République Algérienne Démocratique et Populaire

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

المـــدرســـة الوطنيـــة العليـــا للأشغـال العموميـة

فرنسيس جانسون

Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics

Francis Jeanson

Mémoire

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

Filière : Travaux Publics

Spécialité : Infrastructures de Base

Thème

CONCEPTION ET ETUDE D'UN VIADUC AU PK20+396.37 DE LA PENETRANTE MASCARA - AUTOROUTE EST-OUEST

Présenté par :

BENAISSA Abdallah
YAHYA BEY Houari

Encadré par :

Mr MADI Idir Khaled
Pr FEDGHOUCHE Ferhat

Promotion 2019 /2020

© ENSTP-FJ

Remerciements

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

Nous tenons à remercier chaleureusement notre en cadreur **Mr.MADI IDIR KHALED,** pour sa disponibilité, ses précieux conseils et motivations, qui nous ont gardés sur le droit chemin afin de réaliser ce modeste travail.

Je remercie également **Pr .FEDGHOUCHE FERHAT** notre Co-encadreur de mémoire de fine d'étude .qui nous a enseigné et qui par leur compétence nous a soutenu dans la pour suite de nos étude

Nous remercions notre ami et guide, l'ingénieur Monsieur **BABAKHOUYA Youcef** pour son aide crucial et ses conseils tout le long de notre travail

Nos remerciements les plus sincères vont nos enseignants notamment **Mr.BENREDOUANE Mr.HADID Mr.HEMMADI Mr.ECHIKHE Mr.TOUNSI Mr.KARA Mr.OUAKLI Mr.Amieur** qui ont contribué à notre formation.

A tous le personnel de l'entreprise **ADA** qui ont facilité la collecte de données.

Nous remercions les membres de jury qui nous ont Fait l'honneur de présider et d'examiner Ce modeste Travail.

Enfin, nos remerciements vont à nos amis (es) de l'école ENSTP, et à toutes les personnes qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce travail.

Dédicace

Tout d'abord je tiens à remercier le dieu tout puissant.

Je dédie à mes très chers parents qui m'ont fourni au quotidien un soutien et une confiance sans faille de ce fait, je ne saurais exprimer seulement par des mots. Que dieu vous protège et vous garde pour nous.

À mes précieux frères ABDELKADER, HICHAM., MOKHTARE, MOHAMED les mots ne peuvent résumer ma gratitude et mon amour pour vous tous.

A mes trois chères sœurs FATIMA. et NASIRA. que j'aime tant.

A mon binome, et très cher ami Houari et toute sa famille.

A tout mes amis (es) et ceux de l'ENSTP spécialement de la spécialité «infrastructure de base».

A tous ceux que j'ai oublié.

Abdallah

Dédicace

Je dédie ce modeste travail a :

Mes chers parents qui m'ont aidé, encouragé, soutenu, et guidé vers la voie de la réussite, je vous aime très fort, que Dieu vous protège ;

Mes frères et sœurs ;

Ma chère grand-mère et mes grands-pères ;

Mes oncles et tantes

Toute ma famille

Toute les personnes qui ont contribué de près ou de loin a la réalisation de ce travail.

A tout mes amis (es) de l'Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics, et surtout à ceux de la spécialité «infrastructure de base» promotion (2019/2020).

A mon binôme Abdallah et toute sa famille.

A tous ceux que j'ai oublié involontairement.

houari

ملخص

يهدف هدا العمل إلى التخطيط والدراسة لجسر سيا ر ذو اتجاهين يشكل جزءا من مشروع انجاز الطريق السريع شرق غرب الذي يربط ولاية معسكر بالطريق السيار شرق غرب .المشروع عبارة عن جسر مستقيم بطول إجمالي 419 وعرض 13.5متر يحتوي على طريقين بإجمالي7متر و آخر مخصص للحمولات الثقيلة ب 2.5 متر مع احتساب 2 متر للوقوف الاضطراري ومتر من الجهة اليسارو رصيفين 0.5 متر من كل جانب .

ولدراسة المشروع قمنا باقتراح ثلاث اقتراحات ممكنة ثم اخترنا الأكثر ملائمة بناء على تحليل متعدد الخصائص

يتضمن دراسة مفصلة للاقتراحات ابتداء بالمواد المستعملة وتقييم الحمولات والحمولات الزائدة المطبقة على الجسر بالإضافة إلى الخرسانة مسبقة الإجهاد وعناصر أخرى لسطح الجسر انتهاء إلى دراسة البنية التحتية وما تتضمن من ركائز ودعامات.وللتذكير قمنا بالاستعانة ببرنامج أوتوديسك روبو من اجل دراسة هدا المشروع

كلمات مفتاحية:جسر,الخرسانة المسبقة الإجهاد, دراسة, البنية التحتية

Résumé

Le but de ce travail et la conception et l'étude d'un pont routier bidirectionnelle fait partie du projet de réalisation de la pénétrante reliant la wilaya de mascara a AutoRoute East-oust, L'ouvrage est un pont droit d'une longueur de 419 m et d'une largeur de 13.5m qui contient 2 voie de 7 m et une voie de 2.5m pour les poids loure, et pour la sécurité nous avons une bonde d'urgence de 2m et une bonde dérasée gauche de 1 m avec deux trottoir de 0.5m pour chaque coté.

Pour l'étude on a proposé trois variantes, pour choisir la variante la plus avantageuse basé sur une analyse multicritère ensuite par le dimensionnement détaille de la variante retenue à savoir les caractéristiques des matériaux utilises pour les calcules, l'évaluation des charges et surcharges appliquer au pont ensuite l'étude de la précontrainte et l'étude des éléments de tablier puis l'étude de l'infrastructure qui se concerne les piles et les culées.
Finissant par une rappelle, la modélisation a été établie par le logiciel (Autodesk Robot).

Mots clé : Viaduc ,Béton précontrainte, Etude ,Infrastructure

Abstract

The goal of this project is the design and the dimensioning of road bridge with tow way track made a part of the project of realization of the penetrating connecting the mascara with the east-west highway, structure is a right bridge with a length of 419 m The total width of this bridge is 13.5 m, we have drawn up at the design and pre-dimensioning, of which three variants have been proposed, then the choice of the most advantageous variant, this variants based on a multicriteria analysis ,and then by detailed dimensioning of the variant chosen, namely the characteristics of the materials used for the calculation, the evaluation loads and overload applied to the bridge-study of prestressing , study of the elements of the deck, the design and study of the infrastructure which concern the piles the abutments.
Finally the modelization has been done by the Autodesk Robot .

Key words: Viaduct, Prestressed concrete, Study ,Infrastructure

SOMMAIRE

INTRODUCTION GENERALE

INTRODUCTION GENERALE 01

CHAPITRE I **Recherche Bibliographie**

I.1.INTRODUCTION 02

I.2.CRITERES DE CHOIX DES METHODES DE REPARATION 02

I.3.EVOLUTION DES PONTS 03

I.4.POUR QUOI LA PRECONTRAINTE EXTERIEURE 03

I.5.CONCEPTION D'UNE PRECONTRAINTE ADDITIONNELLE 04

I.5.1.Aspect général 04

I.6.LES DIFFERENTS TRACES DE LA PRECONTRAINTE ADDITIONNELL.....04

I.7. DISPOSITIFS D'ANCRAGE DES ARMATURES DE PRÉCONTRAINTE……..05

I.7.1.Ancrages placés directement sur la structure existante 05

I.7.2.Ancrages placés dans des éléments rapportés 05

I.7.3.Les dispositifs les plus courants se rattachent aux quatre types suivants 06

I.8.CONTRAINTES A PRENDRE EN COMPTE LORS DE LA CONCEPTION D'UNE REPARATION OU D'UN RENFORCEMENT PAR PRECONTRAINTE ADDITIONNELLE 06

I.9.METHODE DE RENFORCEMENT 07

I.9.1.Renforcement vis-à-vis de la flexion 07

I.9.2.Renforcement vis-à-vis de l'effort tranchant 09

I.9.3.Renforcement vis-à-vis de la poussée horizontale 11

I.10.MISE EN OEUVRE DE LA PRECONTRAINTE ADDITIONNELLE……12

I.9.3.Mise en place des gaines en section courant 12

I.9.3.Mise en place des déviateurs 12

I.9.3.Processus particulier d'injection 13

I.11.AVANTAGE ET INCONVINIENT DE LA PRECONTARINTE ADDITIONNELLE 14

I.12.CONCLUSION 15

CHAPITRE II **Présentation De L'ouvrage**

II.1.INTRODUCTION 16

II.2.PRESONTATION DU PROJET 16

II.2.1.Situation du projet 16

II.2.2.Caractéristiques de l'ouvrage 17

II.3.LES DONNEES DU PROJET 17

II.3.1.Les donnes fonctionnelles 17

II.3.1.1.Tracé en plan 17

II.3.1.2.Profil en long 18

II.3.1.3.Profil en travers 18

II.3.2.Les données naturelles 19

II.3.2.1.Topographie 19
II.3.2.2. Géotechnique 19
II.3.2.3.Sismique du site 20
II.3.2.4.Température 20
II.3.2.5.Vent 21
II.4.CONCLUSION 21

CHAPITRE III Caractéristique Des Matériaux

III.1.INTRODUCTION 22
III.2.LE BETON 22
III. 2.1. La résistance à la compression 22
III. 2.2 .La résistance à la traction 22
III. 2.3 .Contrainte admissible à la compression 23
III. 2.4 .Déformation longitudinale du béton 23
III. 2.5 .Déformation transversale du béton 24
III.3.ACIERS 24
III. 3.1.Aciers passifs 24
III.3.1.1.La limite élastique 25
III.3.1.2.Contrainte limite de traction 25
III.3.1.3.Module de Young 25
III.3.1.4.Diagramme contrainte déformation 25
III. 3.2.Aciers actifs 26
III.3.2.1.La valeur max de la tension a l'origine 26
III.3.2.2.Diagramme contrainte déformation 26
III.4.ACIERS DE CHARPENTE METALLIQUE 27
III.5.CONCLUSION 28

CHAPITRE VI Conception Et Pré-dimensionnement

IV.1.INTRODUCTION 29
IV.2.Proposition de variantes 29
IV.3.PRESENTATION ET PRE-DIMENSIONNEMENT DES VARIANTES 29
IV.3.1.Variante N°01 : « Pont a poutre précontraintes du type VIPP» 29
IV.3.1.1.Conception longitudinale 30
IV.3.1.2.Conception transversale 30
IV.3.2.VARIANTE 2 : «PONT MIXTE BIPOUTRE » 31
IV.3.2.1.Conception longitudinale 31
IV.3.2.2.Conception transversale. 31
IV.3.3.Variante 3 : VARIANTE 3:«Pont voussoirs en béton précontraintes à hauteur variable » 34
IV.3.3.1.Conception longitudinale. 34
IV.3.3.2.Conception transversale 35
IV.4.ANALYSE DES VARIANTES 36
IV.4.1.ANALYSE QUANTITATIVES ESTIMATIVE 36
IV.5.ANALYSE MULTICRITERE 37
IV.6.CONCLUSION. 38

CHAPITRE V Calcul Des Charges, Surcharges Et L'effort Tranchant Et Le Moment Fléchissant

V.1.INTRODUCTION 39

V.2.Définition les charges 39

V.2.1. charge permanentes 39

V.2.2.Les actions variables 39

V.3.EVALUAION DES ACTIONS. 39

V.3.1.Evaluation des actions hors trafic 39

V.3.1.1.Action permanentes 39

V.3.2.Evaluation des actions dues au trafic 40

IV.3.2.1.Système des charges à considérer 40

IV.3.2.2.Largeur roulable, largeur chargeable, nombre de voies, largeur d'une voie, classe de pont et les cas de chargement 40

IV.3.2.3.Système de charges A (L) 41

IV.3.2.4.Système de charges B 42

IV.3.2.5.Coefficient de majoration dynamique 43

IV.3.2.6.Effort de freinage 44

IV.3.2.7.Charge militaire Mc120 44

IV.3.2.8.Convois exceptionnel D240 45

V.4.EVALUATION DES SOLLICITATIONS LONGITUDINALES..……..…..45

V.4.1.Utilisation des lignes d'influences 45

V.4.2.Théorème de barrée 45

V.4.3.CALCUL DES MOMENTS LONGITUDINAUX 46

V.4.3.1.Poids propre 46

V.4.3.2.Surcharge A(l) 46

V.4.3.3.Système B_C 47

V.4.3.4.Système Bt 49

V.4.3.5.Système militaire M_c120 50

V.4.3.6 .Surcharge D240 50

V.4.3.7.Récapitulation des résultats 51

V.4.4.CALCUL DES EFFORTS TRANCHANTS LONGITUDINAUX 51

V.4.4.1.Surcharge A(l) 51

V.4.4.2.Système B_C 52

V.4.4.3.Système Bt 52

V.4.4.4.Système militaire M_c120 53

V.4.4.5.Surcharge D240 53

V.4.4.6.Récapitulation des résultats 54

V.5.Répartition transversale des efforts 54

V.5.1.Détermination des paramètres de calcul 55

V.5.1.1.Détermination des coefficients 55

V.5.1.2.Application numériques 56

V.5.2.Détermination du coefficient longitudinal $\mathbf{K_\alpha}$ 57

V.5.3.Détermination du coefficient de répartition transversale moyenne $\mathbf{K_{\alpha moy}}$ 60

V.5.4.Moments fléchissant engendrés sur chaque poutre 60

V.5.5.Calcul de la répartition des efforts tranchants……61

V.5.5.1.Calcul de $\varepsilon_\alpha$et ε'_α à partir des formules d'interpolation pour $0 < \alpha < 1$ des coefficients....61
V.5.5.2.Application numériques....61
V.6.MODELISATION ET EVALUATION DES EFFORTS....66
V.6.1.MODELISATION DE L'OVRAGE....66
V.6.1.1.Modélisation des éléments de la structure....66
V.6.1.2.Modélisation des charges et surcharges....66
V.6.1.2.1.Définition des charges....66
V.6.1.2.2.Combinaison d'actions....66
V.6.1.2.3.Affectation des charges....67

V.7. CONCLUSION....69

CHAPITRE VI **Etude de la Précontrainte**

VI.1.INTRODUCTION....70
VI.2.DONNEES DES CALCUL....70
VI.3.DIMENSIONNEMENT DE LA PRECONTRAINTE....71
VI.3.1.VALEUR MINIMALE DE LA PRECONTRAINTE EN SERVICE....71
VI.3.2.DETERMINATION DU NOMBRE DE CABLE....72
VI.3.3.PRE-VERIFICATION DES CONTRAINTES....72
VI.4.TRACE DES CABLES DE PRECONTRAINTE....74
VI.4.1.PRINCIPE....74
VI.4.2.DETERMINATION DU TRACE....74
VI. 5.CALCULE DES PERTS....78
VI.5.1.PERTES DES TENSION INSTANTANEES....78
VI.5.1.1.PERTES PAR FROTTEMENT....78
VI.5.1.2.PERTES DUES AU RECUL D'ANCRAGE....79
VI.5.1.3.PERTES PAR DEFORMATION INSTANTANEE DU BETON....80
VI.5.2.PERTES DIFFEREES....80
VI.5.2.1.PERTES PAR RETRAIT....81
VI.5.2.2.PERTE PAR FLUAGE....81
VI.5.2.3.PERTE PAR RELAXATION....82
VI.5.3 .PERTES TOTALES....82
VI.6.VERIFICATION DES CONTRAINTES....83
VI.6.1.LES SECTION DE VERIFICATION....83
VI.6.2.LIMITATION DES CONTRAINTES....83
VI.6.3.CARACTERISTIQUES NETTES DES SECTIONS....84
VI.6.4.JUSTIFICATION LA POUTRE A L'ELS....84
VI.6.4.1.JUSTIFICATION DES CONTRAIN NORMALES....85
VI.6.4.2.JUSTIFICATION DES CONTRAINT TANGENTIELLES....86
VI.6.4.3.ARMATURES DES ZONES TENDUES....88
VI.6.5 .JUSTIFICATIONS DE LA POUTRE A L'ELU....88
VI.7 .CONCLUSION....90

CHAPITRE VII **Etude De Tablier**

VII.1.INTRODUCTION 91
VII.2.Géométrie de l'hourdis 91
VII.3.METHODE DES CALCUL 91
VII.4.EVALUATION DES EFFORTS 91
VII.5.FERRALLAGES DE LA DALLE 93
VII.5.1.FERRAILLAGE NAPPE SUPERIEUR (SUR APPUI) 93
VII.5.2.FERRAILLAGE NAPPE INFERIEUR (MI- TRAVEE) 93
VII.6.FLECHE ET CONTRE FLECHE 94
VII.7.ARMATURE PASSIF TRANSVERSAL DES POUTRE 95
VII.7.1.ARMATURE DES PEAU 95
VII.7.2.FERRAILLAIGE MINIMALE 96
VII.8.CONCLUSION 96

CHAPITRE VIII **Equipement de Tablier**

VIII.1.INTRODUCTION 97
VIII.2.APPAREIL D'APPUI 97
VIII.2.1.CHOIX TYPE D'APPAREIL D'APPUI 97
VIII.2.2.DIMENSIONNEMENT D'APPAREIL D'APPUIS DE TYPE B 97
VIII.2.3.VERIFICATION DES APPAREILD D'APPUIS 99
VIII.3.ETUDE DES D'APPUIS 102
VIII.3.1.Dimensionnement des d'appui 102
VIII.3.2.Ferraillage des d'appuis 102
VIII.3.3.LES PLAQUES DE FIXATIONS 102
VIII.4.JOINT DE CHAUSSEE 103
VIII.4.1.Dimensionnement 103
VIII.4.2.Type de joints 103
VIII.5.CONCLUSION 104

CHAPITRE IX **Etude L'infrastructure**

IX.1.INTRODUCTION 105
IX.2.ETUDE DE LA PILE 105
IX.2.1.Conception des piles 105
IX.2.2.Evaluation de la raideur k 106
IX.2.3.ETUDE SISMINQUE 107
IX.2.3.1.Caractéristiques de l'ouvrage relatives à l'étude sismique 107
IX.2.3.2.Méthode de calcule 107
IX.2.3.3.Spectre de réponse 108
IX.2.3.4.Période propre 109
IX.2.3.5.Evaluation de l'effort sismique longitudinal 109
IX.2.3.6.Evaluation de l'effort sismique transversal 109
IX.2.3.7.Combinaison d'action a l'état limite accidentelle (ELA) 110
IX.2.4.DESCENTE DES CHRGES 110
IX.2.4.1.Efforts dus à la pile et au tablier 110
IX.2.4.2.COMBINAISON DES EFFORT 111

IX.2.5.Vérifications de la stabilité de la pile vis-à-vis de flambement 111
IX.2.6.FERRAILLAGE DES LA PILE 111
IX.2.6.1.ETUDES DES FUTS 111
IX.2.6.2.ETUDE DE CHEVETRE 112
IX.3.ETUDE DE LA CULEE. 115
IX. 3.1.CHOIX DE TYPE DE CULEE 115
IX.3.2.PRE-DIMENSIONNEMENT DE LA CULEE 116
IX.3.3.Efforts dus à la culée 116
IX.3.4.FERRAILLAGE DES ELEMENTS DE LA CULEE 117
IX.3.4.1.MUR FRONTAL 117
IX.3.4.2.MUR GARDE GRAEVE 118
IX.3.4.3.DALLE DE TRENSITION 120
IX.3.4.4.CORBEAU D'APPUI DE LA DALLE DE TRANSITION 121
IX.3.4.5.MUR EN RETOUR 122
IX.4.ETUDE DES FONDATION. 123
IX. 4.1.Etude de la semelle 123
IX.4.1.1.Ferraillage de la semelle 123
IX. 4.2.Etude des pieux 126
IX.4.2.1.Ferraillage des pieux 128
IX.5.CONCLUSION 130

CONCLUSTION GENERALE 131

BIBLIOGRAPHIE

ANNEXE

ANNEXE A

ANNEXE B

ANNEXE C

ANNEXE D

LISTE DES FIGURES

CHAPITRE I **Recherche Bibliographie**

Figure I.1- Quelques types d'agressions. 03
Figure I.2-Tracé rectiligne de la précontrainte additionnelle. 05
Figure I.3-Tracé polygonale de la précontrainte additionnelle....05
Figure I.4-Ancrage cloués aux âmes des VSP. 06
Figure I.5-Nouveau massif d'ancrage en béton....06
Figure I.6-État de corrosion des conduits métalliques la précontrainte du pont de Layrac 06
Figure I.7- État de la précontrainte non protégés de extérieure du pont de Can-Bia 06
Figure I.8-Renforcement de tablier de pont à caissons précontraints, par précontrainte additionnelle. 07
Figure I.9-Renforcement de tablier de pont poutres précontraintes, par précontrainte additionnelle 07
Figure I.10- Écrasement du béton sous les ancrages....08
Figure I.11-Traces horizontale. 08
Figure I.12-Écrasement du béton sous les ancrages. 09
Figure I.13-Étriers actifs....10
Figure I.14-Traces verticale 10
Figure I.15-Traces vertical et horizontale. 10
Figure I.16-Alliance de la précontrainte longitudinale et des étriers actifs....11
Figure I.17- Renforcement de silos par précontrainte additionnelle 11
Figure I.18-Supports des conduits....12
Figure I.19-Déviateurs mobiles....13

CHAPITRE II **Présentation D'ouvrage**

Figure II.1-Implantation de projets Sur Google maps.....16
Figure II.2-Vue en plan de l'ouvrage 17
Figure II.3-Profil en long. 18
Figure II.4-Profil en Travers. 18
Figure II.5-Coupe géologique. 19
Figure II.6-La carte de zonage sismique de l'Algérie 20

CHAPITRE III **Caractéristique des Matériaux**

Figure III.1-Diagramme contrainte- déformations du béton ELU....24
Figure III.2-Diagramme contraintes-déformations des armatures passives 25
Figure III.3-Acier actif ou toron. 26
Figure III.4-Diagramme contraintes déformations d'une armature de précontrainte.....26
Figure III.5-Diagramme contraintes déformations d'une armature de précontrainte....27

CHAPITRE VI **Conception Et Pré-dimensionnement**

Figure VI.1-Coupe transversale d'un tablier bipoutre.....31
Figure VI.2-Principe de la méthode de construction. 34
Figure VI.3-Notation des dimensions....35

CHAPITRE V **Calcul Des Charges, Surcharges Et L'effort Tranchant Et Le Moment Fléchissant**

Figure V.1-Système de chargement Bc.....42
Figure V.2-Système de chargement Br 43

Figure V.3-Système de chargement B_t. 44
Figure V.4-Système de chargement Mc120 44
Figure V.5-Système de chargement D240 45
Figure V.6-Charge du poids propre sur la poutre. 46
Figure V.7-Cas de la charge A 46
Figure V.8-Disposition des charges du systèmes Bc. 47
Figure V.9-Premier cas de la charge B_c. 47
Figure V.10-Deuxième cas de la charge B_c 48
Figure V.11-Charges du sous-systèmeB_t 49
Figure V.12-Système Mc120 50
Figure V.13-Charges du système D240.... 50
Figure V.14-Cas de la charge A(l). 51
Figure V.15-Cas de surcharge Bc. 52
Figure V.16-Charges du système Mc120.. 53
Figure V.17-La disposition des poutres 55
Figure V.18-Dimensionnement d'un Section équivalent a la Section médiane. 56
Figure V.19-Les lignes d'influence de chaque poutre 59
Figure V.20-Les lignes d'influence de chaque poutre ε'α moy. 64
Figure V.21-Digramme de moment max combinaison ELS.. 67
Figure V.22-Digramme de moment max combinaison ELU 68
Figure V.23-Digramme d'effort tranchant max combinaison ELS... 68
Figure V.24-Digramme d'effort tranchant max combinaison ELU... 69

CHAPITRE VI Etude de la Précontrainte

Figure VI.1-Limitation des contraintes des section B.P 72
Figure VI.2-Géométrie des câbles 74
Figure VI.3-Disposition construction des câbles des précontrainte. 75
Figure VI.4-Dimensions et dispositions des plaques d'ancrage 75
Figure VI.5-Tracé des câbles 76
Figure VI.6-Tracé d'un câblé en fonction de l. 76
Figure VI.7- l'angle de déviation des câbles 76
Figure VI.8-fortement des câbles sur la gaine lors de la mise en tension. 78
Figure VI.9-les section de vérification 83
Figure VI.10-Ferraillage de zone tendue et diagramme des contraint à mi travée 88

CHAPITRE VII Etude De Tablier

Figure VII.1-Moment max – Dalle a ELS 92
Figure VII.2-Moment max – Dalle a ELU 92
Figure VII.3-Ferraillage de la dalle 93
Figure VII.3-Ferraillage de la poutre 96

CHAPITRE VIII Equipement de Tablier

Figure VIII.1-Joints de chaussée de type Wd 104

CHAPITRE IX Etude L'infrastructure

Figure IX.1-Forme et dimensions de piles 106
Figure IX.2- Réponse horizontale 108
Figure IX.3-Modèle de calcul 112
Figure IX.4-effort tranchant max et les moments max à ELS et ELU sur le chevêtre avec logiciel. 113

Figure IX.5-Les dimension les éléments de la culée. 116
Figure IX.6-Les moments MXX et MYY a ELU et a ELS sur le mur en retour avec logiciel 122
Figure IX.7-Ferraillage les éléments de la pile 129
Figure IX.8-Ferraillage les éléments de la culée 130

LISTE DES TABLEAUX

CHAPITRE I — Recherche Bibliographie

Tableau I.1-Avantages et inconvénients de la précontrainte additionnelle. 14

CHAPITRE III — Caractéristique Des Matériaux

Tableau III.1-La résistance a la traction du béton. 22
Tableau III.2-Contraintes admissibles à la compression de béton. 23
Tableau III.3-Déformation longitudinale du béton. 23
Tableau III.4-Déformation transversale du béton. 24
Tableau III.5-Contraintes admissibles de traction des armatures passives. 25
Tableau III.6-Caractéristique mécaniques en fonction de l'épaisseur. 27

CHAPITRE VI — Conception Et Pré-dimensionnement

Tableau IV.1-Récapitulatif du pré-dimensionnement de la variante 1....30
Tableau IV.2-Pré - dimensionnement des poutres métalliques. 32
Tableau IV.3-Pré - dimensionnement des entretoises de pont. 32
Tableau IV.4-Récapitulation de découpage des voussoirs. 34
Tableau IV.5-Les dimensions des différentes composantes du VSP et du VC. 35
Tableau IV.6-devis estimative et quantitative des trois variantes. 36
Tableau IV.7-Les avantages et inconvénient des trios variante. 37

CHAPITRE V — Calcul Des Charges, Surcharges Et L'effort Tranchant Et Le Moment Fléchissant

Tableau V.1-Evaluation des charges permanentes....39
Tableau V.2-Evaluation des compléments de charges permanentes....40
Tableau V.3-Les Différentes largeurs et longueur de la chaussée. 41
Tableau V.4-Classes des ponts route....41
Tableau V.5-Les valeurs de A (L) pour 3 voies 42
Tableau V 6-Les valeur de B_C 42
Tableau V.7-Les valeur de B_t. 43
Tableau V.8-Les valeurs de δ 44
Tableau V.9-Les valeurs L'effort de freinage 44
Tableau V.10-Moments dus au poids propre 46
Tableau V.11-Les moments dus à la surcharge A. 47
Tableau V.1-Ordonnées du premier cas de la charge B_c. 48
Tableau V.13-Moment fléchissant Dus au Surcharge (B c) pour x = L /2. 49
Tableau V.14-Moments Dus les charges de tandem 49
Tableau V.15-Moment fléchissant Dus au Surcharge (M_{c} 120) pour x = L / 2....50
Tableau V.16-Moment fléchissant Dus au Surcharge (D_{240}) pour x = L / 2....50
Tableau V.17-Moment fléchissant Dus aux Surcharges pour x = L/2 51
Tableau V.18-L'effort tranchant dû à la surcharge A (l) pour x = 0 52
Tableau V.19-Les Ordonnéesy$_i$....52
Tableau V.20-Efforts Tranchants Dus à Bc 52
Tableau V.21-Efforts tranchants dus à B_t....53
Tableau V.22-L'effort tranchant dû à la surcharge Mc120 pour x = 0....53
Tableau V.23-Efforts tranchants dus à la charge D240....53
Tableau V.24-Récapitulatif des efforts tranchants dus aux surcharges....54

Tableau V.25-Coefficients longitudinaux pour α=0 et θ calculés 58
Tableau V.26-Coefficients longitudinaux pour α=1 et θ calculés 58
Tableau V.27-Coefficients longitudinaux pour α et θ calculés 59
Tableau V.28-Coefficients longitudinaux de chaque poutre 59
Tableau V 29-Le moment fléchissant longitudinal réel 60
Tableau V.30-ε_0 pour θ=0.6562 62
Tableau V.31-$\varepsilon_1$pour θ=0.6562 62
Tableau V.32-ε'_1 pour θ=0.6562 63
Tableau V.33-$\varepsilon_{0.0885}$ pour θ=0.6562 63
Tableau V.34-$\varepsilon_{0.0885}$ pour θ=0.6562 63
Tableau V .35-L'effort tranchant réel 64
Tableau V.36-Combinaison de moment fléchissant Max pour chaque poutre a ELS et ELU. 65
Tableau V.37-Combinaison des charges 67
Tableau V.38-Le moment fléchissant et l'effort tranchant max par deux méthodes 69

CHAPITRE VI Etude de la Précontrainte

Tableau VI.1-Données de dimensionnement de la précontrainte 70
Tableau VI.2-Calcul de P_{Min}. 71
Tableau VI.3-Détermination du nombre de câble. 72
Tableau VI.4-Caractéristique de chaque vérification des contraintes 73
Tableau VI.5-Résultats de vérification des contraintes. 73
Tableau VI.6-Caractéristiques du trace des câbles. 77
Tableau VI.7-Valeur des pertes dues aux frottements. 79
Tableau VI.8-Valeur des pertes dues au recul d'ancrage. 79
Tableau VI.9-Valeur des pertes par déformation instantanée du béton. 80
Tableau VI.10-Valeur des Pertes par retrait. 81
Tableau VI.11-Valeur des Pertes par fluage 82
Tableau VI.12-Valeur des Pertes par relaxation 82
Tableau VI.13-Pertes totales. 82
Tableau VI.14-Limitation des contraintes 83
Tableau VI.15-Caractéristiques nettes des sections. 84
Tableau VI.16-Caractéristiques de chaque phase de vérification 84
Tableau VI.17-Vérification des contraint normales phase1 et 2. 85
Tableau VI.18-Vérification des contraint normales phase 3 et 4 86
Tableau VI.19-Détermination des contraint normal 87
Tableau VI.20-Détermination des contrainte tangentielle «τ». 87
Tableau VI.21-Détermination l'angle 89
Tableau VI.22-Détermination les armatures transversales 89

CHAPITRE VIII Equipement de Tablier

Tableau VIII.1-Dimensions de l'appareil d'appui 99
Tableau VIII.2-Joint de chaussée CIPEC 103

CHAPITRE IX Etude L'infrastructure

Tableau IX.1-Implantation et hauteurs des piles. 105
Tableau IX.2-Raideurs dynamiques longitudinales des appuis 106
Tableau IX.3-Raideurs dynamiques transversales des appuis. 107
Tableau IX.4-Distribution des forces et des déplacements longitudinaux sur chaque appui. 109

Tableau IX.5-Distribution des forces et des déplacements transversaux sur chaque appui. 109
Tableau IX.6-Les effets des différentes composantes du mouvement d'ensemble. 110
Tableau IX.7-Evaluation des efforts de la pile la plus sollicitée. 110
Tableau IX.8-Combinaison des efforts. 111
Tableau IX.9-Ferraillage du chevêtre. 114
Tableau IX.10-Les dimensionnent des éléments de la culée.....116
Tableau IX.11-Calcul le coefficient de pousse Kad. 117
Tableau IX.12-Evaluations des efforts du mur frontale 118
Tableau IX.13-Les charges agissant sur la dalle de transition 120
Tableau IX.14-Combinaison des moments et efforts tranchants pour la dalle de transition 120
Tableau IX.15-Résultats et ferraillage du mur en retour. 123
Tableau IX.16-Les dimensions de la semelle sous la culée et la semelle sous la pile……....123
Tableau IX.17-La vérification des conditions de la méthode des bielles 124
Tableau IX.18-Nombre des pieux sous la semelle. 126
Tableau IX.19-Les valeurs des N_{max} et N_{min} pour les combinaisons la plus défavorables. 126
Tableau IX.20-Les valeurs des moments fléchissant et effort tranchant en tête du pieu 128

LISTE DES ABREVIATIONS

BAEL91 : règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armée.

B_j : surface de la section (*j*).

BPEL91 : règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton précontraint.

B_t : surface de béton tendu.

CCP : complément des charges permanentes.

CCTP : cahier des clauses techniques particulières.

CP : charges permanentes.

CPA : ciment Portland pure

DTR : document technique réglementaire.

e_d : épaisseur de la dalle.

E_{ij} : module de déformation instantanée au jour j.

E_P : module de déformation longitudinal des armatures de précontraintes.

E_s : module de déformation élastique.

f_{bc} : contrainte admissible à la compression pour l'état limite de service.

f_{bu} : contrainte admissible à la compression pour l'état limite ultime.

f_{cj} : résistance caractéristique du béton en compression au jour j.

f_{peg} : limite d'élasticité garantie.

f_{prg} : limite de rupture garantie.

f_{tj} : résistance caractéristique du béton à la traction au jour j.

g : accélération gravitationnelle.

G : charge permanente.

h_p : hauteur de la poutre.

I_0 : moment d'inertie propre.

I_G : moment d'inertie par rapport au centre de gravité.

L : longueur totale de l'élément.

L_c : longueur chargeable.

l_c : largeur chargeable.

L_r : longueur roulable.

$\mathbf{l_r}$: largeur roulable.

$\mathbf{M_M}$: moment fléchissant maximal à l'état limite de service.

$\mathbf{M_m}$: moment fléchissant sous G à l'état limite de service.

$\mathbf{M_u}$: moment ultime.

N : nombre de poutres.

$\mathbf{N_{bt}}$: effort normal dans la partie du béton tendu.

PEHD : polyethylene haute densité

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

RPOA : règle parasismique applicable au domaine des ouvrages d'art.

S/Δ : moment statique.

SETRA : service d'étude technique des routes et autoroutes.

$\mathbf{S_t}$: espacement des armatures.

$\mathbf{T_u}$: effort tranchant ultime.

V : distance séparant le centre de gravité à la fibre supérieure.

V' : distance séparant le centre de gravité à la fibre inférieure.

VC : voussoir courant.

VSP : voussoir sur pile.

$\mathbf{y_j}$: position du centre de gravité par rapport à Δ.

β : angle de la surface du remblai sur l'horizontal.

γ : la masse volumique.

γ : poids volumique des terres.

Δ : axe de l'inertie au niveau de la fibre inférieure de la structure.

$\mathbf{\sigma_M}$: contrainte moyenne de compression.

$\mathbf{\tau_u}$: contrainte tangentielle dans le béton.

υ : effort tranchant maximum à l'état limite ultime.

Φ : diamètre de la gaine de précontrainte.

φ : angle de frottement interne du remblai sans cohésion.

v : largeur d'une voie.

INTRODICTION GENERALE

ENSTP 2019/2020

INTRODUCTION GENERAL

Le développement du réseau routier reste un facteur important pour le développement d'un pays. A cette effet l'Etat d'Algérie, pour face sérieusement a sa demande de transport crée chaque année des chemins routier, en ce trouve deux grand projet routier l'un nationale comme l'Autoroute Est-Oust et l'autre internationale le Transsaharienne.

La construction des routes nécessite la construction des ouvrages d'art, afin de franchir des obstacles naturels ou artificiel : rivière route canal etc. s'il est vrai que l'absence d'un ouvrage de franchissement au droit d'un cours d'eau poserait de sérieux problèmes, il n'en est pas moins si l'ouvrage présent ne dispose pas de caractéristique fonctionnelles requises et ne garanti ni la sécurité, ni le confort des usagers.

C'est dans cette optique que nous nous sommes penchés sur la conception d'un ouvrage d'art réaliser par **ADA** qui répond aux normes de sécuriser et de confort mais aussi de durabilités pour la franchissement de oued Madraj au pk 19+979 du tronçon Mascara-Sig de plus de **419m.** Pour bien mener ce travail, Nous avons structuré le mémoire en neuf chapitres :

Le premier chapitre comprend à une étude bibliographique

Le deuxième et les troisièmes chapitres sont consacrés à la présentation de l'ouvrage faisant l'objet de cette étude et à la conception.

Les cinq chapitres suivants sont réservés au dimensionnement définitif des éléments conçus sous chargement statique et dynamique.

Le neuvième chapitre est consacré à la conception et l'étude de l'infrastructure.

Le mémoire se termine par une conclusion mettant en avant les principaux points retenus pendant ce travail.

Chapitre I

RECHRCHE BIBLIOGHRAPHIQUE : LA PRECONTRAINTE ADDITIONNELLE

ENSTP 2019/2020

I.1. INTRODUCTION

L'objet de ce chapitre est d'effectuer une présentation rapide des principales propriétés des techniques de renforcement a l'aide de la précontrainte additionnelle.

De puis plusieurs années, la réfection et le renforcement d'une structure ou d'un ouvrage en béton armé prennent de plus en plus d'importance dans la construction. Le choix des matériaux à mettre en œuvre, de la méthode de réparation ou de renforcement sont définis en fonction de la nature et de l'importance de la structure et des désordres constatés.

. I.2. CRITERES DE CHOIX DES METHODES DE REPARATION

Ce sont l'ensemble des facteurs influant notre choix et favorisant une méthode et un matériau par rapport à les autres, on peut distinguer :

- Le cout de réparation ainsi tous les frais complémentaires d'entretien de réparation.
- Type des dégradations : si les dégâts sont relativement peu nombreux et isolés, des réparations partielles sont à préconiser. Si les dégâts sont étendus, il faut envisager de reprendre l'ouvrage dans son ensemble.
- La sécurité structurale, avant, pendant et après la réparation.
- La disponibilité des matériaux de réparation et les capacités des entrepreneurs dans l'utilisation des matériaux spéciale ou les procédures exceptionnelles avec succès.
- Les conditions d'exploitation de l'ouvrage donc il faut s'assurer que les réparations, pendent leur exécution ne gêneront pas sérieusement l'utilisation de l'ouvrage.
- L'importance de l'ouvrage, duré de vie souhaitée pour les réparations, les conditions d'exploitation de l'ouvrage.
- Les contraintes de chantier tell que les difficultés d'accès, l'absence des surfaces nécessaires pour l'application des méthodes de réparation, les conditions climatique défavorable .
- Les changements apportés par les réparations sur l'aspect esthétique, ou sur le comportement des éléments (l'accroissement de section d'un élément ce qui implique une augmentation de la rigidité, modifie la distribution des efforts et des moments….).
- La combinaison la plus économique des méthodes et des matériaux jugée techniquement faisable.

I.3. LES CAUSES DE DEGRADATION DES OUVRAGES D'ART

Les causes de dégradation différente d'un ouvrage à l'autre par la nature et le type de détérioration.
Elles peuvent se diviser en quatre groupes :

- Cause naturelles : elles résultent de l'ambiance et de l'environnement (température, humidité, vent, agressivité du milieu,……)
- Cause structurelles : elles résultent de fonctionnement mécanique de l'ouvrage (effet d'encastrement, de continuité, de fluage et retrait avec redistribution des moments,….)
- Cause accidentelles : elles résultent des chocs, séismes, explosions, feu.
- Vieillissement (normal) : elles résultent de l'usage, de l'usure

Figure. I.1.quelques types d'agressions

I.4. LA PRECONTRAINTE EXTERIEURE

L'utilisation de la précontrainte extérieure dans le domaine des ponts connaît depuis quelques années un essor spectaculaire dans certains pays tels la France, les USA et l'Allemagne, la précontrainte extérieure a principalement été utilisée pour le renforcement d'ouvrages existants. Aujourd'hui il y à un effort de recherche international à permis de développer des modèles de calculs fiables pour le renforcement d'ouvrages existants à la flexion et effort tranchants.

I.5.CONCEPTION D'UNE PRECONTRAINTE ADDITIONNELLE

I.5.1. Aspect général

La conception d'un câblage additionnelle, lorsque des dispositions spéciales n'ont pas été prévues au moment du projet initial, doit être étudiée en intégrant, dans la flexion de l'étude trois aspects essentiels :

- L'injection et l'obturation des fissures.
- Prise en compte du changement éventuel du schéma statique de la structure ou l'élément structural concerné.
- Préconisation de la démontrabilité de la précontrainte.

❖ L'injection des fissures

Les ouvrages à répare présentent généralement des fissures d'ouverture variable. Il convient donc, dans tous les cas, d'injecter préalablement les fissures, même si cette opération est longue, pour amoindrir les effets de la non-linéarité et reconstituer, dans la mesure du possible, un solide élastique et homogène.

La précontrainte ne peut, à elle seule, refermer les fissures car, d'une part, les grains de béton ont pu se détacher au moment de l'ouverture des fissures et modifier la conjugaison des lèvres. Ces grains, sous l'effet de la précontrainte additionnelle, peuvent crées des points durs et perturber le passage des efforts en l'absence d'injection préalable des fissures.

❖ Changement du schéma statique

Il est rare que l'on cherche à modifier le schéma statique initial théorique d'une structure, en le renforçant ou en le réparant, indépendamment de l'évolution du schéma statique réel due à la fissuration.

❖ Démontage de la précontrainte

Dans tous les cas, la précontrainte additionnelle doit être démontable pour pouvoir être facilement remplacée en cas de défaillance. Il peut arriver qu'on la souhaite réglable pour contrôler, dans le temps, l'effort de précontrainte additionnelle appliquée et optimiser l'efficacité de la réparation.

La démontrabilité soit possible et pratique, tous les points singuliers du câblage additionnelle, doivent être étudiées dans cette optique tels les zone d'ancrages, les traversés d'entretoises, les bossages ainsi sue le déviateurs de câbles …etc.

I.6.LES DIFFERENTS TRACES DE LA PRECONTRAINTE ADDITIONNELLE

Le tracé des armatures de précontrainte additionnelle peut être rectiligne ou polygonal.

- **Tracé rectiligne** : facile à mettre en œuvre (pas de déviateur intermédiaire), peu de pertes (pas de déviation) mais mauvais rendement (pas d'excentricité) , plutôt réservé aux ponts de hauteur variable car le câble se retrouve « excentré » par rapport à la fibre moyenne .

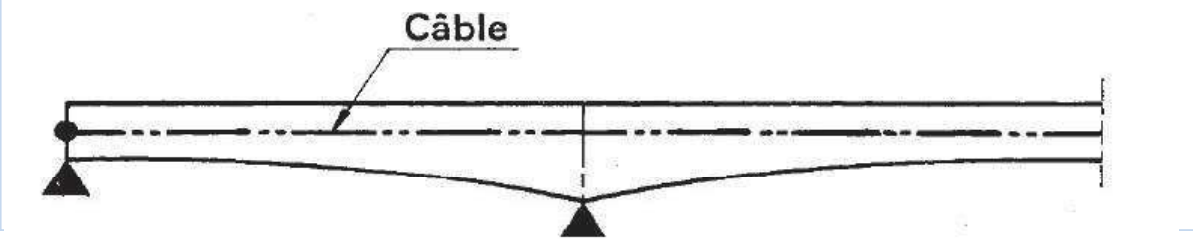


Figure. I.2. Tracé rectiligne de la précontrainte additionnelle

- **Tracé polygonal** : meilleur rendement mais mise en œuvre plus compliquée (réalisation de déviateurs), poids supplémentaire des déviateurs, un peu plus de perte de précontrainte mais réduction d'effort tranchant grâce à l'inclinaison des câbles. Il s'agit de la conception la plus courante.

Figure. I.3. Tracé polygonale de la précontrainte additionnelle

I.7. DISPOSITIFS D'ANCRAGE DES ARMATURES DE PRÉCONTRAINTE

I.7.1. Ancrages placés directement sur la structure existante

Si la résistance de la structure le permet, l'effort d'ancrage est appliqué directement sur celle ci, par exemple au niveau des entretoises d'extrémité ou intermédiaires qui sont forées pour laisser passer l'armature. De petits massifs en béton armé ou des plaques métalliques servent de **prismes locaux** .

I.7.2. Ancrages placés dans des éléments rapportés

Si la structure ne peut supporter directement les efforts appliqués, les unités de précontrainte s'appuient sur des pièces rapportées ou solidarisées à la structure. Dans certains cas, la structure doit, en plus, être renforcée localement.

I.7.3. Les dispositifs les plus courants se rattachent aux quatre types suivants

- ancrages sur massifs ou longrines d'extrémité rapportés aux abouts.
- ancrages en appuis sur les entretoises existantes.
- bossages d'ancrages rapportés.
- ancrage sur massifs et entretoises rapportés en avant des extrémités de l'ouvrage.

Figure I.4.Ancrage cloués aux âmes des VSP

Figure I.5. Nouveau massif d'ancrage en béton

I.8. CONTRAINTES A PRENDRE EN COMPTE LORS DE LA CONCEPTION D'UNE REPARATION OU D'UN RENFORCEMENT PAR PRECONTRAINTE ADDITIONNELLE

L'utilisation de câbles extérieurs nus (câbles galvanisés) ne peut être autorisée que s'il est prévu des dispositifs de maintien disposés tous les 3 m et pouvant reprendre 5% de la force de tension (cette disposition, qui permet d'éviter, en cas de rupture d'un toron, son Fouettement, est issue des règles BPEL) .

- dans la mesure du possible, il faut essayer de sauvegarder l'esthétique de l'ouvrage existant.
- l'ouvrage réparé doit rester visitable pour permettre les opérations de surveillance et d'entretien réglementaires.

Enfin, toutes les dispositions doivent être prises pour protéger efficacement les armatures de la précontrainte additionnelle et tous les organes accessoires contre **la corrosion** en tenant compte, le cas échéant, des incompatibilités entre les matériaux. L'expérience malheureuse d'un des premiers ouvrages à précontrainte extérieures années 50, le pont de Can-Bia, qui a dû être détruit (se reporter à la **Figure I.5.**), et le mauvais comportement vis-à-vis de la durabilité de certaines réparations (se reporter à la **Figure I.6.**) sont là pour nous le rappeler.

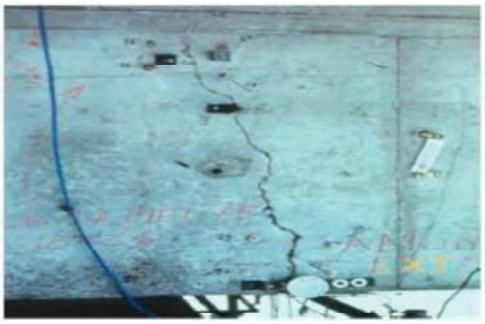
Figure I.6. État de corrosion des conduits métalliques la précontrainte du pont de Layrac

Figure I.7. État de la précontrainte non protégés de extérieure du pont de Can-Bia

I.9.METHODE DE RENFORCEMENT

I.9.1.Renforcement vis-à-vis de la flexion

- **Renforcement de tablier de pont à caissons précontraints, par précontrainte additionnelle extérieur**
  - **Pathologie :** fissuration transversale au niveau du hourdis inférieur et remontant dans l'âme
  - **Origine :** insuffisant de résistance a la flexion longitudinale due à la concomitance possible de plusieurs causes ; augmentation des charges, déficit de précontrainte , redistribution d'effort par fluage , non prise en compte du gradient thermique



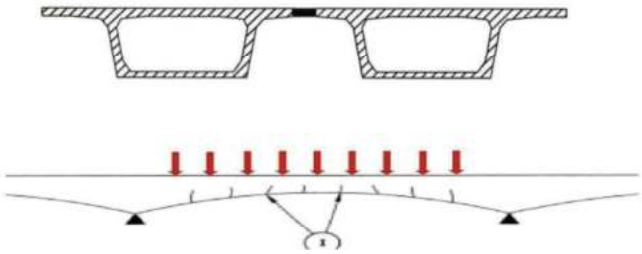


Figure I.8.Renforcement de tablier de pont à caissons précontraints, par précontrainte additionnelle

- **Renforcement de tablier de pont à poutre précontrainte, par précontrainte additionnelle extérieur déviés**

Figure I.9.Renforcement de tablier de pont poutre précontrainte par précontrainte additionnelle

❖ Renforcement de tablier de pont à caissons précontraints poussée au vide et diffusion de précontrainte

➢ Renforcement vis-à-vis de poussée de vide

Les désordres dus à la poussée au vide sont, le plus souvent, le fait des armatures de précontrainte, bien que des poussées au vide très importantes puissent se développer dans des parties comprimées de béton, comme dans des hourdis courbes ou des hourdis présentant une cassure angulaire

Figure I.10. Écrasement du béton sous les ancrages

- **Les désordres se manifestent :**

Soit lors de la mise en tension d'armatures de précontrainte au tracé courbe. Le plus souvent, les désordres sont localisés mais pas toujours.

Soit dans un ouvrage en service. Les désordres ont, ici, le plus souvent, le caractère général d'une insuffisance de résistance vis-à-vis de la flexion transversale. Souvent, s'y combinent des désordres dus à la diffusion d'effort concentrés.

Ex : Pont de l'Europe sur le Rhône (Avignon)

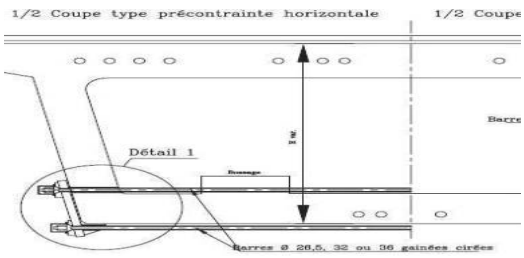


Figure I.11. Traces horizontale

➢ Renforcements vis-à-vis de la diffusion de la précontrainte

Les désordres dus à la diffusion des efforts de précontrainte se manifestent par des fissures le long du tracé des câbles et/ou par des fissures dites en «arêtes de poisson» et/ou, enfin par des fissures dites «d'entraînement».

Les efforts de compression très importants qui se développent sous les ancrages peuvent également provoquer, outre les fissures de diffusion le long du tracé des câbles, l'écrasement total du béton au niveau du prisme local, anciennement dit «de première régularisation»

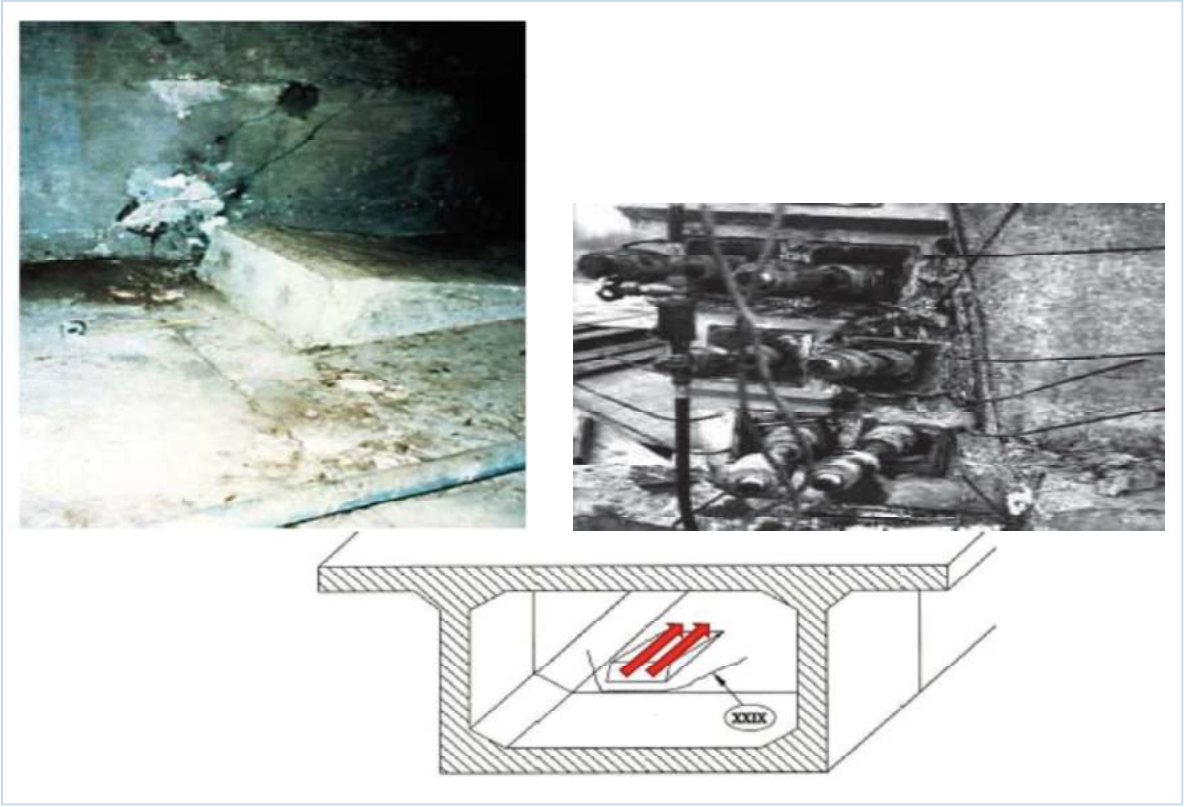


Figure I.12. Écrasement du béton sous les ancrages

- **RÉPARATION DES DÉSORDRES CAUSÉS PAR LA DIFFUSION DES EFFORTS DE PRÉCONTRAINTE**

  - ✓ la démolition des parties endommagées.
  - ✓ le coulage d'un renfort en béton du massif d'ancrage, lié à celui-ci par des armatures de béton armé, des clés de cisaillement et des câbles bouclés.
  - ✓ l'injection des fissures injectables.
  - ✓ la réalisation d'une précontrainte légèrement inclinée, sous forme de barres, dans des forages réalisés dans les âmes sur toute la zone où ces âmes étaient fissurées.

I.9.2.Renforcement vis-à-vis de l'effort tranchant

❖ Renforcement de tablier de pont à caissons précontraints, par précontrainte additionnelle verticale

➢ CONCEPTION

- ✓ au moyen d'étriers actifs verticaux ou inclinés, extérieurs ou intérieurs au béton ;
- ✓ par une précontrainte longitudinale additionnelle avec un tracé polygonal.
- ✓ en combinant les deux procédés précédents.

➢ ÉTRIERS ACTIFS

- ✓ soit dans un forage réalisé sur toute la hauteur de l'âme. Il s'agit d'une précontrainte additionnelle «intérieure au béton» .

- ✓ soit au voisinage de l'âme et ancrés dans les hourdis. Il s'agit d'une précontrainte additionnelle «extérieure au béton».

➢ **Étriers actifs extérieurs au béton**

Il faut cependant tenir compte de la présence des câbles existants disposés dans les hourdis et les goussets. Il est souvent possible de disposer de la bande, libre de câbles, dans laquelle étaient disposés les trous de passage des suspentes du coffrage.

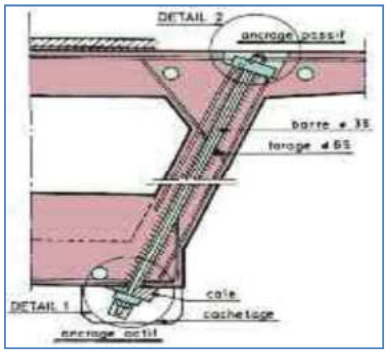
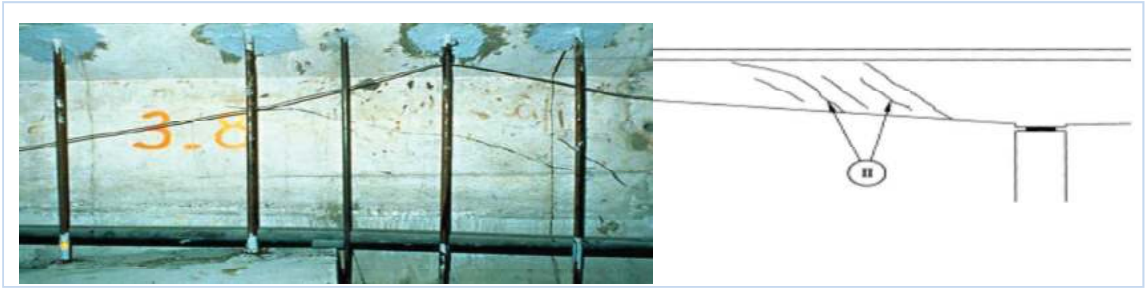


Figure I.13. Étriers actifs

➢ **Pathologie:** fissuration des âmes à proximité des appuis (fissuration oblique d'effort tranchant).

➢ **Origine**: insuffisance de résistance au cisaillement due à la concomitance possible de plusieurs causes: excès de poids propre, insuffisance de précontrainte longitudinale, absence ou insuffisance de précontrainte verticale dans les âmes…



❖ **Figure I.14. Traces verticale**

❖ **Couplage des renforcements verticaux et horizontaux «corset»**

Exemples : Pont De Bussang en France

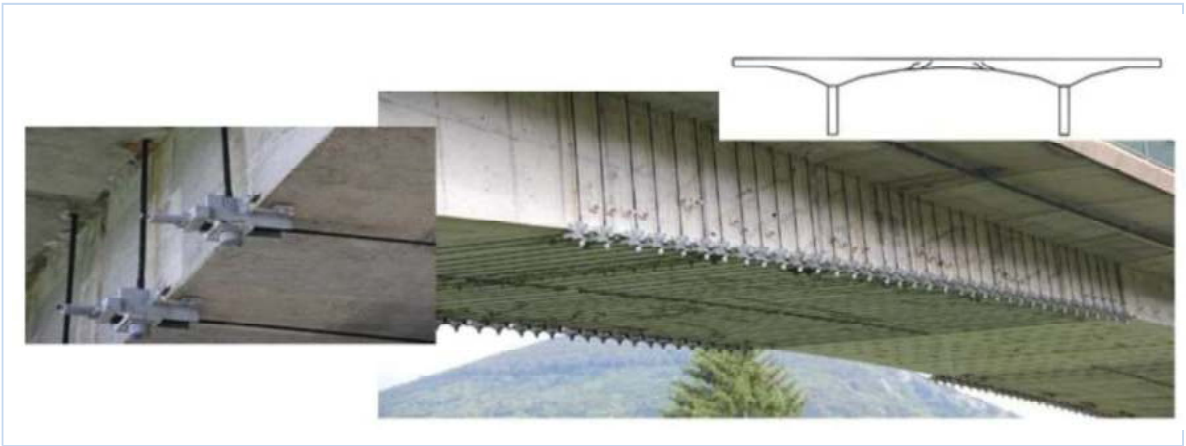


Figure I.15.Traces vertical et horizontale

Ce «corset» permet de réparer ou renforcer **le pont** vis-à-vis de l'effort tranchant ou de la torsion et, en même temps contre des insuffisances vis-à-vis de la diffusion des efforts de précontrainte. Les réparations effectuées à l'aide de «corsets» .

- **combinaison des deux procédés**

La combinaison des deux méthodes de réparation ou de renforcement est possible comme le montre la **Figure I.15.** D'un tablier où s'ajoutent à un précontrainte longitudinalement au tracé polygonal des étriers actifs verticaux.

Figure I.16. Alliance de la précontrainte longitudinale et des étriers actifs

I.9.3.Renforcement vis-à-vis de la poussée horizontale

- **Renforcement de silos vis-à-vis de la poussée horizontale, par précontrainte additionnelle**
  - **Pathologie :** fissure vertical régulièrement repartie sur la périphérie de l'ouvrage en partie basse (poussée maximale).
  - **Renforcement :** traitement des fissure et précontrainte extérieure additionnelle

Figure I.17. Renforcement de silos par précontrainte additionnelle

I.10.MISE EN OEUVRE DE LA PRECONTRAINTE ADDITIONNELLE

I.10.1.Mise place des gaines en section courant

La mise en place des gaines en section courante, où elles sont libres, ne pose que peu de problèmes si elle est bien organisée.

De façon générale, il faut prévoir des supports permettant de poser les gaines et de les régler à peu près avant mise en place et en tension des câbles extérieurs. Mais le bon réglage des gaines dans leur partie libre n'est en fait réellement très important que lorsqu'on utilise des tubes métalliques, du fait de leur rigidité. Lorsqu'on utilise des tubes plastiques, en PEHD notamment, la mise en tension assure la rectitude du câble et du tube souple qui le protège, sauf ci ce dernier a été livré en couronnes et s'il est resté trop long temps envidé. Alors, le vieillissement du plastique y induit des déformations permanentes qui se traduisent par des ondulations irréversibles du conduit. Dans ce cas, une bonne mesure préventive consiste à dérouler les conduits dès qu'ils arrivent sur le chantier, à les couper à la longueur et à les stocker dépliés

Figure I.18. Supports des conduits

D'une façon générale, lorsqu'on utilise des tubes en plastique, il faut ménager quelques coupures au long de leur tracé pour permettre le rattrapage du mou lors de la mise en tension.

Ces coupures sont occultées avant injection par mise en place de raccords et de manchons électro-soudables. Il est préférable de placer des coupures au voisinage des ancrages, pour que le tronçon de gaine voisin de l'ancrage subisse le moins de mouvements possible.

I.10.2.Mise en place des déviateurs

La géométrie et le positionnement des déviateurs définissent complètement le tracé d'un câble. Il est donc important de les mettre en place avec une bonne précision de façon a éviter, à leurs extrémités, toute cassure angulaire notable.

Pour un déviateur, le problème des tolérances concerne non pas tant l'implantation de ses points de sortie (du fait des grandes longueurs libres entre passages successifs dans le béton) que l'orientation du tracé qu'il matérialise autour de l'axe joignant les points en question.

IL est bien évident qu'il ne faut pas compter uniquement sur une implantation parfaite et que la conception des organes de déviation doit leur permettre, à l'intérieur de certaines limites de tolérance, d'éviter les points anguleux à leur raccordement avec les parties droites.

Différentes solutions sont utilisées pour ce faire :

- Tubes simples
- Surcintrage
- Diabolos
- Tubes munis d'extrémités évasées
- Selles de déviation mobiles

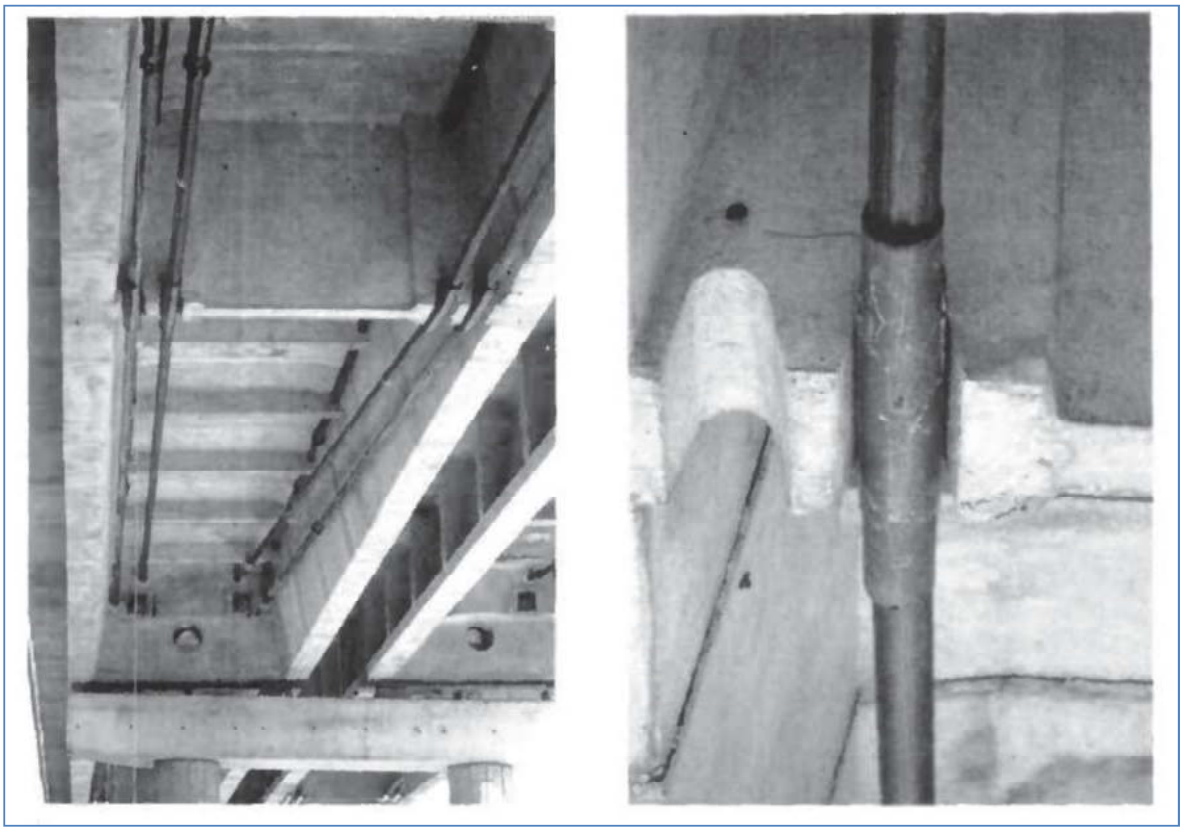


Figure I.19.Déviateurs mobiles

I.10.3.Processus particulier d'injection

Différents distributeurs de précontrainte ont mis au point, pour leurs procédés à torons faisant appel au coincement par le moyen de mors constitués de deux ou trois clavettes, des dispositifs et des modes opératoires permettant une injection mixte des unités : coulis de ciment en partie courante et produit souple au voisinage des clavettes.

Ces dispositions correspondent aux préoccupations suivantes :

La réalisation du coincement conique, lorsqu'on relâche la pression dans le vérin, implique un déplacement longitudinal de quelques millimètres du toron et des clavettes bien connu des praticiens sous le nom de rentrée d'ancrage. De même, toute surtension ultérieure des armatures s'accompagne d'un mouvement additionnel de même nature. Lorsque, après mise en tension, on injecte au coulis de ciment, celui-ci vient remplir les interstices entre clavettes constitutives du mors, transformant ce dernier en un ensemble monolithique. Les clavettes ne peuvent plus se resserrer librement en progressant dans leur logement Conique. Les seules possibilités de déplacement qui subsistent proviennent des déformations plastiques et l'on peut craindre qu'au-delà d'un certain seuil, des glissements ne se produisent faute d'une étreinte suffisante sur le toron.

Divers essais comparatifs entre environnements différents des clavettes (pas d'injection, injection à la graisse, injection au coulis de ciment) mis en place après application d'une tension initiale non négligeable (à plus de 50 % de la force de rupture) ont montré que :

- la rentrée additionnelle des clavettes jusqu'à rupture était fortement réduite par rapport aux autres cas lorsqu'on injectait au coulis de ciment,
- ce phénomène n'avait pas d'incidence importante sur les forces et allongements à rupture lorsqu'on opérait dans les conditions de propreté convenables.
- par contre lorsque les logements coniques des mors présentaient une rugosité à la limite de la tolérance et étaient, de surcroît, soumis à une légère oxydation, des glissements prématurés pouvaient se produire avec certains procédés.

I.11. AVANTAGES ET INCONENIENT DE LA PRECONTRAINT ADDITIONNELLE

Avantage	Inconvénient
-Une compensation partielle ou complète des actions des charges. -Une économie appréciable des matériaux. -Maîtrise des frottements. -Les tracés sont simples, par conséquent les frottements sont faibles. -Une réduction des risques de corrosion.	-La nécessité de matériaux spécifiques (comme les vérins). -La nécessité de main d'œuvre qualifié. -La nécessité d'équipements particuliers. -Risque de rupture à vide par excès de compression. -Un calcul relativement complexe. -Efforts parasites importants.

Tableau I.1.Avantages et inconvénients de la précontrainte additionnelle

I.12. CONCLUSION

La réparation des ouvrages est devenue aujourd'hui une nécessité économique et un impératif technique dans la gestion des patrimoines. Elle implique des entreprises spécialisées qui cumulent une grande expérience, une maitrise des moyens matériels et jouissants de compétences humaines de qualité. Elle permet à moindre cout de réhabiliter des ouvrages et assurer ainsi leur état de service initial ce qui nous permettre d'économiser par ne pas recourir à la construction nouvelle.

Chapitre II

PRESENTATION DE L'OUVRAGE

ENSTP 2019/2020

II.1.INTRODUCTION

Pour ce qu'il est La conception d'un pont doit satisfaire un nombre de contraintes fonctionnelles qui assurent le bon fonctionnement du pont, et des contraintes naturelles, qui englobent l'environnement où se trouve notre ouvrage et son influence sur la conception, Ces exigences seront présentées en détail dans ce chapitre.

II.2.PRESENTATION DE PROJET

L'ouvrage rentre dans le cadre d'un projet du premier lot de la construction de la pénétrante reliant la ville de Mascara à l'Autoroute EST- OUEST.

II.2.1.Situation du projet

L'ouvrage se situe dans une zone rurale de la ville de Mascara à relief difficile au PK 19+979.97au PK 20+396.37 de la région.

Figure II.1. Implantation de projets Sur Google maps.

II.2.3. Caractéristiques de l'ouvrage

Le tracé routier de l'autoroute a fixé les caractéristiques de l'ouvrage comme suit :

- Viaduc sens Mascara vers SIG
  - Longueur : 417m du PK19+979.97 au PK20+396.37
  - Largeur du tablier : 13.50m

II.3. LES DONNES DE PROJET

La conception d'un pont doit satisfaire un certain nombre d'exigence puisqu'il est destiné à offrir des services à des usagers, on distingue :

- Les donnes fonctionnelles
- Les donnes naturelles

II.3.1. Les donnes fonctionnelles

Les données fonctionnelles constituent l'ensemble des caractéristiques permettant au pont d'assurer ses fonctions de franchissement.

- Tracé en plan
- Profil en long
- Profil en travers type

II.3.1.1. Tracé en plane

L'ouvrage en plan a une longueur totale de 417 mètres, du PK 19+979.97 jusqu'à PK 20+396.37.

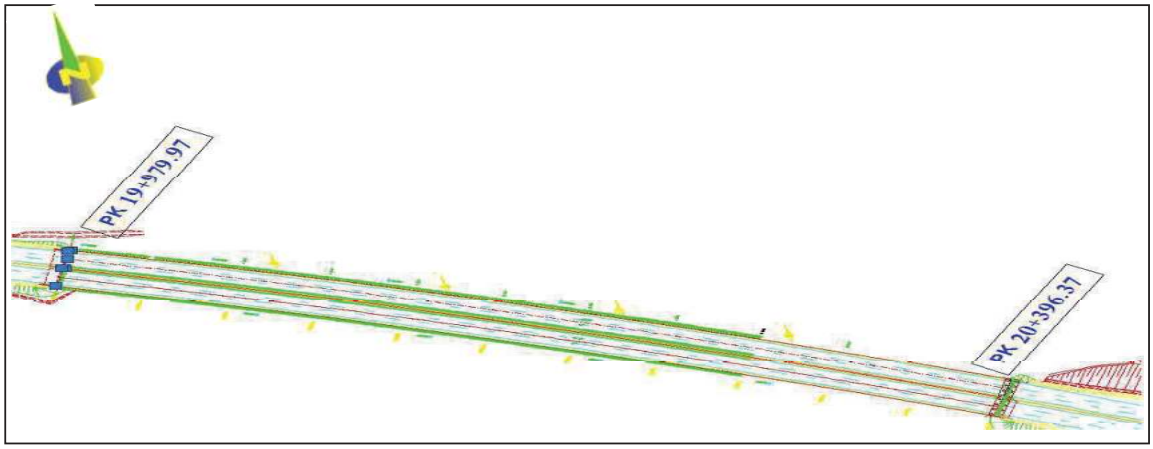


Figure II.2.Vue en plan de l'ouvrage

II.3.1.2.Profil en long

En ce qui concerne la vue en élévation, le tracé routier de l'ouvrage présente une pente faible de 5%.

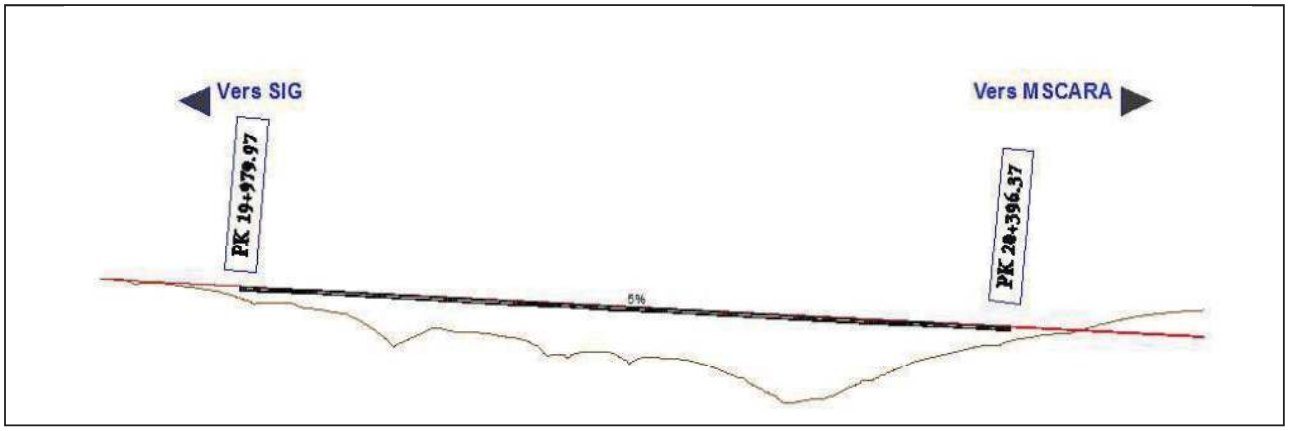


Figure II.3. Profil en long

II.3.1.3. Profil en travers type

Le profil en travers de la chaussée est défini par :

- Deux trottoirs de (0.5 + 0.5) m.
- Chaussée de 3 voies de circulation de 12.5 m.
- Bande séparative : 0.05 m.
- Alignement droit 2.5% -2.5%

Alors la largeur totale de tablier de 13.5m.

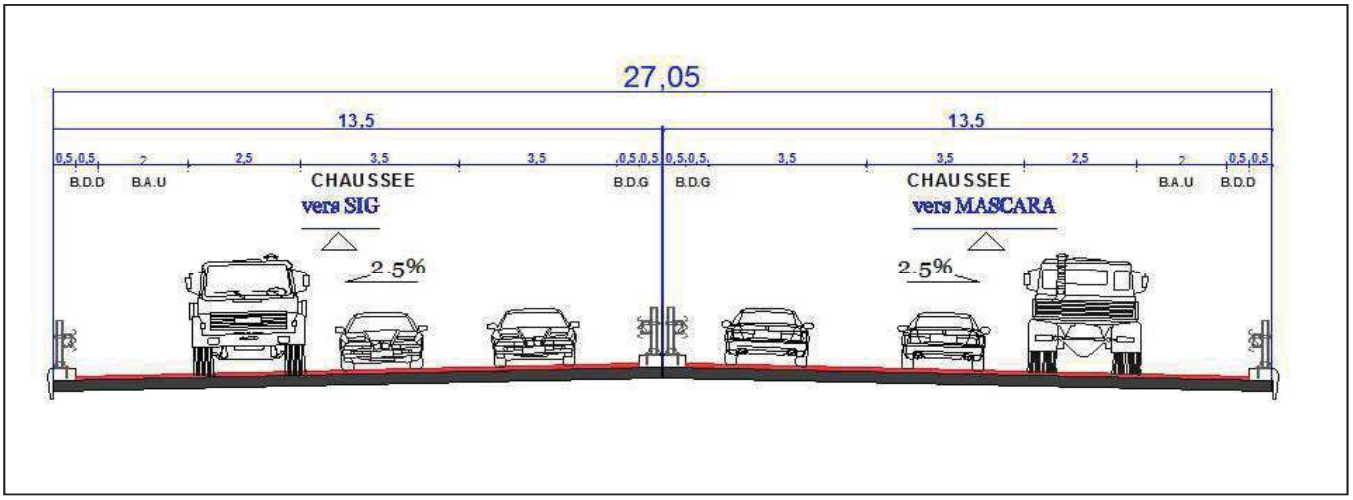


Figure II.4. Profil en Travers

II.3.2. Donnes naturelles

II.3.2.1. topographique

Il convient de disposer d'un levé topographique et d'une vue en plan du site indiquant les possibilités d'accès, ainsi que les aires disponibles pour les installations du chantier et les stockages.

II.3.2.2 .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 :

- ✓ Essais in-situ :

Les travaux de reconnaissance ont été réalisés par le laboratoire **LTPO** le long de la section

Comprenant la réalisation huit sondages géotechnique.les reconnaissance réalises en ces phases, et places en la zone d'étude suivants :

S2-OA-XX : sondage mécanique foré à rotation, carotté avec récupération continuée, prise d'échantillons non perturbées, et réalisation d'essais « in situ » types pressiomètrique et SPT.

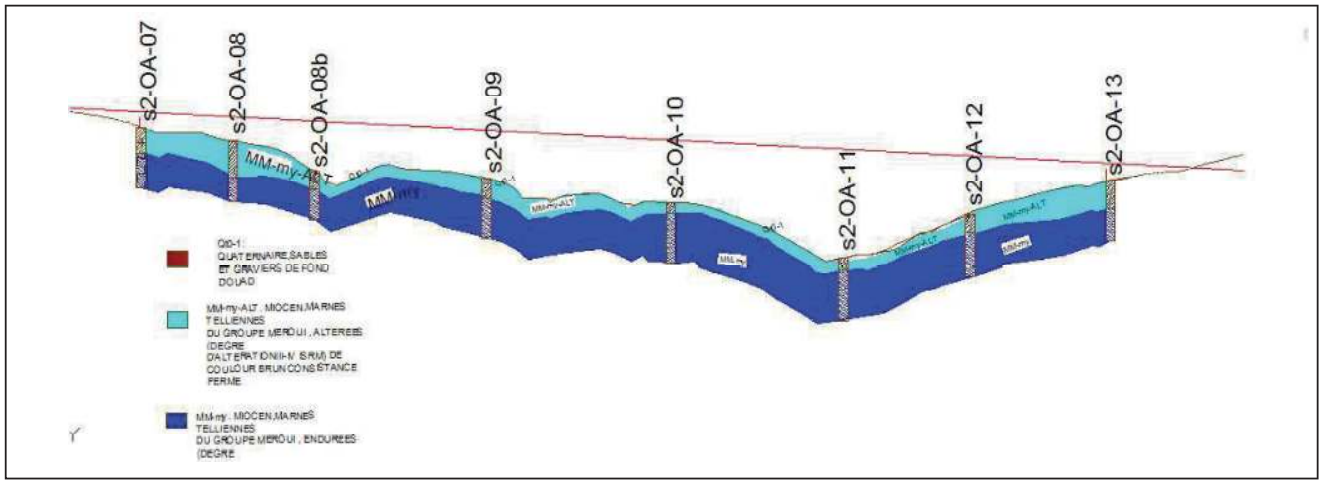


Figure II.5. Coupe géologique.

Type des fondations choisis sont des fondations profondes (type fores simple de $1{,}2m$ de diamètre) ancrées à $16m$ de profondeur dans les couches de Marne avec une charge admissible de 90 KPa les calcule et les charge suive la norme.

La charge admissible et les calcule de dimensionnement selon le Fascicule 62 titre V.

✓ Essais de laboratoire :

Plusieurs essais chimiques et mécaniques pour déterminer les caractéristiques des matériaux :

- l'essai identification granulométrique –méthode tamisage par voie humide.
- l'essai de détermination de la teneur en carbonate.
- l'essai de cisaillement rectiligne a la boite.
- l'essai de teneur en eau pondérale des matériaux.
- l'essai de gonflement a l'odomètre –détermination de déformation par changement des plusieurs éprouvettes.

II.3.2.3.sismicité du site

Le pont se situe de la Wilaya de Mascara qui est classée comme une zone de sismicité (IIa) selon le règlement parasismique algérien (RPOA2008) (Sismicité moyenne).

L'ouvrage est sous une route de liaison importante, donc on peut le considérer comme un ouvrage important.

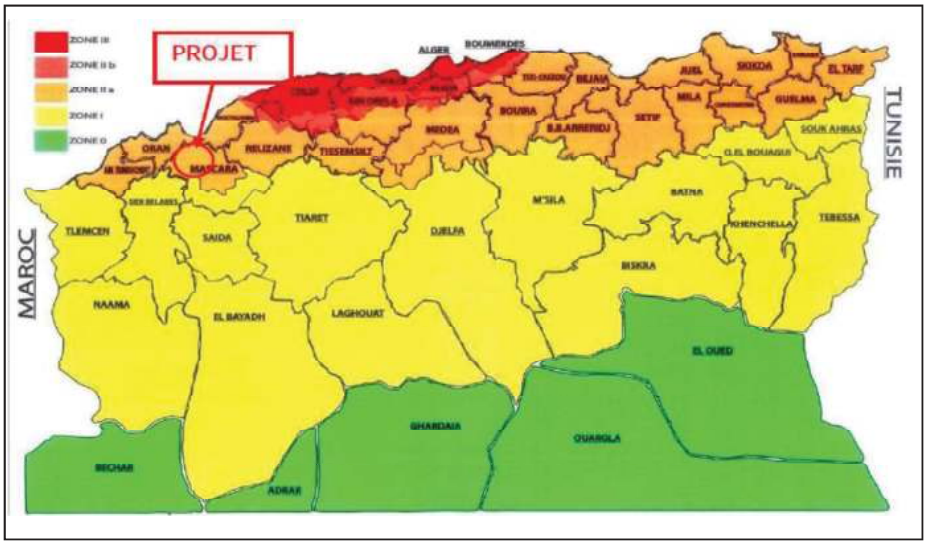


Figure II.6. La carte de zonage sismique de l'Algérie

II.3.2.4. Température

Les effets de température sont évidemment pris en compte dans le calcul. Surtout au Niveau des joints de chaussée et des appareils d'appui.

-En prend 10°C au moment de réalisation de l'ouvrage (CCTP).
-En prend +35°C et -10°C qui correspond la variation température a l'Algérie de nord (CCTP)

II.3.2.5.le vent

Les efforts engendrés sur les structures par le vent en cas de service, sont fixés par le **RCPR**, on prend une surcharge du vent répartie de **qwh**=2 N/m² souffle horizontalement dans une direction normale a l'axe longitudinal de la chaussée et une vertical de **qwv**=1KN/m^2.

II.4. Conclusion

Nous avons présenté dans ce chapitre, l'ensemble des données naturelles et fonctionnelles de notre ouvrage. Ces données nous aident à faire une meilleure conception de l'ouvrage.

Chapitre III

CARACTERISTIQUE DES MATERIAUX

ENSTP 2019/2020

III.1. Introduction :

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.

III.2. LE BETON :

Le béton est défini par la valeur de sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours qui est notée f_{c28}.

- **Densité**

La masse volumique du béton armé **γ =2,5 t/m3.**

III.2.1. La résistance à la compression

Cette caractéristique est la plus importante, et elle est souvent utilisée seule pour caractériser le béton.

Les règles BAEL et BPEL donnent, pour un âgé j ≤ 28 jours et pour un béton non traité thermiquement, la résistance caractéristique obtenue a j (jour) est donnée par :

$$f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} f_{c28} \qquad pour \qquad f_{c28} \leq 40MPa$$

$$f_{cj} = \frac{j}{1.40 + 0.95j} f_{c28} \qquad pour \qquad f_{c28} \geq 40MPa$$

Au –delà de j=28 jours, on admet pour les calculs de résistance que : $f_{cj} = f_{c28}$

III.2.2. La résistance à la traction

La résistance et caractéristique à la traction du béton définit selon les règles BAEL et BPEL donnent la relation suivante.

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

On prendre pour notre ouvrage :

Résistance en compression f_{c28}	superstructure	$40MPa$
	infrastructure	$27MPa$
Résistance à la traction f_{t28}	superstructure	$3MPa$
	Infrastructure	$2.22MPa$

Tableau III.1. La résistance à la traction et compression du béton

III.2.3. Contrainte admissible à la compression

Pour le calcul à l'E.L.U on adopte le diagramme parabole-rectangle suivant :

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

Pour le calcul à l'ELS : $f_{bc} = 0.6 \times f_{c28}$

Etat	Contrainte limite		superstructure	infrastructure
ELU	f_{bu}	$\gamma_b = 1.5$	22.66MPa	15.3 MPa
		$\gamma_b = 1.15$	29.56MPa	19.96 MPa
ELS	f_{bc}		24MPa	16.2 MPa

Remarque :
La valeur de γ_b change selon la situation :

$$\gamma_b = \begin{cases} 1.5 & situation\ durable \\ 1.5 & situation\ transitoire \\ 1.15 & situation\ accidentelle \end{cases}$$

En prend $\theta = 1$ pont en service

Tableau III.2. Contraintes admissibles à la compression de béton.

Avec :
-Le coefficient θ est fixé à « 1 » lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'action considérer est supérieure à 24h
- 0.9 lorsque cette durée est comprise entre 1h et 24h
- 0.85 lorsqu'elle est inférieure à 1h.

III.2.4. Déformation longitudinale du béton

On définit le module de déformation longitudinal pour le béton "Eij" selon les règles BAEL comme suit :

- Module de déformation instantanée du béton : $E_{ij} = 11000 \times \sqrt[3]{f_{c28}}$ pour une durée d'application <24h.
- Module de déformation différée : $E_{vj} = 3700 \times \sqrt[3]{f_{c28}}$ sous chargement de langue durée.

Résistance en compression f_{c28}		**RN** 40MPa	**RN** 27 MPa
Module de déformation E	Instantanée	37619.5MPa	33000MPa
	Longue durée	$12654MPa$	11100 MPa

Tableau III.3. Déformation longitudinale du béton

III.2.5. Déformation transversale du béton

La déformation transversale du béton est donnée par la formule suivante :

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)}$$

Etat	G	Remarque : ν : Coefficient de poisson ν prend les valeurs Suivante : ν = 0,2 pour un béton non fissuré(ELS). ν = 0 pour un béton fissuré(ELU). En prend E long durée
ELU	$G = \frac{E}{2}$	
ELS	$G = \frac{E}{0.4}$	

Tableau III.4. Déformation transversale du béton

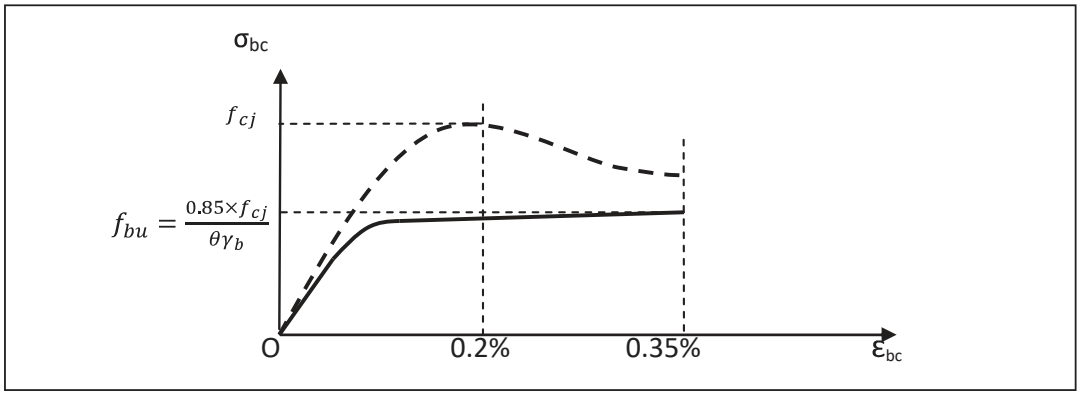


Figure III.1. Diagramme contrainte- déformations du béton ELU

III.3. ACIERS

Les aciers utilisés dans les ouvrages en béton précontraint sont de deux natures différentes

- Les aciers actifs, qui créent, et maintiennent la précontrainte sur le béton.
- Les aciers passifs nécessaires pour reprendre les efforts tranchants pour Limite la fissuration.

III.3.1.Aciers passifs

Les armatures passives sont des armatures comparables à celle du béton armé. (Les armatures passives sont tendues que sous des sollicitations extérieures).

III.3.1.1. La limite élastique

Les aciers utilisés sont des aciers courants à haute adhérence de béton armé, de classe FeE 50 type 2, la limite élastique de ce dernier est 500 MPa.

III.3.1.2.Contrainte limite de traction

Le tableau ci-dessous présente les différentes contraintes de traction selon la fissuration.

Fissuration	Contrainte limite		Sup/inf	
Peu nuisible	$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$	**S .Durable ou Transitoire** : $\gamma_s = 1.15$	434.78 MPa	n =1 Treillis soudés et ronds lisses.
		s.Accidentelle : $\gamma_s = 1$	500 MPa	
Préjudiciable	$\sigma_s = \max\left\{0.5 \times f_e; 110\sqrt{\eta \times f_{tj}}\right\}$		250 MPa	n = 1,6 Aciers à haute adhérence
Très préjudiciable	$\sigma_s = \max\left\{0.4 \times f_e; 88\sqrt{\eta \times f_{tj}}\right\}$		200 MPa	

Tableau III.5. Contraintes admissibles de traction des armatures passives.

III.3.1.3. Module de Young

Le module d'élasticité longitudinal "E_p "des aciers de précontrainte est Pris égale à:

- 200 000 MPa Pour les barres et fils.
- 190000 MPa pour les torons.

Module de la déformation élastique : $Es = 2\times10^5$ MPa

III.3.1.4. Diagramme contrainte déformation

Le calcule en E.L.U sortant du domaine élastique, il nécessaire de connaître la relation entre la contrainte et la déformation, aux différents stades de calcul.

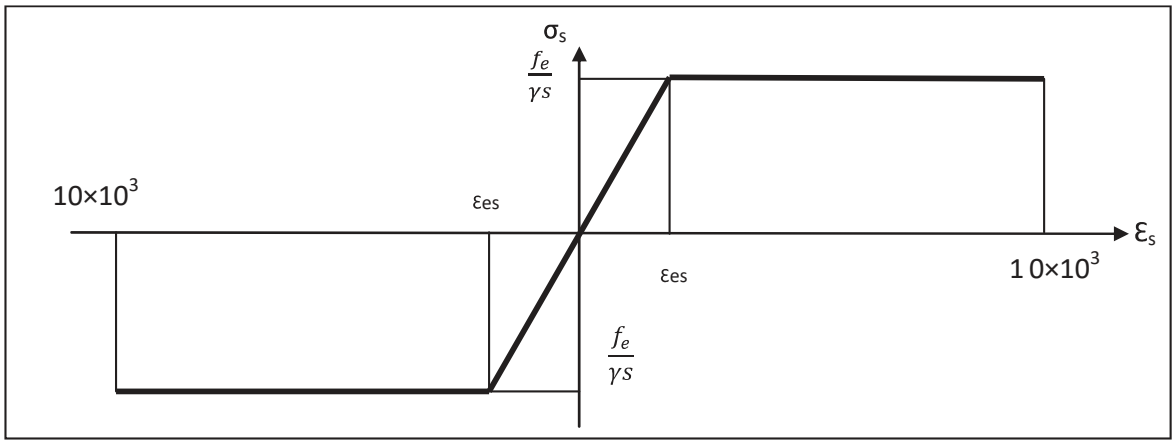


Figure III.2. Diagramme contraintes-déformations des armatures passives

III.3.2. Aciers actifs

Les armatures actives sont des armatures en acier à haute résistance qu'on utilise pour les constructions en béton précontraint par pré tension, ou post tension.

- Les armatures actives de précontrainte sont sous tension même sans aucune sollicitation extérieure.
- Les aciers de précontraints ont été classés par catégories : fils, barres, Torons.

Les armatures de précontrainte sont constituées de toron 12T15s TBR (très basse relaxation),classe 1860

- Résistance ultime : f_{prg} **= 1 860 MPa**
- Limite élastique : f_{peg} = **1674MPa**
- Module d'élasticité : E_p **= 190 000 MPa**
- Section droite d'un toron : $A_{p\ 1toron}$ **= 150 mm²**
- Section d'une câbles : A_p**= 1800 mm²**
- Diamètre du gain : **Φ = 80 mm**
- Coefficient de Relaxation des câbles à 100 heures : **ρ = 2.5%**
- Coefficient de Recul d'encrage **g = 4mm**

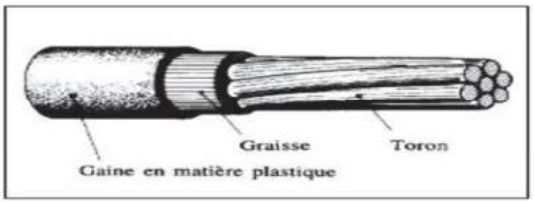


Figure III.3. Acier actif ou toron

II.3.2.1.La valeur max de la tension a l'origine

La précontrainte initiale à prendre en compte dans le calcul est donnée par la formule Suivante :

$P0$= min (0,8*f***prg** ; 0,9 *f***peg**). (B.P.E.L)

*f***prg** : la limite de rupture garantie de l'acier de précontrainte.

*f***peg** : la limite d'élasticité conventionnel à 0.1%

III.3.2.2.Diagramme contrainte déformation

Le calcule en E.L.U sortant du domaine élastique, il nécessaire de connaître la relation entre contrainte et déformation, aux différents stades de calcul.

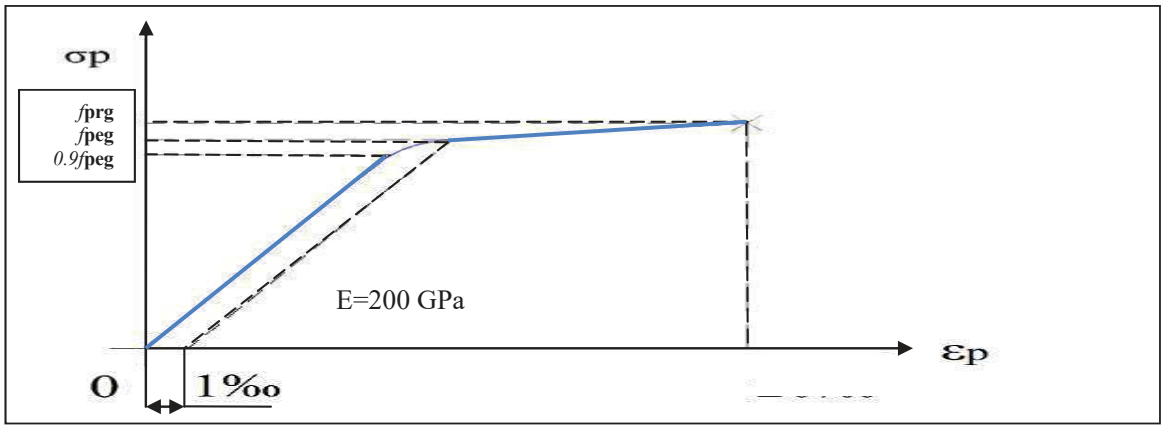


Figure III.4. Diagramme contraintes déformations d'une armature de précontrainte

III.4 ACIERS DE CHARPENTE METALLIQUE

En construction, on définit un acier par :

- Sa limite élastique se qui représente la contrainte.
- Sa qualité qui représente le facteur de qualité de la soudabilité.

Ils sont classe en trois catégories :

- Aciers normaux : $\sigma_e \leq 300MPa$
- Aciers à haute limite élastique : $300MPa < \sigma_e \leq 400MPa$.
- Aciers à très haute limite élastique : $\sigma_e \geq 400MPa$.

L'acier utilisé pour les poutres PRS est le S355 qui porte les caractéristiques mécaniques suivantes en fonction de l'épaisseur :

Contrainte limite élastique fy		Contrainte de rupture en traction fu		Allongement minimal moyen ε	
t < 16mm	355 MPa	t≤3mm	510/680 MPa	t ≤3 mm	15%
40 < t ≤16mm	345 MPa				
40 < t ≤63 mm	335 MPa	3<t≤100mm	490/630 MPa	3 < t ≤150 mm	19%

Tableau III.6. Caractéristique mécaniques en fonction de l'épaisseur

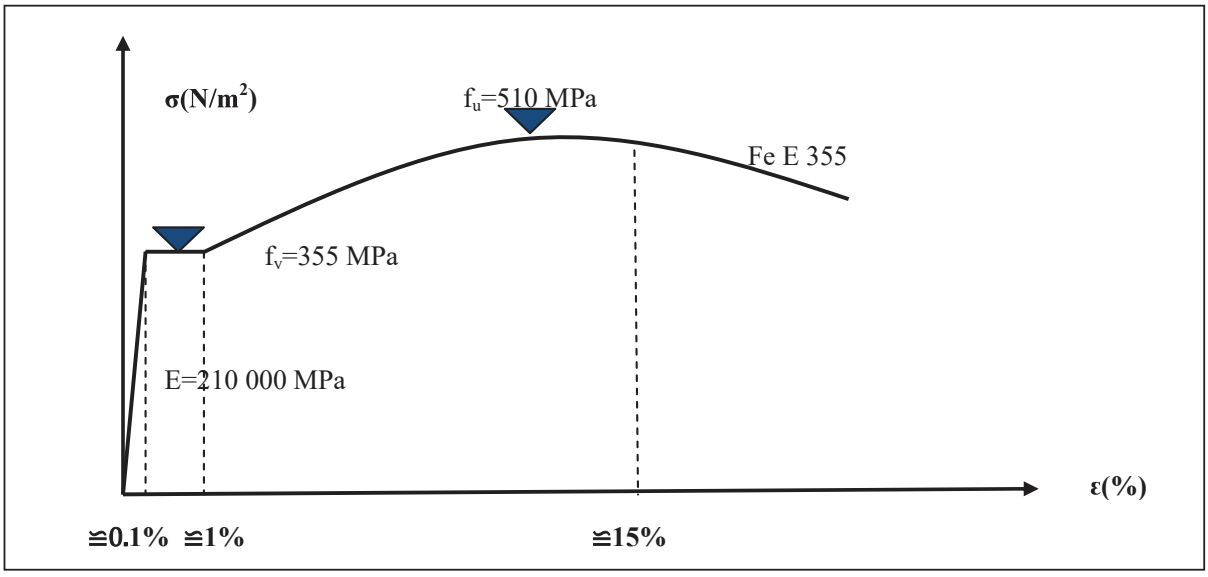


Figure III.5. Diagramme contraintes-déformations pour l'acier de la charpente

III.5.CONCLUSION

Nous avons présenté dans ce chapitre les caractéristiques des matériaux de construction, Ces données nous aident à faire un meilleur choix, calcul et conception pour notre ouvrage.

Chapitre IV

CONCEPTTION ET PRE-DEMENSIONNEMMENT

ENSTP 2019/2020

IV.1.INTRODUCTION

La conception des ponts c'est la phase la plus difficile dans l'élaboration d'un projet. Pour les ponts, c'est elle qui permet de fixer la nature et le type d'ouvrage le plus économique capable de satisfaire le mieux possible à toutes les conditions imposées. Selon des critères bien imposer comme :

- ✓ les données fonctionnelles
- ✓ La longueur et l'importance de l'ouvrage.
- ✓ La nature et l'agressivité du sol.
- ✓ implantation des appuis

IV.2.Proposition de variantes :

On à proposée trois variantes qui différentes au nivaux des caractéristiques géométriques de tablier et le système statique longitudinale.

- Pont à poutre précontraintes du type VIPP.
- Pont mixte à Bipoutre.
- Pont voussoirs en béton précontraintes à hauteur variable.

La largeur du tablier est de 13.5 m et la hauteur max est de 43m.

IV.3.PRESENTATION ET PRE-DIMENSIONNEMENT DES VARIANTES

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

Il y a deux types courants :

- pont à poutres précontraintes par post-tension. (VIPP)
- pont à poutres précontraintes par pré-tension. (PRAD)

Dans notre étude on s'intéresse seulement à pont à poutres précontraintes par post-tension VIPP. La gamme de portée est de 25 jusqu'à 50m dans le Domaine courant.

Bien entendu, cette conception est d'autant plus intéressante que le nombre des poutres à réaliser est plus grand, en effet un viaduc comportant de nombreuses travées justifie des moyens de mise en place spécifiquement adaptés.

Le tablier est constitué des poutres longitudinales de hauteur constante, qui sont solidarisées entre elles par des entretoises et un hourdis de faible épaisseur supportant la chaussée.

Tous les calcules de cette variante son à partir des documents SETRA: guide de conception VIPP.

IV.3.1.1.Conception longitudinale

On proposera dans cette variante projet de pont a poutre précontraintes de type VIPP composé 11 travées équidistantes de 38.15m de longueur et deux travées de rive 37.55 m de longueur , Ce qui nous donne une longueur totale de 419.47m. **(voir plan d'ensemble Variante .1)**

IV.3.1.2.Conception transversale

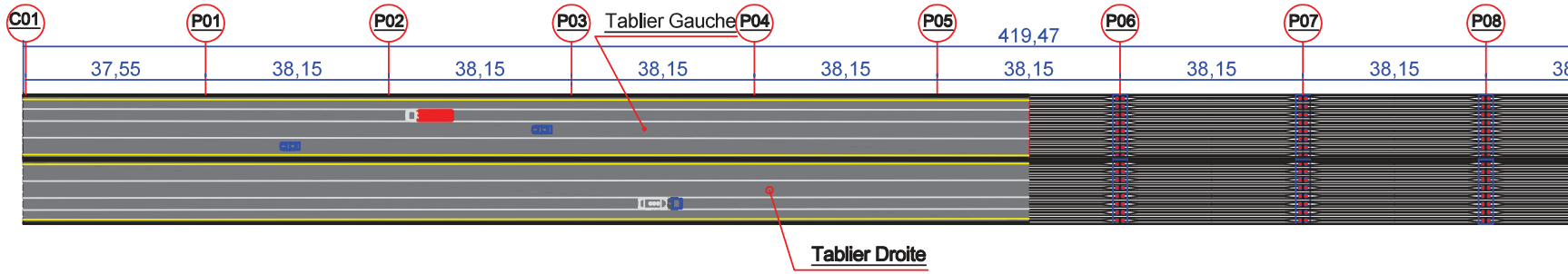
Le pré-dimensionnement a été fait à l'aide du guide de conception SETRA [VIPP 1996].

Elément	Ration usuel	Valeur retenu
Hauteur de la poutre	$L/22 < H_p < L/16$	2 m
L'épaisseur de la dalle	$20 \leq e \leq 30$	25 cm
La hauteur totale du tablier	$H_t = H_p + e$	2.25 m
Entraxe des poutres	$1.40m < \lambda < 2.00$ m	1.70 m
Entraxe des poutres de rives	L_a : dépend de la larguer de l'ouvrage et de l'entraxe des poutres	11.90
Nombre des poutres	$N = L_a/\lambda + 1$	8
La largeur de la table de compression	Assurer la stabilité au déversement de la poutre $b \geq 0,6 \times H_p$	1.20 m
Épaisseur de la table de compression	$10 \text{ cm} \leq e_1 \leq 15 \text{ cm}$	15 cm
La largeur du talon	$L_t = (l \times L^2) / (H_t^2/K) /N$; Avec $1100 < K < 1300$	60 cm
Épaisseur du talon	$10 \text{ cm} \leq ET \leq 25 \text{ cm}$	25 cm
Épaisseur de l'âme b_0 à mi-travée	/	25 cm
Épaisseur de l'âme b_0 en zone d'about	/	60 cm
Entretoise d'about	/	35 x 155 cm^2
Gousset supérieur de table compression a l'appui	$45° \leq \propto_{sup} \leq 60°$	45°
Gousset du talon a l'appui	$45° \leq \propto_{sup} \leq 60°$	45°

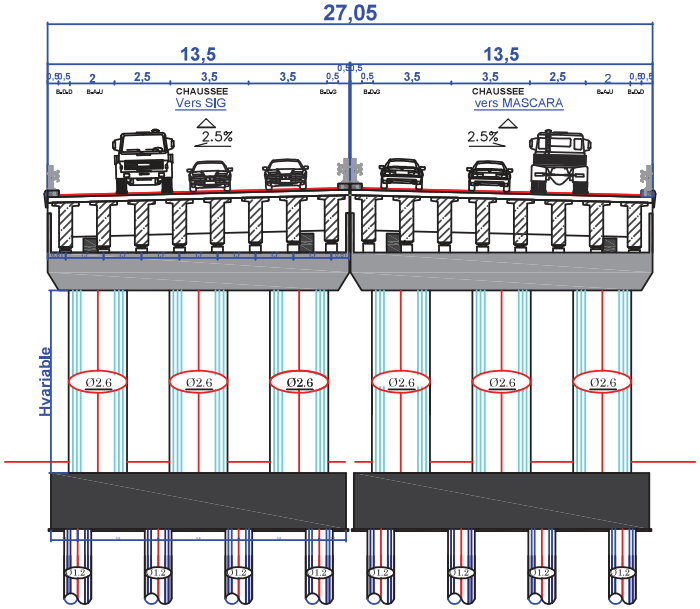
Tableau IV .1.Récapitulatif du pré-dimensionnement de la variante 1

VERS
SIG

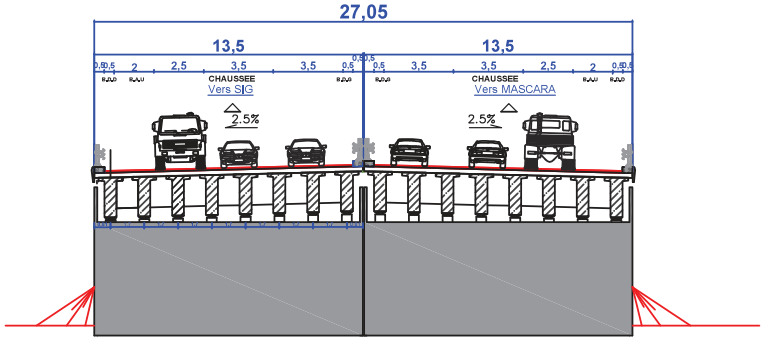
VUE EN PLAN Ech 1/1300



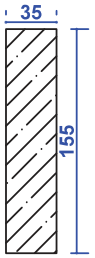
COUPE TRANSVERSALE SUR PILE Ech : 1/300



COUPE TRANSVERSALE SUR CULEE Ech : 1/300



ENTRETOISE D'ABOUT ECH:1/



Thème : CONCEPTION ET ETUDE D'UN VIADUCAUPK20+396.37 DE LA PENETRANTEMASCARA-AUTOROUTE ESTOUEST	Chapitre IV: Conception et Dimensionnement	Variante N° 01 : Pont Ty

IV.3.2.VARIANTE 2 : «PONT MIXTE BIPOUTRE »

L'appellation de «pont mixte» recouvre des conceptions très variées, principalement liées au nombre et à la nature des poutres métalliques.

Actuellement, ce sont les poutres en I les plus utilisées car leur fabrication est relativement simple.

La gamme usuelle des poutres métalliques est de 25 à 90m environ pour les travées indépendantes (isostatique) et de 30 à 110m pour les travées continues (hyperstatique).

IV.3.2.1.Conception longitudinale

Le pont que nous proposant comprend six travées à hauteur variable, quatre de longueur 75m et deux travée de rives de 59.24 m de longueur ce qui nous donne une longueur totale de 419.47 m **(voir plan d'ensemble variante 2).**

IV.3.2.2.Conception transversale

On a un tablier de largeur de 13.5m, une solution consiste a appuyer la dalle longitudinalement sur des poutres et transversalement sur des entretoise (tous les 8 m environ).qui sont appelées entretoise de pont (voir plan d'ensemble variante 2).

Donc : pour : La=0.55×Lt=0.55×13.5=7.425m La=7.5m

Par conséquence Lb=0.4 a 0.5×La=0.4 a 3.75 on opte Lb=3m

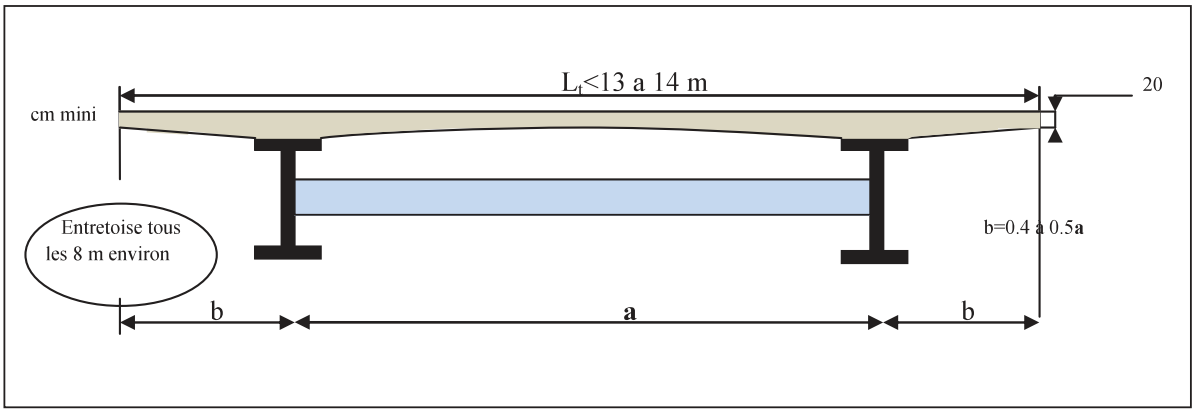


Figure IV.1 Coupe transversale d'un tablier bipoutre

- **Conception des poutres principales**

Les poutres principales sont des profiles en acier reconstitues avec profil en **I** soudes en usine et leur dimensionnement selon le SETRA et résumer dans le tableau suivant.

Elément	Formule / intervalles	Valeur retenue en (mm)
Nombre de poutres *N*	$\frac{l_{tablier}}{d} + 1$	$2\ poutres$
Hauteur sur pile	$h_p \leq \frac{L_{travée}}{25}$	2800
Hauteur à la clef	$L/50 \leq H^1 \leq L/40$	1600
Loi de variation parabolique	$H(x) = H - 2x(H-H^1).(\frac{X}{L}) + (H-H^1).(\frac{X}{L})^2$	
Epaisseur de l'âme	$t_w \geq 12$ mm	40
Epaisseur de la semelle supérieure	$20 \leq t_i \leq 150$	50
Largeur de la semelle inférieure sur pile	$500\ mm \leq b_i \leq 1200mm$	1200
Largeur de la semelle supérieure sur pile	$400\ mm \leq b_s \leq 1000mm$	1000
Largeur de la semelle inférieure sur clef	$500\ mm \leq b_i \leq 1000mm$	900
Largeur de la semelle supérieure sur clef	$400\ mm \leq b_s \leq 1000mm$	700
Epaisseur de la semelle inférieure	$20 \leq t_s \leq 150$	50

Tableau IV .2.Pré - dimensionnement des poutre métallique

➢ Conception des entretoises de pont

Les entretoises sont des profiles en acier reconstitues avec profil en **I** soudes en usine et leur dimensionnement résumée dans le tableau suivant .

Au stade du pré dimensionnement, on pourra prévoir un IPE600 avec un espacement de 8 mètres et leurs dimensions transversales selon le guide de SETRA et résumées dans le tableau ci-dessous.

Elément	Formule / intervalles	Valeur retenue en (mm)
Longueur de l'entretoise a	$0.5B \leq a \leq 0.55B$	7500
Encorbellement de la dalle de part et d'autre b	$0.4a \leq b \leq 0.5a$ mm	3000
Hauteur de la pièce de pont H_{pp}	$L_t/15 \leq H_{ep} \leq L_t/10$	1000
Largeur de la semelle b_{ep}	$220\ mm \leq b_{ep} \leq 300$ mm	300
Epaisseur de la semelle t_{ep}	Environ de 20 mm	20
Epaisseur de l'âme $t_{w\text{-}ep}$	$10\ mm \leq t_{w\text{-}ep} \leq 12$ mm	12

Tableau IV.3.Pré - dimensionnement des entretoises de pont

- **Choix de la nuance d'acier**

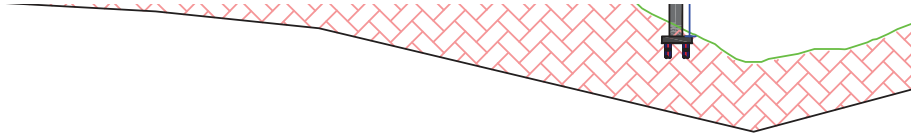
Les nuances des aciers de charpente sont de qualité S355 N, cette qualité désigne la ténacité de l'acier, c'est-à-dire sa capacité à absorber l'énergie des chocs sans risque de rupture fragile.

- **La connexion entre la dalle et la charpente métallique**

La connexion poutres 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 détails.

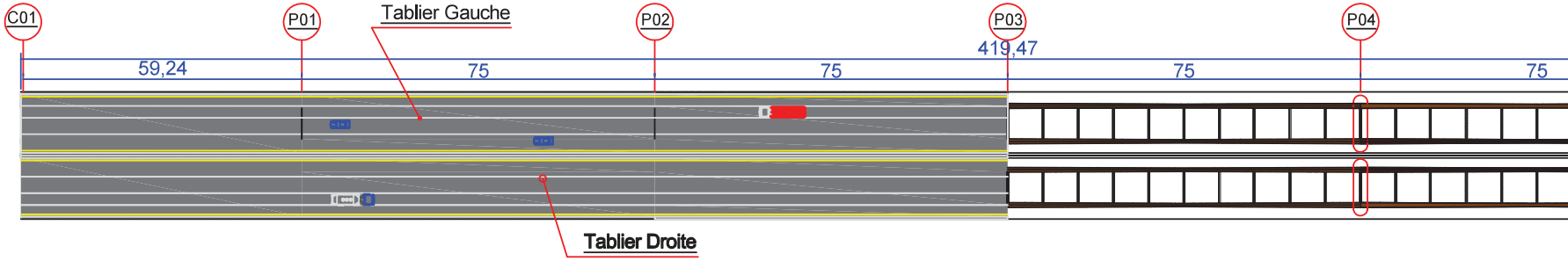
- **L'épaisseur de la dalle**

L'épaisseur de la dalle est constante, on opte pour : **hdalle=25cm**

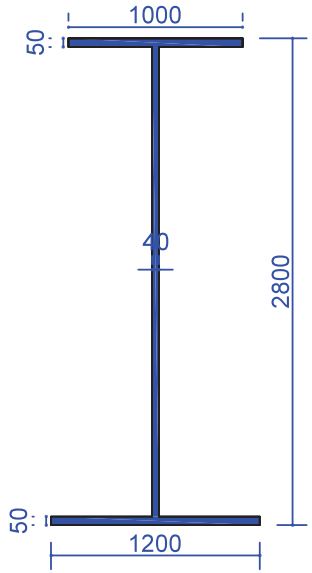


VERS SIG

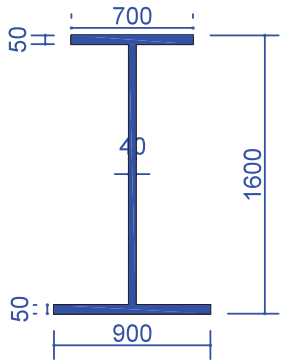
VUE EN PLAN Ech: 1/1300



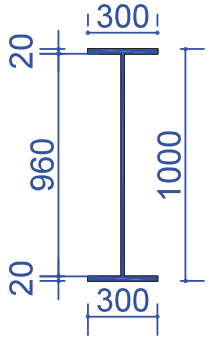
COUPE POUTRE SUR PILE:1/40



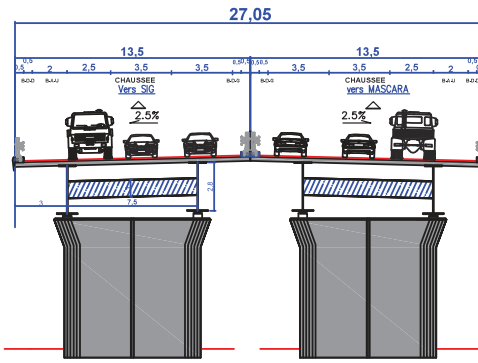
COUPE POUTRE A LA CLEF:1/40



ENTRETOISE ECH:1/30



COUPE TRANSVERSALE SUR PILE Ech : 1/400



Thème : CONCEPTION ET ETUDE D'UN VIADUCAUPK20+396.37 DE LA PENETRANTEMASCARA-AUTOROUTE ESTOUEST	Chapitre IV: Conception et Dimensionnement	Variante N° 02 : Pont M

IV .3.3.VARIANTE 3 : «Pont voussoirs en béton précontraintes à hauteur variable »

IV .3.3.1. Présentation sommaire de la technique

Cette technique consiste à construire un tablier de pont par tronçon à partir des piles, chaque tronçon est composé de plusieurs voussoirs, l'ensemble des voussoirs compose un fléau.

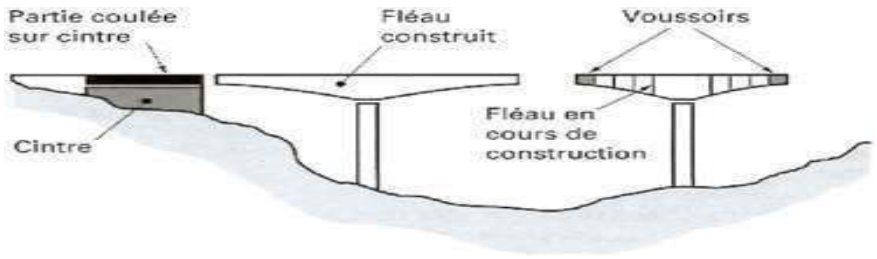


Figure IV.2.principe de la méthode de construction.

IV.3.3.2. Conception longitudinale

on propose sans cette variante a projeter pont voussoirs de hauteur variable composé six travée principales de 80 m de longueur et deux travées de rives 48.94 m de longueur , ce qui résulte un longueur totale du pont égale a 419.47**.(voir plan d'ensemble variante 3).**

- **Découpage des voussoirs**

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

Type de voussoirs	Description	valeur retenu
Voussoirs sur piles	Ces dimensions sont fixées par l'équipage mobile disponible sur site, généralement, compris entre 7 et 10m.	7 m
Voussoirs de clavages	Il faut qu'ils permettent aux opérateurs de tirer les câbles de précontrainte librement sans être très élancé, varie de 1,5 à 3 m.	2 m
Voussoirs courants	La longueur des voussoirs courants est constante et varie de 2,50 à 4 m, voire 5m, suivant les ouvrages.	4,44 m

Tableau IV .4.Récapitulation de découpage des voussoirs

En utilisant le découpage précédent on obtient un nombre total de voussoirs : **N =95**.

- ✓ 5 voussoirs sur pile ;
- ✓ 6 voussoirs de clavage ;
- ✓ 80 voussoirs courants ;
- ✓ 4voussoirs sur culée.

IV .3.3.3. Conception transversale

On a un tablier de largeur de $13.5m$ qui est inférieure à $20m$, donc le meilleur type est le voussoir constitué par un caisson à deux âm

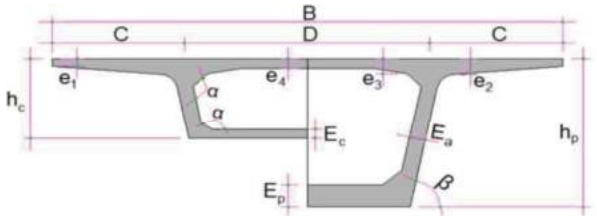


Figure IV.3.Notation des dimensions

Le tableau III.5.présente les valeurs des dimensions du voussoir en se basant sur le guide technique SETRA

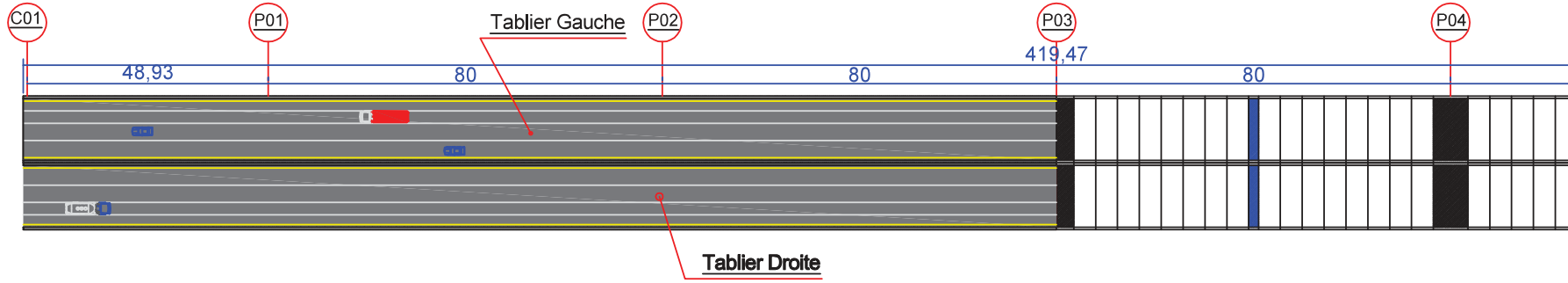
.

Elément		Ratio usuel	Valeur retenue
Hauteur de voussoir sur pile		$\frac{l}{18} \leq \text{Hp} \leq \frac{l}{16}$	5 m
Hauteur de voussoir à la clef		$\frac{l}{35} \leq \text{Hc} \leq \frac{l}{30}$	2.67 m
Largeur de voussoir		B	13.5 m
Entre axe des âmes	C	$\frac{B}{4}$	3.37 m
	D	$B - 2C$	6.76 m
Epaisseur du hourdis supérieur	e_1	$e_1 \geq 0.18m$	0.25 m
	e_2	$\frac{C}{8} \leq e_2 \leq \frac{C}{7}$	0.6 m
	e_3	$e_3 > e_2 - 0.1$ $e_3 > 1.5e_4$	$0.3m$
	e_4	$\frac{D}{30} \leq e_4 \leq \frac{D}{25}$	0.25m
Inclinaison de l'âme β		$10\% \leq \beta \leq 30\%$	10%
Epaisseur des âmes E_a		$0.26 + \frac{l}{500}$	0.5 m
Epaisseur du hourdis inférieur sur pile E_p		$0.35m \leq E_p \leq 0.8\text{m}$	0.75 m
Epaisseur du hourdis inférieur à la clef E_c		$E_c \geq 0.18$ a 0.25m	$0.3m$
Gousset supérieur $\propto_{sup}$		$30° < \propto_{sup} < 50°$	45°
Gousset inférieur $\propto_{inf}$		$40° < \propto_{inf} < 45°$	45°

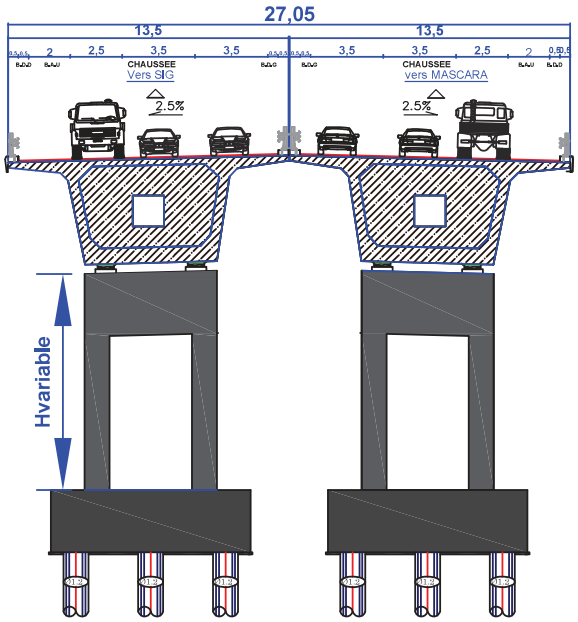
Tableau IV .5. les dimensions des différentes composantes du VSP et du VC

VERS
SIG

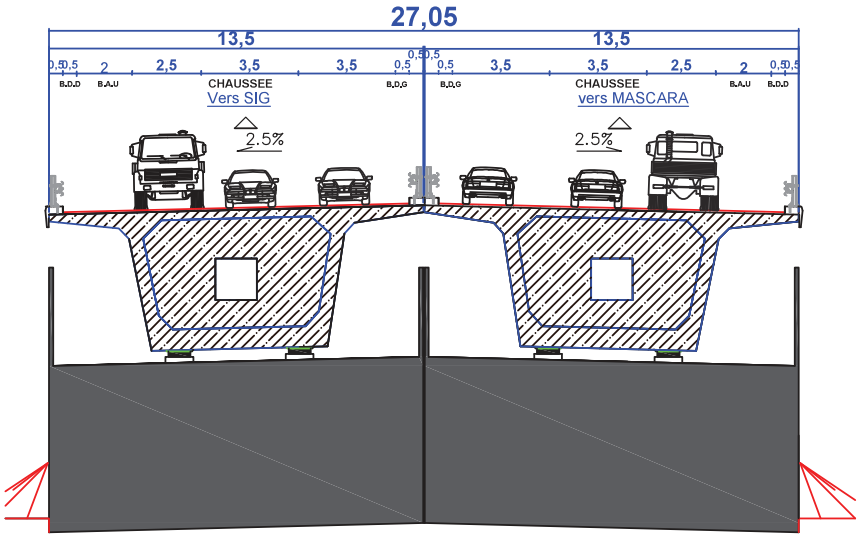
VUE EN PLAN Ech: 1/ 1200



COUPE SUR LA PILE Ech:1/250



COUPE SUR LA CULEE Ech: 1/ 250



0,25

Thème : CONCEPTION ET ETUDE D'UN VIADUCAUPK20+396.37 DE LA PENETRANTEMASCARA-AUTOROUTE ESTOUEST	Chapitre III : Conception et Dimensionnement	Variante N° 03 : Pont vo

- **la variation de l'épaisseur en fonction de X**

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

- **la variation de la hauteur en fonction de X**

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

IV.4. ANALYSE DES VARIANTES

IV.4.1 ANALYSE QUANTITATIVE ET ESTIMATIVE

Variante 1 pont poutre VIPP		Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
Volume béton ($m^{3)}$	5243.390	22 000.00	115354580
Poids armatures passives (t)	886.869	150 000.00	133030350
Poids armatures actives(t)	209.730	450 000.00	94378500
		Coût final du tablier (DA)	342763430

Variante 2 pont mixte		Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
Volume béton dalle (m^3)	1412.438	18 000.00	25423884
Poids armatures passives (t)	353.113	150 000.00	52966950
Poids Acier (PRS) (t)	1366.852	400 000.00	546740800
		Coût final du tablier (DA)	625131634

Variante 3 pont voussoir		Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
Volume béton dalle (m^3)	4790.23	22 000.00	105385060
Poids armatures passives (t)	958.046	150 000.00	143706900
Poids armatures actives (t)	239.51	450 000.00	107779500
		Coût final du tablier (DA)	356871460

Tableau VI .5. Devis estimatif et quantitatif des trois variantes

IV.5.ANALYSE MULTICRITERE

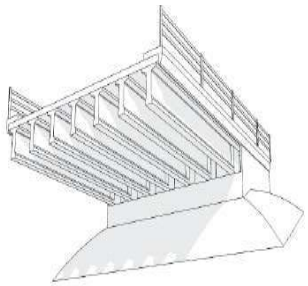
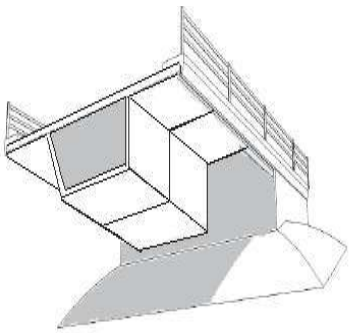
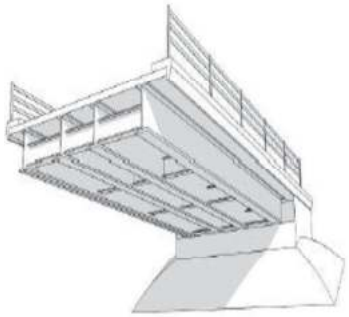
	pont à poutre multiple par post-tension	PONT EN VOUSSOIR	PONT MIXTE
			
Les avantages	**1-** La possibilité d'assembler des éléments préfabriqués sans échafaudages. 2- Ce mode des ponts ne demande aucun entretien périodique. 3- Intégration satisfaisante dans l'environnement. 4- S'adapte bien avec l'ancien pont.	1- Ce mode des ponts ne demande aucun entretien périodique. 2- offre un esthétique un forme plus satisfaisantes par rapport aux autres variantes. 3- La portée de ce type de pont est plus grande.	1- La possibilité de franchir de grandes portées. 2- La diminution du nombre des poutres, donc la légèreté. 3- La rapidité d'exécution globale.
Les inconvénients	1- Poids très important par rapport au pont mixte. 2- une forme simple et classique donc il n'y a pas vraiment d'aspect esthétique.	**1-** La construction de ce pont se passe par plusieurs étapes et de manière très Complique. 2- demande une main d'ouvre très qualifiée et de matériel spécifique. 3- Poids très important par rapport aux autres variantes. 4- moins d'intégration avec l'ancien pont.	1- demande une main d'ouvre qualifiée. 2- Le problème majeur des ponts mixtes est l'entretien contre la corrosion et le phénomène de fatigue dans les assemblages.

Tableau IV .7. Les avantages et inconvénient des trios variante

IV.6. CONCLUSION

L'analyse des trois variantes selon les données naturelles, le coût et la main d'œuvre confirme que le pont à poutres en béton précontraint est le meilleur à réaliser, donc une étude approfondie et plus détaillée sera faite dans la suite de ce mémoire.

Chapitre V

CALCUL DES CHARGES ET SUR CHARGES ET L'EFFORT TRANCHNT ET LE MOMENT FLECHISSANT

ENSTP 2019/2020

V.1. Introduction :

Dans ce chapitre on utilise des règlements pour calculer les charges et les surcharges que le pont doit supporter car il a une fonction porteuse; Les actions appliquées à un ouvrage peuvent être permanentes ou variables.

V.2.Définition les charges

Tous les ouvrage d'art subissent des charges tout au long de leur durée de service, il faut connaitre leur influence sur l'ouvrage, leur nature et importance des ses charges

V.2.1. charge permanentes

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).

V.2.2. Les actions variables

Les actions variables comprennent

- ✓ Les charges d'exploitation : elles sont définies souvent par un règlement dans le cas d'un pont routier **(RCPR).**
- ✓ Les charges climatiques : essentiellement vent et températures.
- ✓ charges accidentelles, par ex. l'impact des véhicules sur les appuis du pont ou contre le tablier

V.3.EVALUAION DES ACTIONS

V.3.1. Evaluation des actions hors trafic

V.3.1.1. Action permanentes

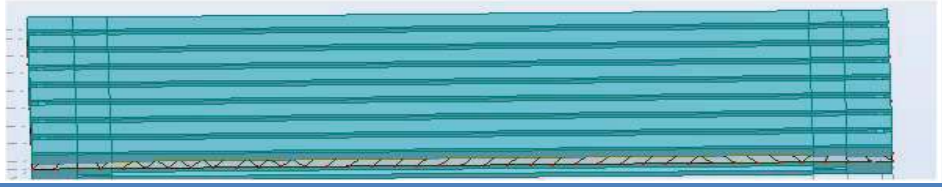
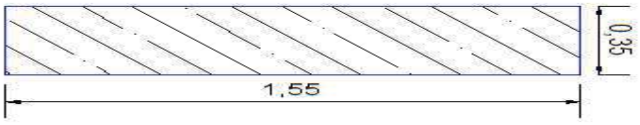
Elément	Schéma	Valeur (KN)
Poutre		8×836.175
Dalle		3206.25
Entretoises		183.75
	Somme CP (KN)	10079.4
	CP (KN/ml)	265.25

Tableau V .1.Evaluation des charges permanentes

Elément	Densité (KN/m^3)	POIDS (KN/m)
Revêtement en BB	24	24
Trottoir+ Corniche	25	9.25
Glissière de sécurité+Garde-corps	/	2
	Somme CCP	**35.25**
	CP+CCP (KN/m)	**300.5**

Tableau V .2.Evaluation des compléments de charges permanentes

V.3.2.EVALUATION DES ACTIONS DUS AU TRAFIC

V.3.2.1.Système des charges à considérer

Les charges définies dans ce paragraphe sont valable pour les ponts routes supportant un ou plusieurs chaussés. Et le CCTP fixe les modalités des calculs, ainsi que les caractéristiques des véhicules à prendre en compte qui sont :

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

V.3.2.2. Largeur roulable, Largeur chargeable, nombre de voie, largeur d'une voie, classe de pont

- ❖ **Largeur roulable**

La largeur roulable l_r est définie comme la largeur comprise entre les deux dispositifs de bordures

- ❖ **Largeur chargeable**

  La largeur chargeable l_c se déduit de la largeur roulable, en enlevant les deux bandes de 0.5 m chacun.

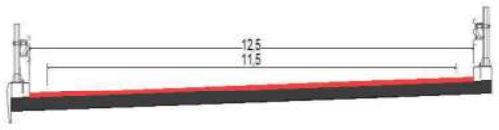
- ❖ **Nombre de voie et la largeur de voie**

Par convention, Les chaussées comportent un nombre de voie de circulation égal à la partie entière du quotient par 3 de leur largeur chargeable. Exprimée en mètres.

$\mathbf{N}=\frac{Lc}{3}$ **/ N_v=3**

Par convention, les voies de circulation d'une même chaussée on des largeurs égala quotient de la largeur chargeable par le nombre de voies

$L_v = L_c / n$ ⟶ L_v= 3.83 m



Nombre de voie :	3
Longueur de travée :	38
Longueur Totale :	420
Largeur Totale :	13.5
Largeur roulable l_r	12.5
Largeur chargeable l_c	11.5
$l_c = l_r - 0.5 \times 2 = 11.5m$	

Tableau V .3. Les Différentes largeurs et longueurs de la chaussée

❖ Classe de pont

Suivant l'importance de l'itinéraire, les ponts sont rangés en trois classes, les ponts de chaque classe étant calculés avec les mêmes charges. Ces classes sont définies simplement en fonction de la largeur roulable **L_r.**

Classe de pont	La Largeur roulable
1ère Classe	**$L_r \geq 7$**
2ème Classe	5,50 <**L_r**< 7
3ème Classe	**$L_r \leq$** 5,50

Tableau V .4.Les classes des ponts route

L_r=11.5 ≥ 7 m donc notre ouvrage est de **1ère classe.**

V.3.2.3. Système de charges A (L)

Le système **A** se compose d'une charge uniformément répartie dont l'intensité dépend de la longueur L chargée.

$\mathbf{A(l) = 2.30 + \frac{360}{L+12}}$, $\boldsymbol{A_1 = max\begin{cases} a1\ A(L) \\ 4 - 0.002L \end{cases}}$ **L:** La longueur chargée du tablier en (m).

- ✓ En fonction de la classe du pont et du nombre de voies chargées, la valeur **A(L)** est multipliée par les coefficients **a1** du **tableau 4.1-RCPR**.

- ✓ La charge **A1** Obtenue est multipliée par un coefficient **a2 = v0/v**, v étant la largeur d'une voie et, v_0 = 3.50 m. **tableau 4.2-RCPR**
- ✓ La charge **A2 = a2** x **A1** ainsi obtenue est appliquée uniformément sur toute la largeur de chacune des voies considérées.
  Les résultats sont résumés dans le tableau ci-dessous :

N des voies	L (m)	A(l) (kN/m2)	a_1	a_2	$A(l)xa_1xa_2$ (kN/m^2)	L_v (m)	A(l) (kN/ml)
1	38	9.50	1	0.91	8.67	3.83	33.25
2	38	9.50	1	0.91	8.67	7.67	66.50
3	38	9.50	0.9	0.91	7.81	11.50	89.78

Tableau V .5. Les valeurs de A (L) pour 3 voies

V.3.2.4. Système de charges B

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

- ✓ Le système B_c qui se compose de camions types (300 kN) ;
- ✓ Le système $B_t$se compose de groupes de 2 essieux dits «essieux tandems» ;
- ✓ Le système B_r se compose d'une roue isolée (10 kN).

➢ Système de charge Bc /Article 4.5.1 RCPR

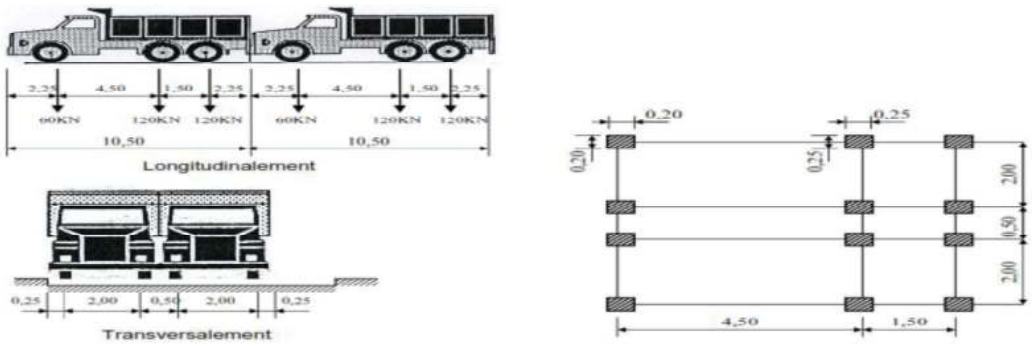


Figure V. 1.Système de chargement Bc

En fonction de la classe du pont, la valeur des charges du système **Bc** prise en compte est multipliée par le coefficient **bc**, donné par le **Tableau 4.3-RCPR**.

N° des voies	B_c (kN)	b_c	B_c x b_c (kN)
1	600	1.2	720
2	1200	1.1	1320
3	1800	0.95	1710

Tableau V .6. Les valeurs de B_C

➢ Système de charge Br/ Article 4.5.2 RCPR

Le rectangle d'impact de la roue **Br**, disposé normalement à l'axe longitudinal de la chaussée, peut être déplacé n'importe où sur la largeur roulable.

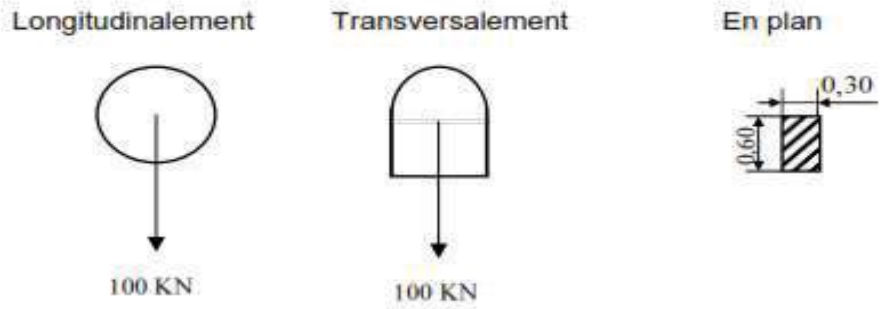


Figure V.2.Système de chargement Br

- **Système de charge Bt/ Article 4.5.3 RCPR**

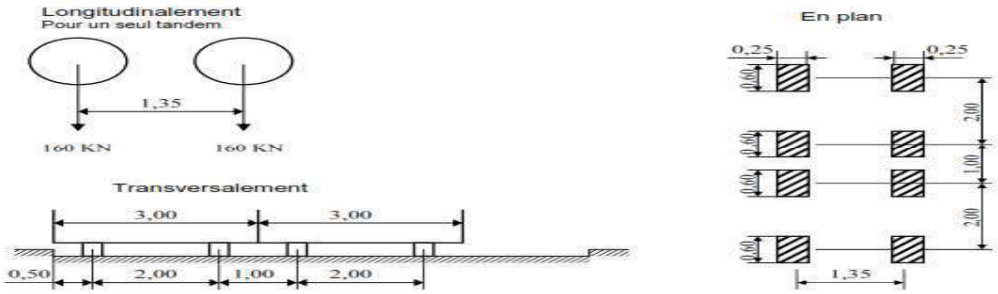


Figure V.3.Système de chargement B_t

En fonction de la classe du pont, la valeur des charges du système **Bt** prise en compte est multipliée par le coefficient **bt =1,20**.

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

Tableau V .7. Les valeurs de B_C

V.3.2.5.Coefficient de majoration dynamique

Les charges du système **B** sont multipliées par un coefficient de majoration dynamique suivant :

$$\delta = 1 + \frac{0.6}{1+4\frac{G}{S}} + \frac{0.4}{1+0.2L} \text{ Avec } \begin{cases} \mathbf{L}: \text{ représente la longueur de l'élément exprimée en mètres} \\ \mathbf{G}: \text{ sa charge permanente} \\ \mathbf{S}: \text{ sa charge B maximale} \end{cases}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau ci-dessous

Système de charg	L (m)	G (kN)	S (kN)	δ
B_c	38	11418.9	1710	**1.068**
B_t			768	**1.056**
Br			100	**1.048**

Tableau V.8.Les valeurs de δ.

V.3.2.6.Effort de freinage

- **Système de charge Bc**

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

- **Système de charge A**

L'effort de freinage de système A est donnes par : $F = \frac{A.S}{20+0.0035.S}(KN)$

N des voies	S (m^2)	A(l) (kN/m^2)	F (kN)
1	145.67	8.67	61.60
2	291.33	8.67	120.22
3	437.00	7.81	158.45

Tableau V.9.Les valeurs de L'effort de freinage

V.3.2.7.Charge militaire Mc120

Les ponts doivent être calculés d'une manière à supporter les véhicules militaires du type Mc120 susceptibles dans certains cas d'être plus défavorables que les charges A et B.

Le système **Mc 120** est multiplié par le coefficient **δ,** qui est égal **1.061.**

Q_{MC120} = 1100x 1.061= 1167.1 KN /

Soit par (ml) de chenille **Q_{MC120} = 1167.1/6.10 = 191.328 (KN/ml)**

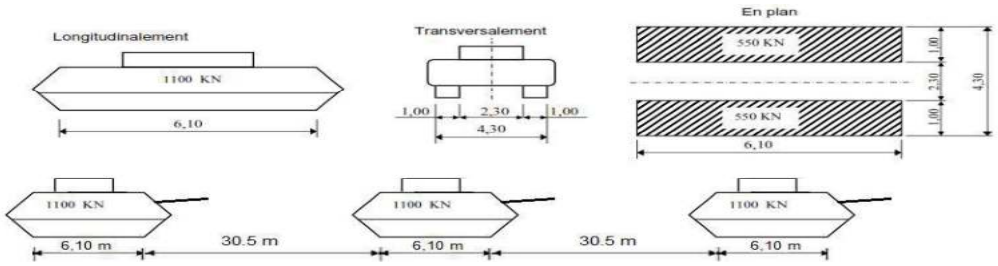


Figure V.4.Système de chargement Mc120

V.3.2.8.Convois exceptionnel D240

Le convoi **D240** est supposé circuler seul quel que soit la largeur et la longueur de pont Dans de sens transversal, son axe longitudinal est réputé situé a 3.50 m du bord de la largeur chargeable Ce type de convoi est à prendre seul (exclusif de toutes les autres charges). Cette surcharge n'est pas majorée par un coefficient dynamique **δ.**

$$\mathbf{QD240} = \frac{\mathbf{2400}}{\mathbf{18.6}} = \mathbf{129.03}\ \boldsymbol{KN/ml}$$

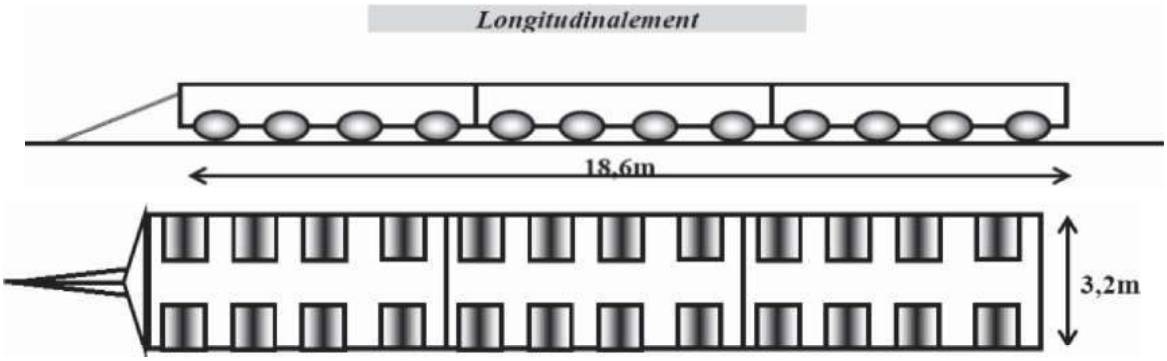


Figure V.5.Système de chargement D240

V.4.Evaluation des sollicitations longitudinales

V.4.1.Utilisation des lignes d'influences

La ligne d'influence des moments fléchissant en un point donné d'une poutre est une courbe qui représente la variation du moment fléchissant en ce point quand une force égale à l'unité se déplacé sur la poutre.

Pour trouver le moment, on multiplier les ordonnées des lignes d'influences par la

Force P dans le cas ou cette force concentrée, si elle est répartie uniformément à ce moment la on multiplie par l'aire de la ligne d'influence se trouvant sous cette charge.

V.4.2. Théorème de barrée

Cette méthode utilisée dans le cas où il y a les charges mobiles pour déterminer la section la Plus sollicitée de la poutre.

Le moment fléchissant est maximum ou droit d'un essieu de telle façon que cette essieu est la résultante de convoi de trouvant symétriquement par rapport à l'axe de la poutre.

V.4.3.Calcul des moments longitudinaux

V.4.3.1 Poids propre

$M_0(x) = R_a x - Qx^2/2.$

$T(x) = R_a - Q\,x.$

Q=37.5625 KN/ml

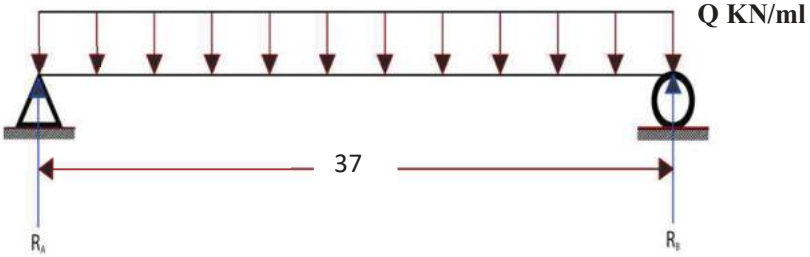


Figure V.6. Charge du poids propre sur la poutre.

Sections $x(m)$	M (KN.m)	T (KN)	R (KN)
0.00L	0	694.9063	694.9063
0.25L	4821	347.453	-
0.50L	6427.9	0	-

Tableau V.10. Moments et efforts tranchants dus au poids propre.

V.4.3.2. Surcharge A(l)

Dans le cas des surcharges on ne peut plus utiliser la méthode des sections, ce qui nous amène à utiliser les lignes d'influence.

L'expression de la ligne d'influence est la suivante : $\boldsymbol{\eta_M = x\,(1-\frac{x}{L})}$

Le moment sera la surface de la ligne d'influence multiplié par la charge A(l) sous la formule suivante :

$$\mathbf{M = A(l).\Omega}$$

avec $\boldsymbol{\Omega}$ est la surface des lignes d'influence, tant que :

$$\Omega = \frac{x^2}{2}\,(1-\frac{x}{L})$$

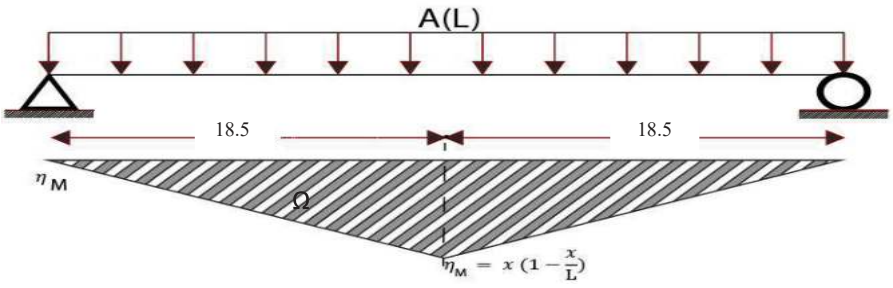


Figure V.7. Cas de la charge A.

N bre de voies chargées	A(l)(KN/m)	Ω (m^2)	M (KN.m)		M_0 (KN.m)
1	33.25	171.125	$M = A(l).\Omega$	5690	711.25
2	66.50	171.125		11380	1422.5
3	89.78	171.125		15363.603	1920.45

Tableau V.11. Les moments dus à la surcharge A.

V.4.3.3.Système B_C :

Le camion considéré dans les calculs est de 30 tonnes.

Calcul de la réaction maximum :

R=1/37[(12x 37)+(12 x 35.5)+(6x 31)+(12 x 26.5)+(12 x25)+(6x 20.5)]= 48.568 t

R =485.68 KN

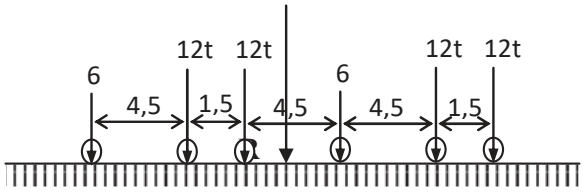


Figure V.8. Disposition des charges du système Bc.

Position de la résultante (R) du convoi R= 60 t.

- **Le premier cas :** La résultante se trouve à droite de l'axe de la poutre :

La résultante du convoi **R = 60 t.**

$\sum M/_O = 0$

$$\Rightarrow 12 \times 4.5 + 12 \times 6 + 6 \times 10.5 + 12 \times 15 + 12 \times 16.5 = R \times x = 567t.m$$

$R = \Sigma\, Pi = 60t$; Donc $X = \frac{567}{60} = 9.45m$ implique que $a = 1.725m$

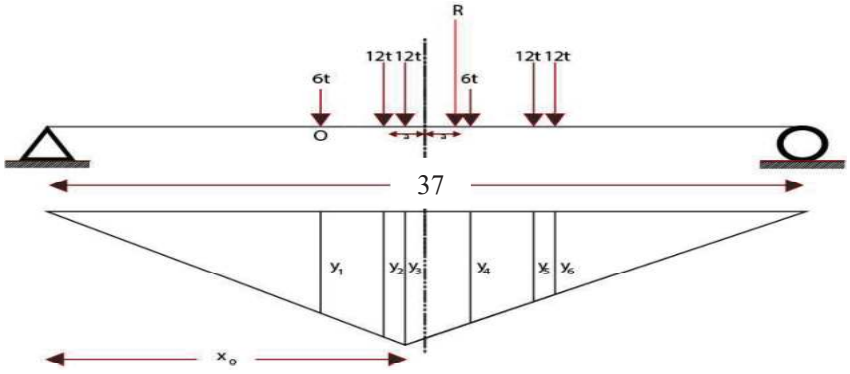


Figure V.9. Premier cas de la charge B_c.

Pour calculer l'ordonnées On utilise l'équation de la déformée :

$Y_3 = x_0 . (L-x_0) / L$ x_0 =18.5- 1.725 = 16.775 m

=>Y_3=16.775 x(37-16.775)/37

Y_3 = 9.17 m

Et pour le reste des ordonnées on utilise le théorème de T'hales et on obtient le tableau suivant :

X_i	10.775	15.275	16.775	21.275	25.775	27.275
y_i	5.9	8.35	9.17	8.6	6.136	5.316

Tableau V.12. Ordonnées du premier cas de la charge B_c.

Et finalement on calcule le moment avec la relation$M = \sum P_i \times Y_i = 434.664t.m.$

- **Le deuxième cas :**

$x = 9.45\ m$ Donc :$a = 1.725m$

Et : $x_0 = 16.275\ m$ et $y_4 = 8.6\ m$

La même méthode utilisée dans le cas précédent et le moment est de$396{,}408t.m.$

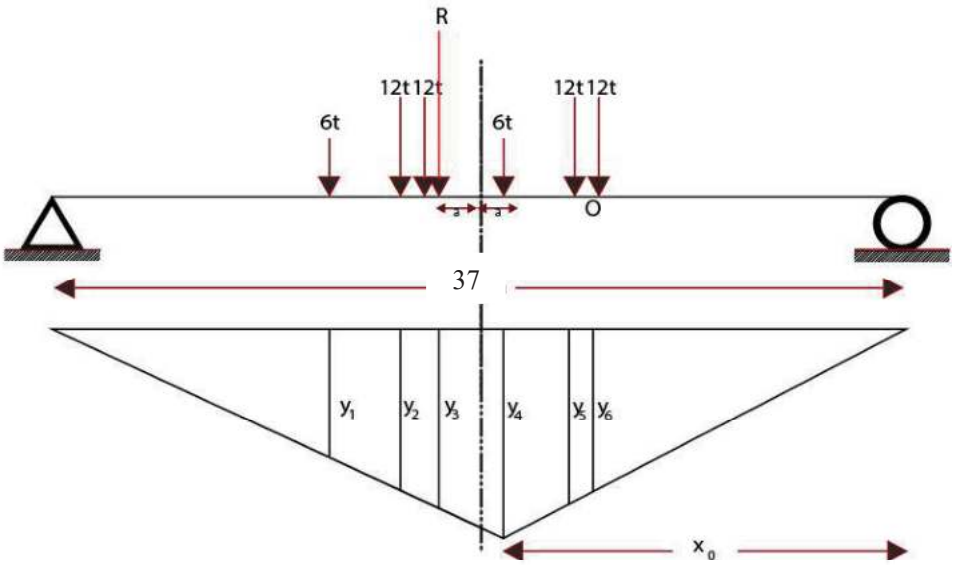


Figure V.10. Deuxième cas de la charge B_c.

Donc le cas le plus défavorable est le premier cas :

N° de vois chargée	Essieu	P(t)	M (t.m)	M_0= M/8	
				(t.m)	(KN.m)
1	E.AV	7,687	557.05	69.63125	696.3125
	E.AR	15,38			
2	E.AV	14,10	1021.46	127.6825	1276.825
	E.AR	28,20			
3	E.AV	18,26	1322.827	165.3533	1653.533
	E.AR	36,52			

Tableau V.13. Moment fléchissant Dus au Surcharge (B c) pour x = L / 2

V.4.3.4.Système Bt

Dans ce cas la résultante R est positionnée dans un seul coté par rapport l'axe de symétrie de la poutre. La même procédure de calcul (**théorème de barrée).**

a = 1,35/2 = 0,3375

Y_1= 18.1625 x 18.8375/37

Y_1=9.25

Y_2=9.08

$\sum Y_i = Y_1 + Y_2$=18.33

Nombre de tandem	P	M (t.m)	M_0= M/8	M_0(KN.m)
1	20.2752	371.65	46.455	464.55
2	40.5504	743.288	92.91	929.1

Tableau V.14. Moments dus aux charges de tandem.

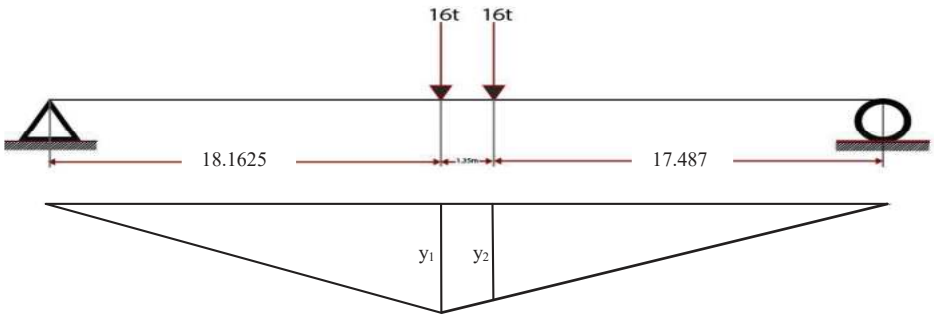


Figure V.11.Charges du sous-systèmeB_t.

V.4.3.5. Système militaire M $_c$ 120

Dans ce cas la charge est considérée comme une charge uniformément répartie.

Le poids à considérer est de 1100 KN.

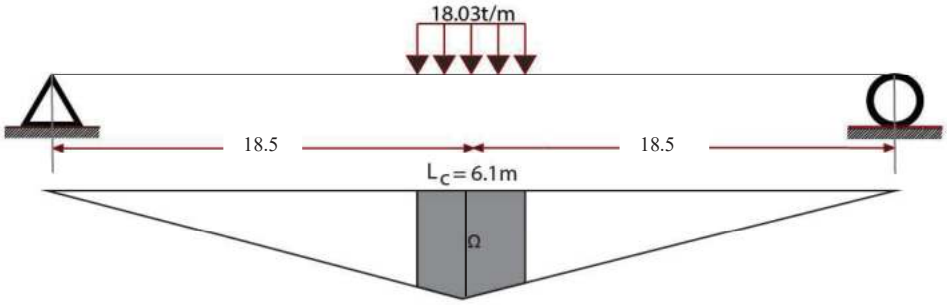


Figure V.12.Système Mc120.

S=1100 KN δ**=1.061** $Y_{1/2}= 18.5^2/37 =9.25$

La charge (t/m)	Surface (S)	M (t.m)	M_0 (t.m)	M_0 (KN.m)
19.1328	51.774	990.582	123.83	1238.3

Tableau V.15.Moment fléchissant Dus au Surcharge (M $_c$ 120) pour x = L / 2

V.4.3.6.Surcharge D240

Avec le même principe qu'on a utilisé dans la charge Mc120 on calcule le moment engendré par le système D240 dans différentes sections.

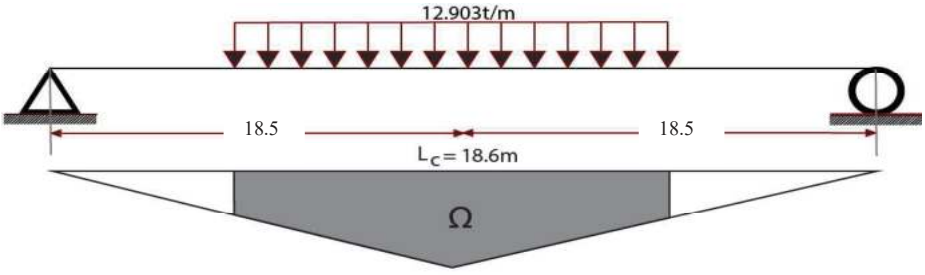


Figure V.13. Charges du système D240.

$Y_{1/2}$=9.25

Les résultats des différentes sections sont dans le tableau suivant :

La charge (t/m)	Surface (S)	M (t.m)	M_0 (t.m)	M_0 (KN.m)
12.903	128.805	1662	207.75	2077.5

Tableau .V.16. Moment fléchissant Dus au Surcharge (D $_{240}$) pour x = L / 2

V.4.4.7.Récapitulation des résultats

Pour les résultats trouvés des moments on a le tableau suivant :

Les charges		Surcharges (t/m)		Moments (KN.m)	M_0 (KN.m)	M_0 (t.m)
Surcharge A(L)	**1 voie**	33.25		5690	711.25	71.125
	2 voies	66.50		11380	1422.5	142.25
	3 voies	89.78		15363.603	1920.45	192.045
Surcharge Bc	**1 voie**	E.AV	7.687	5570.5	696.3125	69.63125
		E.AR	15.38			
	2 voies	E.AV	14,10	10214.6	1276.825	127.6825
		E.AR	28,20			
	3 voies	E.AV	18,26	13228.27	1653.533	165.3533
		E.AR	36,52			
Surcharge Bt	**1 tandem**	20.2752		3716.5	464.55	46.455
	2 tandems	40.5504		7432.88	929.1	92.91
convoi	**Mc120**	19, 1328		9905.82	1238.3	123.83
	D240	12,903		16220	2077.5	207.75

Tableau V.17. Moment fléchissant dus aux surcharges pour x = l/2

V.4.4.Calcul des efforts tranchants longitudinaux pour x = 0 L

V.4.4.1 Surcharge A(L)

L'effort tranchant est défini par : $\mathbf{T = A(l) \times \Omega}$

a x=0 on a a=L donc $\mathbf{\Omega = 18.5}$

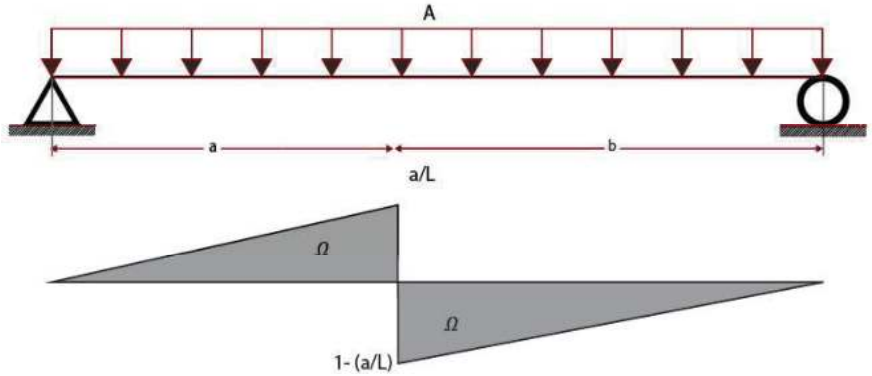


Figure V.14. Cas de la charge A(l).

N bre de voies chargées	A(l)	Ω (m^2)	T (KN)		T_0 (KN)
1	33.25	18.5	$T = A(l).\Omega$	615.125	76.89
2	66.50	18.5		1230.25	153.78
3	89.78	18.5		1660.93	207.6163

Tableau .V.18.L'effort tranchant dû à la surcharge A (l) pour x = 0

V.4.4.2. Surcharge B_C

Pour calculer l'effort tranchant on a :

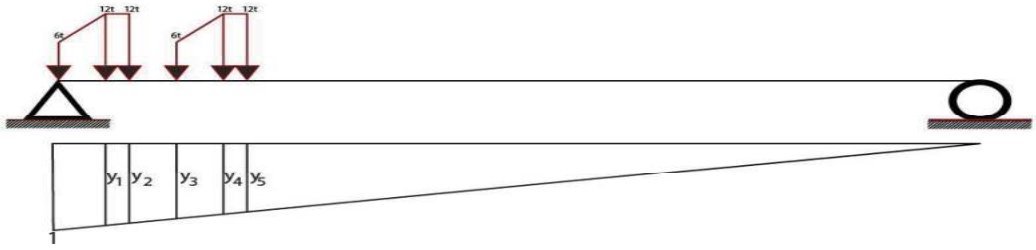


Figure V.15. Cas de surcharge Bc

$$T = \sum P_i \times Y_i$$

Pour $\boldsymbol{x = 0}$ et en utilisant les triangles semblables avec la méthode de T'hales, on trouve les résultats des ordonnées$\boldsymbol{y_i}$, les résultats présentés dans le tableau suivantes.

y_0	y_1	y_3	y_4	y_5	y_6
1	0.986	0.905	0.763	0.743	0.622
$12t$	$12t$	$6t$	$12t$	$12t$	$6t$

Tableau V.19. Les ordonnées y_i.

N bre de voies chargées	b c	T (t)		T_0 (t)	T_0 (KN)
1	1.2	1 x 1, 2 0 x 1, 068 x 51.066	65.446	8.18077	81.8077
2	1.1	2 x 1,10 x 1, 068 x51.066	119.985	14.998	149.98
3	0.95	3 x 0, 95 x 1, 068 x 51.066	155.435	19.433	194.33

Tableau V.20. Efforts tranchants dus à B_c.

V.4.4.3. Surcharge B_t

De la même façon que précédemment, on calcule l'effort tranchant induit a x=0.

N bre de voies chargées	b t	T (t)		T0 (t)	T0 (KN)
1	1.20	1 x 1, 2 0 x 1, 056x 31.432	39.83	4.979	49.79
2-3		2 x 1,20 x 1, 056 x31.432	79.6613	9.958	99.58

Tableau V.21. Efforts tranchants dus à B_t.

V.4.4.4. Surcharge Mc120

Pour calculer l'effort tranchant de la surcharge Mc120, on a :

$$T = q \times \Omega \times \delta$$

avec : $\delta_{Mc120} = 1.061$ et : $q = \frac{110}{6.1} = 18.033 t/ml$ $\Omega = 6.276$

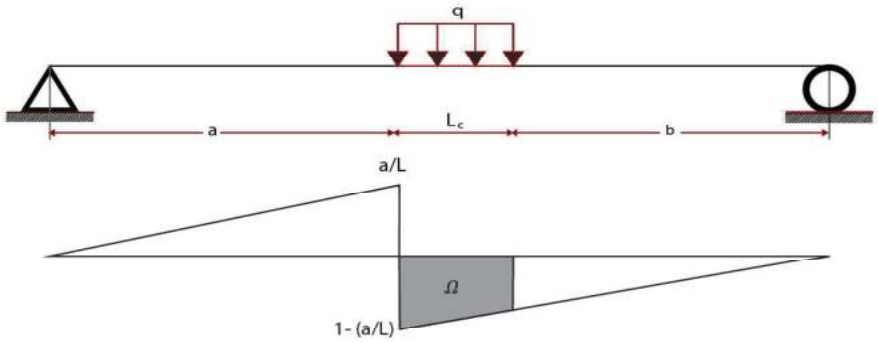


Figure V.16. Charges du système Mc120.

T (t)		T0 (t)	T0 (KN)
1,061x 101.2	113.175	14.14688	141.468

Tableau V.22.L'effort tranchant dû à la surcharge Mc120 pour x = 0

V.4.4.5.Surcharge D240

De la même façon que précédemment, on calcule l'effort tranchant induit a x=0.

$q = \frac{240}{Lc} = 12.903\ t/ml$; Avec : $L_C = 18.6m$ $\Omega = 11.575 m^2$

T (t)	T0 (t)	T0 (KN)
149.3522	18.67	186.7

Tableau V.23. Efforts tranchants dus à la charge D240.

V.4.4.6.Récapitulation des résultats

Les charges		Pour x = 0			
		T (t)	T_0 (t)	T (KN)	T_0 (KN)
Surcharge A(L)	1 voie	61.5125	7.689	615.125	76.89
	2 voies	123.025	15.378	1230.25	153.78
	3 voies	166.093	20.76163	1660.93	207.6163
Surcharge B_c	1 voie	65.446	8.18077	654.46	81.8077
	2 voies	119.985	14.998	1199.85	149.98
	3 voies	155.435	19.433	1554.35	194.33
Surcharge B_t	1 tandem	39.83	4.979	398.3	49.79
	2 tandems	79.6613	9.958	796.613	99.58
convoi	$M_{c\,120}$	113.175	14.1468	1131.75	141.468
	D_{240}	149.3522	18.67	1493.522	186.7

Tableau V.24..Récapitulatif des efforts tranchants dus aux surcharges

V.5.Répartition transversale des efforts

La méthode de Guyon Massonnet reste l'une des plus simples et la plus utilisée, cette méthode consiste en le calcul d'un tablier constitué par un réseau de poutres.

Elle consiste à transformer la structure réelle composée d'une dalle et d'un réseau de poutres en une dalle d'épaisseur constante, cette dalle présente la même rigidité que le système initial.

Elle donne des résultats satisfaisants par rapport aux autres méthodes, car la rigidité transversale du tablier cependant c'est l'hourdis qui assure cette répartition.

V.5.1. Détermination des paramètres de calcul

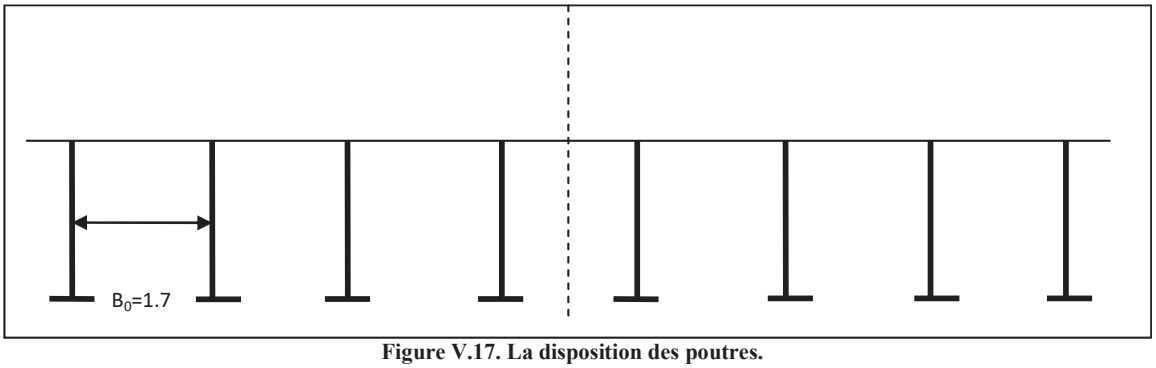


Figure V.17. La disposition des poutres.

Le pont étant constitué de 8 poutres espacées de 1.7m entre axe des poutres donc la largeur active du pont $2\times b=5\times b_0+1.6 = 13.5$ **b**=6.75m

V.5.1.1.Détermination des coefficients

tous ces coefficients dépendent de deux paramètres essentiels

- **Paramètre d'entretoisement**

$$\theta = \frac{b}{L}\sqrt[4]{\frac{\rho_p}{\rho_e}}$$

- **Paramètre de torsion**

$$\alpha = \frac{\gamma_p + \gamma_e}{2\sqrt{\rho_p \times \rho_e}} \qquad 0 \le \alpha \le 1$$

avec :

b : demi largeur de la dalle

l : portée de la travée

ρ_p : rigidité flexionnelle des poutres par unité de longueur $\rho_p = \frac{B_P}{b_1} = \frac{E \times I_P}{b_1}$

I_o : Moment d'inertie de la section d'about $I_p = I_0 + (I_m - I_0) \times \frac{8}{3\pi}$

I_m : Moment d'inertie de la section médiane

ρ_e : rigidité flexionnelle des entretoises par unité de longueur

Not : comme il n'y a pas d'entretoise, la dalle va jouer ce rôle, l'espacement fictif de ces entretoises est donc l=1m qu'on prendra pour le calcul de I_e rigidité flexionnelle de la dalle

$$\gamma_p = \frac{C_p}{b_1} \qquad \gamma_D = \frac{C_D}{l_1} \qquad C_p = \frac{G}{3}\left[\sum b_i h_i^3 + \frac{h_0 d^3}{2}\right] \text{ et } G = \frac{E}{2(1+\nu)}$$

ν : étant le coefficient de poisson

E : module de déformation longitudinal du béton

G : module de déformation transversal du béton

V.5.1.2 .Application Numériques

$$I_p = I_0 + (I_m - I_0) \times \frac{8}{3\pi} \longrightarrow I_P = 0.48+(0.3958-0.48)\times 0.85 \,/\, I_P = 0.40843 m^4$$

$$\rho_p = \frac{E \times Ip}{b_1} = \frac{E \times}{1.70} = 0.24253E$$

❖ rigidité flexionnelle de la dalle

$$I_E = \frac{Ld^3}{12} = \frac{1\times 0.25^3}{12} = 0.00130208 \ m^4$$

$$\rho_E = \frac{E \times I}{l_1} = \frac{E \times 0.00130208}{1} = \mathbf{0.00130208E}$$

❖ Paramètre d'entretoisement

$$\theta = \frac{b}{L}\sqrt[4]{\frac{\rho_p}{\rho_e}} \longrightarrow \theta = \frac{6.75}{38}\sqrt[4]{\frac{0.24253E}{0.00130208E}} \longrightarrow \boxed{\theta = 0.6562}$$

❖ Détermination des paramètres de la poutre équivalente

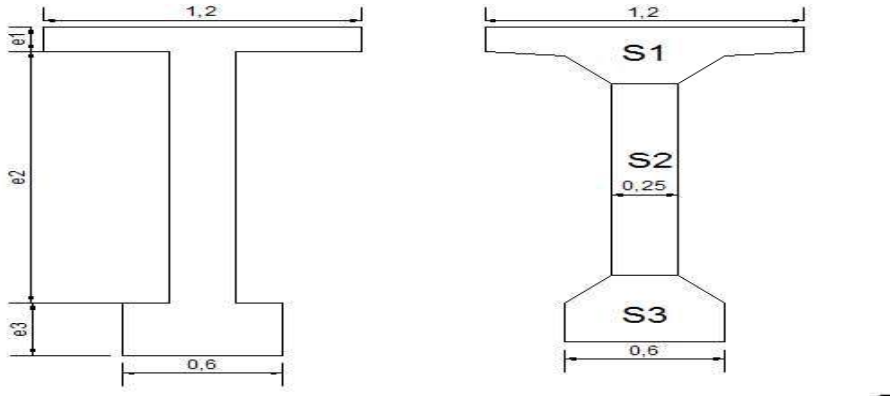


Figure V.18. Dimensionnement d'un Section équivalent à la Section médiane

$S_1 =$ **2543.75 cm²** ; $b_1 =$ **120 cm** ; $e_1 = \frac{S1}{120} = \frac{2543.75}{120} = 21.2$cm

$S_2 =$ **3125.00 cm²** ; $b_2 =$ **25 cm** ; $e_2 = \frac{S2}{25} = \frac{3125}{25} = 125$ cm

$S_3 =$ **2243.75 cm²** ; $b_3 =$ **60 cm** ; $e_3 = \frac{S3}{60} = \frac{2243.75}{60} = 37.4$cm

donc nous avons la rigidité comme suite

$$C_p = \frac{G}{3}\left[\sum b_i h_i^3 + \frac{h_0 d^3}{2}\right]$$

$$Cp = \frac{G}{3}\left(\frac{1.70 \times 0.25^3}{2} + 1.2 \times 0.212^3 + 1.25 \times 0.25^3 + 0.6 \times 0.374^3\right)$$

$$Cp = \frac{G}{3}(0.025211476) \longrightarrow Cp = 0.008404G \longrightarrow Cp = 0.0035016E$$

- **la rigidité pour la dalle**

$C_E = C_D = 2GI_E$ avec I_E inertie de la dalle

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \qquad G = \frac{E}{2(1+0.2)} = \frac{E}{2.4}$$

$$I_E = \frac{Ld^3}{12} = \frac{1 \times 0.25^3}{12} = 0.00130208 \quad m^4$$

$$C_E = C_D = 2\frac{EI_E}{2.4} = 0.00108507E$$

- **Rigidité de la poutre dans le sens longitudinal**

$$\gamma_p = \frac{C_p}{b_1} = \frac{0.0035016E}{1.7} = 0.00206E$$

- **Rigidité de la dalle dans le sens longitudinal**

$$\gamma_E = \frac{C_E}{l_1} = \frac{0.00108507}{1} = 0.00108507E$$

- **paramètre d'entretoisement**

$$\alpha = \frac{\gamma_p + \gamma_e}{2\sqrt{\rho_p \times \rho_e}} \qquad 0 \le \alpha \le 1 \qquad \alpha = 0.0885$$

V.5.2. Détermination du coefficient longitudinal K_α

Si $0 \le \theta \le 0.1$ $K\alpha = K0 + (K1 - K0)\alpha^{0.05}$

Si $0.1 < \theta \le 1$ $K\alpha = K0 + (K1 - K0)\alpha^{(1-\exp((0.065-\theta)/0.665))}$

Si $\theta > 1$ $K\alpha = K0 + (K1 - K0)\alpha^{0.5}$

c'est notre cas ou θ = 0.6562

donc on utilise cette formule : Kα=K0+(K1-K0)0.24

K0 : valeur de K correspondant a α = 0

K1 : valeur de K correspondant a α = 1

K0									
Θ= 0.6562	**α=0**								
e / **Y**	**-b**	**-3b/4**	**-b/2**	**-b/4**	**0,00000**	**b/4**	**b/2**	**3b/4**	**b**
0,00000	0,1776	0,6223	1,0524	1,4121	1,5752	1,4121	1,0524	0,6223	0,1776
b/4	-0,2731	0,1624	0,6014	1,0347	1,4121	1,6143	1,5180	1,2565	0,9520
b/2	-0,5207	-0,1690	0,1974	0,6014	1,0524	1,5180	1,8946	2,0666	2,1547
3b/4	-0,6691	-0,4303	-0,1690	0,1624	0,6223	1,2565	2,0666	2,9669	3,8208
b	-0,7883	-0,6691	-0,5207	-0,2731	0,1776	0,9520	2,1547	3,8208	5,8338

Tableau V.25. Coefficients longitudinaux pour α=0 et θ calculés.

K1									
Θ= 0.6562	**α=1**								
e / **Y**	**-b**	**-3b/4**	**-b/2**	**-b/4**	**0,00000**	**b/4**	**b/2**	**3b/4**	b
0,00000	0,7485	0,8588	0,9965	1,1468	1,2310	1,1468	0,9965	0,8588	0,7485
b/4	0,5289	0,6330	0,7702	0,9493	1,1468	1,2818	1,2516	1,1561	1,0648
b/2	0,3823	0,4734	0,5966	0,7702	0,9965	1,2516	1,4559	1,5073	1,5005
3b/4	0,2860	0,3648	0,4734	0,6330	0,8588	1,1561	1,5073	1,8418	2,0659
b	0,2171	0,2860	0,3823	0,5289	0,7485	1,0648	1,5005	2,0659	2,7342

Tableau V.26. Coefficients longitudinaux pour α=1 et θ calculés.

Kα									
Θ= 0.6562	**α=0.0885**								
e / **Y**	**-b**	**-3b/4**	**-b/2**	**-b/4**	**0,00000**	**b/4**	**b/2**	**3b/4**	**B**
0,00000	0,3146	0,6791	1,0390	1,3484	1,4926	1,3484	1,0390	0,6791	0,3146
b/4	-0,0806	0,2753	0,6419	1,0142	1,3484	1,5345	1,4541	1,2324	0,9791
b/2	-0,3040	-0,0148	0,2932	0,6419	1,0390	1,4541	1,7893	1,9324	1,9977
3b/4	-0,4399	-0,2395	-0,0148	0,2753	0,6791	1,2324	1,9324	2,6969	3,3996
b	-0,5470	-0,4399	-0,3040	-0,0806	0,3146	0,9791	1.9977	3.3996	5.0889

Tableau V.27. Coefficients longitudinaux pour α et θ calculés.

Kα									
Θ= 0.6562	**α=0.0885**								
e / **Y**	**-b**	**-3b/4**	**-b/2**	**-b/4**	**0,00000**	**b/4**	**b/2**	**3b/4**	**B**
Poutre1	0,3115	0,6723	1,0286	1,3349	1,4777	1,4833	1,1429	0,7470	0,3461
Poutre2	-0,1264	0,2159	0,5705	0,9379	1,2850	1,5180	1,5228	1,3758	1,1878
Poutre3	-0,3597	-0,1069	0,1669	0,4916	0,8914	1,3632	1,8480	2,2458	2,5724
Poutre4	-0,4613	-0,3627	-0,1926	0,0565	0,4550	1,0766	1,9725	2,8374	3,7377

Tableau V.28. Coefficients longitudinaux de chaque poutre

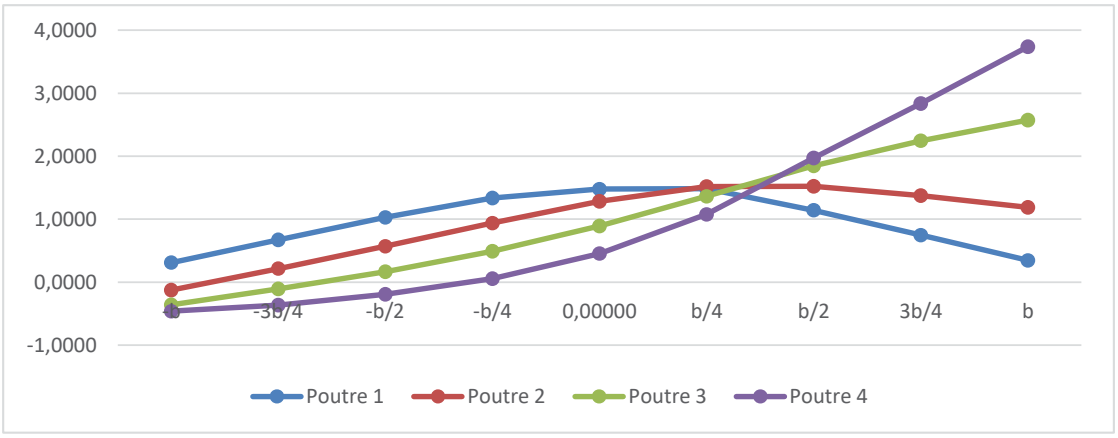


Figure V.19. Les lignes d'influence de chaque poutre

V.5.3. Détermination du coefficient de répartition transversale moyenne $K_{\alpha moy}$

Le coefficient $K_{\alpha moy}$ dépend du type de chargement, tel que :

❖ **Cas d'un chargement concentré (bc et bt)**

$$K_{\alpha moy} = \frac{\sum P_i y_i}{\sum P_i}$$

Cas d'un chargement uniformément reparti (AL ,Mc120 ,D240)

$$K_{\alpha moy} = \frac{\Omega}{l_D}$$

Avec :

Ω : la surface d'influence déterminée par la méthode de trapèze.

l_D : est la largeur chargeable.

V.5.4. Moments fléchissant engendrés sur chaque poutre

La formule du moment fléchissant est : $M_{Poutre_i}(x) = \frac{M(x)}{8} \times K_{\alpha moy}$

désignation		M_0 (KN.m)	Poutre 1		Poutre 2		Pouter 3		Pouter 4	
			$K_{\alpha\ moy}$	M réel (KN.m)	$K_{\alpha\ moy}$	M réel (KN.m)	$K_{\alpha\ moy}$	M réel (KN.m)	$K_{\alpha\ moy}$	M réel (KN.m)
A(L)	1 voie	711.25	0.85	604.562	1.48	1052.65	1.752	1246.11	1.96	1394.05
	2 voies	1422.5	1.025	1458.062	1.365	1941.71	1.301	1850.673	1.23	1749.675
	3 voies	1920.45	1.33	2554.199	1.267	2433.211	1.326	2542.676	0.72	1382.724
Bc	1 file	696.3125	0.6	417.787	1.25	870.39	2.25	1566.703	2.6	1810.4125
	2 files	1276.825	0.95	1212.983	1.325	1691.793	1.875	2394.047	2.05	2.358.8
	3 files	1653.533	1.1	1818.887	1.27	2099.988	1.467	2425.734	1.545	2554.71
Bt	1tand	464.55	0.75	348.41	1.4	650.37	2.15	998.7825	2.65	1231.0575
	2tand	929.1	1.05	975.566	1.425	1323.982	1.75	975.566	1.875	1742.081
convoie	Mc120	1238.3	1.203	1485.873	1.15	1423.962	1.05	1300.139	0.902	1114.405
	D240	2077.5	1.31	2433	1.15	2331.625	0.75	1622	0.501	1013.75

Tableau V.29. Le moment fléchissant longitudinal réel

V.5.5. Calcul de la répartition des efforts tranchants :

L'effort tranchant sera calculé pour la période en service ; le calcul des efforts tranchant sera calculé de la même méthode que celle utilisée pour le moment fléchissant.

Calcul de l'effort tranchant Tmax (qui revient à l'ensemble du tablier), puis Tmax (qui revient à chaque poutre).

V.5.5.1. Calcul de ε_α et ε'_α à partir des formules d'interpolation pour $0 < \alpha < 1$

Pour l'effort tranchant aux appuis x = 0.00 L et x =L.

$\varepsilon_0 = \varepsilon'_0$ Et $\varepsilon_1 \# \varepsilon'_1$ (ε'_1 à déterminer à partir des tableaux G – M)

Les Coefficient Ɛα, Ɛα' dé pend de Θ et α .pour la détermination de ces deux paramètre

Dans le tableau de Guyon- Massonnet sont données les Ɛ0, Ɛ1et Ɛ'1 qui correspond à α =0 et α =1

Pour Θ ne figurant pas dans les tableaux de Guyon - Massonnet on doit faire une interpolation.

La détermination des coefficients Ɛα se fait comme celle de Kα mais avec quelque spécification.

- **En section sur appui** : On utilisera Ɛα obtenue par interpolation entre Ɛ'0 et Ɛ' 1 avec Ɛ'0= Ɛ0 et Ɛ'1≠ Ɛ1.
- **En section courants** : On utilisera Ɛα obtenu par interpolation entre Ɛ0 et Ɛ1 l'interpolation se fera comme suite :

$\varepsilon_\alpha = \varepsilon_0 + (\varepsilon_1 - \varepsilon_0)$ **X α.** **Si** **|y| + |e|≤3b/4.**

$\varepsilon_\alpha = \varepsilon_0 + (\varepsilon_1 - \varepsilon_0)$ **X** $\sqrt{\alpha}$**.** **Si** **|y|+|e|>3b/4.**

L'effort tranchant max est sur les appuis pour X=0 ou X= L donc il suffira de remplacer Ɛ par Ɛ'.

- Calcul de **Ɛ'α moy** se fait à partir des lignes d'influence sous chargement
- Calcul de l'effort tranchant réelle par : **T=T0 x Ɛ' αmoy**

V.5.5.2. Application numériques

- **Détermination de εα et ε'α:**

D'après les tableaux de Massonnet pour **θ=6562 et α=0.0885**.on trouve par interpolation les tableaux suivants :

ε'0									
Θ= 0.6562	**α=0**								
e / **Y**	**-b**	**-3b/4**	**-b/2**	**-b/4**	**0,00000**	**b/4**	**b/2**	**3b/4**	**b**
0,00000	0,0229	0,0963	0,1676	0,2277	0,2552	0,2277	0,1676	0,0963	0,0229
b/4	-0,0236	0,0240	0,0949	0,1655	0,2277	0,2608	0,2041	0,1976	0,1450
b/2	-0,0822	-0,0271	0,0306	0,0949	0,1676	0,2431	0,3036	0,3285	0,3389
3b/4	-0,1026	-0,0667	-0,0271	0,0240	0,0963	0,1976	0,3285	0,4744	0,6118
b	-0,1184	-0,1026	-0,0822	-0,0461	0,0229	0,1450	0,3389	0,6118	0,9446

Tableau. V.30. ε_0 pour θ=0.6562

ε'1									
Θ= 0.6562	**α=1**								
e / **Y**	**-b**	**-3b/4**	**-b/2**	**-b/4**	**0,00000**	**b/4**	**b/2**	**3b/4**	**b**
0,00000	0,0589	0,0908	0,1376	0,2159	0,3496	0,2159	0,1376	0,0908	0,0589
b/4	0,0389	0,0588	0,0878	0,1362	0,2179	0,3556	0,2253	0,1478	0,0950
b/2	0,0293	0,0428	0,0622	0,0940	0,1468	0,2337	0,3757	0,2456	0,1573
3b/4	0,0277	0,0384	0,0536	0,3850	0,1162	0,1767	0,2699	0,4118	0,2632
b	0,0336	0,0443	0,0594	0,0826	0,1176	0,1685	0,2393	0,3321	0,4425

Tableau V.31. $\varepsilon_1$pour θ=0.6562

À partir des formules d'interpolation pour $0 < \alpha < 1$

Si on a $|y|+|e| \leq 3/4\ b$ donc la formule à utiliser pour l'interpolation sera

$$\varepsilon_\alpha=\varepsilon_0+(\varepsilon_1-\varepsilon_0)\ X\ \alpha$$

Sinon si $|y|+|e|>3/4b$ donc la formule à utiliser pour l'interpolation sera

$$\varepsilon_\alpha=\varepsilon_0+(\varepsilon_1-\varepsilon_0)\ X\ \sqrt{\alpha}$$

En vert dans le tableau de **ε'α**.

En concédèrent **α = 0.0885.**

ε'α									
Θ= 0.6562	α=0.0885								
e / Y	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0,00000	b/4	b/2	3b/4	b
0,00000	0,0337	0,0947	0,1586	0,2242	0,2835	0,2242	0,1586	0,0947	0,0337
b/4	-0,0049	0,0344	0,0928	0,1567	0,2248	0,2892	0,2105	0,1827	0,1300
b/2	-0,0488	-0,0061	0,0401	0,0946	0,1614	0,2403	0,3252	0,3036	0,2844
3b/4	-0,0635	-0,0352	-0,0029	0,0601	0,1023	0,1913	0,3109	0,4556	0,5072
b	-0,0728	-0,0585	-0,0397	-0,0332	0,0513	0,1521	0,3090	0,5279	0,7940

Tableau .V.32. ε'_1 pour θ=0.6562

Θ= 0.6562	α=0.0885								
e / Y	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0,00000	b/4	b/2	3b/4	b
Poutre1	0,0334	0,0937	0,1570	0,2219	0,2807	0,2466	0,1745	0,1041	0,0371
Poutre2	-0,0138	0,0261	0,0820	0,1440	0,2118	0,2792	0,2340	0,2074	0,1616
Poutre3	-0,0548	-0,0180	0,0225	0,0805	0,1371	0,2202	0,3194	0,3659	0,3758
Poutre4	-0,0654	-0,0495	-0,0255	0,0027	0,0709	0,1672	0,3098	0,4701	0,5646

Tableau. V.33. $\varepsilon_{0.0885}$ pour θ=0.6562

A partir le tableau ci-après ; on peut conclus les coefficients de répartition transversale de notre cas :

Θ= 0.6562	α=0.0885								
e / Y	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0,00000	b/4	b/2	3b/4	b
Poutre1	0,0334	0,0937	0,1570	0,2219	0,2807	0,2466	0,1745	0,1041	0,0371
Poutre2	-0,0138	0,0261	0,0820	0,1440	0,2118	0,2792	0,2340	0,2074	0,1616
Poutre3	-0,0548	-0,0180	0,0225	0,0805	0,1371	0,2202	0,3194	0,3659	0,3758
Poutre4	-0,0654	-0,0495	-0,0255	0,0027	0,0709	0,1672	0,3098	0,4701	0,5646

Tableau. V.34. $\varepsilon_{0.0885}$ pour θ=0.6562

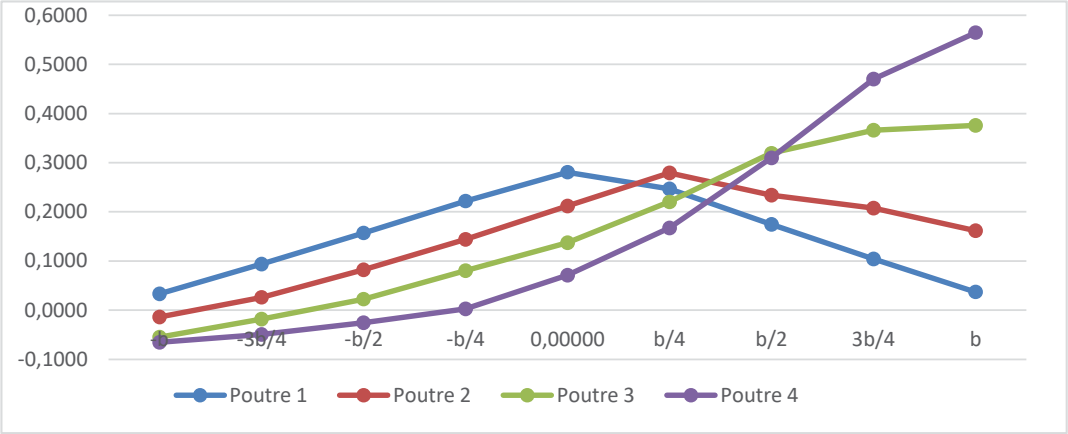


Figure V.20. Les lignes d'influence de chaque poutre ε'α moy

Une fois qu'on aura déterminé : εα moy. on passe à calculer les efforts tranchants réels T par la formule suivante : **T = ε'α moy × T0**

désignation		T (KN)	Poutre 1		Poutre 2		Pouter 3		Pouter 4	
			$\varepsilon'\alpha_{moy}$	T réel (KN)	$\varepsilon'\alpha_{moy}$	T réel (KN)	$\varepsilon'\alpha_{moy}$	T réel (KN)	$\varepsilon'\alpha_{moy}$	T réel (KN)
A(L)	1 voie	615.125	0.167	102.726	0.132	81.1965	0.121	74.43	0.156	95.9595
	2 voies	1230.25	0.186	228.826	0.1548	190.4427	0.102	125.4855	0.132	162.393
	3 voies	1660.93	0.17	282.37	0.1467	243.669	0.1533	254.631	0.1133	188.191
Bc	1 file	654.46	0.0821	53.73	0.196	128.274	0.331	216.626	0.346	226.44
	2 files	1199.85	0.102	122.3847	0.203	122.3847	0.209	2250.768	0.214	256.768
	3 files	1554.35	0.201	310.87	0.2133	331.077	0.1833	239.701	0.157	244.033
Bt	1tand	398.3	0.078	31.067	0.185	73.68	0.321	127.85	0.356	141.79
	2tand	796.613	0.0956	76.156	0.198	157.729	0.2009	239.701	0.225	179.238
convoie	Mc120	1131.75	0.197	222.955	0.1786	202.131	0.167	189.002	0.156	176.553
	D240	1493.522	0.245	216.561	0.21	313.64	0.2385	356.205	0.263	392.796

Tableau V.35. L'effort tranchant réel

Ainsi que les combinaisons de charge selon RCPR sont :

$$\text{ELU}\begin{cases} \text{Al} : 1.35G + 1.6(A(l)) \\ \text{Bc} : 1.35G + 1.6(B_C) \\ \text{Mc120} : 1.35G + 1.35\text{Mc120} \\ \text{D240} : 1.35G + 1.35\text{D240} \end{cases}$$

$$\text{ELS}\begin{cases} \text{Al} : G + 1.2(A(l)) \\ \text{Bc} : G + 1.2(B_C) \\ \text{Mc120} : G + \text{Mc120} \\ \text{D240} : G + \text{D240} \end{cases}$$

Combinaison		POUTRE1		POUTRE2		POUTRE3		POUTRE4	
		ELU	ELS	ELU	ELS	ELU	ELS	ELU	ELS
AL	M	12764.518	9493.039	12570.937	9347.853	12746.082	9479.212	10890.159	8087.269
	T	1390.042	1033.844	1328.12	987.402	1345.66	1000.558	1239.356	920.83
Bc	M	11588.019	8610.665	12037.781	8947.985	12558.974	9338.881	12765.335	9493.652
	T	938.250	1068.044	1443.103	1073.64	1394.11	1036.895	1328.703	987.84
Mc120	M	10683.729	7913.873	10600.148	7851.962	10432.987	7728.139	10182.246	7542.405
	T	1435.642	917.955	1211.126	897.131	1193.403	884.002	1176.597	871.553
D240	M	11962.350	8861	11825.494	8759.625	10867.500	8050	10046.363	7441.75
	T	1284.747	911.561	1361.663	1008.64	1419.127	1051.205	1468.525	1087.796

Tableau V.36. Combinaison de moment fléchissant Max pour chaque poutre a ELS et ELU.

D'après les résultats précédentes la poutre la plus sollicitée est la quatrième poutre (poutre de rive) dont les efforts maximaux ; selon les combinaisons ELS et ELU ; sont les suivants :

- À ELS(G+1.2Bc)
- À ELU (1,35G+1.6Bc) **pour le moment fléchissant**

et

- À ELS (G+ D_{240})
- À ELU (1,35G+1.35D_{240}) **pour l'effort tranchants**

V.6.MODELISATION ET EVALUATION DES EFFORTS

On va utiliser le logiciel AUTODESL ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS PROFISSIONAL 2014 pour effectuer la modélisation de notre ouvrage afin d'évaluer les efforts

V.6.1. MODELISATION DE L'OVRAGE

V.6.1.1 Modélisation des éléments de la structure

Etant donne que l'ouvrage et isostatique avec 11 travées indépendantes, on étudiera une seul travée (une dalle de 25 cm d'épaisseur avec 8 poutre).

V.6.1.2. Modélisation des charges et surcharges

V.6.1.2.1 Définition des charges

les charges appliquées sur modèle global de la structure sont :

- les charges permanentes
- les surcharges dictées par RCPR , appliquées soit comme des charges statique (AL) , soit comme des charges roulantes

V.6.1.2.2. Combinaison d'actions

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

Combinaison		Formule
ELU	CONB 1	1,35G + 1.6 AL1
	CONB 2	1,35G + 1.6 AL2
	CONB 3	1,35G + 1.6 AL3
	CONB 4	1,35G + 1.6 B_C1
	CONB 5	1,35G + 1.6 B_C2
	CONB 6	1,35G + 1.6 B_C3
	CONB 7	1,35G + 1.6 B_t1
	CONB 8	1,35G + 1.6 B_t2
	CONB 9	1,35G + 1.35 M_C120

	CONB 10	1,35G + 1.35D240
ELS	CONB 1	G + 1.2 AL1
	CONB 2	G + 1.2 AL2
	CONB 3	G + 1.2 AL3
	CONB 4	G + 1.2 B_C1
	CONB 5	G + 1.2 B_C2
	CONB 6	G + 1.2 B_C3
	CONB 7	G + 1.2 B_t1
	CONB 8	G + 1.2 B_t2
	CONB 9	G + M_C120
	CONB 10	G + D240

Tableau . V. 37. Combinaison des charges

V.6.1.2.3. Affectation des charges

- **RESULTATS**

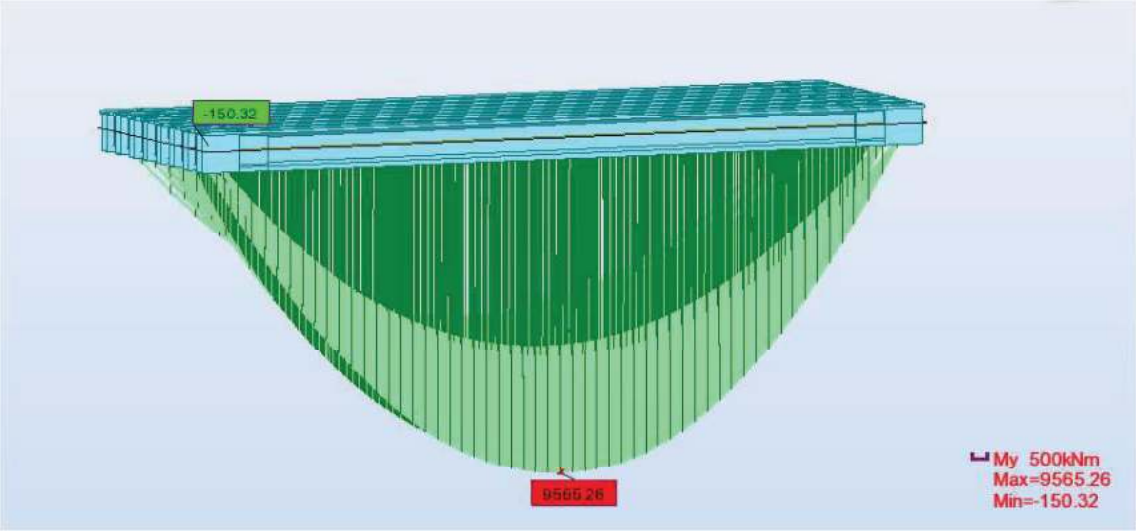


Figure V.21.Digramme de moment ma combinaison ELS

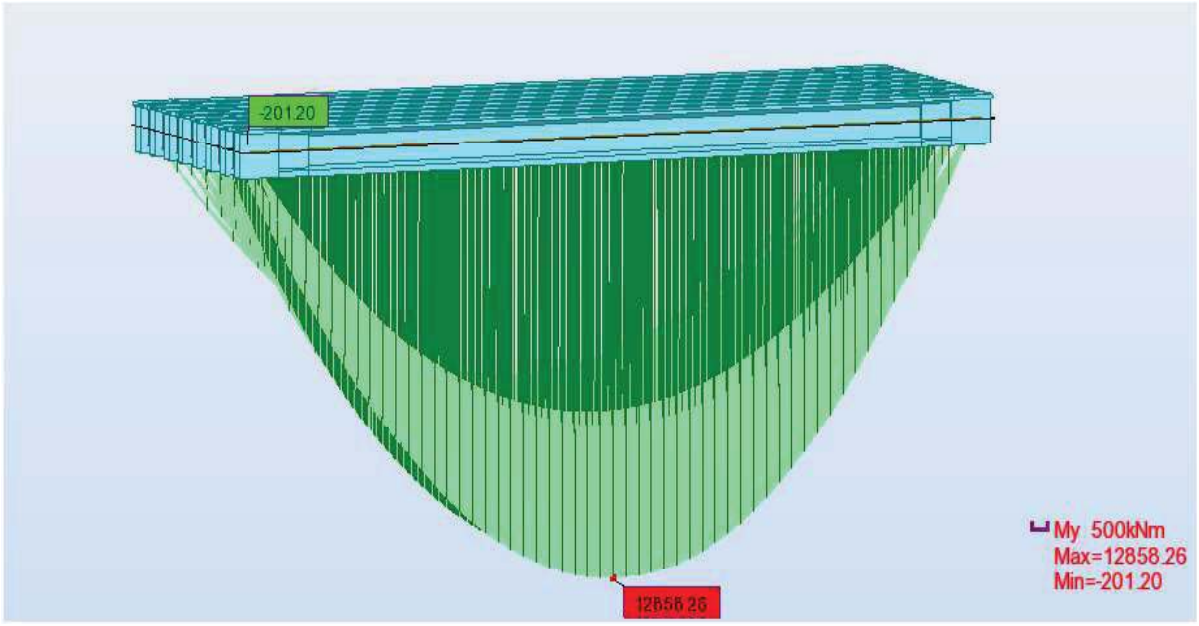


Figure V.22.Digramme de moment ma combinaison ELU

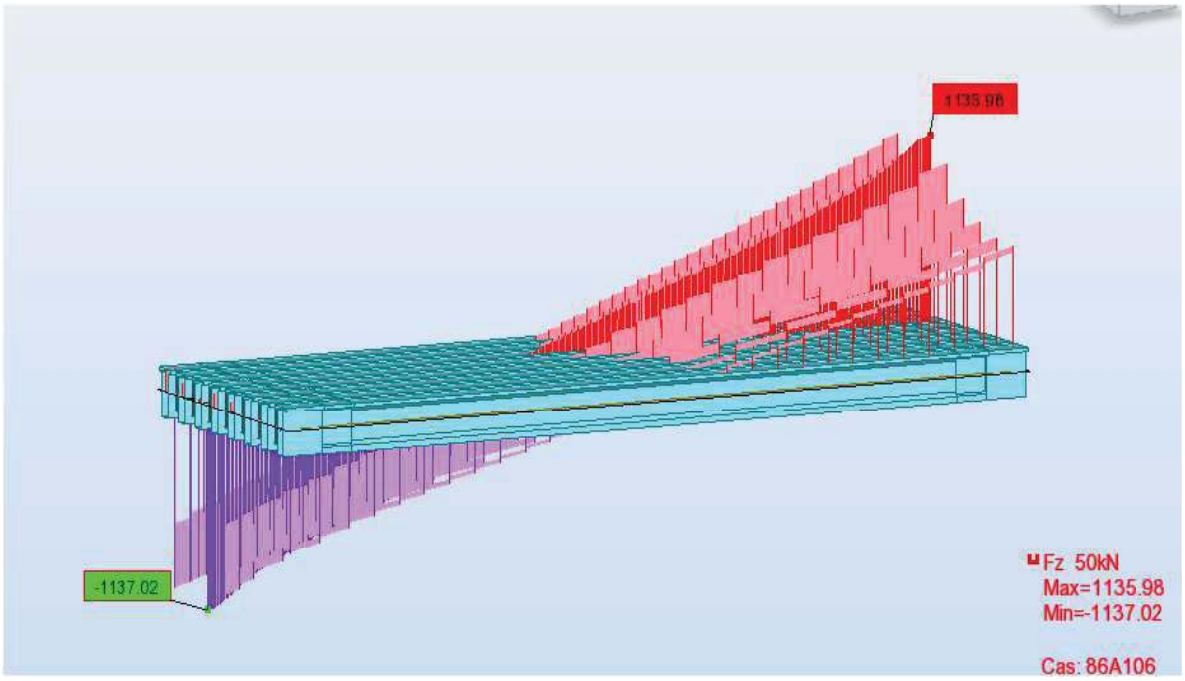


Figure V.23.Digramme d'effort tranchant max combinaison ELS

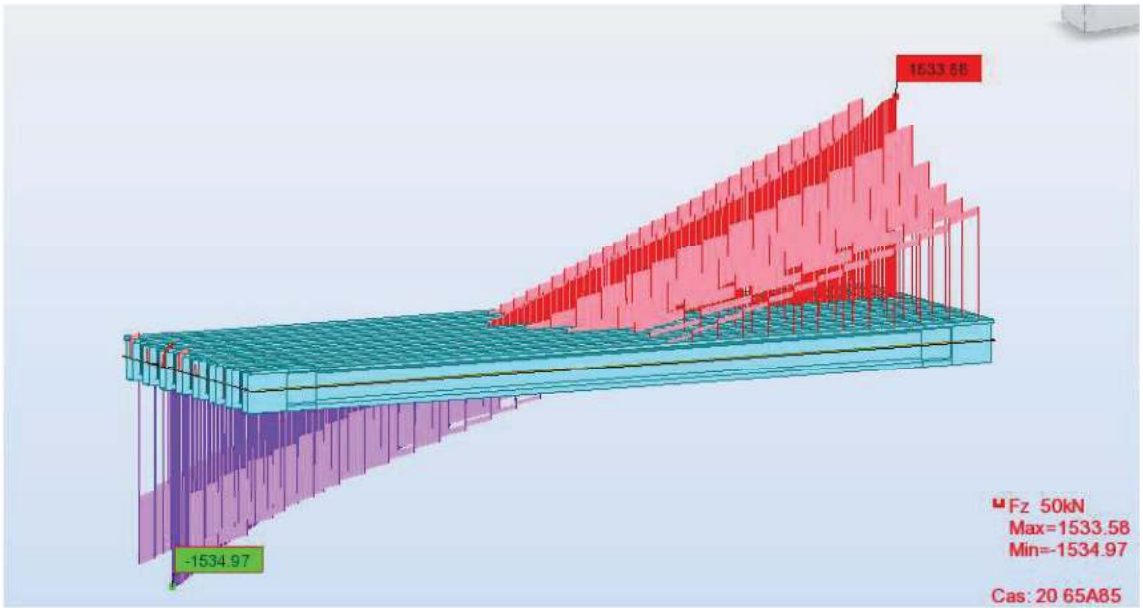


Figure V.24.Digramme d'effort tranchant max combinaison ELU

	les résultats par logiciel (ROBOT)		Les résultats par la méthode (G-M)	
	L'effort tranchant T (KN)	Le moment M (KN.m)	L'effort tranchant T(KN)	Le moment M (KN.m)
ELU	1533.58	12858.26	1468.525	12765.335
ELS	1135.98	9565.26	1087.796	9493.652

Tableau. V. 38. Les résultats par Les deux méthodes

V.7.CONCLUSION

Après avoir déterminé les éléments de réduction (moment fléchissant et effort tranchant max), on a bien remarqué que les résultats des deux méthode de calculs sont approchées avec un petit écart ce qui confirme la validité de calcul, et cella du principalement ou différence dans les hypothèses de calcul et pour plus de précision nous avons choisi la deuxième méthode car elle dépend d'un logiciel de calcul (robot) automatique à compare à la méthode qui s'appuie sur le calcul manuel (erreur humaine).

Chapitre VI

ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

ENSTP 2019/2020

VI.1.INTRODUCTION

Dans ce chapitre, on effectue une étude détaille sur la précontrainte, qui est procédé un qui consiste a crée dans le béton, avant sa mise en service, des efforts intérieurs qui s'opposent aux efforts intérieurs produit par les charges extérieurs. En commencent par la détermination du nombre nécessaires des câbles, puis on calcule les pertes de ces câbles avant de terminer par la vérification des contraints dans le béton.

VI.2.DONNEES DE CALCUL

Caractéristiques de câble 12T 15s

Cable Type	T15S	
Nbr Toron	12	
Ap 1 Toron	150	mm²
Ap 1Toron (m²)	0.00015	m²
Ap (mm²) =	0.0018	m²
fprg =	1860	MPa
F_{p0}=	221.4	KN
fpeg =	1674	MPa
D gaine =	0.08	m
f =	0.18	(rd^{-1})
ϕ =	0.002	(m^{-1})
g =	4	mm
μ_0=	0.43	
ρ_{1000h}=	2.5	
Ep =	190000	MPa
fe	500	MPa
sigma S	434.783	MPa

Donnée de l'ouvrage

H (P)	2	m
H(P+D)	2.25	m
Lpoutre	38	m
L porté	37	m
Npoutre	8	
Edalle	0.25	m
Ec	0.03	m
λ =	1.7	m
LT.c =	1.2	m
bAbout=	0.6	m

Caractéristiques de béton

F_{c28} =	40	MPa
F_{t28} =	3	MPa
σ_{bc} =	24	MPa
σ_{bt} =	-4.5	MPa

Caractéristiques des sections

	Section About		Section Médiane	
	Poutre	P+ dalle	Poutre	P+ dalle
B (m^2)	1.30	1.72	0.81	1.24
υ' (m)	1.07	1.33	1.09	1.45
υ (m)	0.93	0.92	0.91	0.80
I_G (m^4)	0.48	0.84	0.40	0.70
i² (m^2)	0.37	0.48	0.49	0.56
ρ	0.37	0.40	0.49	0.48

Résultats Logiciel

M_{gp}	3.50	MN.m
M_M	9.57	MN.m
M_m	6.28	MN.m
V_M	1.14	MN
V_m	0.72	MN

Tableau VI .1. données de dimensionnement de la précontraint

VI.3.DIMENSIONNEMENT DE LA PRECONTRAINTE

VI.3.1. VALEUR MINIMALE DE LA PRECONTRAINTE EN SERVICE

La valeur de la section minimale de la précontrainte pour une section est donnée par :

$$P_{MIN} = \max(P_I; P_{II})$$

$$P_I = \frac{\Delta M + \frac{I}{v'}\overline{\sigma_{bt1}} + \frac{I}{v}\overline{\sigma_{bt2}}}{\rho \times h}$$, Section sous-critique.

$$P_{II} = \frac{M_M + \frac{I}{v'}\overline{\sigma_{bt2}}}{v' + \rho \times v - d'}$$, 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 ;

I/ v et **I/ v'** : Ses modules d'inertie ;

ρ : son rendement géométrique. **ρ=I/(B. v. v')**

M_g : moment de poids propre ;

M'_g : moment dû aux charges permanentes additionnelles ;

M_q : moment généré par les actions variables de toutes natures.

Selon le cas de charge considéré, **M** varie ente :

- Une valeur minimale : $M_m = M_g + M'_g + M_{mq}$
- Une valeur maximale : $M_M = M_g + M'_g + M_{Mq}$

Posons : $\Delta M = M_M - M_m = M_{Mq} - M_{mq}$

$\overline{\sigma_{bt1}}$; $\overline{\sigma_{bt2}}$: Sont des contraints limites de traction.

$\overline{\sigma_{bc1}}$ **:** La contrariante limite de compression.

$\overline{\sigma_{bt2}}$	-3	MPa
$\overline{\sigma_{bt1}}$	-4.5	MPa
d'	0.23	m
PI	-1.35	MN
PII	5.04	MN
P_{MIN}	**5.04**	MN

Tableau VI.2. Calcul de P_{Min}

VI.3.2. DETERMINATION DU NOMBRE DE CABLE

Le nombre de câble est donné par la relation suivante :

$$n \geq \frac{P_{min}}{P_0}$$

Avec :

P_0 : Effort de précontrainte limite qu'un câble de 1T15s peut créer, P0 est estimé à 25 % des pertes.

$$P_0 = \min\left(0.8 \times f_{prg} \times A_p;\ 0.9 \times f_{peg} \times A_p\right)$$

ΔP0 =	25	**%**	On prend alors **03** câble **12T15s**
P0 =	2.68	**MN**	
n ≥	2.51	**câble**	

Tableau VI .3. Détermination du nombre de câble

VI.3.3. PRE-VERIFICATION DES CONTRAINTES

Ce calcul consiste à vérifier que la structure est conforme aux prescriptions réglementaires , c'est à-dire de vérifier le non dépassement des contraintes limites de compression et de traction dans tous les phases de construction et de service vis-à-vis des sections les plus sollicitées .la vérification a X=L/2 (mi- travée de la poutre).

- ✓ $f_{cj} = \frac{j}{4.76+0.83j} f_{c28}$ Si j< 28 j Selon **BAEL 99**
- ✓ $\overline{\sigma_{bc1}} = 0.6 \times f_{cj}$, en construction.
- ✓ $\overline{\sigma_{bt1}} = 1.5 \times f_{tj}$, Hors Section d'enrobage – en construction.
- ✓ $\overline{\sigma_{bt2}} = 0.7 \times f_{tj}$, Section d'enrobage – en construction.

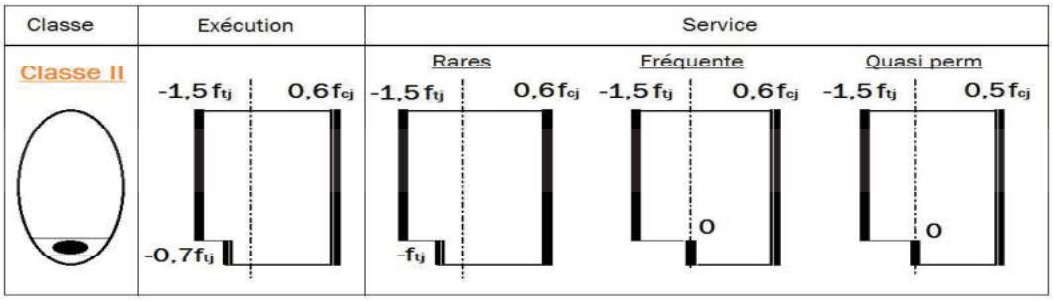


Figure VI .1 . Limitation des contraintes des section B.P

Première phase : Après 7 jours

1.Apres le septiéme jour , la mise en tension est a 50%.
2.les pertes consiéres sont de 5%

f_{c7} =	26.49	MPa
f_{t7} =	2.19	MPa
$\overline{\sigma_{bt1}}$ =	-1.53	MPa
$\overline{\sigma_{bt2}}$ =	-3.28	MPa
$\overline{\sigma_{bc}}$=	15.89	MPa
ΔP=	5	%
n câble	3	

Deuxième phase : Après 28 jours

1. la mise en tension des cables est de 100% à 28 jours .
2.les pertes consiéres sont de 10%

f_{c28} =	40	MPa
f_{t28} =	3	MPa
$\overline{\sigma_{bt1}}$ =	-2.1	MPa
$\overline{\sigma_{bt2}}$ =	**-4.5**	MPa
$\overline{\sigma_{bc}}$ =	24	MPa
ΔP =	10	%
n câble	3	

3ème phase : Apres coulage de la dalle

1. la mise en tension est a 100%.
2.les pertes consiéres sont de 25%

f_{c28} =	40	MPa
f_{t28} =	3	MPa
$\overline{\sigma_{bt1}}$ =	-2.1	MPa
$\overline{\sigma_{bt2}}$ =	-4.5	MPa
$\overline{\sigma_{bc}}$=	24	MPa
ΔP=	1 5%	
n câble	3	

Quatrième phase : En service

1. la mise en tension est a 100%.
2.les pertes consiéres sont de 25%

f_{c28} =	40	MPa
f_{t28} =	3	MPa
$\overline{\sigma_{bt1}}$ =	-3	MPa
$\overline{\sigma_{bt2}}$ =	**-4.5**	MPa
$\overline{\sigma_{bc}}$=	24	MPa
ΔP=	25%	
n câble	3	

Tableau VI.4. Caractéristique de chaque vérification des contraintes

Les résultats de vérification des contraintes son résumés dans le tableau suivants :

Phase	e_0 (m)	M (MN.m)	P (MN)	σ_{sup} (MPa)	σ_{inf} (MPa)	Obs
Phase 1	0.87	3.50	3.82	5.15	4.18	C.V
Phase 2	0.87	3.50	7.23	2.57	16.54	C.V
Phase 3	1.22	5.22	6.83	1.92	12.02	C.V
Phase 4	1.22	9.57	6.03	7.43	0.29	C.V

Tableau .5. Résultats de vérification des contraintes

❖ **Formule de calcule**

$$\sigma_{inf} = \frac{P}{B} + (P \times e_0 - M) \times \frac{V'}{I} \qquad \sigma_{sup} = \frac{P}{B} - (P \times e_0 - M) \times \frac{V}{I}$$

❖ **Interprétation :**

✓ Au niveau de fibre inférieur : $\overline{\sigma_{bt2}} \leq \sigma_{inf} \leq \overline{\sigma_{bc}}$.

✓ Au niveau de fibre supérieure : $\overline{\sigma_{bt1}} \leq \sigma_{sup} \leq \overline{\sigma_{bc}}$.

VI.4. TRACE DES CABLES DE PRECONTRAINTE

VI.4.1 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 réparties. 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.

VI.4.2. 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 :

$$\frac{1}{R} \cong 8 \times \frac{f}{\ell^2}$$

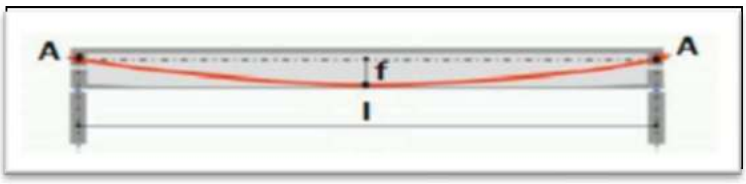


Figure VI.2. Géométrie des câbles

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

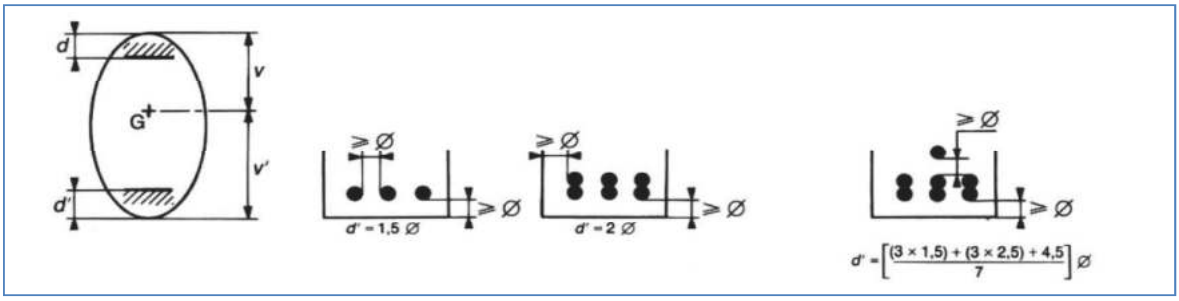
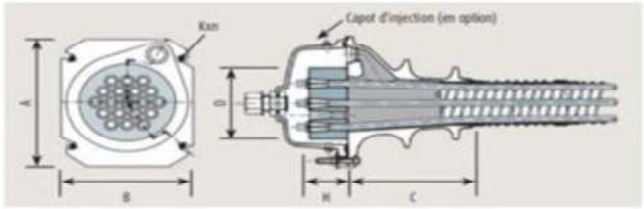


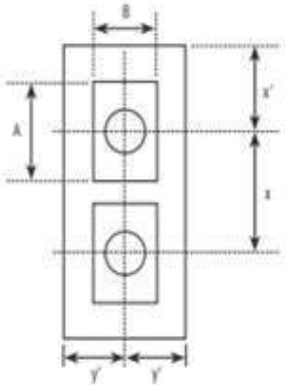
Figure VI .3. Disposition construction des câbles de précontrainte

- ✓ Pour la suit de calcul on doit fixer la position des câbles au X =L/2 , toute en suivant la 3eme disposition des câbles

- ✓ Pour X=0 , on respects les condition imposées par l'emplacement plaques d'ancrage .

On opte pour des plaques d'ancrage **A × B = 240 × 200 mm² : X= 30 cm .**





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
22C15	330	275	430	220	90	M12x4
25C15	360	300	400	230	95	M16x4
25CC15	350	290	360	220	95	M16x4
27C15	350	290	360	220	100	M16x4
31C15	385	320	346	230	105	M16x4
37C15	420	350	406	255	110	M16x4
55C15	510	420	516	300	145	M20x4

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)		
	$f_{cm,o}$ (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 VI .4. Dimensions et dispositions des plaques d'ancrage

La position finale des câbles est distinguée dans le tableau suivant :

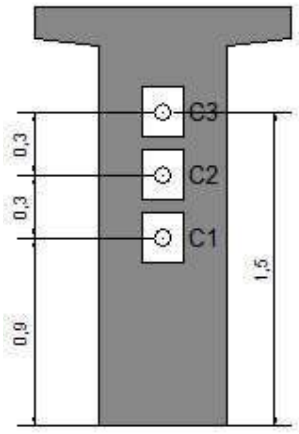
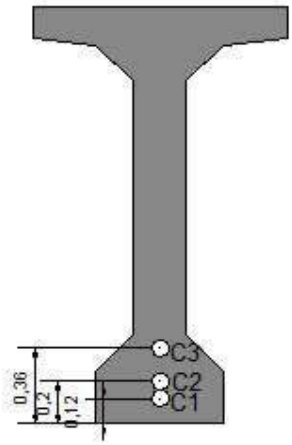
	X= 0		X = L/2	
	Yi (m)	schéma	Yi (m)	Schéma
C1	0.9		0.12	
C2	1.2		0.2	
C3	1.5		0.36	
n lit =	1		1	

Figure IV .5. Tracé des câbles

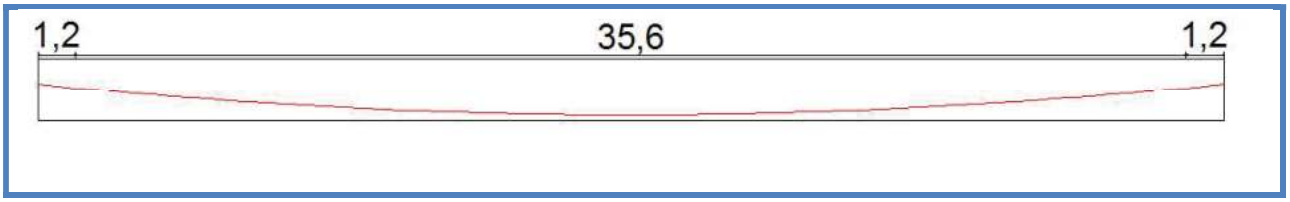


Figure VI .6. Tracé d'un câblé en fonction de l

- ✓ les câbles présentes un alignement droit suer une distance de 1.2 m a partir de l'ancrage.
- ✓ L'angle de déviation **β** sur une longueur peut être calculé par l'équation : $\beta(l) = 4 \times \frac{f}{\lambda}$
- ✓ **L**'angle de relevage α à x=0 est donné par la formule suivante :

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

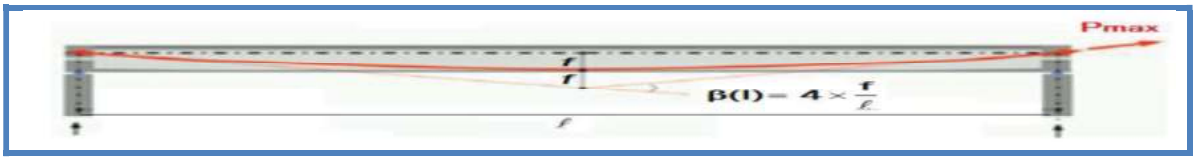


Figure VI .7. l'angle de déviation des câbles

L'optimum théorique de l'angle de relevage et donne par la formule suivante :

$$\alpha_{opt} = \arcsin\left(\frac{V_m + V_M}{2P}\right)$$

Avec :

- ✓ $\bar{V}$: effort tranchant limite que peut supporter la section d'about : $\bar{V} = \bar{\tau} \times b_n \times (0.8h_{poutre})$
- ✓ $\bar{\tau}$: contrainte tangentielle limité en état limite de service : $\bar{\tau} = \sqrt{0.4f_{tj} \times (f_{tj} + \frac{2}{3}\sigma_x)}$
- ✓ σ_x : contrainte normale au niveau de la fibre neutre ; $\sigma_x = \frac{P}{B_n}$
- ✓ B_n: surface nette de la section d'about + hourdis : $B_n = B_{Brute} - B_{Gaine}$
- ✓ b_n : largeur nette de la section d'about + hourdis : $b_n = b_0 - n\varphi$

  n: nombre de gaines par lit ;

  b_0 : largeur brute ;

  B_{Gaine} : surface de la gaine ;

  φ = : diamètre de la gaine.

les résultats sont présentés dans le tableau ci-après :

bn =	0.52	m
Bn =	1.71	m2
P =	6.03	MN
σ_x=	3.53	MPa
$\bar{\tau}$ =	2.80	MPa
$\bar{V}$ =	2.62	MN

L Cable =	38	m
L rel =	1.2	m
l pb =	35.6	m

-14.25 ≤ α (°)≤ 33.65

α_{C1} =4.55 α_{C2} =5.85 α_{C3}=6.6 (°)

N° câble	l (m)	α_{rel} (°)	Yi (m)			f (m)	R (m)	β(l) rad
			x=0	1.2	19			
C1	35.6	4.55	0.9	0.80	0.12	0.68	231.44	0.077
C2	35.6	5.85	1.2	1.08	0.2	0.88	180.63	0.099
C3	35.6	6.65	1.5	1.36	0.36	1.00	158.41	0.112

Tableau VI .6. Caractéristiques du trace des câbles

VI.5. CALCULE DES PERTS

VI.5.1 PERTES DES TENSION INSTANTANEES

Dans le cas de la post-tension, 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 :$\sigma_{Pi}(x) = \sigma_{P0}(x) - \Delta\sigma_{Pi}(x)$.

VI.5.1.1.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 σ_{p0} à l'origine diminue entre le point d'application et un point donnée d'abscisse «x » sa nouvelle valeur est donnée par la relation : $\sigma_{\varphi}(x) = \sigma_{p0} \times (1 - e^{-(f\times\beta+\varphi\times x)})$

σ_{p0} : la tension à l' origine .

e : la base des logarithmes népériens .

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

β : somme des déviations angulaires arithmétiques ducable sur la distance X (rd)

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

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

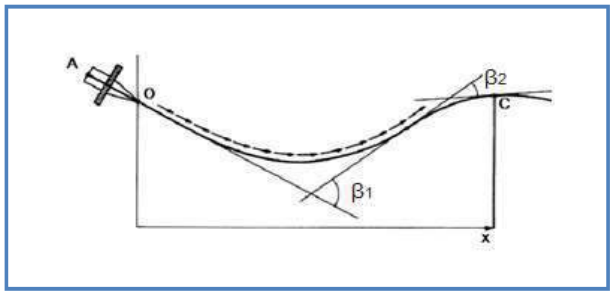


Figure .8. fortement des câbles sur la gaine **lors de la mise en tension**.

la perte de tension par frottement est estimée par la formule :

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

Les résultats résument dans le tableau suivant :

φ = 0.02 (m-1)	**f** =0.18	σ_{p0} =1488 MPa

N° câble	x=l/2 (m)	β (rad)	fβ+ φx	$\Delta\sigma_{\varphi}$ (MPa)	$\Delta\sigma_{\varphi\ Moy}$ (MPa)	$\Delta\sigma_{\varphi\ Moy}$ (%)
C1	19	0.077	0.052	75.18	80.00	0.0538
C2	19	0.099	0.056	80.67		
C3	19	0.112	0.058	84.17		

Tableau VI .7.valeur des pertes dues aux frottements.

VI.5.1.2.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 : $\dot{\sigma}_p(x) = 2\sigma_{p0} \times e^{(-2k(d)+k(x))}$

Avec :

K(x) : en fonction de l'abscisse x: $k(x) = f \times \beta + \varphi \times x$;
λ **:** longueur de la poutre ;

d : longueur sur laquelle s'effectue le recule d'ancrage, $d = \sqrt{\frac{E_{Pg}}{\sigma_{pok}}}$;

k : constante : $k = f \times \frac{\beta}{\lambda} + \varphi$;

g : intensité du recul d'ancrage, **g = 4 mm**.

N° câble	l (m)	k (m^{-1})	d (m)	$\Delta\sigma_{p(l/2)}$	$\Delta\sigma_{p(0)}$	
C1	19	0.0027	13.68	**0**	**111.10**	**(MPa)**
C2	19	0.0029	13.19	**0**	**115.20**	**(MPa)**
C3	19	0.0031	12.91	**0**	**117.74**	**(MPa)**

Tableau VI .8.valeur des pertes dues au recul d'ancrage.

VI.5.1.3.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 :

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

σ_{bi}: contrainte parabole du béton, $\sigma_{bi} = \frac{p}{B} + \frac{p \times e^2}{I_G} - \frac{M_p \times e}{I_G}$

P : effort de précontrainte : $P = n \times A_P \times (\Delta\sigma_{P0} - \Delta\sigma_{\varphi Moy})$

A_p : 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 :

V'nette=	1.1073	m
Mg =	3.50	MN
Eij =	37619.47	MPa
e =	0.88	m
B =	0.80	m²
IG =	0.38	m⁴
n cable =	3.00	

σ_{bi}=	16.89	MPa
σ_e=	**42.64**	**MPa**
σ_e=	**0.0287**	**%**

Tableau VI .9.valeur des pertes par déformation instantanée du béton

VI.5.2.PERTES DIFFEREES

Dans le cas de la post-tension, 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 différées, 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 :σ_{pf} **(x)** = σ_0- $\Delta\sigma_i$**(x)**- $\Delta\sigma_d$**(x)**.

VI.5.2.1. PERTES PAR RETRAIT

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

Avec :

ξ_r : retrait final.

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

La perte finale de tension par retrait est donc, pour le câble considéré :

$$\Delta\sigma_r = \varepsilon_r(1 - r(t_0))E_P$$

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

$$\Delta\sigma_r \cong \varepsilon_r \times E_P$$

$\xi_r = 2\times10^{-4}$ en climat humide Zone A de la carte de zonage climatique de l'Algérie

E_P=190000 **MPa**

- **Application Numériques**

$\Delta\sigma_r$=	38.00	**MPa**
$\Delta\sigma_r$ =	0.0255	**%**

Tableau VI .10. Valeur des Pertes par retrait

VI.5.2.2.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 :

$$\Delta\sigma_{fl} = 2.5\sigma_b(x) \times \frac{E_P}{E_{ij}}$$

$$\sigma_{bi} = \frac{p}{B} + \frac{p\times e^2}{I_G} - \frac{M_p\times e}{I_G}$$

Les résultats résumes sur le tableau suivants :

M_p =	6.28	MN.m
e_0 =	1.23	M
P =	7.37	MN
V' =	1.46	M
B =	1.22	M
I =	0.67	M

$\Delta\sigma_{inst}$=	0.0824	MPa
σ_b=	11.23	MPa

$\Delta\sigma_{fl}$ ==	141.80	MPa
$\Delta\sigma_{fl}$ ==	0.0953	%

Tableau VI .11. Valeur des Pertes par fluage

VI .5.2.3. 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 :

$$\Delta\sigma_p = 0.06 \times \rho_{1000} \times \left(\frac{\sigma_{pi(x)}}{f_{prg}} - \mu_0\right)\sigma_{pi(x)}$$

Avec : $\sigma_{pi(x)} = \sigma_{p0} - \Delta\sigma_{pi}$

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

μ_0 : coefficient valant 0,43 pour les armatures à très basse relaxation.

Les résultats résument sur le tableau suivant :

$\Delta\sigma_p$	62.27	MPa
$\Delta\sigma_p$	0.0418	%

Tableau VI .12. valeur des Pertes par relaxation

VI.5.3. 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 :

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

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

	MPa	%
$\Delta\sigma_{Inst}$ =	122.65	8.24
$\Delta\sigma_{Diff}$ =	231.70	15.57
$\Delta\sigma\infty$ =	354.35	23.81

Tableau VI .13. Pertes totales

VI.6.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 dicté par les règles en vigueur.

VI.6.1.LES SECTION DE VERIFICATION

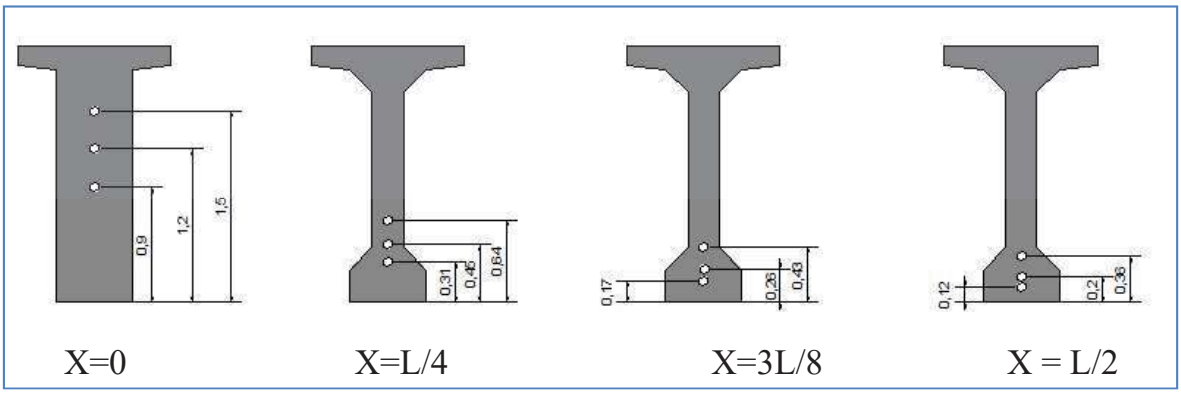


Figure VI .9. les section de vérification

En considérant 3 section L/4, 3L/8 et L/2 pour la vérification des contraintes normale est une section au niveau de appui x=0 pour la vérification des contraintes tangentielles .

VI.6.2. LIMITATION DES CONTRAINTES

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

j≥ 28 jours	$\overline{\sigma_{bcJ}}$	=	24	MPa	Exécution / Q. Rares / Q . Fréquente
	$\overline{\sigma_{bt1}}$	=	-4.5	MPa	
	$\overline{\sigma_{bt2}}$	=	-2.1	MPa	Exécution
	$\overline{\sigma_{bt2}}$	=	-3	MPa	Q.Rares
j≥ 7 jours	$\overline{\sigma_{bcJ}}$	=	15.89	MPa	Exécution / Q. Rares / Q . Fréquente
	$\overline{\sigma_{bt1}}$	=	-3.28	MPa	
	$\overline{\sigma_{bt2}}$	=	-1.53	MPa	Exécution
	$\overline{\sigma_{bt2}}$	=	-2.19	MPa	Q.Rares

Tableau VI .14. Limitation des contraintes

VI.6.3.CARACTERISTIQUES NETTES DES SECTIONS

C'est la section totale du béton avec déduction des conduits ou les gains. Elle est utilisée pour les calculs des contraintes à L' ELS en classe I et II.

Pour l'estimation des caractéristiques géométriques nettes des sections on utilise le logiciel **AUOTOCAD 2013**

	x=0		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)	2.00	2.25	2.00	2.25	2.00	2.25	2.00	2.25
B_{nette} (m^2)	1.28	1.7089	0.796	1.22	0.796	1.22	0.796	1.22
v_n (m)	0.932	0.919	0.897	0.791	0.894	0.789	0.893	0.788
v'_n (m)	1.068	1.331	1.103	1.459	1.106	1.461	1.107	1.462
I_{nG} (m^4)	0.476	0.835	0.390	0.681	0.386	0.676	0.384	0.673
ρ (%)	37.25	39.93	49.49	48.35	49.03	48.00	48.85	47.87

Tableau VI .15. Caractéristiques nettes des sections.

VI .6.4.JUSTIFICATION LA POUTRE A L'ELS

La précontrainte enfin est, sauf prescription contraire du marché, représentée, pour les justifications aux **ELS**, par deux valeurs caractéristiques **P_1 et P_2** avec :

$$P_1 = 1{,}02\ P_0 - 0{,}8\ \Delta P \quad , \quad P_2 = 0{,}98\ P_0 - 1{,}2\ \Delta P \quad : \quad P_0 = 2.68\ MN$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

	N cables	% Mt	ΔP	P1	P2	$d_{x=0}$	$d_{x=L/4}$	$d_{x=3L/8}$	$d_{x=L/2}$
Phase 1	3	50	4.12	3.97	3.74	1.20	0.47	0.28	0.23
Phase 2	3	100	8.24	7.67	7.08	1.20	0.47	0.28	0.23
Phase 3	3	100	16.03	7.17	6.33	1.20	0.47	0.28	0.23
Phase 4	3	100	23.81	6.67	5.58	1.20	0.47	0.28	0.23

	Y1	Y2	Y3	Ymoy
x=0	0.90	1.20	1.50	1.20
x=L/4	0.31	0.45	0.64	0.47
x=3L/8	0.17	0.26	0.43	0.28
x=L/2	0.12	0.20	0.36	0.23

Tableau VI .16. Caractéristiques de chaque phase de vérification.

VI.6.4.1. JUSTIFICATION DES CONTRAINTES NORMALES

On va vérifier la condition suivante : $\overline{\sigma_{bt}} \leq \sigma_y \leq \overline{\sigma_{bc}}$.

$$\sigma(y) = \frac{p}{B_n} - \frac{M + p \times e_0}{I_n} y$$

Avec :

- ✓ **P** : effort de précontrainte.
- ✓ $\mathbf{B_n}$: surface nette de la section considérée.
- ✓ $\mathbf{I_n}$: inertie nette de la section considérée.
- ✓ $\mathbf{e_0}$: 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 le tableau suivant :

		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)		-0.13	0.63	0.82	0.88	-0.13	0.63	0.82	0.88
MEls		0.00	2.58	3.27	3.50	0	2.58	3.27	3.50
P1 (MN)		3.97	3.97	3.97	3.97	7.67	7.67	7.67	7.67
P2 (MN)		3.74	3.74	3.74	3.74	7.08	7.08	7.08	7.08
σp (MPa)	σsup	0.00	5.95	7.57	8.13	0.00	5.95	7.57	8.13
	σinf	0.00	-7.31	-7.00	-10.08	0.00	-7.31	-9.38	-7.59
σP1 (MPa)	σsup	4.11	-0.81	-2.56	-3.13	7.95	-1.57	-4.96	-6.05
	σinf	1.92	12.11	14.32	15.05	3.71	23.40	27.69	29.09
σP2 (MPa)	σsup	3.87	-0.77	-2.42	-2.95	7.34	-1.45	-4.58	-5.59
	σinf	1.81	11.41	13.50	14.19	3.42	21.61	25.57	26.87
σMax (MPa)	σsup	4.11	5.14	5.01	5.00	7.95	4.38	2.62	2.07
	σinf	1.92	4.80	7.33	4.97	3.71	16.09	18.32	21.50
σMin (MPa)	σsup	3.87	5.18	5.16	5.17	7.34	4.50	3.00	2.54
	σinf	1.81	4.10	6.51	4.11	3.42	14.30	16.20	19.28

Tableau VI .17. Vérification des contraintes normales phase1 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)		0.13	0.99	1.18	1.23	0.13	0.99	1.18	1.23
MEls		0.00	3.85	4.88	5.22	0	7.3	8.6	9.57
P1 (MN)		7.17	7.17	7.17	7.17	6.67	6.67	6.67	6.67
P2 (MN)		6.33	6.33	6.33	6.33	5.58	5.58	5.58	5.58
σp (MPa)	σsup	0.00	4.47	5.70	6.11	0.00	7.76	7.27	11.21
	σinf	0.00	-8.25	-10.56	-11.33	0.00	-14.30	-13.45	-20.77
σP1 (MPa)	σsup	3.16	-2.37	-3.97	-4.49	2.94	-2.21	-3.70	-4.18
	σinf	5.69	21.07	24.09	25.08	5.29	19.59	22.41	23.33
σP2 (MPa)	σsup	2.79	0.31	-0.52	-3.97	5.17	0.58	-0.99	-3.50
	σinf	5.03	18.61	21.28	22.15	4.43	16.40	18.76	19.52
σMax (MPa)	σsup	3.16	2.10	1.73	1.62	2.94	6.27	6.35	7.03
	σinf	5.69	12.82	13.54	13.75	5.29	3.97	3.81	2.55
σMin (MPa)	σsup	2.79	4.78	5.18	2.15	5.17	9.06	9.05	7.71
	σinf	5.03	10.36	10.73	10.82	4.43	0.77	0.16	-1.25

Tableau VI .18. Vérification des contraintes normales phase 3 et 4

VI.6.4.2. 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 présent un effort tranchant maximale on doit vérifier pour cela les inégalités suivantes :

$$\tau^2 \leq 0{,}4.f_{tj}\left[f_{tj}+\sigma_x\right]=\bar{\tau}_1^2$$

$$\tau^2 \leq 2.\frac{f_{tj}}{f_{cj}}\left[0{,}6.f_{cj}-\sigma_x\right]\times\left[f_{tj}+\sigma_x\right]=\bar{\tau}_2^2$$

$si\ \sigma_x < 0.4f_{cj}$ on a $\bar{\tau}_1 < \bar{\tau}_2$ donc on vérifier juste que $\tau < \bar{\tau}_2$

Avec :

- ✓ τ : Contrainte tangentielle
- ✓ σ_x : Contrainte normale longitudinale au centre de gravité.

❖ **Détermination de la contrainte normale « σ_x » :** $\sigma_x = \frac{P}{B_n}$, avec :$p = \sum P_i \cos(\alpha_i)$

P : effort de précontrainte.
B_n : surface nette de la section considérée.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

		Pcos α	Psin α
P1	2.04	2.03	0.16
P2	2.04	2.03	0.21
P3	2.04	2.03	0.24
	Somme	6.09	0.61
	Bn =	1.71	m²
	σ_x =	3.56	MPa

Tableau VI .19. détermination des contraintes normal.

❖ Détermination de la contrainte tangentielle «τ» :

La contrainte tangentielle est donnée par la formule suivante :

$$\tau = \frac{V_{red} - S_n(Y)}{I_n - b_n} \quad \text{avec} \quad V_{red} = V_{ser} - \sum P_i \sin(\alpha_i)$$

- ✓ **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 la4ème 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 :

Bn (m^2)	σ_x (MPa)	0.4×fcj (MPa)	τ_1 (MPa)	Vser (MPa)	Vred (MPa)	Sn (m^3)	In (m^4)	bn (m)	τ (MPa)
1.71	3.56	16	2.81	1.14	0.53	0.63	0.83	0.52	0.77

Tableau VI .20. Détermination des contrainte tangentielle «τ»

- ✓ on constate que **τ=0.77 MPa ≤ τ_1=2.81** MPa Donc les contraintes tangentielles et normales sont vérifier à ELS .

VI.6.4.3. 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 $\mathbf{A_s}$ **(art. 6.1.32 4.1 des Règles BPEL).**

$$A_s \geq \frac{B_t}{1000} + \left(\frac{N_{Bt}}{f_e} \times \frac{f_{ti}}{\sigma_{Bt}}\right)$$

Avec :

- ✓ $\mathbf{B_t}$: aire de la section du béton en traction.
- ✓ $\boldsymbol{\sigma_{Bt}}$: valeur absolue de la contrainte maximale de traction.
- ✓ $\mathbf{N_{Bt}}$:la résultante des contraintes de traction correspondantes.

D'ou :

B_t =	0.1742	m²
σ_{Bt} =	1.25	MPa
N_{Bt} =	0.104	MN

As =	6.76	**cm2**

On prend **:4HA16**

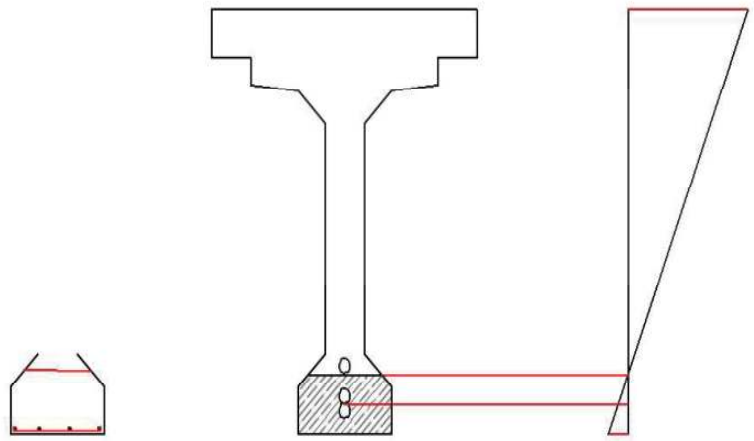


Figure VI .10. Ferraillage de zone tendue et diagramme des contraintes à mi travée

VI.6.5. 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 β_u que froment les billes de béton avec la fibre moyenne de la poutre, cette angle est donnée par : .

$$\mathrm{tg}2\beta_U = \frac{2\tau_U}{\sigma_x - \sigma_y}, \textbf{ avec } \beta_U \geq \mathbf{30}$$

$\boldsymbol{\sigma_x}$, $\boldsymbol{\sigma_y}$: représentent les contraintes normales au niveau de G ; $\boldsymbol{\sigma_x} = \frac{P}{B_n}$

τ_u : Contrainte tangentielle ultime, $\tau_u = \frac{V_u - V_{red} - S_n(Y)}{I_n - b_n}$

V_{ult} =	1.53	MN
V_{red} =	0.93	MN
S_n =	0.63	m³
I_n =	0.83	m⁴
b_n =	0.52	M

B_n =	1.71	m²
σ_x =	3.56	MPa
τ_u =	1.35	MPa
β_u =	18.55	°

On prend :β_u=30°

Tableau VI .21. Détermination l'angle.

✓ La deuxième étape consiste à déterminer la section des armatures transversale A_t, donnée par :

$$\frac{A_t \times f_e}{b_n \times S_t \times \gamma} \geq (\tau_U - \frac{f_{tj}}{3}) \times tg\beta_U$$

Avec :

A_t : section totale des sections d'un cours d'armatures passives transversales.
s_t : espacement de deux cours de ces armatures, mesuré suivant la fibre moyenne de la poutre .
f_e : limite d'élasticité de l'acier.
γ_s= 1,15 : pour les justifications vis-à-vis des combinaisons fondamentales.
b_n : largeur nette de la section d'appui.

τ_u =	1.35	MPa
f_e =	500.00	MPa
f_{t28} =	3.00	MPa
b_n =	0.52	m
γ_s =	1.15	

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 0.02 cm^2$$

Tableau VI .22. Détermination les armatures transversales

✓ **Le pourcentage minimum a disposé**

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

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 7 cm^2/m$$

Nous retiendrons donc un cadre HA 10 avec un espacement de 20 cm à l'appui et 30 cm à mi- travée. La justification de la compression de la bielle de béton par la formule approchée :

$$\tau_U \leq \frac{f_{c28}}{6} = \frac{40}{6} = 6.67 \text{ MPA}$$ **Ce qui est vérifié**.

VI.7. CONCLUSION

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

Les poutre son ensuite surmontées par un hourdis qui permet l'emplacement des équipements sur le tablier , Ces derniers seront traités dans les chapitres suivantes .

Chapitre VII

ETUDE DE TABLIER

ENSTP 2019/2020

VII.1.INTRODUCTION

Dans ce chapitre, on va entamer le ferraillage transversal et longitudinal de l'hourdis ainsi que les déformations engendrées par la précontrainte dans le cas fonctionnel et constructif.

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 déterminons la section d'acier nécessaire pour la dalle.

VII.2.Géométrie de l'hourdis

L'hourdis présente les dimensions suivantes :

- **L'épaisseur : 25 cm .**
- **Largeur : 13.5 m**
- **Longueur : le long de l'ouvrage.**

VII.3.METHODE DES CALCUL

Pour l'évaluation des sollicitations de l'hourdis on utilise le logiciel **ROBOT 2014**, par contre pour déterminer la section de ferraillage on utilise **Robot Expert 2010**.

VII.4.EVALUATION DES EFFORTS

On prendra une longueur de l'hourdis égale à 1 m, les autres dimensions (largeur, épaisseur) sont prises égale aux dimensions réels.

Les charges appliqués sur la dalle sont les mêmes actions définies en (**chapitre V)**(poids propre, poids des équipements, (A(l), Bc, Bt, Mc120,D240), ainsi que leurs combinaisons correspondantes.

Les résultats obtenus sont donnés ci-dessous sous forme de diagrammes représentant les moments de flexion ainsi que les efforts tranchants. Nous ne 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).

- **M_{max} ELS ($G+1.2\ B_t$)**

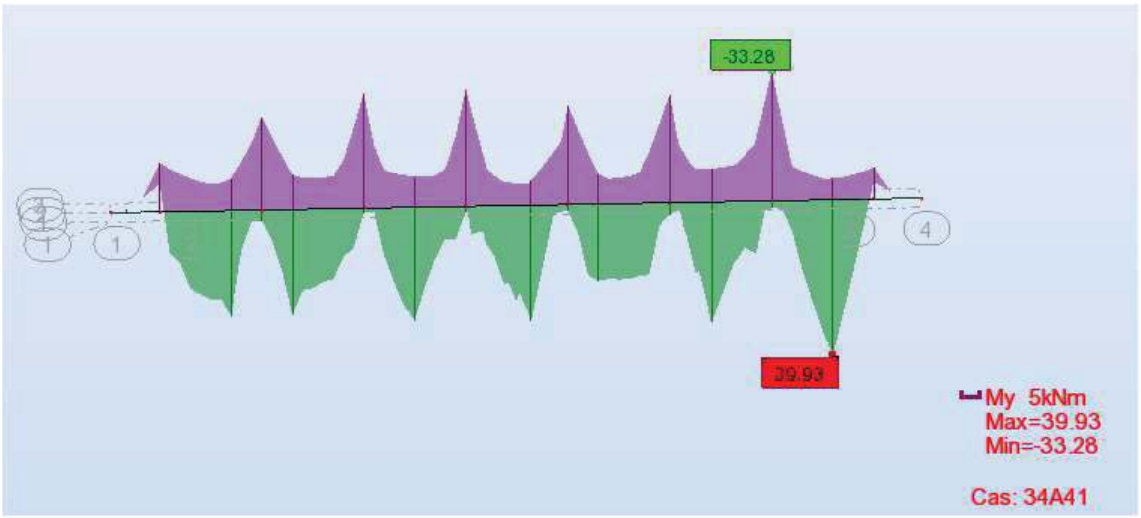


Figure VII.1.Moment max – Dalle

- **M_{max} ELU ($1.35G+1.6\ B_t$).**

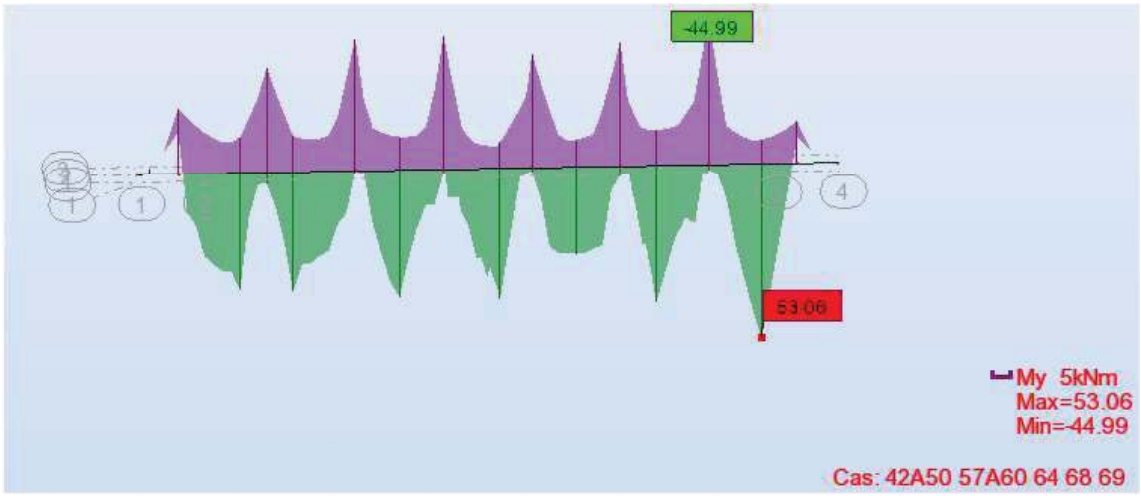


Figure VII.2Moment max - Dalle

Donc les moments max à L' ELS sont :

- **Fibre supérieure : M_{ELS} = 33.28 KN.m**
- **Fibre inférieure : M_{ELS} = 39.93 KN.m**

les moments max à L' ELU sont :

- **Fibre supérieure : M_{ELU} = 44.99 KN.m**
- **Fibre inférieure : M_{ELU} = 53.06 KN.m**

VII.5. FERRALLAGES DE LA DALLE

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

VII.5.1.FERRAILLAGE NAPPE SUPERIEUR (SUR APPUI)

- **Armature transversale**

A_s = 7.4 cm^2/ ml Voir Annexe C

On opte pour 5 HA14 (A_s = 7,4 cm^2) avec un espacement de 20

- **Armature longitudinale de construction (sens des poutres)**

Les armatures de construction égale à 1/3 de la section **A_s**.

On opte pour 5 HA12(A_s = 4.6 cm^2) avec un espacement de 20 cm.

enrobage minimal C = 3cm

VII.5.2.FERRAILLAGE NAPPE INFERIEUR (MI- TRAVEE)

- **Armature transversale**

A_s = 8.9 cm^2/ ml Voir Annexe C

On opte pour 5 HA16 (A_s = 8.9 cm^2) avec un espacement de 20

- **Armature longitudinale de construction (sens des poutres)**

Les armatures de construction égale à 1/3 de la section **A_s**.

On opte pour 5 HA12(A_s = 4.6 cm^2) avec un espacement de 20 cm.

enrobage minimal C = 3cm

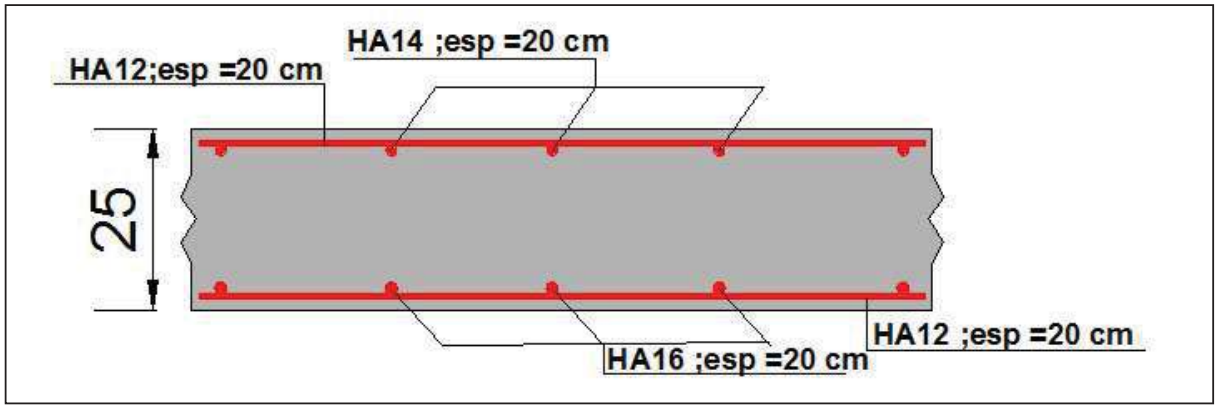


Figure VII.3.Ferraillage de la dalle

VII.6.FLECHE ET CONTRE FLECHE

❖ **Flèche due aux poids propre :**

Cette flèche est donnée par la formule suivante :

$$f_G = \frac{5.M_G.L^2}{48.I_G.E_V}$$

✓ **Données de calcul :**

L = 38 m

$\mathbf{M_G}$=6275.003KN.m

Ev=3700 $\sqrt[3]{40}$ =12653.822 MPa

Tant que M est le moment qui provoque la flèche, $\mathbf{I_G}$ est le moment d'inertie équivalent de la poutre avec l'hourdis et $\mathbf{E_v}$ est la déformation du béton .

$$\mathbf{I_G = \frac{\sum L_i I_i}{\sum L_i}}$$

$$\mathbf{I_G = \frac{0.84 \times 2 + 0.7 \times 1.5 + 0.7616 \times 17.25}{2 + 1.5 + 17.25} = 0.765 m^4}$$

$$\mathbf{f_G = \frac{5 \times 6.27500313 \times 38^2}{48 \times 12653.822 \times 0.765} = 0.1055078\ m = 10.55078 cm}$$

❖ **Contre flèche de précontrainte**

La flèche de précontrainte est donnée par la relation :

$$F_P = -\frac{5M_P L^2}{48E_V I_G}$$

avec le moment de précontrainte égal à :

$$\mathbf{M_{P_i} = P_i e_i \cos(\alpha)}$$

$$\mathbf{M_{P_1} = M_{P_2} = 2.68 \times 1.22 = 3.27 MN.m}$$

$$\mathbf{M_P = 3 \times M_{P_i} = 3 \times 3.27 = 9.8 MN.m}$$

$$\mathbf{f_P = \frac{-5 \times 9.8 \times 38^2}{48 \times 12653.822 \times 0.765} = -0.15228m = -15.228cm}$$

❖ **Flèche due aux surcharges :**

Le moment à l'ELS est de $\mathbf{9565.26KN.m}$ sur la Poutre 1.

$$F_S = \frac{5M_qL^2}{48E_vI_G}$$

$$F_S = \frac{5 \times 9.56526 \times 38^2}{48 \times 12653.822 \times 0.765} = 0.1485897m = 14.86cm$$

❖ Flèche totale

Il existe deux valeurs pour la flèche totale la première est l'ouvrage à vide et la deuxième quand l'ouvrage est en service, tel que :

- **A vide : $F = F_P + F_G = -4.6772$ cm**
- **En service sous charges de service : $F = F_P + F_G + F_S = 10.1828$ cm**
- **Tant que la flèche admissible est définie par :**

$$F_{adm} = \frac{L}{300}$$

$$F_{adm} = 0.127m = 12.7cm.$$

La flèche calculée due au poids propre, précontraint et aux surcharges : **F =10.18 cm**

La flèche admissible **(L/300 = 12.7cm)** doit être supérieur a la flèche calculée (**10.18 cm)**

Donc la condition est vérifiée.

VII.7.ARMATURE PASSIF TRANSVERSAL DES POUTRE

VII.7.1.ARMATURE DES PEAU

la section des armature des peau disposées parallèlement à la section transversale d'une poutre doit être d'au moins 3 cm par mètre de largeur de parement, Ceci correspond a environ un cadre HA12 , avec un espacement de 20 cm .

VII.7.2.FERRAILLAIGE MINIMALE

Un minimum d'armature d'âme est exigé dans toutes les zones de la poutre, vérifiant la condition pour éviter une rupture fragile du à l'effort tranchant, cette condition s'écrit comme suit : $\frac{A_t \times f_e}{b_n \times S_t \times \gamma} \geq 0.4 Mpa$

Si on pose les armatures de peau comme ferraillage minimal **At = 4.6 cm²** la condition est vérifier pour un espacement (**St = 30 cm**) dans toutes section de la poutre.

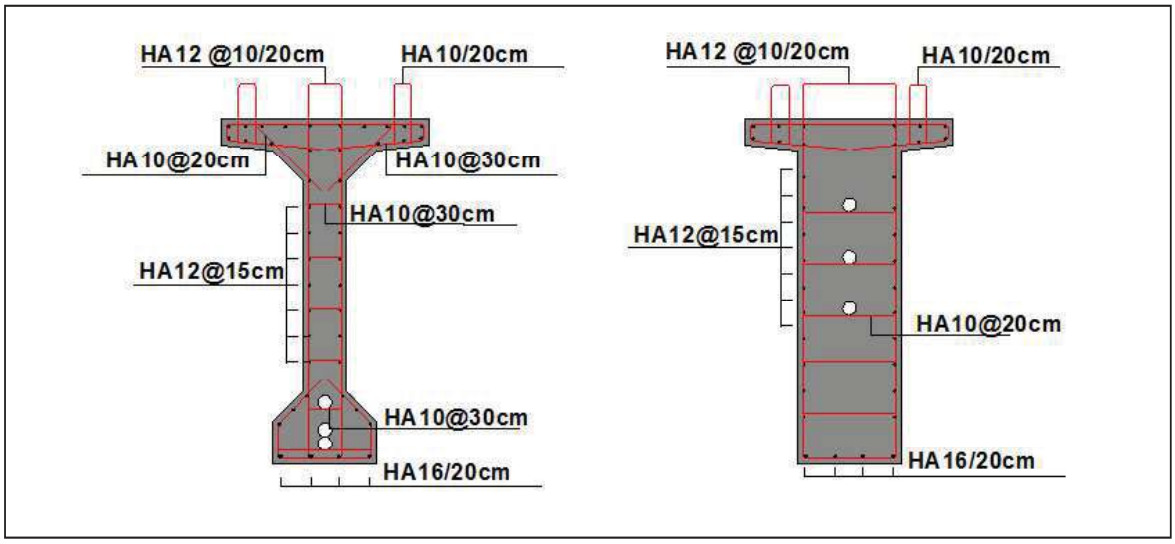


Figure VII.4.Ferraillage de la poutre

VII.8.Conclusion

Dans ce chapitre, on a déterminé le ferraillage nécessaire pour l'hourdis dans la direction longitudinale et la direction transversale et le ferraillage de la poutre. Ensuite On conclut que la flèche trouvée est inférieure à la flèche admissible.

Chapitre VIII

EQUIPEMENT DU TABLIER

ENSTP 2019/2020

VIII.1. INTRODUCTION

Les équipements du pont ont un rôle très important dans la conception, le calcul et la vie estimée de l'ouvrage. Ces derniers permettent à un pont de garantir sa fonction vis-à-vis des usagers. Dans ce chapitre, on va entamer les équipements nécessaires pour cet ouvrage.

VIII.2. 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 au accompagnés d'effort horizontaux.

VIII.2.1. CHOIX TYPE D'APPAREIL D'APPUI

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

Dans notre cas on choisi un appareil d'appui en élastomère frette, et plus couramment utilise pour l'ouvrage en béton en raison d'avantage qu'il présent :

- Facilite de mise en ouvre
- Facilite de réglage et de contrôle
- Ils n'exigent aucun entretien
- Leur cout et relativement modéré.

VIII.2.2. DIMENSIONNEMENT D'APPAREIL D'APPUIS DE TYPE B

Selon Guide Technique SETRA

❖ **Aire l'appareil d'appui**

Les dimensions en plan de l'appareil d'appui sont déterminées pour vérifiant les conditions de non-cheminement en non écrasement sur la contrainte normale sous la réaction maximal à L'ELU

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

Avec :

a : coté parallèle a l'axe longitudinale de l'ouvrage

b : coté perpendiculaire à l'axe longitudinale de l'ouvrage

σ_{max} : la contrainte moyenne de compression due à l'effort R_{max} a L' ELU

$\mathbf{R_{max}}$: réaction d'appui a L' ELU **($\mathbf{R_{max}}$= 1.76 MN)**

D'où

$$\mathbf{a \times b \geq 881.085\ cm^2}$$

On prendra **a = 400 mm** et **b= 400 mm**

- **Calcule de l'épaisseur de l'appareil d'appui T**

  respectant la conditions de non flambement : $\frac{\mathbf{a}}{\mathbf{10}} \leq \mathbf{T} \leq \frac{\mathbf{a}}{\mathbf{5}}$

40.00 mm ≤ T ≤ 80.00 mm

- **Dimensionnement des frettes**

  On vérifier la contraint de traction des frettes : $\begin{cases} t_s \geq \frac{a}{\beta} \times \frac{\sigma_m}{\sigma_e} \\ t_s \geq 2\ mm \end{cases}$

  Avec

$$\begin{cases} \beta = \dfrac{a \times b}{2 \times G \times (a+b)} = 11.11 \\ \sigma_m = \dfrac{N_{max}}{a \times b} = 11.01 \quad MPa \end{cases}$$

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

D'où :

$\mathbf{t_S}$ **= 1.69 mm**

On prendra :

- Feuillets d'élastomère : $\mathbf{t_i}$ = 12 mm
- Frettes métalliques de : $\mathbf{t_S}$ = 3 mm
- Enrobage des chants : 4 mm
- Enrobage extérieur : 2.5 mm

Les dimensions de l'appareil d'appui sont présentées dans le tableau suivant :

Dimensions	Valeur (mm)
A	400
B	400
t_i	12
t_S	3
n	5
e	4
T_b	83
T	65

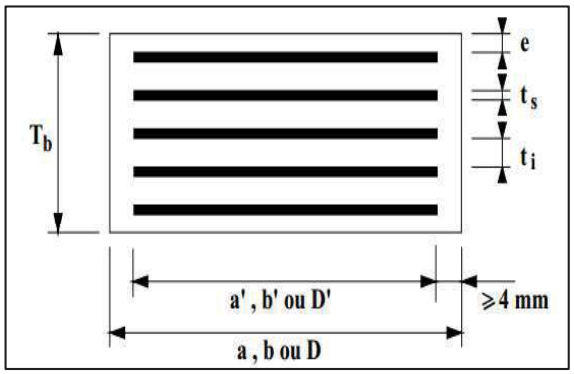


Tableau .VIII.1.Dimensions de l'appareil d'appui

VIII.2.3.VERIFICATION DES APPAREILS D'APPUIS

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

- **Résistance à la compression**

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

N = 1.76 MN ⟶ $\sigma_m = 11.01 \leq 20$ **MPa**

- **Sécurité au flambement**

On doit vérifier : $\gamma_S \times P_U \leq P_C$

$$P_C \leq \frac{4 \times G \times B \times S^2 \times d}{h} \; ; \; S = \frac{a \times b}{2 \times t(a+b)}$$

γ_S **:** Le coefficient de sécurité ; $\gamma_S = 3$ **.**

P_U : La valeur maximale des charges verticales à L'ELU.

P_C **:** La charges critiques de flambement .

B : L'aire nominal de l'appui .

d : La somme d'un épaisseur de frette et d'une épaisseur de caoutchouc .

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

S : facteur de forme

t : Epaisseur d'un feuillet de caoutchouc .

$\mathbf{h_C}$: Epaisseur totale du caoutchouc .

Application Numériques

S = 8.33

$\mathbf{P_C}$ = 7.23 MN

$\mathbf{P_U}$ = 1.76 MN

$\boldsymbol{\gamma_S \times P_U} = 5.29 \leq 7.23$ MN **(Conditions vérifiée).**

❖ Limitation de la distorsion

On doit vérifier : $\boldsymbol{\delta = tang\,.\gamma \leq \delta_C}$

La distorsion $\boldsymbol{\delta}$ des appareils d'appuis doit être limitée à une valeur critique $\boldsymbol{\delta_C}$

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

Avec

$\mathbf{p = P_U / P_C}$

$\boldsymbol{\delta 0 = C / h_c}$

$\boldsymbol{\delta = d / T_b}$

C : le plus petite cote pou un appui rectangulaire (400 mm).

δ : La distorsion de l'appareil d'appui.

d : Déplacement horizontal.

Application Numérique

$\mathbf{T_b}$ = **83 mm**

p = 0.244 < 0.25 ⟶ $\boldsymbol{\delta_C = 0.73}$

d = $d_{seisme} + d_{fal} + 0.4\,d_T + \max(d_{bc} : d_{al})$

δc = 0.73 < δ =1.241 conditions non vérifiée

(Donc on doit Placer des dispositifs de non- distorsion).

❖ Non glissement

On vérifier l'inégalité suivante :

$$H < \int \times N$$

Avec :

H : Effort horizontal.

N : Effort de compression vertical.

$\int = 0.1 + (0.6/\sigma_m)$

Application Numérique

Pile :

$N = (R_g + 0.2\,R_Q) / n_{app} = 0.74$ MN ($R_g = 11.424$ MN, $R_Q = 2.288$ MN, $n_{app} = 16$)

$\sigma_m = 4.64$ MPa . D'où $\int = 0.23$

$H = Ex + 0.4\,F_t + F_{fl+re} + 0.2F_{fr} = 0.14$ MN($Ex = 0.109$, $F_t = 0.01$, $F_{fl+re} = 0.023$, $F_{fr} = 0.019$)

$0.14 < 0.23 \times 0.74 = 0.17$ MPa (**conditions vérifiée) .**

culée :

$N = (R_g + 0.2\,R_Q) / n_{app} = 0.76$ ($R_g = 11.424$ MN, $R_Q = 1.704$ MN, $n_{app} = 8$)

$\sigma_m = 4.73$ MPa . D'où $\int = 0.23$

$H = Ex + 0.4\,F_t + F_{fl+re} + 0.2\,F_{fr} = 0.28$MN ($Ex = 0.245$, $F_t = 0.01$, $F_{fl+re} = 0.023$, $F_{fr} = 0.019$)

$0.27 > 0.23 \times 0.76 = 0.17$ MPa **(conditions non vérifiée).**

(Donc on doit placer des dispositifs de non-glissement au niveau de la culée).

$F_{r+f} = \frac{n \times G \times a \times b \times \Delta_{r+f}}{T}$ $\varepsilon_f = 3.5 \times 10^{-4}$ $\varepsilon_r = 2 \times 10^{-4}$ $\Delta l = \alpha \times l_0 \times \Delta T$

- $F_{freinage}$: l'effort de freinage max induit par le système A(l) (**Voir chapitre V**).
- **Ex** ; l'effort séismiques longitudinale max.
- F_{fl+re} ; l'effort de retrait plus fluage**.**
- F_t ; l'effort de température.
- ε_f ; coefficient de fluage.
- ε_r ; coefficient de retrait.
- $\alpha = 9.9 \times 10^{-6}\ °C^{-1}$ pour le bétonne armé.
- **G ;** module de cisaillement de l'appareil d'appui G= 0.9 MPa .
- **T ;** épaisseur de feuillet d'élastomère**.**

VIII.3. Etude des dés d'appuis

Le dé d'appui permet de diffuser les charges localisées provenant directement du tablier qui peut provoquer des fissures, pour cela on disposera des armatures de chainage et d'éclatement.

VIII.3.1.Dimensionnement des dés d'appuis

Les dimensions (a_1 ,b_1 ,h) doivent vérifier les condition suivantes

$$\begin{cases} a_1 \geq a + \frac{h}{2} \\ b_1 \geq b + \frac{h}{2} \end{cases}$$ avec $\mathbf{h \geq \frac{a \times b}{a+b}} = 0.2$ mdonc **a_1 =0.6 m, b1 = 0.6 m, h =0.2m**

VIII.3.2. Ferraillage des dés d'appuis

Selon les documents **SETRA**

❖ Armature de chainage

La section calculé doivent reprendre à un effort de 25%N_{max} .

Donc As =$\frac{\mathbf{0.25 \times Nmax}}{\boldsymbol{\sigma_S}} = \frac{0.25 \times 1.76}{434.78} = 10.12\text{cm}^2$ on prend **7HA14.**

❖ Armature horizontale

On met des armatures horizontales pour éviter la propagation des fissures , ces armatures doivent reprendre dans chaque direction un effort de 12.5%N_{max}

Donc As = $\frac{\mathbf{0.125 \times Nmax}}{\boldsymbol{\sigma_S}} = \frac{0.125 \times 1.76}{434.78} = 5.06\text{cm}^2$ on prend **7HA12**

❖ Ferraillage de surface (frettes supérieure)

Ces armatures doivent reprendre à un effort de 4% N_{max}

Donc $\frac{\mathbf{0.04 \times Nmax}}{\boldsymbol{\sigma_S}} = \frac{0.04 \times 14.18}{434.78} = 1.6\text{cm}^2$ on prend **3HA10**

❖ Ferraillage de surface (frettes inferieure)

Elles sont disposées dans une profondeur de $\frac{h}{3} \leq z \leq$ h

Donc As = $\frac{\mathbf{0.1 \times Nmax}}{\boldsymbol{\sigma_S}} = \frac{0.1 \times 14.18}{434.78} = 4.05\text{cm}^2$ on prend **4HA12**

VIII.3.3 LES PLAQUES DE FIXTATION

Ce sont des aciers pour assurer les positions des appareils d'appuis sur des-appuis et empêcher son glissement avec les poutres. Son épaisseur de **22.5 mm** avec une section supérieur à **5 cm** dans chaque cote par rapport a la section de l'appareil d'appui

VIII.4. JOINTS DE CHAUSSEE

Pour un passage entre les tabliers confortable, ainsi que limiter les déformations sur le début et la fin des tabliers. Il faut placer à chaque extrémité du tablier des joints de chaussée pour garantir la continuité de la surface de circulation, tout en permettant les déformations dû à la température, fluage, retrait, freinage et séisme.

VIII.4.1.Dimensionnement

Selon le RPOA on dimensionne le joint de chaussée avec la combinaison suivante :

$$W=W_D+0.4W_T+W_S/3$$

- W : Souffle total de joint
- W_D : Souffle total des déformations diffères (retrait +fluage)
- W_T : Souffle thermique
- W_S : Souffle sismique

- W_T et W_D sont calculés, W_T =0.46 cm, W_D=1.02cm
- W_sa été calculé dans l'étude sismique, vaut W_s=17 cm

  Donc W= 1.02+ 0.4 × 0.46+ 17/3= **6.8 cm = 68 mm**

VIII.4.2.Type de joint

Le type de joint de chaussée choisi est selon le souffle totale calculé précédemment, à l'aide de catalogue des joints de chaussée **CIPEC,** on constate que pour un souffle de **6.8cm** il faut considérer la famille des joints appelée **Wd** (souffles moyens).

souffle	**S<50**	**50$S \leq 60$**	**60$\leq S \leq$ 80**	**80 $\leq S \leq$ 110**	**110$\leq S \leq$ 160**	**160$\leq S \leq$ 230**	**230$\leq S \leq$ 250**	**S>250**
Wp	-	-	-	-	-	-	WP250	WP
Wd	-	Wd60	**Wd80**	Wd110	Wd160	Wd230	-	-
WOSd	-	WOsd50	WOsd75	WOsd100	-	-	-	-
WR	-	WR50	WR75	-	-	-	-	-
JEP	JEP3	JEP5	JEP8	-	-	-	-	-

Tableau VIII.2.joint de chaussée CIPEC

Le modèle pris en fonction du souffle et du bais de l'ouvrage, on a choisi le joint de type **Wd80**

- **Particularité du joint de chaussée Wd**

Les dents triangulaires des éléments métalliques permettent un fonctionnement sans hiatus et assurent ainsi une parfaite continuité de roulement et une réduction notable du bruit au passage du joint.

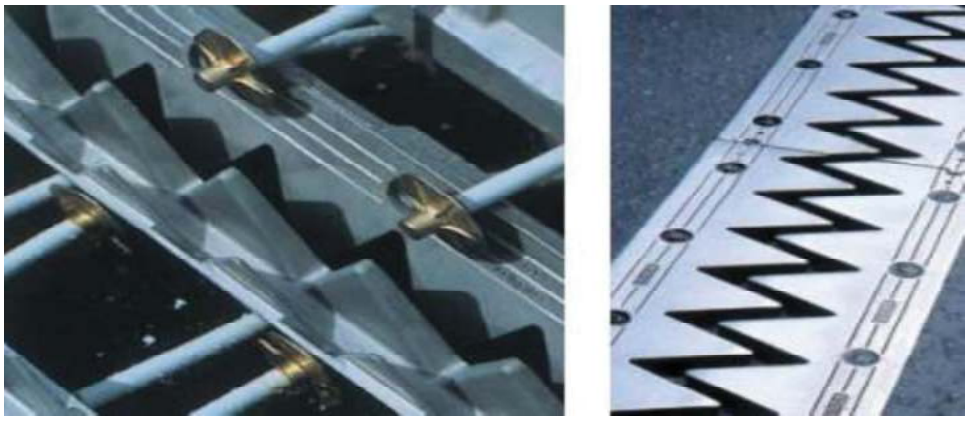


Figure VIII.1.Joints de chaussée de type Wd

VIII.5.CONCLUSION

On a vu dans ce chapitre le rôle de chacun des équipements du tablier ainsi que leurs méthodes de dimensionnement, afin d'assurer le confort des usages.

L'aménagement du tablier avec ces équipements parmi les dernières étapes d'étude de la Superstructure d'un pont, avant de passée a l'étude de l'infrastructure dans le chapitre suivant.

Chapitre IX

ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

ENSTP 2019/2020

IX.1.INTRODUCTION :

L'étude de l`infrastructure d'un ouvrage est une étude très importante de l'ouvrage. La détermination des appuis et des fondations consiste une longue réflexion basée sur un processus progressif et itératif. Le choix et le dimensionnement de l'infrastructure est basé sur la nature et le mode de la construction du tablier, les contraintes naturelles du site et les contraintes fonctionnelles du projet.

IX.2.ETUDE DE LA PILE

Les piles servent d'appuis intermédiaires au tablier : elles reprennent les efforts exercés par le tablier .Celui-ci peut-être simplement appuyé sur elles, partiellement ou totalement encastré.

IX.2.1.CONCEPTION DE LA PILE

La conception des piles en en fonction des milieu d'implantation, du mode du construction du tablier, de la nature du site .

N° pile	PK (Km)	Type de Fondation	H_{moy} de pile (m)
P1	PK 20 + 017.179	Profonde	6.42
P2	PK 20 + 055.179	Profonde	21.09
P3	PK 20 + 093.179	Profonde	13.95
P4	PK 20 + 131.179	Profonde	17.34
P5	PK 20 + 169.179	Profonde	20.91
P6	PK 20 + 207.179	Profonde	22.01
P7	PK 20 + 245.179	Profonde	30.42
P8	PK 20 + 283.179	Profonde	41.96
P9	PK 20 + 321.179	Profonde	28.94
P10	PK 20 + 359.179	Profonde	13.93

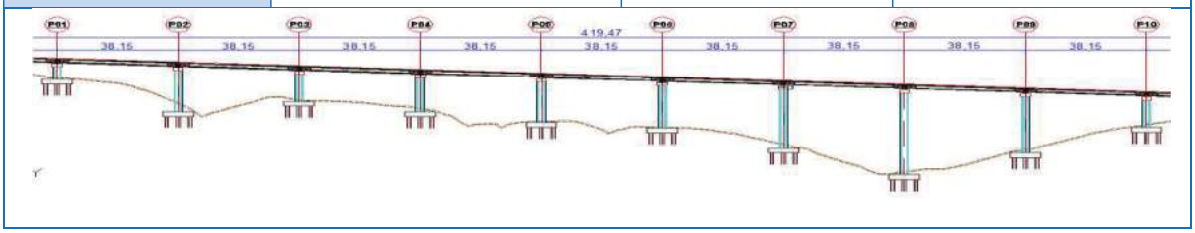


Tableau .IX.1.Implantation et hauteurs des piles.

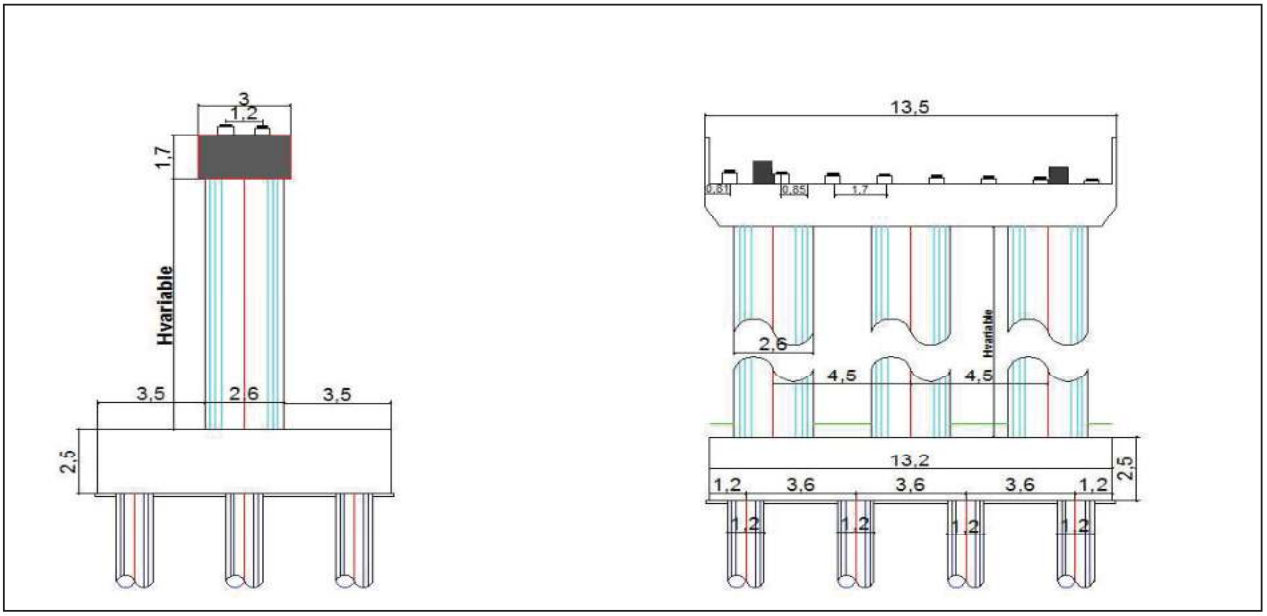


Figure. IX.1. Forme et dimensions de pile

IX.2.2.EVALUATION DE LA RAIDEUR TOTALE K

En utilisant les caractéristiques indiquées dans le paragraphe précédent, on calcules les raideurs des différents appuis.

$$\mathbf{K_{A-App} = G \times \frac{a \times b}{T}} \quad , \quad \mathbf{K_{Pille} = n \frac{3\,EI}{h^3}} \quad , \quad \mathbf{K_{A-App} = \frac{1}{\frac{1}{k_{Pille}} + \frac{1}{K_{A-App}}}}$$

Avec :

a, b ,T : sont respectivement les dimensions en plan , et l'épaisseur d'élastomère .

G : Module de cisaillement de l'appareil d'appui, G = 0.9 MPa en cas statiques et 1.2 MPa en cas dynamique .

f_{cj} : La résistance caractéristique du béton,$\mathbf{f_{C28} = 27\ MPa}$.

Appuis	H (m)	K Appareils d'appuis (MN/m)	K Pile (MN/m)	K Appuis Longitudinale (MN/m)
C1/ C2	/	23.63	INF	23.63
P1	6.42	47.26	2516.49	46.39
P2	21.09	47.26	70.99	28.37
P3	13.95	47.26	245.29	39.63
P4	17.34	47.26	127.72	34.50
P5	20.91	47.26	72.83	28.66
P6	22.01	47.26	62.45	26.90
P7	30.42	47.26	23.65	15.76
P8	41.96	47.26	9.01	7.57
P9	28.94	47.26	27.47	17.37
P10	13.93	47.26	246.35	39.65

Tableau .IX.2.Raideurs dynamiques longitudinales des appuis

Appuis	H (m)	K Appareils d'appuis (MN/m)	K Pile (MN/m)	K Appuis Transversale (MN/m)
C1/ C2	/	23.63	INF	23.63
P1	6.42	47.26	82966.94	47.23
P2	21.09	47.26	2340.35	46.33
P3	13.95	47.26	8087.00	46.99
P4	17.34	47.26	4210.78	46.74
P5	20.91	47.26	2401.31	46.35
P6	22.01	47.26	2058.97	46.20
P7	30.42	47.26	779.89	44.56
P8	41.96	47.26	297.17	40.78
P9	28.94	47.26	905.76	44.92
P10	13.93	47.26	8121.88	46.99

Tableau .IX.3. Raideurs dynamiques transversales des appuis

IX.2.3.ETUDE SISMINQUE

IX.2.3.1Caractéristiques de l'ouvrage relatives à l'étude sismique

D'après le RPOA 2008 les caractéristiques relatives a notre ouvrage sont comme suit :

- ✓ Le présent pont est de 2eme groupe.
- ✓ Le sol est de catégorie S2 .
- ✓ l'ouvrage est classé en zone IIa .
- ✓ L'accélération de zone A= 0.2 .

IX.2.3.2.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 des conditions , permis ces conditions il y a :

- ❖ **Angle de baie**

  Le biais doit être supérieure a 70 grades et les raideur longitudinales et transversales total des appuis ne variant pas de plus de 10% par rapport au valeur calculées sans biais / **(**Conditions **vérifier : il s'agit pont sans biais).**

- ❖ **Courbure de pont**

Il s'agit d'un pont qui présente une partie des clotoide d'un rayon très large **condition vérifiée**

- $Mp = \rho \times \Sigma(si \times hi)$

→ **M_P = 103565.48 KN**

- $M_T = G + \alpha Q$

  M_T = 133749.995KN

- Mp > 0.43 M_T **Condition non vérifiée**

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

IX.2.3.3. 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, des piles et 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 IX.2**.

Figure .IX.2.réponse horizontale.

❖ **SIESME VERTICAL**

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

IX.2.3.4.Période propre

Après le calcul des modes propres **(voir Annexe B)** :

- T=1.55 pour le sens longitudinal.
- T=1.43s pour le sens transversal.

IX.2.3.5.Evaluation de l'effort sismique longitudinal

Appuis	F_L (KN)	Déplacement de tablier (cm)
C1	1582.40	17
P1	137.95	17
P2	914.10	17
P3	592.96	17
P4	786.01	17
P5	1227.23	17
P6	932.93	17
P7	1187.93	17
P8	1505.38	17
P9	1050.58	17
P10	172.33	17
C2	1582.40	17

Tableau IX.4. Distribution des forces et des déplacements longitudinaux sur chaque appui.

IX.2.3.6.Evaluation de l'effort sismique transversal

Appuis	F_T (KN)	Déplacement de tablier (cm)
C1	1 261.68	12.8
P1	570.77	12.8
P2	1 027.66	12.8
P3	1 053.63	12.8
P4	1 096.63	12.8
P5	1 391.18	12.8
P6	997.97	12.8
P7	896.17	12.8
P8	803.24	12.8
P9	832.85	12.8
P10	301.91	12.8
C2	1 261.68	12.8

Tableau IX.5. Distribution des forces et des déplacements transversaux sur chaque appui.

IX.2.3.7.Combinaison d'action 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.

Direction d'effort	E_X	E_y	E_Z	Effort séismique (Pile8)(KN)
E1(longitudinale)	1	0.3	0.3	1746.35
E2 (Transversal)	0.3	1	0.3	1254.85

Tableau .IX.6. Les effets des différentes composantes du mouvement d'ensemble

La combinaison d'actions à l'E.L.A est écrite sous la forme suivante : **G + ΨQ + E**

Q : Actions variables des charges d'exploitation. Pour notre cas: Q = A(L) .
Ψ : 20% des charges d'exploitations routières pour ponts routiers urbains.

IX.2.4.DESCENTE DES CHARGES

IX.2.4.1.Efforts dus à la pile et au tablier

Les résultats sont résumes dans le tableau ci-après :

Désignation	N(KN)	H(KN)	$M_{FH/o}$
Semelle	7920.00	/	/
Fûts	16708.34	/	/
Chevêtre	1721.25	/	/
G Tablier	11418.9	/	/
Hf + r	/	360.66	16648.28
HT°	/	162.30	7491.73
A(l)	2294.98	/	/
Bc	1597.01	/	/
Mc120	1137.52	/	/
D240	2137.30	/	/
Fr(Al)	/	158.45	7238.21
Fr(Bc)	/	150.00	6852.00
Séisme Longitudinale	/	1746.35	77642.81
Séisme Transversal	/	1254.85	55790.81

Tableau .IX.7. Evaluation des efforts de la pile la plus sollicitée.

IX.2.4.2.COMBINAISON DES EFFORTS

Les combinaisons prises en considération sont définies dans **chapitre V**

Cas	Combinaisons	N(KN)	H (KN)	M (KN.m)
ELS	G +1.2Al+0.6 H_T + H (r+f)	40522.46	648.19	29920.44
ELU	1.35G+1.6Al+0.6 H_T + H (r+f)	54659.42	886.49	40920.56
ELA (Longitudinale)	G + Ex + 0.2 Al+0.4H_T+H(r+f)	38227.49	2171.93	97287.78
ELA (Transversal)	G + Ey + 0.2 Al+0.4H_T+H(r+f)	38227.49	1680.43	75435.782

Tableau .IX.8. Combinaison des efforts

IX.2.5.Vérifications de la stabilité de la pile vis-à-vis de flambement

La condition de flambement à vérifier est donnée par :

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

$\mathbf{L_f}$: Longueur de flambement $\mathbf{L_f} = 0.7$ h.

i : Rayon de giration de barre autour de l'axe de flambement .**i= D/4**

Application Numérique

h= 41.96 m ; D = 2.60 m

i= 0.65 m ; L_f= 29.37 m ⟶ $\lambda = 45.18 < 50$

IX.2.6.FERRAILLAGE DE LA PILE

IX.2.6.1.ETUDE DES FUTS

❖ **Sollicitation les plus défavorable :** Voir ANNEXE B

ELS : M_{max} = 9433.32 KN.m/ fût N_{cors} =10867.49 KN/ fût

T_{max} = 216.06 KN/ fût N_{cor} = 10867.49 KN/ fût

ELU : M_{max} = 12901.44 KN.m/ fût N_{cors} = 14655.81 KN/ fût

T_{max} = 295.5 KN/ fût N_{cor} = 14655.81 KN/ fût

ELA: M_{max} = 7063.941 KN.m/ fût N_{cors} =10145.30 KN/ fût

T_{max} = 2232.58 KN/ fût N_{cor} = 10145.30 KN/ fût

Section d'acier :

- Avec Logiciel qui calcul la section d'acier (Robot expert) détaille de calcul : **Voire ANNEXE C**

As = 168.9cm² → **35HA25** avec St= 24 cm, dans les deux sens , **Voir figure .IX.7**

Cerces transversales

- Avec Robot expert : 1 cerce HA14 et 1 cerce HA14 , esp = 15 cm dans la zone critique et 20 cm dans la zone courante : **Voir figure .IX.7**

IX.2.6.2.ETUDE DE CHEVETRE

La chevêtre généralement sollicite par deux sollicitation , flexion longitudinale et une torsion.

❖ **Dimensionnement à la flexion**

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

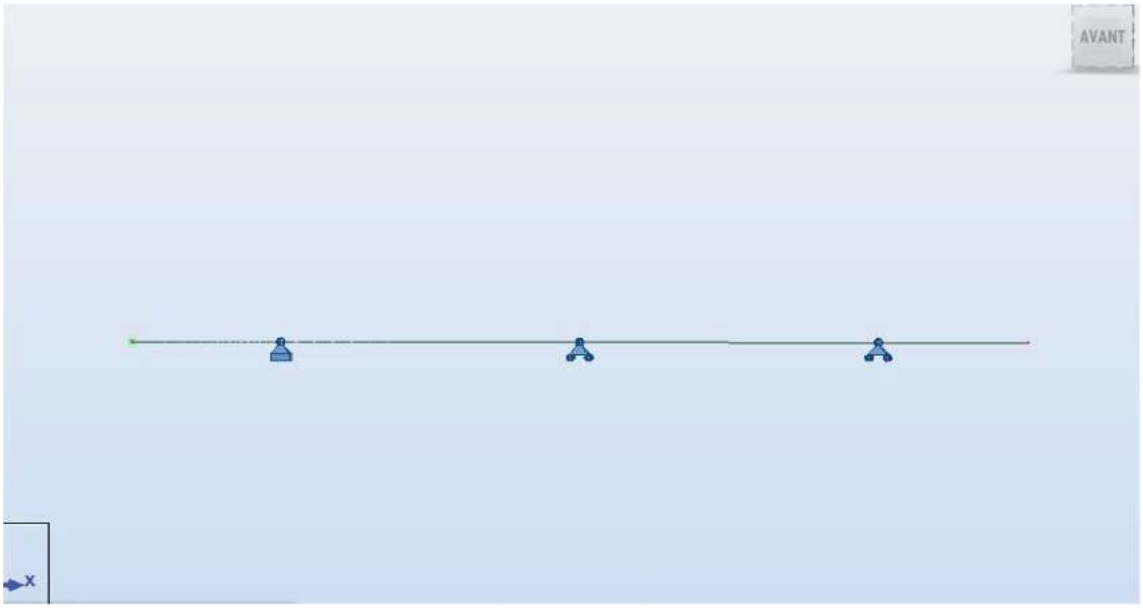


Figure. IX.3. Modèle de calcul

Les charges pris en considération :

Gmax Tablier , Poids Propre , D240 , Mc120 , Bc , A(l).

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

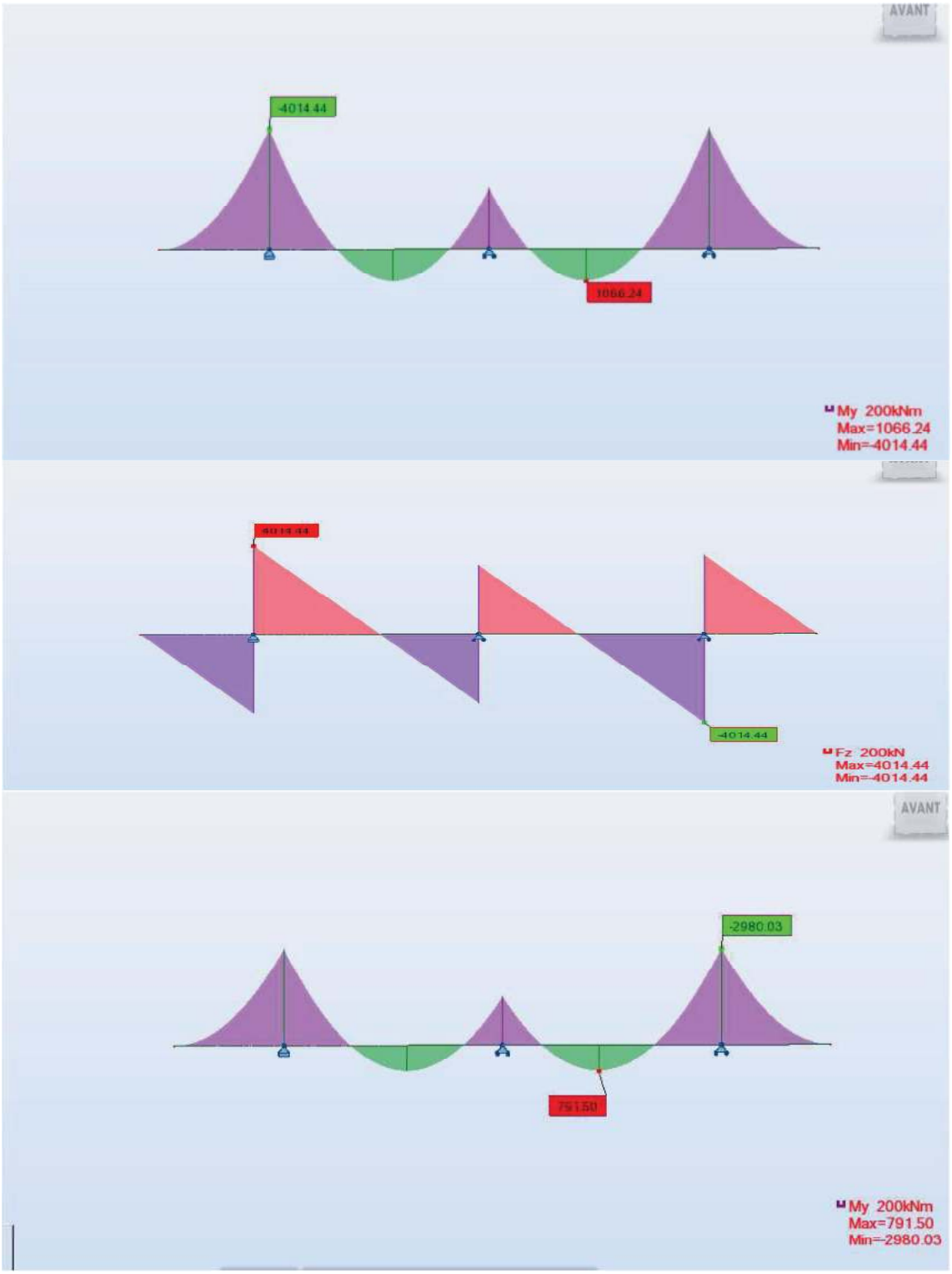


Figure. IX.4. effort tranchant max et les moments max à ELS et ELU sur le chevêtre avec logiciel

Avec Logiciel qui calcule la section d'acier (Robot expert) détaille de calcul : **Voir ANNEXE C**

Sollicitation	M max ELU	M max ELS	As	Armatures
Sup appui	4014.44	2980.03	78.3	25HA20
En travée	1066.24	791.50	48.9	25HA 16

Tableau .IX.9.Ferraillage du chevêtre

❖ Armatures transversales :

$\mathbf{T_{max}}$ **ELU = 4014.44 KN**

Avec robot expert : **1 cadre de HA14, esp = 12 cm** dans la zone critique et 15 cm dans la zone courante : **Voir ANNEX C**

❖ 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 l'effort de torsion , on considère une section rectangulaire ayant la hauteur du chevêtre , et dont la largeur L_t est limitée par :

$\mathbf{L_t = L_c}$ **Si** $\mathbf{L_c \leq \Phi + H_c}$

$\mathbf{L_t = L_c + \Phi}$ **Si** $\mathbf{L_c > \Phi + H_c}$

Application Numériques

$\mathbf{L_c}$ = 3 m

$\mathbf{H_c}$ = 1.7 m

$\mathbf{\Phi}$ **= 2.6 m**

$\mathbf{L_t}$ = 3 m

La contrainte de torsion donnée par :

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

$\mathbf{b_n}$ **:** L'épaisseur de la paroi de la section creuse équivalente , $b_n = H_c/6$.

C : Moment de torsion maximal par ml **C = R× e**

Ω : l'aire de torsion , $\Omega = (H_c - b_n)\ (L_t - b_n)$.

La section de ferraillage donnée par la relation suivante :

$$A_s = \frac{1}{\sigma_a} \times \frac{C \times P}{2\,\Omega} \quad ; \quad C = \text{Max (C1 ; C2).}$$

C1 : Moment de torsion construction, C2 : Moment de torsion service.

P : Périmètre du chevêtre .

$\overline{\sigma_a}$: Contrainte admissible de l'acier = 2/3 f_e

❖ **Application Numérique**

C1 = 148.65 KN.m

C2 = 81.30 KN.m

C = Max (C1 ; C2) = 148.65 KN .m

b_n = 0.28 m , **Ω** = 3.85 m^2 , **P** = 8.83 m

$\overline{\sigma_a}$ = 333.33 MPa

$\mathbf{A_s}$ = 5.12 cm^2 , on apte pour 6 HA12 , avec un espacement de 20 cm .

❖ **Vérification des contraintes tangentielles :**

$\tau_v^2 \leq \tau_{lim}^2$

τ_v **= Vu/b_0 d** = 0.9 MPa (b_0= Lc , d = 0.9 H_c)

$\tau_{lim} = \min\{0.2 f_{c28}/\gamma_b \; ; \; 5 \text{ MPa}\} = \min\{3.6 \; ; \; 5 \text{ MPa}\} = 3.6$ MPa

0.9 MPa ≤ 3.6 MPa

IX.3.ETUDE DE LA CULEE

La culée est un élément fondamental de l'infrastructure d'un pont, construite aux deux bords de l'ouvrage, donc c'est l'élément qui assure la liaison entre le tablier du pont et le milieu environnant.

A deux rôles principaux, donc à la fois un appui de tablier et un mur de soutènement qui subit à la poussée des terres et des surcharges de remblais.

IX.3.1.CHOIX DE TYPE DE CULEE

On distingue trois types :

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

Vu aux données naturelles du site, on opte pour une culée remblayée.

IX.3.2.PRE-DIMENSIONNEMENT DE LA CULEE

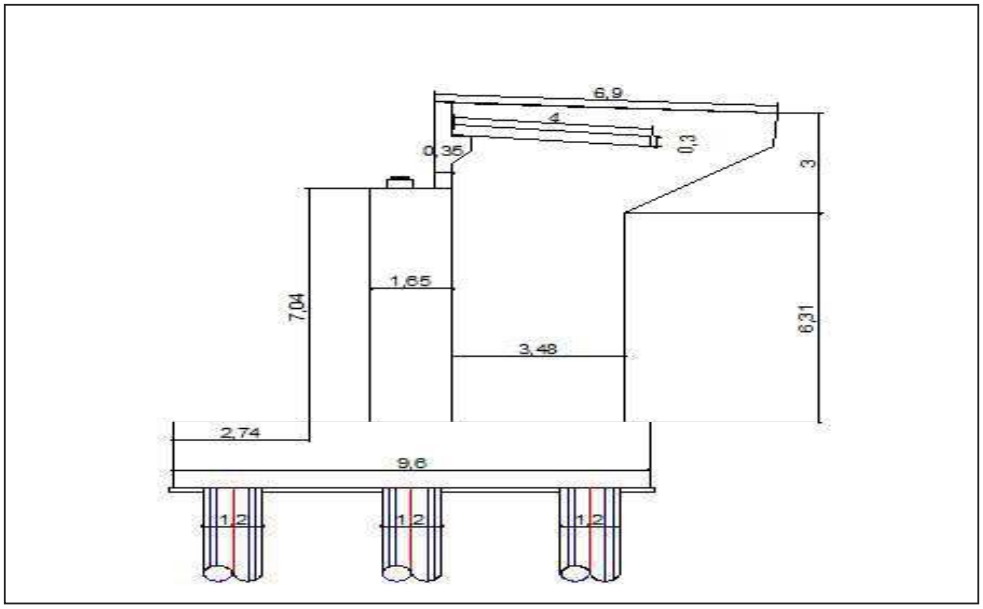


Figure. IX.5.Les dimension les éléments de la culée

Mur frontale	Mur de garde grave	Mur en retour	Dalle de transition	La semelle
Longueur = 13.5 m Epaisseur = 1.65 m Hauteur = 7.04 m	Longueur = 12.3 m Epaisseur = 0.35 m Hauteur = 2.64 m	Surface = 39.54 m² Epaisseur = 0.6 m	Longueur = 4 m Epaisseur = 0.3 m Largeur = 12.2 m	Longueur = 9.6 m Epaisseur =2.5 m Largeur = 13.2 m

Tableau .IX.10.Les dimensionnent des éléments de la culée

IX.3.3.Efforts dus à la culée

❖ Calcul de coefficient de la poussée

L'efforts d'inertie du mu ou des terres reposant sur la semelle sont calcules à partir des coefficient sismique Kh , Kv :

Kh = 0.2 ; Kv = 0.2 × Kh = 0.06

Kh : Coefficient sismique horizontale.

Kv : Coefficient sismique vertical.

La valeur des poussées des terres sur la culée et donnée par la formule suivante :

$$F_{ah} = \frac{1}{2}\gamma(1 \pm Kv)K_{ad} \times H^2$$

Dans les conditions sismiques, les coefficients de poussée sera déterminés par la formule de MONOBE – OKABE qui cite dans la RPOA :

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

Avec :

H : Hauteur totale du mur.

γ : et le poids des terres**.**

$\varphi = 30°$: angle de frottement interne de remblai sans cohésion**.**

$\beta = 0$: angle de talus avec l'horizontale.

$\theta = \text{arctg}\left(\frac{Kh}{1 \pm Kv}\right)$.

le coefficient de pusse sont présentés dans le tableau ci-dessous :

Action de séisme	Kh	Kv	**θ**	K_{ad}
Condition normale	0	0	-	0.33
Séisme ⟨horizontale ; $(1 + Kv)$⟩	0.2	0.06	10.68	0.46
Séisme ⟨horizontale ; $(1 - Kv)$⟩	0.2	-0.06	12.01	0.48

Tableau .IX.11.Calcul le coefficient de pousse K_{ad}

IX.3.4.FERRAILLAGE DES ELEMENTS DE LA CULEE (Voir figure .IX.6)

IX.3.4.1.MUR FRONTAL

Pour le ferraillage du mur frontal, on calcul les efforts et en considérant qu'il est encastré dans la semelle. le détail de calcul est présente dans le tableau suivant :

Désignation	N (KN)	H(KN)	**IFV(x/o)**	**IFH(y/o)**	$M_{Fv/o}$	$M_{FH/o}$
Mur frontal	3920.40	/	0	4.02	0	/
Dalle de transition	366.00	/	2.83	9.15	1035.78	/
Corbeau	79.95	/	1.00	8.70	79.95	/
Mur garde grève	311.85	/	0.65	8.85	202.70	/
Poids des terres sur DDT	327.67	/	2.89	9.65	946.97	/
Poussée Mur frontal	/	2746.00	/	2.89	/	7935.93
Poussée DDT	/	17.90	/	0.23	/	4.18
Poussée sur 10KN/m²	/	487.49	/	5.76	/	2688.68
Gmax tablier	5709.45	/	-0.23	/	-1313.17	/
A(l)	1705.73	/	-0.23	/	-1313.17	/

Bc	1478.53	/	-0.23	/	-392.32	/
Mc120	1086.28	/	-0.23	/	-340.06	/
D240	1829.19	/	-0.23	/	-249.84	/
Hf+r	/	180.33	/	7.04	-420.71	1630.20
HT°	/	81.15	/	7.04	/	733.59
Freinage A(l)	/	158.45	/	7.04	/	1432.43
Freinage Bc	/	150.00	/	7.04	/	1356.00

Tableau .IX.12.Evaluations des efforts du mur frontale.

Les combinaisons et les sollicitations sont montres dans **L'ANNEXE B**

Le ferraillage du mir frontal est composé d'armature verticale et horizontale.les armatures verticales sont déterminées en considérant le mur sollicité par une flexion composée selon le cas suivant :

❖ Sollicitation les plus défavorables

- **ELS** : **Max** = 1051.05 KN.m**/ml** , **Ncors** = 793.73 KN/ml

- **ELU : Max = 1805.22 KN.m/ml , Ncors = 1071.53 KN/ml**

  Tmax = 460.14 KN/ml , Ncors = 1071.53 KN /ml

Le ferraillage vertical est effectué par ROBOT Expert en considérant une section rectangulaire (1×1.65) m en flexion composée , selon le cas de chargement le plus défavorable

➢ Section d'acier

- Avec RPOT expert A_S**= 16 cm²** ; donc on opte pour **6HA20/ml** /coté remblai , avec un espacement de **15 cm : Voir ANNEXE C**

➢ Armature de constructions

- $A_{S'} = A_S /3 =$ **5.33 cm²** ; donc on opte pour6**HA12** /coté tablier avec un espacement de **15 cm**.

➢ Armature Transversales

- $A_t = A_S /4 =$ **4.00 cm²** ; donc on opte pour **7HA12** avec un espacement de **15 cm .**

IX.3.4.2.MUR GARDE GRAEVE

❖ Evaluation des efforts

➢ Moment des poussées des terres

$$Mp = \frac{P \times H}{3} \qquad \text{avec } P = \frac{1}{2} \times K_{ah} \times \gamma \times H^2 \times L$$

H : Hauteur de remblai ; **H** = 2.64 m **.**

K_{ah} : coefficient de pousse des terres**,** K_{ah}=0.33.

L : Longueur de remblai ; **L** = 1 m .

$\boldsymbol{\gamma}$: poids volumique de remblai ; $\boldsymbol{\gamma} = 18\ \text{KN}/m^3$

1. $\mathbf{M_p}$ **– ELS** = 18.22 KN.m
2. $\mathbf{M_p}$ **– ELU** = 24.59 KN.m

➢ Moment due à la force de freinage $\mathbf{M_{f\,Bc}}$

Le moment dû à la force de freinage donnée par la formule suivante :

$$\mathbf{M_f} = \frac{2\mu \times p \times h}{0.25 + 2h}$$

Avec

$\boldsymbol{\mu}$: Coefficient de pondération, $\boldsymbol{\mu}$ = 1.6 à l'ELU et $\boldsymbol{\mu}$= 1.2 à L'ELS

P= 60 KN

- $\mathbf{M_f}$ **– ELS** = 68.75 KN.m
- $\mathbf{M_f}$ **– ELU** = 91.66 KN.m

➢ Pousse d'un charge locale située arrière du mur garde grève

Le moment d'encastrement a la base du mur garde grève donnée par la formule suivante :

$$\mathbf{M_p} = \frac{12K}{0.75 + 2h} \int_0^h \frac{h - X}{(0.25 + X)} d_X \quad \text{et} \quad \mathbf{K = K_a \times b_c \times \delta \times \gamma}$$

$\boldsymbol{\gamma}$: coefficient de pondération , $\boldsymbol{\gamma}$ = 1.6 à l'ELU et $\boldsymbol{\gamma}$= 1.2 à L'ELS

$\mathbf{b_c}$: coefficient de pondération de système $\mathbf{B_c}$

$\boldsymbol{\delta}$ **:** coefficient de majoration dynamique pour une charge sur remblai

h : hauteur de mur de garde grève .

- $\mathbf{M_p}$ **– ELS** = 44.10 KN.m
- $\mathbf{M_p}$ **– ELU** = 58.80 KN.m

❖ combinaison d'action sur le MGG

- $\mathbf{M_{ELS}} = M_G + 1.2\ M_Q = 131.06$ KN.m
- $\mathbf{M_{ELU}} = 1.35 M_G + 1.6\ M_Q = 175.06$ KN.m

➢ **Section d'acier**

- Avec Robot expert A_S **= 21.14 cm²** ; donc : on opte pour **7HA20/ml /** coté remblai, avec un espacement de **15 cm** : **Voir ANNEXE C**

➢ **Armatures de constructions**

- $A_{S'} = A_S/3 = 7.13$ **cm²** ; donc : on opte pour **7HA12/ml/** coté tablier avec un espacement de 15 cm .

➢ **Armatures transversales**

- $A_t = A_S/4 = 5.35$**cm²** ; donc : on opte pour **7HA12/ml** avec un espacement de **15 cm**

IX.3.4.3.DALLE DE TRENSITION

La dalle de transition est une dalle en béton armé , placée sous la chaussée aux extrémités du pont , son rôle est d'éviter le dénivellement qui pourrit se produit lors des tassement éventuels des remblais derrière la culée . la dalle est supposée simplement appuyé sur ses deux extrémités. (L=12.20m, H = 4.00, e = 0.3 m)

- Remblai : $G_{remblai} = 18 \times 0.7$ → $G_{remblai} = 12.6$ KN
- Poids propres de la dalle : $G_{dalle} = 25 \times 0.3$ → $G_{dalle} = 7.5$ KN
- Revêtement : $G_{revetment} = 24 \times 0.08$ → $G_{revetment} = 1.92$ KN
- Surcharges : → Q = 10 KN

Type de charge	M(KN.m)	V (KN)
Poids propre	15	15
Remblai	25.2	25.2
Revêtement	3.84	3.84
Surcharges	20	20

Tableau .IX.13.Les charges agissant sur la dalle de transition

❖ **Combinaison d'action sur la dalle de transition**

Etat	Combinaison	Moment fléchissent (KN.m)	Effort tranchant (KN)
ELU	1.35 G + 1.6 Q	91.45	91.45
ELS	G + 1.2 Q	68.04	68.04

Tableau .IX.14.Combinaison des moments et efforts tranchants pour la dalle de transition.

La dalle de transition est sollicité par une flexion simple, la fissuration est considérer préjudiciable

- **Section d'acier**
  - Aves Robot experte A_S = **12.2 cm²** ; On prend **7HA16/** cote inferieur avec un espacement de **15 cm** : **Voir ANNEXE C**
- **Armatures longitudinales**
  - $A_S' = A_S/3$ = **4.07 cm² ;** on prend **7HA12** avec un espacement de **15 cm.**
- **Armature de construction**
  - $A_S = A_S/4$ = **3.05 cm² : 7HA10** avec un espacement de **15 cm.**

IX.3.4.4.CORBEAU D'APPUI DE LA DALLE DE TRANSITION

Le corbeau c'est un appui pour la dalle de transition, il soumis à la réaction de cette dernier

❖ **Evaluation des efforts**

➢ **Réaction au du poids des remblais**

La réaction du a poids des remblais donnée par la formule suivant :

$$R_{Rem} = \frac{ql}{2}$$

Avec :

L : Longueur de la dalle de transition.

q : charges des remblais ; $q = q_{remblai} + q_{revetment} + q_{dalle}$

$$\longrightarrow \quad R_{Rem} = \frac{22.02 \times 1}{2} = 11.01 \text{ KN/ml}$$

➢ **Réaction des surcharges des remblais.**

La réaction due sur charges des remblais donnée par la formule suivant :

$$R_{sur.Rem} = \frac{ql}{2}$$

Avec

q : surcharges

$$\longrightarrow R_{sur.Rem} = \frac{10 \times 1}{2} = 5.00 \text{KN/ml}$$

❖ **Combinaison d'action sur le corbeau**

$R_{ELU} = 1.35\, R_G + 1.6\, R_Q$ = 22.86 KN/ml.

$R_{ELS} = R_G + R_Q$ = 17.01 KN/ml .

Le corbeau sollicité par un compression simple, la fissuration est considérer préjudiciable.

- **Section d'acier**
  - A_S = 11.2 cm² ; on prend **6HA16** avec un espacement de **15 cm**
- **Armature de construction**
  - $A_S = A_S/4$ on prend **4HA10** avec un espacement de **15 cm**

IX.3.4.5.MUR EN RETOUR

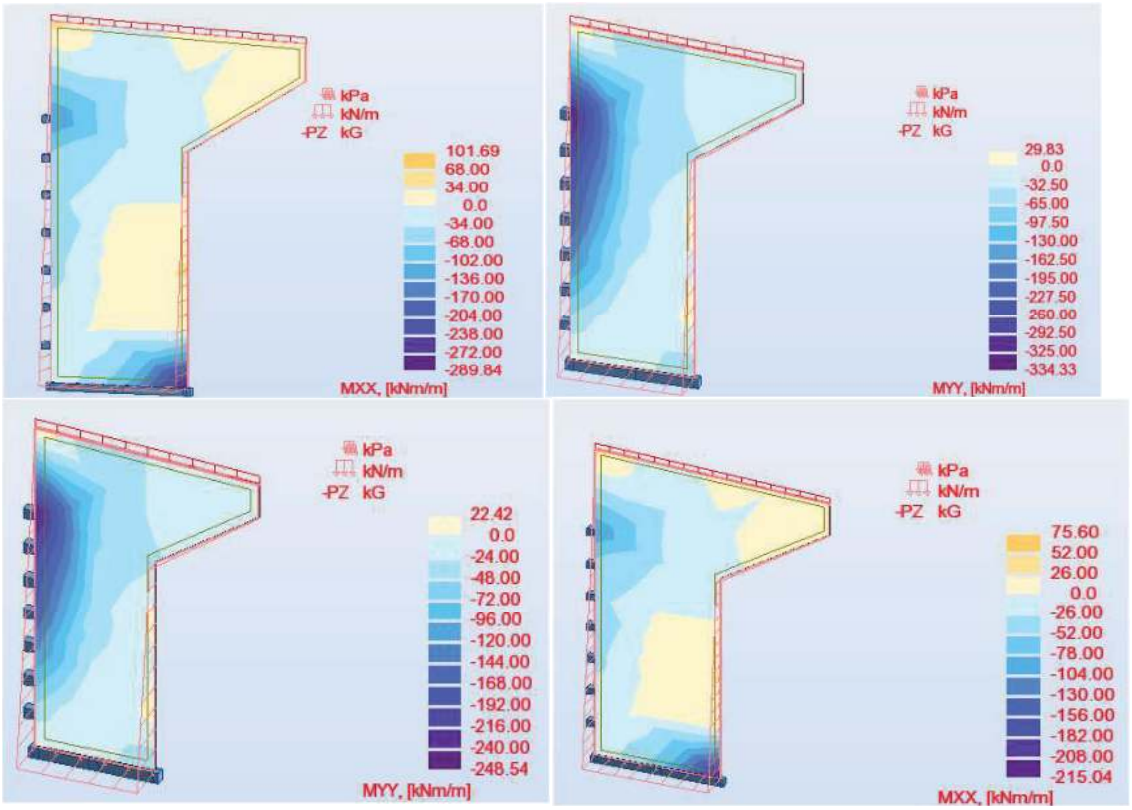


Figure. IX.6.Les moments MXX et MYY a ELU et a ELS sur le mur en retour avec logiciel

Le mur en retour a pour de rôle d'assurer le soutènement des terres du remblai d'accès du pont, il est soumis des charges suivantes :

- Poussée des terres : P_{terres} = (0.333× 9.51 × 18) = 59.48 KN/m².
- Poussée des surcharges de remblai : P_{Sr} = 3.33 KN/m².
- Poids de CCP : P_{eq} = 10.25 KN/ml
- Poids propre du mur (calcul automatique)

- **Combinaison des efforts**

ELS : $Mu = (M_t + M_{pp} + M_{CCP}) + 1.2 (M_{Sr})$
ELU : $Mu = 1.35(M_t + M_{pp} + M_{CCP}) + 1.6 (M_{Sr})$

- **Résultats et ferraillage (Voir ANNEXE C , et Figure. IX.8)**

		Max ELU	Max ELS	As	Armatures
Sens vertical	Coté remblai	238.00	182.00	14.40	5HA20
	Coté extérieur	102.00	52.00	5.50	5HA16
Sens horizontale	Coté remblai	292.50	216.00	17.20	6HA20
	Coté extérieur	97.50	96.00	7.40	6HA16

Tableau .IX.15.Résultats et ferraillage du mur en retour.

IX.4.ETUDE DES FONDATION

IX.4.1.Etude de la semelle

La semelle a pour rôle de transmettre au sol les différentes charges par intermédiaire des pieux.

Sous la pile		Sous la culée	
Longueur	13.2	**Longueur**	13.2
Largeur	9.6	**Largeur**	9.6
Epaisseur	2.5	**Epaisseur**	2

Tableau .IX.16.Les dimensions de la semelle sous la culée et la semelle sous la pile

Les résultats des efforts agissants sur la semelle sont récapitulés dans **:(L'ANNEXE B)**

IX.4.1.1Ferraillage de la semelle

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

$$\begin{cases} \alpha \geq 45° \\ h \geq \dfrac{L}{2} - \dfrac{b}{4} \end{cases}$$

Avec :

h : H-d'.

b : épaisseur de la pile ou le mur frontal.

L : entraxe entre les pieux**.**

Cas de la pile		Cas de la culée	
L	3.6	**L**	3.6
B	2.6	**b**	1.65
H	2.5	**H**	2
d'	0.1	**d'**	0.1
H	2.4	**h**	1.9
$\frac{L}{2}-\frac{b}{4}$	1.15	$\frac{L}{2}-\frac{b}{4}$	1.39
$\alpha_1=\alpha_2=arctg\left(\frac{h}{\frac{L}{2}-\frac{b}{4}}\right)(°)$	63.48	$\alpha_1=\alpha_2=arctg\left(\frac{h}{\frac{L}{2}-\frac{b}{4}}\right)(°)$	53.89
Conditions	Vérifiées	**Conditions**	**Vérifiées**

Tableau .IX.17.La vérification des conditions de la méthode des bielles

D'après le document ≪ **SETRA** ≫ la section d'armature transversale inferieure est déterminée par la méthode des bielles est égale à :

$$A_S = \frac{N_{MAX}}{\bar{\sigma}_a} \times \frac{\left(\frac{L}{2}-\frac{b}{4}\right)}{h}$$

Application Numériques

Cas de la pile (voir Figure .IX.6)

$N_{Max\text{-}ELS}$ = 4415.78 KN ; $N_{Max\text{-}ELA}$ =5983.94 KN .

$\bar{\sigma}_{a-ELS}=\frac{2}{3}f_e$ = 333.33 MPa ; $\bar{\sigma}_{a-ELS}=f_e$ = 500 MPa.

$A_{S\text{-}ELS}$ = 63.48 cm² $A_{S\text{-}ELA}$ = 57.35 cm².

Donc A_S = 63.48 cm²

Les armatures transversales placées dans les bandes axées sur les pieux , ayant une largeur (L) telle que : L : H + Q_{pieux} = 3.6 m.

On prend **21HA20 ;** Avec : $S_t = \frac{\theta+h}{n-1}$ =18 cm on opte pour un espacement de 20cm

Armatures longitudinales inferieure

- A_{S1}= As /2 ; Soit : HA16 , avec un espacement de 20cm

Armatures transversale supérieure

- A_{S2}= As /3 ; Soit : HA14 , avec un espacement de 20 cm

Armatures longitudinales supérieure

- A_{S3}= As /4 ; Soit : HA12, avec un espacement de 20 cm

Armatures latérales

- A_{S4}= As /10 ; Soit : HA12 , avec un espacement de 20 cm

Cas de la culée (voir Figure .IX.8)

$\mathbf{N_{Max\text{-}ELS}}$ = 3761.79 KN ; $\mathbf{N_{Max\text{-}ELA}}$ = 2754.74 KN.

$\bar{\sigma}_{a-ELS} = \frac{2}{3} f_e$ = 333.33 MPa ; $\bar{\sigma}_{a-ELS} = f_e$ = 500 MPa.

$\mathbf{A_{S\text{-}ELS}}$ = 82.41 cm² ; $\mathbf{A_{S\text{-}ELA}}$ = 40.23 cm².

Donc $\mathbf{A_S}$ = 82.41 cm²

Les armatures transversales placées dans les bandes axées sur les pieux , ayant une largeur (L) telle que : L : h + Q_{pieu} = 3.1 m.

On prend **16HA32 ;** Avec : $S_t = \frac{\theta+h}{n-1}$ = 19.38 cm on opte pour un espacement de 20 cm

Armatures longitudinales inferieure

- A_{S1}= As /2 ; Soit : HA25 , avec un espacement de 20 cm

Armatures transversale supérieure

- A_{S2}= As /3 ; Soit : HA20 , avec un espacement de 20 cm

Armatures longitudinales supérieure

- A_{S3}= As /4 ; Soit : HA16 , avec un espacement de 20 cm

Armatures latérales

- A_{S4}= As /10 ; Soit : HA12, avec un espacement de 20 cm

IX.4.2.Etude des pieux

❖ Nombre des pieux

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

$$n_p = \frac{N_{max}}{Q_p}$$

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

Q_p : capacité portante d'un pieux à l'ELS.

Application Numériques

Cas de la pile		Cas de la culée	
N_{max}	40552.46	N_{max}	27778.78
Q_P	6128	Q_P	5331
n_P	6.6	n_P	5.2
On prend	**12 pieux de 16m de profondeur**	**On prend**	**12 pieux de 16m de profondeur**

Tableau .IX.18.Nombre des pieux sous la semelle

❖ **Effort revenante à chaque pieu**

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

Avec

n : nombre des pieux.

N : effort normale.

M_X , M_Y : moments dans le sens X ; y

X= y = 3.6 m : la distance des pieux par rapport à l'axe de la semelle.

	Cas de la pile			Cas de la culée		
Etat	N_{max} (KN)	N_{min} (KN)	Q_P(KN)	N_{max}(KN)	N_{min}(KN)	Q_P(KN)
ELU	5975.80	3062.72	8369	6575.80	351.49	6826
ELS	4415.78	2284.43	6128	3761.79	624.77	5331
ELA	5983.94	821.51	7214	/	/	/

Tableau .IX.19.Les valeurs des N_{max} et N_{min} pour les combinaisons la plus défavorables

❖ **Cas de la pile**

$N_{max\text{-}ELS}$ = 4415.78 KN< 6128 KN ⟶ **pas de risque de poinçonnement**

$N_{min} > 0$ ⟶ **pas de risque de soulèvement.**

$N_{max\text{-}ELA}$ = 5983.94 KN< 7214 KN ⟶ **pas de risque de poinçonnement**

$N_{min} > 0$ ⟶ **pas de risque de soulèvement.**

❖ **Cas de la culée**

$N_{max\text{-}ELS}$ = 3761.79KN< 5331 KN ⟶ **pas de risque de poinçonnement**

$N_{min} > 0$ ⟶ **pas de risque de soulèvement.**

$N_{max\text{-}ELU}$ = 6575.80 KN< 6826 KN ⟶ **pas de risque de poinçonnement**

$N_{min} > 0$ ⟶ **pas de risque de soulèvement.**

❖ **Action sur les pieux**

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

$$EI = \frac{d^4y}{d^4X} + C_u b_y = 0$$

Avec

b : diamètre de pieux .

C_u : module de rection ce sol .

y : déplacement en tête du pieu.

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

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

Avec

α : Longueur élastique de pieux

Le pieu est soumis à un moment fléchissant en chaque dixième de section, ce moment est déterminé par la méthode WERNER, le pieu étant encastré en tête, ce qui implique que les déplacements ou les rotations sont nuls.

❖ **Calcule du coefficient d'amortissement du module de WERNER λ**

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

Application Numériques

Cu = 30 MN/m3 .

E = 33 000 MPa .

b = 1,20 m .

I= 0,101 m4.

λ = 0.228 .

D'ou : **λL = 3.647.**

D'où on tire les valeur de **(X_φ^H , X_φ^M)** à partir du tableau de WERNER **.**

$$\lambda L = 3.647 \rightarrow \begin{cases} X_\varphi^H = 1.22 \\ X_\varphi^M = 1.52 \end{cases}$$

❖ **Moment fléchissant et effort tranchant en tête du pieu**

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

$$\bar{M} = -\frac{X_\varphi^H}{X_\varphi^M} \times \frac{\bar{P}}{\lambda}$$

	Cas de la pile			Cas de la culée		
	ELU	ELS	ELA	ELU	ELS	ELA
H(KN)	886.49	648.19	2875.44	9215.69	5201.65	11628.36
$\bar{P}$(KN/pieu)	73.87	54.02	239.62	767.97	433.47	969.03
$\bar{M}$(KN.m)	261.32	191.07	847.62	2716.59	1533.33	3427.79
N(KN)	3134.10	2337.97	821.51	703.38	624.77	351.49

Tableau .IX.20.Les valeurs des moments fléchissant et effort tranchant en tête du pieu.

IX.4.2.1.Ferraillage des pieux

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

❖ Cas de la pile (Voir figure .IX.7)

A_S = **113.10 cm²** : Donc on prend **24HA25** avec un espacement de **14 cm : Voir ANNEXE C**

Pour les armatures transversales, on prendra de cercles de **HA14** avec un espacement de **15 cm** dans la zone critique et **30 cm** dans la zone courant.

❖ Cas de la culée (Voir figure .IX.8)

A_S = **143.9 cm²** : Donc on prend **18HA32** avec un espacement de **12 cm** : **Voir ANNEXE C**

Pour les armatures transversales, on prendra de cercles de **HA14** avec un espacement de **15 cm** dans la zone critique et **30 cm** dans la zone courant.

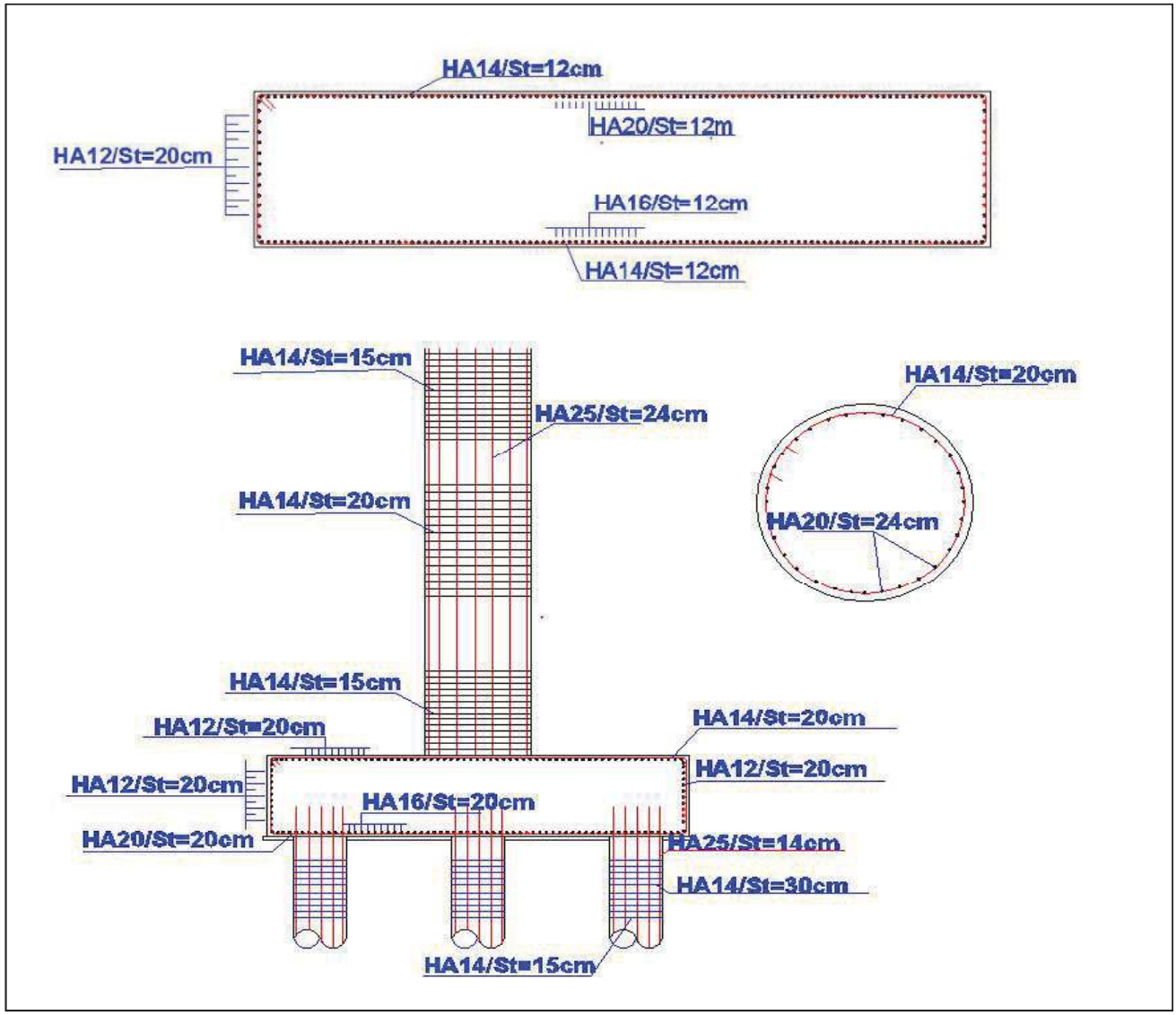


Figure. IX.7.Ferraillage les éléments de la pile.

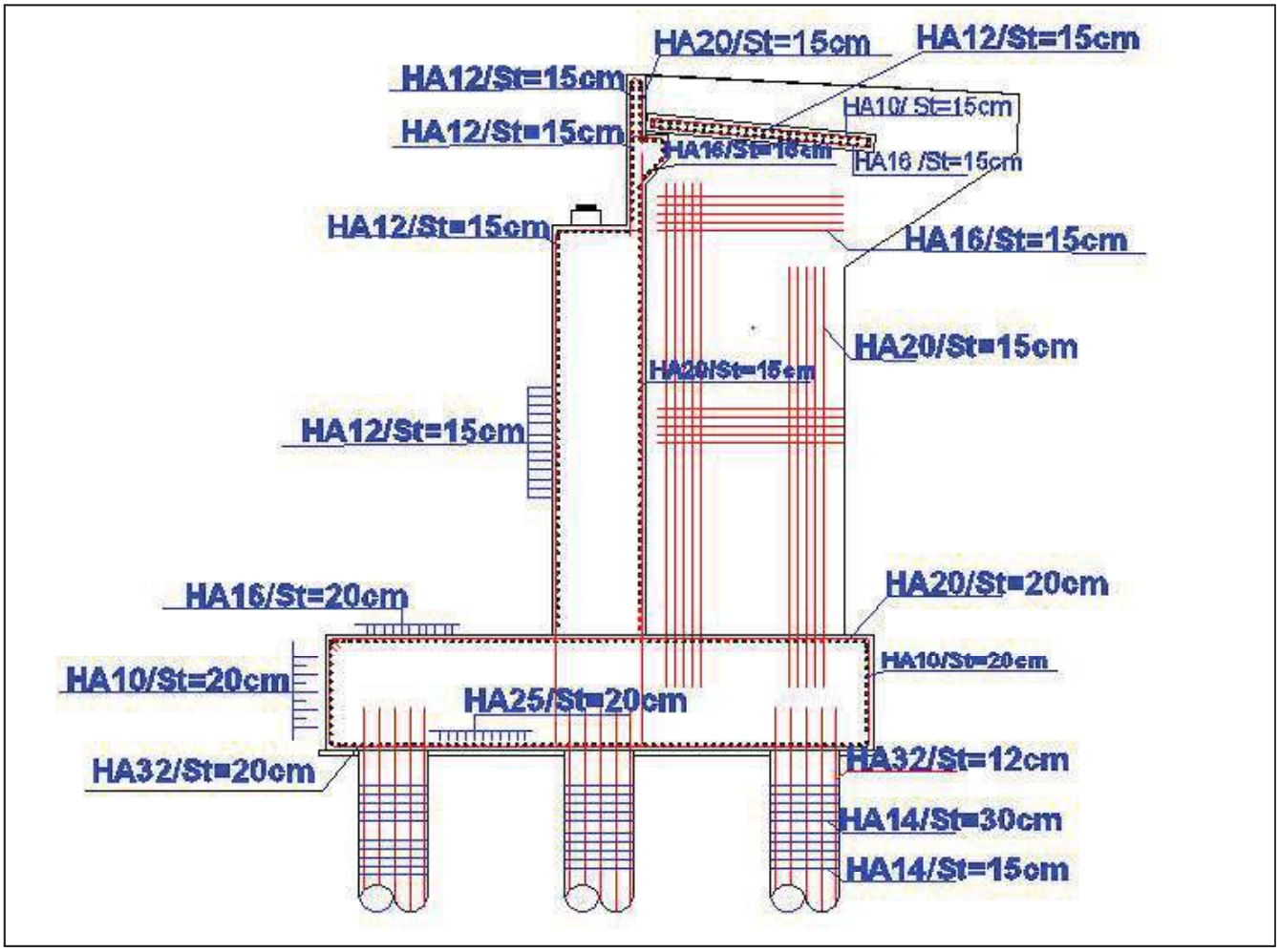


Figure. IX.8.Ferraillage les éléments de la culée.

IX.5.CONCLUSION

L'etude l'infra structure abordée dans ce chapitre traite le dimensionnement , ainsi la stabilité de la pile et la culée tout en vérifiant le ferraillage de ses élement , qui lui permetrrait d'avoir un fonctionnement adéquat , d'où l'ouvrage peutet- être exploite en toute sécurité .

CONCLUSION GENERALE

ENSTP 2019/2020

CONCLUSION GENERALE :

Le projet de fin d'étude est une phase importante dans le cycle de formation d'élève ingénieur et c'est la meilleure occasion pour l'étudiant de démontrer en évidence ses connaissances théoriques acquises durant les trois années de formation à L'école nationale Supérieur des Travaux Publics.

Cette étude nous a permis d'acquérir les différentes techniques d'assimilation des phénomènes physiques, la maîtrise de la réglementation régissant les principes de calcul des structures dans le domaine des ouvrages d'art, ainsi d'approfondir nos connaissances théoriques et pratiques. Ceci se fait à partir de la lecture des déférentes références bibliographiques, l'utilisation du logiciel comme moyen de calcul et surtout grâce au côtoiement d'ingénieurs et de la recherche dans le domaine de génie civil.

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, mécanique des milieux continus, la rhéologie des matériaux, les procédés de la précontrainte ainsi le calcul numérique par ordinateur.

En fin ce projet de fin d'étude est une excellente synthèse de tout ce qu'on a appris durant notre cursus et aussi une occasion pour intégrer le milieu professionnel.

Bibliographies

ENSTP 2019/2020

OUVRAGES

[1] Document SETRA, (Février 1996) **« Ponts à poutres préfabriquées précontraintes par post-tension »**. Centre des techniques d'ouvrages d'art (France).

[2] Document SETRA, (septembre 2009) **« Ponts mixtes acier-béton »**. Ministère de l'écologie, de l'énergie, de développement durable et du la mer (France).

[3] 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).

[4] Document SETRA (janvier 2000) « **Ponts courants en zones sismique** ». Ministère de l'équipement, des transports.

[5] Document SETRA, (Février 1990) **« Précontrainte extérieure ».** Centre des Techniques d'Ouvrages d'Art.

[6] Abaques pour le dimensionnement des sections en béton armé document technique réglementaire RCPR,RPOA (2009), Ministère des travaux publics .

[7] Catalogue, joint de chaussée CIPEC (juin 2010), freyssiney .

[8] Document SETRA (juillet 2007) « **Appareils d'appui en élastomère fretté** », Ministère de l'écologie du développement et de l'Aménagement durable.

[9] Précontrainte additionnelle des ponts (mai 2012), **GUIDE FABEM** une Edition du Syndicat National des Entrepreneurs Spécialiste de Travaux Réparation et Renforcement de Structure (STRRES) France.

- **COURS**

[10]M. Bayasli, (2020) **« Cours de Calcule des grillages de poutres et dalles orthotrope selon la méthode de GUYON MASSONNET».** Ecole nationale supérieure des travaux publics d'Alger.

[11] BELAOURA Mbarek et AMIEUR Mohamed , (2019/2020) **« Cours de Béton Précontraint »**. Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics d'Alger.

[12] BENREDHOUANE Mustapha, (2017/2018/2019) **« Cours de Béton Armé »**. Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics d'Alger.

PFE

[13] Chenouf Alaeddine et Bouali Amel (2014) « **Conception et étude d'un pont sur en béton précontraint d'une portée totale de 99m sur la RN81 à SEDRATA wilaya de SOUKAHRAS »**. Projet fin d'étude pour l'obtention du diplôme d'ingénieur d'état. Encadré par AMEIUR Mohamed Ecole nationale supérieure des travaux publics de Kouba, Algérie.

[14] BELKACEM BOUZIDA Walid ,KOUCHIH Sami Islem (2019), « **CONCEPTION ET ETUDE D'UN PONT AU PK12+636 pénétrante reliant la ville de Batna à l'Autoroute EST/OUEST»** projet fin d'étude pour l'obtention du diplôme d'ingénieur d'état. Encadré par Pr.FEDGHOUCHE Ferhat Ecole nationale supérieure des travaux publics de Kouba, Algérie.

LOGICIELS

Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2013
Autodesk Robot Expert
Autodesk Autocad 2013
Microsoft office word 2007
Microsoft office Excel 2007

Webographie

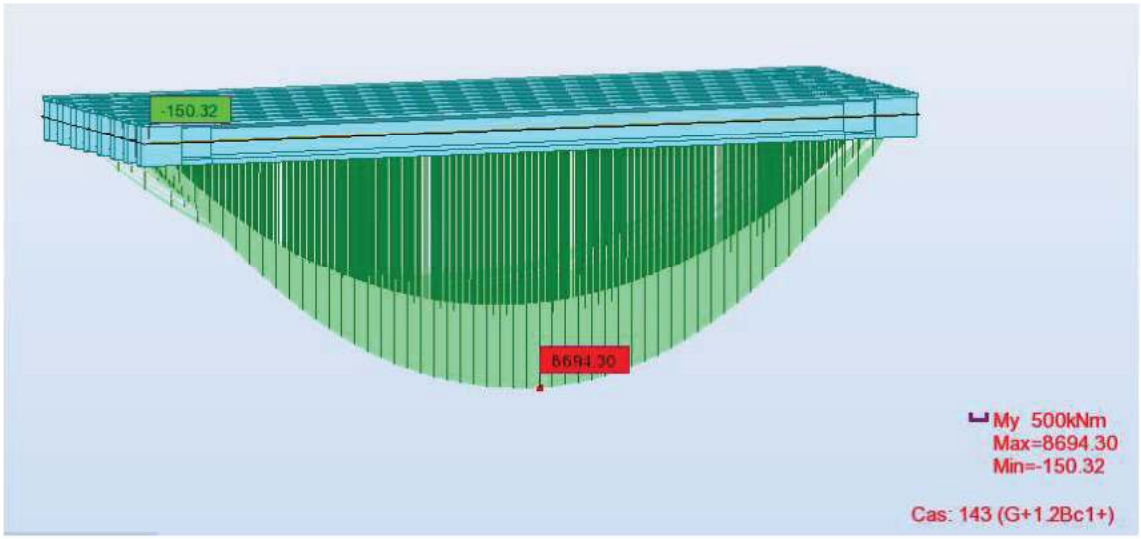
[15] https://structurae.info
[16] https://pinterest livre.com
[17] https://www.alamyimages.fr
[18] https://www.wikipedia.org
[19] http://www.planete-tp.com
[20] http://www.proposmontreal.com/index.php/dossier-le-pont-champlain/

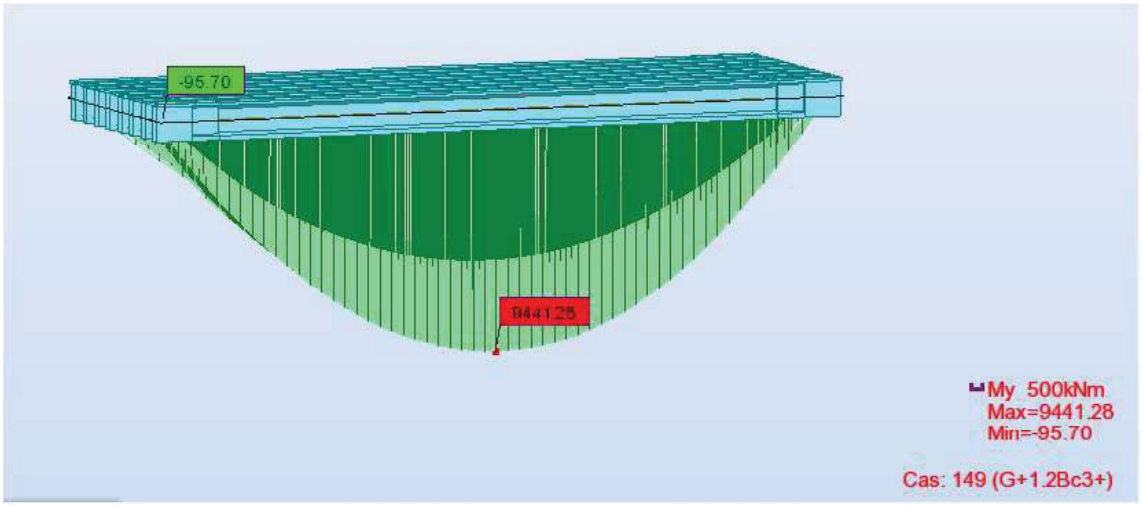
ANNEXE A : MODELISATION ET EVALUATION DES EFFORTS

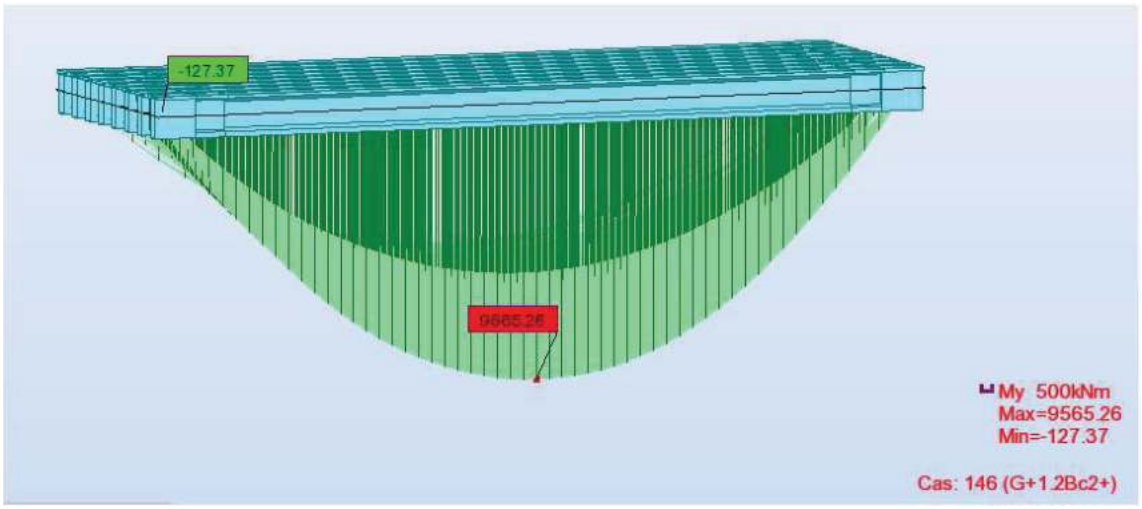
ENSTP 2019/2020

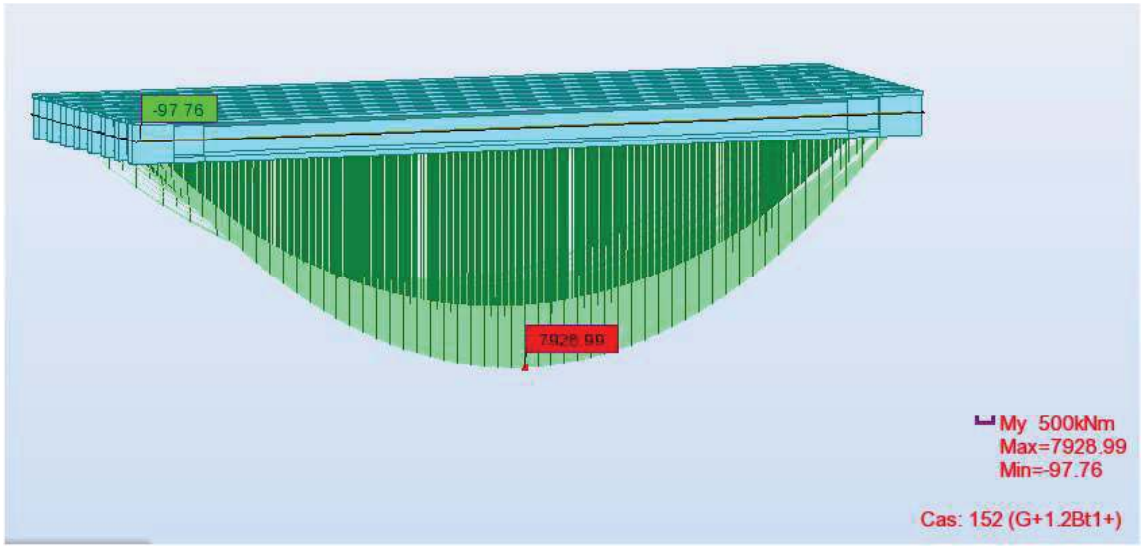
1. DIAGRAMMES DES MOMENT DU AU COMBINAISON

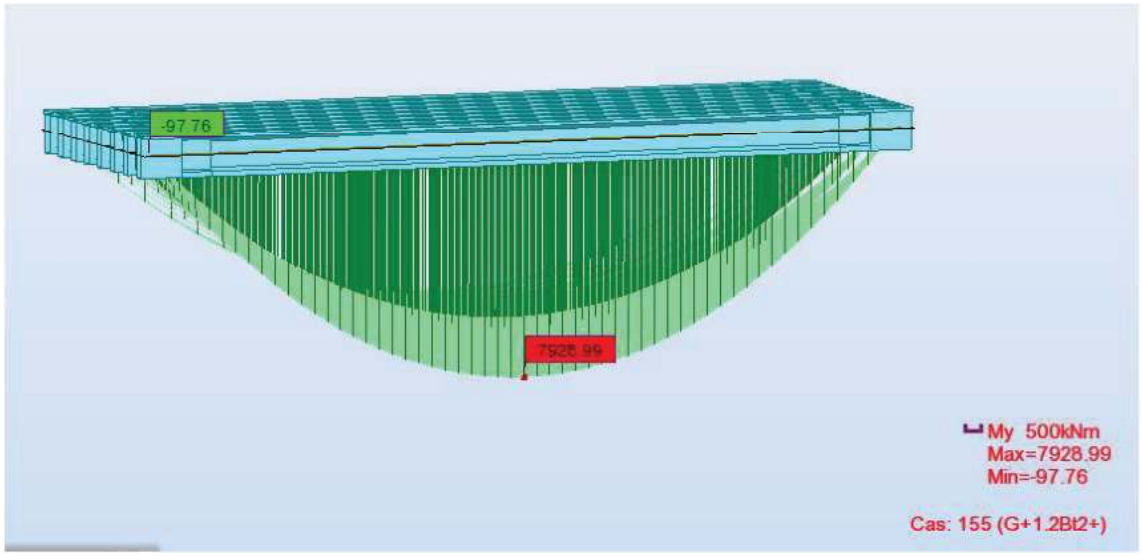
- **A l'ELS**

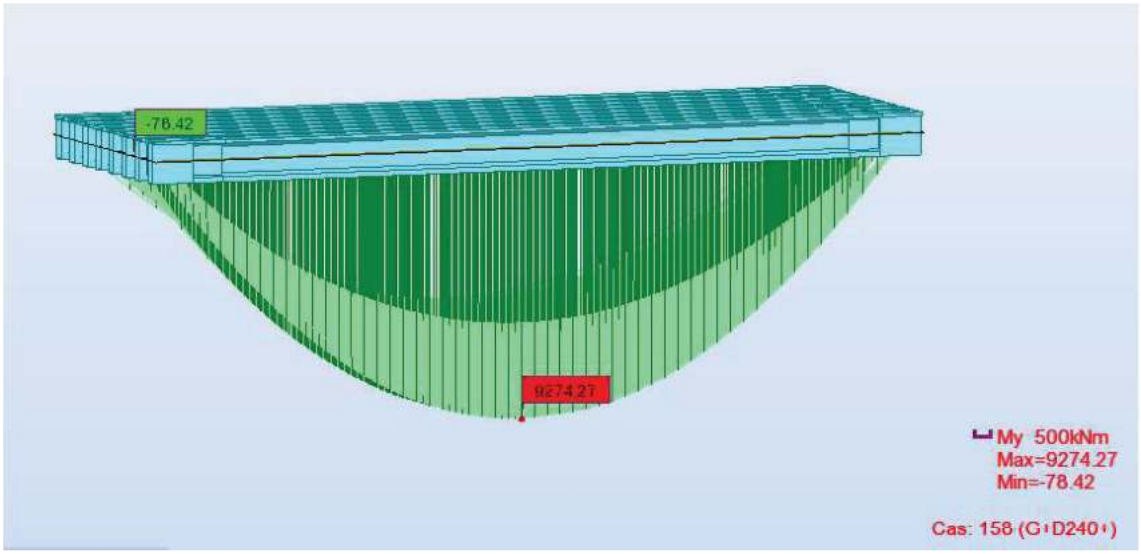


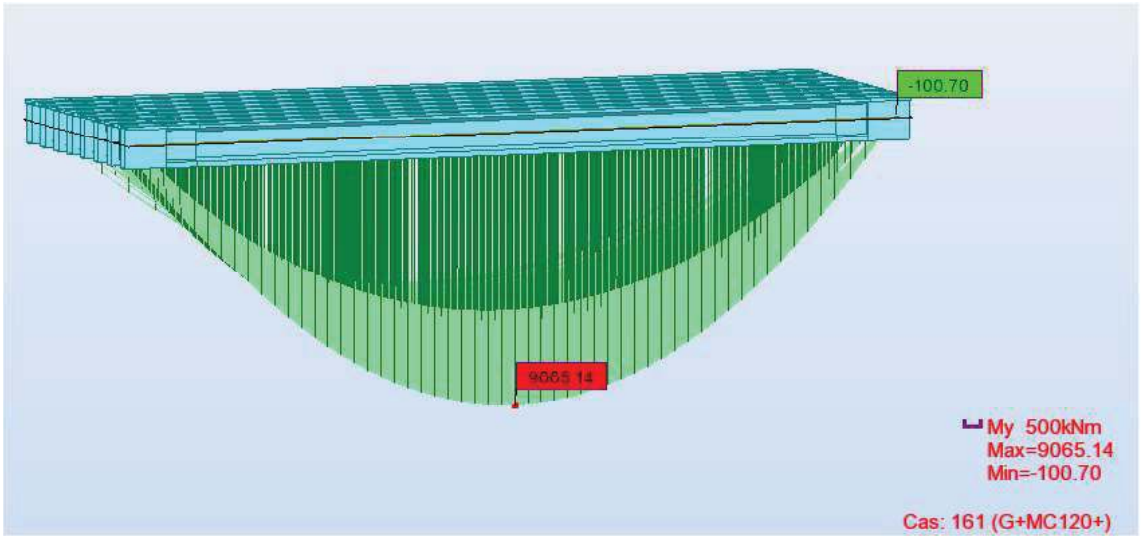



-127.37
9565.26
My 500kNm
Max=9565.26
Min=-127.37
Cas: 146 (G+1.2Bc2+)

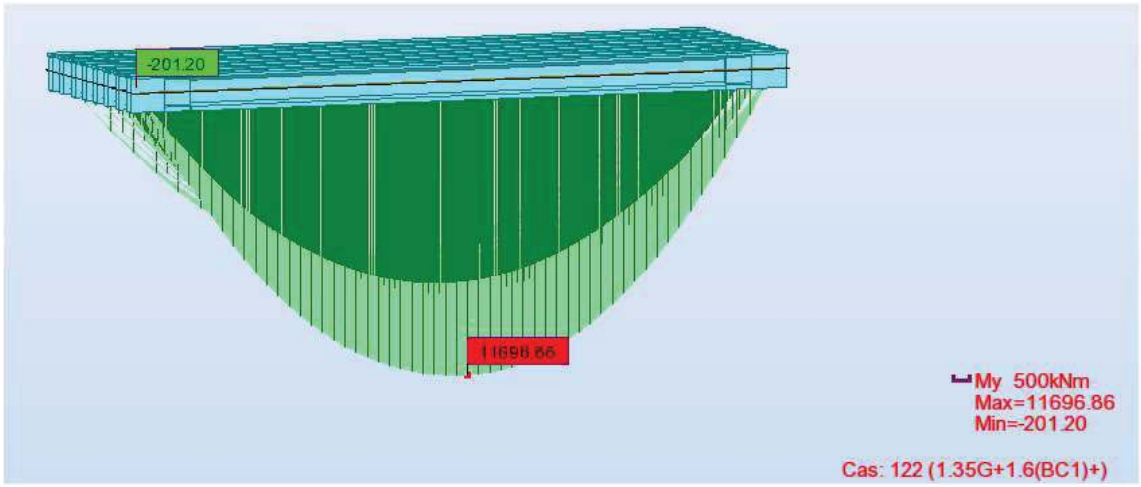

-97.76
7928.99
My 500kNm
Max=7928.99
Min=-97.76
Cas: 152 (G+1.2Bt1+)

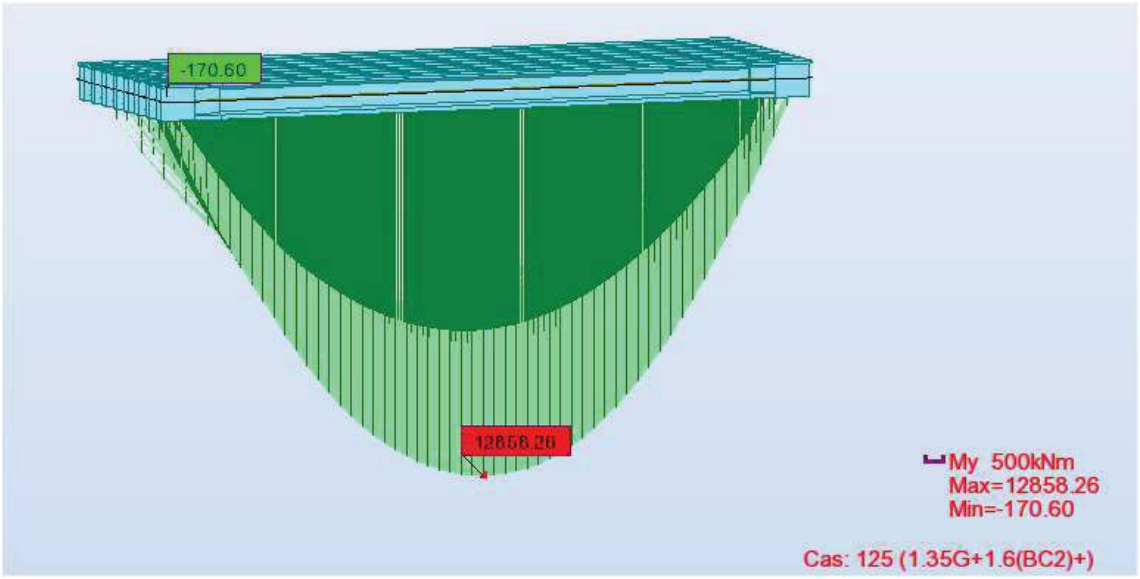

-97.76
7928.99
My 500kNm
Max=7928.99
Min=-97.76
Cas: 155 (G+1.2Bt2+)

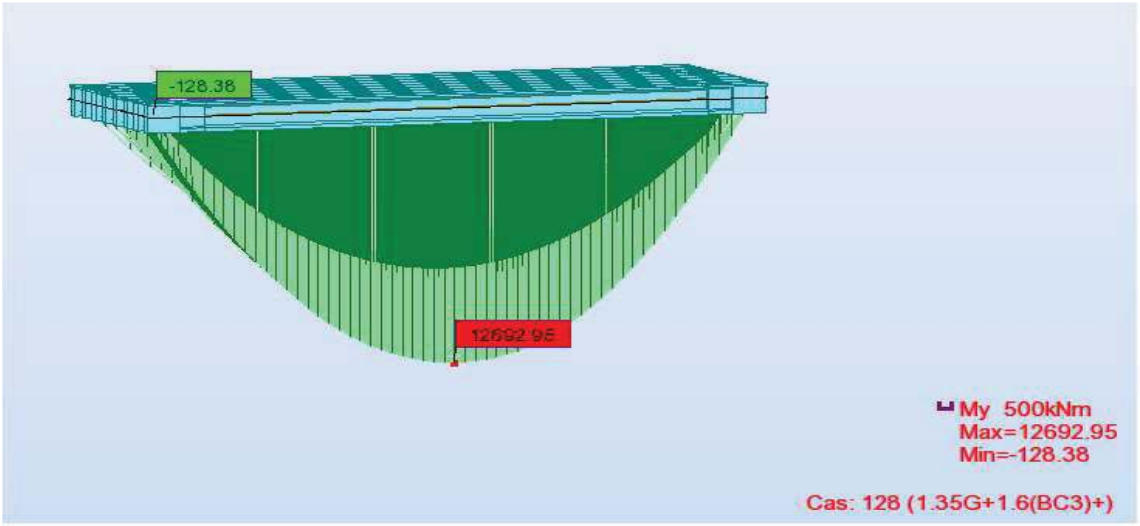

-78.42
9274.27
My 500kNm
Max=9274.27
Min=-78.42
Cas: 158 (G+D240+)

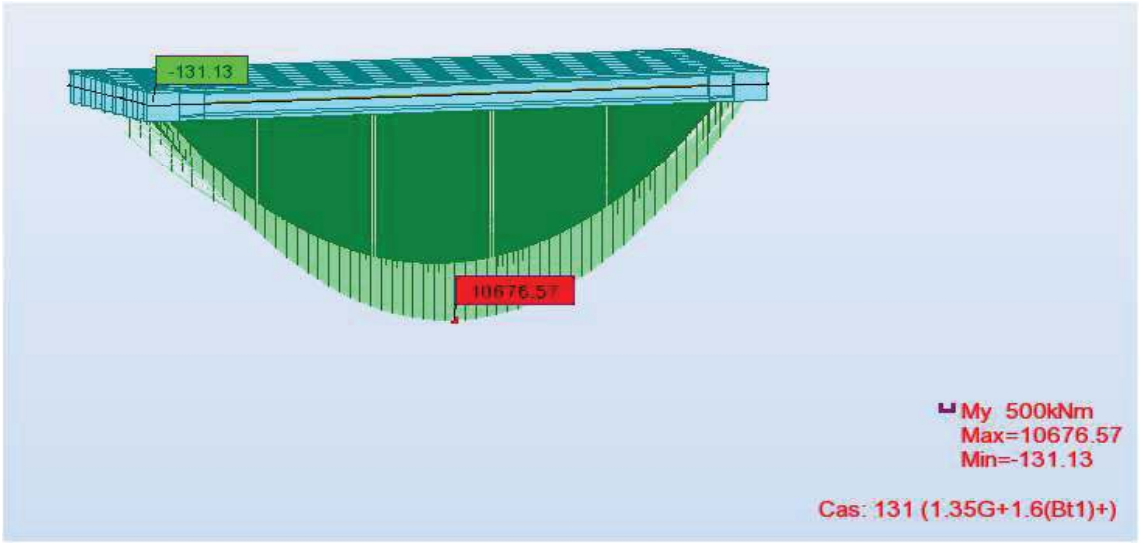

-100.70
9065.14
My 500kNm
Max=9065.14
Min=-100.70
Cas: 161 (G+MC120+)

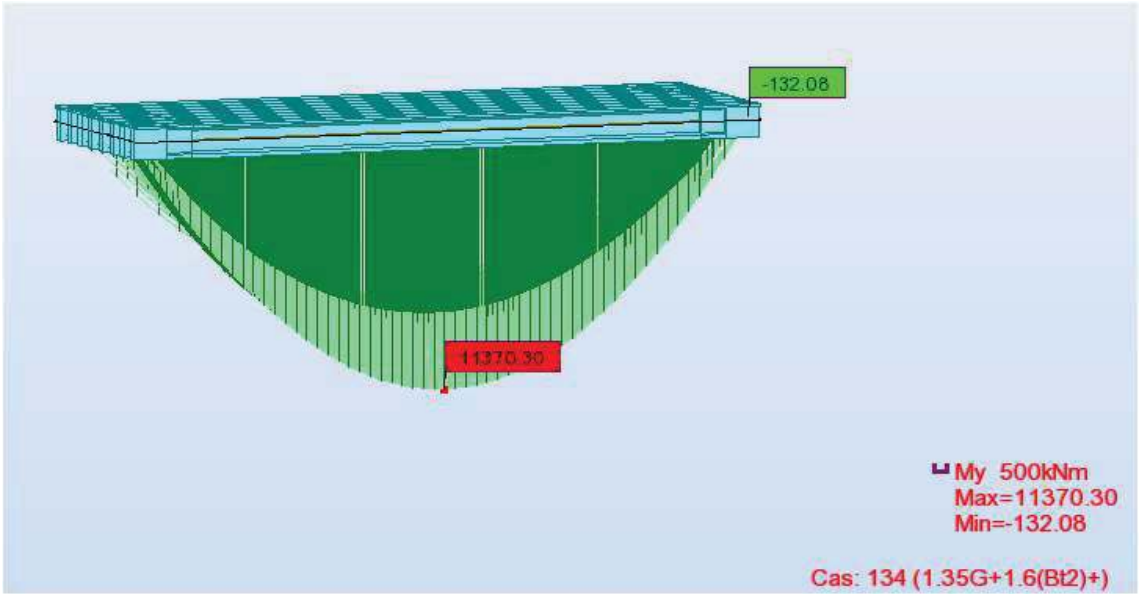
- **A l'ELU**

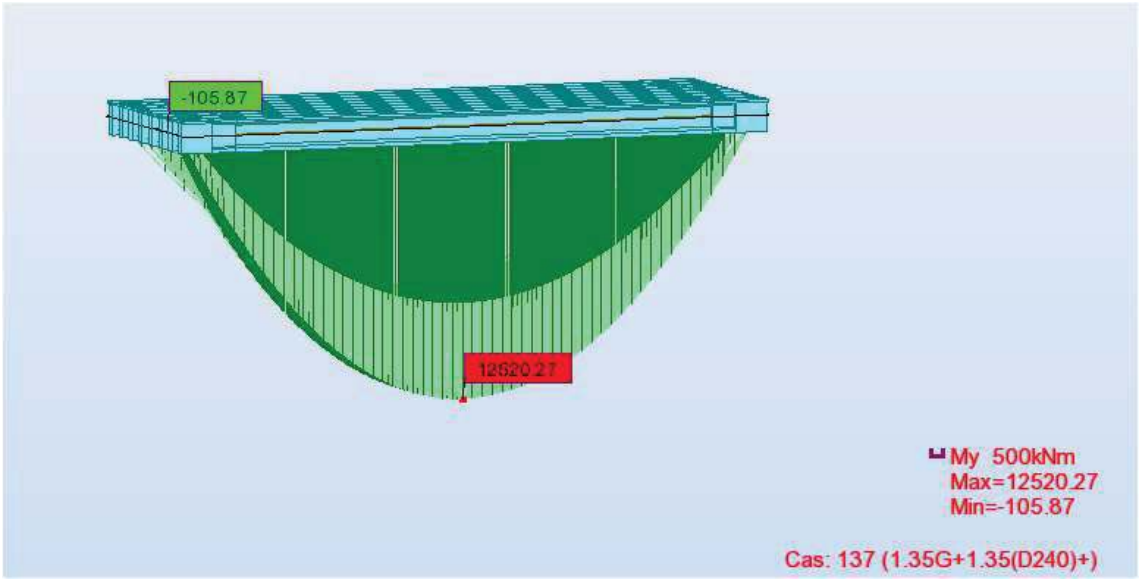

-201.20
11696.86
My 500kNm
Max=11696.86
Min=-201.20
Cas: 122 (1.35G+1.6(BC1)+)

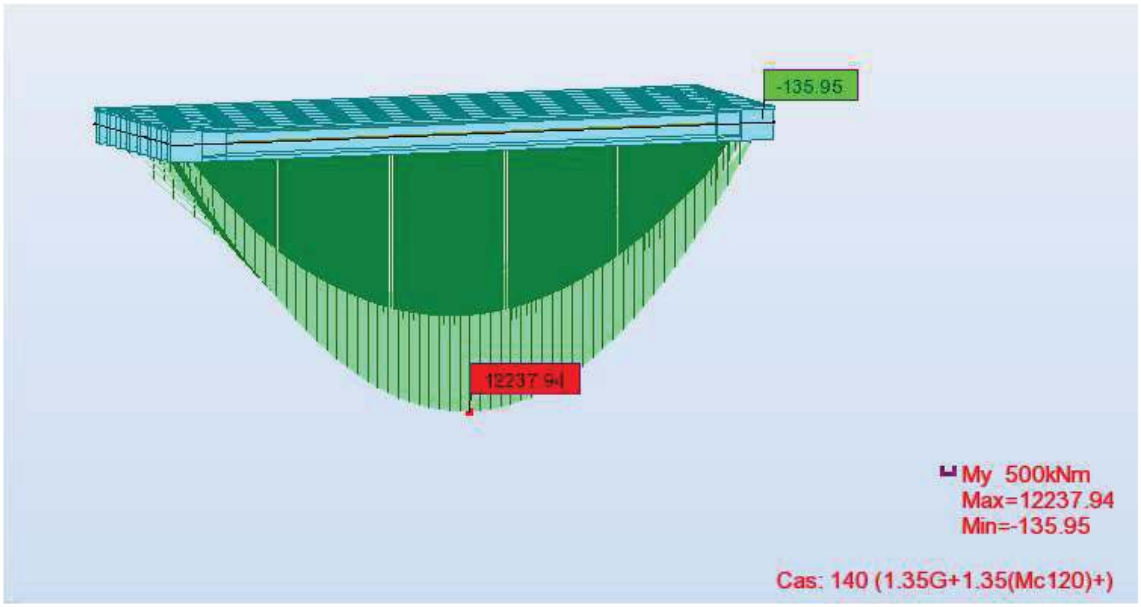

-170.60
12858.26
My 500kNm
Max=12858.26
Min=-170.60
Cas: 125 (1.35G+1.6(BC2)+)


-128.38
12692.95
My 500kNm
Max=12692.95
Min=-128.38
Cas: 128 (1.35G+1.6(BC3)+)


-131.13
10676.57
My 500kNm
Max=10676.57
Min=-131.13
Cas: 131 (1.35G+1.6(Bt1)+)

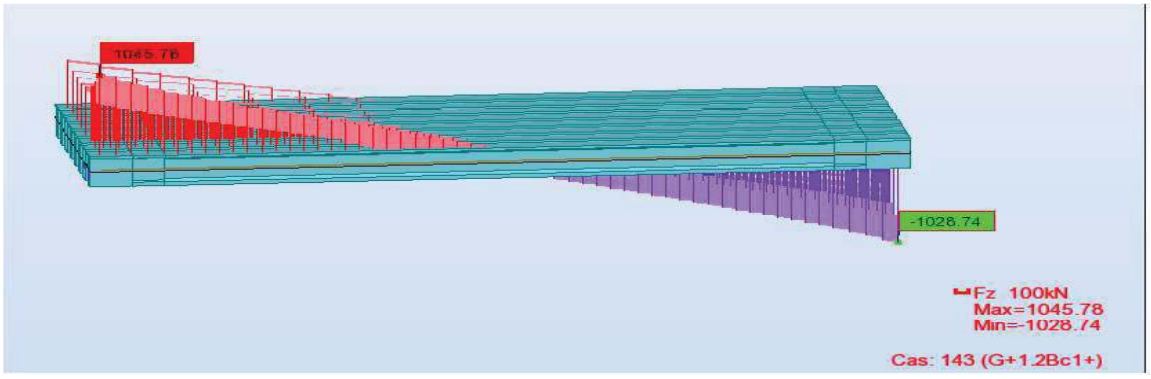

-132.08
11370.30
My 500kNm
Max=11370.30
Min=-132.08
Cas: 134 (1.35G+1.6(Bt2)+)

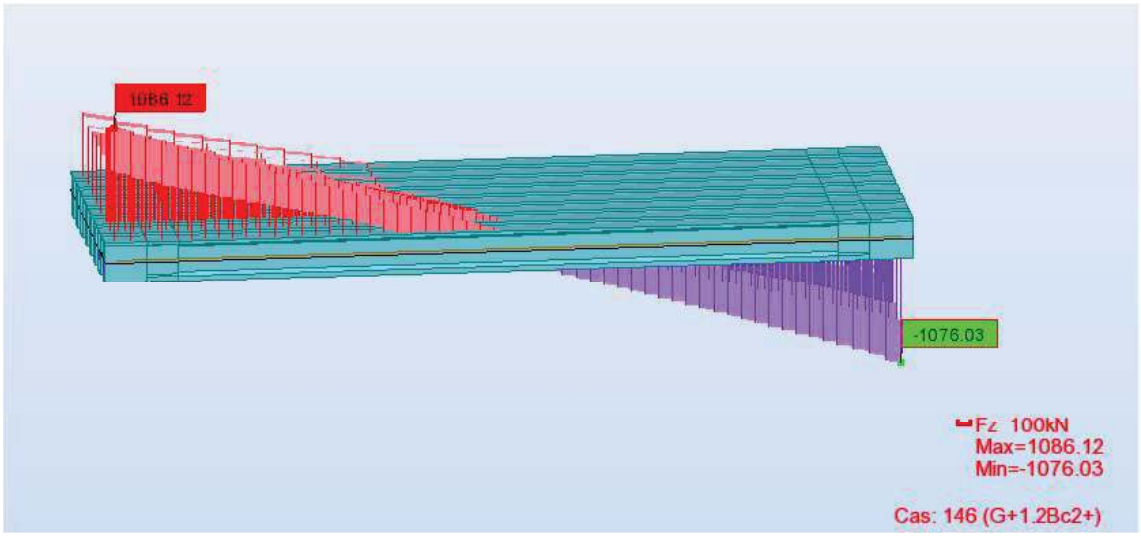

-105.87
12520.27
My 500kNm
Max=12520.27
Min=-105.87
Cas: 137 (1.35G+1.35(D240)+)

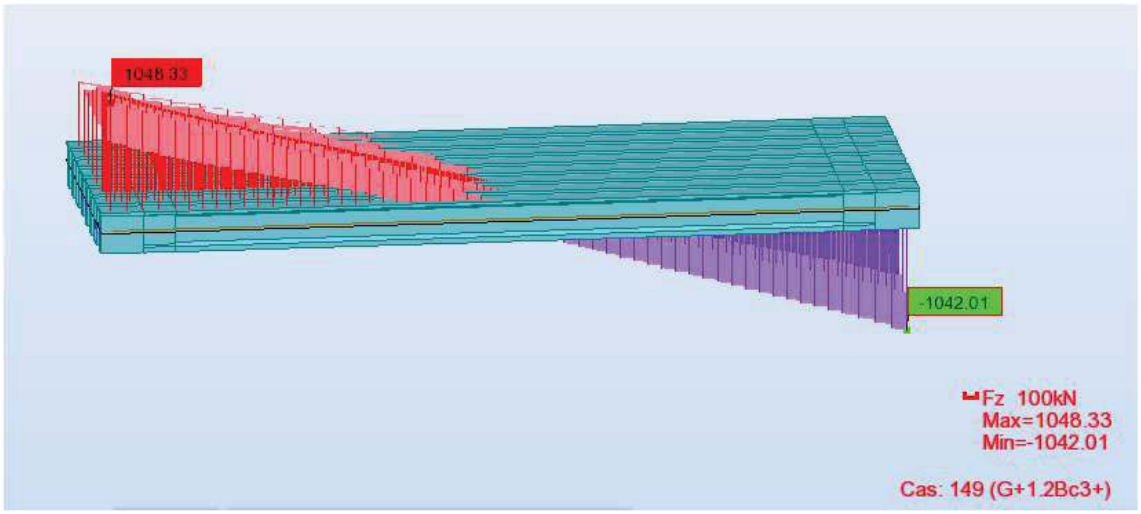


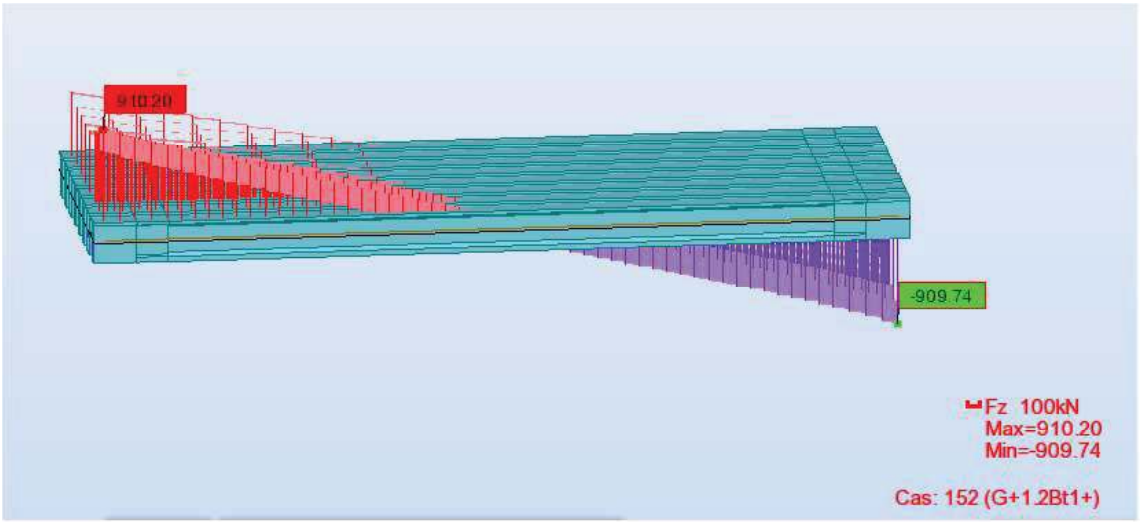
2.DIAGRAMME D'EFFOERT TRANCHANT

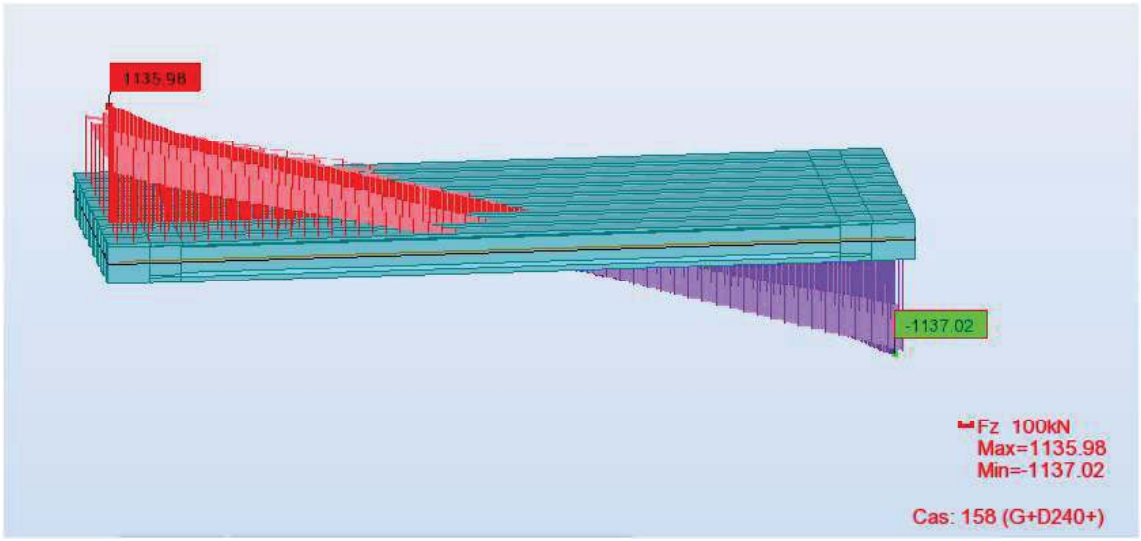
- **A l'ELS**

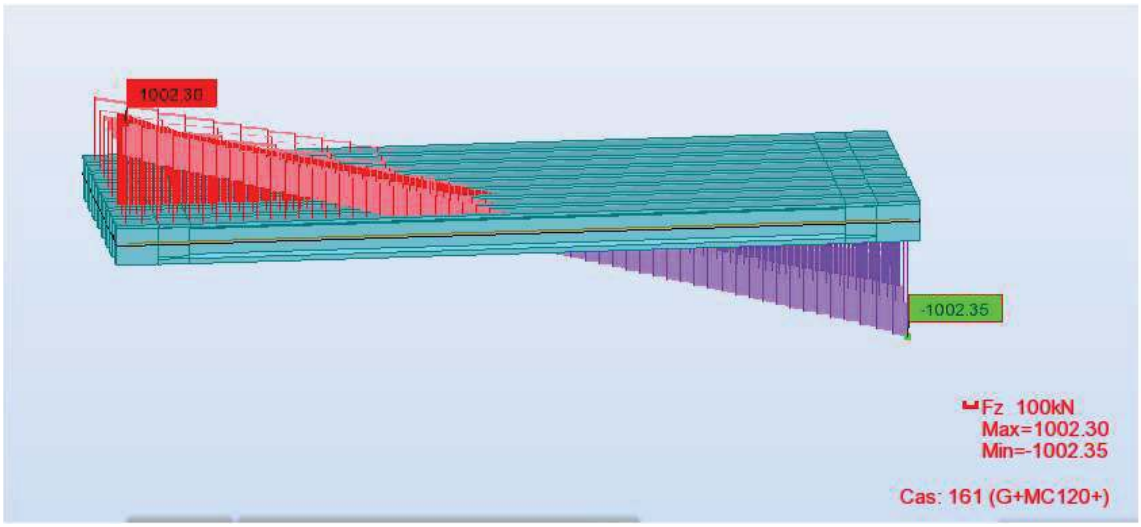




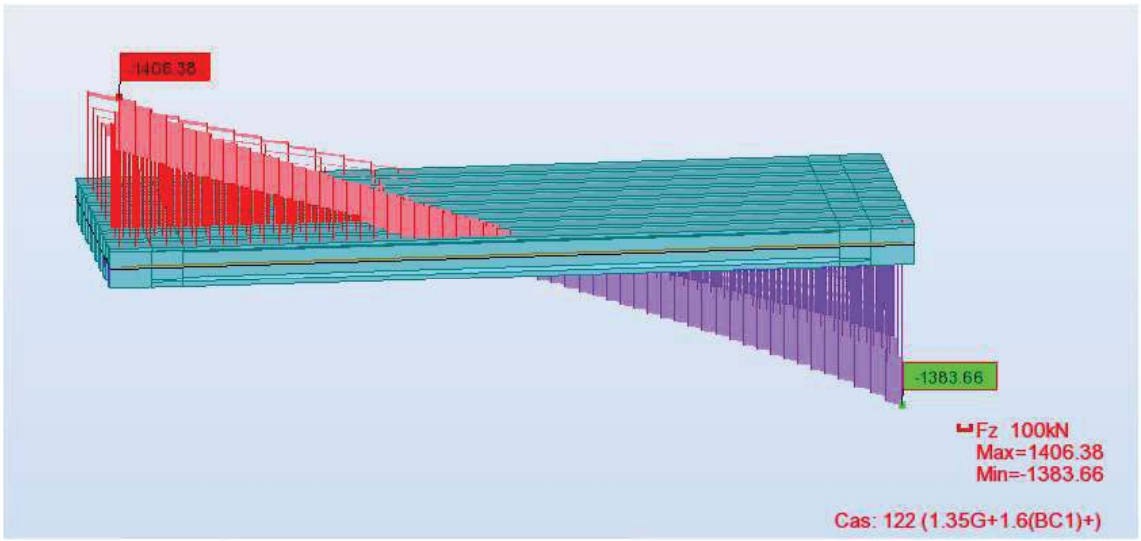

1048.33
-1042.01
Fz 100kN
Max=1048.33
Min=-1042.01
Cas: 149 (G+1.2Bc3+)

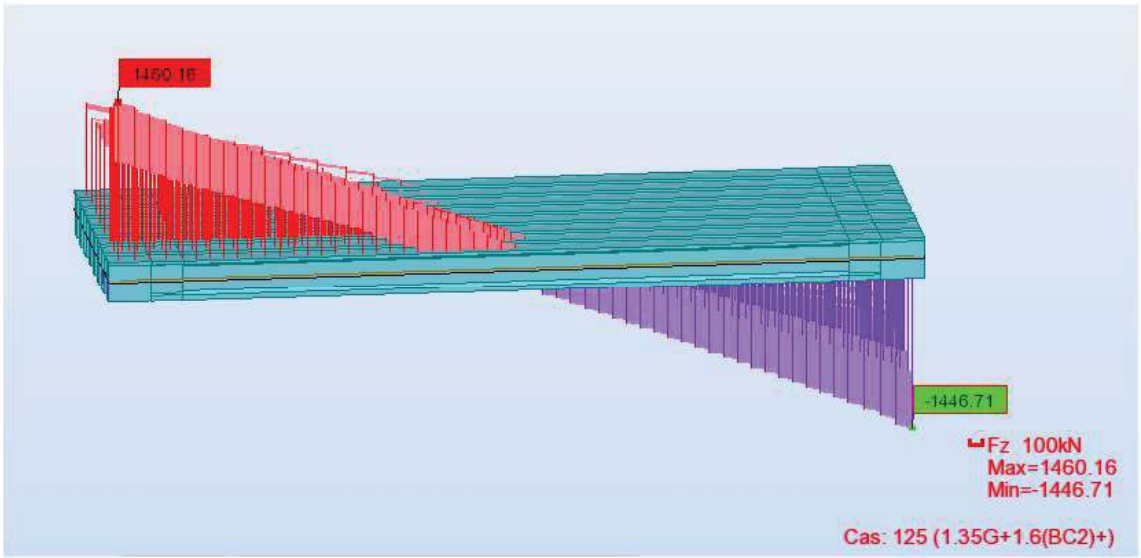

910.20
-909.74
Fz 100kN
Max=910.20
Min=-909.74
Cas: 152 (G+1.2Bt1+)

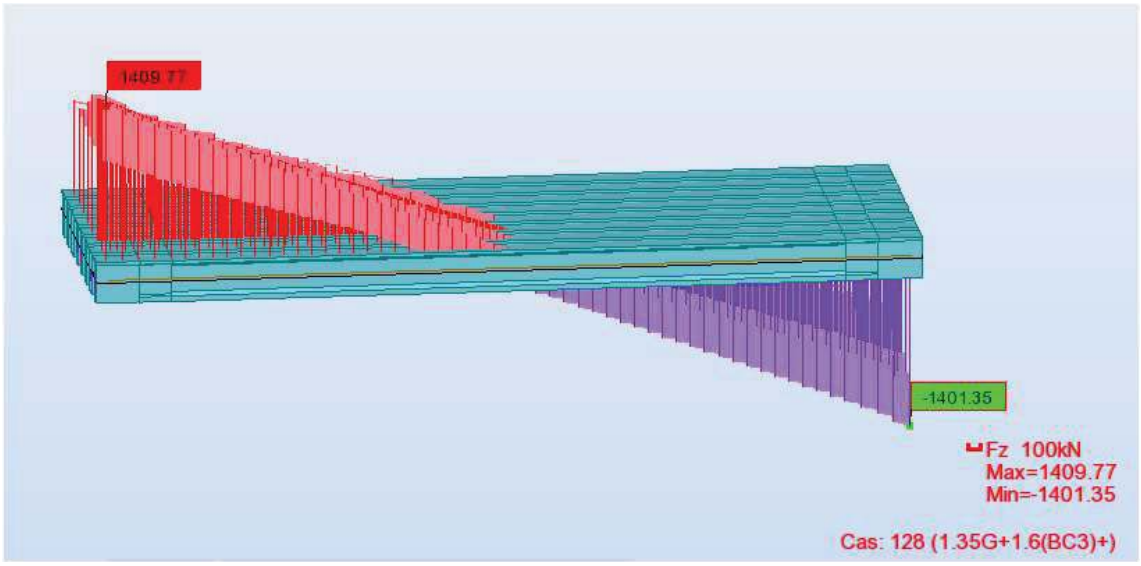

1135.98
-1137.02
Fz 100kN
Max=1135.98
Min=-1137.02
Cas: 158 (G+D240+)

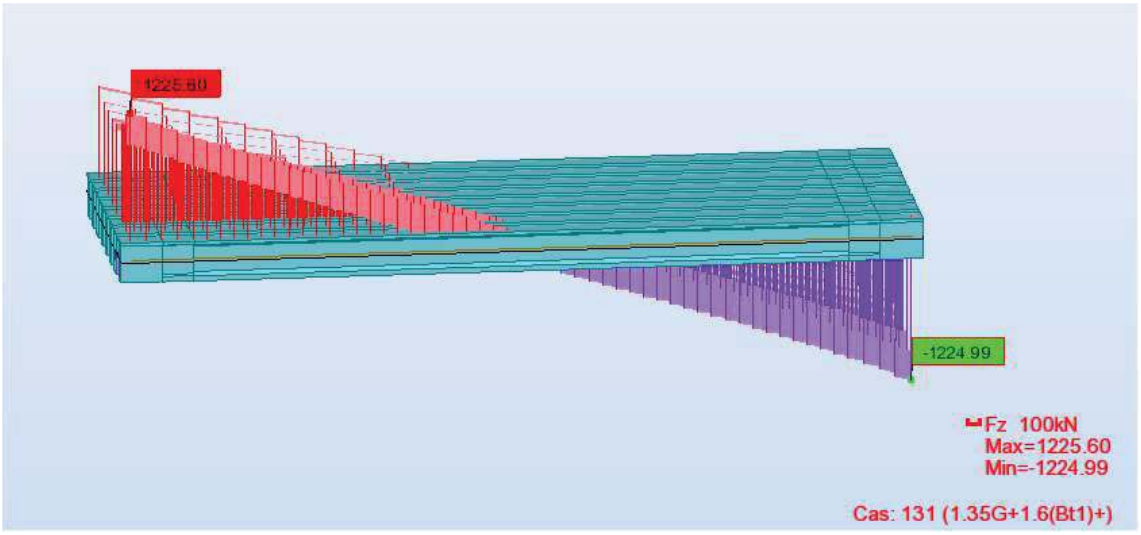

1002.30
-1002.35
Fz 100kN
Max=1002.30
Min=-1002.35
Cas: 161 (G+MC120+)

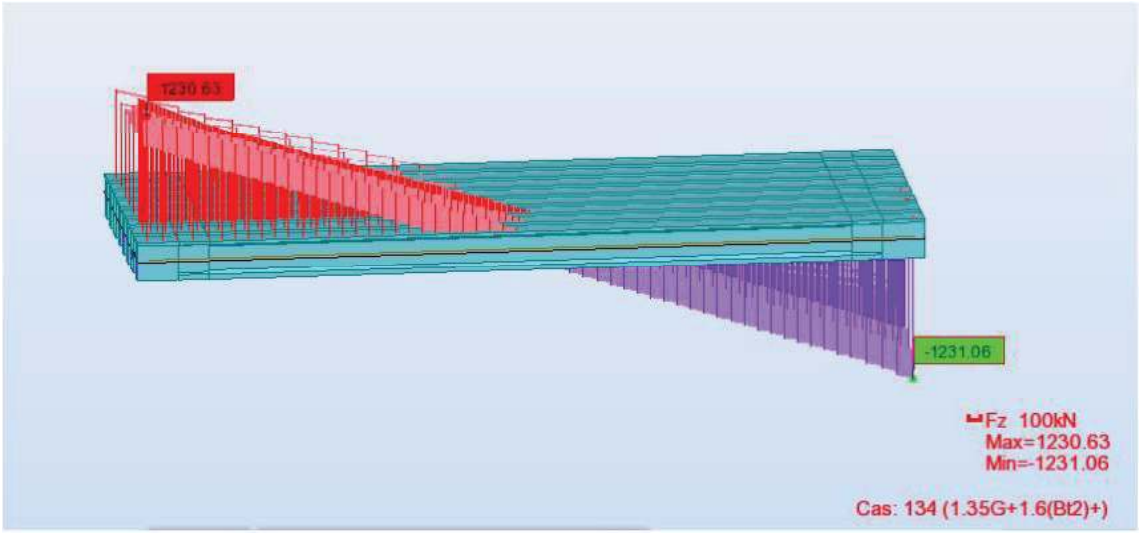
- **A l'ELU**

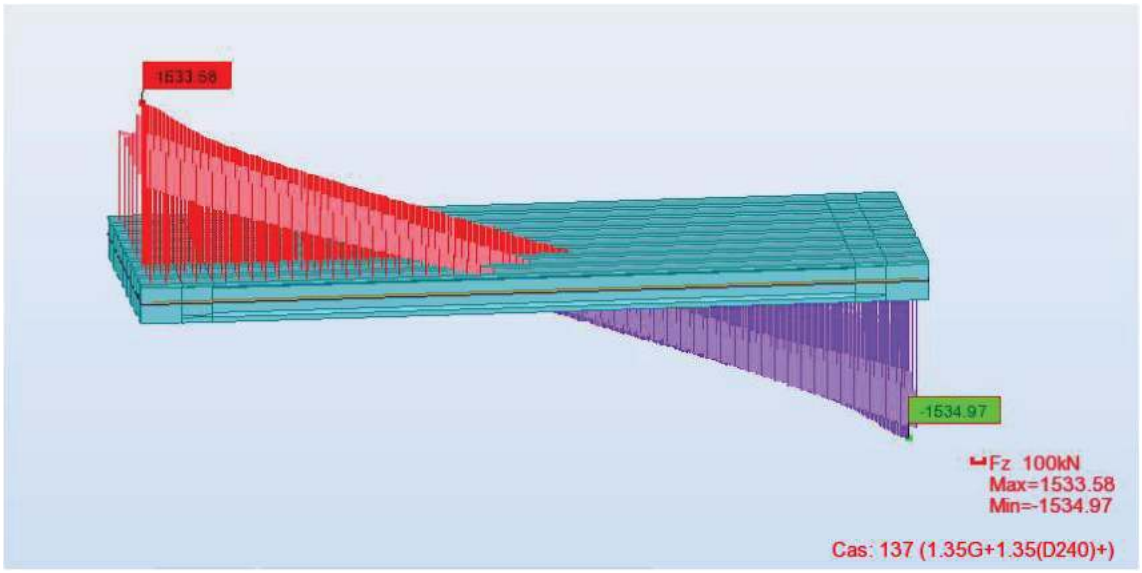

1406.38
-1383.66
Fz 100kN
Max=1406.38
Min=-1383.66
Cas: 122 (1.35G+1.6(BC1)+)

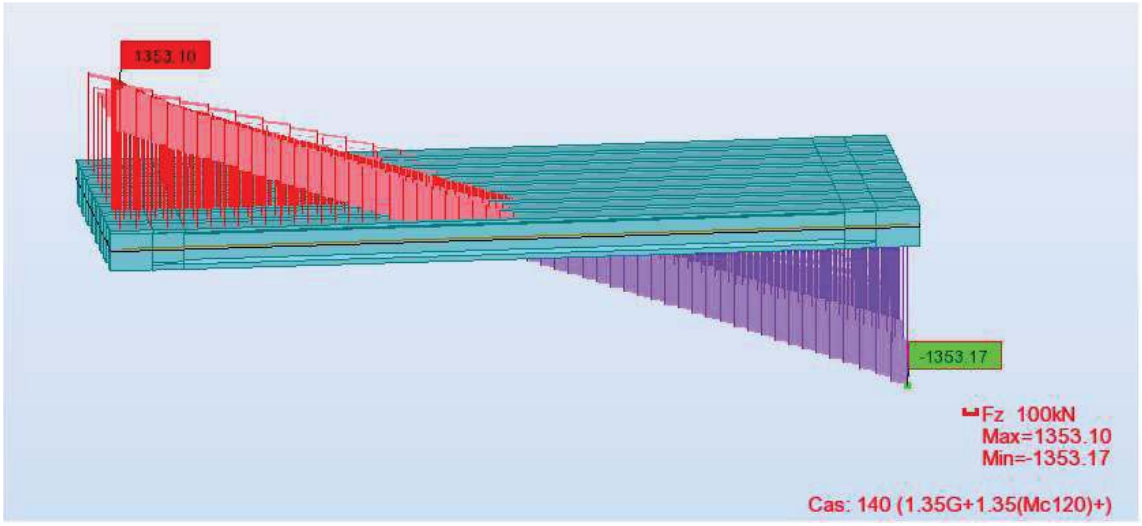

1460.16
-1446.71
Fz 100kN
Max=1460.16
Min=-1446.71
Cas: 125 (1.35G+1.6(BC2)+)


1409.77
-1401.35
Fz 100kN
Max=1409.77
Min=-1401.35
Cas: 128 (1.35G+1.6(BC3)+)

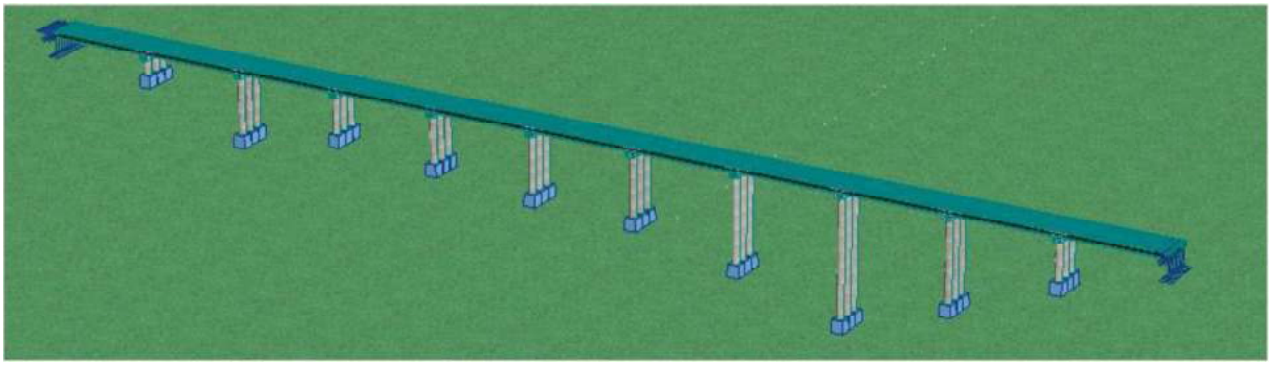

1225.60
-1224.99
Fz 100kN
Max=1225.60
Min=-1224.99
Cas: 131 (1.35G+1.6(Bt1)+)


1230.63
-1231.06
Fz 100kN
Max=1230.63
Min=-1231.06
Cas: 134 (1.35G+1.6(Bt2)+)



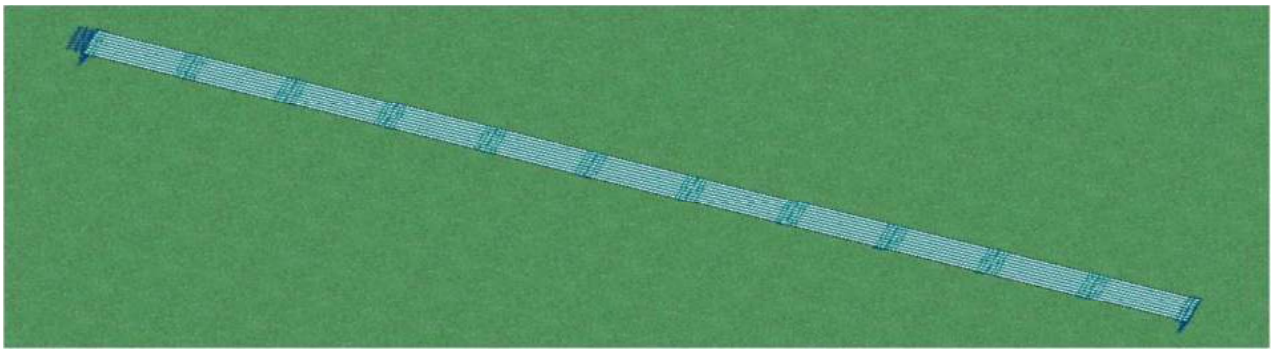


- **Vu en élévation.**



- **Vu en plan.**

Annexe A. Modélisation et Evaluation des Efforts



ANNEXE B : TABLEAU EXEL

ENSTP 2019/2020

Annexe B. Tableau EXEL

Evaluation des efforts

- **Charges permanentes**

L poutre =	**38**	m
La porté =	**37**	m
Nbr poutres =	**8**	m
Epaisseur dalle =	**0.25**	m
Largeur dalle =	**13.5**	m

Poids propre d'une poutre =	836.175	KN
poids entretoise =	183.75	KN
Poids de la dalle =	3206.25	KN
Poids trottoirs + corniches =	351.5	KN
Poids du revêtement =	912	KN
Poids des glissières et du garde corps =	76	KN

G_{Total} =	126208.8947 KN

- **Réaction des appuis au niveau de la pile et la culée**

Charge	Culée	Pile
Rg	5709.45	11418.90
R(Al)	1705.73	2294.98
Rbc	1478.53	1597.01
Rmc120	1086.28	1137.52
Rd240	1829.19	2137.30

Calcul sismiques /selon RPOA

➢ **Détermination de la raideur longue de la structure**

Piles	H_{moy} (m)	D (m)	I (m^4)	n Fût	$k_{Fût}$ (MN/m)
P1	6.42	2.6	2.24	3	2516.49
P2	21.09	2.6	2.24	3	70.99

Annexe B. Tableau EXEL

P3	13.95	2.6	2.24	3	245.29
P4	17.34	2.6	2.24	3	127.72
P5	20.91	2.6	2.24	3	72.83
P6	22.01	2.6	2.24	3	62.45
P7	30.42	2.6	2.24	3	23.65
P8	41.96	2.6	2.24	3	9.01
P9	28.94	2.6	2.24	3	27.47
P10	13.93	2.6	2.24	3	246.35
Ka-app =	2.95	(MN/m)			

- **Modes propres.**

cas mode propre	Fréquence (Hz)	Période (s)	Masses UX (%)	Masses UX (%)	Masses UX (%)
1	0.43	2.31	34.79	0.00	0
2	0.55	1.82	37.79	28.55	0
3	0.57	1.76	38.42	28.55	0
4	0.62	1.62	64.29	28.55	0
5	0.64	1.55	79.96	28.55	0
6	0.65	1.54	7986	30.45	0
7	0.66	1.51	81.25	30.45	0
8	0.68	1.47	81.25	57.30	0
9	0.69	1.44	84.71	57.30	0
10	0.70	1.43	84.71	76.13	0

- **Effort sismique combiné selon le RPOA pour chaque appui**.

Appui	EX(KN)	EY(KN)	E1(KN)	E2(KN)
C1	1582.40	1 261.68	1 960.91	1 736.40
P1	3106.47	2 834.59	3 956.84	3 766.53
P2	1899.88	3 078.30	2 823.37	3 648.27
P3	2653.53	2 970.43	3 544.66	3 766.49
P4	2310.00	3 024.65	3 217.40	3 717.65
P5	1919.36	3 075.89	2 842.13	3 651.70
P6	1801.49	3 090.34	2 728.59	3 630.78
P7	1055.66	3 176.65	2 008.65	3 493.34

P8	506.90	3 215.41	1 471.52	3 367.48
P9	1163.41	3 164.77	2 112.84	3 513.79
P10	2655.38	2 970.10	3 546.41	3 766.71
C2	1582.40	1 261.68	1 960.91	1 736.40

- **Evaluation des efforts**

Désig	**N (KN)**	**H (KN)**	**/FV/o (x/o)**	**/FH/O/a (y/a,o)**	**MFV/o**	**MFH/o**
Semelle	7920.00	/	0.00	1.25	0.00	/
Fûts	16708.34	/	0.00	23.48	0.00	/
Chevetre	1721.25	/	0.00	45.31	0.00	/
G Tablier	11418.90	/	0.00	46.16	0.00	/
Hf+r	/	360.66	/	46.16	/	16648.28
HT°	/	162.30	/	46.16	/	7491.73
Somme	37768.49	458.04	/	/	0.00	21143.31
(Al)	2294.98	/	0.00	/	0.00	/
(Bc)	1597.01	/	0.00	/	0.00	/
Mc120	1137.52	/	0.00	/	0.00	/
D240	2137.30	/	0.00	/	0.00	/
ST	0.00	/	0.00	/	0.00	/
Fr(AL)	/	158.45	/	46.16	/	7314.27
FR(Bc)	/	150.00	/	46.16	/	6924.00

Etude de Fondation

- **Détermination le nombre de pieux**

B=	9.6 m	
R_{min}=	(N/n)-{Myi /Syi^2}	
R_{max}=	(N/n)+{Myi /Syi^2}	
n=	12	
y1=	3.6	Nbre de pieux par file1= 4
y2=	0.0	Nbre de pieux par file2= 4
y2=	-3.6	Nbre de pieux par file3= 4

Annexe B. Tableau EXEL

- **Détermination des réaction**

➢ **A l'ELS**

						1ère file	2ème file	3ème file
	N	H	MH	MV	ΔM	R_1	R2	R3
G	37768.49	458.04	21143.31	0.00	21143.31	2413.23	3147.37	3881.52
G+1.2Al+ST	40522.46	648.19	29920.44	0.00	29920.44	2337.97	3376.87	4415.78
G+1.2Bc+ST	39684.90	638.04	29452.11	0.00	29452.11	2284.43	3307.07	4329.72
G+Mc120	38906.01	458.04	21143.31	0.00	21143.31	2508.02	3242.17	3976.31
G+D240	39905.79	458.04	21143.31	0.00	21143.31	2591.34	3325.48	4059.63

➢ **A l'ELU**

						1ère file	2ème file	3ème file
	N	H	MH	MV	ΔM	R_1	R2	R3
1,35G	50987.46	632.97	29217.73	0.00	29217.73	3234.45	4248.96	5263.46
1.35G+1.6Al+1.6ST	54659.42	886.49	40920.56	0.00	40920.56	3134.10	4554.95	5975.80
1.35G+1.6B+1.6ST	53542.67	872.97	40296.13	0.00	40296.13	3062.72	4461.89	5861.06
1.36G+1.35Mc120	53872.81	632.97	29217.73	0.00	29217.73	3474.90	4489.40	5503.91
1.35G+1.35D240	50987.46	632.97	29217.73	0.00	29217.73	3234.45	4248.96	5263.46

➢ **A l'ELA**

	E_L	E_T	E_V	E_1	E_2	E_3
V_L (MN)	2.36	0.00	0.00	2.36	0.71	0.71
V_T(MN)	0.00	2.02	0.00	0.61	2.02	0.61
M_L	77.67	0.00	0.00	77.67	23.30	23.30
M_T	0.00	55.83	0.00	16.75	55.83	16.75
N (MN)	0.00	0.00	0.64	0.19	0.19	0.64

✓ **Combinaison des directions**

	E_1	E_2	E_3	E_4	E_5	E_6
V_L (MN)	2.81	1.16	1.16	1.90	0.25	0.25
V_T(MN)	0.61	2.02	0.61	0.61	2.02	0.61
M_L	98.00	43.63	43.63	57.34	2.97	2.97
M_T	16.75	55.83	16.75	16.75	55.83	16.75
N (MN)	30.97	30.97	31.42	30.59	30.59	30.14

Action sur les pieux

	ELA		
	R1(MN)	R2(MN)	R3(MN)
E1	5.98	2.58	-0.82
E2	4.10	2.58	1.07
E3	4.13	2.62	1.10
E4	4.54	2.55	0.56
E5	2.65	2.55	2.45
E6	2.62	2.51	2.41

Etude de fut

- **Géométrie**

	H(m)	B(m)	L(m)
Chevêtre	**1.70**	**3.00**	**13.50**

	H(m)	N°	D(m)
Fûts	41.96	3.00	2.60

Désignation	N (KN)	H (KN)	$/_{FV}$/o (x/o)	$/_{FH}$/O/a (y/a,o)	$M_{FV}/_o$	$M_{FH}/_o$
Fûts	16708.34	/	0.00	20.98	0.00	
Chevetre	1721.25	/	0.00	42.81	0.00	
G Tablier	11418.90	/	0.00	43.66	0.00	
Hf+r	/	360.66	/	43.66		15746.62
HT°	/	162.30	/	43.66		7085.98

Somme	29848.49	522.96	/	/	0.00	22832.59

(Al)	2294.98	/	0.00	/	0.00	/
(Bc)	1597.01	/	0.00	/	0.00	/
Mc120	1137.52	/	0.00	/	0.00	/
D240	2137.30	/	0.00	/	0.00	/
ST	0.00	/	0.00	/	0.00	/
Al	/	158.45	/	43.66	/	6918.13
Bc	/	150.00	/	43.66	/	6549.00

- **Combinaison à ELS**

	N	**H**	**MH**	**MV**	**ΔM**
G	29848.49	458.04	19998.20	0.00	19998.20
G+1.2Al+ST	32602.46	648.19	28299.96	0.00	28299.96
G+1.2Bc+ST	31764.90	638.04	27857.00	0.00	27857.00
G+Mc120	30986.01	458.04	19998.20	0.00	19998.20
G+D240	31985.79	458.04	19998.20	0.00	19998.20

- **Combinaison à ELU**

	N	**H**	**MH**	**MV**	**ΔM**
1,35G	40295.46	632.97	27635.31	0.00	27635.31
1.35G+1.6Al+1.6ST	43967.42	886.49	38704.32	0.00	38704.32
1.35G+1.26B+1.6ST	42850.67	872.97	38113.71	0.00	38113.71
1.36G+1.35Mc120	43180.81	632.97	27635.31	0.00	27635.31
1.35G+1.35D240	40295.46	632.97	27635.31	0.00	27635.31

- **Combinaison à ELA**
  - ✓ **Combinaison des directions**

	E_L	**E_T**	**E_V**	**E_1**	**E_2**	**E_3**
V_L (MN)	1.75	0.00	0.00	1.75	0.52	0.52
V_T(MN)	0.00	1.25	0.00	0.38	1.25	0.38
M_L	0.28	0.00	0.00	0.28	0.08	0.08
M_T	0.00	4.99	0.00	1.50	4.99	1.50
N (MN)	0.00	0.00	0.43	0.13	0.13	0.43

✓ **Combinaison d'action au pied de la pile**

	E_1	E_2	E_3	E_4	E_5	E_6
V_L (MN)	2.20	0.98	0.98	1.29	0.07	0.07
V_T(MN)	0.38	1.25	0.38	0.38	1.25	0.38
M_L	21.39	21.19	21.19	-20.75	-20.95	-20.95
M_T	1.50	4.99	1.50	1.50	4.99	1.50
N (MN)	30.44	30.44	30.74	30.18	30.18	29.88

Etude statique de la culée

- **Evaluation des efforts**
  - **Etude la stabilité**

Désignation	**N (KN)**	**H (KN)**	**IFV(x/o)**	**IFH(y/o)**	**$M_{FV}/_o$**	**$M_{FH}/_o$**
Semelle	6336.00	/	0.00	1.00	0.00	/
Mur F	3920.40	/	0.00	6.02	0.00	/
DDT	366.00	/	2.83	11.15	1035.78	/
Mur en R	1186.20	/	3.03	7.83	3594.19	/
Corbeau	79.95	/	1.00	10.70	79.95	/
MGG	311.85	/	0.65	10.85	202.70	/
Poids des Terres Amot	7494.39	/	2.80	6.75	20984.29	/
Poids des T sur DDT	327.67	/	2.89	11.65	946.97	/
Poussée Mur Frontal	/	2746.00	/	2.89	/	7935.93
Poussée Semelle	/	1648.14	/	1.25	/	2060.17
Poussée DDT	/	17.90	/	0.23	/	4.18
Poids Sur 10kN/m²	489.54	/	2.82	/	1380.50	/
Poussée Sur 10kN/m²	/	467.19	/	5.76	/	2688.68
Rg	5709.45	/	-0.23	/	-1313.17	/
R(Al)	1705.73	/	-0.23	/	-392.32	/
Rbc	1478.53	/	-0.23	/	-340.06	/
RMc120	1086.28	/	-0.23	/	-249.84	/
RD240	1829.19	/	-0.23	/	-420.71	/
RST	0.00	/	-0.23	/	0.00	/
Hf+r	/	180.33	/	9.04	/	1630.20

HT°	/	81.15	/	9.04	/	733.59
Frein Al	/	158.45	/	9.04	/	1432.43
Frein Bc	/	150.00	/	9.04	/	1356.00

- **Combinaison à ELS**

	N (KN)	H (KN)	MH (KN.m)	MV (KN.m)	ΔM KN.m)
G+0.6T	25731.91	4641.05	14759.32	25530.71	40290.02
G++0.6T+1.2Q	26319.36	5201.68	17985.74	27187.31	45173.05
G+0.6T+1.2A(l)+ST	27778.78	4831.20	16478.23	25059.93	41538.16
G+0.6T+1.2Bc+ST	27506.14	4821.053	16386.52	25122.64	41509.15
G+0.6T+Mc120	26818.19	4641.05	14759.32	25280.87	40040.18
G+0.6T+D240	27561.10	4641.05	14759.32	25110.00	39869.31

- **Combinaison à ELU**

	N (KN)	H (KN)	MH (KN.m)	MV (KN.m)	ΔM KN.m)
1.35G+0.9T	34738.08	6272.73	16361.38	34466.46	50827.83
1.35G++0.9T+1.6Q	35521.35	9215.69	26389.75	48738.52	75128.27
1.35G+0.9T+1.6(A(l)+ST)	49625.57	8721.71	24379.75	45902.01	70281.76
1.35G+0.9T+1.6(Bc+ST)	49262.05	8708.18	24257.46	45985.62	70243.08
1.35G+0.9T+1.35Mc120	48362.88	6272.73	16361.38	46192.43	62553.80
1.35G+0.9T+1.35D240	49365.82	6272.73	16361.38	45961.75	62323.13

- **Action des pieux**

	ELS		
	1ère file	2ème file	3ème file
	R1(KN)	R2(KN)	R3(KN)
G+0.6T	3543.29	2144.33	745.37
G++0.6T+1.2Q	3761.79	2193.28	624.77
G+0.6T+1.2A(l)+ST	3757.20	2314.90	872.60
G+0.6T+1.2Bc+ST	3733.47	2292.18	850.89
G+0.6T+Mc120	3625.13	2234.85	844.57
G+0.6T+D240	3681.11	2296.76	912.41

	ELU		
	1ère file	2ème file	3ème file
	R1(KN)	R2(KN)	R3(KN)
1.35G+0.9T	4659.70	2894.84	1129.98
1.35G++0.9T+1.6Q	5568.73	2960.11	351.49
1.35G+0.9T+1.6(A(l)+ST)	6575.80	4135.46	1695.13
1.35G+0.9T+1.6(Bc+ST)	6544.17	4105.17	1666.18
1.35G+0.9T+1.35Mc120	6202.25	4030.24	1858.23
1.35G+0.9T+1.35D240	6277.82	4113.82	1949.82

Etude Mur frontal

- **Evaluation des efforts**

Désig	N (KN)	H (KN)	IFV(x/o)	IFH(y/o)	$M_{FV/o}$	$M_{FH/o}$
Mur F	3920.40	/	0	4.02	0	/
DDT	366.00	/	2.83	9.15	1035.78	/
Corbeau	79.95	/	1.00	8.70	79.95	/
MGG	311.85	/	0.65	8.85	202.70	/
Poids des T sur DDT	327.67	/	2.89	9.65	946.97	/
Poussée Mur Frontal	/	2746.00	/	2.89	/	7935.93
Poussée DDT	/	17.90	/	0.23	/	4.18
Poussée Sur 10kN/m²	/	467.19	/	5.76	/	2688.68

Rg	5709.45	/	-0.23	/	-1313.17	/
R(Al)	1705.73	/	-0.23	/	-392.32	/
Rbc	1478.53	/	-0.23	/	-340.06	/
RMc120	1086.28	/	-0.23	/	-249.84	/
RD240	1829.19	/	-0.23	/	-420.71	/
RST	0.00	/	-0.23	/	0.00	/
Hf+r	/	180.33	/	7.04	/	1630.20
HT°	/	81.15	/	7.04	/	733.59
Frein Al	/	158.45	/	7.04	/	1432.43
Frein Bc	/	150.00	/	7.04	/	1356.00

- **Combinaison à ELS**

	N (KN)	H (KN)	MH (KN.m)	MV (KN.m)	ΔM KN.m)
G+0.6T	10715.32	2992.92	10010.46	952.23	10962.69
G++0.6T+1.2Q	10715.32	3553.55	13236.88	952.23	14189.11
G+0.6T+1.2A(l)+ST	12762.19	3183.06	11729.38	481.45	12210.83
G+0.6T+1.2Bc+ST	12489.55	3172.917	11637.66	544.16	12181.82
G+0.6T+Mc120	11801.60	2992.92	10010.46	702.39	10712.85
G+0.6T+D240	12544.51	2992.92	10010.46	531.52	10541.98

- **Combinaison à ELU**

	N (KN)	H (KN)	MH (KN.m)	MV (KN.m)	ΔM KN.m)
1.35G+0.9T	14465.68	4047.74	13580.15	1285.51	14865.66
1.35G++0.9T+1.6Q	14465.68	6211.96	22635.09	1735.44	24370.53
1.35G+0.9T+1.6(A(l)+ST)	22257.83	5717.98	20625.09	1107.73	21732.82
1.35G+0.9T+1.6(Bc+ST)	21894.32	5704.45	20502.80	1191.34	21694.14
1.35G+0.9T+1.35Mc120	20995.15	4047.74	13580.15	1398.15	14978.30
1.35G+0.9T+1.35D240	21998.08	4047.74	13580.15	1167.48	14747.62

✓ **Combinaison d'effort sismique du a la culée.**

Désignation	N (KN)	H (KN)	IFV(x/o)	IFH(y/o)	$M_{FV}/_{o}$	$M_{FH}/_{o}$
Pad (1+kv)	/	7209.23	/	3.837	/	27659.41
Pad (1-kv)	/	6676.16	/	3.837	/	25614.20

✓ **Combinaisons d'actions sismiques sous le mur frontal.**

	N	V	M
P max - H + 0,3V	20748.70	11628.36	-29539.60
P min - H - 0,3V	19879.31	11101.96	-27669.67
P max + V - 0,3H	21589.65	3659.65	6310.81
P min - V - 0,3H	19038.37	3500.54	6841.14

ANNEX C :
EVALUATION DES SECTION D'ACIER

ENSTP 2019/2020

FERRAILLAGE DE L'HOURDIS

1- FERRAILLAGE DE NAPPE SUPERIEURE (SUR APPUI)

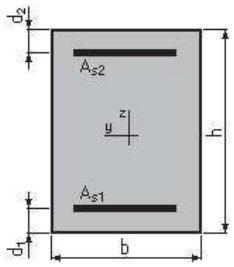
Calcul de Section en Flexion Simple

1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 40.0 (MPa) **Acier: fe = 500.0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



b = 100.0 (cm)
h = 25.0 (cm)
d_1 = 5.0 (cm)
d_2 = 5.0 (cm)

3. Moments appliqués:

	M_{max} (kN*m)	**M_{min}** (kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	44.99	0.00
Etat **L**imite de **S**ervice	33.28	0.00
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0.00	0.00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	A_{s1} = 7.3 (cm2)	Section théorique	A_{s2} = 0.0 (cm2)
Section minimum	$A_{s\ min}$ = 5.6 (cm2)		
théorique	ρ = 0.37 (%)		
minimum	ρ_{min} = 0.17 (%)		

Analyse par Cas:

Cas ELU **M_{max} = 44.99 (kN*m)** **M_{min} = 0.00 (kN*m)**

Coefficient de sécurité:	1.37	Pivot: A
Position de l'axe neutre:	y = 1.8	(cm)
Bras de levier:	Z = 19.3	(cm)
Déformation du béton:	ε_b = 0.97	(‰)
Déformation de l'acier:	ε_s = 10.00	(‰)
Contrainte de l'acier:		
tendue:	σ_s = 434.8	(MPa)

Cas ELS M_{max} **= 33.28 (kN*m)** M_{min} **= 0.00 (kN*m)**

Coefficient de sécurité: 1.00
Position de l'axe neutre: y = 5.6 (cm)
Bras de levier: Z = 18.1 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 6.5 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 24.0 (MPa)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 250.0 (MPa)
Contrainte limite de l'acier:
$\sigma_{s\ lim}$ = 250.0 (MPa)

2-FERRAILLAGE DE NAPPE INFERIEURE (MI-TRAVEE)

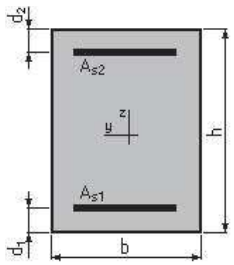
Calcul de Section en Flexion Simple

1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 40.0 (MPa) **Acier: fe = 500.0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



b = 100.0 (cm)
h = 25.0 (cm)
d_1 = 5.0 (cm)
d_2 = 5.0 (cm)

3. Moments appliqués:

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	53.06	0.00
Etat **L**imite de **S**ervice	39.93	0.00
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0.00	0.00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	A_{s1} = 8.9 (cm2)	Section théorique	A_{s2} = 0.0 (cm2)
Section minimum	$A_{s\ min}$ = 3.5 (cm2)		
théorique	ρ = 0.44 (%)		
minimum	ρ_{min} = 0.17 (%)		

Analyse par Cas:

Cas ELU M_{max} **= 53.06 (kN*m)** M_{min} **= 0.00 (kN*m)**

Coefficient de sécurité:	1.39	Pivot: A
Position de l'axe neutre:	y = 2.1	(cm)
Bras de levier:	Z = 19.1	(cm)
Déformation du béton:	ε_b = 1.19	(‰)
Déformation de l'acier:	ε_s = 10.00	(‰)
Contrainte de l'acier:		
tendue:	σ_s = 434.8	(MPa)

Cas ELS M_{max} **= 39.93 (kN*m)** M_{min} **= 0.00 (kN*m)**

Coefficient de sécurité:	1.00
Position de l'axe neutre:	y = 6.1 (cm)
Bras de levier:	Z = 18.0 (cm)
Contrainte maxi du béton:	σ_b = 7.3 (MPa)
Contrainte limite:	0,6 fcj = 24.0 (MPa)
Contrainte de l'acier:	
tendue:	σ_s = 250.0 (MPa)
Contrainte limite de l'acier:	
	$\sigma_{s\,lim}$ = 250.0 (MPa)

FERRAILLAGE DE ELEMENT DE LA PILE

1- FERRAILLAGE DE FUTS

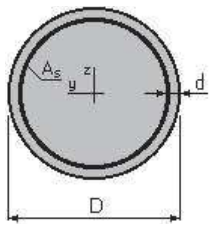
Calcul de Section en Flexion Déviée Composée

1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 27.0 (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 = 260.0 (cm)

d = 7.0 (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N^{O}	Type	**N** (kN)	$\mathbf{M_y}$ (kN*m)	$\mathbf{M_z}$ (kN*m)
1.	ELU	14655.81	12901.44	0.00
2.	ELS	9433.32	10867.49	0.00
3.	ELA	10145.30	7063.94	0.00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_s = 168.9 (cm2)

Section minimum $A_{s\,min}$ = 106.2 (cm2) Section maximum $A_{s\,max}$ = 2654.6 (cm2)

théorique ρ = 0.32 (%)

minimum ρ_{min} = 0.10 (%) maximum ρ_{max} = 5.00 (%)

Analyse par Cas:

Cas N^{O} 1: Type ELU N = 14655.81 (kN) M_y = 12901.44 (kN*m) M_z = 0.00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1.93 Pivot: B

Position de l'axe neutre: y = 130.0 (cm)

Bras de levier: Z = 191.7 (cm)

Déformation du béton: ε_b = 3.50 (‰)

Déformation de l'acier: ε_s = 3.30 (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue: σ_s =434.8 (MPa)

comprimée: σ_s' = 434.8 (MPa)

Cas N^{O} 2: Type ELS **N = 9433.32 (kN)** **M_y = 10867.49 (kN*m)** **M_z = 0.00 (kN*m)**

Coefficient de sécurité: 1.00

Position de l'axe neutre: y = 105.9 (cm)

Bras de levier: Z = 208.2 (cm)

Contrainte maxi du béton: σ_b = 12.0 (MPa)

Contrainte limite: 0,6 fcj = 16.2 (MPa)

Contrainte de l'acier:

tendue: σ_s = 250.0 (MPa)

comprimée: σ_s' = 167.7 (MPa)

Contrainte limite de l'acier:

$\sigma_{s\,lim}$ = 250.0 (MPa)

Cas N^{O} 3: Type ELA **N = 10145.30 (kN)** **M_y = 7063.94 (kN*m)** **M_z = 0.00 (kN*m)**

Coefficient de sécurité: 4.59 Pivot: B

Position de l'axe neutre: y = 151.7 (cm)

Bras de levier: Z = 182.1 (cm)

Déformation du béton: ε_b = 3.50 (‰)

Déformation de l'acier: ε_s = 2.32 (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue: σ_s =464.7 (MPa)

comprimée: σ_s' = 500.0 (MPa)

2-FERRAILLAGE DE CHEVETRE

2-1-FERRAILLAGE NAPPE SUPERIEURE (SUR APPUI)

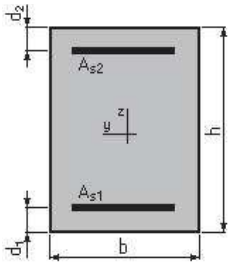
Calcul de Section en Flexion Simple

1. <u>Hypothčses:</u>

Béton: fc28 = 27.0 (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 = 300.0 (cm)
h = 170.0 (cm)
d_1 = 7.0 (cm)
d_2 = 7.0 (cm)

3. Moments appliqués:

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	4014.44	0.00
Etat **L**imite de **S**ervice	2980.03	0.00
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0.00	0.00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	A_{s1} = 78.3 (cm2)	Section théorique	A_{s2} = 0.0 (cm2)
Section minimum	$A_{s\,min}$ = 48.9 (cm2)		
théorique	ρ = 0.16 (%)		
minimum	ρ_{min} = 0.10 (%)		

Analyse par Cas:

Cas ELU **M_{max} = 4014.44 (kN*m)** **M_{min} = 0.00 (kN*m)**

Coefficient de sécurité:	1.35	Pivot: A
Position de l'axe neutre:	y = 9.3	(cm)
Bras de levier:	Z = 159.3	(cm)
Déformation du béton:	ε_b = 0.60	(‰)
Déformation de l'acier:	ε_s = 10.00	(‰)
Contrainte de l'acier:		
tendue:	σ_s = 434.8	(MPa)

Cas ELS **M_{max} = 2980.03 (kN*m)** **M_{min} = 0.00 (kN*m)**

Coefficient de sécurité:	1.00
Position de l'axe neutre:	y = 32.0 (cm)
Bras de levier:	Z = 152.3 (cm)
Contrainte maxi du béton:	σ_b = 2.0 (MPa)
Contrainte limite:	0,6 fcj = 16.2 (MPa)
Contrainte de l'acier:	
tendue:	σ_s = 26.2 (MPa)
Contrainte limite de l'acier:	

$\sigma_{s\,lim}$ = 250.0 (MPa)

2-2-FERRAILLAGE NAPPE INFERIEURE (MI-TRAVEE)

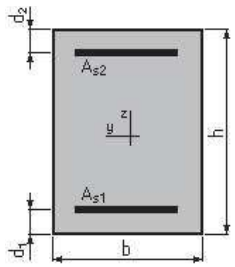
Calcul de Section en Flexion Simple

1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 27.0 (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 = 300.0 (cm)
h = 170.0 (cm)
d_1 = 7.0 (cm)
d_2 = 7.0 (cm)

3. Moments appliqués:

	M_{max} (kN*m)	**M_{min}** (kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	1066.24	0.00
Etat **L**imite de **S**ervice	791.50	0.00
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0.00	0.00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	A_{s1} = 48.9 (cm2)	Section théorique	A_{s2} = 0.0 (cm2)
Section minimum	$A_{s\,min}$ = 48.9 (cm2)		
théorique	ρ = 0.10 (%)		
minimum	ρ_{min} = 0.10 (%)		

Analyse par Cas:

Cas ELU M_{max} = 1066.24 (kN*m) M_{min} = 0.00 (kN*m)

Coefficient de sécurité:	3.20	Pivot: A
Position de l'axe neutre:	y = 5.8	(cm)
Bras de levier:	Z = 160.7	(cm)
Déformation du béton:	ε_b = 0.37	(‰)
Déformation de l'acier:	ε_s = 10.00	(‰)
Contrainte de l'acier:		

tendue: σ_s = 434.8 (MPa)

Cas ELS **M_{max} = 791.50 (kN*m)** **M_{min} = 0.00 (kN*m)**
Coefficient de sécurité: 2.38
Position de l'axe neutre: y = 25.9 (cm)
Bras de levier: Z = 154.4 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 0.5 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 16.2 (MPa)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 7.2 (MPa)
Contrainte limite de l'acier:
$\sigma_{s\ lim}$ = 250.0 (MPa)

ETUDE DE LA CULEE

1- MUR FRONTAL

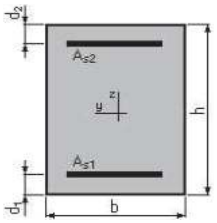
Calcul de Section en Flexion Composée

1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 27.0 (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 = 165.0 (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	793.73	1080.74
2.	ELU	1071.53	1849.37

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	A_{s1} = 16.5 (cm2)	Section théorique	A_{s2} = 16.5 (cm2)
Section minimum	$A_{s\,min}$ = 33.0 (cm2)	Section maximum	$A_{s\,max}$ = 825.0 (cm2)
théorique	ρ = 0.20 (%)		
minimum	ρ_{min} = 0.20 (%)	maximum	ρ_{max} = 5.00 (%)

Analyse par Cas:

Cas N^{O} 1: Type ELS N = 793.73 (kN) M = 1080.74(kN*m)

Coefficient de sécurité:	1.15
Position de l'axe neutre:	y = 41.3 (cm)
Bras de levier:	Z = 146.2 (cm)
Contrainte maxi du béton:	σ_b = 2.7 (MPa)
Contrainte limite:	0,6 fcj = 16.2 (MPa)

Contrainte de l'acier:

tendue:	σ_s = 24.1 (MPa)
comprimée:	σ_s' = 38.1 (MPa)
Contrainte limite de l'acier:	$\sigma_{s\,lim}$ = 250.0 (MPa)

Cas N^{O} 2: Type ELU N = 1071.53 (kN) M = 1849.37 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1.08 Pivot: A
Position de l'axe neutre: y = 13.7 (cm)
Bras de levier: Z = 154.5 (cm)
Déformation de l'acier: ε_s = 10.00 (‰)
Déformation du béton: ε_b = 0.94 (‰)
Contrainte de l'acier:

tendue: σ_s = 434.8 (MPa) comprimée: σ_s' = 119.4 (MPa)

2.MUR GARD GRAVE

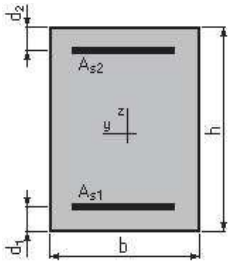
Calcul de Section en Flexion Simple

1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 27.0 (MPa) **Acier: fe = 500.0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



b = 100.0 (cm)
h = 35.0 (cm)
d_1 = 7.0 (cm)
d_2 = 7.0 (cm)

3. Moments appliqués:

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	175.06	0.00
Etat **L**imite de **S**ervice	131.06	0.00
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0.00	0.00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	A_{s1} = 21.4 (cm2)	Section théorique	A_{s2} = 0.0 (cm2)
Section minimum	$A_{s\ min}$ = 3.6 (cm2)		
théorique	ρ = 0.77 (%)		
minimum	ρ_{min} = 0.13 (%)		

Analyse par Cas:

Cas ELU **M_{max} = 175.06 (kN*m)** **M_{min} = 0.00 (kN*m)**

Coefficient de sécurité:	1.33	Pivot: B
Position de l'axe neutre:	y = 7.6	(cm)
Bras de levier:	Z = 25.0	(cm)
Déformation du béton:	ε_b = 3.50	(‰)
Déformation de l'acier:	ε_s = 9.38	(‰)
Contrainte de l'acier:		
tendue:	σ_s = 434.8	(MPa)

Cas ELS **M_{max} = 131.06 (kN*m)** **M_{min} = 0.00 (kN*m)**

Coefficient de sécurité:	1.00
Position de l'axe neutre:	y = 10.6 (cm)
Bras de levier:	Z = 24.5 (cm)
Contrainte maxi du béton:	σ_b = 10.1 (MPa)
Contrainte limite:	0,6 fcj = 16.2 (MPa)
Contrainte de l'acier:	
tendue:	σ_s = 250.0 (MPa)
Contrainte limite de l'acier:	
	$\sigma_{s\ lim}$ = 250.0 (MPa)

3.MUR EN RETOUR

3.1.LE FERRAILLGE HORIZONTAL

3.1.1. coté extérieur

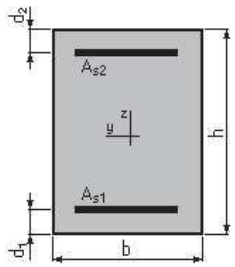
Calcul de Section en Flexion Simple horizontal

1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 27.0 (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)	97.50	0.00
Etat **L**imite de **S**ervice	96.00	0.00
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0.00	0.00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	A_{s1} = 7.4 (cm2)	Section théorique	A_{s2} = 0.0 (cm2)
Section minimum	$A_{s\,min}$ = 5.5 (cm2)		
théorique	ρ = 0.14 (%)		
minimum	ρ_{min} = 0.10 (%)		

Analyse par Cas:

Cas ELU **M_{max} = 97.50 (kN*m)** **M_{min} = 0.00 (kN*m)**

Coefficient de sécurité:	1.79	Pivot: A
Position de l'axe neutre:	y = 2.6	(cm)
Bras de levier:	Z = 53.9	(cm)
Déformation du béton:	ε_b = 0.50	(‰)
Déformation de l'acier:	ε_s = 10.00	(‰)
Contrainte de l'acier:		

tendue: σ_s = 434.8 (MPa)

Cas ELS **M_{max} = 96.00 (kN*m)** **M_{min} = 0.00 (kN*m)**
Coefficient de sécurité: 1.00
Position de l'axe neutre: y = 10.0 (cm)
Bras de levier: Z = 51.7 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 1.6 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 16.2 (MPa)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 18.9 (MPa)
Contrainte limite de l'acier:
$\sigma_{s\ lim}$ = 250.0 (MPa)

3.1.2. coté remblai

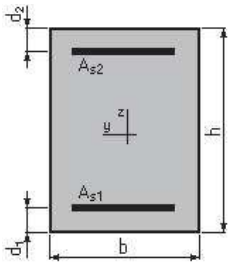
Calcul de Section en Flexion Simple

1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 27.0 (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)	292.50	0.00
Etat **L**imite de **S**ervice	216.00	0.00
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0.00	0.00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 17.2 (cm2) Section théorique A_{s2} = 0.0 (cm2)
Section minimum $A_{s\ min}$ = 5.5 (cm2)

théorique ρ = 0.31 (%)
minimum ρ_{min} = 0.10 (%)

Analyse par Cas:

Cas ELU **M_{max} = 292.58 (kN*m)** **M_{min} = 0.00 (kN*m)**
Coefficient de sécurité: 1.34 Pivot: A
Position de l'axe neutre: y = 6.1 (cm)
Bras de levier: Z = 52.6 (cm)
Déformation du béton: ε_b = 1.25 (‰)
Déformation de l'acier: ε_s = 10.00 (‰)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 434.8 (MPa)

Cas ELS **M_{max} = 216.00 (kN*m)** **M_{min} = 0.00 (kN*m)**
Coefficient de sécurité: 1.00
Position de l'axe neutre: y = 14.5 (cm)
Bras de levier: Z = 50.2 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 6.0 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 16.2 (MPa)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 250.0 (MPa)
Contrainte limite de l'acier:
$\sigma_{s\,lim}$ = 250.0 (MPa)

3.2. LE FERRAILLGE VERTICAL

3.2.1. coté extérieur

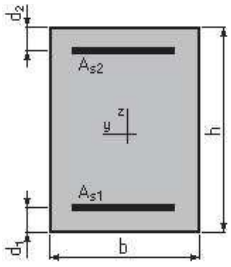
Calcul de Section en Flexion Simple

1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 27.0 (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)	102.00	0.00
Etat **L**imite de **S**ervice	52.00	0.00
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0.00	0.00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 5.5 (cm2) Section théorique A_{s2} = 0.0 (cm2)
Section minimum $A_{s\,min}$ = 5.5 (cm2)
théorique ρ = 0.10 (%)
minimum ρ_{min} = 0.10 (%)

Analyse par Cas:

Cas ELU **M_{max} = 102.00 (kN*m) M_{min} = 0.00 (kN*m)**
Coefficient de sécurité: 1.27 Pivot: A
Position de l'axe neutre: y = 2.0 (cm)
Bras de levier: Z = 54.2 (cm)
Déformation du béton: ε_b = 0.37 (‰)
Déformation de l'acier: ε_s = 10.00 (‰)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 434.8 (MPa)

Cas ELS **M_{max} = 52.00 (kN*m) M_{min} = 0.00 (kN*m)**
Coefficient de sécurité: 1.38
Position de l'axe neutre: y = 8.7 (cm)
Bras de levier: Z = 52.1 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 0.9 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 16.2 (MPa)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 10.4 (MPa)
Contrainte limite de l'acier:
$\sigma_{s\,lim}$ = 250.0 (MPa)

3.2.2. coté remblai

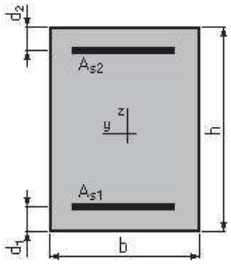
Calcul de Section en Flexion Simple

1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 27.0 (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)	238.00	0.00
Etat **L**imite de **S**ervice	182.00	0.00
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0.00	0.00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 14.4 (cm2) Section théorique A_{s2} = 0.0 (cm2)
Section minimum $A_{s\,min}$ = 5.5 (cm2)
théorique ρ = 0.26 (%)
minimum ρ_{min} = 0.10 (%)

Analyse par Cas:

Cas ELU **M_{max} = 238.00 (kN*m) M_{min} = 0.00 (kN*m)**
Coefficient de sécurité: 1.39 Pivot: A
Position de l'axe neutre: y = 5.1 (cm)
Bras de levier: Z = 53.0 (cm)
Déformation du béton: ε_b = 1.03 (‰)
Déformation de l'acier: ε_s = 10.00 (‰)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 434.8 (MPa)

Cas ELS **M_{max} = 182.00 (kN*m) M_{min} = 0.00 (kN*m)**
Coefficient de sécurité: 1.00
Position de l'axe neutre: y = 13.4 (cm)
Bras de levier: Z = 50.5 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 5.4 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 16.2 (MPa)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 250.0 (MPa)
Contrainte limite de l'acier:
$\sigma_{s\,lim}$ = 250.0 (MPa)

4. CORBEAU

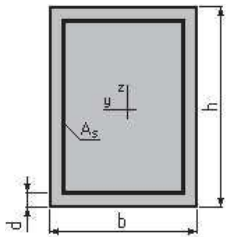
Calcul d'une Section Comprimée

1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 27.0 (MPa) **Acier: fe = 500.0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte de l'élancement
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Charges appliquées après 90 jours
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



b = 100.0 (cm)
h = 40.0 (cm)
d = 5.0 (cm)

3. Forces:

	N (kN)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	22.86
Etat **L**imite de **S**ervice	17.01
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0.00

4. Résultats:

Résistance des Matériaux:

Section brute	B = 4000.0	(cm2)	Section réduite	B_r = 3724.0	(cm2)
Long flambement	l_{fy} = 3.0	(m)	Long flambement	l_{fz} = 3.0	(m)
Inertie	I_y = 533333.3	(cm4)	Inertie	I_z = 3333333.3	(cm4)
Rayon de giration	i_y = 11.5	(cm)	Rayon de giration	i_z = 28.9	(cm)
Elancement	λ_y = 26.0		Elancement	λ_z = 10.4	
	α = 0.77		N_u (béton seul)	= 5702.38	(kN)

Béton:

σ (ELS) = 0.0 (MPa)
0,6 fcj = 16.2 (MPa)

Acier:

Section théorique A_s = 11.2 (cm2)
Section minimum $A_{s\,min}$ = 11.2 (cm2)

Section maximum	$A_{s\,max}$ = 200.0 (cm2)
théorique	ρ = 0.42 (%)
minimum	ρ_{min} = 0.28 (%)
maximum	ρ_{max} = 5.00 (%)

5 .DALLE DE TRANSITION

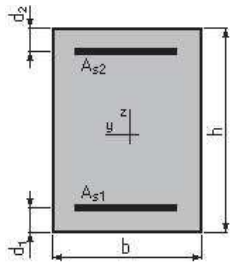
Calcul de Section en Flexion Simple

1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 27.0 (MPa) **Acier: fe = 500.0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



b = 100.0 (cm)
h = 30.0 (cm)
d_1 = 5.0 (cm)
d_2 = 5.0 (cm)

3. Moments appliqués:

	M_{max} (kN*m)	**M_{min}** (kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	91.45	0.00
Etat **L**imite de **S**ervice	68.04	0.00
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0.00	0.00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	A_{s1} = 12.2 (cm2)	Section théorique	A_{s2} = 0.0 (cm2)
Section minimum	$A_{s\,min}$ = 3.0 (cm2)		
théorique	ρ = 0.49 (%)		
minimum	ρ_{min} = 0.12 (%)		

Analyse par Cas:

Cas ELU **M_{max} = 91.45 (kN*m)** **M_{min} = 0.00 (kN*m)**
Coefficient de sécurité: 1.35 Pivot: A

Position de l'axe neutre: y = 4.3 (cm)
Bras de levier: Z = 23.3 (cm)
Déformation du béton: ε_b = 2.09 (‰)
Déformation de l'acier: ε_s = 10.00 (‰)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 434.8 (MPa)

Cas ELS **M_{max} = 68.04 (kN*m)** **M_{min} = 0.00 (kN*m)**
Coefficient de sécurité: 1.00
Position de l'axe neutre: y = 7.9 (cm)
Bras de levier: Z = 22.4 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 7.7 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 16.2 (MPa)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 250.0 (MPa)
Contrainte limite de l'acier:
$\sigma_{s\,lim}$ = 250.0 (MPa)

ETUDE DES PIEUX

➢ Cas de la pile

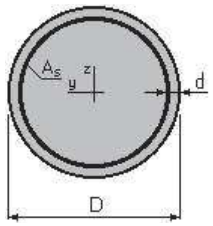
Calcul de Section en Flexion Déviée Composée

1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 27.0 (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 = 7.0 (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N^{O}	Type	**N** (kN)	$\mathbf{M_y}$ (kN*m)	$\mathbf{M_z}$ (kN*m)
1.	ELU	3134.10	261.32	0.00
2.	ELS	2337.97	191.07	0.00
3.	ELA	821.51	847.62	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 = 3134.10 (kN) M_y = 261.32 (kN*m) M_z = 0.00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 5.64 Pivot: C

Position de l'axe neutre: y = 124.1 (cm)

Bras de levier: Z = 58.9 (cm)

Déformation du béton: ε_b = 3.42 (‰)

Déformation de l'acier: ε_s = 0.00 (‰)

Contrainte de l'acier:

comprimée: σ_s' = 434.8 (MPa)

Cas N^{O} 2: Type ELS N = 2337.97 (kN) M_y = 191.07 (kN*m) M_z = 0.00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 5.94

Position de l'axe neutre: y = 177.7 (cm)

Bras de levier: Z = 60.3 (cm)

Contrainte maxi du béton: σ_b = 2.7 (MPa)

Contrainte limite: 0,6 fcj = 16.2 (MPa)

Contrainte de l'acier:

comprimée: σ_s' = 39.0 (MPa)

Contrainte limite de l'acier:

$\sigma_{s\,lim}$ = 250.0 (MPa)

Cas N^O 3: Type ELA N = 821.51 (kN) M_y = 847.62 (kN*m) M_z = 0.00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 4.24 Pivot: B

Position de l'axe neutre: y = 42.0 (cm)

Bras de levier: Z = 92.9 (cm)

Déformation du béton: ε_b = 3.50 (‰)

Déformation de l'acier: ε_s = 5.89 (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue: σ_s =500.0 (MPa)

comprimée: σ_s' = 500.0 (MPa)

- **Cas de la culée**

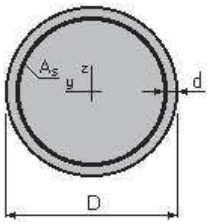
Calcul de Section en Flexion Déviée Composée

1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 27.0 (MPa) Acier: fe = 500.0 (MPa)

- Fissuration non préjudiciable
- Prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



D = 120.0 (cm)

d = 7.0 (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N^O	Type	**N** (kN)	**M_y** (kN*m)	**M_z** (kN*m)
1.	ELU	351.49	2716.59	0.00
2.	ELS	624.77	1533.33	0.00

3.	ELA	703.38	3427.79	0.00

4. <u>Résultats:</u>

Sections d'Acier:

Section théorique A_s = 143.9 (cm2)

Section minimum $A_{s\,min}$ = 113.1 (cm2) Section maximum $A_{s\,max}$ = 565.5 (cm2)

théorique ρ = 1.27 (%)

minimum ρ_{min} = 0.50 (%) maximum ρ_{max} = 5.00 (%)

Analyse par Cas:

Cas N^{O} 1: Type ELU N = 351.49 (kN) M_y = 2716.59 (kN*m) M_z = 0.00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1.06 Pivot: B

Position de l'axe neutre: y = 32.9 (cm)

Bras de levier: Z = 97.1 (cm)

Déformation du béton: ε_b = 3.50 (‰)

Déformation de l'acier: ε_s = 8.50 (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue: σ_s =434.8 (MPa)

comprimée: σ_s' = 434.8 (MPa)

Cas N^{O} 2: Type ELS N = 624.77 (kN) M_y = 1533.33 (kN*m) M_z = 0.00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1.41

Position de l'axe neutre: y = 42.2 (cm)

Bras de levier: Z = 95.0 (cm)

Contrainte maxi du béton: σ_b = 11.5 (MPa)

Contrainte limite: 0,6 fcj = 16.2 (MPa)

Contrainte de l'acier:

tendue: σ_s = 288.3 (MPa)

comprimée: σ_s' = 142.8 (MPa)

Contrainte limite de l'acier:

$\sigma_{s\,lim}$ = 500.0 (MPa)

Cas N^{O} 3: Type ELA N = 703.38 (kN) M_y = 3427.79 (kN*m) M_z = 0.00 (kN*m)

Annexe C. Evaluation des Section d'Acier

Coefficient de sécurité: 1.00 Pivot: B

Position de l'axe neutre: y = 32.6 (cm)

Bras de levier: Z = 97.3 (cm)

Déformation du béton: ε_b = 3.50 (‰)

Déformation de l'acier: ε_s = 8.62 (‰)

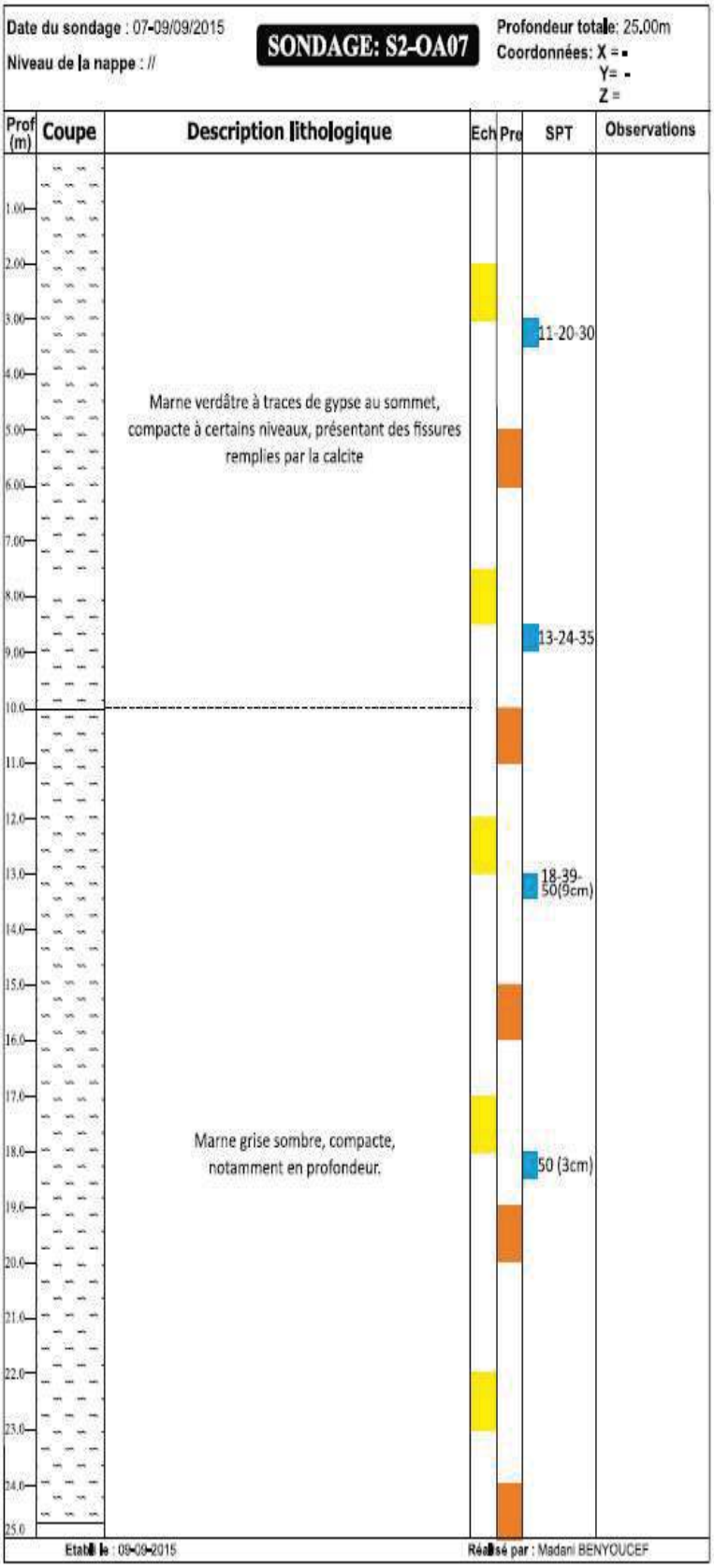
Contrainte de l'acier:

tendue: σ_s =500.0 (MPa)

comprimée: σ_s' = 500.0 (MPa)

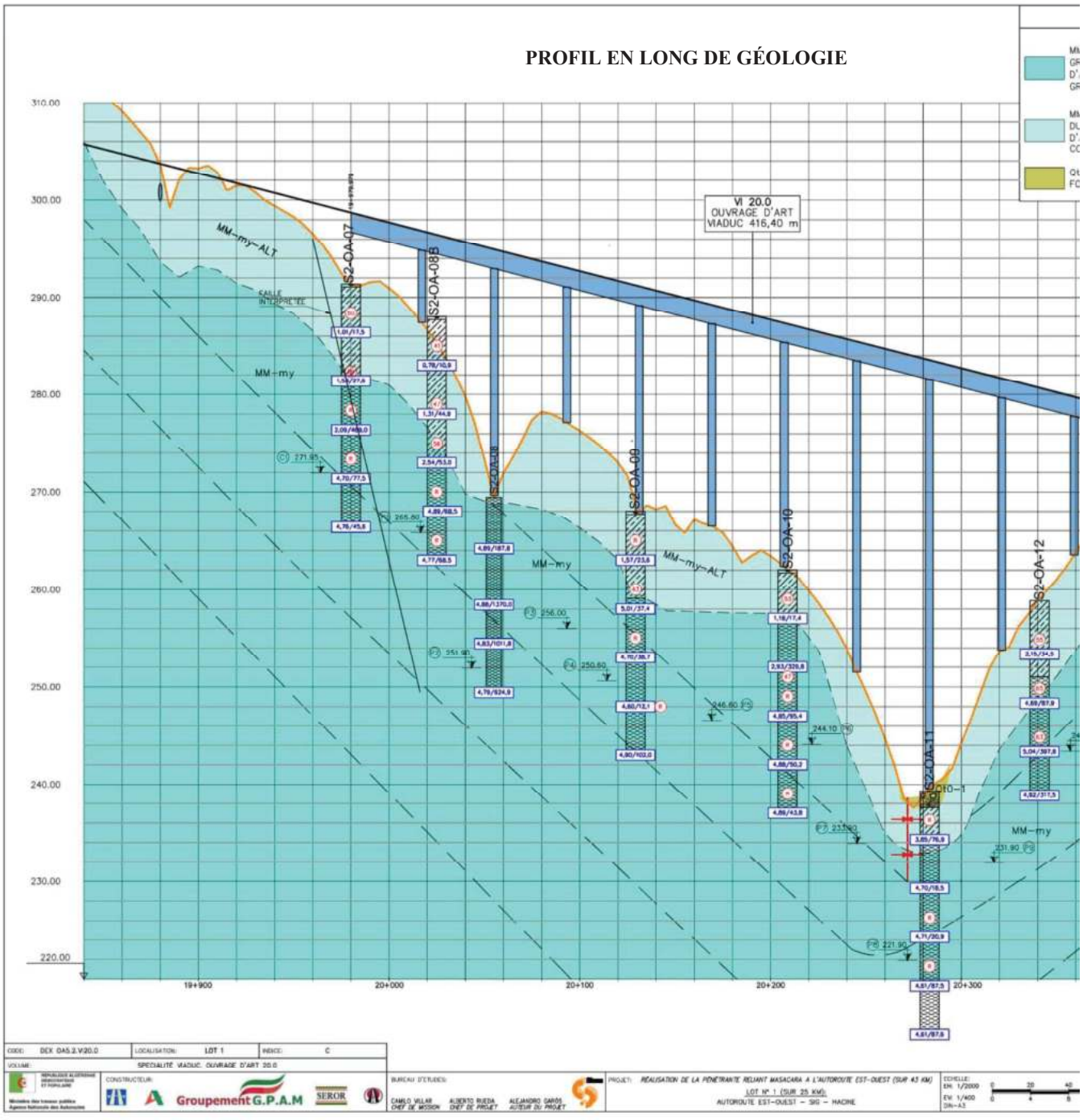
ANNEXE D : RAPPORT GEOTECGNIQUE

ENSTP 2019/2020

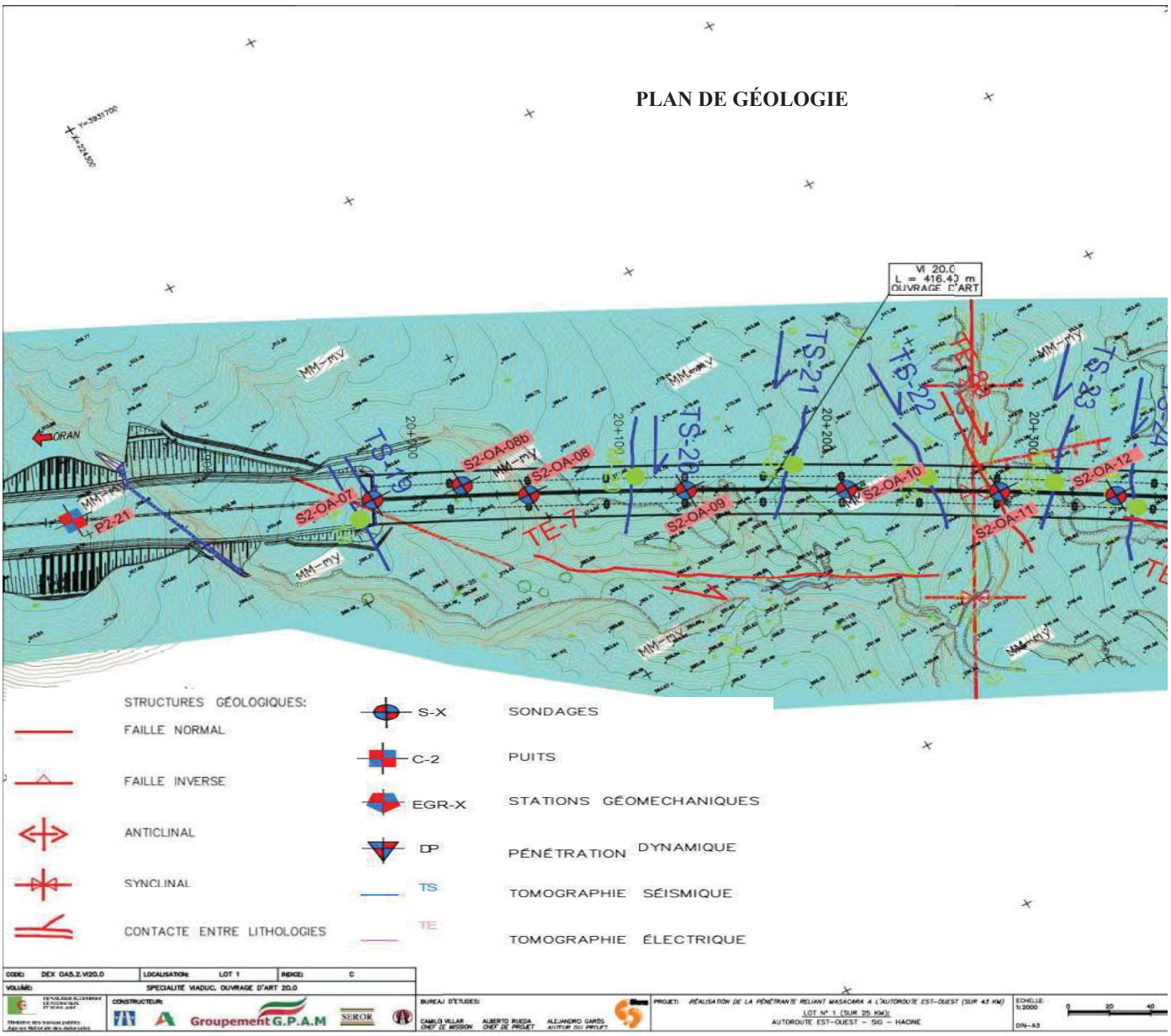


Ex : Coupe du sondage carotte +photo de caisse à carotte de sondage carotte

PROFIL EN LONG DE GÉOLOGIE



PLAN DE GÉOLOGIE



échantillon					contenu eau				densité		
P.K.	Groupe géol.	reconnaissance	prof ini	prof fin	W %	W sat %	Sr %	Ic	Gh Tn/m3	GhTn/3 "in situ"	Gd Tn/m3
19+980	MM-my	S2-OA-07	2,00	3,00	17,5	20,1	87	1,25	2,06		1,75
19+980	MM-my	S2-OA-07	7,50	8,50	23,4	25,5	92		2,03		1,64
19+980	MM-my	S2-OA-07	12,00	13,00	22,5	23,6	95[2]	1,13	2,02		1,65
19+980	MM-my	S2-OA-07	17,00	18,00	14,0	15,4	91		2,18		1,91
19+980	MM-my	S2-OA-07	22,00	23,00	13,5	14,0	96		2,22		1,96
20+020	MM-my	S2-OA-08b	2,00	3,00	31,5	32,9	96		1,88		1,43
20+020	MM-my	S2-OA-08b	8,00	9,00	17,5	20,1	88	1,20	2,06		1,75
20+020	MM-my	S2-OA-08b	12,00	13,00	20,5	21,5	95		2,06		1,71
20+020	MM-my	S2-OA-08b	17,00	18,00	15,0	16,5	91	1,43	2,15		1,87
20+020	MM-my	S2-OA-08b	22,00	23,00	16,8	17,1	98		2,16		1,85
20+130	MM-my	S2-OA-09	2,00	3,00	16,7	19,2	87	1,29	2,08		1,78
20+130	MM-my	S2-OA-09	7,00	8,00	17,2	18,6	92		2,04		1,8
20+130	MM-my	S2-OA-09	12,00	13,00	16,7	17,6	95	1,30	2,14		1,83
20+130	MM-my	S2-OA-09	17,00	18,00	15,0	15,6	96		2,18		1,90
20+130	MM-my	S2-OA-09	22,00	23,00	16,5	15,6	100		2,21		1,90
20+210	MM-my	S2-OA-10	2,00	3,00	20,8	21,5	97	1,18	2,07		1,71
20+210	MM-my	S2-OA-10	7,00	8,00	24,0	26,3	92		1,96		1,58
20+210	MM-my	S2-OA-10	12,00	13,00	15,6	14,8	100	1,35	2,23		1,93
20+210	MM-my	S2-OA-10	17,00	18,00	16,0	15,9	100		2,19		1,89
20+210	MM-my	S2-OA-10	22,00	23,00	13,5	13,5	100		2,25		1,98
20+285	MM-my	S2-OA-11	2,00	3,00	18,7	19,8	94	1,07	2,09		1,76
20+285	MM-my	S2-OA-11	7,00	8,00	13,2	13,5	98		2,24		1,98
20+285	MM-my	S2-OA-11	12,00	13,00	19,2	19,5	100	1,12	2,11		1,77
20+285	MM-my	S2-OA-11	17,00	18,00	16,1	16,2	99		2,19		1,88
20+285	MM-my	S2-OA-11	22,00	23,00	23,7	21,5	100		2,11		1,71
20+340	MM-my	S2-OA-12	2,00	3,00	19,2	25,5	75	1,73	1,91		1,60
20+340	MM-my	S2-OA-12	7,00	8,00	7,4	16,2	46		2,02		1,88
20+340	MM-my	S2-OA-12	12,00	13,00	14,1	13,8	100	2,05	2,25		1,97
20+340	MM-my	S2-OA-12	17,00	18,00	16,9	18,5	91		2,11		1,80
20+400	MM-my	S2-OA-13	3,00	4,00	37,2	37,6	99	0,63	1,84		1,34
20+400	MM-my	S2-OA-13	7,00	8,00	25,3	26,3	96		1,98		1,58
20+400	MM-my	S2-OA-13	12,00	13,00	24,8	25,5	97	1,10	2,00		1,60
20+400	MM-my	S2-OA-13	17,50	18,50	19,1	15,6	100		2,26		1,90
20+400	MM-my	S2-OA-13	22,00	23,00	30,5	25,9	100		2,07		1,59