large vallée de l'OUED CHAREF, aux pleines élevés de RAS EL AGBA, formé par les alluvions et les mamo-calcaires, les principales formations de cette partie sont l'argile et grés du numidien, marno-calcaire et du quaternaire.

II.3.2.3. Géotechnique :

Les données géotechniques qui concernent la nature du sol et du sous-sol, sans oublier la connaissance du niveau de la nappe phréatique, sont très importantes. Leur recueil constitue une étape décisive pour le choix du type de fondations. Les sols du projet ont été reconnus par deux types d'essais :

II.3.2.3.1 Essais in-situ :

Quatre (04) sondages carottés (SC) à des profondeurs variables entre 20.00 m et 30.00 positionnés et jumelé avec des sondages pressiométrique (SP) à 20.00 m de profondeur, avec prélèvement des échantillons intacts destinés pour les essais de laboratoire (Voir Annexe A. pour les résultats).

La coupe lithologique montre une terre végétale d'une épaisseur très importante allant de 2.00m jusqu'à 3.50 m d'épaisseur, une coche importante des alluvions de vallée composé de différents galets à diamètre important enroulés dans une matrice sableuse et parfois c'est pratiquement des galets et à la base de ces formations on remarque une assise des bancs de marno-calcaire fissuré et parfois en état saine.

Type des fondations choisis sont des fondations profondes sur pieux type fores ayant un diamètre de 1.00 m ancrées à de profondeur entre -9 m et -13 m, dans les couches marno-calcaire et marnes schisteuses.

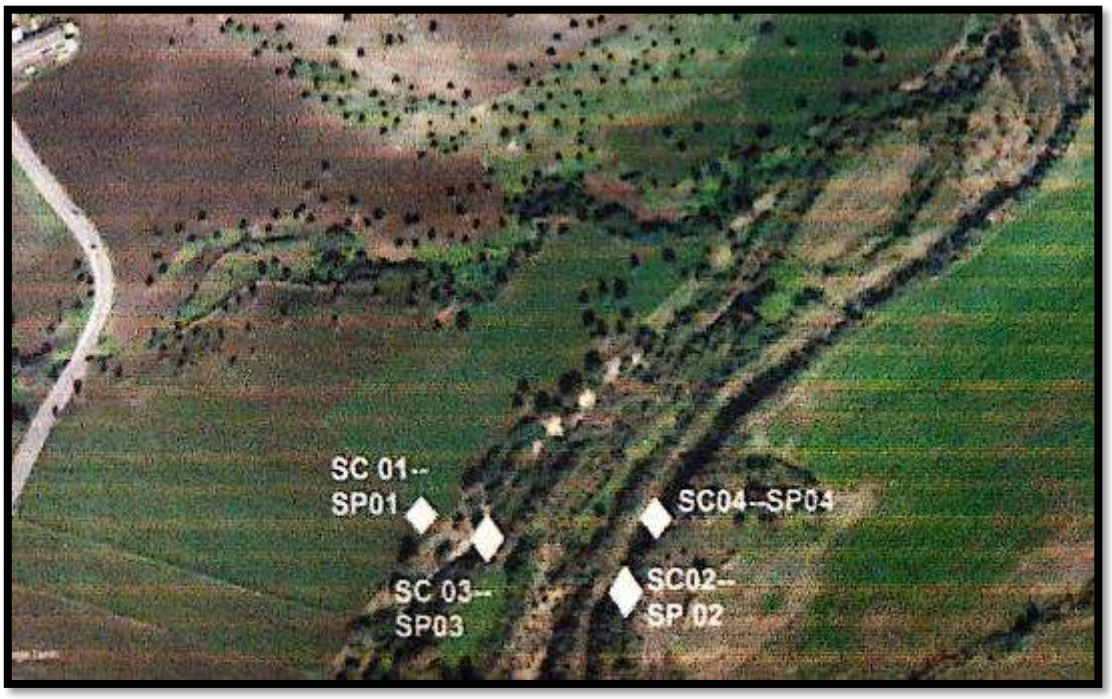


Figure II.5: Plan d'implantation des sondages.

II.3.2.3.2 Essais de laboratoire :

Plusieurs essais chimiques et mécaniques ont été exécutés pour déterminer les caractéristiques du sol. Les résultats montrent que nous sommes en présence des sols fins, argiles très plastiques à des limons très plastiques, très denses, avec des teneurs en eau naturelles faible variant entre 3.86% et 20% ayant des indices de plasticité de l'ordre de 10% à 25%.
Les indices de consistance (Ic) calculés sont compris entre 1.22 et 1.80, et un coefficient d'activité qui varie de 0.28 à 0.60 avec des degrés de saturation entre 75% et 99%.
Les teneurs en carbonates ($CaCO_3$) variant de 21% à 54% ce qui caractérise des argiles marneuses gypseuse et des marnes.

II.3.2.4. Sismicité du site :

La région de Guelma est située dans la zone **II-a**, zone de moyenne sismicité. La conception et la réalisation des ouvrages projetés devront tenir compte de la sismicité de la région et de la classe du pont, selon le règlement parasismique algérien (RPOA2008).

II.3.2.5. Situation climatologique :

Le territoire de la Wilaya de Guelma se caractérise par un climat subhumide au centre et au Nord et semi-aride vers le Sud. Ce climat est doux et pluvieux en hiver et chaud en été dû au facteur de l'altitude de la wilaya.

La température qui varie de 4° C en hiver à plus de 35° C en été est en moyenne de 17,3° C.

La pluviométrie varie de 400 à 500 mm/an au Sud jusqu' 'à près de 1000 mm/an au Nord. Près de 57 % de cette pluviométrie est enregistrée pendant la saison humide (Octobre –Mai).

II.4. Conclusion :

Dans ce chapitre on a présenté les différentes données naturelles et fonctionnelles relatives à l'ouvrage, fait objet de mon projet fin d'études, sa situation géographique ainsi que l'obstacle franchit, en se basant sur les données recueillies, on entamera le chapitre qui suit « Conception générale ».

CHAPITRE III
CONCEPTION ET PRE-DIMENSIONNEMENT

III.1. INTRODUCTION :

La conception d'un pont résulte, le plus souvent, d'une démarche itérative dont l'objectif est l'optimisation technique et économique de l'ouvrage de franchissement projeté vis-à-vis de l'ensemble des contraintes naturelles et fonctionnelles imposées, tout en intégrant un certain nombre d'exigences de durabilité et de qualité architecturale ou paysagère. Cette démarche du concepteur comprend, de façon générale, trois étapes :

- Le recueil des données fonctionnelles et naturelles relatives à l'ouvrage et à l'obstacle.
- Le choix d'une structure répondant aux exigences techniques, esthétiques et économiques, et c'est le point que nous allons aborder dans ce chapitre
- L'étude détaillée de la solution à retenir et qui fera l'objet des chapitres qui suivront.

III.2. LES POINTS ESSENTIELS DU CHOIX DE TYPE D'OUVRAGE :

La détermination des variantes à proposer pour l'ouvrage doit être le fruit d'une conception de l'ingénieur, donc de sa réflexion sur le comportement optimal d'un ouvrage prévu en s'appuyant sur les paramètres suivants :

- Profil en long de la chaussée.
- Position possible pour les appuis.
- La nature du sol.
- Le gabarit à respecter.
- Débit de crue centennale.
- L'ouverture de l'ouvrage.
- Les conditions d'exécution et d'accès à l'ouvrage.

Et à la base de tous ces paramètres, l'ingénieur doit faire recours à une conception visant l'optimisation entre plusieurs paramètres déterminants (l'économie, la sécurité des usagers, l'esthétique de l'ouvrage et les délais de réalisation) en tenant toujours compte des contraintes naturelles et fonctionnelles.

Et en prenant en considération tous ces points, nous avons opté pour deux variantes différentes, avec un pré-dimensionnement de chacune, nous les analyserons, puis nous déduirons les avantages et les inconvénients de chacune, pour enfin arriver à choisir la solution la plus rentable et la plus avantageuse entre elles.

III.3. PROPOSITION DES VARIANTES :

Afin de définir les solutions possibles pour le franchissement en question, il est important de faire le tour des différents types de ponts, à savoir :

- Les ponts en béton ;
- Les ponts métalliques ;
- Les ponts mixtes ;
- Les ponts en béton précontraint.

Chacun de ces ouvrages est justifié suivant les contraintes et sa propre géométrie. L'implantation d'un type d'ouvrage est justifiée suivant le rapport technico-économique. La portée dominante d'un ouvrage (c'est -à-dire la plus grande travée) est un facteur déterminant du type d'ouvrage. A présent, nous avons réduit notre champ de sélection aux propositions de trois variantes de conception pour l'ouvrage en question :

- **1ère Variante** : Pont Mixte Bipoutre.
- **2ème Variante** : Pont voussoirs en béton précontraint construit par encorbellements successifs préfabriqués.
- **3ème Variante** : pont à poutres.

III.3.1. Variante 1 : « Pont Mixte Bipoutre »

Les ouvrages mixtes à poutres sont des ouvrages très répandus qui peuvent être projetés dans des situations très diverses, milieu urbain ou rural, portée principale de 30 à 130 m, largeur totale de 7/8 mètres à une vingtaine de mètres.

III.3.1.1. Conception longitudinale

On propose dans cette variante à projeter un pont mixte bipoutre à hauteur variable composé de deux travées principales de 50 m de longueur et de deux travées de rives de 30 m de longueur, ce qui résulte une longueur totale de pont égale à 160 m.

III.3.1.2. Conception transversale

Le tablier est de largeur égale à 10.4 m, une solution consiste à appuyer la dalle longitudinalement sur les deux poutres et transversalement sur des entretoises.

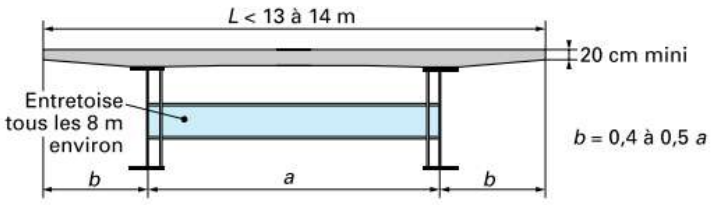


Figure III.1. Coupe transversale d'un tablier bipoutre.

1.5 m ≤ **a** ≤ 0.55 L → On opte pour : **a = 5.2 m**, par conséquence **b = 2.6 m.**

III.3.1.3. Conception des poutres principales

Les poutres principales sont des profilés en acier reconstitués avec profil en I soudés en usine. Les dimensions optées sont résumées dans le tableau ci-après.

Tableau III.1 Prédimensionnement des poutres métalliques.

Elément	Ration usuel	Valeur (mm)
Epaisseur de la dalle en Béton armé	200 à 230 mm	230
Hauteur sur pile	H = L/25	2 000
Hauteur à la clé	L/50 ≤ H' ≤ L/40	1 200
Loi de variation parabolique	$H(x) = H - 2\times(H-H').\left(\frac{x}{\ell}\right) + (H-H').\left(\frac{x}{\ell}\right)^2$	
Epaisseur de l'âme	$t_w \geq 0{,}005\times d$	40
Epaisseur semelle supérieure	$20 \leq t_s \leq 150$	50
Largeur semelle inferieure sur pile	$500mm \leq b_i \leq 12\,00$ mm	900
Largeur semelle supérieure sur pile	$400mm \leq b_s \leq 1\,000$ mm	700
Largeur semelle inferieure à la clef	$500mm \leq b_i \leq 12\,00$ mm	700
Largeur semelle supérieure à la clef	$400mm \leq b_s \leq 1\,000$ mm	500
Epaisseur de la semelle inferieure	$20 \leq t_i \leq 150$	60

III.3.1.4. Conception des entretoises

Les entretoises sont des poutres secondaires en I, relient deux poutres principales, ont comme rôle, de rigidifier la charpente et de reprendre les efforts transversaux. Au stade du pré dimensionnement, on pourra prévoir un IPE600 avec un espacement de 7 mètres, et leurs dimensions transversales sont résumées dans le tableau ci-dessous, et sont montrées dans la **figure II.1** .

Tableau III.2. Pré-dimensionnement des pièces de pont.

Elément	Valeur (mm)
Hauteur de l'entretoise	600
Largeur de la semelle b	220
Epaisseur de la semelle t_f	19
Epaisseur de l'âme t_w	12

III.3.1.5. Choix de la nuance d'acier

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

III.3.1.6. La connexion entre la dalle et la charpente métallique

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

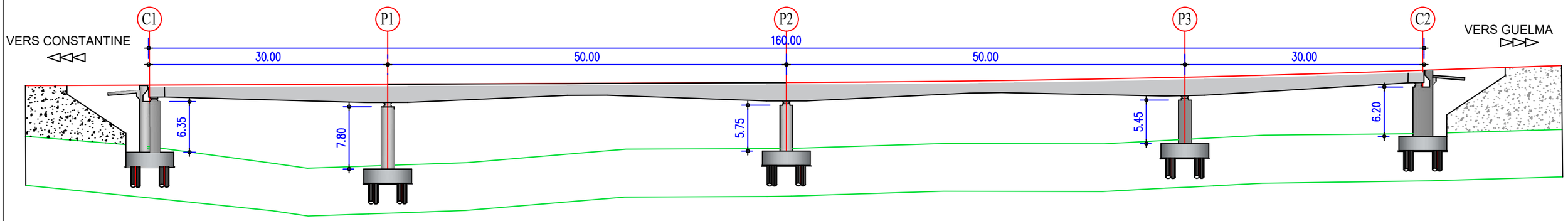
III.3.1.7. Les inconvénients de cette variante

- D'après l'enquête faite sur site, on a constaté que le taux d'humidité est élevé.
- La corrosion en raison de l'humidité de l'environnent de l'ouvrage.
- La résistance et la stabilité de la structure en place doivent être vérifiées à tous les stades importants du montage, on doit aussi opérer un contrôle strict sur le chantier.
- Demande d'une main d'œuvre qualifiée (surtout les soudeurs).
- Le phénomène de la fatigue dans les assemblages et celui de la corrosion de l'acier.
- L'exigence de la surveillance avec des visites périodiques.
- Coût très élevé à cause de la grande quantité de l'acier et de type de fondation à utiliser.

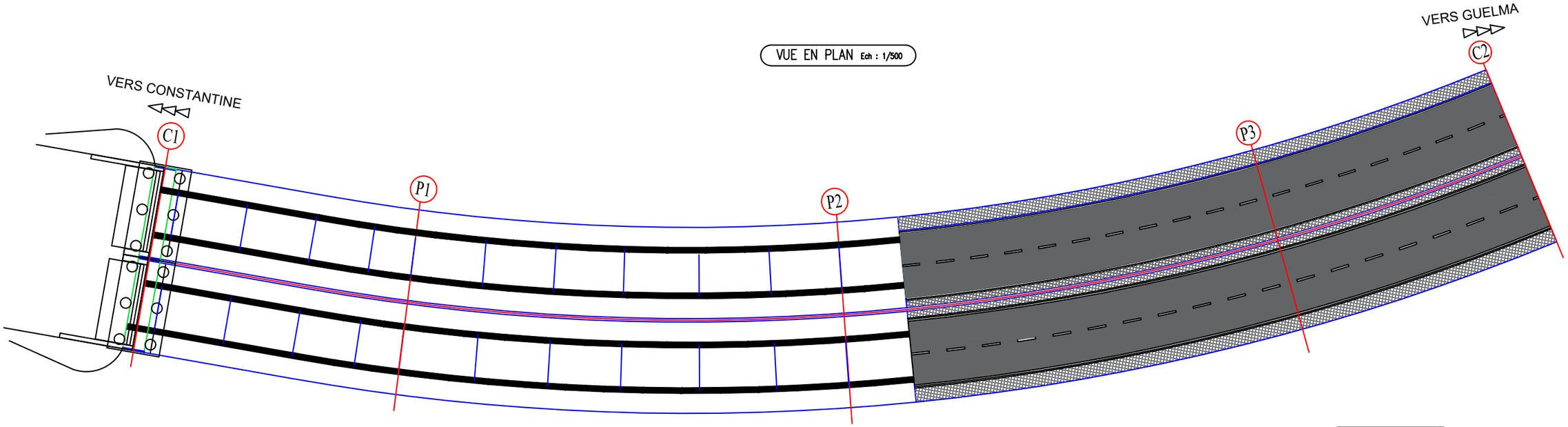
III.3.1.8. Les avantages de cette variante

- La possibilité de franchir de grandes portées.
- La légèreté, donc la diminution du nombre des pieux.
- N'est pas sensible au tassement différentiel.
- L'augmentation de la rigidité à la flexion.
- Bonne résistance à la torsion.
- La rapidité d'exécution globale

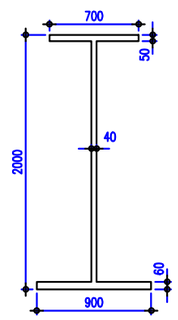
COUPE LONGITUDINALE Ech : 1/500



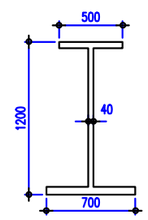
VUE EN PLAN Ech : 1/500



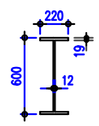
POUTRE SUR PILE Ech1/50



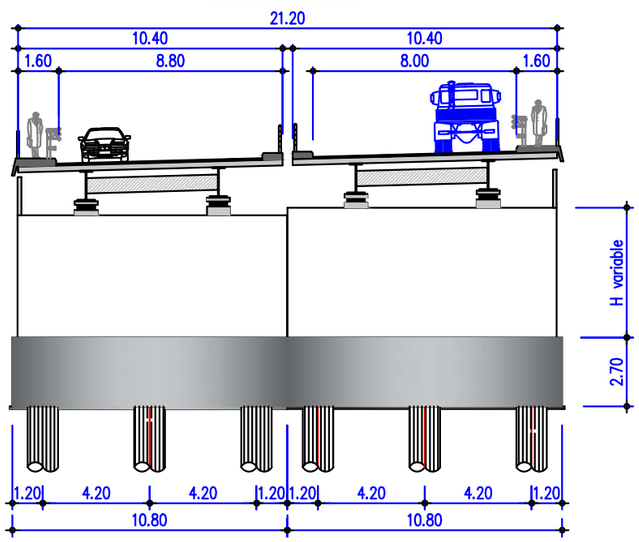
POUTRE A LA CLEF Ech1/50



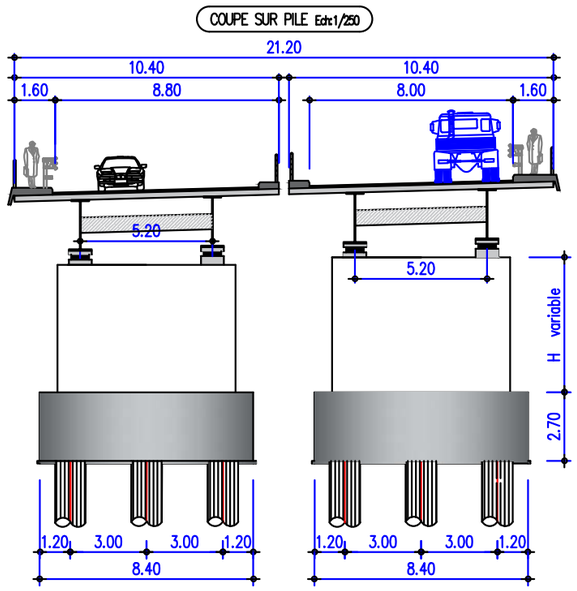
ENTRETOISE Ech1/25



COUPE SUR CULEE Ech1/250



COUPE SUR PILE Ech1/250



III.3.2. Variante 2 : « Pont voussoirs en béton précontraint construit par encorbellements successifs préfabriqués »

Un pont en voussoirs est un pont en béton précontraint. Les méthodes de son exécution sont diverses. Il est constitué d'une succession de pièces dites voussoirs, reliées entre elles, selon la méthode d'exécution choisie, successivement, par une précontrainte. Ces voussoirs peuvent être coulés in-situ ou préfabriqués, selon les moyens disponibles et les capacités de l'entreprise de réalisation. Lorsque les portées principales d'un ouvrage sont inférieures à 65/70m, le tablier le plus économique est en général de hauteur constante.

NB : la conception longitudinale c'est la même dans variante 1.

III.3.2.1. Découpage des voussoirs

Il dépend des moyens du transport, nous avons pris une longueur de 2.10m pour les voussoirs courants et 1.80m pour le voussoir sur pile. En utilisant le découpage précédent on obtient un nombre total de voussoirs : N = 77.

- ✓ 3 voussoirs sur pile ;
- ✓ 4 voussoirs de clavage ;
- ✓ 68 voussoirs courants ;
- ✓ 2 voussoirs sur culée.

III.3.2.2. Conception transversale

❖ Pré-dimensionnement de la section transversale :

Nous examinons dans ce paragraphe, en nous basant sur le guide SETRA (ponts en béton précontraint construits par encorbellements successifs en 2003), le dimensionnement des différents éléments constitutifs du voussoir. **La figure III.2** précise les notations utilisées, alors que les valeurs optées sont montrées dans le tableau ci-dessous :

Tableau III.3. Les dimensions des différentes composantes des voussoirs.

Elément	Ration usuel	Valeur retenue
Hauteur de voussoir	$\frac{1}{25} < h < \frac{1}{20}$	250 cm
Largeur de voussoir	B	1 030 cm
C	B/4	260 cm
D	B-2C	510 cm
e_1	$e_1 \geq$ 16 à 18 cm	20 cm
e_2	$C/8 \leq e_2 \leq C/7$	35 cm
e_3	$e_3 > e_2$ - 10 cm et $e_3 > 1{,}5\ e_4$	48 cm
e_4	$D/30 \leq e_4 \leq D/25$	25 cm
Inclinaison de l'âme	$10\% \leq \beta \leq 30\%$	21 %
e_a	$e_a \geq 0{,}26 + L/500$	40 cm
$e_c = e_p$	$e_c \geq$ (18cm, 3ϕ , $e_a/3$)	30 cm
Gossier supérieure	$30° < \alpha < 45°$	45°
Gossier inférieure	$30° < \alpha < 45°$	30°

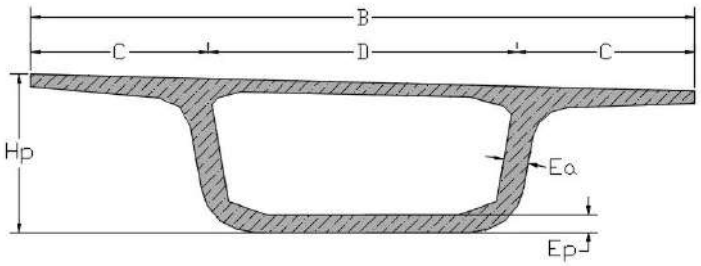


Figure III.2. Notations des dimensions.

III.3.2.3. Construction

La construction des piles s'avère un peu facile par rapport à l'autre variante. Pour la fabrication du tablier, elle consiste à l'exécuter élément par élément sans contact avec le sol ce qui est très bénéfique dans le cas où les conditions de déplacement dans le site sont très difficiles, par contre cette méthode est coûteuse et nécessite des entreprises très expérimentées dans la réalisation de ce type de pont.

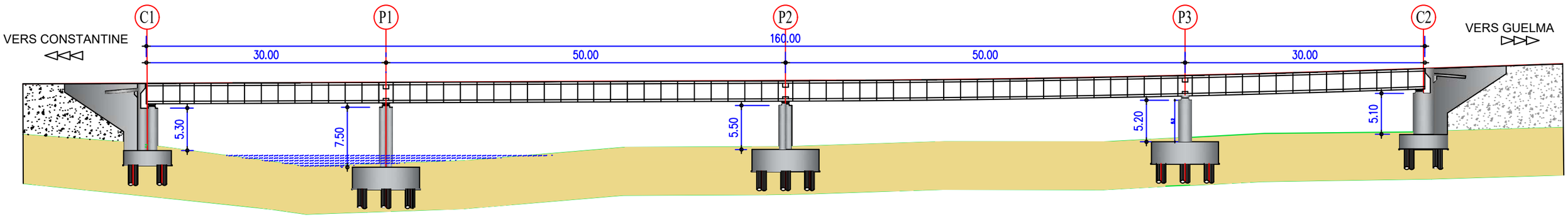
III.3.2.4. Les inconvénients de cette variante

- Poids important ce qui conduit à des appuis et des fondations importantes.
- L'exécution nécessite une main d'œuvre qualifiée notamment la mise en tension des câbles de précontraintes
- Ouvrage hyperstatique sensible aux tassements différentiels.
- La réalisation de ce type d'ouvrage requiert des entreprises de réalisation ayant un certain savoir-faire.
- L'entretien est ardu après les grands dégâts (séisme).

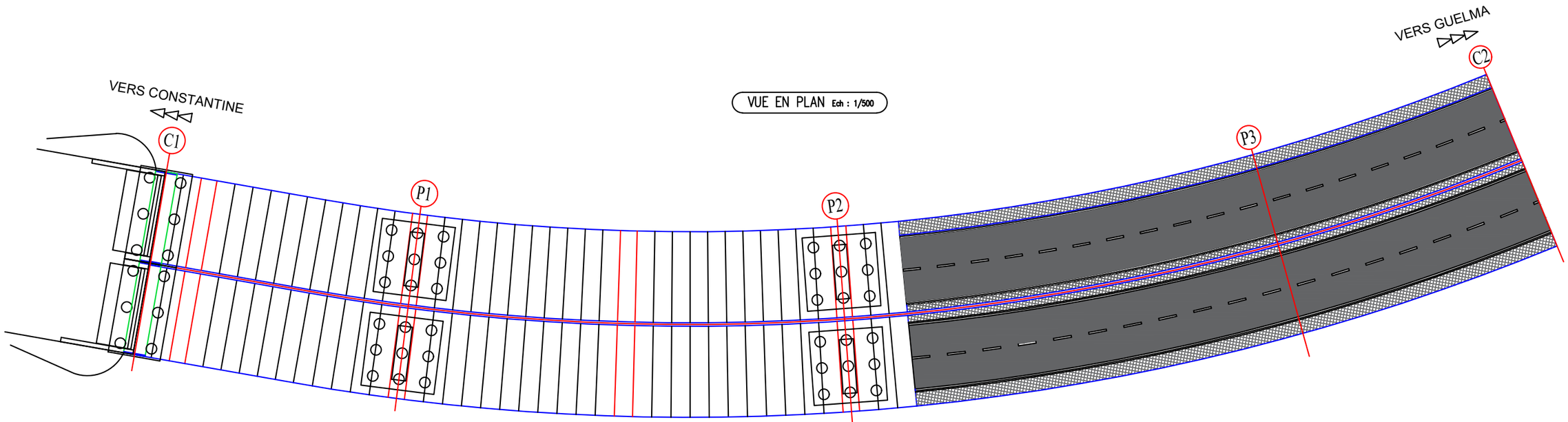
III.3.2.5. Les avantages de cette variante

- Ouvrage élancé ayant une qualité esthétique incontestable.
- La construction par encorbellements successifs permet de franchir des rivières larges à forte crue, et des vallées très profondes ou accidentées.
- La suppression des cintres et échafaudages.
- Rapidité de construction dans le cas d'ouvrage à voussoirs préfabriqués dont la vitesse d'avancement atteint une dizaine de mètres de tablier par jour.
- Son coût concurrence avec succès la construction métallique.
- Réduction et meilleure utilisation des coffrages.
- Souplesse d'exécution liée à la possibilité d'accélérer la construction en multipliant le nombre des bases de départ

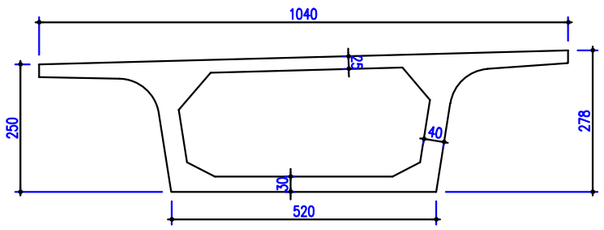
COUPE LONGITUDINALE Ech : 1/500



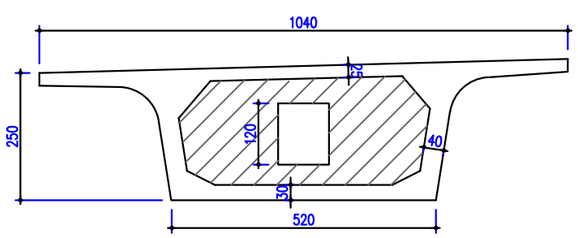
VUE EN PLAN Ech : 1/500



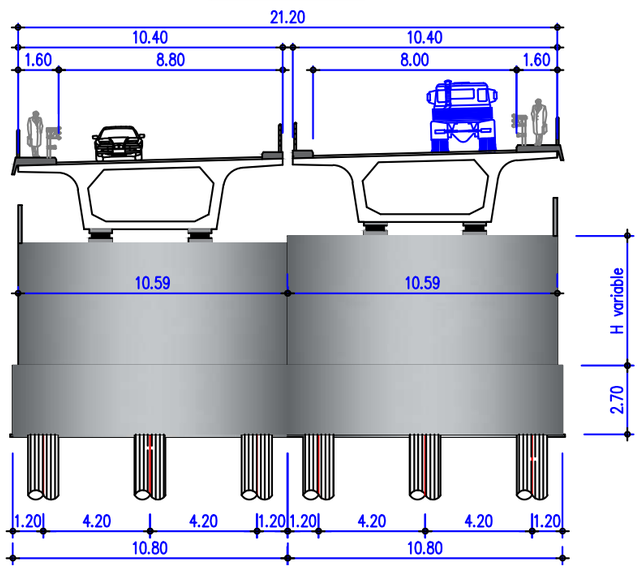
VOUSSOIR COURANT Ech : 1/100



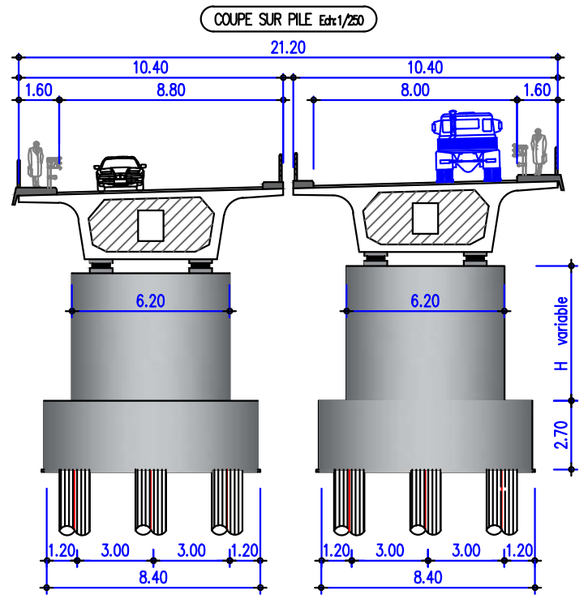
VOUSSOIR SUR PILE Ech : 1/100



COUPE SUR CULEE Ech:1/250



COUPE SUR PILE Ech:1/250



III.3.3. Variante 3 : Pont à poutres en béton précontraint

III.3.3.1. Conception longitudinale

Après avoir recueilli toutes les données, On propose dans cette variante un pont de 5 travées de longueur totale de 150m.

III.3.3.2. Conception transversale

Le pré dimensionnement a été fait suivant le guide de conception SETRA [VIPP/ 1996]. On a un tablier de largeur de 10.40m et une longueur de 150 mètres, le tableau II.4 présente les valeurs des dimensions du pont.

Tableau III.4. Dimensionnement du VIPP.

Elément	Ratio usuel	Valeur retenue
L'espacement λ	$1.40m \leq \lambda \leq 2m$	1.54m
Entraxe des poutres de rives	L_a	9.05m
Nombre de poutres *N*	$\frac{L_a}{\lambda} + 1$	7 Poutres
Hauteur totale du tablier H_t	$\frac{L}{22} \leq H_t \leq \frac{L}{16}$	1.7m
Epaisseur de la dalle e_d	$20cm \leq e_d \leq 30cm$	25cm
Hauteur de la poutre H_p	$H_p = H_t - e_d$	1.5m
Largeur de la table de compression b	b	0.9m
Epaisseur de la table de compression e_c	$10cm \leq e_c \leq 15cm$	17cm
Largeur du talon L_t	$40cm \leq L_t \leq 50cm$	50cm
Epaisseur du talon E_t	$10cm \leq E_t \leq 20cm$	15cm
Epaisseur de l'âme en travée b_0	$15cm \leq b_0 \leq 25cm$	25cm
Gousset du talon à l'appui	α	0°
Gousset du talon en travée	$\alpha = 45°;\ e_3 = 0.175m$	
Gousset de la table de compression à l'appui	$\alpha = 5.71°;\ e_1 = 0.02m$	
Gousset de la table de compression en travée	$\alpha_1 = 5.71°;\ e_1 = 0.025m$ $\alpha_2 = 45°;\ e_2 = 0.105m$	

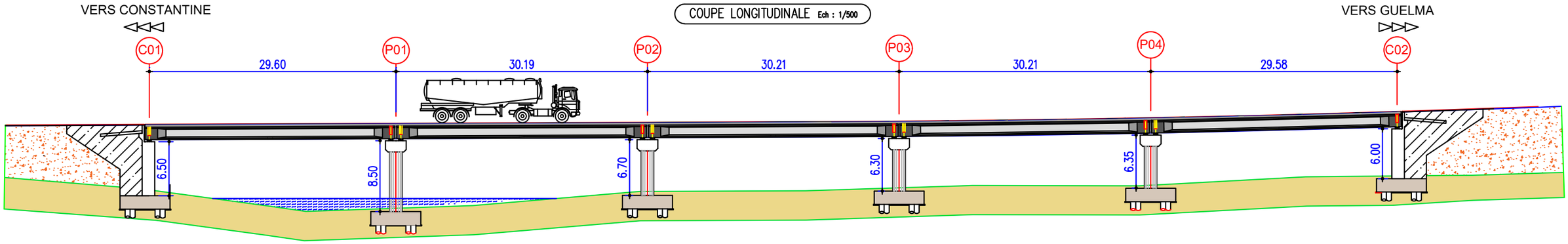
III.3.3.3. Les inconvénients de cette variante

- Il s'adapte difficilement aux franchissements biais ou courbes.
- L'importance du poids de tablier nécessite une infrastructure (fondation + pile) importante.
- L'épaisseur relativement importante du tablier peut poser des problèmes de gabarit et entraîner un surcoût des remblais d'accès à l'ouvrage
- Les tabliers sont sensibles aux chocs de véhicules hors gabarit.
- La nécessité de main d'œuvre qualifié pour l'exécution de la précontrainte même pour la vérification du positionnement des gaines et la mise en tension des câbles.

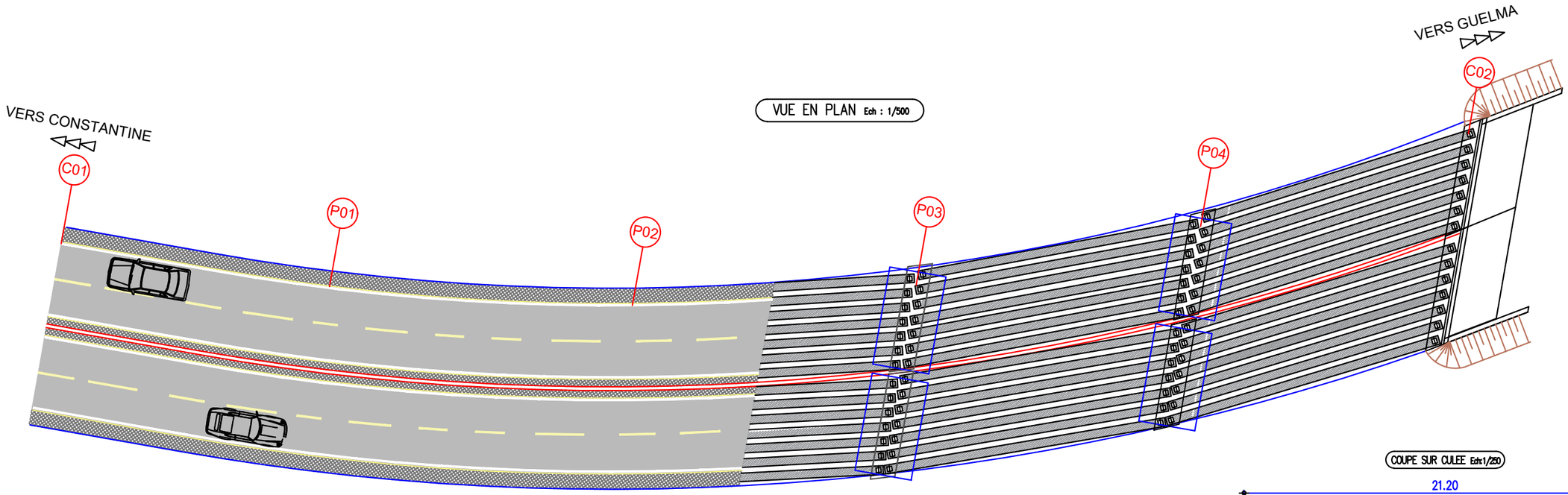
III.3.3.4. Les avantages de cette variante

- Le béton coulé en atelier ou sur chantier à poste fixe est de meilleure qualité que celui qui est mis en place sur échafaudages.
- Les conditions du contrôle sont beaucoup plus faciles.
- Il est facile de rebuter l'élément préfabriqué, alors qu'une structure coulée en place exigerait une démolition ou un renforcement coûteux.
- La fabrication des poutres en même temps que la construction des appuis réduit le délai de réalisation.
- Ce type de pont est souvent très économique.
- On peut aller jusqu'à $50m$ de portée en précontrainte par post-tension.
- Le fonctionnement isostatique qui la rend pratiquement insensible aux déformations imposées, en particulier aux tassements différentiels des appuis et aux effets d'un gradient thermique.

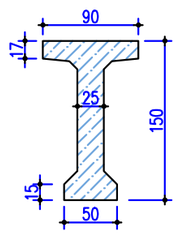
COUPE LONGITUDINALE Ech : 1/500



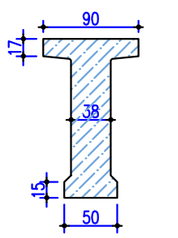
VUE EN PLAN Ech : 1/500



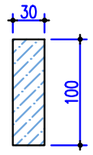
SECTION MEDIANE Ech : 1/80



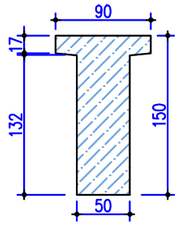
SECTION INTERM Ech : 1/80



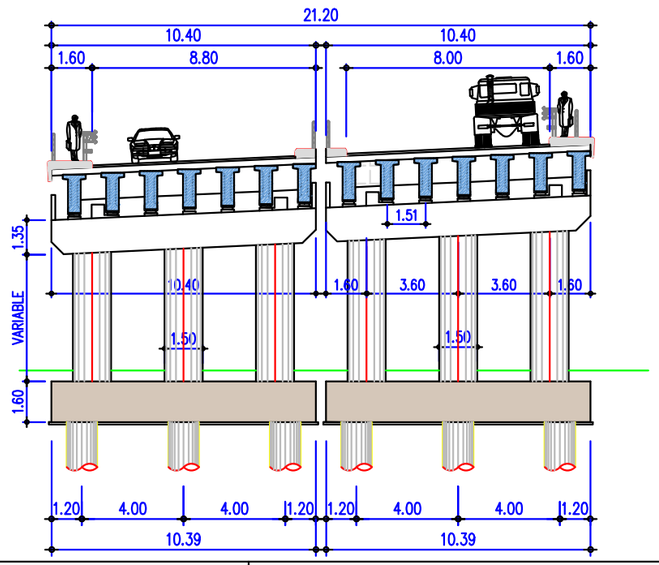
ENTRETOISE D'ABOUT Ech : 1/80



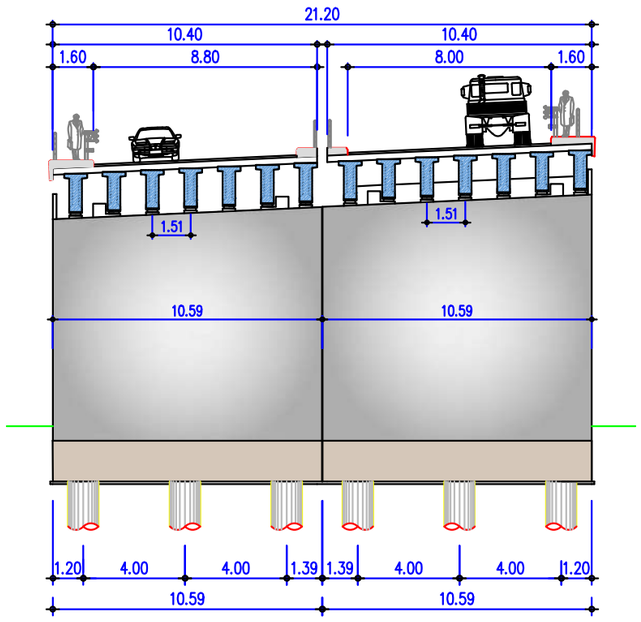
SECTION D'ABOUT Ech : 1/80



COUPE SUR PILE Ech1/250



COUPE SUR CULEE Ech1/250



III.4. ANALYSE MULTICRITERES

Sur cette phase, on fait une comparaison entre les trois variantes sur la base des critères qui relient aux avantages et inconvénients de chaque variante afin de choisir le type de pont qui répond au mieux aux besoins, en tenant compte dans cette analyse les facteurs suivants :

- L'économie.
- L'entretien.
- L'exécution.

III.4.1. L'économie

- **La variante 1 :**
  - Il pose le problème de la préfabrication et le transport des éléments.
  - Le cout est plus élevé (le cout d'1 mètre linéaire est plus élevée par rapport de celle de béton armée).
- **La variante 2 :**
  - La procédure de réalisation est nettement couteuse (préfabrication, transport, mise en place…).
  - Consommation importante des matériaux (béton, acier.....etc.).
- **La variante 3 :**
  - Les coffrages peuvent être utilisés plusieurs fois.
  - La possibilité d'assemblage des éléments sans échafaudage.
  - La présence d'une unité de fabrication des poutres pas loin du site de l'ouvrage.

III.4.2. L'entretien

- **La variante 1 :**
  - La nécessité d'entretien périodique face aux phénomènes de corrosion (l'humidité à cause de barrage) et fatigue dans assemblages.
  - Les poutres en I sont sensibles au diversement ce qui demande le remplacement immédiat des pièces endommagées.
- **La variante 2 :**
  - L'absence totale de l'entretien jusqu'au bout de certain temps.
- **La variante 3 :**
  - L'absence totale d'une pathologie grave.

III.4.3. L'exécution

- **La variante 1 :**
  - Demande une main d'œuvre très qualifiée.
  - Vérification de la stabilité est mise en jeu à tous les stades d'exécution.
- **La variante 2 :**
  - Demande d'une main d'œuvre très qualifiée et des moyens importants.
  - Le délai est très long par rapport aux autres variantes.
- **La variante 3 :**
  - Le mécanisme de préfabrication permet une économie de temps.

- Les délais de réalisation sont généralement moins importants que dans les autres variantes.

III.5. DEVIS ESTIMATIF ET QUANTITATIF DES TROIS VARIANTES

Tableau III.5. Devis estimatif de la première variante

DESIGNATIONS DES POSTES	U	Quantités	PRIX UNITAIRE (HT)	Montant
Poste 1 : Béton				
Béton RN 25 pour piles	M3	530,00	18 000,00	9,540,000.00
Béton RN 25 pour culées	M3	560,00	18 000,00	10,080,000.00
Béton RN 35 pour la dalle	M3	835,00	20 000,00	16,700,000.00
TOTAL (Poste 1)				**27,248,000.00**
Poste 2 : Acier				
Acier haute adhérence Fe E500 HA pour infrastructure	T	272.00	132,000.00	35,904,000.00
Acier haute adhérence Fe E500 HA pour superstructure	T	167.00	132,000.00	22,044,000.00
Acier charpente métallique pour tablier (poutre +entretoise)	T	751.00	340,000.00	255,340,000.00
Assemblage et montage du tablier métallique	T	751.00	80,000.00	60,080,000.00
TOTAL (Poste 2)				**373 368 000,00**
TOTAL HORS TAXES			**400,616,000.00**	
T V A 19 %			**76,117,040.00**	
TOTAL EN TTC			**476,733,040.00**	
Quatre cent soixante-seize millions sept cent trente-trois mille quarante Dinars Algérien				

Tableau III.6. Devis estimatif de la deuxième variante.

DESIGNATIONS DES POSTES	U	Quantités	PRIX UNITAIRE (HT)	Montant
Poste 1 : Béton				
Béton RN 25 pour piles	M3	362,00	18 000,00	6 516 000,00
Béton RN 25 pour culées	M3	775,00	18 000,00	13 950 000,00
Béton RN 35 pour voussoirs en béton précontraint	M3	2 220,00	35 000,00	77 700 000,00
TOTAL (Poste 1)				**98 166 000,00**
Poste 2 : Acier				
Acier haute adhérence Fe E500 HA pour infrastructure	T	383,00	132 000,00	50 556 000,00
Acier haute adhérence Fe E500 HA pour voussoirs en béton précontraint	T	444,00	132 000,00	58 608 000,00
Acier de précontraint par post-tension pour voussoirs préfabriqués	T	90,00	550 000,00	49 500 000,00
TOTAL (Poste 2)				**109 213 500,00**
TOTAL HORS TAXES			**207,379,500.00**	
T V A 19 %			**39,402,105.00**	
TOTAL EN TTC			**246,781,605.00**	
Deux cent quarante-six millions sept cent quatre-vingt-un mille six cent cinq Dinars Algérien				

Tableau III.7. Devis estimatif de la troisième variante.

DESIGNATIONS DES POSTES	U	Quantités	PRIX UNITAIRE (HT)	Montant
Poste 1 : Béton				
Béton RN 25 pour piles	M3	530,00	18 000,00	9 540 000,00
Béton RN 25 pour culées	M3	560,00	18 000,00	10 080 000,00
Béton RN 35 pour poutres en béton précontraint préfabriquées + hourdis + entretoises	M3	2 100,00	20 000,00	42 000 000,00
TOTAL (Poste 1)				**61 620 000,00**
Poste 2 : Acier				
Acier haute adhérence Fe E50 A pour infrastructure	T	272,00	132 000,00	35 904 000,00
Acier haute adhérence Fe E50 A pour superstructure	T	420,00	132 000,00	55 440 000,00
Acier de précontrainte par post-tension pour les poutres	T	37	550 000,00	20 350 000,00
TOTAL (Poste 2)				**111 694 000,00**
TOTAL HORS TAXES			**173,314,000.00**	
T V A 19 %			**32,929,660.00**	
TOTAL EN TTC			**206,243,660.00**	
Deux cent quarante-six millions deux cent quarante-trois mille six cent soixante Dinars Algérien				

III.6. CHOIX DE LA VARIANTE

Notre pont est situé dans un oued, donc la solution d'un pont à poutre en béton précontraint est plus avantageuse que les deux autres variantes, car dans le cas d'un pont en béton précontraint construit par encorbellements successifs, on aura un risque de glissement et tassement lors de placement des matériels d'exécution, et pour le cas d'un pont mixte l'environnement humide provoque la corrosion qui nécessite un entretien tout au long de la durée de service.

D'autre part, le pont en béton précontraint construit par encorbellements successifs présente un coût assez élevé et le pont mixte a un coût très élevé par rapport au pont à poutres en béton précontraint.

Alors, on opte pour la variante 03 : pont à poutres préfabriquées précontraintes par post-tension qui offre le plus d'avantages avec peu d'inconvénients sur les différents facteurs de comparaison.

III.7. CONCLUSION

Le choix de la variante que nous avons fait reste toujours théorique en raison des conditions non prises en compte (des moyens de l'entreprise de réalisation, de la difficulté d'accès au chantier…etc.). Mais généralement on peut dire que c'est la meilleure variante à réaliser, donc une étude approfondie et plus détaillée sera faite dans les chapitres suivants.

CHAPITRE IV
HYPOTHESES DE CALCULE

IV.1. INTRODUCTION :

Le calcul d'un pont a pour objet de vérifier son dimensionnement et assurer son fonctionnement. L'ouvrage doit être capable de résister tout le long de sa durée de service, avec les marges appropriées, aux efforts engendrés par son poids propre, ainsi qu'aux efforts dus à l'ensemble des actions d'origine naturelle et fonctionnelle qui lui seront appliquées. Le présent chapitre est réservé à la définition des différents matériaux de construction de l'ouvrage, ainsi que les règlements utilisés pour calcul et épreuves des ponts routiers (les normes utilisées).

IV.2. NORMES ET REGLES DE CALCUL :

- Règles **B.A.E.L 91 modifiées 99** : règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé, suivant la méthode des états limites.
- 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 Titre 5 : Règles techniques de conception et de calcul des fondations des ouvrages de génie civil.

- Documents **SETRA** « service d'étude technique des routes et autoroutes ».

IV.3. CARECTERESTIQUES DES MATERIAUX :

Le choix des matériaux de construction conditionne en grande partie la conception et le calcul du pont. On donne ici les caractéristiques du béton, des armatures et des aciers de construction en relation directe avec le calcul et la conception des éléments mixtes.

IV.3.1. Béton :

Le béton est un matériau constitué par le mélange, dont des proportions convenables de ciment, de granulats (sable, gravier et l'eau); le matériau issu de ce mélange résiste beaucoup mieux à la compression qu'à la traction.

On peut déterminer la résistance du béton par sa capacité interne, à reprendre les forces de tractions et de compressions.

IV.3.1.1. Resistance à la compression :

La résistance à la compression correspondante à 28 jours est :

$\left\{ \begin{array}{ll} f_{c28}=35 \text{ MPa} & \text{Pour superstructure.} \\ f_{c28}=25 \text{MPa} & \text{Pour infra structure.} \end{array} \right.$

IV.3.1.2. Resistance à la traction:

$$f_{tj} = 0{,}6 + 0{,}06 f_{cj}.$$

Pour j=28 jours ⇒ f_{t28}= 2.7 Pour superstructure.

2.1 Pour infrastructure.

IV.3.2. ACIERS:

Les aciers utilisés dans les ouvrages de béton précontraint sont de deux natures différentes: Les aciers actifs, qui créent et maintiennent la précontrainte sur le béton; et les aciers passifs nécessaires pour reprendre les efforts tranchants afin de limiter la fissuration.

IV.3.2.1. Aciers passifs :

Les armatures passives sont comparables à celles du béton arme, les armatures passives sont tendues sous les sollicitations extérieures et la limite élastique de ces aciers a de 400 à 500 MPa.

Les aciers utilisés sont des aciers courants à haute adhérence de classe FeE50 type 1, sa limite élastique égale à 500MPa.

Dans les calculs relatifs à l'ELU on introduit un coefficient γs tel que :

$\gamma_s = 1$ Situation accidentelle.

$\gamma_s = 1.15$ Situation durable ou transitoire.

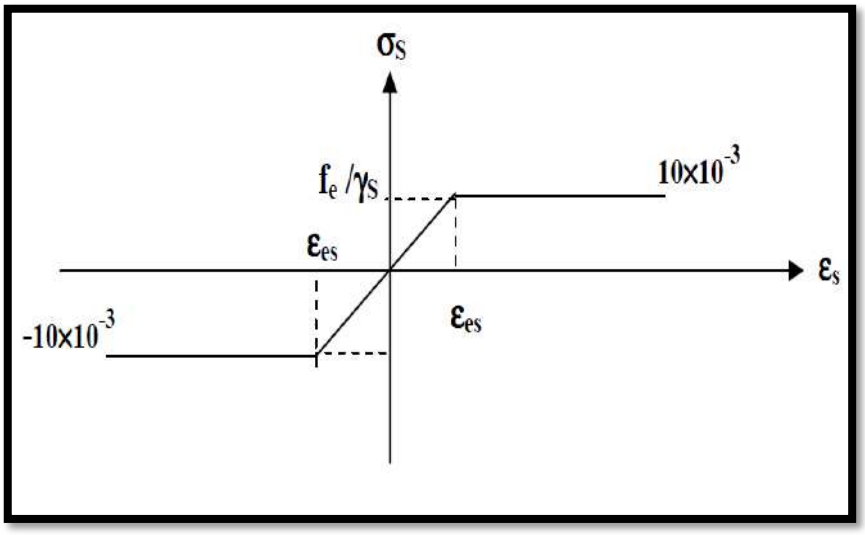


Figure IV.1. Diagramme contraintes déformations

- **Contrainte limite de traction :**

- En fissuration peu nuisible :

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

- En fissuration préjudiciable :

$$\sigma_s = min(\frac{2}{3} f_e ; 110\sqrt{\eta f_{tj}})$$

- En fissuration très préjudiciable :

$$\sigma_s = min(\frac{1}{2} f_e ; \ 90\sqrt{\eta f_{tj}})$$

Avec:

η=1 Pour l'acier rond lisse (RL)

η=1.6 Pour l'acier haute adhérence (HA)

IV.3.2.2. Aciers actifs :

Les armatures actives sont des aciers de haute résistance que l'on utilise pour les constructions en béton précontraint par pré tension ou post-tension.

Les armatures de précontrainte sont sous tension même sans aucune sollicitation extérieure, elles sont classées par catégories : barres, files, torons.

Les armatures de précontraintes sont constituées de torons **12T15S**.

- Resistance ultime: f_{prg} **= 1 860 MPa**
- Limite élastique: f_{peg} = **1 674 MPa**
- Module d'élasticité: E_p **= 190 000 MPa**
- Section droite d'un toron : $A_{p\ 1toron}$ **= 140 mm²**
- Diamètre du gain : **Φ = 80 mm**
- Coefficient de relaxation des câbles à 1 000 heures : **ρ = 2.5%**
- Coefficient de recul d'encrage **g = 2 mm**

IV.3.3. Contraintes admissibles :

IV.3.3.1. Béton :

- **Contraintes admissibles à la compression :**

$f_{bu} = 0.85\ f_{cj} / \theta.\ \gamma_b$ **(MPa)** ……..……..…(III.1)

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

$f_{bc} = 0.6 \times f_{c28}$ **(MPa)**…… (III.2)

Tableau IV.1: Contraintes admissibles à la compression de béton.

Etat	Contrainte limite		Superstructure	Infrastructure
ELU	f_{bu} (MPa)	$\gamma_b = 1.5$	19.83	14.17
		$\gamma_b = 1.15$	25.87	18.48
ELS	f_{bc} (MPa)		21.00	15.00

$\gamma_b = \begin{cases} 1.5 \text{ Situation durable} \\ 1.5 \text{ Situation transitoire} \\ 1.15 \text{ Situation accidentelle} \end{cases}$

- **Déformation longitudinale du béton :**

On considère un module de déformation longitudinale pour le béton "$\mathbf{E_{ij}}$" défini par les règles B.A.E.L comme ce qui suit :

$\mathbf{E_{ij} = 11\ 000 \times \sqrt[3]{f_{cj}}}$; Module de déformation instantanée du béton < 24h.

$\mathbf{E_{ij} = 3\ 700 \times \sqrt[3]{f_{cj}}}$; Module de déformation sous chargement de langue durée.

IV.3.3.2. Armatures :

Tableau IV.2. Contraintes admissibles de traction des armature passives

Fissuration	Contrainte limite (MPa)		Superstructure	Infrastructure
Peu nuisible	$\boldsymbol{\sigma_s}$	S-Durable ou transitoire, $\gamma_s = 1.15$	434.78	434.78
		S-Accidentelle $\gamma_s = 1$	500.00	500.00
Préjudiciable	$\mathbf{\sigma_s = max\left\{ \frac{1}{2} \times f_e ; 110\sqrt{n \times f_{tj}} \right\}}$; **n = 1.6**		250.00	250.00
Très préjudiciable	$\mathbf{\sigma_s = max\left\{ 0{,}4 \times f_e ; 88\sqrt{n \times f_{tj}} \right\}}$; **n = 1.6**		200.00	200.00

- **Contrainte limite de traction des aciers :**

- **Classe de justification de la précontrainte :**

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

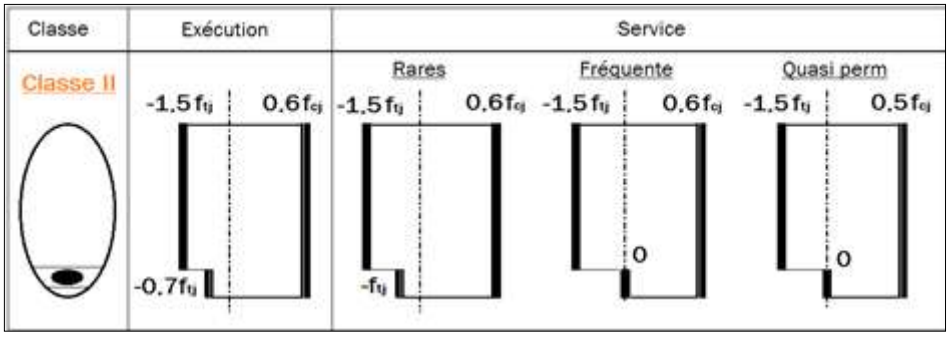


Figure IV.2. Limitation des contraintes des sections en BP.

IV.4. CONCLUSION :

Après avoir introduit notre ouvrage et ses éléments de base on s'est intéressé aux différentes contraintes liées au pont et vu l'influence majeure de ces dernières, on a déterminé les différentes techniques et matériaux utilisé a la réalisation des ponts, ainsi que les avantages et les inconvénients de ces derniers.

CHAPITRE V
CARACTERISTIQUS GEOMETRIQUES

V.1. INTRODUCTION :

Les formes géométriques des éléments porteurs répondant aux besoins structuraux, varient selon l'importance de l'ouvrage « sa longueur de franchissement et notamment sa largeur ».

Pour ce volet on valorise les caractéristiques du tablier ainsi les caractéristiques de chaque section de la poutre avec et sans hourdis.

V.2. CARACTERISTIQUES DU TABLIER:

- ✓ Largeur totale :10.40 m
- ✓ Largeur roulable : 8 m
- ✓ Largeur chargeable : 7.5 m
- ✓ Largeur de trottoir à droit : 0.8m
- ✓ Largeur de trottoir à gauche: 1.6m
- ✓ Largeur d'une voie : 3.75 m
- ✓ Nombre des poutres : 8 poutres
- ✓ Entre axes : 1.54 m

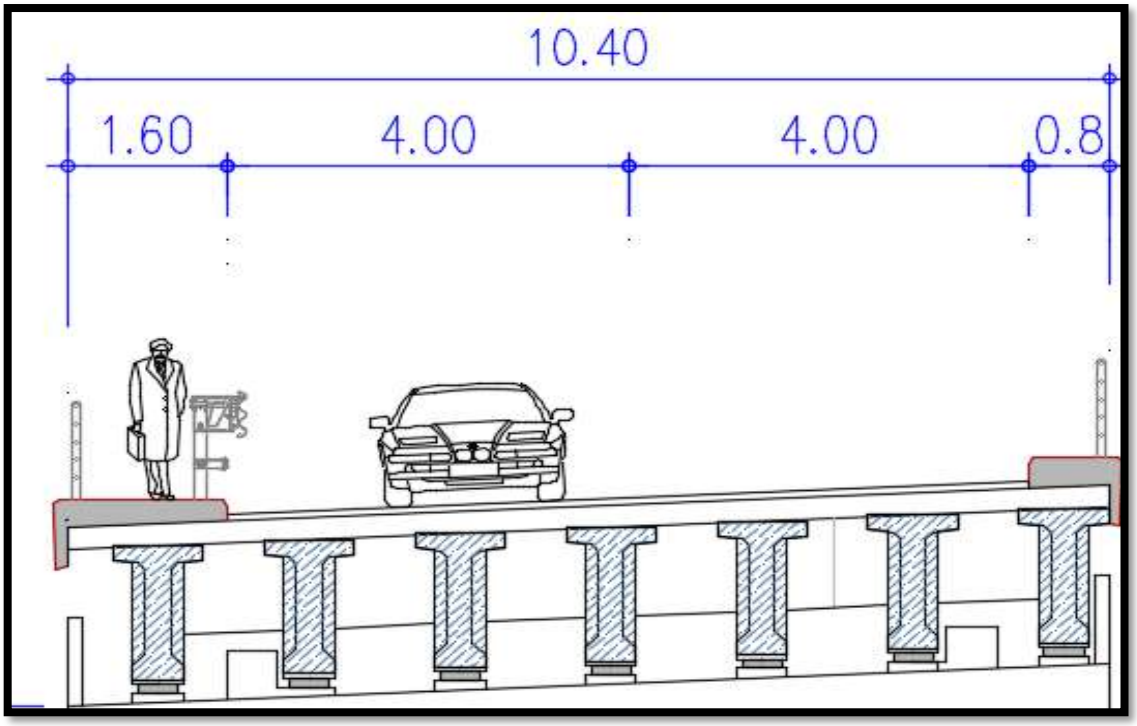


Figure V.1 : Caractéristiques du tablier

V.3. SECTIONS TRANSVERSALES DE POUTRE :

Chaque poutre est composée de trois sections transversales, les dimensions des sections transversales sont présentées dans la figure suivante :

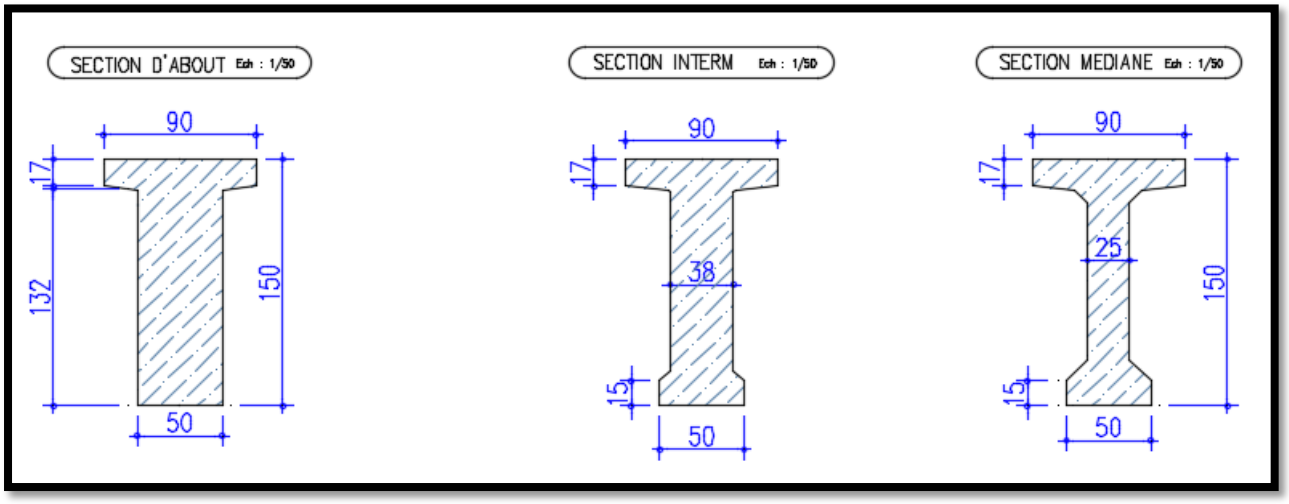


Figure V.2 : les sections transversales de la poutre

V.4. Détermination des Caractéristiques géométriques de la poutre :

Pour calculer les différentes caractéristiques géométriques des différentes sections de la poutre, on utilise les formules suivantes :

Tableau V.1. Formules de détermination des Caractéristiques géométriques de la poutre.

Formule	Définition
$B_{brute} = x.y$	Section brute de l'élément
$I_\Delta = bh^3/36$ $I_\Delta = bh^3/12$	Le moment d'inertie par rapport à l'axe passant par le centre de gravité : -pour une section triangulaire -pour une section rectangulaire
V'=CG V=H-V'	Distance de la fibre supérieur et inferieur par rapport au CG
$I_G = I_\Delta - B.V'^2$	Le moment d'inertie de la section par rapport à l'axe passant par le CG
$B_{nette} = 0.95 * B_{brute}$	Section nette de la poutre
$\rho = I_G / V'.V.B_{brute}$	Rendement géométrique de la section.

- **SECTION D'ABOUT :**

Tableau V.2. Caractéristiques géométriques de la poutre d'about

Section sans hourdis	
H(m)	1.5
B brute(m^2)	0.82
V' (m)	0.81
V (m)	0.69
I_G (m^4)	0.17
ρ(%)	37

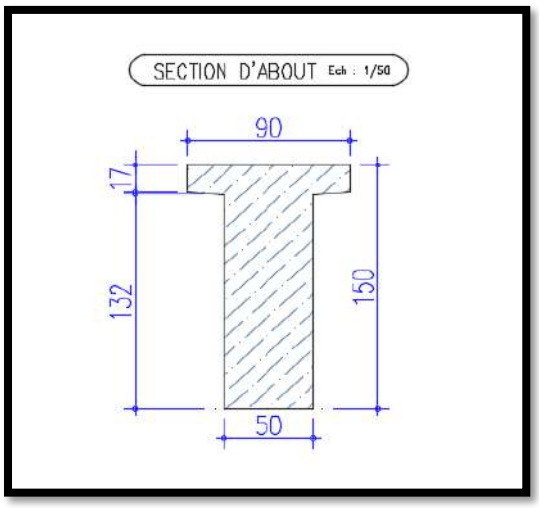


Figure V.3 : section d'about sans hourdis

Tableau V.3. Caractéristiques géométriques de la poutre d'about avec hourdis.

Section avec hourdis	
H(m)	1.75
B brute(m^2)	1.20
V' (m)	1.07
V (m)	0.68
I_G (m^4)	0.35
ρ(%)	40

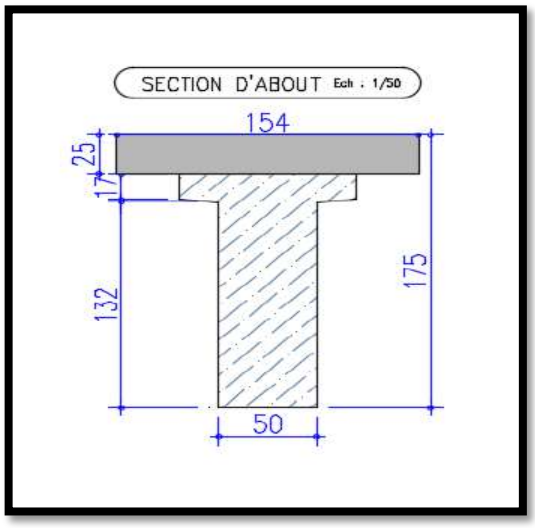


Figure V.4 : section d'about avec hourdis.

➢ **SECTION MEDIANE :**

Tableau V.4. Caractéristiques géométriques de la poutre médiane sans hourdis.

Section sans hourdis	
H(m)	1.5
B brute(m^2)	0.55
V' (m)	0.83
V (m)	0.67
I_G (m^4)	0.14
ρ(%)	46

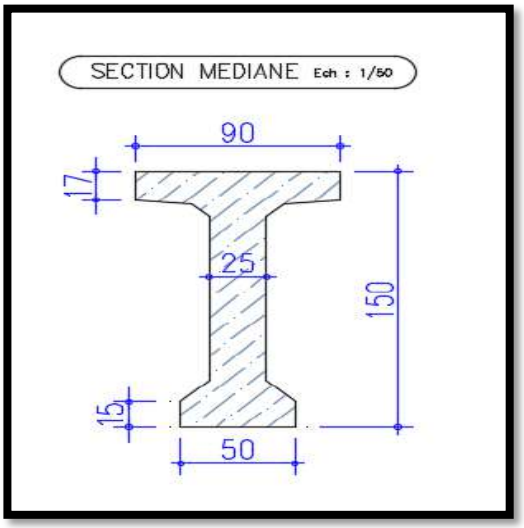


Figure V.5 : section médiane sans hourdis.

Tableau V.5. Caractéristiques géométriques de la poutre médiane avec hourdis.

Section avec hourdis	
H(m)	1.75
B brute(m^2)	0.94
V' (m)	1.16
V (m)	0.59
I_G (m^4)	0.29
ρ(%)	45

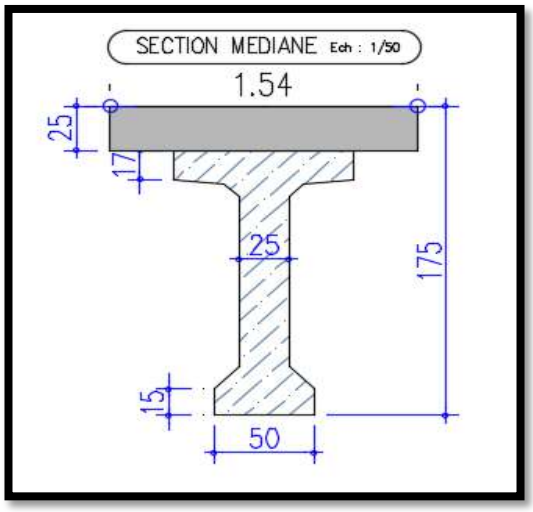


Figure V.6 : section médiane avec hourdis.

- **SECTION INTERMEDIAIRE :**

Tableau V.6. Caractéristiques géométriques de la poutre intermédiaire

Section sans hourdis	
H(m)	1.5
B brute(m^2)	0.68
V' (m)	0.82
V (m)	0.68
I_G (m^4)	0.15
ρ(%)	40

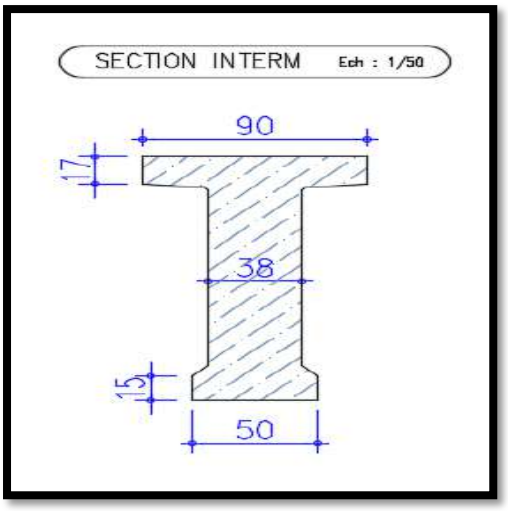


Figure V.7 : section intermédiaire sans hourdis.

Tableau V.7. Caractéristiques géométriques de la poutre intermédiaire

Section avec hourdis	
H(m)	1.75
B brute(m^2)	1.06
V' (m)	1.11
V (m)	0.64
I_G (m^4)	0.31
ρ(%)	41

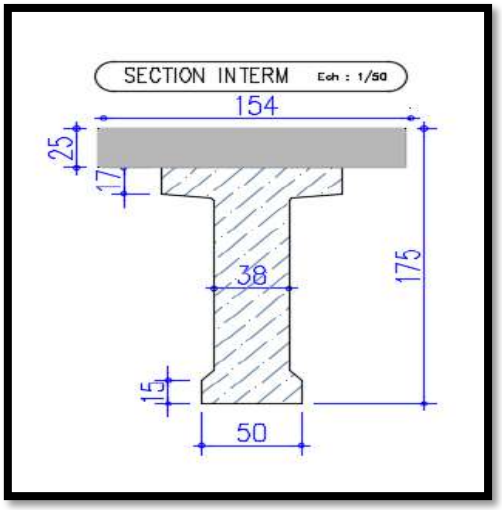


Figure V.8 : section intermédiaire avec hourdis.

V.5. CONCLUSION :

Les données présentées dans ce chapitre nous permettrons de pouvoir étudier la superstructure et l'infrastructure de notre projet.

CHAPITRE VI
CHARGES ET SURCHARGES

VI.1. INTRODUCTION :

Les études des ponts prennent en compte les données d'entrée, telles que les charges de service, les charges dynamiques, les surcharges accidentelles, les charges climatiques (le vent par exemple), les caractéristiques mécaniques du sol d'appui, le type de partie coffrant qui va influer sur la transmission des efforts et des charges. D'une façon générale, la partie portante d'un pont doit résister aux charges permanentes principalement liées aux revêtements, aux charges d'exploitations liées à l'utilisation du pont, aux surcharges mobiles et au poids propre du tablier. Notons que ces charges et surcharges agissant sur le pont pouvant être classées comme suit.

- Les actions permanentes comprennent :
- Le poids des éléments porteurs : (poutres, dalle).
- Le poids des éléments non porteurs : dont l'existence est imposée par la fonction de l'ouvrage : (trottoirs, corniche, garde-corps, glissières, revêtement).
- Les actions variables de leur côté, comprennent :
- Les charges d'exploitation : elles sont définies souvent par un règlement dans le cas d'un pont routier (RCPR).

VI.2. EVALUATION DES ACTIONS :

VI.2.1. CALCULE DES CHARGES PERMANENTES :

- **Poids propre des poutres**

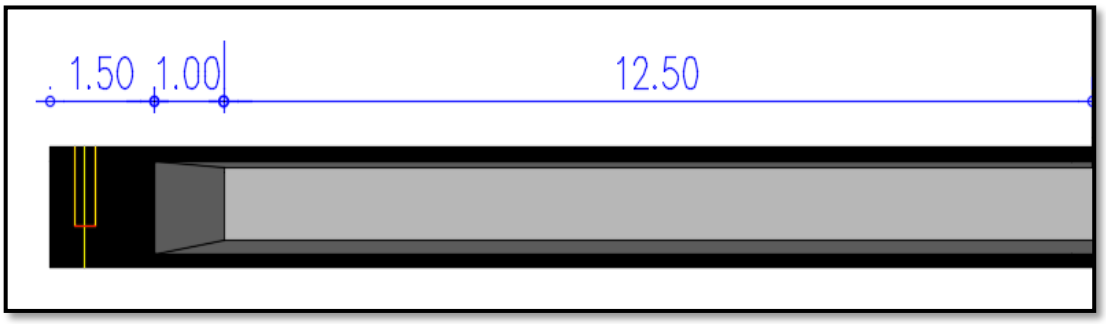


Figure VI.1. Vue longitudinale de la poutre représente la variation de la section transversale.

Tableau VI.1. Calcul du poids de la poutre.

Section	S1	S2	S3
Longueur(m)	1.5	1	12.5
Surface (m^2)	0.82	0.68	0.55
Poids (KN/m^3)	30.75	17	171.875

Poids propre des poutres : $P_{poutres} = 2 \times n \times \sum P_i$

Sachant que :

- **n** : représente le nombre des poutres par travée et égale à 7 poutres.
- ρba : le poids volumique du béton armé = 25 KN/m^3
- P_i: le poids de chaque section.

Donc :

$P_{poutres}$ = 2x7x (30.75+17+171.875)

$P_{poutres}$ =3074.75 KN

- **Poids de l'hourdis :**

$P_{hourdis} = L \times l \times e \times \rho ba$

Sachant que :

- L : longueur de l'hourdis, égale à 30m.
- l: largeur de l'hourdis, égale à 10.4m.
- e : épaisseur de l'hourdis, égale à 0.25m.
- ρba : le poids volumique du béton armé: 25 KN/m^3

Donc :

$P_{hourdis}$ =1950 KN/m^3

- **Poids des entretoises :**

$P_{entretoises} = 2 \times n \times S \times e' \times \rho ba$

Sachant que :

- n : nombre des entretoises dans l'about des poutres : 6entretoises.
- S : l'aire de l'entretoise qui situe entre les poutres égale 0.94m2.
- e' : épaisseur de l'entretoise égale à 0.3m.
- ρba: le poids volumique du béton armé: 25 KN/m^3

Donc :

$P_{entretoises}$ = 84.6 KN

VI.2.2. CHARGES PERMANENTES COMPLÉMENTAIRES :

- **Poids du revêtement et étanchéité :**

Pr = Hr* ρr

Sachant que :

- Hr : (épaisseur du revêtement et la chape d'étanchéité) = 0.06+0.02=0.08m
- Pr : le poids volumique du revêtement =24 KN/m^3

Pr = 1.92 KN/m^2

- **Poids des trottoirs :**

Le poids de trottoir pour les deux cotés est :

$P_{trottoirs} = S_t * \rho ba$

$P_{trottoirs}$ = 16.8 KN/ml

- **Poids de la corniche :**

  $P_{corniche} = S_t * \rho ba$ $P_{corniche}$ = 2.25 KN/ml

- **Poids du (garde-corps et glissière de sécurité) :**

  (Pour les deux cotés)

  P= 2 KN/ml

Le tableau suivant récapitule toutes les valeurs des charges permanentes et les charges permanentes complémentaires :

Tableau VI.2. Les valeurs des charges permanentes

Les éléments	Poids en (KN)
Les poutres	3074.75
L'hourdis	1950
Les entretoises	84.6
Les équipements	1092.3

Donc, la charge permanente totale pour une travée égale : G = 6201.65 KN

VI.3. EVALUATION DES ACTIONS DUES AU TRAFIC :

VI.3.1. LES CARACTÉRISTIQUES DE PONT :

VI.3.1.1. Largeur roulable

La largeur roulable est définie comme la largeur comprise entre dispositifs de retenue ou bordures. Pour notre cas : LR = 8m.

VI.3.1.2. Largeur chargeable

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

Pour notre cas : Lc = 7.5m.

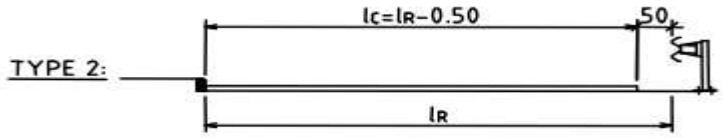


Figure VI.2. La largeur roulable et la largeur chargeable.

VI.3.1.3. Nombre de voies

Les chaussées comportent un nombre de voies de circulation égal à la partie entière du quotient par 3 de leur largeur chargeable.

N = [Lc/3] = [7.5/3] = [2.5] = 2

On va prendre : N = 2 voies.

VI.3.1.4. Largeur d'une voie

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

Lv = Lc/2 = 7.5/ 2 = 3.75m

VI.3.1.5. Classe du pont

Les ponts routes sont rangés en 3 classes, en fonction de la largeur roulable et de leur destination.

D'après RCPR, tous les ponts supportant des chaussées de largeur roulable supérieure ou égale à 7 m sont rangés dans la catégorie des ponts de première classe.

VI.3.2. Les systèmes de charge à considérer :

On va prendre en considération les systèmes de charges suivants :

- Système de charge routière type A(l)
- Système de charge routière type B (Bc, Bt, Br)
- Système de charge militaire Mc 120
- Convoi exceptionnel D 240

VI.3.2.1. Système de charge AL:

Pour les ponts comportant des portées unitaires atteignant au plus 200 m, la chaussée supporte une charge uniforme dont l'intensité est égale au produit de la valeur A(l) donnée ci-après par des coefficients. La charge A(l), exprimée en kilonewton par mètre carré (kN/m2) est donnée en fonction de la longueur chargée, l, exprimée en mètres par la formule :

A(l) = **2.3+** (**360**/ **l**+**12**) **[KN/m^2]**

l : la longueur chargée du tablier en (m)

A(l) = 2.3+ (360 /30+12) = 10.87KN/m2

En fonction de la classe de pont et du nombre de voies la valeur de la charge A(l) est multipliée par les coefficients a1 du tableau 4.1-RCPR

Tableau VI.3. Le coefficient a1 en fonction de la classe du pont et les voies chargées.

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	-	-	-

- **1ere cas : une voie chargée :**

D'après le tableau :

$a^2 = Vo/ V.$

Vo : dépend de la classe, on a 1ère classe.

Donc pour : Vo=3.5m⇒ a2=3.5/3.75=0.93

On a_2 : a_1=1

a_2=0.93

$A_1 = A(l) \times a_1$

A_1=10.87*1= 10.87 KN/m^2

$A_2 = A_1 * a_2$ = 10.11 KN/m^2

- **2eme cas : deux voies chargées :**

Nombre des voies chargées égales à 2.

On a : a_1=1.

a_2=0.93

$A_1 = A(l) \times a_1$

A_1=10.87*1= 10.87KN/m^2

$A_2 = A_1 * a_2$ = 10.11 KN/m^2

Tableau VI.4. Valeurs du chargement A(l)

Nombre de voix	a_1	a_2	A(l)* a_1* a_2 (KN/m^2)	Largeur de voie (m)
1	1	0.93	10.11	3.75
2	1	0.93	10.11	7.5

VI.3.2.2. Système de charge B:

Le système de charges B comprend trois cas distincts dont il y a lieu d'examiner indépendamment les effets pour chaque élément des ponts :

- Le système B_c se compose de camions types.
- Le système B_r se compose d'une roue isolée.
- Le système B_t se compose de groupes de deux essieux dénommés essieux-tandems.

Les deux premiers systèmes B_c, B_r s'applique aux ponts de quelle que soit leur classe ; le système Bt ne S'applique qu'aux ponts de 1ére et 2éme classe (RCPR).

a) Système Bc:

Un camion type de système Bc comporte trois essieux, et répond aux caractéristiques suivantes :

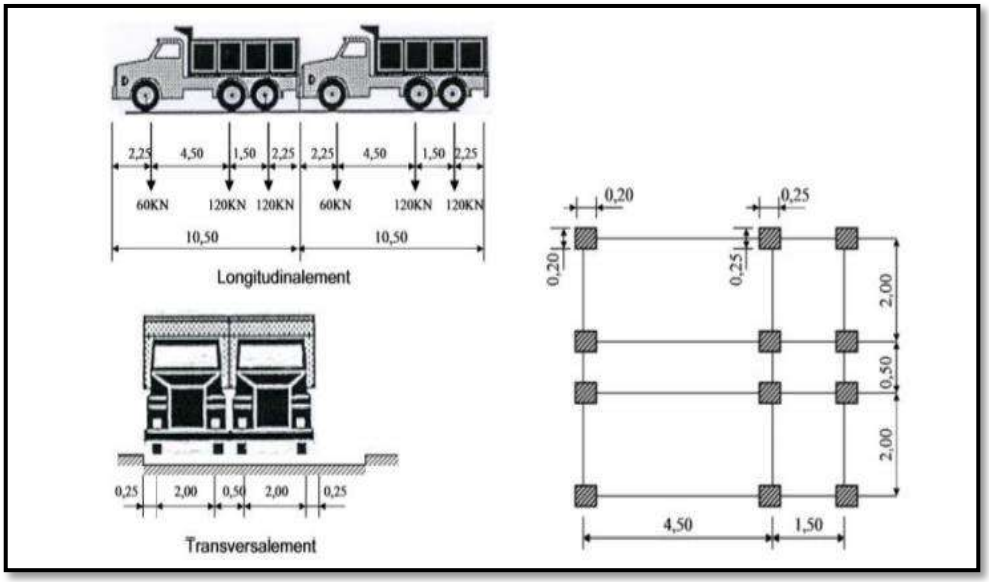


Figure VI.3. Système de charge Bc.

- **Calcul des coefficients de majoration dynamique et coefficients bc :**

Les calculs des réactions se fait en considérant les charges comme étant statique, mais en effet l'effet d'une charge statique est inférieur à celle qui est dynamique, donc les surcharges du système B et M_C sont multipliées par des coefficients de majoration dynamique.

Ce coefficient est déterminé par la formule :

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

tel que:

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

G : sa charge permanant.

S : sa charge maximale de Bc

Tableaux VI.5. Coefficients bc.

	Nombre de voies chargées				
Classe de pont	1	2	3	4	≥ 5
Première	1,20	1,10	0,95	0,80	0,70
Deuxième	1,00	1,00	-	-	-
Troisième	1,00	0,80	-	-	-

Les résultats sont inscrits dans le tableau ci-dessous :

Tableaux VI.6. Les coefficients de majoration dynamique Bc.

Système de charge	L (m)	G (KN)	S (KN)	δ
B_c	30	5903.4	720	1.075
B_c			1320	1.089

b) Système B_t:

Un tandems type de système B_t comporte deux essieux, et répond aux caractéristiques suivantes :

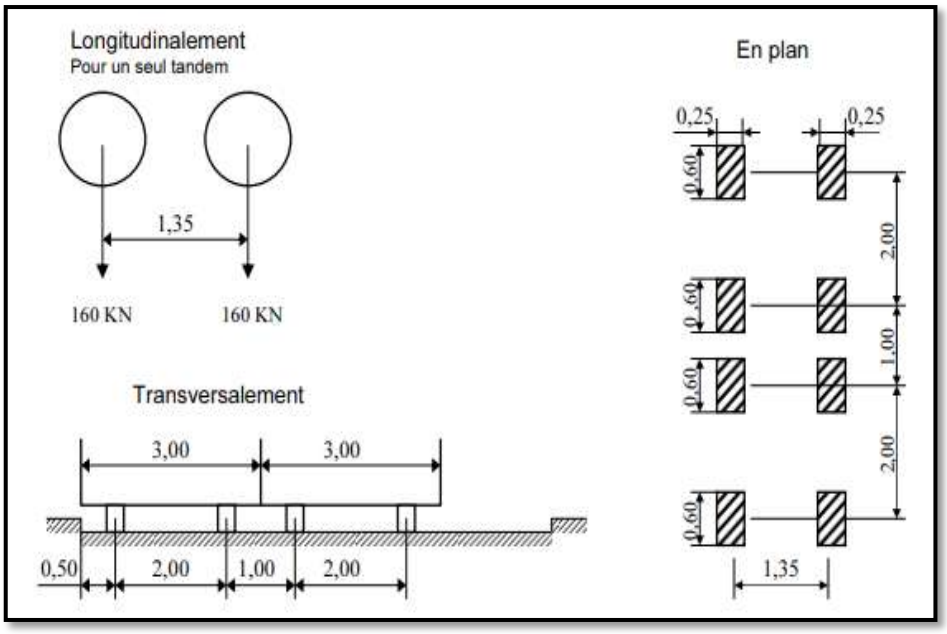


Figure VI.4. Système de charge Bt.

Tableaux VI.7. Coefficients b_t.

Classe de pont	b_t
première classe	1,2
deuxième classe	1

Ce coefficient est déterminé par la formule :

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

Tableaux VI.8. Les coefficients de majoration dynamique Bt.

Système de charge	L (m)	G (kN)	S (kN)	δ
B_t	30	5903.4	384	1.067
B_t			768	1.076

c) Système Br :

Le système Br répond aux caractéristiques suivantes :

- Une roue isolée, porte une masse de 10t.
- Sa surface d'impact sur la chaussée est un rectangle de 0.60mx0.30m.
- Le rectangle d'impact de la roue Br, disposé normalement à l'axe longitudinal de la chaussée, peut être placé n'importe où sur la largeur roulable.

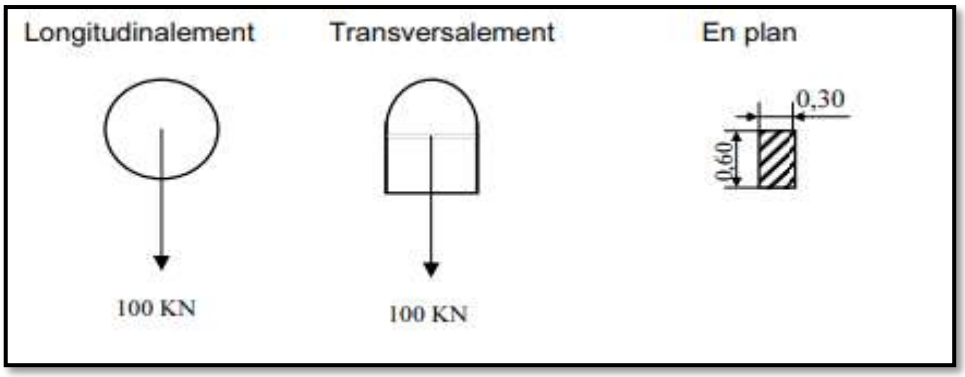


Figure VI.5. Système de charge Br.

Ce coefficient est déterminé par la formule :

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

Les résultats sont inscrits dans le tableau ci-dessous :

Tableaux VI.9. Les coefficients de majoration dynamique Br

Système de charge	L (m)	G (kN)	S (kN)	δ
B_r	30	5903.4	100	1.060
B_r			100	1.060

VI.3.2.3. Système Mc120:

Le convoi militaire de type Mc120 comporte deux chenilles, et répond aux caractéristiques suivantes :

- Masse totale : 110t.
- Longueur d'une chenille : 6.10m.
- Largeur d'une chenille : 1.00m.
- Distance d'axe en axe des deux chenilles : 3.30m.
- Le rectangle d'impacts de chaque chenille est supposé uniformément répartir.

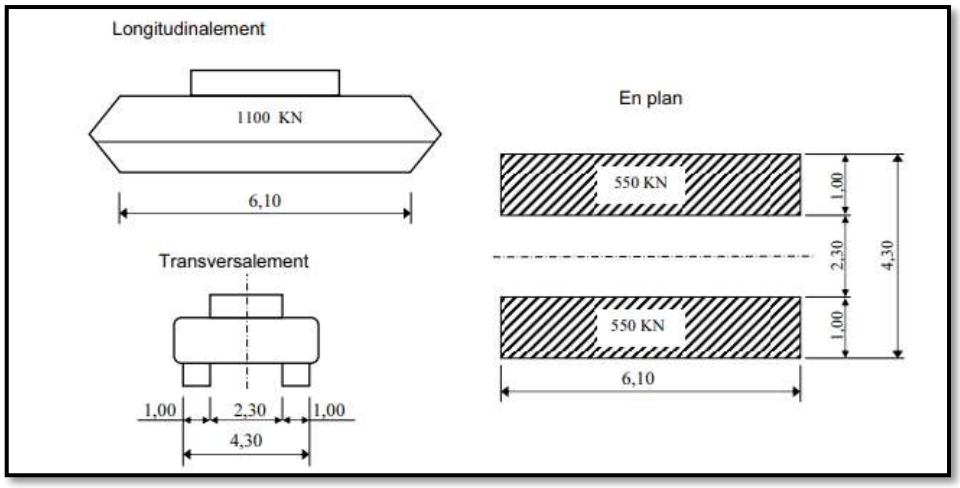


Figure VI.6. Système de charge Mc 120.

Ce coefficient est déterminé par la formule :

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

Les résultats sont inscrits dans le tableau ci-dessous :

Tableaux VI.10. Le coefficient de majoration dynamique Mc 120.

Système de charge	L (m)	G (kN)	S (kN)	δ
Mc 120	30	5903.4	1100	1.084

VI.3.2.4. Système D 240 « charge exceptionnelles »:

Le convoi type D, comporte une remorque de trois éléments de quatre lignes à deux essieux de 240t de poids total, ce poids est supposé reparti au niveau de la chaussée sur un rectangle uniformément chargé de 3,20m de large et 18,60m de longe.

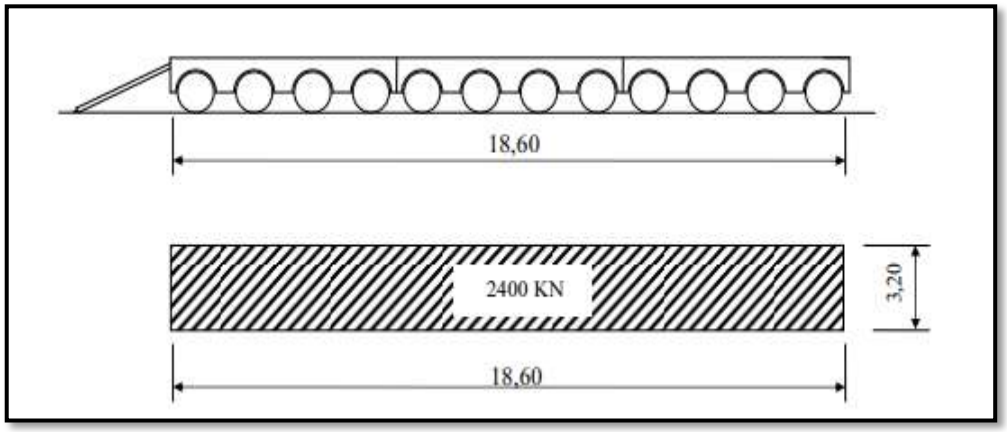


Figure VI.7. Système de charge D240.

VI.4. EFFORTS DE FREINAGE :

VI.4.1. Système de charge Bc:

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

VI.4.2. Système de charge AL :

L'effort de freinage correspondant à la charge A est égal à :

$$F = \frac{A.S}{(20+0.0035.S)} \quad \text{en KN}$$

Avec : S : la surface chargée en (m^2).

Les résultats de l'effort de freinage pour les deux voies sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.11. Les résultats de l'effort de freinage du système A(l).

N des voies	S (m^2)	A(l) (kN/m^2)	F (kN)
1	112.50	10.11	55.77
2	225.00	10.11	109.43

VI.5. COMBINAISON D'ACTIONS :

Pour le calcul des ouvrage routiers, les combinaisons des sollicitations aux états limites s'effectuent en multipliant les sollicitations par des coefficients de pondérations qui son regroupés dans le tableau ci-dessous.

Tableau VI.12. Combinaisons de charges réglementaires.

Type de charge	ELU	ELS
Charges permanentes	1.35	1
Chareges à cractère civil (A(l), B)	1.6	1.2
Chareges sur trottoirs (St)	1.6	1
Mc 120 et D240	1.35	1

VI.6. CONCLUSION :

Le calcul des coefficients de majoration dynamique sert à pondérer les efforts de moment et effort tranchant selon les dispositifs exigés par le RCPR.

CHAPITRE VII
MODELISATION DU TABLIER

VII.1. INTRODUCTION

Dans ce chapitre, on va déterminer les efforts internes (moments fléchissant et efforts tranchants) dus aux actions permanentes et d'exploitations évoquées dans le chapitre précèdent, pour cela, on a opté le logiciel de modélisation Autodesk Robot Structural Analysis 2013 pour modéliser notre structure.

VII.2. MODELISATION DE L'OUVRAGE

Le logiciel Autodesk Robot Structural Analysis permet de modéliser la structure de l'ouvrage, de définir les matériaux, d'appliquer les charges et d'effectuer les calculs sur des modèles complexes, avec une visualisation graphique, grâce d'un maillage qui nous permet d'obtenir une précision suffisante. Le tablier qu'on va modéliser est composé d'une dalle en béton armé d'épaisseur de 25cm, qui repose sur 7 poutres solidarisées par des entretoises au l'about, l'ensemble reposent sur des appuis.

VII.3. MODELISATION DES ELEMENTS DE L'OUVRAGE

- **Les poutres**

La poutre est modélisée en élément 'barre', et on introduit les trois sections de la poutre 'section d'about', 'section intermédiaire', et 'section médiane' avec le choix de matériau de construction (béton35).

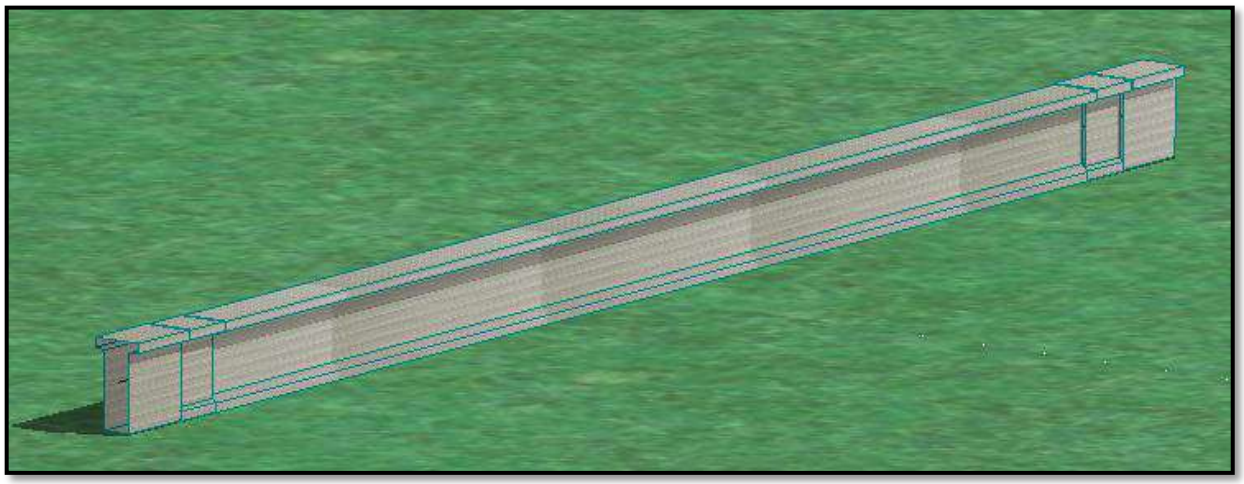


Figure VII.1. Modèle 3D de la poutre

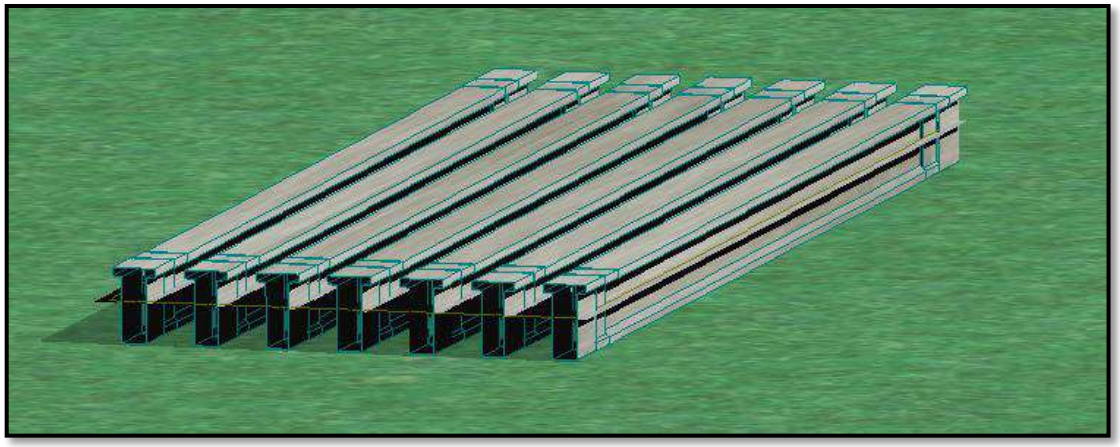


Figure VII.2. Les 7 poutres qui constituent le tablier

- **L'hourdis**

On a utilisé l'élément 'Panneau' pour la modélisation de la dalle puis on a introduit le matériau de construction correspondant (béton35) avec une épaisseur de 25cm.

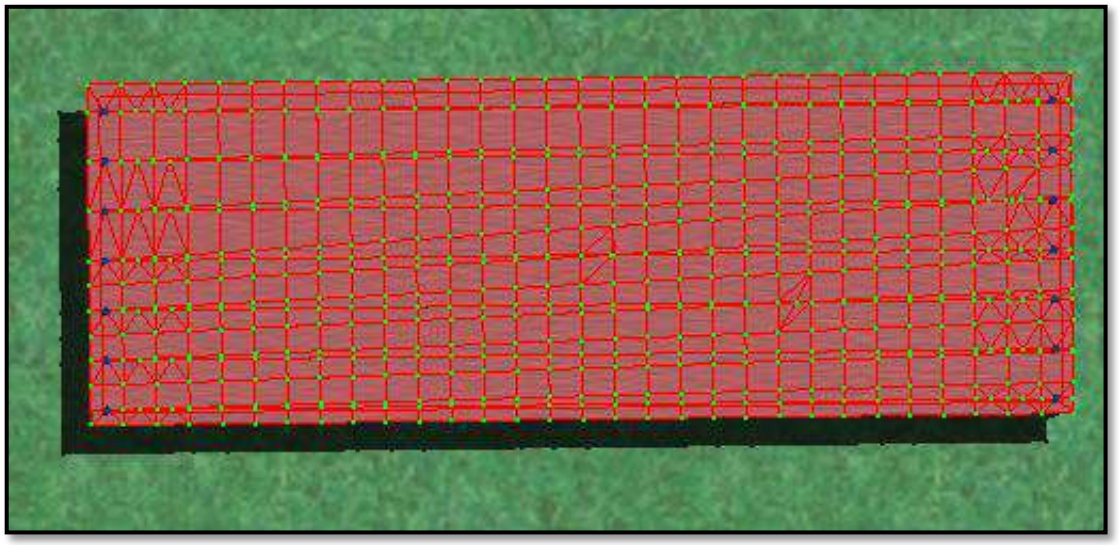


Figure VII.3. Modèle dalle avec un maillage imposé

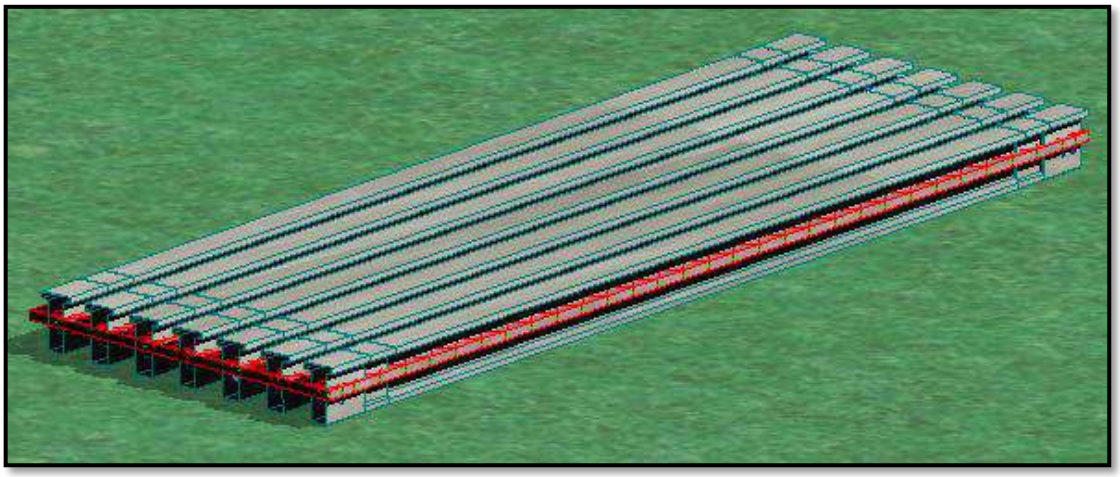


Figure VII.4. Modèle poutres+dalle avec un maillage imposé

VII.4. LES CHARGES APPLIQUEES

Les charges appliquées à l'ouvrage sont définies dans le chapitre précèdent avec ses valeurs (Chapitre IV : calcul des charges et surcharges)

VII.5. LES RESULTATS

Les résultats obtenus par le logiciel de calcul Autodesk Robot Structural Analysis 2013 sont présentés dans les figures suivantes :

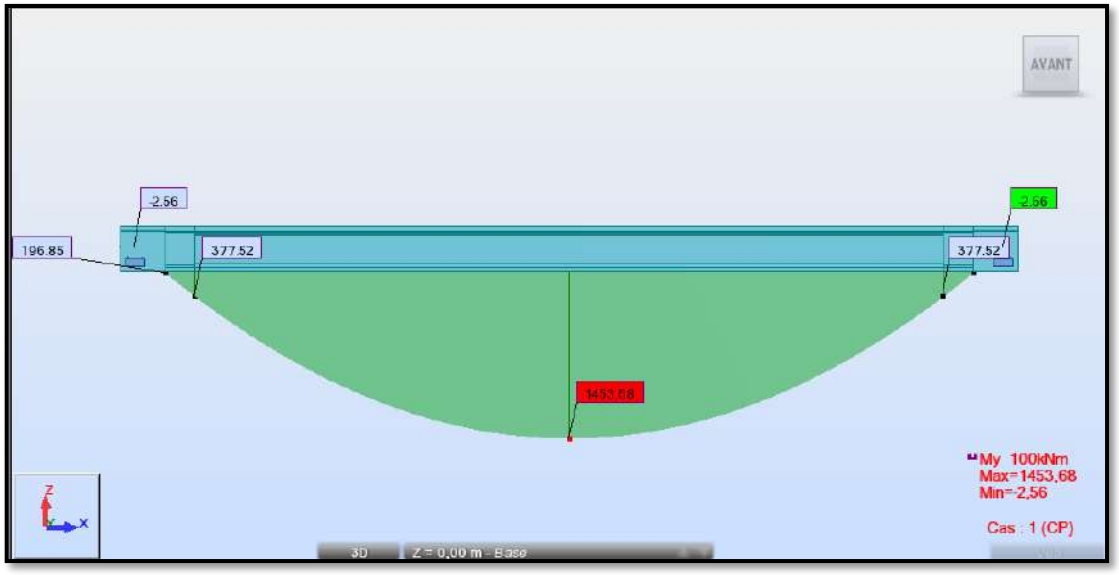


Figure VII.5. Moment max sous l'effet du poids propre de la poutre

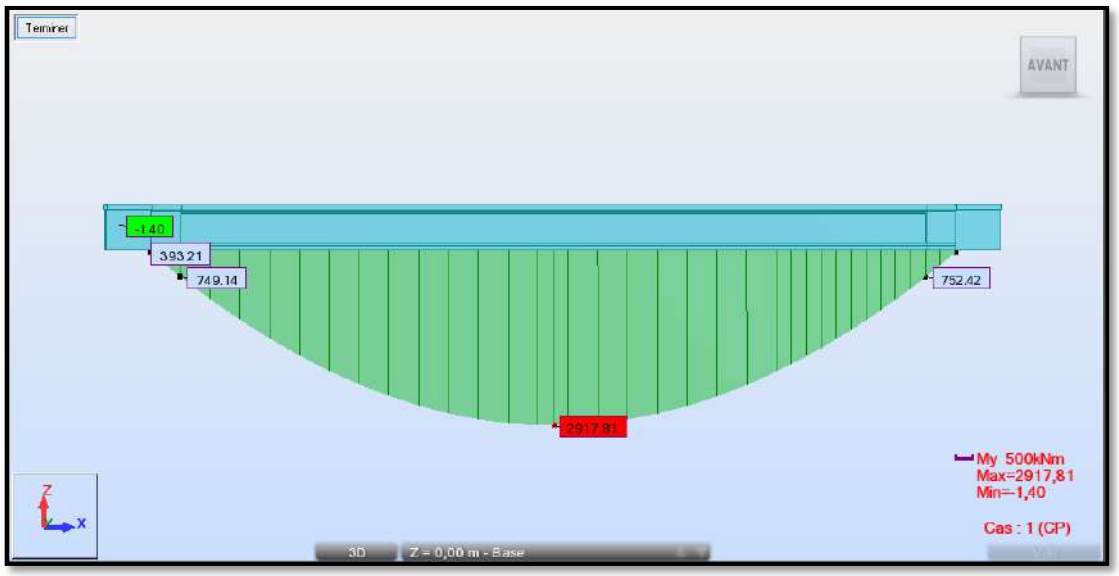


Figure VII.6. Moment max sous l'effet de la charge permanente

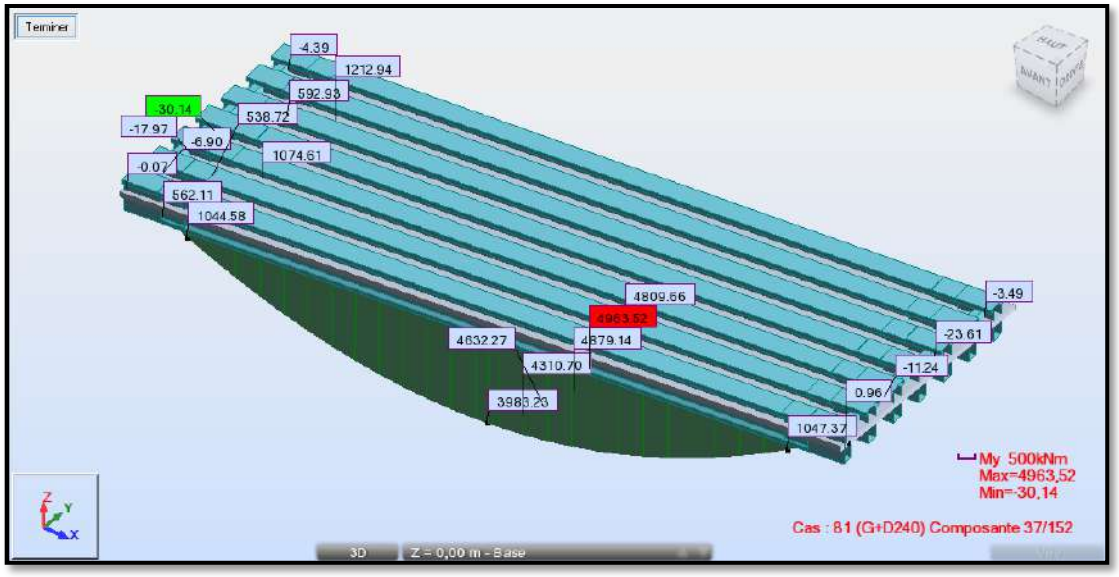


Figure VII.7. Moment max sous la combinaison la plus défavorable à l'ELS

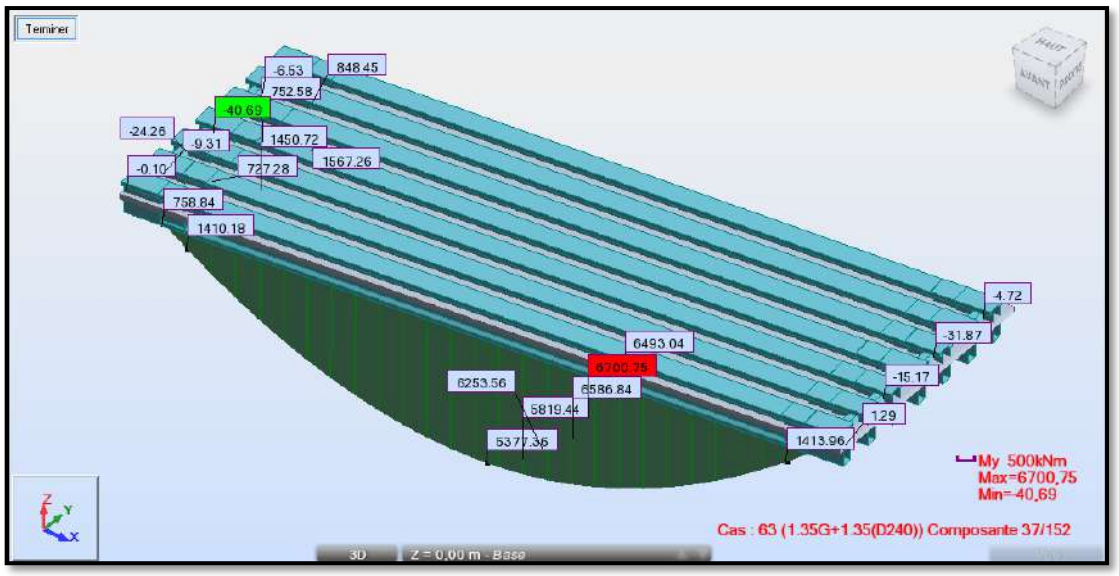


Figure VII.8. Moment max sous la combinaison la plus défavorable à l'ELU

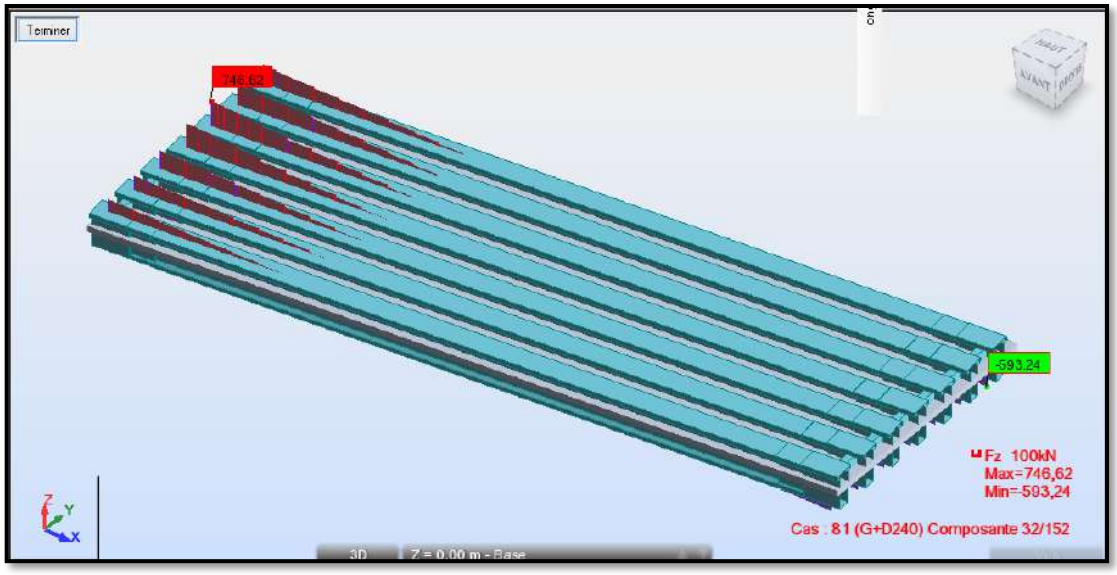


Figure VII.9. Effort tranchant max sous la combinaison la plus défavorable à l'ELS

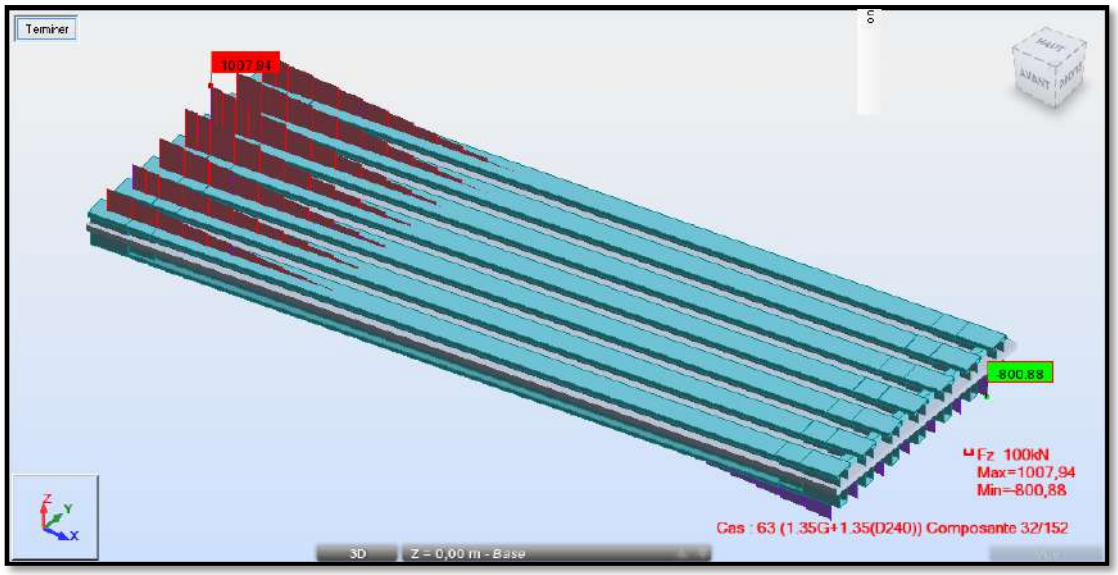


Figure VII.10. Effort tranchant max sous la combinaison la plus défavorable à l'ELU

VII.6. CONCLUSION

On est arrivé à déterminer les sollicitations agissant à l'ouvrage grâce à la modélisation par le logiciel Autodesk Robot Structural Analysis 2013. Donc, on peut dire que la modélisation numérique aujourd'hui est devenue indispensable qui permet de calculer les sollicitations sur des structures complexes d'une manière rapide et exacte mais ça reste qu'un outil qui facilite le travail de l'ingénieur toutefois son rôle d'interpréter les résultats et de les comprendre est nécessaire.

CHAPITRE VIII
ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

VIII.1. INTRODUCTION :

L'objectif de la précontrainte est de soumettre le béton à des contraintes permanentes de compression destinées à compenser les forces de traction qui seront appliquées à l'ouvrage, cette technique permet ainsi de réaliser des ouvrages soumis à des contraintes importantes (ponts) ou des éléments structuraux de faible épaisseur mais de portée importante (poutres, dalles). Nous abordons dans ce chapitre les étapes de l'étude précontrainte pour un pont à poutre en poste tension.

VIII.2. DONNEES DE CALCUL :

Tableau VIII.1-Données de dimensionnements de la précontrainte.

Données de l'ouvrage

H (P)	1,5 m
H(P+D)	1,75 m
L_{poutre}	30 m
$L_{porté}$	29 m
$N_{poutres}$	7 m
E_{dalle}	0,25 m
Ec	0,03 m
λ	1,54 m
$LT._{cm}$	0,9 m
b_{About}	0,5 m

Caractéristiques des câbles 12T15s

Type de câble	12T15s	
nbr Toron	12	
Ap 1 Toron	150	mm²
Ap 1Toron	0,00015	m²
Ap	0,0018	m²
fprg	1860	MPa
Fp0	221,4	KN
fpeg	1674	MPa
D gaine	0,08	m
f	0,18	(rd^{-1})
ϕ	0,002	(m^{-1})
g	6	mm
μ0	0,43	
ρ1000h	2,5	
Ep	190000	MPa
fe	500	MPa
Sigma S	434,783	MPa

Caractéristiques du béton

F_{csup}	35	MPa
F_{cinf}	25	MPa
F_{t28}	2,7	MPa
σ_{bc}	21	MPa
σ_{bt}	-4,05	MPa

Caractéristiques des sections

	About		Médiane	
	Poutre	**P+ dalle**	**Poutre**	**P+ dalle**
B (m^2)	0,82	1,20	0,55	0,94
υ' (m)	0,81	1,07	0,83	1,16
υ (m)	0,69	0,68	0,67	0,59
I_G (m^4)	0,17	0,35	0,14	0,29
ρ	0,37	0,40	0,46	0,45

Résultats Logiciel

M_{gp}	1,45	MN.m
M_{max}	4,96	MN.m
M_{min}	2,92	MN.m
V_M	0,75	MN
V_m	0,4	MN

VIII.3. PRECONTRAINTE PAR POST-TENSION :

La préfabrication des poutres précontraintes par post tension passe par les phases suivantes :

- Mise en place du coffrage.
- Mise en place des armatures passives : aciers longitudinale, cadre…….
- Mise en place des gaines plus l'étanchéité des gaines.
- Mis en place des plaques d'appui.
- Coulage du béton.
- Durcissement du béton pour atteindre la résistance minimum spécifiée par le bureau d'étude pour autoriser la mise en tension.
- Pendant le durcissement du béton enfilage des câbles.
- Mis en place des plaques d'ancrage et des clavettes de blocage des torons dans le vérin d'ancrage et dans la plaque d'ancrage.
- Mise en tension d'une seule coté pour les câbles courts ou des deux côtés pour les câbles longs.

VIII.4. DIMENSIONNEMENT DE LA PRECONTRAINTE :

VIII.4.1. VALEUR MINIMALE DE LA PRECONTRAINTE EN SERVICE :

On détermine la valeur de la précontrainte minimale P_{min} tant que :

$$P_{min} = max(P_I; P_{II})$$

Tel que :

$\mathbf{P_1} = \frac{\mathbf{\Delta M + \frac{I}{v'}\overline{\sigma_{bt1}} + \frac{I}{v}\overline{\sigma_{bv2}}}}{\boldsymbol{\rho \times h}}$ Pour une section sous critique

$\mathbf{P_{II}} = \frac{\mathbf{M_n + \frac{I}{v'}\overline{\sigma_b z}}}{\mathbf{v' + \rho \times v - d'}}$ Pour une section sur critique.

B : Son aire ;

v et v' : Les distances de son centre de gravité aux fibres extrêmes (v + v' = h) ;

I : Son moment d'inertie par rapport à Gz ;

ρ : Son rendement géométrique ;

Mg : Moment de poids propre ;

M'g : Moment dû aux charges permanentes additionnelles ;

Mq moments généré par les actions variables de toutes natures ;

Selon le cas de charge considéré, M varie ente :

- Une valeur minimale : Mm = Mg + M'g +Mmq

- Une valeur maximale : MM = Mg + M'g +MMq

Posons : ΔM = MM - Mm = MMq - Mmq

σb t1 ; σb t2 : Sont des contraintes limites de traction ;

σbc : Est la contrainte limite de compression.

Tableau VIII.2-Calcul de PMIN.

Détermination de PMIN			
$\overline{\sigma_{bt2}}$	-2.7 MPa	**PI**	2.59 MN
$\overline{\sigma_{bt1}}$	-4.05 MPa	**PII**	3.96 MN
d'	0.18 m	**PMIN**	3.96 MN

VIII.4.2. DETERMINATION DU NOMBRE DE CABLE :

Le nombre de câble est donné par la relation suivante :

$$n \geq \frac{P_{MIN}}{0.75 P_0}$$

P0 : Effort de précontrainte limite qu'un câble de 1T15S peut créer, P0 est estimé à 25 % de pertes.

$Po = \min\{(0.8 \times \text{fprg} \times \text{Ap});\ (0{,}9\ \times\ \text{fpeg}\ \times\ \text{Ap})\}$

Tableau VIII.3-Détermination du nombre de câble.

ΔP0 =	**25**	**%**	**Donc on opte pour 2 câbles de 12T15s**
P0 =	**2.66**	**MN**	
n ≥	**1.99**	**Câble**	

VIII.4.3. PRE-VERIFICATION DES CONTRAINTES :

Pour faciliter les travaux de la mise en tension de la précontrainte on préconise de placer les deux câbles dans l'about, puis on fait la vérification des contraintes s'ils sont satisfaites ou non. La vérification a x= L/2, se fait selon les quatre phases suivantes :

- σbcj = 0,6×$f$cj , en construction ;
- σbt1 = 1,5×$f$tj , Hors section d'enrobage - en construction ;
- σbt2 = 0,7×$f$tj , Section d'enrobage - en construction.
- $f_{cj} = \frac{j}{4{,}76+0{,}83j} f_{c28}$ Si j < 28j. Selon BAEL 99

Tableau VIII.4-Caractéristiques et résultats de chaque vérification des contraintes.

	Phase 1	Phase 2	Phase 3	Phase 4
La mise en tension	50%	100%	100%	100%
Les pertes considérées	5%	12%	15%	25%
$f_{cj}\ (MPa)$	23.18	35	35	35
$f_t\ (MPa)$	1.99	2.7	2.7	2.7
$\sigma_{bc}(MPa)$	13.91	21	21	21
$\overline{\sigma_{bt1}}(MPa)$	-2.99	-4.05	-4.05	-4.05
$\overline{\sigma_{bt2}}(MPa)$	-1.39	-1.89	-1.89	-2.7
$N°$ câbles	2	2	2	2
$e_0(m)$	0.66	0.66	0.99	0.99
$M\ (MN.m)$	1.45	1.45	2.4	4.96
$P\ (MN)$	2.52	4.68	4.52	3.99
$\sigma_{sup}(MPa)$	3.62	0.78	0.64	6.34
$\sigma_{inf}(MPa)$	5.79	18.06	13.00	0.10
$Vérification$	$Vérifiée$	$Vérifiée$	$Vérifiée$	$Vérifiée$

- **Interprétation :**
  - Au niveau de fibre inférieure : $\overline{\sigma_{bt2}} \leq \sigma_{inf} \leq \sigma_{bc}$
  - Au niveau de fibre supérieure : $\overline{\sigma_{bt1}} \leq \sigma_{sup} \leq \sigma_{bc}$

Les hypothèses considérées (tension de câble, pertes) vérifient les contraintes normales en chaque phase donc on peut les adopter.

VIII.5. TRACE DES CABLES DE PRECONTRAINTE

VIII.5.1. Principe :

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

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

En section médiane, section la plus sollicitée, les câbles sont regroupés dans le talon à un excentrement maximum. La précontrainte se révèle surabondante, au fur et à mesure qu'on se

rapproche de l'appui, ce qui conduit à relever les câbles progressivement pour ne pas créer de contraintes excessives en fibre inférieure tout en apportant une bonne réduction d'effort tranchant.

Les câbles de première famille sont généralement tous ancrés à l'about des poutres et de préférence à espacement constant de façon à bien répartir l'effort de précontrainte et ainsi limiter au mieux les effets de la diffusion. Ainsi que, la résultante des forces de précontrainte coïncide avec le centre de gravité de la section d'about.

VIII.5.2. DETERMINATION DU TRACE :

Pour le calcul du rayon de courbure on pourra admettre que la pente du câble est négligeable, de sorte que pour une parabole de 2ème degré : $\frac{1}{R} \cong 8 \times \frac{f}{\ell^2}$

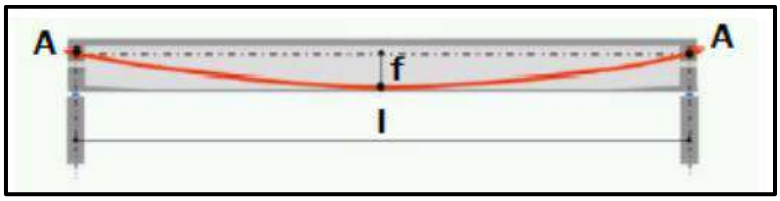


Figure VIII.1. Géométrie des câbles

ℓ: est la distance mesurée horizontalement entre les extrémités de la parabole

f : est la flèche maximale (mesurée à mi-longueur) entre la parabole et la corde qui relie les deux points à l'extrémité de la parabole**.**

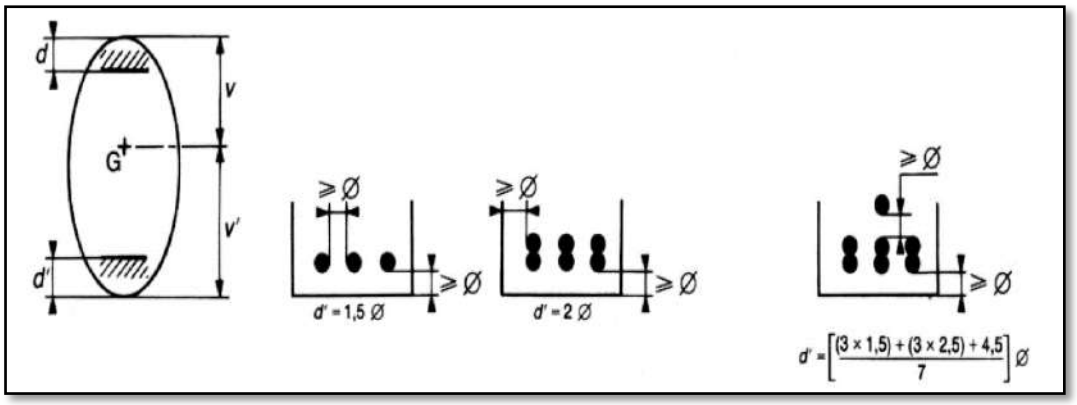
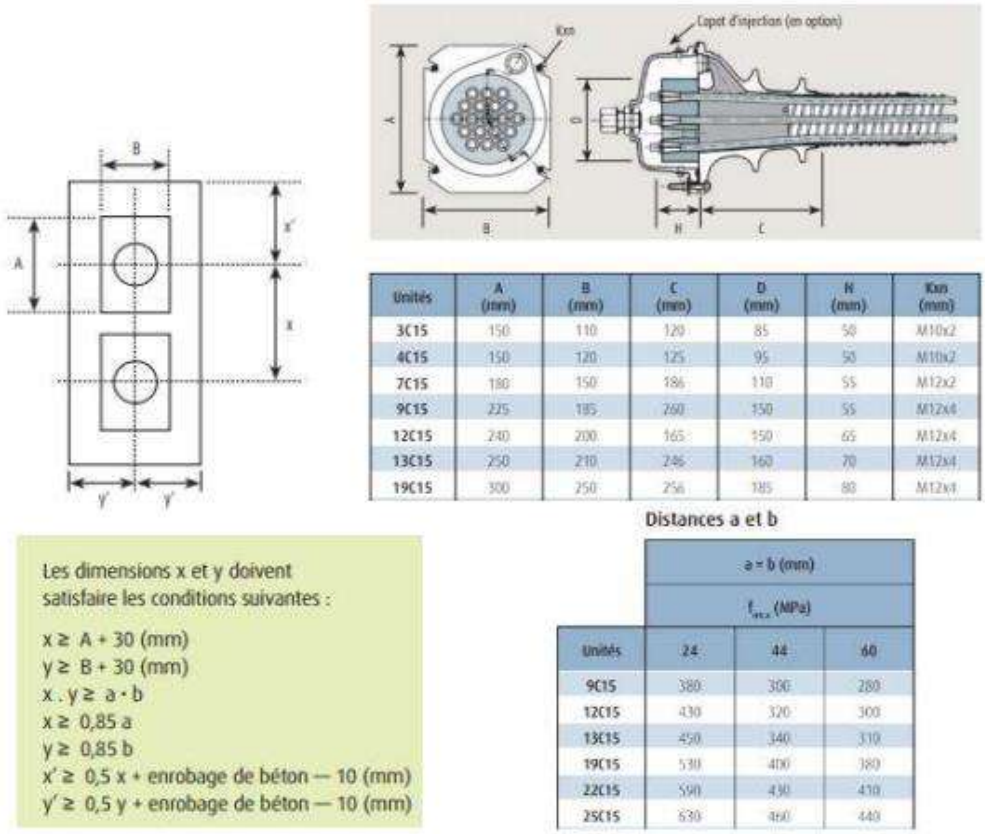


Figure VIII.2. Dispositions constructives des câbles de précontrainte.

- Pour la suite de calcul on doit fixer la position des câbles au x = l/2, toute en suivant la 3ème disposition des câbles.
- Pour x=0, on respecte les conditions imposées par l'emplacement plaques d'ancrage.

On opte pour des plaques d'ancrages **AxB = 250X200mm².**



Unités	A (mm)	B (mm)	C (mm)	D (mm)	H (mm)	Kxn (mm)
3C15	150	110	120	85	50	M10x2
4C15	150	120	125	95	50	M10x2
7C15	180	150	186	110	55	M12x2
9C15	225	185	260	150	55	M12x4
12C15	240	200	165	150	65	M12x4
13C15	250	210	246	160	70	M12x4
19C15	300	250	256	185	80	M12x4

Les dimensions x et y doivent satisfaire les conditions suivantes :

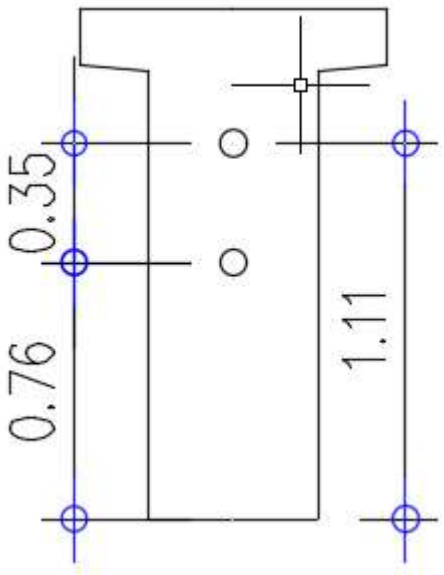
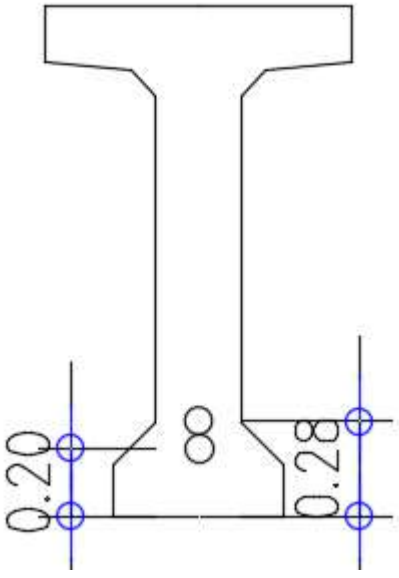
$x \geq A + 30$ (mm)
$y \geq B + 30$ (mm)
$x \cdot y \geq a \cdot b$
$x \geq 0{,}85\ a$
$y \geq 0{,}85\ b$
$x' \geq 0{,}5\ x$ + enrobage de béton — 10 (mm)
$y' \geq 0{,}5\ y$ + enrobage de béton — 10 (mm)

Distances a et b

	a = b (mm)		
	$f_{ck,cube}$ (MPa)		
Unités	24	44	60
9C15	380	300	280
12C15	430	320	300
13C15	450	340	310
19C15	530	400	380
22C15	590	430	410
25C15	630	460	440

Figure VIII.3. Dimensions et dispositions des plaques d'ancrage.

Tableau VIII.5. Disposition des câbles sur les deux sections

X = 0			***X = L/2***	
	Yi (m)	***Schéma***	***Yi (m)***	***Schéma***
C1	***0.76***		***0.20***	
C2	***1.11***		***0.28***	

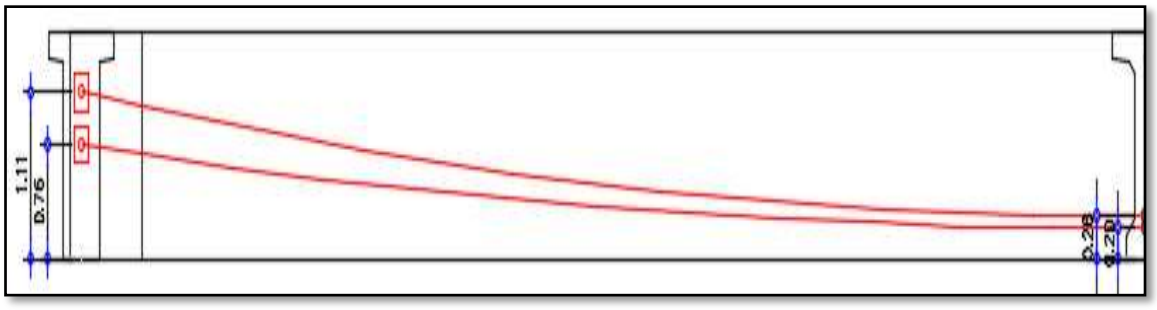


Figure VIII.4. Tracé d'un câble

- Les câbles présentes Un alignement droit sur une distance de 1 m à partir d'ancrage.
- L'angle de déviation β sur une longueur peut être calculé par l'équation :

$$\beta(\mathrm{I}) = 4 \times \frac{\mathrm{f}}{\ell}$$

- L'angle de relevage α à x = 0 est donné par la formule suivante :

$$\mathrm{Arcsin}\left(\frac{V_M - \bar{V}}{P}\right) \leq \alpha \leq \mathrm{Arcsin}\left(\frac{V_m + \bar{V}}{P}\right)$$

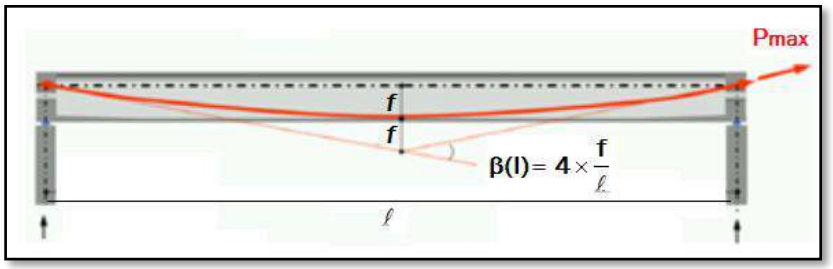


Figure VIII.5. L'angle de déviation des câbles

L'optimum théorique de l'angle de relevage est donné par la formule suivante :

$$\boldsymbol{\alpha}_{\mathrm{opt}} = \mathrm{Arcsin}\left(\frac{\mathbf{V_M} + \mathbf{V_m}}{2 \times \mathbf{P}}\right)$$

Avec :

$\overline{\mathrm{V}}$: Effort tranchant limite que peut supporter la section d'about : $\overline{\mathrm{V}} = \overline{\mathrm{T}} \times \mathrm{b_n} \times 0.8\mathrm{h}$

$\overline{\mathrm{T}}$: Contrainte tangentielle limité en état limite de service : $\overline{\mathrm{T}} = \left[0{,}4 \times \mathrm{f_{tj}} \times \left(\mathbf{f_{tj}} + \sigma_{\mathrm{x}}\right)\right]^{\frac{1}{2}}$

σ_{x} : Contrainte normale au niveau de la fibre neutre : $\sigma_{\mathrm{x}} = \frac{\mathrm{P}}{\mathrm{B_n}}$

Bn : Surface nette de la section d'about + hourdis : $Bn = Bbrute - n.Bgaine$

bn : Largeur nette de la section d'about + hourdis : $bn = bo - n \times \varphi$

n : Nombre de gaines par lit ;

b0 : Largeur brute ;

$Bgaine$: Surface de la gaine ;

φ = 8 cm : Diamètre de la gaine.

Les résultats sont présentés dans le tableau ci-après :

Tableau VIII.6. Caractéristiques du tracé des câbles.

bn =	0.42	m
B_n =	1.19	m^2
P =	3.99	MN
σ_x =	3.35	MPa
$\overline{T}$ =	2.56	MPa
$\overline{V}$ =	1.50	MPa

-10,89	≤ α (°) ≤	28,52

α_{C1} =	4,16	α_{C2} =	6,18

N° câble	l (m)	α_{rel} (°)	Yi (m)			f (m)	R (m)	β(l) rad
			0.15	1	15			
C1	28	4.16	0.76	0.70	0.2	0.50	196.72	0.071
C2	28	6.18	1.11	1.02	0.28	0.74	132.80	0.105

VIII.6. CALCUL DES PERTES :

VIII.6.1. PERTES DE TENSION INSTANTANEES :

Dans le cas de la posttension, les armatures de précontrainte subissent des pertes de tension instantanées qui sont :

- Les pertes de tension par frottement.
- Les pertes de tension par recul de l'ancrage.
- Les pertes de tension par déformations instantanées du béton.

La valeur totale de ces pertes de tension instantanées, dans une section d'abscisse « x » de l'armature, est notée : $\Delta\sigma_{pi}(x)$.

La tension au point d'abscisse x, après pertes de tension instantanées, appelée tension initiale, est notée : $\sigma_{pi}(x) = \sigma_{p0}(x) - \Delta\sigma_{pi}(x)$

VIII.6.1.1. PERTES PAR FROTTEMENT :

Ce type de perte se produit par fortement des câbles sur la gaine lors de la mise en tension. La tension appliquée σp0 à l'origine diminue entre le point d'application et un point donné d'abscisse « x » sa nouvelle valeur est donnée par la relation :

$$\sigma_{\varphi}(\mathbf{x}) = \sigma_{p0} \times \left(\mathbf{1} - \mathbf{e}^{[-(\mathbf{f}\times\boldsymbol{\beta}+\varphi\times\mathbf{x})]}\right)$$

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).

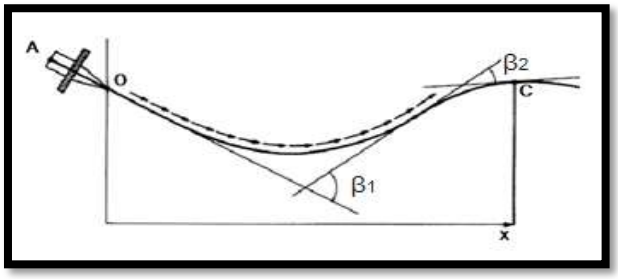


Figure VIII.6. Frottements le long du câble lors de la mise en tension.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VIII.7. Valeurs des pertes dues aux frottements.

N° câble	x=l/2 (m)	β (rad)	fβ+ φx	Δσφ (MPa)	Δσφ Moy (MPa)	Δσφ Moy (%)
C1	15	0.071	0.043	62.36	66.74	4.49
C2	15	0.105	0.049	71.12		

VIII.6.1.2. PERTES DUES AU RECUL D'ANCRAGE :

Après mise en tension, on relâche le vérin pour laisser les mors (clavettes) se bloquer, ceux-ci reculent de quelques millimètres. Ce mouvement en arrière provoque une diminution de la tension du câble, notée perte par recul d'ancrage. Cette perte est inévitable, mais selon la technologie des vérins de mise en tension elle peut prendre des valeurs de 2 à 10 mm.

Le paramètre connu est la valeur g du recul, que l'on trouve dans la notice technique du système de précontrainte. Après rentrée d'ancrage, la tension à l'abscisse x < d est :

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

Avec :

K(x) : En fonction de l'abscisse x : $\mathbf{k} = \mathbf{f} \times \frac{\boldsymbol{\beta}}{\ell} + \varphi$

ℓ : Longueur de la moitié de la poutre.

d : Longueur sur laquelle s'effectue le recule d'ancrage : $\mathbf{d} = \sqrt{\frac{\mathbf{E_p g}}{\sigma_{p0}\mathbf{k}}}$

g : Intensité du recul d'ancrage, g = 6mm

Tableau VIII.8. Valeurs des pertes dues au recul à l'ancrage.

N° câble	l (m)	k (m^{-1})	d (m)	*Δσp (l/2) (MPa)*	*Δσp (0) (MPa)*
C1	15	0.0029	16.38	11.756	139.16
C2	15	0.0033	15.32	3.091	148.84

VIII.6.1.3. PERTES PAR DEFORMATION INSTANTANEE DU BETON :

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 :

$$\sigma_e = \frac{1E_p}{2E_{ij}}\sigma_{bi}$$

Avec :

σ_{bi}: contrainte parabole du béton : $\sigma_{bi} = \frac{P}{B} + \frac{P \times e^2}{\text{IG}} - \frac{Mp \times e}{I_G}$

P : Effort de précontrainte, P = n x AP ($\sigma p0 - \Delta\sigma_{\varphi Moy}$)

Ap : Section du câble de précontrainte

E_P : Module d'élasticité de l'acier

E_{ij} : Module de déformation longitudinale instantanée du béton

e : Excentricité moyenne des câbles

M_p : Moment du au poids propre de la poutre

I_G : Moment d'inertie de section médiane seule.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VIII.9. Valeurs des Pertes par déformation instantanée du béton.

Mg =	1.45	MN
E_{ij} =	35981.73	MPa
e =	0.59	m
B =	0.55	m^2
IG =	0.14	m^4

σ_{bi}	15,62	MPa
σ_e	41,25	MPa
σ_e	2,77%	%

VIII.6.2. PERTES DIFFEREES :

Dans le cas de la posttension, les armatures de précontrainte subissent des pertes de tension différées qui sont :

- Perte de tension due au retrait du béton.
- Perte de tension due au fluage du béton.
- Perte de tension due à la relaxation de l'acier

La valeur totale de ces pertes de tension, dans une section d'abscisse « x » de l'armature, est notée $\Delta\sigma_d(x)$.

La tension au point d'abscisse x, après pertes de tension instantanées, appelée tension finale, est notée $\sigma_{pf}(x) = \sigma_0 - \Delta\sigma_{pi}(x) - \Delta\sigma_{pi}(x)$.

VIII.6.2.1. PERTES PAR RETARAIT :

Les câbles, liés au béton à leurs extrémités par les ancrages, et tout au long de leur tracé par le coulis d'injection, sont astreints à subir les mêmes variations de déformations que le béton adjacent. Si t0 est l'âge du béton au moment de la mise en tension d'un câble, la partie non encore effectuée du retrait vaut : $\xi_r\ [1 - r(t_0)]$, avec :

ξ_r : Retrait final, $\xi_r = 2 \times 10^{-4}$

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

La perte finale de tension par retrait est donc, pour le câble considéré **:** $\Delta\sigma_r \approx E_P \times \xi_r$

Application Numérique :

E_P = 190 000 MPa

$\Delta\sigma_r \approx$ 38 MPa $\rightarrow \Delta\sigma_r$ = 2,55%

VIII.6.2.2. PERTE PAR FLUAGE :

Lorsqu'une pièce est soumise, à partir de sa mise en précontrainte, à des actions permanentes subissant des variations dans le temps, la perte finale de tension due au fluage du béton est prise égale à :

$$\Delta\sigma_{\mathrm{fl}} = 2{,}5\sigma_{\mathrm{b}}(\mathrm{x}) \times \frac{\mathbf{E}_p}{\mathbf{E}_{ij}}$$

σ_{b}: Contrainte finale après toutes les pertes dans le béton au niveau du câble moyen sous les charges de longue durée d'application.

j : L'âge du béton lors de sa mise en précontrainte.

$$\sigma_{bi} = \frac{P}{B} + \frac{P \times e^2}{\mathrm{IG}} - \frac{Mp \times e}{l_G}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VIII.10. Valeur des Pertes par fluage.

M_P=	2.92	MN.m
I_{nette} =	0.27	m^4
B =	0.92	m^2
v' =	1.17	m
e_0 =	0.93	m
P=	3.99	MN

σ_b	7,04	MPa
$\Delta\sigma_{\mathrm{fl}}$	92,93	MPa
$\Delta\sigma_{\mathrm{fl}}$	6,25%	%

VIII.6.2.3. PERTE PAR RELAXATION :

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

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

$$\Delta\sigma_\rho = \frac{6}{100} \times \rho 1000 \left(\frac{\sigma_i}{f_{\text{prg}}} - \mu_0 \right) \times \sigma_i$$

ρ1000 (%) : Relaxation garantie à 1 000 h ;

μ0 : Coefficient valant 0,43 pour les armatures à très basse relaxation.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VIII.11. Pertes par relaxation.

$\Delta\sigma_\rho$=	64.57	MPa
$\Delta\sigma_\rho$=	4.34%	%

VIII.6.3. PERTES 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 :

$$\Delta\sigma_d = \Delta\sigma_r + \Delta\sigma_{fl} + \frac{5}{6}\Delta\sigma_{rel}$$

On constate que le pourcentage des pertes à long terme ne dépasse pas celui des pertes estimées à (25%).

Tableau VII.12. Pertes totales.

	MPa	%
$\Delta\sigma_{\text{Inst}}$	107.99	7.26
$\Delta\sigma_{\text{Diff}}$	184.75	12.42
$\Delta\sigma\infty$ =	292.73	19.67

VIII.7. *VERIFICATION DES CONTRAINTES :*

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

VIII.7.1. LIMITATION DES CONTRAINTES :

Les contraintes limites de calcul sont regroupées dans le tableau au-dessous :

Tableau VIII.13. Limitation des contraintes

j ≥ 28 jours	$\overline{\sigma_{bcj}}$=	21	MPa	Exécution / Q.Rares / Q.Féquente
	$\overline{\sigma_{bt1}}$=	-4.05	MPa	
	$\overline{\sigma_{bt2}}$=	-1.89	MPa	Exécution
	$\overline{\sigma_{bt2}}$=	-2.7	MPa	Q.Rares

j ≥ 7 jours	$\overline{\sigma_{bcj}}$=	13.91	MPa	Exécution / Q.Rares / Q.Féquente
	$\overline{\sigma_{bt1}}$=	-2.99	MPa	
	$\overline{\sigma_{bt2}}$=	-1.39	MPa	Exécution
	$\overline{\sigma_{bt2}}$=	-1.99	MPa	Q.Rares

VIII.7.2. CARACTERISTIQUES NETTES DES SECTIONS :

C'est la section totale du béton avec déduction des conduits ou les gaines. Elle est utilisée pour le calcul des contraintes à l'ELS en classe I et II.

Pour l'estimation des caractéristiques géométriques nettes des sections on utilise le logiciel AUTOCAD 2016.

Tableau VIII.14. Caractéristiques nettes des sections.

	x=0,5		x=L/4		x=3L/8		x=L/2	
	Poutre seule	Poutre + Dalle	Poutre seule	Poutre + Dalle	Poutre seule	Poutre + Dalle	Poutre seule	Poutre + Dalle
H (m)	1.50	1.75	1.50	1.75	1.50	1.75	1.50	1.75
B_{nette} (m^2)	0.80	1.19	0.540	0.920	0.540	0.920	0.54	0.92
v_n (m)	0.700	0.680	0.660	0.580	0.660	0.580	0.660	0.770
v'_n (m)	0.800	1.070	0.840	1.170	0.840	1.170	0.840	1.170
I_{nG} (m^4)	0.170	0.340	0.140	0.270	0.140	0.270	0.140	0.270
ρ (%)	37.95	39.27	46.76	43.25	46.76	43.25	46.76	32.58

VIII.7.3. JUSTIFICATIONS DE LA POUTRE A L'ELS :

La précontrainte enfin est, sauf prescription contraire du marché, représentée, pour les justifications aux ELS, par deux valeurs caractéristiques **P1** et **P2** avec :

$P1 = 1{,}02\ P0 - 0{,}8\ \Delta P$

$P2 = 0{,}98\ P0 - 1{,}2\ \Delta P$; $P0 = 2{,}66$ MN

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VIII.15. Caractéristiques de chaque phase de vérification.

	N cables	% Mt	ΔP	P1	P2	$d_{x=0}$	$d_{x=L/4}$	$d_{x=3L/8}$	$d_{x=L/2}$
Phase 1	2	50	2.91	2.65	2.51	0.94	0.36	0.21	0.24
Phase 2	2	100	5.82	5.17	4.84	0.94	0.36	0.21	0.24
Phase 3	2	100	12.13	4.90	4.43	0.94	0.36	0.21	0.24
Phase 4	2	100	18.43	4.64	4.03	0.94	0.36	0.21	0.24

VIII.7.3.1. JUSTIFICATION DES CONTRAINTES NORMALES

On va vérifier la condition suivante :

$$\overline{\sigma_{bt}} \leq \sigma_y \leq \overline{\sigma_{bc}}$$

$$\sigma(\mathbf{y}) = \frac{\mathbf{P}}{\mathbf{B_n}} + \frac{\mathbf{Pe_0 + M}}{\mathbf{I_n}}\mathbf{y}$$

Avec :

P : Effort de précontrainte.

B_n : Surface nette de la section considérée.

I_n : Inertie nette de la section considérée.

e_0 : Excentricité du câble de précontraint moyen.

M : Moment extérieur.

y : Les distances de son centre de gravité aux fibres extrêmes.

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau VIII.16. Vérification des contraintes normales Phases 1 et 2.

		Phase 1				Phase 2			
		x=0	x=L/4	x=3L/8	x=L/2	x=0	x=L/4	x=3L/8	x=L/2
e (m)		-0.14	0.49	0.63	0.60	-0.135	0.49	0.63	0.60
MEls		0.00	1.07	1.36	1.45	0	1.07	1.36	1.45
P1 (MN)		2.65	2.65	2.65	2.65	5.17	5.17	5.17	5.17
P2 (MN)		2.51	2.51	2.51	2.51	4.836	4.84	4.84	4.84
σp (MPa)	σsup	0.00	5.04	6.41	6.84	0.00	5.04	6.41	6.84
	σinf	0.00	-6.42	-5.89	-8.70	0.00	-6.42	-8.16	-8.70
σP1 (MPa)	σsup	4.78	-1.15	-2.96	-2.59	9.34	-2.25	-5.78	-5.05
	σinf	1.63	12.61	14.91	14.44	3.18	24.63	29.13	28.20
σP2 (MPa)	σsup	4.53	-1.09	-2.81	-2.45	8.73	-2.10	-5.41	-4.72
	σinf	1.54	11.96	14.14	13.69	2.97	23.03	27.24	26.37
σMax (MPa)	σsup	4.78	3.89	3.45	4.25	9.34	2.80	0.63	1.78
	σinf	1.63	6.19	9.02	5.74	3.18	18.21	20.97	19.50
σMin (MPa)	σsup	4.53	3.95	3.60	4.38	8.73	2.94	1.00	2.11
	σinf	1.54	5.54	8.25	4.99	2.97	16.61	19.08	17.67

Tableau VIII.17. Vérification des contraintes normales Phases 3 et 4.

		Phase 3				Phase 4			
		x=0	x=L/4	x=3L/8	x=L/2	x=0	x=L/4	x=3L/8	x=L/2
e (m)		0.14	0.82	0.96	0.93	0.14	0.82	0.96	0.93
MEls		0.00	1.76	2.25	2.4	0	3.54	4.62	4.96
P1 (MN)		4.90	4.90	4.90	4.90	4.64	4.64	4.64	4.64
P2 (MN)		4.43	4.43	4.43	4.43	4.03	4.03	4.03	4.03
	σsup	0.00	3.78	4.83	6.84	0.00	7.60	9.92	14.15

σp (MPa)	σinf	0.00	-7.63	-9.75	-10.40	0.00	-15.34	-20.02	-21.49
σP1 (MPa)	σsup	2.80	-3.26	-4.78	-7.68	2.64	-3.08	-4.52	-7.26
	σinf	6.21	22.65	25.73	25.10	5.87	21.41	24.33	23.72
σP2 (MPa)	σsup	2.53	0.11	-0.67	-6.94	5.37	0.22	-1.29	-6.31
	σinf	5.61	20.48	23.27	22.69	5.10	18.62	21.16	20.63
σMax (MPa)	σsup	2.80	0.53	0.05	-0.83	2.64	4.53	5.40	6.89
	σinf	6.21	15.02	15.98	14.70	5.87	6.07	4.31	2.23
σMin (MPa)	σsup	2.53	3.89	4.16	-0.10	5.37	7.82	8.64	7.83
	σinf	5.61	12.85	13.52	12.29	5.10	3.28	1.14	-0.86

VIII.7.3.2. JUSTIFICATION DES CONTRAINTES TANGENTIELLES :

Le but de cette justification est de vérifier que les effets d'un effort tranchant cumulé aux effets du moment fléchissant et de l'effort normal ne compromettent pas la sécurité de l'ouvrage, la vérification des contraintes tangentielle sera calculer pour la phase 4, qui présente un effort tranchant maximale, on doit vérifier pour cela les inégalités suivantes :

$$\tau^2 \leq \mathbf{0,4} \cdot \mathbf{f_v}[\mathbf{f_v} + \sigma_\mathbf{x}] = \bar{\tau}_\mathbf{1}^\mathbf{2}$$

$$\tau^2 \leq 2 \cdot \frac{f_t}{f_{ej}}[0,\mathbf{6} \cdot f_{cj} - \sigma_x] \times \left[\mathbf{f}_{t_j} + \sigma_x\right] = \bar{\tau}_2^2$$

Si $\sigma_x < 0{,}4.f_{cj}$ on a $\bar{\tau}_1 < \bar{\tau}_2$; donc on vérifier juste que $\tau < \bar{\tau}_\mathbf{1}$

τ : Contrainte tangentielle

σ_x : Contrainte normale longitudinale au centre de gravité.

- Détermination de la contrainte normale « σx » :

$$\sigma_x = \frac{P}{B_n}, \text{avec} : P = \sum_{i=1}^{4} P_i \cos\alpha_i$$

P : Effort de précontrainte

Bn : Surface nette de la section considérée.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VIII.18. Effort de précontrainte.

		Pcos α	Psin α
P1	2.17	2.16	0.16
P2	2.17	2.15	0.23
	Somme	**4.32**	**0.39**

Détermination de la contrainte tangentielle « **τ** » :

La contrainte tangentielle est donnée par la formule suivante :

$$\tau = \frac{\mathbf{V_{red}} - \mathrm{Sn}(\mathbf{y})}{\mathbf{I_n} \cdot \mathbf{b_n}}, \text{Avec} : \mathbf{v_{rod}} = \mathbf{v_{cor}} - \sum \mathbf{P}_i \sin\alpha$$

Avec :

V_{red} : Effort tranchant réduit

S_n : Moment statique nette par rapport à l'axe horizontal passant par le C.D.G de la section situé au-dessus de l'axe neutre, (pour la 4ème phase on prend le moment statique on prend celle de la poutre + hourdis)

b_n : Largeur nette de la section ;

I_n : Moment d'inertie nette de la section.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VIII.19. Contrainte tangentielle « τ ».

$Bn(m^2)$	σ_x(MPa)	τ_1(MPa)	V_{ser}(MN)	V_{red}(MN)	$Sn(m^3)$	$In(m^4)$	bn(m)	τ(MPa)
1.19	3.63	2.61	0.76	0.37	0.32	0.34	0.42	0.83

On constate que τ =0,83 MPa ≤ τ1=2,61 MPa. Donc Les contraintes tangentielles et normales sont vérifiées à ELS.

VIII.7.3.3. ARMATURES DES ZONES TENDUES :

Dans les parties de la section où le béton est tendu, il est nécessaire de disposer une section d'armatures minimale As (art. 6.1.32 4.1 des Règles BPEL).

$$A_S = \frac{Bt}{1000} + \left(\frac{N_{Bt}}{f_e} \times \frac{f_{tj}}{\sigma_{Bt}}\right)$$

Avec :

B_t : Aire de la section du béton en traction.

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

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

D'où :

As = 3.06 cm^2

On prend : 3HA 16.

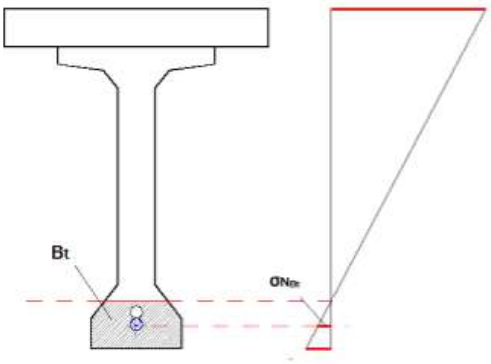


Figure VIII.7. Diagramme des contraintes à mi travée.

VIII.7.4. JUSTIFICATIONS DE LA POUTRE A 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 transversale et, d'autre part, celle des bielles comprimées.

- La première étape consiste à déterminer l'angle βu que froment les billes de béton avec la fibre moyenne de la poutre, cet angle est donné par :

  $tg2\beta_u = \frac{2\tau_u}{\sigma_x - \sigma_y}$, avec $\beta_u \geq 30°$

D'où :

σ_x , σ_y : Représentent les contraintes normales au niveau de G.

$\sigma_x = P/Bn$;

τu : Contrainte tangentielle ultime.

$$\tau = \frac{V_{U,red} - Sn(y)}{I_n \cdot b_n}$$

Tableau VIII.20. Détermination l'angle βu .

V_{ult} =	1.01	MPa
V_{red} =	0.62	MPa
S_n =	0.32	m³
I_n =	0.34	m⁴
b_n =	0.42	m

Bn =	1.19	m²
σx	3.63	MPa
τu =	1.39	MPa
βu	18.73	°

On prend : βu = 30 °

- La deuxième étape consiste à déterminer la section des armatures transversale At, donnée par :

  $$\frac{A_t \times f_e}{b_n \times S_t \times Y} \geq \left[\tau_u - \frac{f_t}{3}\right] \times \text{tg}\,\beta_u$$

Avec :

At : Section totale des sections d'un cours d'armatures passives transversales.

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

fe : Limite d'élasticité de l'acier.

γs = 1,15 : pour les justifications vis-à-vis des combinaisons fondamentales.

bn : Largeur nette de la section d'appui.

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 0.027 \text{cm/m}$$

- Le pourcentage minimum a disposé :

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 0{,}6\frac{\mathbf{b}_n \gamma_s}{f_e}$$

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 0.058\text{cm/m}$$

Nous retiendrons donc un cadre HA 12 avec un espacement 20.

La justification de la compression de la bielle de béton par la formule approchée :

$$\tau_u \leq \frac{\mathbf{f}_{c28}}{6}$$

τ_u =1.39 MPa ; fc28 = 35 MPa

$$\frac{\mathbf{f}_{c28}}{6} = 5.83\text{MPa}$$

1.39 < 5.83 vérifié

VIII.8. CONCLUSION :

L'étude de la précontrainte, nous a permis de vérifier que le câblage choisit satisfait les conditions exigées sur les contraintes normales et tangentielles en zone courante.

Les poutres sont ensuite surmontées par un hourdis qui permet l'emplacement des équipements sur le tablier. Ces derniers seront traités dans le chapitre suivant.

CHAPITRE IX
ETUDE DU TABLIER

IX.1. INTRODUCTION:

La dalle d'un pont à poutre est un élément de structure plane, dont la fonction principale est de transmettre les charges qui s'applique sur le pont vers les poutres, en créant des sollicitations de flexion et de cisaillement à son niveau, ainsi les équipements dans les ouvrages d'art jouent un rôle important dans l'exploitation, la sécurité, la durabilité de l'ouvrage et la sécurité des usagers. Pour cela nous allons traiter dans ce chapitre l'étude du tablier et les dispositifs nécessaires dans l'ouvrage, leurs modèles, dimension et vérification si nécessaire.

IX.2. FLECHES ET CONTRE FLECHES:

La flèche due au poids propre est déterminée à partir de modèle de calcul. Les flèches sont comptées positivement vers le bas et négativement vers le haut (contre flèche).

- **Flèche due au poids propre:**

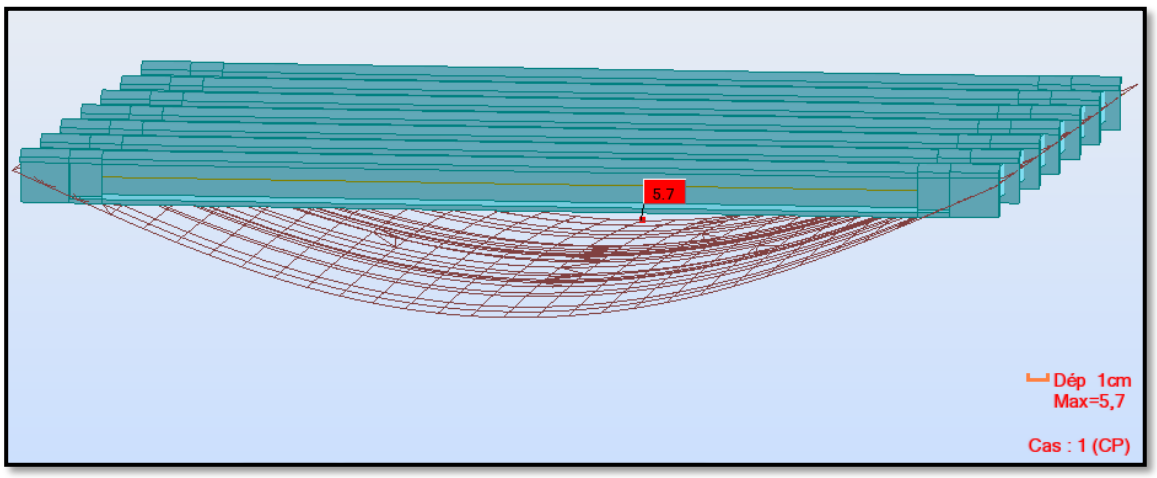


Figure IX.1. Flèche max de la poutre due à poids propre.

D'après ce diagramme on constate que la flache maximale de la poutre due au poids propre (Poutres, entretoises, dalle, équipements) est égale à :

$$f_G = 5.7 \text{ cm}$$

- **Contre flèche de précontrainte:**

Données de calcul :

P Câble moy = 5.17 MN (mise en tension a 100 %)

$e_0 = 0.135$ m

$e_1 = -0.60$ m

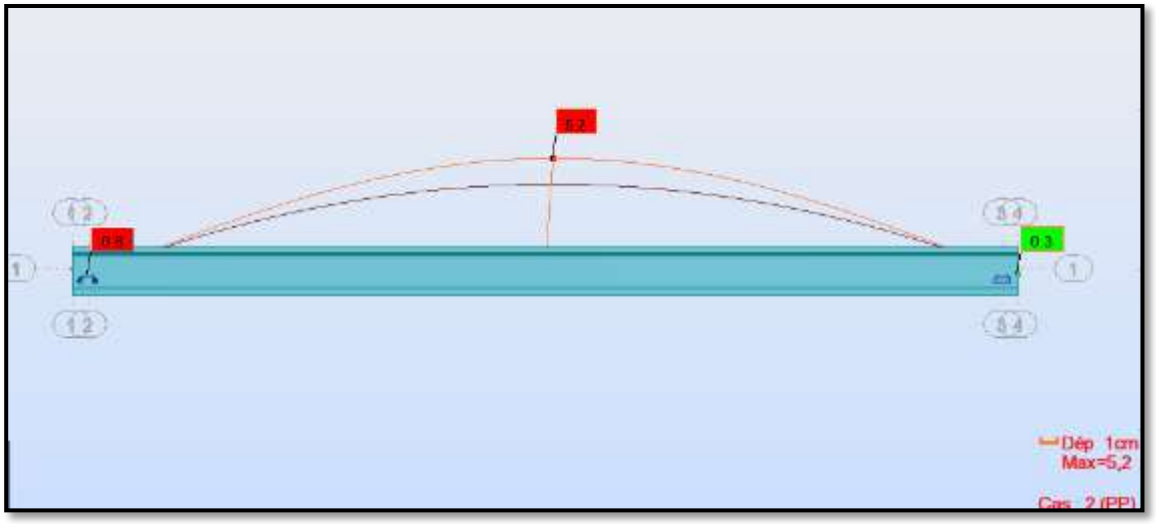


Figure IX.2. Contre flèche max de la poutre due à la mise en tension de la précontraintes.

D'après ce diagramme on constate que la contre flache maximale de la poutre due la mise en tension des câbles de précontraintes (la mise en tension à 100 % pour les quatre câbles) est égale à :

$$f_p = -5.2 \text{ cm}$$

- **Flèche de construction:**

$f_c = 3/4(f_p - f_G) = 3/4\ (5{,}2 - 5.5) = -0{,}15$ cm → $fc = -0.15$ cm

- **Flèche maximale à ELS:**

La flèche maximale à l'ELS est donnée par le diagramme suivant :

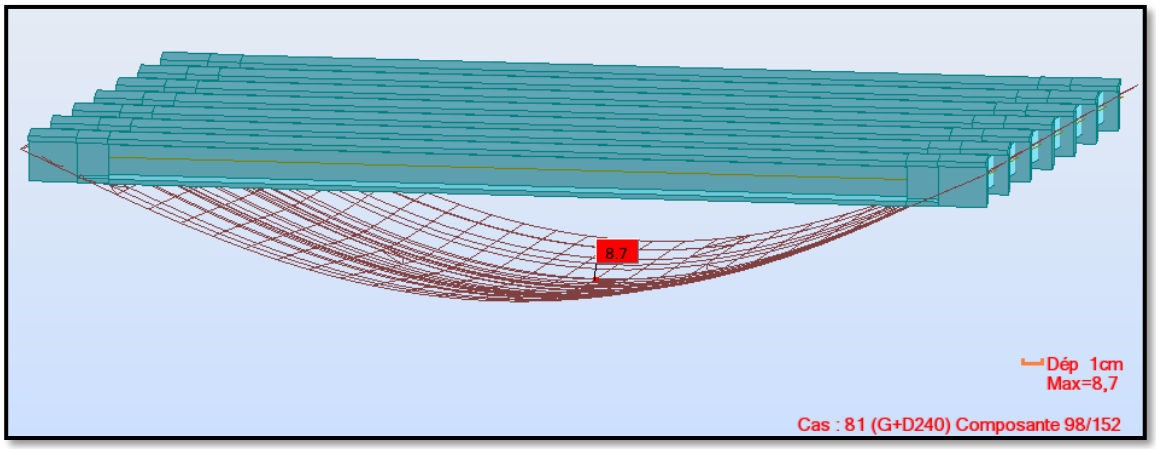


Figure IX.3. Flèche max de la poutre à ELS.

D'après le diagramme ci-dessus on constate que la flache maximale de la poutre à ELS est égale à :

$$f_{ELS} = 8.7 \text{ cm}$$

➢ **Flèche totale:**

La flèche totale maximale est donnée par les sommes des différentes flèches déjà calculées :

$$f = f_{ELS} + f_P + f_C \rightarrow f = 3 \text{ cm}$$

La flèche admissible : (**L/500** = 6 cm) doit être supérieur à la flèche calculée (3 cm).

IX.3. ETUDE DE L'ENTRETOISE:

IX.3.1. PRINCIPE DE FERRAILLAGE:

Les entretoises ont pour rôle d'encastrer les poutres à la torsion et de raidir transversalement le tablier. Leur ferraillage doit bien entendu être capable de reprendre les efforts qui s'y développent sous l'action des charges d'exploitation ou sous l'effet d'un vérinage du tablier comme lors d'un changement des appareils d'appuis.

➢ **Ferraillage sous l'action des charges d'exploitation :**

Dans ce cas, les efforts du tablier sont directement transmis aux appuis, ce qui n'engendre pas des efforts major dans les entretoises. Le ferraillage nécessaire est donc peu important. A cet effet, ce cas, généralement, n'est pris en considération dans le dimensionnement des entretoises.

➢ **Ferraillage sous l'effet d'un vérinage du tablier :**

Dans ce deuxième cas, les efforts sont transmis aux appuis par l'intermédiaire des entretoises et développent par conséquent des efforts importants. Les efforts sollicitant les entretoises dépendent de la position et le nombre des vérins. Il apparaît clairement la nécessité de prévoir un positionnement étudié pour éviter le développement des efforts imprévus au moment du vérinage du tablier. Pour notre cas, et pour de raison de symétrie on doit prévoir 4 points de vérinage par entretoise.

IX.3.2. EVALUATION DES EFFORTS:

L'entretoise sera assimilée à une poutre contenue reposant sur 4 appuis supporte une charge uniformément répartie. Notons que le cas de charge correspondant au vérinage est souvent prépondérant pour le dimensionnement des entretoises.

Poids de la superstructure revient à l'entretoise : $G_{Tablier}$ = 285.33 KN/ml.

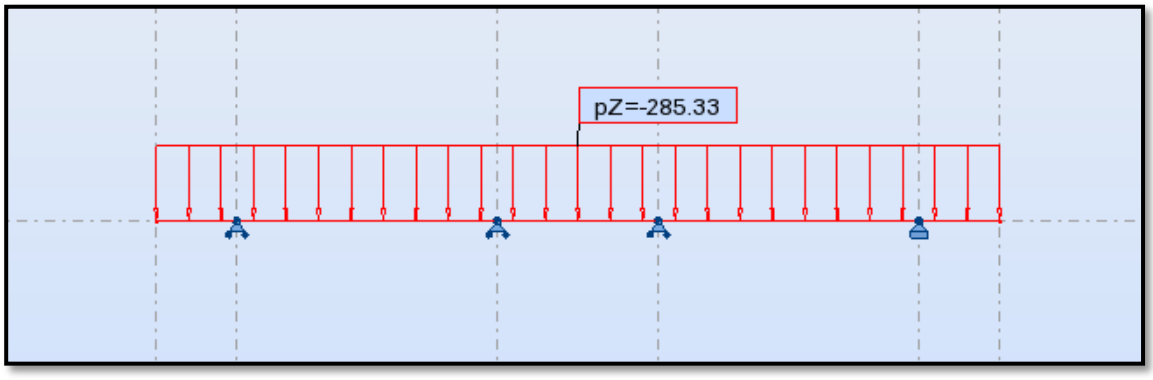


Figure IX.4. Modélisation de l'entretoise.

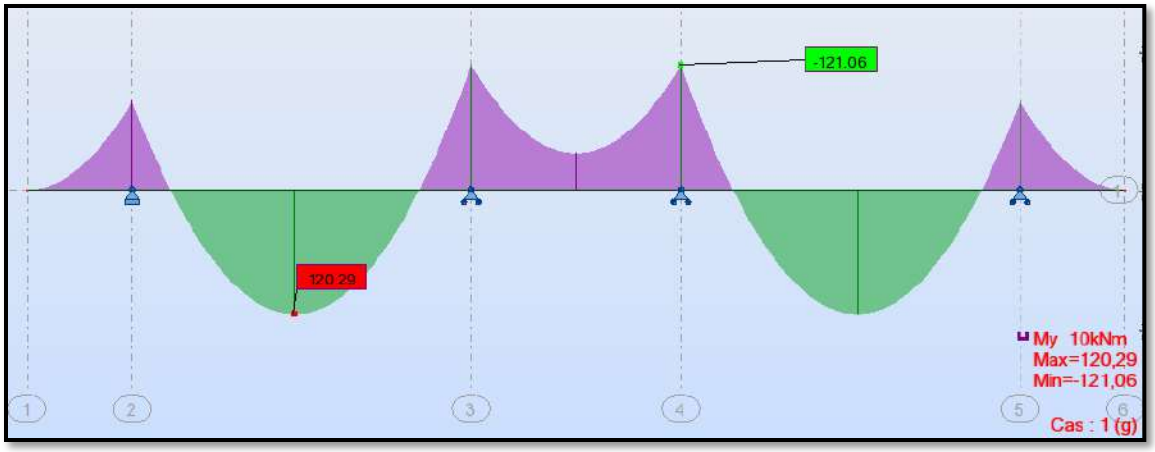


Figure IX.5. Diagramme de moment pour l'entretoise.

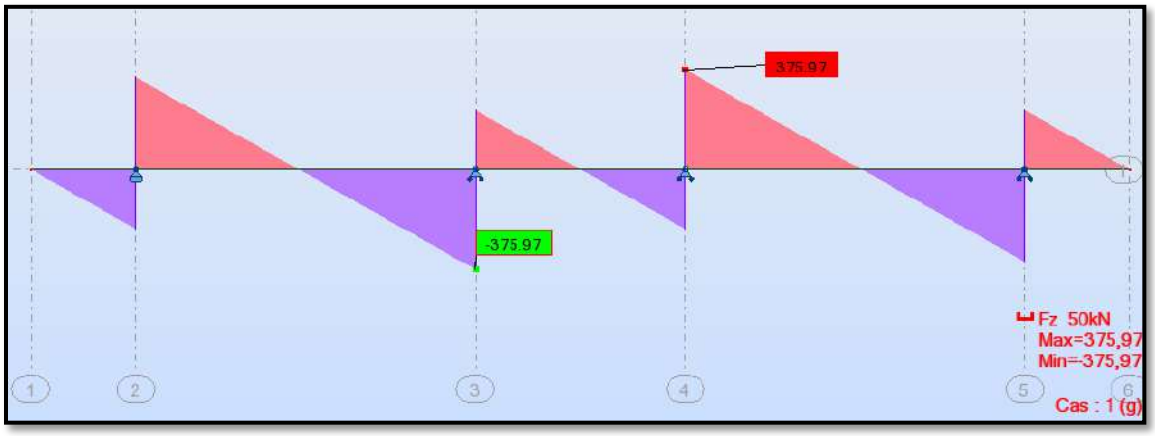


Figure IX.6. Diagramme d'effort tranchant pour l'entretoise.

IX.3.3. FERRAILLAGE:

La section de ferraillage de l'hourdis est calculée à l'aide du logiciel ROBOT expert 2010, les résultats sont présentés ci-dessous :

IX.3.3.1. FERRAILLAGE NAPPE SUPERIEURE:

- Armatures principals:

  As = 5.5cm^2

  On opte pour 3 T16 (As = 6.03 cm^2) ; avec un espacement de 10 cm.

- Armatures de peau:

  Les armatures de construction égale à 1/3 de la section As. On opte pour T10.

IX.3.3.2. FERRAILLAGE NAPPE INFERIEURE:

- Armatures principals:

  As = 5.5cm^2

On opte pour 3 T16 (As = 6.03 cm^2) ; avec un espacement de 10 cm.

IX.3.3.3. CADRES TRANSVERSALES (EFFORT TRANCHANT):

On opte pour des cades de T12.

Avec un espacement de 20 cm.

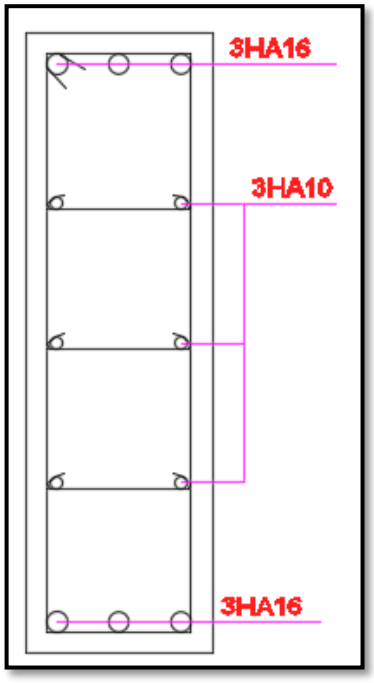


Figure IX.7. Ferraillage de l'entretoise.

IX.4. ETUDE DE L'HOURDIS:

Vu que notre tablier est dépourvu d'entretoises intermédiaires, l'hourdis joue le rôle de ses entretoises, dont il assure la répartition transversale des efforts dans le tablier.

Donc, l'hourdis est soumis à deux types de flexion :

- Une flexion longitudinale : la précontrainte au niveau des poutres reprendre ces efforts.
- Une flexion transversale : le ferraillage passif de la dalle reprendre ces efforts.
- Donc, On va étudier que la flexion transversale, en déterminant la section d'acier nécessaire pour la dalle.

➢ Géométrie de l'hourdis :

L'hourdis présente les dimensions suivantes :

- L'épaisseur : 25 cm
- Largeur : 10.40m
- Longueur : le long de l'ouvrage.

➢ Evaluation des efforts:

L'hourdis est modélisé en utilisant l'élément « Barre ».

On prendra une longueur de l'hourdis égale à 1 m (On va determiner le ferraillage d'une section rectangulaire par 1ml et on va generaliser sur la longueurde l'hourdis), les autres dimensions (largeur, épaisseur) sont prises égale aux dimensions réels.

Les résultats obtenus sont donnés ci-dessous sous forme de diagrammes représentant les moments de flexion ainsi que les efforts tranchants. Nous nous considérons que les efforts obtenus sous les combinaisons les plus défavorables à l'état limite de service (ELS) et à l'état limite ultime (ELU).

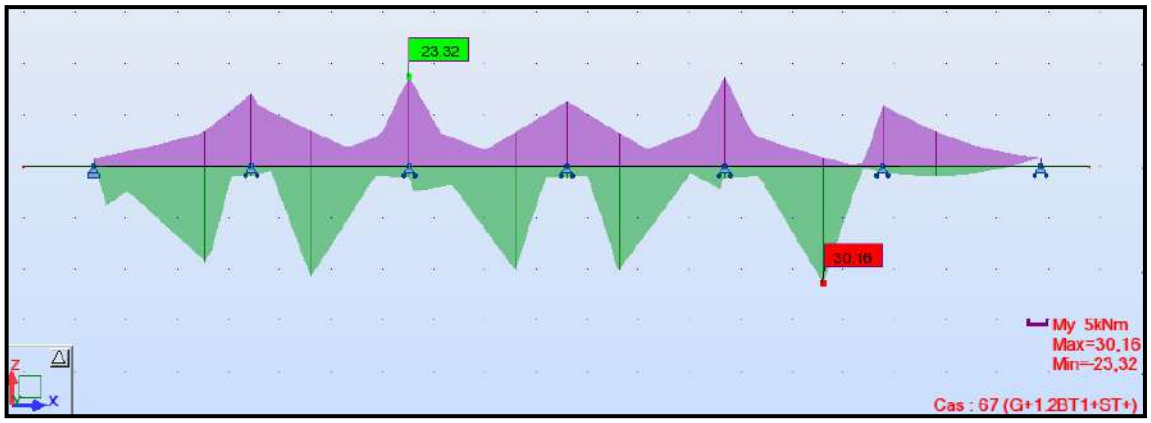


Figure IX.8. Moment -Dalle ELS.

Donc les moments max à l'ELS sont :

Fibre supérieure : M_{ELS} = 23.32 KN.m

Fibre inférieure : M_{ELS} = 30.16 KN.m

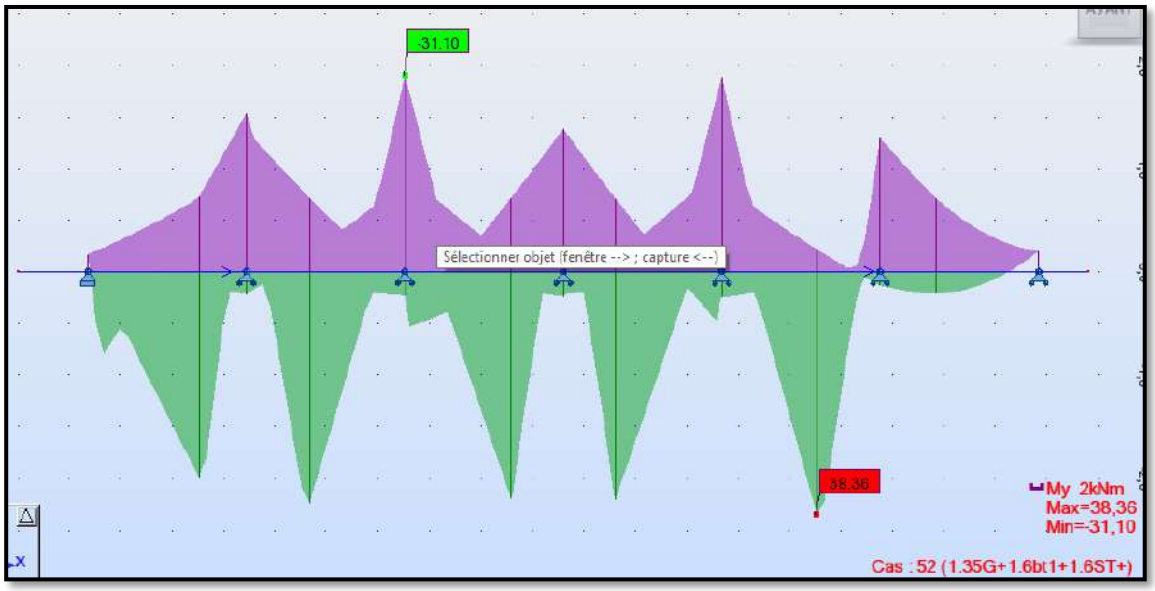


Figure IX.9. Moment -Dalle ELU.

Les moments max à l'ELU sont :

Fibre supérieure : M_{ELU} = 31.10 KN.m

Fibre inférieure : M_{ELU} = 38.36 KN.m

IX.4.1. FERRAILLAGE:

Le ferraillage transversal de la dalle est calculé à l'aide du logiciel ROBOT expert 2010, les résultats sont présentés ci-dessous :

IX.4.1.1. FERRAILLAGE NAPPE SUPERIEURE (SUR APPUI) :

- Armature transversale:

As = 5.2cm^2

On opte pour 6 T12 (As = 6.79 cm^2) ; avec un espacement de 20 cm.

- Armature longitudinale de construction:

Les armatures de construction égale à 1/3 de la section As On opte pour 6 T10 (As = 4,71 cm2); avec un espacement de 20 cm.

IX.4.1.2. FERRAILLAGES NAPPE INFERIEURE (MI-TRAVEE):

- Armature transversale:

As = 6.6cm^2

On opte pour 6 T14 (As = 9.24 cm^2) ; avec un espacement de 20 cm.

- Armature longitudinale de construction:

Les armatures de construction égale à 1/3 de la section As On opte pour 6 T10 (As = 4,71 cm^2); avec un espacement de 20 cm.

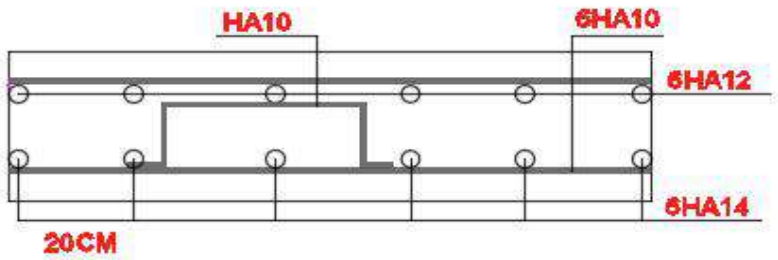


Figure IX.10. Ferraillage de la dalle.

IX.5. ARMATURE PASSIF TRANSVERSALE DES POUTRE:

IX.5.1. ARMATURE DE PEAU:

Des armatures passives dénommées armatures de peau sont réparties et disposées suivant deux directions sensiblement orthogonales sur toute la périphérie des pièces prismatiques.

$$A_{\min} \geq \text{Max}\begin{cases}3\ \text{cm}^2/\text{m de longueur mesuré sur la section droite de l'ouvrage.}\\ 0.1\%\ \text{de la section de la poutre.}\end{cases}$$

0.1%B = 0.001*5500 = 5.5 cm^2

On choisit une armature de 5HA14.

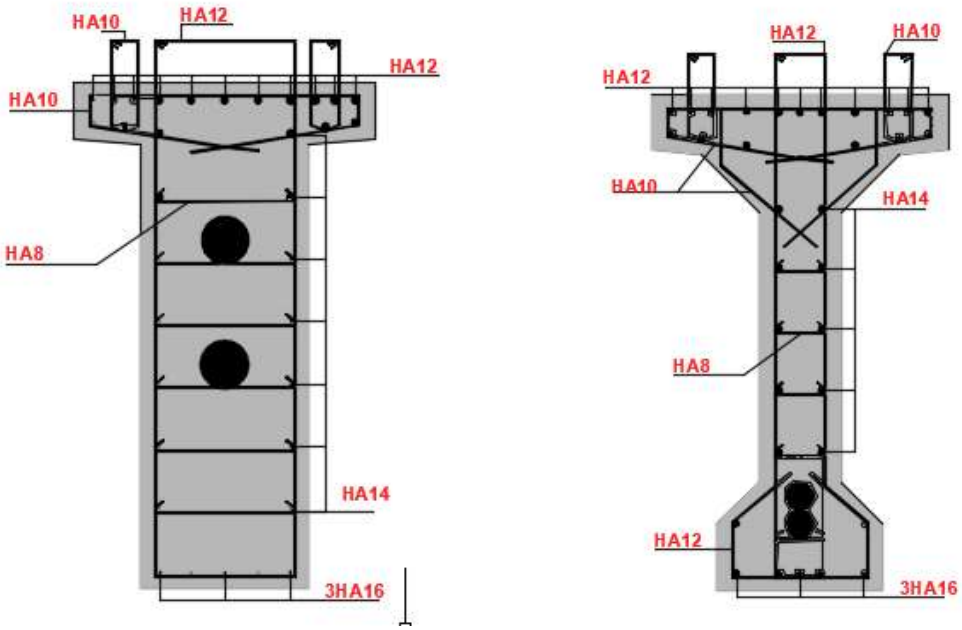


Figure IX.11. Ferraillage de la poutre.

IX.6. EQUIPEMENTS DU TABLIER

IX.6.1. APPAREIL D'APPUI:

Les tabliers de pont reposent sur leurs appuis par l'intermédiaire d'appareil d'appui, conçus pour transmettre les efforts essentiellement verticaux ou accompagnés d'efforts horizontaux.

IX.6.1.1. Choix de type d'appareil d'appuis:

La norme NF EN 1337-5 publie par Stéra présentent l'appareil d'appui en élastomère fretté (AAEF) et les appareils d'appui à pot (AAP) de 90 % des appareils d'appui utilisés sur les ponts.

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

IX.6.1.2 Dimensionnement d'appareil d'appuis :

Selon Guide Technique SETRA.

- Aire l'appareil d'appui:

Les dimensions en plan de l'appareil d'appui sont déterminées en vérifiant la condition de non-cheminement et non écrasement sur la contrainte normale sous la réaction maximale à L'ELU.

$$\frac{R_{max}}{a \times b} \leq \sigma_m = 20\text{MPa}$$

Avec :

a : Coté parallèle à l'axe longitudinale de l'ouvrage ;

b : Coté perpendiculaire à l'axe longitudinale de l'ouvrage ;

R_{max} : Réaction d'appuis maximale à L'ELU (R_{max} = 1.01 MN) ;

σ_m: Contrainte de compression sous la réaction Rmax.

D'où: $a \times b \geq 505\ cm^2$

On prendra a = 250 mm et b = 350 mm

- Calcul de l'épaisseur de l'appareil d'appui T :

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

$$35.00 \leq T \leq 70.00 \text{ mm}$$

- Dimensionnement des frettes:

On vérifie la contrainte de traction des frettes :

$$\begin{cases} t_s \succ \frac{a}{\beta} \times \frac{\sigma_m}{\sigma_e} \\ t_s \geq 2mm \end{cases}$$

Avec:

$$\sigma_m = \frac{N_{max}}{axb} = 11.54MPa \qquad \beta = \frac{axb}{2xGx(a+b)} = 8.1$$

σ_e: Contrainte limite de traction des frettes (σe = 235 MPa).

D'où : t_s = 1.52 mm

On prendra:

Feuillets d'élastomère : ti = 10 mm

Frettes métalliques de : ts = 2 mm

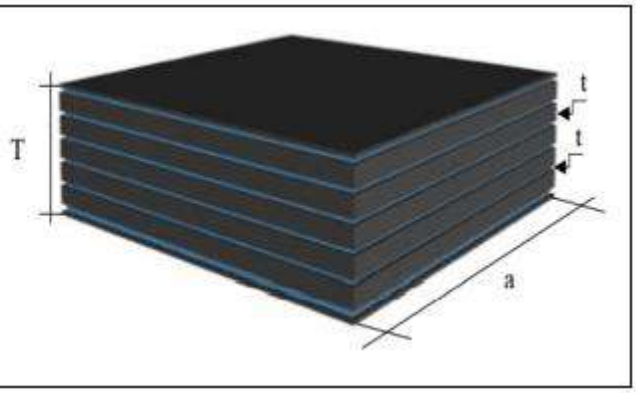
Enrobage des chants : 4 mm

Enrobage extérieur : 2,5 mm

Les dimensions sont présentées de l'appareil d'appui sont présentées dans le tableau ci-après :

Tableau IX.1. Dimensions de l'appareil d'appui.

Dimensions	Valeurs (mm)
a	250
b	350
ti	10
ts	2
η	5
e	4
T_b	55
T	45



IX.6.1.3. Verification des appareils d'appuis:

- Résistance à la compression:

La contrainte normale sous charge sismique à une valeur limite de 20 MPa.

On doit vérifier : $\sigma_m \leq 20\text{MPa}$

$\sigma_m = \frac{N}{a \cdot b}$; N = 1.01 MN → σ_m = 11.54 ≤ 20 MPa

- Sécurité au flambement :

On doit vérifier:

$\gamma s Pu \leq Pc$

Avec : $P_c = 4 \cdot G.B.S^2 \cdot \frac{d}{h}$; $S = \frac{a \cdot b}{2t(a+b)}$

γs: Le coefficient de sécurité

γs =3

Pu : La valeur maximale des charges verticales à l'ELU

Pc : La charge critique de flambement

B : L'aire nominale de l'appui

d : La somme d'une épaisseur de frette et d'une épaisseur de caoutchouc ;

h : La hauteur totale de l'appareil d'appui

S : Le facteur de forme

hc : Epaisseur totale du caoutchouc

t : Epaisseur d'un feuillet de caoutchouc.

- Application Numérique:

S = 7.29

Pc = 3.65 MN

Pu = 1.01MN

γs. Pu = 3.03≤ Pc = 3.65 MN

- Limitation de la distorsion:

On doit vérifier : $\delta = \tan.\gamma < \delta c$

La distorsion δ des appareils d'appuis doit être limiter à une valeur critique δc.

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

Avec :

p = Pu/Pc

$\delta 0 = c/T_q$

$\delta = d/T_b$

c: Le plus petit côté pour un appui rectangulaire (c = 250mm)

δ: La distorsion de l'appareil d'appui

d : Déplacement horizontal.

Application Numérique :

P = Pu / Pc = 0.276 MN > 0.25 MN

$\delta \leq 1{,}4(1 - 2p)$

$\delta = 0.63 < \delta c = 2$

- Non glissement:

On vérifie l'inégalité suivante:

$H < \int . N$

Avec :

H : Effort horizontal

N : Effort de compression vertical

$f = 0.10+0.6\ \sigma_m$

- Application Numérique:

Pile:

N = 1.144MN.

σ_m = 8.9 MPa. D'où f= 0.17

0.030 < 0.21 × 1.144 = 0.194 MPa. Condition vérifiée

Culée:

N = 2.28MN.

σ_m = 18.95 MPa. D'où f= 0.13

0.061< 0.13 × 2.28 = 0.297 MPa. Condition vérifiée

IX.6.2. DÉ D'APPUIS:

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

IX.6.2.1. Dimensionnement du dé d'appuis:

Les dimensions (a1, b1, h) seront choisies de façon à inclure les appareils d'appuis, on choisit les dimensions suivantes :

On suppose h = 0.1 m

$a1 \geq a + h/2$ $a1 \geq 30$ cm

$b1 \geq b + h/2$ $\quad b1 \geq 40$ cm

On prend: a1 = b1 = 50 cm

IX.6.2.2. Ferraillage du dé d'appuis:

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

- Armatures de chainage:

La section d'armatures de chainage peut être déterminée par des règles analogues à la méthode des bielles ou la méthode de reprise des efforts d'équilibre général.

$$Ac = \frac{0{,}25 \times N}{\sigma s}$$

$$A_c = 0.25 \frac{1.01}{434.78} = 5.8 \text{ cm}^2$$

Soit 3 HA16

- Armatures horizontals:

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.

$$A_h = 0.125 \frac{N}{\sigma s}$$

$$A_h = 2.9 \text{ cm}^2$$

Soit 4 HA 10

- Frette supérieure:

Elle est placée la plus près possible de la face supérieure de l'appui, il s'agit d'armatures croisées.

$$As = 0.04 \frac{N}{\sigma s}$$

$$As = 0.92 \text{ cm}^2$$

Soit 2 HA 8

- Frette inferieure:

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

$$Ai = 0.1 \frac{N}{\sigma s} = 2.32 \text{ cm}^2$$

Soit 4 HA 10

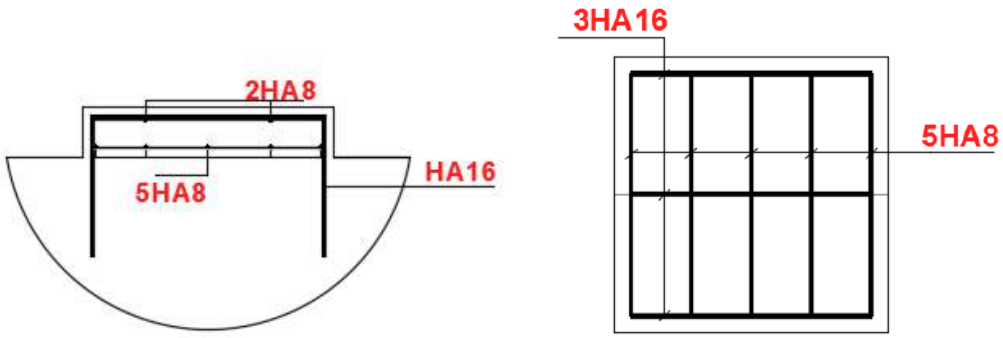


Figure IX.12. Ferraillage DES APPUIS.

IX.6.3. JOINT DE CHAUSSÉE:

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

- La température

- Déformations différées du béton (retrait, fluage).

$$W = W_D + 0{,}3W_T + \frac{W_s}{3}$$

Avec

W: souffle total du joint

W_D: souffle des déformations différées (retrait + fluage)

W_T : souffle thermique

W_s : souffle sismique.

Les souffles WT, WD sont déjà calculés lors du calcul de l'appareil d'appui. Le souffle sismique a été calculé lors du calcul des efforts séismiques (Ws = 3.3 cm).

Donc: W = 2 cm
on a choisi un joint de chausse de type WD 60

IX.7. CONCLUSION:

Comme on a déjà dit dans l'introduction, un bon dimensionnement et vérification de l'hourdis et des équipements est nécessaire pour le fonctionnement du pont, et c'est ce qu'on a effectué dans ce chapitre. Dans la suite nous entamerons l'étude de l'infrastructure et les différentes vérifications ont effectué.

CHAPITRE X
ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

X.1. INTRODUCTION :

L'instabilité des constructions lors d'un séisme majeur est souvent causée par le mauvais dimensionnement des fondations. Celles-ci doivent transmettre au sol, les charges verticales et les charges sismiques horizontales. D'une part, cela exige une liaison efficace entre la fondation et la superstructure, et d'autre part, un bon ancrage au niveau du sol.

X.2. ETUDE SISMIQUE :

X.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 2ème groupe.
- Le sol est de catégorie S3 (site moyennement meuble).
- L'ouvrage est classé en zone IIa (moyenne sismicité).
- L'accélération de zone A= 0.2

X.2.2. Méthode de calcul :

La vérification des ouvrages vis-à-vis des actions sismiques de calcul doit être telle que le risque de défaillance sous séisme potentiel soit suffisamment faible.

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.

Pour que la méthode spectrale monomodale soit applicable, elle doit satisfaire les conditions suivantes : la masse modale, le biais, la courbure et la symétrie transversale.

Pour notre cas la troisième conditions n'a pas vérifiée tel que:

- La courbure (Angle balaye en plan par la tangente à l'axe) doit être inférieure à 30 grades.

➢ **Application :**

- Le rayon du tracé en plan est de R = 250 m, L = 135.25 m par conséquence on trouve un angle **:** α = 34.44 grades.
- Donc 34.44 grades > 30 grades ➔ **Condition non vérifiée.**

Alors on utilise « **la méthode du spectre de réponse** ».

X.2.3. Programme utilisé :

L'analyse dynamique, peut être exécutée directement par des programmes comme SAP2000, Robot, etc. l'ouvrage dans cette analyse passe par plusieurs étapes : modélisation, définition du cas de chargement, définition des paramètres sismiques, etc. Le programme utilisé dans le cadre de notre travail pour l'analyse dynamique est Robot v14.0, l'analyse dynamique offerte par ce programme est très puissante.

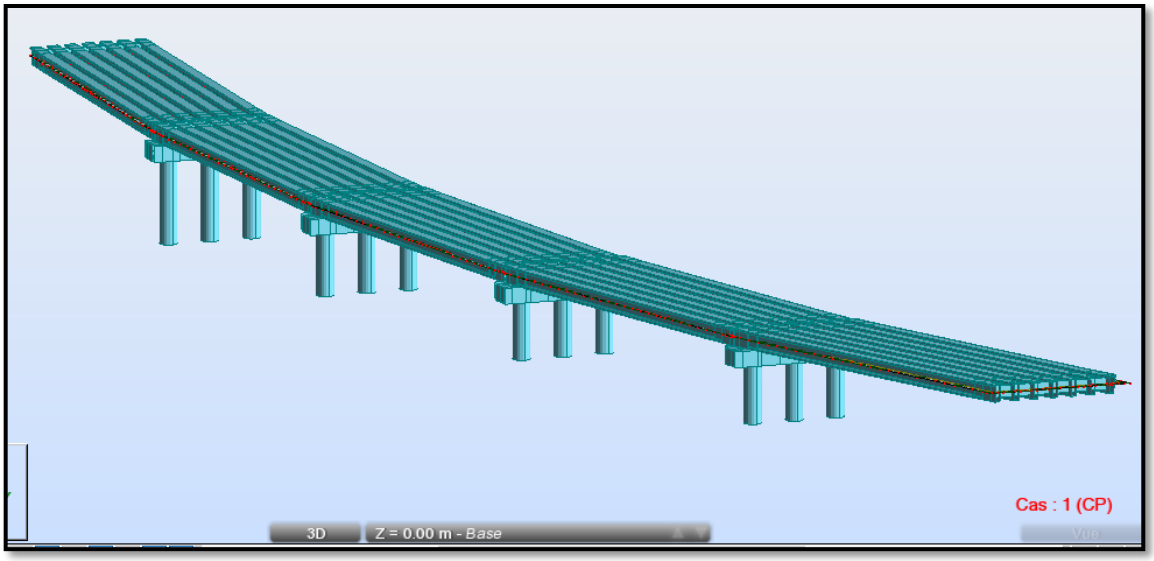


Figure X.1. Vue en 3D.

X.2.4. Spectre de réponse :

On réutilisera le modèle longitudinal pour faire notre calcul multimodal en utilisant un logiciel de calcul , on a considéré dans le calcul des modes propres , la masse du tablier ,la masse des équipements.

Les spectres de réponses utilisées pour le calcul sont :

- **Spectre de réponse horizontale :**

Pour les deux directions longitudinale et transversale on utilise le spectre montré dans la figure VIII.2.

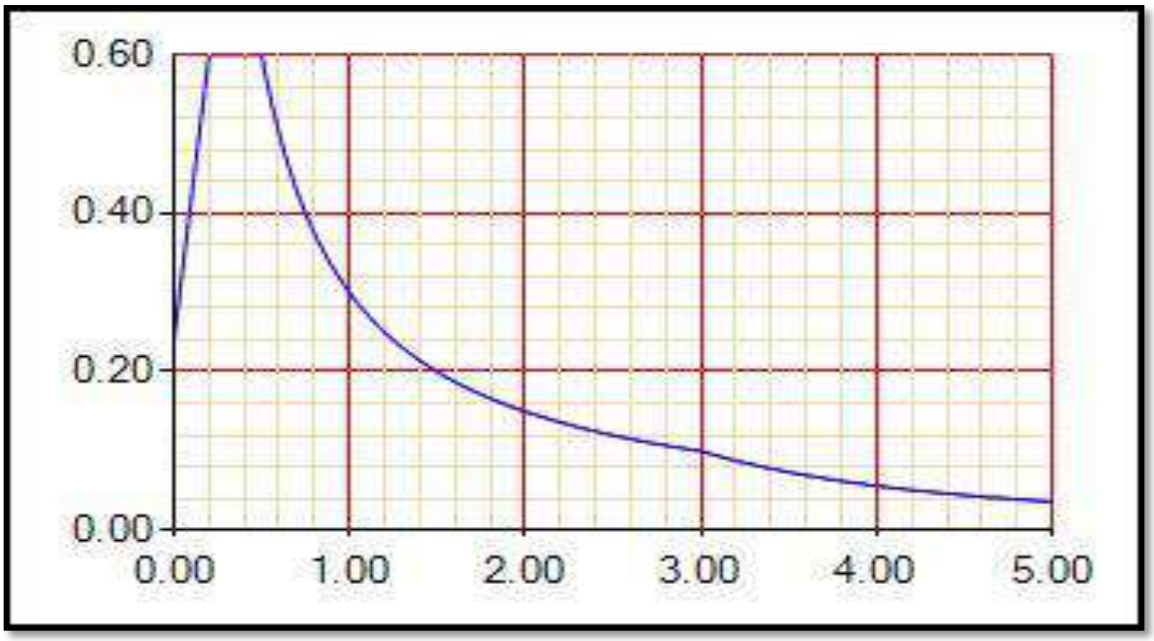


Figure X.2. Spectre de réponse horizontale Sae/g.

X.2.5. Période propre

Après le calcul des modes propres en utilisant le logiciel Robot (Voir Annexe) :

T = 0,78 s : pour le sens longitudinal. (Participation de la masse modale = 67,02%)

T = 0,74 s : pour le sens transversal. (Participation de la masse modale = 40,4%)

X.2.6. Evaluation des sollicitations sismiques longitudinales :

Pour l'évaluation des sollicitations sismiques longitudinales on utilise le modèle linéaire dynamique complet.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau X.1. Evaluation des sollicitations sismiques longitudinales.

		P_1	P_2	P_3	P_4
F_X (KN)	Fut1	178.01	303.88	295.08	195.32
	Fut2	178.04	303.20	294.82	194.61
	Fut3	178.08	302.55	294.58	193.91
F_Y (KN)	Fut1	122.63	95.28	192.81	166.72
	Fut2	122.79	95.35	192.93	166.84
	Fut3	122.63	95.28	192.81	166.75
M_X (KN.m)	Fut1	472.02	249.36	552.89	481.94
	Fut2	453.08	236.66	522.95	455.90
	Fut3	471.99	249.34	552.78	481.82
M_Y (KN.m)	Fut1	1252.78	1707.79	1559.70	1034.55
	Fut2	1252.94	1705.55	1558.90	1032.19
	Fut3	1253.10	1703.39	1558.27	1029.93

X.2.7. Evaluation des sollicitations sismiques transversales :

Tableau X.2. Evaluation des sollicitations sismiques transversales.

		P_1	P_2	P_3	P_4
F_X (KN)	Fut1	49.91	103.51	116	86.28
	Fut2	51.36	104.49	114.69	83.79
	Fut3	52.93	105.48	113.39	81.31
F_Y (KN)	Fut1	316.27	397.95	383.23	263.59
	Fut2	316.67	398.25	383.48	263.79
	Fut3	316.27	397.95	383.23	263.64
M_X (KN.m)	Fut1	1230.39	1229.16	1171.25	764.18
	Fut2	1181.02	1166.56	1107.78	722.85
	Fut3	1230.32	1229.04	1170.95	764.02
M_Y (KN.m)	Fut1	354.29	588.11	616.5	455.63
	Fut2	360.94	591.58	612.42	447.25
	Fut3	367.83	594.68	609.23	439.43

X.2.8. Combinaison d'actions à l'état limite accidentelle (ELA) :

D'après le R.P.O.A, la combinaison des forces sismiques orthogonales est employée pour tenir compte de l'incertitude directionnelle du séisme, on s'intéresse à celle-ci appliqué sur la pile.

Tableau X.3. Les sollicitations des différentes composantes du mouvement d'ensemble.

Direction d'effort	x	y	M_X (KN.m)	F_X (KN)	M_Y (KN.m)	F_Y (KN)
E (Longitudinal)	1	0,3	841.09	193.96	1363.45	217.51
E (Transversal)	0,3	1	1371.92	106.36	743.76	353.06

X.3. ETUDE DU CHEVETRE :

Le chevêtre est généralement sollicité par deux sollicitations, une flexion longitudinale et une torsion.

X.3.1. Dimensionnement à la flexion :

La modélisation du chevêtre est faite à l'aide du logiciel ROBOT. Le modèle est illustré dans la figure suivante :

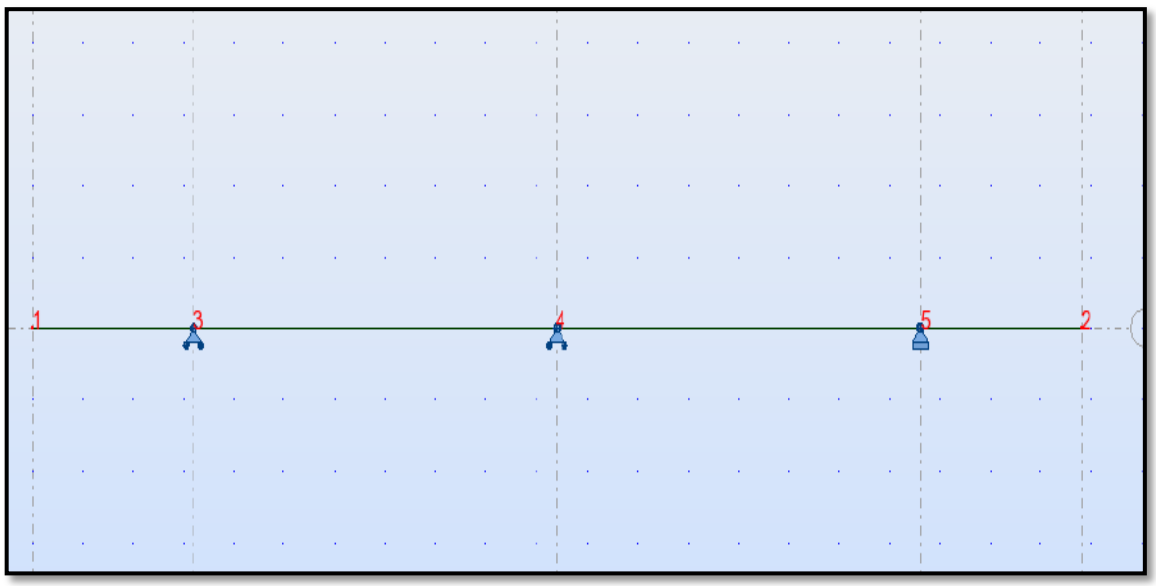


Figure X.3. Modèle de calcul.

Les charges pris en considération :

- Gmax Tablier.
- Qmax.
- Poids Propre.

Les résultats de modélisation obtenue à l'ELS et à l'ELU sont présentés sur la figure ci-dessous :

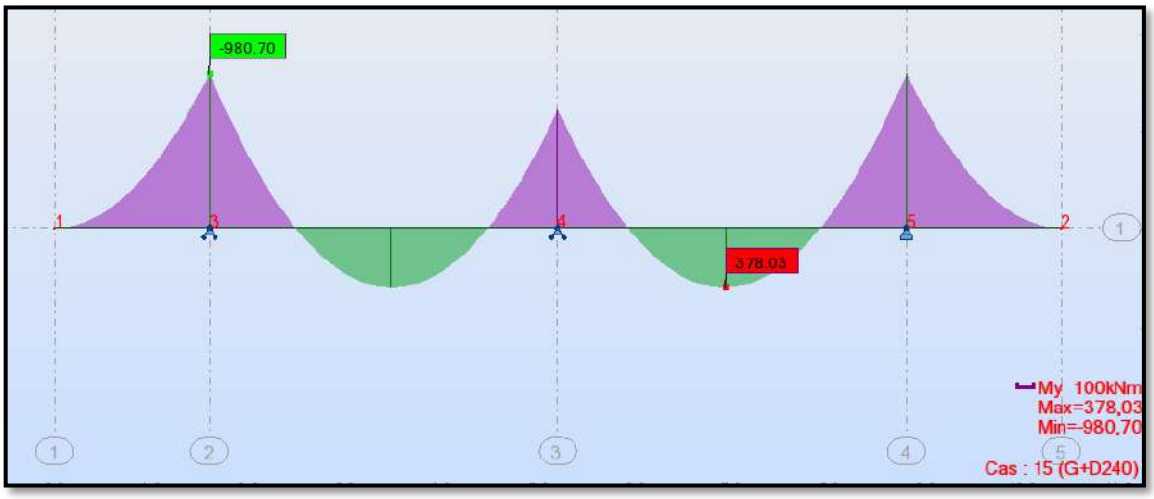


Figure X.4. Les moments M_{max} ELS sur le chevêtre avec le logiciel.

Tableau X.4. Ferraillage du chevêtre.

Sollicitation	M max ELS (KN)	As (cm^2)	Armatures	A's (cm^2)
Sur Appui	980.70	39.7	13 HA 20	40.84
En travée	378.03	32.5	13 HA 20	40.84

X.3.2. Armatures transversales

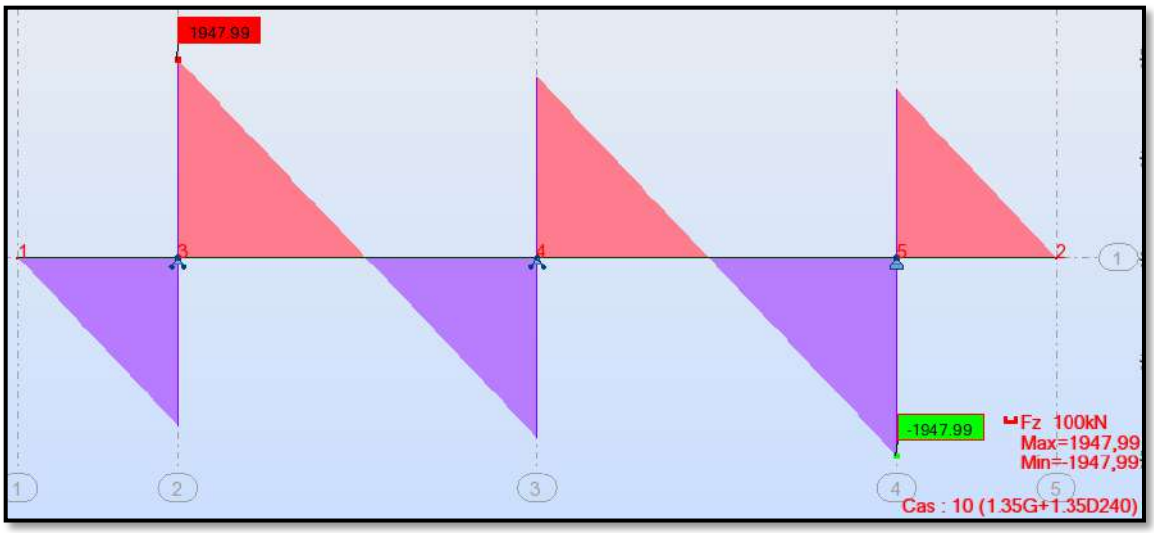


Figure X.5. Effort tranchant Max- ELU sur le chevêtre avec le logiciel.

T_{max} ELU = 1947.99 kN

Avec Robot expert : 1 Cadre de HA14, esp = 15 dans la zone critique et 20 cm dans la zone courante.

X.3.3. Dimensionnement a la torsion :

L'excentricité de l'application des charges par rapport au plan de symétrie est e = 0,6 m. Pour déterminer le ferraillage nécessaire pour résister aux efforts de torsion, on considère une section rectangulaire ayant la hauteur du chevêtre, et dont la largeur Lt est limitée par :

$L_t = L_c$ si $L_c \leq \Phi + H_c$

$L_t = L_c + \Phi$ si $L_c > \Phi + H_c$

- Application Numérique :

- Lc = 2,5 m
- Hc = 1.35 m
- Φ = 1.5 m
- Lt = 2,5 m

La contrainte tangente de torsion donnée par :

$$\tau_b = \frac{C}{2\Omega b_n}$$

bn : L'épaisseur de la paroi de la section creuse équivalente, bn = Hc /6.

C : Moment de torsion maximal par ml.

Ω : L'aire de la torsion, **Ω** = (Hc – bn) × (Lt – bn).

La section de ferraillage donnée par la relation suivante :

$$A_s = \frac{1}{\sigma_s} \times \frac{C \times P}{2\Omega}$$

C = max (C1 ; C2)

- C1 : Moment de torsion construction
- C2 : moment de torsion service
- P : Périmètre du chevêtre
- σ a : Contrainte admissible de l'acier = ⅔ fe.
- Application Numérique :

C1 = 79.05 KN/ml

C2 = 96.45 KN/ml

Ω = 2.56 m^2

P = 7.25 m

σ_a = 333,33 MPa

As = 4,10 cm^2 On opte pour 4 HA 14

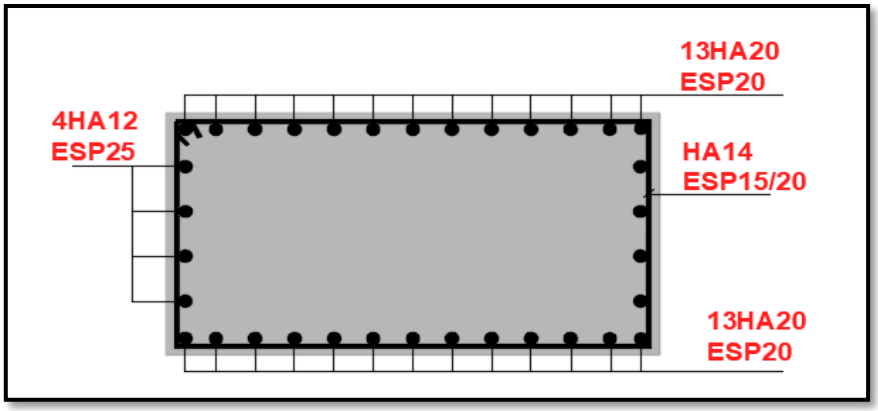


Figure X.6. Ferraillage du chevêtre.

X.4. ETUDE DE LA PILE :

Les piles servent d'appuis intermédiaires au tablier : elles reprennent les efforts exercés par le tablier.

X.4.1. Conception de la pile /documents SETRA :

Les piles sont des appuis intermédiaires qui transmettent les efforts dus aux charges appliquées sur le tablier jusqu'au sol de fondation, les piles jouent un rôle important dans le fonctionnement mécanique du tablier.

Un appui comporte deux parties :

- Fût : son rôle est de transmettre les charges et les surcharges aux fondations.
- La fondation : c'est la base de l'ouvrage, elle reçoit la descente des charges et les transmet au sol.

Tableau X.5. Hauteurs des piles.

Piles	P1	P2	P3	P3
Hauteur (m)	**7.82**	**6.02**	**5.62**	**5.67**

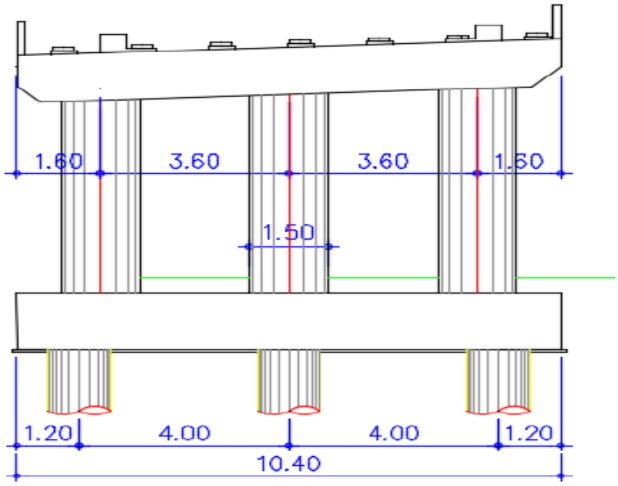


Figure X.7. Dimensions de la pile.

X.4.2. Descend des charges :

Tableau X.6. Evaluations des efforts statiques de la pile.

Désig	N (KN)	H (KN)	/FV/o (x/o)	/FH/O/a (y/a, o)	MFV/o	MFH/o
Semelle	2496,00	/	0,00	0,80	0,00	/
Fûts	1036,43	/	0,00	5,51	0,00	/
Chevetre	877,50	/	0,00	10,10	0,00	/
G Tablier	5903,40	/	0,00	10,77	0,00	/
Hf+r	/	97,69	/	10,77	/	1052,16
HT°	/	61,55	/	10,77	/	662,86
Somme	10313,33	134,62	/	/	0,00	1449,88
(Al)	1533,00	/	0,00	/	0,00	/
(Bc)	1206,88	/	0,00	/	0,00	/
Mc120	1154,21	/	0,00	/	0,00	/
D240	2064,83	/	0,00	/	0,00	/
ST	108,00	/	0,00	/	0,00	/
Al	/	71,05	/	10,77	/	765,26
Bc	/	150,00	/	10,77	/	1615,50

X.4.2.1. Combinaison des efforts :

- À l'ELS :

Tableau X.7. Combinaisons d'actions à l'ELS.

	N (KN)	H (KN)	MH (KN.m)	MV (N.m)	M (KN.m)
G+0.6T	10313,33	134,62	1449,88	0,00	1449,88
G+0.6T+1.2A(l)+ST	12260,93	219,89	2368,19	0,00	2368,19
G+0.6T+1.2Bc+ST	11869,59	314,62	4306,79	0,00	4306,79
G+0.6T+Mc120	11467,54	134,62	1449,88	0,00	1449,88
G+0.6T+D240	12378,16	134,62	1449,88	0,00	1449,88

- À l'ELU :

Tableau X.8. Combinaisons d'actions à l'ELU.

	N (KN)	H (KN)	MH (KN.m)	MV (N.m)	M (KN.m)
1.35G+0.9T	13923,00	187,28	2016,99	0,00	2016,99
1.35G+0.9T+1.6(A(l)+ST)	16548,60	300,97	3241,40	0,00	3241,40
1.35G+0.9T+1.6(Bc+ST)	16026,81	427,28	4601,79	0,00	4601,79
1.35G+0.9T+1.35Mc120	16710,51	187,28	2016,99	0,00	2016,99
1.35G+0.9T+1.35D240	14068,80	187,28	2016,99	0,00	2016,99

X.4.3. Etude des fûts :

X.4.3.1. Vérification de flambement de fût :

La condition de flambement à vérifier est donnée par :

$\lambda = \frac{LC}{i} < 50$

$L_C = 0.7\ L = 5.47$ $\quad i = \frac{D}{4} = 0.375$

Donc : $14.58 < 50$ Condition vérifiée

X.4.3.2. Descend des charges :

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau X.9.Efforts appliqués à la semelle de la pile.

Désig	N (KN)	H (KN)	/FV/o (x/o)	/FH/O/a (y/a, o)	$M_{FV}/_o$	$M_{FH}/_o$
Fûts	1036.43	/	0.00	3.91	0.00	
Chevetre	877.50	/	0.00	8.50	0.00	
G Tablier	5903.40	/	0.00	9.17	0.00	
Hf+r	/	97.69	/	9.17	/	895.85
HT°	/	61.55	/	9.17	/	564.39
Somme	7817.33	159.24	/	/	0.00	1460.24
(Al)	1533.00	/	0.00	/	0.00	/
(Bc)	1206.88	/	0.00	/	0.00	/
Mc120	1154.21	/	0.00	/	0.00	/
D240	2064.83	/	0.00	/	0.00	/
ST	108.00	/	0.00	/	0.00	/
Al	/	71.05	/	9.17	/	651.57
Bc	/	150.00	/	9.17	/	1375.50

X.4.3.3. Combinaison des efforts :

- À l'ELS :

Tableau X.10. Combinaisons d'actions à l'ELS.

	N (KN)	H (KN)	MH (KN.m)	MV (N.m)	M (KN.m)
G+0.6T	7817,33	134,62	1234,48	0,00	1234,48
G+0.6T+1.2A(l)+ST	9764,93	219,89	2016,37	0,00	2016,37
G+0.6T+1.2Bc+ST	9373,59	314,62	2885,08	0,00	2885,08
G+0.6T+Mc120	8971,54	134,62	1234,48	0,00	1234,48
G+0.6T+D240	9882,16	134,62	1234,48	0,00	1234,48

- À l'ELU :

Tableau X.11. Combinaisons d'actions à l'ELU.

	N (KN)	H (KN)	MH (KN.m)	MV (N.m)	M (KN.m)
1.35G+0.9T	10553,40	187,28	1717,35	0,00	1717,35
1.35G+0.9T+1.6(A(l)+ST)	13179,00	300,97	2759,86	0,00	2759,86
1.35G+0.9T+1.6(Bc+ST)	12657,21	427,28	3918,15	0,00	3918,15
1.35G+0.9T+1.35Mc120	13340,91	187,28	1717,35	0,00	1717,35
1.35G+0.9T+1.35D240	10699,20	187,28	1717,35	0,00	1717,35

Sollicitations les plus défavorables :

ELS: N_{max} = 3124.53 KN M_{cors} = 961.69 KN.m

ELU: N_{max} = 4219.07 KN M_{cors} = 1306.05 KN.m

Tableau X.12. Combinaisons des efforts.

Cas	Combinaisons	N (KN)	M (KN.m)	
ELS	G+1.2Bc+ST+0,6T	3124.53	961.69	
ELU	1.35G+1.26B+1.6ST+0,9T	4219.07	1306.05	
ELA	G + E + D+ 0.4T	2605.77	1745.78	743.76

X.4.3.4. Ferraillage des fûts :

Le fût est considéré comme une pièce soumise à la flexion Déviée.

Sollicitations les plus défavorables : Voir ANNEXE

ELS: Nmax = 3124.53 KN Mcors = 961.69 kN.m

ELU: Nmax = 4219.07 kN Mcors = 1306.05 KN.m

ELA: Nmax = 2605.77 KN M_X = 1745.78 KN.m M_Y= 743.76 KN.m

- Section d'acier :

Avec Robot expert As = 176.7 cm²

Donc : on prend une nappe de 22HA32 (As = 176.93cm²).

- Cerces transversales :

Avec Robot expert :1 cerce de HA14, esp = 15cm dans la zone critique et 20 cm dans la zone courante.

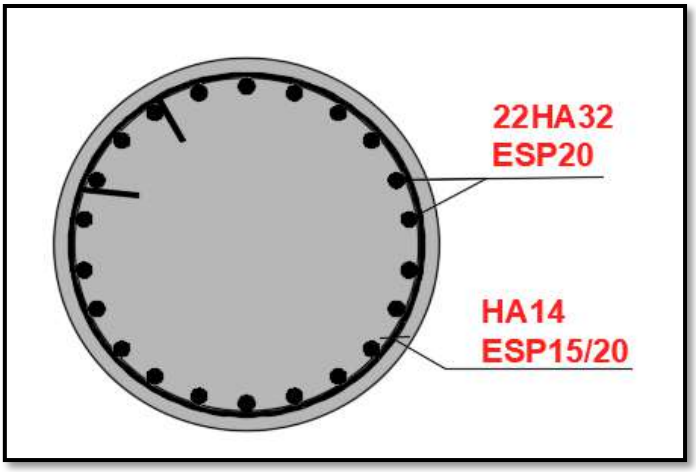


Figure X.8. Ferraillage des futs.

X.4.4. Etude de la semelle :

- Longueur : L = 10.40 m.
- Hauteur : H = 1.6 m.
- Largeur : B = 6 m

X.4.4.1. Evaluation des efforts :

- N_{Max} = max {N1, N2}
- ELS : N_{max} = 2.377 MN
- ELA : N_{max}= 1.719 MN

X.4.4.2. Ferraillage de la semelle :

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

$$\begin{cases} \alpha \geq 45^{\circ} \\ h \geq \frac{L}{2} - \frac{b}{4} \end{cases}$$

Avec :

h =H – d' , d' = 10 cm ; L : entraxe entre les pieux = 3.6m

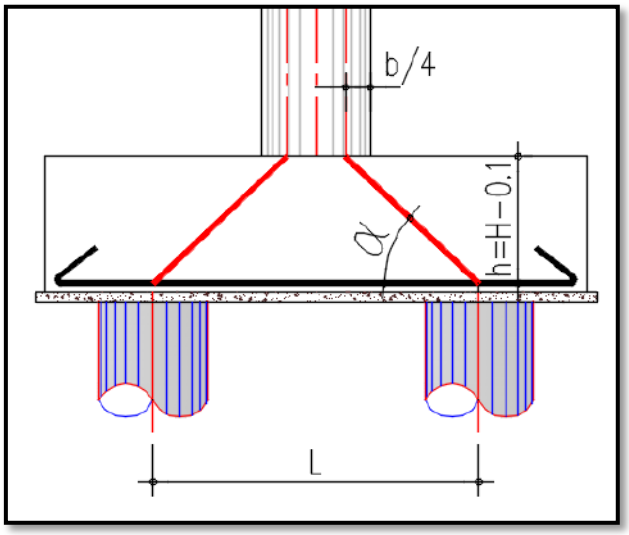


Figure X.9. coupe transversal

A partir de la figure on tire les données suivantes :

$\frac{L}{2} - \frac{b}{4}$ = 1.425 m < 1.5m ... ……Condition vérifiée.

$tg \propto = \frac{h}{\frac{L}{2} - \frac{b}{4}}$ → α = 46.49° > 45°……Condition vérifiée.

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

$$A_S = \frac{N_1}{\overline{\sigma_s}} \times \frac{\frac{L}{2} - \frac{b}{4}}{h}$$

Avec : $\overline{\sigma_s} = \frac{2}{3} Fe$

- Application Numérique :

Nmax-ELS = 2.377MN

Nmax-ELA = 1.719MN

$\overline{\sigma_s}$-ELS = 333.33 MPa

$\overline{\sigma_s}$-ELA = 500 MPa

As-ELS = 67.75 cm^2

As-ELA = 32.66 cm^2

Les armatures transversales sont placées dans des bandes axées sur les pieux, ayant une largeur (L) telle que : L = h+ Φpieu = 1.5+ 1,2 = 2.7 m.

A_S = 67.75/2.7 = 25.09 cm^2 /ml Soit 6 HA25 (29.45cm^2) avec un espacement de 20 cm.

➢ Armatures longitudinales inférieures :

Pour assurer la transmission des efforts entre les fûts et les pieux on utilise des armatures de répartition, tel que :

Ar = $\frac{1}{2}$ A_S = 12.54 cm^2 /ml Soit : 7 HA16 /ml= 14.07cm^2 avec St = 17cm

➢ Armatures transversales supérieure :

A_2 = $\frac{1}{3}$ A_S = 8.36cm^2 /ml Soit : 6 HA14/ml= 9.24cm^2 avec St = 20cm

➢ Armatures longitudinales supérieure :

A_3 = $\frac{1}{4}$ A_S = 6.27cm^2 /ml Soit : 7HA12/ml= 7.92cm^2 avec St = 17cm

➢ Armatures latérales :

A_4 = $\frac{1}{10}$ A_S = 2.5cm^2 /ml Soit : 5HA12/ml= 5.65cm^2 avec St = 25cm

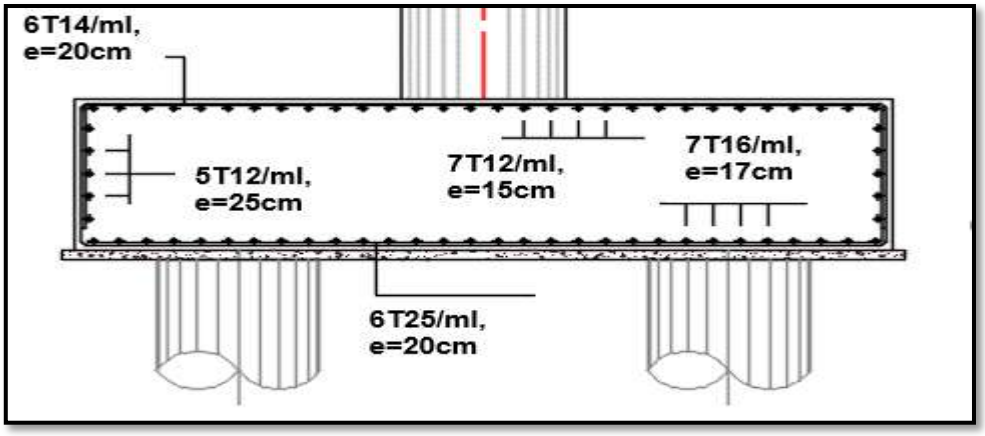


Figure X.10. Ferraillage semelle.

X.4.5. Etude des pieux :

X.4.5.1. Nombre des pieux :

Le nombre de pieux est en fonction de la capacité portante d'un pieu donné par le rapport géotechnique et l'effort vertical du au tablier et la culée.

$$n_P = \frac{N_{max}}{Q_P}$$

N_{max} : L'effort normal maximal à l'ELS

Qp : Capacité portante d'un pieu à l'ELS

- Application Numérique :

N_{max} = 11869,59 KN

$QP\text{-}_{ELS}$ = 6576,7 kN

n_P = 1,80

On prend : 2*3 pieux de 12m de profondeur.

X.4.5.2. Effort revenant à chaque pieu :

$$N_i = \frac{N}{n} \pm \frac{M_x \times Y}{\sum Y^2} \pm \frac{M_y \times X}{\sum X^2}$$

n : Nombre des pieux ;

N : Effort normal ;

M_x, M_y : Moments dans les sens x, y ;

x, y : La distance des pieux par rapport à l'axe de la semelle.

➢ Sollicitations les plus défavorables :

- ELS: N1 = 1928.78 kN < 6576.7 kN (condition de non poinçonnement vérifiée)
  N2 = 1853.14 kN > 0 (condition de non soulèvement vérifiée)
- ELA: N1 = 1863.38 kN < 8500 kN (condition de non poinçonnement vérifiée)
  N2 = 1574.39 kN > 0 kN (condition de non soulèvement vérifiée)

X.4.5.3. Actions sur les pieux :

Le comportement d'un élément flexible dans le sol peut s'exprimer mathématiquement comme une équation différentielle :

$$EI = \frac{d^4y}{d^4x} + Cu\ b\ y = 0$$

b : Diamètre du pieu

C_U : Module de réaction du sol

y : Déplacement en tête du pieu

La solution de l'équation précédente est de la forme :

$$\alpha = \sqrt[4]{\frac{4EI}{C_u b}}$$

α : longueur élastique du pieu

Calcul du Coefficient d'amortissement du module de WARNER λ :

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{bCu}{4El}}$$

E : Module d'élasticité du béton ;

I : Moment d'inertie du pieu ;

b : Longueur du pieu.

- Application Numérique :

- Cu = 30 MN/m3
- E = 32164 MPa
- b = 1,20 m
- I = 0,102m4

λ = 0,229 D'où : λ*L = 2.748

D'où, en tire les valeurs de (χ_{θ_p}, χ_{θ_M}) pour λ × L = 2.748à partir du tableau WERNER.

$\chi_{\theta_p} = 1.45$; $\chi_{\theta_M} = 1.52$

Effort tranchant en tête du pieu :

ELS: H_{Max} = 314.62 KN P = 52.44 kN

ELU: H_{Max} = 427.28 KN P = 71.21 kN

ELA: H_{Max} = 265.6 KN P = 44.27 KN

Moments fléchissant :

Le moment en tête du pieu donné par la relation suivante :

$$\overline{M} = -\frac{\chi_{\theta_p}}{\chi_{\theta_M}} \times \frac{\overline{P}}{\lambda}$$

ELS: M = 218.71 kN.m

ELU: M = 297.03 kN.m

ELA: M = 184.63 kN.m

X.4.5.4. Ferraillage des pieux :

Le pieu est considéré comme une pièce soumise à la flexion composée.

- Section d'acier :

Avec Robot expert As = 113,10 cm² Donc : on prend 24 HA25 (As = 117,81 cm²).

- Cerces transversales :

Avec Robot expert : 1 Cerce H14, esp = 15 dans les zones critiques et 20 cm dans les zones courantes.

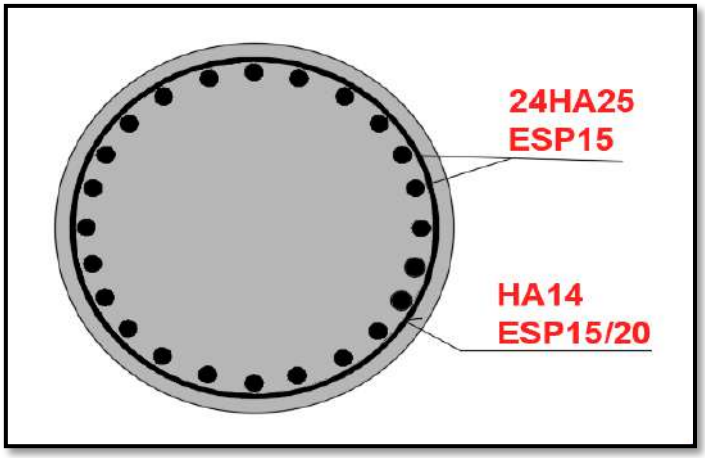


Figure X.11. Ferraillage des pieux.

X.5. ETUDE DE LA CULEE :

La culée est l'un des éléments fondamentaux dans l'ensemble de la structure d'un pont car elle sert comme appui extrême du tablier du pont. Elle a pour rôle principal d'assurer le raccordement de l'ouvrage au sol et assurer la continuité entre la chaussée de la route et celle portée par le pont. Elle assure à la fois les fonctions d'appui de tablier et du mur de soutènement.

X.5.1. Prédimensionnement de la culée :

Tableau X.13. Les dimensions des éléments de la culée.

	Mur frontale	Mur de garde grève	Mur en retour	Dalle de transition	Semelle
Longueur (m)	10.59	10.59	/	5.0	10.59
Epaisseur(m)	1.5	0.25	0.6	0.3	1.6
Largeur(m)	6	2	/	9.94	6

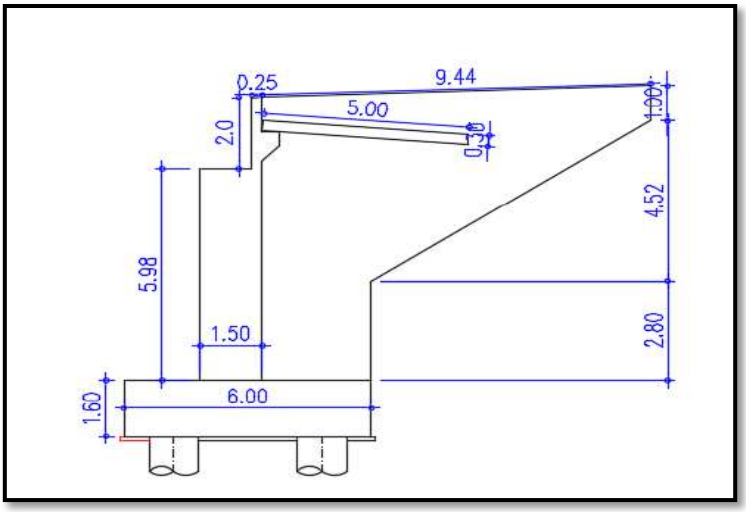


Figure X.12. Les dimensions des éléments de la culée.

X.5.2. Descend des charges :

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau X.14. Evaluations des efforts statiques de la culée.

Designation	N (KN)	H (KN)	IFV(x/o)	IFH(y/o)	$M_{FV/o}$	$M_{FH/o}$
Semelle	2541.60	/	0.00	0.80	0.00	/
Mur F	2382.75	/	0.00	4.60	0.00	/
DDT	186.38	/	0.95	8.60	177.06	/
Mur en R	591.45	/	3.90	6.88	2306.66	/
Corbeau	59.94	/	0.93	8.29	55.74	/
MGG	132.38	/	0.62	8.59	82.07	/
Poids des Terres Amot	2765.63	/	1.89	5.02	5227.04	/
Poids des T sur DDT	321.88	/	0.95	8.60	305.78	/
Poussée des terres	/	2785.93	/	-3.23	/	-8998.54
Poids Sur 10kN/m²	224.78	/	1.88	/	422.58	/
Poussée Sur 10kN/m²	/	319.45	/	-4.85	/	-1547.74
Rg	2951.70	/	-0.10	/	-295.17	/
R(Al)	1137.38	/	-0.10	/	-113.74	/
Rbc	1087.93	/	-0.10	/	-108.79	/
RMc120	1087.40	/	-0.10	/	-108.74	/
RD240	1671.72	/	-0.10	/	-167.17	/
RST	54.00	/	-0.10	/	-5.40	/
Hf+r	/	48.85	/	-7.60	/	-371.24
HT°	/	30.77	/	-7.60	/	-233.88
Frein Al	/	71.05	/	-7.60	/	-540.01
Frein Bc	/	150.00	/	-7.60	/	-1140.00

X.5.3. Combinaison des efforts :

Le tableau ci-dessous résume les sollicitations à l'E.L.U , à l'E.L.S

- À L'ELS :

Tableau X.15. Combinaisons des efforts à ELS.

	N (KN)	H (KN)	MH (KN.m)	MV (N.m)	M (KN.m)
G+0.6T	11933,70	2853,24	-9510,10	7859,19	-1650,92
G+0.6T+1.2A(l)+1,2Q+ST	13622,28	3321,84	-12015,40	8224,39	-3791,01
G+0.6T+1.2Bc+1,2Q+ST	13562,95	3416,577	-12735,39	8230,33	-4505,06
G+0.6T+Mc120+1,2Q	13290,83	3236,58	-11367,39	8257,54	-3109,85
G+0.6T+D240+1,2Q	13875,15	3236,58	-11367,39	8199,11	-3168,28

- À l'ELU :

Tableau X.16. Combinaisons des efforts à ELU.

	N (KN)	H (KN)	MH (KN.m)	MV (N.m)	M (KN.m)
1.35G+0.9T	16110.49	3854.64	-12859.69	10609.90	-2249.79
1.35G+0.9T+1.6(A(l)+ST)+1,6Q	18376.33	4479.45	-16200.09	11095.40	-5104.68
1.35G+0.9T+1.6(Bc+ST)+1,6Q	18297.22	4605.76	-17160.07	11103.31	-6056.75
1.35G+0.9T+1.35Mc120+1,6Q	17938.12	4365.76	-15336.07	11139.22	-4196.84
1.35G+0.9T+1.35D240+1,6Q	18726.96	4365.76	-15336.07	11060.34	-4275.73

X.5.4. Etude du mur frontal :

Le mur frontal est un élément qui est encastré dans la semelle, il travaille à la flexion composée. Il est sollicité essentiellement aux : charges permanentes, poids propres de la superstructure, poussée des terres, surcharge sur les remblais et les surcharges d'exploitations).

X.5.4.1. Descend des charges :

Tableau X.17. Sollicitations sur mur frontal.

Designation	N (KN)	H (KN)	IFV(x/o)	IFH(y/o)	$M_{FV/o}$	$M_{FH/o}$
Mur F	2382.75	/	0	3.00	0	/
DDT	186.375	/	0.95	7.00	177.06	/
Mur en R	0	/	0	0	0	/
Corbeau	59.94	/	0.93	6.69	55.74	/
MGG	132.38	/	0.62	6.99	82.07	/
Poids des T sur DDT	321.88	/	0.95	7.00	305.78	/
Poussée Mur Frontal	/	1941.86	/	-2.70	/	-5236.56
Poussée DDT	/	0.0	/	0.00	/	0

Poids Sur 10kN/m²	248.5	/	0.95	/	236.075	/
Rg	2951.70	/	-0.10	/	-295.17	/
R(Al)	1137.38	/	-0.10	/	-113.74	/
Rbc	1087.93	/	-0.10	/	-108.79	/
RMc120	1087.40	/	-0.10	/	-108.74	/
RD240	1671.72	/	-0.10	/	-167.17	/
RST	54.00	/	-0.10	/	-5.40	/
Hf+r	/	48.85	/	-6.00	/	-293.08
HT°	/	30.77	/	-6.00	/	-184.64
Frein Al	/	71.05	/	-6.00	/	-426.33
Frein Bc	/	150.00	/	-6.00	/	-900.00

X.5.4.2. Combinaison des efforts :

- À l'E.L.S:

Tableau X.18. Combinaisons des efforts à ELS.

	N (KN)	H (KN)	MH (KN.m)	MV (N.m)	M (KN.m)
G+0.6T	6035,02	2009,18	-5640,43	325,49	-5314,94
G+0.6T+1.2A(l)+1,2Q+ST	7752,07	2414,48	-7446,60	466,89	-6979,70
G+0.6T+1.2Bc+1,2Q+ST	7692,73	2509,219	-8015,00	472,83	-7542,18
G+0.6T+Mc120+1,2Q	7420,62	2329,22	-6935,00	500,04	-6434,97
G+0.6T+D240+1,2Q	8004,94	2329,22	-6935,00	441,60	-6493,40

- À l'E.L.U:

Tableau X.19. Combinaisons des efforts à ELU.

	N (KN)	H (KN)	MH (KN.m)	MV (N.m)	M (KN.m)
1.35G+0.9T	8147,27	2715,16	-7631,20	439,41	-7191,79
1.35G+0.9T+1.6(A(l)+ST)+1,6Q	10451,07	3255,57	-10039,42	626,51	-9412,91
1.35G+0.9T+1.6(Bc+ST)+1,6Q	10371,96	3381,88	-10797,30	634,42	-10162,88
1.35G+0.9T+1.35Mc120+1,6Q	10012,86	3141,88	-9357,30	670,33	-8686,97
1.35G+0.9T+1.35D240+1,6Q	10801,70	3141,88	-9357,30	591,44	-8765,85

X.5.4.3. Evaluation des efforts :

Sollicitations les plus défavorables :

- ELS: M_{max} = -712.07 kN/ml N_{cors} = 726.42 kN.m/ml.
- ELU: M_{max} = -959.67 kN/ml N_{cors} = 979.41 kN.m/ml.
- ELS: T_{max} = 236.94 kN/ml N_{cors} = 726.42 kN/ml.
- ELU: T_{max} = 319.35 kN/ml N_{cors} = 979.41 kN/ml.

X.5.4.4. Ferraillage du mur frontal :

Le ferraillage vertical est effectué par ROBOT Expert en considérant une section rectangulaire (1×1.5) m en flexion composée, selon le cas de chargement le plus défavorable.

- Section d'acier :

Avec Robot expert $A_S = 15\ cm^2$;

RPOA : dispositions sismique As, min= 37,5cm² sur les deux nappes

Donc : on opte pour 6HA25/ml ($A_{S1} = 29.45\ cm^2$) / coté remblai, avec un espacement de 20 cm. : Voir ANNEXE

- Armature de constructions :

$A_{S'} = A_S/3 = 5\ cm^2$; donc : on opte pour 6HA14 ($A_{S'} = 9.24\ cm^2$) / coté tablier avec un espacement de 20 cm.

$A_S + A_{S'} > As, min$

- Armatures transversales :

$A_t = As/4 = 3.75\ cm^2$; donc : on opte pour 6HA12 ($A_S = 6.79\ cm^2$) avec un espacement de 20cm.

X.5.5. Etude du mur garde grève :

Le mur garde grève est calculé en flexion simple sous l'effet des charges horizontales.

X.5.5.1. Calcul des sollicitations :

Le moment d'encastrement total due aux forces horizontales appliquées sur le mur garde grève est la combinaison des sollicitations suivantes :

- Moment dû à la poussée des terres :

En tenant compte de la présence de la chaussée le moment à l'encastrement à pour expression :

$Mp = Pxh/3$ Avec : $P = 0{,}5 \times k_{ah} \times \gamma \times H^2 \times L$

Avec :

H : hauteur des remblais, H = 2 m.

K_a : coefficient de poussée des terres, $K_a = 0.33$.

L : longueur des remblais, L = 1 m.

- $M_{P\text{-}ELS} = 7.92$ kN.m/ml.
- $M_{P\text{-}ELU} = 10.69$ kN.m/ml.

- Moment due à la force de freinage $M_{f\,Bc}$:

Le moment dû à la forme de freinage est donné par la formule suivante :

$$M_f = \frac{2\,\mu \times P \times h}{0.25 \times 2h}$$

Avec :

μ : coefficient de pondération, μ = 1.6 à l'E.L. U et μ = 1.2 à l'E.L. S ; P = 60 kN.

- $M_{f\text{-}ELS} = 67.76$ kN.m/ml.
- $M_{f\text{-}ELU} = 90.35$ kN.m/ml.

➢ Poussée d'une charge locale située en arrière du mur garde grève :

Le moment d'encastrement à la base du mur garde grève aura pour expression la formule suivante :

$$M_P = \frac{12K}{0.75 + 2h}\int_0^h \frac{h - x}{(0.25 + x)}dx \text{ et } K = K_a \times b_c \times \delta \times \gamma$$

Avec :

γ : coefficient de pondération. γ = 1,6 à ELU et 1,2 à ELS.

Bc : coefficient de pondération du système Bc.

δ : coefficient de majoration dynamique pour une charge sur remblai.

h : hauteur de mur garde grève.

- $M_{P\text{-}ELS}$ = 35,40 kN.m/ml.
- $M_{P\text{-}ELU}$ = 47.20, kN.m/ml.

➢ Combinaison d'actions sur le MGG :

- $M_{ELS} = M_G + 1.2M_Q$ = 111.09 kN.m/ml.
- $M_{ELU} = 1.35M_G + 1.6M_Q$ = 148.25 kN.m/ml.

X.5.5.2. Ferraillage du mur garde grève :

Le ferraillage principal se fait en flexion simple sur ROBOT Expert en considérant une section rectangulaire (1×0.25) m.

- Section d'acier :

Avec Robot expert A_S = 33 cm^2

Donc : on opte pour 7HA25/ml (A_S = 34.36cm^2) / coté remblai, avec un espacement de 17cm. Voir ANNEXE

- Armature de constructions :

$A_{S'} = A_S/3$ =11 cm^2 ; donc : on opte pour 7HA16/ml ($A_{S'}$ = 14.07 cm^2) / coté tablier avec un espacement de 17 cm.

- Armatures transversales :

At = As/4 = 8.25 cm^2 ; donc : on opte pour 7HA14/ml ($A_{S'}$ = 10.78cm^2) avec un espacement de 17 cm.

X.5.6. Etude de la dalle de transition :

X.5.6.1. Evaluation des efforts :

La dalle est supposée simplement appuyée sur ses deux extrémités, on évalue les efforts sur une bonde de 1 m.

Tableau X.20. Evaluation des efforts pour la dalle de transition.

Type de charge	Q (kN/m²)	M(KN.m/ml)	V (kN)
Poids propre	7.5	23.4375	18.75
Revêtement	1.92	6	4.8
Remblai	17.1	53.4375	42.75

Surcharges	10	31.25	25

X.5.6.2. Combinaison d'actions sur la dalle de transition :

Tableau X.21. Combinaisons des moments et efforts tranchants pour la dalle de transition.

Etat	Combinaison	Moment fléchissant(kN.m)	Effort tranchant (kN)
ELU	1.35G+1.6Q	161,88	129.51
ELS	G+1.2Q	120.38	96,30

X.5.6.3. Ferraillage de la dalle de transition :

La dalle de transition est sollicitée par une flexion simple, la fissuration est considérée préjudiciable.

- Section d'acier :

Avec Robot expert $A_S = 27.9\ cm^2$

Donc : on opte pour 6HA25/ml ($A_S = 24.54\ cm^2$) / avec un espacement de 20cm. Voir ANNEXE

- Armature de constructions :

$A_{S'} = A_S/3 = 9.30\ cm^2$; donc : on opte pour 6HA16/ml ($A_{S'} = 7.70\ cm^2$) / coté tablier avec un espacement de 20 cm.

- Armatures transversales :

$At = As/4 = 6.98\ cm^2$; donc : on opte pour 6HA14/ml ($A_{S'} = 5.65 cm^2$) avec un espacement de 20 cm.

X.5.7. Etude du corbeau d'appui de la dalle de transition :

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

X.5.7.1. Evaluation des efforts :

➢ Réaction due au poids des remblais :

La réaction due au poids des remblais est donnée par la formule suivante :

$$R_{Rem} = \frac{ql}{2} \quad ; \quad R_{Rem} = \frac{26.52 \times 5}{2} = 66.30\ kN/m$$

Avec :

L : longueur de la dalle de transition ;

q : charges des remblais ; $q = q_{remblais} + q_{revêtement} + q_{p\ dalle}$.

➢ Réaction des surcharges sur remblais **:**

La réaction due aux surcharges sur remblais est donnée par la formule ci-après :

$$R_{sur\text{-}remblais} = \frac{ql}{2} \quad ; \quad R_{sur\text{-}remblais} = \frac{10 \times 5}{2} = 25\ kN/ml$$

Avec :

q : surcharges sur remblais.

X.5.7.2. Combinaison d'actions sur le corbeau :

- $R_{ELU} = 1{,}35 \times M_G + 1{,}6 \times M_Q = 129.51$ kN/ml.
- $R_{ELS} = M_G + 1{,}2 \times M_Q = 96.30$ kN/ml.

X.5.7.3. Ferraillage du corbeau :

Le corbeau est sollicité par une flexion simple, la fissuration est considérée préjudiciable.

- Section d'acier :

$A_s = 11.2$ cm² On prend **6HA16/ml** avec St = 20cm.

X.5.8. Etude des murs en retour :

Le mur en retour a pour rôle d'assurer le soutènement des terres du remblai d'accès du pont, il est soumis aux charges suivantes : Le ferraillage du mur suivant les deux directions sur la zone intérieur (remblai) et extérieur est effectué par le logiciel ROBOT Expert en considérant une section rectangulaire (1×0.6) m en flexion simple, sachant que :

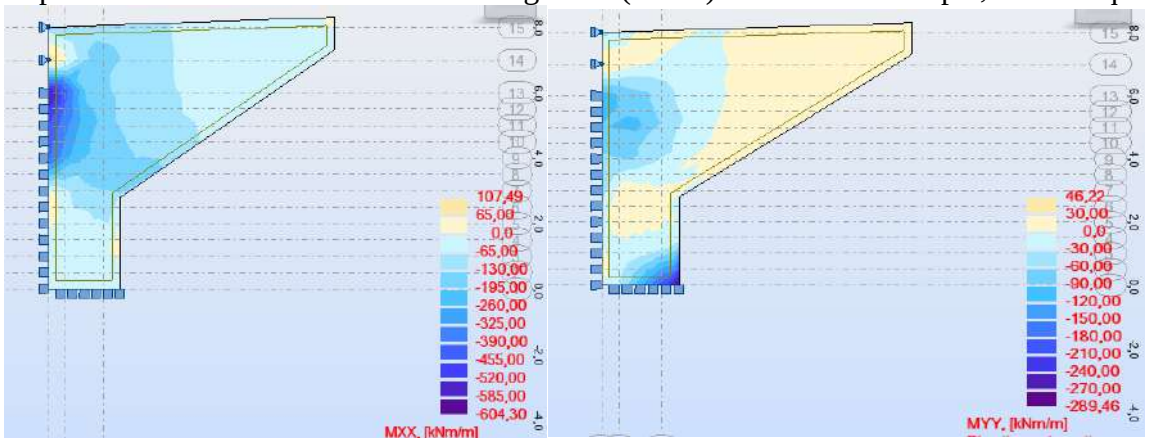


Figure X.13. Modèle de calcul mur en retour avec le logiciel.

A l'ELS:

$M_{XX} = -455$ KN.m/ml

$M_{YY} = -200$ KN.m/ml

X.5.8.1. Ferraillage du mur en retour :

➢ Le ferraillage horizontal :

- Section d'acier :

Avec Robot expert

$A_S = 37.6$ cm^2 ; Donc : on opte pour 5HA32/ml (AS = 40.21 cm^2) / coté remblai, avec un espacement de 25 cm. Voir ANNEXE

- Armature de constructions :

$A_{S'} = A_S/3 = 12.53$ cm^2

Donc : on opte pour 5HA20/ml ($A_{S'}$ = 15.71 cm) / Coté extérieure avec un espacement de 25 cm.

➢ Le ferraillage vertical :

- Section d'acier :

Avec Robot expert

$A_S = 20.4\ cm^2$

Donc : on opte pour 5HA25 /ml ($A_S = 24.54\ cm^2$) / coté remblai, avec un espacement de 25 cm. Voir ANNEXE

- Armature de constructions :

$A_{S'} = A_S/3 = 6.8\ cm^2$

Donc : on opte pour 5HA14/ml ($A_{S'} = 7{,}7\ cm^2$) / Coté extérieure avec un espacement de 25 cm.

X.5.9. Etude de la semelle :

-Longueur : L = 10.40 m.

-Hauteur : H = 1.6 m.

-Largeur : B = 6 m

X.5.9.1. Evaluation des efforts :

- ELS : $N_{max} = 2.88$ MN

X.5.9.2. Ferraillage de la semelle :

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

$$\begin{cases} \alpha \geq 45° \\ h \geq \frac{L}{2} - \frac{b}{4} \end{cases}$$

Avec :

h =H – d' , d' = 10 cm ; L : entraxe entre les pieux = 3.6m

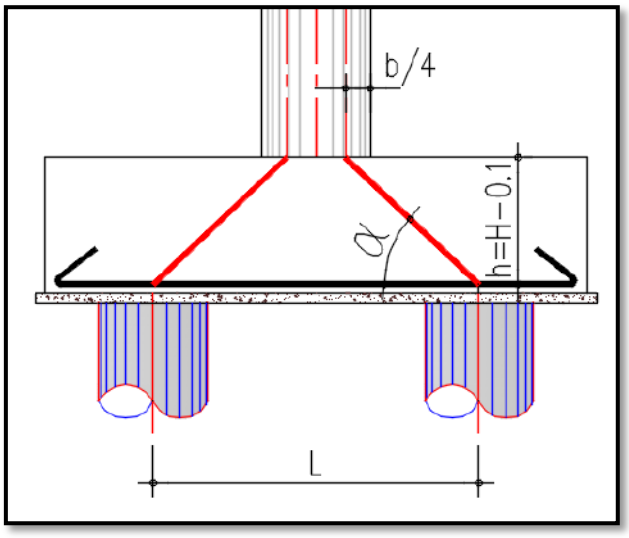


Figure X.14. coupe transversal

A partir de la figure on tire les données suivantes :

$\frac{L}{2} - \frac{b}{4}$ = 1.425 m < 1.5m ... ……Condition vérifiée.

$tg \propto = \frac{h}{\frac{L}{2} - \frac{b}{4}}$ → α = 46.49° > 45°……Condition vérifiée.

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

$$A_S = \frac{N_1}{\overline{\sigma_s}} \times \frac{\frac{L}{2} - \frac{b}{4}}{h}$$

Avec : $\overline{\sigma_s} = \frac{2}{3} Fe$

- Application Numérique :

Nmax-ELS = 2.88MN

$\overline{\sigma}$a-ELS = 333.33 MPa

As-ELS = 76.31 cm^2

Les armatures transversales sont placées dans des bandes axées sur les pieux, ayant une largeur (L) telle que : L = h+ Φpieu = 1.5+ 1,2 = 2.7 m.

A_S = 67.75/2.7 = 28.26 cm^2 /ml Soit 6 HA25 (29.45cm^2) avec un espacement de 20 cm.

- Armatures longitudinales inférieures :

Pour assurer la transmission des efforts entre les fûts et les pieux on utilise des armatures de répartition, tel que :

Ar = $\frac{1}{2}$ A_S = 14.13 cm^2 /ml Soit : 6 HA20 /ml avec St = 20cm

- Armatures transversales supérieure :

$A_2 = \frac{1}{3}$ A_S = 9.42 cm^2 /ml Soit : 6 HA16 /ml avec St = 20cm

- Armatures longitudinales supérieure :

$A_3 = \frac{1}{4}$ A_S = 7.07cm^2 /ml Soit : 6HA14/ml avec St = 20cm

- Armatures latérales :

$A_4 = \frac{1}{10}$ A_S = 2.83cm^2 /ml Soit : 5HA12/ml avec St = 25cm

X.5.10. Etude des pieux :

X.5.10.1. Nombre des pieux :

Le nombre de pieux est en fonction de la capacité portante d'un pieu donné par le rapport géotechnique et l'effort vertical du au tablier et la culée.

$$n_P = \frac{N_{max}}{Q_P}$$

N_{max} : L'effort normal maximal à l'ELS

Qp : Capacité portante d'un pieu à l'ELS

- Application Numérique :

N_{max} = 13562.95KN

$QP\text{-}_{ELS}$ = 7472.2 kN

n_P = 1,82

On prend : 2*3 pieux de 13m de profondeur.

X.5.10.2. Effort revenant à chaque pieu :

$$N_i = \frac{N}{n} \pm \frac{M_x \times Y}{\sum Y^2} \pm \frac{M_y \times X}{\sum X^2}$$

n : Nombre des pieux ;

N : Effort normal

M_x, M_y : Moments dans les sens x, y

x, y : La distance des pieux par rapport à l'axe de la semelle.

Sollicitations les plus défavorables :

- ELS: N1 = 2019.17 kN < 7472.2 kN (condition de non poinçonnement vérifiée)
  N2 = 2141.81 kN > 0 (condition de non soulèvement vérifiée)

X.5.10.3. Actions sur les pieux :

Le comportement d'un élément flexible dans le sol peut s'exprimer mathématiquement comme une équation différentielle :

$$EI = \frac{d^4y}{d^4x} + Cu\ b\ y = 0$$

b : Diamètre du pieu

C_U : Module de réaction du sol

y : Déplacement en tête du pieu

La solution de l'équation précédente est de la forme :

$$\alpha = \sqrt[4]{\frac{4EI}{C_u b}}$$

α : longueur élastique du pieu

Calcul du Coefficient d'amortissement du module de WARNER λ :

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{bCu}{4El}}$$

E : Module d'élasticité du béton

I : Moment d'inertie du pieu

b : Longueur du pieu.

Application Numérique :

- Cu = 30 MN/m3
- E = 32164 MPa
- b = 1,20 m
- I = 0,102m4

λ = 0,229 D'où : λ*L = 2.977

D'où, en tire les valeurs de $(\chi_{\theta_p}, \chi_{\theta_M})$ pour λ × L = 2.977à partir du tableau WERNER.

$\chi_{\theta_p} = 1.16$; $\chi_{\theta_M} = 1.48$

Effort tranchant en tête du pieu :

ELS: H_{Max} = 3416.577 KN P = 569.43 kN

ELU: H_{Max} = 4605.76 KN P = 767.43 kN

Moments fléchissant :

Le moment en tête du pieu donné par la relation suivante :

$$\overline{M} = -\frac{\chi_{\theta_p}}{\chi_{\theta_M}} \times \frac{\overline{P}}{\lambda}$$

ELS: M = 1952.27 kN.m

ELU: M = 2631.78 kN.m

X.5.10.4. Ferraillage des pieux :

Le pieu est considéré comme une pièce soumise à la flexion composée.

- Section d'acier :

- Avec Robot expert As = 168,6 cm² Donc : on prend 21 HA32 (As = 168.89 cm²).

- Cerces transversales :

- Avec Robot expert : 1 Cerce H14, esp = 15 dans les zones critiques et 20 cm dans les zones courantes.

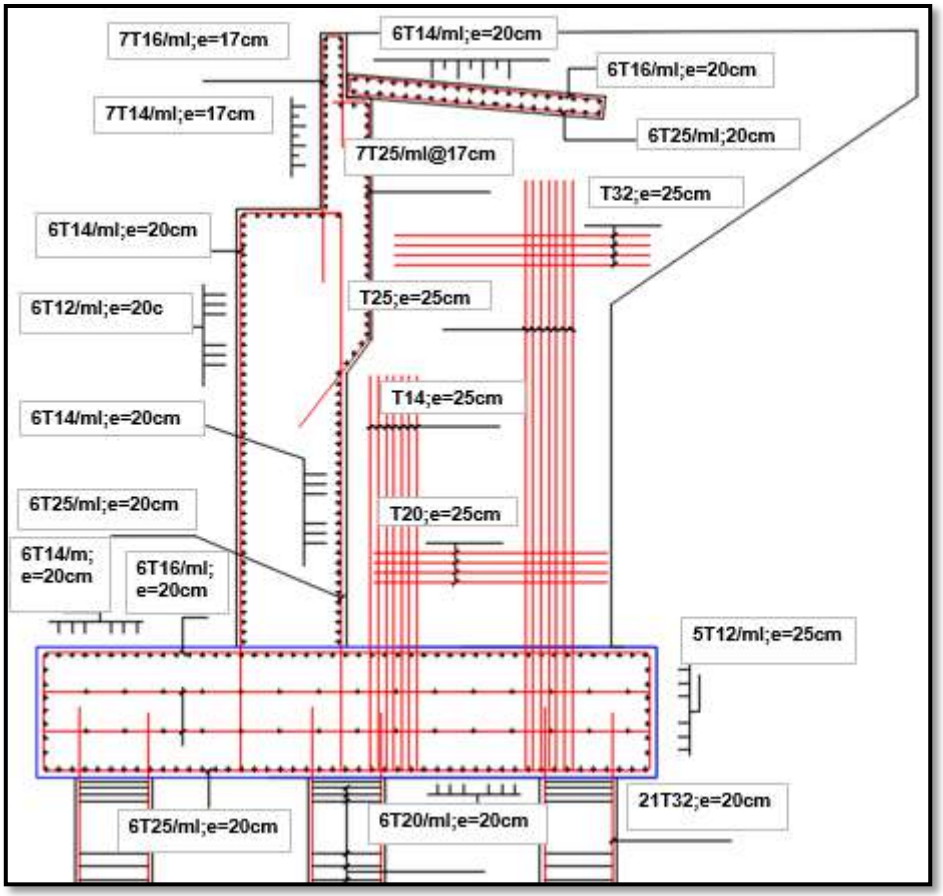


Figure X.15. Ferraillage des éléments de la culée.

X.6. Conclusion :

L'étude de l'infrastructure abordée dans ce chapitre traite le dimensionnement, ainsi la stabilité de la pile et de la culée tout en vérifiant le ferraillage de ses éléments, qui lui permettrait d'avoir un fonctionnement adéquat, d'où l'ouvrage peut-être exploite en toute sécurité.



CONCLUSION GENERALE



CONCLUSION GENERALE

Ce stage de fin d'études vient finaliser la formation au sein de l'Ecole Nationale Supérieure Des Travaux Publics, qui est une réussite totale.

Ce mémoire, intitulé Conception et Etude d'un pont à poutres précontraintes se trouvant sur l'évitement de MEDJEZ AMAR. En outre, Ce mémoire nous a permis d'appliquer ce que les enseignants de l'ENSTP nous ont appris, utiliser des logiciels de calculs, et comprendre encore mieux ce que nous avons pu acquérir théoriquement.

En générale, l'étude d'un pont met en évidence la maîtrise de plusieurs domaines des sciences de l'ingénieur telles que la résistance des matériaux, la mécanique des milieux continus, la rhéologie des matériaux, les procédés de la précontrainte ainsi le calcul numérique par ordinateur.

Enfin, ce mémoire est une première expérience pour nous en tant qu'élève ingénieur, qui s'est avérée très enrichissante, tant du point de vue informations et connaissances acquises que sur l'aspect organisation et gestion du temps.

GUIDES ET COURS

- Document SETRA, (Février 1996) "ponts à poutres préfabriquées précontraintespar post-tension". Centre des techniques d'ouvrages d'art (France).
- Document SETRA, (Juin 2003) "ponts en béton précontraint construits par encorbellements successifs". Ministère de l'équipement, des transports, du logement,du tourisme et de la mer (France).
- Document SETRA, (Septembre 2009) "ponts mixtes acier-béton ". Ministère de l'écologie, de l'énergie, de développement durable et de la mer (France).
- Document SETRA, (Octobre 1977) " Appuis des tabliers PP73 Calculs complémentaires ferraillages types ".
- Document SETRA, (Juillet 2007) " Appareils d'appui en élastomère fretté ". Ministère de l'écologie du développement et de l'aménagement durable (France).
- Règles parasismiques applicables au domaine des ouvrages d'art RPOA (2008). Ministère des travaux publics.
- Règles définissant les charges à appliquer pour le calcul et les épreuves des ponts routes (2008). Ministère des travaux publics.
- CIPEC, catalogues des joints de chaussée (juin2010), Freyssinet
- BELAOURA Mbarek, (2019/2020) "Cours de béton précontraint". Ecole nationale supérieure des travaux publics d'Alger.
- BEN REDOUNE, (2019/2020) "Cours de béton armé". Ecole nationale supérieure des travaux publics d'Alger.
- THESES/ PFE

ANNEXE

Annex A.1 Résumé du sondage carotté SC1

Profondeur (m)	Nature du sol
0,0 à 3,70 m	Terre végétale couleur marron a noir avec des galets et cailloux de grès numidien.
3,70 à 11,70 m	Des Alluvions de vallée de l'ouede EL CHARF, composés de gros galets et blocs de grès numidien enroulé dans une matrice sableuse.
11,70 à 30m	Des bancs de mamo- calcaire discontinues et centimétriques avec plusieurs plans de fissuration gris a gris foncé, très dense mais facile a cassé

Annex A.2 Résumé du sondage carotté SC2

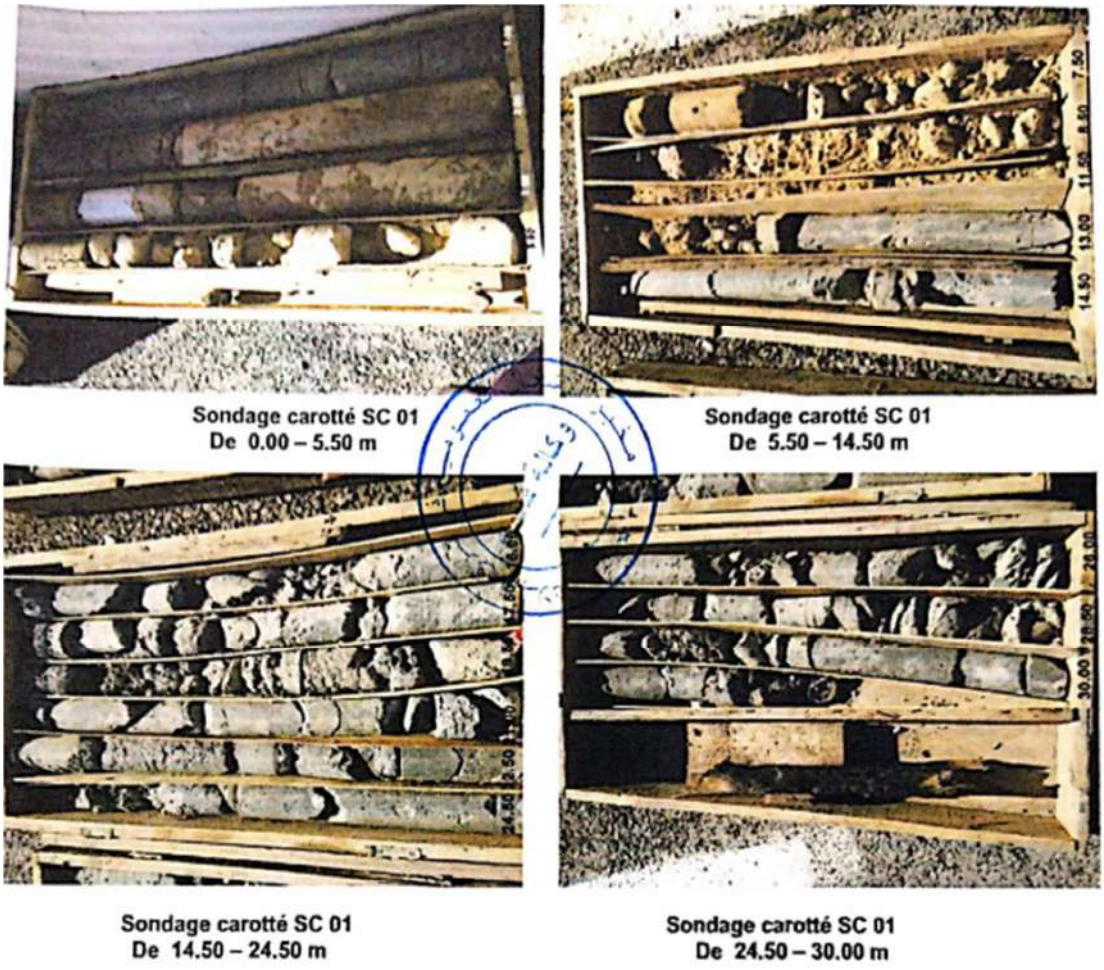
Profondeur(m)	Nature du sol
0,0 à 1,00 m	Terre végétale compact, sableuse marron a noir.
1,00 à 10,50 m	Des Alluvions de vallée, composés de gros galets de grès numidien enroulé dans une matrice sableuse.
10,50 à 12,70 m	Mame schisteuse consolidé grise peu gypseuse avec des passages de mamo-calcaire
12,70 à 30.0m	Des bancs continus de mamo- calcaire gris a gris foncé comportant des fissures et des filons de calcites

Annex A.3 Résumé du sondage carotté SC3

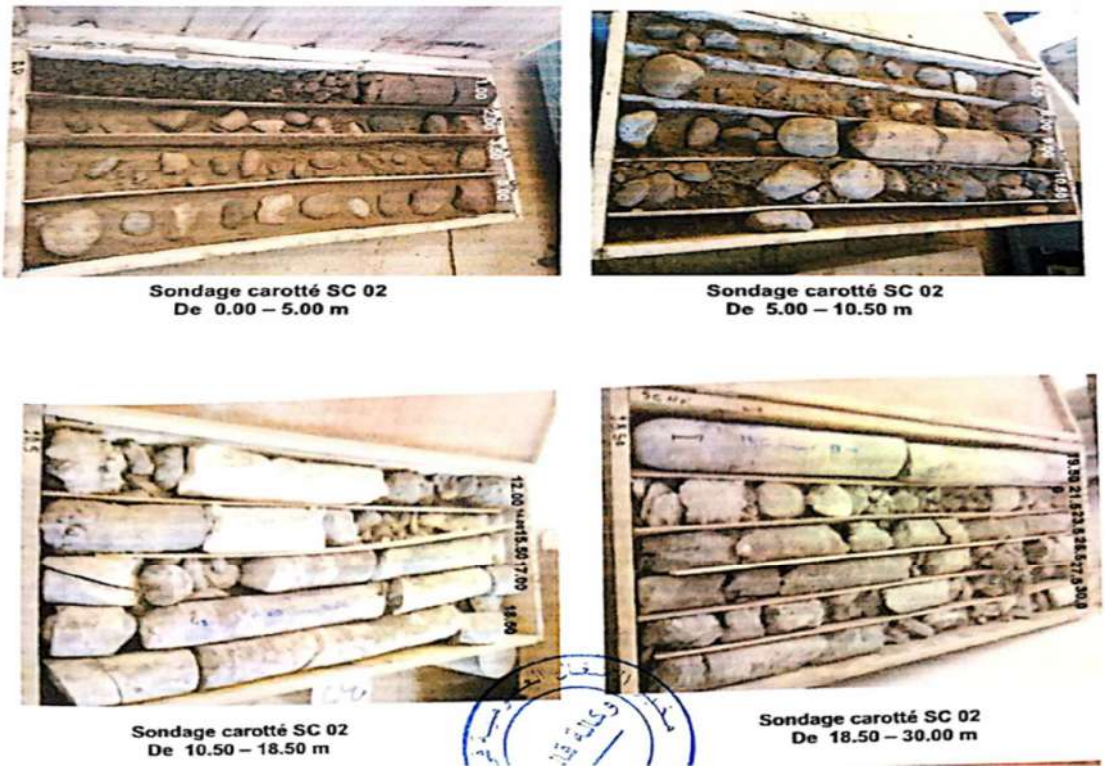
Profondeur (m)	Nature du sol
0,0 à 2,00 m	Terre végétale compact et peu argileuse couleur marron a noir.
2,00 à 4,50 m	Des Alluvions de vallée, composés de déférents galets et blocs de grès numidien enroulé dans une matrice sableuse.
4,50 à 6,50 m	Mame schisteuse gris verdâtre saine et en état décomposé, parfois à aspect limoneux.
6,50 à 20.0m	Des bancs de mamo- calcaire discontinus fractures à surface rigoureuse, dense et dur gris a gris clair

Annex A.4 Résumé du sondage carotté SC4

Profondeur (m)	Nature du sol
0,0 à 2,60 m	Terre végétale sableuse graveleuse couleur marron a noir.
2,60 à 12,50 m	Des Alluvions de vallée, composés de déférents galets et blocs de grès numidien enroulé dans une matrice sableuse.
12,50 à 20,00 m	Des bancs de mamo- calcaire, dense et dur gris clair et comportant des fissures et des filons de calcite



Annexe A.5 Photos du sondage carotté SC1.



Sondage carotté SC 02
De 0.00 – 5.00 m

Sondage carotté SC 02
De 5.00 – 10.50 m

Sondage carotté SC 02
De 10.50 – 18.50 m

Sondage carotté SC 02
De 18.50 – 30.00 m

Annexe A.6 Photos du sondage carotté SC2.

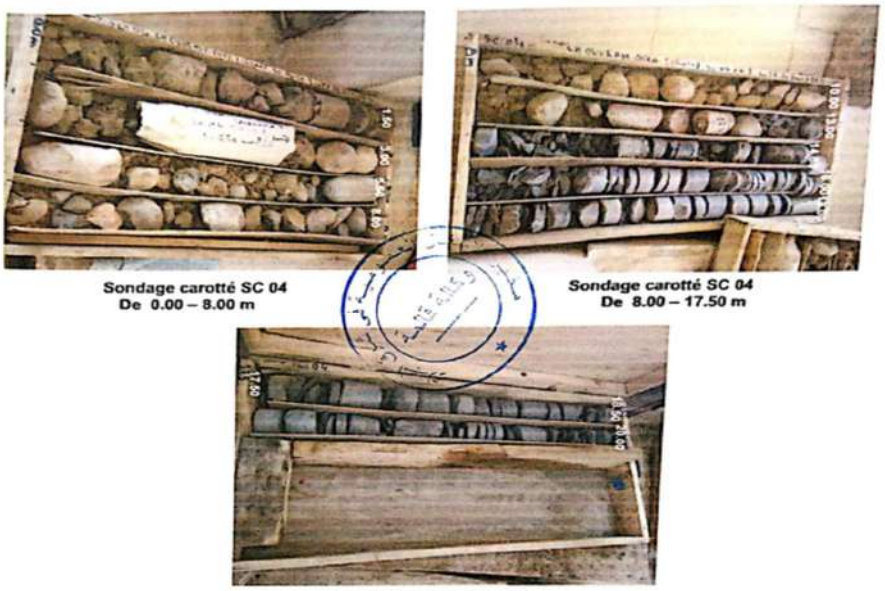


Sondage carotté SC 03
De 00.0 – 7.50 m

Sondage carotté SC 03
De 7.50 – 13.50 m

Sondage carotté SC 03
De 13.50 – 20.00 m

Annexe A.7 Photos du sondage carotté SC3.



Sondage carotté SC 04
De 0.00 – 8.00 m

Sondage carotté SC 04
De 8.00 – 17.50 m

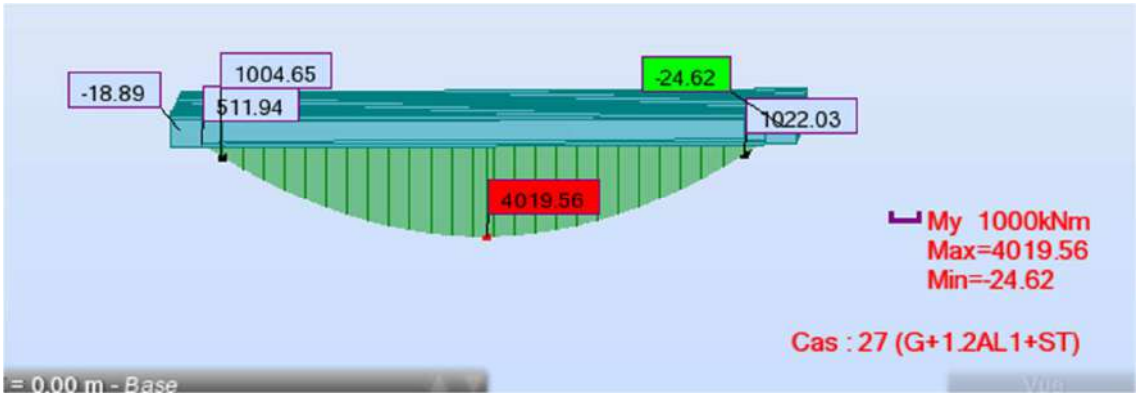
Sondage carotté SC 04
De 17.50 – 20.00 m

Annexe A.8 Photos du sondage carotté SC4.

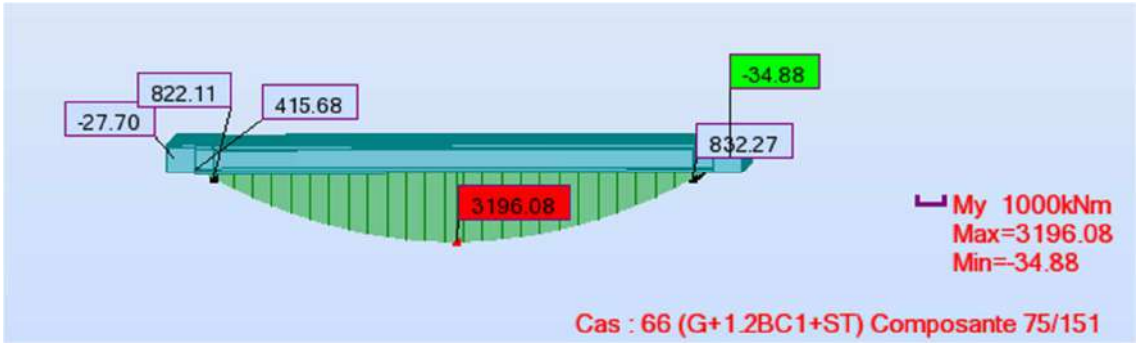
N° SP	Profondeur m	E (bar)	PL (bar)	PF(bar)	PL*	PF*	E/PL
SP 01	1.00	74.4	2.30	1.50	2.20	1.50	32
	2.00	62.9	4.00	1.70	3.80	1.70	16
	3.00	74.2	6.10	1.60	5.90	1.60	12
	4.00	305.2	11.50	5.20	11.20	5.20	26
	5.00	268.9	14.80	5.40	14.30	5.40	18
	6.00	577.8	18.60	7.60	18.10	7.60	31
	7.00	569.6	18.80	5.10	18.20	5.10	30
	8.00	583.8	24.00	7.00	23.30	7.00	24
	9.00	440.9	27.90	11.40	27.10	11.40	16
	10.0	506.9	36.10	11.10	35.20	11.10	14
	11.0	565.4	29.40	11.20	28.40	11.20	19
	12.0	1257.6	49.60	38.80	48.50	38.80	25
	13.00	1077.6	49.80	49.80	48.60	48.60	22
	14.00	2869.6	50.20	50.20	48.90	48.90	57
	15.00	2216.2	50.30	50.30	48.90	48.90	44
	16.00	1978.7	50.30	50.30	48.80	48.80	39
	17.00	19283.9	50.60	50.60	49.10	49.10	381
	18.00	3609.7	50.60	50.60	49.00	49.00	71
	19.00	3997.2	50.70	50.70	49.00	49.00	79
	20.00	6293.8	50.90	50.90	49.10	49.10	124
SP 02	1.00	343.5	21.50	8.00	21.40	8.00	16
	2.00	397.0	31.50	8.70	31.30	8.70	13
	3.00	14465.4	49.30	49.30	49.00	49.00	293
	4.00	340.0	31.60	12.60	31.30	12.60	11
	5.00	564.6	40.60	15.40	40.10	15.40	14
	6.00	488.5	29.60	13.00	29.10	13.00	16
	7.00	2073.0	49.50	49.50	48.90	48.90	42
	8.00	6544.1	49.70	49.70	49.00	49.00	132
	9.00	692.5	47.30	13.50	46.50	13.50	15
	10.0	3050.5	49.80	49.80	48.90	48.90	61
	11.0	7470.2	50.00	50.00	49.00	49.00	149
	12.0	2585.5	50.00	50.00	48.90	48.90	52
	13.00	7791.0	50.30	50.30	49.10	49.10	155
	14.00	7950.3	50.40	50.40	49.10	49.10	158
	15.00	3431.1	50.40	50.40	49.10	49.10	68
	16.00	10741.1	50.60	50.60	49.10	49.10	212
	17.00	5232.3	50.60	50.60	49.10	49.10	103
	18.00	7594.3	50.80	50.80	49.10	49.10	149
	19.00	6158.4	50.90	50.90	49.10	49.10	121
	20.00	9123.2	51.00	51.00	49.20	49.20	179
SP 03	1.00	59.5	2.90	1.50	2.80	1.50	20
	2.00	387.1	31.30	9.20	31.20	9.20	12
	3.00	364.6	32.80	13.70	32.50	13.70	11
	4.00	325.9	30.50	12.90	30.20	12.90	11
	5.00	419.6	32.10	12.70	31.60	12.70	13

	6.00	1598.9	49.20	49.20	48.70	48.70	32
	7.00	4097.8	49.40	38.90	48.80	38.90	83
	8.00	1292.6	49.30	49.30	48.60	48.60	26
	9.00	1647.5	49.50	49.50	48.70	48.70	33
	10.0	5797.5	49.80	38.90	48.90	38.90	116
	11.0	3466.7	50.00	50.00	49.00	49.00	69
	12.0	5533.5	50.10	50.10	49.10	49.10	110
	13.00	11941.3	50.30	50.30	49.10	49.10	237
	14.00	4120.6	50.40	50.40	49.10	49.10	82
	15.00	3522.6	50.40	50.40	49.10	49.10	70
	16.00	16122.0	50.60	50.60	49.20	49.20	319
	17.00	8634.5	50.70	50.70	49.20	49.20	170
	18.00	33079.1	50.80	50.80	49.20	49.20	651
	19.00	19592.1	51.00	51.00	49.20	49.20	384
	20.00	6534.1	51.00	51.00	49.20	49.20	128
SP 04	1.00	61.5	2.30	1.40	2.20	1.40	27
	2.00	445.9	23.60	8.60	23.40	8.60	19
	3.00	663.4	26.40	13.70	26.20	13.70	25
	4.00	657.8	31.40	13.80	31.10	13.80	21
	5.00	403.4	30.70	9.50	30.20	9.50	13
	6.00	354.1	30.10	10.0	29.60	10.00	12
	7.00	552.8	38.30	12.80	37.70	12.80	14
	8.00	416.10	33.60	9.30	32.90	9.30	12
	9.00	698.20	39.50	15.00	38.70	15.00	18
	10.0	529.9	39.20	14.40	38.30	14.40	13
	11.0	376.0	38.80	24.50	37.80	24.50	10
	12.0	457.1	39.00	24.70	37.90	24.70	12
	13.00	629.8	54.70	26.30	53.50	26.30	11
	14.00	766.7	50.90	23.80	49.60	23.80	15
	15.00	3655.9	50.40	50.40	49.00	49.00	72
	16.00	3349.20	50.40	50.40	49.00	49.00	66
	17.00	2717.1	50.60	50.60	49.00	49.00	54
	18.00	5646.7	50.70	50.70	49.10	49.10	111
	19.00	12291.2	50.90	50.90	49.20	49.20	241
	20.00	6161.5	51.00	51.00	49.20	49.20	121

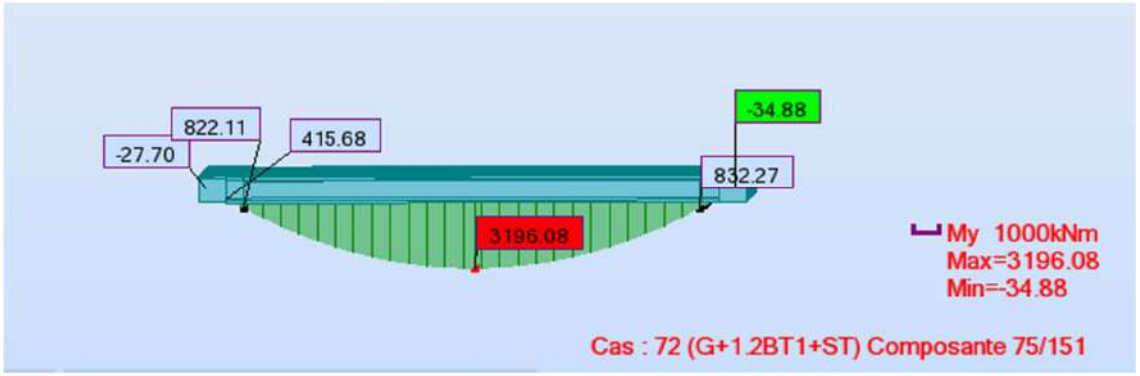
Annexe A.9 Résultats du sondage pressiométrique SP.



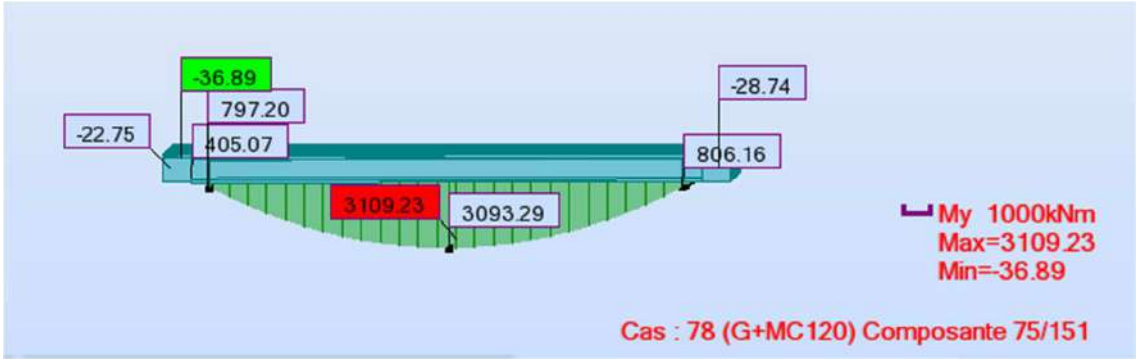
Annexe B.1. Moment fléchissant longitudinal sous la combinaison G+1.2Al+St



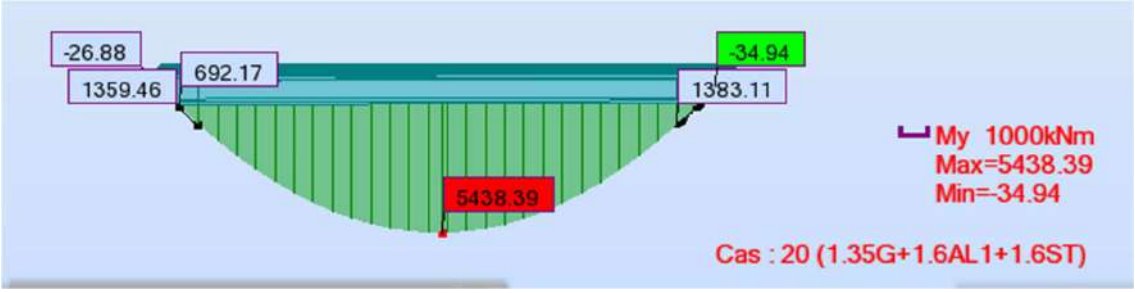
Annexe B.2. Moment fléchissant longitudinal sous la combinaison G+1.2Bc+St



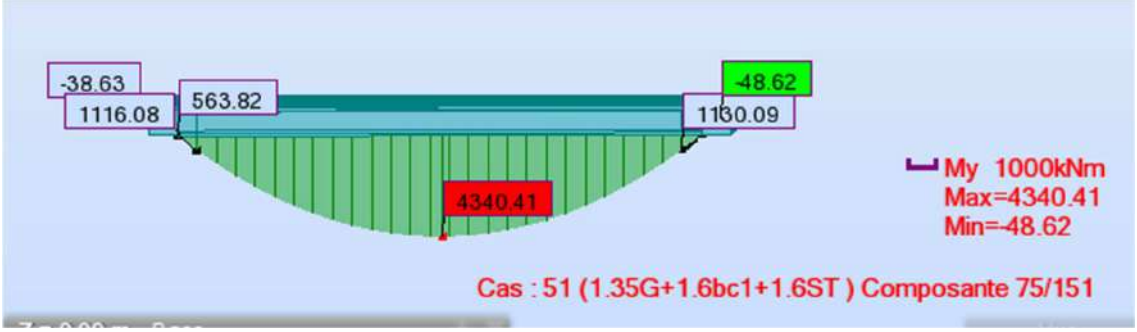
Annexe B.3. Moment fléchissant longitudinal sous la combinaison G+1.2Bt+St



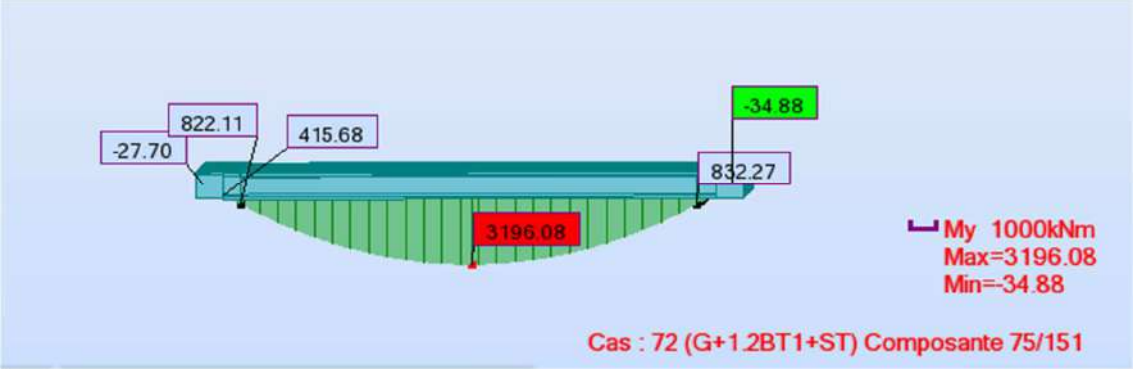
Annexe B.4. Moment fléchissant longitudinal sous la combinaison G+Mc120



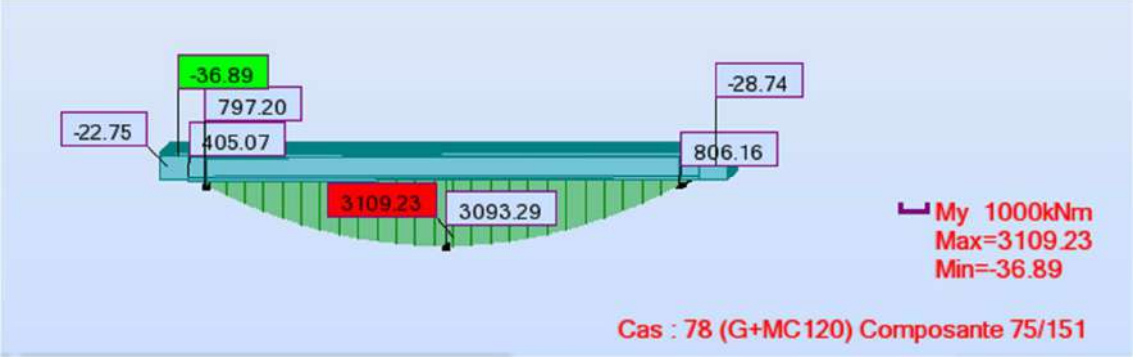
Annexe B.5. Moment fléchissant longitudinal sous la combinaison 1.35G+1.6Al+1.6St



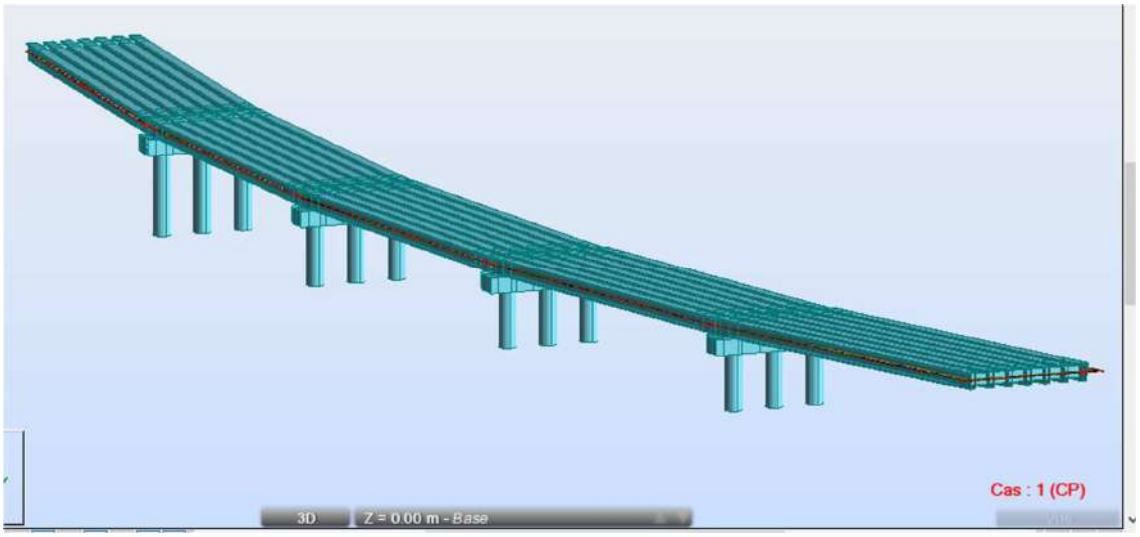
Annexe B.6. Moment fléchissant longitudinal sous la combinaison 1.35G+1.6Bc+1.6St



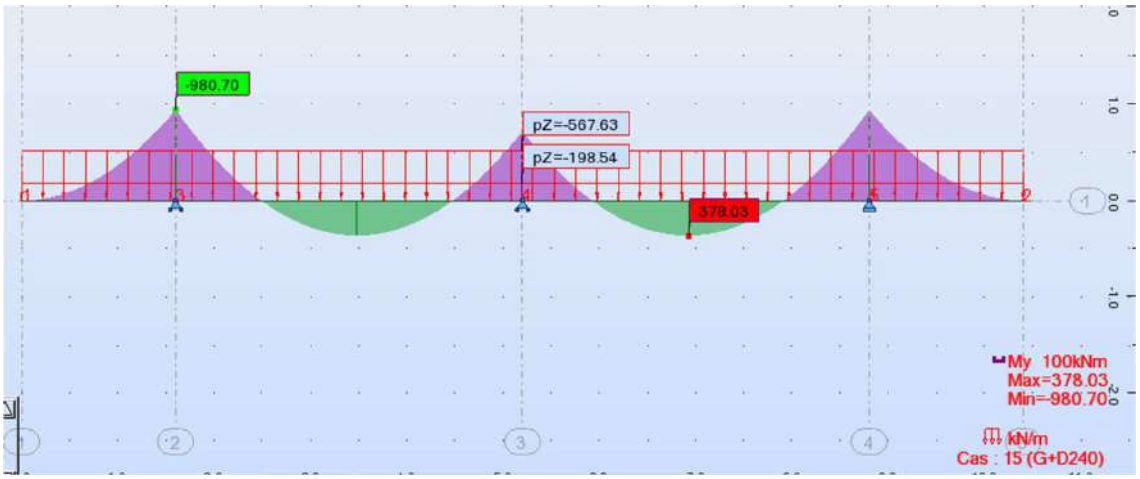
Annexe B.7. Moment fléchissant longitudinal sous la combinaison 1.35G+1.6Bt+1.6St



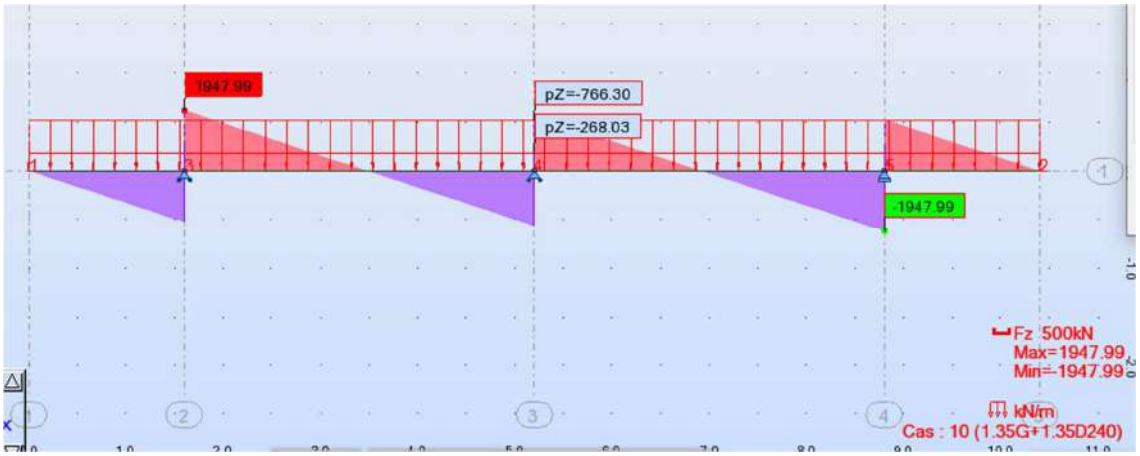
Annexe B.8. Moment fléchissant longitudinal sous la combinaison 1.35G+1.35Mc120.



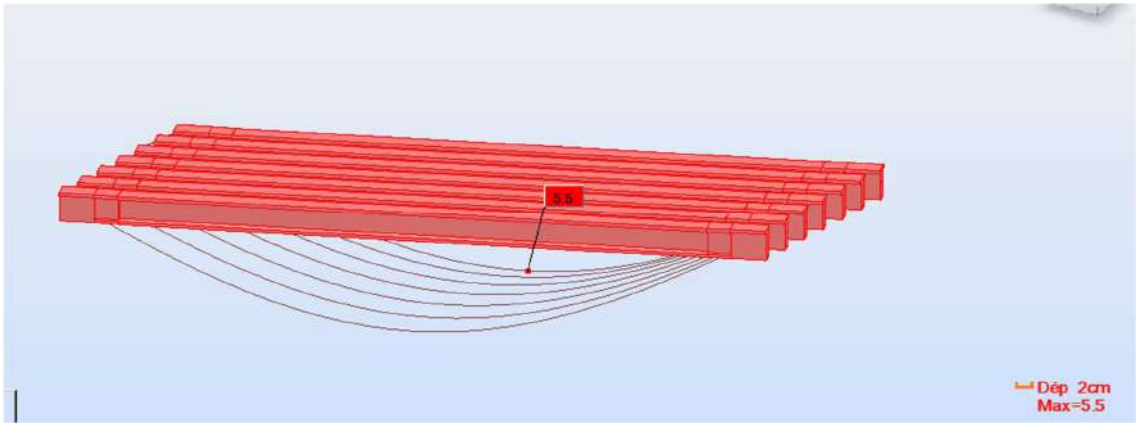
Annexe B.9. Vue en 3D.



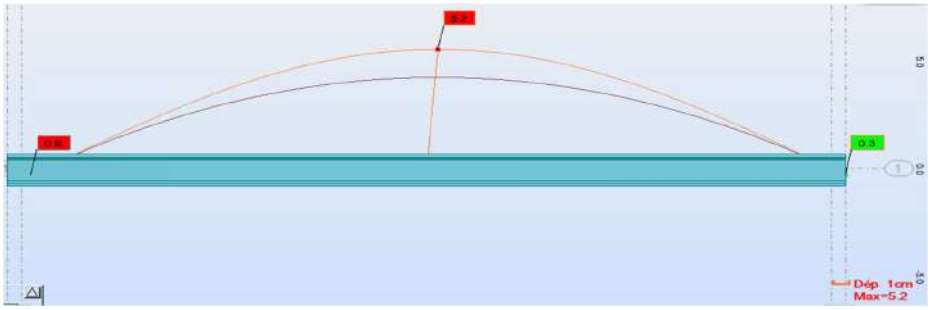
Annexe B.10.Les moments M_{max} ELS sur le chevêtre avec le logiciel.



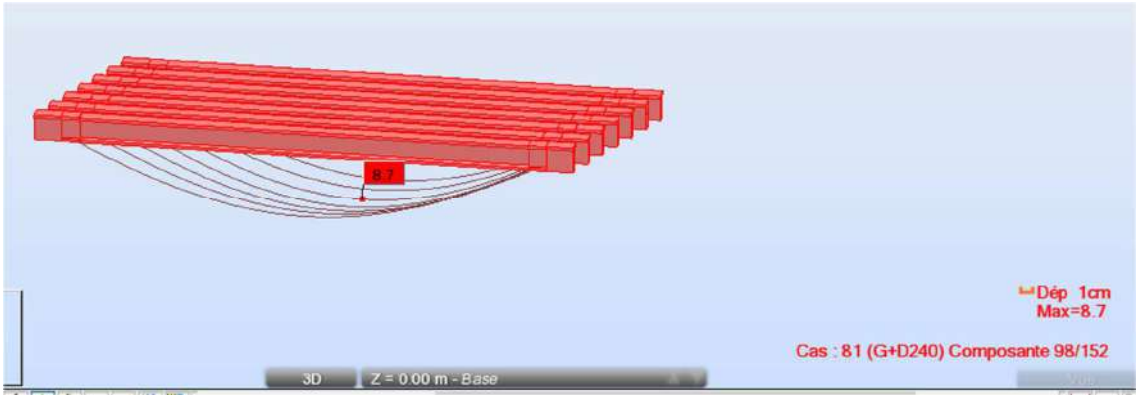
Annexe B.11- Effort tranchant Max- ELU sur le chevêtre avec le logiciel.



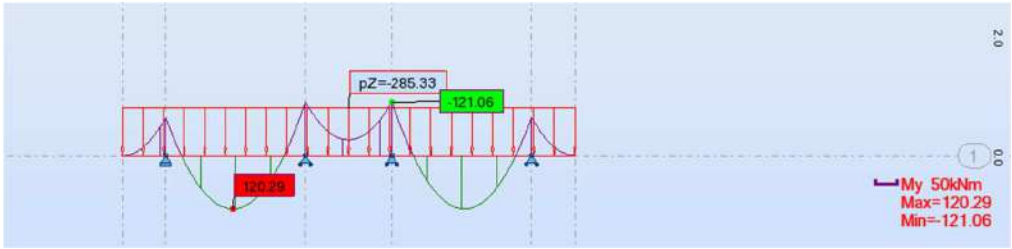
Annexe B.12-Flèche max de la poutre due à poids propre.



Annexe B.13.Contre flèche max de la poutre due à la mise en tension de la précontraintes.



Annexe B.14.Flèche max de la poutre à ELS.



Annexe B.15.Diagramme de moment pour l'entretoise.

		Phase 1				Phase 2			
		x=0	x=L/4	x=3L/8	x=L/2	x=0	x=L/4	x=3L/8	x=L/2
e (m)		-0.14	0.49	0.63	0.60	-0.135	0.49	0.63	0.60
MEls		0.00	1.07	1.36	1.45	0	1.07	1.36	1.45
P1 (MN)		2.65	2.65	2.65	2.65	5.17	5.17	5.17	5.17
P2 (MN)		2.51	2.51	2.51	2.51	4.836	4.84	4.84	4.84
σp (MPa)	σsup	0.00	5.04	6.41	6.84	0.00	5.04	6.41	6.84
	σinf	0.00	-6.42	-5.89	-8.70	0.00	-6.42	-8.16	-8.70
σP1 (MPa)	σsup	4.78	-1.15	-2.96	-2.59	9.34	-2.25	-5.78	-5.05
	σinf	1.63	12.61	14.91	14.44	3.18	24.63	29.13	28.20
σP2 (MPa)	σsup	4.53	-1.09	-2.81	-2.45	8.73	-2.10	-5.41	-4.72
	σinf	1.54	11.96	14.14	13.69	2.97	23.03	27.24	26.37
σMax (MPa)	σsup	4.78	3.89	3.45	4.25	9.34	2.80	0.63	1.78
	σinf	1.63	6.19	9.02	5.74	3.18	18.21	20.97	19.50
σMin (MPa)	σsup	4.53	3.95	3.60	4.38	8.73	2.94	1.00	2.11
	σinf	1.54	5.54	8.25	4.99	2.97	16.61	19.08	17.67

ANNEXE C .1-Vérification des contraintes normales Phases 1 et 2.

		Phase 3				Phase 4			
		x=0	x=L/4	x=3L/8	x=L/2	x=0	x=L/4	x=3L/8	x=L/2
e (m)		0.14	0.82	0.96	0.93	0.14	0.82	0.96	0.93
MEls		0.00	1.76	2.25	2.4	0	3.54	4.62	4.96
P1 (MN)		4.90	4.90	4.90	4.90	4.64	4.64	4.64	4.64
P2 (MN)		4.43	4.43	4.43	4.43	4.03	4.03	4.03	4.03
σp (MPa)	σsup	0.00	3.78	4.83	6.84	0.00	7.60	9.92	14.15
	σinf	0.00	-7.63	-9.75	-10.40	0.00	-15.34	-20.02	-21.49
σP1 (MPa)	σsup	2.80	-3.26	-4.78	-7.68	2.64	-3.08	-4.52	-7.26
	σinf	6.21	22.65	25.73	25.10	5.87	21.41	24.33	23.72
σP2 (MPa)	σsup	2.53	0.11	-0.67	-6.94	5.37	0.22	-1.29	-6.31
	σinf	5.61	20.48	23.27	22.69	5.10	18.62	21.16	20.63
σMax (MPa)	σsup	2.80	0.53	0.05	-0.83	2.64	4.53	5.40	6.89
	σinf	6.21	15.02	15.98	14.70	5.87	6.07	4.31	2.23
σMin (MPa)	σsup	2.53	3.89	4.16	-0.10	5.37	7.82	8.64	7.83
	σinf	5.61	12.85	13.52	12.29	5.10	3.28	1.14	-0.86

ANNEXE C .2-Vérification des contraintes normales Phases 3 et 4.

		P_1	P_2	P_3	P_4
F_X (KN)	Fut1	178.01	303.88	295.08	195.32
	Fut2	178.04	303.20	294.82	194.61
	Fut3	178.08	302.55	294.58	193.91
F_Y (KN)	Fut1	122.63	95.28	192.81	166.72
	Fut2	122.79	95.35	192.93	166.84
	Fut3	122.63	95.28	192.81	166.75
M_X (KN.m)	Fut1	472.02	249.36	552.89	481.94
	Fut2	453.08	236.66	522.95	455.90
	Fut3	471.99	249.34	552.78	481.82
M_Y (KN.m)	Fut1	1252.78	1707.79	1559.70	1034.55
	Fut2	1252.94	1705.55	1558.90	1032.19
	Fut3	1253.10	1703.39	1558.27	1029.93

ANNEXE C .3. Evaluation des sollicitations sismiques longitudinal.

		P_1	P_2	P_3	P_4
F_X (KN)	Fut1	49.91	103.51	116	86.28
	Fut2	51.36	104.49	114.69	83.79
	Fut3	52.93	105.48	113.39	81.31
F_Y (KN)	Fut1	316.27	397.95	383.23	263.59
	Fut2	316.67	398.25	383.48	263.79
	Fut3	316.27	397.95	383.23	263.64
M_X (KN.m)	Fut1	1230.39	1229.16	1171.25	764.18
	Fut2	1181.02	1166.56	1107.78	722.85
	Fut3	1230.32	1229.04	1170.95	764.02
M_Y (KN.m)	Fut1	354.29	588.11	616.5	455.63
	Fut2	360.94	591.58	612.42	447.25
	Fut3	367.83	594.68	609.23	439.43

ANNEXE C .4. Evaluation des sollicitations sismiques transversal.

Désig	**N (KN)**	**H (KN)**	**/FV/o (x/o)**	**/FH/O/a (y/a, o)**	**MFV/o**	**MFH/o**
Fûts	1036.43	/	0.00	3.91	0.00	
Chevetre	877.50	/	0.00	8.50	0.00	
G Tablier	5903.40	/	0.00	9.17	0.00	
Hf+r	/	97.69	/	9.17		895.85
HT°	/	61.55	/	9.17		564.39
Somme	7817.33	159.24	/	/	0.00	1460.24
(Al)	1533.00	/	0.00	/	0.00	/
(Bc)	1206.88	/	0.00	/	0.00	/
Mc120	1154.21	/	0.00	/	0.00	/
D240	2064.83	/	0.00	/	0.00	/
ST	108.00	/	0.00	/	0.00	/
Al	/	71.05	/	9.17	/	651.57
Bc	/	150.00	/	9.17	/	1375.50

ANNEXE C .5. -Efforts appliqués à la semelle de la pile.

	N	H	MH	MV	Δ M
G+0,6T	7817.33	134.62	1234.48	0.00	1234.48
G+1.2Al+ST+0,6T	9764.93	219.89	2016.37	0.00	2016.37
G+1.2Bc+ST+0,6T	9373.59	314.62	2885.08	0.00	2885.08
G+Mc120+0,6T	8971.54	134.62	1234.48	0.00	1234.48
G+D240+0,6T	9882.16	134.62	1234.48	0.00	1234.48

ANNEXE C .6. Combinaisons d'actions à l'ELS.

	N	H	MH	MV	Δ M
1,35G+0,9T	10553.40	187.28	1717.35	0.00	1717.35
1.35G+1.6Al+1.6ST+0,9T	13179.00	300.97	2759.86	0.00	2759.86
1.35G+1.26B+1.6ST+0,9T	12657.21	427.28	3918.15	0.00	3918.15
1.35G+1.35Mc120+0,9T	13340.91	187.28	1717.35	0.00	1717.35
1.35G+1.35D240+0,9T	10699.20	187.28	1717.35	0.00	1717.35

ANNEXE C .7. Combinaisons d'actions à l'ELU.

	N (KN)	H (KN)	MH (KN.m)	MV (KN.m)	M (KN.m)
G+0.6T	11933.70	2853.24	-9510.10	7859.19	-1650.92
G+0.6T+1.2A(l)+1,2Q+ST	13622.28	3321.84	-12015.40	8224.39	-3791.01
G+0.6T+1.2Bc+1,2Q+ST	13562.95	3416.577	-12735.39	8230.33	-4505.06
G+0.6T+Mc120+1,2Q	13290.83	3236.58	-11367.39	8257.54	-3109.85
G+0.6T+D240+1,2Q	13875.15	3236.58	-11367.39	8199.11	-3168.28

ANNEXE C .8. -Combinaisons des efforts à ELS.

	N (KN)	H (KN)	MH (KN.m)	MV (KN.m)	M (KN.m)
1.35G+0.9T	16110.49	3854.64	-12859.69	10609.90	-2249.79
1.35G+0.9T+1.6(A(l)+ST)+1,6Q	18376.33	4479.45	-16200.09	11095.40	-5104.68
1.35G+0.9T+1.6(Bc+ST)+1,6Q	18297.22	4605.76	-17160.07	11103.31	-6056.75
1.35G+0.9T+1.35Mc120+1,6Q	17938.12	4365.76	-15336.07	11139.22	-4196.84
1.35G+0.9T+1.35D240+1,6Q	18726.96	4365.76	-15336.07	11060.34	-4275.73

ANNEXE C .9-Combinaisons des efforts à ELU.

Designation	N (KN)	H (KN)	IFV(x/o)	IFH(y/o)	$M_{FV/o}$	$M_{FH/o}$
Semelle	2541.60	/	0.00	0.80	0.00	/
Mur F	2382.75	/	0.00	4.60	0.00	/
DDT	186.38	/	0.95	8.60	177.06	/
Mur en R	591.45	/	3.90	6.88	2306.66	/
Corbeau	59.94	/	0.93	8.29	55.74	/
MGG	132.38	/	0.62	8.59	82.07	/
Poids des Terres Amot	2765.63	/	1.89	5.02	5227.04	/
Poids des T sur DDT	321.88	/	0.95	8.60	305.78	/
Poussée des terres	/	2785.93	/	-3.23	/	-8998.54
Poids Sur 10kN/m²	224.78	/	1.88	/	422.58	/
Poussée Sur 10kN/m²	/	319.45	/	-4.85	/	-1547.74
Rg	2951.70	/	-0.10	/	-295.17	/
R(Al)	1137.38	/	-0.10	/	-113.74	/
Rbc	1087.93	/	-0.10	/	-108.79	/
RMc120	1087.40	/	-0.10	/	-108.74	/
RD240	1671.72	/	-0.10	/	-167.17	/
RST	54.00	/	-0.10	/	-5.40	/
Hf+r	/	48.85	/	-7.60	/	-371.24
HT°	/	30.77	/	-7.60	/	-233.88
Frein Al	/	71.05	/	-7.60	/	-540.01
Frein Bc	/	150.00	/	-7.60	/	-1140.00

ANNEXE C .10-Evaluations des efforts statiques de la culée.

Désig	N (KN)	H (KN)	IFV(x/o)	IFH(y/o)	$M_{FV/o}$	$M_{FH/o}$
Mur F	2382.75	/	0	3.00	0	/
DDT	186.375	/	0.95	7.00	177.06	/
Mur en R	0	/	0	0	0	/
Corbeau	59.94	/	0.93	6.69	55.74	/
MGG	132.38	/	0.62	6.99	82.07	/
Poids des T sur DDT	321.88	/	0.95	7.00	305.78	/
Poussée Mur Frontal	/	1941.86	/	-2.70	/	-5236.56
Poussée DDT	/	0.0	/	0.00	/	0
Poids Sur 10kN/m²	248.5	/	0.95	/	236.075	/
Rg	2951.70	/	-0.10	/	-295.17	/
R(Al)	1137.38	/	-0.10	/	-113.74	/
Rbc	1087.93	/	-0.10	/	-108.79	/
RMc120	1087.40	/	-0.10	/	-108.74	/
RD240	1671.72	/	-0.10	/	-167.17	/
RST	54.00	/	-0.10	/	-5.40	/
Hf+r	/	48.85	/	-6.00	/	-293.08
HT°	/	30.77	/	-6.00	/	-184.64
Frein Al	/	71.05	/	-6.00	/	-426.33
Frein Bc	/	150.00	/	-6.00	/	-900.00

ANNEXE C .11-Sollicitations sur mur frontal.

	N (KN)	H (KN)	MH (KN.m)	MV (KN.m)	Δ M (KN.m)
G+0.6T	6035.02	2009.18	-5640.43	325.49	-5314.94
G+0.6T+1.2A(l)+1,2Q+ST	7752.07	2414.48	-7446.60	466.89	-6979.70
G+0.6T+1.2Bc+1,2Q+ST	7692.73	2509.219	-8015.00	472.83	-7542.18
G+0.6T+Mc120+1,2Q	7420.62	2329.22	-6935.00	500.04	-6434.97
G+0.6T+D240+1,2Q	8004.94	2329.22	-6935.00	441.60	-6493.40

ANNEXE C .12-Combinaisons des efforts à ELS.

	N (KN)	H (KN)	MH (KN.m)	MV (KN.m)	M (KN.m)
1.35G+0.9T	8147.27	2715.16	-7631.20	439.41	-7191.79
1.35G+0.9T+1.6(A(l)+ST) +1,6Q	10451.07	3255.57	-10039.42	626.51	-9412.91
1.35G+0.9T+1.6(Bc+ST) +1,6Q	10371.96	3381.88	-10797.30	634.42	-10162.88
1.35G+0.9T+1.35Mc120+1,6Q	10012.86	3141.88	-9357.30	670.33	-8686.97
1.35G+0.9T+1.35D240+1,6Q	10801.70	3141.88	-9357.30	591.44	-8765.85

ANNEXE C .13-Combinaisons des efforts à ELU.

Résultats : dynamique:1 - Cas: 2 (Modale) Modes actifs : 1..7; CQC :

- Cas: 2 (Modale) Modes actifs : 1..7; CQC

Filtre	Cas	Mode
Liste complète	1A8	1A7
Sélection	2	1A7 CQC
Nombre total	8	
Nombre sélectionné	1	

- Cas: 2 (Modale) Modes actifs : 1..7; CQC

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masse Modale UZ [%]	Tot.mas. UX [kg]	Tot.mas. UY [kg]	Tot.mas. UZ [kg]
2/ 1	0,44	2,25	4,71	77,74	0	4,71	77,74	0	4079484,89	4079484,89	0
2/ 2	0,48	2,1	16,74	78,9	0	12,04	1,17	0	4079484,89	4079484,89	0
2/ 3	0,53	1,87	65,47	78,96	0	48,72	0,05	0	4079484,89	4079484,89	0
2/ 4	0,54	1,85	80,77	88,34	0	15,31	9,38	0	4079484,89	4079484,89	0
2/ 5	0,61	1,64	80,82	88,37	0	0,05	0,03	0	4079484,89	4079484,89	0
2/ 6	0,75	1,33	80,93	89,51	0	0,11	1,14	0	4079484,89	4079484,89	0
2/ 7	0,97	1,03	90,22	90,04	0	9,29	0,53	0	4079484,89	4079484,89	0

ANNEXE C .14-Les modes.

- **Fut :**

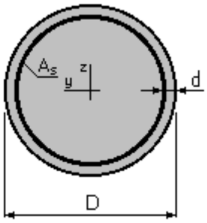
Calcul de Section en Flexion Déviée Composée

1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 25,0 (MPa) **Acier: fe = 500,0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



D = 150,0 (cm)

d = 5,0 (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N^{O}	Type	**N** (kN)	**M_y** (kN*m)	**M_z** (kN*m)
1.	ELS	3124,53	961,69	0,00
2.	ELA	2605,77	1745,78	743,76

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_s = 176,7 (cm2)

Section minimum $A_{s\ min}$ = 176,7 (cm2) Section maximum $A_{s\ max}$ = 883,6 (cm2)

théorique ρ = 1,00 (%)

minimum ρ_{min} = 0,50 (%) maximum ρ_{max} = 5,00 (%)

Analyse par Cas:

Cas N^{O} 1: Type ELS N = 3124,53 (kN) M_y = 961,69 (kN*m) M_z = 0,00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 3,78

Position de l'axe neutre: y = 120,6 (cm)

Bras de levier: Z = 97,1 (cm)

Contrainte maxi du béton: σ_b = 3,8 (MPa)

Contrainte limite: 0,6 fcj = 15,0 (MPa)

Contrainte de l'acier:

tendue: σ_s = 9,0 (MPa)

comprimée: σ_s' = 55,1 (MPa)

Contrainte limite de l'acier:

$\sigma_{s\ lim}$ = 250,0 (MPa)

Cas N^{O} 2: Type ELA N = 2605,77 (kN) M_y = 1745,78 (kN*m) M_z = 743,76 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 4,24 Pivot: B

Position de l'axe neutre: y = 73,8 (cm)

Bras de levier: Z = 110,2 (cm)

Déformation du béton: ε_b = 3,50 (‰)

Déformation de l'acier: ε_s = 3,37 (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue: σ_s =500,0 (MPa)

comprimée: σ_s' = 500,0 (MPa)

- **Mur frontale :**

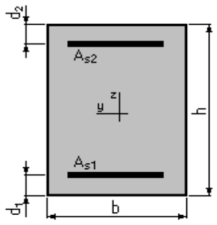
Calcul de Section en Flexion Composée

1. <u>Hypothčses:</u>

Béton: fc28 = 25,0 (MPa) **Acier: fe = 500,0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul en poteau
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



b = 100,0 (cm)
h = 150,0 (cm)
d_1 = 5,0 (cm)
d_2 = 5,0 (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N°	Type	**N** (kN)	**M** (kN*m)
1.	ELU	988,12	-951,39
2.	ELS	732,87	-706,07

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 75,0 (cm2) Section théorique A_{s2} = 75,0 (cm2)
Section minimum $A_{s\,min}$ = 150,0 (cm2) Section maximum $A_{s\,max}$ = 750,0 (cm2)
théorique ρ = 1,00 (%)
minimum ρ_{min} = 1,00 (%) maximum ρ_{max} = 5,00 (%)

Analyse par Cas:

Cas N° 1: Type ELU N = 988,12 (kN) M = -951,39 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 8,86 Pivot: B
Position de l'axe neutre: y = 77,2 (cm)
Bras de levier: Z = 114,1 (cm)
Déformation de l'acier: ε_s = 3,07 (‰)
Déformation du béton: ε_b = 3,50 (‰)
Contrainte de l'acier:

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

Cas N° 2: Type ELS N = 732,87 (kN) M = -706,07 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 7,16
Position de l'axe neutre: y = 71,9 (cm)
Bras de levier: Z = 121,0 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 1,8 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 15,0 (MPa)

Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 12,6 (MPa)
comprimée: σ_s' = 25,3 (MPa)
Contrainte limite de l'acier: $\sigma_{s\,lim}$ = 250,0 (MPa)

- **Mur de retour (yy) :**

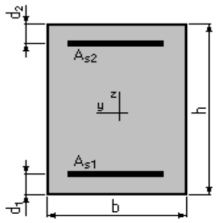
Calcul de Section en Flexion Composée

1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 25,0 (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 = 60,0 (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	-233,40	-200,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 20,4 (cm2) Section théorique A_{s2} = 20,4 (cm2)
Section minimum $A_{s\,min}$ = 12,8 (cm2) Section maximum $A_{s\,max}$ = 300,0 (cm2)
théorique ρ = 0,68 (%)
minimum ρ_{min} = 0,21 (%) maximum ρ_{max} = 5,00 (%)

Analyse par Cas:

Cas N^O 1: Type ELS N = -233,40 (kN) M = -200,00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,00
Position de l'axe neutre: y = 10,6 (cm)
Bras de levier: Z = 51,5 (cm)

Contrainte maxi du béton: σ_b = 4,0 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 15,0 (MPa)

Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 250,0 (MPa)
comprimée: σ_s' = 31,7 (MPa)
Contrainte limite de l'acier: $\sigma_{s\,lim}$ = 250,0 (MPa)

- **Mue de retour (xx) :**

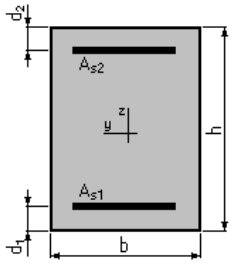
Calcul de Section en Flexion Simple

1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 25,0 (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 = 60,0 (cm)
d_1 = 5,0 (cm)
d_2 = 5,0 (cm)

3. Moments appliqués:

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	0,00	0,00
Etat **L**imite de **S**ervice	-455,00	0,00
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	A_{s1} = 0,0 (cm2)	Section théorique	A_{s2} = 37,6 (cm2)
Section minimum	$A_{s\,min}$ = 0,0 (cm2)		
théorique	ρ = 0,68 (%)		
minimum	ρ_{min} = 0,10 (%)		

Analyse par Cas:

Cas ELS M_{max} **= -455,00 (kN*m)** M_{min} **= 0,00 (kN*m)**
Coefficient de sécurité: 1,00
Position de l'axe neutre: y = 19,9 (cm)
Bras de levier: Z = 48,4 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 9,5 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 15,0 (MPa)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 250,0 (MPa)
Contrainte limite de l'acier:
$\sigma_{s\,lim}$ = 250,0 (MPa)

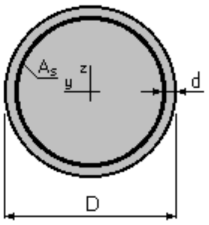
- **Pieu de la pile :**
  Calcul de Section en Flexion Déviée Composée

1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 25,0 (MPa) **Acier: fe = 500,0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



D = 120,0 (cm)

d = 5,0 (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N^{O}	Type	**N** (kN)	$\mathbf{M_y}$ (kN*m)	$\mathbf{M_z}$ (kN*m)
1.	ELU	2245,39	297,03	0,00
2.	ELS	1579,49	218,71	0,00
3.	ELA	1574,39	184,63	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_s = 113,1 (cm2)

Section minimum $A_{s\,min}$ = 113,1 (cm2) Section maximum $A_{s\,max}$ = 565,5 (cm2)

théorique ρ = 1,00 (%)

minimum ρ_{min} = 0,50 (%) maximum ρ_{max} = 5,00 (%)

Analyse par Cas:

Cas N^O 1: Type ELU N = 2245,39 (kN) M_y = 297,03 (kN*m) M_z = 0,00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 6,69 Pivot: B

Position de l'axe neutre: y = 112,2 (cm)

Bras de levier: Z = 65,1 (cm)

Déformation du béton: ε_b = 3,50 (‰)

Déformation de l'acier: ε_s = 0,08 (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue: σ_s =16,0 (MPa)

comprimée: σ_s' = 434,8 (MPa)

Cas N^O 2: Type ELS N = 1579,49 (kN) M_y = 218,71 (kN*m) M_z = 0,00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 6,63

Position de l'axe neutre: y = 130,4 (cm)

Bras de levier: Z = 67,4 (cm)

Contrainte maxi du béton: σ_b = 2,2 (MPa)

Contrainte limite: 0,6 fcj = 15,0 (MPa)

Contrainte de l'acier:

comprimée: σ_s' = 32,3 (MPa)

Contrainte limite de l'acier:

$\sigma_{s\,lim}$ = 250,0 (MPa)

Cas N^{O} 3: Type ELA N = 1574,39 (kN) M_y = 184,63 (kN*m) M_z = 0,00 (kN*m)

Coefficient de sécurité:	12,43	Pivot: B
Position de l'axe neutre:	y = 115,6	(cm)
Bras de levier:	Z = 63,8	(cm)
Déformation du béton:	ε_b = 3,50	(‰)
Déformation de l'acier:	ε_s = 0,00	(‰)
Contrainte de l'acier:		
comprimée:	σ_s' = 500,0	(MPa)

- **Pieu de la culé :**

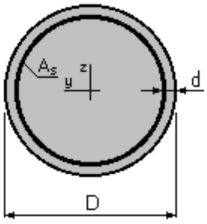
Calcul de Section en Flexion Déviée Composée

1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 25,0 (MPa) **Acier: fe = 500,0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



D = 120,0 (cm)

d = 5,0 (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N^{O}	Type	**N** (kN)	**M_y** (kN*m)	**M_z** (kN*m)
1.	ELS	1843,36	1952,27	0,00
2.	ELU	2488,73	2631,78	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_s = 168,6 (cm2)

Section minimum $A_{s\,min}$ = 22,6 (cm2) Section maximum $A_{s\,max}$ = 565,5 (cm2)

théorique ρ = 1,49 (%)

minimum ρ_{min} = 0,10 (%) maximum ρ_{max} = 5,00 (%)

Analyse par Cas:

Cas N^{O} 1: Type ELS N = 1843,36 (kN) M_y = 1952,27 (kN*m) M_z = 0,00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,00

Position de l'axe neutre: y = 50,6 (cm)

Bras de levier: Z = 93,7 (cm)

Contrainte maxi du béton: σ_b = 13,1 (MPa)

Contrainte limite: 0,6 fcj = 15,0 (MPa)

Contrainte de l'acier:

tendue: σ_s = 250,0 (MPa)

comprimée: σ_s' = 176,4 (MPa)

Contrainte limite de l'acier:

$\sigma_{s\,lim}$ = 250,0 (MPa)

Cas N^{O} 2: Type ELU N = 2488,73 (kN) M_y = 2631,78 (kN*m) M_z = 0,00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,52 Pivot: B

Position de l'axe neutre: y = 51,6 (cm)

Bras de levier: Z = 90,5 (cm)

Déformation du béton: ε_b = 3,50 (‰)

Déformation de l'acier: ε_s = 4,28 (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue: σ_s =434,8 (MPa)

comprimée: σ_s' = 434,8 (MPa)

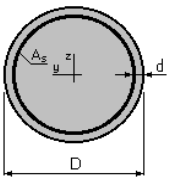
- **Effort tranchant sous la pile (zone courante) :**
  Calcul de Section à l'effort Tranchant

1. Hypothèses :

Béton: fc28 = 25,0 (MPa) **Acier: fe = 500,0 (MPa)**

- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99
- Prise en compte des dispositions sismiques
- Fissuration non préjudiciable
- Calcul en poteau dans la zone courante

2. Section :



D = 120,0 (cm)
d = 5,0 (cm)

3. Efforts tranchants appliqués :

V : effort tranchant
N : effort de compression

Cas N^O	Type	**V** (kN)	**N** (kN)
1.	ELU	71,21	2245,04

4. Résultats :

Contrainte tangente maximale τ_u = 0,1 (MPa)
Contrainte tangente limite $\tau_{u,lim}$ = 3,3 (MPa)

Armatures transversales
Inclinaison des armatures : α = 90 (deg)
Armatures d'effort tranchant : Section A_t = 2,3 (cm2)
Cadres: 2 ∅ 12
Espacement : S_t = 30,0 (cm)
Espacement maximum : $S_{t,max}$ = 30,0 (cm)

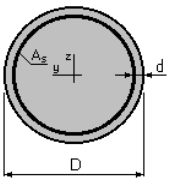
- **Effort tranchant sous la pile (zone critique) :**
  Calcul de Section à l'effort Tranchant

1. Hypothèses :

Béton: fc28 = 25,0 (MPa) **Acier: fe = 500,0 (MPa)**

- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99
- Prise en compte des dispositions sismiques
- Fissuration non préjudiciable
- Calcul en poteau dans la zone critique

2. Section :



D = 120,0 (cm)
d = 5,0 (cm)

3. Efforts tranchants appliqués :

V : effort tranchant
N : effort de compression

Cas N^{O}	Type	**V** (kN)	**N** (kN)
1.	ELU	71,21	2245,04

4. Résultats :

Contrainte tangente maximale τ_u = 0,1 (MPa)
Contrainte tangente limite $\tau_{u,lim}$ = 3,3 (MPa)

Armatures transversales
Inclinaison des armatures : α = 90 (deg)
Armatures d'effort tranchant : Section A_t = 2,3 (cm2)
Cadres: 2 ∅ 12
Espacement : S_t = 15,0 (cm)
Espacement maximum : $S_{t,max}$ = 15,0 (cm)